

# Tünelcilikte İksa Tasarımına Yönelik Eurocode esasına dayanan Stratejiler

## *Strategies for Design of Support Measures in Tunneling on Basis of Eurocode*

O. Koç

*IGT Geotechnik und Tunnelbau ZT GmbH, Salzburg, Austria*

**ÖZET** Tünellerin taşıma kapasitelerini hesaplarken tasarımcının kullanacağı çeşitli alternatifler mevcuttur.

Bu çalışmada taşıma kapasitelerini hesaplamakta kullanılacak Eurocode prensiplerine dayanan iki farklı tasarım stratejisi önerilmektedir. İlk strateji (implicit design) iksa elemanlarının mukavemet değerleri malzeme ve yük katsayıları ile düşürülerek yapılmaktadır. Non-linear analizle elde edilecek statik denge (equilibrium) taşıma kapasitesinin sağlandığını gösterecektir. İkinci strateji, kesit tesirlerinin (yüklerin tesirleri) betonun karakteristik ortalama mukavemet değerleri ile hesap edilerek yapılmaktadır. Yük katsayıları ile arttırılmış kesit tesirleri malzeme katsayısı ile düşürülmüş mukavemet değerleri ile mukayese edilerek taşıma kapasitesi kontrol edilmektedir.

**ABSTRACT** A designer has an option to choose between various strategies in performing ULS check in tunneling.

In this paper two strategies to undertake the ULS check on the basis of the Eurocode will be introduced. First strategy is the implicit design in which the resistance of the support members is reduced with the corresponding material (resistance) and load (action) factors. Obtaining a structural equilibrium of the model implies that the ULS-check is fulfilled. Second strategy is to calculate the sectional forces (effects of actions) based on the characteristical mean strength values and then designing the cross section by comparing the factorized effects of actions with the reduced material strength of the support members (steel and concrete).

### **1 INTRODUCTION**

It is not clearly stated in the Eurocode how the tunnels should be designed. Since the Eurocode as a whole package is a merely an attempt to combine different philosophies and design methodologies used across the Europe, there are more than one way, especially in geotechnical engineering, to satisfy the limit states.

The scope of this paper is to introduce two different design strategies compatible and conform to the Eurocode 2 (EC2) and EC7.

Only ultimate limit state will be considered in this paper.

### **2 ULTIMATE LIMIT STATE**

In EN 1997-1, the ultimate limit state in general is divided into 5 different limit states, namely:

- loss of equilibrium of the structure or the ground (EQU)
- internal failure or excessive deformation of the structure or structural elements (STR)

- failure or excessive deformation of the ground, in which the strength of soil or rock is significant in providing resistance (GEO)
- loss of equilibrium of the structure or the ground due to uplift by water pressure (buoyancy) or other vertical actions (UPL)
- hydraulic heave, internal erosion and piping (HYD)

Of the above stated limit states, EC7 asserts, the limit state GEO is often critical to the dimensioning of the structural elements involved in geotechnical problems. Which is why in the following, the limit states GEO and STR will be addressed.

“EQU does not generally govern design of deep tunnels due to the tunnel geometry and low sensitivity to the ground surface load. UPL is more problematic for shallow tunnels where little ground cover is provided to counter balance the uplift force at the invert. HYD is more relevant to piled cut and cover tunnel box, in the temporary case, before the base is fully integrated into the tunnel lining system. STR is pertinent to all structural members.” (Simpson, 2010)

Instead of introducing a global (single) safety factor, EC7 defines sets of partial factors. Design with Eurocode leads to a kind of load resistance factor design (LRFD, as in structural steel design), where the main idea is the comparison of the factored loads (actions) with the reduced resistances.

On the side of the actions, the partial factors are applied either to the actions themselves, designated as F (if they are quantifiable) or to their effects, E (e.g. internal forces, moments or stresses). On the other hand, the resistances (R) and/or ground properties (X) reduced with the partial factors, to see whether the following inequality will be satisfied:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

In other terms:

$$\gamma_E \cdot E_k \leq R_k \gamma_M \quad (2)$$

Where, d denotes design, k the characteristic values and M states the material partial factor.

No safety factor or degree of utilization is defined in EC7 (Walter, 2010).

## 2.1 Design Approaches

“Eurocode 7 allows for three different design approaches DA1 to DA3 which differ in the application of the partial factors of safety on actions, soil properties and resistances” (Schweiger, et al. 2010). The sets of partial factors are given in table 1, 2 and 3. The nature of design in tunneling requires taking into account following issues:

- It cannot be readily known whether the ground behavior is action or resistance
- Ground behavior acting whether as action or resistance can change during the different states of the construction

In order to consider above stated effect a feature of DA2 is exploited, where it is possible to apply the partial factors either on actions or their effects. The latter option, commonly referred to as DA2\*, can be used in numerical methods (Schweiger, et al. 2010).

Table 1. Partial factors for actions acc. to EC7 (Schweiger, et al. 2010)

DA	Permanent unfav.	variable
DA1/1	1.35	1.50
DA1/2	1.00	1.30
DA2	1.35	1.50
DA3	1.00	1.30

Table 2. Partial factors for soil parameters acc. to EC7

DA	$\tan\phi'$	$c'$	$c_u$	$q_u$
DA1/1	1.00	1.00	1.00	1.00
DA1/2	1.25	1.25	1.40	1.40
DA2	1.00	1.00	1.00	1.00
DA3	1.25	1.25	1.40	1.40

Table 3. Partial resistance factors for spread foundations acc. to EC7

DA	Bearing	Sliding
DA1/1	1.00	1.00
DA1/2	1.00	1.00
DA2	1.40	1.10
DA3	1.00	1.00

In the above tables  $c_u$  denotes undrained shear strength,  $q_u$  unconfined strength. It should be noted that DA1 is divided into two sub categories where EC7 states that both categories should be checked if it is not obvious that one of the two governs the design.

In Germany and Austria, design approach DA2\* is used for most of the geotechnical verifications. Since the design approaches DA2 and/or DA2\* are not always suitable for the verification of safety against sliding and slope failure, for these verifications DA3 is intended in Germany and Austria (Walter, 2010).

The tunnel design in Austria is regulated in the guideline RVS 09.01.42 (design of tunnel structures beneath build-up areas, version 2013). This guideline foresees the usage of DA2\* in designing tunnel structures, which means, partial factors are applied to the sectional quantities (i.e. moments, hoop forces etc.) and the material resistances of the support members, but not to the ground properties (Walter, 2010).

### 3 DESIGN STRATEGIES

#### 3.1 Strategy 1: Implicit Design

To demonstrate the real soil structure interaction as closely as possible the finite element method (FEM), in which both the soil and the support simulated in one model, is widely used in geotechnical engineering. With the help of FEM the structural forces can be directly derived from the analysis software to be used in the design of the tunnel lining (Simpson, 2010).

The aim of this strategy is to perform the design and the calculations (analysis) together, which means that at the end of the calculation, if a possible structural equilibrium can be found by the analysis software (convergence with a reasonable tolerance), it can be assumed that the design of the calculation model with the predefined support dimensions is also evident.

“The provisions of the construction materials standards can be “implicitly” fulfilled as part of the mathematical model. Cracking of the concrete, yielding of the

reinforcement and failure of anchors, as examples, are considered by the software automatically.” (Walter, 2010)

#### 3.1.1 Procedure

In this design strategy the soil parameters are considered in the analysis software with their characteristic values (DA2\*). Furthermore, the usage of a non-linear constitutive law to limit the compression (and tension) strength of concrete and the yield strength of the reinforcing steel is a prerequisite for this strategy (Figure 1 and 2). The equation (2) is modified into:

$$E_k \leq R_k (\gamma_M \cdot \gamma_E) \quad (3)$$

In equation (3) the support resistances are divided with both the partial factors of material and actions, enabling the comparison of the defined characteristic ground loads acting on the support member (i.e. shotcrete lining) with the reduced strength parameters of the resistance (i.e. compressive strength of concrete, yield limit of reinforcement etc.).

##### 3.1.1.1 Definition of the Resistances in the Software

The compressive stress-strain relation of the concrete for the design of the cross-section is defined in EC2 as follows:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= f_{cd} \left( 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right) & \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c &= f_{cd} & \text{for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \end{aligned}$$

The stress-strain relationship of the concrete is presented in Figure 13 using parabola rectangle form defined in EC2. The continuous line shows the characteristic relationship, while the dashed line denotes the design value taken into account in the analysis software. The characteristic compression strength is reduced by  $\gamma_M \cdot \gamma_E = 1.35 \cdot 1.50 = 2.025$  giving approx. 0.49 times the original char. value.

The tension-strain relationship can be defined in the software to take into account the tension stiffening effect as described by Bergan and Holand, 1979. Similarly, the characteristic tension strength is divided by



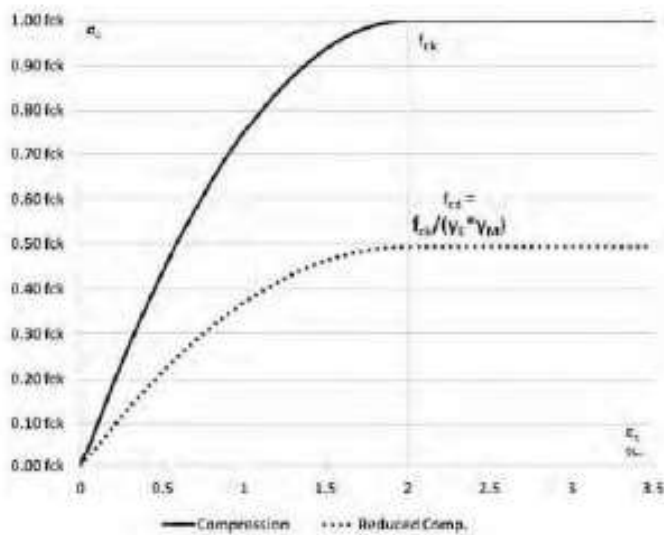


Figure 1. Char. and design compression strength of concrete

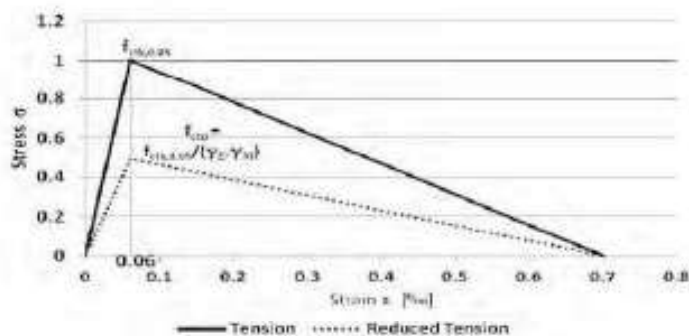


Figure 2. Char. and design tension strength of concrete

the load and resistance partial factors reducing the original value again by 2.025. The yield stress of the reinforcement, which can be defined using a bilinear stress-strain relation, is also reduced with the above factors to limit the stresses. Other strength resistances i.e. anchorage, if available, can also be reduced. Note:  $\alpha_{cc}$  and  $\alpha_{ct}$  coefficients are assumed to be 1 as recommended in EN 1992-1.

### 3.1.2 Strengths and drawbacks

The stresses are limited with the constitutive laws and the application of the partial factors to the characteristic strengths allows reserves to be built in (Walter, 2009). The reaction of the model to the overloading is shown by yielding of the material, in which the deformations increase, but the stresses stay always under control. The reserves are exploited via stress redistribution. If the load

redistribution capacities are fully consumed, then the structure fails, which can be noticed in the mathematical model either by calculation stop (divergence) or by progressive increase of deformation (Walter, 2009).

One of the biggest drawbacks of this strategy is that the strength reduction of the support system will also lead to the reduction of the internal forces acquired by the support members, which in turn would not reflect the actual behavior of the support against the acting forces (Schikora et al., 2013).

## 3.2 Strategy 2

This strategy is first proposed by Quast, 2000 for the design of slender columns and commonly referred to as “double bookkeeping”. Here, the main idea is to check the deformations and the structural equilibrium of the system by using mean strength resistances while on a separate calculation the ultimate limit state is controlled by comparing the internal forces with the reduced 5%-fractile strengths.

### 3.2.1 Procedure

The soil parameters are considered in the analysis as prescribed by DA2\* with their characteristic values. The determination of the sectional quantities i.e.  $M$ ,  $N$ ,  $V$  is carried out using a non-linear material model of the support members with their un-factored mean strength resistances ( $f_{cm}$ ,  $f_{ctm}$ ). These sectional quantities (effects of actions) are factored by the load partial factor  $\gamma_E$  and compared (i.e. by using an interaction diagram) with the reduced strength resistances ( $f_{ctd}/\gamma_M$ ) to satisfy the equation (2).

#### 3.2.1.1 Definition of the Resistances in the Software

EN 1992-1, (P) 3.1.5 provides the following stress-strain relation for the calculation of the sectional quantities using non-linear analysis:

$$\sigma_c f_{cm} = (k\eta - \eta^2) (1 + k - 2\eta)$$

valid for  $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu1}$ , where



$$\eta = \varepsilon_c \cdot \varepsilon_{ct}$$

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm}$$

$\varepsilon_{c1}$  is the strain at peak stress according to table 3.1 of EN 1992-1.

