



PROCEEDINGS OF THE 5th INTERNATIONAL UNDERGROUND EXCAVATIONS SYMPOSIUM

5. Uluslararası Yeraltı Kazıları Sempozyumu Bildiriler Kitabı

5-6-7 June/Haziran 2023 - İstanbul



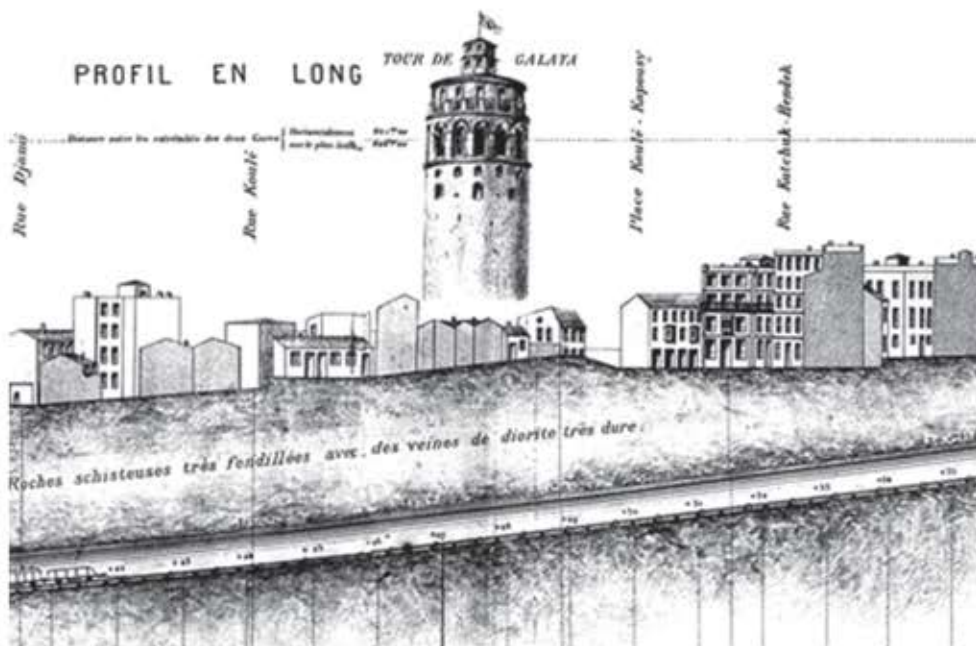
Geleceğin Şehirleri
Şehir Tünelciliği ve Yeraltı Kazıları





The historical Tunnel, which is accepted as the second underground metro in the world after the 1863 London Underground, was designed by the French engineer Eugene-Henri Gavand. The tunnel, which was built to provide transportation between Galata-Karaköy and Beyoğlu, two important centers of Istanbul, was commissioned on January 18, 1875.

The UYAK Symposium logo is formed by combining the Galata Tower, the "Tunnel" and the TBM.



Galata Tower & Tunnel Sectional (Gavand 1875)

**PROCEEDINGS OF THE 5th INTERNATIONAL
UNDERGROUND EXCAVATIONS SYMPOSIUM**

***5. ULUSLARARASI YERALTI KAZILARI
SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI***

Editors / Editörler

**Abdulkadir KARADOĞAN
Ümit ÖZER
Zeynep SERTABİPOĞLU
Kemal BARIŞ
Olgun ESEN**

**5-6-7 June/Haziran 2023
ISTANBUL / TÜRKİYE**

**TMMOB
Chamber of Mining Engineers
Istanbul Branch**

**Department of Rail Systems
of Istanbul Metropolitan Municipality**



TMMOB
Chamber of Mining Engineers
Istanbul Branch



Department of Rail Systems
of Istanbul Metropolitan Municipality

All rights reserved. © June 2023. No part of this book may not be reproduced or published in any form without written permission of the TMMOB Chamber of Mining Engineers

ISBN : 978-605-01-1568-0

Published by : Dinç Ofset Mat. Rek. San. ve Tic. Ltd. Şti.
Davutpaşa Cad. Emintaş Matbaacılar Sitesi No:103/580-581
Topkapı, Zeytinburnu-İstanbul (Tel: 0212 493 3300)

TMMOB Chamber of Mining Engineers of Türkiye
Kültür Mahallesi Yüksel Caddesi No:40, 06420 Kızılay, Çankaya - Ankara
Tel : + 90 (312) 425 10 80 Fax: +90 (312) 417 52 90
Web: www.maden.org.tr E-posta: maden@maden.org.tr

TMMOB Chamber of Mining Engineers, Istanbul Branch
Büyükdere Cad. Çınar Apt. No: 95 Kat:8 Daire:31
Mecidiyeköy – İstanbul Fax: +90 (212) 356 74 12
Tel: +90 (212) 356 74 10 E-posta: istanbul@maden.org.tr



CHAMBER OF MINING ENGINEERS OF TÜRKİYE
MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI YÖNETİM KURULU

President : Ayhan YÜKSEL
Vice President : Veyis SIR
Secretary : Mehmet Erşat AKYAZILI
Treasurer : Mehmet ZAMAN
Members : Cem LAFÇI
: Hakan Baran KIRMAÇ
: Gözde DALAK
: Baran GEÇMEZ

CHAMBER OF MINING ENGINEERS, ISTANBUL BRANCH
MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBESİ YÖNETİM KURULU

Chairman : Mesut ERKAN
Vice Chairman : Selçuk ŞİMŞEK
Secretary : Umut ATLIHAN
Treasurer : Kemal Emre NAM
Members : Esen TUNCER
Ertunç KARADUMAN
Ayşe KOÇ

ORGANIZATION COMMITTEE / DÜZENLEME KURULU

Mesut ERKAN	TMMOB Chamber of Mining Engineers, Istanbul Branch
Assoc. Prof. Dr. Pelin ALPKÖKİN	Istanbul Metropolitan Municipality

EXECUTIVE COMMITTEE / YÜRÜTME KURULU

Selçuk ŞİMŞEK	Co-Chair
Assoc. Prof. Dr. Pelin ALPKÖKİN	Co-Chair
Mesut ERKAN	Vice Chair
Mehmet MAKAR	General Secretary
Prof. Dr. Ümit ÖZER	Scientific Secretary
Dr. Abdulkadir KARADOĞAN	Vice Scientific Secretary
Dr. Olgun ESEN	Vice Scientific Secretary
Kemal Emre NAM	Treasurer
Ayşe KOÇ	Secretary
Uğur ÇELİK	Secretary
Prof. Dr. Kemal BARIŞ	Member
Dr. Zeynep SERTABİPOĞLU	Member
Ümit KILIÇ	Member
Ceyhun AVŞAR	Member
Ülkü Ebru YILDIRIM	Member
Volkan VATANSEVER	Member
Ertunç KARADUMAN	Member
Umut ATLIHAN	Member
Özgür Savaş ÖZÜDOĞRU	Member
Fevzi AKSU	Member
Utku GÜMÜŞ	Member
Razi Erdi YILMAZ	Member
Selim AKYILDIZ	Member
Mehmet BİLGİÇ	Member
Fatma Zehra TOKER	Member
Ece AKTAN	Member

SCIENTIFIC COMMITTEE / BİLİMSEL KURUL

Dr. Abdulkadir KARADOĞAN	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Ahmet DAG	Çukurova University	Türkiye
Dr. Ahmet Mahmut KILIC	Çukurova University	Türkiye
Dr. Ali AKHTARPOUR	Ferdowsi University of Mashhad	Iran
Dr. Ali KAHRIMAN	Istanbul Okan University	Türkiye
Mr. Andres MARULANDA	The International Tunneling Association (ITA)	Colombia
Dr. Arnold DIX	The International Tunneling Association (ITA)	Australia
Dr. Bahtiyar UNVER	Hacettepe University	Türkiye
Dr. Blagovesta VLADKOVA	University of Mining and Geology “St. Ivan Rilski”	Bulgaria
Dr. Candan GOKCEOGLU	Hacettepe University	Türkiye
Dr. Cemal BALCI	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Deniz ADIGUZEL	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Deniz AYDIN	Dicle University	Türkiye
Dr. Dogan KARAKUS	Dokuz Eylül University	Türkiye
Dr. Dragoljub BAJIĆ	University of Belgrade	Serbia
Dr. Ehsan MOOSAVI	Islamic Azad University	Iran
Dr. Esin Ergen PEHLEVAN	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Ferhat OZCEP	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Gurcan KONAK	Dokuz Eylül University	Türkiye
Dr. Gurkan Emre GURCANLI	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Gülsev UYAR AKSOY	Hacettepe University	Türkiye
Dr. Hakan AK	Eskişehir Osmangazi University	Türkiye
Dr. Hakan TUNCDEMİR	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Hangseok CHOI	The International Tunneling Association (ITA)	Korea
Dr. Hanifi COPUR	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Hasan GERCEK	Zonguldak Bülent Ecevit University (Emeritus)	Türkiye
Dr. Hulusi OZKUL	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. İhsan OZKAN	Konya Technical University	Türkiye
Dr. Jamal ROSTAMI	The International Tunneling Association (ITA)	USA
Dr. Jinxiu (Jenny) YAN	The International Tunneling Association (ITA)	China
Dr. Jozsef Hecht-Méndez	Amberg Technologies AG	Switzerland
Dr. Kadir KARAMAN	Karadeniz Technical University	Türkiye
Dr. Kemal BARIS	Zonguldak Bülent Ecevit University	Türkiye
Dr. Kubilay KELESOGLU	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Mehmet AKSOY	Eskişehir Osmangazi University	Türkiye
Dr. Mehmet KIZIL	The University of Queensland	Australia
Dr. Melih IPHAR	Eskişehir Osmangazi University	Türkiye
Dr. Meric Can OZYURT	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Mohamed FREDJ	Abderrahmane Mira University	Algeria
Dr. Mohammad Hossein KHOSRAVI	University of Tehran	Iran
Dr. Monika MITEW-CZAJEWSKA	The International Tunneling Association (ITA)	Poland
Dr. Murat KARAKUS	University of Adelaide	Australia
Dr. Mustafa AYHAN	Dicle University	Türkiye
Dr. Niyazi BILIM	Konya Technical University	Türkiye

Dr. Nuh BILGIN	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Nuray TOKGOZ	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Nuri Ali AKCIN	Zonguldak Bülent Ecevit University (Emeritus)	Türkiye
Dr. Okan SU	Zonguldak Bülent Ecevit University	Türkiye
Dr. Olgun ESEN	Istanbul Metropolitan Municipality	Türkiye
Dr. Ozgur YILMAZ	Zonguldak Bülent Ecevit University	Türkiye
Dr. Pelin ALPKOKIN	Istanbul Metropolitan Municipality	Türkiye
Dr. Pijush Pal ROY	CSIR-Central Institute of Mining & Fuel Research	India
Dr. Rasit ALTINDAG	Süleyman Demirel University	Türkiye
Dr. Resat ULUSAY	Hacettepe University	Türkiye
Dr. Roohollah Shirani FARADONBEH	Curtin University	Australia
Dr. Saadoun ABDERRAZAK	Abderrahmane Mira University	Algeria
Dr. Safiye Feyza CINICIOGLU	Özyeğin University	Türkiye
Dr. Said BERDOUDI	Annaba University	Algeria
Dr. Sair KAHRAMAN	Hacettepe University	Türkiye
Dr. Suleyman DALGIC	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Tolga Yılmaz OZUDOGRU	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Tugrul UNLU	Zonguldak Bülent Ecevit University (Emeritus)	Türkiye
Dr. Turgay ONARGAN	Dokuz Eylül University	Türkiye
Dr. Turker HUDAVERDI	Istanbul Technical University	Türkiye
Dr. Ulku KALAYCI SAHINOGLU	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Umit OZER	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye
Dr. Wulf SCHUBERT	International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering (ISRM)	Austria
Dr. Zeynep SERTABIPOGLU	Istanbul University-Cerrahpaşa	Türkiye

(The list is ordered alphabetically by name.)

ENDORSED BY / DESTEKLEYEN KURUM VE KURULUŞLAR

International Tunnelling and Underground Space Association (ITA AITES)

Turkish Society for Engineering Geology

TMMOB Chamber of Civil Engineers, Istanbul Branch

TMMOB Chamber of Geophysical Engineers, Istanbul Branch

Turkish National Society for Rock Mechanics

TMMOB Chamber of Geology Engineers, Istanbul Branch

Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Association

Turkish Ready Mixed Concrete Association

Miners Association of Turkey

Istanbul University-Cerrahpaşa, Department of Mining Engineering

Istanbul Technical University, Department of Mining Engineering

MEDIA PARTNERS / MEDYA PARTNERLERİ

Tunnels and Tunnelling International

Şantiye Magazine / Şantiye İnşaat, Yap ve Mimarlık Dergisi

Mining Turkey Magazine / Madencilik Türkiye Dergisi

Underground News / Yeraltı Haber

Investments / Yatırımlar Dergisi

SPONSORS / SPONSORLAR

Prime Sponsor / Ana Sponsor
E-Berk

Gold Sponsor / Altın Sponsor
CRCHI Foramec

Silver Sponsor / Gümüş Sponsor
Doğuş İnşaat A.Ş.

Gala Dinner / Gala Yemeği Sponsoru
Prota Mühendislik Proje ve Danışmanlık Hizmetleri A.Ş

Symposium Bag Sponsor / Çanta Sponsoru
KRK Holding

Proceeding Book Sponsor / Kitap Sponsoru
Sargın İnşaat ve Makine San. Tic. A.Ş

Lunch Sponsor / Öğle Yemeği Sponsoru
Gülermak-Nurol-Makyol Metro Yapım Ortaklığı
TÜPRAG

Name Badge Sponsor/ Yaka Kartı Sponsoru
GÜRİŞ İş Makinaları Endüstri A.Ş.

Pen Sponsor / Kalem Sponsoru
Keser İnşaat

Shuttle Sponsor / Ulaşım Sponsoru
Ölçek Mühendislik

Photo Contest Sponsor / Fotoğraf Yarışması Sponsoru
Tsurumi Pump

Program Brochure Sponsor / Program Kitağçığı Sponsoru
TMD Tünel Mühendisliği ve Danışmanlık Ltd. Şti.

SUPPORTING COMPANIES / DESTEK VEREN ŐİRKETLER

Alagrup
Bekaert
Chryso
E-Berk
Egecrete
Ercađ Crane Systems
Fiber Beton Kimya San ve Tic. A.Ő.
Foramec
GuriŐ ŐŐ Makinaları Endüstri A.Ő.
Kırlıoğlu
Kordsa
Labris
Master Builders Solutions
Metro İstanbul
Nobel Explosives
Polyfibers Reinforcement Solutions
Purin
Rocscience
Sandvik
Terratec
Tünelmak
Weber Mining & Tunnelling
Yapkim Yapı Kimya Sanayi A.Ő.

(The list is ordered alphabetically.)

UYAK2023 ÖNSÖZ – TMMOB Maden Mühendisleri Odası

Hatay ilimizin Samandağ ilçesinde bulunan Titus Tüneli Roma İmparatorluğu zamanında 79 ile 89 yılları arasında yapılmış olup dünyadaki ilk tünel olma özelliğini taşımaktadır. Karaköy Tüneli 1875 yılında inşa edilerek Londra'dan sonra dünyanın ikinci metrosu olarak çalışmaya başlamıştır. Bu iki örneğe baktığımızda, bu coğrafyada ilkleri gerçekleştirmişiz. Bundan sonraki dönemlerde de ilkleri gerçekleştireceğimize inanıyoruz.

TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi tarafından, İstanbul Metrosu inşaatı kazılarının başlaması ile birlikte 1994 yılında UYAK Sempozyumu'nun ilki gerçekleştirilmiştir. Metro ve tünel kazılarındaki gelişmelere paralel olarak 2007 yılında ikincisi, 2013 yılında üçüncüsü ve 2018 yılında da dördüncüsü düzenlenmiştir.

İlk üçü "Ulaşımında Yeraltı Kazıları Sempozyumu" olarak yapılan UYAK, yeraltı kazılarının metro ve ulaşım tünelleri dışında, maden hazırlık işleri, yer altı madenciliği, su-atık su tünelleri ve baraj tünelleri gibi farklı mühendislik projelerini de kapsamaları için "Uluslararası Yeraltı Kazıları Sempozyumu" olarak yoluna devam etmiştir.

UYAK Sempozyumu tünelcilik başta olmak üzere, madenlerdeki yeraltı kazılarında olan yenilikleri, sektörün hedefleri, yapılan çalışmalarda yaşanan teknik problemleri ve bu problemlerin çözümlerinin konuşulduğu, sektör paydaşlarından işverenlerin, yüklenicilerin, alt yüklenicilerin, proje firmalarının, tedarikçilerin, mühendislerin, akademisyenlerin ve üniversite öğrencilerinin bir araya geldiği bilimsel ve teknik bir platform niteliği taşımaktadır.

Kentleşme ve genişleyen şehirler ile birlikte artan altyapı ve toplu ulaşım talebi şehir içi yeraltı kazılarına olan ihtiyacı da beraberinde getirmiştir. Yeraltı yapılarını bir ağacın köklerine benzetebiliriz. Ağaç ne kadar büyükse kökleri de o kadar büyük olmak zorundadır. Şehirlerimiz büyüdükçe ağacın kökleri gibi yeraltı yapılarının yaygınlaşması da kaçınılmazdır. Kentin, imar deprem ve çevre düzeni planları gibi yeraltı alanlarını da planlamak zorundayız. Çünkü yeraltında yapılan çalışmalar yer üstündeki yaşamı kolaylaştırmak için tasarlanmış yapılardır. Maden mühendisleri olarak, İstanbul'un gelecek vizyonu kapsamında metro tünelleri, yeraltı tesisleri, alt yapı iletim hatları gibi konuları içeren bir İstanbul Yeraltı Master Planı hazırlanmasını öneriyoruz. Bu nedenle UYAK 2023'ün teması "Geleceğin Şehirleri, Şehir Tünelciliği ve Yeraltı Kazıları" olarak belirlenmiştir.

Yeraltı yapılarının yaygınlaşması, kentlerimizin daha yaşanabilir bir hale gelmesinin yanında ülkemizdeki işsizliğin azalmasına, yerel firmaların iş hacmini büyütmesine ve tedarikçi firmaların satışlarını arttırmasına da sebep olmuştur. Ülkemizdeki bu gelişmelerin yansımalarını firmalarımızın dünya pazarlarında kendilerine yer bulmasından da anlayabiliriz.

İstanbul, Dünyada metro projelerinin en yoğun uygulandığı şehir olma özelliğine sahiptir. 10 Haziran 2022 tarihinde, TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi ve İBB Raylı Sistem Daire Başkanlığı ile birlikte imzalanan niyet mektubu ile Sempozyum çalışmalarına başlanılmış ve 9-10-11 Mart tarihlerinde yapılması kararlaştırılmıştır. 6 Şubat 2023 tarihinde ülkemizde yaşanan Kahramanmaraş merkezli depremler sonrasında sempozyumun ertelenerek 5-6-7 Haziran tarihinde yapılmasına karar verilmiştir.

Yaşanan bu deprem sonrasında sempozyumda Deprem ve Yeraltı Mühendislik Yapıları, yeraltı ve depremlerde arama kurtarma çalışmaları, Türkiye depremlerinden bazı örneklerin anlatılacağı deprem özel oturumu yaparak deprem gerçeğini unutturmamak amaçlanmıştır.

Maden mühendisliği, yer kabuğunda bulunan madenleri kazarak yeraltından çıkaran ve insanlığın yararına sunan mühendislik dalıdır. Maden mühendisleri, temel ve mühendislik bilimleri altyapısı üzerine kurulan kaya mekaniği, yeraltı ve açık ocak tasarımı, delme-patlatma, kazı ve mekanizasyon, yeraltı taşıma, tünelcilik, yeraltı boşluklarının tasarımı ve yapımı, havalandırma, fizibilite, çevre ve atık yönetimi gibi konularda eğitimlerini alarak mezun olurlar.

Maden mühendislerinin eğitimlerine bakıldığında yeraltı işlerinin yapımı ile ilgili tüm konuları içermektedir. Yeraltı işi ile ilgili tüm ihalelerde, Anahtar Teknik Personel listesinde Maden Mühendislerinin de yazılması gerekmektedir. İlgili kurumları bu konu hakkında gerekli düzenlemeleri yapmaya davet ediyoruz. Maden Mühendisleri Odası olarak konunun takipçisi olacağımızdan meslektaşlarımızın şüphesi olmasın.

Tek başına değil birlikte daha güçlüyüz. Kazasız çalışmaların ve yeniliklerin konuşulacağı bilimsel platformlarda görüşmek üzere.

Selçuk ŞİMŞEK

TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi

UYAK2023 Sempozyumu Eş Başkanı

Haziran 2023/İstanbul

UYAK2023 ÖNSÖZ – İstanbul Büyükşehir Belediyesi

Dünyanın marka kentlerinden ve Avrupa'nın en büyük metropolü, Türkiye'nin ekonomik ve turizm merkezi ve dünya tarihinde çok önemli bir yere sahip olan İstanbul, 2050 karbon nötr ve dayanıklı şehirler hedefi doğrultusunda toplu ulaşım ağını raylı sistem odaklı geliştirme yolunda çok önemli ve uluslararası projelere imza atmaktadır. Son dönemde açılan hatlarla birlikte İstanbul'da şu anda 327 kilometre uzunluğunda olan kent içi raylı sistem ağını 2030 sonrası için 750 kilometreye çıkarmayı hedefliyoruz.

Erişilebilir, hızlı, güvenli, konforlu ve güçlü entegrasyona sahip sürdürülebilir hareketlilik için İstanbul, dünyada aynı anda 10 raylı sistem yapım işinin devam ettiği kent olarak öne çıkmıştır. Bununla birlikte, cadde tramvayı, füniküler, metro, ekspres metro gibi farklı teknik özelliklere ve kapasitelere sahip yeni raylı sistem projelerinin geliştirilmesine yönelik planlama ve tasarım işleri aralıksız devam etmektedir.

Bu kapsamda yeni nesil ekspres metro olarak tasarladığımız HIZRAY, İstanbul'un 2050 vizyonunda yer alan en önemli projelerinden biri olacaktır. HIZRAY, 74,5 km uzunluğunda ve güzergahı kentin en yoğun yapılaşmasının olduğu koridor boyunca tasarlanmıştır. Tümü yeraltı olmak üzere 13 istasyondan oluşmakta, her istasyonda işletme altındaki ve yapımı devam eden diğer metro hatları ile entegrasyon sağlanmaktadır. Kent içi yolculuklarda özel araç kullanımının kontrol altına alınmasıyla trafik sıkışıklığının ve çevresel etkilerinin azaltılmasına önemli bir katkı sağlayacaktır. Metrolara göre daha düşük kapasiteli cadde tramvayı, füniküler ve lastik tekerlekli toplu ulaşımın metroları beslediği; metroların da ortalama 90 km/sa hıza sahip HIZRAY'ı beslediği üç kademeli bir entegrasyon ve aktarma sağlayan kentsel raylı sistemi oluşturulacaktır. Bu vizyon mega proje aynı zamanda kentin kuzeyinin daha da betonlaşmasının önüne geçmeyi amaçlamaktadır. HIZRAY ile birlikte yapımı devam eden veya planlanan yeni hatlar ile beraber, İstanbul'da raylı sistem erişilebilirliğinin artırılması ve entegre bir toplu ulaşım ağı oluşturulması amaçlanmaktadır.

Beylikdüzü'nden Sabiha Gökçen Havalimanı'na 53 dakika gibi bir sürede ulaşım sağlanabilecek olup, günde 1,5 milyon yolcu taşıyacağı öngörülmektedir. Projede kara tünelleri için 26 adet, Boğaz geçişi için 1 adet olmak üzere toplam 27 adet TBM kullanılması planlanmaktadır. Projenin kara tünelleri çift tüp, Boğaz geçişi ise tek tüp olarak tasarlanmıştır. Tasarım aşamasında ve yapımına başlanmasıyla imalat aşamasında istihdam edilecek binlerce genç teknik kadro için büyük bir uluslararası tecrübe edinim imkanı sağlaması açısından da bir akademisyen olarak böyle bir mega projenin önemini altını çizmek isterim.

HIZRAY projesinin en başından itibaren projenin her aşamasını yakından takip eden ve destekleyen İstanbul Büyükşehir Belediye Başkanımız Sayın Ekrem İmamoğlu'na tüm ekip olarak teşekkürlerimizi sunarız.

Bu yıl 5.si düzenlenen Uluslararası Yeraltı Kazıları Sempozyumu'nun dünyada ve ülkemizde tünelticilik ve raylı sistemler sektörünün gelişiminde olan etkisinden dolayı memnuniyet duyuyorum. Bu sempozyumun gerçekleştirilmesinde çok değerli katkıları olan TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Yönetim Kuruluna, UYAK2023 Sempozyumu Yürütme Kurulumuzun çok değerli üyelerine, bilim kurulu üyelerine, sempozyumumuzu bildirileriyle zenginleştiren tüm değerli katılımcılara ve katkıda bulunan tüm kurum, kuruluş ve kişilere en teşekkürlerimi sunarım.

Saygılarımla,

Doç. Dr. Pelin ALPKÖKİN
İstanbul Büyükşehir Belediyesi Genel Sekreter Yardımcısı,
İstanbul Teknik Üniversitesi Öğretim Görevlisi ve
UYAK2023 Sempozyum Eş Başkanı
Haziran 2023, İstanbul

CONTENTS / İÇİNDEKİLER

Page

INVITED PAPERS

<i>ÇAĞRILI BİLDİRİLER</i>	1
Analysis of Concurrent Activities in TBM Tunneling Operation T. Tahernia, J. Rostami.....	3
Some Aspects of Risk Management and Monitoring During Tunnel Construction W. Schubert	15
Tunnelling in Difficult Ground Conditions in Turkey and Remedial Works N. Bilgin.....	21
Effects of Earthquakes on Underground Structures with Some Examples from the 2023 February 6 Great Turkish Earthquakes <i>Depremlerin Yeraltı Yapılarına Etkisi ve 2023 Şubat 6 Büyük Türkiye Depremlerinden Bazı Örnekler</i> Ö. Aydan.....	33
PROJECT DESIGN, PLANNING <i>PROJE TASARIMI, PLANLAMA</i>	51
Multiple-Criteria Decision-Making in Mine Development Planning S. Bajić.....	53
İnşaat Sektöründe 4 Boyutlu (4D) Modelleme Simülasyon <i>4D Modeling Simulation in the Construction Sector</i> H. C. Özdemir, A. Çalışkan.....	59
Sismik Verilerin Geoteknik Tasarım Süreçlerine Katkısı (Çekmeköy-Sultanbeyli Metro Hattında Kazanılmış Tecrübeler) <i>Contribution of Seismic Data to Geotechnical Design Processes (Experiences from Çekmeköy Sultanbeyli Metro Line)</i> T. Perveroğlu Şat, E. Eryılmaz	71
Tünelden Çıkan Pasanın Geri Dönüşümde Kullanılması: Hızray Projesi <i>Recycling of Excavated Tunnel Waste: Hızray Project</i> C. Avşar, O. Çakmak, S. Dünder, İ. Tüysüz, N.K. Işlik, A. Doğru.....	83
Hızray Projesi ve TBM Kazıları Operasyonu <i>Hızray Project and TBM Excavations Operation</i> C. Avşar, S. Uludağ, O. Çakmak, A. Doğru, P. Tilgen.....	121
Metro Tünel Projelerinde Deprem ve Tasarım Parametreleri <i>Earthquake and Design Parameters in Metro Tunnel Projects</i> M. Çeri, A. Doğru.....	143

CONVENTIONAL TUNNELLING

<i>KLASİK TÜNELCİLİK</i>	157
Sıkışan Zeminlerde Tünel Destek Sistemi Tasarımı-Esnek Bir Dış Kemer mi, Rijit Bir Kaplama mı? <i>Tunnel Support Design in Squeezing Grounds, Flexible Lining or Rigid Lining</i> E.B. Aygar.....	159
Aynı Jeolojik Yapıya Sahip Zemin Koşullarında NATM Makas Tüneli ile Aç-Kapa Makas Tünelinin Geoteknik ve Yapısal Tasarım Süreçleri ile Maliyet ve Süre Analizlerinin Kıyaslanması <i>A Comparison of Geotechnical and Structural Design Processes and Cost and Time Analysis of Crossover Tunnel Which Excavate NATM Methodology and Cut-and-Cover Methodology under The Same Geological Ground Conditions</i> H. G. Selman, E. Selçuk, G. Kalaycı, V. Vatansever, G.C. Türkmen.....	173
NATM Uygulamalarında Ani Konverjans ve Yüzey Oturmalarına Karşı Alınan Önlemler (Çekmeköy Sultanbeyli Metro'su'nda Kazanılmış Tecrübeler) <i>The Precautions Taken Against Sudden Convergence and Surface Settlement at NATM Tunnel Applications (Experience Gained in Çekmeköy Sultanbeyli Subway Construction)</i> A. Türkoğlu, E. Selçuk.....	183
Aynı Jeolojik Formasyona Sahip NATM İmalatlarında Tek ve Çift Sıra Boru Kemer Uygulamasının Yüzey Oturmalarına Etkisi; Çekmeköy-Sultanbeyli Metro Örneği <i>The Effect of Single and Double Umbrella Arch Applications on Surface Settlement in NATM Technics with the Same Geological Formation; Cekmekoy-Sultanbeyli Subway Example</i> T. Perveroğlu Şat, A. Türkoğlu, H.İ. Şahin.....	195
Metro İstasyonlarında İksa İmalatlarını Hızlandırma Üzerine Alternatif Bir Yöntem İncelemesi <i>An Alternative Method Analysis on Accelerating Shoring Production in Metro Stations</i> B.K. Beşli, A. S. Peker, H. C. Özdemir, C. Barış.....	211
Kayaç Delinebilirliğinin Kırılma Tokluğuna (Mod-I) Bağlı Olarak Tahmini <i>Prediction of Rock Drillability Based on Fracture Toughness (Mode-I)</i> G. Ekincioğlu, D. Akbay, N. Şengün, R. Altındağ.....	227
Şemsiye Kemer Uygulamasındaki Sayısal Modelleme Yaklaşımlarının Karşılaştırılması <i>The Comparison of the Numerical Modeling Approaches on the Umbrella Arch Application</i> H.E. Ergincan, T.Y. Özüdoğru, I.Z. Yildirim.....	239
NATM Tünel Açma Metodunda Ara Kaplama Yöntemi <i>Temporary Lining Method in NATM Tunneling Method</i> H. Doğan, S. S. Şeref, Y. Bozbaş.....	251
Çelik Strut Yüklerinin Değerlendirilmesi İçin Pratik Bir Öneri <i>Practical Suggestion to Evaluate Steel Strut Loads</i> M. Zengin, S. Çevik, C. Avşar.....	259

Sentetik Fiber, Çelik Fiber ve Çelik Hasırın Püskürtme Beton Mukavemetine Etkisi <i>Effect of Synthetic Fiber, Steel Fiber and Steel Mesh on Shotcrete Strength</i> G. Okcu.....	267
Low Carbon Lining for Tunnelling Precast Segment How Fibre Reinforced Concrete Could Facilitate This Achievement B. De Rivaz.....	273
Tahkimat Sistemi Olarak Sentetik Fiber Donatılı Püskürtme Beton Kullanımı <i>Use of Synthetic Fiber Reinforced Shotcrete as Support System</i> B. Erdal, L.A. Bayraktaroğlu, A.A. Dilber.....	283
Demiryolu ve Karayolu Tünellerindeki Güvenlik Tünellerinin Yapım Amaçlı Kullanımının Değerlendirilmesi ve Ulaştırma Tünelleri Yapım İşlerinde Bant Konveyör Kullanımının Verimlilik Analizi 2023 <i>Evaluation of the Use of Safety Tunnels in Railway and Highway Tunnels for Construction Purposes and Efficiency Analysis of the Use of Belt Conveyor in Construction of Transportation Tunnels and Transportation 2023</i> S.S. Şeref, E. Ünver.....	291
Ataköy-İkitelli Metro Hattı, Ataköy Şantiyesi Makas Tünellerinde Susuzlaştırma Enjeksiyon İşleri ve Deformasyon Analizi <i>Ataköy-İkitelli Metro Line, Dewatering Injection Works at Ataköy Construction Site Crossing Tunnels and Deformation Analysis</i> O. A. Gül, E. Ünver, R. E. Yılmaz, C. Polat.....	301
Meskün Mahal Tünellerinde Kontrollü Patlatma ve Hidrolik Kırıcı Esaslı Kazı Mukayesesi <i>Comparison of Controlled Blasting and Hydraulic Breaker Based Excavation in Residential Tunnels</i> M. Canbal, M. Sarıdede, Ö. Özkaya, A. Kahrıman, S.Bağdatlı, E.A. Dondurmacı,.....	315
MINE DEVELOPMENTS AND MINING APPLICATIONS MADENLERDE HAZIRLIKLAR VE MADENCİLİK UYGULAMALARI.....	327
Konik Keskilerdeki WC-Co Miktarının Galeri Açma Makinesi Performansına Etkisi <i>Effect of WC-Co Ratio of Conical Picks on the Roadheader Performance</i> M. Akkaş, O. Su	329
Kalın Bir Kömür Damarında Açılan Uzunayak Tabanyolu için İki Farklı Tahkimat Tipinin Pilot Uygulama Sonuçları ile Karşılaştırılması <i>Comparison of Two Different Support Types by Pilot Application Results for Longwall Gateroad in a Thick Coal Seam</i> İ. Özkan, M. Mesutoğlu, A. Sancak, E. İpek	339
Derin Bir Kömür Madeninde Tahkimatın Yeniden Tasarımı <i>Re-Design of Support in A Deep Coal Mine</i> T. Onargan, E. Erbeyoğlu, Y. Başköse, F. Büyükbaş, H. Evinç, C. Gökçeoğlu.....	353
First Experience in Turkey on The Use of Tunnel Reflection Seismic in Underground Mining J. Hecht-Méndez, T. Dickmann.....	369

Yeraltı Kömür Madenciliğinde Galeri Açma Makinelerinin Güvenli Kullanımı <i>Safe Handling of Roadheaders in Underground Coal Mining</i> E. Kahraman, Y. Türk.....	381
Yeraltı Madenciliğinde Fazla Kazıyı Önlemede ‘String Loading’ Uygulaması <i>‘String Loading’ Application to Prevent Overbreak in Underground Mining</i> Z. Demirci, A.Ç. Beşir.....	389
Yarı Mekanize Tahkimat Sistemi ve TTK Üzülmez Müessesesindeki Uygulaması <i>Semi-Mechanized Support System and Its Application in TTK Uzulmez Institution</i> Y. İskender, K. Karaman, A. Muslu, M. Konak.....	397
MECHANICAL EXCAVATION METHODS / MECHANICAL TUNNELLING MEKANİZE KAZI YÖNTEMLERİ / MEKANİZE TÜNELCİLİK.....	403
Improving Steering Ability of Current Tunnel Boring Machines Through Cutting Head Design on The Basis of Laboratory Findings O. Z. Hekimoğlu.....	405
An Evaluation of Disc Arrangement and Cutterhead Geometry of Current Tunnel Boring Machines O. Z. Hekimoğlu	417
T1 NATM Tunnel conversion to TBM on The Esme-Salihli High Speed Railway Project İ. Dağ, Ö. Durukan, I. Sáenz de Santa María Gatón.....	431
Tam Cepheli Tünel Açma Makinelerinin Seçim Kriterleri; Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metro Tüneli Örneği <i>Full Scale Tunnel Boring Machines Selection Criteria; Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Subway Tunnel Case</i> S. Dünder, N. Bilim, C. Avşar.....	439
A New Technology of Readily Biodegradable Soil Conditioning Foaming Agents M. A. Sposetti.....	449
Çekmeköy – Sancaktepe – Sultanbeyli Metro İnşaatında, Günlük Veriler Kullanılarak TBM Performansının Artırılması <i>Increasing TBM Performance Using Daily Data in Çekmeköy – Sancaktepe – Sultanbeyli Metro Construction</i> İ. Güney, A. Akpınar.....	463
Application of Fixed Fire Fighting Systems in Road Tunnels in Bulgaria N. Kostadinova, D. Makedonska, B. Vladkova.....	477
Özdeş İki EPB TBM’in Farklı ve Karmaşık Jeolojilerde Performans Karşılaştırması <i>Performance Comparison of Two Identical EPB TBMs in Different and Complex Geologies</i> F. Kara, İ.S. Binen, U. Ateş, M. Temur, M Çınar.....	489

URBAN TUNNELLING, DIGITALIZATION IN TUNNELLING

ŞEHİR TÜNELCİLİĞİ, TÜNELCİLİKTE DİJİTALLEŞME..... 499

Çekmeköy – Sancaktepe – Sultanbeyli Metro Projesi Kapsamında Aç-Kapa İstasyonlarında Farklı Zemin-Kazı Destek İlişkilerinin Jeoteknik Ölçümlerle Değerlendirilmesi

Evaluation of Different Ground-Excavation Support Relationships with Geotechnical Measurements at Cut and Cover Stations within the Scope of Çekmeköy - Sancaktepe - Sultanbeyli Metro Project

F. S. Erginçan, S. Kılınc, M. Zengin..... 501

Kazı Destek Sistemlerinin Tasarımında Kazai Durumların Değerlendirilmesi ve Boru Destek Elemanlarının Düşmesini Önleyecek Bir Detay Geliştirilmesi

Evaluation of Accidental Cases in Shoring System Design and Developing A Detail Against to Strut Fail

M.M Gökdoğan, C. Avşar, M. Çeri, A. Türkoğlu, S. Çevik..... 515

Kumanda Merkezlerinde Mimari Akustik Tasarım Gereksinimleri ve Bir Örnek Çalışma

Architectural Acoustic Design Requirements in Control Centers and a Case Study

T. Darendelioğlu, Y. Çelik, O. Esen 527

Edebiyat ve Sanatta Tüneller ve Tünelcilik

Tunnels and Tunnelling in Literature and Arts

H. Gerçek, T. Ünlü..... 535

Top-Down Yöntemi İle İnşa Edilen Bir Yeraltı Otoparkı Uygulaması: Vaka Analizi

An Underground Car Park Construction by Top-Down Method: Case Study

R. Düzceer, A. Gökalp, Ş. Adatepe..... 545

Anatolium Marmara Avm ile Kadıköy-Kartal Metro Hattı Hastane İstasyonu Yaya Bağlantı Tüneli Projesi, Şehir İçi Tünelciliğinde Kazı Çalışmaları ve Öngörülemez Durumlar

Anatolium Marmara Mall and Kadikoy-Kartal Metro Line Hospital Station Pedestrian Connection Tunnel Project, Excavation Works in the City Tunnelling and Undesirable Situations

M. Tepecik..... 557

Tünel-Derin Kazı Etkileşimi, (Çekmeköy Sultanbeyli Metro Hattı Sarıgazi İstasyonu Vaka Analizi)

Tunnel-Deep Excavation Interaction, (Çekmeköy Sultanbeyli Metro Line Sarıgazi Station Case Study)

K. Yıldırım, A. S. Peker, B. K. Beşli, Y. E. Susuz..... 567

DRILLING AND BLASTING

DELME VE PATLATMA..... 581

Galeri ve Tünel Patlatmalarında Kötü Atım Sonuçlarının Nedenleri, Çözüm Önerileri ve Uygulamalardan Örnekler

Causes of Bad Shot Results in Gallery and Tunnel Blasting, Suggestions for Solutions and Examples of Practices

Ü. Kılıç, E. Aygar 583

The Effect of Faults, Delay Time and Scaled Distance on Blasting-Induced Vibration Parameters E. Alan.....	599
Galeri Patlatmaları için Yakın Mesafe Parçacık Hızı Tahminine Dayanan Bir Modelleme <i>A Near-Field Particle Velocity Model for Underground Face Blasting</i> T. Hüdaverdi, Y. Ağan.....	613
Kent İçi Kontrollü Patlatma Çalışmalarında Çeşitli Hasar Kriterlerinin Tünel İlerleme Hızı ve Delme-Patlatma Maliyetine Etkileri <i>Effects of Various Damage Criteria on Tunnel Advance Rate and Drilling-Blasting Cost in Urban Controlled Blasting Operations</i> R. Sağlam, C.Taşçı, Y. Ayvacı, A. Kahrıman, S.Bağdatlı, S.M.Özcan, İ.Sefer	621
Şehir İçi Patlatmalı Tünel Kazısı Çalışmalarının Titreşim Değerlerine Göre Optimizasyonu <i>Optimization of Urban Blasted Tunnel Excavation Operations Based on Vibration Values</i> N. Balcı, A. T. İnal, S. Bağdatlı, A. Kahrıman, O. K. Gümüş	635
Practical Models to Distinguish Between Seismic Events and Blast Signals R. Shirani Faradonbeh, M. Ghiffari Ryoza, H. D. Jang, E. Topal.....	6493
F4 Boğaziçi Üniversitesi/Hisarüstü-Aşıyan Füniküler Hattı İnşaatı Sırasında Yapılan Patlatmalı Kazı Çalışmalarının Çevresel Etkilerinin Değerlendirilmesi <i>Evaluation of the Environmental Effects of Blasting During the Construction of the F4 Bogazici University/Hisarüstü-Aşıyan Funicular Line</i> M.C. Özyurt, Ü. Özer, A. Karadoğan, Z. Sertabipoğlu, Ü.K. Şahinoğlu, M. Çallıoğlu, Ç. Karstarlı	659
Sapça-2 Tüneli Patlatma Tasarımı ve Yerleşim Alanında Titreşim ve Gürültü Ölçümlerinin Değerlendirilmesi <i>Sapça-2 Tunnel Blast Design and Evaluation of Vibration and Noise Monitoring at Residential Area</i> H. A. Bilgin	679
Blastweb Merkezi Elektronik Ateşleme Sistemi İle Emniyet ve Verimliliğin İyileştirilmesi <i>Improve Safety and Efficiency by The Blastweb Central Electronic Initiation System</i> A. Rapokhin, F. Akgün.....	691
Altunizade–Bosna Bulvarı Metro Hattı Kontrollü Patlatma Faaliyetlerinin Değerlendirilmesi <i>Evaluation of Controlled Blasting Activities of Altunizade–Bosna Bulvarı Metro Line</i> M. A. Toktaş, D. Boylu, S. Bağdatlı, A. Kahrıman, E. Erol, M. Sarıdede.....	701
Eti Bakır A.Ş. Küre Yeraltı İşletmesi'nde Elektriksiz ve Elektronik Ateşleme Sistemlerinin Karşılaştırılması <i>Eti Bakır Corp. Comparison of Non-Electric and Electronic Initiation Systems in Küre Underground Mine</i> İ. Yurttaş, H. İ. İpekoğlu, Ö. G. İlik.....	715

Göztepe-Ataşehir-Ümraniye Metro Hattı Şehir İçi Kontrollü Patlatmalı Kazı Faaliyetlerinin Değerlendirilmesi <i>Evaluation of Controlled Blasting Activities of Göztepe-Ataşehir-Ümraniye Metro Line</i> H.Ş. Çaylak, B. Boran, İ. Sefer, T. Haşçelik, A. Kahriman, S. Bağdatlı, F. K. Keküllüoğlu, R. Sağlam, S. Tuncer, H. Koç, K. S. Delice, N. Kaner.....	727
Şehir Merkezlerindeki Tünel İnşaatlarında Gerçekleştirilen Patlatma Uygulamalarında Elektronik Kapsül Kullanımı <i>Use of Electronic Detonators in Blasting Applications in Tunnel Constructions in City Centers</i> E. Elmacı, O. Kadioğlu, F. Aydın, Ö. AYTEKİN, A. Karadoğan, Ü. Özer, M.C. Özyurt, Z. Sertabipoğlu.....	739
Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu Sancaktepe Şehir Hastanesi İstasyonu İnşaatında Çevreye Duyarlı Patlatma Uygulamaları <i>Environmentally Sensitive Blasting Applications in Construction of Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metro Sancaktepe City Hospital Station</i> Z. Sertabipoğlu A. Karadoğan, Ü. Özer, M. C. Özyurt, Ü. Kalaycı Şahinoğlu, Y. Kahraman, G. Kalaycı, E. Çelik.....	749
RISK, ENVIRONMENT, OCCUPATIONAL HEALTH AND SAFETY <i>RİSK, ÇEVRE, İŞ SAĞLIĞI VE GÜVENLİĞİ</i>	769
Açık Kazılarda Meydana Gelebilecek Deformasyonların Sebepleri ve Alınabilecek Önlemler (Çekmeköy-Sultanbeyli Metrosu'nda Kazanılmış Tecrübeler) <i>Causes of Deformations That May Occur in Open Excavations and Measures to be Taken (Experiences from Çekmeköy-Sultanbeyli Metro Line)</i> H. G. Selman, N. Aktepe	771
Experimental Investigation of the Relationship Between Tunnel Volume Loss and Soil Arching in Sandy Ground G. Khandouzi, M.H. Khosravi, H. Mahmudi	785
Sapanca-Geyve Arası Yüksek Hızlı Tren Tünelleri İnşaatı GT5 Şantiyesi Tüneli Kazı Destekleme Aşamasında Karşılaşılan Problemler ve Bunlara Karşı Alınan Önlemler <i>Construction of High-Speed Train Tunnels Between Sapanca-Geyve GT5 Construction Site Problems Encountered in The GT5 Construction Site Tunnel Construction and Measures Taken Against These</i> E. Aycan.....	797
Yüksek Fırın Cürufunun Magnezyum Oksit ile İyileştirilmiş Temiz Kumun Mekanik Özelliklerine Etkisi <i>Effect of Blast Furnace Slag on Mechanical Properties of Magnesium Oxide Treated Clean Sand</i> A. S. Teker, Y. E. Çolak, S. Çakır.....	813
Derin Şaft ve Peron Tünel Kazılarının Geoteknik Açısından Değerlendirilmesi: İstanbul Kirazlı-Halkalı Metro Hattı Projesi Örneği <i>Geotechnical Assessment of Deep Shaft and Platform Tunnel Excavations: Kirazlı-Halkalı Metroline Project in Istanbul</i> S. Işık, O. Esen	821

Numerical Modeling in Fractured Aquifer Reservoir due to Environmental Management P. Zafari, E. Moosavi, M. Gholinejad, B. Adibnejad	831
İş Sağlığı ve Güvenliğinde Bilgilendirme <i>Information on Occupational Health and Safety</i> C. C. Göztepe, B. Erdem, S. Akyıldız	839
Bataryalı Elektrikli Transmikser Kullanımı ile Dizel Tüketiminin, Karbon Salımının ve Birim Maliyetin Azaltılması <i>Reducing Diesel Consumption, Carbon Emission and Unit Cost with the Usage of Battery-Electric Transmixer</i> T. Kibar, E. Üçok	847
The Application of Novel HS-EPS Yielding Elements for Tunnelling in Overstressed Weak Ground M. Entfellner, C. Sertgöl, R. Knopf, H. Wannemacher	855
Gömülü Yapıların Deprem Etkisi Altındaki Davranışı <i>Earthquake Behavior of Buried Structures</i> T. T. Vatansever, T. Aksu Özkul	863
Jeolojik Dayanım İndeksinden Faydalanarak Tehlike Haritası Oluşturulması <i>Hazard Map Application by Using Geological Strength Index</i> F. Büyükbaş, B. Dügencili, O. Özyurt	877
Metro-Tünel Sektöründe Çalışanların Mesleki Olarak Belgelendirilmesi ve Meslek Standartları <i>Professional Certification and Occupational Standards of Employees in the Metro-Tunnel Sector</i> S. Akyıldız	885
Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metro Projesi Sultanbeyli İstasyonu NATM Tünellerinde Havalandırma Uygulamaları, Yaşanan Problemler ve Çözüm Önerileri <i>Ventilation Applications, Problems and Solution Suggestions in Sultanbeyli Station NATM Tunnels at Çekmeköy-Sancaktepe- Sultanbeyli Subway Project</i> A. Terziöz	891
Sayısal Modelleme Kullanılarak Dairesel Olmayan Tünel Kesitleri için Uzunlamasına Deformasyon Profilinin (LDP) Oluşturulması <i>Establishment of Longitudinal Deformation Profile (LDP) for Non-Circular Tunnel Sections by Using Numerical Modelling</i> A. Sakcalı	899

INVITED PAPER
ÇAĞRILI BİLDİRİLER

Analysis of Concurrent Activities in TBM Tunneling Operation

T. Tahernia, J. Rostami

Colorado School of Mines, Golden, USA

ABSTRACT: The calculation of the tunnel completion time in BM tunneling projects requires a detailed estimation of the frequency and duration of the activities in addition to an accurate rate of penetration. The realistic prediction of the individual activity components is a complicated process that requires time, resources, effort, and investment. The recorded shift reports by contractors do not usually reflect the actual duration of activities. The main reason for this is the concurrency of multiple activities during the tunnel construction process. This study attempts to analyze the activity times recorded in a recently completed EPB TBM tunnel project. For this purpose, the simultaneously happening activities were identified and categorized based on their interactions. Five main sequential categories were identified, namely production, maintenance, breakdown, support, and other activities. Each of the maintenance, breakdown, and support categories contains multiple sub-categorical activities. The sub-categorical activities within each category can happen in parallel. Among the simultaneously occurring activities, one causes the stoppage in the advance process and is considered a delay. In this study, the delay was extracted from multiple concurrent activities and the implication of consequences were discussed.

1 INTRODUCTION

Estimating the TBM advance rate requires the prediction of the penetration and utilization rates. The penetration rate depends mainly on the geological conditions and the machine's operational parameters (Benardos and Kaliampakos, 2004, Delisio et al., 2013, Hassanpour et al., 2011, Salimi et al., 2019, Sanio, 1985, Yagiz, 2008, Yang et al., 2022, Zhou et al., 2021). The estimation of the TBM utilization rate is a complicated and less-studied topic. A handful of models were developed for estimating the TBM utilization rate using empirical and experimental methods (Barton, 1999, Bieniawski et al., 2007, Bruland, 1998, Farrokh, 2013, Laughton, 1998, Macias, 2016, Sharp and Ozdemir, 1991). Additionally, fuzzy logic methodology Kim (2004) and discrete event simulation (Al-Jalil and Qahtan, 1998, Khetwal, 2020, Rostami et al., 2014) were adopted to estimate utilization rate.

Discrete event simulation has been shown to have a high potential for reasonable estimation of TBM utilization (Khetwal et al., 2021). The DES approach offers flexibility in performing what-if scenarios and is beneficial in evaluating bottlenecks (Khetwal et al., 2019). However, as Sharma (2015) stated simulation models are data-driven models. The implication is that the model's success is highly dependent on the input data quality and quantity. Reliable results in DES models are only achievable by a sufficient amount of high-quality data.

The data collection process needs well-trained staff to collect data based on the objectives of the study. This procedure could be costly and time-consuming. A study by Trybula in 1994 showed that data gathering and validation could require up to 40% of the simulation process. A later study by Skoogh (2007) argued that the input data collection phase in simulation projects

could take about 31% of the time in entire projects. Furthermore, efficient data collection comes with numerous issues. According to Perera (2000), some of the common obstacles in efficient data collection are high-level model details, difficulty in identifying available data sources, the complexity of the system under investigation, lack of clear objectives, and wrong problem definitions.

The contractors record the duration of activities or delays during construction. While these recordings can be used as input data in discrete event simulation modeling, their documentation, as described by Al-Jalil and Qahtan (1998) and Farrokh (2013), follow two distinct methods:

- The exact start and end times of the activity are available and the parallel activities can be simulated.
- The delays of each sub-system and activity are available so some simplification needs to be applied before simulation.

The contractors usually adopt the first approach in data recordings. Therefore, obtaining a reliable and high-quality database to be used in the simulation process in most cases is implausible. Furthermore, analyzing the delays, and activity times, identifying the critical activities and bottlenecks, and diagnosis of the underlying condition and parameters becomes complicated if not impossible. In this paper the relationship between the delay and the activity times using the data collected from a recently completed project. The studied project used the first method of data collection and documented the start and times of activities. This practice facilitated the study of parallel activities and the implication of concurrent activities.

2 TBM TUNNELING OPERATION

Activities as building blocks of the tunneling process are characterized by three parameters as follows:

- The duration or the extent of the activity. The time recordings are usually marked with the start and end events. The time interval between the corresponding start and end time is indicating the duration of an activity.
- Frequency of occurrence. This parameter also can be defined as the time interval between occurrences of a certain activity.
- The relationship of activity with other activities. The parameter categorizes the activity as being in parallel or series with others.

From the contractor's point of view, duration and cause of delays are critical in the preparation of TBM reports. Hence, predominantly during the tunnel construction and preparing the shift reports, only the start and end times of delays are recorded. In the reports, the sequence of activities, the frequencies, and the concurrency of the activity is not documented. To be more specific, in reality, multiple activities happen at the same time, but only one of them is recorded as downtime and the other concurrent activities are not documented in the report. Therefore, obtaining the duration of the activity using the data is not possible. Also, the study and analysis of downtimes and their extent throughout the whole project is unfeasible.

In order to analyze the delays, understand their behaviors, and acquire a more realistic measurement of activity durations as input data for the DES model this investigation was conducted.

3 CASE STUDY

In this study, the data collected during the construction of a tunnel in Northern America was used. In this project, a pressurized face EPB TBM was implemented to excavate through the unstable, and soft ground.

During the construction, data recordings were conducted regularly. The shift reports were prepared manually at the beginning of the project. But, later a digital interface was adopted for

the purpose of more accurate and faster reporting. As mentioned earlier, the start and end dates and times of activities were documented in this project. Basically, the occurrence of all activities regardless of whether the activity caused a delay or not was included in the reports.

3.1 Categories of activities

The tunneling activities can be categorized into different groups and categories with regard to various criteria and scales. Additionally, the elements are diverse and unique for each project. Due to this complexity, there is no consistent framework or systematic guideline for classifying the tunnel construction components. In general, the contractors develop a template for each project based on internal procedures or previous experiences. As a result, the shift reports prepared during tunnel construction are not uniform in type and detail among different projects. Nevertheless, certain activities or delays are always tracked during construction. The tunnel construction process, inspired by the breakdown of activities in the case study, was categorized into five groups (Table 1).

Table 1. Categories of activities

Production	Maintenance	Breakdown	Support	Other
Net Boring	Backfill grout system maintenance	TBM and back up failure*	Logistics	Cutterhead intervention
Ring Building	Conveyor belt maintenance	Backfill Grout System	VMT System	Conveyor belt extension
Transportation	Back up maintenance	Utility failure	Utility extension	
	Segment installation equipment maintenance	Power outage	Lack of supply	
	Track repair and maintenance	Train breakdown	Safety meeting	
	Other maintenance	Other breakdown	Other support	

* Electrical, mechanical and hydraulic

4 METHODOLOGY

The shift recording of the studied project included the start and end times for the TBM tunnel construction activities. This type of recording allowed the identification of the parallel activities and extraction of the main cause of delay in a group of activities happening simultaneously.

The sequence of activities is shown in Figure 1. Figure 2 presents three examples of the possible scenarios in the concurrency of activities. Figure 2a shows three simultaneous activities. All three activities overlap only in the section labeled as "c". In Figure 2b and c, two activities are in parallel. The concurrency can extend along one of activities (Figure 2b) or it can be limited to the part of the activity (Figure 2c). In this study, first, the overlapping activities were identified. As stated earlier, maintenance, breakdown, and support categories include a number of detailed activities as subcategories. The subcategory items in each main category can be done in parallel. The start and end times were recorded for both the main category and the subcategories. The time recording for the main category reflected the duration of delay, while the recording of the subcategories represents the duration of activity. In TBM tunneling operation, the downtime is defined as the period when the machine is not excavating the face Frough and Rostami (2018) and the advance process was stopped. One or multiple items of subcategories were actually causing the delay in that category. However, the clear reason for the stoppage was not recorded. Therefore, the delay needed to be extracted from a group of activities. Next, the number of overlaps was calculated within each category. Also, the percentage of each activity that was conducted parallel to other activities was estimated. This

value was referred to as "activity" and did not cause a delay in the tunneling operation. In contrast, the values labeled as "delay" refer to the amount of time that stopped the boring process and decreased the efficiency of performance.

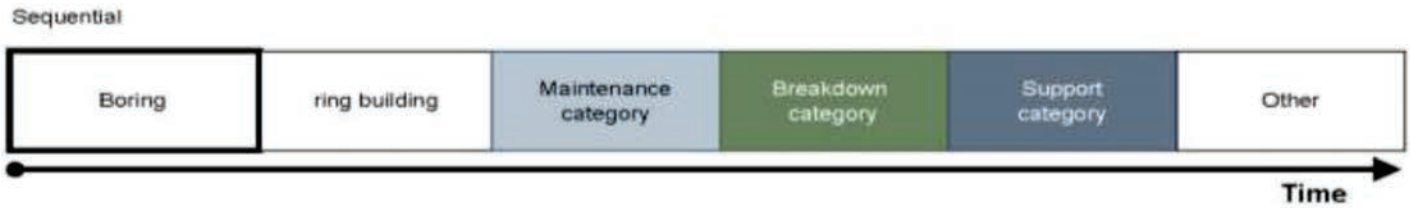


Figure 1. The sequential activities

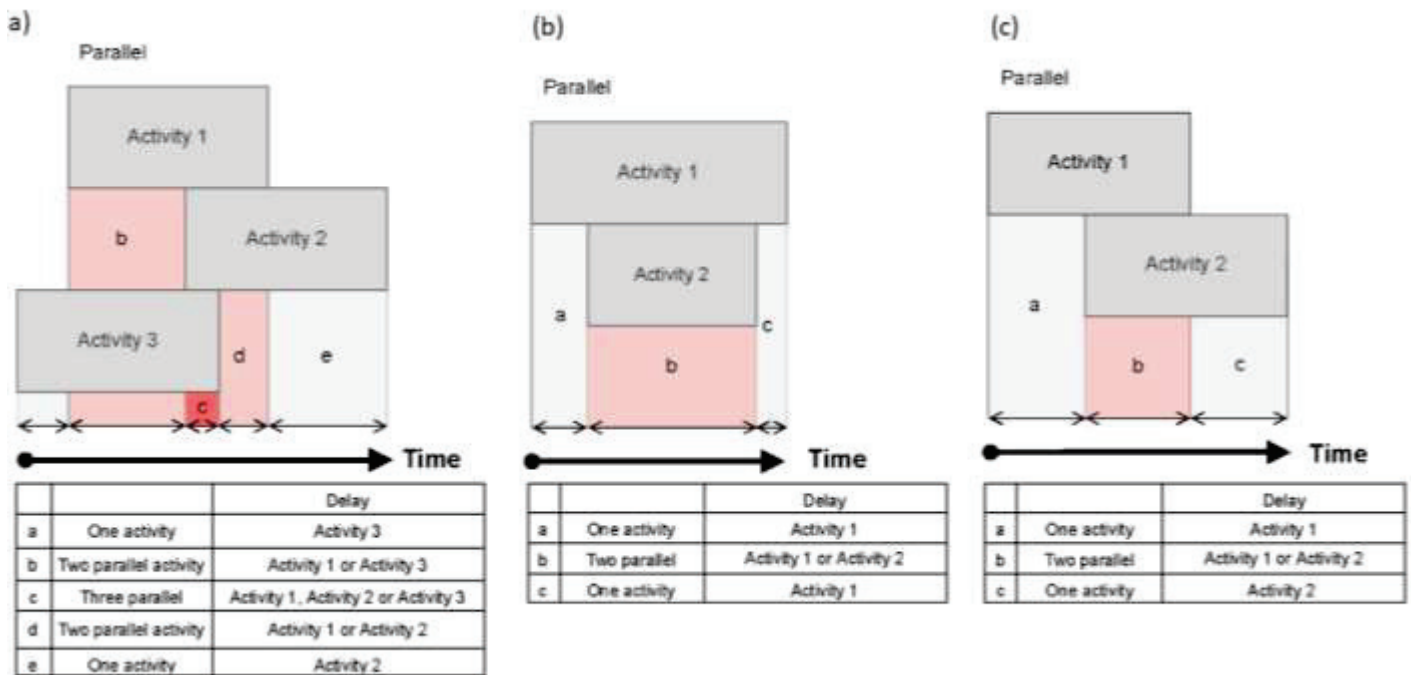


Figure 2. Examples of parallel activity occurrences

The analysis of activities and the extraction of the delay out of multiple parallel activities was conducted by matching the recorded amount of delay with the duration of activities at that period of time. If duration matching did not result in a reasonable possibility, the delay was randomly selected out of multiple options. The results of the analysis are discussed in the next section.

5 RESULTS AND DISCUSSION

The activities in the maintenance group consist of six subcategories. The activities occurring simultaneously in this group can be seen in Figure 7. The percentage of the activity turning into delay are shown in Figures 4a and 5a. The maintenance-related delays include 27.6% of the total delays (Figure 3). In this category, up to three activities were happening at the same time. conveyor belt maintenance, backup maintenance, and segment equipment installation, as well as track maintenance, backfill grouting system maintenance, and other maintenance, happened at the same time. However, the higher frequency of concurrency belongs to track repair and other maintenance and then backfill grouting system and other maintenance. In this category, as shown in Figure 6, other maintenance was the main cause of delays. The preparation of TBM reports was not based on an established guideline. Furthermore, the employees during the different shifts and throughout the entire project prepared the reports based on their personal judgment. Therefore, the cause of delay in this category is very subjective and not reliable. The conveyor belt maintenance and backfill grouting system and track maintenance are among the

most time-consuming activities and about 30% of the time they caused the stoppage of the operation 7a.

The activities occurring simultaneously in the breakdown category are presented in Figure 7b. The percentage of the activity turning into delay are shown in Figures 4b and 5b. In the breakdown category, the maximum concurrent activity was limited to two activities. Also, as Figure 5b suggests that most of the items in this category were accompanied by the stoppage of the operation. The frequency and duration of parallel activities in this category were limited. Aside from the other breakdown item, TBM and back-up and train failures were the most common delays (Figure 6b).

The support category contains the highest frequency of parallel activities as shown in Figure 7c. The percentage of the activity turning into delay are shown in Figures 4 and 5c. One of the most frequent chains of events are logistics, utility extension, and lack of supply. VMT guidance system, lack of supply, and safety meetings were the major cause of delays in this group of activities. In total, the delays due to the support category were about 3.64%, which is not significant.

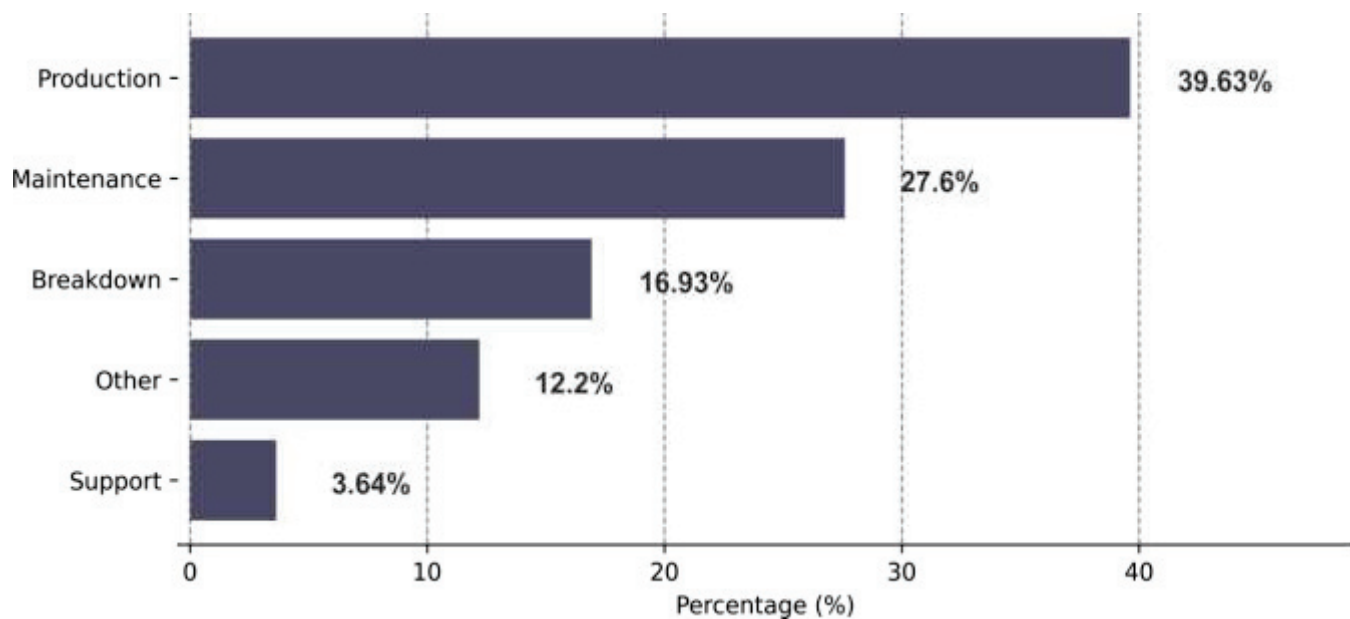
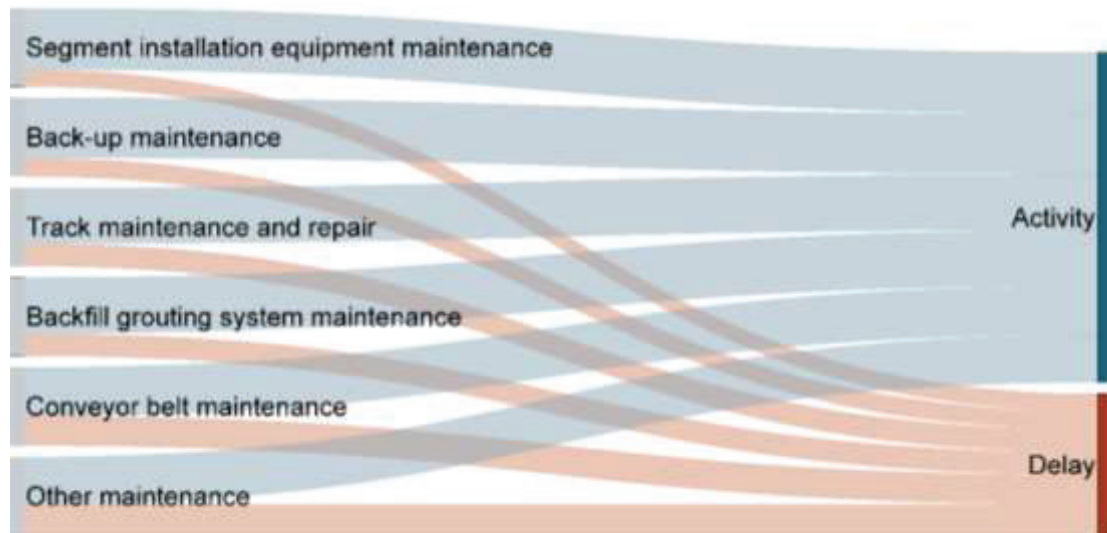
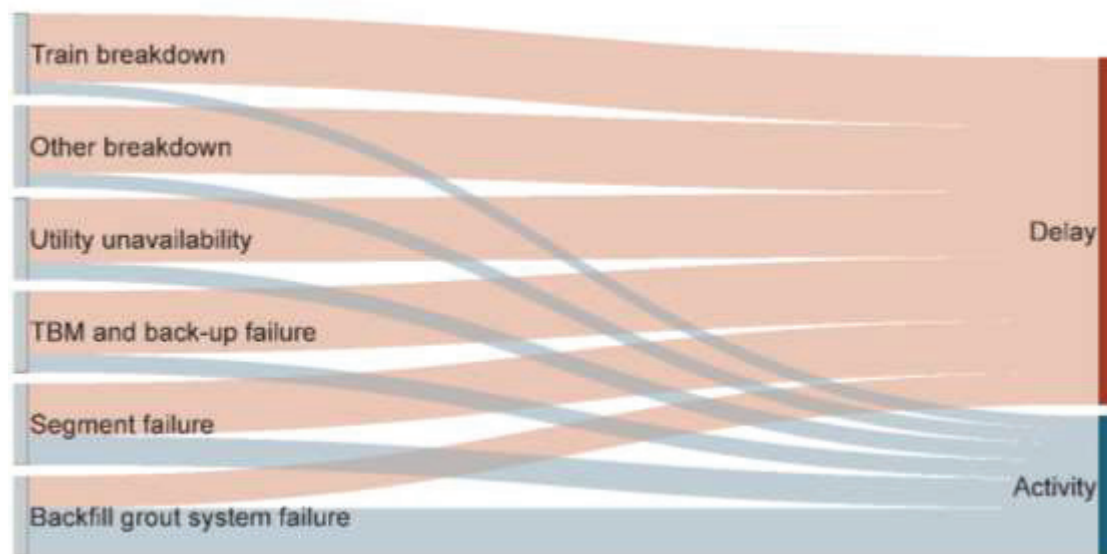


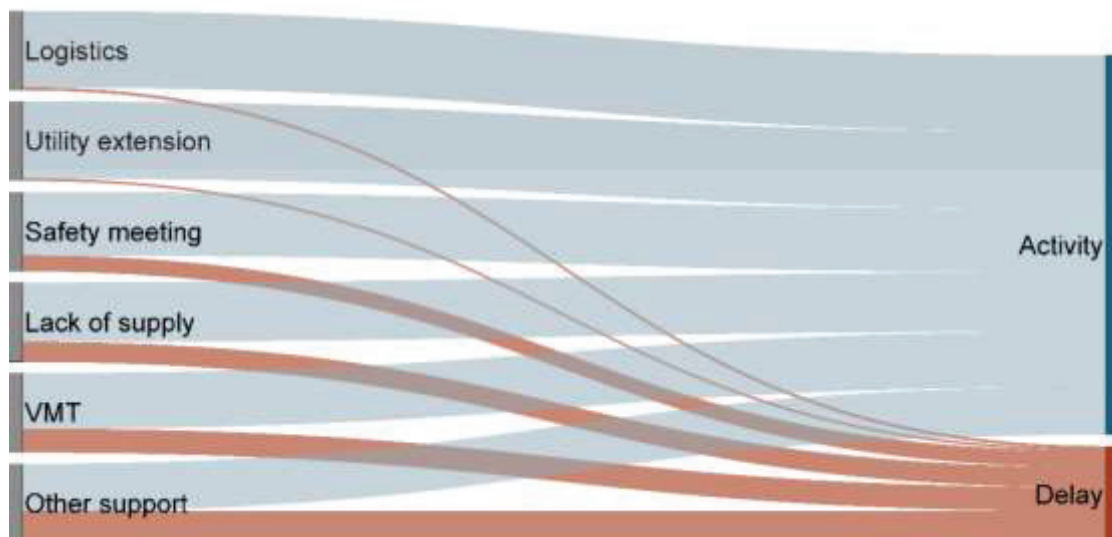
Figure 3. Percentage of activity categories



(a) Maintenance category

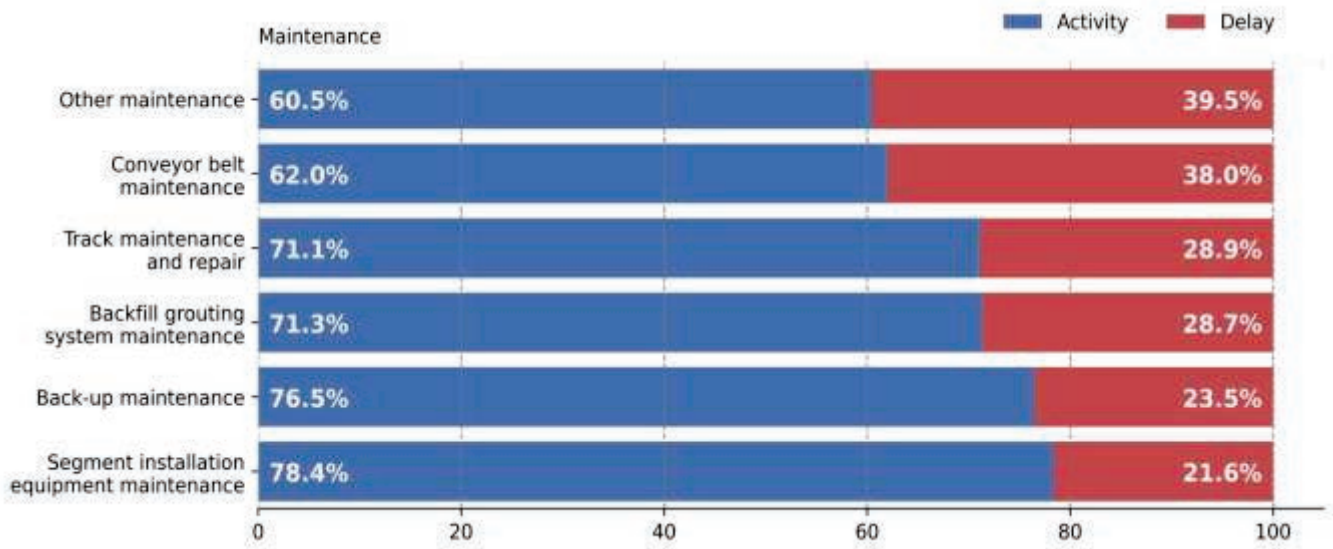


(b) Breakdown category

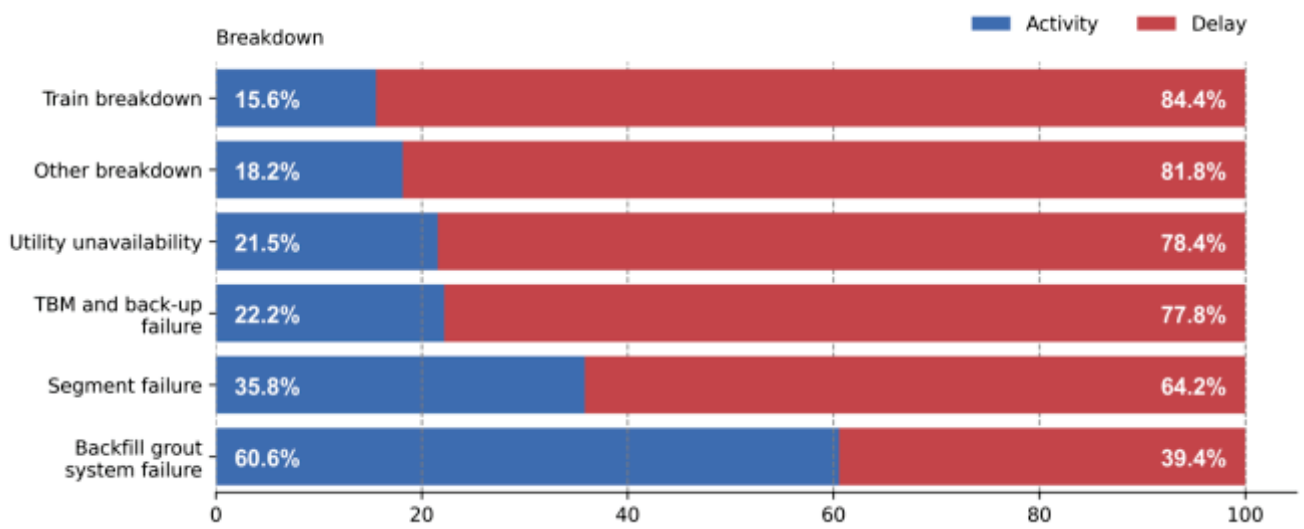


(c) Support category

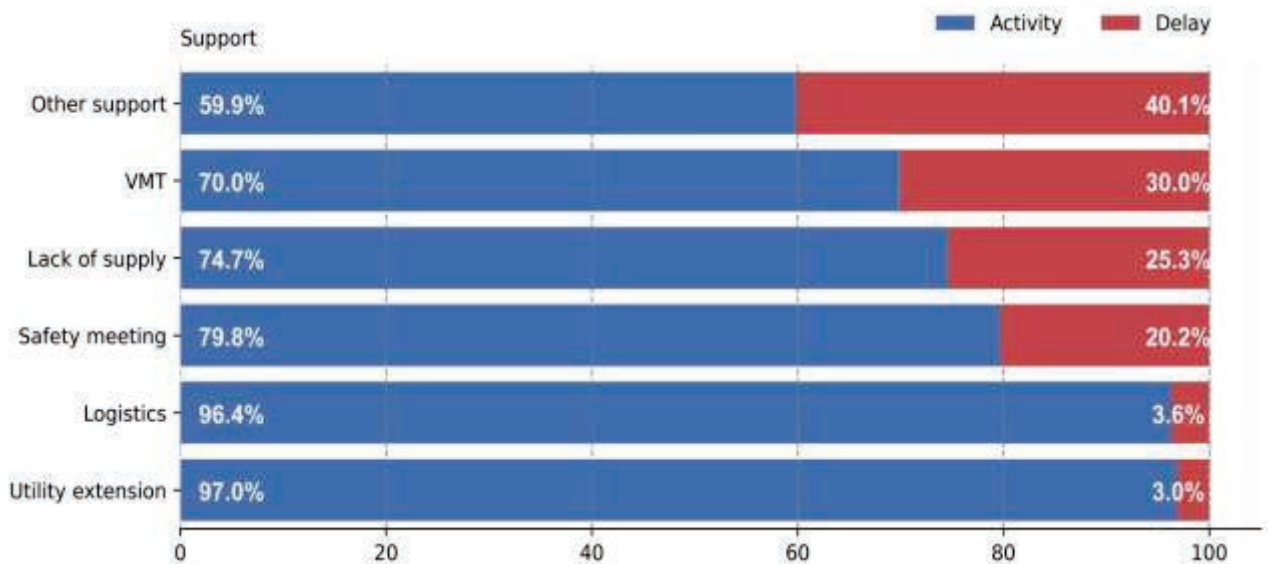
Figure 4. The distribution of activity and delay among categories



(a) Maintenance category

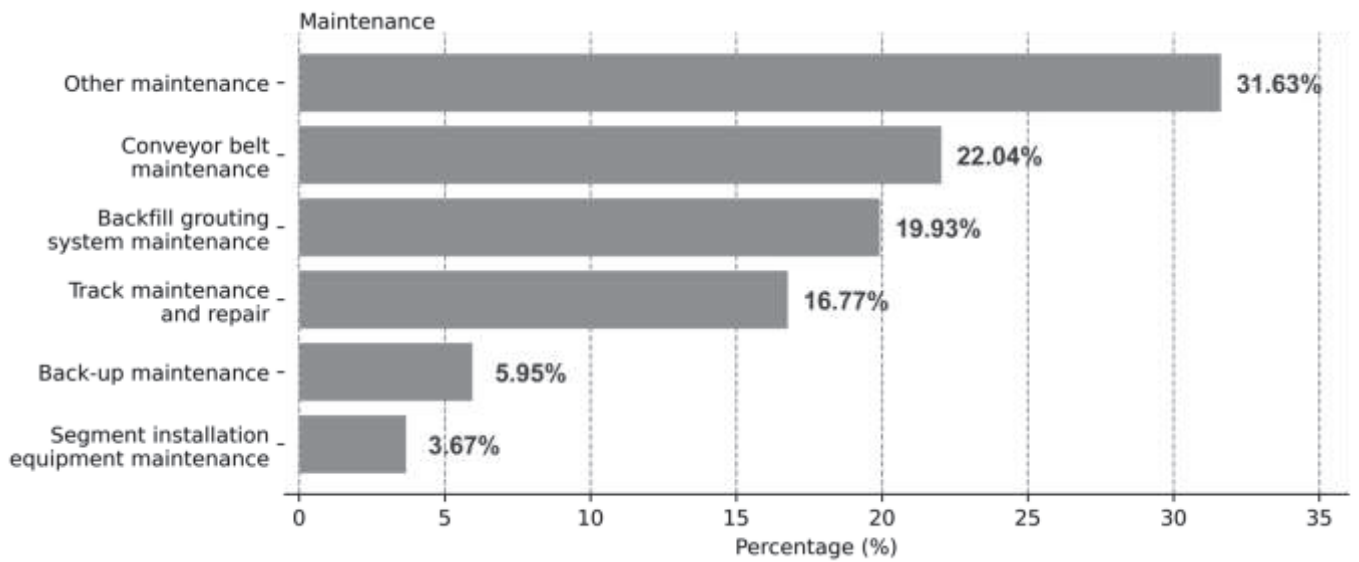


(b) Breakdown category

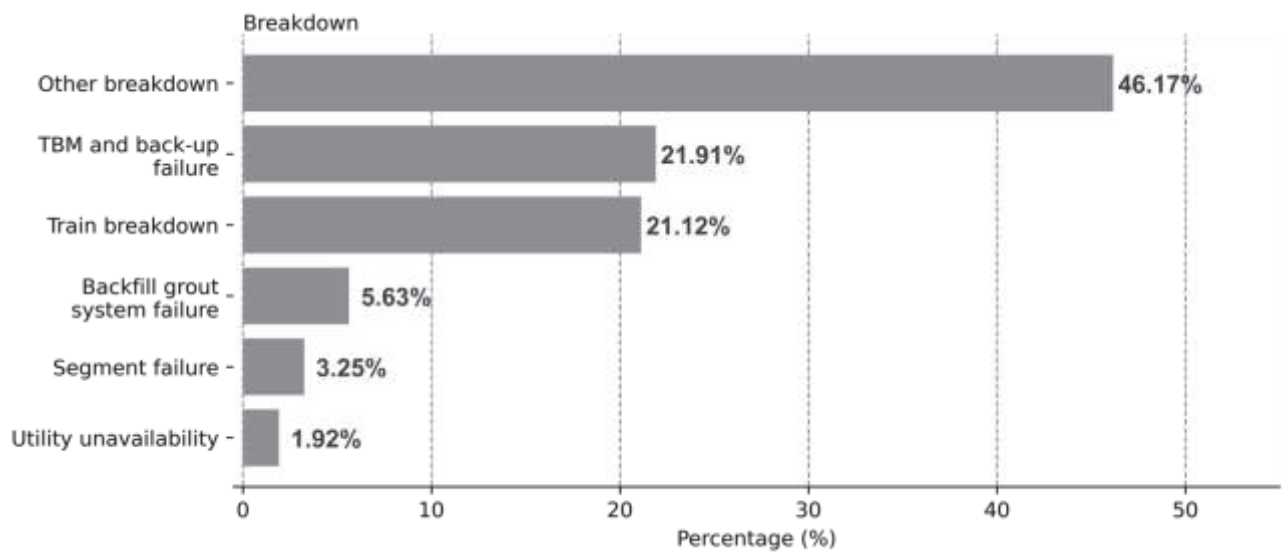


(c) Support category

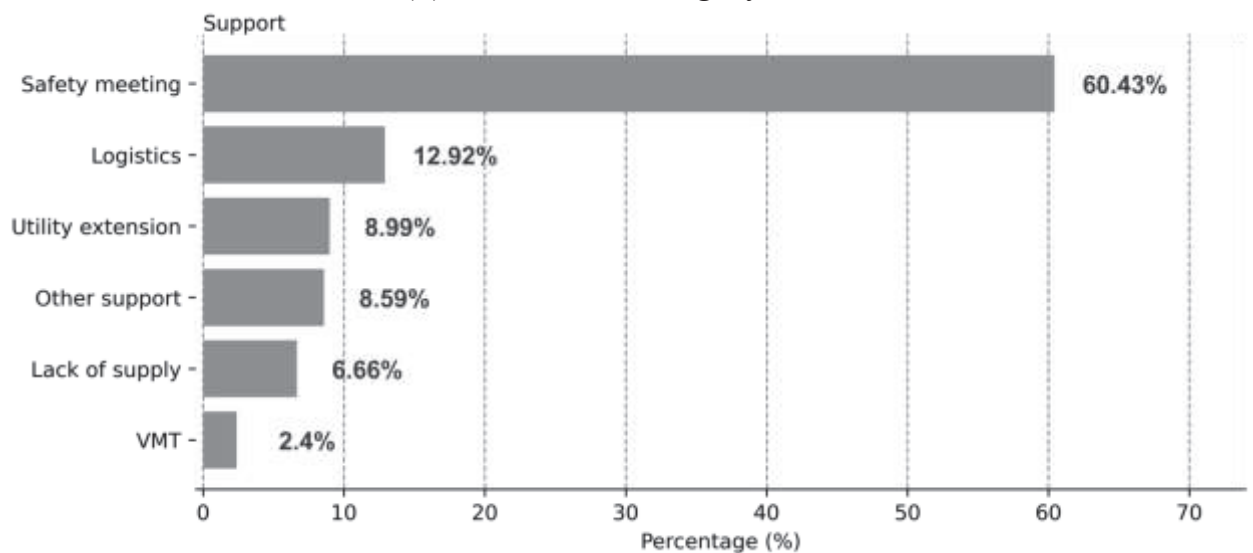
Figure 5. The distribution of activity and delay among categories



(a) Maintenance category

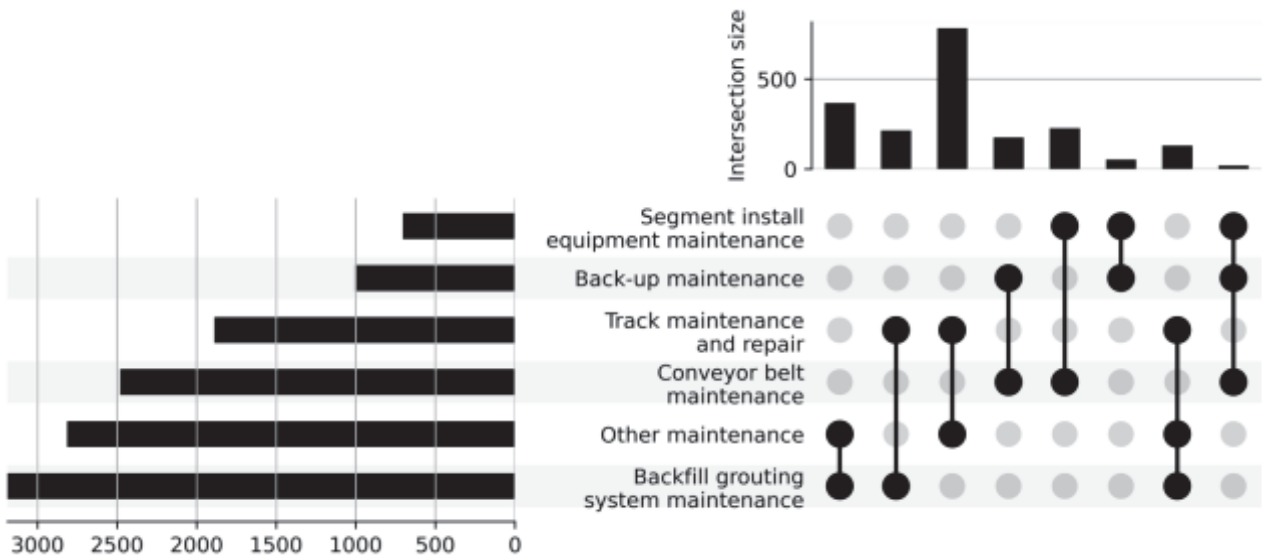


(b) Breakdown category

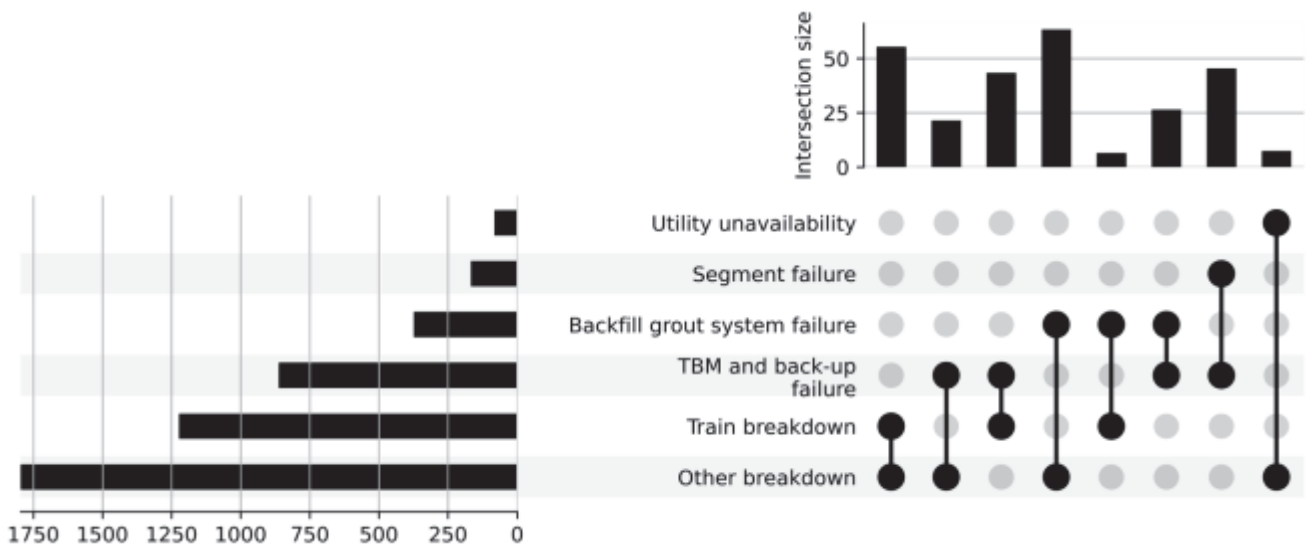


(c) Support category

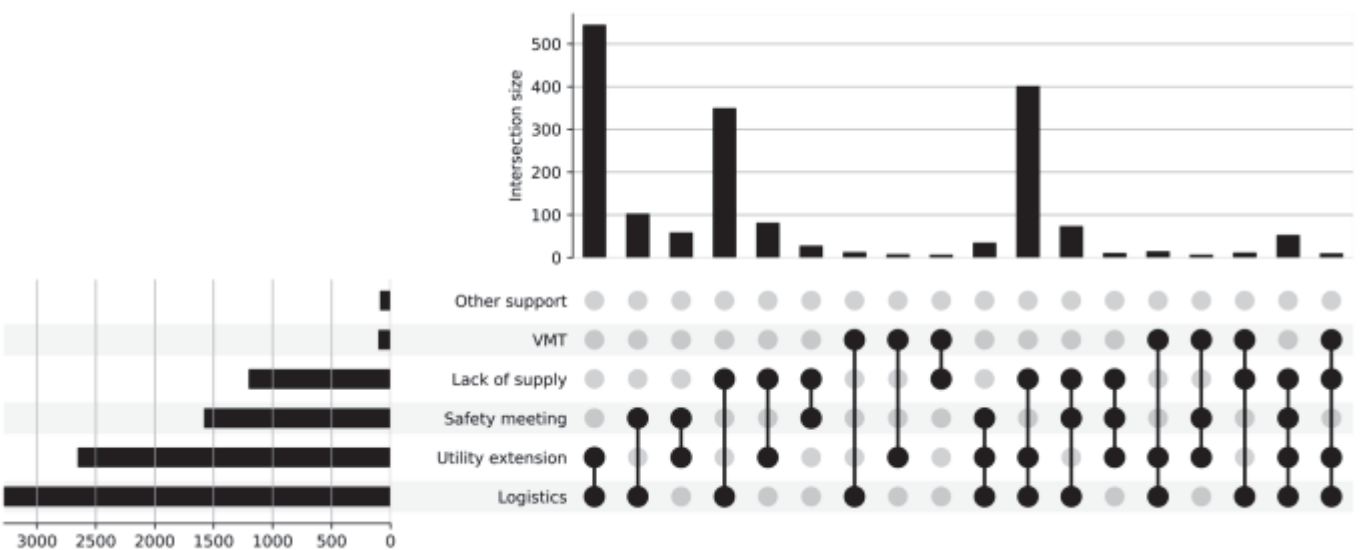
Figure 6. The percentage of sub categorical activities within the main category



(a) Maintenance category



(b) Breakdown category



(c) Support category

Figure 7. The concurrent activities

6 CONCLUSION

In TBM tunneling operation, the duration of delays and activities are recorded to keep track of conducted activities, the cause and duration of delays, and consequently, the progress and efficiency. The operation process consists of several components that can happen in parallel or in series. In this study, an analysis was conducted in order to extract the delays and identify the cause of delay from a group of simultaneous activities. According to the analysis, the occurrence of breakdown in the majority of cases causes the stoppage of the advance process. Furthermore, when a breakdown occurs almost the other activities need to be stopped. In other words, in a few cases, breakdown activities happened in parallel. In contrast, the support category includes items that can be completed simultaneously and rarely cause a serious delay. The maintenance group includes the highest number of delays and backfill grouting, train, and conveyor belt maintenance were the major reasons of delays.

REFERENCES

- Abd Al-Jalil, Y.Q., 1998. *Analysis of performance of tunnel boring machine-based systems*. The University of Texas at Austin. Nick R. Barton. TBM performance in rock using QTBM. *Tunnels & tunnelling international*, 31, 1999.
- Benardos, A.G., 2004. Kaliampakos DC Modelling TBM performance with artificial neural networks. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19(6), pp.597-605.
- Bieniawski, Z.T., Celada, B. and Galera, J.M., 2007, June. TBM excavability: prediction and machine-rock interaction. In *Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference* (Vol. 1118, p. 1130).
- Blindheim, O.T. and Bruland, A., 1998. Boreability testing, Norwegian TBM tunneling 30 years of experience with TBMs in Norwegian tunneling, Norwegian Soil and Rock Engineering Association.
- Butscher, C., 2012. Steady-state groundwater inflow into a circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 32, pp.158-167.
- Farrokh, E., 2012. Study of utilization factor and advance rate of hard rock TBMs.
- Frough, O. and Rostami, J., 2018. Study of the correlation between RMR and TBM downtimes. *North American Tunneling 2018 Proceedings*.
- Hassanpour, J., Rostami, J. and Zhao, J., 2011. A new hard rock TBM performance prediction model for project planning. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(5), pp.595-603.
- Khetwal, A., 2021. *Predicting tunnel boring machine utilization using discrete event simulation models for hard rocks* (Doctoral dissertation, Colorado School of Mines).
- Khetwal, A., Rostami, J. and Frough, O., 2019. Simulation of TBM operation to assess the impact of geology on the muck transportation. In *Tunnels and underground cities: Engineering and innovation meet archaeology, architecture and art* (pp. 3895-3903). CRC Press.
- Khetwal, A., 2021. *Predicting tunnel boring machine utilization using discrete event simulation models for hard rocks* (Doctoral dissertation, Colorado School of Mines).
- Kim, T., 2004. *Development of a fuzzy logic based utilization predictor model for hard rock tunnel boring machines* (Doctoral dissertation, Colorado School of Mines).
- Laughton, C., 1998. *Evaluation and prediction of tunnel boring machine performance in variable rock masses*. The University of Texas at Austin.
- Macias, F.J., 2016. Hard rock tunnel boring: performance predictions and cutter life assessments.
- Perera, T. and Liyanage, K., 2000. Methodology for rapid identification and collection of input data in the simulation of manufacturing systems. *Simulation Practice and theory*, 7(7), pp.645-656.
- Rahm, T., Scheffer, M., Thewes, M., König, M. and Duhme, R., 2016. Evaluation of disturbances in mechanized tunneling using process simulation. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 31(3), pp.176-192.
- Rostami, J., Farrokh, E., Laughton, C. and Eslambolchi, S.S., 2014. Advance rate simulation for hard rock TBMs. *KSCE Journal of civil engineering*, 18, pp.837-852.
- Salimi, A., Rostami, J. and Moormann, C., 2019. Application of rock mass classification systems for performance estimation of rock TBMs using regression tree and artificial intelligence algorithms. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 92, p.103046.
- Sanio, H.P., 1985, June. Prediction of the performance of disc cutters in anisotropic rock. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 22, No. 3, pp. 153-161). Pergamon.

- Sharma, P., 2015. Discrete-event simulation. *International journal of scientific & technology research*, 4(4), pp.136-140.
- Sharp, W. and Ozdemir, L., 1991. Computer modelling for TBM performance prediction and optimization. In *Proceedings of the international symposium on mine mechanization and automation, CSM/USBM* (Vol. 1, No. 4, pp. 57-66).
- Skoogh, A. and Johansson, B., 2007, August. Time-consumption analysis of input data activities in discrete event simulation projects. In *Proceedings of the 2007 Swedish Production Symposium* (pp. 1-8).
- Trybula, W.J., 1994, October. Building simulation models without data. In *Proceedings of IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics* (Vol. 1, pp. 209-214). IEEE.
- Yagiz, S., 2008. Utilizing rock mass properties for predicting TBM performance in hard rock condition. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), pp.326-339.
- Yang, H., Song, K. and Zhou, J., 2022. Automated recognition model of geomechanical information based on operational data of tunneling boring machines. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, pp.1-18.
- Zhou, J., Qiu, Y., Armaghani, D.J., Zhang, W., Li, C., Zhu, S. and Tarinejad, R., 2021. Predicting TBM penetration rate in hard rock condition: a comparative study among six XGB-based metaheuristic techniques. *Geoscience Frontiers*, 12(3), p.101091.

Some Aspects of Risk Management and Monitoring During Tunnel Construction

W. Schubert

Graz University of Technology, Graz, Austria

ABSTRACT: Due to uncertainties in the ground model and the spread of geotechnical properties, prediction of the exact system behavior of underground structures is difficult in many cases. In order to manage this problem, the so-called observational approach is often applied. Monitoring plays an important role to verify or falsify design assumptions, to adjust excavation and support measures to the actual conditions and to assess the stability of the system. For the management of the residual risk a geotechnical safety management plan is implemented.

1 INTRODUCTION

Uncertainties remaining after the investigation regarding the ground structure, as well as a considerable spread of the geotechnical and hydraulic properties make an exact prediction of the system behavior in the design phase difficult. This leads to a residual risk during construction. To allow for a safe and economical tunnel construction, the residual risk needs to be properly addressed and managed. Developing and executing a targeted monitoring program is required besides preparation of procedures and measures for cases, when the actual behavior considerably deviates from the expected.

The so called observational approach has to follow certain rules, as outlined for example in the EC7 (EN 1997). For successful application sound preparation is required, like definition of expected and acceptable behavior, and preparation of mitigation measures in case of indications of an unfavorable evolution of the system.

2 OBSERVATIONAL APPROACH

2.1 Requirements

The observational approach should not be defined as “design as you go”. Rather a sound preparation is required for its’ successful application.

Some of the important issues are addressed here:

- Appropriate ground investigation, considering the complexity of the geological conditions, targeted to the specific site and project requirements
- State of the art ground characterization
- Consistent and traceable design concept for the specification of excavation and support
- Assessment of expected behaviors
- Establishment of acceptable limits for expected behaviors in relation to designed excavation and support measures
- Development of adequate monitoring plan
- Appropriate site organization to allow for a short response time in case actual behavior deviates from the expected

- Establishment of geotechnical safety management plan, including measures for cases, where actual behavior deviates from the expected

Empirical methods for ground characterization and tunnel design should be avoided as far as possible, as proper analysis is not possible on this basis. A structured design process is outlined in an Austrian guideline (ÖGG, 2010).

2.2 Safety Management Plan

In order to manage the residual risk inherent in all under-ground projects, a procedure has to be deployed to enable a structured and reasonable reaction to unexpected developments. The geotechnical safety management plan (GSMP) contains information on expected system behavior for all sections; lists potential hazards and their indication; defines warning and alarm criteria, as well as necessary actions and countermeasures, should the actual behavior violate a criterion. In addition, responsibilities are clearly defined. Continuously observing and updating the GSMP permits a considerably reduced reaction time, and thus minimizes unfavorable developments and risk.

The main elements are:

- Identification of safety relevant issues (for example allowable distortions of buildings or utilities, limit of loading of structural elements, maximum allowable surface settlements, etc.)
- Definition of expected behaviors (for example expected displacements, including their development in relation to the construction progress, and loading of structural elements in all construction phases)
- Definition of parameters to be observed, observation methods, layout frequency, and evaluation methods, depending on the expected behaviors and possible evolution of the system
- Definition of warning and alarm criteria;
- Definition of contingency measures for each warning level
- Action plan in case of alarm
- Organization plan and reporting structure, with emphasis on clear responsibility assignment
- Contact details of all stakeholders

Warning and alarm criteria can be specified as absolute displacement values, in particular in case of shallow tunnels, but also as displacement trends, or other parameters like amount of water inflow. In case of displacement criteria, it is important to predict a “normal” development to be able to detect deviations in time.

2.3 Monitoring

2.3.1 General

The rapid development of monitoring techniques and methods for the evaluation and interpretation of monitoring data can lead to a significant reduction of risk in tunnel construction, if properly executed. For many tunnels, the monitoring of absolute displacements has become standard practice. The state of the art in tunnel monitoring and geotechnical safety management is summarized in a handbook of the Austrian Society for Geomechanics (ÖGG, 2014). Some important items are briefly introduced here.

The following objectives are common to all applications:

- Verification of design assumptions,
- Adjustment of excavation and support to comply with actual conditions and to fulfil the requirements,
- Assessment of system stability.

Of particular importance for shallow tunnels is:

- Continuous control of the deformations of tunnel, ground surface and affected structures and buildings,
- Prediction of displacements,
- Prediction and “real time” assessment of the level of loading on a shotcrete lining.

For tunnels with deep overburden, the following issues are most important:

- Assessment whether displacement characteristics and development are within the expected range,
- Detection of geological features outside the visible area,
- Prediction of displacement development in order to be able to determine the required amount of overcut and assist in selecting appropriate support types (stiff or ductile) and allowing timely reaction in case the clearance profile has a potential to be violated.

2.3.2 Prediction of displacement development

Predicting the displacement development by empirical relationships, based on a few readings and previous experience, has been shown to be extremely helpful in assessing the stress re-distribution process (Sulem et al, 1987, Sellner, 2000). Comparison of actual measurements to the predicted development of displacements allows easy detection of deviations from “normal” behavior. The analysis of a large number of measuring data from many different tunnels has shown that a “healthy” tunnel follows the relatively simple formulation. The function is meanwhile available in commercial monitoring data evaluation software (TunnelMonitor, 2023) Fig. 1 shows two cases of a double track railway tunnel with shallow overburden, with a top heading bench excavation with temporary top heading invert. Left shows the case, where the measured displacements follow the predicted development, while in the right figure the measured values deviate from the predicted due to failure of the top heading invert.

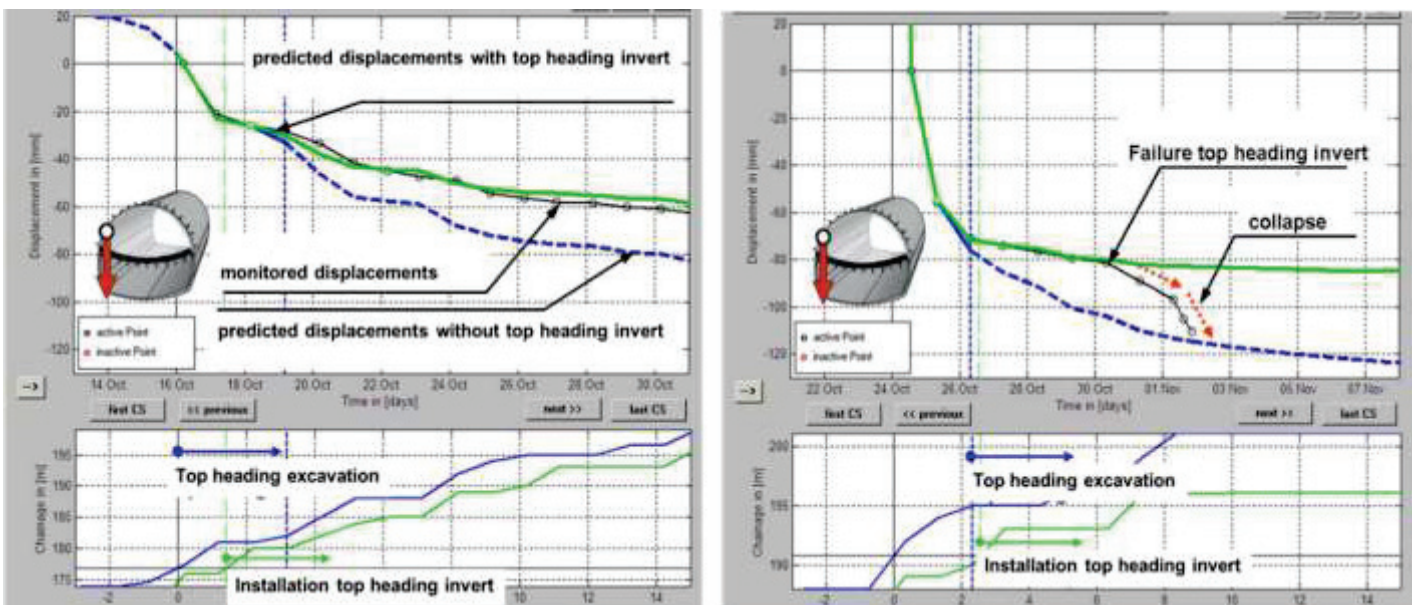


Figure 1. Left: Vertical displacement development of the left sidewall in a monitoring section of a shallow tunnel - Predicted displacements with (green solid line) and without temporary top heading invert (blue dashed line) in comparison with the monitored displacements (black line with circles) during top heading excavation; right: deviation of the displacement from the predicted due to top heading invert failure.

2.3.3 Prediction of changing ground conditions

Observations on various sites, as well as numerical simulations have shown that displacement vector orientation trends can be used to predict changes in the rock mass stiffness ahead of the face (Schubert et al, 1996, Steindorfer et al 1997, Steindorfer, 1997). When the excavation approaches a relatively weak rock mass, the displacement vector orientation tends to deviate from its “normal” against the direction of the excavation. Vice versa, when stiff rock mass is ahead of the face, the trend of the displacement vector orientation changes in direction of excavation. Fig. 2 shows an example from an Alpine tunnel, where a major fault zone was crossed with the excavation, starting at approximately tunnel meter 1.160. In the upper diagram (state line diagram), it can be clearly seen that crown displacements only show a significant increase after the face entered the fault zone, while the trend of the displacement vector orientation (lower diagram) already shows significant deviation from its normal range several tens of meters ahead of the transition.

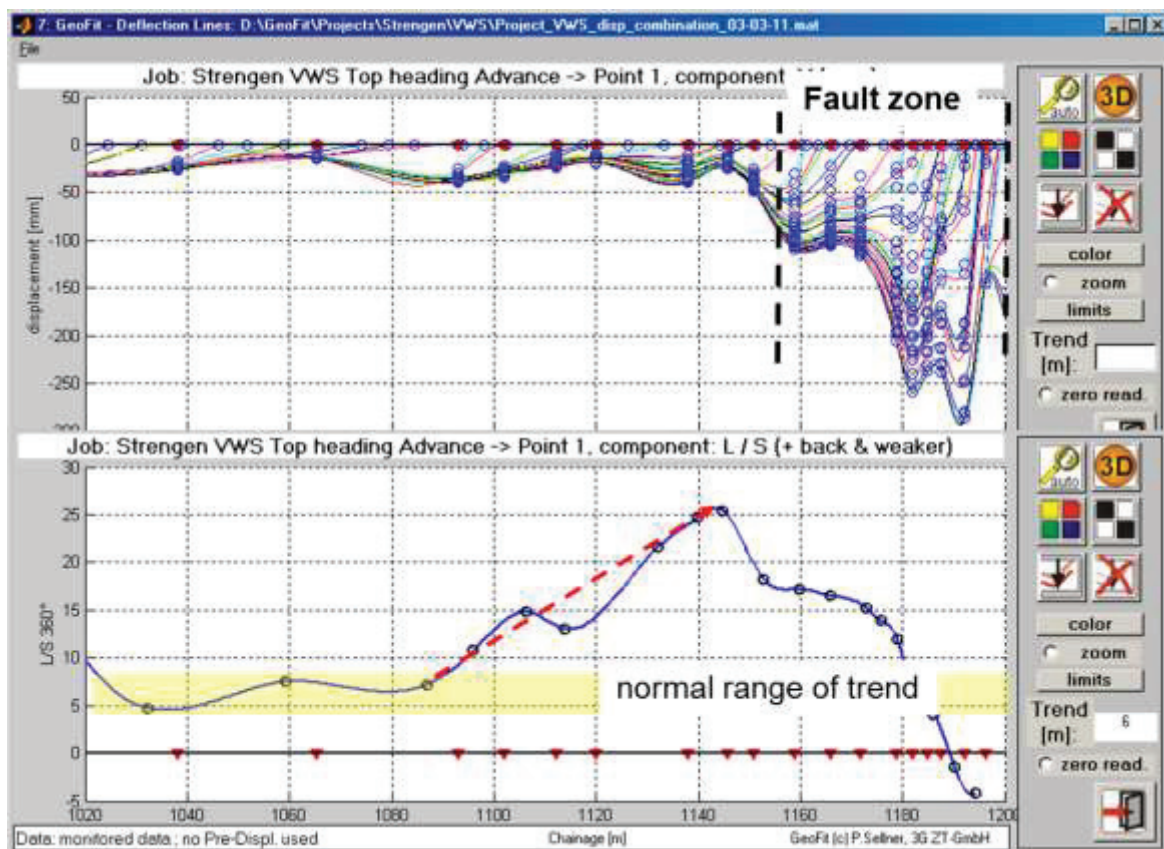


Figure 2. Upper diagram: vertical displacements of the crown (state line diagram) along a 180 m section of an Alpine tunnel, lower diagram: trend of displacement vector orientation, showing a strong deviation from the normal range well ahead of the fault zone.

Using such indicators allows more precise prediction of ground conditions and thus timely adjustment of construction measures, avoiding critical situations or the need for costly repairs.

2.3.4 Prediction of overbreak hazard

Unexpected overbreaks in poor ground are a potential hazard for miners, and repair works usually cause considerable delays and additional costs. Analyzing a number of such events, it was found that there is an increased probability for overbreak, when the excavation approaches a relatively stiff rock mass section. Preceding a voluminous overbreak a characteristic displacement pattern can be observed. As stated above, in case an excavation approaches stiffer rock mass, a change of the displacement vector orientation toward the direction of drive is expected. In cases of an imminent overbreak this trend reverses due to shearing in the rock mass

ahead of the face. An example is shown in Figure 3 (Entfellner et al, 2022). Continuous checking not only of radial displacements, but also longitudinal displacements thus is advised in case of heterogeneous ground conditions.

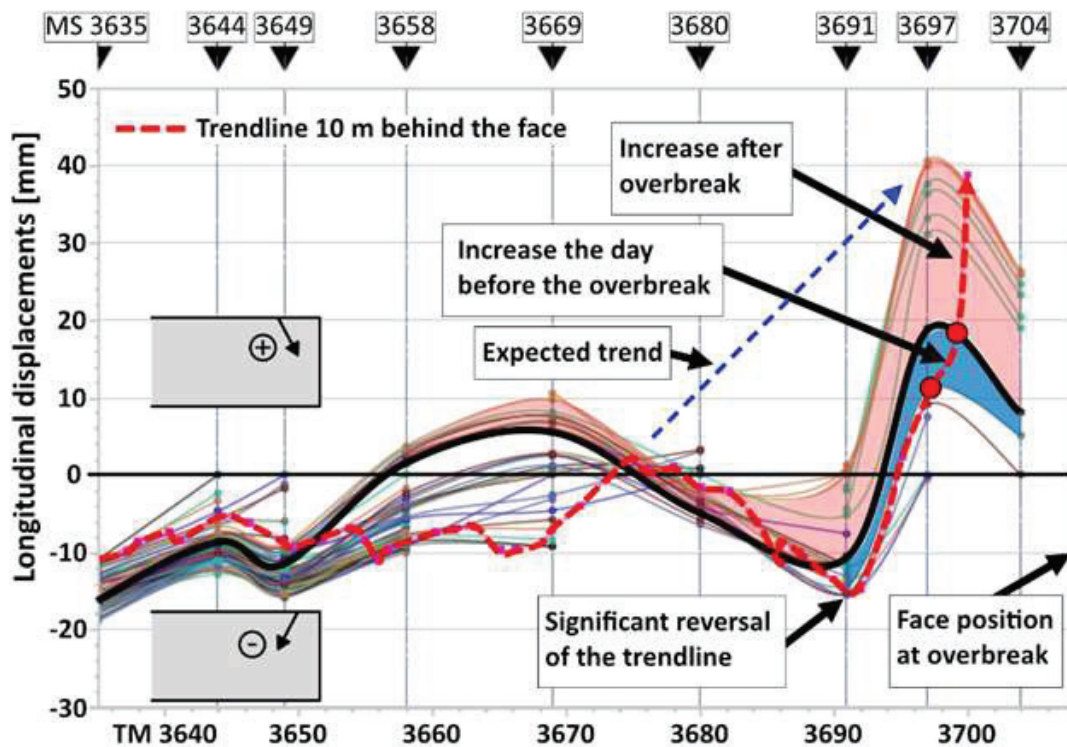


Figure 3. State lines and trend line (10 m behind the face) for the longitudinal displacements at target 2 (left shoulder). Positive values indicate displacements in direction of excavation. The blue shaded area represents the increase the day before, and the red shaded area the increase after the overbreak event. The blue dashed line shows the expected trend development when approaching a stiff zone.

3 CONCLUSIONS

The observational approach allows the management of residual risks associated with uncertainties in ground composition and behavior. Precondition for successful application however is a sound preparation, starting from the investigation through design and construction. Preparation for unexpected events allows shortening of the reaction time and thus reducing the consequences.

Project-specific monitoring and interpretation of data provides the potential to optimize construction, and at the same time reduces the probability of accidents or unexpected events. The successful application of the observational method is based on a comprehensive definition of the expected behavior by the designer and the assessment of the actual conditions by a site geotechnical engineer during the construction phase. Advanced tools and methods for monitoring data evaluation assist in the continuous interpretation of system behavior, enable timely detection of deviations and checking against warning and alarm criteria. It shows that systematic monitoring of system behavior permits the optimization of the construction and support concept, thus reducing construction costs and minimizing risk. In Austria, it is common practice to establish a geotechnical safety management plan, which serves during construction as a management tool for handling system behavior deviating from the “normal”.

REFERENCES

- CEN, 2004. EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules.
- Entfellner, M, Schubert, W, Moritz B., 2022. Early warning of overbreaks in tunnels, Proceedings EUROCK 2022, Helsinki, Finland.
- Moritz B, Grossauer K, Schubert W., 2004. Short Term Prediction of System Behaviour of Shallow Tunnels in Heterogeneous Ground; *Felsbau 22 (5)*: 44-52. Verlag Glückauf, Essen.
- ÖGG, 2010. Guideline for the geotechnical design of underground structures with conventional excavation, Austrian Society for Geomechanics.
- ÖGG, 2014. Geotechnical Monitoring in Conventional Tunnelling, Austrian Society for Geomechanics.
- Schubert W, Steindorfer A 1996 Selective displacement monitoring during tunnel excavation. *Felsbau 14 (2)*: 93-98. Verlag Glückauf, Essen.
- Sellner, P., 2000. Prediction of displacements in tunnelling. In: *Schriftenreihe Gruppe Geotechnik Graz*, Vol. 9, Riedmüller, Schubert, Semprich (eds).
- Sulem J., Panet M., Guenot, A. 1987, Closure Analysis in Deep Tunnels, *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 24, pp 145 – 154, Pergamon Press.
- Steindorfer, A. Schubert, W., 1997. Application of new methods of monitoring data analysis for short term prediction in tunnelling. *Proceedings of the 23rd General Assembly of the Intern. Tunnelling Association*, Golser, J., Hinkel, W., Schubert, W. (eds), Tunnels for People; Vol. I, pp. 65–70. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Steindorfer A., 1997. Short Term Prediction of Rock Mass Behaviour in Tunnelling by Advanced Analysis of Displacement Monitoring Data. Doctoral Thesis, Graz University of Technology.
- TunnelMonitor, 2023-02-13, <https://igt-engineering.com/de/forschung-und-entwicklung/tunnelmonitor/>

Tunnelling in Difficult Ground Conditions in Turkey and Remedial Works

N. Bilgin

Prof.Dr, Istanbul Technical University, Istanbul

ABSTRACT: The geology of Turkey is very complex and major Northern and Eastern Faults including minor faults associated to these faults create tremendous problems, like squeezing of the TBM, excessive water ingress, TBM face collapses, as encountered in the Kargi power tunnel, the Doğançay energy tunnel, the Gerede water tunnel, and the Nurdağı railway tunnel. The effects of complex geology on the excavation efficiencies of different type of TBM's used in different projects influenced by North and East Anatolian faults are explained in this paper with some remedial works to increase the efficiency of Tunnelling

1 INTRODUCTION

Tunnelling projects in Turkey are increasing year by year, and its expected that the majority of long tunnels will be excavated with TBMs. However, the geology of Turkey is very complex and major Northern and Eastern Faults including minor faults associated to these faults create tremendous problems, like squeezing the TBM, excessive water ingress, TBM face collapses, etc. Mixed ground conditions with ophiolites, graphitic schists and melanges with boulders, dykes, swelling clays are other fundamental difficulties leading to squeezing and blocking of the TBMs. In the light of the information given, this paper is intended to explain how the complex geology of Turkey affects the performance of TBMs and what are the lessons learned from the past experiences.

2 EFFECTS OF NORTH AND EAST ANATOLIAN FAULTS ON TUNNELLING

Turkey is in a tectonically active region that experiences frequent destructive earthquakes. At a large scale, the tectonics of the region are controlled by the collision of the Arabian Plate and the Eurasian Plate. At a more detailed level, the tectonics become quite complicated. A large piece of continental crust almost the size of Turkey, called the Anatolian block, is being squeezed to the west. The block is bounded to the north by the North Anatolian Fault and to the south-east by the East Anatolian fault. The East Anatolian Fault (EAF) is a major strike-slip fault zone in eastern Turkey. It forms the transform type tectonic boundary between the Anatolian Plate and the northward-moving Arabian Plate. The North Anatolian Fault (NAF) is an active right-lateral strike-slip fault in northern Anatolia which runs along the transform boundary between the Eurasian Plate and the Anatolian Plate, Bilgin 2016, Bilgin et al, 2016

Tunnels affected directly by the EAF and NAF faults are the Ayaş, Bolu, Kargı, Dogancay, Gerede and Nurdag, Uluabat, Köseköy T26 tunnels, which are shown in Figure. 1

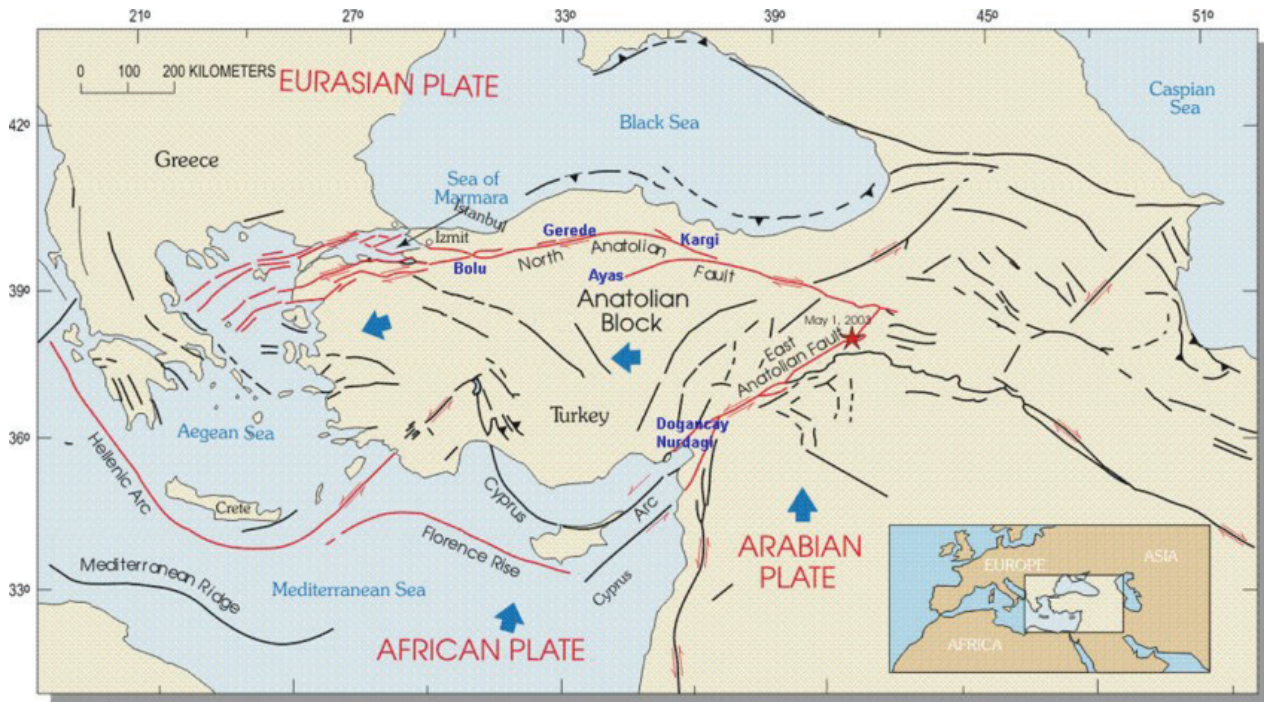


Figure 1. North and East Anatolian Faults in Turkey and tunnels affected by these two major faults

2.1 Ayaş Tunnel

The construction of the railway tunnel between Beypazarı and Istanbul (Arifiye–Sincan, started in 1976, length of 10.064 km). The lined inner diameter of the tunnel is 9.60 m. The tunnel was excavated by the conventional tunnelling methods and about 230 million USD has been spent on the tunnel construction and it is still not finished. Ayaş Tunnel was the longest railway tunnel planned in Turkey, it is abandoned now.

2.2 Bolu Tunnel

This tunnel is within the Trans-European Motorway project, and tunnel construction started on 16 April 1993. The total cost of the tunnel is about 300 million USD. It has twin 17 m wide bores, carrying three lanes of traffic in each direction. The tunnel crosses the North Anatolian Fault. The 12 November 1999 the Düzce earthquake (MW = 7.2) caused substantial damage to the tunnel and viaducts, which were under construction at the time of the earthquake. Excavation of the tunnel in the Ankara to Istanbul direction was completed by the beginning of August 2005, using NATM.

2.3 Köseköy-Bilecik T26 High Speed Railway Tunnel

The excavation of T26 Tunnel started with conventional tunnelling in 2010. The tunnel is on the North-East of Turkey. Due to geological problems, shear zones, fault zones and low RQD values, the daily advance rates were very slow. Mixed ground conditions with ophiolites, graphitic schists and mélanges with boulders including over excavation were the main difficulties leading to squeezing and blocking of the TBMs or even causing complete failures of the segments and abandoning of the tunnel. Remedial works were as reducing the size of

openings, minimal waiting, control of over excavation, lubrication between shield and rock, umbrella arch, increasing torque and thrust and sometimes rescue galleries are necessary. 13.7 m diameter single shield TBM used in the project is shown in Figure 2.



Figure 2. 13.7 m diameter single shield TBM used in the project

Face collapses, over excavation and jamming of the cutterhead started at chainage 216+300m in May 2012 and continued thereafter. As a remedial work some of the openings within the cutterhead were closed. The thrust of the TBM was increased from 84464 kN to 170000kN (breakout) and the torque was increased from 24083 kNm (overload) to 36000 kNm. Face collapsing continued frequently depending on the weak zones developed within shear zones, slowing down tremendously advance rates. With several modifications made to TBM, 2 bars of mean face pressure could be obtained. Segments started cracking in May 2012 and tunnels started collapsing gradually damaging the TBM, Figure 3. For the sake of safety all tunneling activities were stopped thereafter. Now tunnel excavation continues with conventional tunnelling methods

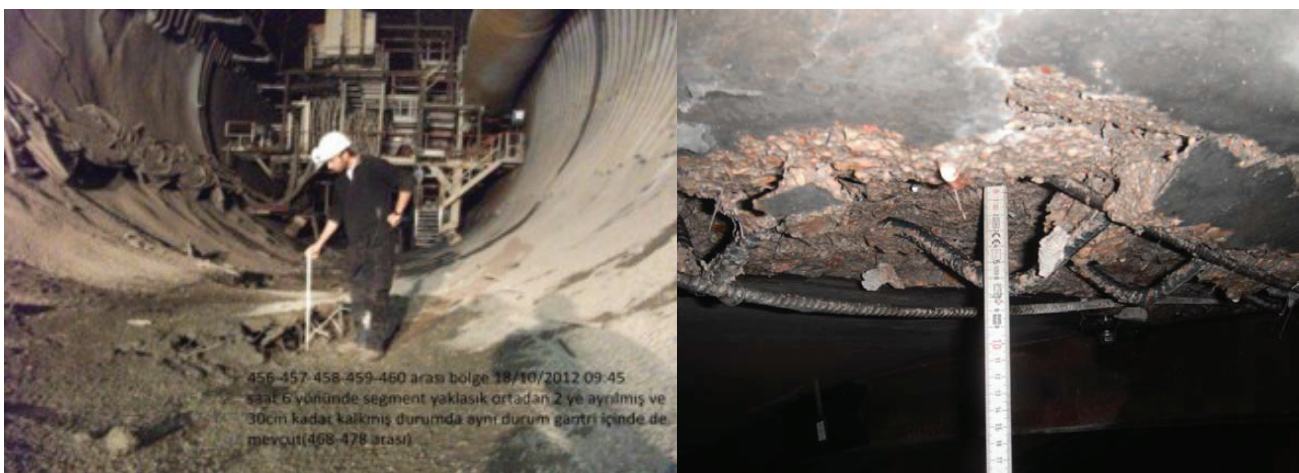


Figure 3. Failure of segments in Köseköy T26 Tunnel

2.4 Gerede water tunnel

The purpose of the project is to supply drinking water to Ankara, via a tunnel having a length of 31.6 km and a final diameter of 4.4 m. The geology of the Gerede tunnel consists mainly of volcanic units. The tunnel was intended to be completed by using three double-shielded TBMs of 5.5 m diameter. Tunnel excavation began in 2010 simultaneously in three points: entrance portal, shaft and output portal, with S-690, S-691 and S-692 TBMs. The TBM S 690 excavated a length of 9588 m and the first part was finished, Figure 4. However, this has been one of the most problematic TBM tunneling operations in Turkey.

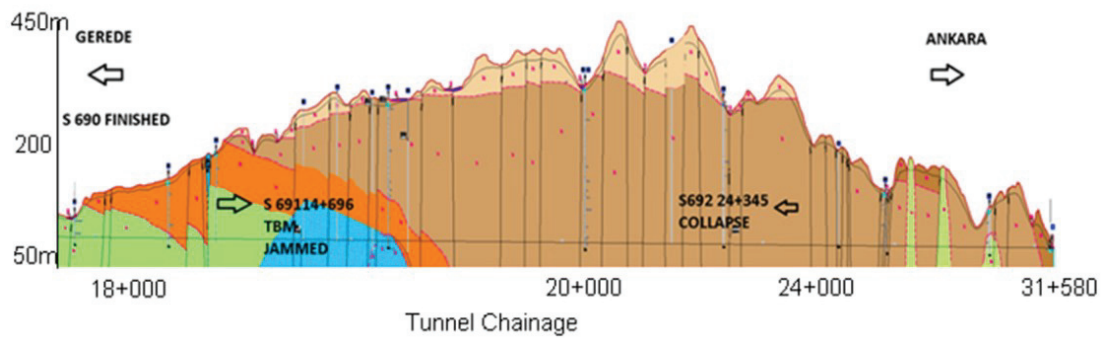


Figure 4. The geological cross section of Gerede Tunnel

The second drive, which started from the intermediate shaft towards Ankara, was excavated in downstream direction by the S-691 DS TBM. The TBM became stuck in smectite clay, swelling stresses started breaking the segments. The machine was removed from this side, and to continue from the Ankara side to take advantage of the dip of the tunnel for water removal. The third drive, which was being excavated by the S-692 DS, upstream of the Ankara side, has been constantly hindered by the complex existing geological conditions of heavily altered and weathered volcano-clastic rocks under very high water tables, which even caused one 12-months stoppage and required a bypass tunnel. The S-692 shield was trapped at chainage 24+344.86 km after the tunnel suffered a collapse in July 2014. The pressure deformed the telescopic shield and about 20 m of segmental lining, as can be seen in following Figure 5 causing a huge water and material inflow, estimated to be around 1250 m³ in 15 minutes. The Machine was destroyed, the area was collapsed. A new TBM was ordered in 2015, a bypass tunnel was excavated by a new TBM.



Figure 5 Failure of segments in Gerede Tunnel

2.5 Uluabat Tunnel.

The tunnel having a length of 11.4 km is situated on the southern part of Uluabat-Bursa (Apolyont) Lake, Turkey. The tunnel, with a length 11.4 km, started to be excavated with a 5.05 m diameter EPB-TBM on June 2006, and terminated in March 2010. The geology is consisted of Karakaya formation of Triassic age. The TBM was jammed several times due to the highly squeezing characteristics of the this formation, Figure 6, Eighteen rescue galleries were constructed to free the trapped TBM, and 192 days were spent in TBM rescue operations. Detailed study of the TBM performance data showed that overburden, RMR, Q values, the increase of machine thrust for a given tunnel length and time, the variation in the torque/thrust ratio can all be used as a reliable basis to alert the practicing engineers to implement some mitigating measures, such as using bentonite injection around the TBM shield. Geological cross section of the tunnel in Uluabat Project is seen in Figure 7.



Figure 6. Rock formations in Uluabat Tunnel and trpped TBM

For the first initiation, the fixed overcut was increased from 35 mm eventually to 95 mm on the radius. However, this was insufficient in some areas, and the bentonite injection was utilized in critical points. This was accomplished by pumping a bentonite mixture between the shield skin and the ground to reduce frictional forces. Injection through 5 cm diameter ports, six in total, was done. Delivery pressure varied between 0.2 bar and 2.5 bar. 2-3 m³ of the bentonite solution was used for each advance

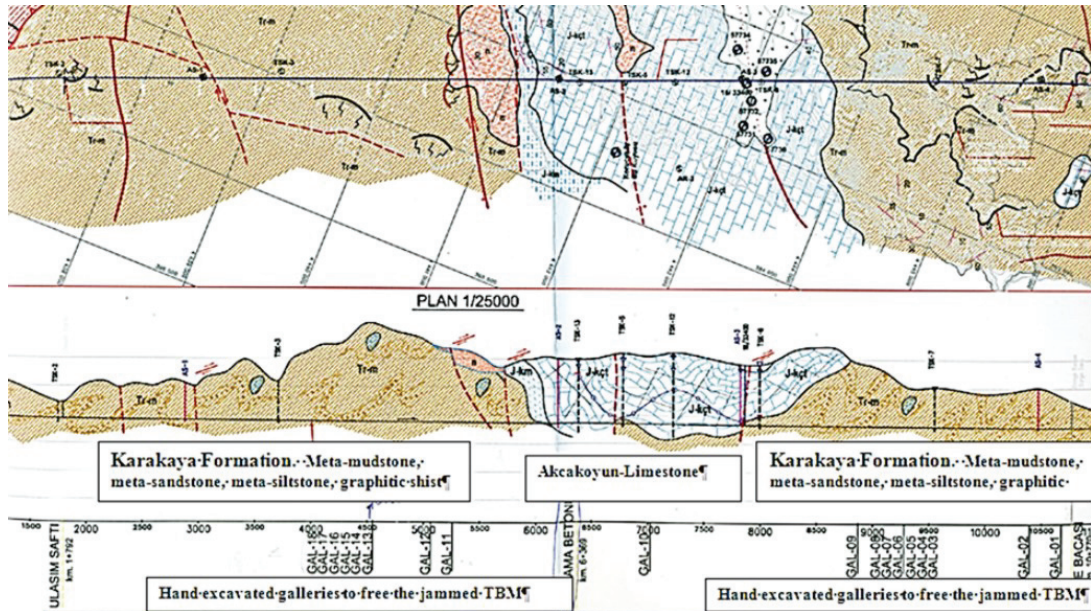


Figure 7. Geological cross section of the tunnel in Uluabat Project

2.6 Doğançay Power Tunnel

The Doğançay tunnel is located in the North East of Turkey, affected by North Anatolian Fault. The tunnel length is 6655 m, and the excavation started in September 2012 and ended in July 2015 (5.5 m/day). The tunnel was excavated by a double-shield Herrenknecht having a diameter of 4.1 m. The tunnel route contains limestone, shale, siltstone, claystone, sandstone and quartzite. The overburden within 3 km of the tunnel route is around 1,000 m. Tectonic stresses squeezed the TBM several times, causing considerable delays in tunnel drivage. The following Figure 8 shows the general layout of the tunnel route with the main faults.

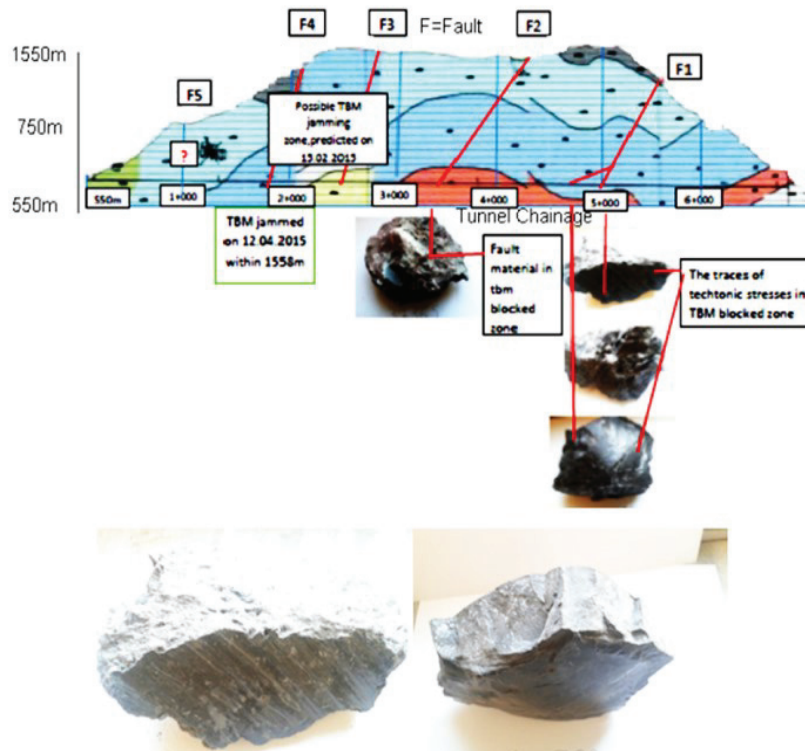


Figure 8. The general layout of the Doğançay Tunnel route

Figure 9 shows the variation of torque to thrust ratio. The ratio of torque to thrust force is a good indicator of the squeezing of a TBM. The following Figure shows the variation of this ratio between 12.04.2015 and 14.04.2015. As can clearly be seen from this figure the ratio started at 2, and dropped to 0.5 by the 7th ring, then later increased up to 1.5 and dropped again to 0.5, and the TBM was jammed within the 25th ring.

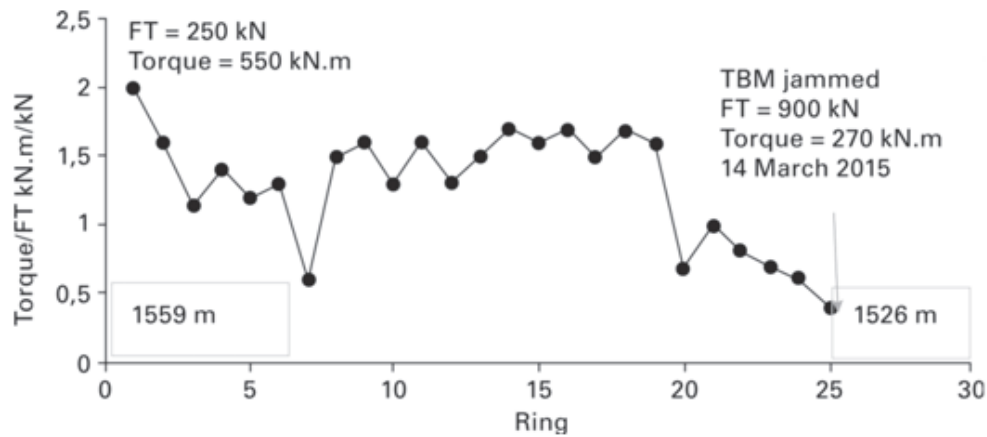


Figure 9. The variation of torque to thrust ratio.

2.7 Kargı Power Tunnel

Kargı Hydropower project is situated in the region of Kizilirmak River between the town of Osmancik and the Boyabat reservoir. The excavation of an 11.8 km tunnel has been recently finished, 7.8 km of the tunnel was excavated with a double shield Robbins TBM of 9.84 m diameter, and 4 km of the tunnel was opened with NATM. However due to geological difficulties, and North Anatolian Fault Zone the ground became blocky in character, TBM stuck several times and galleries were opened in different places to rescue the trapped cutterhead. To overcome the difficulties in continuing the project, systematic probe drilling and umbrella arch (UA) were selected as remedial works. Figure 10 shows the geological cross section of Kargı Tunnel, and Figure 11 drilling from the cutterhead for umbrella arch

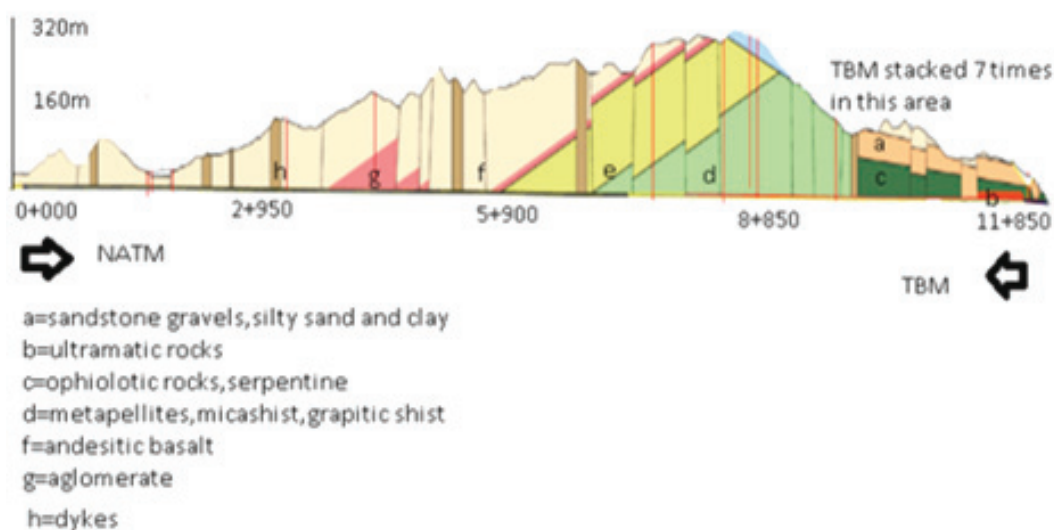


Figure 10. Geological cross section of Kargı Tunnel

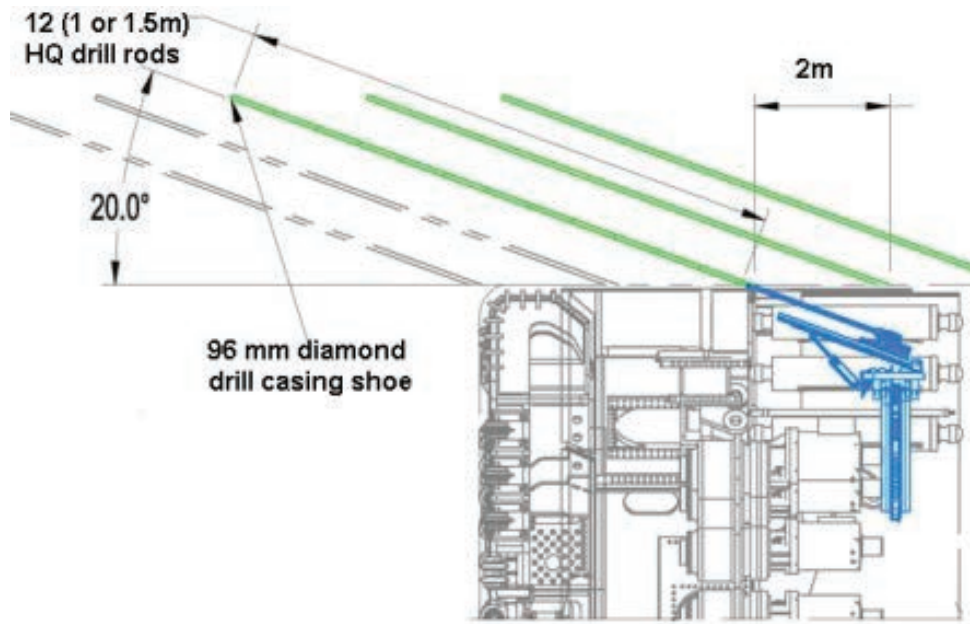


Figure 11. Drilling from the cutterhead for umbrella arch

Eleven ports existed in the front shield of TBM. Drillings for UA started approximately 3 meters behind the cutter head. Drill pipes having a diameter of 8 cm were used for UA. At the beginning of the operation, the holes were drilled with a drilling bit attached to the drill pipes. After removing the drill bit, a string of perforated pipes for injection was placed into the drill hole. Injection was done up to 120 bars of pressure, For injection fast setting micro fine Portland cement (Rheocem 650) was used. Moreover along with micro cement, two components of polyurethane injection resin (MasterRoc MP 355 and Geofam) were also used. For filling very large voids, a two-component urea-silicate (MasterRoc MP 367) injection was realized. Generally, 15 m of drill holes having an approximate 20° angle were realized with 4 m overlaps between drills. Probe drilling data is carefully recorded as seen in Figure 12, and according to this data the face injection and umbrella arch were applied as seen in Figures 13 and 14.

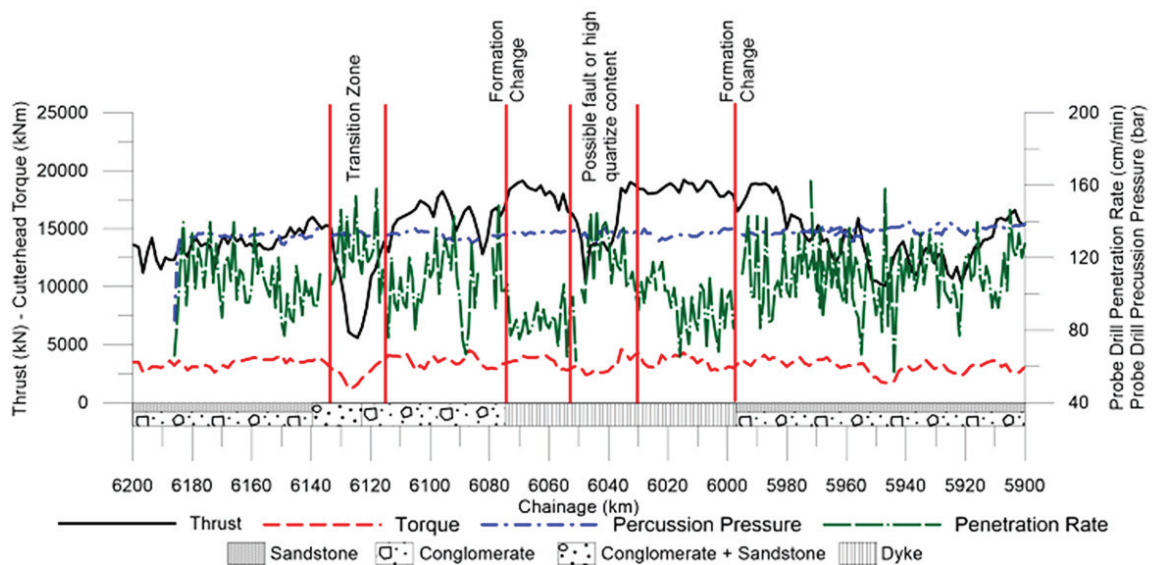


Figure 12. Typical record of probe drill data in Kargı Tunnel



Figure 13. Polyuretane injection to stabilize the tunnel face in Kargı Tunnel



Figure 14. The application of umbrella arch in Kargı Tunnel

3. EAST ANATOLIAN FAULT LEADING TO A RISK CLASSIFICATION SYSTEM FOR TBM

Nurdağı Tunnel

The tunnel is for railway transportation, and the project involves two tubes, each with a length of 9750 m. The excavation is planned to start from chainage 13+450 km and to terminate at chainage 3+700 km. The chainage from 13+450 to 12+400 km involves Karadag limestone of

Mesozoic age, which is affected by the East Anatolian Fault (EAF), fracturing the rock formation to a great extent. High water ingress is expected in this area. Karadag limestone discharges the water at the toe of the mountain at the Nurdagi site. Several springs are available along the EAF. Due to technical difficulties and time necessary to procure the TBM, the first 1050 m in limestone was opened by NATM. The geological cross-section of this area, which is planned to be opened by drill and blast method, is seen in the following Figure 15. The length of the two tubes railway tunnel is 9750 m and diameter is 8 m. It was decided to open the first 1000 m of the tunnel by NATM since the tunnel was under the influence of East Anatolian Fault.

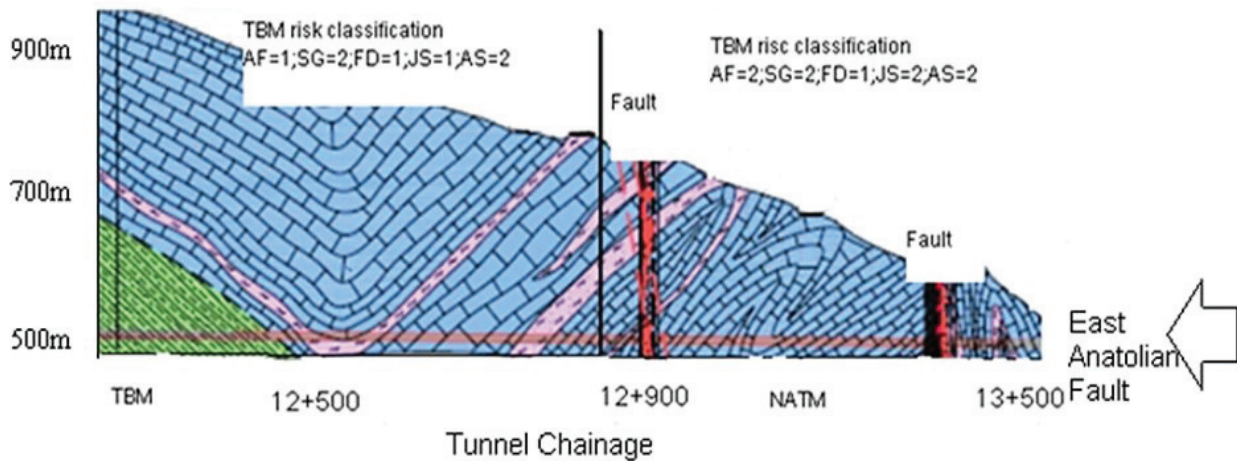


Figure 15. The cross section of Nurdagi tunnel influenced by East Anatolian Fault

The tunnels excavated close to the NAF and EAF led to the development of a risk classification method defined in the following Table 1. According to this table, the use of a TBM in the Nurdagi tunnel at 13+500 to 12+800 km is very risky, 12+800 to 12+500 km is risky and it is favorable up to 4+850 km

Table 1. A TBM risk classification for tunnels to be excavated close to North and East Anatolian Fault

Factors effecting the risk of using TBMs	Classification
(1) Distance of the tunnel to NAF and EAF, the possibility of tectonic stresses. AF	(1) Within 0.5–2 km to NAF and EAF (2) Very close to NAF and EAF
(2) The possibility of high amount of water ingress into the tunnel. Detailed geological reports and careful observation of drilling logs are necessary. SG	(1) Less than 100 lt/s (2) More than 100 lt/s
(3) The possibility of seeing geological discontinuities in front of tunnel face. The criterion is that in NATM it is easy to see and control geological discontinuities in the tunnel face. FD	(1) For NATM excavation method (2) For TBM excavation method
(4) Geological discontinuities, JS	(1) $Q < 1$ $RMR < 20$ (2) $Q > 1.1$ $RMR > 21$
(5) The presence of anticlinal and synclinal AS	(1) One within 1 km (2) More than one within 1 km
If the total mark is between 8 and 10, it is very risky to use TBM; if the total mark is between 5 and 8, it is risky to use TBM; if the total mark is between 2 and 5, the risk of using TBM is in medium level; if the total mark is 0–2, using TBM is not risky	

The effect of big 6th February Earthquake on Nurdağı Town is shown in Figure 16. One should remember that Nurdağı Town is just few km away from Nurdağı Tunnel. Figure 17 shows Nurdağı Tunnel which is not effected by 6th February Earthquake.



Figure 16. The effect of big 6th February Earthquake on Nurdağı Town

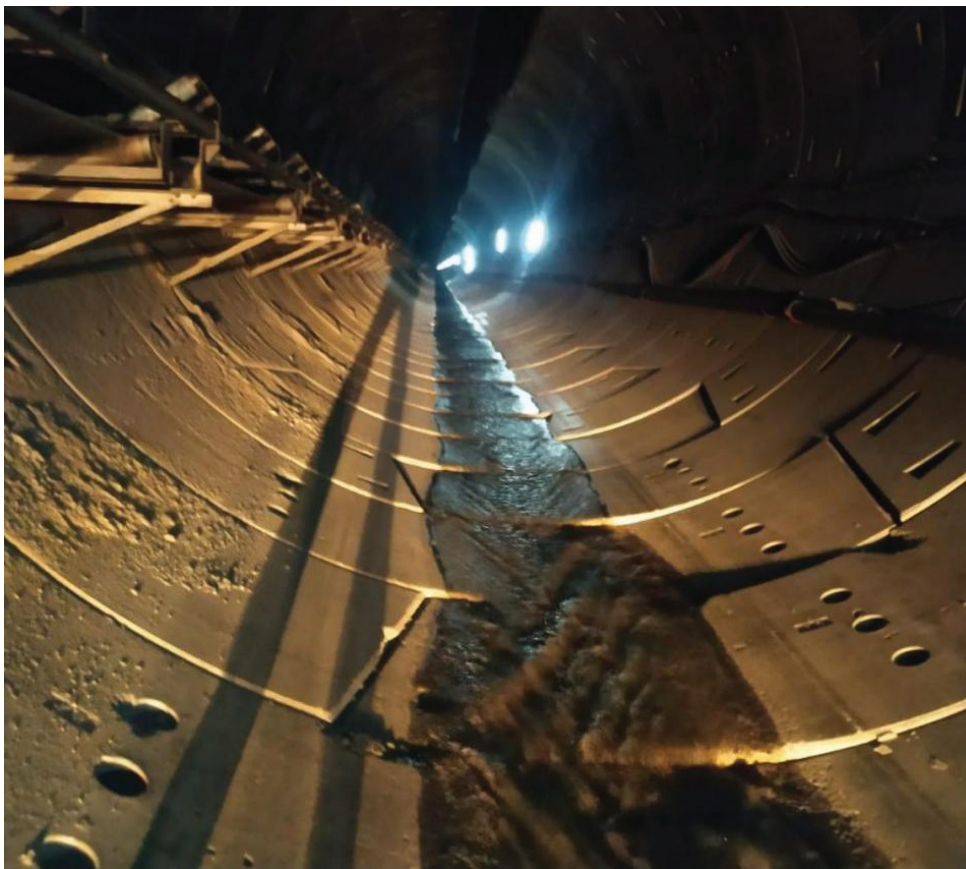


Figure 17 Nurdağı tunnel after 6th February Earthquake

4. CONCLUSIONS

The geology of Turkey is very complex. In this paper 10 different tunnelling projects having different problems in complex geology are explained. The main conclusion of this paper is that “Never start a mechanized tunnelling project in Turkey without having detailed site and geological investigations, having adequate and well equipped TBM including well trained and experienced tunnelling crew”. Inadequacies may even lead to loose and burry TBMs as in Beylerbeyi, Silvan, Kosekoy and Gerece Projects. Although the projects are not given in details in this paper,

It is strictly advised to measure stresses in magnitude and orientation especially for the tunnels planned to be opened around to North and East Anatolian Faults which may lead to the frequent squeezing of TBM as happened in Dogancay Project. A risk factor should be considered in these areas for using TBM. In critical zones NATM may be considered to be used partly as planned in Nurdagi Project. Drilling and blasting in one end of the tunnel and TBM at the other end may be a good alternative for decreasing the job termination time as happened in Kargi Project. Your TBM should well equipped with good probe drilling facilities. .

Decreasing waiting time and bentonite injection helps to decrease squeezing risk of TBM in swelling rock formations as happened in Uluabat Tunnel.

REFERENCES

Bilgin, N. Copur, H. and Balci, C. 2016. TBM excavation in difficult ground conditions, cases studies from Turkey. Ernst and Sohn, Germany 346.

Bilgin., N. 2016. An appraisal of TBM performances in Turkey in difficult ground conditions and some recommendations, *Tunnelling and Underground Space Technology* 57 (2016) 265–276

Effects of Earthquakes on Underground Structures with Some Examples from the 2023 February 6 Great Turkish Earthquakes

Depremlerin Yeraltı Yapılarına Etkisi ve 2023 Şubat 6 Büyük Türkiye Depremlerinden Bazı Örnekler

Ö. Aydan

University of the Ryukyus, Engineering Faculty, Okinawa, Japan

ABSTRACT: Underground structures are well known as earthquake-resistant structures. However, the recent earthquakes including the recent 2023 February 6 Great Turkish Earthquakes showed that underground structures are also vulnerable to seismic damage. There may be several reasons such as high ground motions and permanent ground movements. The response of tunnels in liquefiable ground during earthquakes under immersed condition is also of great paramount importance for the structural stability and passengers safety travelling through such tunnels. This study attempts to describe various forms of damage to underground structures such as tunnels excavated in soils and rocks and caverns during major earthquakes. Results of various model tests on shaking table are also presented to show the effect of ground shaking on the response and collapse of underground structures in continuum and discontinuum. Furthermore, some available empirical analytical and numerical approaches are summarized to assess the damage and stability of underground structures during earthquakes.

ÖZET: Yeraltı yapıları depreme karşı dayanıklı olduğu bilinmekle birlikte 2023 Büyük Türkiye Depremlerinde de görüldüğü gibi son yıllardaki depremlerde hasar görebilecekleri anlaşılmıştır. Bu hasarların nedenleri depremin oluşturduğu yüksek ivmeler ve kalıcı yerdeğiştirmelerdir. Sıvılaşabilir zeminde açılan tünellerinin deprem sırasındaki davranışı bu yapıların duraylılığı ve içinden geçen yolcuların güvenliği açısından oldukça önemlidir. Bu çalışmada zemin veya kaya içinde açılan tüneller ve büyük yeraltı açıklıklarında depreme bağlı olarak oluşan hasarlar anlatılmaktadır. Sürekli ve süreksiz ortamlarda arazi sarsıntuları altında yeraltı yapılarının davranışı ve göçmesi üzerine etkisini göstermek için sarsıntılı masa üzerinde yapılmış çeşitli model deneylerinin sonuçları da verilmektedir. Son olarak yeraltı yapıların deprem sırasındaki davranış ve duraylılığını incelemek üzere önerilmiş bazı mevcut görgül, analitik ve sayısal çözümler özetlenmektedir.

1 INTRODUCTION

It is well known that the underground structures such as tunnels and powerhouses are generally resistant against earthquakes (Dowding and Rozen, 1978; Sharma and Judd, 1991; Aydan et al. 2012a). However, they may be damaged when permanent ground movements occur in/along the underground structures. There are several examples of damage to tunnels due to permanent ground movements during earthquakes such as 1906 San Francisco 1930 Tanna, 1978 Izu-Oshima-Kinkai, 1995 Kobe, 1999 Düzce-Bolu, 1999 Chi-chi, 2004 Chuetsu, 2005 Kashmir, 2008 Wenchuan and 2016 Kumamoto earthquakes (Kawakami 1984; Kuno, 1935; Aydan 2003, Aydan et al. 1999, 2000a, 2004, 2006, 2007, 2009a,b,c, 2010a,b, 2011, 2016). Most of tunnels worldwide has non-reinforced concrete linings. As the concrete lining fails in brittle manner, the permanent ground movements may induce the rupture of the linings and falling debris,

which may cause secondary disasters with tremendous consequences to vehicles passing through. Therefore, this current issue must be urgently addressed.

The structural stability of immersed or subsea tunnels is also of great importance for passengers safety travelling through such tunnels during service life. These tunnels may be constructed as immersed 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 immersed tunnels experienced earthquakes in literature. The response of immersed tunnels and shield tunnels in/around Tokyo Bay area during the 2011 Great East Japan earthquake could be of great significance for engineering community.

This article is concerned with the response and stability problems of underground openings such as tunnels excavated in soil and rocks during earthquakes. Results of various model tests on shaking table are briefly described to show the effect of ground shaking on the response and rock loads and collapse of underground structures and rock loads in continuum and discontinuum. Some available empirical analytical and numerical approaches are summarized to assess the damage and stability of underground structures during earthquakes.

2 GROUND MOTIONS

It is well-known that the ground motions are generally smaller than those at ground surface. Nasu (1931) carried out first instrumental studies on tunnels during the aftershock activity following 1924 Izu earthquake with a 2.4 m offset. Kanai and Tanaka (1951) measured ground acceleration in underground cavern and at the ground surface. These measurements indicated that the surface acceleration was generally twice or more than that at depth as expected theoretically. Figure 1 shows the acceleration records measured on the ground surface (GSA) and underground (GSG) during the 2009 Mw 6.3 L'Aquila earthquake. The GSA station is at Assergi and the GSG station is located in an underground gallery of Gran Sasso Underground Physics Laboratory of Italy. Both stations are founded on Eocene limestone with a shear wave velocity of 1 km/s. Although the epicentral distances and ground conditions are almost the same, the acceleration at ground surface is amplified almost 6.4 times that in the underground gallery.

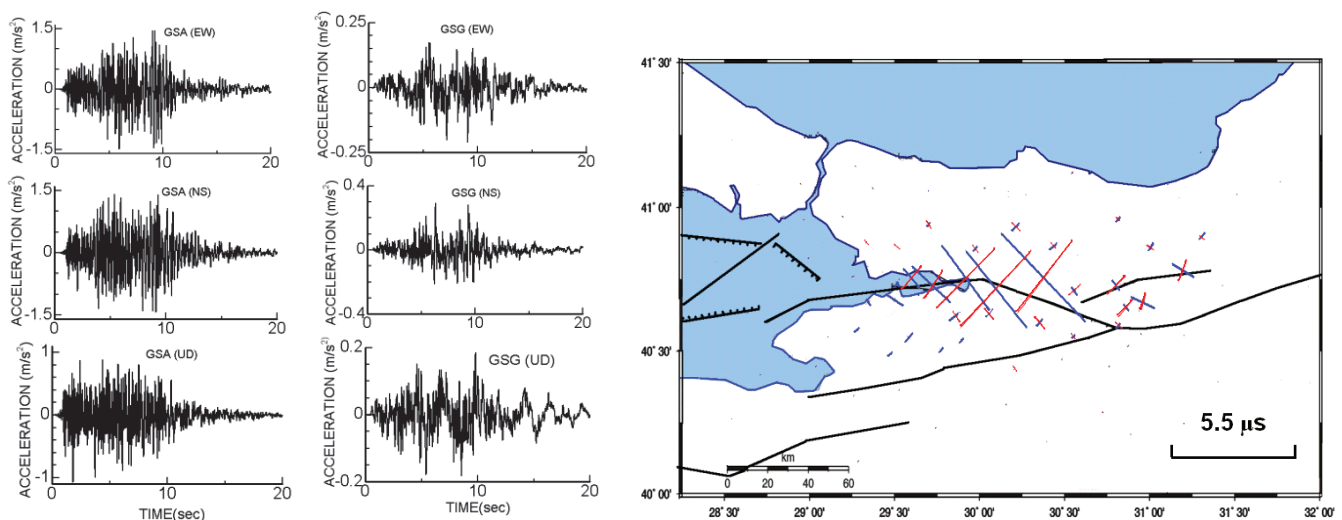


Figure 1. Acceleration records at GSA and GSG. Figure 2. Principal strain variations by the 1999 Kocaeli earthquake (Aydan et al. 2011).

The recent global positioning system (GPS) also showed that permanent deformations of the ground surface occur after each earthquake (Figure 2). The permanent ground deformation may result from different causes such as faulting, slope failure, liquefaction and plastic deformation induced by ground shaking. This type ground deformation may have limited effect on small structures as long as the surface breaks do not pass beneath those structures. However, such

deformations may cause tremendous forces on long and/or large structures. The ground deformation may induce large tensile or compression forces as well as bending stresses in structures depending upon the character of permanent ground deformations. Figure 2 shows the permanent ground straining following the 1999 Kocaeli earthquake in Turkey as an example. Blind faults and folding processes may also induce some peculiar ground deformations and associated folding of overlaying soft sedimentary layers. Such deformations caused tremendous damage to tunnels during the 2004 Chuetsu earthquake although no distinct surface rupturing took place.

3 DAMAGE TO UNDERGROUND STRUCTURES DURING EARTHQUAKES

Aydan et al. (2010a,b) compiled a number of case histories such as tunnel damage, caves and underground power houses from various reports, papers and their own observations. More observations from are added from recent earthquakes such as 2016 Kumamoto (Japan) and 2023 Turkish earthquakes. The damages to underground structures are classified as (Figure 3):

- a) shaking induced damage
- b) portal damage and
- c) permanent ground deformations induced damage.

Permanent ground deformation induced damage is generally caused either by faulting or mass movements. Permanent ground deformations may result from relative movement along the earthquake fault as seen in 1906 San Francisco, 1930 Tanna, 1978 Izu-Oshima-Kinkai, 1995 Kobe, 2016 Kumamoto and 2023 Pazarcık earthquakes, earthquake induced mass movements and plastic deformation of ground due to high ground accelerations. For example, many tunnels were damaged due to the permanent ground deformations induced by mass movements by 2004 Chuetsu earthquake and Erkenek Tunnels in 2023 Pazarcık earthquake.



Figure 3. Examples of earthquake-induced damage to underground structures.

The author and his colleagues compiled many cases histories and developed databases for three different categories of damages, namely, faulting induced (18 cases histories), shaking induced (98 case history) and slope failure induced (47 cases histories) (Aydan et al. 2010b). The parameters of these databases are the name of tunnel, earthquake parameters (magnitude, hypocenter depth, relative slip), distances from epicenter and the earthquake fault surface trace, geometry of tunnel, overburden, lining thickness, rockbolt density, rock unit. The databases are recently modified to include more data from recent earthquakes such as 2016 Kumamoto earthquake and 2023 Pazarcık earthquake.

When underground structures are excavated, immersed or embedded in ground, which may liquefy during ground shaking, the structures would be uplifted due to the buoyancy effect of liquefied ground (Figure 4). The lateral spreading resulting from ground liquefaction may also induce damage to embedded underground structures. The tunnels excavated in soil beneath rivers and/or sea beds may be quite vulnerable to this type problem. While there are many

examples of damage to embedded structures in liquefied soils, the reports of damage to immersed tunnels or excavated subsea tunnels are almost none so far. The tunnel beneath Sendai airport was completely inundated and it was reported that some relative ground movements were observed on the surface during the M9 2011 Great East Japan earthquake. Although there is no official report on the damage to immersed tunnels and Aqua-line shield tunnel in/around Tokyo Bay area yet, it is known that some relative permanent ground deformations did occur between the immersed tubes and surrounding ground. In one example, there was even water leakage into an immersed tunnel.



Figure 4. Examples of uplifted underground structures in liquefied ground

4 DYNAMIC MODEL EXPERIMENTS ON UNDERGROUND OPENINGS

Model experiments on underground openings are one of the tools used in Geo-engineering since early times. If the design values are to be obtained directly from the model experiments, the similitude law between the model and actual structure is the most critical issue. As it is difficult to model an actual structure in a reduced scale of the geometry, stress conditions and constitutive parameters of materials, the model experiments should be used to validate the mathematical models for structural response under controlled conditions and material properties of the model experiments and to study the mechanism of failure, which may be an extremely difficult task even in numerical analyses. Model experiments presented in this section are intended to illustrate what we should expect under natural conditions and to understand the underlying mechanism of the response and stability of underground openings subjected to earthquakes.

4.1 Underground Openings in Continuous Non-Cohesive Medium

Terzaghi's arching theory based on his trap-door experiments in laboratory constitutes the basic concept for the consideration of load on tunnels excavated in soil (Terzaghi and Peck, 1948). He did his experiments under static condition. The authors carried out some trapdoor experiments using sand, river gravel crushed limestone and glass beads under dry conditions. Similar experiments were carried out on blocky rock mass models. The two-dimensional trapdoor device was fixed on a shaking table (Figure 5a). The load acting on the trapdoor and its displacement were continuously measured. Following the lowering the trapdoor in steps, the base was shaken and its load response was measured. Several examples of experimental load, displacement and acceleration responses are shown in Figure 6. As expected from ground-reaction response concept in tunneling, the load decrease drastically as the trapdoor was lowered and the load becomes stabilized following the initial dynamic response. When shaking was applied to the base, the load on the trapdoor starts to increase with some fluctuation during shaking and becomes stabilized to a certain level. However, the load at the end of the experiments is much higher upon lowering the trapdoor. This response repeats itself each time if the same procedure is applied. The most important implication of this experiment is that the

arching action weakens when surrounding ground subjected to shaking and resulting load on the tunnel lining would be higher than that assumed under static condition. This conclusion from this experiment is that the current concept of estimation of load tunnels or embedded structures in soils based on arching theory must be revised and retrofitting of tunnels is required if they are located in seismically active areas.



(a) Trap-door experiment (b) tunnel in liquefiable ground (c) dry cohesive medium
Figure 5: Views of experiments on model tunnels under different ground conditions

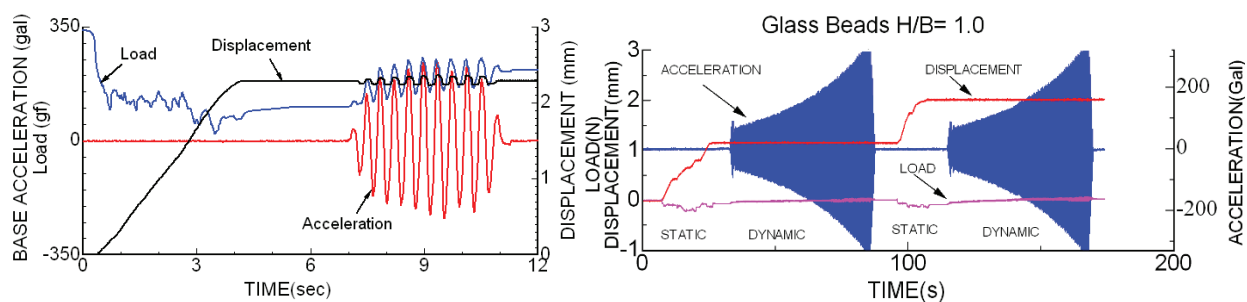


Figure 6. Measured responses of load and displacement of the trapdoor and applied base acceleration

4.2 Underground Openings in Liquefiable Medium

The author undertook a series of model experiments to study the dynamic response of tunnels in liquefiable ground under fully saturated conditions (Aydan 2001, 2007a). The relative density, and depth of embedment were carried varied and the effect of back-fill material was investigated. Figure 7 shows the model conditions and measured responses of model experiments using soils with a relative density (RD) of 35-42% and 60-65%. The overburden ratio (H/D) was 0.67 and 2. As noted from the figures, the model tunnels were uplifted depending upon relative density and H/D. Although the use of heavy gravel backfill material reduces the total amount of uplift of the model tunnel, the uplift phenomenon did take place. As the overall density of the model tunnel is less than the surrounding saturated ground, the model tunnel is pushed upward due to the buoyancy and the material surrounding the model tunnel move downwards. It should be noted that when the overburden is shallow, the uplift of the tunnel does occur irrespective of surrounding soil/backfill liquefies or not.

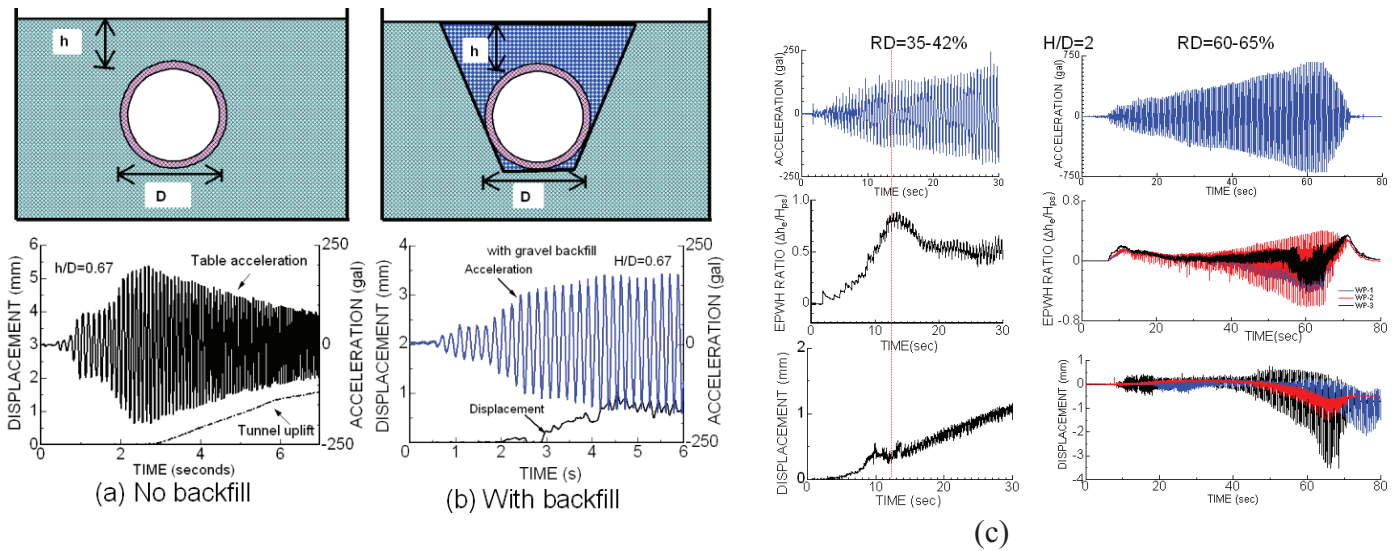
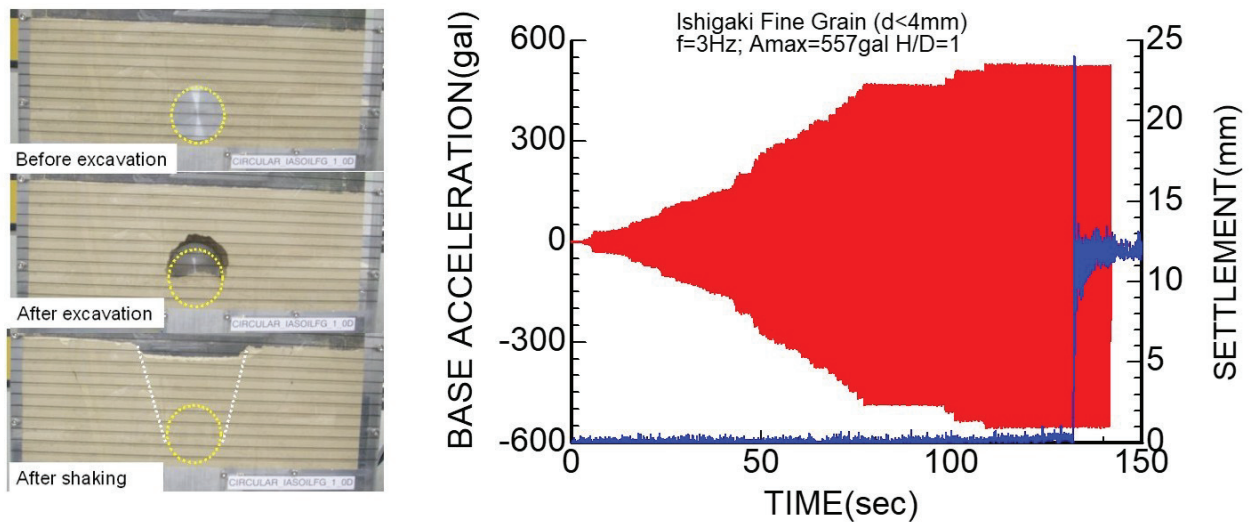


Figure 7. (a,b) Illustration of model conditions and measured responses and (c) Measured responses of the models with a overburden ratio (H/D) 2 and relative densities of 35-42% and 60-65%.

4.3 Underground Openings in Weakly Cohesive Medium

A series of model tests on underground openings with a diameter of 50 mm in a fine granular material made of crushed Ryukyu limestone with an apparent cohesion was carried out by varying the ratio of overburden to tunnel diameter (0.5 – 2.0) and the inclination of ground surface (0° and 30°). The unit weight, cohesion and friction angle of the compacted material are about 15 kN/m^3 , 7.2 kPa and 26.9° , respectively. The model box was made of an aluminum frame with a size of $300 \times 300 \times 50 \text{ mm}$ and the front and back of the model box were made of 5 mm thick transparent acrylic plates. After compaction, the tunnel was excavated by pulling out the aluminum solid cylinder with a diameter of 50 mm similar to TBM excavations. Model tunnels were unsupported and some collapses occurred in the roof following the excavation. Then, tunnels were subjected to horizontal shaking perpendicular to the longitudinal axis of the tunnels (Figure 5c). Applied accelerations and movement of the ground surface were measured using accelerometers and laser displacement transducers, respectively. Figure 8(a) shows some views of the experiments on model tunnels for overburden ratio (H/D) of 1. Figure 8(b) shows the applied acceleration wave and response of the model tunnel with flat ground surface during shaking. Although the material is extremely weak, the maximum ground acceleration was greater than 0.54g. This simple example clearly implied that underground openings are quite resistant to ground shaking. This model also illustrated the overall failure angle emanating from the both sides of the tunnel is about 70° upon the total failure.



(a) Views during experiment

(b) base acceleration and displacement

Figure 8. Views during the experiment and applied base acceleration and measured displacement.

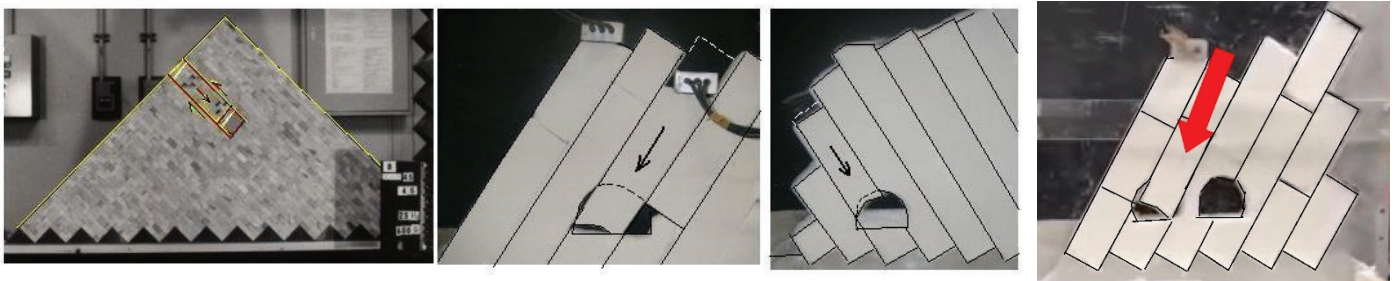


Figure 9. Views of some model tests in discontinuous rock mass models

4.4 Underground Openings in Discontinuous Medium

The authors (Aydan et al. 1994; Aydan and Kawamoto 2004; Geniş and Aydan 2002, 2008; Aydan and Geniş 2008a) have reported some of their experimental results on the response and stability of underground structures in discontinuous medium. Some of these experiments involved model tests in non-breakable blocky media. The instability merely takes place in relation to the orientation of discontinuities (Figure 9). In recent years, these experiments have been repeated using breakable blocks made of a mixture of BaSO_4 , ZnO and vaselin oil, which were used in base-friction model tests. The strength of this material depends upon the compaction pressure so that it is possible to achieve the failure of models with desired strength values.

The author and his colleagues used some model set-ups to investigate the effects of faulting due to earthquakes on underground structures (Aydan et al. 2010a,b, 2011). The orientation of faulting can be adjusted as desired. The maximum displacement of faulting of the moving side of the faulting experiments was varied between 25 and 100mm. The base of the experimental set-up can model rigid body motions of base rock and it has a box of 780 mm long, 250 mm wide and 300 mm deep. This experimental device was used to investigate the effect of forced displacement due to faulting on underground openings. The displacement and accelerations were measured simultaneously. Figure 10 shows some views of some model experiments on shallow underground openings subjected to the thrust faulting action with an inclination of 45° . Underground openings were assumed to be located on the projected line of the fault. In some of experiment three adjacent tunnels were excavated. While one of the tunnels was situated on the projected line of faulting, the other two tunnels were located in the footwall and hanging wall side of the fault. As seen in Figure 10, the tunnel completely collapsed or heavily damaged when it was located on the projected line of the faulting. When the tunnel was located on the

hanging wall side, the damage was almost none despite the close proximity of the model tunnel to the projected fault line. However, the tunnel in the footwall side of the fault was subjected to some damage due to relative slip of layers pushed towards the slope. This simple example clearly shows the damage state may differ depending upon the location of tunnels with respect to fault movement.

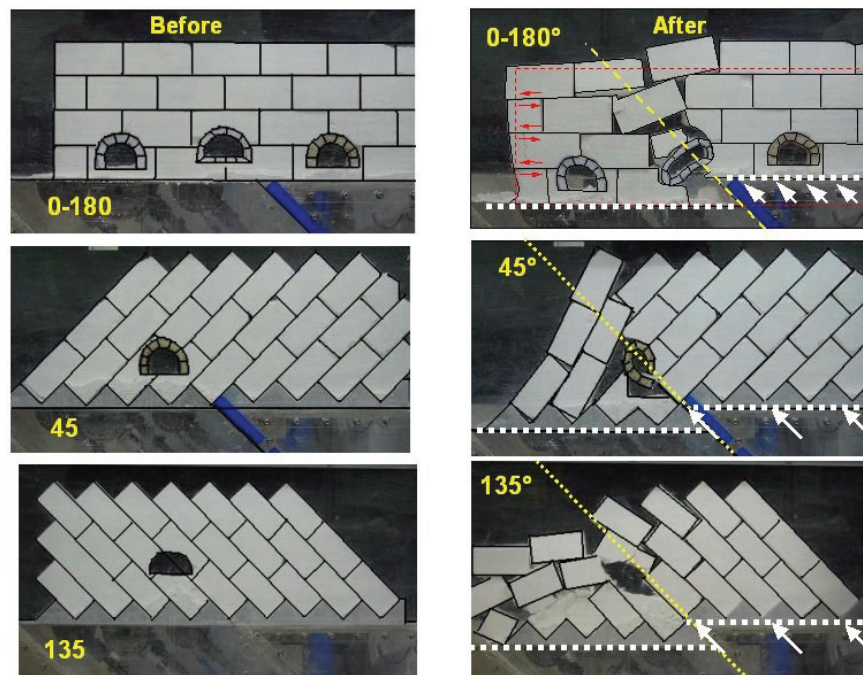


Figure 10. Effect of faulting on underground openings (Aydan et al. 2011).

5 DYNAMIC STABILITY ANALYSIS OF UNDERGROUND STRUCTURES

5.1 Shallow Underground Openings in Discontinuum

It is well known that shallow underground openings are more vulnerable to stability problems as compared to deep underground openings. The shallow underground openings may completely fail during earthquakes as seen in previous sections. The authors have been studying the stability of shallow underground openings under both static and dynamic conditions (Aydan et al. 1994; Geniş and Aydan 2002). The model tests revealed that there are two or three regions potentially unstable (denoted Regions I, II and III) in the close vicinity of shallow underground openings as illustrated in Figure 11. Aydan et al. (1994) derived the conditions for the horizontal seismic coefficient (α_H) to initiate the sliding of a region along a discontinuity set emanating from the opening for a shallow underground opening as illustrated in Figure 11 in view of the experimental studies. The same method can be used for the stability of region II. Aydan et al. (1994) have checked experimentally the validity of the limit equilibrium conditions for layered and media with two joint sets as shown in Figure 12. Figure 13 compares a further advanced version of the model proposed by Aydan et al. (1994) to compute the deformation response of sliding body during ground shaking. As noted from the figure, the responses of sliding bodies for a hypothetical example and an experiment consisting of intermittently arranged Ryukyu limestone blocks are shown and compared.

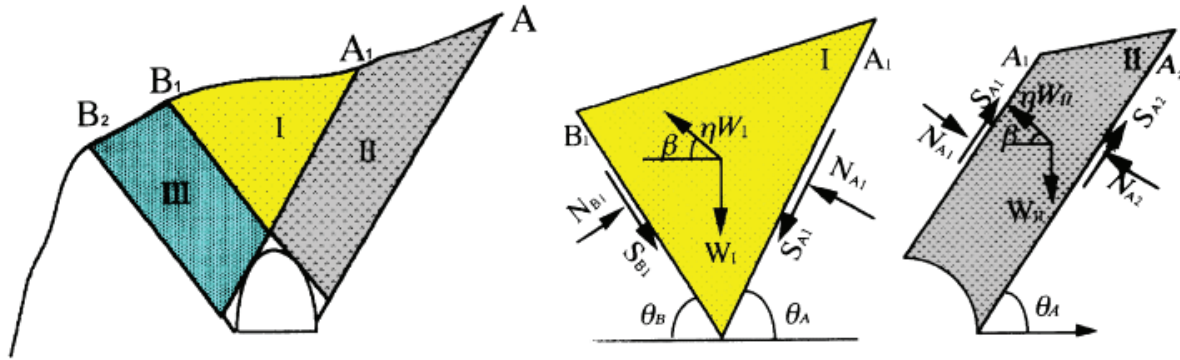


Figure 11. Illustration of mechanical model for stability analysis of shallow underground openings.