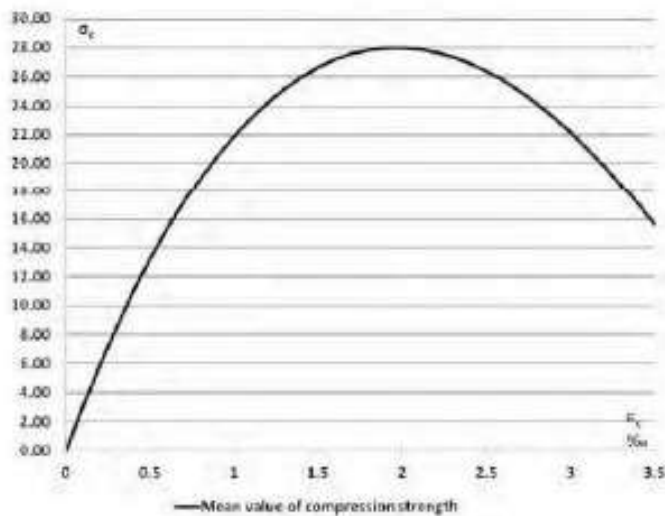


Figure 3. Stress-strain relation of the concrete for structural analysis (C20/25)

The tension strength of concrete is defined in a similar way as in strategy 1 (Bergan, 1979) but this time using mean tension strength of concrete  $f_{ctm}$  without any reduction.

The yield limit of the reinforcement is also used in this strategy in its characteristic value  $f_{yk}$ .

### 3.2.2 Strengths and drawbacks

This design strategy allows the designer to fully anticipate the real behavior of the support system. The real deformations are calculated by the mean strength resistances without any increase or reduction of the parameters. The internal forces are gathered from the analysis using non-linear stress-strain relation as defined in the EN 1992-1.

Due to the higher strength resistances used in the analysis, there exists always a possibility that the load bearing capacity of the tunnel is not fully exploited in the calculation.

Another apparent drawback of this strategy is the separate work load which needs to be fulfilled for the design, where in strategy 1, it is automatically given by the analysis itself.

## 4 CONCLUSION – SUMMARY

Two commonly used design strategies are introduced in this paper. The first one gives a direct design of the tunnel by defining the reduced strengths of the support elements. No separate calculation is needed to satisfy the ultimate limit state, the check itself is executed implicitly in the software.

The latter offers the real deformation behavior of the tunnel support and the check of the ultimate limit state is carried out explicitly by increasing the sectional quantities and by comparing them with the reduced strengths.

## REFERENCES

- EN 1992-1-1, 2011. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- EN 1997-1, 2009. *Eurocode 7: Geotechnical design, Part 1: General rules*.
- RVS 09.01.42, 2013. *Austrian Design Guideline: Tunnel in soil beneath built-up area*.
- Schikora, K., (et al.) 2013. *Ebene und räumliche nichtlineare Berechnungen im Tunnelbau am Beispiel aktueller und geplanter Baumaßnahmen*, Beton- und Stahlbetonbau, 108, 4, p. 252-263.
- Poisel, R., (et al.) 2010. *Interaction of EC7 with EC2 in tunnelling*, Geomechanics and Tunnelling, 1, p. 11-23.
- Walter, H., 2010. *Safety concept in geotechnical engineering then and now – how do the Eurocodes affect tunnelling?*, Geomechanics and Tunnelling, 1, p. 24-33.
- Simpson, B., (et al.) 2010. *Do Eurocodes make a difference?*, Geomechanics & Tun., 1, p. 35-47.
- Schweiger, H., (et al.) 2010. *Nonlinear FE-analysis of tunnel excavation – comparison of EC7 design approaches*, Geomechanics & Tun., 1, p. 61-67.
- Walter, H., 2009. *Structural design of tunnels – how reliable are the results of numerical calculations?*, Geomechanics and Tunnelling, 4, p. 219-332.
- Walter, H., 2007. *Implicit ULS design using advanced constitutive laws within the framework of Eurocode 7*, ECCOMAS Thematic conference on computational methods in tunnelling (EURO:TUN 2007).
- Quast, U., 2000. *Zur Kritik an der Stützenbemessung*, Beton- und Stahlbetonbau 95, 5, p. 305-311.
- Bergan, P.G. and I. Holand., 1979. *Nonlinear finite element analysis of concrete structures*, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., vol. 17/18, p. 443-467.



# Prediction of Ground Settlement Influenced Mechanized Tunneling in Urban Areas Using Empirical, Analytical and Numerical Methods

H. Karimnia

*Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran*

**ABSTRACT** In this article, because of the importance of the issue of crossing the old urban areas and the need to reduce damages as much as possible, the distance between Stations N. 11 and 12 of Line 1 of Tabriz Subway that contains of old and traditional structure with old buildings of low strength has been studied. Due to existence of Cultural Heritage buildings in this distance, the study of settlements was performed using three different methods including Peck's empirical method, Loganathan & Poulos analytical method and finite element method of numerical methods (using Plaxis3D Tunnel software). Finally, the results of aforementioned methods were compared. The results show that the settlement values obtained from the numerical model are more than the settlement values obtained from Peck's empirical method and Loganathan & Poulos analytical method. Also, it is needed to perform the necessary controlling strategies in this distance in order to make the excavating system able to cross this distance safely.

## 1 INTRODUCTION

The excavation and construction of the underground makes the ground movement. The tunnel excavation disturbed in situ stresses field that only can be limited by the installation of the lining system in tunnel. In fact, to construct of a tunnel and to create a rigid lining system that perfectly matches on tunnel is not possible. Hence, a certain amount of ground deformation occur in the middle of the tunnel. This cause a chain of displacements that extends to the ground surface. The subsidence significantly increases with reducing the depth of the tunnel (Vitorio et al., 2007). Therefore, the correct prediction of the subsidence in urban areas especially under residential regions is important. Settlement prediction methods are divided into three main groups: the empirical, analytical and numerical methods.

Some empirical and analytical methods to estimate settlement are presented in following:

Peck (1969), for the first time, based on data from lots of tunneling projects, stated that the settlement depth over a tunnel can be shown with an acceptable accuracy using the error function or normal probability curve (known as Gauss curve), this has led to presenting on empirical relation (Franzius, 2003). Sagaseta (1987) stated one of the first analytical relation for studying subsidence strain field in a homogeneous, isotropic and incompressible environment (Migliazza et al., 2009). Verruijtit and Booker (1996), unlike Sagaseta's relation presented vertical and horizontal displacements of tunnel section in various depth and ground surface for compressible environment with different Poisson's ratios. This researcher stated two modes of tunnel deformations called radial



contraction and elliptical deformation in this relations (Chou et al., 2002). Park (2004) changed Verruijt and Booker's elastic method and presented (clay soil) deformation caused by tunnel excavation in four different deformation patterns (Park, 2004). Numerical analysis techniques are widely used to evaluate construction process, face three-dimensional behavior and also interaction between tunnel and concrete lining. Ocak (2009), studied short-term surface subsidence and its effects on buildings in twin tunnels of Istanbul subway using finite element method (Ocak, 2009). In 2011, Mahmutoglu, using finite element method, studied different factors on the subsidence the Istanbul twin tunnels which were excavated by EPB excavation machine (Mahmutoglu, 2011). Chen (2011) surveyed water pressure, subsidence of ground surface and underground and horizontal displacement during construction of twin parallel tunnels of Hangzhou city in china (Chen, 2011). In 2012, Lambrugh, using the information of urban subway project in Madrid, Spain and also he made use of numerical method of finite difference three-dimensional modeling in order to study the effect of face pressure and injection pressure on ground subsidence using FLAC3D software and analyzing sensitivity of behavioral models based, he studied longitudinal profiles of subsidence in various modes (Lambrugh et al., 2012).

In this paper, the section between Stations N. 11 and 12 of the first line of Tabriz Subway that contains old and traditional structure and ancient buildings with low strength has been studied in order to damage reduction as much as possible.

Therefore, the ground settlement in this section are calculated using Peck's empirical method, Loganatan-Poulos analytical method and numerical method (finite element method, PLAXIS3D Tunnel software) and the results of these methods are compared together.

## 2 INTRODUCTION THE FIRST LINE OF TABRIZ SUBWAY

The study was carried out at the twin subway tunnels of first line of Tabriz city, which is located at East Azerbaijan, Iran. It has the urban population of approximately 1,280,000 in 2012, as there is about 1,800,000 passengers travel inside the city every day. It is expected that the city population will be around 2,000,000 and about 4,500,000 passengers will travel each day inside the city in 2020. So considering the high volume of travels inside the city and the necessity of using the railway transport system in order to minimize the city Traffic problems, studies on the first line of subway were started in 2000. Tabriz railway network comprises 4 paths that are designed with 60 stations and the length of 60 km (UURC, 2007). The general layout of the metro of Tabriz is shown in Figure 1.



Figure 1. General layout of Tabriz metro (UURC, 2007)

The first Line of Tabriz subway with the length of 60 km, links the southeast region to southwest. It is physically designed as on-surface, shallow, deep and high. It is constructed as twin single way tunnels in deep section that is excavated with TBM and EPB machines with an excavation diameter of 6.88 m, an external diameter of segments of 2.18 m and an internal diameter of tunnels of 6 m, so there is a distance of 14 cm between the excavation diameter and external diameter of segments that is filled with shot concrete. In this paper, the section between Stations N. 11 and 12 of the first



line of Tabriz Subway that contains old and traditional structures with low strength has been studied. In general, Tabriz is placed on the sedimentations of third and fourth Geological periods that contain clay stone, sandstone, conglomerate, tuff, tuffit, gyps and alluvial sedimentations such as clay, silt, sand, gravel and pebble of the various grade (TURO, 2005).

In order to the geotechnical studies on the first line of Tabriz Subway, five mechanized boreholes has been drilled by rotary drilling machine between stations 11 and 12. The maximum depth of boreholes are 40 meters. The location of the boreholes is specified with MBH8, MBH9, MBH10, FBH14 and FBH15 in Figure 2. The soil type and the geotechnical parameters of drilled borehole are presented section in Table 1. The tunnel overburden height and the groundwater level is 15.8 meters and the depth of 9.4 meters of the ground level, respectively. Also, to determine the ratio of the in-situ horizontal stress to the in-situ vertical stress ( $K_0$ ) are presented the different relationships. With regard to project path soils are mainly granular, the equation ( $K_0 = 1 - \sin \phi$ ) is used to calculate  $K_0$ .



Figure 2. Location of borehole between stations 11 and 12 (TURO, 2005)

Table 1. Boreholes geotechnical parameters and soil type for MBH10 (TURO, 2005)

Depth (m)	ID	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
0-15	Clay	18	15	25	25	9000	0.4
15-31	Sand	21	18	32	0	24000	0.3
31-40	clay	18	15	27	20	10000	0.4

### 3 LOGANATHAN AND POULOS ANALYTICAL METHOD

In 1998, Loganathan and Poulos used from the defined parameter by Lee and colleagues (1992) to estimate volume loss. Generally, equivalent volume loss ( $\epsilon_0$ ) is defined following (Bobet, 2001):

$$\epsilon_0 = \frac{\pi \left( a_s + \frac{g}{2} \right) - \pi a_0^2}{\pi a_0^2} 100\% - \frac{g a_0 + g^2}{4 a_0^2} 100\% \quad (1)$$

Where  $a_0$ , is the tunnel radius and  $g$ , the gap parameter is given by

$$g = G_p + U_{3D} + \omega \quad (2)$$

In This relationship as shown in Figure 3,  $G_p$  is the physical gap that represents the geometric clearance between the outer skin of the shield and the lining. Equivalent 3D elastoplastic deformation at the tunnel face and  $\omega$  parameters are value that takes into account the quality of workmanship.

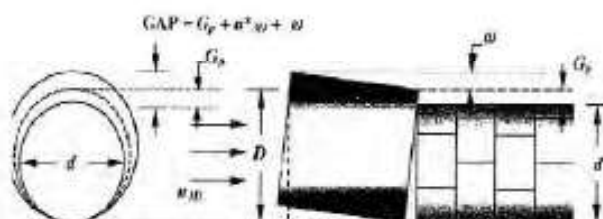


Figure 3. Tunnel advancement is subjected to all possible sources of "ground loss" Including over-excavation due to alignment and workmanship problems (Bobet, 2001)

Relationships that the researchers presented involving short-term settlements. Therefore, the ground deformation due to the elliptical motion of the lining system for long-term is not intended.

#### 3.1 Prediction of Ground Settlement Using Loganathan & Poulos Method

Because the excavation diameter of tunnel and outer diameter of segmental is 6.88 meters and 6.60 meters, respectively, the  $G_p$  size is 280 mm. According to Lee and



colleagues remarks, the three-dimensional movement of the face front can be controlled using suitable construction techniques (Earth Pressure Balance Shield the use of such). In other words, if there is no freedom of stress in the face, the amount of the parameter is zero, so  $U_{3D}=0$ . Assuming the enough skillful of Executive factors during tunnel excavation until to arrive the tunnel to desired section, the ground loss problem in terms of these parameters there is not. Therefore,  $\omega$  is negligible and the gap is considered to the physical gap:

$$g = G_p + U_{3D} + \omega = 280 + 0 + 0 = 280 \text{ mm}$$

According to Ingles's research on injectable samples, this distance reduced 0.1 to 0.07 initial rate with conducted injection. This magnitude is called correction coefficient. With regard to the different injection correction coefficients, surface displacement transverse profiles are plotted in Figure 4. Also, results of surface settlement for different values of injection correction coefficients are presented in Table 2.

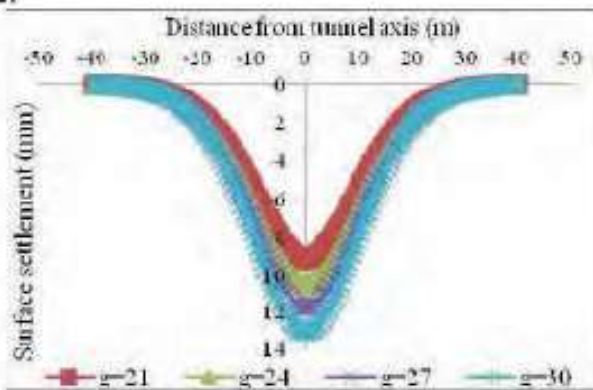


Figure 4. Surface displacement transverse profiles using by Loganathan-Poulos method

Table 2. Results of ground surface settlement by Loganathan & Poulos method

$S_{max}$ (mm)	GAP (mm)	Rectification Factor	Tunnel Depth (mm)
9.17	21	0.07	19.24
10.5	24	0.08	19.24
11.8	27	0.09	19.24
13.1	30	0.1	19.24
122	280	1	19.24

Figure 5 show the effect of the parametric analysis of injection correction coefficients versus the surface maximum settlement in MBH10 boreholes. According to the figure, the maximum subsidence increases with increasing the correction coefficients and the gap size.