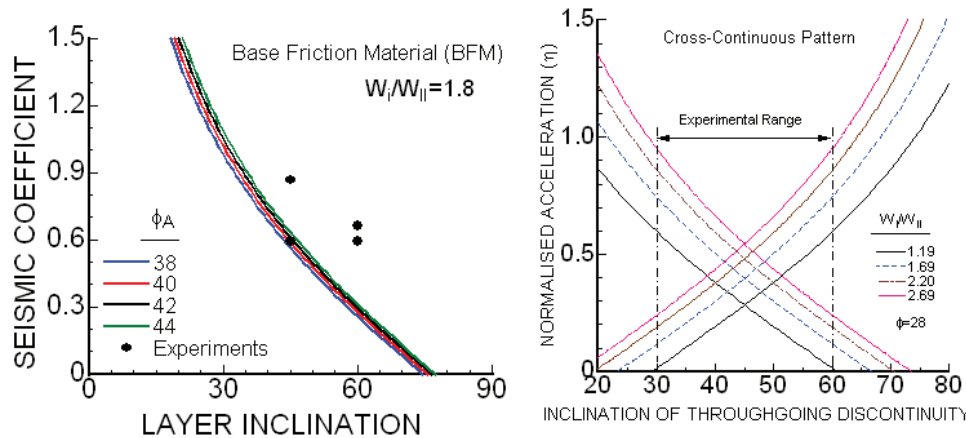


Figure 12. Computed stability charts for shallow underground openings.

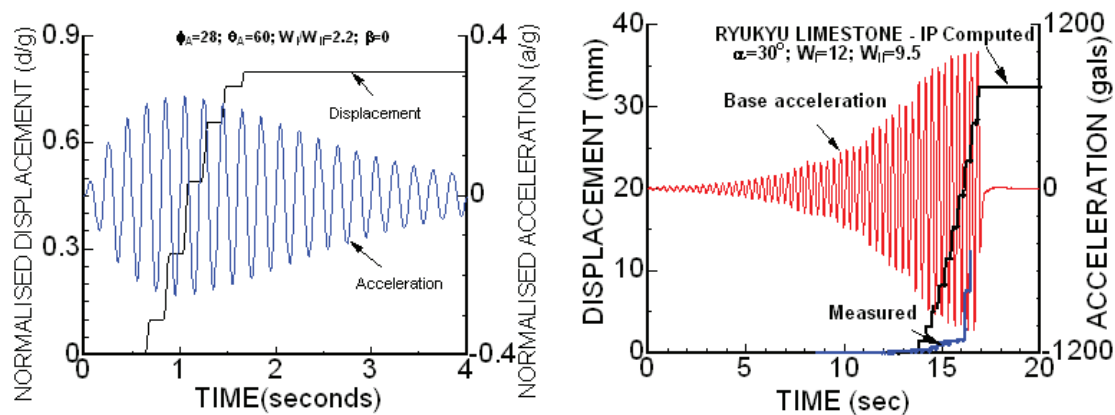


Figure 13. Computed responses of sliding bodies for a hypothetical example and an experiment consisting of intermittently arranged Ryukyu limestone blocks.

5.2 Deep Underground Openings

A series of parametric numerical analyses on the shape of underground openings under different high in-situ stress regime and direction and amplitude of earthquake induced acceleration waves was carried out. The details of these numerical analyses can be found in publications by Geniş (2002), Geniş and Gerçek (2003) and Gerçek and Geniş (1999). Figure 14 compares yield zone formations around circular tunnels subjected to in-situ hydrostatic stress condition ($P_0=20$ MPa) under static and dynamic conditions. In the analyses, the rock mass behavior is assumed to be elasto-plastic. Three different acceleration records were used in these particular analyses. If the maximum amplitudes and dominant frequency characteristics of the earthquake records are almost the same, the yield zones formed under dynamic conditions are same. They are almost circular for the circular tunnels although the acceleration record was uni-directionally applied.

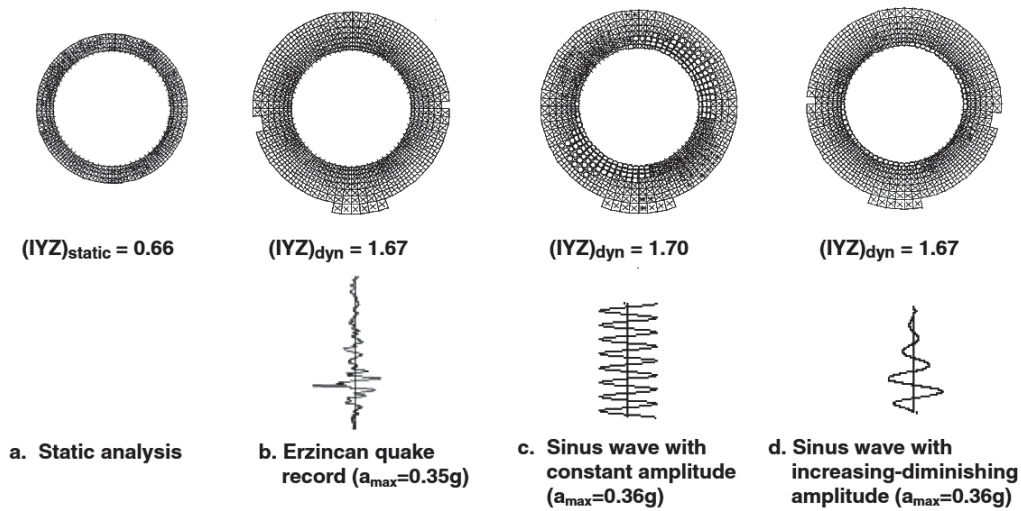


Figure 14. Yield zone formations around a deep circular opening under different waveforms (arranged from Geniş and Gercek, 2003).

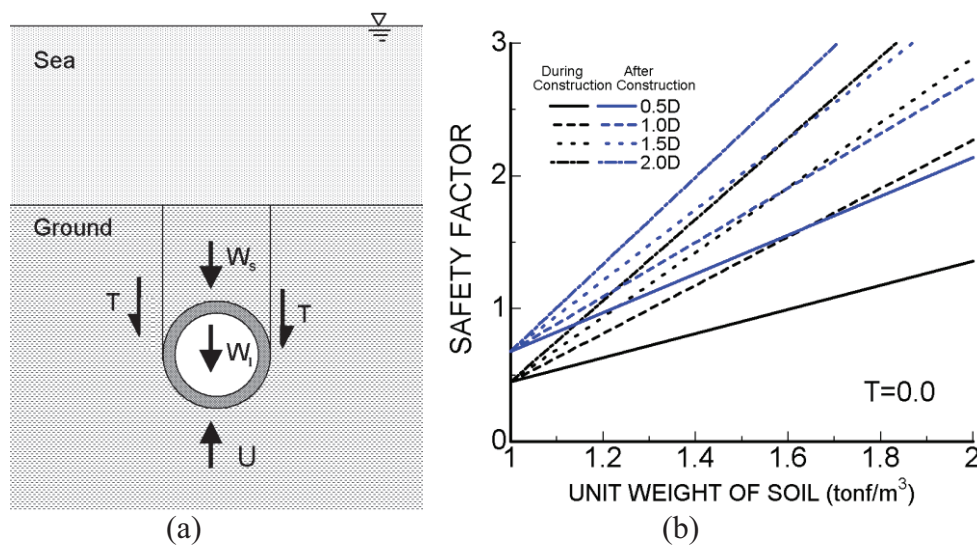


Figure 15. (a) Illustration of simple design concept against uplift (buoyancy) forces and (b) An example of computation for design of immersed tunnels against uplift.

5.3 Response of Tunnels in Liquefiable Ground

5.3.1 Pseudo-Dynamic Design of Tunnels, Conduits and Culverts against Uplift

The overall unit weight of immersed tunnels is generally less than 10 kN/m³. 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 (Aydan 2007a).

$$\Phi = \gamma_f - \gamma_t \tag{1}$$

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 15(a) shows a simple design model for estimating the uplift resistance of an immersed tunnel. The safety factor is defined as

$$SF = \frac{W_s + W_l + T}{U} \tag{2}$$

Figure 15(b) 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.

5.3.2 Numerical Analysis of a Tunnel in Liquefiable Ground

A lined tunnel with a diameter of 12.8 m and an overburden of 20 m located in a liquefiable ground was analysed using a coupled finite element method for the acceleration wave form shown in Figure 16. The ground shaking become negligible after 10 seconds. The finite element mesh used in the numerical analyses together with viscous boundaries is shown in Figure 17. First a gravitational analysis was carried out in order to determine the initial stress state and then subjected to input ground motion shown in Figure 16. Development of excess pore pressure and deformation occurred within 7 seconds and deformation ceased thereafter. Figure 18 shows the deformed configuration and excess pore pressure distribution at 10 seconds. The upward movement was 145 mm at ground surface and 208 mm at the tunnel crown.

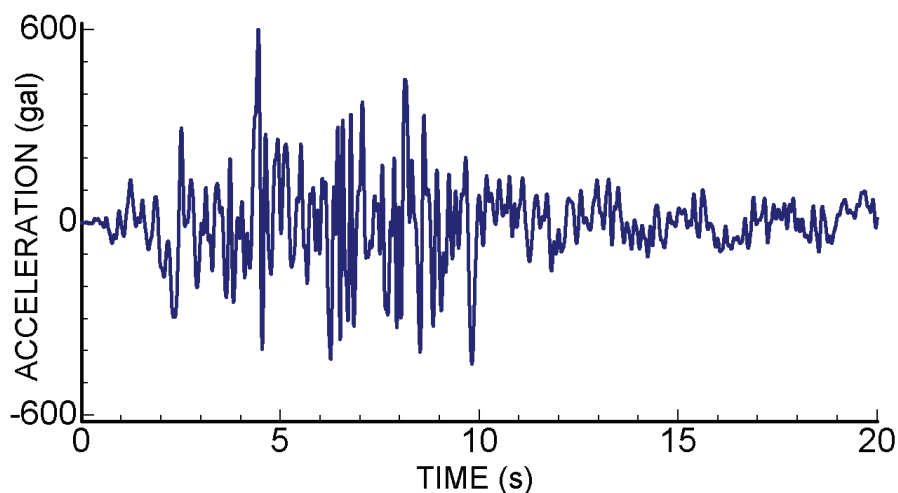


Figure 16: Input ground motion used in coupled FEM analyses.

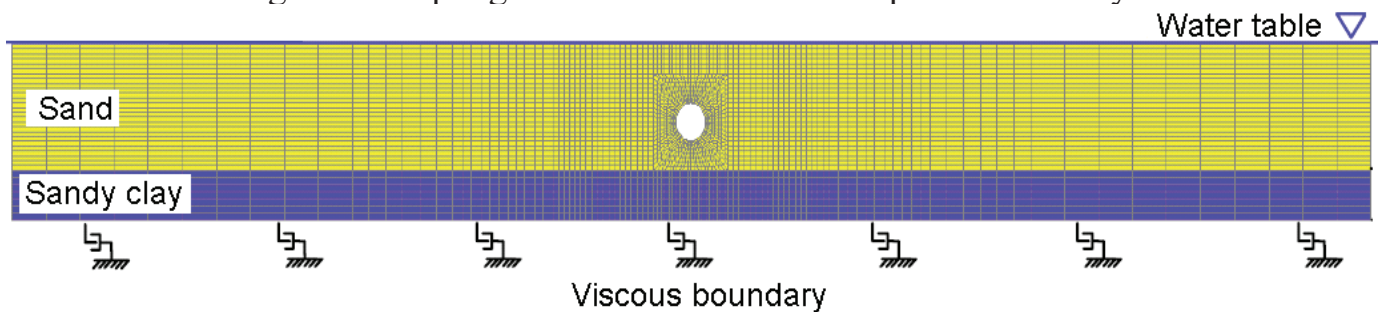


Figure 17: Finite element mesh together with viscous boundary conditions.

5.4 Response of Tunnel Linings to Faulting

The faulting associated with earthquakes may induce permanent ground deformations and they may cause extreme forces on tunnel linings, which are generally unreinforced concrete shell-like structures. Figure 19 shows one example of the deformation of the lining of the model tunnels under the thrust faulting. A series of finite element analysis of frame type on a tunnel lining subjected to a 238 cm relative permanent ground deformation due to thrust or normal faulting were carried out. Figure 19 shows the final deformed configuration of the tunnel linings for the thrust and normal faulting situations.

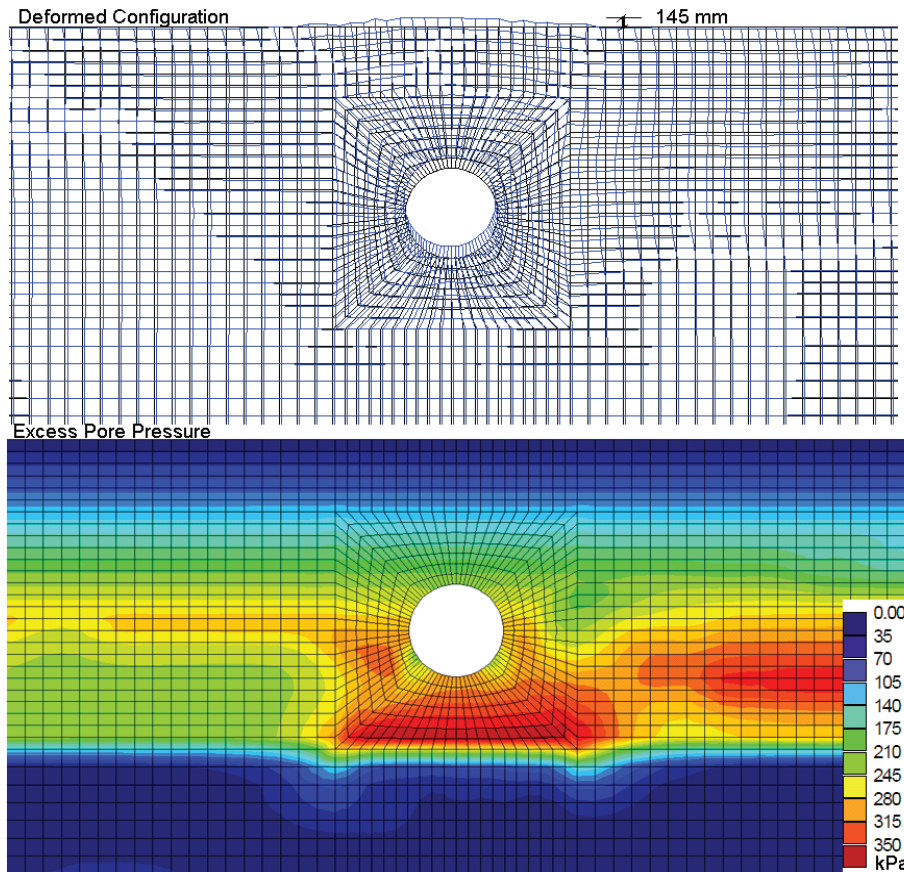
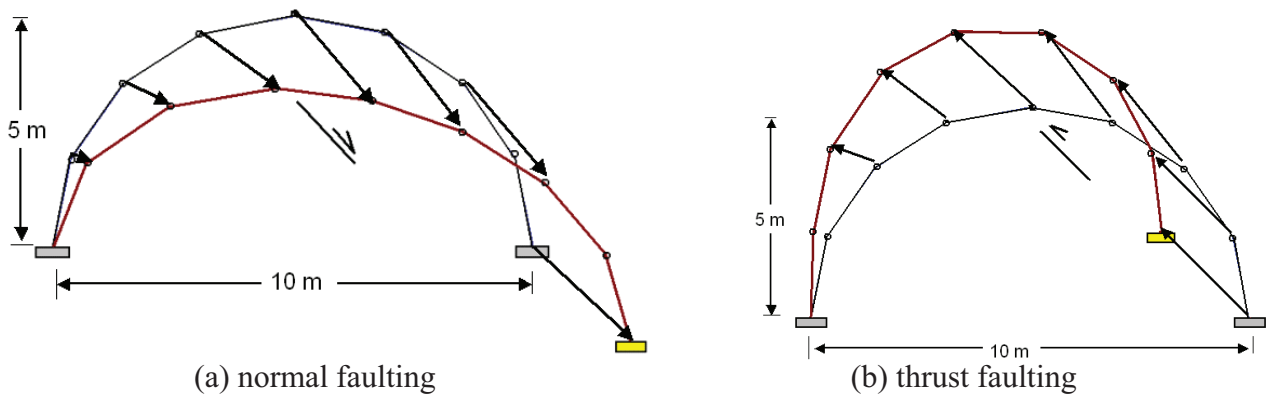


Figure 18 Deformed configuration and distribution of excess pore pressure (10s).



(a) normal faulting
 (b) thrust faulting
 Figure 19: Deformed configuration of tunnel lining subjected to (a) normal and (b) thrust faulting.

6 EMPIRICAL METHOD FOR ASSESSING DAMAGE TO TUNNELS

Case histories compiled by Aydan et al (2010b) are shown in Figure 20(a) with different symbols depending upon the damage mode, the moment magnitude (M_w) of the earthquake and hypocentral distance (R) of the underground structure. As expected, the hypocentral distance of the damaged underground structures increases as the magnitude of the earthquake becomes larger. Furthermore, the limiting relations for fault-induced and ground shaking induced damage on tunnels would be different. The available case history data also imply that there is no damage to underground openings by earthquakes when the magnitude is less than 6. The definitions of damage to underground structures are generally too broad and a more refined classification of damage is necessary. Aydan et al (2010b) proposed a new classification of damage for underground openings, in which 7 levels of damage are defined. The damage level indices (DLI) are given Table 1. Figure 20(b) shows the re-plotted data of Figure 20(b) as a function of distance (R_f) from the surface trace or extrapolated surface trace of the earthquake fault. The vertical axis is the damage level index, whose minimum and maximum values are 1

and 7, respectively. When the tunnel response is purely elastic, the damage level is assigned as 1.

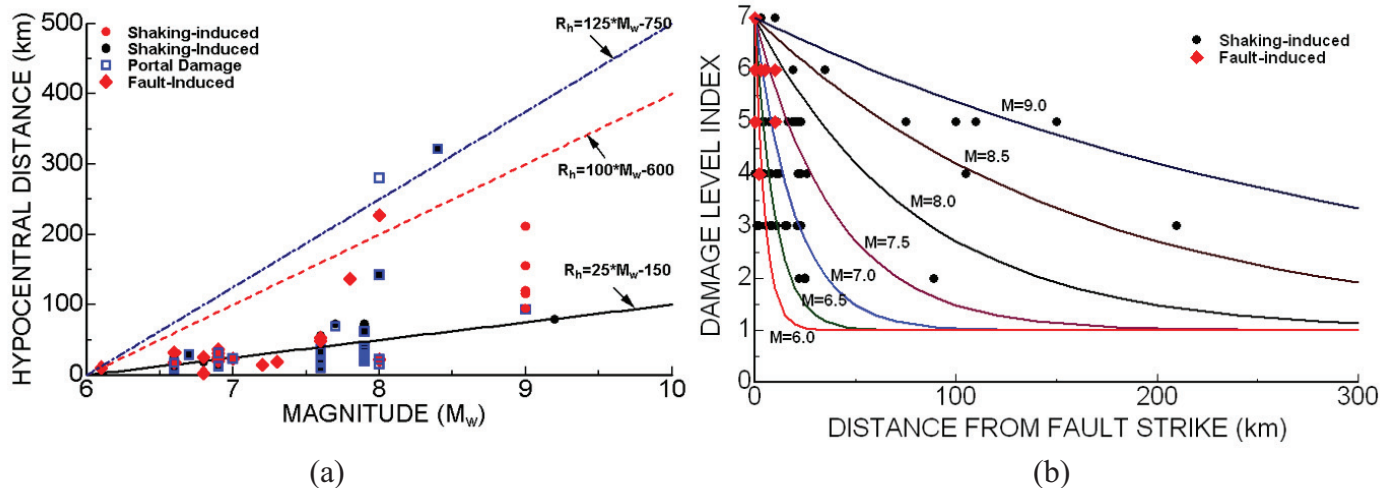


Figure 20. Empirical relations between (a) magnitude and limiting damage distance and (b) distance (R_f) from surface trace of the fault and damage level index (DLI).

Table 1. Earthquake-induced damage level index (DLI) for underground structures with the consideration of support members (Aydan et al. 2010b; Aydan 2023)

DLI	Remarks
1	No cracking of concrete lining and shotcrete, no plastic deformation of rockbolts and steel ribs, no invert heaving.
2	Hair cracking of concrete lining and shotcrete, non-noticeable deformation of rockbolt platens and steel ribs, no invert heaving
3	Visible cracking of concrete lining, shotcrete, noticeable plastic deformation of rockbolt platens and steel ribs, slight invert heaving
4	Exfoliation of concrete lining and shotcrete, noticeable bending deformation of rockbolt platens and steel ribs, invert heaving. However, it is structurally is stable
5	Spalling of concrete lining and shotcrete, and considerable plastic deformation of rockbolt platens and bending of steel ribs, invert heaving. It is structurally problematic and require repairs and reinforcement
6	Collapse of concrete lining, shotcrete, and extreme deformation of rockbolt platens and rupturing rockbolts and buckling of steel ribs, buckling and rupturing of invert. Collapse of blocks of ground from roof and shoulders. It is structurally is unstable and require immediate repairs and reinforcement
7	Complete closure of the section by failed surrounding ground. Crushing of concrete lining and shotcrete, rupturing of rockbolts and twisted steel ribs and extreme heaving of invert. Underground openings are either to be abandoned or re-excavated with extreme precautions.

The functional form for the damage level index of underground openings subjected to earthquakes may be given in the following form

$$DLI = Q(V_s, R_f, \theta, M, \delta_{max}) \tag{3}$$

where V_s , R_f , θ , M and δ_{max} are the shear velocity of ground and the distance from the actual or extrapolated surface fault surface and the angle of the location from the strike of the fault (measured anti-clockwise with the consideration of the mobile side of the fault), earthquake magnitude and maximum relative slip of the earthquake fault. Aydan (2010b) proposed the following functional form for the damage level index (DLI) and plot it for different magnitudes in Figure 20(b):

$$DLI = Ae^{-V_s/B} e^{-R_f(1-D\sin\theta+E\sin^2\theta)/C^*} + 1 \quad (4)$$

where C^* is assumed to be a function of moment magnitude as given below

$$C^* = 10 \cdot 2^{2(M_w - 6)} \quad (5)$$

It should be noted that the value of $Ae^{-V_s/B}$ must not be greater than 6 in view of the maximum value of the DLI. The authors plotted Eq. (4) in Figure 20(b) for different magnitudes by assuming that $\theta = 90^\circ$ and fixing the value of $Ae^{-V_s/B}$ to 6 with $D=0.5$ and $E=2.5$. As noted from the Figure 20(b), the chosen function can closely estimate the observed damage level index of underground openings subjected to earthquakes. Nevertheless, the authors also feel the necessity of including a function related to the relative slip of the fault in Eq. (4).

7 DAMAGE TO TUNNELS BY 2023 GREAT TURKISH EARTHQUAKES

The doublet disastrous earthquakes occurred on February 6, 2023 in the south-east part of Türkiye. The first earthquake is named as The Pazarcık earthquake and occurred at 4:17 on February 6, 2023 and the second earthquake is named as Ekinözü (Elbistan) earthquake and occurred at 13:24 on the same day after about 9 hours. The first earthquake ruptured the segments of East Anadolu Fault (EAF) and Dead-Sea Fault. The Pazarcık earthquake was initiated at Narlı fault belonging the Deas Sea Fault System and involved the Pazarcık segment and Amanos segment belonging to East Anadolu Fault System, subsequently. The estimated total rupture length was about 250-270 km. The Ekinözü earthquake involved E-W trending Çardak fault with a total rupture length of 120-130 km. The magnitude of the Pazarcık earthquake has been estimated by different institutes and it ranged between 7.7 and 8.0 while the magnitude of the Ekinözü earthquake estimated by different institutes and they range between 7.6 and 7.7 (Aydan and Ulusay, 2023).

Several roadways and railway and underpass tunnels were damaged by the Pazarcık earthquake (Figure 21). In addition many rockfalls occurred at the portals of railway and roadway tunnels. The damage by faulting was quite severe at the railway tunnel near Ozan village and the offset was more than 200 cm. Another faulting induced damage occurred at an railway underpass tunnel at Kozdere and the relative slip was more than 30cm. The damage to concrete lining of the new Erkenek tunnels occurred at several places. Despite linings were reinforced, severe spalling and collapse were observed. DLI of the Erkenek tunnels ay be designated as 5 while it may be designated as 7 for the Ozan tunnel. These tunnels were excavated in weak rocks such as phyllite, serpantinized ophiolite and some slope mass movements were observed during excavation. The damage in the new Erkenek tunnels may be related to mass movements caused by heavy ground shaking. The old Erkenek tunnel was excavated in hard limestone and the damage was light although the tunnel was unsupported. However, some rockblock falls were observed at several locations in the tunnel.



Figure 21. Views of damage to roadway, railway and underpass tunnels caused by the Pazarcık earthquake.

8 CONCLUSIONS

The authors have tried to describe the response and stability issues of underground openings during earthquakes. Although the underground openings are regarded as earthquake-resistant, the recent earthquake worldwide showed that the underground openings are also vulnerable to seismic damage due to ground shaking as well as permanent ground induced by faulting and mass movements. This is a very important issue and it has to be well studied as the engineering use of underground space becoming more widespread. Furthermore, the unknown natural caves beneath settlements and transportation facilities may also result in some problems during earthquakes. Although this article may not address all these issues, the following conclusions may be drawn:

- 1) The ground motions induced by earthquakes are generally smaller than those at ground surface. Theoretical studies and monitoring results indicated that the surface acceleration was generally twice or greater than twice of that at depth.
- 2) The GPS measurements of ground deformations during earthquakes ($M > 6$) clearly indicated that recognizable permanent ground deformations do occur. The permanent ground deformation may result from different causes such as faulting, slope failure, liquefaction and plastic deformation induced by ground shaking. They may cause tremendous forces on long and/or large structure underground structures such as tunnels, powerhouses and underground storage facilities of oil, gas and nuclear wastes.
- 3) The current concept of estimation of load tunnels or embedded structures in soils based on arching theory must be revised and retrofitting of tunnels is required if they are located in seismically active areas.
- 4) It should be noted that when the tunnels are located in liquefiable soils and the overburden is shallow, the uplift of the tunnel does occur irrespective of surrounding soil/backfill liquefies or not. The relative density and depths are the key parameters for the stability of such tunnels. If the relative density (RD) is greater than 60% and the overburden is twice the diameter of the tunnels, the uplift of such tunnels should be negligible order.
- 5) Model experiments on various underground openings showed that they are strong against shaking. Nevertheless, the existence of discontinuities makes them vulnerable to collapses particularly in case of shallow underground openings. This may have some important implications on areas where shallow underground shelters and old tunnels exist.
- 6) Plastic zones around underground openings may form during the passage of seismic waves. The maximum amplitude and frequency content of the seismic waves may have some influence on the shape and size of plastic zone formations.
- 7) Case histories compiled by the authors indicated that the damage to underground structures might be classified as shaking induced damage, portal damage and permanent ground deformations induced damage. Permanent ground deformation induced damage is generally caused either by faulting or mass movements.
- 8) The definitions of damage to underground structures are generally too broad and a more refined classification of damage is necessary. The authors proposed such a classification for as given in Table 1. This classification may serve as a better guideline for classifying the damage to underground structures although further refinement of the classification may be done with compilation and analyzing of more data on underground openings. The restrictions during the damage investigations imposed by authorities owning such underground structures should be eliminated for constructing of new underground structures or retrofitting existing the underground structures.
- 9) The proposed relations for assessing the seismic damage to underground structures under various circumstances may serve as guidelines. However, further refinement may be

possible with more data on the underground structures.

- 10) Underground openings crossing faults and fracture zones may be enlarged to accommodate relative slips along faults and fracture zones. The lining of the openings should be ductile to accommodate permanent ground deformations at such zones. Furthermore, the brittle linings of the existing underground structures should be lined with ductile thin plates or fiber-reinforced polymers together with rockbolts.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to sincerely thank Emeritus Prof. Dr. T. Kawamoto of Nagoya University for his encouragements, Prof. Dr. N. Tokashiki of Ryukyu University, Okinawa, Japan and the former graduate students, in particular, Mr. M. Daido and Dr. Y. Ohta of Aydan's laboratory in Tokai University and Mr. Y. Murayama and Tamashiro of the University of the Ryukyus for experimental studies in laboratory. In addition, Prof. M. Geniş of Bülent Ecevit University is greatly acknowledged for some of experiments and numerical studies reported in this paper. Furthermore, Prof. R. Ulusay of Hacettepe University and Prof. H. Kumsar are acknowledged for joining the author in some earthquake reconnaissance.

REFERENCES

- Aydan (2001) Comparison of suitability of submerged tunnel and shield tunnel for subsea passage of Bosphorus. *Geological Engineering Journal*, 25(1), 1-17.
- Aydan Ö (2003) Actual observations and numerical simulations of surface fault ruptures and their effects engineering structures. The Eight U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction. Technical Report, MCEER-03-0003, 227-237.
- Aydan, Ö. (2007a) The Response of Tunnels in Liquefiable Ground During Earthquakes with Special Emphasis on Bosphorus Immersed Tunnel. *Proceedings of 2nd Symposium on Underground Excavations for Transportation*, 273-282.
- Aydan Ö (2007b) Inference of seismic characteristics of possible earthquakes and liquefaction and landslide risks from active faults (in Turkish). *The 6th National Conference on Earthquake Engineering of Turkey, Istanbul*, 1:563-574.
- Aydan, Ö., 2023. *Earthquake Science and Engineering*, CRC Press, Taylor and Francis Group, 494p.
- Aydan Ö, Kawamoto T (2004) The damage to abandoned lignite mines caused by the 2003 Miyagi-Hokubu earthquake and some considerations on its causes. *3rd Asian Rock Mechanics Symposium, Kyoto*, 525-530.
- Aydan Ö, Genis M (2008a) Assessment of dynamic stability of an abandoned room and pillar underground lignite mine (in Turkish). *Turkish Journal of Rock Mechanics, TNSRM, Ankara*, 16:23-44.
- Aydan Ö, Genis M (2008b) The seismic effects on the Bukit-Tinggi WWII underground shelter by 2007 Singkarak (Solok) earthquake. *Proc of the ISRM International Symposium 2008-5th Asian Rock Mechanics Symposium, Tehran*, 917-924.
- Aydan, Ö., Tano, H. (2012): The damage to abandoned mines and quarries by the Great East Japan Earthquake on March 11, 2011. *Proc. of the Int. Sym. on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, , Tokyo, 981-992.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., 2023. A quick report on Pazarçık and Ekinözü earthquake (Türkiye) of February 2023. https://committees.jsce.or.jp/eec205/system/files/FINA_RU_OA_pazarcik_ekinazu_eqs_qr.pdf
- Aydan Ö, Shimizu Y, Karaca M (1994) The dynamic and static stability of shallow underground openings in jointed rock masses. *The 3rd Int Symp. on Mine Planning and Equipment Selection, Istanbul, October*, 851-858.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Kumsar, H., Sönmez, H. and Tuncay, E. (1998) A site investigation of June 27, 1998 Adana-Ceyhan Earthquake. *Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 006-03*, 131p.
- Aydan Ö, Ulusay R, Hasgür Z, Hamada M (1999) The behaviour of structures built in active fault zones in view of actual examples from the 1999 Kocaeli and Chi-chi Earthquakes. *ITU-IAHS International Conference on the Kocaeli Earthquake 17 August 1999: A Scientific Assessment and Recommendations for Rebuilding, Istanbul*, 131-142.
- Aydan Ö, Ulusay R, Kumsar H, Tuncay E (2000a) Site investigation and engineering evaluation of the Düzce-Bolu Earthquake of November 12, 1999. *Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 09-51*, p.220.

- Aydan, Ö., Ulusay, R., Kumsar, H. (2000b) Liquefaction phenomenon in the earthquakes of Turkey, including Erzincan, Dinar and Adana-Ceyhan earthquakes. Proceedings of 12th World Conference on earthquake Engineering, 12WCEE 2000, Paper No. 709.
- Aydan, Ö., Daido, M., Ogura, Y., Kawamoto, T. (2004) A research on dynamic characteristics of areas with abandoned mines. 15th Central Japan Geotechnical Symp. (Geotechnical Environmental Problems) (in Japanese). Nagoya, 19-24.
- Aydan, Ö., Daido, M., Ito, T., Tano, H. and Kawamoto, T. (2006) Instability of abandoned lignite mines and the assessment of their stability in long term and during earthquakes. 4th Asian Rock Mechanics Symposium, Singapore, Paper No. A0355 (on CD).
- Aydan, Ö., Tano, H., Geniş, M. (2007) Assessment of dynamic stability of an abandoned room and pillar underground lignite mine. Turkish Journal of Rock Mechanics, Turkish National Rock Mechanics Group, ISRM, 23-44.
- Aydan Ö, Ohta Y, Hamada M (2009a) Geotechnical evaluation of slope and ground failures during the 8 October 2005 Muzaffarabad earthquake in Pakistan. Journal Seismology, 13(3): 399-413.
- Aydan Ö, Hamada M, Itoh J, Ohkubo K (2009b) Damage to civil engineering structures with an emphasis on rock slope failures and tunnel damage induced by the 2008 Wenchuan earthquake. Journal of Disaster Research, 4(2): 153-164.
- Aydan Ö, Kumsar H, Toprak S, Barla G. (2009c) Characteristics of 2009 l'Aquila earthquake with an emphasis on earthquake prediction and geotechnical damage. Journal Marine Science and Technology, Tokai University 9(3): 23-51.
- Aydan, Ö., Y. Ohta, M. Geniş, N. Tokashiki, K. Ohkubo (2010a) Response and Earthquake induced Damage of Underground Structures in Rock Mass, Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, vol.16, No.1, pp.19-45.
- Aydan, Ö., Y. Ohta, M. Geniş, N. Tokashiki, K. Ohkubo (2010b) Response and stability of underground structures in rock mass during earthquakes. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.43, No.6, 857-875.
- Aydan, Ö., Ohta, Y., Daido, M., Kumsar, H., Genis, M., Tokashiki, N., Ito T. and Amini, M. (2011) Earthquakes as a rock dynamic problem and their effects on rock engineering structures. In Advances in Rock Dynamics, edited by Y. Zhou and J. Zhao, CRC, 345-422.
- Aydan, Ö., Uehara, F., Kawamoto, T. (2012a) A Numerical Study on the Long-term Performance of An Underground Powerhouse Subjected to Varying Initial Stress State, Cyclic Water Head and Temperature Variations. Journal of Geomechanics, Vol.12, No.1, 14-26.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Hamada, M. and Beetham, D. (2012b) Geotechnical aspects of the 2010 Darfield and 2011 Christchurch earthquakes of New Zealand and geotechnical damage to structures and lifelines. Bulletin of Engineering Geology and Environment.
- Dowding CH, Rozen A (1978) Damage to rock tunnels from earthquake shaking. J Geotech Engr Div, ASCE, GT2, 175-191.
- Geniş M (2002) Investigation of the effects of geometrical design parameters on the dimensions of failure zone occurring around deep underground openings under static and dynamic conditions. Ph.D. Thesis (in Turkish), Zonguldak Karaelmas University, Dept. of Mining Engineering, Zonguldak, Turkey, 352 p.
- Geniş M, Aydan Ö (2002) Evaluation of dynamic response and stability of shallow underground openings in discontinuous rock masses using model tests. Korea-Japan Joint Symposium on Rock Engineering, Seoul, Korea, 787-794.
- Geniş M, Gerçek H (2003) A numerical study of seismic damage to deep underground openings. ISRM 2003-Technology Roadmap for Rock Mechanics, 10th ISRM Congress, South African Institute of Mining and Metallurgy, 351-355.
- Geniş M, Aydan Ö (2007) Static and dynamic stability of a large underground opening. In: N. Bilgin et al. (eds) Proc of the 2th symposium on Underground excavations for Transportation (in Turkish), TMMOB, Istanbul, 138, 317-326.
- Geniş M, Aydan Ö (2008) Assessment of dynamic response and stability of an abandoned room and pillar underground lignite mine. Proceedings of The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 3899-3906.
- Gerçek H, Geniş M (1999) Effect of anisotropic in situ stresses on the stability of underground openings. Proc. of the Ninth Intl. Congress on Rock Mechanics, ISRM, Rotterdam: Balkema, Vol. 1, 367-370.
- Kanai K, Tanaka T (1951) Observations of earthquake motion at different depths of the earth. Bull Earthquake Res Inst, Tokyo University, 28:107-113.
- Kawakami H (1984) Evaluation of deformation of tunnel structure due to Izu-Oshima Kinkai earthquake of 1978. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 12(3): 369-383.

- Kuno H (1935) The geologic section along the Tanna Tunnel. Bull of the Earthquake Research Inst, Univ of Tokyo, 14:92-103.
- Nasu N (1931) Comparative studies of earthquake motions above ground and in a tunnel. Bull Earthquake Res Inst, Tokyo University, 9, 454-472.
- Sharma S, Judd WR (1991) Underground opening damage to underground facilities. Engng Geol, 30:263-276.
- Terzaghi, K, Peck, RB (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons, New York; Chapman and Hall, London.

PROJECT DESIGN, PLANNING
PROJE TASARIMI, PLANLAMA

Multiple-Criteria Decision-Making in Mine Development Planning

S. Bajić

University of Belgrade, Belgrade, Serbia

ABSTRACT: The Borska Reka ore deposit is an experimental location where developed methodologies have been applied. It is the largest ore body within the Bor mining complex, which has been the subject of numerous studies and analyses for more than three decades. The paper focuses on the application of FAHP and the VIKOR method to address ranking of alternatives and select the optimal mining method by means of fuzzy multicriteria optimization.

1. INTRODUCTION

Multi-criteria decision-making methods are often combined with each other, in addition, they are also characterized by a combination with fuzzy methods. Multi-criteria decision-making methods are often combined with each other, in addition, they are also characterized by a combination with fuzzy methods. Namely, each of the methods has its own advantages and disadvantages in terms of emphasizing some and marginalizing other factors that influence the expression of decision-makers' preferences. By combining several methods, it is possible to more precisely determine the real relation of the influence of individual parameters on the overall performance.

Hence the idea to present in the paper a combination of classical and fuzzy multi-criteria methods and examine whether it is possible to create a hybrid model that will use of all the advantages of individual methods and give more reliable results.

The aim of the paper is to present the developed procedure method- algorithm, applied when choosing the mining method for mining raw material deposits in underground exploitation. The "classic" multi-criteria optimization method VIKTOR and the FAHP method were used for explorations.

Qualitative assessment is used for both multicriteria optimization methods, involving an evaluation scale to describe pairwise comparisons of elements of the criteria, subcriteria, and alternatives.

Figure 1 shows the algorithm used and the steps taken with both methods to define mining problems. Experience and expert judgment affect all steps of the algorithm. The algorithm is related to modeling of alternative mining technologies. The objective is to select the optimal mining method that would lead to positive results or, in other words, to determine the approach that would ensure economically viable ore extraction. Mining safety also needs to be considered.

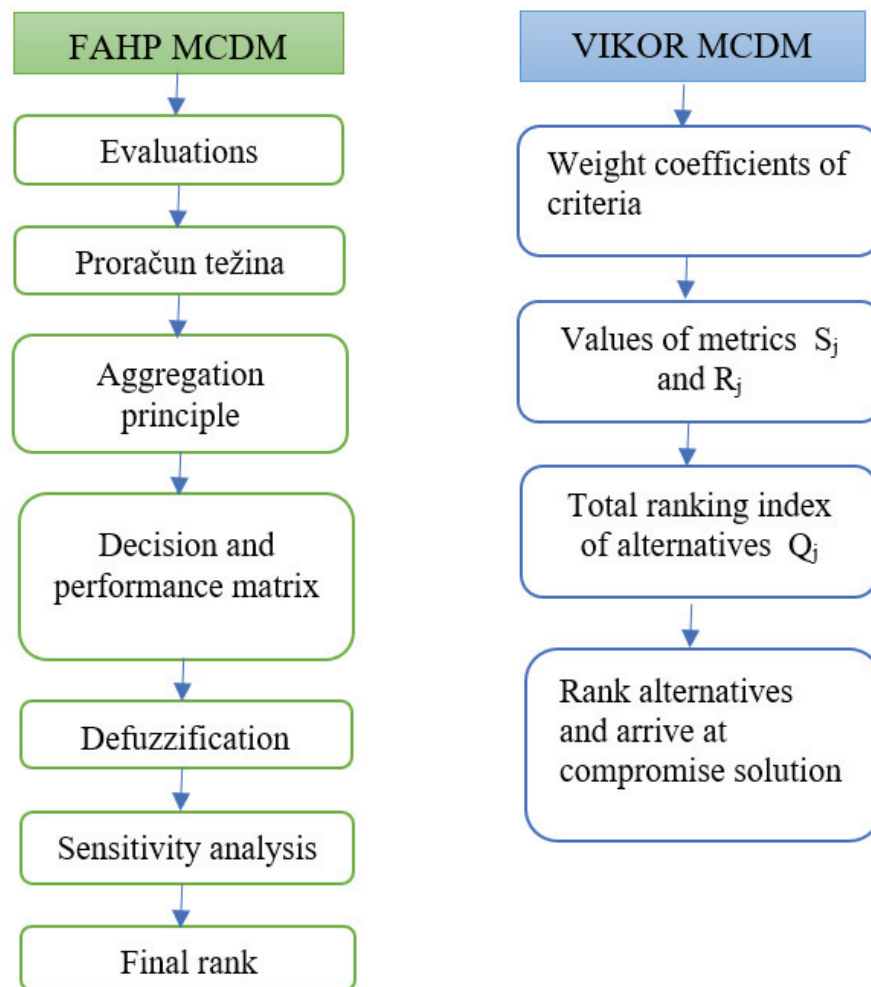


Figure 1. Algorithm to the creation of a sustainable mining plan

The criteria that influence the decision are analyzed and then FAHP and VICOR are used to create a decision matrix. The ultimate stage involves mathematical optimization calculations and final decision making.

2. GEOGRAPHICAL LOCATION AND GEOLOGICAL CHARACTERISTICS OF THE EXPERIMENTAL AREA

The mentioned study area is the Borska Reka copper ore deposit in eastern Serbia (Figure 2), which belongs to the Timok Igneous Complex on the northwestern outskirts of the City of Bor, beneath the valley of the Bor River. It is part of an active mine called Jama.

In geologic terms, the sediments are composed of volcanites and volcanoclastic rocks, pelites with tuffs and tuffites, conglomerates, sandstones, Quaternary alluvial sediments and technogenic deposits.

The prevalent ore is pyrite, the dominant copper mineral is chalcopyrite, and there are covellite, chalcosine, and bornite to a lesser extent.

Rutile, hematite, magnetite, sphalerite and galenite often occur. Of the non-ore minerals, quartz is dominant, and calcite, anhydrite, gypsum, zeolite, and rarely barite is also present. Past exploration has revealed that the ore body "Borska reka" is among very large deposits in the geometric sense, with elevated copper concentrations. The ore body is at an angle of 45° - 55° . Its maximum length is 1.410 m and maximum width 635 m, and the average is about 360 m. The ore body is deep; the average ultimate depth is 920 m from the ground surface. This ore body

has an irregular shape and resembles a deformed flattened fallen cone with a base to the southeast and a top to the northwest.

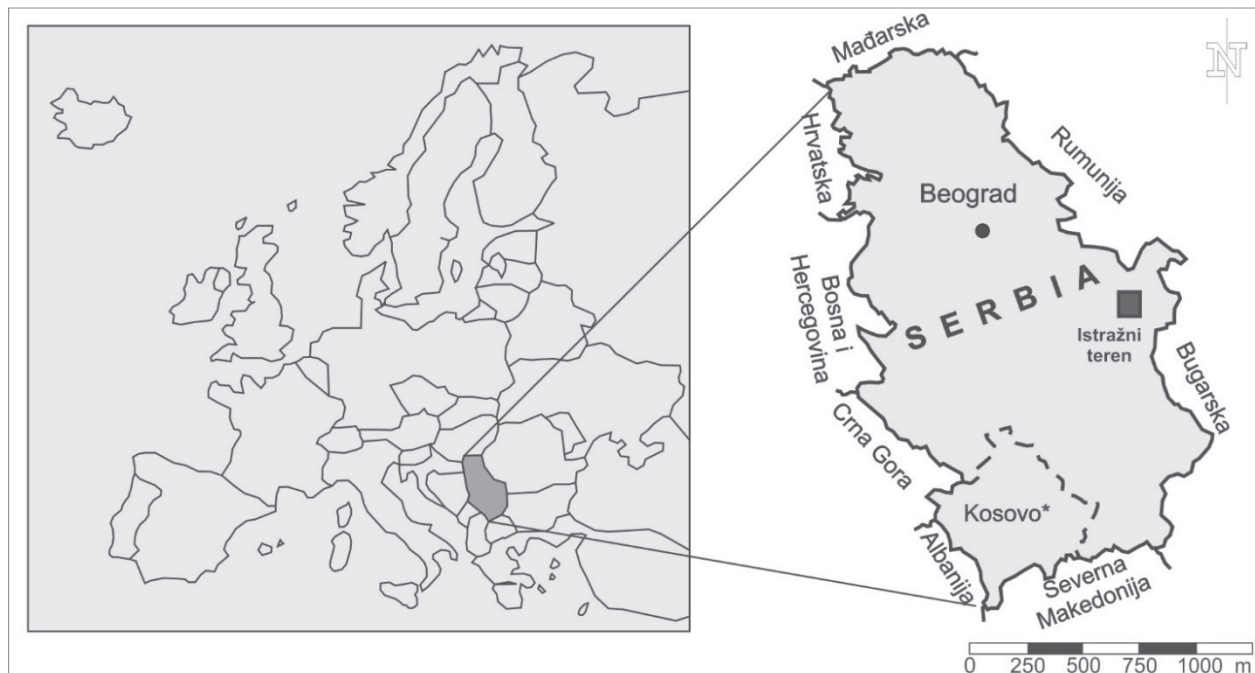


Figure 2. Geographical location of the study area: "Borska reka" copper mine

3. METHODOLOGY

They were applied: the FAHP method, which enables the assessment and analysis of individual criteria and sub-criteria using the FAHP evaluation scales, as well as the VIKOR method using the Saaty scale (Bajić et al., 2020).

The FAHP method represents a combination of the classical AHP method (Saaty, 1980) and the theory of sets of triangular fuzzy numbers (Zadeh, 1965), and is implemented by using triangular fuzzy numbers (Chang, 1996).

In the continuation of the text, for the purposes of the paper, these methods were used, according to which the problem solving procedures were given. (Zhu et al., 1999; Lamata, 2004; Van Broekhoven, 2004; Liou & Wang, 1992; Kwang & Lee, 1999).

In the first step, problems are defined, which include defining a set of criteria and sub-criteria for the evaluation of alternatives. Then the criteria and subcriteria are assessed and their weights are also determined in the form of a fuzzy number (Bajić et al., 2020). Evaluations were performed by comparing pairs of elements (criteria, subcriteria, alternatives) using linguistic variables and their numerical values according to the FAHP evaluation scales. (Zhu et al., 1999; Lamata, 2004). A relative significance scale described the linguistic variables by numerically ranking their significance, as follows: equal (1), equal to moderate (2), moderate (3), moderate to high (4), high (5), high to very high (6), very high (7), very high to extremely high (8), and extremely high (9). When comparing fuzzy pairs, the decision maker examines two alternatives considering one criterium and points to the advantage. The results of the comparison, as numbers from FAHP scale (Tolga et al., 2005; Zhu et al., 1999; Lamata, 2004) are included into the adequate matrix on the basis of which are calculated local vectors of priority that is weight coefficient of compared elements. In the next step, the values of the vector of weight priorities are determined, using „ fuzzy extent analysis. Also, for all 5 alternatives by the fuzzy extent analysis the fuzzy decision matrix and fuzzy performance matrix are now calculated. Fuzzy performance matrix represents the overall performance of each alternative relative to all the subcriteria. It is created as a result of multiplying all sub-criteria weights with the elements

of the decision matrix. Then the ultimate values of the alternatives are calculated, defuzzification and selection of the optimal method. After that, a sensitivity analysis is done through the equation and the final ranking of the alternatives is done.

The VIKOR (multicriteria optimization and compromise solution) method is based on the assumption that a compromise is acceptable for resolving conflicts and that the decision maker is looking for the solution closest to the ideal, where alternatives are evaluated against set criteria (Opricović, 1998). Based on already known information about alternatives a decision matrix was constructed according. Then the most favorable values of all the criteria (highest maximization and lowest minimization values) are determined. A fuzzified Saaty scale proposed by (Zhu et al., 1999; Lamata, 2004) was used to assess the alternatives relative to the criteria. The weight coefficients of the criteria were determined such that $w_i=1$. The Also values of weight ν were determined. Given that the number of criteria in this case is $n = 18$, and the value of the weight ν depends on the number of criteria, ν is selected, $\nu = 0.7$ for $n \geq 11$. The values of the metrics S_j and R_j were determined. Then, according to the next step, calculations of the total ranking index of the alternatives were given, as well as the value of Q_j that represents a linear combination of metrics S_j and R_j . The alternatives were analyzed and ranked according to the values of S_j , R_j and Q_j , and a compromise solution was proposed. All steps in detail and calculations are given in the doctoral dissertation (Bajić, 2020).

4. RESULTS AND DISCUSSION

The ore deposit is highly specific because its great depth and low copper concentration necessitate many criteria to be considered. The criteria and subcriteria that govern the selection of the optimal mining approach need to be defined. Then, the criteria and sub-criteria that influence of choice the optimal alternative were defined. Three criteria were identified: technical, production and economic. The criteria were subdivided into sub-criteria, in this case 18, as shown in Table 1.

Given the different types of criteria, which contradict each other, the application of multi-criteria decision-making (MDC) methods in the process of their prioritization is logical and justified.

In addition, five different alternatives (underground mining methods) were defined, including: Alternative 1—sublevel caving; Alternative 2—cut and fill; Alternative 3—shrinkage stopping; Alternative 4—block caving; Alternative 5—vertical crater retreat (VCR).

From several proposed variants, depending on the technical, production, economic and environmental criteria, the most optimal system will be selected for the selection of the optimal method of excavation of the underground mine and application in the experimental area.

In Table 2 final values of all five alternatives in the form of a triangular fuzzy number were shown, obtained by the operation of adding the element of the fuzzy matrix performance. Then are displayed the final values of the „weight“ alternative in the form of a non-fuzzy number, obtained by the defuzzification. After that, a sensitivity analysis was performed and the final ranking of the alternatives was performed. The best result is represented by the highest value of the weight of the alternative. Based on the results, when calculating using the FAHP method alternative 5 is the optimal underground mining method (vertical crater retreat).

Table 3 shows the total ranking index of the alternatives, as the value Q_j . Based on calculations carried out according to the classic VIKOR method alternative A_5 was selected as the optimal solution and in that case.

The results showed that the adopted excavation methods and the corresponding predicted excavation methods were the same in both cases. (Bajić, 2020).

Table 1. Defining of criteria and sub-criteria

Criterion	Symbol	Subcriteria	Symbol
Technical	T	Depth of ore body	T1
		Thickness of ore body	T2
		Shape of ore body	T3
		Value of ore	T4
		Ore body slope (angle)	T5
		Rock hardness and stability	T6
		Form of ore body and contact with neighboring rocks	T7
		Mineral and chemical composition of ore	T8
Production	P	Mining method productivity and output	P1
		Safety at work	P2
		Adverse environmental impact	P3
		Ore dilution	P4
		Ore impoverishment	P5
		Ventilation	P6
		Hydrologic conditions	P7
Economic	E	Capital expenditure	E1
		Mining costs	E2
		Maintenance costs	E3

Table 2. Ranking and selection of the optimal alternative

FUZZY NUMBER				REAL NUMBER	FINAL RANK	OPTIMAL SOLUTION
	L	S	D			
A ₁	0.020	0.196	1.955	0.198	3	0.271
A ₂	0.023	0.222	2.019	0.205	2	
A ₃	0.016	0.173	1.814	0.183	4	
A ₄	0.014	0.133	1.407	0.142	5	
A ₅	0.028	0.275	2.684	0.271	1	
OPTIMAL ALTERNATIVE				A ₅		

Table 3. Intermediate results (Q_{Sj} and Q_{Rj}), and ranking of alternatives (Q_j)

	$(S_j - \min S_j) / (\max S_j - \min S_j)$	$(R_j - \min R_j) / (\max R_j - \min R_j)$	Q _j	v = 0.7
A ₁	0.666667	1	0.766667	
A ₂	0.333333	1	0.533333	
A ₃	0.777778	1	0.844444	
A ₄	1	1	1	
A ₅	0	0	0	

5. CONCLUSIONS

In order to make the process work as efficiently as possible, different methods of multi-criteria optimization are applied, which serve to simplify the decision-making process. Some of these methods is FAHP, as well as the VIKOR method, which are suitable for understanding imprecise and incomplete data, as well as for detecting mutual relationships between these data.

When method VIKOR is used to select the optimum mining method, a qualitative assessment approach is followed to describe pairwise comparison of criteria, subcriteria and alternatives, or linguistic variables, as reflected in an expert judgment, intuition, and experience.

Based on the objective and scope of the research, the conclusion is that multicriteria analysis can be applied effectively to solve problems associated with the selection of an optimal mining technology, as demonstrated by an example of the application of the VIKOR method.

The FAHP method is characterized that each problem is solved hierarchically, gradually, until the purpose is reached. On the other hand, the FAHP method is characterized by a constant "process" of learning, then the discussion of experts and the assessment of priorities when solving problems. Therefore, by applying the FAHP method, its types of use as a qualitative technique based on the assessment and experience of decision-makers in evaluating information, to reach an optimal decision between several underground excavation methods, were pointed out.

Based on the solutions proposed by the multi-criteria decision-making method (FAHP and VIKOR), it can be concluded that in both cases, for the choice of the underground mining method of the "Borska reka" copper deposit, the same results were obtained, i.e. the same optimal alternative A5 (VCR mining method).

REFERENCES

- Bajić S. (2020). Comprehensive modeling of underground mining impacts to support decision making. University of Belgrade-Faculty of mining and geology, Doctoral Dissertation.
- Bajić S. Bajić D., Gluščević B. & Ristić Vakanjac V. (2020). Application of Fuzzy Analytic Hierarchy Process to Underground Mining Method Selection. *Symmetry*, 12(2):192, DOI: <https://doi.org/10.3390/sym12020192>
- Chang D.Y. (1996). Applications of the extent analysis method on fuzzy AHP. *European Journal of Operational Research*, pp. 649-655.
- Kwang H.C. & Lee H.J. (1999). A method for ranking fuzzy numbers and its application to decision making. *IEEE Transaction on Fuzzy Systems*, 7(6) pp. 677-685.
- Lamata M.T. (2004). Ranking of alternatives with ordered weighted averaging operators. *International Journal of Intelligent Systems*, 19, pp. 473-482, DOI: <https://doi.org/10.1002/int.20002>.
- Liou T.S. & Wang M.J.J. (1992). Ranking fuzzy numbers with integral value. *Fuzzy Sets and Systems*, 50(3) pp. 247-256.
- Opricović S. (1998) Multi – criteria system optimization in construction industry. University of Belgrade-Faculty of Civil Engineering, pp. 142-158, ISBN 86-80049-82-4.
- Saaty, T. L. (1980). *The Analytic Hierarchy Process*. McGraw Hill, New York
- Zadeh, L. A. (1965). Fuzzy sets. *Information and control*, 8 (3), pp. 338-353.
- Zhu K., Jing Y. & Chang D. (1999). A discussion on extent analysis method and applications of fuzzy AHP. *European Journal of Operational Research*, pp. 450-456, [http://dx.doi.org/10.1016/S0377-2217\(98\)00331-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0377-2217(98)00331-2).
- Van Broekhoven E. (2004). A comparison of three methods for computing the center of gravity defuzzification. *Proceedings of the International Conference on Fuzzy Systems*, 3(3), pp. 1537-1542, DOI: [10.1109/FUZZY.2004.1375403](https://doi.org/10.1109/FUZZY.2004.1375403).

İnşaat Sektöründe 4 Boyutlu (4D) Modelleme Simülasyon

4D Modeling Simulation in the Construction Sector

H. C. Özdemir,
Smart BIM Engineering & Consultancy, İstanbul

A. Çalışkan
IC İctaş İnşaat, İstanbul

ÖZET: İnşaat sektöründe bu güne kadar kullanılagelmiş planlama ve programlama yazılımları ve bu yazılımlarla yapılan çalışmalar proje yöneticilerinin ihtiyacına cevap vermiş, ancak inşaat sektörünün devamlı gelişimi ve bununla birlikte artan beklentilere karşılık sağlama noktasında yetersiz kalmıştır. Bu nedenle proje yönetim ve planlama uzmanlarının girmiş olduğu arayış, inşaat sektöründe proje planlamasında 4. boyut teknolojisine kapı aralamıştır. Günümüz teknolojisinde inşaat sektörünün yapıları canlandırma talebine cevap veren çeşitli yaklaşımlar vardır. Bunlar; sanal gerçeklik, üç boyutlu (3D) animasyon ve dört boyutlu (4D) modellemedir. Geçtiğimiz yıllarda inşaat bilişiminde büyük değişimlere yol açan BIM yaklaşımı bu konuların özelliklerini bünyesinde barındırmaktadır.

4D modeli, yapının üç boyutlu (3D) geometrisine dördüncü boyut olan zaman planlamasının entegre edilmesi ile oluşturulur. Bir yapının 4D modeli projenin yapım aşamalarını grafiksel biçimde simüle ederek, proje yönetiminin inşaat sürecini sanal ve görsel verilerle kavramasını sağlar. Tüm faydalarına rağmen 4D modelleme simülasyonunun ülkemizde yaygın biçimde kullanılmıyor ve genel olarak proje paydaşları tarafından faydalarının bilinmiyor oluşu incelemeye değer bir konudur.

İnşaat sektöründe projesel açıdan; aç-kapa istasyon yapıları, top-down istasyon yapıları NATM tünel imalatları, TBM tünel imalatları, farklı boyut ve derinlikte şaft yapıları gibi birçok farklı iş kalemini ve yapım tekniğini içinde barındıran metro projeleri önemli bir yere sahiptir. Metro projeleri, gerek ulaşım ile ilgili birçok sorunu çözmek gerekse kentsel yaşam alanlarını rahatlatıp çevre, gürültü ve görüntü kirliliğinin önüne geçmek için zamanla yarışılan projelerdir. Bu bağlamda 4D modelleme simülasyonu projenin yapım aşamalarını gerçekçi biçimde simüle ederek, zamanlama ile inşaat sürecinin sanal ve görsel verilerle kavramasını sağlar.

Bu çalışmada inşaat sektöründe önemli bir yeri bulunan metro projeleri özelinde Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metro Projesinde uygulanan dört boyutlu (4D) modelleme simülasyon çalışmaları, 4D simülasyon çalışmalarının aşamaları, sahada yapımı devam eden imalatlara göre gerçekleşen zaman verilerinin güncellenerek 4D simülasyona entegre edilmesi ve elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

ABSTRACT: The planning and programming software that has been used in the construction sector until today and the studies made with these software have met the needs of the project managers, but they have been insufficient in terms of the continuous development of the construction sector and the increasing expectations. For this reason, the search for project management and planning experts has opened the door to 4th dimension technology in project planning in the construction industry. In today's technology, there are various approaches that respond to the construction industry's demand to revitalize buildings. These; virtual reality,

three-dimensional (3D) animation and four-dimensional (4D) modeling. The BIM approach, which has led to great changes in construction informatics in the past years, incorporates the features of these issues.

The 4D model is created by integrating the fourth dimension, time planning, into the three-dimensional (3D) geometry of the building. The 4D model of a building graphically simulates the construction stages of the project, allowing the project management to grasp the construction process with virtual and visual data. Despite all its benefits, the fact that 4D modeling simulation is not widely used in our country and its benefits are generally unknown by the project stakeholders is an issue worth examining.

In the construction sector, in terms of project; Subway projects, which include many different work items and construction techniques such as cut-and-cover station structures, top-down station structures NATM tunnel constructions, TBM tunnel constructions, shaft structures of different sizes and depths, have an important place. Metro projects are projects that compete with time in order to solve many problems related to transportation and to relieve urban living spaces and prevent environmental, noise and visual pollution. In this context, 4D modeling simulation simulates the construction phases of the project in a realistic way, enabling the timing and construction process to be grasped with virtual and visual data.

In this study, the four-dimensional (4D) modeling simulation studies applied in the Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metro Project, the stages of the 4D simulation studies, the time data according to the ongoing productions in the field, updated and integrated into the 4D simulation, and the resulting results are presented.

1 GİRİŞ

İnşaat sektörü, her projede tekrar örgütlenmesi gereken tarafların ve gözden geçirilmesi gereken iş kalemlerinin çokluğundan kaynaklı karmaşık yapısı nedeniyle diğer sektörlerden ayrı bir konuma sahiptir. Projelerin başarılı bir şekilde tamamlanması için geliştirilen inşaat proje yönetim disiplini, hedeflere daha rahat erişebilmek için mühendislik ve işletmenin ortak çalışabileceği bir platform olarak ortaya çıkmıştır (Kuruoğlu, 2002).

Projenin optimal süre ve maliyet koşulları içerisinde, kalite koşullarını yerine getirerek gerçekleştirilebilmesi için tüm taraf ve çalışanların süre, yer, kapasite ve maliyetler açısından iç ve dış sınır koşulları karşısında zamana bağlı olarak koordine edilmesine planlama denir. Planlamanın bir diğer tanımı ise imalatların fiziksel ve tercihi sıra göz önünde tutularak önem sırasına konma işidir (Özvek, 2002).

İnşaat sektöründe bugüne kadar kullanılagelmiş planlama ve programlama yazılımları ve bu yazılımlarla yapılan çalışmalar proje yöneticilerinin ihtiyacına cevap vermiş, ancak inşaat sektörünün devamlı gelişimi ve bununla birlikte artan beklentilere karşılık sağlama noktasında yetersiz kalmıştır. Bu nedenle proje yönetim ve planlama uzmanlarının girmiş olduğu arayış, inşaat sektöründe proje planlamasında 4. boyut teknolojisine kapı aralamıştır. Günümüz teknolojisinde inşaat sektörünün yapıları canlandırma talebine cevap veren çeşitli yaklaşımlar vardır. Bunlar; sanal gerçeklik, üç boyutlu (3D) animasyon ve dört boyutlu (4D) modellemedir.

Şehirlerin, artan nüfusa bağlı olarak sürekli büyüyen altyapı ve ulaşım faaliyetlerinin önemi her geçen yıl artmaktadır. Özellikle büyük yerleşim yerlerinde nüfus yoğunluğuna bağlı olarak artan ihtiyaçların karşılanabilmesi için yer altı çalışmaları ayrı bir önem kazanmıştır. Tüm dünyada olduğu gibi ülkemizde de ve özellikle İstanbul'da gerçekleştirilen altyapı yatırımlarının sayısı bu duruma iyi bir örnek teşkil etmektedir. İlk yatırım giderlerinin yüksek olmasına karşılık, orta ve uzun vadede fert başına ulaşım maliyetlerini de düşüren bu sistemler daha güvenilir ve daha çevreci olması sebebiyle daha fazla tercih edilmeye başlanmıştır. Metrolar bir yandan taşıma görevini yerine getirirken, diğer yandan da kentsel yaşam alanlarının rahatlamasını sağlamakta ve kentsel yoğunluğun artmasına engel olmaktadır. Ayrıca

projeye ek maliyet ve zaman yükü getiren kamulaştırma faaliyetlerine ihtiyaç duymamaktadır. Fert başına ulaşım maliyetlerini de düşüren bu sistemler aynı zamanda daha emniyetlidir. Metro istasyonu yapım süresi istasyonun konumuna, altyapı yoğunluğuna, jeolojik şartlara ve kamulaştırma işlemi gerekliliğine göre oldukça değişkenlik göstermektedir. Metro istasyonları tamamen aç kapa, kısmen aç- kapa, top-down, kısmen tünel veya tamamen tünel şeklinde yapılabilmektedir.

2 PROJENİN ÖZELLİKLERİ

Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metrosu İnşaat ve Elektromekanik Sistemler Temin, Montaj ve İşletmeye Alma İşleri Projesi (MBE) toplam yaklaşık 18.5 km uzunluğunda imal edilecek metro hattı; ana hat tünelleri ve toplamda 10 adet istasyon yapısı içermekte olan bir toplu taşıma sistemidir.

Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metro Hattı, yapıma filli olarak başlanılan kısmı Faz-1 sırasıyla; Atatürk, Toplu Konut, Tema Park, Hastane istasyonu, yapımı henüz başlamamış Faz-2 kısmı sırası ile Tahtakale, Ispartakule, Bahçeşehir, Esenkent, Ardıçlı ve Esenyurt istasyonlarından oluşmaktadır. Saha için yer bulduru haritası Şekil 1’de verilmiştir. Projenin Faz-1 kısmı için yer bulduru haritası Şekil 2’de verilmiştir.



Şekil 1. Proje bulduru haritası



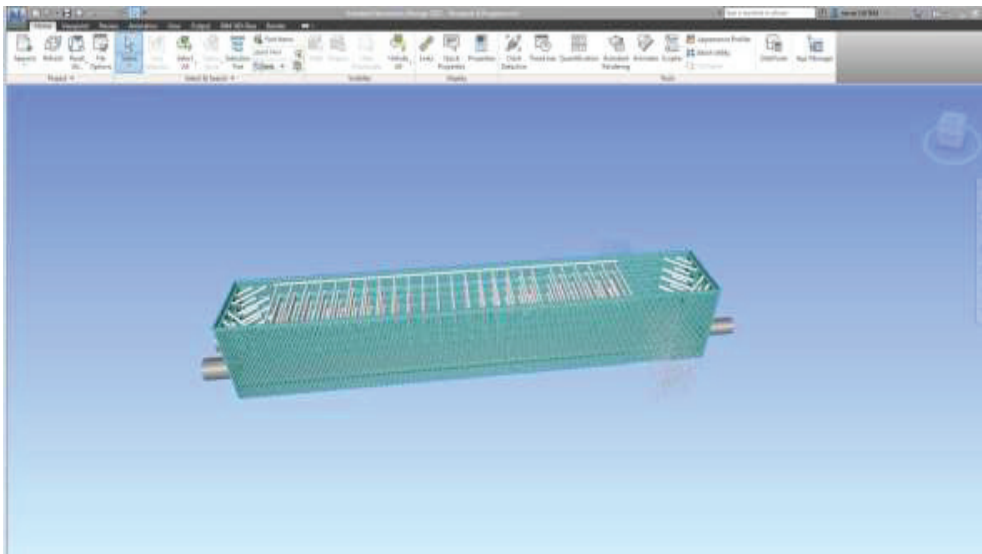
Şekil 2. Faz 1 Proje bulduru haritası

3 4D HAKKINDA

İnşaat sektörünün yapıları canlandırma talebine cevap veren çeşitli yaklaşımlar vardır. Bunlar üç boyutlu (3D) animasyon, sanal gerçeklik ve dört boyutlu (4D) modellemedir. Son yıllarda inşaat bilişiminde büyük değişimlere yol açan BIM yaklaşımı bu araçların özelliklerini bünyesinde barındırmaktadır.

4D CAD (Computer Aided Design) modeli, yapının üç boyutlu (3D) geometrisine dördüncü boyut olan zamanın entegre edilmesiyle oluşturulur. 4D modelde bulunan yapı bileşenleri, 3 boyutlu şekillerini tarif eden geometrik özelliklere sahiptir. Buna ek olarak, bileşenin inşaat başlangıç ve bitiş tarihlerini gösteren zamansal özellik de bileşene ilave edilmiştir. Bir yapının 4D modeli, projenin yapım aşamalarını grafiksel biçimde simüle ederek, proje yöneticisinin inşaat sürecini sanal ve görsel verilerle kavramasını sağlar.

Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metro projesi Faz-1 kapsamında yapımı devam eden Tema Park istasyonuna ait 4D model Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Tema Park İstasyonu 4D modeli

4D modelleme altyapısının bir inşaat firmasına adaptasyonu ve aktif bir şekilde kullanımı süreci belirli aşamalar içerir. Bu aşamalar 4D modellemenin kabulü, tasarım koordinasyonu ve inşaat koordinasyonudur. Donanımsal sistem değerlendirme, kullanılabilirlik çalışmaları ve yönetim planı revizyonu konularının incelenmesinin ardından 4D'nin faydalarına ikna olan firmalar tasarım koordinasyonu neticesinde 3D modeli oluşturur ve inşaat koordinasyonu ile 4D'nin takibini sağlar (Staub-French, 2007).

4D modellemenin proje yönetim disiplinine sunduğu başlıca katkılar en önemliden en az önemliye sıralanmış şekliyle şunlardır; sağladığı görsellikle planlamayı daha anlaşılabilir kılması, farklı disiplinlere ait tasarımları tek modelde birleştirerek çakışmaları tespit etme imkanı sunması, İnşa edilebilirlik analizi yapma fırsatı sunması, proje katılımcıları arası etkileşimi artırması, proje üzerinde yapılan değişikliğin sonuca etkisini gösterebilmesi, iş güvenliği tehditlerini önceden belirleme imkanı sunması (Hartmann, 2007)




















Tüm bu faydalarına rağmen 4D modellemenin ülkemizde yaygın biçimde kullanılmıyor oluşu incelemeye değer bir konudur. 4D'nin uygulanmasının önündeki başlıca engeller en önemliden en az önemliye sıralanmış şekliyle şunlardır; bilgi teknolojileri ve 4D alanında

deneyim sahibi eleman eksikliği, modelin oluşturulması ve takibi için gerekli olan zaman ve insan kaynağı, sağlıklı analiz yapabilmek için tasarımda gerekli olan yüksek ayrıntı düzeyi, mevcut planlama (CPM) ve tasarım (2D) yöntemlerinin yeterli olduğu düşüncesi, firmanın organizasyonel iş akış yapısının revize edilmesini gerektirmesi, 4D için gerekli olan eğitim ve yazılım maliyeti (Staub-French, 2007).

4 MICROSOFT PROJECT TABANINDA PLANLAMA

Sektörde, proje planlamaları Planlama mühendisleri gibi alanında özelleşmiş kişiler tarafından Ms Project, Primavera, Excel vb. çeşitli araçlar kullanılarak oluşturulmaktadır. Not olarak belirtmek gerekir ki, gelişen teknoloji ile bu araçlarda web tabanlı sistemlere dönüşmektedir. 3D proje modelleri de, çeşitli modelleme araçları tarafından oluşturulmakta idi. Peki bu iki farklı sistem nasıl bir araya gelmektedir. İnşaat yazılım pazarında, proje modellerini ve planlama datalarını birleştiren 4D araçları bulunmakta olup her geçen gün bu yazılımların sayısı artmaktadır. BIM modelleme araçlarından proje model verilerini alan bu yazılımlar, planlama araçlarında oluşturulan bilgileri alarak ya da yazılımın kendi içinde veri girişleri yapılarak planlama modelini oluşturmaktadırlar.

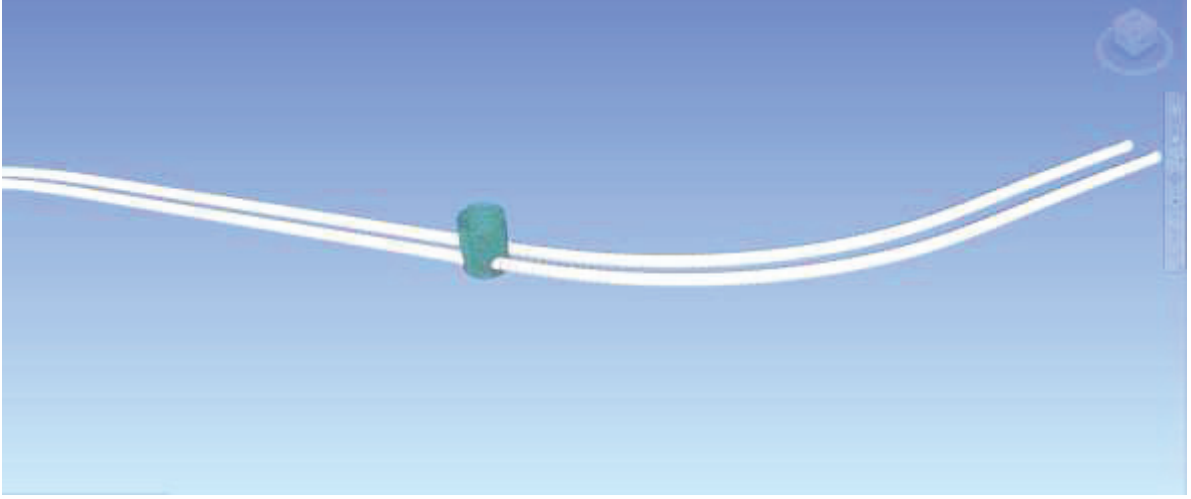
Bu bölümde Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metro Hattı özelinde S1 Şaftından yapılması planlanan NATM tünellerinin, bir planlama aracı olan Ms Project ortamında iş programı oluşturulması ele alınacaktır. Ms Project iş Programı 3D proje modeline göre ano aralığına göre, tünel boyunca oluşacak ano adetince aktiviteler oluşturularak iş programı yapıldı. Her aktivite için 3D proje modelindeki yerini bulabilmesi için WBS kodu atandı. Bu WBS kodları aynı zamanda 3D proje modelindeki ilgili model parçasına da girildi. Şekil 4'te Ms Project'te ano boyuna göre ayrılmış ve farklı WBS kodları verilmiş aktivitelerin bir kısmı verilmiştir.

		Görev Modu	WBS	Görev Adı
1			L22.S1	▲ S1 ŞAFTI NATM TÜNEL KAZI-DESTEKLEME İŞLERİ
2			L22.S1.G	▲ GERİ KM YÖNÜ
3			L22.S1.1B.T1	▲ HAT-1 GERİ
4			L22.S1.1B.T1.100	▲ HAT-1 GERİ ÜST YARI
5			L22.S1.1B.T1.101	H1-A Geri ÜST Y. (446,014 - 440,945) 5,07m
6			L22.S1.1B.T1.102	H1-A Geri ÜST Y. (440,945 - 436,145) 4,8m
7			L22.S1.1B.T1.103	H1-A Geri ÜST Y. (436,145 - 431,345) 4,8m
8			L22.S1.1B.T1.104	H1-A Geri ÜST Y. (431,345 - 426,545) 4,8m
9			L22.S1.1B.T1.105	H1-A Geri ÜST Y. (426,545 - 421,745) 4,8m
10			L22.S1.1B.T1.106	H1-A Geri ÜST Y. (421,745 - 416,945) 4,8m
11			L22.S1.1B.T1.107	H1-A Geri ÜST Y. (416,945 - 412,145) 4,8m

Şekil 4. Ms project tünel aktiviteleri ve WBS kodları

Ms Project'te 4D için iş programı oluştururken, daha sonra 3D proje modelindeki model verileri ile eşlemesi için WBS kodlarının oluşturulan her aktiviteye atanması gerekir. Her aktivitenin ilgili WBS Kodları 3D modeldeki o aktiviteye ait model parçasına da atanması gerekir. Bu şekilde proje modelleri ve planlama datalarını birleştirilebilir. Ms Project ortamında her model parçası için aktiviteler oluşturulup belirlenen hız kabullerine göre başlangıç ve bitiş tarihleri

girildikten sonra proje baseline alınmalıdır. Bu ilerinde proje ilerlemesinin Ms Project'e girilmesi durumunda planlan hızlarla iş programının hangi tarihlere gideceğini göstermede yardımcı olacaktır. Şekil 5'te S1 Şaftı Tünelleri için hazırlanan model verilmiştir. Proje modelleri ve planlama datalarının birleştirilebilmesi için Navisworks yazılımı kullanılmıştır. Navisworks ile proje model verileri ve planlama verileri, yazılımın kendi içinde veri girişleri yapılarak tek bir çatıda birleştirip planlama modelini oluşturmaktadır.

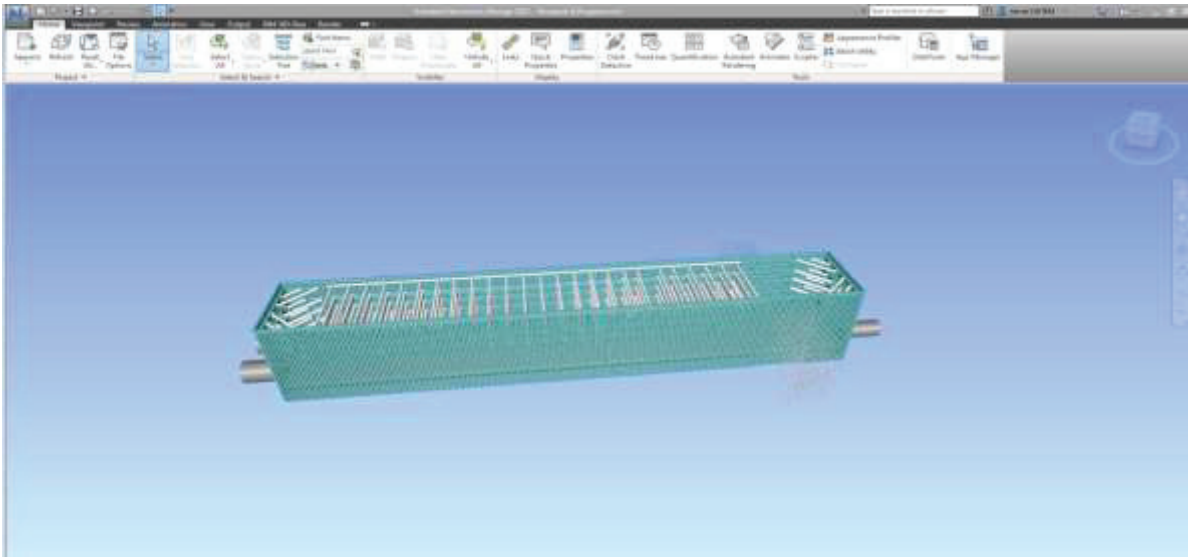


Şekil 5. S1 Şaftı tünellerine ait 3D model

5 NAVISWORKS VE ENTERPRISE SENKRONİZASYONU

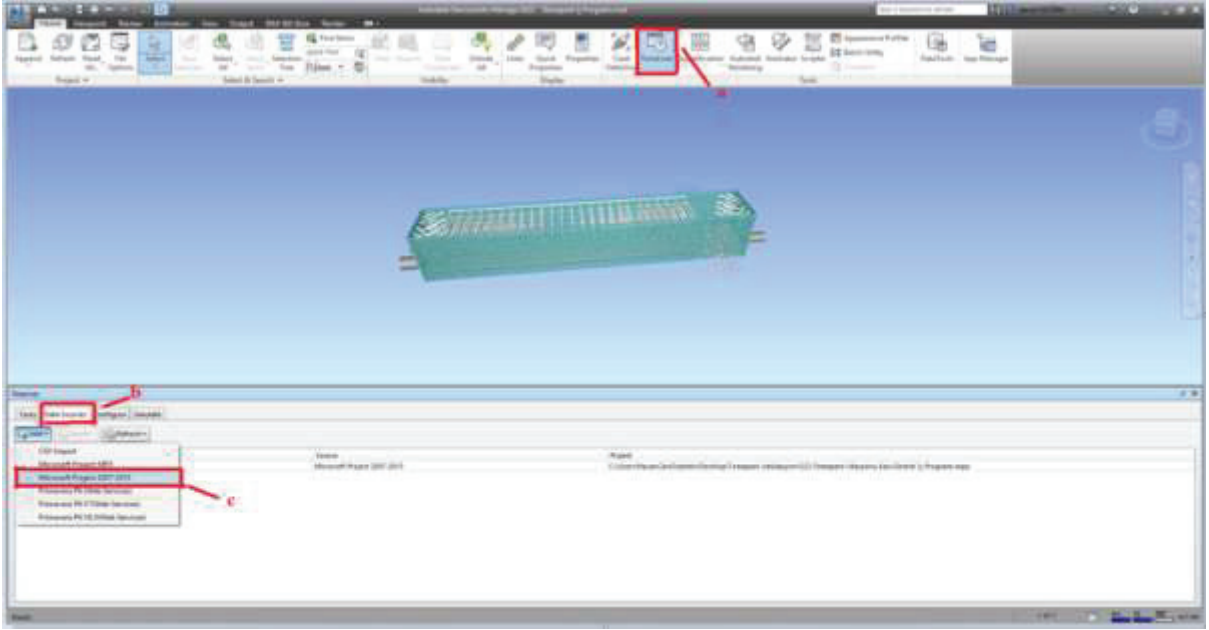
Planlama yapılan Ms Project yazılımı verileri ile 3D proje modelleri Navisworks yazılımında bir araya getirilmektedir. Bu bölümde Navisworks'te yapılan bir araya getirme işlemleri ve yazılımın kendi içinde ne gibi veri girişleri yapıp planlama modelinin oluşturulduğu, Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metrosu Tema Park istasyonu modeli özelinde maddeler ile sırasıyla açıklanacaktır.

1. Öncelikle bütün modeller Navisworks ile tek bir dosya olarak açılır. (Şekil 6)



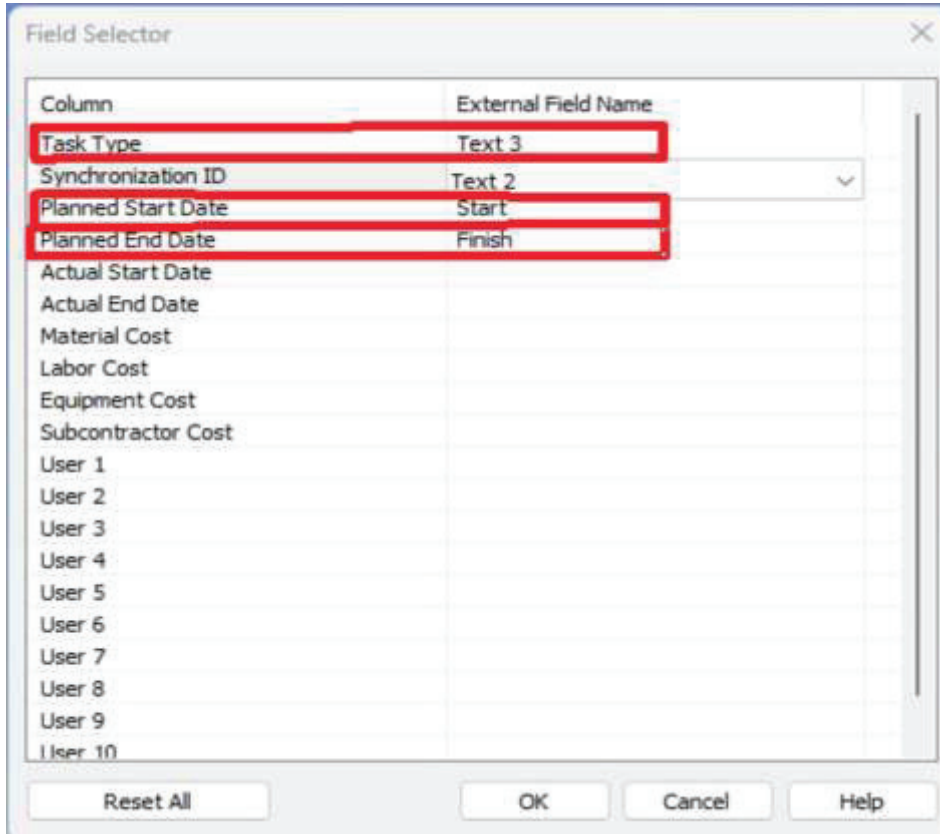
Şekil 6. Tüm modellerin tek bir dosya olarak açılması

2. Navisworks 'e iş programının yüklenebilmesi için ilk olarak aşağıda sıralanmış olan işlemler sırasıyla yapılır;
 - a. Home sekmesi altındaki **TimeLiner** açılır,
 - b. TimeLiner penceresinde **Data Source** seçilir,
 - c. **Add** butonu tıklanarak Microsoft Project 2007-2018 seçeneği seçilir. (Şekil 7)



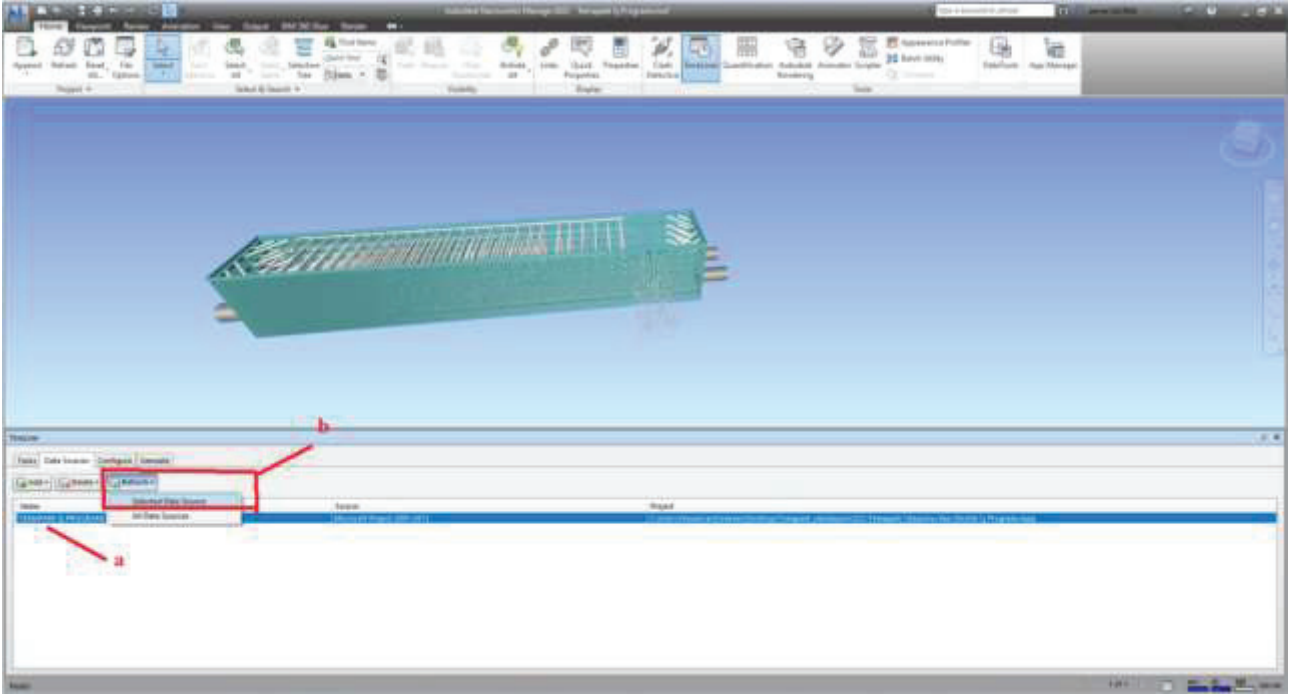
Şekil 7. Microsoft Project 2007-2018 seçeneği seçimi

3. Kullanacağımız iş programını seçtikten sonra çıkan ekran aşağıda gösterildiği şekilde eşleştirilir ve **“OK”** butonuna basılır. Böylece kullanacağımız iş programı Navisworks'e eklenmiş olur. (Şekil 8)

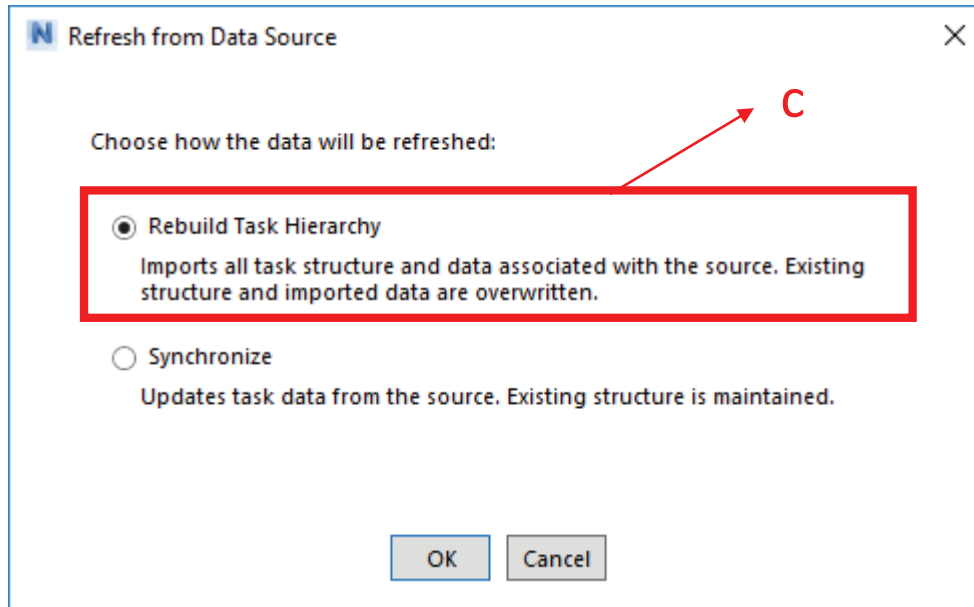


Şekil 8. İş programı ekleme

4. Daha sonra Navisworks'e yüklenen program seçilerek Refresh yapılmalıdır.
 - a. Yükelenen program seçilir
 - b. **Refresh** butonuna tıklanarak "**Selected Data Source**" seçilir. (Şekil 9)
 - c. Daha sonra çıkan ekranda "**Rebuild Task Hierarchy**" işaretlenmiş olacak şekilde "**OK**" butonu tıklanır. (Şekil 10)



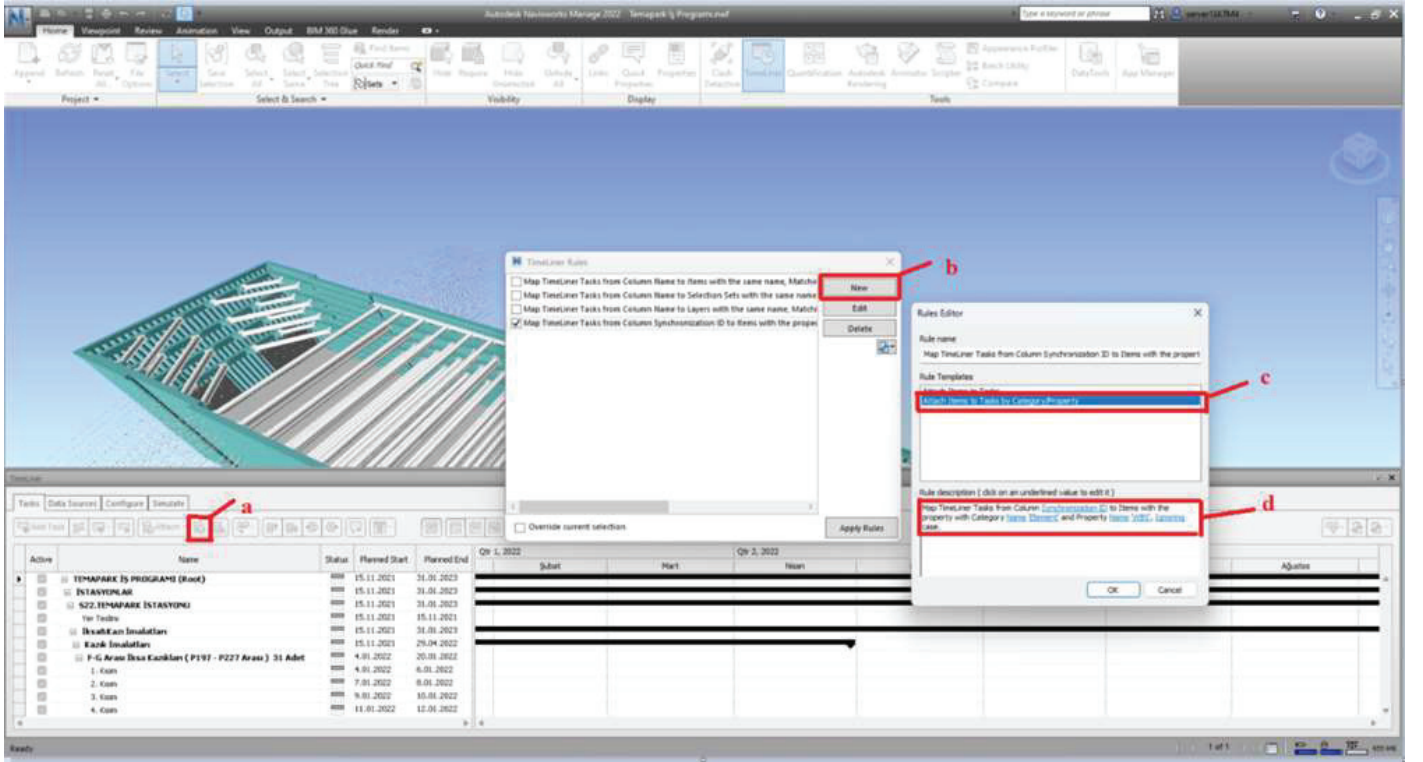
Şekil 9. İş programı seçme



Şekil 10. Görev hiyerarşisini yeniden oluşturma

5. Daha sonra TimeLiner'da Task sekmesi altında aşağıdaki ekran alıntısında gösterilen işlemler sırasıyla yapılır;
 - a. Task sekmesi altında **Auto-Attach Using Rules** butonuna tıklanır,

- b. Önünüze çıkan ekranda uygun kuralı oluşturabilmek için New butonu tıklanır,
- c. Daha sonra açılan 2. Ekranda **Attach Items to Tasks by Category/Property** seçilerek ekran alıntısında gösterildiği gibi kural oluşturulur ve **“OK”** butonu tıklanır
- d. Son olarak oluşturulan kural işaretlenerek Apply Rules butonuna tıklanarak kural çalıştırılır ve işlemin bitmesi beklenir. (Şekil 11)

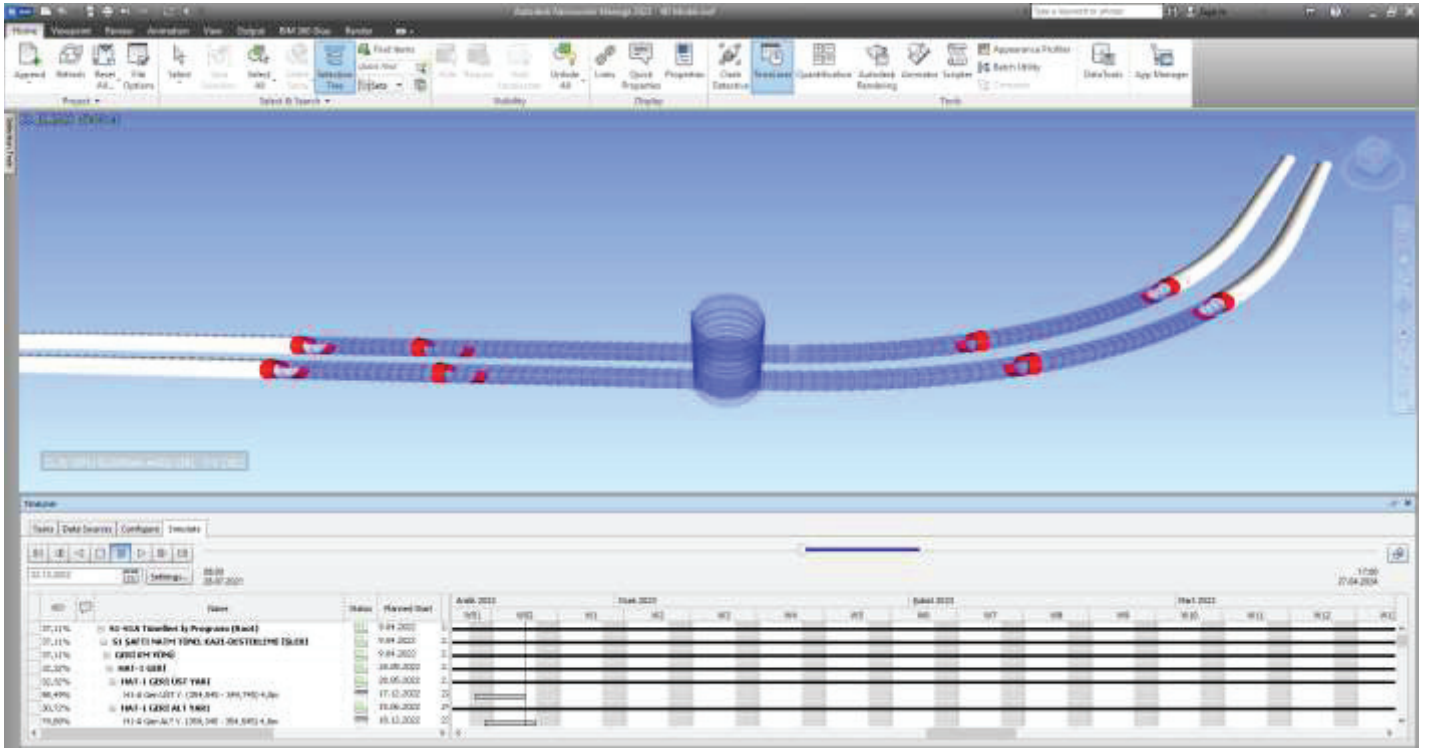


Şekil 11. Kural oluşturma ve çalıştırma

Sırasıyla anlatılan bütün adımlar doğru bir şekilde yapıldığı takdirde modeller ile iş programı arasında gerekli eşleşmeler sağlanmış ve 4D BIM simülasyon oynatılmaya hazır hale gelmiştir.

6 İŞ PROGRAMI GÜNCELLENMESİ VE 4D SİMULASYONA AKTARIMI

Ms Project iş programında, iş ilerlemelerini yani gerçekleşen tarihleri girip ilk başta planlanan hızlarla iş sonu tarihinin nereye gideceği görülebilir. Ms Project verileri Navisworks içeriğinde de güncellenerek 4D simülasyon güncel tutulmuş olur. Bunun için Ms Project dosyasında gerçekleşen tarihlerin girilmesi amacıyla “Başlangıç 2” ve “Bitiş 2” sütunları oluşturulabilir. Projede baseline alınmış olması planlanan tarihleri ve planlanan hızları (Gerçekleşen tarihler değişse bile) görmeye ve değişen tarihlere göre iş sonunun nasıl değişeceğini görmeye olanak sağlar. Şekil 12’de Mahmutbey-Esenyurt Metrosu S1 şaftından yapılan bir tünelin planlanan tarihlerini, baseline çizgisini, gerçekleşen tarihleri ve geçekleşenden sonra planlanan hızlarla gidildiğinde iş sonunun nasıl değiştiğini görmek mümkündür.



Şekil 14. Tünellerin planlanan ve olduğu durumları gösteren simülasyon görüntüsü

7 SONUÇLAR

Yapımı devam etmekte olan Mahmutbey-Bahçeşehir-Esenyurt Metro Projesinde tüneller ve istasyon modelleri üzerinde oluşturulan 4D simülasyon bu bildiriye konu edilmiştir.

4D simülasyon modeli, yapının üç boyutlu (3D) geometrisine dördüncü boyut olan zamanın entegre edilmesiyle oluşturulur. 4D modelde bulunan yapı bileşenleri, 3 boyutlu şekillerini tarif eden geometrik özelliklere sahiptir. Buna ek olarak, bileşenin inşaat başlangıç ve bitiş tarihlerini gösteren zamansal özellik de bileşene ilave edilmiştir. Bir yapının 4D modeli, projenin yapım aşamalarını gerçekçi biçimde simüle ederek, proje yöneticisinin inşaat sürecini sanal ve görsel verilerle kavramasını sağlar.

4D simülasyon modeli oynatıldığında planlanan ve gerçekleşen imalatı görmek mümkün olur. Buna ilave olarak Ms Project'te gerçekleşen tarihlerin girilmesi ve bunun Navisworks'te güncellenmesi ile gerçekleşen imalatı ve kalan imalatın ilk planlanan hızlarla ne zaman biteceği görülmüş olur. İki bitiş tarihi arasındaki farkı görmek, gecikmenin veya hızlı gitmenin iş programını nasıl etkilediğini, iş bitiş tarihinin nasıl değiştiğini ve istenilen bitiş tarihini yakalamak için yapılmak istenen hız çıkarımlarının kaç olacağı hakkında sayısal ve görsel verilerle bilgi sağlar.

4 boyutlu (4D) yapı bilgi modellemesi simülasyonu, 3 boyutlu (3D) olan proje modeline zaman datalarının da işlenerek simüle edilmesidir. Proje süreci bir nevi zaman yönetimidir. Tüm proje paydaşlarını ilgilendiren ana konu zamandır. 4D simülasyon modelin gerçekleşen veriler ile belirli periyotlarla güncellenmesi, inşaat sürecinin durumunu ve iş sonu durumunun planlanan hızlarla tayin edilmesi konusunda daha gerçekçi bilgiler verir.

3D proje modelleri çeşitli modelleme araçları tarafından inşaat sürecinin başlangıç zamanlarında oluşturulmaktadır. Planlama ise, daha sıklıkla revize olabilen karmaşık bir

alandır. 4D model için gereken planlama bilgileri, 4D aracında ya da başka bir yazılımda hazırlanacaktır. Burada dikkat edilmesi gereken hususlardan ilki, planlama bilgileri farklı araçta hazırlanacak ise, 4D aracı ile planlama aracının veri alışveriş uyumluluğudur. 4D Planlama aracının, planlama verilerini pratik bir şekilde alması gerektiğidir. Model ve zaman bilgilerinin birleştiği son ayak da ise, farklı özellikleri olan çeşitli yazılımlar kullanılmaktadır. Hangi yazılımda çalışınılırsa çalışılsın, burada dikkat edilmesi gereken husus, oluşturulan 4D modelin, alt parçalar olan proje modeli ve planlama verileri revize olduğunda, güncellenebilir olması gerektiğidir.

Sektörün tercihleri neticesinde 4D'nin planlamayı daha anlaşılabilir kılması ve çakışmaları önleyen fonksiyonu 4D'nin en önemli faydaları olarak öne çıkarmıştır. İnşa edilebilirlik ve değişim yönetimi gibi fonksiyonlar 4D'nin yan faydaları olarak değerlendirilmiştir.

KAYNAKLAR

- Tsai, M. H., Kang, S. C. ve Hsieh, S. H. (2010). A three-stage framework for introducing a 4D tool in large consulting firms, *Advance Engineering Inromatics* 24.
- Fischer, M. ve Kunz, J. (2004). The scope and role of information technology in construction, CIFE Technical Report No. 156, CIFE Stanford University, CA.
- Kuruoğlu, M. (2002). İnşaat Sektöründe Bilgisayar Destekli Planlama, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- Staub-French, S. ve Khanzode, A. (2007). 3D and 4D modeling for design and construction coordination: issues and lessons learned, *ITcon* 12.
- Hartmann, T., Gao, J. ve Fischer, M. (2008). Areas of application for 3D and 4D models on construction projects, *Journal of Construction Engineering and Management*, Vol. 134, No.10.
- Kuruoğlu, M. (2014). Akademik Bilişim'14 - XVI. Akademik Bilişim Konferansı Bildirileri, Mersin.
- Kuruoğlu, M., Özvek, A. (2002). Proje Planlama Çalışmaları Gerekli Mi?, *TİM-SE Dergisi*, Sayı: 205.
- Asnafi, M. (2016). 3D/4D BIM-Based Hazard Identification, Safety Regulations and Safety Monitoring of Construction, Eastern Mediterranean University
- Collier, E. ve Fischer, M. (1995). Fourdimensional modeling in design and construction, CIFE Technical Report, No. 101, Stanford University, Stanford, CA

Sismik Verilerin Geoteknik Tasarım Süreçlerine Katkısı (Çekmeköy-Sultanbeyli Metro Hattında Kazanılmış Tecrübeler) *Contribution of Seismic Data to Geotechnical Design Processes (Experiences from Çekmeköy Sultanbeyli Metro Line)*

T. Perveroğlu Şat

Yüksel Proje A.Ş., Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu, İstanbul

E. Eryılmaz

İBB Anadolu Yakası Raylı Sistem Şube Müdürlüğü, Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu, İstanbul

ÖZET: Bu çalışmada, Çekmeköy- Sultanbeyli Metrosu kapsamında inşa edilen üç yüz metre uzunluğa ve otuz metre derinliğe sahip Şehir Hastanesi istasyon ve makas yapısı için sondaj loglarından elde edilen verilerin yetersizliğinden, bu nedenle ilave olarak yapılan sismik çalışmalarla beraber jeolojik profilinin yeniden oluşturulmasından ve kazı destek sistemi tasarım sürecinin şekillendirilme aşamalarından bahsedilmektedir.

Bu çalışma sonucunda jeolojik yapısı değişkenlik gösteren bölgelerde yalnızca sondaj verilerinden doğru sonuç elde etmenin mümkün olmadığı, bu nedenle arazinin genel formasyonun ve formasyonun değişkenlik gösterdiği (karstik boşluklar, fay zonları, keskin zemin türü değişkenlikleri vb.) bölgelerin saptanabilmesi için sismik çalışmaların işin başında yapılması gerektiği, bu sayede de tasarım kabullerinin doğru yapılabilmesi ve tasarım-imalat süreçlerinde iş gücü, zaman, maliyet kaybı yaşanmamasının proje yönetimi açısından daha olumlu sonuçlar doğuracağı ortaya çıkmıştır.

ABSTRACT: The inadequacy of the data obtained from the drilling logs, hence, the reconstruction of the geological profile with additional seismic studies and the shaping stages of the excavation support system design process are discussed in this paper for the Şehir Hastanesi Station and Switch Structure with a length of three hundred meters and a depth of thirty meters, built within the scope of Çekmeköy-Sultanbeyli Metro.

As a result of this study, it has been revealed that it is not possible to obtain accurate results from drilling data alone in regions with sharp changes in geological structure, therefore in order to determine the general formation of the land and the regions where the formation varies (karstic gaps, fault zones, sharp soil type variations, etc.) seismic studies must be done at the beginning of the project. Thus, it has been revealed that making the design assumptions correctly and not losing labor, time and cost in the design-construction processes will lead to more positive results in terms of project management.

1 GİRİŞ

Günümüzde nüfus artışı sebebi ile şehir merkezlerinde yerleşim yerlerinin azalması, inşaat maliyetlerinin artması sonucu mevcut alanlara inşa edilen yapıların alt yapı hizmetlerini daha verimli kullanmak gerekli hale gelmiştir. Bu amaçla inşa edilen metro istasyonları, binaların bodrum katları, yer altı otoparkları, alışveriş merkezleri gibi yer altı alanlarına sahip yapılarda derin kazı örneklerine sıkça rastlanmaktadır. Derin kazılar ve derin kazı destek sistemleri, geoteknik mühendisliğinin en önemli araştırma konularının başında gelmektedir. Derin kazı sistemleri geçici ve kalıcı imalatlar olarak değerlendirilmekte olup, her iki durumda da kazı

inşaatı sırasında ve sonrasında kazının göçmesini ve/veya komşu yapılarda kazı sebebi ile oluşabilecek oturma ve dönme hareketlerini önlemek adına doğru kazı destek sistemlerinin seçilmesi ve tasarlanması büyük önem arz etmektedir. Derin kazı destek sistemi tasarımında kazılacak bölgenin boyutları, jeolojik formasyonu ve yer altı su seviyesi en önemli kriterlerin başında gelmek olup, bu kapsamda bölgeye ait jeolojik profil belirlenirken çeşitli sayıda sondaj yapılmaktadır. Zemin özelliklerinin belirlenebilmesi için yapılan sondajlar sırasında bazı arazi deneyleri uygulanabildiği gibi, bu deneylerin zeminin tüm parametrelerinin belirlenmesinde yeterli olmaması sebebi ile araziden getirilen zemin örnekleri üzerinde bir dizi laboratuvar deneyi gerçekleştirilmektedir. Fakat özellikle bölgenin jeolojik geçmişi ve kazı yapılacak alanın büyüklüğü beraber değerlendirildiğinde, bazı derin kazı sistemlerinin belirlenmesinde sondajlardan alınan veriler yeterli gelmemektedir. Bu kapsamda sığ derinliklerde bulunan, ortamın geneline göre farklı fiziksel özellikler gösteren ve özellikle zemin-kaya sınırının belirlenmesinde kullanılan jeofizik-sismik çalışmalar öne çıkmaktadır. Sismik dalgaların özellikleri zemin tabakalarından geçerken değişime uğramakta olup, zeminin jeofizik parametrelerle tanımlanması kayma dalgası hızı (S) ile yapılmaktadır.

2 PROJEYE AİT GENEL BİLGİLER

Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu ile Sarıgazi (Hastane)-Taşdelen-Yenidoğan Metro Hattı Projesi (ÇSS-YCE) her iki ana hat ve bağlantı hatları ile birlikte toplam ~17 km uzunluğunda imal edilecek metro hattı; ana hat tünelleri ve toplamda 13 adet istasyon yapısı içermekte olan bir toplu taşıma sistemidir. Çekmeköy – Sancaktepe – Sultanbeyli Merkez Metro Hattı sırasıyla Meclis, Sarıgazi, Sancaktepe Şehir Hastanesi, Sancaktepe, Samandıra Merkez, Veysel Karani, Hasanpaşa ve Sultanbeyli istasyonlarından geçerek Sultanbeyli ile TEM yolu kenarında son bulmaktadır. Sarıgazi –Yenidoğan metro hattı ise Yenidoğan istasyonundan başlayarak sırası ile Soğukpınar, Cumhuriyet, Aydınlar, Sarıgazi istasyonlarından geçerek Emek istasyonunda son bulmaktadır. Saha için yer bulduru haritası Şekil 1’de verilmiştir.



Şekil 1. Proje güzergahı ve yer bulduru haritası

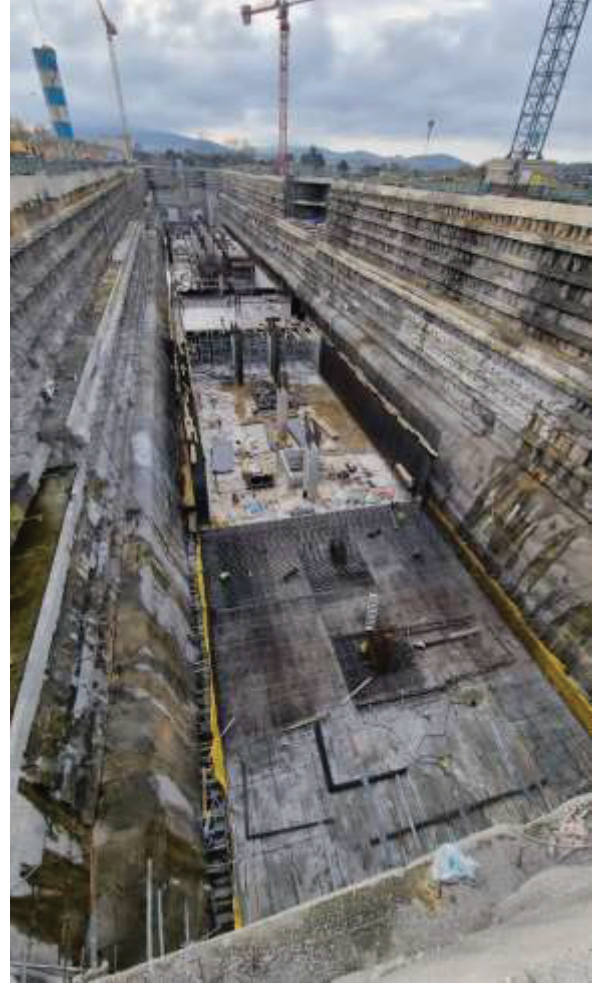
Sancaktepe Şehir Hastanesi istasyonu Km 20+217.179 ve Km 20+357.179 arasında yer alan teknik kat, bilet holü ve peron katı olmak üzere 3 katlı aç kapa bir istasyon olup kazı derinliği ortalama 30 m'dir. İstasyon yapısının hemen yanında makas yapısı ve otopark yapısı için planlanan bölge ile beraber toplam aç-kapa uzunluğu üç yüz metreye tekabül etmekte olup, Şekil 2, Şekil 3 ve Şekil 4’de kazı imalatı fotoğrafı ve güncel saha fotoğrafları verilmektedir.



Şekil 2. Güncel saha fotoğrafları-1



Şekil 3. Kazı imalatı saha fotoğrafı



Şekil 4. Güncel saha fotoğraflar-2

2.1 Bölgeye Ait Mühendislik Jeolojisi

Proje genelinde ihale eki döneminde yapılan iki adet, Yüklenici Firma tarafından işin başlangıcında yaptırılan ilave altı adet sondaj ile beraber toplamda sekiz adet sondaj verisi bulunmaktadır (Şekil 5).



Şekil 5. Sondaj yerleşim planı

3 GEOTEKNİK TASARIM SÜRECİ

Sondajlara göre belirlenen idealize zemin profili kapsamında oluşturulan kritik kesitler doğrultusunda, iksa sisteminin ilk parçası olan Şekil 7’de görülen on beş metre uzunluğundaki fore kazık imalatlarına sahada başlanmıştır. Yapılan fore kazık imalatlarında kaya kotunun kabul edilen kottan daha derinde (10 m – 20 m arasında değişken) olduğu saptanmış, bunun yanı sıra foraj esnasında sondaj loglarında çıkmayan zemin birimleri (diyabaz daykı-karstik boşluk vb.) ile de karşılaşmıştır. Kaya kotunun değişkenliği, foraj sırasında çıkan karstik boşluklar vb. farklılıklar hem imalat sürecinde aksamalara sebebiyet vermiş, hem de tasarım kabullerinin tekrar gözden geçirilmesini gerekli kılmıştır. Bu kapsamda sondajlara ilaveten üç yüz metrelik cephe için on metre aralıklar ile otuz adet deneme kazıkları yapılarak düşeydeki zemin profilinin netleştirilmesi hedeflenmiştir. Şekil 8’de deneme kazıkları için yapılan foraj fotoğraflarına yer verilmektedir.



Şekil 8. Örnek deneme forajı uygulamaları

Zemin-kaya sınırının değişken durumu yalnızca düşey iksa elemanı için değil, iksa sisteminin ankrajlı tasarlanması ve ankraj köklerinin içerisinde bulunacağı formasyona göre germe yüklerinin kontrol edilmesi gerekliliği de göz önünde bulundurularak tüm tasarım kabullerinin gözden geçirilmesi zorunluluğunu doğurmuştur. Bu kapsamda yapılan tüm sondajlar, ilave deneme kazıkları, ankraj kök bölgesinin içinde bulunduğu zemin cinsi beraber değerlendirilmiş, çıkan sonuçlara göre ilgili kritik kesitlerin tasarımında revizyona gidilmesi durumu gündeme getirilmiştir.

Şehir Hastanesi istasyonu ve makas yapısı bölgesi için yapılan sondajlara kıyasla deneme forajlarında rastlanan farklılıklar, bölgenin geçmiş jeolojik dönemlerde volkanik hareketlerden etkilendiğini göstermiş, aralarındaki mesafe on metreden az olan sondaj ve forajlar esnasında ana kaya kotunun yaklaşık on metre civarında farklılık gösterdiği; bazı delgilerde gözlenmeyen orta ayrılmış – tamamen ayrılmış diyabaz birime ise diğer yapılan delgilerde denk gelindiği saptanmıştır (Şekil 9). Bu durum detaylıca irdelendiğinde, sahadaki jeolojik yapı sebebi ile volkanik sokulumların oluşumları esnasında kaya birimlerin çevresinde çok fazla ezik zonlar oluşturabileceği öngörülmüş, sahada bu tarz bölgeler ile karşılaşılması durumunda ilave önlemlerin ivedilikle alınması gerekliliği ortaya konmuştur.



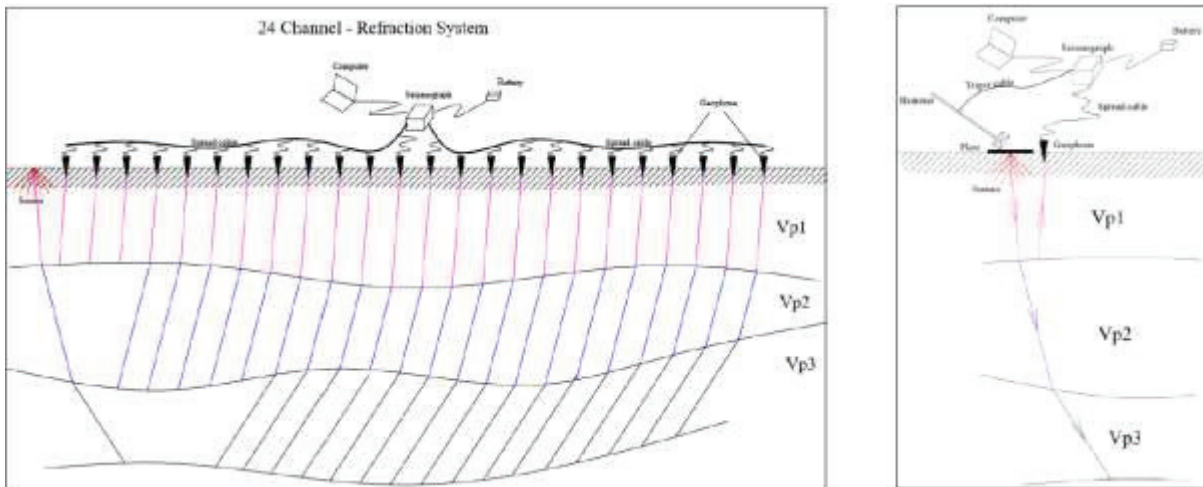
Şekil 9. Diyabaz dayk sokulumu

3.1 Bölgede Sonradan Yapılan Sismik Çalışmalar ve Revize Edilen Geoteknik Tasarım Süreci

İstasyon ve makas yapısı toplam kazı cephesinin üç yüz metre ve kazı derinliğinin otuz metre olması, bölgedeki sondajlardan ve deneme delgilerinden net veriler elde edilememesi, imalat devam ederken çok sayıda aksaklık oluşması sebebi ile Yüklenici firmadan jeofizik (sismik) çalışma yapılması talep edilmiştir.

Sismik (Jeofizik) çalışmalar zemin birimlerinin sismik hız değişimlerini incelemektedir. Jeofizik yöntemler özellikle geniş saha incelemelerine imkan sağlayan hızlı ve pratik yöntemlerdir. Jeofizik yöntemler ile zemine ait sismik dalga hızları, elektriksel geçirgenlik, yoğunluk, manyetizma gibi fiziksel özelliklerin belirlenmesi mümkün olmaktadır (Kocaman, 2008).

Zemin etüt çalışmalarında sıklıkla kullanılan jeofizik yöntemlerden biri de sismik kırılma yöntemidir. Zemin üzerinde çeşitli enerji kaynakları ile yapay olarak oluşturulan elastik dalgalar ile yeraltı yapısının incelenmesi amaçlanır (Şekil 10).

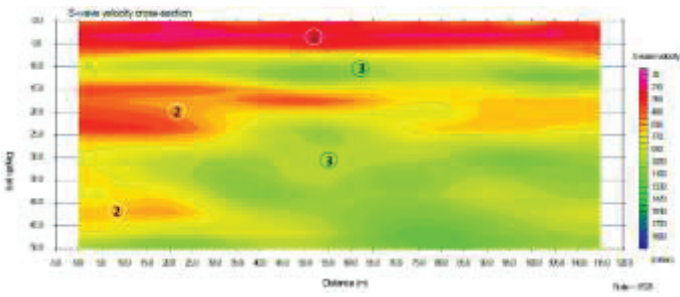


Şekil 10. Sismik kırılma ölçütü (Rumeli Zemin-İnş.-Müh.San. ve Tic. Ltd. Şti.)

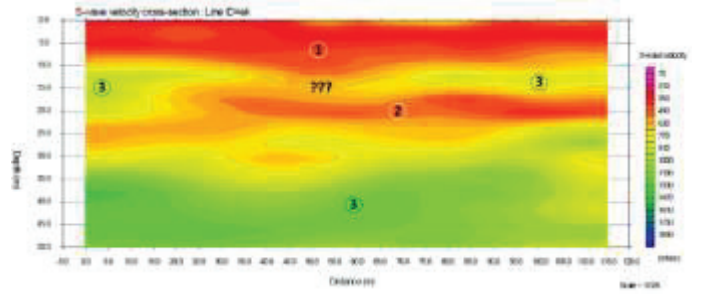
Şehir Hastanesi istasyonu ve makas yapısı için kısa ve uzun kenarlar olmak üzere beş adet serim yapılmış olup, Şekil 11'de serim isimleri ve bölgeleri gösterilmektedir. Sismik ölçümler yer içinde yayılan boyuna veya sıkışma V_p , ayrıca enine ve kayma V_s dalgası hızlarının ölçülebilmesi amacıyla yapılır. V_p dalga hızları vasıtasıyla, yer altı yapısal konumunun düşey ve yanal olarak tespit edilmekte, V_s dalga hızları vasıtası ile de zeminin elastik özelliklerinin tanımlanmasını sağlanmaktadır (Kocaman, 2008).



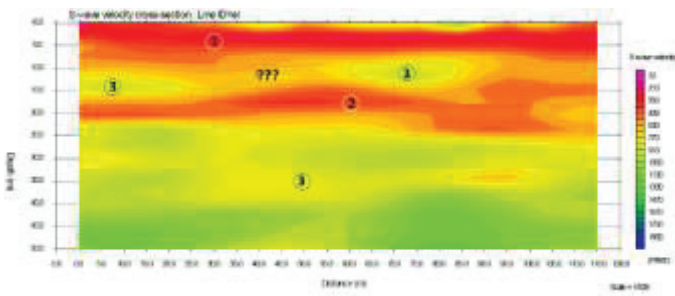
Şekil 11. Jeofizik sismik serim bölgeleri



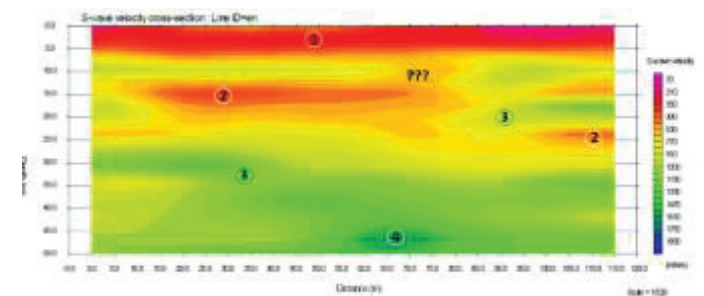
Şekil 12. Şantiye sahası profil 1



Şekil 13. Şantiye sahası profil 2



Şekil 14. Şantiye sahası profil 3



Şekil 15. TSK sahası profil 1

Jeofizik çalışmalar sonucunda ortaya çıkan zemin birimlerinin isimlendirmesi şu şekildedir:

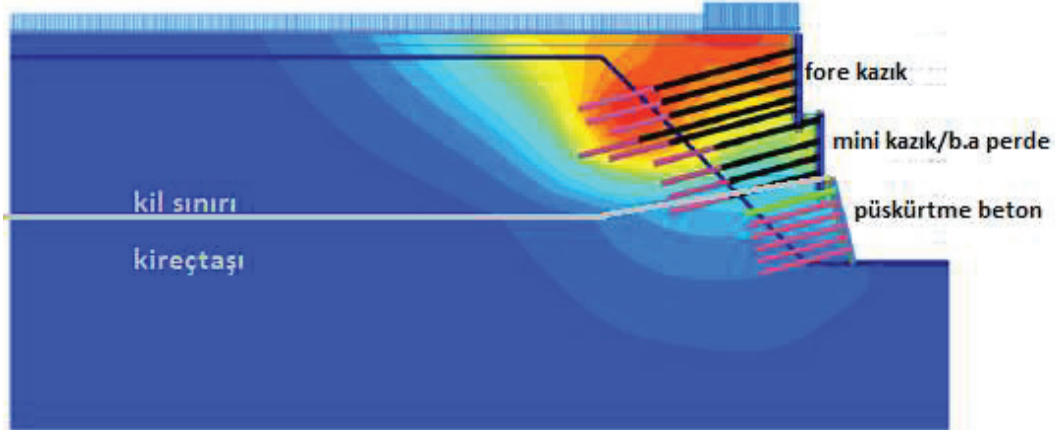
Örtü-dolgu①

Volkanik②

Zayıf-orta sağlam kireçtaşı③

Sağlam-çok sağlam kireçtaşı④

Sismik çalışmalar sayesinde, toplamda sekiz adet sondajın haricinde yapılan otuz adet deneme forajından da görülemeyen volkanik sokulumlar, karstik boşluklar, sağlam kaya kotunun değişkenliği teyit edilmiştir. Özellikle bazı akslar aralığında kil kalınlığı fore kazık logları ve sismik veriler de göz önünde bulundurularak, kazık bölgesinde 18m olarak alınmış, geriye doğru ise alt sıra kazıdaki ikinci sıra ankraj kök bölgesi de kile girecek şekilde derinleştiği kabulü yapılmış olup, 30 ton öngerme yüküne göre kazı destek analizleri revize edilmiştir. Tüm bu bilgiler doğrultusunda son durumda oluşturulan jeolojik profile göre revize edilen iksa sisteminin tipik kritik kesiti Şekil 16'da gösterilmektedir.



Şekil 16. Revize kritik kesit örneği (Tekfen Mühendislik)

İmalat esnasında karşılaşılan zemin formasyonu değişkenliği sebebi ile, geoteknik tasarım sürecinde çok kez revizyon yapılmak durumunda kalmış, Şekil 16'da verilen kritik kesitin haricinde yirmi beş adet daha kritik kesitin tasarım çözümleri gerçekleştirilmiştir.

Bu kritik kesitlerde meydana gelen revizyonlar imalatlar ile eş zamanlı ilerlemek zorunda kalmış, yaşanan tüm sıkıntılar birlikte değerlendirildiğinde iş bitim sürelerindeki diğer operasyonel gecikmelere ilave olarak tasarım ve yapım maliyetlerinde proje başında öngörülemez ciddi artışlar ortaya çıkmıştır.

4 UYGULAMA AŞAMASINDA KARŞILAŞILAN ZORLUKLAR

Uygulama aşamasında, ilk kademe fore kazık üzerinde yer alan ilk sıra ankrajlarda (3x0,6'') test yüklerine çıkmakta problemler yaşanmış olup, kil tabakası için deneyler ve laboratuvar çalışmaları göz önünde bulundurularak belirlenmiş olan 30 ton ön germe yükü 25 ton'a düşürülmek zorunda kalmıştır. Genel stabilite hesapları bu doğrultuda kontrol edilmiş, ankrajlarda sıklaştırma yapılarak projede ve uygulamada revizyona gidilmiştir (Şekil 17).



Şekil 17. İlk sıra ankraj delgileri

İkinci kademe mini kazık imalatları yapılırken, kuyularda çöküntü olması sebebiyle donatı kafeslerinin projesindeki kotuna indirilemediği bazı kazık imalatları olmuştur. Donatı kafeslerinin indirilebildiği bazı kazıklarda ise, kuyu içinde mevcut (çökmelerden kaynaklı) çamurla beraber betonlanmak zorunda kalmıştır (Şekil 18).



Şekil 18. Kotuna indirilemeyen mini kazık donatı kafesleri

Mini kazıklarda bölgesel de olsa yaşanan imalat problemlerinden kaynaklı, istenen kalitede olmayan veya tam olarak yapılamayan kazıkların önüne betonarme perde imalatı uygulanabilmesi için tasarımsal kontroller gerçekleştirilmiş, sahaya tipik betonarme perde projesi iletilmiştir (Şekil 19).



Şekil 19. Mini kazık önüne ankrajlı betonarme perde yapılması

İksa arkasında derinleşen kil kotunun aksine, şantiye sahasının orta kısımlarında orta-sağlam kireçtaşının bulunması, iş programındaki kazı senaryosunda ciddi aksamalara sebebiyet vermiş; zaman kayıplarının önüne geçebilmek adına iksa ile belli bir mesafe bırakılarak (alanında uzman hoca görüşleri alınarak) kontrollü açık patlatma ile kazının devam etmesi kararı alınmıştır (Şekil 20).



Şekil 20. Kontrollü açık patlatma alanı

Yaşanan tüm problemlerin yanı sıra, kazı devam ederken belli bir bölgede deplasman artışları gözlenmiş, geoteknik izleme aletlerinden olan inklinometre okumasında 8cm mertebesinde deplasman değerleri kayıt altına alınmıştır. İnklinometrenin yanı sıra ilgili cephede yer alan reflektör ve tiltmetrede değerleri de kontrol edilmiş, tüm sonuçlar göz önünde bulundurularak, ortalama deplasman değerine göre bir geri analiz yapılmıştır. Analizler sonucunda mini kazık üzerine iki adet ilave ankraj yerleştirilmesi gerekliliği ortaya çıkmış, kazı kotunun aşağıda olması sebebi ile ankraj yapılacak kota kadar geri dolgu yapılarak ilave ankraj imalatları tamamlanmıştır (Şekil 21).



Şekil 21. İlave ankraj - geri dolgu imalatı

5 SONUÇLAR

Yapımı devam eden Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu ile Sarıgazi (Hastane) - Taşdelen-Yenidoğan Metro Hattı Projesi (ÇSS-YCE) kapsamında bulunan Şehir Hastanesi istasyonu kazı destek tasarım süreci ve imalatları sırasında jeolojik formasyon sebebi ile yaşanan zorluklar bu bildiriye konu edilmiştir.

Bu çalışma kapsamında, jeolojik yapısı ani olarak değişkenlik gösteren bölgelerde çok sayıda sondaj yapılsa dahi sondaj verilerinden doğru sonuç elde etmenin mümkün olmadığı durumlar ve tespitler ortaya konmuştur.

Şehir Hastanesi istasyonu ve makas yapısı gibi toplam cephe uzunluğu üç yüz metre ve kazı derinliği otuz metre olan benzeri özelliklere sahip aç-kapa olarak tasarlanan yapılarda, arazinin genel formasyonu ve formasyonun değişkenlik gösterdiği bölgelerin saptanabilmesi (karstik boşluklar, fay zonları, ani zemin türü değişkenlikleri vb.) oldukça zor hale gelebilmektedir. İlgili istasyon için yaşanan tüm zorluklar göz önüne alındığında, tasarım süreçlerine başlanmadan önce mutlaka bölgenin jeolojik geçmişinin değerlendirilmesinin gerektiği, gerekli olabilecek tüm verilerin sağlanmasının ardından tasarım süreçlerine başlamasının tüm taraflar için en sağlıklı durum olacağı ortaya konmuştur.

Kazı destek tasarım sürecini yönlendiren en önemli unsur şüphesiz ki bölgenin genel jeolojisidir. Bu kapsamda özellikle bölgeye ait jeolojinin doğru değerlendirilebilmesi için, olması gereken tüm jeoteknik donelerin tasarım firmaları ile paylaşılması, tasarım firmaları tarafından eksik görülen verilerin de mutlaka temin edilmesi gerekmektedir.

Boyutların bu denli büyük olduğu aç-kapa yapılarda derin kazı destek tasarımlarının sağlıklı ve en doğru şekilde yapılabilmesi için sondaj sayısının mutlaka artırılması gerekmektedir. Bu bildiride, bölgenin jeolojik geçmişi gereği yapılan sondajların da yetersiz kalabileceği teyit edilmiş, sondajlara ilave olarak mutlaka sismik çalışmaların da yapılması gerekliliği ortaya konmuştur. Öte yandan gerekli jeoteknik veriler olmadan, doğru bir idealize zemin profili ve mühendislik parametrelerinin belirlenmesinin çok güç olacağı, zeminin karakteristik özelliklerinin gereği en doğru iksa sistemini belirlemenin de zorlaşacağı tecrübe edilmiştir.

Bu bildiriye konu olan Şehir Hastanesi istasyonu ve makas yapısı için kazı destek tasarımları başlamadan önce sismik çalışmaların yapılmış olması, jeolojideki ani değişkenliklerin önceden saptanarak iksa sistemi parçalı olmak yerine tam boy düşey iksa elemanları ile kurgulanabileceğini, imalat sırasında zeminin öngörülemeyen sıkıntılarını minimize edebilmek için tüm cephenin aynı anda kazısına başlanmamasının tercih edilebileceğini, iş programının bu kapsamda düzenlenebileceğini ortaya koymuştur.

Sonuç olarak, sismik veriler ile desteklenmeyen ani jeolojik formasyon değişkenliklerinin özellikle tasarım süreçlerinde ciddi bir iş gücü, zaman ve maliyet artışlarına sebebiyet verdiği gözlenmiştir. Saha ile eş zamanlı yapılmak zorunda kalınan revizyon süreçleri ise, tüm taraflar için yönetimi zor bir unsur haline gelmiş, tüm bu zorluklar iş programında ciddi aksamalara sebebiyet vermiştir.

TEŞEKKÜR

Tüm proje süreçlerinde emeği geçen İşveren İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistemler Daire Başkanlığı Anadolu Yakası Raylı Sistem Müdürlüğü'ne, Müşavir Firma Yüksel Proje A.Ş.'ye, Yüklenici Firma Doğu İnşaat ve Tic. San. A.Ş.'ye olmak üzere projeye sağladıkları katkılar sebebi ile Tekfen Mühendislik Geoteknik Grubu çalışanlarına teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Kocaman, M. (2008). *Zemin Etütlerinde Geoteknik ve Jeofizik Yöntemlerin Kullanılması ve Dikkat Edilmesi Gereken Hususlar*. (Yüksek Lisans Tezi). Sakarya Üniversitesi Fen bilimleri Enstitüsü, Sakarya.
- Rumeli Zemin-İnşaat-Mühendislik San. Ve Tic. Ltd. Şti. (2020). Samandıra İstasyonu Mevkii Sismik Araştırma Raporu.

Tünelden Çıkan Pasanın Geri Dönüşümde Kullanılması: Hızray Projesi

Recycling of Excavated Tunnel Waste: Hızray Project

C. Avşar, O. Çakmak, S. Dünder, İ. Tüysüz

İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistemler Projeler Müdürlüğü, İstanbul

N.K. Işlik, A. Doğru

Emay Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., İstanbul

ÖZET: TBM pasa dönüşümü çalışmasının amacı, İstanbul'da yapılması planlanan 74.5km'lik HIZRAY projesi kapsamında, TBM makinesinin ortaya çıkartacağı zemin hafriyatlarının geri dönüşümü ile projenin sürdürülebilirlik hedeflerinin arttırılması ve projenin ülke ekonomisine daha fazla katkı sağlamasıdır. Proje sonrası hafriyatların geri dönüşümüyle birlikte hafriyatlardan agrega üretimi, briket ve tuğla yapımı, dolgu malzemesi gibi yeni kullanım alanlarına dair yeni kullanım alanları çalışmada sorgulanmaktadır. TBM hafriyatı ile yapılacak olan geri dönüşüm ile ülkenin yıllık ihtiyacı olan beton üretimine katkı sağlayacak yeraltı kaynak ihtiyacının karşılanması hedeflenmektedir. HIZRAY projesinin yapım süresini etkileyebilecek olası en önemli etken olan TBM hafriyatının taşınması ve depolanması gibi işkalemlerinin azaltılarak projenin öngörülen tamamlanma süresi hedefinin tutturulması ve proje sonucu ortaya çıkacak çevresel atıkların geri dönüştürülerek proje süresince karbon salınımının azaltılması bu çalışmada hedeflenmektedir.

Bu çalışmada HIZRAY projesi kapsamında elde edilen tüm sondaj verileri ile oluşturulan jeolojik plan ve profil doğrultusunda, geri dönüşüm sürecinde elde edilecek agregaların olası maliyeti ile Pasa Çevrim Merkezlerinin oluşturulma maliyetlerinin karşılaştırıldığı fayda-maliyet analizi ile projenin fizibilite çalışmasının ortaya çıkarılması hedeflenmiştir.

ABSTRACT: The purpose of the study is to increase the HIZRAY project's sustainability objectives and to contribute more to the Turkey's economy by recycling the ground excavations that will be generated by the TBM machine which will be use in constructionp process of the 74.5-kilometer HIZRAY project in Istanbul. In the study, new utilization areas such as aggregate production, briquette and brick making, and infill material are questioned in relation to the recycling of excavation waste generating the HIZRAY project. With the recycling that will be performed through TBM excavation, it is expected to satisfy the country's annual demand for subterranean resources that contribute to concrete production. In this study, the objective is to reach the projected completion date by reducing the work items such as transportation and storage of excavation waste, which is the most significant factor that can affect the construction period of the HIZRAY project, and by recycling the environmental wastes that will be produced during the project to reduce carbon emissions.

In this study, it is aimed to reveal the feasibility study of the project with the benefit-cost analysis in which the possible cost of the aggregates to be obtained in the recycling process and the costs of stablishing the Excavation Waste Recycling Centers are compared in line with the geological plan and profile created with all the drilling data obtained within the scope of the HIZRAY project.

1. GİRİŞ

Büyük şehirlerde kontrol edilemeyen nüfus artışı; trafik sıkışıklığı, çevre kirliliği gibi birçok sorunu beraberinde getirmektedir. Gelecekte öngörülemeyen popülasyon büyüklüğünün ortaya çıkartacağı ulaşım taleplerini karşılayabilmek için AB ülkeleri ve belediyeler Crossrail, TEN-T gibi büyük projeler ile muhtemel çevresel sorunlara önlem almayı hedeflemektedir. İstanbul'un artan nüfusu ve gelişimi ile ulaşım talepleri de gündün güne artmaktadır. Bu talebin karşılanması için ya mevcut yolların genişletilmesi ya da toplu taşıma sisteminin güçlendirilmesi gerekmektedir. İstanbul'un tarihi dokusu ve altyapısı, imar problemleri gibi etkenlerden ötürü mevcut şehiriçi yolların genişletilmesi yerine, toplu taşıma türleri arasında çevre dostu ve işletme maliyeti en az olan raylı sistemlerin yaygınlaştırılması öncelikli olarak hedeflenmektedir. Bu nedenle İstanbul genelinde İBB, raylı sistem yatırımlarını arttırmaya tüm hızıyla devam etmektedir.

İstanbul'da İBB denetiminde raylı sistem çalışmaları; inşaatı devam eden 81,60 km, uygulama projesi tamamlanan 57,16 km, uygulama projesi devam eden 122,50 km, ön fizibilite ve projelendirme çalışmaları tamamlanan 24,20 km ve ön fizibilite ve projelendirme çalışmaları devam eden 49,90 km olmak üzere toplam 253,76 km'lik projelerle devam etmektedir. İBB'nin yanı sıra Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığına bağlı Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü kontrolünde ise inşaat aşamasında 123,70 km, uygulama projesi aşamasında 20,00 km olmak üzere toplam 143,70 km raylı sistem çalışmaları bulunmaktadır.

İstanbul'da raylı sistem çalışmaları kapsamında hâlihazırda inşaat çalışmaları süren 205,30 km'lik hatlarla birlikte proje aşamasında olan ve planlanan hatların tamamı göz alındığında toplam 479,06 km'lik hat uzunluğundaki tünellerden yaklaşık 50 milyon m³ kazı materyalinin çıkarılacağı düşünülmektedir. 2007 yılının Ocak ayındaki İBB verilerine göre İstanbul çevresinde sadece 15 milyon m³'lük hafriyat döküm alanı bulunmaktadır. Bu veriler dikkate alındığında, tünel kazısı sonucunda oluşan büyük miktardaki yer altı malzemesi için daha geniş depolama alanlarına ihtiyaç duyulacaktır.

Metro kazılarında tünelden çıkan malzemenin (pasa) kısa sürede şantiye alanından alınıp, uygun yerde depolanması gerekmektedir. Tünellerden çıkan pasanın teknik özelliklerine göre tasnif edilmesi ve malzemelerin uygunluğuna göre agrega olarak kullanılması, yol yapımında dolgu malzemesi olarak kullanılması, taşlık/kayalık alanların kaplanması vb. farklı amaçlarla kullanılması Türkiye ekonomisine önemli katkı sağlayacaktır.

İstanbul'daki önemli metro çalışmalardan biri de HIZRAY projesidir. HIZRAY metro hattı, Avrupa Yakasında Beylikdüzü İlçesinden başlayan Anadolu Yakasında Sabiha Gökçen İstasyonunda biten İstanbul'un batı-doğu aksı üzerinde yer alan, 13 ilçeden geçen ve 13 istasyonu bulunan yaklaşık 74,5 km uzunluğuna sahiptir. Bu hattın mevcut ve planlanan metro hatları ile entegrasyonu olup, Avrupa ve Anadolu yakasını birbirine bağlayarak, Sürdürülebilir Kentsel Hareket Planı'nın ilk adımını oluşturmaktadır.

Bu bildirinin amacı ise sürdürülebilir bir İstanbul için, yaklaşık 74,5 km'ye sahip HIZRAY projesinde kullanılması planlanan 27 adet TBM makinesinden çıkan atıkların geri dönüşümünü gerçekleştirmektedir.

Bu çalışmada HIZRAY vb. proje süresince ortaya çıkacak olan tünel atıklarının agrega üretimi, briket ve tuğla yapımı, dolgu malzemesi ve çevre düzenlemesi gibi alanlarda kullanılması hedefi sorgulanmaktadır. Tünel kazısı atığının geri dönüşümünü sağlayarak, yeraltı kaynağının sorumlu kullanımı sağlanarak, çevreci yaklaşım ile çıkan malzemenin boşa sarf edilmesi engellenecektir.

2. JEOLJİK BULGULAR

İnşaat sektöründe kullanılan yapı malzemelerinden en yaygın olanı betondur. Beton dünyada olduğu gibi ülkemizde de en fazla kullanılan yapı malzemesidir. Beton üretiminde kullanılan

maddelerin 65% ile %75'ini agrega olarak adlandırılan kum, çakıl ve kırmataş oluşturmaktadır. Dolayısıyla nitelikli, istenilen basınç dayanımına sahip, çevresel etkilere karşı dirençli (durabilitesi yüksek) beton üretebilmek, agreganın 'TS 706 EN 12620-Beton Agregaları' standardında aranan özelliklere uygun olmasına bağlıdır.

Türkiye Hazır Beton Birliği'nin 2021 verilerine göre bir önceki yıla oranla beton üretimi %10,5 artışla, 105 milyon m³ olarak açıklanmıştır. Genel olarak agregalar, taş ocaklarından patlatma yöntemi ile elde edilmektedir. Aynı zamanda tünel kazısından çıkan kazı atığı çakıl ve kuma dönüştürülerek agrega olarak kullanılma potansiyeline sahiptir.

Hızray projesinde, 26 adet kara tünelleri için EPB tipi, 1 adet boğaz geçişi için Slurry tipi olmak üzere toplamda 27 adet TBM makinesinin hat inşasında çalışması planlanmaktadır. EBP tipi TBM makinelerinin, 14 adeti Avrupa bölgesinde, 12 adeti Anadolu bölgesinde çalışacak şekilde TBM senaryosu oluşturulmuştur.

HIZRAY projesinde tünel çapı 5,7 metre olmak üzere TBM makinesi kazı çapı 6,6 metre olarak tasarlanmıştır ve TBM Makinesi Günlük İlerleme Mesafesi 12 metre olarak hedeflenmiştir. Projenin fizibilite çalışması kapsamında İstanbul Avrupa Yakasında 59 adet, Anadolu yakasında 50 adet kuyu ile toplam 8050 metre sondaj çalışması yapılarak zemin örneği alınmıştır.

Proje güzergâhı ve yakın çevresine ait jeolojik ve stratigrafik bilgiler; bu bölgeye ait MTA, İBB Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü tarafından gerçekleştirilen çalışmalar ve HIZRAY projesi kapsamında hazırlanan raporlardan alınmıştır. HIZRAY proje inceleme alanı ve çevresi farklı stratigrafik, litolojik, tektonik ve metamorfik özellikler sunabilen değişik birliklerden oluşmaktadır. Şekil 1'de HIZRAY proje inceleme alanı ve çevresine ait genelleştirilmiş jeoloji haritası aşağıda detaylandırılmıştır.

İstanbul il sınırları içinde metamorfik olan ve metamorfizma göstermeyen iki büyük kaya-stratigrafi birimi topluluğu yer almaktadır. Özgül (2005)'de yaptığı çalışmada önemli bir tektonik hatla birbirinden ayrılan, bu iki topluluktan metamorfizma gösteren istifi "Istranca Birliği", metamorfizma göstermeyen istifi ise "İstanbul Birliği" adlarıyla gruplandırılmıştır. Diğer yandan il sınırları içinde Erken Ordovisiyen – Günümüz aralığında oluşmuş çok sayıda kaya-stratigrafi birimi yer almaktadır. İstanbul ayrıca Variskiyen ve Kretase – Eosen hareketlerinden önemli ölçüde etkilenmiş olan ve dünyanın sayılı aktif faylarından biri olan Kuzey Anadolu Fayı'nın kıyısında yer almaktadır.

Trakya yarımadasının kuzey kesiminde özellikle Tekirdağ – Edirne arasında geniş alanlar kaplayan şist, kuvarsit ve magmatitleri içeren Istranca Birliği metamorfitlerinin küçük bir bölümü, Çatalca ilçesinin batı ve kuzey kesimlerinde İstanbul il alanına girmektedir. Çağlayan ve Yurtsever (1998)'e göre, Çatalca yöresinde, söz konusu metamorfik istifin "Kızılağaç Metagraniti", "Şermat Kuvarsiti" ve "Mahya Şisti" adlarıyla bilinen birimleri yüzeylenmektedir.

İstanbul Birliği, İstanbul Boğaz'ının her iki yakasında ve Kocaeli yarımadasında geniş alanlar kaplayan Paleozoyik ve Mezozoyik Tersiyer yaşta metamorfizma göstermeyen kaya birimlerini içermektedir. Metropolitan alanı ve yakın dolayında yüzeye çıkan "Kocatöngel Formasyonu" ve "Kurtköy Formasyonu" adlarıyla bilinen Alt Ordovisiyen yaşta karasal çökeller, İstanbul Birliği'nin en yaşlı kaya birimlerini oluşturur. Alt Ordovisiyen yaşlı istifin, tabanı İstanbul ve çevresinde açığa çıkmamış olmasına karşın, Armutlu yarımadası ve Bolu yöresinde şist, gnays ve granitik meta – mağmatitleri kapsayan İnfakambriyen yaşta metamorfik bir temeli açısız uyumsuzlukla üstlediği bilinmektedir. Erken Ordovisiyen başlangıcında, İstanbul ve yakın dolayını kapsayan bir kara parçası üzerinde, Kocatöngel ve Kurtköy formasyonlarıyla temsil edilen akarsu, göl ve lagünlerin yer aldığı karasal ortam koşulları egemen olmaktadır.

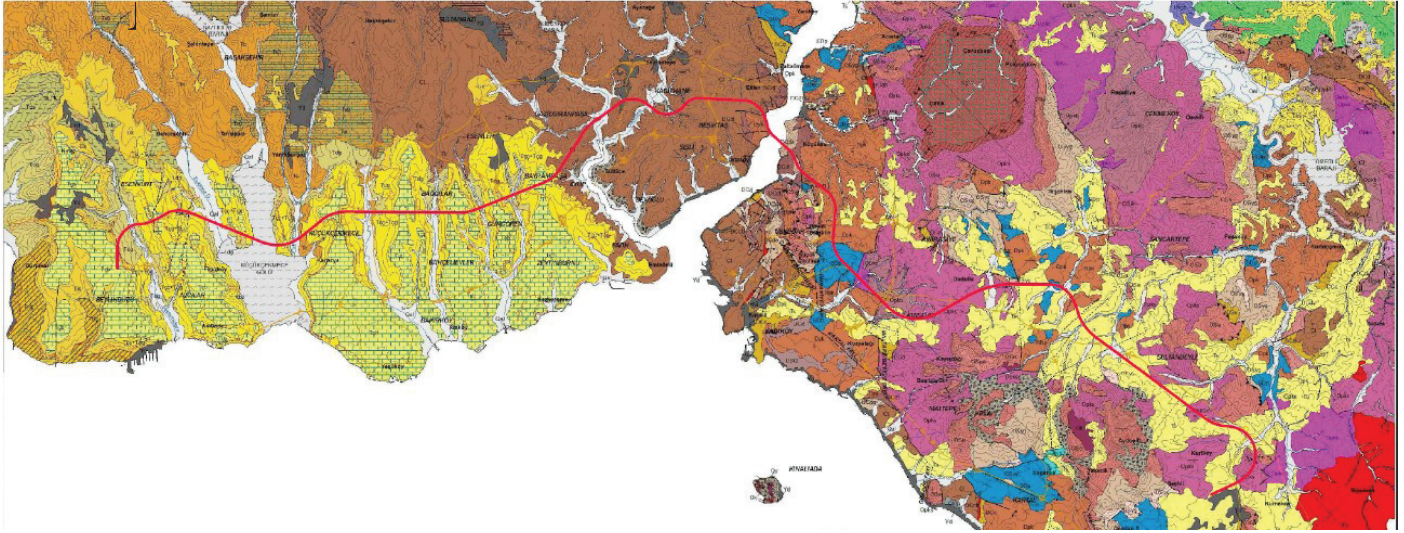
Geç Ordovisiyen, Silüriyen ve Devoniyen sürecinde bölge, giderek derinleşen ancak, tektonik bakımdan duraylı bir denizle kaplanmıştır. Bu süreçte yaşlıdan gence doğru, miltaş – kumtaşı ile temsil edilen "Yayalar Formasyonu" (Ordovisiyen – Silüriyen), şelf tipi resif ve sığ

deniz karbonat çökelişini yansıtan “Pelitli Formasyonu” (Silüriyen – Alt Devoniyen), düşük enerjili açık şelf ortamını temsil eden, seyrek kireçtaşı (Kozyatağı Üyesi) aradüzeyleli bol makrofosilli, mikali şeyilleri (Kartal Üyesi) içeren “Pendik Formasyonu” (Alt – Orta Devoniyen) ve açık şelf – yamaç ortamını temsil eden yumru kireçtaşları ve kireçtaşı – şeyl ardışığının yoğun olduğu “Denizli Köyü Formasyonu” (Üst Devoniyen – Alt Karbonifer) çökelmiştir. Denizli Köyü Formasyonu içerisinde ara düzeyler halinde yer alan ve en üst kesiminde, bu incelemede “Baltalimanı Üyesi” adı altında incelenmiş olan, Alt Karbonifer yaşlı silisli (lidit) radyolaryalı çökeller, söz konusu denizel havzanın yakınlarında, yoğun silis getirimine neden olan volkanik etkinliğin bulunduğunu düşündürmektedir. Ordovisiyen’den Karbonifer başlangıcına değin tektonik duraylık gösteren havza, Erken Karboniferle birlikte, türbiditik akıntıların yoğun olduğu duraysız ortam koşullarının etkisine girer ve buna bağlı olarak 1000 metreyi aşan kalınlıkta “Trakya Formasyonu” nun filiş türü türbiditik kumtaşı – şeyl ardışık istifli çökeler. Karbonifer – Permien aralığında, olasılıkla Variskiye tektonik hareketlerinin etkisiyle, bölgenin su dışına çıktığı, yeniden kara halini aldığı anlaşılmaktadır.

Jurasik – Erken Kretase aralığını temsil eden kaya istifleri İstanbul il sınırları içinde saptanamamıştır; bu sürece ait bir istifin bulunamamış olması Geç Kretase öncesi bir aşınma ya da Jurasik – Erken Kretase aralığında egemen olmuş bir karasallaşma süreci ile açıklanabilir. Geç Kretase’ de bölgenin tümünde etkili olan yeni bir transgresyon başlar ve Üst Kretase yaşlı Sarıyer Grubu’ nun volkano – tortullarının ve Üst Kretase – Paleosen yaşlı Akveren Formasyonu’nun kırıntılı ve sığ fasiyesli karbonat istiflerinin çökeldiği bir denizle kaplanır. Bu süreçte, Tetis Okyanusu’nun kapanma sürecinde gelişmiş adayayı volkanizmasını temsil ettiği düşünülen Sarıyer Formasyonu’nun andezitik volkanitleri bölgenin kuzey kesimini kaplamıştır. Üst Kretase yaşta olduğu belirtilen “Çavuşbaşı Granodiyorit” ile Paleozoyik istifli içinde yoğun olarak görülen mikrodiyotik damar – sığ derinlik kayaları andezitik ve dasitik volkanik dayklar Geç Kretase – Erken Tersiyer’ de gelişmiştir. Eosen’ de Anadolu’ nun büyük bölümünü etkisi altına alan kompresif hareketler, Lütesiye öncesinde, İstanbul yöresini de kapsayan Marmara havzasında yoğun kıvrımlanma ve faylanmalara neden olmuştur. Orta Eosen (Lütesiye)’ de bölge yeni bir transgresyona uğramış ve Orta Eosen – Erken Oligosen aralığında Çatalca ve Şile bölgelerinin kıyılarında kumsal ve resiflerin (Koyunbaba Formasyonu, Yunuslubayır Formasyonu, Soğucak Kireçtaşı), iç kısımlarında killi çamurların (Ceylan Formasyonu) çökeldiği bir denizle kaplanmıştır. Orta – Geç Oligosen’ de bütün Trakya havzasını etkileyen tektonik hareketlere bağlı olarak, bölge yeniden yükselerek, günümüze değin süren bir karalaşma sürecine girmiş ve özellikle Geç Oligosen – Orta Miyosen aralığını temsil eden akarsu birikintileri (Kıraç Formasyonu) ile lagün ve göl çökelleri (Danışment Formasyonu, Çekmece Formasyonu, Sultanbeyli Formasyonu) gelişmiştir. Kabaca K – G doğrultulu sıkışmaya neden olan bu hareketlere bağlı olarak gelişen, özellikle KB – GD ve KD – GB doğrultulu makaslama fay ve eklem sistemleri yoğun olarak gelişmiştir. Bu makaslama kırıkları boyunca gelişen zayıflık zonları, İstanbul ve Çanakkale boğazları ile bölgenin büyük akarsu vadilerinin ve Haliç’ in gidişlerini denetlemiş ve çok belirgin olan zikzaklı geometri kazanmalarına neden olmuştur.

Büyükçekmece ve Küçükçekmece Gölleri ile Çatalca yükseliminin günümüzdeki KB – GD uzanımlarını, aynı sistemde gelişmiş hareketlerle kazanmış oldukları düşünülmektedir. Ancak oluşturdukları zayıflık zonlarıyla morfolojiye güzel yansımış olan bu makaslama kırıklarının, günümüzde aktif olabileceklerini gösteren saha verileri saptanamamış; aksine, en azından Geç Miyosen – Pliyosen yaşlı karasal birikintiler tarafından örtülü buldukları izlenmiştir. Çalışmaların bu aşamasına değin metropolitan alanı içerisinde, Marmara Denizi’nin kuzey kesiminde Marmara çukurluklarını izleyen Kuzey Anadolu Fay zonunun dışında, önemli sayılabilecek aktif bir fayın varlığına henüz rastlanmamıştır. İstanbul’ un Avrupa yakasında Küçükçekmece – Büyükçekmece gölleri arasında, Beylikdüzü Gürpınar semti dolaylarında, Haramidere’nin batı yamaçlarında, Avcılar’ın Marmara Denizi’ ne bakan yamaçlarında, Küçükçekmece Gölü’ nün batı yakası ve Büyükçekmece Gölü’ nün doğu yakasındaki

yamaçlarda çok sayıda heyelan gelişmiştir. Arpat (1999)' a göre söz konusu heyelanların tümüne yakını, günümüzdekinden farklı bir topoğrafyada gelişmiş olan eski heyelanlardır; ancak günümüzde bilinçsizce yapılan eğim arttırıcı yapay kazılarla etkinlik kazandırılmıştır. Heyelanlı sahaların büyük bölümü, su taşıma kapasitesi yüksek ve aşınmaya karşı daha dayanımlı çakıl ve kaba kum boyu gereçli Kıraç Formasyonunun tabanında yer alan, geçirimsiz ve aşınmaya karşı dayanımsız Gürpınar Üyesinin dik yamaçlı topoğrafyalar oluşturan kilttaşlarının yaygın olduğu bölgelerde gelişmiştir.



Şekil 1. İnceleme alanı ve çevresine ait genelleştirilmiş jeoloji haritası

2.1 Kocatöngel Formasyonu (Opkc)

Kocatöngel Formasyonu başlıca yeşilimsi, boz, külrengi, laminalı miltaşı, kiltası ve ince taneli kumtaşından oluşur. İlk kez, istifin Sakarya ilinin kuzeydoğusunda Kocatöngel köyü dolaylarındaki yüzeylemeleri Yazman ve Çokuğras (1983) tarafından, İstanbul ili dolayındaki yüzeylemesi ise Gedik ve Önalın (2002) tarafından tanımlanmıştır. Mahmutşevketpaşa köyünün güneyinde yer alan Yeniçiftlik deresi vadisi, formasyonun İstanbul sınırları içinde, incelenmeye en elverişli yüzeylemelerini kapsamaktadır. Şekil 2'de Kocatöngel Formasyonuna ait karot sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.

Formasyon, bölgedeki en kalın yüzeylemesinin yer aldığı Yeniçiftlik deresi vadisinde Gedik ve diğ. (2005)'e göre 1500 metre kalınlık gösterir. Ancak, bu kesitte birimin alt dokanağının faylı olduğu da göz önünde tutularak, birim kalınlığının 2000 metre dolayında olabileceği düşünülmektedir (Özgül, 2005).

Formasyonun inceleme alanı içinde ya da dışındaki yüzeylemelerinde, yaş belirleyecek herhangi bir fosil izine günümüze dek ratlanmamıştır. Geç Ordovisiyen yaşta Kurtköy Formasyonu'un altında uyumlu olarak yer aldığından, büyük bir olasılıkla Erken Ordovisiyen yaşta olmalıdır.



Şekil 2. Kocatöngel Formasyonu'na ait karot sandık fotoğrafı

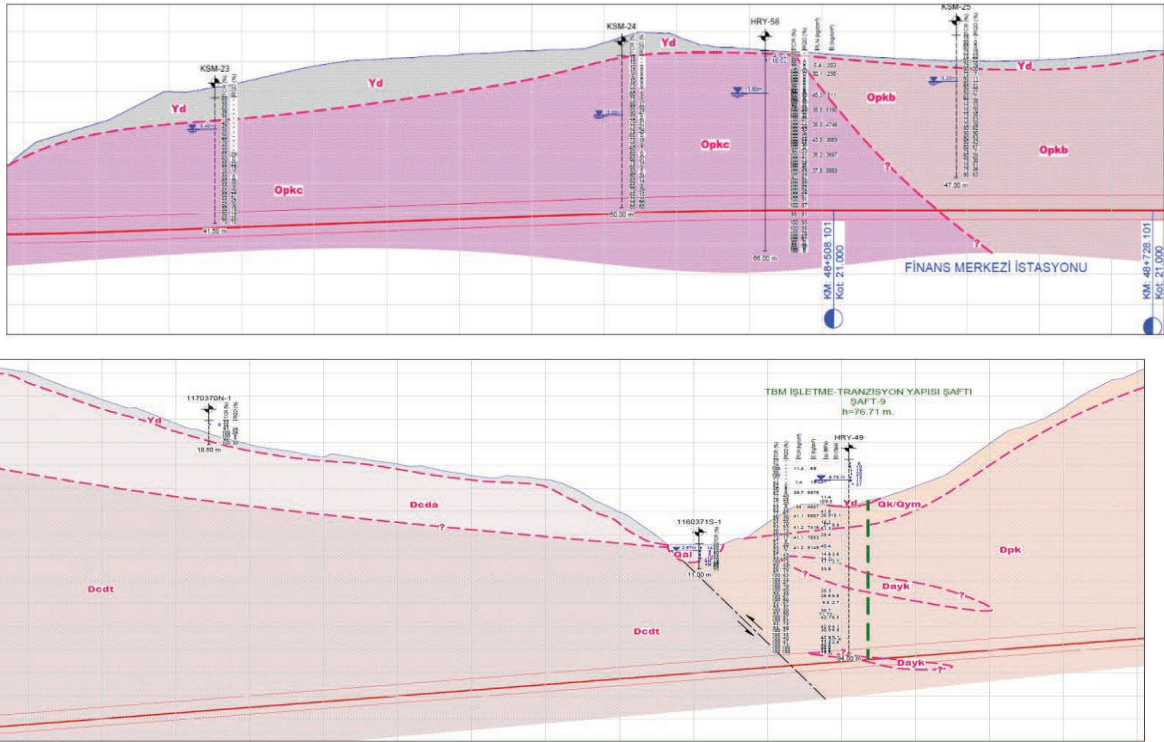
2.2 Kurtköy Formasyonu (Opk)

Kurtköy Formasyonu, başlıca arkoz nitelikli kırıntılı kayalardan oluşur. Paeckelmann (1938) söz konusu arkoz birimini, altta taban çakıltısı (Hauptkonglomerat) düzeyi ile başlayan ve arkoz (Arkoz – Horizont) olarak devam eden Siluriyen sonu yasta “Quarzit – Serie” içinde tanımlamıştır. Altınlı (1951) istifi “Arkozlar” başlığı altında incelemiştir. Birim için, İlk kez Haas (1968) tarafından, İstanbul’un Anadolu yakasında Kurtköy dolayında geniş alan kaplaması nedeniyle, Kurtköy Formasyonu (Kurtköy Schichten) adı kullanılmıştır. Daha sonraları, Kaya (1978) ve Önalın (1981) tarafından da aynı coğrafya adı korunarak, istif sırasıyla “Kurtköy Arkoz Birimi” ve “Kurtköy Formasyonu” adlarıyla incelenmiştir. Şekil 3’de Kurtköy Formasyonu için öngörülen jeolojik ve jeoteknik profillere dair detaylar aşağıda yer almaktadır.

Kurtköy Formasyonu, başlıca açık koyulu mor – eflatun renkli, kil, mil, kum ve çakıl boyutunda gereği kapsayan arkoz bileşimli kırıntılı kayalardan oluşur. İstifin alt kesiminde kumtaşı ara katkılı, ince laminalı kıltaşı – miltaşı, üst kesiminde ise değişik boyutlarda çakıltısı mercek ve ara düzeylerini kapsayan, kıltaşı – miltaşı ara katkılı kaba kumtaşı egemendir. Formasyonun egemen kaya türünü oluşturan kumtaşı; mor – eflatun, yer yer yeşilimsi külrengi, orta – kalın katmanlıdır; orta – zayıf boylanma, yer yer derecelenme, koşut ve çapraz laminalanma gösterir. Yuvarlanmış – yarı yuvarlanmış süt kuvars, kuvarsit, çakmaktaşı (çört), magmatit, metamorfit ve feldspatlı kaya kırıntıları, mafik mineral, değişen oranda mika pulları ve yaşıt kıltaşı – miltaşından türemiş kırmızımsı renkli köseli – yarı köseli formasyon içi (intraformational) çakılları kapsar. Taneler killi hamur ve daha az oranda silisli çimento ile tutturulmuştur. Yüksek oranda feldspat vb. dayanımsız bileşen içeriğinden dolayı kolay ayrışır. Özellikle faylı bölgelerde, faylar boyunca etkin olan ileri derecede ayrışma sonucu, arkozlar mavimsi külrengi, kirli beyaz, yer yer kızılımsı renklerin karışımından oluşan alacalı renkte, kil oranı yüksek olan dayanımsız bir kayaya dönüşmektedir.

Formasyonun üst bölümünde çakıltısı mercek ya da ara katkılarını kapsar. Yer yer geniş alanlar kaplayan çakıltaşları; morumsu, yeşilimsi renkli, orta – iyi yuvarlanmış süt kuvars, kuvarsit, çakmaktaşı, granitik ve gabroyik magmatit, volkanit ve şist çakılları ile arkozlardan türemiş yarı köseli – yarı yuvarlanmış formasyon içi kırmızı şeyl ve arkozik kumtaşı çakıllarını kapsar; seyrek kumtaşı – miltaşı ara katmanlıdır. Çakıllar orta, yer yer zayıf boylanmış, tane destekli ya da kaba kumlu hamurla sıkı tutturulmuştur. Çakıl boyları genellikle 1 – 5 cm arasındadır, yer yer 10 – 15 cm’ye çıkar. Söz konusu çakıltaşları formasyon içinde, değişik düzeylerde, boyutları birkaç metreden yüzlerce metreye ulaşabilen, irili ufaklı mercekler oluşturur. Formasyon altta boz – mor – eflatun renk ardalanmalı, yer yer laminalı miltaşı –

kumtaşıdan oluşan Bakacak Üyesi ve üstte mor renkli kaba kumtaşı – çakıltaşının egemen olduğu Süreyyapasa Üyesi olmak üzere iki üyeye ayrılabilir (Özgül, 2005).



Şekil 3. Kurtköy Formasyonu için öngörülen jeolojik ve jeoteknik profiller

Kurtköy formasyonu, alt düzeyini oluşturan Bakacak Üyesi'nin miltaşı – kumtaşı katmanlarıyla, Kocatöngel formasyonunu uyumlu olarak üstler; Aydos formasyonu tarafından açısız uyumsuzlukla üstlenir.

2.1.1 Bakacak Üyesi (Opkb)

Kurtköy Formasyonu'nun alt bölümünü oluşturan birim, alt düzeyinde mor – boz renk ardalımalı, üst düzeyinde mor renkli, mor kil – mil – kum boyu kırıntılılardan oluşur. Birim, Gedik ve diğ. (2002) tarafından, Sakarya ili kuzeyinde Çamdağ dolayında tanımlanan Bakacak formasyonunun (Yazman ve Çokuğras, 1983) eşleniği olarak kabul edilmiş ve “Bakacak Formasyonu” adıyla formasyon aşamasında adlandırılmıştır.

Kurtköy formasyonunun en alt düzeyini oluşturan Bakacak Üyesi, Kocatöngel formasyonunun boz renkli, laminalı miltaşları üzerinde boz ve mor renk ardalımalı miltaşı – ince taneli kumtaşı düzeyi ile baslar; Kocatöngel formasyonundan renk ve tane boyu değişimi ile ayırt edilir. Üst düzeylere doğru gidildikçe ve özellikle üstteki Süreyyapasa Üyesi'ne yaklaştıkça, kaba kum – çakıl boyu egemen olur ve renk bütünüyle morlaşır. Dolayısıyla alt ve üstteki birimlerle dereceli geçiş gösterir. Bakacak Üyesi'nin kalınlığı yaklaşık 500 m dolayındadır. Şekil 4'te Kurtköy Formasyonuna ait karot sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 4. Kurtköy Formasyonu Balacak Üyesi'ne ait karot sandık fotoğrafı

2.1.2 Süreyyapaşa Üyesi (Opks)

Kurtköy formasyonunun üst bölümünü oluşturur. Mor renkli kumtaşları birimin egemen kaya türünü oluşturur; Süreyyapaşa, Başbüyük yörelerinde yaygın olarak yüzeyleyen çakıltısı mercek ve ara katkılarını kapsar. Önal (1981) tarafından, istifin kumtaşı – şeyl ardalanmasından oluşan bölümü “Süreyyapaşa Üyesi”, çakıltıları ise “Maltepe Üyesi” adlarıyla incelenmiştir. Özgül (2005), istifin egemen kaya türünün kumtaşı olduğunu, çakıltılarının ise boyları katman ölçeğinden, onlarca metreye değin değişen, irili ufaklı mercek ya da ara katkılar halinde yer aldığından, söz konusu kumtaşı ve çakıltılarının birlikte bir bütün olarak Süreyyapaşa Üyesi adı altında incelenmesi gerektiğini savunur. Süreyyapaşa Üyesi'nin kalınlığı Yeniçiftlik deresi vadisindeki yüzeylemesinde 1000 metreyi aşmaktadır. Şekil 5’de Kurtköy Formasyonuna ait karot sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 5. Kurtköy Formasyonu Süreyyapaşa Üyesi'ne ait karot sandık fotoğrafı

2.3 Aydos Formasyonu (Osa)

İstanbul'un özellikle Anadolu yakasındaki başlıca dağlık alanlarını ve büyük tepelerini oluşturan kuvarsitler, çeşitli araştırmacılar tarafından değişik ad ve başlıklar altında incelenmiştir. Paeckelman (1938) söz konusu kuvarsitleri Silüriyen sonu yasta “Kuvarsit Serisi (Quarzit-Serie)” kapsamında “Ana kuvarsit düzeyi (Hauptquarzit Horizont)” olarak tanımlamış. Haas (1968) “Ayazma Formasyonu (Ayazma Schichten)”, Baykal ve Kaya (1965) “Ortokuvarsit Formasyonu”, Kaya (1978) “Aydos Kuvarsarenit Birimi”, Önal (1981) “Aydos Formasyonu” adlarıyla incelemiştir. Aydos dağı, Kayış dağı, Alemdağ, Dragos tepesi, Çamlıca tepeleri, Yakacık, Kurtköy, Beykoz, Basıbuyuk, Pasa köyü, Kınalıada, Büyük Ada'da, Ömerli Beldesi

güney-güneybatısında, Darlık Barajı güneyinde, Gebze kuzeybatısında Gaziler tepesi gibi birçok tepenin doruğunu oluşturur. Kaya turu Özellikleri. Formasyon büyük bölümüyle kuvarsitlerden oluşur; kimi yüzlemelerinde sut kuvars çakıllarını yoğun olarak kapsayan, silis çimentolu çakıltaşı düzeyi ile baslar. Çeşitli kesimlerinde değişen oranda ara katkılar halinde killi milli seyilleri kapsar. Kuvarsit; kirli beyaz, pembemsi, acık bej, mor, ayrıışmış kıvılcak kahverengi, acık kahverengi, orta-kalın-çok kalın katmanlı. Alt düzeylerde genellikle morumsu renkli, çapraz laminalı kaba kum ve çakıllıdır; üst düzeylerde genellikle tane boyu küçülür, pembemsi bej kompakt kuvarsitler egemen olur. Kuvarsitler genellikle % 90'ın üzerinde kuvars kapsar, Kuvarsarenit turu egemendir. Taneler iyi boylanmış, yuvarlanmış, tane destekli ve silis çimentoludur. Kaba kumlu düzeylerde katmanlanmaya koşut gelişmiş mor ve bej renk araldanması, derecelenme ve koşut ve çapraz laminalanma belirgindir. Şekil 6'da Aydos Formasyonuna ait karot sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 6. Aydos Formasyonu'na ait karot sandık fotoğrafı

2.4 Pelitli Formasyonu (SDp)

Büyük bölümü kireçtaşıdan oluşan formasyon değişik düzeylerinde ince kil ara katkılıdır; üst kesiminde yumru kireçtaşı düzeyini kapsar. Penck (1919) "Kalkerli Pendik Fasiyesi (kalkige Pendikfazies)", Paeckelmann (1938) Kartal – Pendik yöresindeki yüzeylemelerini Kartal – Pendik Halysitesli kireçtaşları adlarıyla incelemiştir. Haas (1968) istifin tabandan başlayarak büyük bölümünü kapsayan kesimini Akviran Serisi adıyla tanımlamış ve bu seriyi Tavsanetepe, Bağlarbaşı Cumaköy, Çakıllı Dere, Pelitli ve Kireçhane birimlerine ayırtlamıştır; istifin en üst düzeyini oluşturan yumru kireçtaşı düzeyini ise Marmara Serisi'ne ait Soğanlı birimi olarak adlandırmıştır. Kaya (1973) Sedef Grubu adıyla incelediği istifin alt bölümünü Dolayoba Kireçtası, üst bölümünü ise İstinye Formasyonu (Kaya 1978) olarak iki formasyona ayırtlamıştır. Önalın (1981) ise istifi Dolayoba, Sedefadası, İstinye ve Kaynarca formasyonları olmak üzere 4 formasyona ayırarak incelemiştir. Gedik ve diğ. (2004) Kaya (1973)'nın kullandığı adlamayı, yalnızca gurup adını Yumrukaya Grubu şeklinde değiştirerek kullanmıştır.

Özgül (2005) tarafından, büyük bölümü self tipi karbonatlardan oluşan ve çökelme sürekliliği gösteren istifin, birden çok formasyona ayırtlanmasının, gerek haritalama gerekse yanal yönde izlenebilme açısından güçlük ve karışıklıklara neden olacağı gerekçesiyle, bu istifin tümünün tek bir formasyon adıyla adlandırılması yeğlenmiş. Bu düşünce ile, istifin büyük bir bölümünün incelemeye elverişli yüzeylemelerini kapsayan Gebze ilçesine bağlı Pelitli köyünün adı, daha önceleri bu adın Haas (1968) tarafından, söz konusu kireçtaşı istifinin bir bölümü için (Pelitli schichten) kullanılmış olduğu da göz önünde bulundurularak, formasyon adı olarak kullanılmıştır.

Pelitli formasyonu büyük bölümüyle self tipi neritik karbonatlardan oluşur. Alttan üste doğru kireçli şeyl – kumtaşı – killi kireçtaşı – kireçtaşı ardışığı (Mollafenari Üyesi), bol makrofosilli resifal kireçtaşı (Dolayoba Kireçtaşı Üyesi), orta – ince katmanlı, yer yer laminalı mikritik kireçtaşı (Sedefadası Kireçtaşı Üyesi) ve en üstte ince şeyl ara katkılı yumrulu kireçtaşı (Soğanlık Kireçtaşı Üyesi) birimlerini kapsar. Şekil 7’de Pelitli Formasyonuna ait karot sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.

Formasyon, çeşitli düzeylerinde mercan, brakyopod, krinoid, stromatoporoid vb makrofosil kapsar. Formasyonun en alt birimini oluşturan Mollafenari Üyesi, brakyopod ve iri krinoid, Dolayoba Kireçtaşı Üyesi, yoğun olarak Halysites sp., Heliolites sp., Favosites sp. gibi tablalı mercan, Sedef Adası Kireçtaşı Üyesi mercan, krinoid, stromatoporoid ve brakyopod kapsar. Soğanlık Kireçtaşı Üyesi’nde brakyopod, gastropod, ortoceras, krinoid gibi makrofosillerin yanında alttan başlayarak ilk 10 metrelik düzeyinde zengin konodont faunası saptanmıştır (Haas, 1968). Fosil bulgularına göre, Pelitli formasyonu, Erken Silüriyen – Erken Devoniyen aralığını temsil etmektedir (Paeckelmann,1938; Haas, 1968; Abdüsselmoğlu, 1977).



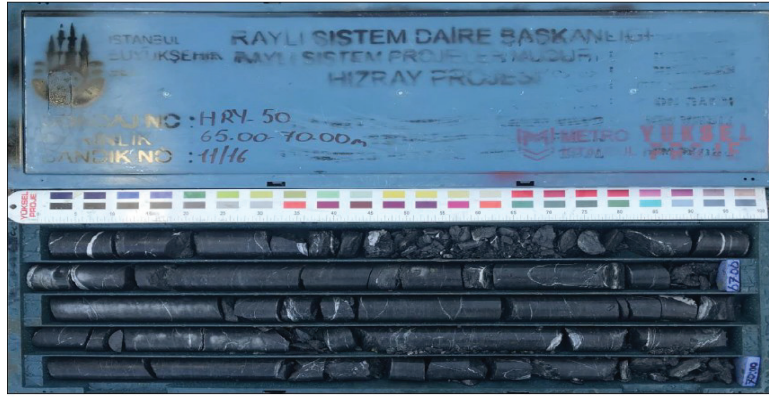
Şekil 7. Pelitli Formasyonu’na ait karot sandık fotoğrafı

2.5 Pendik Formasyonu Kartal Üyesi (Dpk)

Haas (1968) istifin Gebze – Kartal dolaylarındaki yüzeylemelerini “Marmara Serisi” kapsamında “Kartal Formasyonu”, “Kurtdoğmuş Formasyonu” ve “Dede Formasyonu” adlarıyla formasyonlara ayırarak incelemiştir. Kaya (1973), “Pendik Grubu” adıyla adlandırdığı aynı istifi “Kartal Formasyonu”, “Kozyatağı Formasyonu” ve “İçerenköy Şeyili” gibi formasyonlara ayırtlamıştır. Önalın (1981; 1982) Kaya (1973)’nın adlamasını olduğu gibi kullanmış; ancak, daha sonraki yayınında (Önalın, 1988) Kartal Formasyonu adını, tüm istifi kapsayacak şekilde kapsamını genişleterek korumuş ve formasyon aşamasında tanımlamış olduğu Pendik, Kozyatağı ve İçerenköy birimlerini Kartal formasyonu içinde üyeler olarak incelemiştir. Aksay (2004) ve Tüysüz ve diğ. (2004) tarafından Kartal formasyonu adı benimsenmiştir. Bu adlamalar dikkate alındığında, Paeckelmann (1938), Altınlı (1951) ve Kaya (1973)’nin “Pendik” adını değişik birimleri içerecek şekilde geniş kapsamlı olarak kullandıkları, Kartal adını ise Haas (1968), Kaya (1973) ve Önalın (1981)’in söz konusu istifin önemli bölümünü oluşturan mikalı şeylleri temsil edecek şekilde kullandıkları anlaşılmaktadır.

Özgül ve diğ. (2009), adlamada öncelik kurallarını gözeterek, “Pendik” adını, istifin bütününe kapsayacak şekilde formasyon adı olarak, Kartal adını ise formasyonun büyük bölümünü oluşturan bol makrofosilli mikalı kiltası – miltaşı – şeyl istifi için üye aşamasında (Kartal Üyesi (Dpk)) kullanmıştır. Formasyonun, kireçtaşının egemen olduğu ara düzeyi için Kaya (1973) ve Önalın (1988) tarafından üye ve formasyon aşamasında kullanılmış olan Kozyatağı adı ise aynı kapsamda olmak üzere üye adı olarak (Kozyatağı Üyesi (Dpkz))

korunmuştur. Şekil 8’de Pendik Formasyonu Kartal Üyesine ait karot sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 8. Pendik Formasyonu Kartal Üyesi’ne ait karot sandık fotoğrafı

2.6 Denizli Köyü Formasyonu (DCd)

Başlıca, ince şeyl ara katkılı kireçtaşı, killi kireçtaşı, lidit ve yumrulu kireçtaşından oluşur. Haas (1968)’in Tuzla Serisine karşılık gelir. Kaya (1973), birimi Büyükada Formasyonu adı altında incelemiştir. Önalın (1981) Büyükada formasyonu adını Tuzla formasyonu olarak değiştirmesine karşın, Kaya (1973)’nin tanımladığı üyelerden ilk üçünü, adlarını değiştirmeden korumuştur.

Haas (1968)’in Tuzla Serisi Gebze ve Denizli formasyonlarını (Gebze schichten, Denizli schichten) kapsar. Gebze formasyonu adıyla tanımlanmış olduğu ince kumlu, killi, kırıntılı düzeyin, alttaki Kartal formasyonunun kırıntılılarından çıplak gözle ayırt edilmesi oldukça güç olduğundan, Kartal formasyonu kapsamında incelenmesi daha uygun görülmüştür. Tuzla yöresinde istifin üst kesimleri yüzeylememiştir. Buna karşılık Denizli köyü dolayı, istifin bütününün yüzeylediği pek az yerden biri olan Denizli köyünün adının, Özgül (2005) tarafından istifin bütününü içerecek şekilde formasyon adı olarak kullanılması önerilmiştir. Denizli köyü dolayında ve Sille’nin güneyinde yer alan Korucu köyünün güneyinde Darlık barajının sağ yakasında istifin incelemeye elverişli yüzeylemeleri yer alır. Rumelihisarı dolaylarında, Beylerbeyi – Üsküdar arasında ve Büyükada’nın güney kesimlerinde formasyonun çeşitli düzeyleri yüzeylemektedir.

Başlıca şeyl ara katkılı kireçtaşı, killi kireçtaşı, lidit ve yumrulu kireçtaşından oluşan formasyon, alttan üste doğru “Tuzla Kireçtaşı Üyesi”, “Yörükali Üyesi”, “Ayineburnu Üyesi” ve “Baltalimanı Üyesi” olmak üzere 4 üyeden oluşur.

Denizli Köyü Formasyonu krinoid, brakyopod, trilobit vb makrofosil ve belirli düzeylerinde konodont, lidit düzeylerinde ise yaş belirlemesine elverişli bolca radyolaryaya kapsar. Çeşitli araştırmacılar tarafından incelenen makro ve mikro fosil kapsamına göre, Tuzla Üyesi’ne karşılık gelen alt düzeyleri Erken Eyfeliyen (Emsiyen – Eyfeliyen geçiş zonu) – Frasnien, Yörükali Üyesi’ne karşılık gelen liditli düzeyi Frasnien ve üstteki yumrulu kireçtaşı düzeyini kapsayan Ayineburnu Üyesi Üst Devonien (Famenien) – Alt Karbonifer (Orta Turneziyen) ve Baltalimanı Üyesi’nin liditleri Alt Karbonifer yaştaadır (Haas, 1968; Gandel, 1973; Kullmann, 1973; Çapkınoğlu 1997); dolayısıyla formasyon Orta Devonien (Eyfeliyen) – Erken Karbonifer (Orta Turneziyen) aralığını temsil eder.