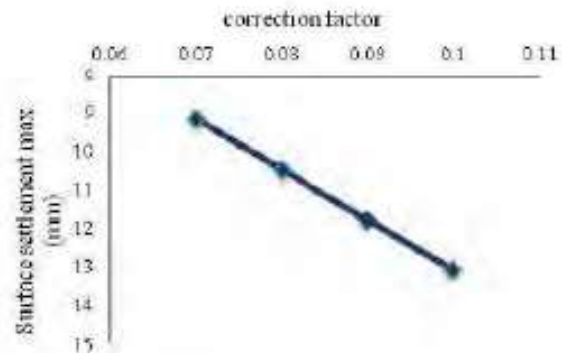


Figure 5. Relation between maximum settlement and correction coefficient

As can be seen, the maximum settlement increases with increasing the correction coefficient and for  $g=21$ ,  $g=24$ ,  $g=27$  and  $g=30$ , calculated 9.17, 10.5, 11.8 and 13.1 mm, respectively. Also for  $g=280$  mm, i.e. when there is no the injection, the maximum settlement occurs that represents the importance of the injection operations.

#### 4 PECK'S EMPIRICAL METHOD

Peck (1969) stated that the transverse settlement trough can be described by a Gaussian error function and this mathematical description has been widely accepted since then. Following this approach, the vertical settlement in the transverse direction is given by (Franzius, 2003):

$$S_{v(y)} = S_{v,max} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \tag{3}$$

Where  $S_{v,max}$  is the maximum settlement measured above the tunnel axis,  $S_v$  is surface settlement at tunnel cross section,  $y$  is distance from tunnel axis. The parameter  $i$ , the trough width parameter, represents the standard deviation in the original Gaussian equation.



Consequently, the area enclosed by the settlement trough can have a value expressed by

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi i} S_{v,max} \quad (4)$$

Where  $V_s$  is the volume of the settlement trough per unit length.

The volume of the surface settlement trough therefore is equal to the volume of soil which is excavated in excess of the theoretical volume of the tunnel. It is common to specify this excess volume as a proportion of the theoretical tunnel volume (per unit length):

$$V_L = \frac{V_s}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (5)$$

Where  $V_L$  is the volume loss and  $D$  is the outer tunnel diameter. It is normally expressed as a percentage. After combining Equations 1 to 3 the transverse settlement profile can be expressed in terms of volume loss:

$$S_{v(x)} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^3}{4i} e^{-\frac{x^2}{2i}} \quad (6)$$

For a given tunnel diameter  $D$  the shape and the magnitude of the transverse settlement curve therefore only depends on the volume loss  $V_L$  and the trough width  $i$ .

In Table 3, different values of the parameter ( $i$ ) can be observed that provided by various researchers.

Table 3. Inflection dimension proposed by various researchers (Sweeny, 2003)

Name	i-Value	Additional Comments
Peck (1969)	$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$n=0.8$ to $1$
Attewell et al (1977)	$\frac{i}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$\alpha=1$ and $n=1$
Atkinson & Potts (1979)	$i=0.25(Z_0+R)$ : loose sand $i=0.25(1.5Z_0+0.5R)$ : dense sand and over consolidated clay	-
Clough & Schmidt (1981)	$\frac{i}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$\alpha=1$ and $n=0.8$
O'Reilly & New (1982)	$i=0.43Z_0+1.1$ : Cohesive Soil	-
Mair (1983)	$i=0.28Z_0-0.1$ : Granular Soil	-
	$i=0.5Z_0$	-

Where:  $Z_0$ = Depth of the tunnel springline below ground surface,  $R$ = Tunnel Radius.

#### 4.1 Prediction of Ground Settlement Using Peck's Empirical Method

With regard to the relationship proposed by Peck, the parameter  $i$  has the main role, so the surface transverse settlement curves for different values of the parameter  $i$  and volume loss 0.88% (according to relationships of table 3) are plotted in the Figure 6.

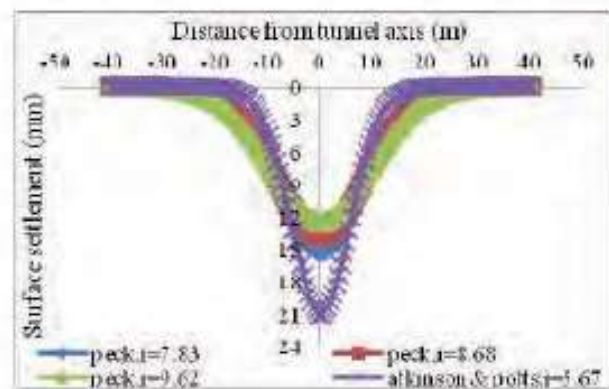


Figure 6. Profiles of ground surface settlement using by Peck's method

Considering settlement profiles for a constant volume loss, the maximum settlement rate from 21.04 to 12.4 mm decreased with increasing the parameter  $i$  from 5.67 to 9.62.

#### 5 NUMERICAL MODELING OF GROUND SETTLEMENT USING SOFTWARE OF PIAXIS3D TUNNEL

In this paper, the finite element software of PIAXIS3D Tunnel used for numerical analysis of the surface subsidence. PIAXIS3D Tunnel is a finite element software package capable of modeling soil, structural element, interaction between soil and structure and analysis of complicated geotechnical structures. Modeling process and its results are described below in the area of study, face pressure and injection pressure are applied based on the operational values in models.



### 5.1 Geometry and Boundary Conditions

To obtain the optimum dimension for a precise calculation of building subsidence curves before and after passing the excavating machine under or near the building, sensitivity analysis in longitudinal direction is done with respect to the distance of beginning and end of the building from model borders based on a multiple of the tunnel diameter (*D*). As it is shown in Figure 7, the extent of subsidence in the distance three times the diameter of the tunnel from the beginning and end of the buildings to the mode boundaries reaches the stationary state ( $\alpha$  is the ratio of subsidence to the maximum subsidence in the built model).

Also, the results of the sensitivity analysis are shown in Table 4.

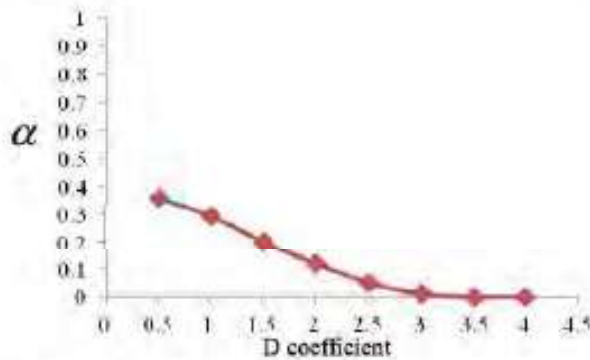


Figure 7. Ratio of sensitivity analysis to subsidence in different distances from the model border

Table 4. Results of sensitivity analysis to obtain the dimensions of optimal model

Sensitivity Analysis	S (mm)	S <sub>max</sub> (mm)	$\alpha = \frac{S}{S_{max}}$
0.5D	7.83	21.71	0.36
1D	6.20	21.71	0.29
1.5D	4.32	21.71	0.2
2D	2.56	21.71	0.12
2.5D	1.02	21.71	0.05
3D	0.23	21.71	0.018
3.5D	0.0042	21.71	0

The length, width and height of models based on the sensitivity analysis are considered 114, 82 and 40 m, respectively. The boundary conditions are as follows:

Lateral boundaries displacement is free in the vertical direction (*y*) and it is fixed in the horizontal direction (*x*), lower boundary is fixed in all directions and upper boundary is left free.

### 5.2 Tunnel Convergence

As it is shown in Figure 8, some convergence occurs at the borders of excavation due to excavating the whole tunnel path using the EPB machine and geometry of the machine which should be considered in the modeling correctly. To determine the rate of convergence, parameter *V<sub>L</sub>* (volume loss) is used. In mechanized tunneling, the volume loss is variable between 0.5 to 1.5 percent.

According to the excavation diameter of the Tabriz subway tunnel and the diameter of tunnel after maximum convergence, the value of volume loss is 0.88%.

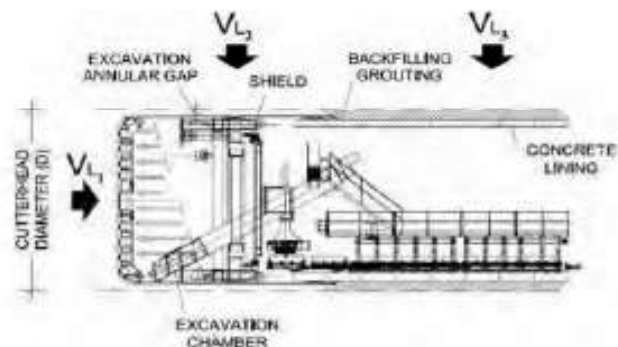


Figure 8. Convergence of the excavating borders of the tunnels before injection operation

### 5.3 Loading

According to the studied areas in this paper that passed under residential areas, the vertical stress due to surface structures loads have been considered widely.

The amount of load of the buildings, according to the standard ASHTO, is considered 10 KN for each floor (ASHTO, 2002), and it is applied to the model, with respect to the number of the floors.

Layering situation, geometrical dimensions of the three-dimensional model



of the finite elements (according to the sensitivity analysis conducted), how to mesh, states of buildings located in critical areas and position of the tunnels in the built model is shown in Figure 9.

In Table 5, features of study sections, number of the phases and number of the excavation elements in modeling have been presented.

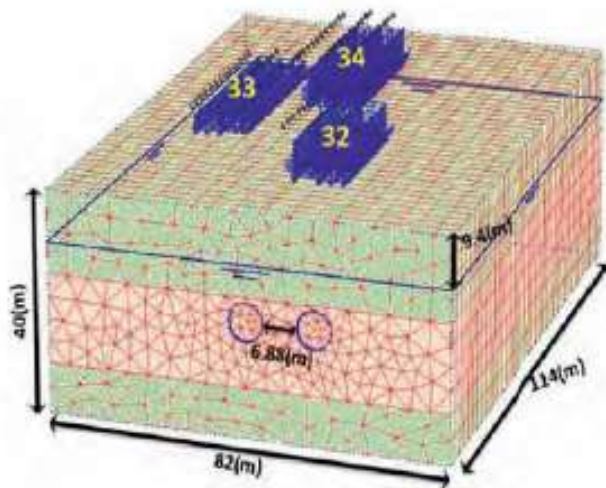


Figure 9. Three dimension finite element model, situation of the tunnels and buildings in critical section of the study area

Table 5. Geometric features, number of elements and number of finite element model phases in study section

Overburden (m)	15.8
Depth Tunnel Bottom (m)	22.68
Model Width (m)	82
Model Height (m)	40
Model Length(m)	114
Number of Elements	10479
Number of phases	76

Also should be explained that each phase has been considered based on the length of the applied lining system.

Given that the lining system length is 1.5 m, each phase excavation is considered 1.5 m in the model.

The mechanical properties of concrete lining and shield elements of the excavation machine are considered according to the Table 6.

Table 6. The mechanical properties of concrete lining and EPB shield of Line 1 of Tabriz subway

ID	Segment	Shield
EA (kN/m)	1.96E+06	1.00E+07
EI (kNm <sup>2</sup> /m)	2.34E+04	5.00E+04
Material Model	Elastic	Elastic
D (m)	0.3	0.245
W (kN/m/m)	7.5	28.8
$\nu$	0.2	0.2

### 5.4 Analysis of the Settlement Results Obtained From the Numerical Modeling

The maximum vertical displacements of the ground after excavations of the first and second tunnel are presented in Figures 10 and 11. Also, ground surface settlement profiles after excavations of the first and second tunnel are shown in Figures 12 and 13.

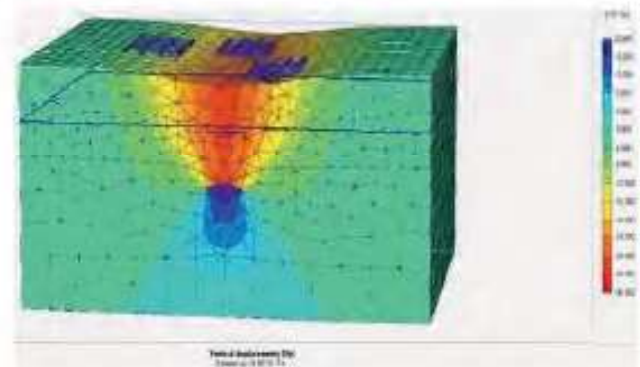


Figure 10. Vertical displacement after excavation the first tunnel

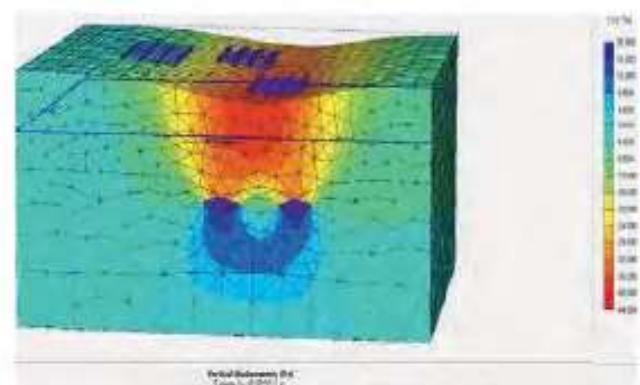


Figure 11. Vertical displacement after excavation the second tunnel



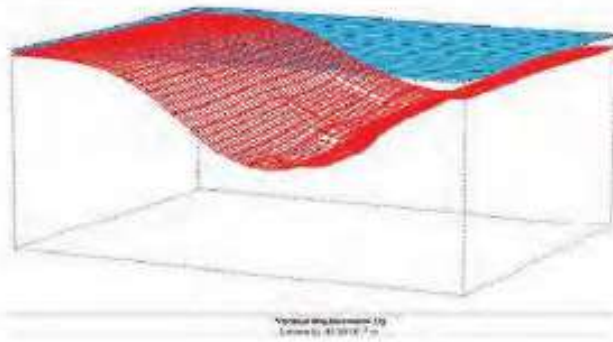


Figure 12. 3D dimension surface displacement profiles after excavation of the first tunnel

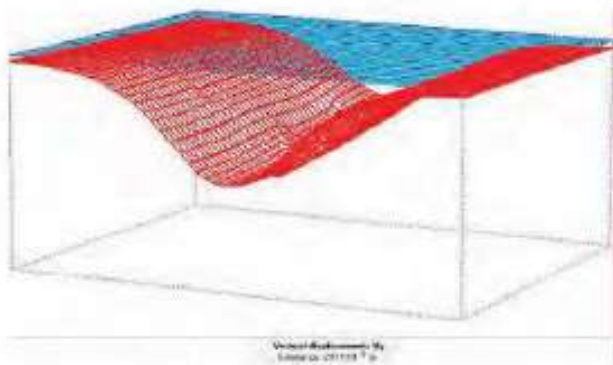


Figure 13. 3D dimension surface displacement profiles after excavation of the first tunnel

In this cross section, the maximum surface settlements after excavation of the first and second tunnel are 30 mm 37.35 mm, respectively. As can be seen in settlement contours, the maximum vertical displacement of the ground after the first tunnel and the second tunnel excavation has occurred on the axis of first tunnel and between the first and second tunnel, respectively.

## 6 COMPARISON OF THE MAXIMUM SURFACE SETTLEMENT RESULT OF EMPIRICAL, ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS

The results comparison shows that the settlement curves obtained from the numerical method after the second tunnel excavation inclined to second tunnel side (on the right tunnel) and in this case, the maximum settlement occurred between the

first and second tunnel near the first tunnel. Also, due to the surface structures, subsidence curves of numerical model are asymmetric (Fig. 14).

In empirical and analytical methods, curves perfectly are symmetric because the stress release and disturbance in ground are not considered after the first tunnel excavation. The surface settlement curve after the second tunnel excavation exactly occurred on the axis of the second tunnel.

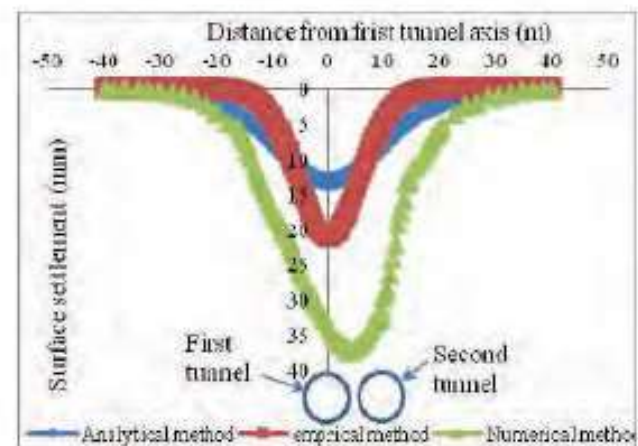


Figure 14. Comparison of maximum settlement curves obtained from the empirical, analytical and numerical methods

## 7 CONCLUSIONS

In present work, the surface settlements are studied at borehole MBH10 between stations N. 11 and N.12 of twin tunnels of Line 1 of Tabriz Subway using empirical, analytical and numerical methods. As seen from the results of the Loganathan and Poulos analytical method, with regard to injection in boreholes section MBH10, the maximum settlement is 13.1 mm and occur in  $g=30$ . Considering settlement permissible values in urban areas, the value of the settlement is less than the settlement permissible level. For the settlements without injection, this value is about 6 times of the allowable settlement in borehole MBH10. The results show the importance of the injection operations. The maximum predicted settlement by the pack method and the parameter  $i$  defined by Atkinson and Potts

show the highest magnitude in MBH10 borehole. According to results of the numerical model, the settlement value after the first and second tunnel excavation is further than the settlement allowable value in residential areas. Based on these results, it is necessary to use ways to prevent the displacement. Settlement control processes such as the injection and the monitoring should be undertaken especially for the buildings.

## REFERENCES

- Australian Standard, 2002. *Earth Retaining Structures*, Standards Australia.
- Bobet, A., 2001. Analytical solution for shallow tunnels in saturated ground. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.127.
- Chen, R.P., Zhu, J., Liu, W., Tang, X.W., 2011. Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils. *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol.26, pp.163-171.
- Chou, W.L., Bobet, A., 2002. Prediction of ground deformation in shallow tunnels in clay. *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol.17, pp.3-19.
- Franzius, J.N., 2003. *Behavior of Building due to Tunnel Induced Settlement*. PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine.
- Lambrughi, A., Medina, L., Castellanza, R., 2012. Development and validation of a 3D numerical model for TBM-EPB Mechanized excavation. *Computers and Geotechnics Journal*, Vol.40, pp.97-113.
- Mahmutoglu, Y., 2011. Surface subsidence induced by twin subway tunneling in soft ground conditions in Istanbul. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol.70, pp.115-131.
- Migliazza, M., Chiorboli, M., Giani, G.P., 2009. Comparison of analytical method, 3D FEM with experimental Subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground. *Computers and Geotechnics*, Vol.36, pp.113-124.
- Ocak, I., 2009. Environmental effects of tunnel excavation in soft and shallow ground with EPBM: the case of Istanbul. *Environmental Earth Science*, Vol.59, pp. 347-352.
- Park, K.H., 2004. Elastic solution for tunneling-induced ground movement in clays. *International Journal of Geomechanics*, Vol.4, pp.310-318.
- Sweeney, P., 2006. *A Study of Interaction Effects due to Bored Tunnels in Clay*. PHD thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Tabriz Urban Railway Organization, 2005. *Geotechnical Studies Reports of a Subway in Tabriz City*.
- Union urban railway companies, rail companies *Union Newsletter*, No. 8, 2007.
- Vittorio, G., Piergiglio, G., Ashraf, M and Shulin, Xu., 2007. *Mechanized Tunneling in Urban Areas: Design Methodology & Construction Control*. Taylor and Francis Group, pp.113-150.





## B3 Destek Tipinde Bir Tünel Açılmasında Tüm Aşamaların 3B Sayısal Modelleme İle Benzetimi

### *Numerical Modeling of B3 Support Type Tunnel and Simulation of Excavation Phases*

G. Ertunç, B. Ünver

*Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara*

N.N. Sözak

*Peker İnşaat*

**ÖZET** Zemin/kaya özellikleri, tektonizma, jeolojik yapı ve su durumunun değişkenlik göstermesi nedeniyle her tünelde farklı koşullar gözlenmektedir. Hatta bir tünelin geçkisi (güzergah) üzerinde dahi bu koşulların sürekli olarak değiştiği bilinen bir gerçektir. Farklı koşullarda kazı işlemine bağlı olarak, zemin/kaya ile tahkimat arasındaki etkileşimin nasıl olduğunun belirlenmesi duraylılığın sağlanması açısından büyük önem arz etmektedir. Farklı koşullarda tünel kazısı ve duraylılığı en iyi şekilde sayısal modelleme yardımıyla belirlenebilir. Tünel ve çevre koşullarının doğruya en yakın şekilde modellenmesi sayesinde tünel açımı gerçeğe en uygun şekilde 3B olarak simüle edilerek duraylılık ile ilgili her türlü ayrıntı kontrol edilebilir. Sonuçlara bağlı olarak en iyi seçeneğin belirlenmesi mümkün olur.

Bu çalışmada, ÖNORM B2203 standartlarına göre açılan B3 destek tipinde bir tünelin tüm aşamaları üç boyutlu olarak modellenmiştir. Modelleme çalışmalarında FLAD3D yazılımı kullanılmıştır. B3 tipi tünelde kullanılan destek elemanları –püskürtme beton, hasır çelik, çelik iksa, sistematik bulon ve taban kemeri tünel açımı sırasında uygulandığı biçimiyle modelde sistematik bir şekilde uygulanmıştır.

Bu destek tipinde üst yarı ve alt yarıları arasında 10 m; alt yarı ile taban kazısı arasında ise 10 – 20 m mesafe olması önerilmektedir. Her aşamada üst kazı 1.5 m, alt kazı ve taban kazısı ise 3 m ilerlemektedir. Çalışmaya konu olan modelde toplam 25 aşama bulunmaktadır. İlk 20 aşamada sadece üst yarıda 31,5 m kazı yapılmıştır. Daha sonraki aşamalarda alt yarı kazısı başlamış ve model üst yarı kazısı ile eş zamanlı olarak ilerletilmiştir. Taban kazısı, alt yarı 12 m ilerleyken başlamıştır. Modelin son halinde üst yarı 36 m, alt yarı 15 m, taban kazısı ise 6 m ilerletilmiştir. Model sonuçlarından en yüksek asal gerilmeler, yenilme bölgeleri ve toplam yer değiştirme dağılımlarına bakılarak, duraylılık koşulları incelenmiştir.

Sayısal modelleme çalışmaları ile zemin yapısında herhangi bir değişiklik, ezik zon, fay zonu vb. ile karşılaşılması durumunda tünelin nasıl etkileneceği etkin bir şekilde belirlenebilmektedir. Dolayısıyla farklı çözüm ve uygulama seçenekleri modeller üzerinde deneyerek en iyi çözüm seçilebilmektedir.

**ABSTRACT** Different conditions are encountered at each tunnel due to rock/soil characteristics, tectonism, geological properties, and water conditions. Along the route of a single tunnel, it is possible to observe various conditions. Understanding of interaction between rock/soil and tunnel lining is very important to maintain stability. Tunnel stability in case of various geological conditions can be best investigated by means of numerical modeling. Response of tunnel excavation and support to a variety of condition can be simulated by 3D numerical studies. Then the best application alternative could be determined and utilized.

In this study, a tunnel having B3 support class in accordance with ÖNORM B2203is

modeled. FLAC 3D software was used in modeling. Support elements used in B3 class such as shotcrete, wire mesh, steel arch, systematically applied bolts, and invert are embedded in the model exactly as applied in the field.

In this class distances of 10 and 10-20 m intervals are suggested between heading bench and bench-invert arch, respectively. At every advance stage, heading was excavated 1.5 m whereas bench and invert advance rates were 3 m. There are 25 excavation and advance stages modeled. At the first 20 stage, tunnel is advanced 31.5 m at the heading. At the later stages, bench and invert were advanced simulataneously. Invert excavation was started 12 m behind the bench. At the final stage of the modeling, heading, bench and invert advances were 36, 15, and 6 m respectively. Stability conditions of the tunnel were examined by looking at principal stress, total displacement, and failed zone distributions.

By means of numerical modeling, change in the conditions of a tunnel such as weak zones, faults etc. could be modeled and possible outcomes can be foreseen and examined. Therefore, the best alternative application can be determined and applied.

## 1 GİRİŞ

Tünellerin içinde açıldığı kaya/zemin özellikleri çok değişkendir. Bu değişkenlik ve tünel geometrilerinin karmaşıklığı nedeniyle teorik yaklaşımlar kullanılarak hesaplamaların yapılması neredeyse imkansızdır. Farklı dayanım, yapısal özellik ve yükleme koşullarının tam olarak teorik yaklaşımlarda dikkate alınması imkansızdır.

Destekleme açısından tünelde yapılan işlemler 3 ana başlık altında toplanabilir: i) kazı sırasında ii) kazı yapıldıktan sonra kısa dönemli ve iii) tünel ömrü boyunca duraylılığı sağlayacak destekleme stratejisi. Tünelin her 3 aşamada da duraylı olarak kalabilmesi için mutlaka kaya/zemin ve tahkimat arasındaki etkileşimin doğru şekilde anlaşılması gerekmektedir. Doğru tahkimat uygulayabilmenin en önemli önkoşulu tünel çevresinde bulunan malzemenin deformasyona bağlı olarak nasıl davrandığının ve buna bağlı olarak tünel çevresinde oluşan basınç dağılımının nasıl olduğunun bilinmesidir. Tünel çevresinde oluşan deformasyonların kontrol edilmesi sayesinde aşırı yüklemenin oluşmasından kaçınılarak en ekonomik tahkimat sisteminin uygulanması hedeflenmektedir.

Teorik yöntemlerin yetersiz kalması nedeniyle tünellerin faaliyetlerinin sayısal modelleme yardımıyla incelenmesi konusunda oldukça önemli mesafeler katedilmiştir. Günümüz dünyasında bir tünel tasarımcısı veya uygulamacı mühendisin doğru karar verebilmesi için sayısal modelleme çok

önemli ve vazgeçilemez bir unsur haline gelmiştir. Özellikle bilgisayar kapasite ve hızlarının artmasına paralel olarak sayısal modelleme ve benzetişim uygulamalarının gelecekte çok daha fazla kullanılacağı kesindir.