2.6.1 Tuzla Kireçtaşı Üyesi (DCdt)

Başlıca, mikrit –kavkı kırıntılı biyomikrit türü kireçtaşı – killi kireçtaşından oluşur; değişen oranda genellikle 5 – 10 santimetreyi geçmeyen kalınlıkta killi şeyl ara katkılıdır; Kaya (1973)’nin Tuzla Üyesi’ni kısmen karşılar. Kaya (1973) Tuzla Üyesi adıyla incelediği birimin

başvurma kesitinin Bostancı'da bulunduğunu belirtir; ancak, bu incelemede Bostancı dolayında birimi temsil edecek bir yüzeyleme bulunamamıştır. Dolayısıyla, Özgül (2005) tarafından, birimin Tuzla ilçesinin kıyı kesiminde ve özellikle Deniz Harp Okulu sahasının kıyıları boyunca temiz yüzeylemelerin bulunduğu gerekçesiyle, Tuzla Üyesi adıyla incelenmesi önerilmiştir. Formasyonun Tuzla dolay dışında, Darlık barajının sağ yakasında ve Büyükkada'nın güneybatı kıyısında incelemeye elverişli yüzeylemeleri bulunur. Korucu köyü güneyinde Darlık barajının sağ yakasındaki yüzeylemesinde, Tuzla Üyesi Kartal formasyonunun bol makrofosilli şeylleri üzerinde, şeyl ara katkılı killi kireçtaşı düzeyi ile başlar. Daha üstte siyahımsı koyu külrengi, ince – orta katmanlı, düzgün katmanlanmalı, ince şeyl ara katkılı, seyrek fosil kırıntılı, yumrulu görünümlü mikritik kireçtaşı düzeyi yer alır. Üye en üst kesiminde 5 – 10 cm kalınlıkta ara katman ya da seyrek yumrular halinde siyah lilit ara katkılıdır. Üyenin toplam kalınlığı 30 – 40 m ile yaklaşık 100 m. arasında değişir. Şekil 9'da Denizli Köyü Formasyonu Tuzla Kireçtaşı Üyesi'ne ait sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.

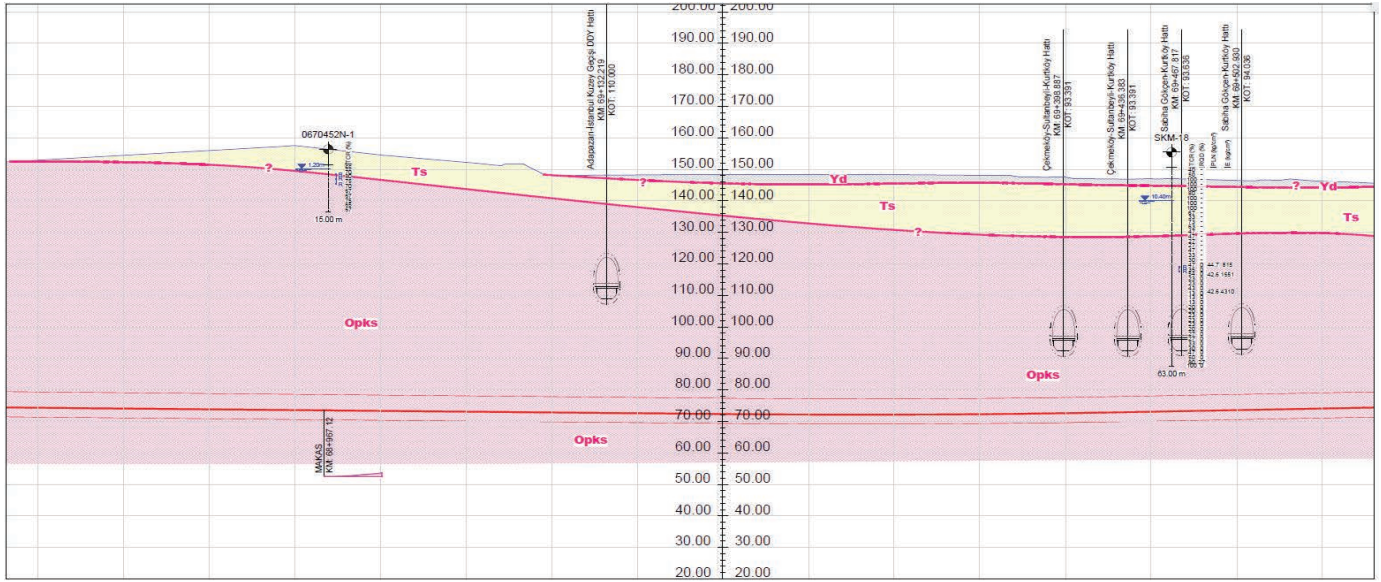


Şekil 9. Denizli Köyü Formasyonu Tuzla Kireçtaşı Üyesi'ne ait karot sandık fotoğrafı

2.7 Danişmen Formasyonu (Td)

Trakya havzasında regressif delta sistemi içinde yer aldığı düşünülen taşkın ovası, göl ve bataklık çökelleri geniş alanlar kaplar. Bu çökeller başlıca, Yenimuhacir Formasyonu (Holmes, 1961), Yenimuhacir Grubu kapsamında ya da tek başına Danişmen Formasyonu (Boer, 1954, Beer ve Wright, 1960; Ünal, 1967; Kasar ve diğerleri, 1983; Umut ve diğ., 1984, Duman ve diğ., 2004,) Danişmen Şeyili (Ünal, 1967) gibi çeşitli adlar altında incelenmiştir. T.S.K.(2003) söz konusu çökelleri Mezardere, Osmancık, Çakıl ve Danişmen formasyonları adlarıyla Yenimuhacir Grubu adı altında toplamıştır. Özgül (2005) İstanbul il sınırları içinde Büyükçekmece gölü – Çatalca hattının batısında geniş alan kaplayan Oligosen-Erken Miyosen yaşta, biribileriyle girik çökellerin bütünü, adlamada öncelik kuralını da gözeterek, Danişmen Formasyonu adı altında toplamıştır. Danişmen Formasyonu, Kuzey Trakya havzasında Umurca, Karaçalı, Yulaflı vd. sahalarında yapılan petrol sondajlarından ve sismik ölçümlerden sağlanan verilerle tanımlanmıştır (Muzaffer Siyako, 2005).

Formasyonun bütünü temsil eden bir tip yer ya da tip kesit belirtilmemiştir. Formasyonun inceleme alanında yüzeyleyen üyeleri için, ilgili bölümlerde tip yerleri belirtilmiştir. Danişmen Formasyonu büyük bölümüyle kumtaşı, çakıltaşı ve miltaşı arakatlı, kiltası, çamurtaşı ve şeyillerden oluşur; tüf-tüffit ve kömür (linyit) aradüzeylerini kapsar. Şekil 10'de Kurtköy Formasyonu için öngörülen jeolojik ve jeoteknik profillere dair detaylar aşağıda yer almaktadır.



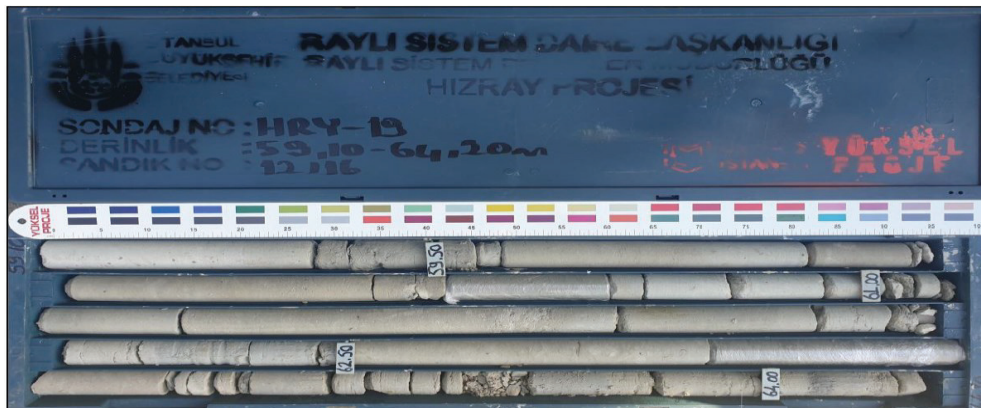
Şekil 10. Danışmen Formasyonu için öngörülen jeolojik ve jeoteknik profiller

2.8 Ceylan Formasyonu (Tc)

Çatalca kuzeyinde ve Sazlıdere dolaylarında yaygın olan marn – kilaşı ağırlıklı istif, Ceylan formasyonunu oluşturur. Trakya havzasında yapılan ve istif kesen petrol ve doğal gaz amaçlı sondajlardan sağlanan yeraltı bilgilerine göre yapılan adlamada, istif için, Ünal (1967) tarafından formasyon aşamasında Ceylan Şeyli (Keskin, 1974 de), Keskin (1974) tarafından Ceylan formasyonu adları kullanılmıştır. Birim Doust ve Arıkan (1974) tarafından, Pınarhisar formasyonunun “İhsaniye Üyesi”, daha sonraları Yurtsever ve diğ. (1991), Yıldırım ve Savaskan (2003), Gedik ve diğ. (2004) tarafından İhsaniye formasyonu adlarıyla incelenmiştir.

Bahçeşehir’in doğusundan geçen ve bölgeyi kuzeybatı – güneydoğu doğrultusunda kesen Kartal deresi vadisi boyunca, Sazlıdere barajının kuzey yakasında ve Çatalca’nın doğusunda geniş alanlar kaplar. Şekil 11’de Ceylan Formasyonu’na ait sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.

Ceylan formasyonu başlıca değişen oranda marn – killi kireçtaşı – kireçli kilaşı ardalanmasından oluşur. Kumtaşı ve kireçtaşı ara katlıdır, alt düzeylerinde tüf ara düzeylerini kapsar. Formasyonun egemen kaya türünü oluşturan marn ve kilaşı taze iken mavimsi – külrengi, ayrışmış sarımsı boz – krem rengi, orta ve düzgün katmanlı, dış bükey ya da iç bükey kırılma yüzeylidir. Bentonik foraminiferli mikrit ve biyomikrit türü kireçtaşı, killi kireçtaşı, seyrek olarak biyoklastik kireçtaşı – kalkarenit ara düzeylerini kapsar.

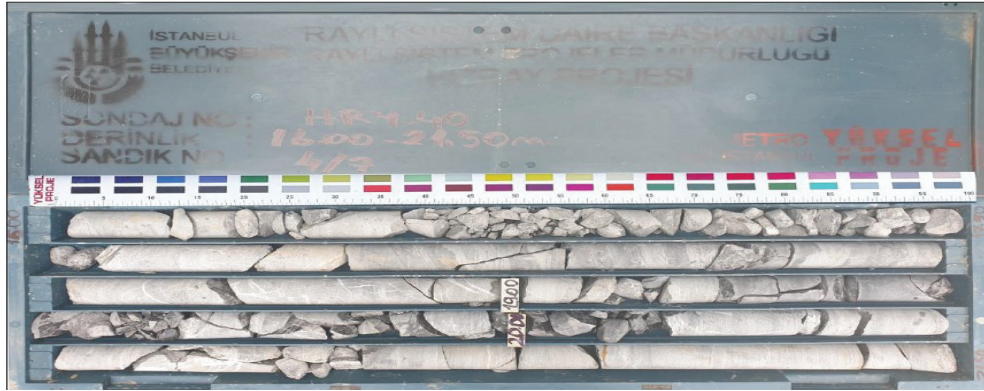


Şekil 11. Ceylan Formasyonu’na ait karot sandık fotoğrafı

2.9 Trakya Formasyonu (Ct)

Formasyon; başlıca kumtaşı, miltaşı, şeyl, yer yer çakıltaşı türünden kırıntılı kayaların aralanmasından oluşur. Alt kesimlerinde, değişen kalınlıkta kireçtaşı ara katkı ve merceklerini kapsar. Avrupa yakasında Boğaz'dan başlayarak Çekmece göllerine kadar geniş bir alana yayılır. Anadolu yakasında Kadıköy – Harem – Üsküdar arasında yaygındır.

İstanbul'un Avrupa yakasında geniş alanlar kaplaması nedeniyle 1900'lü yılların başlarından beri değişik araştırmacılar tarafından Trakya Serisi (Thrazische Serie) adıyla incelenmiştir (Penck, 1919; Paeckelman, 1925; 1938). Penck (1919) Devoniyen yaşta karasal çökeller, Paeckelmann (1925; 1938) ise Geç Devoniyen yaşta denizel çökeller olarak yorumlamışlardır (Kaya, 1973). Yalçınlar (1951, 1954) ve Baykal ve Kaya (1963) ilk kez fauna ve flora kapsamına dayanarak istifin alt düzeylerinin Vizeyen yaşta olduğunu belirtir. Haas (1968), Gebze yöresini konu alan çalışmasında, istifi Alt Karbonifer yaşta "Ober Thrazische Serie" adıyla inceler. Kaya (1971) yaklaşık 2000 m kalınlıkta varsaydığı kırıntılı istifi "Trakya Formasyonu" olarak adlandırmış; Önalın (1981), Aksay (2004), (Tüysüz ve diğ., 2004), Özgül (2005) ve Gedik ve diğ. (2005) aynı adı kullanmıştır. Şekil 12'de Ceylan Formasyonu'na ait sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 12. Trakya Formasyonu'na ait karot sandık fotoğrafı

2.10 Çekmece Formasyonu (Tç)

İstanbul'un Avrupa yakasının batı kesiminde Marmara denizi kıyıları ile Karadeniz kıyısı arasında yaygın olan Neojen çökellerinin Çekmece gölleri dolayındaki yüzeylemeleri H. Nafiz ve A. Malik (1933) tarafından ilk kez "Çekmece Serisi" adıyla incelenmiştir. Arıç (1955) istifi ilk kez alttan üste doğru, "Congeria'lı kalker ve greler", "Kemikli kum ve çakıllar", "Kil ve Marnlar" ve "Mactra'lı kalkerler" başlıkları altında incelemiştir; sonra "Çekmece Grubu" kapsamında olmak üzere, istifi "Çukurçeşme Formasyonu" "Güngören Formasyonu", "Bakırköy Kireçtaşı" olmak üzere üç formasyona ayırtlamış (Sayar, 1976); daha sonra aynı istifi "Çekmece formasyonu" kapsamında Çukurçeşme Üyesi, Güngören Üyesi ve Bakırköy Kireçtaşı Üyesi olarak daha alt dereceden birim adlarıyla adlandırmıştır. (Sayar, 1989).

Bolca mactra cinsi lamellibrans, gastropod fosillerini kapsar. Omurgalı ve mollusk fosil kapsamına göre, Çekmece formasyonunun Üst Miyosen (Üst Sarmasiyen- Kersoniyen) yaşta olduğu belirtilmektedir (Sayar, 1989).

2.10.1 Çukurçeşme Üyesi (Tçç)

Formasyon, başlıca, tutturulmamış çakıl, kum, mil karışımından oluşur. Küçükköy, Çukurçeşme ve Mahmutbey semtlerinde sınırlı bir alanda yüzeylenen çapraz katmanlı, bol mikalı, yer yer kil ara katkılı, ufak çakıl ve çakılcıklı tutturulmamış kumların egemen olduğu istif, önceki araştırmalarda Çukurçeşme formasyonu (Sayar, 1976), ya da Çekmece Formasyonu kapsamında Çukurçeşme Üyesi (Sayar, 1989) adlarıyla incelenmiştir. İstifin bu yöredeki yüzeylemeleri başlıca; sarımsı, boz, külrengi, çapraz katmanlı, bol mika pullu,

boylanmış, orta – kaba kum boyu kuvars, kuvarsit, çakmaktaşı, volkanit ve Paleozoyik yaşlı birimlerden türemiş tutturulmamış gereci kapsar. İstanbul'un Avrupa yakasında Sarıyer – Kemerburgaz – Terkos gölü arasında, Büyükçekmece gölü doğusunda, Gürpınar, Arnavutköy ve Çakmaklı semtleri dolaylarında geniş alanlar kaplayan kızıl kahverengi çakıl – kum birikintileri, Sayar (1989)'ın Çukurçeşme dolayındaki yüzeylemesinde tanımladığı, yukarıda özellikleri açıklanan Çukurçeşme üyesi kapsamında incelenmiştir. Şekil 13'de Çekmece Formasyonu Çukurçeşme ve Güngören Üyesi'ne ait sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.

Çukurçeşme Üyesi, Danişmen formasyonu ve daha yaşlı birimleri açısız uyumsuzlukla üstler; Büyükçekmece – Kırac dolayında yaklaşık 30 metre dolayında olan birim kalınlığı kuzeye Karadeniz'e doğru gidildikçe artış gösterir.

Çukurçeşme Üyesi omurgalı kemikleri ve silisleşmiş ağaç parçalarını kapsar. Tabanında yer alan en genç birim olan Gürpınar formasyonu Geç Oligosen – Erken Miyosen yaşadadır. Geç Miyosen yaşlı Güngören formasyonu tarafından üstlendiği de göz önünde bulundurularak, formasyonun Orta – Üst Miyosen yasta olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 13. Çekmece Formasyonu Çukurçeşme ve Güngören Üyesi'ne ait karot sandık fotoğrafı

2.10.2 Güngören Üyesi (Tçg)

Başlıca kum-mil arakatlı killerden oluşur; üst düzeylerinde makrofosil kavkılı ince, kireçtaşı arakatmanlıdır. İstif Güngören Formasyonu (Sayar, 1976) ya da Çekmece Formasyonu'nun Güngören Üyesi (Sayar, 1989) adlarıyla incelenmiştir.

Güngören Üyesi bol mikalı, çapraz katmanlı kum-kil ardısığısıyla baslar, daha üstte istifin egemen kaya türünü oluşturan bitki kırıntılı yeşil killer yer alır. Killer seyrek olarak, orta boylanmış, çapraz katmanlı gevsek ince kum aradüzey ve merceklerini içerir. Üye, özellikle üst kesimlerinde, makrofosil kavkılı Bakırköy Üyesi'nin kireçtaşlarına benzer özellikte, 5-30 cm kalınlıkta kireçtaşı, killi kireçtaşı, kireçli kiltası arakatlıdır.

Üye adının alındığı Güngören semti dolayında, yoğun kentleşme yüzünden, birimin incelemeye elverişli yüzeylemeleri görülememektedir. Küçükçekmece gölünün doğu yakasında, Avcılar ve Firuzköy'ün yer aldığı sırtın Küçükçekmece gölüne bakan doğu yamacındaki kimi ocak ve yarmalarda, birimin temiz kesitleri açığa çıkar. Güngören Üyesi, Yedikule civarındaki yüzeylemelerinde 120-140 m dolayında kalınlık gösterir.

2.11 Sultanbeyli Formasyonu (Ts)

Sultanbeyli, Kurtköy, Orhanlı, Kurnaköy köyleri arasında ve Kılıçlı – Riva (Çayağzı) dolaylarında geniş alanlar kaplayan kum, çakıl birikintileri için Özgül (2005) Ömerli frm. kapsamında "Sultanbeyli Üyesi" adını kullanmıştır. Aynı raporda Sultanbeyli üyesinin Ömerli

formasyonundan ayrı bir birim olarak, formasyon aşamasında “Sultanbeyli Formasyonu” adıyla adlandırılması ve haritalanması gerekebileceğini; ancak yeterli veriler sağlanmadan, ayrı bir formasyon adlaması yapılamadığı belirtilmiştir. Sultanbeyli formasyonu, birbirleriyle yanal ve düşey geçişli, tutturulmamış kum, çakıl, kil, yer yer blok boyu kırıntılı gereçten oluşur. Formasyonun proje alanındaki istifleri, egemen litoloji özelliklerine göre Orhanlı, Dudullu, Tuğlacıbaşı, Altın-tepe ve İkiz Tepeler üyeleri adları altında incelenmiştir.

Orhanlı üyesinin büyük bölümü kil – mil – ince kum boyu ince gereçten oluşur. Taze iken mavimsi külrengi, ayrıışmış boz, açık kahverenkli killi – milli gereç egemen kaya türünü oluşturur. Bazı bölgelerde, özellikle çökme ortamının kıyıya yakın kesimlerinde, taban kayadan türemiş, kum – çakıl ve blok boyutunda tutturulmamış kaba gereç mercek ve ara katkılarını içerir. Çökme ortamının kıyıdan uzak kesimlerindeki istiflerin tümüne yakınında, kireç konkresyonlu kil – mil boyu ince gereç egemendir. Taban topoğrafyasına bağlı olarak üyenin kalınlığı 0 – 150 m arasında değişir. Dudullu üyesinin çoğunluğu açık kahverengi, krem rengi, yumuşak, yüksek plastisiteli, az siltli tekdüze kilden oluşur. Seyrek olarak ince kum ara katkılıdır. Formasyona ait kum, çakıl birikintileri genel olarak Tuğlacıbaşı üyesi adıyla adlandırılmıştır. Yüzeylemelerinin büyük bölümünde, kirli sarı, kızılımsı kahverengi, kum – mil hamur ve yarı yuvarlanmış – yarı köşeli, kötü boylanmış, kuvarsit, kuvars, çakmaktaşı ve siyahımsı renkli lidit kökenli kum, çakıl ve seyrek bloklu gereç egemendir. Daha az oranda ise arkoz, kumtaşı ve volkanit gereç içerir. Kum – çakıl oranı yerden yere göre değişkendir. Çapraz katmanlanma, merceklenme ve kamalanma yapıları olağandır. Taban topoğrafyasına bağlı olarak üye kalınlığı 3 – 5 m ile 30 – 40 m arasında değişir. Bostancı – Küçükaly – Maltepe – Cevizli arasında Paleozoyik yaşta kaya birimlerin oluşturduğu kabaca kuzey – güney uzanımlı sırtların üzerinde, ince örtüler halinde korunmuş iri bloklu çakıl – kaba kum birikintileri, Altın-tepe üyesi adıyla adlandırılmıştır. Yerden yere değişkenlik gösteren üyenin kalınlığı; ortalama 20 – 30 m aralığındadır. Genellikle Sancaktepe Graniti ve yer yer Kocatöngel frm. yüzeylendiği alanlardaki sırtların üzerinde yaklaşık 200 m kotlarında yer alan ince kum – çakıl birikintileri, İkiz Tepeler üyesi adıyla incelenmiştir. Kızılımsı, sarımsı, boz, kirli beyaz renklerde yarı sıkışmış, ince – orta – kaba kum boyu egemendir; 1 – 2 cm boyda köşeli süt kuvars çakılcıktır.

Sultanbeyli frm. farklı üyeleri aracılığıyla Paleozoyik ve Mezozoyik yaşlı kaya birimlerini açısız uyumsuzlukla üstler. Kuşdili frm. ve güncel birikintiler tarafından uyumsuzlukla üstlenir. Formasyonun kalınlığı, taban topoğrafyası ve kaynak alana yakınlığına göre 20 – 30 m ile yaklaşık 150 m arasında değişir. Formasyon içerisinde gerçekleştirilen sondajlardan el edilen karotlardan seçilerek alınan palinoloji amaçlı örnekler, Prof. Dr. Funda Akgün (DEÜ) tarafından incelenmiş ve Geç Miyosen – Pliyosen’i temsil eden palinomorflar saptanmıştır. Şekil 14’de Sultanbeyli Formasyonu’na ait sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 14. Sultanbeyli Formasyonu ait karot sandık fotoğrafı

2.12 Alüvyon (Qal)

Küçük Çekmece Gölü, İstanbul Boğazı ve akarsu vadiler boyunca alüvyal çökellerler mevcuttur. Küçükçekmece gölünde 17m'den 40m kalınlığa kadar kil içerikli alüvyon birimlerine rastlamak mümkündür. İstanbul boğazı'na ait denizel alüvyonlar ise kil/silt ve kum ardalanması şeklindedir. Akarsu vadilerindeki alüvyon çökellerde kil ve kum seviyelerinin yanı sıra çakıl seviyelerine de rastlanması beklenmektedir. Şekil 15'de Alüvyon seviyelerine ait sandık numunelerine dair detaylar aşağıda görülmektedir.



Şekil 15. Alüvyon seviyelerine ait karot sandık fotoğrafı

2.13 Yamaç Molozu (Qy)

Bölgenin kuvarsit vb. dayanımlı kayaçların oluşturduğu yüksek yamaç eğimli dağ ve tepelerin eteklerinde yer yer kalın yamaç molozu birikintileri gelişmiştir. Yamaç molozuna (Qy) güzergâh boyunca Kağıthane deresi vadisine doğru uzanan tepelerde haritalandırılmıştır. Kum, çakıl, blok boyu birikintilerin kil – kum boyu ince kırıntılılarla kabaca ardalandıkları görülür.

2.14 Yapay Dolgu (Yd)

Mühendislik açıdan sorunlu alanlardan biri yapay dolgu sahalarıdır. Özellikle evsel ve kimyasal atıkların depolandığı sahalar ile eski taş ocaklarının hafriyat gereci ve inşaat yıkıntı ve atıkları ile doldurulmuş olan kalın depolama sahaları, homojen olmayan özellikler sergiler. İstanbul Boğazı kenarlarında, Haliç'te, Marmara kıyılarında yol, park, yerleşim yeri kazanmak için deniz doldurulmuş veya alüvyonlar üzerine dolgu yapılmıştır. Sabiha Gökçen Havaalanı sahasında yüksekliği 30-40m'ye varan kontrolsüz dolgular gözlenmektedir. Ayrıca, raylı sistem hattı güzergahındaki yoğun yapılaşma da yapay dolgu alanlarını artırmaktadır. Çizelge 1'de HIZRAY Güzergâh Jeolojik Profili ve Birim Geçişleri aşağıda özetlenmiştir.

Çizelge 1. Hızray güzergah, jeolojik profili ve birim geçişleri

Km Başlangıç	Km Bitiş	Formasyon	Tanım
0+000	1+600	Tdg	Danişmen Form. Gürpınar Üyesi: Kiltaşı-şeyl, kumtaşı, miltaşı
1+600	1+935	Tçç+Tçg	Çekmece Form. Güngören Ü+Çukurçeşme Ü.: Kum, kil, çakıl, kireçtaşı arakatmanlı
1+935	3+480	Tdg	Danişmen Form. Gürpınar Üyesi: Kiltaşı-şeyl, kumtaşı, miltaşı
3+480	3+660	Tçç+Tçg	Çekmece Form. Güngören Ü+Çukurçeşme Ü.: Kum, kil, çakıl, kireçtaşı arakatmanlı

Km Başlangıç	Km Bitiş	Formasyon	Tanım
3+660	11+040	Tdg	Danişmen Form. Gürpınar Üyesi: Kıltaşı-şeyl, kumtaşı, miltaşı
11+040	20+010	Tc	Ceylan Form: Marn, kıltaşı, killi kireçtaşı
20+010	20+320	Tdg	Danişmen Form. Gürpınar Üyesi: Kıltaşı-şeyl, kumtaşı, miltaşı
20+320	20+430	Tçç+Tçg	Çekmece Form. Güngören Ü+Çukurçeşme Ü.: Kum, kil, çakıl, kireçtaşı arakatmanlı
20+430	22+290	Tdg	Danişmen Form. Gürpınar Üyesi: Kıltaşı-şeyl, kumtaşı, miltaşı
22+290	24+390	Tçç+Tçg	Çekmece Form. Güngören Ü+Çukurçeşme Ü.: Kum, kil, çakıl, kireçtaşı arakatmanlı
24+390	31+400	Ct	Trakya Form: Kumtaşı, şeyl, ara ara çakıltaşı seviyeli
31+400	31+540	Qal	Alüvyon
31+540	37+325	Ct	Trakya Form: Kumtaşı, şeyl, ara ara çakıltaşı seviyeli
37+325	39+000	Dpk	Pendik form. Kartal Üyesi: Şeyl, kıltaşı, miltaşı, ara ara kireçtaşı seviyeli
39+000	39+125	Qal	Alüvyon
39+125	39+920	Dpk	Pendik form. Kartal Üyesi: Şeyl, kıltaşı, miltaşı, ara ara kireçtaşı seviyeli
39+920	41+315	Dc dt	Denizliköyü Form. Tuzla Kireçtaşı Üyesi: Kireçtaşı, killi kireçtaşı
41+315	45+380	Dpk	Pendik form. Kartal Üyesi: Şeyl, kıltaşı, miltaşı, ara ara kireçtaşı seviyeli
45+380	47+720	SDp	Pelitli Form: Kıltaşı, kireçtaşı, resifik kireçtaşı
47+720	48+580	Opkc	Kocatöngel Form: Kıltaşı, miltaşı, ara ara kumtaşı seviyeli
48+580	48+840	Opkb	Kurtköy Form. Bakacak Üyesi: Kumtaşı, miltaşı
48+840	49+520	Dpk	Pendik form. Kartal Üyesi: Şeyl, kıltaşı, miltaşı, ara ara kireçtaşı seviyeli
49+520	51+525	Opkb	Kurtköy Form. Bakacak Üyesi: Kumtaşı, miltaşı
51+525	56+545	Opks	Kurtköy Form. Süreyyapaşa Üyesi: Çakıltaşı, miltaşı, ara ara kumtaşı
56+545	57+775	OSa	Aydos Form: Kuvarsit, çakıltaşı
57+775	60+140	SDp	Pelitli Form: Kıltaşı, kireçtaşı, resifik kireçtaşı
60+140	64+820	Dpk	Pendik form. Kartal Üyesi: Şeyl, kıltaşı, miltaşı, ara ara kireçtaşı seviyeli
64+820	69+885	Opks	Kurtköy Form. Süreyyapaşa Üyesi: Çakıltaşı, miltaşı, ara ara kumtaşı
69+885	71+060	Ts	Sultanbeyli Form: Kum, çakıl, kil
71+060	71+730	Opks	Kurtköy Form. Süreyyapaşa Üyesi: Çakıltaşı, miltaşı, ara ara kumtaşı
71+730	72+355	OSa	Aydos Form: kuvarsit, çakıltaşı

Km Başlangıç	Km Bitiş	Formasyon	Tanım
72+355	74+170	Opks	Kurtköy Form. Süreyyapaşa Üyesi: Çakıltaşı, miltaşı, ara ara kumtaşı
74+170	74+300	Ts	Sultanbeyli Form: Kum, çakıl, kil
74+300	75+550	Opks	Kurtköy Form. Süreyyapaşa Üyesi: Çakıltaşı, miltaşı, ara ara kumtaşı

L = 74,50 km uzunluğundaki proje güzergahın yaklaşık % 7'si zemin, % 93'ü kaya birimlerinden oluşur. Güzergahta yüzeylenen birimlerin oransal dağılımı şöyledir:

Zemin birimleri:

Yapay Dolgu (Yd)	: % 1.00
Alüvyon (Qal)	: % 1.00
Çekmece Formasyonu (Güngören+Çukurçeşme Üyesi) (Tçç+Tçg)	: % 4.00
Sultanbeyli Formasyonu (Ts)	: % 2.00

Kaya birimleri:

Danışmen Formasyonu (Tdg)	: % 16.00
Ceylan Formasyonu (Tc)	: % 12.00
Trakya Formasyonu (Ct)	: % 17.00
Pendik Formasyonu (Kartal Üyesi) (Dpk)	: % 15.00
Denizliköyü Formasyonu (Tuzla Kireçtaşı Üyesi) (Dcdt)	: % 2.00
Pelitli Formasyonu (SDp)	: % 6.00
Kurtköy Formasyonu (Bakacak+Süreyyapaşa Üyesi) (Opkb+Opks)	: % 20.00
Kocatöngel Formasyonu (Opkc)	: % 1.00
Aydos Formasyonu (Osa)	: % 3.00

3. METOD

3.1 Dolgular

Bu bölüm yarmalardan, sanat yapıları için yapılan kazılardan, TBM makine kazısından, ariyet veya taş ocaklarından alınan niteliği uygun kazı atığı malzemesi ile aşağıda belirtilen şartlarda; projede tasarlanan eğimler, enkesitler ve kotlara bağlı olarak dolgu yapımına dair detayları kapsamaktadır.

Dolgu yapımında kullanılacak malzeme içerisinde;

- Bitkisel toprak,
- Ağaç, çalı, kök ve benzeri organik maddeler,
- Kömür, kömür tozu dahil içten yanması söz konusu olan malzeme,
- Bataklık veya suya doymuş hale gelmiş killi ve marnlı zeminler,
- İnsan ve çevre sağlığına zarar verecek oranda toksit madde içeren endüstriyel atıklar,
- Karlı, buzlu ve donmuş topraklar, suyla kolayca ufalanarak oturmalara neden olacak malzeme,
- Ağırlıkça % 20'den fazla jips ve kaya tuzu gibi çözünebilen madde içeren topraklar bulunmayacaktır. İleri derecede serpantinleşmiş, ayrıştığında kil davranışı gösteren kayalar olmayacak, kayaç niteliğinde olan serpantin malzemelerin kullanımında Araştırma Geliştirme Başmühendisliği'nin uygun görüşü alınmalıdır.
- Enkaz, artık madde niteliğinde olan, herhangi bir geri kazanım işlemi görmemiş her türlü bina, büyük sanat yapısı malzemeleri dolgu yapımında kullanılmayacaktır. Betonarme bina veya

büyük sanat yapılarının yıkımı sonrasında ortaya çıkan enkaz-artık malzemenin, yerinde veya uygun niteliklere sahip bir sahada ayrımı sonucu elde edilmiş beton (agrega-çimento) olarak isimlendirilebilecek malzemenin bir geri kazanım tesisinde kırma-eleme işlemi sonrasında Çizelge-2 kriterlerini sağlaması durumunda dolgu, dona hassas olmayan malzeme ve koruyucu tabaka seçme malzeme olarak kullanılabilir.

Dolgu malzemesi aşağıda Çizelge-2’de belirtilen özellikleri sağlamalıdır.

Çizelge 2. Dolgu Malzemesi Özellikleri

Deney	Şartname Limiti	Deney Standardı
Likit Limit (LL),%	≤ 60	TS 1900-1 AASHTO T – 89
Plastisite İndeksi (PI),%	≤ 35	TS 1900-1 AASHTO T - 90
Maksimum Kuru Birim Ağırlık (Standart Proctor)	$\geq 1,450 \text{ t/m}^3^*$	TS 1900-1 AASHTO T - 99
Yaş CBR Şişme Yüzdesi, %	≤ 3	TS 1900-1 AASHTO T - 193

* $PI \leq 6$ ve $CBR > 10$ olan doğal cüruflar ve tüflerde bu şart aranmayacaktır. Dolgu yüksekliğinin 5 m’yi geçmesi halinde cüruf ve tüflerin kullanılabilmesi için “Araştırma Raporu” gereklidir.

1. CBR şartname limitlerini sağlamak koşulu ile 0,075 mm’den geçen malzeme oranı < 20 ise LL ve PI şartname limitleri değerlendirilmeyecektir.
2. CBR şartname limitlerini sağlamak koşulu ile $PI < 10$ ise 0,075 mm’den geçen malzeme oranı şartname limitleri değerlendirilmeyecektir.

Dolguların; üstyapı tabanını oluşturan kısmında, Esnek Üstyapılar için yaş CBR ≤ 8 olan malzeme kullanılmamalıdır.

Dolgu yapımına uygun olmayan malzemeler gerektiğinde kimyasal ve mekanik stabilizasyon işlemleri ile özellikleri iyileştirilerek ve/veya özel yapım teknikleri uygulanarak Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığının onayı ile kontrollü olarak kullanılabilir. Su ve basınç altında dağılan ayrışma eğilimli kayaçlar (marn, kıltaşı, şeyl vb.) mekanik olarak ayrıştırıldığında dolgu malzemesi özelliklerine uygun ise yüksekliği 5 m’ye kadar olan dolgularda kullanılabilir. Ancak, su ve basınç altında dağılabilen ayrışma eğilimli kayaçlar (marn, kıltaşı, şeyl, serpantin vb.) dolgu tabanlarındaki asgari bir metrelik kısımda kesinlikle kullanılmaması gerekmektedir.

Yaş CBR deneyi sonucunda % 3 ve daha yüksek oranda şişme veren malzemeler dolgu ve üstyapı tabanında kullanılmamalıdır.

3.2 Agregas

Agrega; doğal, yapay veya geri kazanılmış olup yapılarda kullanılan taneli malzemelerdir. Doğal agrega, teras, nehir, deniz, göl ve taş ocaklarından elde edilen kırılmış veya kırılmamış yoğun yapılı malzemelerdir. Yapay agrega (sanayi ürünü agrega); yüksek fırın cürufu taşı, izabe cürufu veya fırın cüruf kumu gibi sanayi ürünü olan kırılmış veya kırılmamış yoğun yapılı malzemelerdir. Karışık agrega; iri ve ince agregaların karışımından oluşan malzemelerdir.

Beton imalatlarında kullanılacak olan agregaya; taş ocakları ve/veya İdarenin izni alınmak üzere doğada karışık halde bulunan kum-çakıl ocak veya yataklarından sağlanacaktır. Ocak veya yataklardan temin edilen karışık haldeki doğal kum-çakıl olduğu gibi kullanılamaz. Doğada karışık halde bulunan bu doğal agregaya, mutlaka elenecek, yıkanacak ve gerektiğinde kırılacak ve bu şartname hükümlerine uygun, en az kaba, orta ve ince agregaya olmak üzere üç gruba veya gerekiyor ise daha fazla gruba ayrılacaktır. Bu malzeme ayrı ayrı stoklanacak ve temiz olarak korunacaktır. Agreganın niteliği ve özellikleri, taze ve sertleşmiş betonun karakteristik ve performans özelliklerinde doğrudan ve önemli ölçüde etkilidir. Kırma agregaya dikkatlice seçilmeli, tanelerin kübik nitelikte olması tercih edilmelidir.

Agrega temiz, sağlam ve dayanıklı olacak ve bünyesinde zararlı miktarlarda toz, çamur, kil veya organik orijinli yabancı maddeler bulundurmamalıdır. Donmuş agregaya kesinlikle kullanılmayacaktır. Kullanılacak her bir agregaya fraksiyonu Alkali Silika Reaksiyonu (ASR), zararlı organik maddeler ve kil yönünden mutlaka test edilmelidir. ASR riskini yok etmenin en güvenilir yolu, ASR riski olan agreganın kullanılmamasıdır.

3.2.1 Agregaya Granülometrilerinin Belirlenmesi

Agregaya tane sınıfının belirtilmesinde kullanılan elek göz açıklıkları Çizelge-3'de verilmektedir. Agregalar d/D gösterilişi kullanılarak agregaya tane sınıfı cinsinden belirtilmelidir. Agregaya tane sınıfları Çizelge-3'de belirtilen temel elek serisi veya temel elek serisi + seri 1 veya temel elek serisi + seri 2 sütunlarından seçilen bir elek göz açıklığı çifti kullanılarak belirtilmelidir. Agregaya tane sınıfının D/d oranı 1,4'den küçük olmalıdır.

Çizelge .3 Agregaya tane sınıfının belirtilmesinde kullanılan elek göz açıklıkları

Temel Elek Serisi <1mm	Temel Elek Serisi + seri 1 mm	Temel Elek Serisi + seri 2 mm
0	0	0
1	1	1
2	2	2
4	4	4
-	5,6 (5)	-
-	-	6,3 (6)
8	8	8
-	-	10
-	11,2 (11)	-
-	-	12,5 (12)
-	-	14
16	16	16
-	-	20
-	22,4 (22)	-
31,5 (32)	31,5 (32)	31,5 (32)
-	-	40
-	45	-
63	63	63

Not: Parantez içinde gösterilen yuvarlatılmış büyüklükler, agregaya tane büyüklüklerinin basitleştirilmiş gösterilişi olarak kullanılabilir.

Çizelge. 4 Agregaların tane büyüklüğü dağılımı için genel şartlar

Agrega	Tane Büyüklüğü	Elekten Geçen Kütlece Yüzde					Kategori G ^d
		2 D	1,4 D ^{a,b}	D ^c	d ^b	d/2 ^{a,b}	
İri	D/d ≤ 2 veya	100	98 - 100	85 - 99	0 - 20	0 - 5	G _c 85/20
	D ≤ 11,2 mm	100	98 - 100	80 - 99	0 - 20	0 - 5	G _c 80/20
	D/d > 2 ve D > 11,2 mm	100	98 - 100	90 - 99	0 - 15	0 - 5	G _c 90/15
İnce	D ≤ 4 mm ve d=0	100	95 - 100	85 - 99	-	-	G _F 85
Doğal olarak Sınıflandırılmış 0/8	D = 8 mm ve d = 0	100	98 - 100	90 - 99	-	-	G _{NG} 90
Karışık	D ≤ 45 ve d = 0	100	98 - 100	90 - 99	-	-	G _A 90
		100	98 - 100	85 - 99	-	-	G _A 85

a) Hesaplanan elek numaralarının, ISO 565 R 20 serisindeki tam numaralar olmaması durumunda, bir sonrakine yakın elek göz açıklığı kullanılmalıdır.

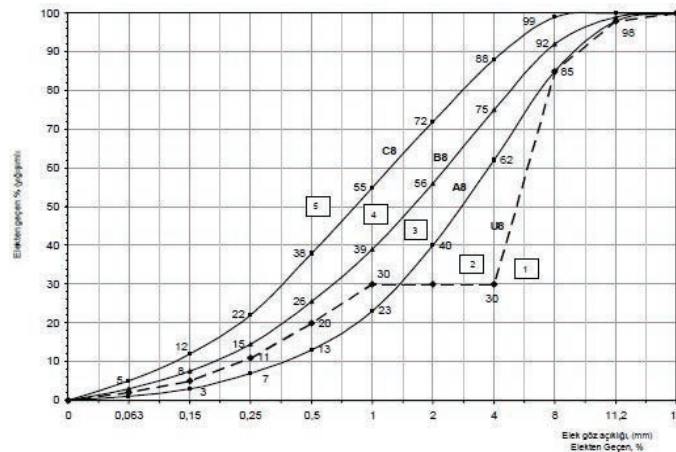
b) Kesikli granülometriye sahip agregadan yapılan beton veya diğer özel kullanımlar için ilave özellikler belirtilebilir.

c) Elekten geçen yüzde (D), kütlece % 99'dan daha büyük olabilir, ancak bu gibi durumlarda üretici, D, d, d/2 göz açıklıklı elekleri ile temel elek serisi + seri 1'deki veya d ile D arasında yer alan temel elek serisi + seri 2'deki elekler de dahil olmak üzere tipik tane büyüklüğü dağılımını belgelenlendirmeli ve beyan etmelidir.

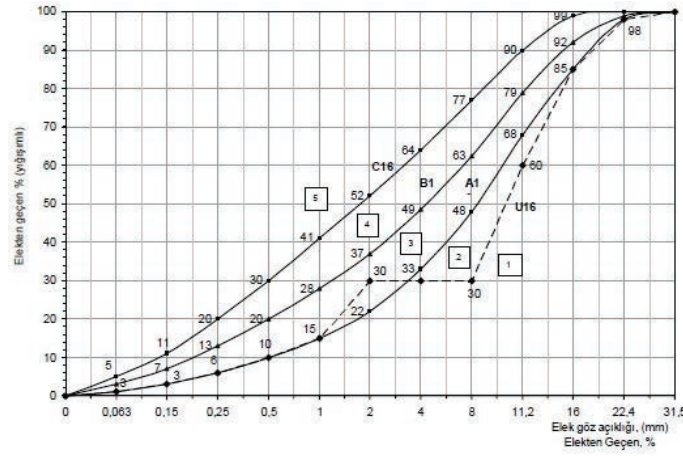
Bir önceki alt elek göz açıklığının 1.4 katından daha küçük orana sahip elekler kullanılmayabilir.

d) Diğer agregata ürün standartları, kategoriler için farklı özelliklere sahiptir.

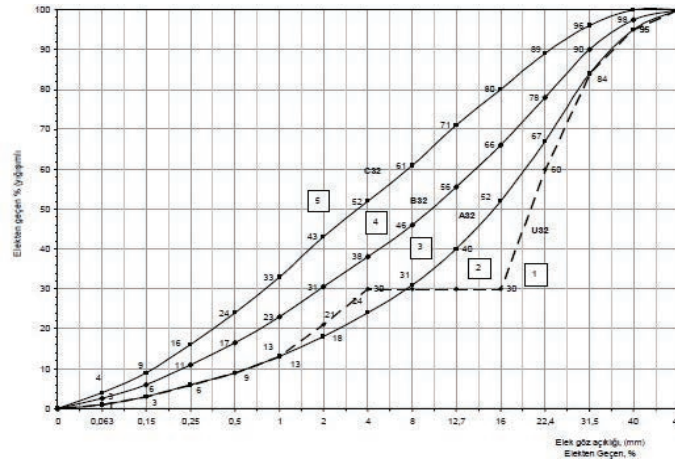
TS EN 933-1, "Agregalarda Tane Büyüklüğü Dağılımı Tayini - Eleme Metodu ile" ve TS 706 EN 12620, "Beton Agregaları" standartlarının öngördüğü elek serileri kullanıldığında, TS 802, "Beton Karışım Tasarımı Hesap Esasları" standardında verilen karışım oranları tayini için; aşağıda Şekil 16'da belirtilen granülometri eğrileri (D_{max}= 8 mm, 16 mm, 32 mm ve 64 mm) kullanılmaktadır.



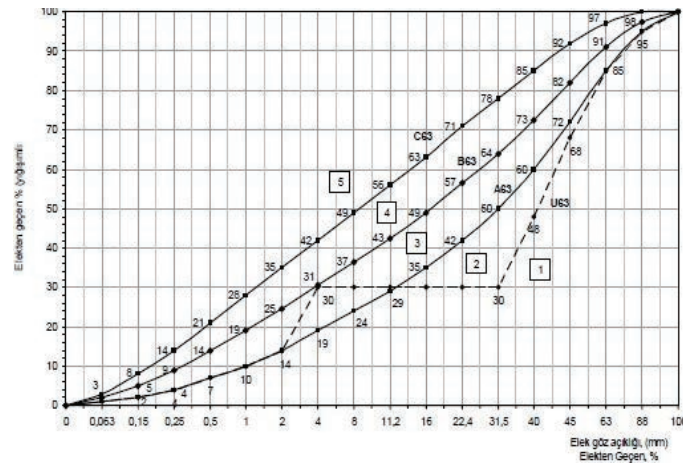
Şekil 16. Agregata en büyük tane büyüklüğü 8 mm olan beton için belirlenen agregata tane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



Şekil 16. (Devamı) Agrega en büyük tane büyüklüğü 16 mm olan beton için belirlenen agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



Şekil 16. (Devamı) Agrega en büyük tane büyüklüğü 32 mm (31,5 mm) olan beton için verilen agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



Şekil 16. (Devamı) Agrega en büyük tane büyüklüğü 63 mm olan beton için verilen agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar

Çizelge.5 Agregalar ile ilgili standartlar

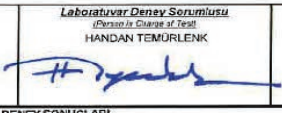

Standart No	Standart Adı
TS 706 EN 12620	Beton Agregaları
TS EN 13055-1	Beton İçin Hafif Agregalar
TS EN 932-1	Beton Agregalarından Numune Alma Metotları
TS EN 932-2	Agregalarda Laboratuvar Numunelerinin Azaltılması Metodu
TS EN 933-2	Agregalarda Tane Boyutu Dağılım Tayini- Deney Elekleri, Elek Göz Açıklıklarını Anma Büyüklikleri
TS EN 933-9	Metilen Mavisini Deneyi
TS EN 933-8	Agregalarda İnce Tanelerin Tayini-Kum Eşdeğeri Tayini
TS EN 1097-1	Agregaların Aşınmaya Karşı Direncinin Tayini (Mikro-Deval)
TS EN 1097-2	Agregaların Parçalanmaya Karşı Direncinin Tayini
TS EN 1097-3	Agregalarda Gevşek Yığın Yoğunluğunun ve Boşluk Hacminin Tayini
TS EN 1097-5	Agregaların Hava Dolaşımı Etüvde Kurutma İle Su Muhtevasının Tayini
TS EN 1097-6	Agregaların Tane Yoğunluğu ve Su Emme Oranı Tayini
TS EN 1097-7	Taş unu (filler) Tane yoğunluğu tayini
TS EN 1367-1	Agregaların Donmaya ve Çözülmeye Karşı Direncinin Tayini
TS EN 1367-2	Magnezyum Sülfat Deneyi
TS EN 1744-1	Agregaların Kimyasal Analizi
TS EN 933-1	Agregalarda Tane Büyüklüğü Dağılımı Tayini-Elemente Metodu
ASTM C 1260, CANADA CSA A23.2-25.A	Beton Agregalarında Alkali Silika Reaktivitesinin Tayini

4 SONUÇ

Mevcutta İBB'nin devam eden hatlarından Kaynarca – Pendik – Tuzla Metro hattına ait Anadolu Yakasından alınan TBM pasa numunesinin test sonuçları; Hızray güzergahının bu bölgeden geçeceği düşünülerek alınmış numune olması hatta ait doğru değerlendirme yapmaya da olanak sağlamıştır.

KAYA MEKANİĞİ DENEY RAPORU
ROCK MECHANICS TEST REPORT

02.23

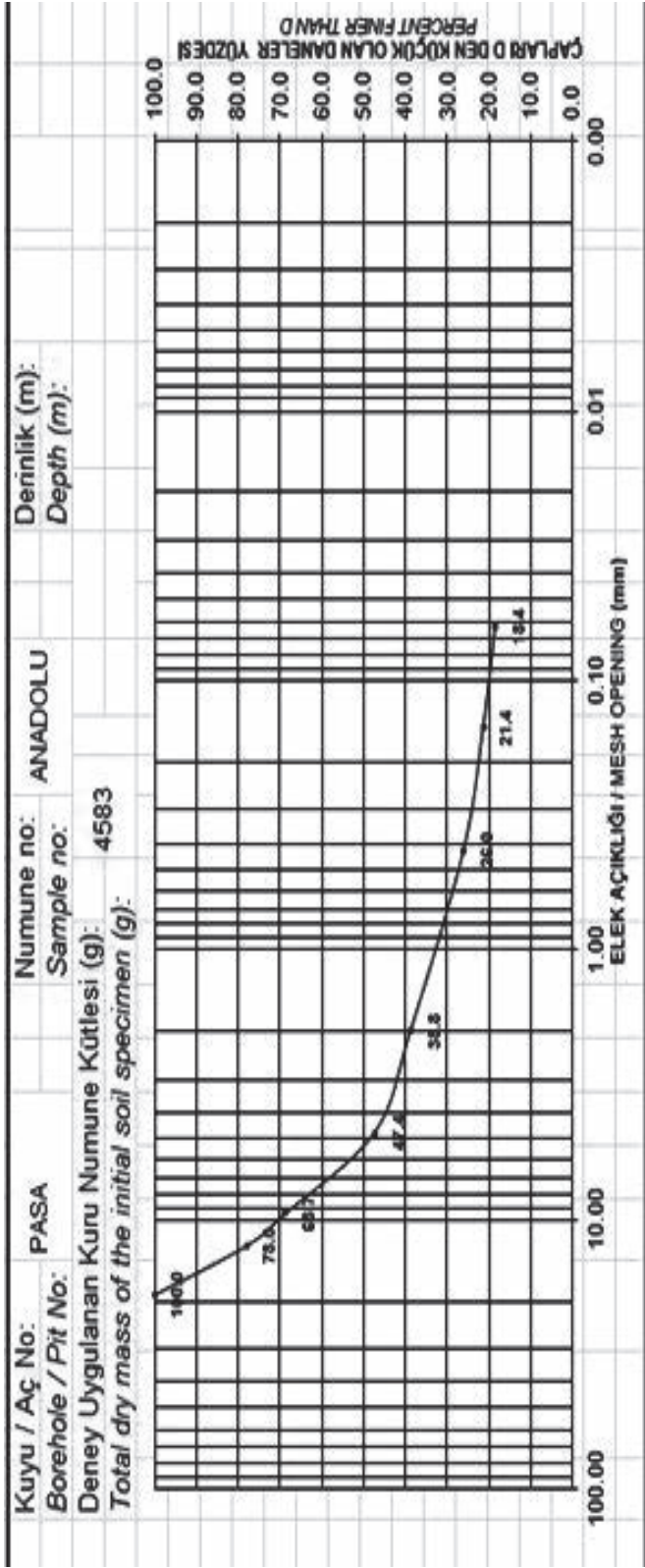
Müşteri / Proje Adı (Consumer / Name of the Project)		YÜKSEL PROJE A.Ş. HIZRAY PASA NUMUNESİ		Laboratuvar Deney Sorumlusu (Person in Charge of Test)		Laboratuvar Denetçi Mühendisi (Person in Charge of Control)							
Mühür / Kase (Seal/Stamp)		Tarih / Date		HANDAN TEMÖRLENK		ESRİN ÇELİKTAŞ Jedoloji Mühendisi Denetçi Belge No:29866 Oda Sicil No:1340							
YÜKSEL PROJE Zemin-Kaya Mekanik Laboratuvarı		27.02.2023											
DENEY SONUÇLARI													
KUYU NO (BOREHOLE NO.)	NUMUNE NO (SAMPLE NO.)	DERİNLİK (m.) (DEPTH)	SU İÇERİĞİ (WATER CONTENT)	SU EMME (WATER ABSORPTION)	GÖZNEKLİK (POROSITY)	BOŞLUK ORANI (VOID RATIO)	BİRİM HACİM KÜTLE (DENSITY)	TEK EKSENLİ BASMA DAY. DENEYİ (UNIAxIAL COMPRESSION TEST)	ELASTİSİTE MODÜLÜ (GPa) (MODULUS OF ELASTICITY)	POISSON ORANI (POISSON RATIO)	ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ (TRIAxIAL COMPRESSION TEST)	SUDA AYRISMA DAYANIKLILIĞI İNDEKSİ (SLAKE DURABILITY INDEX)	
			ASTM D 2216	ISRM	ISRM	ISRM	ISRM	TS EN 1926 ASTM D 7011	ASTM D 7312	ASTM D 7312	ASTM D 7312	ASTM D 6644	
			W _c (%)	WA ₂₄ (%)	n (%)	e	P _a (g/cm ³)	q _c (MPa)*	E (Gpa)	u	c (MPa)	φ (°)	I _{sd} (%)
ANADOLU YAKASI NM.	K-1	-					2.67	52.4					

YUKSEL PROJE Zemin - Kaya Mekaniği Laboratuvarı	KAYADA TEK EKSENLİ BASMA DAYANIMI DENEYİ HESAP FORMU		RAPOR NO Report No
			7826

PROJE ADI / Project Name : HIZRAY PAŞA NUMUNESİ

TARİH / Date : 9.02.2023

SONDAJ NO Borehole No	NUMUNE Sample	DERİNLİK Depth (m)	ANIZOTROPI DÜZLEMİNE GÖRE YÜKLEME EKSENİNİN YÖNÜ Direction of Plane of Anisotropy	ORT. ÇAP Ave Diameter (mm)	ORT. BOY Ave Height (mm)	ALAN Area (cm ²)	HACİM Volume (cm ³)	ORTALAMA KÜTLE Ave Mass (g)	BİRİM HACİM KÜTLE (Bolt Density) γ _b (gr/cm ³)	KIRILMA YÜKÜ Failure Load (kN)	TEK EKSENLİ BASINÇ DAYANIMI Uniaxial Compressive Strength q _u (MPa)		ORT. TEK EKSENLİ BASINÇ DAYANIMI Ave Uniaxial Compressive Strength q _u (MPa)	STANDART SAPNA Standard Deviation (MPa)	DEĞİŞİM KATSAYISI Variation Coefficient
											TEST NO	TEST SONUÇU			
	K-1	-	M	47.94	48.25	18.05	87.09	230.81	2.85	91.3	50.6				
	K-2	-	M	47.63	48.65	17.82	86.66	231.70	2.87	118.3	66.4				
	K-3	-	M	47.44	47.83	17.68	84.54	227.70	2.89	79.6	45.0				
	K-4	-	M	47.60	47.67	17.80	84.83	228.17	2.89	82.3	46.2				
	K-5	-	M	47.72	47.77	17.89	85.44	225.00	2.83	91.2	51.0				
	K-6	-	M	47.52	47.83	17.74	84.83	223.94	2.84	110.1	62.1				
	K-7	-	M	47.41	46.96	17.65	82.90	221.17	2.87	107.8	61.1			9.05	0.17
	K-8	-	M	47.33	47.74	17.59	83.99	224.96	2.88	117.2	66.6				
	K-9	-	M	47.60	48.64	17.80	86.56	239.06	2.76	82.5	46.4				
	K-10	-	M	47.50	49.64	17.72	87.96	230.07	2.82	75.3	42.5				
	K-11	-	M	47.47	49.36	17.70	87.36	230.83	2.84	82.6	46.7				
	K-12	-	M	47.30	50.40	17.57	88.56	236.50	2.87	77.4	44.0				
YUKSEL PROJE Zemin-Kaya Mekaniği Laboratuvarı															



Yapılan çalışmalar sonucu;

Dane Bağlı Birim Hacim Ağırlığı ve Su Muhtevası EN 1097-6

Görünür Tane Yoğunluğu (Mg/m³): **2,87**

Kuru Tane Yoğunluğu (Mg/m³): **2,84**

Doygun, Yüzey Kuru Tane Yoğunluğu (Mg/m³): **2,85**

Su Emme Yüzdesi (%): **0,33**

Los Angeles Deneş (%) - ASTM C131 / AASHTO T-96 : 25,5

Tek Eksenli Basma Dayanımı TS EN 1926 (MPa): 52,4

Magnezyum Sülfat ile Donma Kaybı Deneş (%) – EN 1367-2 %1,4

Aynı numunenin başka bir kurum tarafından yapılan laboratuvar çalışmaları sonucunda TBM pasa numunesi ile karışım yapılarak beton üretimi yapıldı ve beton üzerinde tek eksenli basınç dayanımı testi sonucu 7. Gün sonunda 42 MPA olarak tespit edilmiştir.

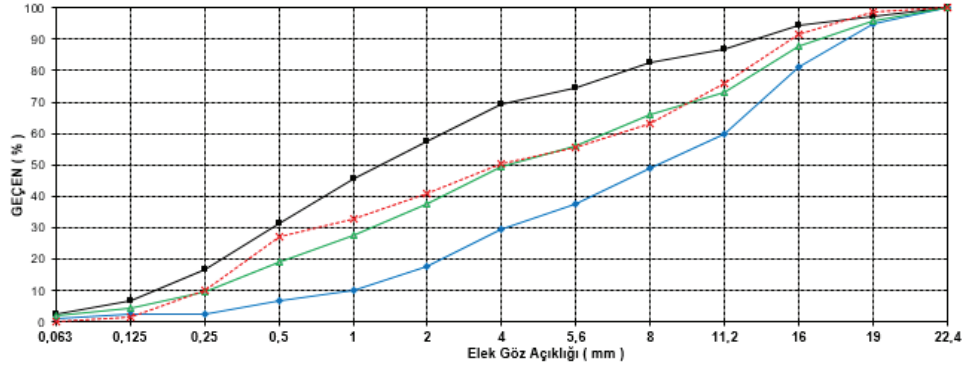


KALİTE VE TEKNİK MÜDÜRLÜĞÜ TEKNOLOJİ MERKEZİ LABORATUVARI

BETON KARIŞIM TASARIMI FORMU

Deney No : 0289	Çimento Tipi : CEM I 42,5 R	Tarih : 6.04.2023
Deney Grubu : AGREGA PERFORMANS	Çimento Tarihi : 20.02.2023	İri Agregat(1 No) : TBM Geri Dönüşüm Agregası
Beton Sınıfı : C 30/37	Çimento Markası : AKÇ BÇM FAB.	İri Agregat(2 No) : TBM Geri Dönüşüm Agregası
D _{max} : 22,4	Kimyasal Katkı : CHRYSO DELTA 8128	Kırma Kum : KOÇ HARFIYAT MADEN
Çevresel Etki Sınıfı :	Numune Kaynağı : AKÇ BÇM FAB.	Doğal Kum : KUZEYİSTANBUL MADEN

Gradasyon Eğrisi



Elek (mm)	AGREGALAR					Karışım
	Doğal Kum	Taş Tozu	Kırma Kum	1 No	2 No	
22,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
19	100,0	100,0	100,0	100,0	94,5	98,7
16	100,0	100,0	100,0	100,0	84,8	91,4
11,2	100,0	100,0	100,0	95,3	5,9	75,8
8	100,0	100,0	100,0	47,4	0,9	63,4
5,6	100,0	99,2	100,0	14,9	0,6	55,5
4	100,0	91,5	100,0	1,4	0,5	50,4
2	98,0	57,2	100,0	0,6	0,5	40,9
1	88,5	31,9	100,0	0,6	0,5	32,7
0,5	80,8	17,4	100,0	0,6	0,5	27,1
0,25	27,7	8,8	100,0	0,5	0,5	10,1
0,125	1,0	4,1	100,0	0,5	0,4	1,5
0,063						0,0
Karışım	28	24	0	23,5	24,5	100
İncelik Mod.	2,1	3,9		7,4	9,3	5,5

SERTLEŞMİŞ VE TAZE BETON ÖZELLİKLERİ					
BASINÇ DAYANIMI (MPa)					
1 GÜN	2 GÜN	3 GÜN	7 GÜN	28 GÜN	56 GÜN
			42,7		
	36,2		42		
Birim Ağırlık	Hava İçeriği	Hava Sıcaklığı	Beton Sıcaklığı	Kıvam (Slump)	
2351		25,1	24,4	zaman	cm
					22,5
Su İlave(+)/Azaltma(-) (gr)		-45	Düzeltilmiş S/Ç ve SU		0,45 / 158,1
Katkı İlave(+)/Azaltma(-) (gr)			Düzeltilmiş Katkı %		

BETON TASARIM RAPORU					
BİLEŞENLER	S/Ç	HACİM (dm ³)	DYK Özg. Ağırlık	AĞIRLIK (kg)	
CEM I 42.5 R	0,47	112,2	3,12	350	
ÇİMENTO 2		0,0		0	
EREĞLİ CÜRUFU		0,0	2,84	0	
SU		164,5	1	164,5	
HAVA	2,4%	24,0			
CHRYSO DELTA 8128	0,90	2,9	1,08	3,15	
KATKI 2	0,00	0,0	1,20	0,0	
KISIMLI HACİM (dm ³)		303,6			
k _{redüktör}			Teorik Su (kg/m ³)	164,5	
AGREGALAR					
DOĞAL KUM	%	28,0	195,0	2,59	505,0
TAŞ TOZU	%	24,0	167,1	2,87	446,3
KIRMA KUM	%	0,0	0,0	2,70	0,0
1 NO	%	23,5	163,7	2,89	440,2
2 NO	%	24,5	170,6	2,89	459,0
TOPLAM AGREGA HACİMİ (dm ³)		696,4			
TOPLAM HACİM VE AĞIRLIK		1000,0		2368,1	

AGREGA NEM DÜZELTME					
Agrega	Nem %	Su Emme %	Fark %	Fark kg	Fark dm ³
DOĞAL KUM		1,20	-1,2	-6,06	-6,06
TAŞ TOZU		1,30	-1,3	-5,80	-5,80
KIRMA KUM		2,00	-2,0	0,00	0,00
1 NO		0,70	-0,7	-3,08	-3,08
2 NO		0,40	-0,4	-1,84	-1,84
TOPLAM HACİM FARKI(dm ³)					-16,78
Bileşenler	Reçete	Fark	Düzeltilmiş Reçete	7 dm ³	
CEM I 42.5 R	350		350,0	112,2	2,450
ÇİMENTO 2	0		0,0	0,0	0,000
EREĞLİ CÜRUFU	0		0,0	0,0	0,000
SU	164,5	-16,78	181,3	181,3	1,269
HAVA				24,0	
CHRYSO DELTA 8	3,2		3,2	2,9	0,022
KATKI 2	0,0		0,0	0,0	0,000
DOĞAL KUM	505,0	-6,06	499,0	188,9	3,493
TAŞ TOZU	446,3	-5,80	440,5	161,3	3,083
KIRMA KUM	0,0	0,00	0,0	0,0	0,000
1 NO	440,2	-3,08	437,2	160,6	3,060
2 NO	459,0	-1,84	457,2	168,8	3,200
TOPLAM	2368,1		2368,1	1000,0	2368,1

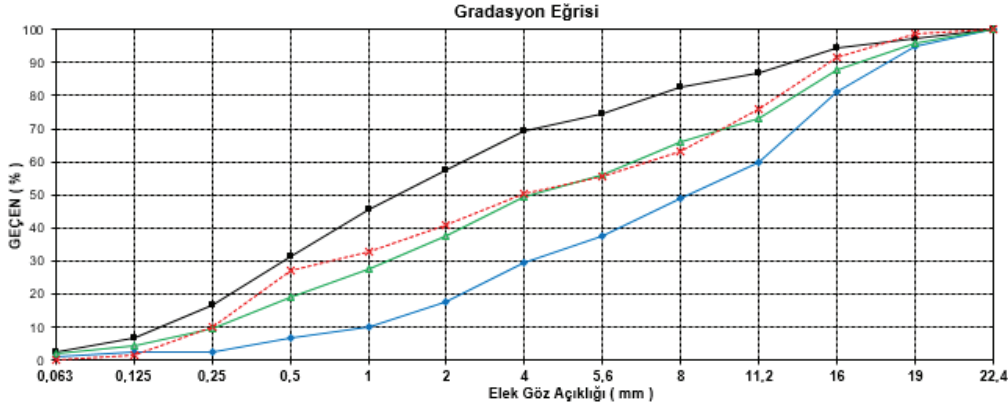
Karşılaştırma yapmak adına kendi agregaları ile ürettikleri beton test sonucunun hemen hemen aynı sonucu vermekte olduğu gözlemlenmiştir.



KALİTE VE TEKNİK MÜDÜRLÜĞÜ TEKNOLOJİ MERKEZİ LABORATUVARI

BETON KARIŞIM TASARIMI FORMU

Deney No : 0288	Çimento Tipi : CEM I 42,5 R	İri Agrega(1 No) : KOÇ HARFIYAT MADEN	Tarih : 6.04.2023
Deney Grubu : AGREGA PERFORMANS	Çimento Tarihi : 20.02.2023	İri Agrega(2 No) : KOÇ HARFIYAT MADEN	
Beton Sınıfı : C 30/37	Çimento Markası : AKÇ BÇM FAB.	Kırma Kum :	
D _{max} : 22,4	Kimyasal Katkı : CHRYSO DELTA 8128	Taş Tozu : KOÇ HARFIYAT MADEN	
Çevresel Etki Sınıfı :	Numune Kaynağı : AKÇ BÇM FAB.	Doğal Kum : KUZEYİSTANBUL MADEN	





Eleğ (mm)	AGREGALAR					Karışım
	Doğal Kum	Taş Tozu	Kırma Kum	1 No	2 No	
22,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
19	100,0	100,0	100,0	100,0	94,5	98,7
16	100,0	100,0	100,0	100,0	84,8	91,4
11,2	100,0	100,0	100,0	95,3	5,9	75,8
8	100,0	100,0	100,0	47,4	0,9	63,4
5,6	100,0	99,2	100,0	14,9	0,8	55,5
4	100,0	91,5	100,0	1,4	0,5	50,4
2	98,0	57,2	100,0	0,8	0,5	40,9
1	88,5	31,9	100,0	0,8	0,5	32,7
0,5	80,8	17,4	100,0	0,8	0,5	27,1
0,25	27,7	8,8	100,0	0,5	0,5	10,1
0,125	1,0	4,1	100,0	0,5	0,4	1,5
0,063						0,0
Karışım	28	24	0	23,5	24,5	100
İncelik Mod.	2,1	3,9		7,4	9,3	5,5

SERTLEŞMİŞ VE TAZE BETON ÖZELLİKLERİ					
BASINÇ DAYANIMI (MPa)					
1 GÜN	2 GÜN	3 GÜN	7 GÜN	28 GÜN	56 GÜN
			45		
	37		45,7		
Birim Ağırlık	Hava İçeriği	Hava Sıcaklığı	Beton Sıcaklığı	Kıvam (Slump)	
2383		25,1	24,4	zaman	cm
					22,5
Su İlave(+)/Azaltma(-) (gr)		-45	Düzeltilmiş S/Ç ve SU	0,45 / 158,1	
Katkı İlave(+)/Azaltma(-) (gr)			Düzeltilmiş Katkı %		

BETON TASARIM RAPORU					
BİLEŞENLER	s/Ç	HACİM (dm ³)	DYK Özg. Ağırlık (kg)	AĞIRLIK (kg)	
CEM I 42,5 R	0,47	112,2	3,12	350	
ÇİMENTO 2		0,0		0	
EREĞLİ CÜRUFU		0,0	2,84	0	
SU		164,5	1	164,5	
HAVA	2,4%	24,0			
CHRYSO DELTA 8128	0,90	2,9	1,08	3,15	
KATKI 2	0,00	0,0	1,20	0,0	
KİSİMLİ HACİM (dm ³)		303,6			
k _{redüör}			Teorik Su (kg/m ³)	164,5	
AGREGALAR					
DOĞAL KUM	%	28,0	195,0	2,59	505,0
TAŞ TOZU	%	24,0	167,1	2,67	446,3
KIRMA KUM	%	0,0	0,0	2,70	0,0
1 NO	%	23,5	163,7	2,69	440,2
2 NO	%	24,5	170,8	2,69	459,0
TOPLAM AGREGA HACİMİ (dm ³)		696,4			
TOPLAM HACİM VE AĞIRLIK		1000,0		2368,1	

AGREGA NEM DÜZELTMESİ					
Agrega	Nem %	Su Emme %	Fark %	Fark kg	Fark dm ³
DOĞAL KUM		1,20	-1,2	-6,06	-6,06
TAŞ TOZU		1,30	-1,3	-5,80	-5,80
KIRMA KUM		2,00	-2,0	0,00	0,00
1 NO		0,70	-0,7	-3,08	-3,08
2 NO		0,40	-0,4	-1,84	-1,84
TOPLAM HACİM FARKI(dm ³)					-16,78
Bileşenler	Reçete	Fark	Düzeltilmiş Reçete	7 dm ³	
CEM I 42,5 R	350		350,0	112,2	2,450
ÇİMENTO 2	0		0,0	0,0	0,000
EREĞLİ CÜRUFU	0		0,0	0,0	0,000
SU	164,5	-16,78	181,3	181,3	1,269
HAVA				24,0	
CHRYSO DELTA 8	3,2		3,2	2,9	0,022
KATKI 2	0,0		0,0	0,0	0,000
DOĞAL KUM	505,0	-6,06	499,0	188,9	3,493
TAŞ TOZU	446,3	-5,80	440,5	161,3	3,083
KIRMA KUM	0,0	0,00	0,0	0,0	0,000
1 NO	440,2	-3,08	437,2	160,6	3,060
2 NO	459,0	-1,84	457,2	168,8	3,200
TOPLAM	2368,1		2368,1	1000,0	2368,1

İBB'nin yapımı devam eden raylı sistem hatlarından Mahmutbey - Esenyurt Metro hattına ait Avrupa Yakasından alınan TBM makinesi pasa numunesinin test sonuçları esas alınarak; Hızray güzergahının da bu bölgeden geçeceği göz önünde bulundurularak değerlendirme yapılmasına olanak sağlamıştır.

Müşteri / Proje Adı: (Consumer / Name of the Project)		YÜKSEL PROJE A.Ş.						
Müşteri / Proje Adı: (Consumer / Name of the Project)		ANADOLU / AVRUPA YAKASI NUMUNELERİ						
Mühür / Kaşe (Stamp)	Tarih / (Date)	Laboratuvar Deney Sorumlusu / (Person in Charge of Test)	Laboratuvar Çıktısı / Mühürü / (Stamp)					
YÜKSEL PROJE Zemin-Kaya Mekaniği Laboratuvarı	27.02.2023	HANDAN TEMÖRLENK 	ESRA ÇETİNAS Jeolojik Mühendislik Denetim Belge No: 29092 Odunçiftliği: 12441 					
DENEY SONUÇLARI								
NUMUNE (SAMPLE)	NUMARA / (NUMBER)	STANDART NO	ANADOLU YAKASI NUMUNESİ	AVRUPA YAKASI NUMUNESİ				BELİRSİZLİK (UNCERTAINTY)
	ALINDIĞI YER / (LOCALIZATION) (km)							
	ALINDIĞI DERİNLİK / (DEPTH) (m)							
KABA AGREGAT ELEK ANALİZİ (% GEÇEN) (COARSE AGGREGATE SIEVE ANALYSIS % PASSING)	3 1/2"	TS EN 933-1						
	3" (75 mm)							
	2 1/2" (63 mm)							
	2" (50 mm)							
	1 1/2" (37.5 mm)							
	1" (25 mm)			100.0				
	3/4" (19 mm)			100.0	97.8			
	1/2" (12.5 mm)			78.0	95.8			
	3/8" (9.5 mm)			68.7	93.9			
	No. 4 (4.75 mm)			47.4	86.9			
İNCE AGREGAT ELEK ANALİZİ (% GEÇEN) (FINE AGGREGATE SIEVE ANALYSIS % PASSING)	3/8" (9.5 mm)	TS EN 933-1						
	No. 4 (4.75 mm)							
	No. 10 (2.36 mm)							
	No. 40 (0.425 mm)							
	No. 100 (0.150 mm)			21.4	66.5			
	No. 200 (0.075 mm)			16.7	53.0			
	No. 230 (0.063 mm)			16.4	62.7			
	İncecik modülü							
TANE YOĞUNLUĞU VE SU EMME ORANI TA YINJI (PARTICLE DENSITY AND WATER ABSORPTION)	İNCE (FINE)	GÖRÜNÜR TANE YOĞUNLUĞU (Mg/m ³) (APPARENT PARTICLE DENSITY)	TS EN 1097-9					
		KURU TANE YOĞUNLUĞU (Mg/m ³) (DRY PARTICLE DENSITY)						
		DOY. YÜZ. KURU TANE YOĞ. (Mg/m ³) (SAT. SUR. DRY PARTICLE DENSITY)						
		SU EMME YÜZDESİ (%) (WATER ABSORPTION)						
	KABA (COARSE)	GÖRÜNÜR TANE YOĞUNLUĞU (Mg/m ³) (APPARENT PARTICLE DENSITY)	TS EN 1097-9	2.87				
		KURU TANE YOĞUNLUĞU (Mg/m ³) (DRY PARTICLE DENSITY)		2.84				
		DOY. YÜZ. KURU TANE YOĞ. (Mg/m ³) (SAT. SUR. DRY PARTICLE DENSITY)		2.85				
		SU EMME YÜZDESİ (%) (WATER ABSORPTION)		0.33				
LOS ANGELES AŞINMA DENEYİ (LOS ANGELES ABRASION TEST)	AGREGA TANIMI (AGGREGATE DESCRIPTION)	ASTM C 131	KIREÇTAŞI					
	AŞINMA SINIFI (GRADING DESIGNATION)		B					
	AŞINMA YÜZDESİ (500 DEVİR) (%) (LOSS BY ABRASION AFTER 500 REV.)		25.5					
	AŞINMA YÜZDESİ (100 DEVİR) (%) (LOSS BY ABRASION AFTER 100 REV.)							
DOĞAL BİRİM HACİM AĞIRLIK (gr/cm ³) (NATURAL UNIT WEIGHT)	TS EN 1262							
MAGNEZYUM SULFAT DENEYİ (%) (MAGNESIUM SULFATE TEST)	TS EN 1262		1.4					
SU EMME YÜZDESİ (%) (WATER ABSORPTION)	BSR							
SUDA AYRIŞMA DAYANIMI İNDİSİ (SLAKE DURABILITY INDEX)	ASTM D 4544							
AÇIKLAMA / (EXPLANATION):								

Test sonuçlarına göre Öngörülen HIZRAY Güzergâhında Pasa Malzeme Kullanımı aşağıdaki Çizelgede özetlenmiştir.

KM BAŞLANGIÇ	KM BİTİŞ	FORMASYON	AGREGA	DOLGU	PEYZAJ
0+000	1+600	Tdg	-	+(**)	+
1+600	1+935	Tçç+Tçg	-	+(**)	+
1+935	3+480	Tdg	-	+(**)	+
3+480	3+660	Tçç+Tçg	-	+(**)	+
3+660	11+040	Tdg	-	+(**)	+
11+040	20+010	Tc	+	+	+
20+010	20+320	Tdg	-	+(**)	+
20+320	20+430	Tçç+Tçg	-	+(**)	+
20+430	22+290	Tdg	-	+(**)	+
22+290	24+390	Tçç+Tçg	-	+(**)	+
24+390	31+400	Ct	+	+	+
31+400	31+540	Qal	-	+(**)	+
31+540	37+325	Ct	+	+	+
37+325	39+000	Dpk	+	+	+
39+000	39+125	Qal	-	+(**)	+
39+125	39+920	Dpk	+	+	+
39+920	41+315	Dcdt	+	+	+
41+315	45+380	Dpk	+	+	+
45+380	47+720	SDp	+	+	+
47+720	48+580	Opkc	+	+	+
48+580	48+840	Opkb	+	+	+
48+840	49+520	Dpk	+	+(**)	+
49+520	51+525	Opkb	+	+	+
51+525	56+545	Opks	+	+	+
56+545	57+775	OSa	+	+	+
57+775	60+140	SDp	+	+	+
60+140	64+820	Dpk	+	+(**)	+
64+820	69+885	Opks	+	+	+
69+885	71+060	Ts	-	+(**)	+
71+060	71+730	Opks	+	+	+
71+730	72+355	OSa	+	+	+
72+355	74+170	Opks	+	+	+
74+170	74+300	Ts	-	+(**)	+
74+300	75+550	Opks	+	+	+

Agrega için kullanılacak malzeme miktarı oranı, sahadan alınan Tbm pasa miktarının yıkandıktan sonra yaklaşık %10 kayba uğradığını, diğer jeolojik formasyonlardaki malzeme içeriğine göre oransal bir yaklaşım yapılmıştır. Benzer yapılan yurtdışı akademik çalışmalarda da aynı mantıkla yol alındığı tespit edilmiştir.

KM BAŞLANGIÇ	KM BİTİŞ	FORMASYON	AGREGA	FORMASYON	MESAFE	TOPLAM PASA MİKTARI (2 Tüp için)	AGREGA İÇİN KULLANILABİLECEK MALZEME MİKTARI
0+000,00	1+600,00	Tdg	-	Danişmen - Gürpınar (Tdg) Kil taşı - Kum taşı	1600 m	108419 m ³	0 m ³
1+600,00	1+935,00	Tçç+Tçg	-	Çekmece Formasyonu Kilitaşı Kireçtaşı - Kum Kil Çakıl	335 m	22700 m ³	0 m ³
1+935,00	3+480,00	Tdg	-	Danişmen - Gürpınar (Tdg) Kil taşı - Kum taşı	1545 m	104692 m ³	0 m ³
3+480,00	3+660,00	Tçç+Tçg	-	Çekmece Formasyonu Kilitaşı Kireçtaşı - Kum Kil Çakıl	180 m	12197 m ³	0 m ³
3+660,00	11+040,00	Tdg	-	Danişmen - Gürpınar (Tdg) Kil taşı - Kum taşı	7380 m	500084 m ³	0 m ³
11+040,00	20+010,00	Tc	+	Ceylan Formasyonu Killi Kumlu Kireç taşı	8970 m	607825 m ³	364695 m ³
20+010,00	20+320,00	Tdg	-	Danişmen - Gürpınar (Tdg) Kil taşı - Kum taşı	310 m	21006 m ³	0 m ³
20+320,00	20+430,00	Tçç+Tçg	-	Çekmece Formasyonu Kil taşı - Kum Kil Çakıl	110 m	7454 m ³	0 m ³
20+430,00	22+290,00	Tdg	-	Danişmen - Gürpınar (Tdg) Kil taşı - Kum taşı	1860 m	126037 m ³	0 m ³
22+290,00	24+390,00	Tçç+Tçg	-	Çekmece Formasyonu Kilitaşı Kireçtaşı - Kum Kil Çakıl	2100 m	142300 m ³	0 m ³
24+390,00	31+400,00	Ct	+	Trakya Formasyonu - Kum taşı Silt taşı	7010 m	475012 m ³	95002 m ³
31+400,00	31+540,00	Qal	-	Alüvyon	140 m	9487 m ³	0 m ³
31+540,00	37+325,00	Ct	+	Trakya Formasyonu - Kum taşı Kil taşı Silt taşı	5785 m	392003 m ³	78401 m ³
37+325,00	39+000,00	Dpk	+	Pendik Formasyonu Kum taşı Kireç taşı	1675 m	141633 m ³	120388 m ³
39+000,00	39+125,00	Qal	-	Alüvyon	125 m	11879 m ³	0 m ³

KM BAŞLANGIÇ	KM BİTİŞ	FORMASYON	AGREGA	FORMASYON	MESAFE	TOPLAM PASA MİKTARI (2 Tüp için)	AGREGA İÇİN KULLANILABİLECEK MALZEME MİKTARI
39+125,00	39+920,00	Dpk	+	Pendik Formasyonu Kum taşı Kireç taşı	795 m	75551 m ³	64219 m ³
39+920,00	41+315,00	Dcdt	+	Denizliköyü Formasyonu Kireç taşı	1395 m	132571 m ³	119314 m ³
41+315,00	45+380,00	Dpk	+	Pendik Formasyonu Kum taşı Kireç taşı	4065 m	276895 m ³	235361 m ³
45+380,00	47+720,00	SDp	+	Pelitli Formasyonu Kireç taşı	2340 m	158563 m ³	142707 m ³
47+720,00	48+580,00	Opkc	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı	860 m	58275 m ³	34965 m ³
48+580,00	48+840,00	Opkb	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı	260 m	17618 m ³	13214 m ³
48+840,00	49+520,00	Dpk	+	Pendik Formasyonu Kum taşı Kireç taşı	680 m	46078 m ³	39166 m ³
49+520,00	51+525,00	Opkb	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı	2005 m	135863 m ³	101897 m ³
51+525,00	56+545,00	Opks	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı	5020 m	340165 m ³	255124 m ³
56+545,00	57+775,00	OSa	+	Aydos Formasyonu Kuvars Kum taşı	1230 m	83347 m ³	58343 m ³
57+775,00	60+140,00	SDp	+	Pelitli Formasyonu Kireç taşı	2365 m	160257 m ³	144231 m ³
60+140,00	64+820,00	Dpk	+	Pendik Formasyonu Kum taşı Kireç taşı	4680 m	317126 m ³	269557 m ³
64+820,00	69+885,00	Opks	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı	5065 m	343214 m ³	257411 m ³
69+885,00	71+060,00	Ts	-	Sultanbeyli Formasyonu Kum Kil Çakıl		1175 m	79620 m ³
71+060,00	71+730,00	Opks	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı		670 m	45401 m ³
71+730,00	72+355,00	OSa	+	Aydos Formasyonu Kuvars Kum taşı		625 m	42351 m ³

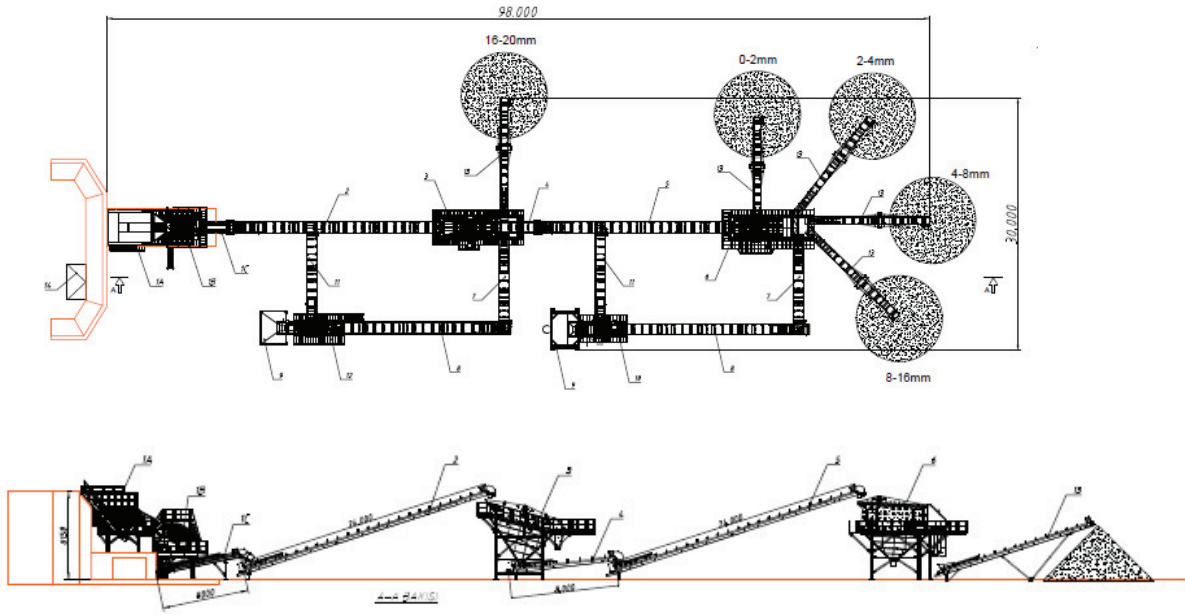
KM BAŞLANGIÇ	KM BİTİŞ	FORMASYON	AGREGA	FORMASYON	MESAFE	TOPLAM PASA MİKTARI (2 Tüp için)	AGREGA İÇİN KULLANILABİLECEK MALZEME MİKTARI
72+355,00	74+170,00	Opks	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı		1815 m	122988 m ³
74+170,00	74+300,00	Ts	-	Sultanbeyli Formasyonu Kum Kil Çakıl		130 m	8809 m ³
74+300,00	75+550,00	Opks	+	Kurtköy Formasyonu Kum taşı		1250 m	84702 m ³
TOPLAM PASA MİKTARI (M3)							5212125,73
						VERİM %	50,14%

Bahsi geçen agrega üretim koşulları, dolgu üretim koşulları ve güzergah boyunca TBM ilerleyişinin karşılaşıcağı jeolojik formasyonların genel özellikleri göz önüne alındığında, TBM pasa malzemelerinin geri dönüşümde (beton agregası, dolgu malzemesi, peyzaj – reglaj malzemesi vb.) kullanılmasında oldukça yüksek bir potansiyelin olduğu görülmektedir. Belirlenecek yöntem ve sıklıkla, TBM pasa malzemeleri üzerinde yapılacak indeks deneyler ve agrega deneylerin neticelerine göre bu malzemelerin uygun tesise yönlendirilmesi ve yukarıda belirtilen yöntemlerle kullanılması, bu malzemelerin geri dönüşümüne çok yüksek katkı sağlayacak, ekonomik ve çevreci bir yaklaşım bu şekilde elde edilmiş olacaktır.

- Proje Kapsamında Elde Edilecek Toplam Pasa Miktarı (M³) :**5.212.125,73 m³**,ten üretilen agrega miktarı **2.613.459,49 m³** tür. Elde edilen verim **50,14%** dür.
- Projede Kullanılacak Toplam Beton Miktarı (M³) :**1.300.000,00 m³** te kullanılacak agrega miktarı **3.079.000,00 m³** tür. Elde edilen verim **85,00%** dir. 1 M³ betonda yaklaşık 1 ton (0,47 M³) agrega bulunmaktadır. Üretilen agrega %85 oranında beton üretimini karşılamaktadır.
- Anadolu yakası toplam; **34.968 km** dir. Buradan elde edilen toplam pasa miktarı **2.316.000,00 m³** tür. Anadolu yakası günlük pasa miktarı **4.129,00 m³** tür. Anadolu yakası günlük agrega miktarı **3.150,00 m³** tür.
- Avrupa yakası toplam; **37.182 km** dir. Buradan elde edilen toplam pasa miktarı **2.572.817,00 m³** tür. Avrupa yakası günlük pasa miktarı **4.873,00 m³** tür. Avrupa yakası günlük agrega miktarı **1.096,00 m³** tür.
- Boğaz Geçişi toplam; **3.400 km** dir. Buradan elde edilen toplam pasa miktarı **323.061,00 m³** tür. Boğaz Geçişi günlük pasa miktarı **713,00 m³** tür. Boğaz Geçişi günlük agrega miktarı **598,00 m³** tür.

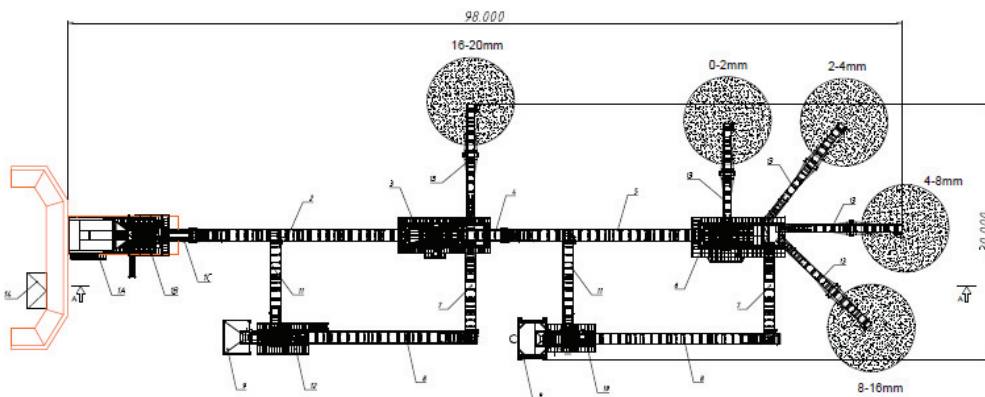
Yapılacak olan tesis Anadolu ve Avrupa yakası malzemelerinin miktarına bağlı olarak iki şekilde kurgulanmıştır.

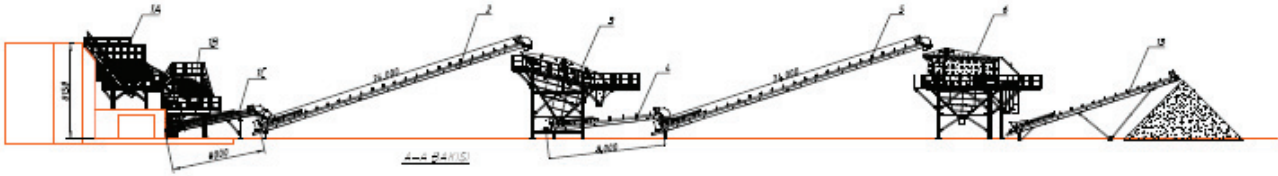
Anadolu Yakası;



					TOPLAM BANT UZUNLUĞU: 251 mt.	
					TOPLAM GÜÇ: 1.101,5 kW	
14	1	KABİN & KONTROL PANELİ	-	-	-	-
13	5	BANT KONVEYÖR	600x15 mt.	5,5 kW	27,5 kW	
12	1	DARBELİ KIRICI	GM-1115	315 kW	315 kW	
11	2	BANT KONVEYÖR	1000x14 mt.	11 kW	22 kW	
10	1	TERSİYER KIRICI	GM-TRS150	315 kW	315 kW	
9	2	BESLEME BUNKERİ (15m ³)	GM-BNKR-15	1,5 kW	3 kW	
8	2	BANT KONVEYÖR	1000x30 mt.	30 kW	60 kW	
7	2	BANT KONVEYÖR	1000x12 mt.	11 kW	22 kW	
6	1	TİTREŞİMLİ YATAY ELEK (4 KATLI)	GM-HS4-2260	2x22 kW	44 kW	
5	1	BANT KONVEYÖR	1000x24mt.	22 kW	22 kW	
4	1	BANT KONVEYÖR	1000x8mt.	11 kW	11 kW	
3	1	TİTREŞİMLİ DERECELİ ELEK (2 KATLI)	GM-ST2-2260	2x15 kW	30 kW	
2	1	BANT KONVEYÖR	1200x24mt.	22 kW	22 kW	
1C	1	BANT KONVEYÖR	1200x8 mt.	11 kW	11 kW	
1B	1	ÇENELİ KIRICI	GM-K11	180 kW	180 kW	
1A	1	G13 HAZNE VE G13 BESLEYİCİ	GM-G13	37 kW	37 kW	

Avrupa Yakası;





			TOPLAM BANT UZUNLUĞU: 251 mt.		
			TOPLAM GÜÇ: 848,5 KW		
14	1	KABİN & KONTROL PANELİ	-	-	-
13	5	BANT KONVEYÖR	800x15 mt.	5,5 kW	27,5 kW
12	1	DARBELİ KIRICI	GM-1113	250 kW	250 kW
11	2	BANT KONVEYÖR	800x14 mt.	11 kW	22 kW
10	1	TERSİYER KIRICI	GM-TRS100	200 kW	200 kW
9	2	BESLEME BUNKERİ (15m ³)	GM-BNKR-15	1,5 kW	3 kW
8	2	BANT KONVEYÖR	800x30 mt.	22 kW	44 kW
7	2	BANT KONVEYÖR	800x12 mt.	11 kW	22 kW
6	1	TİTREŞİMLİ YATAY ELEK (4 KATLI)	GM-HS4-2260	2x22 kW	44 kW
5	1	BANT KONVEYÖR	1000x24mt.	22 kW	22 kW
4	1	BANT KONVEYÖR	1000x8mt.	11 kW	11 kW
3	1	TİTREŞİMLİ DERECELİ ELEK (2 KATLI)	GM-ST2-2060	22 kW	22 kW
2	1	BANT KONVEYÖR	1000x24mt.	22 kW	22 kW
1C	1	BANT KONVEYÖR	1000x8 mt.	11 kW	11 kW
1B	1	ÇENELİ KIRICI	GM-K07	132 kW	132 kW
1A	1	G09 HAZNE VE G09 BESLEYİCİ	GM-G09	2x8 kW	16 kW

- Anadolu yakası tesis; 150m * 50m dir. 1.189.380, 00 \$ * 19.26 = 22.907.458, 80 TL Yaklaşık 23 milyon TL dir.
- Avrupa yakası tesis; 150m * 50m dir. 936.860, 00 \$ * 19.26 = 18.043.923, 60 TL Yaklaşık 18 milyon TL dir.
- Toplam tesis bedeli 41 milyon TL dir.
- 1 m³ agrega fiyatı yaklaşık 250 TL dir. Elde edilen toplam agrega fiyatı 2.613.459,49 * 250 = 653.394.872,50 TL, yaklaşık 650 milyon TL dir.
- Agrega için nakliye, araç ve mazot giderleri tahmini; 400 milyon TL dir.
- Toplamda İşletme giderleri hariç 200 milyon TL kar öngörüsü vardır, kurulan sistem modüler bir düzenek olup sürekliliği sağlayacak ve diğer hatlar içinde kullanımı sağlanabilecektir.

KAYNAKLAR

- Berdal, T. , 2017, *Use of excavated rock material from TBM tunnelling for concrete proportioning*, Norwegian University of Science and Technology Faculty of Engineering Department of Structural Engineering.
- Taqa, A.A.; Al-Ansari, M.; Taha, R.; Senouci, A.; Al-Zubi, G.M.; Mohsen, M.O., 2021, Performance of Concrete Mixes Containing TBM Muck as Partial Coarse Aggregate Replacements. *Materials*,14, 6263.
- Abdüsselamoğlu, Ş., 1963, İstanbul boğazı doğusunda mostra veren Paleozoyik arazide stratigrafik ve paleontolojik yeni müşahedeler: Maden Tetkik Arama Enst. Derg., 60, 1-7.
- Abdüsselamoğlu, M. Ş. "Gediz ve yakın çevresinin jeolojisi ve yapısal özelliği". *Yerbilimleri* 2 (1977): 1-6
- Ahmet Malik ve Hamit Nafiz, 1933, Küçükçekmece fosil fıkralı hayvanlar mecmuası: İÜ Fen Fak. Mec., 3-4, 127 s.
- Altınlı, İ, E., 1951, Kayışdağı bölgesinin jeolojisi: İÜ Fen Fak. Mec., B, XVI, 2, 189-205.

- Altınlı, İ., E., 1951, Filyos çayı batı kenarının jeolojisi: İÜ Fen Fak. Mec., B, XVI, 2, 153-188.
- Arıç, C., 1955, İstanbul Paleozoyik arazisinde bulunan oolitli ve fosilli demir madeni: İTÜ Derg., II, 3-4, 67-68.
- Arpat, E., 1999, Büyükçekmece ile Küçükçekmece (İstanbul) Heyelanlarının Genel Özellikleri ve Yarattıkları Başlıca Sorunlar: 52. Türk.Jeol. Kurultayı Bildiriler Kitabı, Ankara, 17-23
- Baykal, F. ve Kaya O., 1963, İstanbul bölgesinde bulunan Karboniferin genel stratigrafisi: Maden Tetkik Arama Enst. Derg., 61, 1-9.
- Baykal, F. ve Kaya, O., 1965, İstanbul Silüriyeni hakkında: Maden Tetkik Arama Enst.Derg.,64,1-7.
- Beer, H. and Wright, J.A., 1960, Stratigraphy of the Ganosdağ, Korudağ and Keşan hills, District I: TPAO Arama Gurubu arşivi, 736, 42s., Ankara.
- Boer, N., P., de, 1954, Report on a geological reconnaissance in Turkish Trace: September, December, G.A.25373.
- Çapkinoğlu, Ş., 1997, Conodont fauna and biyostratigraphy of the Famennian of Büyükada, İstanbul, orthwestern Turkey: Bulletin della Società Paleontologica Italiana, 35 (2), 1996, 165-185.
- Duman, T., Y., Keçer, M., Ateş, Ş., Emre, Ö., Gedik, İ., Karakaya, F., Durmaz, S., Olgun, Ş., Hüdavendigar, Ş. ve Gökmenoğlu, O., 2004. İstanbul metropolü batısındaki (Küçükçekmece - Silivri-Çataca yöresi) kentsel gelişme alanlarının yer bilimlari verileri: Maden Tetkik Arama Enst. özel yayın serisi-3.
- Gandl, J., 1973, Trilobites from the Devonien of Istanbul: O. Kaya (Ed.) Paleozoik of İstanbul da, Ege Üni. yayını., 40, 95-96.
- Gedik, İ., Duru, M., Pehlivan, Ş., Timur, E., 2005, 1:50.000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları (İstanbul F22 c, d; F23 c, d; Bursa G22 a, b; G23 a, b), Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Jeoloji Etütleri Dairesi, No: 10-17, Ankara
- Gedik, İ ve Önalın M., 2002, Çamdağ (Sakarya ili) Paleozoyik Stratigrafisine ait yeni gözlemler: Yerbilimleri Derg. İ.Ü., 14,1-2,61-76.
- Haas, W., 1968, Das Alt-Palaozoikum Von Bithynien Nordwest-Türkei: N.Jb. Geol. Palaont. Abh., 131-2, 178-242.
- Holmes, A.W., 1961, Stratigraphic Review of Thrace: T.P.A.O. Arama Grubu Arşivi, 386, Ankara.
- Karayolları Genel Müdürlüğü, 2013, Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, Karayolu Teknik Şartnamesi, Ankara.
- Kasar, S., Bürkan, K., Siyako, M. Ve Demir, O., 1983, Tekrdağ-Şarköy-Keşan-Enez bölgesinin jeolojisi ve hidrokarbon olanakları: TPAO Arama Gurubu arşivi, 1771, 71s., Ankara.
- Kaya, O., 1971, İstanbul'un Karbonifer stratigrafisi: Türkiye Jeol. Kur. Bült., XIV, 2, 143-199.
- Kaya, O., 1973, The Devonian and Lower Carboniferous stratigraphy of the İstinye, Bostancı and Büyükada subareas: ed, Kaya, O., Paleozoik of İstanbul da, Ege Üni. yayını., 40, 1-36.
- Kaya, O., 1978, İstanbul Ordovisiyen ve Silüriyeni: Yerbilimleri, HÜ Yerbilimleri Enst. Yayın organı, 4, 1-2, 1-22.
- Keskin, C., 1974, Kuzey Ergene Havzasının stratigrafisi: Türkiye ikinci Petrol Kongresi, Tebliğler, TPJD, Ankara
- Kullmann, J., 1973. Goniatite-Coral associations from the Devonian of İstanbul: Kaya, O., ed., Paleozoic of İstanbul, E.Ü.Mühendislik Fakültesi Kitapları, No. 40,97-110, İzmir.
- Önalın, M., 1981, İstanbul Ordovisiyen ve Silüriyen istifinin çökme ortamları: Yerbilimleri Derg., İÜ Müh. Fak.,161-177.
- Önalın, M., 1981, Pendik bölgesi ile Adalar'ın jeolojisi ve sedimanter özellikleri: Doktora tezi, İÜ Yerbilimleri Fak., 193 s.
- Önalın, M., 1988, İstanbul Devonien çökellrinin sedimanter özellikleri ve çökme ortamları: Yerbilimleri Derg., İÜ Müh. Fak., 1-2, 92-108.
- Özgül, N., 2005, İstanbul İl Alanının Genel Jeoloji Özellikleri: İstanbul Büyükşehir Belediyesi Planlama ve İmar Daire Başkanlığı, 78 s. (yayımlanmamış)
- Özgül, N., Akdeniz, N., Bilgin, R., Dalkılıç ve Gedik, İ., 2009, İstanbul'un Kadıköy-Üsküdar ilçeleri ile Kocaeli il sınırı arasında kalan doğu kesiminin jeolojisi: İ.B.B. Deprem Risk Yönetimi ve Kentsel İyileştirme Daire Başkanlığı Raporu, 216 s.

- Özgül, N., Stratigraphy of the İstanbul Region, 5-9 October 2009: 2nd International Symposium on the Geology of the Black Sea, abstract, 249 s., MTA-JMMOB ortak basımı, Ankara.
- Paeckelmann, W., 1925, Beitrage zur Kenntnis des Devons am Bosphorous, insbesondere in Bithynien: Abh. Preuß. Geol. L.-A., n.f. 98, 152 p., Berlin.
- Paeckelmann, W., 1938, Neue Beitrage zur Kenntnis der Geologie, Paleontologie und Petrographie der Umgegend von Konstantinopel, 2. Geologie Thraziens, Bithyniens und der Prinzeninseln: Abh. Preuß. Geol. L.-A., n. f. 186, 202 p., Berlin.
- Penck, W., 1919, Grundzuge der Geologie des Bosphorus: Veröff. Inst. F. Meeresk.,
- Sayar, C., (1976). "Haliç ve Civarının Jeolojisi": B.Ü., İstanbul. Haliç sorunları ve çözüm yolları ulusal sempozyumu, Şubat 1976, 355-374, İstanbul.
- Sayar, C., (1989). "İstanbul ve Çevresi Neojen Çökelleri ve Paratetis İçindeki Konumu": Maden Fakültesi 40. Yıl Bült., pp. 250-266.
- Sayar, C., 1989, Silurian sediments and faunal assosiation of the western Pontides (Turkey): Abst. The Muchison symp. 28 March - 9 April 1989.
- Siyako, M., 2005, Trakya ve yakın çevresinin Tersiyer stratigrafisi, TPAO Arama Dairesi Arşivi, teknik rapor no: 4608, 104 p, (unpublished).
- Tüysüz, O., Aksay, A., Yiğitbaş, Erdinç, 2004, Batı Karadeniz bölgesinin litostratigrafi birimleri. Litostratigrafi Birimleri Serisi-1: Stratigrafi Komitesi, Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü, Ankara.
- Umut, M., İmik, M., Kurt, Z., Özcan, İ., Ateş, M., Karabıyıkoglu, M. ve Saraç, G., 1984, Edirne ili-Kırklareli ili-Lüleburgaz (Kırklareli ili)-Uzunköprü (Edirne ili) civarının jeolojisi: Maden Tetkik ve Arama Enst., Rap. no. 7604, Ankara
- Ünal, O., T., 1967, Trakya jeolojisi ve petrol imkanları: TPAO Arama Gurubu arşivi, 391., Ankara.
- Yalçınlar, İ., 1951, İstanbul civarının Paleozoik arazisine yeni müşahedeler: Türkiye Jeol. Kur. Bült., III. 1, 125-130.
- Yalçınlar, İ., 1954, Sur la présence de schistes carbonifères et de plantes fossils a l'W d'İstanbul: Extrait du C.R.S. de la soci. Geol. de France, 2, 23-25. Yalçınlar, İ., 1954, Şile'de breş ve konglomeraları üzerindeki falezler (Kocaeli): İÜ Coğrafya Enst. Derg., 112-134.
- Yazman, M. ve Çokuğraş İL, 1983, Adapazarı, Kandıra, Düzce, Akçakoca yerleşme merkezleri ile sınırlı alanın jeolojisi ve hidrokarbon olanakları : Türkiye Petrolleri A. O., Arama Grubu, Rap. no : 1747 (yayımlanmamış)
- Yıldırım, M. ve Savaşkan, E., 2003, İstanbul Tersiyer Stratigrafisi ve Mühendislik Özellikleri: Uluslararası MJMK Bült., 18, 48-62.
- Altınsoy F., N. Şebnem Karahan, Rahman Çankaya, Ali Karabayır 2017, Çanakkale Elmacık Yöresi Kalker Taşlarının Beton Agregası Olarak Uygunluğunun Araştırılması,
- Yurtsever, A., 1996, İstanbul Yarımadasının (1/50.000 ölçekli haritasının) jeolojisi. MTA Rap. No. 9989, Ankara.
- C Oggeri, TM Fenoglio, R Vinai - Revista Minelor, 2014, Muck Classification: Raw Material or Waste In Tunnelling Operation.
- M Cardu, GN Sakatadi, P Marini, D Martinelli, L Zichella – 2022, Characterization of muck from TBM excavation aimed to its sustainable reuse.
- L Gertsch, A Fjeld, B Nilsen, R Gertsch - Tunnelling and Underground ..., 2000, Use of TBM muck as construction material.
- AA Taqa, M Al-Ansari, R Taha, A Senouci, GM Al-Zubi... - Materials, 2021, Performance of Concrete Mixes Containing TBM Muck as Partial Coarse Aggregate Replacements.
- CN Thalmann-Suter - ... Ready Mix Concrete and Mortar; Dhir, RK ..., 1999, Concrete Aggregate Production With Tbm-Muck – Experiences Gained On The Alptransit Tunnel Projects,
- Handling treatment and disposal of tunnel spoil materials, ITA Report No. 21 - Working groups 14 and 15 Underground Construction and the Environment and Mechanized Tunelling, 2019 - International Tunneling

Hızray Projesi ve TBM Kazıları Operasyonu

Hızray Project and TBM Excavations Operation

C. Avşar

(İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Dairesi Başkanlığı, İstanbul)

S. Uludağ, O. Çakmak

(İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistemler Projeler Müdürlüğü, İstanbul)

A. Doğru

(Emay Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., İstanbul)

P. Tilgen

(Yüksel Proje A.Ş., Ankara)

ÖZET: İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Dairesi Başkanlığı, Raylı Sistem Projeler Müdürlüğünce tasarım çalışmaları devam eden HIZRAY projesi, İstanbul'un Asya ve Avrupa Yakasının en uzak iki noktasını birbirin bağlayan yeni nesil ekspres bir metro hattıdır.

74,5 km uzunluğundaki hattın yapımında TBM işletme senaryosu en önemli iş kalemi olacaktır. Bu yazıda HIZRAY projesi ve proje aşamasında detaylandırılan TBM işletme senaryosunun anlatımı amaçlanmıştır.

ABSTRACT: The HIZRAY Project is an express metro line, being developed by the Istanbul Metropolitan Municipality Rail System Directorate. It will connect two far distant locations on the Asian and European sides of Istanbul.

The TBM operational scenario of 74.5 km is one of the most important works in the construction of the HIZRAY. This article aims to explain the HIZRAY project and the TBM operational scenario which was planned in detail at the project phase.

1 GİRİŞ

Sürdürülebilir kentsel hareketlilik planı, kentlerde ulaşımı daha çevre dostu, verimli ve etkili hale getirmeyi amaçlayan stratejik bir planlamadır. Bu planlar, trafik sıkışıklığını azaltmayı, hava kirliliğini ve sera gazı emisyonlarını kontrol altına almaya yönelik çözümler üretmeyi, enerji tüketimini azaltmayı ve ulaşım sistemlerini daha erişilebilir hale getirmeyi hedefler. Metro sistemleri, sürdürülebilir kentsel hareketlilik planlarının önemli bir bileşenidir. Metro sistemleri, toplu taşıma hizmetlerinde önemli bir rol oynar ve birçok avantaj sunar. Metro sistemleri sürdürülebilir kentsel hareketlilik planlarıyla ilişkili olduğu bazı nedenler arasında çevre dostu olması, trafik sıkışıklığını önlemesi, enerji verimliliği sağlaması, ulaşılabilirliği artırır ve ulaşım eşitsizliklerini azaltır, insanların daha fazla fiziksel aktivite yapmaya teşvik ederek toplum sağlığına olumlu etki yapar. Sürdürülebilir kentsel hareketlilik planları, metro sistemlerinin yaygınlaştırılmasını ve geliştirilmesini teşvik eder. Metro hatlarının

genişletilmesi, yeni hatların inşa edilmesi ve toplu taşıma ağının metroya entegrasyonu, sürdürülebilir kentsel hareketlilik hedeflerine ulaşmada önemli adımlardır.

İstanbul Çevre Düzeni Planı'nda hedeflenen çok merkezli ve dengeli gelişme yaklaşımı ile Marmara Bölgesi'nde de görülen altbölgesel ve yerel gelişmişlik farklılıklarının dengelenmesi amaçlanmaktadır. İstanbul'un sağlıklı bir yapıya kavuşturulabilmesine yönelik önerilen hedef ve stratejiler aşağıda listelenmektedir;

- Ekonomik ve ekolojik sürdürülebilirlik açısından dengenin kurulabilmesi için nüfus artış hızını düşürmek ve doğal eşikler göz önünde bulundurularak nüfusu sınırlı bir büyüklükte tutmak,

- Başta turizm olmak üzere tarihi değerlere ve sanatsal etkinliklere dayalı kültürel faaliyetleri; uluslararası diplomasiye, kongre ve turizme yönelik dış bağlantıları; finans hareketlerine açık ve nitelikli hizmet sunumuna yönelik girişimleri; eğitim ve ileri teknoloji atılımlarını İstanbul için öncelikli işlevler olarak öngörmek,

- Tanımlanan vizyon bileşenleri dışında kalan faaliyetlerden İstanbul'u olabildiğince arındırmak; başta sanayi olmak üzere diğer sektörlerde de ekonomik verimliliğini kaybeden, olumsuz dış ekonomiler oluşturan ve toplumsal maliyetleri arttıran, çevre kirliliğine neden olan ve kentsel hizmetler ile toplumsal yaşam üzerinde baskı oluşturan tesis ve faaliyetleri karşılaştırmalı avantajlar sağlayan alternatif düzenli yerleşimlere yönlendirmektir.

İstanbul'da İBB denetiminde raylı sistem çalışmaları; inşaatı devam eden 81,60 km, uygulama projesi tamamlanan 57,16 km, uygulama projesi devam eden 122,50 km, ön fizibilite ve projelendirme çalışmaları tamamlanan 24,20 km ve ön fizibilite ve projelendirme çalışmaları devam eden 49,90 km olmak üzere toplam 253,76 km'lik projelerle devam etmektedir. İBB'nin yanı sıra AYGGM kontrolünde ise inşaat aşamasında 123,70 km, uygulama projesi aşamasında 20,00 km olmak üzere toplam 143,70 km raylı sistem çalışmaları bulunmaktadır.

İstanbul'da raylı sistem çalışmaları kapsamında hâlihazırda inşaat çalışmaları süren 205,30 km'lik hatlarla birlikte proje aşamasında olan ve planlanan hatların tamamı göz alındığında toplam 479,06 km'lik hat uzunluğundaki tünellerden yaklaşık 50 milyon m³ kazı materyalinin çıkarılacağı düşünülmektedir. 2007 yılının Ocak ayındaki İBB verilerine göre İstanbul çevresinde sadece 15 milyon m³'lük hafriyat döküm alanı bulunmaktadır. Bu veriler dikkate alındığında, tünel kazısı sonucunda oluşan büyük miktardaki yer altı malzemesi için daha geniş depolama alanlarına ihtiyaç duyulacaktır.

TBM senaryosu ve işleyişi, bu ölçekteki bir projenin en mühim iş kalemidir. Bu yazıda HIZRAY projesi ve TBM kazıları operasyonları anlatımı amaçlanmıştır.

2 HIZRAY ÖZET BİLGİSİ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Projeler Müdürlüğü tarafından tasarım çalışmaları yürütülen Hızray, doğuda Sabiha Gökçen Havalimanından batıda Beylikdüzü'ne kadar uzanan 74,5 km. uzunluğunda, express bir metro hattı projesidir.

Avrupa Yakasında Beylikdüzü, Nazım Hikmet (Esenyurt), Halkalı, Kirazlı, Otogar, Kağıthane, 4. Levent istasyonları olmak üzere 7 adet, Anadolu Yakasında Ümraniye, Finans Merkezi, Mevlâna, Sancaktepe, Kurtköy, Sabiha Gökçen istasyonları olmak üzere 6 adet toplam 13 adet istasyondan oluşmaktadır.

Express bir hat olması sebebiyle daha uzun istasyon aralıklarına sahip olup, istasyonlar arası ortalama mesafe 6 km'dir. Bir birine en yakın iki istasyon 2,8 km mesafe ile 4. Levent-Kağıthane istasyonları arası, bir birine en uzak iki istasyon ise 10,3 km mesafe ile Ümraniye-4. Levent istasyonları arasıdır.

Yolculuk Süresi:

İstanbul' un batı ucundan doğu ucuna kadar boğaz geçişini de içeren bir hat tasarlarken yolculuk erişim süresinin makul ve tercih sebebi olacak seviyede tutulması büyük önem arz etmiştir. 74,5 km'lik hattın bir uçtan diğerine tek yönde yolculuk süresi 53,4 dakikadır.

Yolculuk Sayısı:

Hızray ile maksimum tek yön kesitte 56.643 günlük, 1,5 milyon, yıllık yaklaşık 550 milyon yolcu taşınması hedeflenmektedir. Avrupa ve Asya yakasındaki diğer hatları kullanan yolcular da dahil günlük 6,5 milyon yolcuya hitap etmesi hedeflenmektedir.

Entegrasyonlar:

Beylikdüzü ile Sabiha Gökçen Havalimanı arasında uzanan HIZRAY hattında toplam 13 istasyon planlanmıştır. İstasyon konumları belirlenirken yerleşim yoğunlukları ve yolcu talep sayı tahminleri dikkate alınmış ve mevcut metro hatları ile entegrasyona öncelik verilmiştir. Hızray, metro hatları arası yolcu transferini en kısa ve kolay şekilde sağlayarak İstanbul şehrinin raylı sistem ağını bir bütün haline getirmekte ve şehrin her noktasına transfer yolculuklarla erişim imkânı sağlamaktadır.

İstasyon yerlerinin belirlenmesinde yapılan optimizasyon çalışmaları projemizde önemli bir husus olmuştur. 8 istasyonda en az bir metro hattıyla 5 istasyonda en az 2 metro hattı ile doğrudan entegrasyon sağlanmıştır. 3 istasyonumuzda ise projelendirilen konkors yapıları mevcut 1 hatla ortak çözülmüştür.

Hat boyunca mevcut ve planlanan toplam 20 noktada metro hattına aktarım imkânı sunan sistem, tek aktarımla 211 istasyona ulaşmayı mümkün kılmaktadır. Böylece her iki yakada mevcut odak noktalarının doğrudan bağlantısını sağlayan geçişler oluşturabilmektedir.

Ayrıca İstanbul Havalimanı'na Halkalı ve Kağıthane istasyonları üzerinden M11 hattına aktarmayla, Atatürk Havalimanı'na M1A hattına aktarma yaparak ve Sabiha Gökçen Havalimanı'na ise doğrudan olmak üzere İstanbul'da bulunan üç havalimanına da erişim sağlamaktadır. Böylece İstanbul'daki bütün havalimanlarını raylı sistem ile birbirine bağlar.



Şekil 1. Hızray ve geçtiği ilçeler

Çizelge 1. Entegre Olunan Hatlar

İSTASYON KODU	İSTASYON ADI	ENTEGRE OLUNAN HATLAR
S01	BEYLİKDÜZÜ	(M20) Sefaköy-Beylikdüzü-Tüyap
S02	NAZIM HİKMET	(M7) Mahmutbey-Esenyurt-Saadetdere
S03	HALKALI	(M1B) Yenikapı-Kirazlı-Halkalı, (M11) Yeni Havalimanı Halkalı, (B) Marmaray
S04	KIRAZLI	(M1B) Yenikapı-Kirazlı-Halkalı, (M3) Kirazlı-Olimpiyatköy-Başakşehir
S05	OTOGAR	(M1B) Yenikapı-Kirazlı-Halkalı, (M1A) Yenikapı-Atatürk Havalimanı
S06	KAGITHANE	(M11) Yeni Havalimanı Halkalı, (M7) Mahmutbey-Mecidiyeköy, (MA) İTÜ-İstinye-Kağıthane
S07	4. LEVENT	(M2) Sefaköy-Yenikapı-Haciosman
S08	ÜMRANIYE	(M5) Üsküdar-Ümraniye
S09	FİNANS MERKEZİ	(M12) Ümraniye-Ataşehir-Göztepe
S10	MEVLANA	(M8) Dudullu-Bostancı
S11	SANCAKTEPE	(M5) Çekmeköy-Sultanbeyli-Kurtköy
S12	KURTKÖY	(M4) S.Gökçen-Kurtköy, (M5) Çekmeköy-Sultanbeyli-Kurtköy, YHT (High Speed Train)
S13	SABİHA GÖKÇEN	Kadıköy - Kartal Sabiha Gökçen

2.1 HIZRAY ile Kazanımlar

a. Zaman Tasarrufu:

HIZRAY hattı tüm istasyonlarında diğer metro hatlarıyla entegrasyon sağlar ve şehri doğu-batı ekseninde birbirine bağlar. Ekspres hat anlayışı doğrultusunda istasyonlar arası mesafe diğer metro hatlarına nazaran uzun tutularak 160 km/saatlik bir tasarım hızı ve 140 km/saatlik bir işletme hızına ulaşılmıştır. Hattın bir ucundan diğerine, yani Beylikdüzü'nden Sabiha Gökçen Havalimanı'na olan 74,5 km mesafe 53,4 dakikada kat edilecektir.

HIZRAY ile bazı önemli odaklar arasındaki yolculuk süreleri aşağıdaki tabloda verilmiştir

Çizelge 2. Hızray projesinde kritik yoluluk süreleri

İSTASYON ARALIKLARI	YOLCULUK SÜRESİ (DK)	MEVCUT HATLARLA AKTARMALI ERİŞİM (DK)
HALKALI-SABİHA GÖKÇEN (63,6 km)	45	113
SABİHA GÖKÇEN-KAĞITHANE (43,6 km)	30	108
HALKALI-FİNANS MERKEZİ (37,1 km)	29	70

b. Çevresel Etkiler:

İstanbul'un ihtiyaçları ve koşulları göz önünde bulundurulduğunda HIZRAY gibi hızlı bir metro ağı sistemi, araçların trafikten çekilmesiyle birlikte çevresel etkiler ve karbon salımı önemli ölçüde azalacaktır. Metroların elektrikle çalışması ve yenilenebilir enerji kullanılması, hava kalitesinin iyileşmesine ve sera gazı emisyonlarının azalmasına yardımcı olur. Ayrıca, metro sistemleri trafik gürültüsünü azaltır ve yeşil alanların korunmasına katkıda bulunur. Trafik sıkışıklığı da azalır, zaman kaybı ve stres azalırken trafik kazaları da önlenir. Hızlı metro ağı sistemleri, şehirlerin sürdürülebilirlik hedeflerine ulaşmasına yardımcı olur ve yaşanabilir bir çevre sağlar.

c. Ulaşılabilir İstanbul:

Boğaz geçişini içeren doğu batı aksında toplu ulaşımın ana omurgasını oluşturan Hızray mevcut metro hatlarının da daha verimli kullanımını sağlayacaktır. İstanbul'un her iki yakasındaki toplu ulaşımın kendi içerisinde daha homojen ve efektif kullanımını sağlarken bir yandan da özellikle sabah ve akşam saatlerinde yoğun olan köprü geçişlerine bu yoğunluğu da seyreltecek alternatif çevre dostu bir ulaşım imkânı sunacaktır.

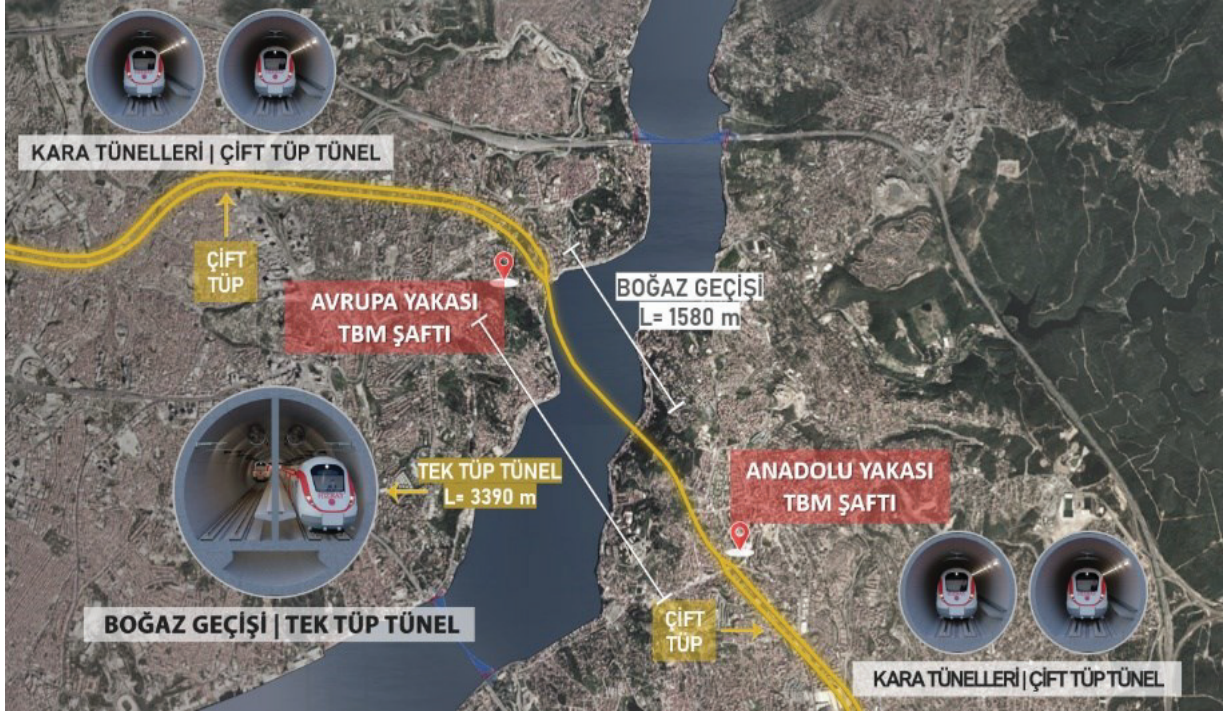
2.2 Boğaz Geçışı ve TBM'ler

HIZRAY Hattı Beylikdüzü İstasyonu'ndan Avrupa Yakasında bulunan geçiş (tranzisyon) yapısına kadar 37,9 km çift tüp, çift hat, boğaz geçışı tek tüp çift hat tünel olarak devam eder. Boğaz'ın iki yakasındaki geçiş yapıları arasındaki mesafe 3390 m'dir. Anadolu yakası geçiş yapısından sonra hat proje sonu olan Sabiha Gökçen istasyonuna kadar 33,1 km yeniden çift tüp çift hat tünel şeklinde devam etmektedir.



Şekil 2. İstanbul Boğaz Geçışı Profili

HIZRAY hattının en kritik bölümü olan Boğaz geçışı yaklaşık 1580 m uzunluğunda olup en derin noktası deniz seviyesinin yaklaşık 130 m altındadır. Boğaz geçışı güzergahı belirlenirken, jeolojik etüdlerin yanı sıra daha önce yakın bölgede yapılan tünel projelerinden edinilen deneyim ve bilgilerden faydalanılmıştır.



Şeki 3. İstanbul Boğaz Geçişi Planı

Hattımız Beylikdüzü İstasyonundan itibaren Avrupa yakası TBM şaft alanına kadar çift tüp olarak ilerlemektedir. Boğaz geçişi sonrasında Anadolu yakasında bulunan TBM şaftına kadar tek tüp devam etmekte vesonrasında Sabiha Gökçen İstasyonuna kadar çift tüp olarak tamamlanmaktadır. Hattımızın boğaz geçişi 1580 m'dir.

Boğazın 2 yakasında kıyı gerisinde kamusal alan, maksimum eğim, şaft derinliği gibi kriterler doğrultusunda uygun bulunan şaft sahalarından tranzisyon yapısı ile çift tüpten tek tüp tünele geçilerek 3390 m'lik tünelle boğaz geçişi tamamlanacaktır. Boğaz geçişinde tünel çapı 9,8 m'dir. İstasyon yerleri belirlenmiş, hat işletme senaryosu çalışmalarımıza göre makas yerleri planlanmış, profilde bulunan zorlayıcı eğimler çözülmüş, istasyon derinlikleri ve hat eğimleri optimize edilmiştir.

3 HIZRAY PROJESİ JEOLJİK BULGULAR

Proje güzergâhı ve yakın çevresine ait jeolojik ve stratigrafik bilgiler; bu bölgeye ait MTA, İBB Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü tarafından gerçekleştirilen çalışmalar ve HIZRAY projesi kapsamında hazırlanan raporlardan alınmıştır. HIZRAY proje inceleme alanı ve çevresi farklı stratigrafik, litolojik, tektonik ve metamorfik özellikler sunabilen değişik birliklerden oluşmaktadır. Şekil 5'de HIZRAY proje inceleme alanı ve çevresine ait genelleştirilmiş jeoloji haritası aşağıda detaylandırılmıştır.

İstanbul il sınırları içinde metamorfik olan ve metamorfizma göstermeyen iki büyük kaya-stratigrafi birimi topluluğu yer almaktadır. Özgül (2005)'de yaptığı çalışmada önemli bir tektonik hatla birbirinden ayrılan, bu iki topluluktan metamorfizma gösteren istifi "İstranca Birliği", metamorfizma göstermeyen istifi ise "İstanbul Birliği" adlarıyla gruplandırılmıştır. Diğer yandan il sınırları içinde Erken Ordovisiyen – Günümüz aralığında oluşmuş çok sayıda kaya-stratigrafi birimi yer almaktadır. İstanbul ayrıca Variskiyan ve Kretase – Eosen hareketlerinden önemli ölçüde etkilenmiş olan ve dünyanın sayılı aktif faylarından biri olan Kuzey Anadolu Fayı'nın kıyısında yer almaktadır. İstanbul il alanının genel jeolojik özelliklerine dair detaylar aşağıda Şekil 4'te yer almaktadır.

Trakya yarımadasının kuzey kesiminde özellikle Tekirdağ – Edirne arasında geniş alanlar kaplayan şist, kuvarsit ve magmatitleri içeren Istranca Birliği metamorfitlelerinin küçük bir bölümü, Çatalca ilçesinin batı ve kuzey kesimlerinde İstanbul il alanına girmektedir. Çağlayan ve Yurtsever (1998)'e göre, Çatalca yöresinde, söz konusu metamorfik istifin “Kızılağaç Metagraniti”, “Şermat Kuvarsiti” ve “Mahya Şisti” adlarıyla bilinen birimleri yüzeylenmektedir.

İstanbul Birliği, İstanbul Boğaz'ının her iki yakasında ve Kocaeli yarımadasında geniş alanlar kaplayan Paleozoyik ve Mezozoyik Tersiyer yaşta metamorfizma göstermeyen kaya birimlerini içermektedir. Metropolitan alanı ve yakın dolayında yüzeye çıkan “Kocatöngel Formasyonu” ve “Kurtköy Formasyonu” adlarıyla bilinen Alt Ordovisiyen yaşta karasal çökeller, İstanbul Birliği'nin en yaşlı kaya birimlerini oluşturur. Alt Ordovisiyen yaşlı istifin, tabanı İstanbul ve çevresinde açığa çıkmamış olmasına karşın, Armutlu yarımadası ve Bolu yöresinde şist, gnays ve granitik meta – magmatitleri kapsayan İnfakambriyen yaşta metamorfik bir temeli açışal uyumsuzlukla üstlediği bilinmektedir. Erken Ordovisiyen başlangıcında, İstanbul ve yakın dolayını kapsayan bir kara parçası üzerinde, Kocatöngel ve Kurtköy formasyonlarıyla temsil edilen akarsu, göl ve lagünlerin yer aldığı karasal ortam koşulları egemen olmaktadır.

Geç Ordovisiyen, Silüriyen ve Devoniyen sürecinde bölge, giderek derinleşen ancak, tektonik bakımdan duraylı bir denizle kaplanmıştır. Bu süreçte yaşlıdan gence doğru, miltaş – kumtaşı ile temsil edilen “Yayalar Formasyonu” (Ordovisiyen – Silüriyen), şelf tipi resif ve sığ deniz karbonat çökeliğini yansıtan “Pelitli Formasyonu” (Silüriyen – Alt Devoniyen), düşük enerjili açık şelf ortamını temsil eden, seyrek kireçtaşı (Kozyatağı Üyesi) aradüzeyleli bol makrofosilli, mikalı şeyilleri (Kartal Üyesi) içeren “Pendik Formasyonu” (Alt – Orta Devoniyen) ve açık şelf – yamaç ortamını temsil eden yumru kireçtaşları ve kireçtaşı – şeyl ardışığının yoğun olduğu “Denizli Köyü Formasyonu” (Üst Devoniyen – Alt Karbonifer) çökelmiştir. Denizli Köyü Formasyonu içerisinde ara düzeyler halinde yer alan ve en üst kesiminde, bu incelemede “Baltalimanı Üyesi” adı altında incelenmiş olan, Alt Karbonifer yaşlı silisli (lidit) radyolaryalı çökeller, söz konusu denizel havzanın yakınlarında, yoğun silis getirimine neden olan volkanik etkinliğin bulunduğunu düşündürmektedir. Ordovisiyen'den Karbonifer başlangıcına değin tektonik duraylık gösteren havza, Erken Karboniferle birlikte, türbiditik akıntıların yoğun olduğu duraysız ortam koşullarının etkisine girer ve buna bağlı olarak 1000 metreyi aşan kalınlıkta “Trakya Formasyonu” nun filiş türü türbiditik kumtaşı – şeyl ardışık istifi çökeler. Karbonifer – Permien aralığında, olasılıkla Variskiye tektonik hareketlerinin etkisiyle, bölgenin su dışına çıktığı, yeniden kara halini aldığı anlaşılmaktadır.

Jurasik – Erken Kretase aralığını temsil eden kaya istifleri İstanbul il sınırları içinde saptanamamıştır; bu sürece ait bir istifin bulunamamış olması Geç Kretase öncesi bir aşınma ya da Jurasik – Erken Kretase aralığında egemen olmuş bir karasallaşma süreci ile açıklanabilir. Geç Kretase' de bölgenin tümünde etkili olan yeni bir transgresyon başlar ve Üst Kretase yaşlı Sarıyer Grubu' nun volkano – tortullarının ve Üst Kretase – Paleosen yaşlı Akveren Formasyonu'nun kırıntılı ve sığ fasiyesli karbonat istiflerinin çökeldiği bir denizle kaplanır. Bu süreçte, Tetis Okyanusu'nun kapanma sürecinde gelişmiş adayayı volkanizmasını temsil ettiği düşünülen Sarıyer Formasyonu'nun andezitik volkanitleri bölgenin kuzey kesimini kaplamıştır. Üst Kretase yaşta olduğu belirtilen “Çavuşbaşı Granodiyoriti” ile Paleozoyik istifi içinde yoğun olarak görülen mikrodiyotik damar – sığ derinlik kayaları andezitik ve dasitik volkanik dayklar Geç Kretase – Erken Tersiyer' de gelişmiştir. Eosen' de Anadolu' nun büyük bölümünü etkisi altına alan kompresif hareketler, Lütesiye öncesinde, İstanbul yöresini de kapsayan Marmara havzasında yoğun kıvrımlanma ve faylanmalara neden olmuştur. Orta

Eosen (Lütesiyen)' de bölge yeni bir transgresyona uğramış ve Orta Eosen – Erken Oligosen aralığında Çatalca ve Şile bölgelerinin kıyılarında kumsal ve resiflerin (Koyunbaba Formasyonu, Yunuslubayır Formasyonu, Soğucak Kireçtaşı), iç kısımlarında killi çamurların (Ceylan Formasyonu) çökeldiği bir denizle kaplanmıştır. Orta – Geç Oligosen' de bütün Trakya havzasını etkileyen tektonik hareketlere bağlı olarak, bölge yeniden yükselerek, günümüze değin süren bir karalaşma sürecine girmiş ve özellikle Geç Oligosen – Orta Miyosen aralığını temsil eden akarsu birikintileri (Kıraç Formasyonu) ile lagün ve göl çökelleri (Danişment Formasyonu, Çekmece Formasyonu, Sultanbeyli Formasyonu) gelişmiştir. Kabaca K – G doğrultulu sıkışmaya neden olan bu hareketlere bağlı olarak gelişen, özellikle KB – GD ve KD – GB doğrultulu makaslama fay ve eklem sistemleri yoğun olarak gelişmiştir. Bu makaslama kırıkları boyunca gelişen zayıflık zonları, İstanbul ve Çanakkale boğazları ile bölgenin büyük akarsu vadilerinin ve Haliç' in gidişlerini denetlemiş ve çok belirgin olan zikzaklı geometri kazanmalarına neden olmuştur.

Büyükçekmece ve Küçükçekmece Gölleri ile Çatalca yükseliminin günümüzdeki KB – GD uzanımlarını, aynı sistemde gelişmiş hareketlerle kazanmış oldukları düşünülmektedir. Ancak oluşturdukları zayıflık zonlarıyla morfolojiye güzel yansımış olan bu makaslama kırıklarının, günümüzde aktif olabileceklerini gösteren saha verileri saptanamamış; aksine, en azından Geç Miyosen – Pliyosen yaşlı karasal birikintiler tarafından örtülü buldukları izlenmiştir. Çalışmaların bu aşamasına değin metropolitan alanı içerisinde, Marmara Denizi'nin kuzey kesiminde Marmara çukurluklarını izleyen Kuzey Anadolu Fay zonunun dışında, önemli sayılabilecek aktif bir fayın varlığına henüz rastlanmamıştır. İstanbul' un Avrupa yakasında Küçükçekmece – Büyükçekmece gölleri arasında, Beylikdüzü Gürpınar semti dolaylarında, Haramidere'nin batı yamaçlarında, Avcılar'ın Marmara Denizi' ne bakan yamaçlarında, Küçükçekmece Gölü' nün batı yakası ve Büyükçekmece Gölü' nün doğu yakasındaki yamaçlarda çok sayıda heyelan gelişmiştir. Arpat (1999)' a göre söz konusu heyelanların tümüne yakını, günümüzdekinden farklı bir topoğrafyada gelişmiş olan eski heyelanlardır; ancak günümüzde bilinçsizce yapılan eğim arttırıcı yapay kazılarla etkinlik kazandırılmıştır. Heyelanlı sahaların büyük bölümü, su taşıma kapasitesi yüksek ve aşınmaya karşı daha dayanımlı çakıl ve kaba kum boyu gereçli Kıraç Formasyonunun tabanında yer alan, geçirimsiz ve aşınmaya karşı dayanımsız Gürpınar Üyesinin dik yamaçlı topoğrafyalar oluşturan kiltaşlarının yaygın olduğu bölgelerde gelişmiştir.

T E R S İ Y E R																																																																							
SİSTEM	SERİ	KAT	GURUP	FORMASYON	ÜYE	YAKLAŞIK KALINLIK(m)	KAYATÜRÜ	DİĞER ÖZELLİKLER																																																															
Orta Eosen	Üst Eosen - Oligosen	Lütésiye - Bartoniyen Priyaboniyen	Kırklareli Gurubu	Ceylan	Söğucak	~ 300																																																																	
										Koyunbaba	Sarıvaziyen-Stampiyen	Pınarhisar	Süloğlu	~ 40																																																									
																		Danışmen	Çantaköy Gürpınar	~ 100																																																			
																								Kırbaç	Çukurçeşme	~ 40																																													
																														Çekmece	GüngörenBakırköy	~ 200																																							
																																				Alt-Orta Miyosen	Üst Miyosen	~ 30																																	
																																												~ 50																											
																																																		~ 40																					
																																																								~ 40															
																																																														~ 40									
																																																																				~ 40			
		~ 40																																																																					
								~ 40																																																															
														~ 40																																																									
																				~ 40																																																			
																										~ 40																																													

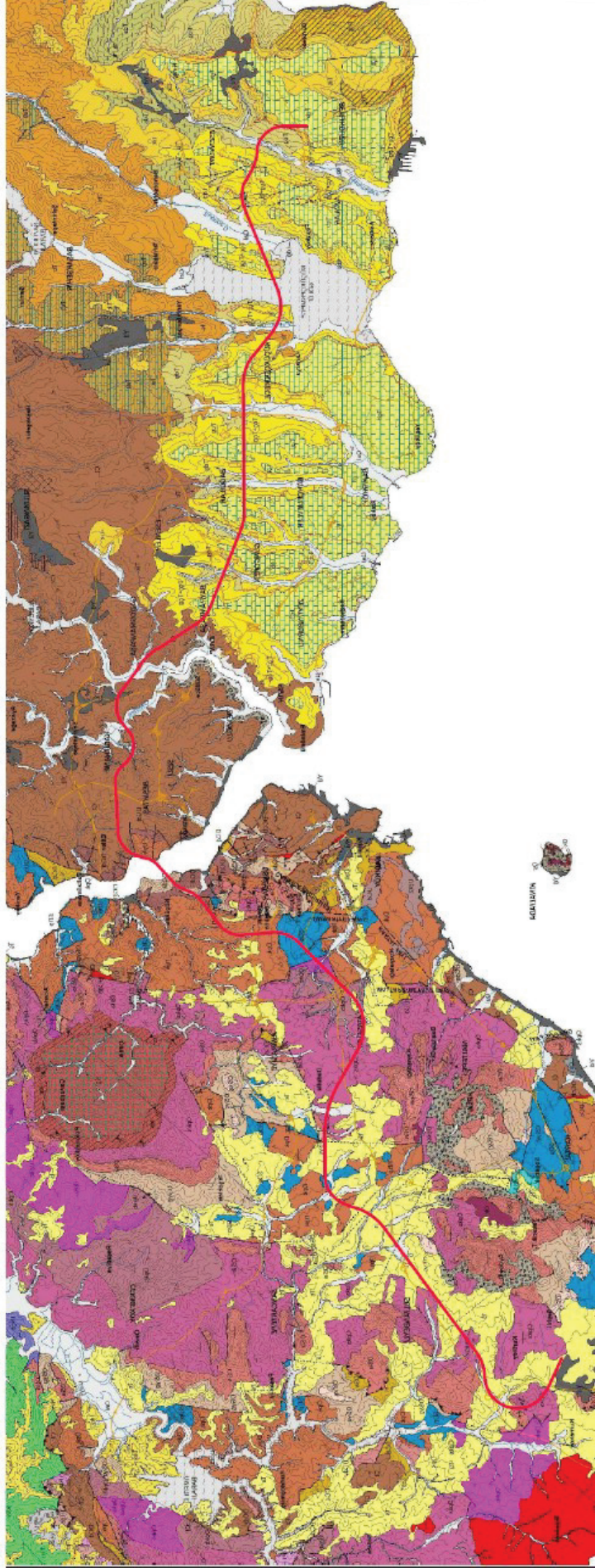
Şekil 4. İstanbul il alanının genel jeoloji özellikleri

SİSTEM	SERİ	GRUP	FORMASYON	ÖNE	ULAMA KALINLIĞI(m)	BİRİM KALINLIĞI(m)	KAYITURU	DİĞER ÖZELLİKLER
KRETASE	Üst Kretase	Paleosen-Eosen	Yarıslıyayır	Örneği	4000	30		Çakıl-kum-mül
					3900	50		Kil-mül; kömür arakatıklı
TERSİYER	Çiğir-Miyosen	Paleosen-Eosen	Yarıslıyayır	Örneği	3800	40		Çakıl-kum, bloklu
					3600	100		Uyumsuzluk Kumtaşı, kumlu kireçtaşı, çakıltaşı; Sarımsı ince-orta-kalm katmanlı, bol Nummuliti ve lamellibranch
KRETASE	Üst Kretase	Paleosen-Eosen	Akveren	Şile	3500	200		Uyumsuzluk Olistostrom; Akveren Formasyonu'ndan tıremiş çakıl blok ve olistolitleri kapsar Kiltap-kumtaşı-çamurtaşı; mavimsi kılrangı, ayrılmış boz-açık kahverengi, ince-orta katmanlı, yarılgan şeyil, kiltap, kireçli kiltap, miltap, ve kumtaşından oluşur. Bol mika pullu, tırtından kum-mül boyu gereç kil hamurla tutulmuştur; bolca bitki kıvrımlıdır
					2900	600		Kireçtaşı ve killi kireçtaşı (kireçli kiltap, masn, şeyil ve seyrek olarak kumtaşı arakatıklı); boyazimsı, boz, kromrengi, açık kılrangı, kimi düzeylerde kumzımsı-pembe, ince-orta katmanlı; algli, biyoklastik, kalkarenit arakatmanlı; alt düzeylerde kumtaşı, maccah, alg ve bentonik foraminiferli yeryer bol makrofosilli mikrit-biyozonkrit türlü kireçtaşı düzeylerini kapsamakta
TERSİYER	Çiğir-Miyosen	Paleosen-Eosen	Sarıyer	Grişpe	2700	Max 200		Mara-kireçli kiltap-killi kireçtaşı; kromrengi-boz, yeşilimsi kılrangı, yer yer pembe; ince katmanlı, seyrek kumtaşı ve kireçtaşı arakatıklı; Uyumsuzluk
					2500	200		Bazalt ve volkanoklastikler; kara, kızılımsı, yeşilimsi, ince dokulu, olivinli, kabarcıklı bazaltik lav akıntıları
KRETASE	Üst Kretase	Paleosen-Eosen	Sarıyer	Grişpe	~	2000		Püskürtük kayalar; andezit-bazaltik andezit kökenli kaba kum, çakıl, kocataş boyutlarında kaotik gereçli aglomera, volkanik breş kapsayan, epiklastik çökeller egemen;
					~	500		Kireçtaşı-kalkarenit; kırmızımsı pembe-boz renkli orta katmanlı, biyoklastik, kumlu kireçtaşı-kalkarenit katmanları bol bentonik foraminifer ve makrofosil kapsamakta; volkanitler içinde aradüzey oluşturmakta
KRETASE	Üst Kretase	Paleosen-Eosen	Sarıyer	Grişpe	~	500		andezit-bazaltik aglomera, lav; andezit türlü volkanit kökenli kum, çakıl, blok boyutunda kaotik gereçli aglomera, volkanik breş ve lavlardan oluşur
					~	500		Kumtaşı-şeyil ardışığı; Kumtaşı, koyu yeşilimsi-haki, günlenme yüzeyi kılrangı-boz-açık kahverengi yeryer kızılımsı, orta-kalm ve düzgün katmanlı yarı yuvarlanmış, orta-zayıf boylanmış, derecelenmiş, alt düzeylerde çakıl ve çakılcağı orta-kaba kum boyu, üst düzeylerde ince-orta kum boyu gereçli

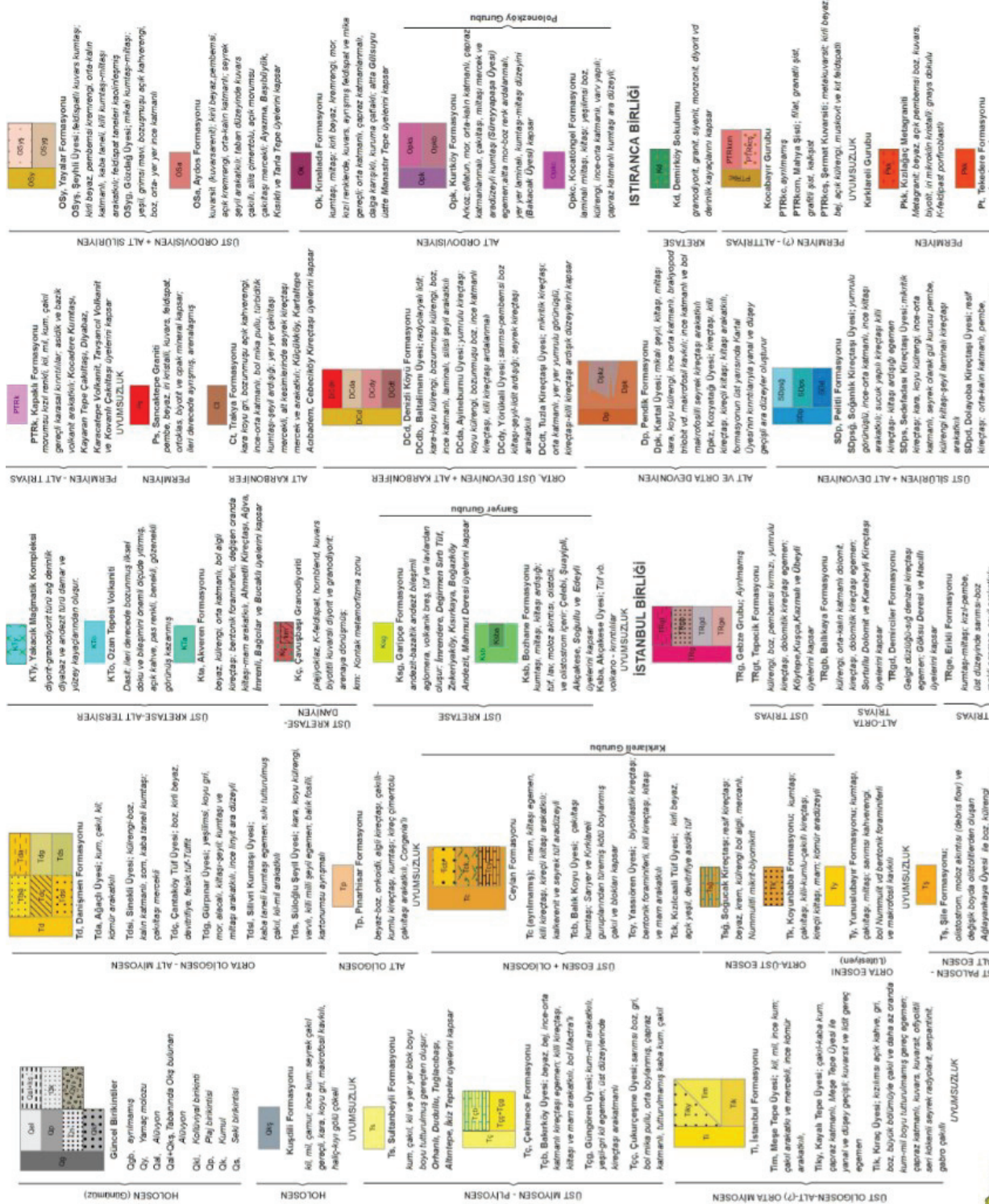
Şekil 4'ün Devamı İstanbul İl alanının genel jeoloji özellikleri

SİSTEM	SERİ	GURUP	FORMASYON	ÜYE	YAKLAŞIK KALINLIK(m)	KAYATÜRÜ	EK AÇIKLAMALAR			
KARBONİFER	ORTA ÜST DEVON, ALT KARBON.	DEVONİYEN	TRAKYA	Küçükköy	> 500		Kumtaşı-Miltaşı-Şeyil ardışığı; alttan üste doğru şeyil-miltaşı(<i>Acıbadem Üyesi</i>),kireçtaşı(<i>Cebeci Kireçtaşı</i>), lidit-şeyil ardışığı (<i>Kartaltepe Üyesi</i>), çakıltaşı kanal dolgululu türbiditik kumtaşı-şeyil ardışığı (<i>Küçükköy Üyesi</i>) düzeylerini kapsamakta			
				Kartaltepe	30					
				Acıbadem Cebeci	500					
			DENİZİ KÖYÜ	Baltalimanı	40			Lidit; kara-koyu külrenği, ince katmanlı, yer yer laminalı; fosfatlı küresel (1-5 cm) silis yumrulu Yumrulu Kireçtaşı ; külrenği,sarımsı boz,yer yer pembemsi renklerde kil ara katkılı, seyrek krinoidli, yumrulu kireçtaşı egemen		
				Ayineburnu	40			Lidit-Şeyil; ince-orta katmanlı,kara-koyu külrenği ince katmanlı lidit ile pembemsi,sarımsı boz şeyil-kiltaşı ardışığı egemen; seyrek kireçtaşı(mikrit) arakatlı		
				Yörükali	30			Kireçtaşı-Killi Kireçtaşı ; kara-koyu külrenği, ince-orta,düzgün ve dalgalı katmanlı,şeyil arakatlı, seyrek makrofosilli; yumrulu görünüşlü kireçtaşı ara düzeyli		
	Tuzla	60	Kireçtaşı-Killi Kireçtaşı ; koyu külrenği, orta-kalın katmanlı; ince dokulu mikritik kireçtaşı egemen; boz-pembe koyu külrenği kireçli kiltası ara katkılı; çoğunlukla üst düzeylerinde yumrulu görünüşlü kireçtaşı, kireçtaşı-kiltası ardışık düzeyini içermekte							
	ALT DEVONİYEN	ALT DEVONİYEN	DEVONİYEN	PENDİK	Kartal Kozyatağı		600	Mikalı kiltası-şeyil ;kara-koyu külrenği, ayrışmış boz-açık kahverengi,ince-orta katmanlı,yarılgan, bol mika pullu şeyil egemen;seyrek olarak, bol kavkı kırıntılı kireçtaşı, ince kumtaşı arakatlı; brakyopod, trilobit vb makrofosilce zengin		
							PELİTLİ	Soğanlık	60	Yumrulu görünüşlü Kireçtaşı ; külrenği,boz; değişen oranda kireçtaşı-kiltası-kireçli kiltası ardışığı egemen
								Sedefadası	250	Kireçtaşı (mikrit) ; koyu külrenği,ince-orta katmanlı kireçtaşı egemen;yer yer laminalı kireçtaşı aradüzeyleri içermekte;; alt düzeylerinde değişen oranda koyu külrenği,kızılımsı,pembemsi kiltası-şeyil arakatlı; alt düzeylerde yer yer bol mercan vb makrofosilli
								Dolayoba	30	Resif Kireçtaşı ; açıklı koyulu pembemsi-morumsu,üst kesimde açık külrenği-boz; bol mercan vb makrofosilli.
								Mollafenari	30	Kireçtaşı-Killi Kireçtaşı-Kireçli Kiltası-Kumtaşı ; külrenği, boz,ince-orta katmanlı, makrofosilli.
YAYALAR						Seyhli Umurdere		50	Felspatik Arenit ; kirli beyaz,bej,orta-kaba kuvars ve ayrışmış felspat taneli (<i>Şeyhli Üyesi</i>)	
	Gözdağ	250	Şeyil-Miltaşı ;mor,yeşil,ince dokulu,seyrek makrofosilli, ender kireçtaşı arakatlı(<i>Umurdere Üyesi</i>).							
ORDOVİSİYEN - SİLÜRİYEN	ÜST ORDOVİSİYEN - ALT SİLÜRİYEN	DEVONİYEN	AYDOS	Ayazma	250	Kumtaşı-Miltaşı ; koyu yeşil-koyu külrenği,ayrışmış kahverengi kalın katmanlı,sık eklemli, mika pullu.				
				KURTÖY	Manastır Tepe Gülsuyu	>1000	Kuvarsit (kuvarsarenit);beyaz,pembemsi,kremrenği,ince kuvars taneli ve silis çimentolu, sık eklem ve çatlaklı.			
					Süreyyapaşa		500	Çakıltaşı ;mor,kirli beyaz,yuvarlanmış süt kuvars çakıllı silis çimentolu (<i>Başbüyük Üyesi</i>).		
				POLONEZKÖY	KOCATÖNGEL	Bakacak	500	Çamurtaşı,Şeyil ;mavimsi koyu külrenği (<i>Kısıklı Üyesi</i>)		
							2000	Felspath Kuvarsarenit ;boz,kızılımsı,orta-kalın katmanlı Kuvarsake,Miltaşı ;boz, açık külrenği,morumsu;çapraz katmanlı, kuvars ve ayrışmış felspat tanesi egemen		
									Arkozik Kumtaşı-Çakıltaşı-Miltaşı ;mor,eflatun, orta-kalın katmanlı,orta-zayıf boylanma, yer yer қоşut ve çapraz laminalanlı, derecelenmeli	
					Miltaşı-Kumtaşı ;boz ve mor renk ardalanmalı; tane boyu üste doğru artmakta					
					Miltaşı, Şeyil ; koyu yeşilimsi, külrenği, ayrışmış boz, laminalı (varlı) ince katmanlı; yer yer çapraz katmanlı seyrek kumtaşı arakatlı					

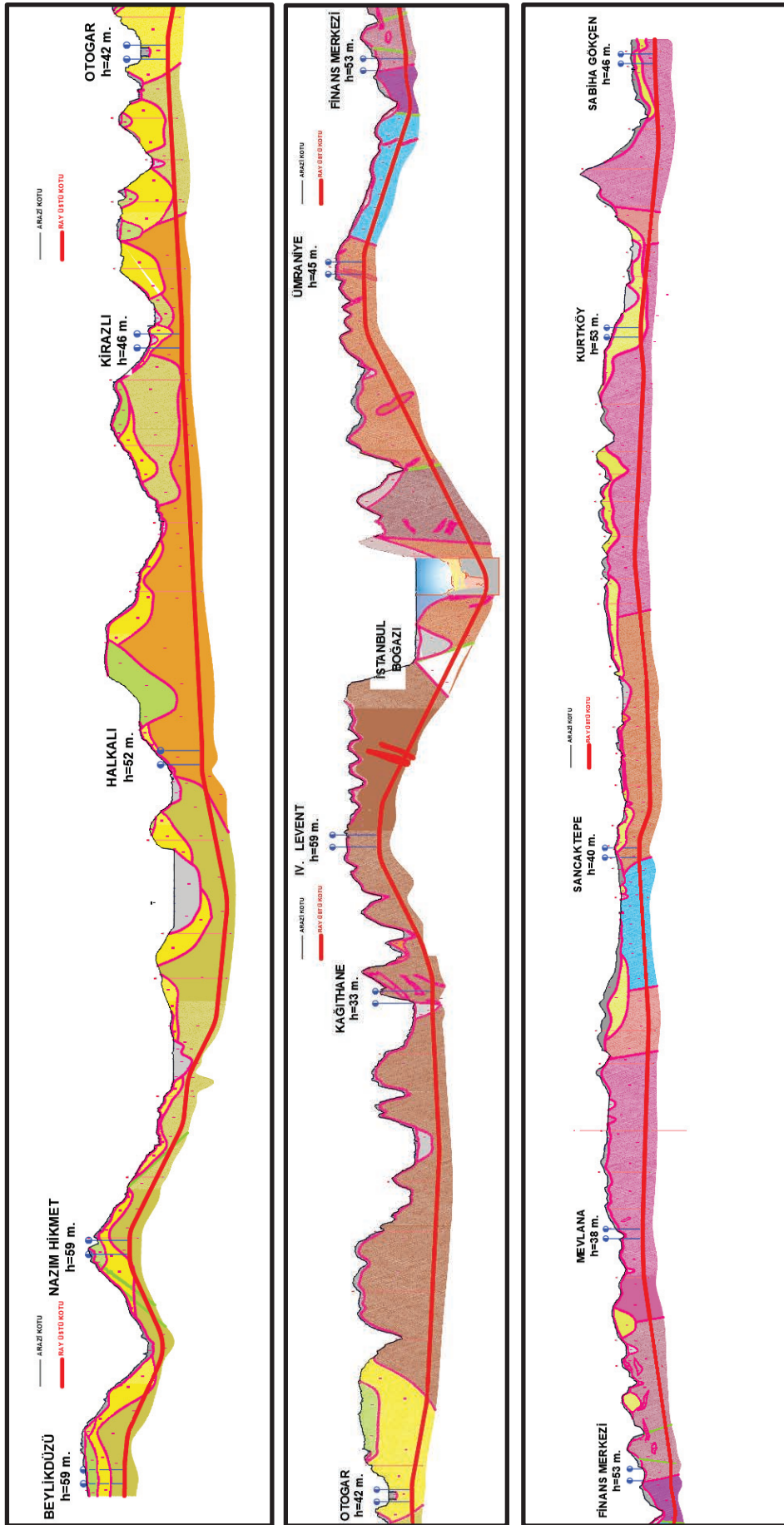
Şekil 4'ün Devamı İstanbul İl alanının genel jeoloji özellikleri



Şekil 5. İnceleme alanı ve çevresine ait genelleştirilmiş jeoloji haritası



Şekil-5'in Devamı jeoloji haritası lejantı



Şekil 6. Hızray projesi güzergâh jeolojik profili

4 TBM SENARYOSU

4.1 TBM Özet Bilgisi

Kısaca TBM (Tunnel Boring Machine) olarak adlandırılan tünel açma makineleri, yeraltında yüksek tork etkisi ile dönen bir kesici kafa sayesinde aşındırma yoluyla kazdıkları tünellere yerleştirdikleri segmanlar ile birlikte tünelin kalıcı kaplamasını da tamamlayarak ilerleyebilen tünel imalat makineleridir. TBM'ler, geleneksel yöntemlere göre çok daha hızlı, verimli, güvenli ve planlanabilir şekilde tünel kazmaya imkan sağlar. Aşağıda, TBM'lerin genel özelliklerini ve türlerini özetleyen bilgiler bulunmaktadır:

- **Yüksek verimlilik:** TBM'ler, büyük miktarda malzemeyi hızlıca kazıp tahliye ederek daha hızlı tünel açar.
- **Daha az insan gücü:** Otomatik çalışma özellikleri sayesinde, daha az işçi gerektirir ve böylelikle iş güvenliğini artırır.
- **Daha az yeraltı boşluğu:** TBM'ler, tünelin çevresinde oluşan basıncı dengeleyerek destekleyen bir sistem ile tünel kazarken, aynı anda tünelin çeperlerine hızlıca yerleştirilen halkalar vasıtası ile (segmanlarla) kalıcı destek sağlar ve tünel çeperlerine yapılan enjeksiyon sayesinde kazı sırasında oluşabilecek boşlıklardan kaynaklı oturmalar minimize edilir.
- **İzole edilmiş çalışma ortamı:** TBM'ler, çalışma bölgesini çevreleyen ayırıcı bölmelerle ve hava temizleme sistemleri ile operatörleri dış etkenlerden koruyarak işçi sağlığı bakımından önemli katkılar sunar.
- **Çevreye daha az etki:** TBM'ler, geleneksel yöntemlere göre daha az toz, gürültü ve titreşim oluşturur.

TBM türü seçimi, kazı yaptığı zeminin özelliklerine göre belirlenmektedir. Buna göre, farklı zemin türlerine göre TBM'ler şöyle sınıflandırılır:

- **Sert kaya TBM'leri:** Bu tür TBM'ler, sert kaya tabakalarının delinmesi için kullanılır. Silindirik kesme başları ve çeşitli kesici diskler kullanarak kaya tabakalarını parçalayabilirler. Bu TBM'ler kendi içinde 3 ana grupta sınıflandırılır:
 - **Kalkansız TBM:** Sert ve kendini tutabilen formasyonlarda kullanılırlar.
 - **Tek Kalkanlı TBM:** Tam daire şeklinde komple bir kalkan mevcuttur. Tek kalkanlı TBM'ler yumuşak zeminlerde, kompleks zeminlerde ve kaya içerisinde açılacak tünellerde kullanılabilirler. Tahkimat olarak beton segmanlar kullanılır.
 - **Çift Kalkanlı TBM:** Bu makinenin avantajı sabit kuyruk şildinde kaplama işi ile, kavrayıcıları iterek yapılacak delme işlerinin aynı anda gerçekleştirilmesine imkan sağlamasıdır. Bu makineler sert ve kompleks zeminlerde kullanılabilir.
- **Yumuşak zemin TBM'leri:** Bu tür TBM'ler, kum, çamur, çakıl gibi yumuşak veya karışık zeminlerde kullanılır. Yumuşak zemin TBM'leri de kendi içinde 2 ana grupta sınıflandırılır:
 - **EPB (Earth Pressure Balanced) TBM'leri:** EPB makineleri çok sert kayalardan, çok yumuşak olanlarına kadar, değişik kayaç ve zemin formasyonlarında kullanılmak üzere tasarlanabilirler. Basınç odası sayesinde tüneli çevreleyen toprağın dengelemesi sağlanır ve yeraltı boşluklarının

oluşması önlenir. Hemen hemen her türlü zemin profilinde kullanılabilmesinden ötürü işletmesel olarak günümüzde en sık tercih edilen TBM tipidir.

- **Slurry Tipi TBM:** Makine tam cephe kalkan tipinden daima basınç altındaki kafa ile çalışıyor olma özelliğiyle anılmaktadır. Akıcı çamur, (genellikle bentonit) ayna ile kesme kafası arasındaki boşluğa pompalanır. Bu sıvı, aynadan sıyrılarak kazılıp çıkarılan malzeme ile katışır ve bu karışım bir çamur pompası ile geri tarafa alınıp yüzeye pompalanır. Yeryüzünde süzülüp temizlenen bentonit, yeniden devreye sokularak kullanılır.

4.2 HIZRAY TBM İşletme Senaryosu

TBM İşletme senaryosuna başlamadan önce gerek belediyemizin gerekse diğer idarelerin yapmış olduğu yaklaşık 14.000 m sondajdan faydalanılarak elde edilen zemin parametreleri belirlenmiş ve çeşitli TBM üreticileri ile de hattımız üzerinden çalışmalar ve toplantılar yapılarak uygun TBM tipleri ele alınmıştır. Belirlenen TBM tiplerine göre yaklaşık ilerleme hızları göz önüne alınmış ve hedef yapım süresi doğrultusunda güzergâh üzerinde uygun lokasyonlarda TBM İşletme Sahaları ve TBM Çıkış Şaft Sahaları belirlenmiştir. İlgili sahaların uygunluğunun belirlenmesinde TBM üretici firmaları ile de çalışılarak görüşleri alınmıştır.

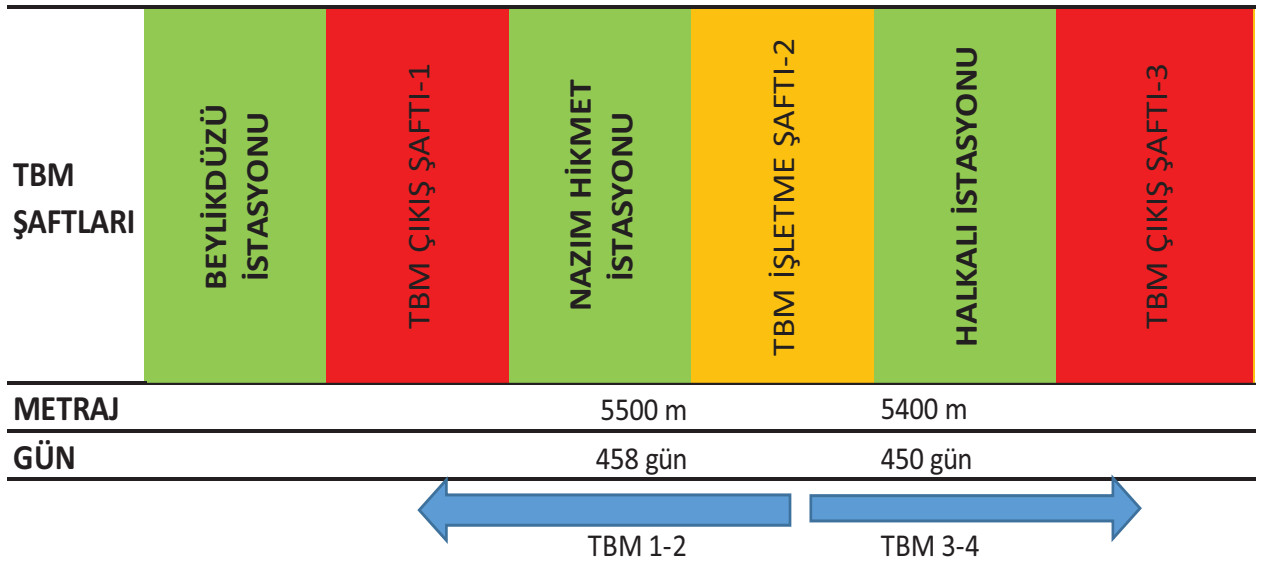
TBM üreticileri ile ayrıca TBM Temini, İlerleyişi, Tedarik/Lojistik/Teslimat ve Finans olmak üzere 4 ana kalemden oluşan bir soru-cevap formu hazırlanarak teknik konularda destek alınmıştır.

Belirlenen şaft lokasyonlarına göre kritik yol yaklaşık 561 gün ile Finans Merkezi İstasyonu ile Anadolu Yakası tranzisyon yapısı arasında geçilmektedir. Hattın boğaz geçişi ise yaklaşık 465 günde tamamlanmaktadır.

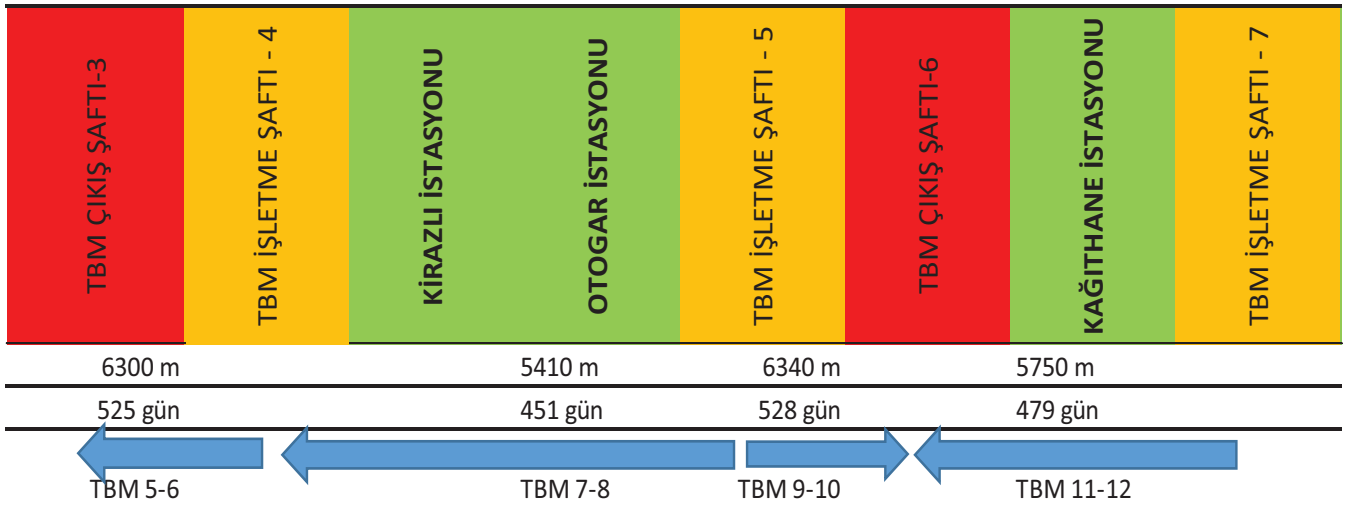
Şaft bölgeleri seçiminde mülkiyet, jeoloji, mobilizasyon, arazi ve hat derinlikleri dikkate alınarak uygun lokasyonlara yerleşim çalışmaları yapılmıştır. Hattımız çoğu mevcut istasyon ve hatların daha alt kotlarından geçtiğinden ortalama şaft derinlikleri diğer hatlara göre daha yüksektir. Hat üzerindeki şaft derinlikleri 25 ila 76 m aralığında değişmektedir.

Toplamda 65.210 m uzunluğunda 5,7 m iç çaplı çift tüp ve 3390 m uzunluğunda 9,8 m iç çaplı tek tüp TBM tüneli kazısından yaklaşık 7.675.000 m³ pasa malzemesi çıkarılacaktır.

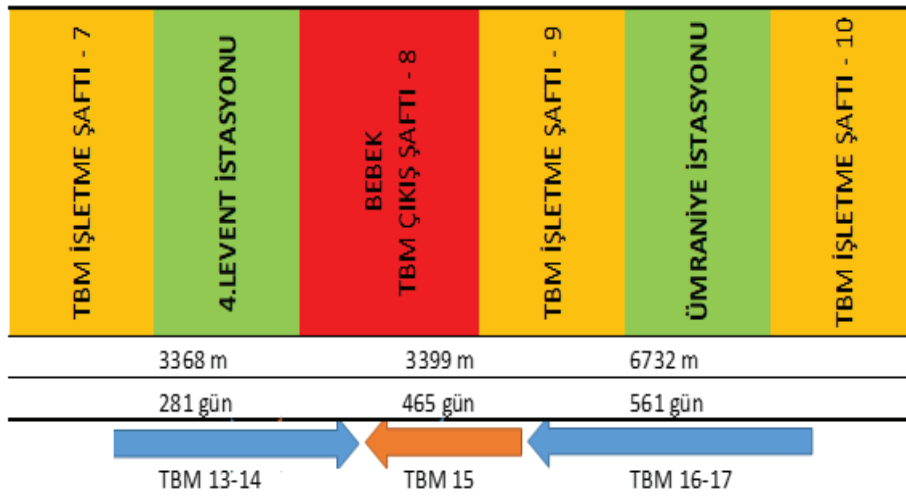
HIZRAY TBM kazıları için karada 26 adet EPB TBM, boğaz geçişinde ise 1 adet Slurry TBM işletilmesi planlanmaktadır. TBM senaryosunda, EPB tipi TBM'lerin günlük ortalama 12 m/gün, Slurry tipi TBM'lerin ise günlük ortalama 7,5 m/gün hızla ilerleyebileceği hesaplanmıştır. Ayrıca, Boğaz geçişinde uzunluğu yaklaşık 335 m olan zayıf zon bölgesinden geçişte Slurry tipi TBM'in günlük ortalama 6 m/gün ilerleyebileceği düşünülmüştür. Toplam 9 adet TBM İşletme Şaftları ve 6 adet TBM Çıkış Şaftları ile imalatların tamamlanabileceği öngörülmektedir.



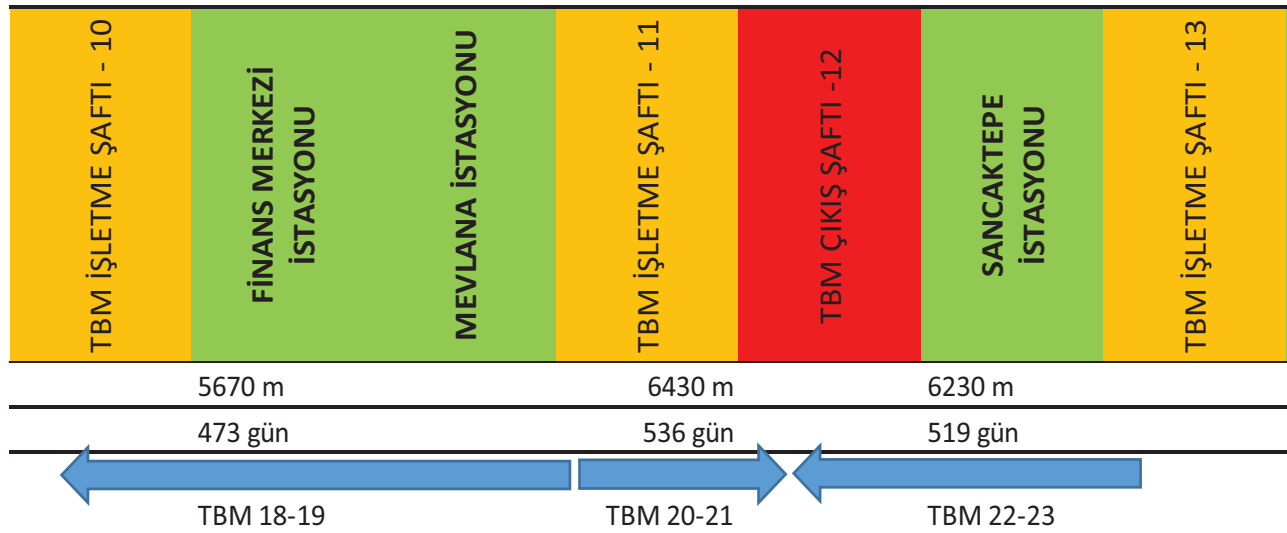
Şekil 7. TBM Senaryosu, Beylikdüzü-Halkalı istasyonları arası



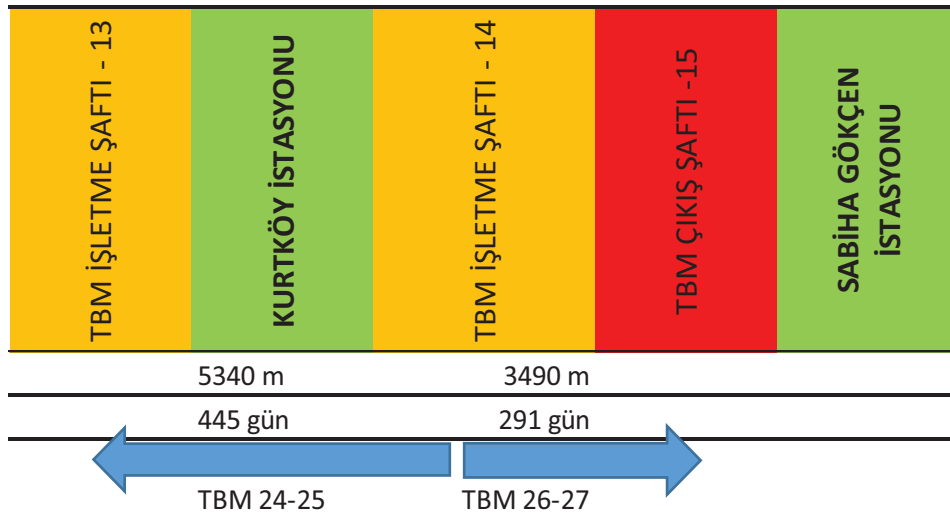
Şekil 7 Devamı TBM Senaryosu, Kirazlı-Kağıthane istasyonları arası



Şekil 7 Devamı TBM Senaryosu, 4. Levent-Ümraniye istasyonları arası



Şekil 7 Devamı TBM Devamı TBM Senaryosu, Finans Merkezi-Sancaktepe istasyonları arası



Şekil 7 Devamı TBM Senaryosu, Kurtköy-Sabiha Gökçen istasyonları arası

Planlanan HIZRAY TBM senaryosuna göre; TBM-1 ve TBM-2, TBM İşletme Şaftı-2'den girerek Nazım Hikmet istasyonundan geçip azalan kilometre yönünde Beylikdüzü istasyonuna 458 gün boyunca toplam 5500 m ilerleyecek ve ardından bu TBM Çıkış Şaftı-1'den çıkacaktır. Yine aynı TBM İşletme Şaftı-2'den giren TBM-3 ve TBM-4, artan kilometre yönünde Halkalı istasyonuna 450 gün boyunca 5400 m ilerleyerek TBM Çıkış Şaftı-3'ten çıkmaktadır. TBM İşletme Şaftı-4'ten giren TBM-5 ve TBM-6, 6300 m'yi 525 günde geçerek Halkalı istasyonuna gelmeden TBM Çıkış Şaftı-3'ten çıkmaktadır. TBM-7 ve TBM-8, Otogar istasyonu şantiyesinde bulunan TBM İşletme Şaftı-5'ten girip azalan kilometre yönünde ilerleyip, 451 günde 5410 m yol kat ederek Kirazlı istasyonu bölgesindeki TBM İşletme Şaftı-4'ten çıkmaktadır. Yine TBM İşletme Şaftı-5'ten kazıya başlayan TBM-9 ve TBM-10, artan kilometre yönünde 528 günde 6340 m ilerleyerek TBM Çıkış Şaftı-6'dan çıkmaktadır. TBM-11 ve TBM-12, 4. Levent istasyonu bölgesinde bulunan TBM İşletme Şaftı-7'den başlayacak olup, azalan kilometre yönünde ilerleyerek Kağıthane istasyonunu geçip toplam 479 günde 5750 m kazı yapmaktadırlar. Aynı şafttan kazıya başlayan TBM-13 ve TBM-14, artan kilometre yönünde 281 günde 3368 m kazı imalatını tamamlayarak Bebek TBM Çıkış Şaftı-8'den çıkmaktadırlar. Slurry tipi TBM-15, Anadolu yakasında bulunan TBM İşletme Şaftı-9'dan azalan kilometre yönünde kazmaya başlayıp Boğaz geçiş bölgesini geçerek yine Bebek TBM Çıkış Şaftı-8'den çıkmaktadır. Bu TBM'in kazı süreci toplam 465 günde 3399 m mesafe

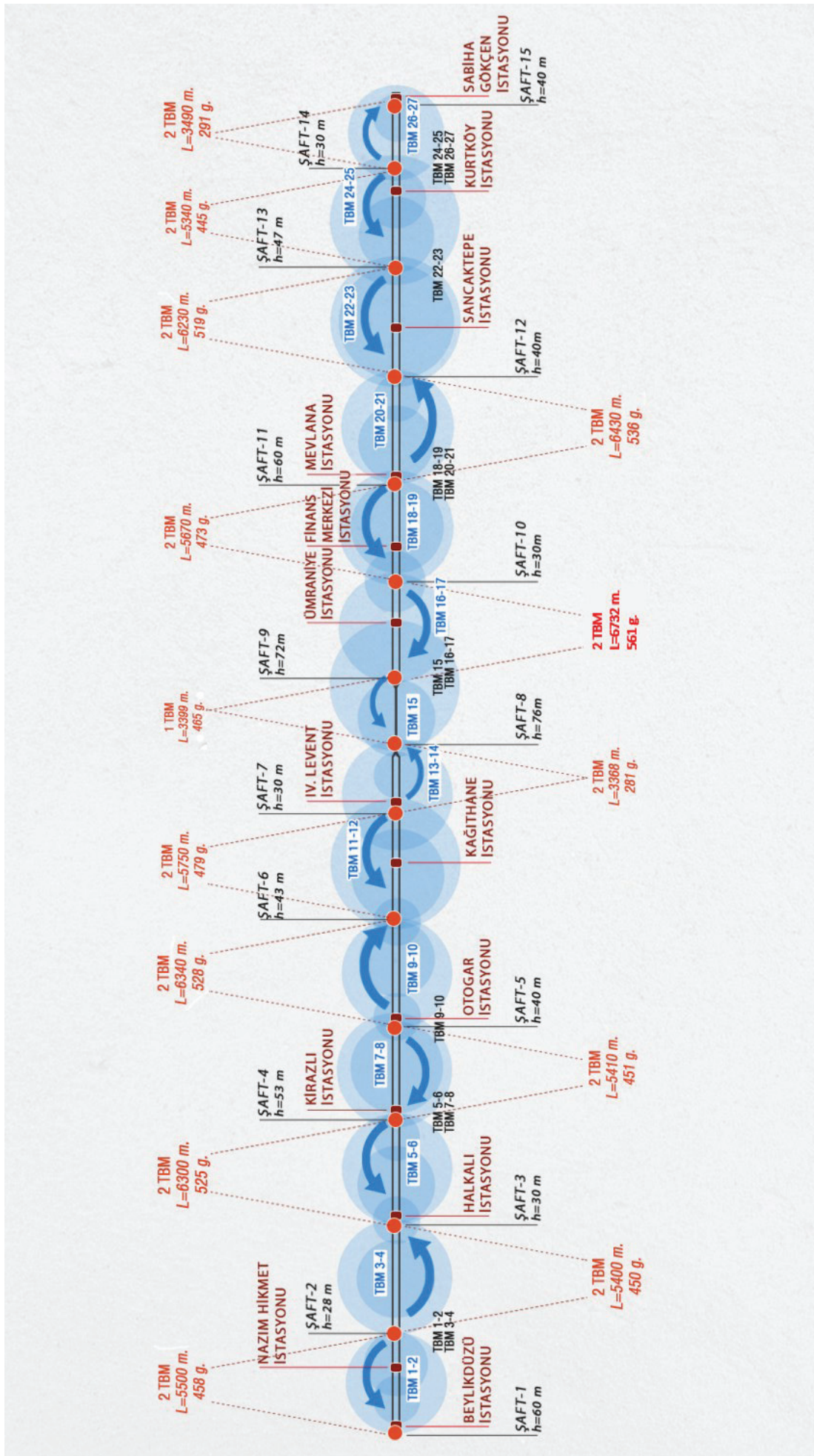
geçilerek tamamlanmaktadır. TBM-16 ve TBM-17, TBM İşletme Şaftı-10'dan başlayıp azalan kilometre yönünde Ümraniye istasyonunu geçerek toplam 561 günde 6732 m tamamlayarak TBM İşletme Şaftı-9'dan çıkmaktadır. Mevlana istasyonu şantiyesinde bulunan TBM İşletme Şaftı-11'den çalışmaya başlayan TBM-18 ve TBM-19, azalan kilometre yönünde Finans Merkezi istasyonunu geçip 473 günde 5670 m kazıyı tamamlayarak TBM İşletme Şaftı-10'dan çıkmaktadır. Yine aynı shaftan kazıya başlayan TBM-20 ve TBM-21, artan kilometre yönünde 536 günde 6430 m ilerleyerek TBM Çıkış Şaftı-12'den çıkmaktadır. TBM İşletme Şaftı-13'ten azalan kilometre yönünde kazı işlemine başlayan TBM-22 ve TBM-23, Sancaktepe istasyonunu geçerek toplam 519 günde 6130 m yol katederek TBM Çıkış Şaftı-12'den çıkmaktadır. TBM İşletme Şaftı-14'ten başlayan TBM-24 ve TBM-25, Kurtköy istasyonundan geçip toplam 445 günde 5340 m kazı imalatını tamamlayarak TBM İşletme Şaftı-13'ten çıkmaktadır. Son olarak, yine aynı TBM İşletme Şaftı-14'ten artan kilometre yönünde kazıya başlayan TBM-26 ve TBM-27, son istasyon olan Sabiha Gökçen istasyonundaki TBM Çıkış Şaftı-15'te toplam 291 günde 3490 m sonunda imalatlarını tamamlamaktadır.