Bu çalışma, B3 destek sınıfında açılan bir tünel örneği üzerinde tünellerin sektöründe sayısal modelleme ile yapılabilecek işlemler hakkında temel bir bilgi vermek üzere yapılmıştır. Model farklı aşamalarda çalıştırıldıktan sonra istenirse tüm sonuçlar kaydedilebilir. Bu kayıt dosyasında modelin çalıştırılan aşaması ile ilgili her türlü bilgi bulunmaktadır. Tünelin her aşamasında istenen her nokta veya bölgede nasıl bir değişikliğin olduğu sayısal model sonuçları içerisinden kolaylıkla süzülerek değerlendirilebilmektedir. Örneğin bir beton veya beton kaplama üzerine tünel ilerlemesine bağlı olarak gelen yüklerin nasıl değişmekte olduğu rahatlıkla belirlenebilir. Ayrıca yükleme koşullarındaki değişmeye paralel olarak nasıl deforme oldukları ve duraylı olup olmadıkları kontrol edilebilir. Kısaca söylemek gerekirse, sayısal modelleme ile model doğru oluşturulur ve çevre koşulları doğru olarak temsil edilebilirse, tünel ile ilgili neredeyse her türlü ayrıntı belirlenebilir. Farklı senaryoların ayrı ayrı incelenmesi sayesinde en uygun çözümün bulunması ve uygulanması mümkün olabilmektedir.

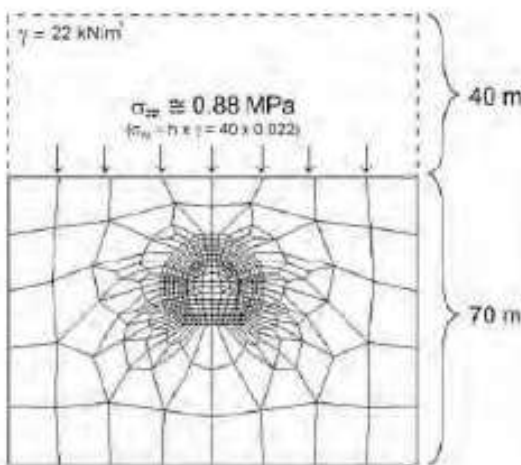


## 2 SAYISAL MODELLEME HAKKINDA GENEL BİLGİLER

Sayısal modelleme çalışmalarında çözüm süresini etkileyen en büyük etken, modeli oluşturan eleman sayısıdır. Bu çalışmada çözüm süresini kabul edilebilir sınırlar içinde tutmak için tünel çevresinde belirli kalınlıktaki bölge daha sık elemanlardan oluşturulmuş, geri kalan kısımda daha büyük elemanlar kullanılmıştır. Buna ek olarak, tünel üzerindeki tüm formasyonların modellenmesi yerine belirli bir kısmı modellenmiş, fiziksel olarak modele dahil edilmeyen bu formasyonların yarattığı etki, modelin üst sınırından düşey gerilme olarak uygulanmıştır (Şekil 1). Örnek tünelin açılacağı bölgelerde önemli bir tektonik etki görülmediği varsayılarak yüklerin yerçekimi etkisiyle oluşacağı kabul edilmiştir. Buna göre 3 birim düşey gerilmeye 1 birim yanal gerilme karşılık geldiği varsayılmıştır. Model geometrisine ilişkin bilgiler Çizelge 1'de verilmiştir. Burada dikkate alınmamış olmasına rağmen sayısal modelleme ile tektonik zonları da içeren her türlü yapının modele dahil edilebileceğini hatırlatmak doğru olacaktır.

Çizelge 1. Model boyutları

B3 (taban kemerli)	
X (m)	100
Y (m)	90
Z (m)	70
Eleman sayısı	26640



Şekil 1. Modelin yükleme koşulları

## 2.1 Modellemede Kullanılan Kaya Kütleli Özellikleri

Tünelin konsolide olmuş kumtaşı-silttaşı-kiltaşı aralanması içerisinde açıldığı kabul edilmiştir. Modelleme çalışmasının bu aşamasında, kaya kütlelerinin homojen olduğu varsayılmıştır. İstenirse belirli ölçüde kaya kütleli süreksizlik özellikleri de modele dahil edilebilir. Modellemede ayrıca su koşulları dikkate alınmamıştır. Yine, istenirse su koşulları da arazide gözlemlendiği şekilde modele eklenebilir.

Kazı çözümlerinden önce, tüm modellerin arazi gerilmelerine uygun hale getirilmesi gerekmektedir. Bu işlem sonrasında tünel açılmadan önce kaya içerisinde var olan gerilme koşulları oluşturulmuştur. Uygulanan kuvvetler ve yer çekimi etkisi ile denge haline gelen model Şekil 2'de yer almaktadır. Şekil incelendiğinde tünel açımı öncesi yükleme koşullarının doğru olarak oluşturulduğu görülmektedir.



Contour of SZZ

Magfac = 0.000e+000

Gradient Calculation



Şekil 2. Tünel modelinin denge hali

Birim hacim ağırlığı 22 kN/m<sup>3</sup> olan kaya kütleli için 110 m derinlikteki model tabanındaki düşey gerilme yaklaşık 2.45 MPa ( $\sigma_{zz} = h \times \gamma = 110 \times 0.022 = 2.42 \text{ MPa}$ ) olarak hesaplanmaktadır. Şekil 2'deki değerler, "Pascal (Pa)" cinsinden verilmektedir.

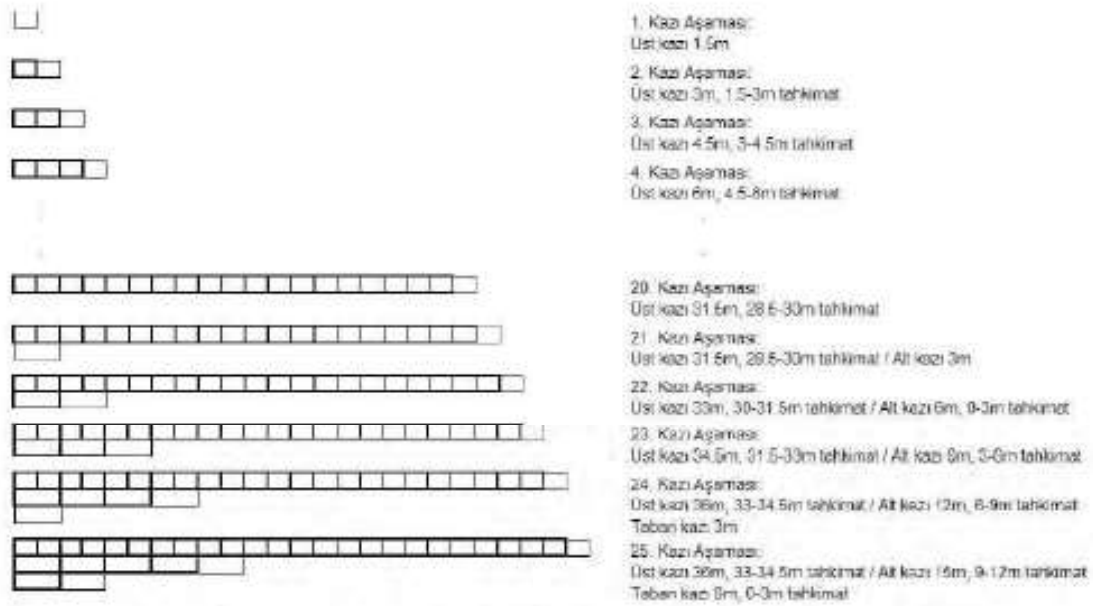


### 3 B3 DESTEK TİPİ VE TABAN KEMERLİ TÜNEL

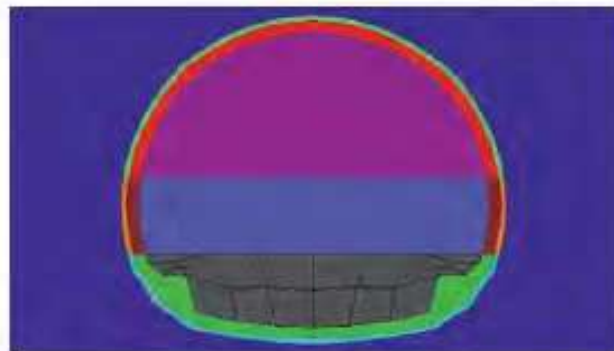
B3 tüneli için önerilen destek tipinde üst yarı ve alt yarı kazısı arasında 10 m; alt yarı ile taban kazısı arasında 10 – 20 m mesafe olması önerilmektedir. Her aşamada üst yarı kazısı 1,5 m, alt yarı ve taban kazısı ise 3 m ilerlemektedir. Çalışmaya konu olan modelde toplam 25 aşama bulunmaktadır (Şekil 3). İlk 20 aşamada sadece üst yarıda 31,5 m ilerleme yapılmıştır. Daha sonraki aşamalarda alt yarı kazısı başlamış ve model üst yarı kazısı ile eş zamanlı olarak ilerletilmiştir. Taban kazısı, alt

yarı 12 m ilerleyken başlamıştır. Modelin son halinde üst yarı 36 m, alt yarı 15 m, taban kazısı ise 6 m ilerletilmiştir. Şekil 3'de gösterilen her kutucuk bir kazı aşamasına karşılık gelmekte olup her bir kutucuk için model koşturulmuştur. Bir sonraki aşama, aynen tünel ilerlemesinde olduğu gibi, önceki aşamadan elde edilen veriler baz alınarak çalıştırılmıştır.

Şekil 4'te, oluşturulan 3B modelin tünel eksenine dik yönde alınan kesiti görülmektedir.



Şekil 3. B3 (taban kemerli) tip tünel çözümlerinin kazı aşamaları



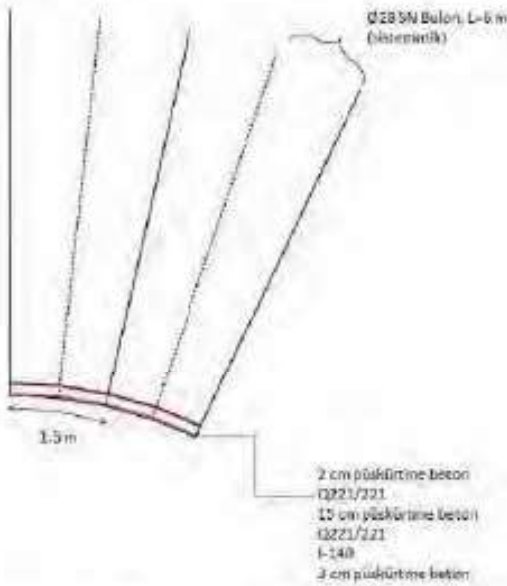
- Td
- Üst yarı yalıtımlı beton (20 cm)
- Üst kazı iç kaplama beton
- Üst kazı
- Alt kazı yalıtımlı beton (20 cm)
- Alt kazı iç kaplama beton
- Alt kazı
- Taban kazı yalıtımlı beton (20 cm)
- Taban kazı iç kaplama beton
- Taban kazı

Şekil 4. B3 destek tipi (taban kemerli) tünel model kesiti

### 3.1 Destek Elemanları

B3 tüneli için önerilen destek tipinde 28 mm çapında 6 m uzunluğunda şaşırtmalı bulonlama uygulanmaktadır. Bulonlara ek olarak 20 cm püskürtme beton ve çelik hasırlama da yapılmaktadır (Şekil 5). Tüm destek tipi elemanları, projede olduğu gibi modellenmiş ve çözümler, uygulama sıralarına uygun bir şekilde yapılmıştır.

Sayısal modelleme mantığı ve nasıl kullanılabileceğinin daha iyi anlaşılabilmesi açısından tünelin modellenen kısmı boyunca her aşamada nasıl değişikliklerin olduğu özet halinde verilmektedir.



Şekil 5. Destek elemanları

Şekil 6'da 25 aşamada yapılan modelleme işleminin daha iyi canlandırılabilmesi için, bu aşamaların bir kısmı görsel olarak sunulmaktadır. Bu şekil bir animasyon biçiminde gösterilince kazının nasıl yapıldığı çok net bir biçimde algılanabilmektedir.

## 4 MODELLEME SONUÇLARI

### 4.1 Modelleme ve Sonuçların Genel Olarak Değerlendirilmesi

Sayısal modelleme sonucunda iksalar, püskürtme beton ve bulon gibi destek elemanlarının üzerine etkiyen kuvvetler ve bu kuvvetlerin yarattığı gerilme değerleri saptanmaktadır. Buna ek olarak tünel çevresindeki kayacın yenilme bölgeleri,

oluşan asal gerilmeler ve toplam yer değiştirme gibi duraylılığın incelenmesi için son derece önemli ipuçları veren bilgiler alınmaktadır.

Şekil 7, 8 ve 9'da modellemenin değişik aşamalarında elde edilen sonuçlar sırasıyla sunulmaktadır. Şekil 7'de bulon ve iksalar üzerine gelen yükler verilmektedir. Bulonlar üzerine gelen çekme yükleri ve iksalar üzerine gelen eğilme momentlerinin tüm elemanlar üzerinde hangi düzeyde olduğu ve ilerlemeye bağlı olarak nasıl değiştiği net bir biçimde elde edilebilmektedir.

Şekil 8 incelendiğinde tünel ilerlemesi sırasında tünelin ayna, tavan, taban ve yan duvarları çevresinde nasıl bir basınç dağılımının olduğu ve buna bağlı olarak yenilme bölgeleri oluştuğu anlaşılabilir. Bu şekiller sırası ile takip edildiğinde farklı bölgelerin kazılması ve tahkim edilmesi sırasında çevre kayacın nasıl bir değişim olduğu net bir biçimde görülmektedir. Özellikle taban kazısı sırasında aynada oluşan basınç dağılımının büyük oranda etkilenmekte olduğu dikkate değer bulunmuştur.

Şekil 9'da ise tünel çevresinde oluşan toplam yerdeğiştirmenin ilerlemeye bağlı olarak nasıl değişmekte olduğu görselleştirilmektedir.

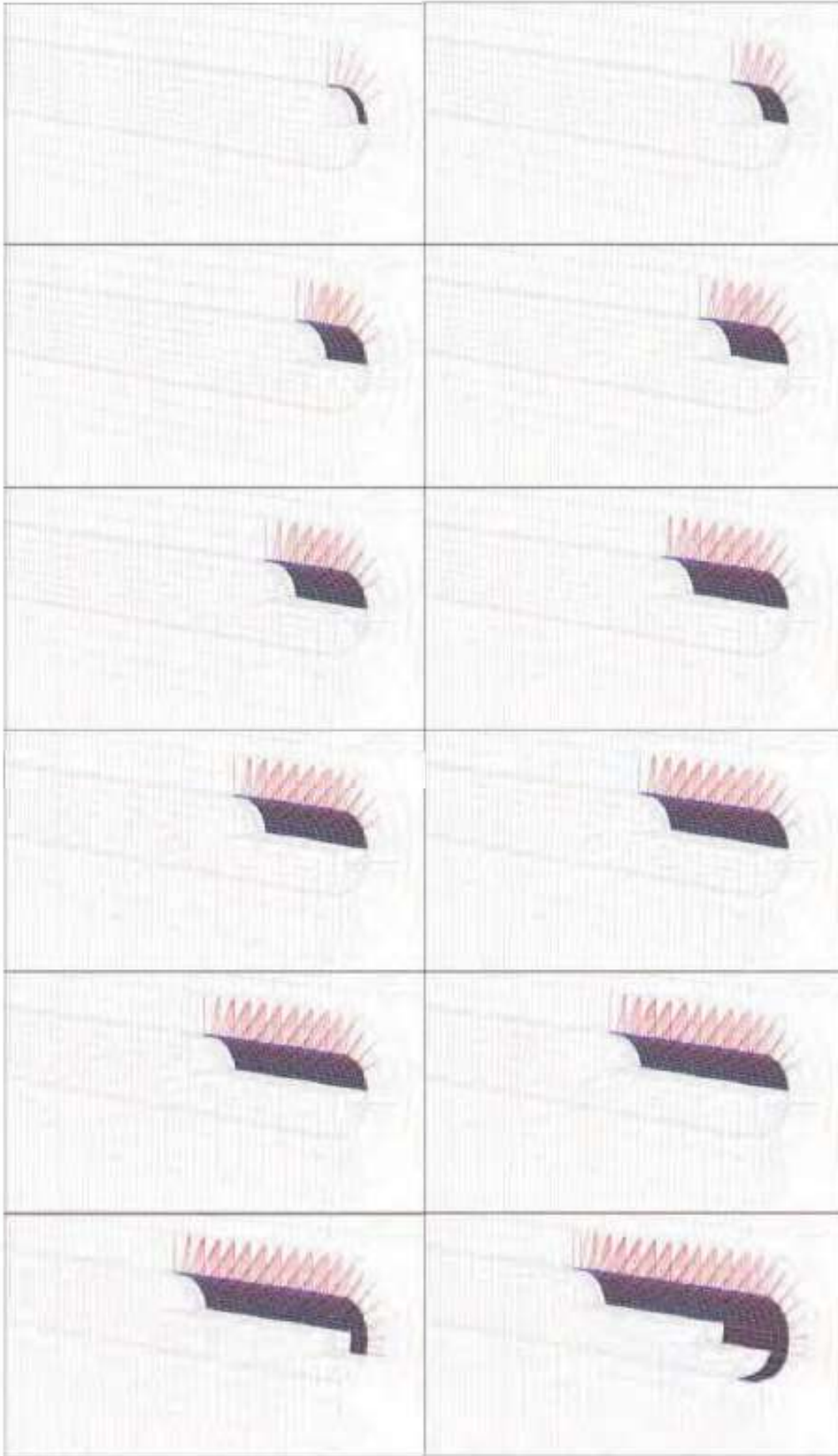
### 4.2 Modelleme ile İlgili Bazı Sonuçların Ayrıntılı Olarak Değerlendirilmesi

Bu çalışma sonunda bulonlar üzerine etkiyen en yüksek kuvvet 67.06 kN olarak belirlenmiştir (Şekil 10). Yarıçapı 28 mm olan bulonlara etkiyen bu kuvvetler, yaklaşık 109 MPa gerilme oluşturmaktadır. Tünelin omuz kısmındaki bulonlara etkiyen kuvvetlerin daha fazla olduğu görülmektedir. Ayrıca kullanılan I-140 iksaların üzerindeki X yönünde eğilme momentleri artı ve eksi ekseninde beklendiği gibi çıkmıştır.

Modelleme sonuçlarında yenilme bölgeleri (Şekil 11) ve toplam yer değiştirme dağılımlarına (Şekil 12) bakılarak, duraylılık koşulları incelenmiştir.

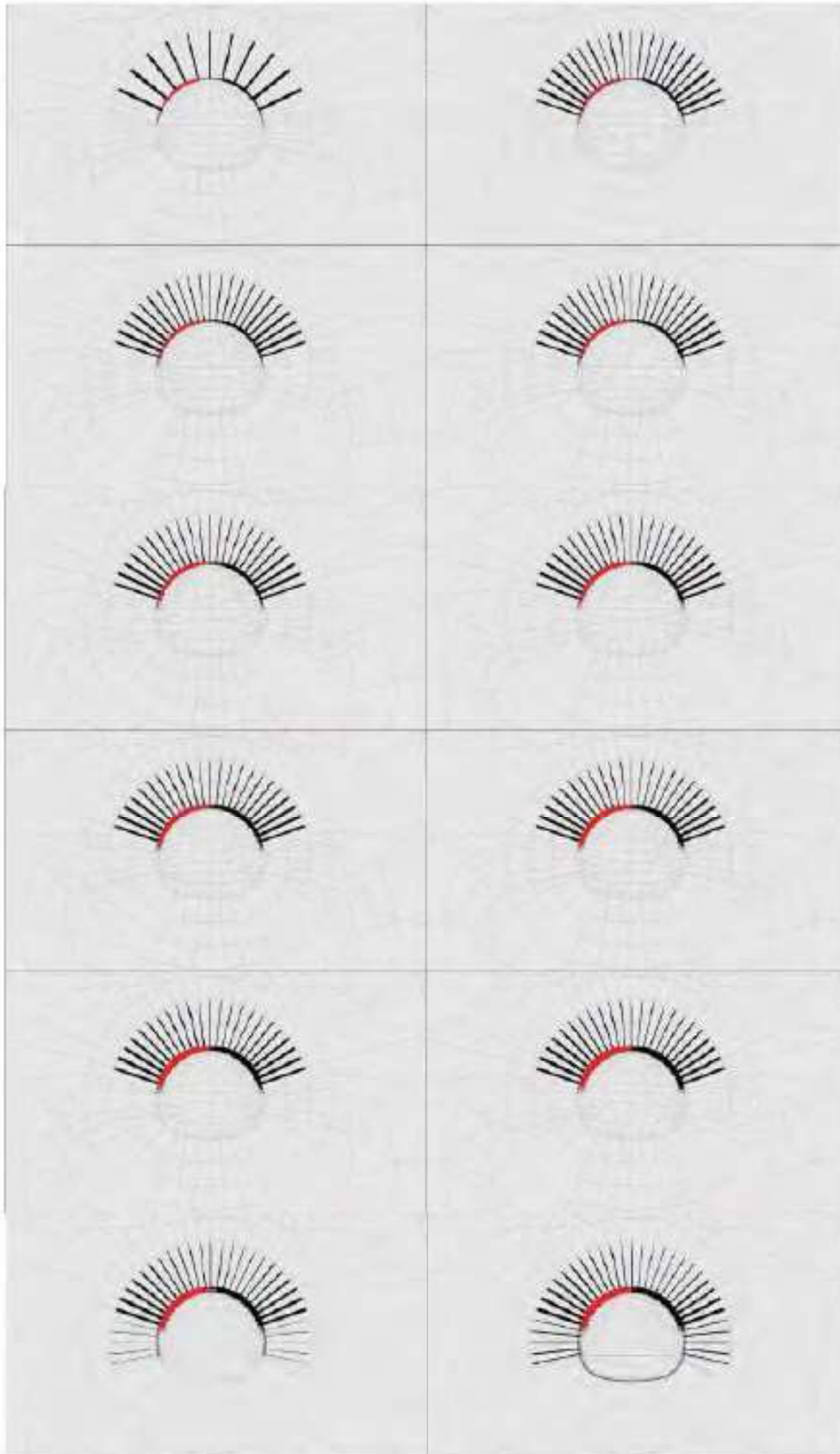
Model sonuçlarına göre, tünel tavanında (püskürtme beton üzerinde) yaklaşık 4,5 cm deformasyon oluşmaktadır (Şekil 13).



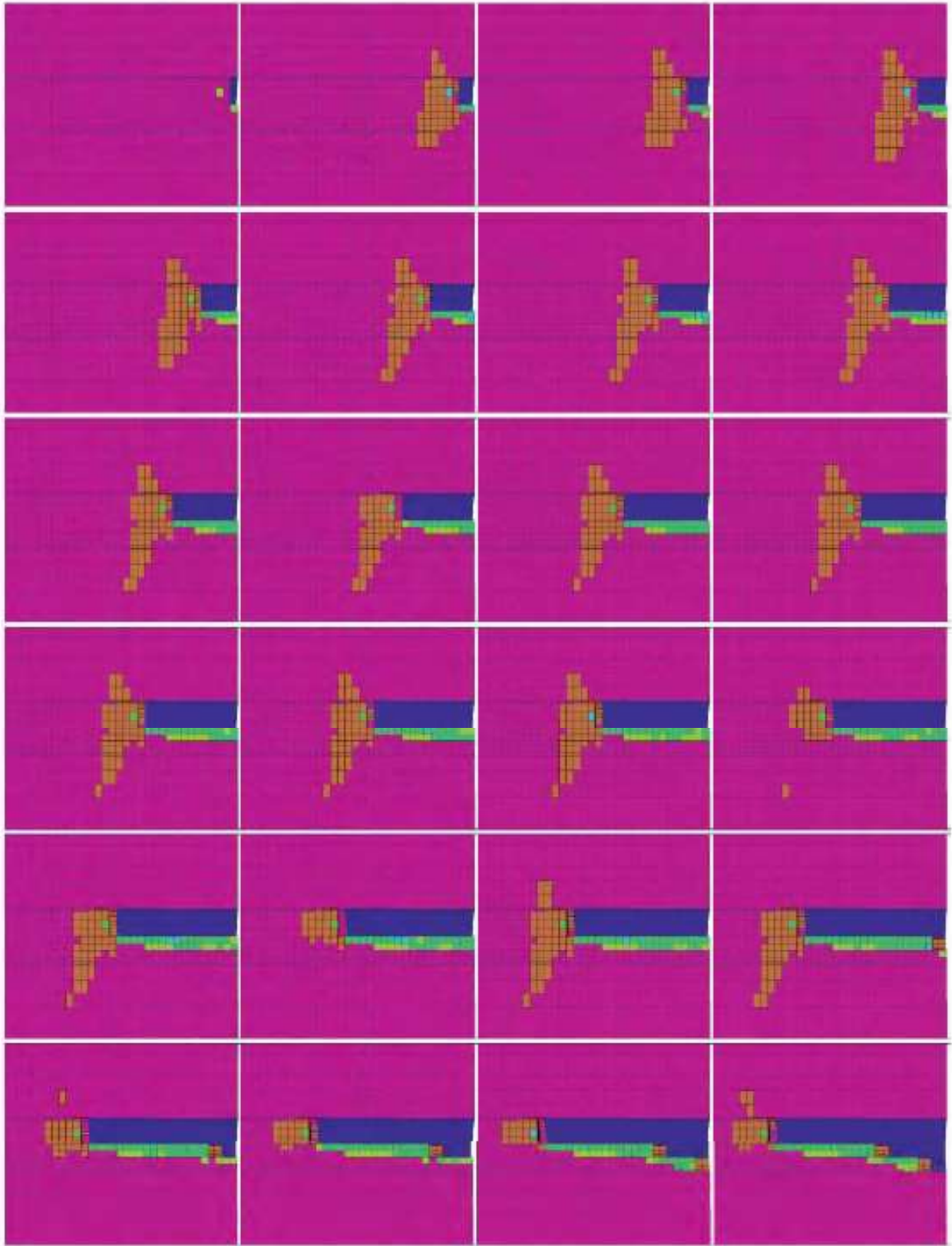


Şekil 6. Modellenen kazı aşamalarının isometrik olarak gösterimi (25 kazı aşaması atlamalı olarak gösterilmiştir)