Ayrıca, boğaz geçişinde uzunluğu yaklaşık 335 m olan zayıf zon kritik bölgesinden geçişinde Slurry tipi TBM'in segman imalatı sırasında iki adet esnek derz kullanılacaktır. Tünel genel olarak birkaç ufak fayın kestiği alanların ve orta kısımlarda bulunan Boğaz'ın geniş yumuşak zemin çökellerin dışında kaya formasyonlarında konumlanmıştır. Deprem sırasında kaya ve zemin deformasyonları arasında büyük farklılık olması ön görülmektedir. Bu sebeple, iki adet esnek derz kayadan zemine geçiş bölgesine monte edilecektir. Bu sismik derzler iki farklı jeolojik koşul arasındaki ilgili yer değiştirmeyi ve sismik koşullar altında ilerleme yönünde baskıyı yok etmeye destek olacaktır.

SONUÇ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Projeler Müdürlüğü tarafından yakın zamanda yapılması planlanan 74,5 km uzunluğundaki HIZRAY Projesi, Anadolu ve Avrupa yakasının iki uç noktası arasında hızlı, ekspres metro hattı ulaşım projesi olarak planlandı. Uzun, titiz tasarım süreci ve optimizasyon çalışmaları ile; HIZRAY, giderek zenginleşen İstanbul raylı sisteminin ana arteri olacaktır. HIZRAY sayesinde İstanbulluların zamandan tasarruf etmesini sağlanacak ve İstanbul daha konforlu ve daha yaşanabilir bir şehir haline gelecektir.

Dolayısıyla İstanbul'a değer katacak HIZRAY projesinin yapım aşamalarının da şehrin dokusuna zarar vermeyecek şekilde planlanması gerekmektedir. Bu konuda projenin en önemli iş kalemi olan TBM kazı operasyonları titizlikle planlanmıştır. TBM işletme sahaları ve TBM giriş-çıkış shaft lokasyonları lojistik olarak özenle seçilmiş, çalışma alanları ve mobilizasyonlar çalışılmıştır. Toplamda 9 adet TBM İşletme shaftı ile 26 adet EPB tipi ve 1 adet Slurry tipi TBM işletilecek olup, en kritik TBM aktivitesi 561 gün olarak ön görülmüştür.



Şekil 8. HIZRAY TBM senaryosu özeti

KAYNAKLAR

- Arpat, E., 1999, Büyükçekmece ile Küçükçekmece (İstanbul) Heyelanlarının Genel Özellikleri ve Yarattıkları Başlıca Sorunlar: 52. Türk.Jeol. Kurultayı Bildiriler Kitabı, Ankara, 17-23
- İBB Faaliyet Raporu, 2022
- İBB Hızray Proje çalışması, 2022
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi, 2020-2024 Stratejik Planı.
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İmar ve Şehircilik Daire Başkanlığı, Şehir Planlama Müdürlüğü, 2009, 1/100.000 Ölçekli İstanbul Çevre Düzeni Planı Raporu, İstanbul.
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi, Ulaşım Daire Başkanlığı, Ulaşım Planlama Müdürlüğü, 2011, İstanbul Ulaşım Ana Planı (İUAP), İstanbul.
- Özgül, N, 2005, İstanbul İl Alanının Genel Jeoloji Özellikleri: İstanbul Büyükşehir Belediyesi Planlama ve İmar Daire Başkanlığı, 78 s. (yayımlanmamış)
- Yurtsever, A., 1996, İstanbul Yarımadasının (1/50.000 ölçekli haritasının) jeolojisi. MTA Rap. No. 9989, Ankara.
- <https://e-berk.com/tr/tunel-acma-makinesi/>
- <https://surdurulebilirulasim.istanbul/>
- https://www.googleadservices.com/pagead/aclk?sa=L&ai=DChcSEwjsjsKI3f_AhUV3FEKHVFLBAUYABAAGgJ3cw&oHost=www.google.com&cid=CAASJORo6Pz8NNI1yIL10Y_eaLg8CUCcRXRErpbIx3jDdaEg8pig&sig=AOD64_36P3RRIKBcBluHQvyq_eUrmxYP8g&q&adurl&ved=2ahUKEwiFo7u13f_AhVRQ_EDHRjvBtMQ0Qx6BAGJEAM

Metro Tünel Projelerinde Deprem ve Tasarım Parametreleri

Earthquake and Design Parameters in Metro Tunnel Projects

M. Çeri

İstanbul Büyükşehir Belediyesi Anadolu Yakası Raylı Sistem Şube Müdürlüğü, İstanbul

A. Doğru

Emay Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., İstanbul

ÖZET: Türkiye deprem ülkesi olması sebebi ile İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Daire Başkanlığı Raylı Sistem Projeler Müdürlüğü olarak tüm projelerimizde Deprem tasarım parametreleri en önemli konu olarak ele alınmaktadır.

Bu çalışma Metro Tünel projelerinde Deprem tasarım parametreleri hakkında geniş bilgi vermek amacıyla hazırlanmıştır.

ABSTRACT: Since Turkey is an earthquake country, as the Istanbul Metropolitan Municipality Rail System Department Rail System Projects Directorate, earthquake design parameters are considered as the most important issue in all our projects.

In this study, it is aimed to give extensive information about earthquake design parameters in Metro Tunnel projects.

1 GİRİŞ

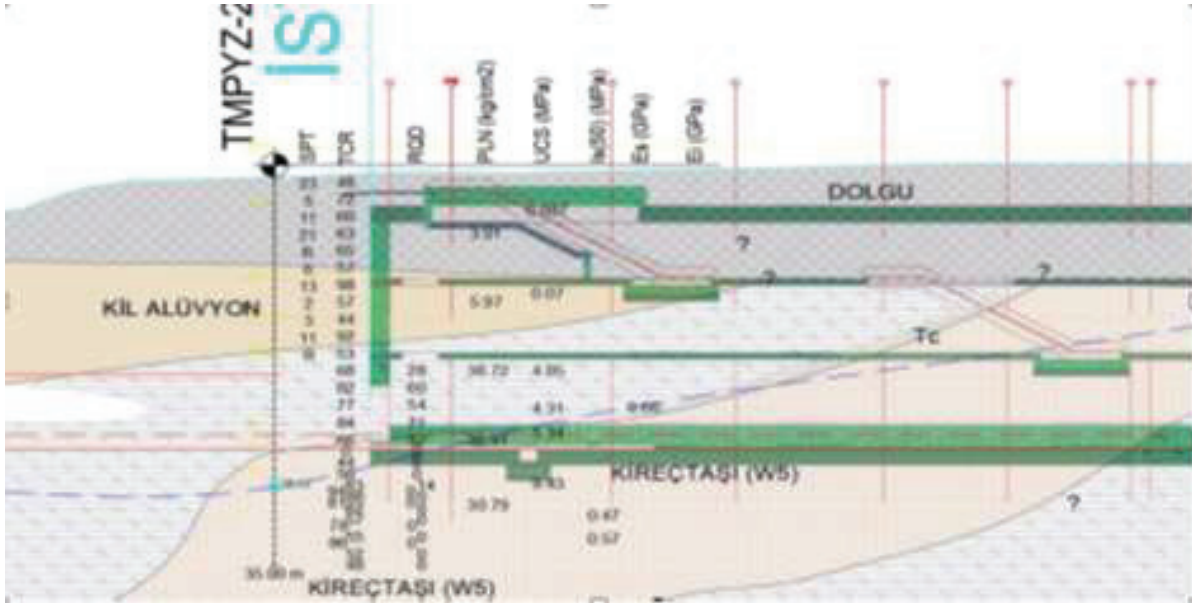
Üzerinde yaşadığımız yer kabuğu ya da diğer adıyla litosfer, dış biçimini ve iç yapısını sürekli olarak değiştiren canlı bir varlık gibidir. Hızlı veya yavaş olarak gelişen hareketleri içinde besler. Bizler, günlük yaşamımızda bu hareketliliğin ve değişikliğin büyük bir bölümünden haberdar olamayız. Kıta oluşturan hareketler olarak tanımlanan sürekli ve yavaş hareketlerin büyüklüğü yılda 1-10 mm kadardır. Yüzbinlerce, milyonlarca yıl sürmektedir. Ancak insanlar tarafından dehşetle duyulan ve saniyelerle ölçülecek süreler içinde gelişen hızlı yer kabuğu hareketleri vardır ki bunları da deprem olarak adlandırıyoruz. Yani yeryüzünde duyulan ve kökeni doğal nedenler olan yer sarsıntılarına deprem veya zelzele denir. Depremler, çoğunlukla büyük elastiki kırıklara bağlı olarak gelişirler. Bu elastiki kırıklara da fay denir. Fay hattının iki ucunda biriken enerji, kütlelerin direncini aşınca kırık boyunca kaymalar oluşmakta ve sonuçta deprem olayı meydana gelmektedir. Türkiye'de Kuzey Anadolu Fay Hattı ve Doğu Anadolu Fay Hattı ve Batı Anadolu Fay Hattı olmak üzere toplamda 3 büyük fay hattı bulunuyor.

Türkiye deprem ülkesi olması sebebi ile İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Daire Başkanlığı Raylı Sistem Projeler Müdürlüğü olarak proje aşamasında olan projelerimizde Deprem tasarım parametreleri en önemli konu olarak ele alınmaktadır. Deprem tasarım parametreleri ve yöntem modelleri bildiri akışında detaylı bir şekilde ifade edilmiştir.

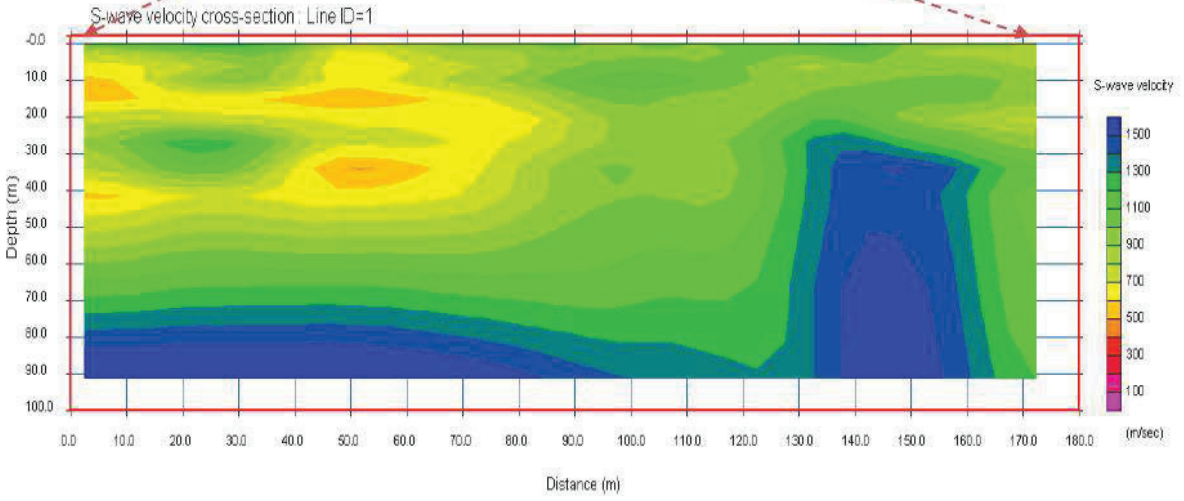
2 METRO AÇ-KAPA İSTASYON YAPILARI VE TÜNEL YAPILARI DEPREM TASARIM KRİTERLERİ

Aç-Kapa yapıları ve tünel yapılarının depreme karşı gösterdiği davranışlar yapının boyutları, derinliği, sistemi, kullanılan malzemenin ve bulunduğu zeminin özellikleri, depremin büyüklüğü ve süresi gibi birçok etkene bağlı olarak meydana gelir. Yeraltı yapısının olası deprem esnasında nasıl bir tepki göstereceğini hesaplanabilmesi için öncelikle etki etmesi öngörülen tasarım depremin, yeraltı yapısının bulunduğu zeminde nasıl bir etki oluşturacağını iyi bir şekilde irdelenmesi gerekir. Çünkü deprem hareketleri zeminin cinsine ve özelliklerine göre farklı gerilmeler ve yer değiştirmeler oluşturur. Bununla beraber zemin ve yeraltı yapısının etkileşiminin nasıl olduğunun incelenmesi oldukça önemlidir.

Gömülü yapılarda özellikle yukarıda ifade edildiği gibi zemin yapı etkileşiminin hakim olduğu hareket söz konusudur. Metro istasyon ve tünel yapılarına ait çalışmalar öncelikle olarak güzergah belirlenmesi ile beraber hat boyunca zemin profilini net bir şekilde oluşturacak mesafede sondaj çalışmaları yapılmaktadır. Analiz aşamasında kullanılacak olan parametrelerin belirlenmesinde, sondaj verileri doğrultusunda detaylı hatta ait Jeolojik – Jeoteknik Etüt ve Geoteknik Parametre raporu hazırlanmaktadır. Tüm hattı içeren Jeolojik profili oluşturularak tünellerin ve istasyonların bulunduğu kota göre hangi zemin bölgesinden geçtiği belirlenmektedir. Buna bağlı olarak hat boyunca örtü kalınlığı, formasyon ve yeraltı su seviyesi belirlenmiş olmaktadır. Her bölge için kritik olan idealize zemin profili oluşturulmaktadır. Bu idealize zemin profiline göre analizde kullanılacak olan zemin parametreler belirlenmektedir. Bunun yanı sıra jeofizik çalışmalar ile ortaya çıkan zemin profili desteklenerek sismik tasarım için en önemli parametrelerden biri olan uygun V_{s30} değeri belirlenmektedir.



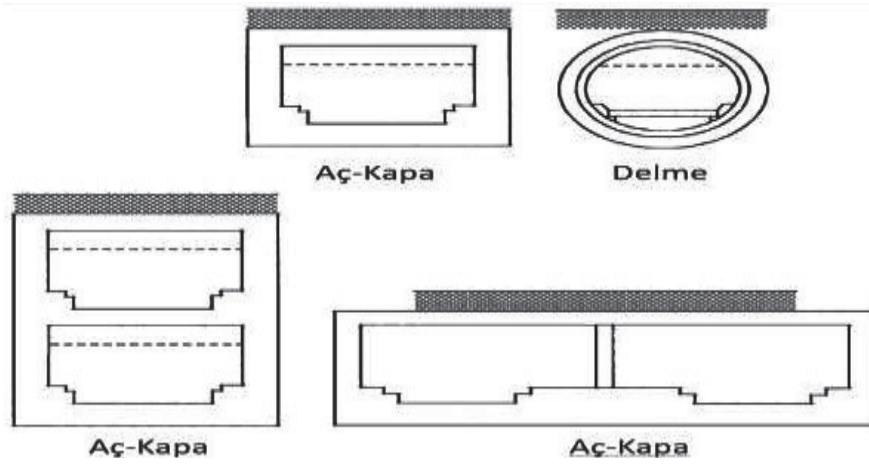
Şekil 1. Örnek jeolojik kesit



Şekil 2. Örnek jeofizik çözüm

Metro Projelerinde Yer Alan Tünel/Yeraltı yapıları iki ana kategoriye ayrılabilir:

- Çok katlı, büyük boyutlu yeraltı yapıları (örneğin metro istasyonları, otoparklar) ve
- Uzun yeraltı yapıları (tüneller).



Şekil 3. Yeraltı yapılarının tipik en kesitleri

3 YERALTI YAPILARININ GENEL TASARIM İLKELERİ

Yeraltı yapılarına etkiyen yükler; toprak ve su basıncı, zati yükler, sürşarj yükleri, hareketli yükler, deprem yükleri ve araç yükleridir.

Yeraltı yapılarının deprem etkilerine karşı koyabilecek şekilde projelendirilmeleri ve inşaları için belirli deprem düzeylerine karşı gelen performans hedeflerinin sağlanması gerekmektedir.

Tünellerin ve yeraltı yapılarının deprem davranışı yer hareketi ivmelerinden kaynaklanan atalet kuvvetlerinden ziyade, zemin-yapı ortamının kinematik davranışı (yerdeğiştirmeleri) tarafından kontrol edilmektedir. Bu açıdan, tünel ve diğer yeraltı yapılarının tasarımında yerdeğiştirme esaslı tasarımlar ön planda olmalıdır.

Tünel ve diğer yeraltı yapılarının deprem davranışını genelde zemin ortamı ve yapı kesiti yanal rijitliklerinin oranı ve zemin-yapı ara yüzü fiziksel özellikleri tarafından etkilenir ve yeraltı yapıları içinde buldukları zemin ortamında bir deprem sırasında veya başka nedenle meydana gelen yerdeğiştirmelere uymaya çalışırlar. Özellikle yumuşak zemin ortamlarında yer alan tünellerin deprem davranışlarında yapı-zemin etkileşimi önemli rol oynar ve deprem tasarımlarında göz önüne alınmalıdır.

Deprem sırasında tünel gibi uzun yeraltı yapıları boyuna yönde çekme, basınç ve eğilmeden kaynaklanan deformasyonlara maruz kalır. Boyuna yöndeki deformasyonlar aynı yönde yayılan deprem dalgalarının yayılım etkisinden ve özellikle değişik zemin ortamlarından geçerken meydana gelen asenkron (eş-zamansız) etkilerden kaynaklanır.

Enine yönde ise kesitte, özellikle düşey yönde yayılan SH dalgalarından kaynaklandığı kabul edilen, enkesit deformasyonları (daireysel kesitte ovalleşme ve dikdörtgen kesitte ise yamulmalar) meydana gelir.

Yapının zemine göre göreceli olarak daha rijit olduğu durumlarda zemin ortamı ile yapı etkileşiminin etkisi dikkate alınmalıdır. Tünellerin kesişmesi, tünel güzergâhı boyunca zemin ortamındaki ani değişiklik ve tünellerin istasyon binası veya havalandırma bacası gibi rijit yapılarla birleşmesi durumlarında özel değerlendirmelerin yapılması ihtiyacı çıkar.

Yapısal rijitlikte veya jeoleoji/zemin şartlarındaki ani değişiklikler nedeni ile kaynaklanacak farklı gerilme ve birim şekildeğiştirme ile ilgili sorunların çözümleri için; deprem derzleri ve/veya yeterli dayanım ve sünekliliğe sahip bağlantılar gerekir.

Fay atımı, sıvılaşma, şev şev stabilite sorunları veya diğer zemin problemlerinden kaynaklanan zemin yenilmesi etkileri (kalıcı yerdeğiştirmeler) gerek tünel güzergâhı ve yeraltı yapısı konumunun seçiminde ve gerekse bu yapıların tasarımı açısından çok önemlidir. Aktif fay hatlarını kesen tünellerde depremde büyük deformasyon ve süreksizliklerden kaynaklanan hasarlar görülebilir. Tünel güzergâhlarının aktif (veya aktif faylarla mekanik ilişkisi olan) fayları kesmeyecek şekilde seçilmesi esastır.

4 DEPREM TEHLİKESİ VERİLERİ

Metro hattı çalışmalarında diğer önemli tasarım adımı deprem yüklerinin belirlenmesidir. Her metro projesi için o hatta özgü deprem etüt raporu hazırlanmaktadır. Hattın güzergah boyunca geçtiği bölgelerine ait özel "Tasarım Bazlı Yer Hareketlerinin Belirlenmesi (Sismik Rapor)" Deprem konusunda uzman hocalarımız hazırlanmaktadır. Burada elde edilen değerlere göre deprem hesabı İstasyon ve Tünellerde uygulanarak tasarım tamamlanmaktadır.

Yeraltı yapılarında, meydana gelen deprem hareketlerinin özelliklerine ve bu hareketlerin yapının eksenine aynı doğrultuda ya da yapı eksenine dik doğrultuda olmasına göre üç farklı türde şekil değiştirme görülür. Bu şekil değiştirmeleri;

- Eksenel esneme ve sıkışma
- Boyuna eğilme (bükülme)
- Ovalleşme (kırılma)

olarak sıralayabiliriz. (Owen ve Scholl, 1981).

5 DEPREM HAREKET DÜZEYLERİ

“Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapılarının Tasarımı İçin Esaslar” Yönetmeliği kapsamında üç farklı deprem yer hareketi düzeyi tanımlanmıştır.

5.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)

DD-1 Deprem Yer Hareketi, tünel/yeraltı yapısının ekonomik ömrü olan 100 yıl içinde aşılma olasılığının %4 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 2475 yıl olduğu probabilistik deprem yer hareketi düzeyini tanımlamaktadır. Bu deprem yer hareketi, en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılacaktır.

5.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)

DD-2 Deprem Yer Hareketi, tünel/yeraltı yapısının ekonomik ömrü olan 100 yıl içinde aşılma olasılığının %20 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 475 yıl olduğu probabilistik deprem yer hareketi düzeyini tanımlamaktadır. Bu deprem yer hareketi, tasarım deprem yer hareketi olarak da adlandırılacaktır.

5.3 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2a (DD-2a)

DD-2 Deprem Yer Hareketi, tünel/yeraltı yapısının ekonomik ömrü olan 100 yıl içinde aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 144 yıl olduğu probabilistik deprem yer hareketi düzeyini tanımlamaktadır.

6 YERALTI YAPILARI RİSK SINIFLARI

Tünel/yeraltı yapılarının Risk Sınıfı, İdare tarafından, deprem sonrası oluşabilecek ulaşım kesintisi kaynaklı insani, stratejik, sosyal ve mali risk boyutları göz önüne alınarak belirlenecektir. Aksi belirtilmediği sürece metro projeleri RS-1 (Normal Riskli Tünel/Yeraltı Yapıları) olarak tasarlanmaktadır.

RS-1 – Normal Riskli Tünel/Yeraltı Yapıları (Tüm metro sistemleri, Karayolu ve Demiryolu Tünelleri)

RS-2 – Yüksek Riskli Tünel/Yeraltı Yapıları (İdare tarafından belirlenecek, istisnai önem ve stratejik özelliğe sahip olan yapılar)

7 PERFORMANS HEDEFLERİ

7.1 Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Hedefi

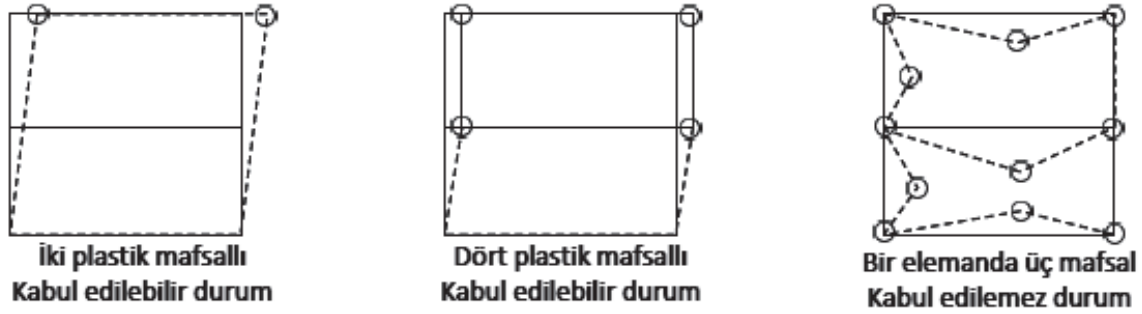
Tünel/Yeraltı Yapısı doğrusal-elastik olarak davranacak ve yapısal unsurlarında sadece ihmal edilebilir düzeyde minimum hasar oluşacaktır. Tünel/Yeraltı Yapısı deprem sonrası incelendikten sonra hizmete devam edecektir.

7.2 Sınırlı Hasar (SH) Performans Hedefi

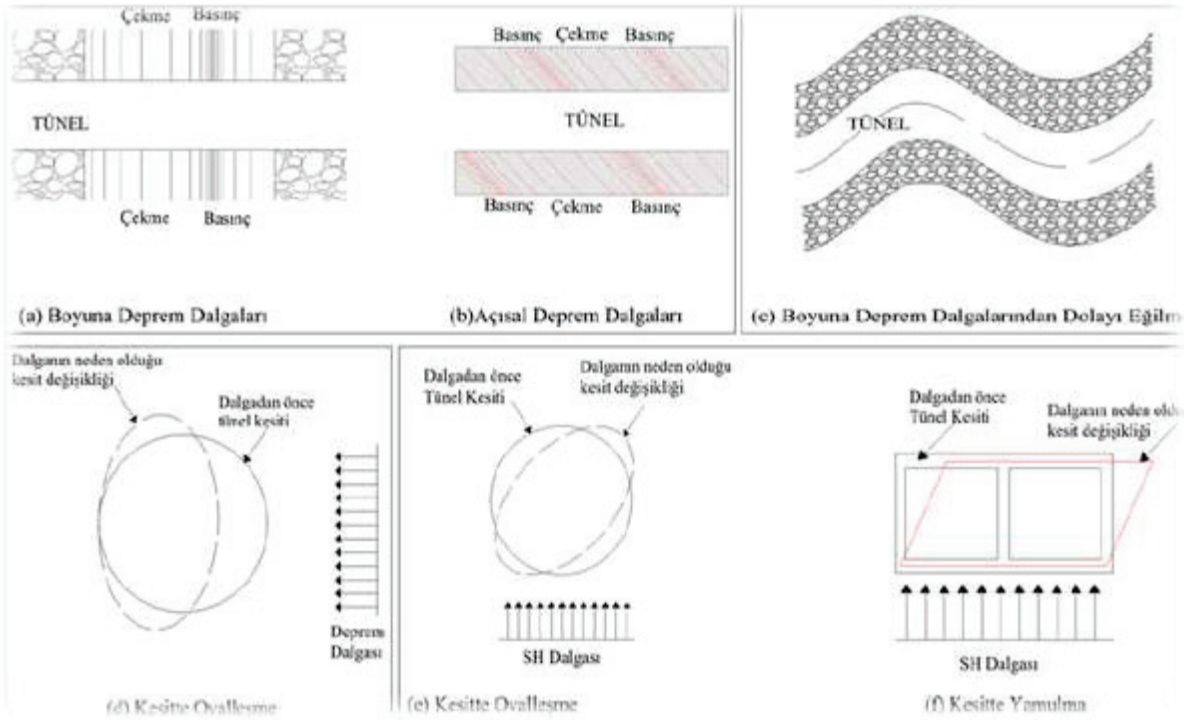
Tünel/Yeraltı Yapılarının ana yapısal unsurlarında sınırlı düzeyde hasar meydana gelecek ve doğrusal olmayan davranış sınırlı kalacaktır. Onarımın yapılmasını takiben, Tünel/Yeraltı Yapısı çok kısa sürede hizmete alınacaktır.

7.3 Kontrollü Hasar (KH) Performans Hedefi

Tünel/Yeraltı Yapılarının ana yapısal unsurlarında, can emniyetini sağlayacak ve su basması meydana gelmeyecek düzeyde ağır olmayan ve onarılması mümkün olan kontrollü hasar oluşabilecektir. Hasarların onarımın yapılmasını takiben, Tünel/Yeraltı Yapısı tekrar hizmete alınabilecektir.



Şekil 4. Aç-Kapa istasyon yapılarında plastik mafsallaşma durumları



Şekil 5. Tünel/yeraltı yapıları deprem deformasyon tipleri

Çizelge 1. Değişik deprem yer hareketi düzeyleri ve Risk Sınıflarına karşı gelen Performans Hedefleri

Deprem Hareketi Düzeyi	Yer	Normal Risk Sınıfı (RS-1)		Yüksek Risk Sınıfı (RS-2)	
		Performans Hedefi	Hesap/Tasarım Yöntemi	Performans Hedefi	Hesap/Tasarım Yöntemi
DD-2a (144 yıl)		Kesintisiz Kullanım	A-Tipi	-	-
DD-2 (475 yıl)		-	-	Kesintisiz Kullanım	B-Tipi
DD-1 (2475 yıl)		Kontrollü Hasar	B-Tipi	Sınırlı Hasar	C-Tipi

8 UYGULANACAK HESAP/TASARIM YÖNTEMLERİ

8.1 A-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri

8.1.1 Enine Yönde (Tüneller ve Diğer Yeraltı Yapıları)

Dairesel kesitli tünellerde ovalleşme ve dikdörtgen kesitli tünel ve diğer aç-kapa yeraltı yapılarında yamulma hesabı için, serbest-saha zemin yerdeğiştirmesine dayalı, zemin-yapı etkileşimini göz önüne almayan, basitleştirilmiş kapalı form tasarım yöntemidir.

8.1.2 Boyuna Yönde (Tüneller)

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için basitleştirilmiş çözümler. Boyuna yönde kuvvetler, moment ve yerdeğiştirme için, zemin-yapı etkileşimini göz önüne almayan, kapalı form denklemlere dayalı tasarım yöntemidir.

8.2 B-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri

8.2.1 Enine Yönde (Tüneller ve Diğer Yeraltı Yapıları)

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için, özel zemin davranış hesapları (Madde 2.4 ve TBDY,2018, Bölüm 16.5). Dairesel kesitli tünellerde ovalleşme hesabı için, zemin yapı etkileşimini göz önüne alan analitik kapalı form çözümlerdir. Dikdörtgen kesitli tünel ve diğer yeraltı yapılarında yamulma hesabı için: Sıkışabilirlik Oranı, Esneklik Oranı ve Yamulma Katsayısına bağlı tasarım yöntemidir.

8.2.2 Boyuna Yönde (Tüneller)

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için basitleştirilmiş çözümler. Boyuna yönde kuvvetler, moment ve yerdeğiştirme için, zemin-yapı etkileşimini göz önüne alan, kapalı form denklemlere dayalı tasarım yöntemidir.

8.3 C-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri

B-Tipi Hesap/Tasarım Yöntemleri'ne ilave olarak:

8.3.1 Enine Yönde (Tüneller ve Diğer Yeraltı Yapıları)

Serbest-saha zemin ortamı yerdeğiştirme hesabı için özel zemin davranış hesapları (Madde 2.4 ve TBDY, 2018, Bölüm 16.5). Zemin ortamı serbest saha yerdeğiştirme hesabı sonlu eleman/fark modeline dayalı yöntemler. Winkler modeline dayalı eşdeğer-statik ve eşdeğer-

dinamik yöntemler. Sayısal eşdeğer-sonlu eleman ve farklar modellemesine dayalı tasarım yöntemidir.

8.3.2 Boyuna Yönde (Tüneller)

Winkler modeline dayalı eşdeğer-statik ve eşdeğer-dinamik yöntemler. Sayısal eşdeğer-sonlu eleman ve farklar modellemesine dayalı tasarım yöntemidir.

8.3.1.1 Aç-Kapa İstasyon Yapılarında Tasarım Yöntemi (Mevcut Projelerde Uygulanan)

Zemin verileri kullanılarak zeminin efektif kayma dalgası ilerleme hızı $V_s (=V_{s30})$ belirlenir. Yapının bulunduğu alana özel hazırlanan sismisite raporu kullanılarak, sahaya özel V_s değerlerine ve deprem senaryolarına uygun olan tekrarlanma sürelerine göre maksimum yer hızı; $V_g (=PGV)$ seçilir.

Zeminin kayma modülü(1) ve kayma birim uzaması hesaplanır(2).

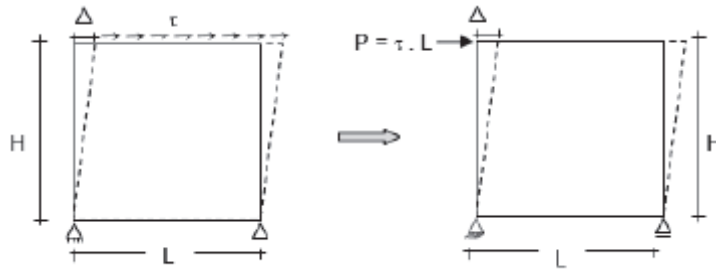
$$G_{soil} = \gamma_g V_s^2 / g \quad (1)$$

$$\gamma_{soil} = V_g / V \quad (2)$$

Deprem dalgasının düşey yayılımı ile tünel kotunda oluşacak serbest alan kayma uzaması (deformasyon), $\Delta_{free-field}$ hesaplanır. (3)

$$\Delta_{free-field} = \gamma_{soil} x H \quad (3)$$

Yapının kayma modülü hesaplanır.



$$G_{str} = \frac{P_{unit}}{\frac{\Delta}{H}} \quad ; \quad \gamma_{unit} = \frac{\Delta}{H}$$

1 kN'luk birim noktasal tepe yükü için;

$$G_{str} = \frac{1}{\gamma_{unit} \cdot L}$$

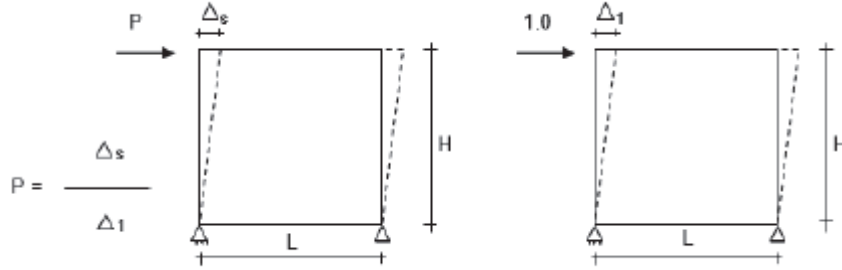
Yapının kayma birim uzaması hesaplanır.

$$G_{str} \times \gamma_{str} = G_{soil}(\gamma_{soil} - \gamma_{str}) + G_{soil} \times \gamma_{soil}$$

$$\rightarrow \gamma_{str} = 2x(G_{soil} / G_{str}) / (1 + G_{soil}/G_{str}) \times \gamma_{soil}$$

Yapının zeminle uyumlu olarak yapacağı deplasman hesaplanır. Bu deplasman Hashhash'ın makalesinde yapılan değerlendirmelere göre, zeminin serbest alan deformasyonunun 2 katını geçmemelidir.

$$\Delta_{str} = \gamma_{str} x H < 2x\Delta_{free-field} \quad (4)$$



Şekil 6. Basit çerçeve analiz modeli

Hesaplanan yapısal deplasmanı yaratacak kuvvetlerin yapıya etkimesi durumunda yapıda oluşacak etkiler yapısal analizlerle hesaplanır.

Sözü edilen deplasmanın hesaplanması sırasında Şekil 6'da gösterildiği biçimde üçgen kuvvet dağılımı ya da çizgisel yük dağılımı olarak analiz modeline uygulanacaktır.

Burada;

- γ_g : Zemin birim hacim ağırlığı
- V_s : Efektif kayma dalgası ilerleme hızı; (m/s)
- $\Delta_{free-field}$: Zemin serbest alan kesme şekil değiştirmesi; (m)
- Δ_{str} : Dikdörtgen tünelin beşik hareketi (racking) deformasyonu; (m)
- γ_{soil} : Zemin ya da kayanın maksimum serbest alan kesme uzaması
- H : Tünel Yüksekliği; (m)
- V_g : Depremde yer hızı; (m/s)
- G_{soil} : Zemin ya da kayanın kayma modülü; (kPa)
- G_{str} : Yapının eşdeğer kayma modülü; (kPa)
- L : Dikdörtgen tünelin genişliği; (m)
- δ_{unit} : Dikdörtgen tünelin 1 metre genişliğindeki birim kesitin tepesine uygulanacak 1 kN'luk birim noktasal yük altında hesaplanacak deplasman olup yapısal analizlerle hesaplanır.

Yeraltı yapıları için yukarıda tanımlandığı biçimde belirlenen elastik deprem yükleri altında yapı elemanlarında oluşan kuvvet ve etkiler, her bir deprem senaryosu için ilgili Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı "R" kullanılarak azaltılacak ve tasarıma esas alınacaktır.

9 DEPREM YÜKLERİNİN HESAPLANMASI

- Tabakalara ait zemin yükseklikleri ile kayma dalgası hızları jeolojik ve geoteknik çalışmalarla geoteknik hesap raporunda belirlenmiştir. $V_{s,ort}$ (Ortalama kayma dalgası hızı) ASCE 7-10 Bölüm 20.4.1'e göre hesaplanmıştır.

$$V_{s,ort} = \frac{\sum_{i=1}^N h_i}{\sum_{i=1}^N V_{si}} \quad (\text{m/s})$$

ASCE 7-10 Denk. 20.4-1

h_i = Tabaka kalınlığı (m)

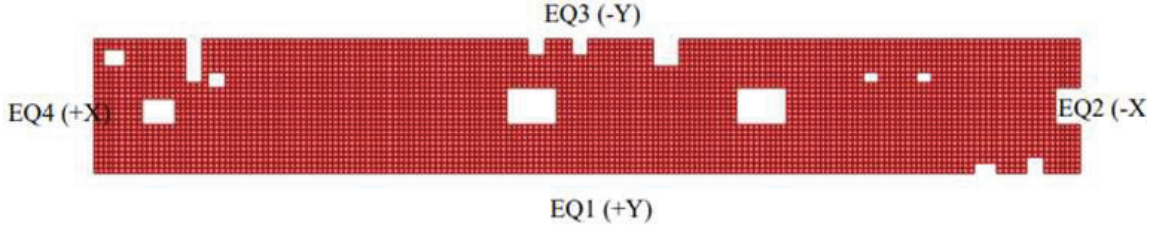
$V_{s,ort}$ = Ortalama kayma dalgası hızı (m/s)

- Birim yükleme kat yüksekliğine göre dört yönde (+X,-X,+Y,-Y) ayrı ayrı yapıya etkililir. (1 kN/m)

Tablo 4 Hat Boyunca Yapılan Sismik Kıstma Ölçülerine Ait Değerlendirme Sonuçları

Ölçüm No	Ölçüm Yeri	Tabaka No	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Derinlik m	E kg/cm ²	K kg/cm ²	T_0 (sn)	V_{s10} m/sn	Zemin Bü yükmesi
1	Çobançeşme İst.	1	648	167	7,30	1419	4611	0,64	252	2,46
		2	1518	274	16,9	4294	28849			2,77
		3	2300	327	33,4	6681	72580			
2	Çobançeşme İst.	1	690	148	5,40	1144	5365	0,65	260	2,42
		2	1544	277	16,70	4392	4392			2,69
		3	2484	348	31,20	7690	7690			
3	Sefaköy İst.	1	503	195	3,91	1819	2485	0,53	355	2,08
		2	1037	326	18,07	5559	11910			2,09
		3	2178	456	28,57	12635	62771			
4	Sefaköy İst.	1	406	228	5,73	2167	1292	0,56	316	2,15
		2	1120	313	14,73	5243	14340			2,22
		3	1744	368	28,93	7908	38496			
5	Cennet İst.	1	32	222	5,47	1785	693	0,60	298	2,23
		2	1558	311	14,71	5549	30285			2,35
		3	2046	331	32,21	6635	55682			
6	Cennet İst.	1	468	210	3,62	2027	2015	0,55	336	2,07
		2	1257	322	13,45	5666	18583			2,08
		3	1665	399	33,95	9123	34340			
7	Küçükçekmece İst.	1	416	157	3,37	1173	1698	0,79	232	2,59
		2	821	210	14,43	2290	7557			3,02
		3	1148	282	44,28	4324	15400			
8	Küçükçekmece İst.	1	719	203	4,62	2113	5638	0,75	249	2,49
		2	1418	241	14,42	3290	25005			2,81
		3	2269	272	38,12	4628	70844			

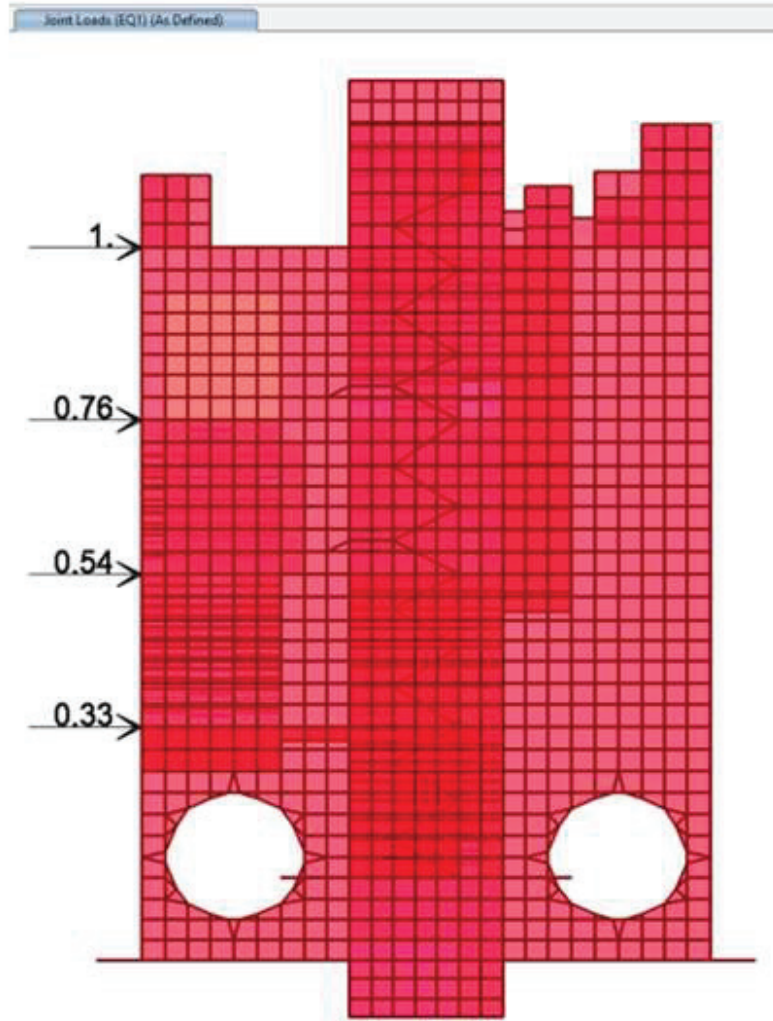
Hesaplanan deprem yükleri kat seviyelerinden istasyona X ve Y yönü için aşağıdaki gibi etkilmiştir.



Tablo 4. Birim Yükleme Oranları

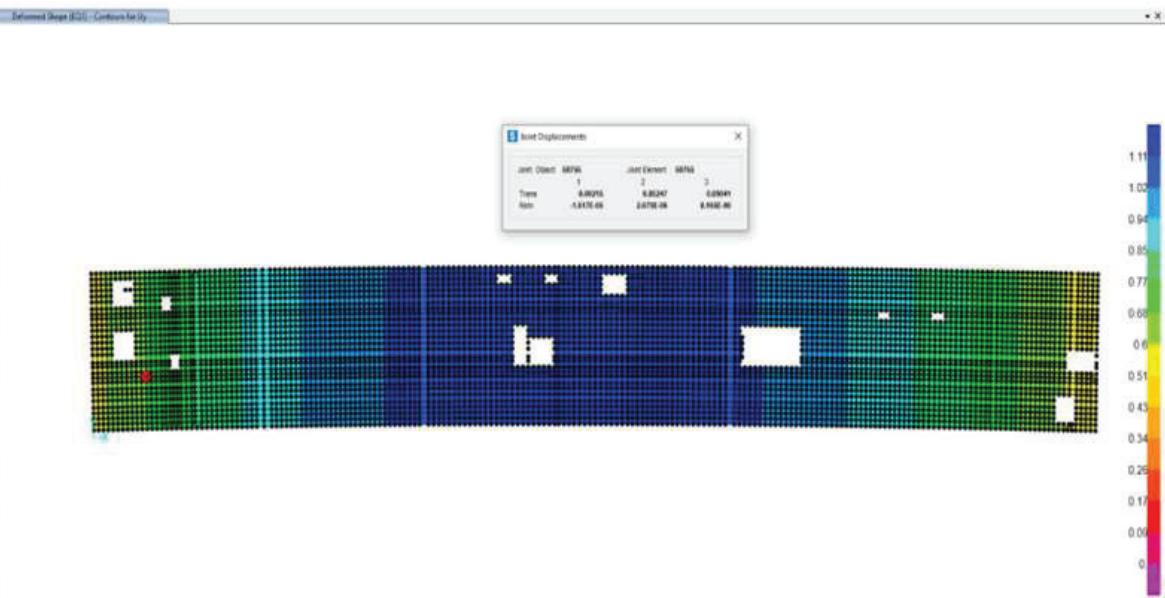
Kat	h (m)	Oran
4	7.6	1.000
3	6.8	0.758
2	6.8	0.541
1	10.2	0.3248

Toplam: 31.4



- Birim yükleme (1 kN/m) sonucunda elde edilen birim deplasman değerlerine göre yapı bilgileri, zemin ve deprem parametrelerinden gerçek deplasman değeri elde edilir. Gerçek deplasman değeri yapıya dört yönde(+X,-X,+Y-Y) ayrı ayrı etkililir.

Şekil 6-36 : Birim yüklemeye ile oluşan Deplasman Değeri (mm)



Birim Deplasman Grafiği

- Deprem etüt raporundan DD-1 ve DD-3 deprem düzeyleri için yapının bulunduğu bölgeye özel $V_s=PGA$ (max yer hızı=m/s), belirlenir. PGA değeri gerçek deplasman değerinin bulunmasında kullanılır.

Tablo 4.3 DD-1 deprem düzeyi için proje hattı boyunca planlanan istasyon ve güzergahlar için $V_{s30}=760$ m/sn için olasılıksal spektral değerleri

İstasyon İsmi	PGA	PGV	S_0	S_1
ÇOBANÇEŞME İSTASYONU	0.77	57.81	1.9	0.56
SEFAKÖY İSTASYON	0.78	58.32	1.92	0.57
CENNET İSTASYONU	0.8	61.09	1.98	0.59
K.ÇEKMECE İSTASYONU	0.81	61.35	1.99	0.59

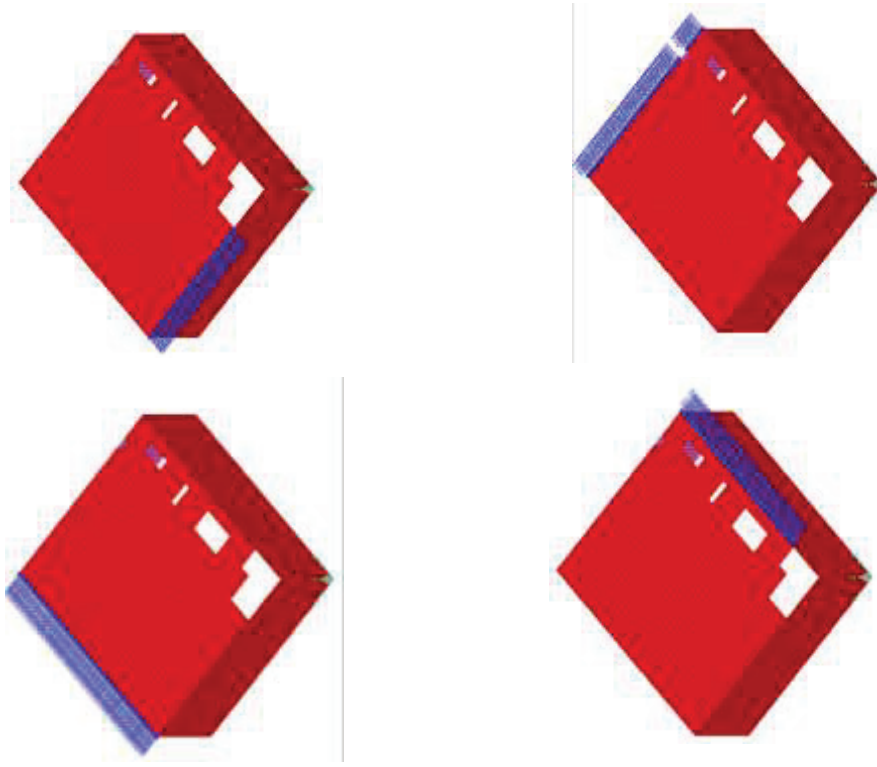
Tablo 4.6 DD-3 deprem düzeyi için proje hattı boyunca planlanan istasyon ve güzergahlar $V_{s30}=760$ m/sn için olasılıksal spektral değerleri

İstasyon İsmi	PGA	PGV	S_0	S_1
ÇOBANÇEŞME İSTASYONU	0.22	14.35	0.51	0.14
SEFAKÖY İSTASYON	0.22	14.36	0.52	0.14
CENNET İSTASYONU	0.23	14.66	0.53	0.14
K.ÇEKMECE İSTASYONU	0.23	14.66	0.53	0.14

Zemin Özellikleri / Ground Properties:		
γ	=	1,80 t/m ³ Zemin birim Ağırlığı / Soil Unit Weight
C_m	=	235 m/s Efektif Kayma Dalgası Hızı / Effective Shear Wave Velocity
ν_m	=	0,32 Poisson Oranı / Poisson Ratio
$G = \gamma * C_m^2 / g$	=	10133,03 t/m ² Efektif Zemin Kayma Modülü / Effective Soil Shear Modulus
Yapı Özellikleri / Structure Properties:		
H	=	31,40 m Yapı Yüksekliği / Height of Structure
h_{fill}	=	2,85 m Dolgu Yüksekliği / Fill Height
$H+h_{fill}$	=	34,25 m
σ_v	=	0,617 Mpa Düşey Toprak Basıncı / Vertical Soil Pressure
R_d	=	0,500 Stress Reduction / Azaltma Katsayısı
W	=	26,70 m Yapı Genişliği / Width of Structure
P_{unit}	=	1 t/m Birim Yükleme / Unit Load
Δ_s	=	6,49E-04 m Birim Yükleme Altında Yapıda Oluşan Deplasman / Displacement Formed Under Unit Load
$S_1 = P_{unit} / \Delta_s$	=	1,54E+03 t/m Yatay Racking Deplasmanı / Lateral Racking Deflection
$F = (G * W) / (S_1 * H)$	=	5,59 Fleksibilite Oranı / Flexibility Ratio
$R_r = \Delta_{structure} / \Delta_{free-field}$	=	2,13
MCE Depremi / MCE Earthquake:		
PGA - MCE	=	0,810 g Maksimum Yer İvmesi / Peak Ground Acceleration
γ_{max}	=	2,46E-03 Maksimum Kesme Gerilmesi / Maximum Shear Strain
$\Delta_{free-field} = H * \gamma_{max}$	=	0,0774
$\Delta_{structure} = R_r * \Delta_{free-field}$	=	0,165 m
$P_{MCE-line}$	=	254,25 t/m
$\text{Full-slip: } R_r = \frac{4(1-\nu_m)F_r}{2.5-3\nu_m+F_r}$ $\text{Non-slip: } R_r = \frac{4(1-\nu_m)F_r}{3-4\nu_m+F_r}$		
ODE Depremi / ODE Earthquake:		
PGA - ODE	=	0,230 g Maksimum Yer İvmesi / Peak Ground Acceleration
γ_{max}	=	7,00E-04 Maksimum Kesme Gerilmesi / Maximum Shear Strain
$\Delta_{free-field} = H * \gamma_{max}$	=	0,0220
$\Delta_{structure} = R_r * \Delta_{free-field}$	=	0,047 m
$P_{ODE-line}$	=	72,19 t/m

Deprem analizinden de anlaşılacağı üzere MCE Depremi ODE depremine göre daha kritiktir. Bu nedenle gerçek deplasman değeri olarak MCE Depreminin değeri dikkate alınacaktır.

- Gerçek deplasman değeri kat yüksekliğine göre kat hizalarına gelecek şekilde dağıtılarak dört yönde (+X,-X,+Y-Y) ayrı ayrı yapıya uygulanır.
- Gerçek deplasman değerlerine karşılık gelecek kat kesme kuvvetleri elde edilir. Kat kesme kuvvetleri yapıya etkilerek analiz yapılır. Analiz sonucunda yük kombinasyonlarına göre elde edilen Moment, Kesme Kuvveti ve Eksenel kuvvet (M,N,T) değerlerine göre seçilen kesitlerin yeterliliği belirlenir.



- Yapısal elemanların ebatları yeterli gelmez ise kesitler büyütülür ve tüm analiz tekrar edilir.
- Yapı çevresel suya maruz kalıyor ise yüzme tahkiki ile gerekli kesit kontroller yapılmalıdır.

10 SONUÇ – TARTIŞMA

Deprem ülkesi olarak gerekli tüm önlemleri alarak tasarımda da tüm yönleri ile ele aldığımız deprem hareketi minimum hasar ile atlatılacak düzeydedir.

Metro tünelleri uhdesinde devam eden Deprem konusuna bağlı Arge çalışmalarımız,

- TBM segmentlerin bağlantı bölgelerinde, farklı zemin koşullarına bağlı olarak bu bölgelerde zemin – deprem parametrelerinin belirlenerek bu senaryolara göre TBM segment bağlantı detayların oluşturulması
- Farklı zemin geçiş zonlarında Raylar üzerine deprem anında gelecek deplasman değerlerinin hesaplanması,

KAYNAKLAR

- Hashhash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I-C., 2001, Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and Underground Space Technology, ISSN 0886-7798, Volume 16, Issue 4, 247-293.
- Türkiye Karayolları ve Demiryolları Tünelleri ile Diğer Zemin Yapılarının Tasarımı için Esaslar, 2020.
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2018.
- School, O., National Technical Information Service, 1981, Earthquake Engineering Of Large Underground Structures, FHWA, Washington, D.C., 279 s

CONVENTIONAL TUNNELLING
KLASİK TÜNELCİLİK

Sıkışan Zeminlerde Tünel Destek Sistemi Tasarımı-Esnek Bir Dış Kemer mi, Rijit Bir Kaplama mı?

Tunnel Support Design in Squeezing Grounds, Flexible Lining or Rigid Lining

E.B. Aygar

Fugro Sial Yerbilimleri Müşavirlik ve Mühendislik Ltd. Şti. Ankara

ÖZET: Sıkışan zeminlerde açılan tünellerde uzun dönemde karşılaşılan deformasyonlar tünel stabilitesi açısından ciddi sorunlar oluşturmaktadır. Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemine göre projelendirilen tünellerde, iç kaplama betonu taşıyıcı eleman olarak düşünülmemektedir. Ancak sıkışan zeminlerde uzun dönemde oluşan yükler iç kaplama betonunu da etkilemektedir. İç kaplama betonunu sıkışmaya bağlı olarak oluşacak yükleride taşıyacak şekilde tasarımı yapılmadığı durumda ise iç kaplama da yenilmeler meydana gelmektedir. Bu çalışma kapsamında sıkışan zeminlerde aktif ve pasif destek sistemlerinin karşılaştırılması yapılacaktır. Ayrıca sıkışan zeminlerde açılan Bolu Tüneli, Kırık Tüneli ve T26 tüneli özelinde yapılan projelendirme çalışmaları ve destek sistemi tasarımı açısından örnekler verilecektir. Ek olarak iç ve dış kaplama destek basıncının belirlenmesi için eşitlikler sunulacaktır.

ABSTRACT: Long-term deformations encountered in tunnels excavated in squeezing ground cause serious problems in terms of tunnel stability. In the tunnels designed according to the New Austrian Tunneling Method, the inner lining concrete is not considered as a carrier element. However, long-term loads in squeezing ground also affect the inner lining concrete. If the inner lining concrete is not designed to carry the loads that will occur due to squeezing, failures occur in the inner lining. Within the scope of this study, active and passive support systems will be compared in squeezing ground. In addition, examples will be given in terms of the support system design made specifically for the Bolu Tunnel, Kırık Tunnel and T26 tunnel excavated in the squeezing ground. In addition, equations will be presented to determine the inner and outer lining support pressure.

1 TÜNELLERDE SIKIŞMA DURUMU

Tünellerde destek sistemi tasarımında yaşanan en büyük sorunlardan birisi uzun dönemde sıkışmaya bağlı olarak gelişen deformasyonlardır. Tünel kazısı sonrası ring kapandıktan sonra tünellerde deformasyonlar stabil olarak kalsa dahi, iç kaplamanın yapılmadan uzun dönem beklenildiği durumda deformasyonlarda tekrar artış gözlenmektedir. Bu durumlarda sıkışmaya bağlı olarak oluşan yükler dış kaplamada yenilmelere neden olmaktadır. Bu sebeple tünellerde ring kapamasından ve defromasyonların belirli bir seviyeye inmesinden sonra iç kaplama vakit kaybedilmeden yapılmalıdır. İç kaplama betonu da oluşacak bu yeni yüklere karşı koyacak şekilde tasarlanmalıdır.

Sıkışma mekanizması farklı araştırmacılar (“Sakurai, 1983”, “Jethwa vd., 1984”, “Goel vd., 1995”, “Aydan vd., 1993”, “Hoek ve Marinos, 2000”) tarafından incelenmiştir. Bu çalışmalarda temel olarak kaya kütlelerinin sıkışma dayanımı ile yerinde gerilmelerin sıkışma deformasyon davranışını etkileyen temel faktörler olarak belirtmişlerdir.

Jethwa vd. (1984) yaptıkları çalışmada kaya kütlelerinin sıkışma dayanımının yerinde gerilmeye oranına bağlı olarak hesapladığı katsayı (N_c) ile sıkışmayı tanımlamıştır.

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma * h} \quad (1)$$

Burada

σ_{cm} (MPa): kaya kütlelerinin sıkışma dayanımı

h (m): örtü yüksekliği

p_0 (MPa): yerinde gerilme

γ (kN/m³): birim hacim ağırlık, olarak tanımlanmaktadır.

Hoek ve Marinos (2000) ise sıkışma derecesini kaya kütlelerinin sıkışma dayanımının arazi gerilmesine oranı ile tüneldeki birim yerdeğiştirmeye (ϵ) bağlı olarak tanımlamıştır. Burada birim yerdeğiştirme Eşitlik 2'deki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\epsilon = 0.2 * (\sigma_{cm}/p_0)^{-2} \quad (2)$$

σ_{cm} (MPa): kaya kütlelerinin sıkışma dayanımı

p_0 (MPa): yerinde gerilme

Sıkışan zeminlerde destek sistemi belirlenmesinde temelde iki ana yaklaşım vardır. Bunlar aktif ve pasif yaklaşım olarak belirtilmektedir (Brady ve Brown, 1985). Aktif yaklaşımda kazı sonrasında rijit bir destek sistemi uygulanması ile tünelde deformasyonlara müsaade edilmemektedir. Pasif yaklaşımda ise tünel kazısından sonra tünelde deformasyonlara müsaade edilerek esnek bir dış kemer ile tünel stabilitesinin sağlanabileceği belirtilmiştir.

Pasif yaklaşım ise tünelde deformasyonlara müsaade edilerek destek basınçlarını azaltma prensibine dayanmaktadır. Esnek bir dış kemer ilkesi uyarınca deformasyonlara izin verilerek tünel çevresinde kemerlenmenin oluşturulması ile dağın taşıma kapasitesinin maksimum düzeye çıkarılmasını savunan Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemi (NATM) ("Rabcewicz 1964, 1965a, b", "Rabcewicz ve Golser, 1973", "Müller, 1978") örnek gösterilebilir. Deformasyonlara izin verilmesi için TH tipi kayar iksa ile deformasyon boşlukları bırakılması önerilmektedir ("Schubert, 1996"). Ancak zayıf zeminlerde zemin destek etkileşiminin çoğu zaman tam olarak tanımlanamaması sebebi ile deformasyonlar çok hızlı bir şekilde artmakta ve oluşan deformasyonlar tünelde ciddi boyutlara çıkabilmektedir. Bu sebeple son dönemlerde yapılan çalışmalarda ("Aygaz, 2000,2007, 2020", "Aygaz vd., 2022", "Aygaz ve Gokceoglu, 2020, 2021", "Aksoy vd., 2012", "Kovari, 1998") zayıf zeminlerde aktif yaklaşımını tavsiye etmektedirler.

2 BOLU TÜNELİ

Bolu Tüneli Ankara-İstanbul Otoyolu üzerinde yer almakta olup, kazı işlemleri 1993 yılında başlamış 2007 yılında trafiğe açılmıştır. Tünel projelendirilmesi Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemi (NATM) prensiplerine göre yapılmıştır. Tünel kazısına başlanıldığı dönemden itibaren tünelde ciddi sorunlar ile karşılaşmıştır. Filiş serileri ile kısa fay zonlarında 1.5 m yi aşana deformasyonlar ile karşılaşmıştır (Aygaz, 2000, 2007, 2020). Ayrıca tünelin Elmalık girişinde yeralan fay zonu kazısı sırasında 1997 yılında göçük meydana gelmiştir. 12 Kasım 1999 Düzce Depremi sonrasında ise Elmalık girişinde meydana gelen ikinci göçük sonrasında ise tünel güzergahı değiştirilmiştir (Aygaz, 2007, 2020). Tünelde meydana gelen bu sorunların NATM prensiplerine göre esnek bir dış kemer ilkesine göre projelendirilen noktalarda olduğu görülmüştür. Yapılan revizyonlar sonucunda esnek bir dış kemer ilkesi (pasif yaklaşım) yerine tamamen rijit (aktif yaklaşım) destek elemanları ile projelendirilmesi yapılarak tünel kazısı başarılı bir şekilde tamamlanmıştır.

Sorunların yaşandığı kesimlerde 25 cm kalınlığında püskürtme beton kaplaması ile projelendirilen kesimler yaşanan sorunlar neticesinde ara kaplama ve alt yarı pilot tünel yöntemlerine geçilmiştir. Ara kaplamalı sistemde 40 cm püskürtme betona ek olarak 60 cm

kalınlığında ara kaplama yapılmıştır. Alt yarı pilot tünel yönteminde ise, alt yarı kesimlerinde 5.0 m çaplı pilot tüneller açılarak içi donatılı beton ile sağlamlaştırılmış üst yarı kesiminde de ara kaplama yapılarak sistem rijit bir hale getirilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. Bernold kaplaması ve alt yarı pilot tünel yöntemi

Tünelde büyük deformasyonların meydana geldiği kesimlerden birisi olan filiş serilerinde ilk etapta uygulanan destek sistemleri ile tünelde yaklaşık 877 cm'ye varan deformasyonlar meydana gelmiştir. Bu oluşan deformasyonlar sonucunda tünel destek sistemlerinde ciddi revizyona gidilerek, ara kaplama (Bernold kaplaması)na geçilmiştir. Zemin parametreleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Filiş serisi için önerilen zemin parametreleri (Aygır, 2000)

Deformasyon modülü (MPa)	Kaya kütlelerinin sıkışma dayanımı (MPa)	İçsel sürtünme açısı (derece)	Birim hacim ağırlık (derece)	Poisson oranı	Örtü yüksekliği (m)
533	0.23	22	22	0.3	100

3 T26 TÜNELİ

T26 tüneli Ankara-İstanbul Yüksek Hızlı Tren projesinde yapımı devam etmektedir. Tünel kazısının başlanıldığı 2009 yılından itibaren tünelde çok ciddi stabilite sorunları ile karşılaşmıştır. T26 tüneli Km: 216+262 ile Km:221+850 arasında yer almaktadır. Tünel uzunluğu 5588 m'dir.

Tünel kazısı ilk etapta NATM metodu ile kazıya başlanılmış, sonrasında TBM ile kazı işlemi devam edilmiştir. TBM ile tünel kazısı boyunca tünelde çok ciddi sorunlar yaşanmış ve yaşanan sorunlar neticesinde TBM makinası tünelde sıkışmış ve tünel kazısına ara verilmiştir. Sonrasında yapılan projelendirme aşamasında tünel tekrar NATM ile projelendirilerek kazı işlemlerine tekrar başlanılmıştır (Gokceoglu vd. 2022).

Tünelde yaşanan sorunlar incelendiğinde deformasyonların genelde yüksek örtü altında (130-222 m) açılırken sıkışmaya bağlı olarak geliştiği görülmektedir (Şekil 2). Tünelde sorunların yaşandığı kesimler genelde çok zayıf dayanımlı grafitik şistler içerisinde yaşanmıştır. Zemin parametreleri Çizelge 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Tünelde meydana gelen deformasyonlar ve iç kaplama betonunun yapılması

Çizelge 2. Grafitik şistler için önerilen zemin parametreleri (Fugro Sial, 2022a)

Deformasyon modülü (MPa)	Kaya kütlelerinin sıkışma dayanımı (MPa)	İçsel sürtünme açısı (derece)	Birim hacim ağırlık (kN/m ³)	Poisson oranı	Örtü yüksekliği (m)
80	0.16	25	22	0.3	200

4 KIRIK TÜNELİ

Erzurum-Aşkale Ayrımı-İspir devlet yolunda yapım işleri devam eden Kırık tüneli Km 0+846,50 – Km 7+956,80 arasındadır. İki şeritli çift tüplü tünelin sağ tüpü Km 0+846.50 – Km 7+924,90 arasında ve 7078,40 m, sol tüpü ise Km 0+855 – Km 7+956,80 arasında ve 7101,80 m uzunluğundadır. Maksimum örtü yüksekliği 900 m civarında olup, ortalama 150 m ile 200 m arasında değişmektedir. Tünel güzergahı çoğunlukla kumtaşı, çamurtaşı ve killi kireçtaşı ve ayrılmış kireçtaşı birimlerinden geçmektedir. Tünel genelde sıkışan ve çok sıkışan kaya birimleri altında kazı yapılmıştır. NATM ile projelendirilen Kırık tüneline yer yer iç kaplamayı etkileyecek şekilde deformasyonlar meydana gelmiştir. Karşılaşılan sorunlar neticesinde ise tünelde iç kaplama betonunun da taşıyıcı bir eleman olarak projelendirilmesi zorunluluğu doğmuştur (Şek. 3) (Fugro Sial, 2022b). Zemin parametreleri Çizelge 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Tünelde meydana gelen göçük ve iç kaplama betonunun yapılması

Çizelge 3. Kıltaşı-kumtaşı-çamurtaşı birimi için önerilen zemin parametreleri (Fugro Sial, 2022b)

Deformasyon modülü (MPa)	Kaya kütlesinin sıkışma dayanımı (MPa)	İçsel sürtünme açısı (derece)	Birim hacim ağırlık (derece)	Poisson oranı	Örtü yüksekliği (m)
105	0.041	15	22	0.3	130

5 TÜNELLERDE SIKIŞMA MEKANİZMASI VE BOYUNA DEFORMASYON PROFİLİ

Tünelin sıkışma mekanizmasının değerlendirildiğinde, Jethwa vd. (1984) e göre N_c değeri Bolu Tünelinde 0.1, T26 tünelinde N_c değeri 0.032 ve Kırık tünelinde ise 0.014 olarak belirlenmiştir. Hoek ve Marinos (2000) e göre ise Bolu tünelinde ϵ değeri %18, T26 tünelinde %151 olarak bulunmuş olup Kırık tünelinde ise %971 olarak belirlenmiştir.

Hoek ve Marinos (2000) e göre ise bu tip zeminlerde aşırı sıkışma problem beklendiği ortaya çıkmaktadır. Yüksek sıkışma beklenen kesimlerde ciddi ayna stabilite problemlerinin olabileceğini, süren ve ayna desteklerinin gerekli olduğunu belirtmişlerdir.

Tünellerde desteksiz durumda boyuna deformasyon profillerinin belirlenmesi tünel davranışını belirlemek açısından çok önemlidir. Boyuna deformasyon profinin çizdirilmesi için Vlachopoulos ve Didercihs (2009) tarafından verilen Eşitlik 3'deki bağıntılar kullanılmıştır.

$$u_i = \begin{cases} u_{im} \cdot \left[\frac{u_{if}}{u_{im}} \cdot e^{x/r_0} \right] & , x < 0 \\ u_{im} \cdot \left[\left(\frac{u_{im}}{3} \right) e^{-0.15(r_{pm}/r_0)} \right] & , x = 0 \\ u_{im} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u_{if}}{u_{im}} \right) \cdot e^{(-3x/r_0)/(2r_{pm}/r_0)} \right] & , x > 0 \end{cases} \quad (3)$$

r_0 (m): tünel yarıçapı

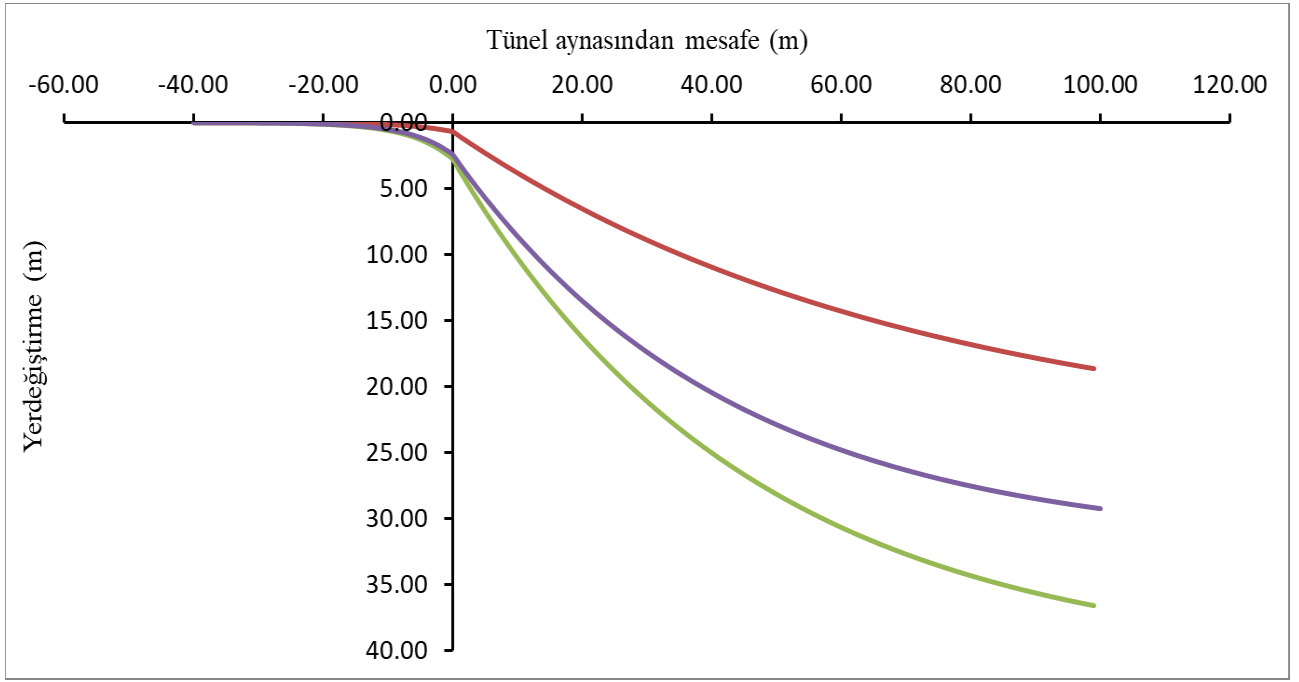
r_p (m): plastik zon yarıçapı

u_{if} (m): ayna deformasyonu

u_i (m): deformasyon

x (m): tünel aynasına mesafe

Bu eşitlikler yardımı ile her bir tünel için boyuna deformasyon profilleri Şekil 4'de verilmiştir. Görüldüğü gibi tünelde desteksiz durumda tünel aynasında ve gerisinde ciddi deformasyonlar meydana gelmektedir. Özellikle tünel ayna ve tavan stabilitesinin sağlanmadığı durumlarda oluşan deformasyonlar ciddi boyutlara ulaşarak tünelde ciddi yenilmelere sebebiyet verecektir. Bu sebeple tünel kazısından hemen sonra tünel ayna ve süren uygulaması yapılmalıdır. Süren ve ayna destek sistemlerinin boyutlandırmasında kısa dönemde tünelde deformasyonlar en az düzeyde tutulmalıdır.. Aksi takdirde oluşan bu deformasyonlar çok hızlı gelişerek tünelde göçüklere dahi sebebiyet verebilecektir.



Şekil 4. Bolu tüneli (yeşil eğri), T26 tüneli (kırmızı eğri) ve Kırık tüneli (mor eğri) için boyuna deformasyon profili

6 DESTEK SİSTEMLERİNİN ZEMİN REAKSIYON EĞRİLERİ İLE İNCELENMESİ

Bolu tüneli, T26 tüneli ve Kırık tüneli için zemin reaksiyon eğrileri yardımı ile güvenlik faktörleri hesaplanacaktır. Tünel destek basınçlarının belirlemesi için Brady ve Brown (1985) ve Hoek (2012) tarafından verilen eşitlikler kullanılacaktır.

6.1 Bolu Tüneli

Bolu Tünelinde faliş serilerinde uygulanan destek sistemi detayları Çizelge 4'de, Çizelge 5'de ise destek elemanlarının basınçları verilmiştir. Zemin-destek etkileşim grafikleri RocSupport (RocScience,2010) programı kullanılarak çizdirilmiştir.

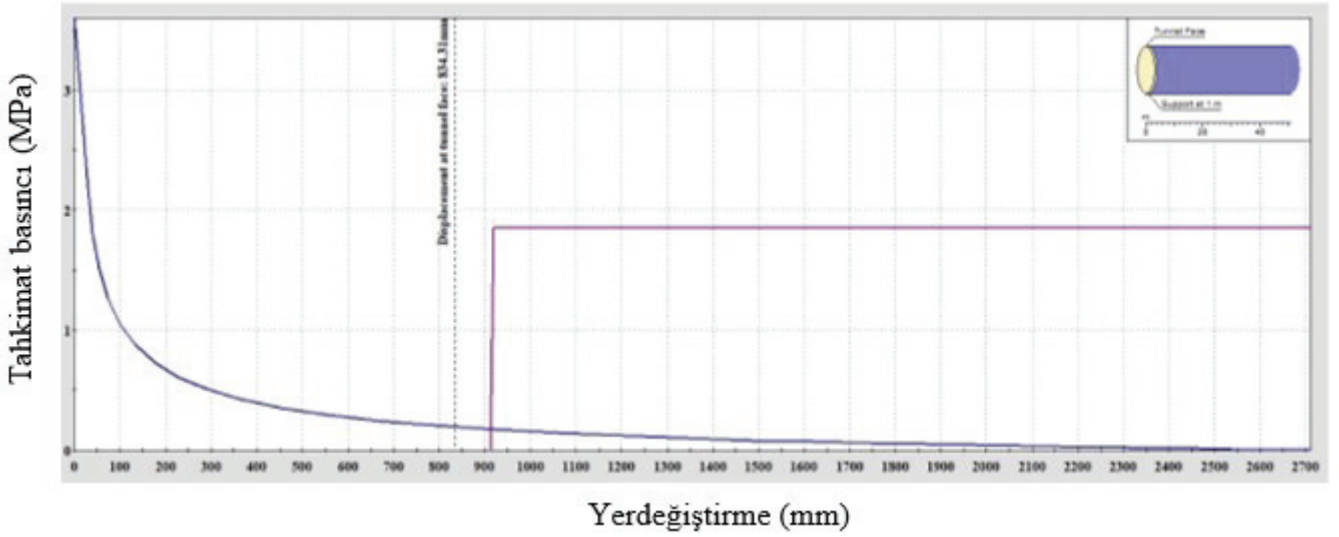
Çizelge 4. Faliş serilerinde uygulanan destek sistemi detayları

Püskürtme beton	Çelik iksa	Bulon
45 cm	HEB 140	12 m

Yapılan kaya destek sistemi etkileşim diyagramı çizildiğinde, tünel aynasından 1.0 m gerisinde destek elemanlarının yapılması durumunda tünelde meydana gelen deformasyonlar 91.5 cm düzeyinde ve tünelde konverjans miktarı ise %9.82 dir (Şek. 5). Güvenlik faktörü 10.74 olsa dahi tünel bu deformasyonlar altında yenileceği açıktır. Bu durum tünelde ciddi stabilite sorunlarına işareti olup tünelin duraylı olmadığını göstermektedir.

Çizelge 5. Bolu tüneline uygulanan destek sistemi basınç değerleri

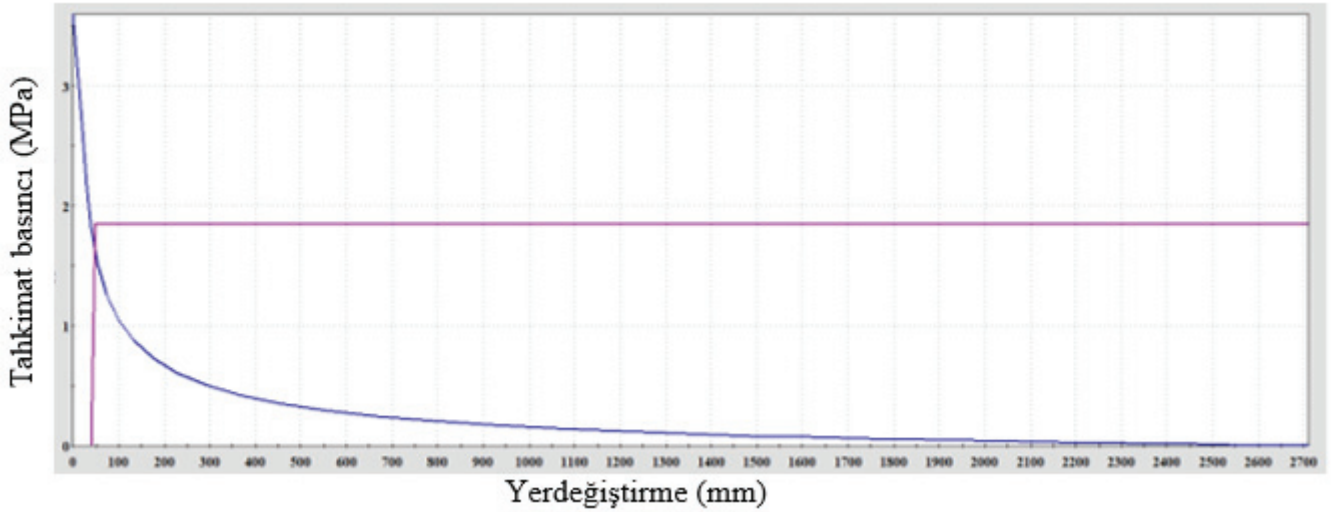
Destek sistemleri	Destek sistemi basıncı
Çelik İksa destek basıncı	0.241 MPa
Püskürtme beton destek basıncı	2.0 MPa
Bulon destek basıncı	0.28 MPa



Şekil 5. Dış kaplama için zemin-destek reaksiyon eğrisi, (destekler tünelin 1 m gerisinde)

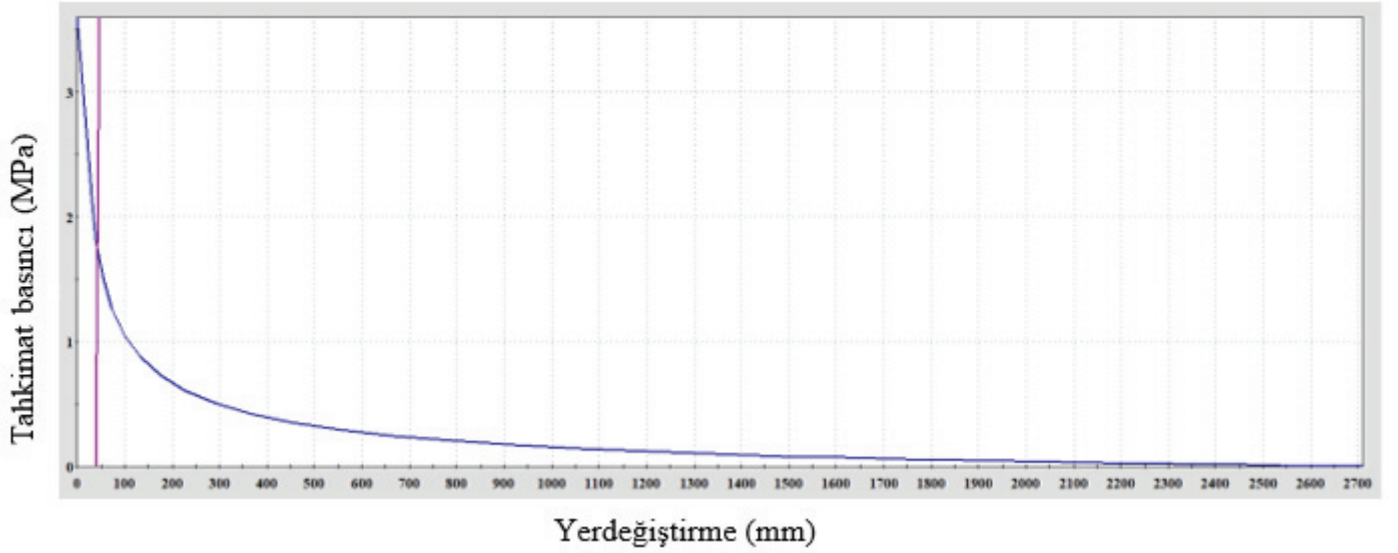
Görülebileceği gibi bu tür sıkışan zeminlerde kesinlikle deformasyona müsaade edilmeden tünel destek elemanlarının yerleştirilmesi gerekmektedir. Bir anlamda tünel ayna zemin çivileri, ayna püskürtme betonu ve sürenler yardımı ile aynadaki deformasyonlar sınırlandırılmalıdır.

Mevcut durum tekrar değerlendirildiğinde tünelde deformasyonların sınırladığı durum için analizler tekrarlanmıştır. Mevcut destekler ile yapılan analizlerde ise güvenlik faktörünün 1.13 olarak hesaplandığını görülmektedir (Şek. 6). Oluşan deformasyon miktarı ise 4.7 cm ile sınırlandırılmıştır. Ancak güvenlik faktörünün 1.5 dan düşük olması sebebi ile sadece dış kaplamanın yeterli gelmediği görülmektedir.



Şekil 6. Dış kaplama için zemin-destek reaksiyon eğrisi-(deformasyonlar sınırlandırılmış)

Bu sebeple tünelin bu bölümünde dış kaplamadan hemen sonra ara kaplamanın yapılması gerekmektedir. 65 cm ara kaplama ($P_{bmax}=2.85$ MPa) ve dış kaplama ardışık yapıldığı durumda toplam destek basıncı $P_t=4.7$ MPa olup, tüneldeki güvenlik faktörü 2.72 olarak hesaplanmaktadır (Şek. 7). Tünelin bu durumda stabilitesi sağlanabilmektedir. Destek sistemi kritik basıncı $P_{cr}=2.18$ MPa olarak hesaplanmış olup, toplam basıncın kritik basınca oranı ise 2.15 olarak bulunmaktadır.



Şekil 7. Dış kaplama ve ara kaplama birlikte yapılması durumu için zemin-destek reaksiyon eğrisi-(deformasyonlar sınırlandırılmış)

6.2 T26 Tüneli

T26 tüneline uygulanan destek sistemleri ise Çizelge 6'da, destek sistemi basınçları ise Çizelge 7'de özetlenmiştir.

Çizelge 6. T26 tüneli grafitik şistler içerisinde uygulanan destek sistemi detayları

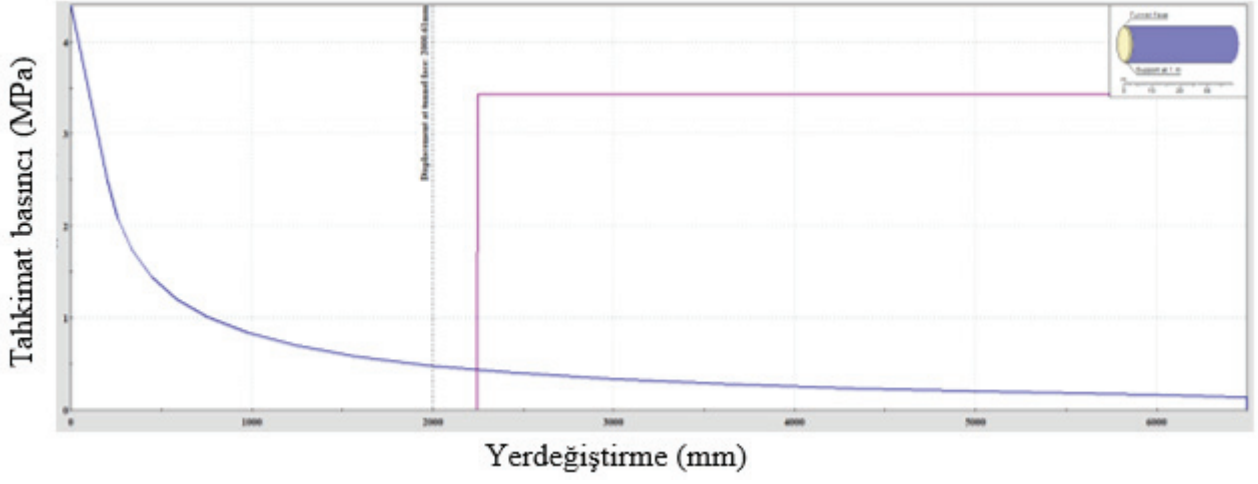
Püskürtme beton	Çelik iksa	Bulon (IBO) m
50 cm	HEB220	12

Çizelge 7. Destek sistemi basınç değerleri

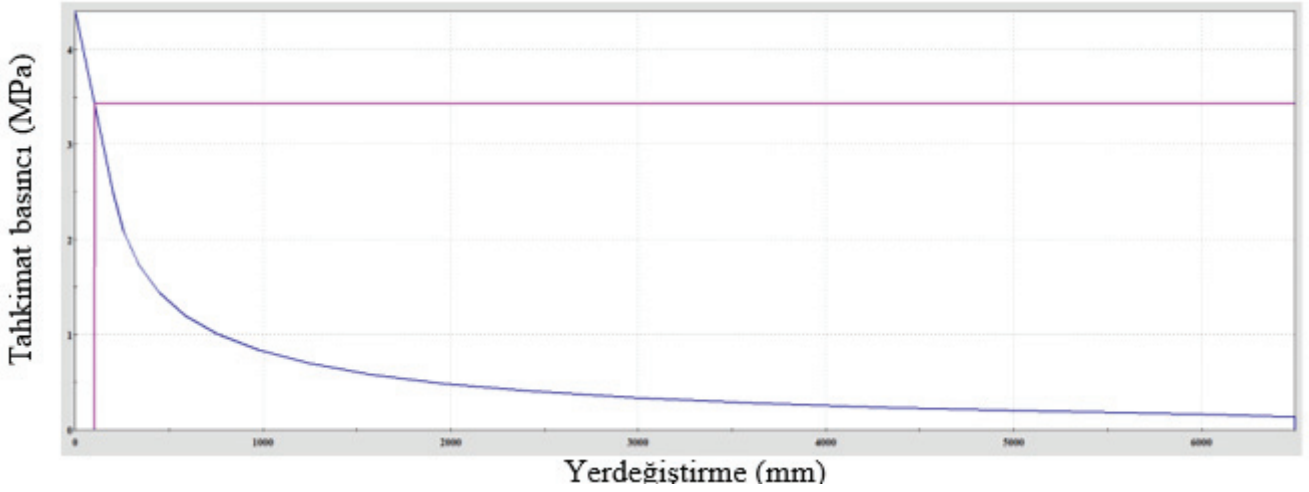
Destek sistemi	Destek sistemi basıncı
Çelik İksa destek basıncı	0.66 MPa
Püskürtme beton destek basıncı	2.49 MPa
Bulon destek basıncı	0.28 MPa

Tünel aynasında 1.0 m gerisinden desteklerin yapıldığı durumda tünelde meydana gelen deformasyonlar 2000 mm, konverjans miktarı %34.5 olarak belirlenmiştir (Şek. 8). Güvenlik faktörü ise 7.95 olarak belirlenmiştir. Oluşan 2.0 m ye varan deformasyonlar sonucunda tünel duraylı olarak kalmayacaktır.

Mevcut destek sistemleri ile tüneldeki deformasyonların 10 cm ile sınırlandırılarak analizler yinelenmiştir. Bu analiz sonucunda güvenlik faktörü 1.0 olarak hesaplanmıştır (Şek. 9). Güvenlik faktörünün 1.5 dan küçük olması sebebi ile dış kaplamanında yeterli gelmediği belirlenmektedir.

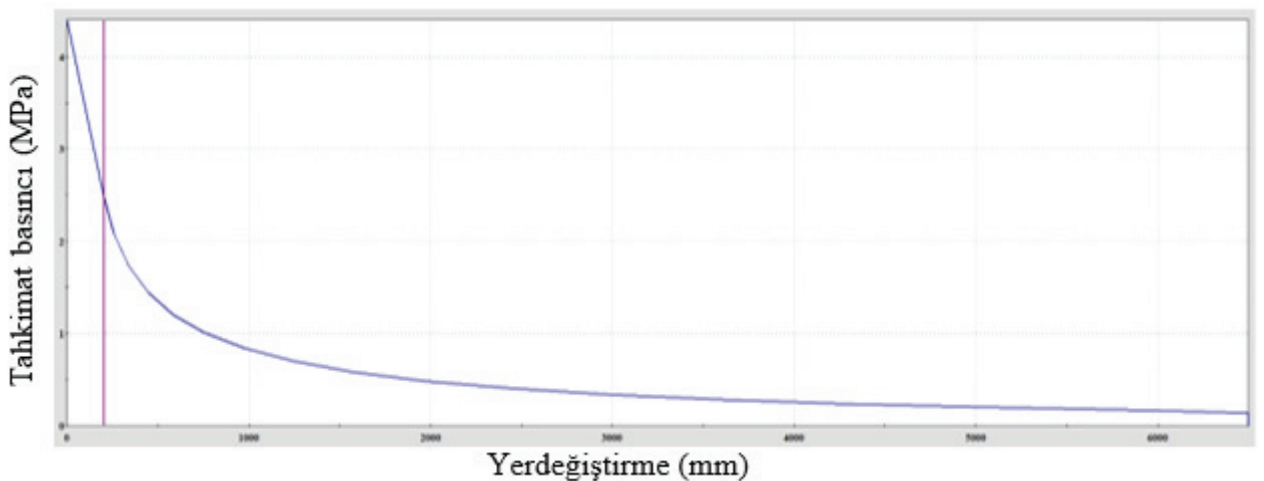


Şekil 8. Dış kaplama için zemin-destek reaksiyon eğrisi, destekler tünelin 1 m gerisinde



Şekil 9. Dış kaplama için zemin-destek reaksiyon eğrisi (deformasyonlar 10 cm ile sınırlı)

Bu sebeple tünelin bu bölümünde dış kaplama ve iç kaplamanın beraber yapılması gerektiği sonucu ortaya çıkmaktadır. 70 cm iç kaplama ($P_{bmax}=3.42$ MPa) ve dış kaplama ardışık yapıldığı durumda toplam destek basıncı $P_t=6.85$ MPa olup, tüneldeki güvenlik faktörü 2.76 olarak hesaplanmaktadır (Şek.10). Tünelin bu durumda stabilitesi sağlanabilmektedir. Destek sistemi kritik basıncı $P_{cr}=2.49$ MPa olarak hesaplanmış olup, toplam basıncın kritik basınca oranı ise 2.7 olarak bulunmaktadır.