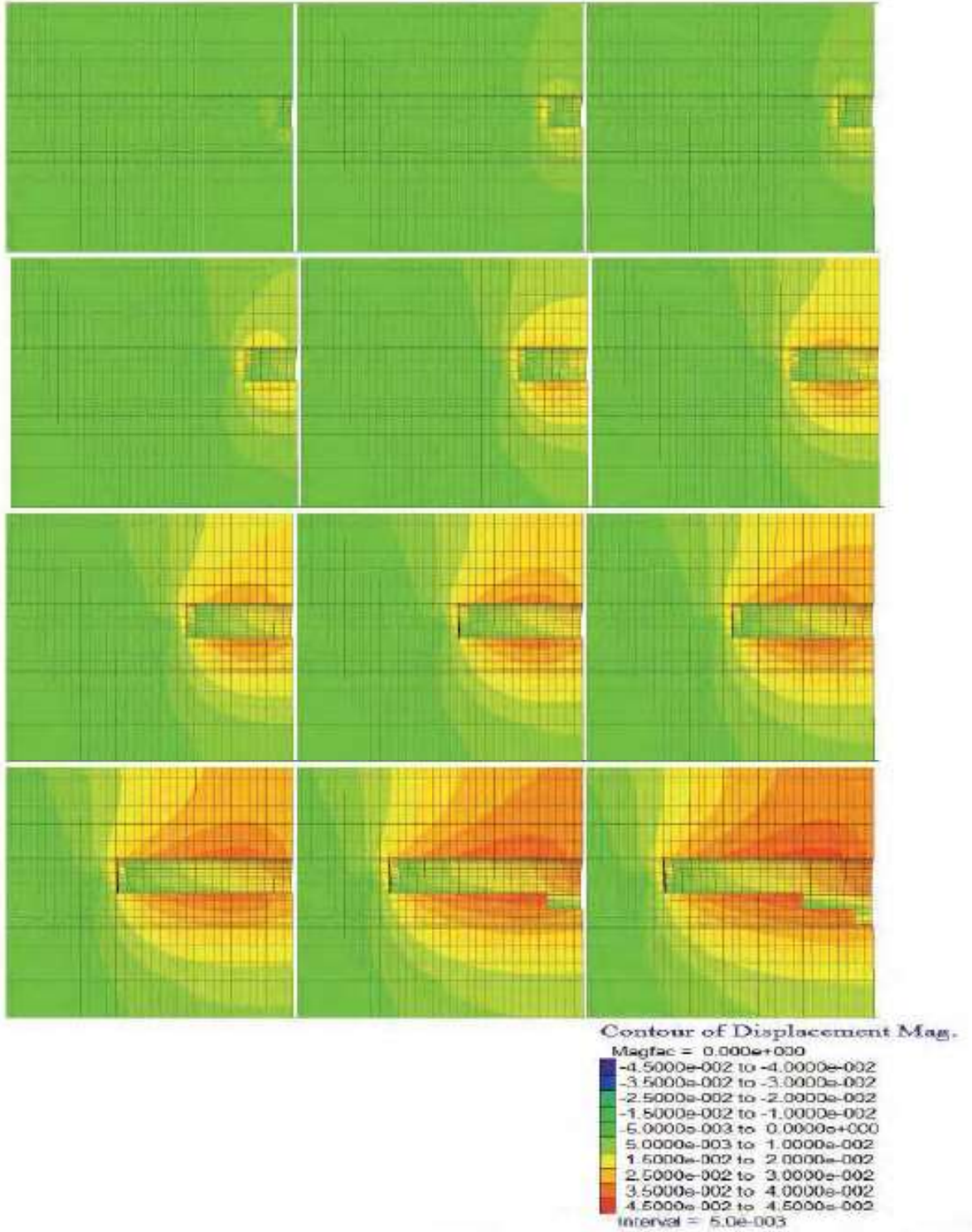




Şekil 7. Modellenen kazı aşamalarında bulon ve iksalar üzerindeki yükleme koşullarının gösterimi (25 kazı aşaması atlamalı olarak gösterilmiştir)

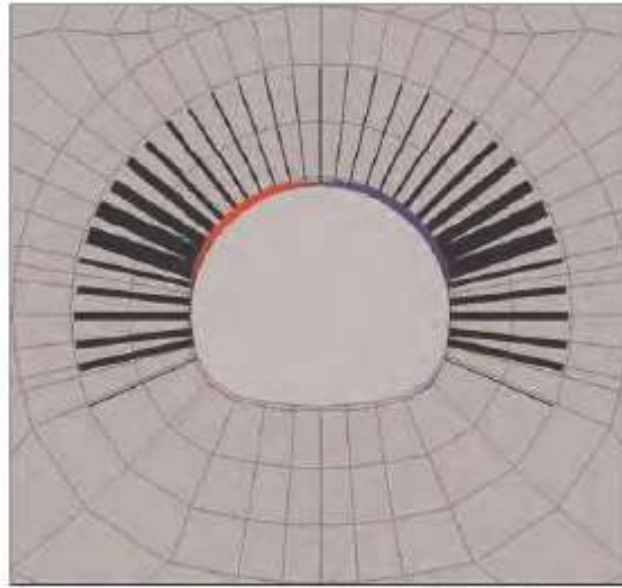


Şekil 8. Modellenen kazı aşamalarında tünel çevresinde oluşan yenilme bölgelerinin değişimi



Şekil 9. Modellenen kazı aşamalarında tünel çevresinde oluşan toplam yerdeğiştirme kontürleri (25 kazı aşaması atlamalı olarak gösterilmiştir)





**cable Axial Force**

Magfac = 0.000e+000

■ tension  
■ compression

Maximum = 6.706e+004

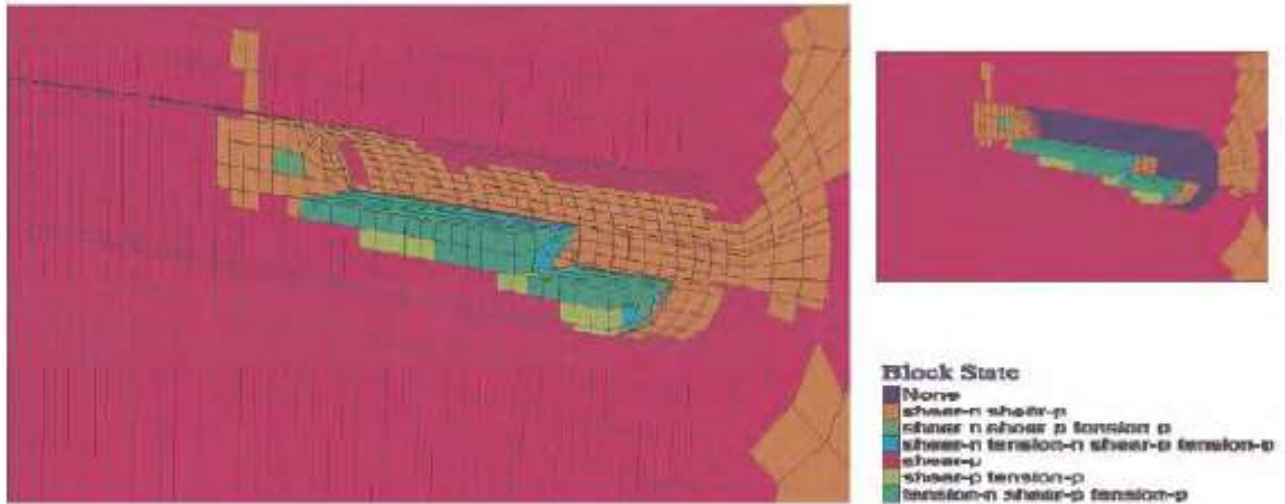
**beam Moment Mx**

Magfac = 0.000e+000

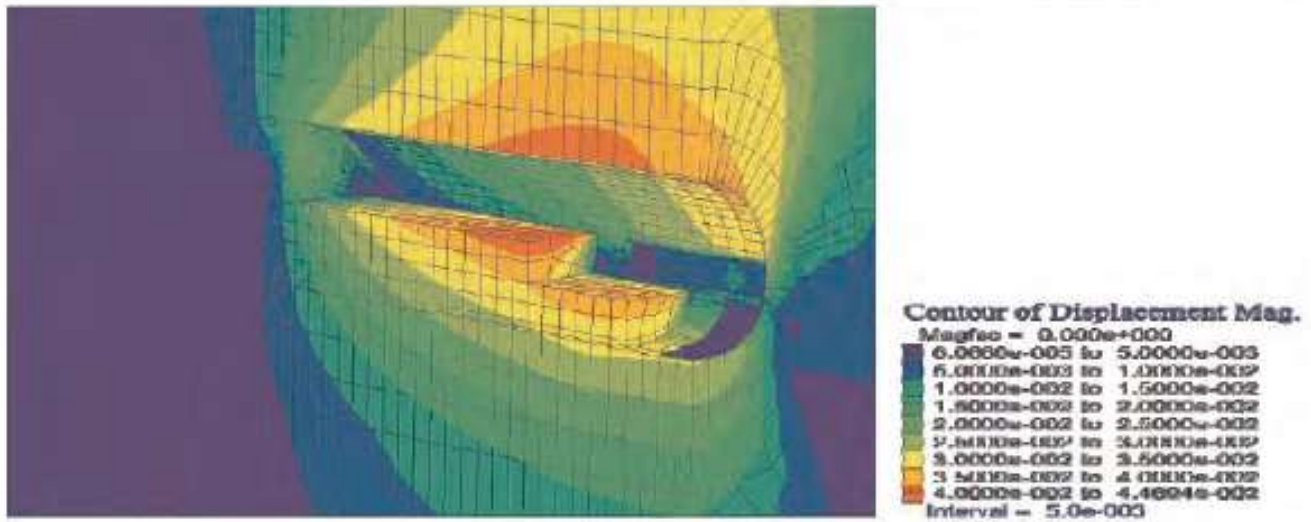
■ positive wrt SEL system  
■ negative wrt SEL system

Maximum = 2.218e+005

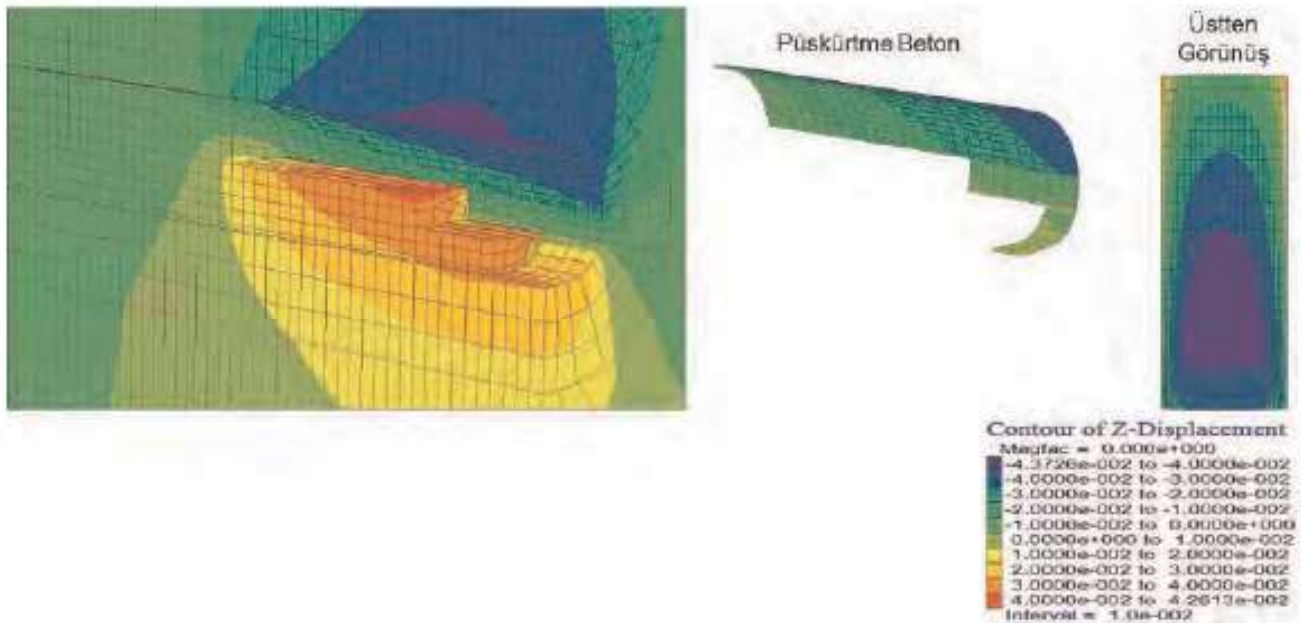
Şekil 10. Bulonlar üzerindeki kuvvetler ve gerilmeler ile iksalar üzerindeki eğilme momenti (Mx)



Şekil 11. Tünel çevresindeki yenilme durumları



Şekil 12. Tünel çevresindeki toplam yer değiştirmeler



Şekil 13. Tünel çevresi ve püskürtme beton üzerinde düşey yönde oluşan yer değiştirmeler

## 5 SONUÇLAR

Modelleme çalışmaları B3 destek tipi taban kemerli bir tünel projesinde önerilen tüm aşamaları ve geometrileri içerecek şekilde yapılmıştır. Hazırlanmış mevcut model üzerinde bazı değişiklikler yapılarak, süreksizlik veya tabakalanma gibi özellikler modele dahil edilerek sonuçların nasıl değiştiği belirlenebilecektir.

Mevcut modellemenin sonuçları dikkate alındığında 28 mm bulonlar yerine 26 mm bulonların kullanılması mümkün görülmektedir. Ayrıca, deformasyon değerleri

yüksek olmadığından I-140 yerine I-120 kullanılmasının yeterli olacağı anlaşılmaktadır.

B3 destek tipleri için önerilen püskürtme beton kalınlıklarının uygun olduğu ve bu konuda bir değişiklik yapılmasının gerekli olmadığı düşünülmektedir.

Tünel açımı sırasında süreksizlik yönelimleri sürekli olarak dikkatle incelenmeli ve bu tür risklerin yüksek olduğu bölgeler belirlenerek bu kısımdaki bulonların konumları uygun şekilde ayarlanmalı gerekirse bulon aralıkları sıklaştırılmalıdır.



Kaya kütlesi ve süreksizlikler ile ilgili ayrıntılar modele dahil edilebilmektedir. Bununla birlikte, tünelin herhangi bir ezik veya zayıf zondan geçmesi durumu da incelenebilecektir.

Sayısal modellerden elde edilen sonuçlarının tünel açımı sırasında yapılacak olan yerinde deformasyon ölçümleri ile doğrulanması gerekmektedir. Araziden elde edilecek veriler sonrasında geri analiz (back-analysis) yapılarak tam anlamıyla güvenilir bir model elde edilmelidir. Modelin doğrulanmasından sonra bu model üzerinde her türlü parametrik analiz güvenilir bir şekilde yapılabilecektir. Diğer bir ifade ile zemin yapısında herhangi bir değişiklik, ezik zon, fay zonu vb. ile karşılaşılması durumunda tünelin nasıl etkileneceği etkin bir şekilde belirlenebilecektir. Dolayısıyla farklı çözüm ve uygulama seçenekleri modeller üzerinde denenerek en iyi çözüm seçilebilecektir.