Şekil 10. Dış kaplama ve ara kaplama birlikte yapılması durumu için zemin-destek reaksiyon eğrisi (deformasyonlar 10 cm ile sınırlı)

6.3 Kırık Tüneli

Kırık tüneline uygulanan destek sistemi detayları Çizelge 8 de, Çizelge 9’da ise destek sistemi basınçları özetlenmiştir.

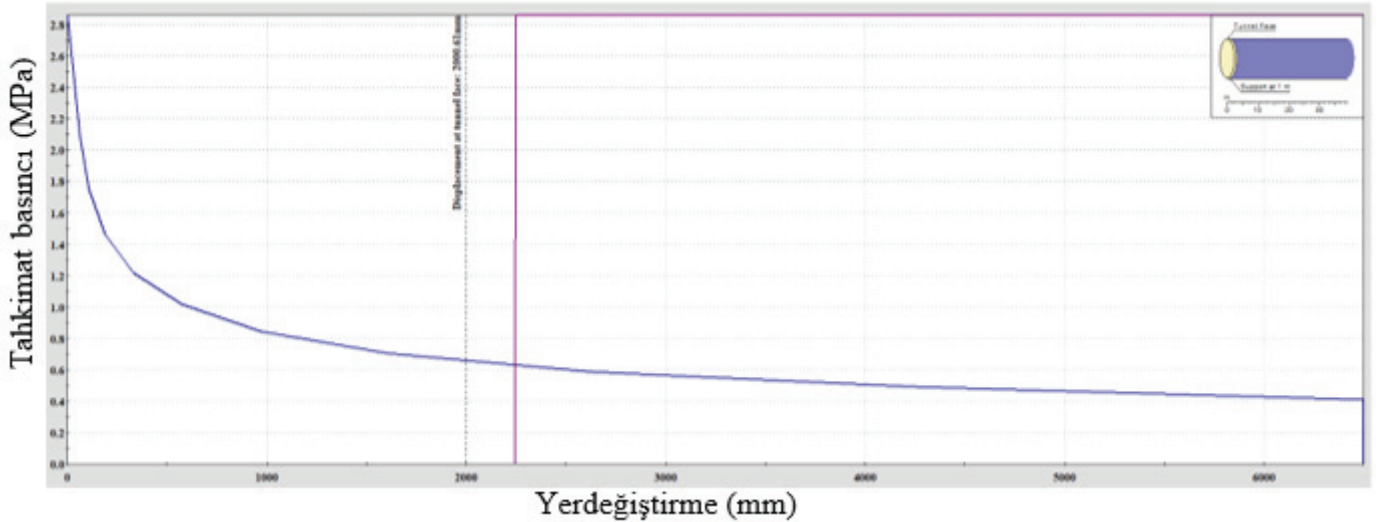
Çizelge 8. Kırık tüneline uygulanan destek sistemi detayları

Püskürtme beton	Çelik iksa	Bulon	İç kaplama
45 cm	HEB200	12	55 cm

Çizelge 9. Destek sistemi basınç değerleri

Destek sistemi	Destek sistemi basıncı
Çelik iksa destek basıncı	0.73 MPa
Püskürtme beton destek basıncı	1.67 MPa
Bulon destek basıncı	0.466 MPa

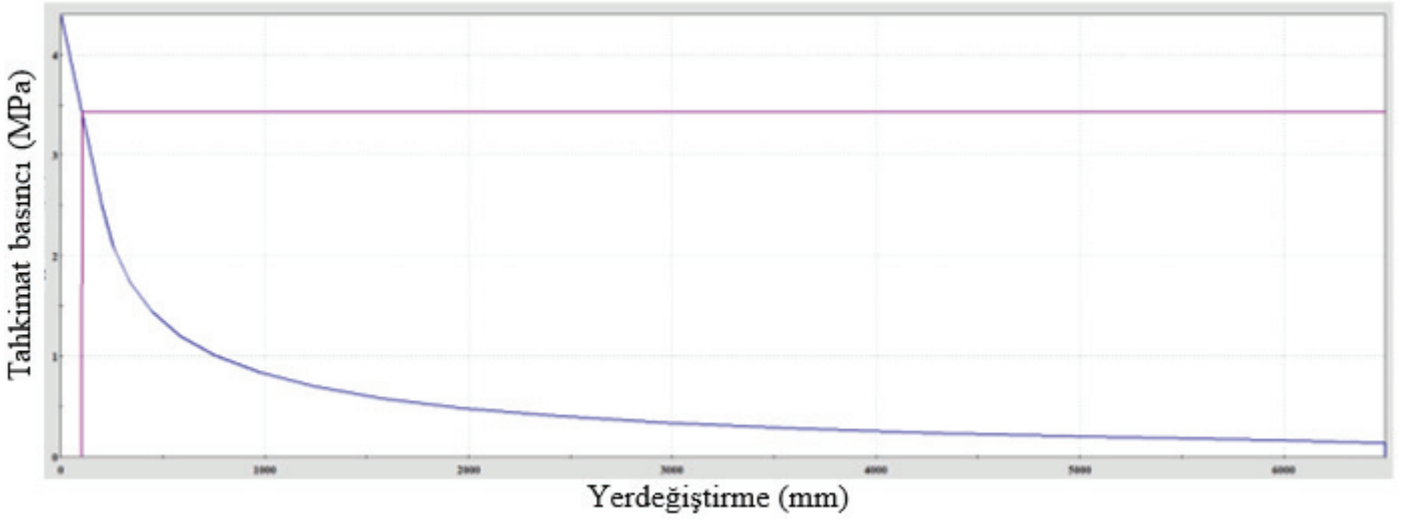
Yapılan analizlerde, tünel destek sistemlerinin 1.0 m gerisinden yapılması durumunda meydana gelen deformasyonlar 2245 mm düzeyinde olup, konverjans değeri ise %34.5 (Şek. 11). güvenlik faktörü ise 4.59 olarak hesaplanmıştır. Oluşan deformasyonların 2 m’nin üzerinde olması sebebi ile tünel stabilitesini kaybedecektir.



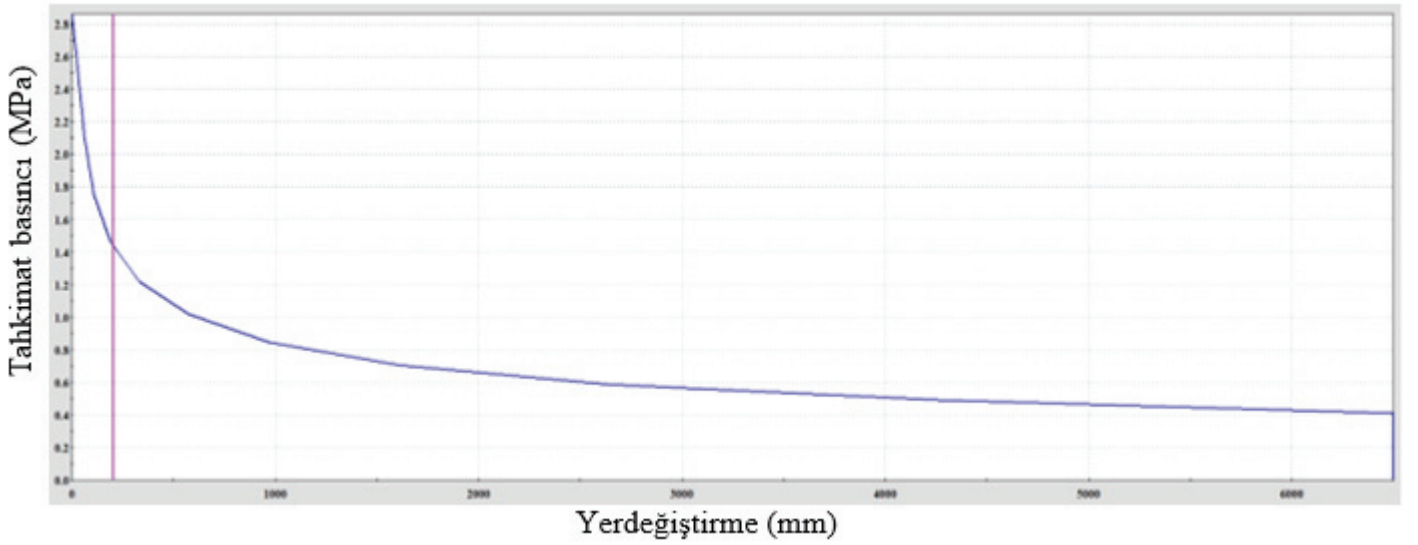
Şekil 14. Dış kaplama için zemin-destek reaksiyon eğrisi, (destekler tüneline 1 m gerisinde)

Deformasyonların 10 cm sınırlandırılarak analizlerin tekrar yapılması ile güvenlik faktörü 1.24 olarak bulunmuştur (Şek.12). Güvenlik faktörünün 1.5 dan düşük olması sebebi ile dış kaplamanın tek başına yeterli olmayacağı görülmektedir.

Bu sebeple tüneline bu bölümünde iç kaplama ile tünel dış desteklerinin yapılması gerekmektedir. 55 cm ara kaplama ($P_{bmax}=2.43$ MPa) ve dış kaplama ardışık yapıldığı durumda toplam destek basıncı $P_t=5.3$ MPa olup, tüneldeki güvenlik faktörü 3.7 olarak hesaplanmaktadır (Şek. 13). Tüneline bu durumda stabilitesi sağlanabilmektedir. Destek sistemi kritik basıncı $P_{cr}=2.1$ MPa olarak hesaplanmış olup, toplam basıncın kritik basınca oranı ise 1.76 olarak bulunmaktadır.



Şekil 12. Dış kaplama için zemin-destek reaksiyon eğrisi-deformasyonlar 10 cm ile sınırlı



Şekil 13. Dış kaplama ve ara kaplama birlikte yapılması durumu için zemin-destek reaksiyon eğrisi-deformasyonlar 10 cm ile sınırlı

7 SONUÇLAR VE YORUMLAR

Sıkışan zeminlerde en önemli sorun tünel kazısının tamamlanmasından sonra meydana gelecek deformasyonlardır. Uzun dönemde sıkışmaya bağlı olarak deformasyonlar tünel kaplamasına ek yük oluşturacaktır. Bu koşullarda hem dış kaplama hem de iç kaplama da hasarlar meydana gelecektir.

İç kaplama uzun dönemde sıkışmaya bağlı olarak oluşacak yükleri de taşıyacak şekilde projelendirilmelidir.

Sıkışan zeminlerde deformasyonlara müsaade eden pasif yaklaşım yerine, deformasyonlara müsaade edilmeden yapılacak aktif destek sistemi yaklaşımı kabul edilmelidir.

Tünel destek sistemi basıncı belirlenirken kritik basınç ile arasında Eşitlik 10 ile belirtilen bağıntı elde edilebilmektedir

$$P_s = (2-3)P_{cr} \quad (10)$$

Bir anlamda iç kaplama betonu da taşıyıcı bir eleman olarak düşünülmesi gerekmektedir. NATM prensipleri gereği, iç kaplamanın deformasyonların sönümlenmesinden sonra yapılması

yerine deformasyonların sönümlenmeden yapılması gerekmektedir. İç kaplama taşıyıcı bir eleman olarak düşünülmelidir.

Sıkışan zeminlerde tünel ayna stabilitesi en önemli faktördür. Üst yarı kazısı sonrasında destekler yerleştirilene kadar ayna stabilitesi için ayna bulonları, sürenler ile ayna püskürtme betonu hemen yapılmazdır. Ayrıca üst yarıda geçici invertin yapılması ise deformasyonların sınırlandırılması için son derece önemlidir.

KAYNAKLAR

- Aksoy, C.O, Ogul, K, Topal, I, Ozer, S.C, Ozacar, V, Posluk, E, 2012. Numerical modelling of non-deformable support in swelling and squeezing rock, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 52 (2012) 61-70, doi:10.1016/j.ijrmms.2012.02.008
- Aydan, Ö, Akagi T, Kawamoto, T, 1993. The squeezing potential of rocks around tunnels; Theory and prediction, *Rock Mechanics and Rock Engineering* volume 26, pages137–163.
- Aygar, E. B, 2000. Critical approach to the new Austrian tunneling method in Bolu tunnels, MSc Thesis, Ankara, Turkey: Hacettepe University.
- Aygar, E.B, 2007. Investigation of the Bolu Tunnel stability by means of static and dyanamic analyses. PhD Thesis, Ankara, Turkey: Hacettepe University.
- Aygar, E.B, 2020. Evaluation of new Austrian tunnelling method applied to Bolu tunnel's weak rocks, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12 (2020) 541-556
- Aygar, E.B, Gokceoglu, C, 2020. Problems encountered during a railway tunnel excavation in squeezing and swelling materials and possible engineering measures: a case study from turkey, *Sustainability*, 2020, 12, 1166, <https://doi.org/10.3390/su12031166>,
- Aygar, E.B, Gokceoglu C, 2021. Analytical solutions and 3D numerical analyses of a shallow tunnel excavated in weak ground: a case from Turkey, *International Journal of Geo-Engineering*, 2021.12 (1), 9, DOI: 10.1186/s40703-021-00142-7.
- Aygar, E.B, Karahan, S, Gullu, S and Gokceoglu, C, 2022. Analytical and numerical analyses of the support system for a large-span tunnel in challenging and seismically active ground conditions, *Transportation Infrastructure Geotechnology*, <https://doi.org/10.1007/s40515-022-00251-5>
- Brady, B.H.G, Brown, E.T, 1985. *Rock mechanics for underground mining*. London: Allen and Unwin.
- Fugro Sial, 2022a. T26 Tüneli Km:217+750 ile Km:218+735 arası Destek Sistemlerinin Revizyonu ve İç Kaplama Betonunun Tasarımı, 156s
- Fugro Sial, 2022b. Kırık Tüneli Km:1+827 ile Km:3+242 Arası Jeolojik-Jeoteknik Değerlendirme ve Tünel Destek Sistemi Revizyon Raporu, 174 s.
- Goel, R.K, Jethwa J.L, Paithankar A.G, 1995. Indian experiences with Q and RMR systems. *TunnUndergr Sp Technol Inc Trenchless* 10:97–109. doi: 10.1016/0886-7798(94)00069-W
- Gokceoglu, C, Aygar, E.B, Nefeslioğlu, H.A, Karahan, S, Güllü, S, 2022. Geotechnical Perspective on a Complex Geological Environment in a High-Speed Railway Tunnel Excavation (A Case Study from Türkiye), *Infrastructures*, 7, 155. <https://doi.org/10.3390/infrastructures7110155>
- Hoek, E, 2012. Rock Support Interaction analysis for tunnels in weak rock masses, <https://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/winter2012/Rock-Support-Interaction-Analysis-for-Tunnels-Hoek.pdf>
- Hoek, E, Brown, E.T,1980. *Underground excavations in rock*. London: Instn Min. Metall.
- Hoek, E, Marinos, P, 2000, Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels Tunn Int*, Part 1-2:1–20.
- Jethwa, J.L, 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, E.T. Brown and J.A.Hudson eds., pp. 231-238.

- Kovari, K, 1998. Tunneling in squeezing rock (Tunnelbau 647 in druckhaftem Gebirge). Tunnel 5:12–31.
- Muller, L, 1978. Removing misconceptions on the new Austrian tunnelling method. Tunnels & Tunnelling International 1978;10(8):29–32.
- Rabcewicz, L, 1964. The New Austrian Tunnelling Method, Part One, Water Power, 453–7.
- Rabcewicz, L, 1965a. The New Austrian Tunnelling Method, Part Two, Water Power, 511–5.
- Rabcewicz, L, 1965b. The New Austrian Tunnelling Method, Part Three, Water Power, 19–24.
- Rabcewicz, L, Golser, J, 1973. Principles of dimensioning the supporting system for the “New Austrian Tunnelling Method”, Water Power, Marc, 88-93.
- RocScience, 2010. RocScience Inc.
- Sakurai, S, 1983. Displacement measurements associated with the design of underground openings, Proc. Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics, Zurich 2, 1163-1178.
- Schubert, W, 1996. Dealing with squeezing conditions in alpine tunnels. Rock Mech Rock Eng 29:145–153. doi: 10.1007/BF01032651
- Vlachopoulos, N, Diederichs, M.S, 2009. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels, Rock Mech.& Rock Eng, 42:2, 131-146.

Aynı Jeolojik Yapıya Sahip Zemin Koşullarında NATM Makas Tüneli ile Aç-Kapa Makas Tünelinin Geoteknik ve Yapısal Tasarım Süreçleri ile Maliyet ve Süre Analizlerinin Kıyaslanması

A Comparison of Geotechnical and Structural Design Processes and Cost and Time Analysis of Crossover Tunnel Which Excavate NATM Methodology and Cut-and-Cover Methodology under The Same Geological Ground Conditions

H. G. Selman

Doğuş İnşaat ve Ticaret A.Ş., Tasarım Müdürü- İnşaat Yüksek Mühendisi, İstanbul

E. Selçuk

Yüksel Proje A.Ş., İnşaat Yük. Mühendisi – Maden Yük. Mühendisi, İstanbul

G. Kalaycı

Doğuş İnşaat ve Ticaret A.Ş., Yapım Müdürü-Maden Mühendisi, İstanbul

V. Vatansever

İBB Anadolu Yakası Raylı Sistem Şube Müdürlüğü – Maden Mühendisi, İstanbul

G.C. Türkmen

İBB Anadolu Yakası Raylı Sistem Şube Müdürlüğü – İnşaat Yüksek Mühendisi, İstanbul

ÖZET: Yer altı (metro vb.) projelerinin ortak hedefi: Deformasyonları kontrol etmek ve çevre yapıları korumak, araç ve yaya trafiğine olabilecek minimum etki, metro projesinin iş programına uyumlu tasarımlar üretmek, ekonomi sağlamak ve kısıtlı çalışma alanlarını verimli kullanmaktır. Çekmeköy – Sultanbeyli Metro’sunda Sultanbeyli bölgesinde, makas tüneli tasarımına yönelik yapılan araştırma sondajları incelendiğinde; dolgu, dolgunun altında ise katı çok katı sert kil, devamında ise kilaşı birimi olan bir formasyon söz konusudur. Bu bölgede 128m NATM tünel yapılması planlanırken; TBM işletme mecburiyetinden dolayı, 128m makas yapısının 24 metresi aç kapa olarak tasarlanmıştır. Bu çalışma kapsamında Çekmeköy-Sultanbeyli Metro’sunda aynı zemin formasyonunda iki farklı kazı yöntemi tipine göre üretilen geoteknik tasarımlar, yapısal çözümler, imalat süreleri ve maliyet analizi kıyaslamalarına yer verilmiştir. Söz konusu mukayese benzer zeminlerde benzer tünel / aç kapa açıklıkları için tasarım tercihlerinde örnek teşkil edebilecektir.

ABSTRACT: The common goal of underground (metro, etc.) projects is to control deformations and protect the surrounding structures, to produce minimal impact on vehicle and pedestrian traffic, to produce designs compatible with the work schedule of the subway project, to provide economy and to use limited working areas efficiently. When the research drillings for the design of the truss tunnel in the Sultanbeyli region of the Çekmeköy - Sultanbeyli Metro are examined; filling, solid-very solid hard clay under the filling, followed by a formation with a claystone unit. While it is planned to build a 128m NATM tunnel in this region; Due to the TBM operating requirement, 24 meters of the 128m truss structure was designed as cut-off. Within the scope of this study, geotechnical designs, structural solutions, manufacturing times and cost analysis comparisons produced according to two different excavation method types in

the same soil formation in the Çekmeköy-Sultanbeyli Metro are given. The said comparison may serve as an example in design choices for similar tunnel / cut-off openings on similar soils.

1 GİRİŞ

Tünelcilikte maliyetlerle ilgili iki önemli faktör ortaya çıkmaktadır: Derinlik ve inşaat metodu. Bir tünelin yapım yöntemi belirlenirken, zemin koşullarına, tünel üzerinde kalan örtü tabakası kalınlığına, güzergahtaki yapı stoğu ve hareket edebilme kabiliyetine göre karar verilmektedir.

1.1 Çekmeköy-Sultanbeyli Metro Projesi

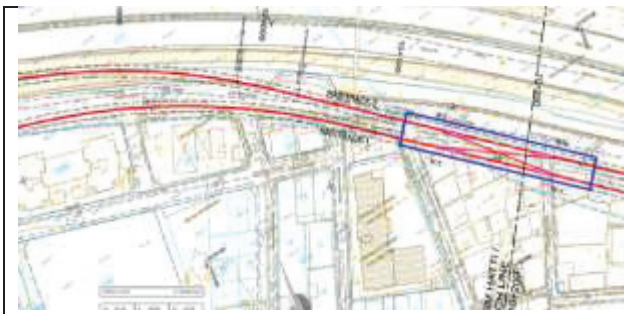
İstanbul'da metro yatırımlarının artması ile beraber tünel ve geoteknik mühendisliği önem kazanmakta ve geçilen farklı zemin formasyonlarına göre her projeye özel geoteknik tasarımlar ve uygulamalar görülebilmektedir. Çekmeköy-Sultanbeyli Metro Projesi Anadolu Yakası'nın ilk sürücüsüz metrosu olan Üsküdar-Çekmeköy Metrosu'nun devamı niteliğinde olup; 16300m TBM tünel ve 9100m NATM tünel işi mevcuttur. Ana hat üzerinde 8 istasyon ve 3 tane kruvazman makas yapısı yer almaktadır (Şekil 1).



Şekil 1. Proje yer buldurusu

1.2 Hasanpaşa İstasyonu – Sultanbeyli İstasyonu Arasındaki Makas Tüneli

Çalışmaya konu makas yapısı Hasanpaşa ile Sultanbeyli İstasyonları arasında yer almaktadır. İhale eki projelerde tek tüp makas tüneli olarak projelendirilen makas yapısının 24 metresi TBM çalıştırılacağı için aç kapa olarak tasarlanmıştır. Geri kalan 104 metresi ise NATM Tünel olarak projelendirilmiştir. (Şekil 2 ve Şekil 3)

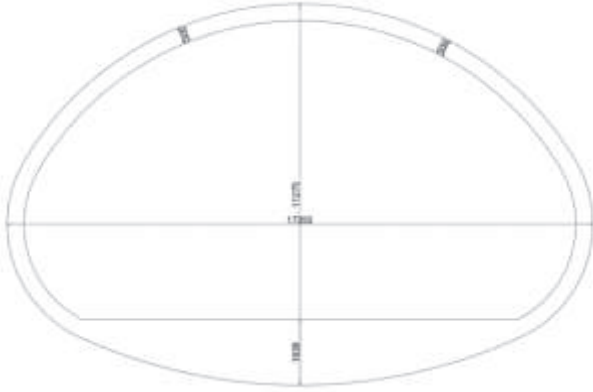


Şekil 2. İhale eki projelerde makas tüneli yerleşimi

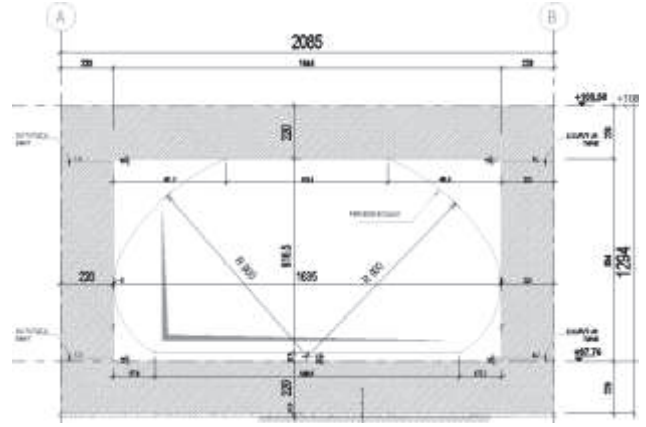


Şekil 3. Mevcut makas yapısı aç kapa – tünel plan yerleşimi

Makas tüneli için ihale eki kesin projelerde yer alan tünel kesiti aynı şekilde korunmuştur. Buna göre 17 metreden fazla bir açıklık ve 12 metre temiz yükseklik söz konusudur. Aç kapa kesitinde ise temiz yükseklik yaklaşık 8 metre ve genişlik 16.35 metredir.

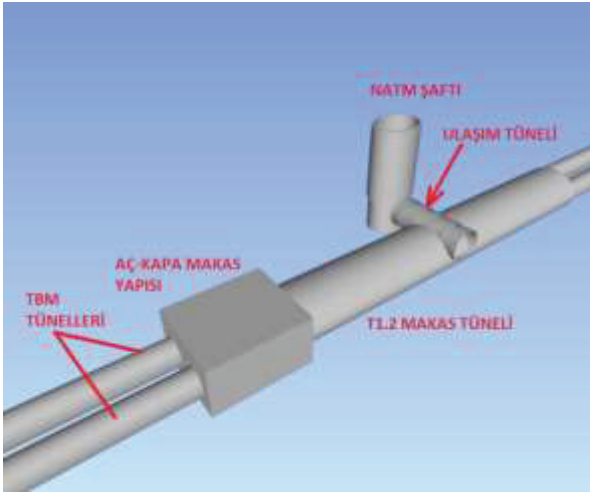


Şekil 4. T1.2 NATM tünel kesiti



Şekil 5. Aç kapa yapı kesiti

İlk planlamada tamamı NATM tünel olarak tasarlanan bu yapının bir kısmı TBM demontaj işlerinde shaft ihtiyacı olduğundan aç kapa olarak kazılması kararlaştırılmıştır.



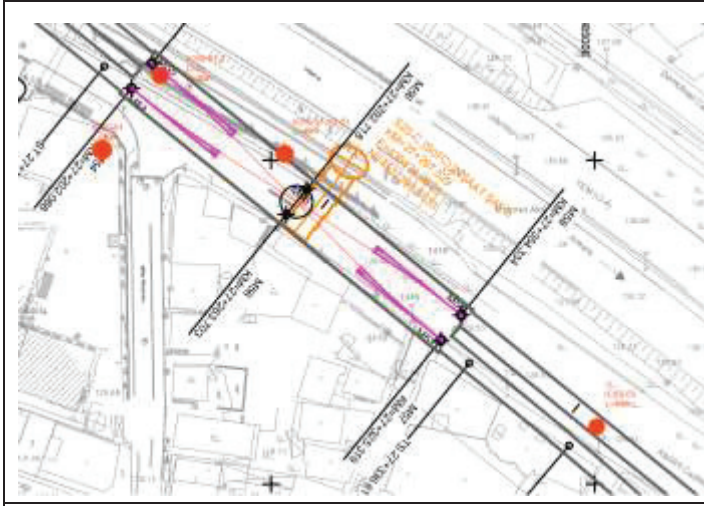
Şekil 6. Aç kapa ve makas tüneli 3D tasarım modellemesi



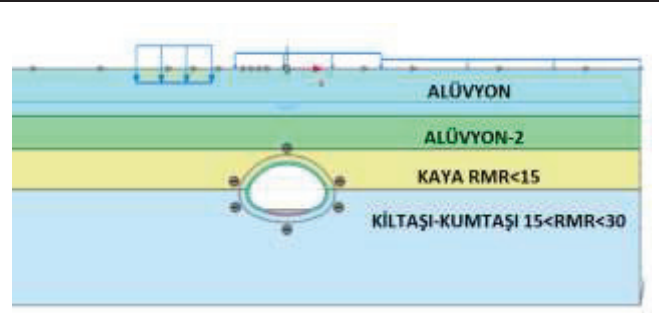
Şekil 7. Aç kapa kısım saha yerleşimi

2 ZEMİN PROFİLİ

T1.2 tüneli üzerinde 2 adet, geri ve ileri kilometrelerinde 2 adet olmak üzere toplam 4 sondaj bulunmaktadır. Ayrıca etki alanı sınırları dışında da 1 adet daha sondaj bulunmaktadır (Şekil 8). Mevcut sondajlara göre ve alınan numunelerin tek eksenli basınç dayanımları ile ilk aşamada girilen kazı aynası verilerine göre Şekil 9'da verilen model kesiti oluşturulmuştur.



Şekil 8. Sondaj yerleşim planı



Şekil 9. Tasarımda kullanılan jeolojik model ve parametreleri sınırları

Şekil 9’da verilen zemin tanımlamalarından anlaşılacağı üzere tünelin üst kotunun alüvyonel bölgede olması, bu alüvyon bölgesinin değişken kotlarda olduğu ve bu sebeplerden dolayı umbrella arch kazı-destekleme sistemi oluşturulmuştur. Bu durumda aç kapa imatları yapılırken saha gözlemlerinde teyit edilmiştir.

Çizelge 1. Tasarımda kullanılan birimlerin sınır değerleri

Zemin Birimler								
Derinlik m	Birim	γ_{unsat}	γ_{sat}	c'	$\phi' (^{\circ})$	E_{50}	E_{urd}	E_{cr}
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	($^{\circ}$)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
0-10	Alüvyon-1	20	20	5.2	29.6	14	14	42
10-17	Alüvyon-2	20	20	21.8	29.6	47	47	141
Kaya Birimler								
Derinlik m	Sınıf	GSI – RMR	UCS (MPa)	Vs (m/s)	E (MPa)	c (kPa)	$\phi' (^{\circ})$	γ (kN/m ³)
17-25	RMR<15	15b	14c	450d	128	49	27.4	24
25-65	15<RMR<30	30	28	575 ^e	502	125	37.9	26

Bölgede yapılan sondaj çalışmalarına göre; genel olarak üst seviyelerde Sultanbeyli Formasyonu (Ts) kumlu, çakıllı çok katı-sert kil, killi çakıllı sıkı-çok sıkı kum ve kötü boylanmış, köşeli, çakıl birimleri, derinlere doğru ve yer yer üst seviyelerde Pendik Formasyonu (Dp); kırıklı çatlaklı, parçalı, zayıf-orta kaliteli kireçtaşı, Kurtköy Formasyonu (Opk); kırıklı çatlaklı yoğun parçalı zayıf-orta kaliteli arkoz ve kıltaşı-miltaşı-kumtaşı ara düzeylerinden oluşan birimler gözlenmiştir. Tasarıma esas olarak kabul edilen ICSS-51 sondajına göre, **yüzeyde dolgu, dolgunun altında ise katı-çok katı kil, devamında ise kıltaşı birimi olduğu görülmektedir (Şekil 10).**

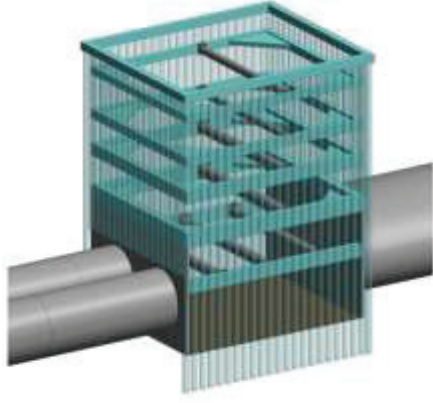


Şekil 10. 51-2 ve 51-1 sondajları karot fotoğrafları

2. AÇ KAPA KISMIN TASARIMI

Aç kapa kısmın plan geometrisinin en önemli belirleyici unsuru, çevre ile etkileşim ve TBM demontajı yapılması planlandığından, TBM parçalarının rahatça çıkarılabileceği geometrik boşluğun oluşturulması ve yüksek tonajlı vinçlerin çalışabileceği alanı da yüzeyde sağlamak olmuştur. Sonraki aşamada kazı destek elemanlarının seçimi ve buna göre imalat planlaması ile aç kapa kesitinin yapısal çözümü gündeme gelmektedir.

Makas yapısı dikdörtgen şekliyle olup boyutları 24m x19.85m'dir. Makas yapısının iki yanında tünel olduğu için, bu cephelerde püskürtme betonlu iksa sistemi öngörülürken, diğer iki cephede tam boy kazıklı iksa sistemi öngörülmüştür. Sahada uygulanabilecek en uygun iksa sistemi alternatifinin çelik boru destekli 80cm çapında ve 120cm aralıklı fore kazıklı iksa sisteminin olacağı değerlendirilmiştir.

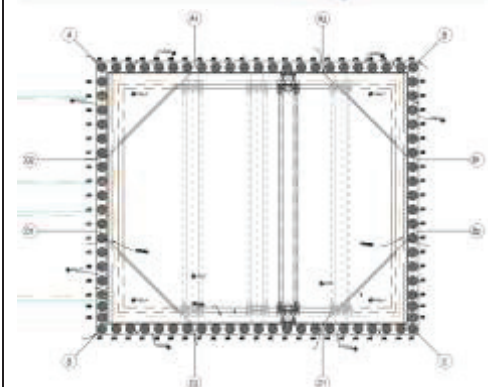
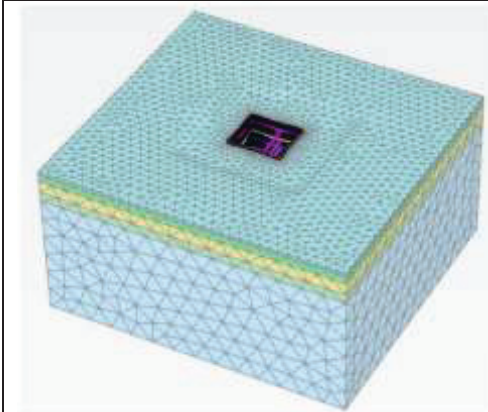


Şekil 11. Aç kapa kısmın kazı-destek görüşleri

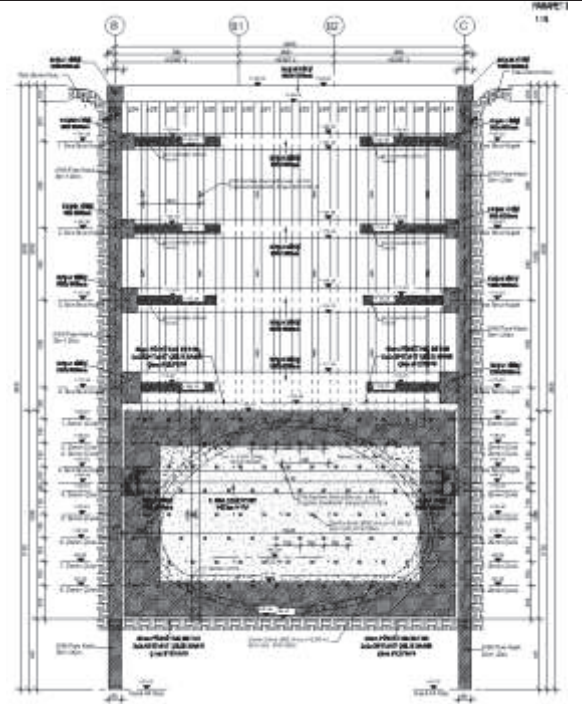


Şekil 12. Aç kapa kısmın kazı-destek sistemi yanal elemanları

Aç kapa yapıların (derin kazıların) kazı-destek sisteminin tasarımında yapının plan geometrisi belirleyicidir. Bu örnekte görüleceği üzere yapının düzgün dörtgen ve plan yerleşiminin küçük olması strut atılabilmesini mümkün kılmaktadır. Bu sebeple bu kısıtlı alanda ankrajlı bir sistem tasarlanmamıştır.



Şekil 13. Aç kapa kısım kazı destek plan

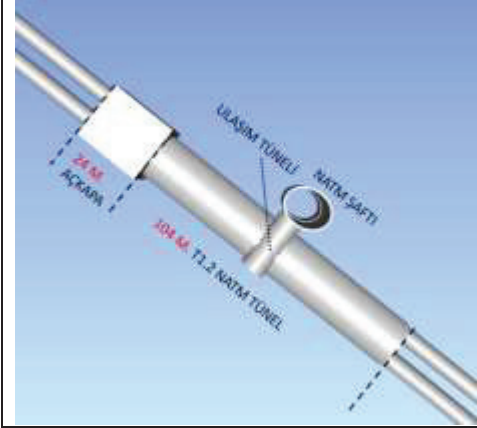


Şekil 14. Aç kapa kısım kazı-destek görüşleri

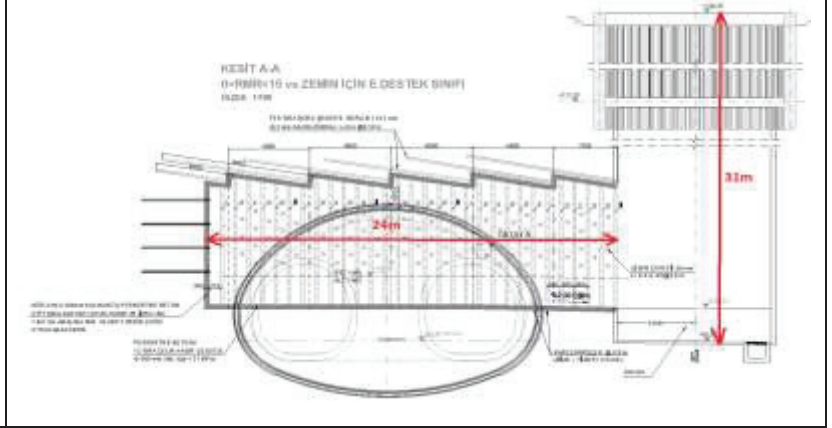
Kalıcı yapı tasarımında en önemli yük kuşkusuz yapı üzerindeki yaklaşık 21 metre yüksekliğindeki dolgu yüküdür. Bu yükleme baz alınarak diğer yüklemelerle beraber yapısal tasarım yapılmıştır.

3 T1.2 TÜNEL KISMININ TASARIMI

Değişken kaya özellikleri sebebiyle, iki farklı destek sistemi tasarlanmıştır. Ayrışmış kayalarda umbrella arch sistem kullanılırken, daha sağlam kayalarda ise bulonlu NATM tipi yöntem tercih edilmiştir. RMR değerleri 30 ila 15 arasında değişkenlik gösterse de ayna ekseninde alüvyonel bölgeler gözlemlenmiş olup; umbrella arch yöntemi ile güvenli kazının yapılacağı değerlendirilmiştir.

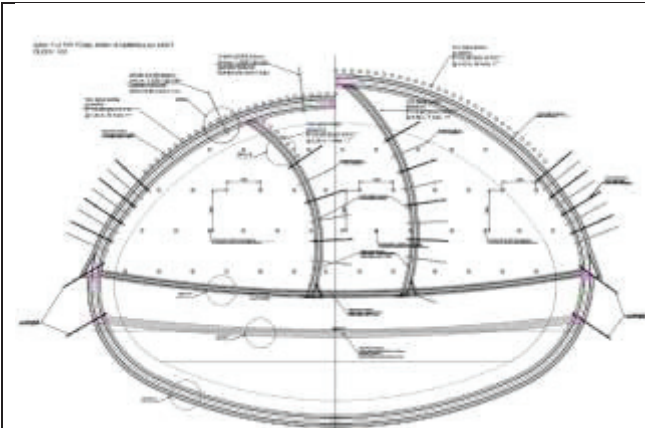


Şekil 15. NATM tasarım

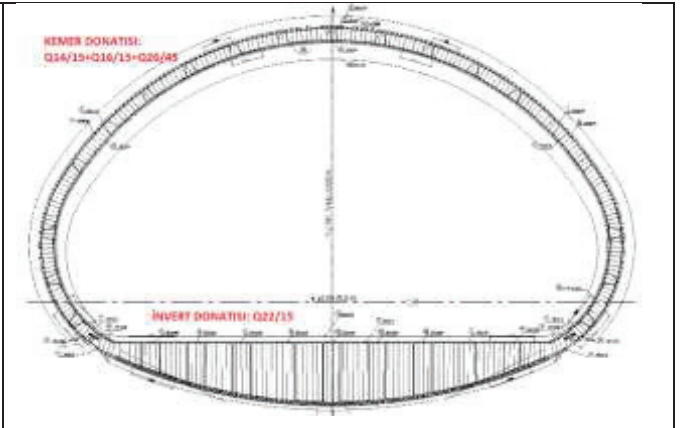


Şekil 16. NATM kazı-destek tasarım

Tünel kazısının yapılabilmesini teminen 9m x 12m boyutlarında eliptik şaft ve ulaşım tüneli teşkil edilerek makas tüneli kazı-destek sistemi projelendirilmiştir.



Şekil 17. NATM kazı-destek tasarım



Şekil 18. NATM kaplama tasarım

NATM yöntemi ile kazı tasarımı, kazı sonrası oluşacak deformasyonun bir kısmının ana kayaya, bir kısmının ise tahkimat elemanına taşıttırılması esasına dayanmaktadır. Bu yöntemde kritik olan kazı sonrası, ilk destek oluşturulana kadar geçen zamandır. Bu yöntemin en önemli ilkesi; kayacın direncini korumak, harekete geçirmek ve tünel çevresindeki kayada kendini destekleyen bir alan oluşturmaktır. Açık kazı tasarımında ise zemin koşullarına bağlı olmakla birlikte destek elemanlarının bir kısmı kazı öncesi yapılmakta ve tüm zemin yükü destek elemanlarına aktarılarak tabana inilmektedir. Bu kapsamda yapılan uygulamalar aşağıda verilmektedir. (Şekil 17)

- **Dış duvarlar:** 40 cm kalınlığında püskürtme beton, 2 x Q443/443 hasır çelik ve 3Ø26 donatı ile oluşturulmuş 250 mm yüksekliğinde çelik iksa kullanılmıştır.
- **Geçici duvarlar:** 30 cm kalınlığında püskürtme beton, 2 x Q335/335 hasır çelik ve 2Ø20+1Ø26 donatı ile oluşturulmuş 174 mm yüksekliğinde çelik iksa kullanılmıştır.
- **Geçici invertler:** 30 cm kalınlığında püskürtme beton, 2 x Q335/335 hasır çelik ve eğimli olarak uygulanmıştır.
- **Üstte:** 1 Sıra Boru Şemsiye Ø 114.3/6.3mm L= 9 m 30cm aralıklı olarak 59 adet uygulanmıştır. (11 derece eğimli)
- **Yanda:** 4+4 adet L=6 m, Ø26 kaya bulonu uygulanmıştır.
- **İksa ayaklarında:** 1+1 adet L=6 m Ø26 kaya bulonu uygulanmıştır.
- **Geçici duvarlarda:** 3/3 adet 1. Aşama 4/4 adet 2. Aşama, L=3 m Ø26 kaya bulonu uygulanmıştır.
- **Geçici invert ile dış duvar ve geçici duvar bağlantıları:** Fil ayak birleşiminde Ø20/15 donatı uygulanmıştır.

4 MALİYET KARŞILAŞTIRMASI

Maliyet analizi her işin kendi bütçesi ve fiyatları söz konusu olduğundan farklı sonuçlar (karlar/zararlar) ortaya çıkarabilir. Çekmeköy – Sultanbeyli Metro Projesi kapsamında aynı zemin jeolojisindeki bu iki imalat için 1 metrelik iş kalemleri Çizelge 2’de verilmektedir.

Çizelge 2: İmalat miktarları

1m için imalat miktarları	T1.2 NATM TÜNEL	AÇ KAPA
Beton (m ³ /m)	34.4	129
Donatı (ton/m)	7.7	25.4
Kalıp (m ² /m)	44	33
Kazı Alanı (m ³ /m)	180	700
Yalıtım m ² /m	45.5	41.7

Tünel derinliğine bağlı olarak örtü tabakası kemerleşmeyi sağlayacak yeterlilikte olduğundan tünel kaplama kesiti 50 cm olarak çözülebilmektedir. Aç kapa da ise 21 metre geri dolgu yükünün ve sismik yüklerin etkisi ile kesit kalınlıkları 2 metreye kadar çıkmaktadır. Bu değerler doğrudan donatı ve beton miktarında artış anlamına geldiğinden, aç kapanın daha maliyetli bir imalat olduğunu ortaya koymaktadır.

Geri dolgu miktarları:

Tünel kazısı için gerekli shaftın ve ulaşım tünelinin geri doldurulması için gerekli dolgu miktarı: 4000m³

Aç kapa yapının üstündeki dolgu miktarı ise: 10600m³

5 SÜRE KARŞILAŞTIRMASI

Yapıların imalat ilerlemeleri aşağıda verilmektedir.

Çizelge 3. Süre Kıyaslaması

	Aç kapa yapı için imalat süreleri:	Tünel yapısı için imalat süreleri:
Destek ve Kazı İmalatı	Kazık İmalatı: 55 gün Kazı İmalatı: 132 gün	Şaft Kazık İmalatı: 23 gün Şaft Kazı: 41 gün Ulaşım Tüneli Kazı: 54 gün Makas kazı: 280 gün (*Ana hat tünelleri sebebi ile bekleme)
Yapısal İmalat	Betonarme:120 gün (planlanan)	NATM makas kaplama: 120 gün (planlanan)
Geri Dolgu İmalatları (Planlanan)	90 gün	40 ün

6 SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Çekmeköy- Sultanbeyli Metro Projesi fiyatları değerlendirildiğinde aç kapa yapının metre maliyeti ile T12 makas tüneli maliyetleri arasında 1,69 kat fiyat farkı olduğu tespit edilmiştir. Bu çalışmaya konu aç kapa yapının kazı-destek, yapısal kaplaması, geri dolgu ve bitirme imalatlarının daha pahalı olduğu anlaşılmıştır. Her projenin fiyatlandırması, süresel ilerlemesi, işe ayrılan makine ve insan gücü farklı olacağından bu fark ile ilgili genel bir yorum ya da çıkarım yapılmaması gerekir.

Aç kapa inşaatlarda önemli bir miktarda yüzey alanı gereklidir ve buna göre trafik aktarımı yapılmalıdır. Güzergahla ilgili revizyon seçenekleri aç kapa imalatlarda çok sınırlı iken NATM metodu ile kazılacak tünellerde (yer altından yeni rotalar belirleneceğinden) güzergah değişkenliği / seçenekleri fazladır.

Bu çalışmada tasarım olarak her iki sistemin kazı-destek tasarımına farklı açılardan yaklaşılmıştır. Zemin durumu düşünüldüğünde üst kısmının zayıf zonda kalması alt kısmının ise kaya olması aç kapa geoteknik tasarımda herhangi bir özel önlem alınacak sorun teşkil etmezken (aynı kazı-destek kesiti tabana kadar devam etmiştir), tünel kazı-destek tasarımında ise kompozit kesit oluşturulması değerlendirilmiştir. Tünel invertinin kayada kalması ancak üst yarının tamamına yakınının zayıf zemin bölgesinde kalması sebebi ile üst yarı umbrella arch sistemi ile tasarlanmıştır.

Kaplama tasarımları değerlendirildiğinde en önemli belirleyicinin derinlik olduğu bilinmektedir. Dolayısı ile yaklaşık 30m ray üst kotu olan derin kazılarda tünel kaplaması her zaman daha ekonomik çözümler sunabilmektedir. Aç kapa tasarımda en zorlayıcı parametre serbest geri dolgu yükünün taşınmasıdır. Bu bakımdan (bu çalışma için) maliyet farkını en fazla açan unsurun beton, demir ve kazı fazlası olduğu görülmektedir.

Süre kıyaslamalarında aç kapa imalatının daha hızlı yapıldığı/planlandığı görülmektedir. NATM kazısı için en önemli süre kayıplarının bağlantılı diğer tünel çalışmaları sebebi ile oluşan bekleme, makas tüneli kazısının yapılabilmesi için NATM shaftı ve ulaşım tüneli işlerinin

yapılması da süreyi uzatan unsurlardandır. Açık kazı da herhangi bir lojistik kazı gerekmediğinden kazı süresi kısa sürmektedir. Geri dolgu süresinde ise bu durumun tam tersidir. Ulaşım tüneli uzunluğu ve şaft derinliğine bağlı olarak süre ile ilgili genel bir çıkarım yapılmaz ancak bu örnekte aç kapa geri dolgu miktarı NATM kısmın geri dolgu miktarından 2,5 kat fazladır.

Aç kapa yöntemi ile ilgili olarak; derinliğin 18-20 m veya 3 tünel çapı kadar (veya daha fazlası) olduğu durumlarda ekonomik olmamaktadır. [1] Tünel üstünde kalan örtü tabakasının 1,5 çap ve daha aza indiği durumlarda, tünelde kemerleşme etkisi azalacağından hem kazı-destek tahkimatı hem de yapısal kalıcı kaplamaları (beton kalınlığı, donatı) artmaktadır. Söz konusu çalışmada tünel her ne kadar geniş çaplı bir tünel olsa da örtü tabakasının fazla olması, yer altı suyunun risk oluşturmaması, zemin profilinin tünel kazısı için zorlayıcı olmaması sebebi ile NATM metodu ile imalat aç kapaya göre (aç kapa ile kazı daha risksiz olsa da) daha az maliyetli çıkmıştır.

TEŞEKKÜR

Tüm proje süreçlerinde emeği geçen İşveren İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistemler Daire Başkanlığı Anadolu Yakası Raylı Sistem Müdürlüğü'ne, Müşavir Firma Yüksel Proje A.Ş.'ye, Yüklenici Firma Doğu İnşaat ve Tic. San. A.Ş.'ye olmak üzere projeye sağladıkları katkılar sebebi ile Tekfen Mühendislik Geoteknik Grubu çalışanlarına teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- [1] Greifeneder, E., 2003, *Comparison of Cut-and-Cover Tunneling Method vs. New Austrian Tunneling Method (NATM) for Urban Tunnels with Shallow Overburden*, Viyana Üni-Avusturya
- [2] Tekfen Mühendislik, *S23d Makas Yapısı Ön Hesap Raporu*, İstanbul, 2021
- [3] Tekfen Mühendislik, *S23c – T1.2 Tüneli Kazı Destek Hesap Raporu*, İstanbul, 2022

NATM Uygulamalarında Ani Konverjans ve Yüzey Oturmalarına Karşı Alınan Önlemler (Çekmeköy Sultanbeyli Metrosu'nda Kazanılmış Tecrübeler)

The Precautions Taken Against Sudden Convergence and Surface Settlement at NATM Tunnel Applications (Experience Gained in Çekmeköy Sultanbeyli Subway Construction)

A. Türkoğlu

Teknik Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş. (Doğuş Grubu), Tasarım Şefi- İnşaat Mühendisi, İstanbul

E. Selçuk

Yüksel Proje A.Ş., İnşaat Yüksek Mühendisi-Maden Yüksek Mühendisi, İstanbul

ÖZET: Bu bildiri, Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu kapsamında; Samandıra Merkez istasyonu NATM peron tünelleri imatları tamamlandıktan sonra açılan bağlantı tünelleri kazısı sırasında ve sonrasında ani gelişen konverjans okumaları, ilgili okumalar değerlendirilerek mevcut kazı destek sistemi üzerine yapılması gerekli takviyeler ve sonuçları anlatılmaktadır.

Konverjans ve oturmada hareketi sönmek için geçici kazı destek sistemi üst yarı alt yarı birleşim bölgesinde umbrella çakımı, yükselme bölgelerinde ise ilave tahkimatlar yapılmış olup; sonucunda konverjans ile yer değiştirmelerin kontrol altına alınabildiği gözlemlenmiştir.

ABSTRACT: The sudden developing convergence readings during and after the excavation of the connection tunnels, after the Samandıra Merkez Station NATM P1 type platform tunnels manufacturing is completed, the relevant readings are evaluated and the necessary reinforcements to be made on the existing excavation support system and their results are explained in this paper within the scope of Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metro.

In order to retardation the deflection convergence and settlement, pipe umbrella applied at the point of the upper half and lower half junction of the temporary excavation support system and additional retrofit was implemented at zones of the pipe umbrella arch section excavation enlargement. As a result, it has been observed that surface settlements and tunnel convergence can be controlled by applications mentioned above.

1 GİRİŞ

Toplu taşımanın önemli unsurlarından biri haline gelen metro çalışmaları dünyada geçtiğimiz yüzyılın son çeyreğinde yaygınlaşmaya başlamıştır. Ülkemizde, İstanbul ili başta olmak üzere farklı illerde pek çok metro çalışması tamamlanmış olup; halen İstanbul'da birçok metro çalışması da eş zamanlı olarak devam etmektedir. Tünel tasarımı ve imatları Metroların en önemli unsurlarındandır. Metrolar genellikle yer altı yapıları olması sebebi ile zeminle bire bir etkileşim halindedir. İmatlar sırasında güvenli bir alan oluşması, kazılar sırasında çevre alt yapı (yol, doğalgaz, İ.S.K.İ. hatları, vb.) ile üst yapılarda (bina, köprü, vb.) zemine bağlı bir hareketin ilgili yapılarda hasara sebebiyet verici bir etki yaratmaması önem arz etmektedir. Bu yüzden geçici kazı destek sistemleri projelendirme sürecinde, oluşacak zemin davranışına bağlı yer değiştirmeler (düşey deplasmanlar ve yatay deplasmanlar) analiz edilerek standartlar

gereğince güvenli sınırlar içerisinde kalacak şekilde tasarlanmaktadır. Sonrasında ise aletsel gözlem verileri yakından takip edilmektedir. Aletsel gözlem verilerinin kontrolleri sonucu gerekli görülmesi durumunda; ilave hesap analizleri yapılarak, gerekli imalat tedbirleri alınmaktadır.

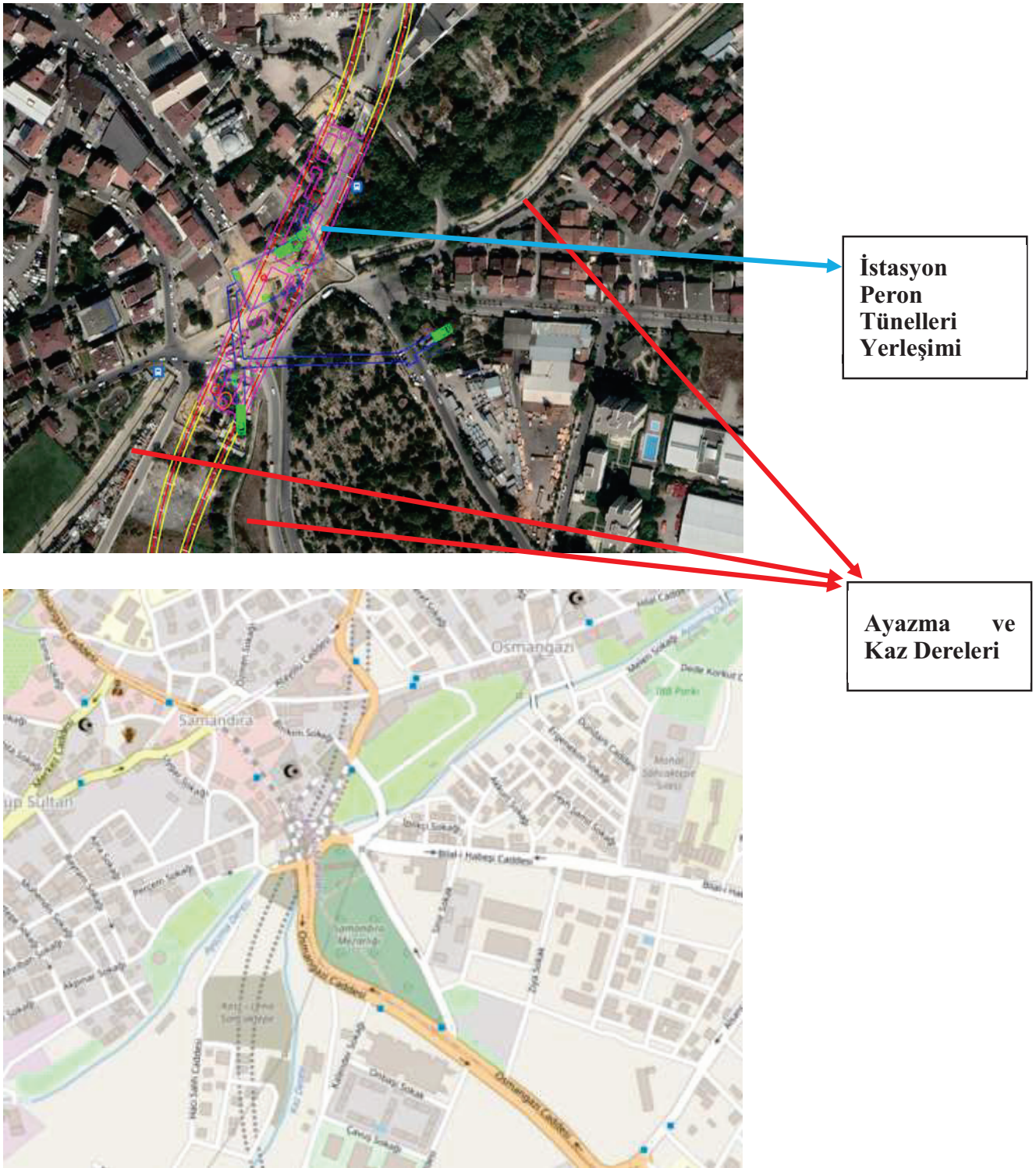


Şekil 1. Proje güzergahı ve bölgenin haritası (Tekfen Mühendislik,2021)

1.1 Projeye Ait Genel Bilgiler

Tüm imalatları tamamlandığında Çekmeköy-Sancaktepe-Sultanbeyli Metrosu ile Sarıgazi (Hastane)–Taşdelen-Yenidoğan Metro Hattı Projesi (ÇSS-YCE) iki ana hat ve bağlantı hatlarıyla birlikte toplam ~17 km uzunluğunda.; ana hat tünelleri ve toplamda 13 adet istasyon yapısı içermekte olan bir toplu taşıma sistemi olacaktır. Çekmeköy – Sancaktepe – Sultanbeyli Merkez Metro Hattı sırasıyla Meclis, Sarıgazi, Sancaktepe Şehir Hastanesi, Sancaktepe, Samandıra Merkez, Veysel Karani, Hasanpaşa ve Sultanbeyli istasyonlarından geçerek Sultanbeyli ile TEM yolu kenarında son bulmaktadır. Sarıgazi –Yenidoğan metro hattı ise Yenidoğan istasyonundan başlayarak sırası ile Soğukpınar, Cumhuriyet, Aydınlar, Sarıgazi istasyonlarından geçerek Emek istasyonunda son bulmaktadır. Saha için bölgenin haritası Şekil 1’de(Tekfen Mühendislik,2021) verilmiştir.

Samandıra Merkez İstasyonu NATM Tünelleri Km 22+638.320 ve Km 22+891.678 arasında yer almaktadır. İstasyon peron katında her iki hatta 250’şer metre uzunluğunda P1 tipi NATM tüneli bulunmaktadır, teknik hacimler ve havalandırma için peron başında ve sonunda 40’ar metre uzunluğunda P2 tipi NATM tüneli ve 15’şer metre uzunluğunda B1.2 tipi tüneller yer almaktadır. Teknik alan ve yolculu alanlardan hatlar arasına geçiş amacıyla, bu tünelleri birbirine bağlayan 7 adet B1.2 bağlantı tüneli bulunmaktadır. Ayrıca peron orta aksında bulunan merdiven tünelleri ile bilet holü ve yüzeye çıkışların yer aldığı istasyon aç-kapa yapısına ulaşmaktadır. Peron tünelleri üzerinde yaklaşık 25m örtü tabakası bulunmaktadır.

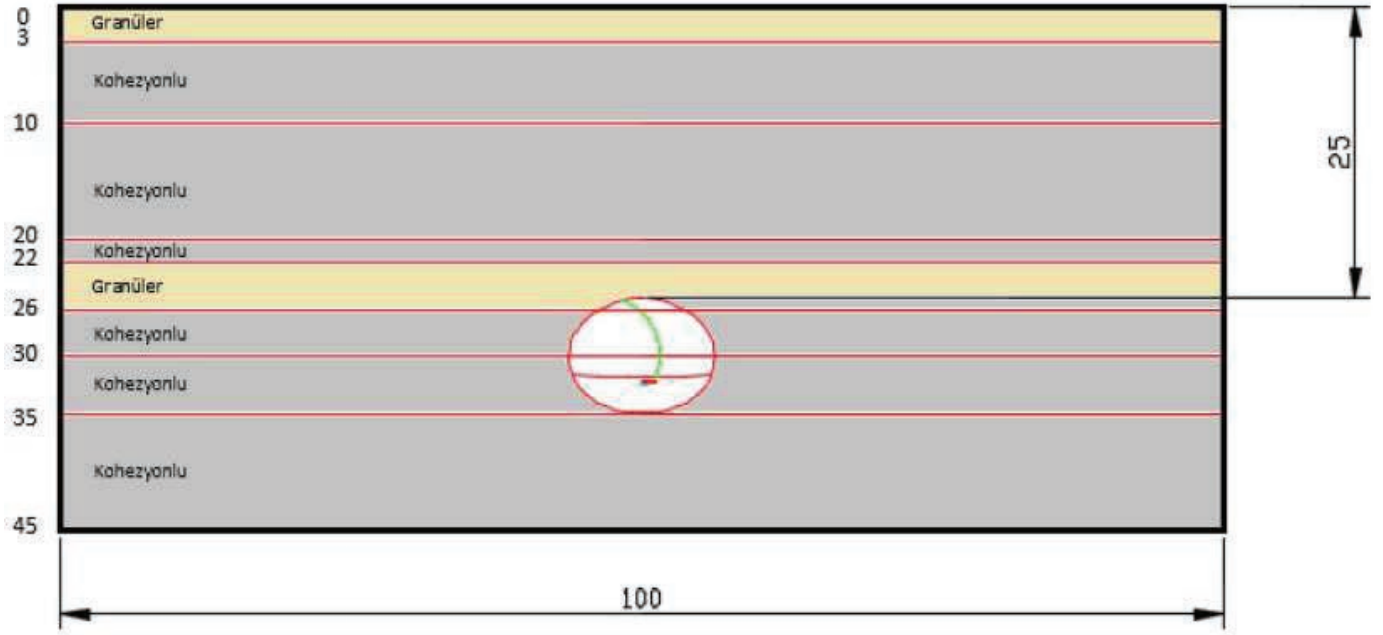


Şekil 2. Google harita istasyon lokasyon bilgisi (Tekfen Mühendislik,2021)

1.2 Bölgeye Ait Mühendislik Jeolojisi

Samandıra Merkez İstasyonu bölgede yer alan ayazma ve kaz derelerine bitişik olup dere yatağı bölgesinde yer almaktadır. İstasyon bölgesinde sekiz adet sondaj verisi bulunmaktadır. Bu sondaj verilerine göre idealize zemin profili şöyle özetlenebilir: Buna göre yüzeyde dolgu, dolgunun altında alüvyon olarak tanımlanmış kumlu/çakıllı kil tabakalarından oluşmaktadır. Tünel kazısı, tünel tabanı tamamen alüvyon zemin tabakası içinde gerçekleşmiştir. Tünel kazı destek sistemi hesaplarında benzer zemin sınıfına sahip istasyonlar için oluşturulan tabakalanma Tablo 1’de(Tekfen Mühendislik,2021) gösterilmektedir.

Tablo 1. İdealize zemin profili (Tekfen Mühendislik,2021)



Aralık	Zemin Tipi	$N_{60} / (N_1)_{60}$	PI	γ (kN/m^3)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_u (kPa)	E' (kPa)
0-3	Granüler	11.5	-	19.2	-	1	33	-	11500
3-10	Kohezyonlu	16.5	20.0	19.2	90	9	27	27612	21900
10-20	Kohezyonlu	25	20.0	19.2	137	14	27	41836	30800
20-22	Kohezyonlu	35	20.0	20	192	19	27	58570	40600
22-26	Granüler	-	-	20	-	1	35	58570	40600
26-30	Kohezyonlu	35	20.0	20	192	19	27	58570	40600
30-35	Kohezyonlu	42.5	20.0	20	233	23	27	71121	47600
35-45	Kohezyonlu	50	20.0	20	274	27	27	83672	54400

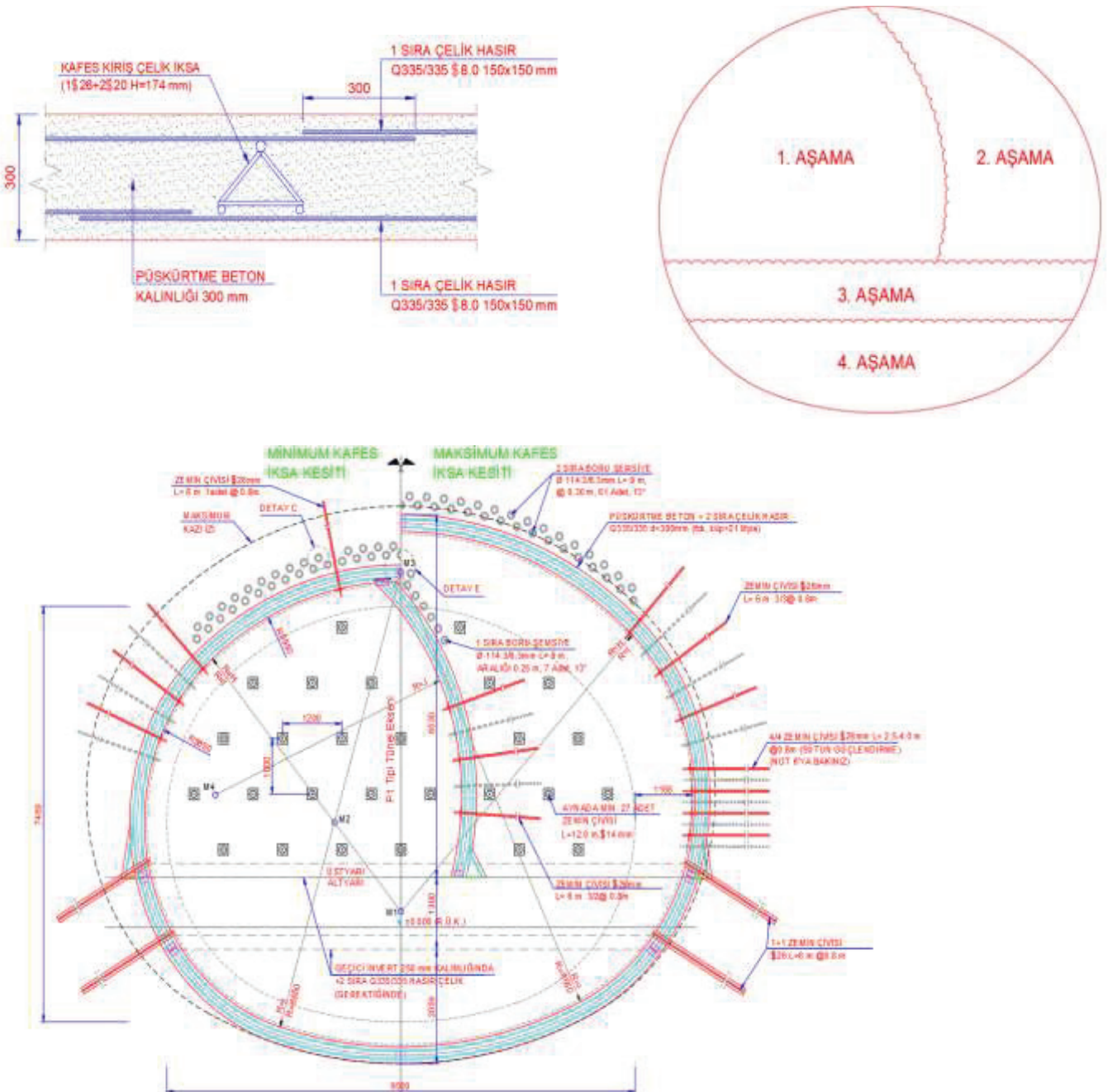


Şekil 3. Sondaj bölgesi tipik karot sandık fotoğrafı (Tekfen Mühendislik,2021)

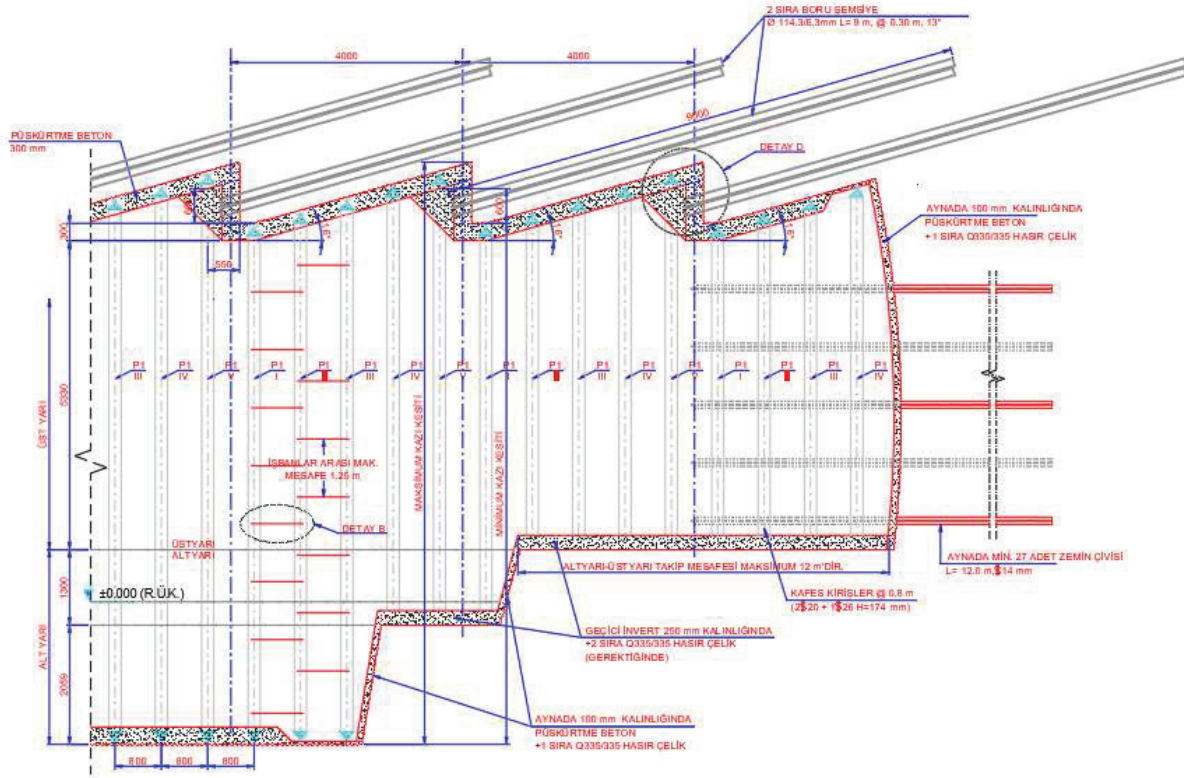
1.3 Geoteknik tasarım süreci

Samandıra Merkez İstasyonu Bölgesi P1Tüneli; kazı destek sistemi hesaplamalarında $RMR < 15$ kaya ve/veya zemin sınıfları (F Sınıfı) grubuna denk gelmektedir. Hesaplar sonucu 30cm kalınlığında altta ve üstte Q335/335 hasırlı püskürtme beton, 80cm de bir $1\Phi 26+2\Phi 20$ kafes kirişlerden meydana gelen iksa sistemi öngörülmüştür. Kazı destek sistemi 2 aşama üst yarı ve 2 aşama alt yarı olacak şekilde toplamda 4 aşama (şekil-4) olarak tasarlanmıştır. Üst kısımda çift sıra 9m uzunluğunda 114.3mm kesitli 6.3mm kalınlığında boru şemsiye (şekil-5) ve boru şemsiyeden kenarlara inilirken 80cm ara ile 3 sıra şaşırtmalı $\Phi 26$ $L=6m$ uzunluğunda zemin çivisi (şekil-4) tasarlanmıştır. Üst yarı en kesitin orta kısmına yakın bir bölgeden geçici duvar ile ayrılmaktadır. Alt yarı düşey doğrultuda iki bölgeden oluşmaktadır. Alt yarı kenar kısımlarında kesitin kazısı tamamlanmadan önce konverjansı ve konverjansa bağlı oturmayı engellemek için her iki yanakta ikişer adet $\Phi 26$ $L=6m$ zemin çivisi bulunmaktadır. 1. Ve 2. Aşama üst yarı ile 3. ve 4. aşama alt yarı takip mesafesi 12m'dir.

Ayna kısmında ise 1.2mx1.m karelaj ile 12 metre uzunluğunda $\Phi 14mm$ 'lik zemin çivisi uygulanmıştır.



Şekil 4. P1 Tüneli Tipik iksa kesit detayı, kazı aşamaları ve iksa en kesiti



Şekil 5. P1 Tüneli Tipik İksa boy kesiti

2 BÖLGEDE MEYDANA GELEN OTURMA/KONVERJANS ÖLÇÜMLERİ VE REVİZE EDİLEN GEOTEKNİK TASARIM SÜRECİ

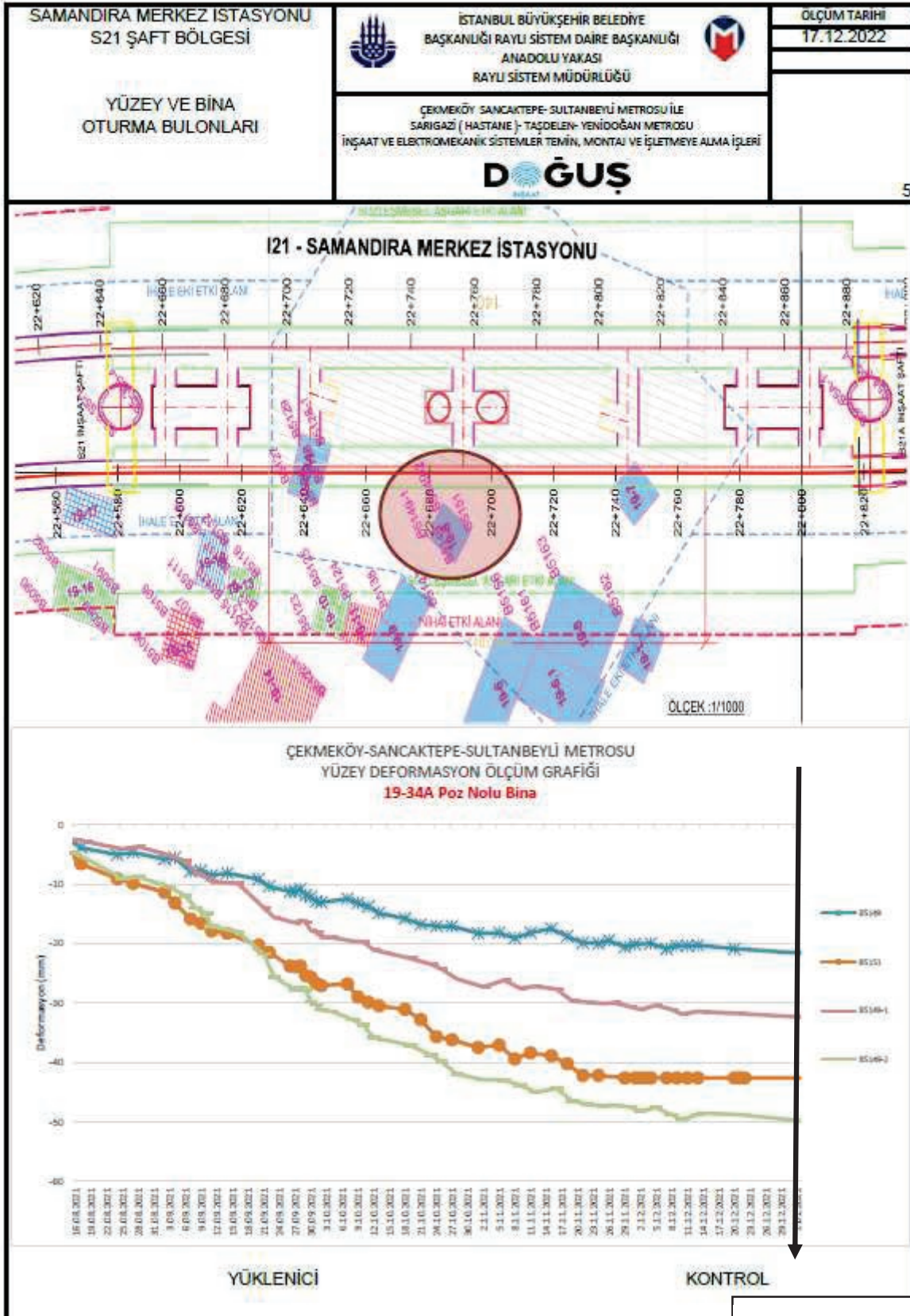
P1 Tüneline ait gözlem yapabilmek belirlenen konverjans ölçüm noktaları ve oturma bulonları yerleşimi aşağıdaki gibidir. Haftalık periyotlar halinde yapılan ölçümler sonucunda alt yarı kazı aşamalarında ve ara bağlantı tüneli üst yarı/alt yarı kazı aşamalarında ölçümlerde hesaplarda yer alan değerlerin üzerinde artışlar görülmüştür (Şekil 6 ve Şekil 7). Konverjans ölçümlerinde 16.08.2021-20.10.2021 arasında en olumsuz lokasyonda 50mm'ye kadar lineere yakın bir artış gözlemlenmiştir (Şekil-6). Bağlantıların açıldığı diğer lokasyonlarda da konverjans negatif yönde (tünel kapanma yönünde) lineer olarak artmıştır. Tünel üzerinden yer alana bina oturma bulonu okumalarında ise en yüksek 80mm ye kadar oturma (Şekil 7) gözlemlenmiştir.

Projede öngörülen değerlerin üzerine çıkılması, çevre yapıların zarar görmemesi ve tüneldeki oturmaların sönmülenebilmesi için ilave tedbirler alınmıştır. İlave çalışma ve analizler Doğu İnşaat (Yüklenici Firma) ile Yüksel Proje A.Ş. (Müşavir Firma) yapılan ve iletilen görüşlere binaen Tekfen Mühendislik A.Ş. (Proje Tasarım Firması) tarafından yapılmıştır. Kazı aşamaları 2 üst yarı ,1 alt yarı olmak üzere 3 aşamaya indirilmiştir. Tünel kazı formları kemerlenme daha iyi sağlansın diye yuvarlak formlara (kavisli geçici invert) getirilmiştir. Kazı destek sistemin ayna çivi karelağı 1mx1m olacak şekilde sıklaştırılmış, konverjans ve konverjansa bağlı oturmayı azaltmak için alt yarı üst yarı kazı aşamaları ayırımına dikey boru şemsiyeler eklenmiştir. Bu boru şemsiyeler fil ayaklara gelecek şekilde konumlandırılmış ve mini kazık etkisi yaratacak şekilde projelendirilmiştir. Dikey boru şemsiyeler binalara 5m kala mesafeden itibaren uygulanmıştır. Üst yarıda, bitişik olan boru şemsiyelere açı verilerek tünel üzerinde daha fazla bölgenin iyileştirilmesi amaçlanmıştır. (Tablo-2 ve Şekil-8). Kesiti dayanımını arttırmak için boru şemsiye yükselme kesitinde yer alan üçgen alanlar ilave kafes kiriş ve hasır çelikle takviye edilmiş püskürtme beton ile doldurulmuştur (Şekil-9).

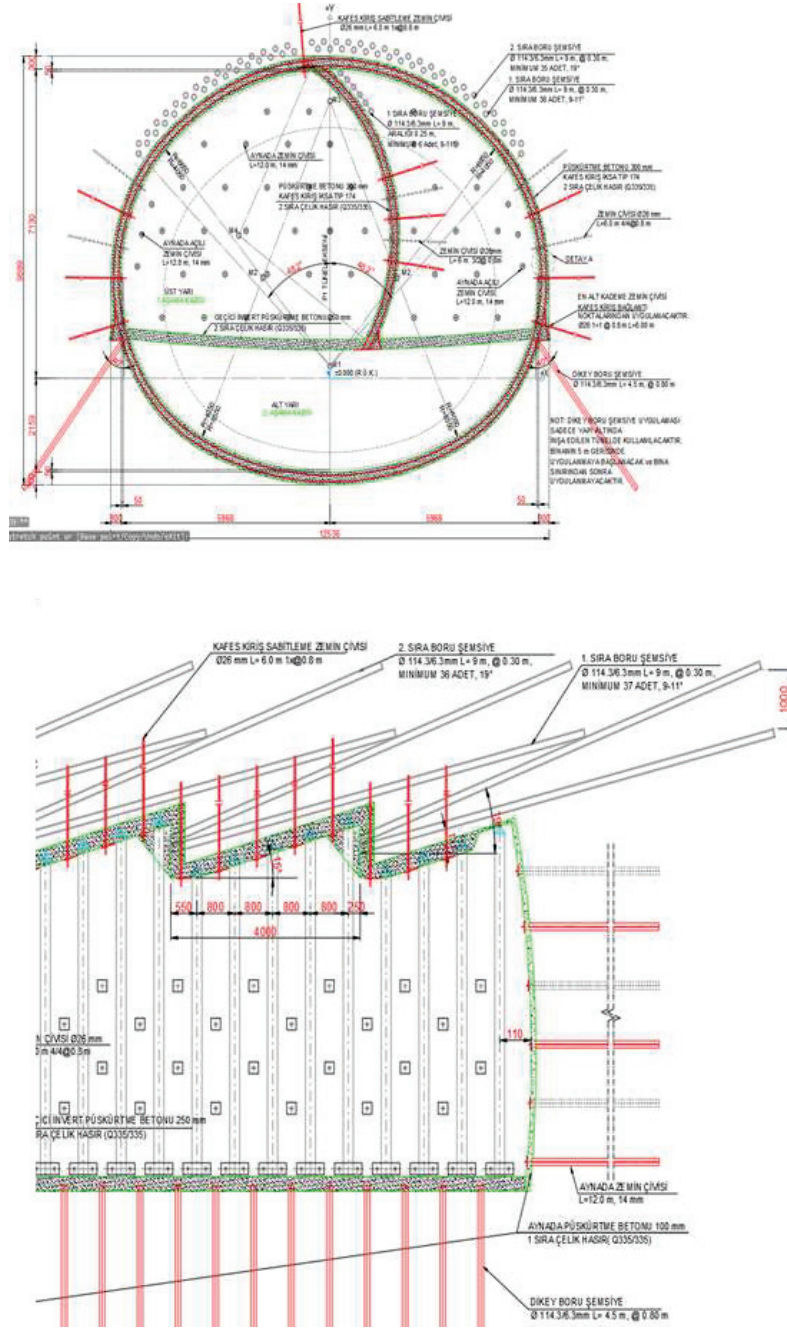
SAMANDIRA MERKEZ İSTASYONU S21 Hat 2 P1 İleri Tüneli 	 BÜYÜKŞEHİR BELEDİYE BAŞKANLIĞI RAYLI SİSTEM DAİRE BAŞKANLIĞI ANADOLU YAKASI RAYLI SİSTEM MÜDÜRLÜĞÜ	MONTAJ TARİHİ 16.08.2021
		İLK OKUMA 16.08.2021
	ÇEKMEKÖY SANCAKTEPE-SULTANBEYLİ METROSU İLE SARIGAZI (HASTANE)-TAŞDELEN-YENİDOĞAN METROSU İNŞAAT VE ELEKTROMEKANİK SİSTEMLER TEMİN, MONTAJ VE İŞLETMEYE ALMA İŞLERİ	ÖLÇÜM TARİHİ 8.02.2022
	KM= 00+094,00	



Şekil 6. Tünel konverjans ve oturma grafiği



Şekil 7. Tünel Üzeri Bina Oturma Grafiği

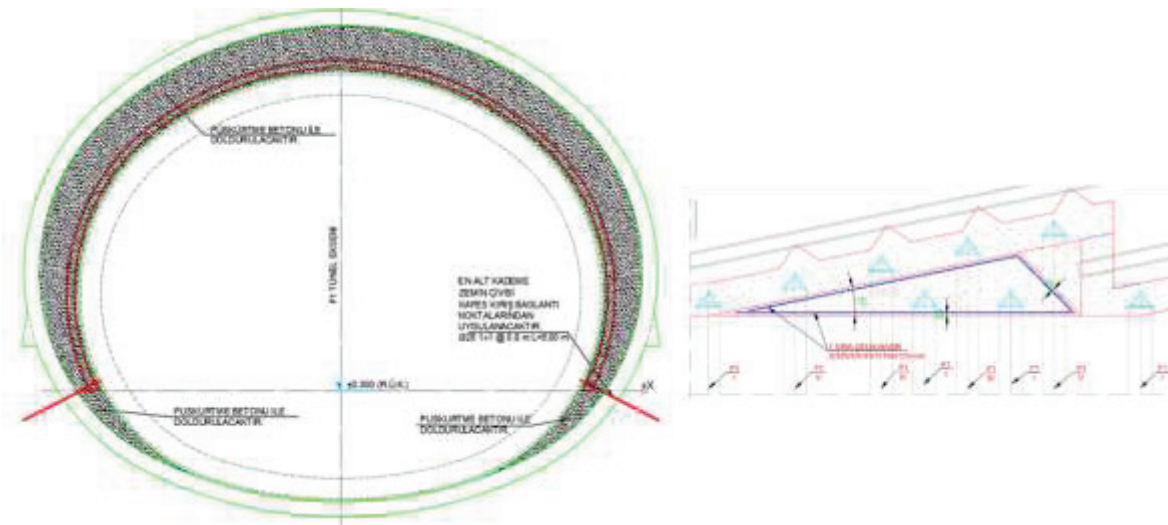


Şekil 8. Takviyeler yapılarak revize edilen P1 tüneli iksa en tipik kesiti ve boy kesiti

Tablo 2: Takviyeler yapılarak revize edilen P1 tüneli kazı destek sistemi özet tablo

F DESTEK SINIFI, RMR <15 KAYA VE ZEMİN İÇİN P1 TÜNELİ DESTEK SİSTEMİ TABLOSU		
BİRİNCİ DESTEK	PÜSKÜRTME BETON	300mm
	ÇELİK HASIR	2 Sıra Q335/Q335
	KAFES KİRİŞ ÇELİK İKSA	H=174mm/ 0.8m ara ile
	SÜREN	GEREKLİ DEĞİL
	BORU ŞEMSIYE	1. SIRA BORU Φ 114.3mm (6.3 mm Kalınlığında) L=9m /0.30m ara ile (9-11°) 2. SIRA BORU Φ 114.3mm (6.3 mm Kalınlığında) L=9m /0.30m ara ile (19°)
	KAYA BULONU	GEREKLİ DEĞİL
	ZEMİN ÇİVİSİ	Yanlarda 4/4 adet L=6m Φ 26mm/0.8m ara ile
	İKSA SABİTLEME ZEMİN ÇİVİSİ	L=6m Φ 26mm
AYNA	AYNADA PÜSKÜRTME BETON	100 mm
	ZEMİN ÇİVİSİ	1.0 x1.0m Karelaj ile min. 46 Adet Φ 14mm L=12m
	KAYA BULONU	GEREKLİ DEĞİL
	HASIR ÇELİK	1 Sıra Q335/Q335
GEÇİCİ DESTEK	ZEMİN ÇİVİSİ	3/2 adet L=6m Φ 26mm/ 0.8m ara ile
	KAYA BULONU	GEREKLİ DEĞİL
	BORU ŞEMSIYE	Minimum 6 Adet Φ 114.3mm (6.3 mm Kalınlığında/9-11°) L=9m /0.30m ara ile
	PÜSKÜRTME BETON	300mm
KAZI AŞAMALARI	KAZI AŞAMALARI	2 ÜSTYARI / 2 ALTYARI
	GEÇİCİ İNVERT	250mm Püskürtme Beton + 2 Sıra Q335/335 Hasır Çelik (Gerektiğinde)
İNVERTETE ÇELİK KAFES KİRİŞ		H=174mm /0.8m ara ile

Şekil 3. Saha genelinde serim gösterimi



Şekil 9. P1 Tüneli Boru şemsiye kazı alınlarının doldurulması detay çizimleri

3 SONUÇ VE ÖNERİLER

Dere yatağında yer alan birbirine yakın peron kazılarının bulunduğu Samandıra bölgesine benzer bölgelerde, zayıf zemin katmanları üzerinde yer alan binaların oturmaları sık ölçümlerle takip edilmiş, tasarım değerleri ile sürekli karşılaştırma yapılarak değerlendirme yapılmıştır.

Hesaplarda öngörülemeyen oturma değerleri ile karşılaşıldığında P1 Tüneline oturma ve konverjansın sönmülenebilmesi için alt yarı-üst yarı ayırımına yapılan zemin çivisi ve çevresindeki enjeksiyon artırılarak sürtünme alanı dolayısı ile kesitin kapanmasına karşı direnç artırılmıştır. Boru şemsiye yükselme alınlarında yer alan kesit kapasiteleri ilave tahkimatlar ile artırılmıştır. 2. Sıra Boru şemsiye çakım açısı artırılarak üst yarıda iyileştirilmiş bölge kesiti artırılmış, örtü kalınlığı bir miktar daha azaltılmıştır.

Yapılan iyileştirmelerin oturma ve konverjansı sönmülediği görülmüştür (Şekil 6, Şekil 7). Dere yatağı ve fay zonu gibi bölgelerde oturma hassasiyeti yüksek riskli yapılara yaklaşıldığında benzer yaklaşımlar en baştan uygulanması önerilmektedir. Fakat ilk tasarıma yapılabilecek takviyelerle sonuç alınabildiği gözlenmiştir.

TEŞEKKÜR

Tüm proje süreçlerinde emeği geçen İşveren İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistemler Daire Başkanlığı Anadolu Yakası Raylı Sistem Müdürlüğü'ne, Müşavir Firma Yüksel Proje A.Ş. 'ine, Yüklenici Firma Doğu İnşaat ve Tic. San. A.Ş. 'ine, projeye sağladıkları katkılar sebebi ile Tekfen Mühendislik Tasarım Ekibine teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Doğu Yapı Merkezi Özaltın Adı Ortaklığı, 2017, RMR<15 Kaya ve Zemin için P1 Tüneli (E-F Destek Sınıfı) Kazı Destek Hesap Raporu, İSTANBUL
- Tekfen Mühendislik 2021, P1 Tüneli E Destek Sınıfı (Revize) Kazı ve Destekleme Sistemi Tünel Hesap Raporu, İSTANBUL
- Tekfen Mühendislik 2022, CSS ve YCE Hattı Tüm Hat Güzergahı, Tünel Yerleşimi, Makas Plan Profil Paftaları ile Uygulama Raporu ve Modeli, İSTANBUL