Bu çalışmada konu edilen tünelde Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) felsefesi kullanıldığı kabul edilmiştir. NATM'in temel mantığı tünel tasarımını tünel açımı sırasında her aşamada yeniden değerlendirmektir. Diğer bir ifadeyle ilerlerken tasarımı yap ilkesi geçerlidir. Dolayısıyla tünel açımı sırasında tünel duraylılığının en önemli göstergesi olarak deformasyonların dikkatlice ölçülerek tahkimat ve kazı stratejisinde değişiklikler yapılmak zorundadır. Tünel açılırken ayna koşulları mutlaka dikkatle incelenmeli ve sistematik biçimde raporlanmalıdır. Koşullarda farklılık görüldüğü anda hemen kazı ve destek sınıfı değiştirilmelidir. Bu çalışmada verilen öneriler genel anlamda değerlendirilmeli, ayna koşulları ve deformasyon ölçüm sonuçları ile birlikte analiz edilmelidir.

## KAYNAKLAR

Önorm, B., 2203-1:Underground Works. Part 1:  
Cyclic Driving. Works contract, Issue 2001-12-  
01.

# Hattat Enerji Amasra-B Sahası Ana Kat Galerileri Hazırlık Çalışmaları, Uygulanan Tahkimat Yöntemi ve Aletsel Gözlemler

## *Main Roadway Developments, Applied Support Method and Instrumental Observations in Hattat Energy Amasra-B Field*

Eren Soyer, Cihan Ersoy, S. Selim Şenkal

*Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş., Amasra Taşkömürü İşletmesi, Amasra, Dartın*

Turgay Onargan

*Dokuz Eylül Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir*

**ÖZET** Yaklaşık 600 milyon ton kömür kaynağına sahip, Türkiye'nin en önemli taşkömürü havzası olan Amasra-B sahasında madencilik çalışmaları devam etmektedir. Şu anda üç farklı arında sürdürülen ana kat galerisi hazırlıklarında B24 kesit ile toplamda 3500 metre ilerleme yapılmıştır. Bu bildiride, Amasra-B sahasında Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş. tarafından sürdürülen ana kat galerisi hazırlıklarında kullanılan ilerleme yöntemi, tahkimat sistemi ve aletsel gözlemlere ilişkin ölçüm çalışmalarından elde edilen veriler değerlendirilmektedir.

**ABSTRACT** Mining activities in Amasra-B field, which is the most important hardcoal basin of Turkey with approximately 600 million tons of coal resource, is ongoing. In total, 3500 meters with B24 net section has been advanced at current three different working faces. In this paper, development method, support type and measurement studies related instrumental observations at main roadway driven in Amasra-B field by Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş., are evaluated.

## 1 GİRİŞ

1848 yılından bu yana taşkömürü üretim çalışmaları devam etmekte olan Amasra Havzası Türkiye'nin en büyük taşkömürü rezervlerine sahiptir. 50 km<sup>2</sup>'lik sahada üretim çalışmaları özel kişilerce başlatılmış olup 1953 yılında TKİ-EKİ'ne devredilen üretim 1984 yılından bu yana ise TTK ATİ Müessesesi tüzel kimliği ile devam etmektedir (Suvar ve Ersoy, 2012).

Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş., Amasra-B sahasında işletmecilik haklarını rödevans usulü ile 2005 yılında devralmış olup çalışmalarına 2006 yılındaki yer teslimi ile başlamıştır.

## 2 AMASRA HAVZASI JEOLJİSİ

Amasra Havza jeolojisi Paleozoik ve Mesozoik sistemler olmak üzere iki ana

sistemde incelenebilir. Karbonifer ve Permian alt sistemlerine ayrılan Paleozoik sistemler kömür içeren birimleri ihtiva eder. Karbonifer alt tabaka ve Permian de üst tabakadır. Karbonifer formasyonları Alt ve Üst Karbonifer olmak üzere ikiye ayrılırlar ve yaşlıdan gence doğru (aşağıdan yukarıya) şu şekilde istiflenmiştir: Vizeen, Namuriyen, Westfaliyen A ve Westfaliyen B/C/D (HEMA, 2012).

Havza stratigrafik kesiti Şekil 1'de verilmiştir. Stratigrafik kesitte de görülebileceği üzere kömür içeren Westfaliyen yaşlı birimler Kozlu ve Karadon alt formasyonlarından oluşur. Bu birimlerin kalınlıkları sırasıyla 100-1000 m ve 200-750 metredir. Bu birimlerde kömürün yanı sıra konglomera, kumtaşı ve kiltası oluşumları da gözlemlenmektedir (HEMA, 2012).



BARTIN - AMASRA HAVZASI GENELLEŞTİRİLMİŞ STRATİGRAFİ KESİTİ										
EST. SİTİYON	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ
EST. SİTİYON	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ	STRATİGRAFİ
										LİTOLOJİ AÇIKLAMA
										Alüvyon, Yamaç molozu
										Marmı kireçtaşı
										Andezit
										Marmı kireçtaşı
										Aglomera, Andezitik tüf
										Marmı kireçtaşı
										Karmlı kireçtaşı
										Filyş
										Kireçtaşı
										Konglomera, Kumtaşı, Kilaş
										Konglomera, Kumtaşı, Kilaş, Kömür
										Konglomera, Kumtaşı, Kilaş, Kömür
										Kumtaşı, Kilaş, Kömür
										Dolomitik kireçtaşı

Şekil 1. Bartın-Amasra Havzası genelleştirilmiş stratigrafi kesiti (HEMA, 2012)

## 2.1 Jeoteknik Bilgiler

Geçmiş yıllarda Amasra Havzası kömür ve yankayaçları ile ilgili jeoteknik çalışmalar yürütülmüştür. Bilgin vd. 1988 yılında Amasra kömürlerini mekanik dayanımlarına göre sınıflandırmıştır. 2010 yılında ise Bilgin vd. Amasra A sahasında -236 kotunda Tavan damarda, -135 katında Taşlı damarda kömürlerin basınç dayanımı tespiti üzerine çalışmalar yapmıştır.

Yankayaçlara ilişkin Bilgin ve Shahriar (1988) tarafından Amasra TTK ATİM ocağının 11 farklı bölgesinde incelemeler yapılmış ve numuneler alınarak değerlendirilmiştir. Bu çalışmaya ait sonuçların özeti Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Kömür yankayaçları üzerinde yapılan bazı mekanik deneylerin sonuçları (Bilgin ve Shahriar, 1988)

Ölçü Yeri	$\sigma_c$ (MPa)	Formasyon
+100 A5 Batı Rekubu	84,6	Sert Kumtaşı
+100 B5 Doğu Rekubu	50	Kumtaşı
+40 A5 Sondaj Yeri	85,2	Sert Kumtaşı
61120 Kuzey Lağımı	90	Sert Kumtaşı
+100 Batı Rekubu	48	Çamurtaşı
+40 5 Batı Rekubu	53	Konglomera
+40 5 Batı Rekubu	53	Kumtaşı
4 Doğu Rekubu	45,9	Kumtaşı
4 Doğu Rekubu	39,4	Şist
-30/61103 Sağ Tab. (Tavan Damar)	24,8	Şist
-30//1103 Sağ Tab. (Kalın Damar)	34,9	Şist
0/61183 T.Sol Tab.	47,2	Şist
+100 Kavşak	47,7	Kumtaşı

$\sigma_c$  : Tek Eksenli Basınç Dayanımı

Yan kayaçlara ilişkin detaylı jeoteknik çalışmalar Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş. tarafından da sürdürülmektedir. 2008 yılında bu çalışmalar kapsamında Sandvik firması tarafından Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş.'nin yapmış olduğu karotlu sondajlardan alınan numunelerle deneyler yapılarak bir jeoteknik rapor hazırlanmıştır. Bu raporda yan kayaçlara ait tek eksenli basınç dayanımı ve Brazilian çekme dayanımı değerleri tespit edilmiştir. Saptanan basınç dayanımı deney sonuçları Çizelge 2'de verilmiştir.

Sandvik'in yapmış olduğu çalışmada saptanan Brazilian Çekme Dayanımı sonuçları ise Çizelge 3'te özetlenmiştir.

Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş. tarafından 2013 yılında kömür ve yankayaçların kesilebilirliğine yönelik yaptırılan çalışmada taban ve tavantaşının saptanan tek eksenli basınç dayanımı değerleri ise Çizelge 4'te verilmiştir.

Çizelge 2. Sandvik Firması jeoteknik raporu yankayaç deney sonuçları-1 (Sandvik, 2008)

Formasyon	Tek Eksenli Basınç Dayanımı, $\sigma_c$ (MPa)		
	En Düşük Değer	En Yüksek Değer	Ortalama Değer
Kumlu Şist	35,50	77,61	54,20
Kumlu Şist	58,97	87,46	73,22
Kumlu Şist	71,89	110,78	89,74
Kumlu Şist	51,72	66,27	59,00
Şistli Kumtaşı	20,21	135,41	98,91
Şistli Kumtaşı	96,00	125,61	110,89
Kumtaşı	48,35	104,82	76,78
Kumlu Şist	53,85	88,97	74,09
Konglomera	68,22	90,05	79,18
Arenitik Kumtaşı	31,27	31,27	31,27
Kumtaşı	84,48	156,08	122,69
Kumtaşı	92,40	111,94	99,13
Kumtaşı	46,76	100,28	76,15
<b>ÖZET</b>	<b>20,21</b>	<b>156,08</b>	<b>80,40</b>

Çizelge 3. Sandvik firması jeoteknik raporu yankayaç deney sonuçları-2 (Sandvik, 2008)

Formasyon	Brazilian Çekme Dayanımı (MPa)		
	En Düşük Değer	En Yüksek Değer	Ortalama Değer
Kumlu Şist	5,28	7,81	6,34
Kumlu Şist	4,10	8,02	6,37
Kumlu Şist	8,03	13,53	10,50
Kumlu Şist	4,05	7,42	6,00
Şistli Kumtaşı	3,30	10,45	7,47
Şistli Kumtaşı	3,11	7,17	5,13
Kumtaşı	6,64	13,27	9,39
Kumlu Şist	6,69	7,95	7,19
Konglomera	2,47	6,16	3,99
Arenitik Kumtaşı	0,62	2,78	1,85
Kumtaşı	8,07	13,13	11,57
Kumtaşı	8,47	9,41	8,92
Kumtaşı	1,61	3,17	2,55
<b>ÖZET</b>	<b>0,62</b>	<b>13,53</b>	<b>6,71</b>

Çizelge 4. Tavantaşı ve tabantaşı tek eksenli basınç dayanımı değerleri (İTÜ, 2013)

Formasyon	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)
	23,2
Tavantaşı (Kumtaşı)	37,7
	48,7
	37,3
	31,2
Tabantaşı (Silttaşı)	88,1
	27,5
	22,5

## 2.2 Ana Kat Galerileri Formasyon Bilgisi

Hattat Enerji ve Maden Ticaret A.Ş. tarafından gerçekleştirilmekte olan Amasra-B Taşkömürü projesinde toplam 13 bin metre ana kat galerisi açılacaktır. Bu galerilerde geçilecek formasyonlar çoğunlukla kumtaşı, silttaşı olmak üzere yer yer konglomera ve kömür içeren birimler de geçilecektir.

Şu anda 1 No'lu ve 3 No'lu işletme kuyularından devam etmektedir. 1 No'lu işletmede bulunan 2 adet ana kat galerisine ait jeolojik kesit Ek 1'de verilmiştir. Bu kat galerilerine ait hedeflenen uzunluk ve gerçekleştirilmiş olan ilerleme miktarlarına ait bilgiler ise Çizelge 5'te verilmiştir.

Çizelge 5. Ana kat galerileri hedeflenen uzunluklar ve gerçekleştirilen ilerlemeler

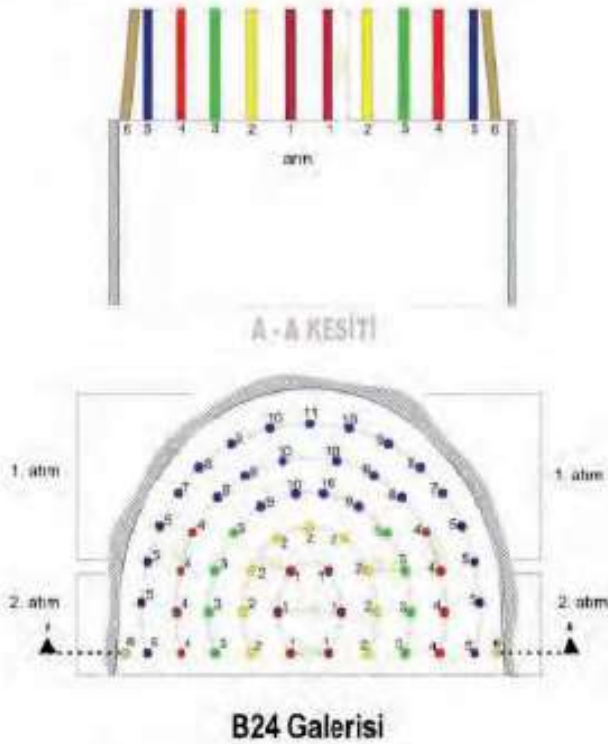
Ana Kat Galeri No	Hedef Uzunluk (m)	İlerleme Miktarı (m)
3704 No'lu Galeri	1400	1150
3705 No'lu Galeri	1450	1300

## 3 KAZI YÖNTEMİ

### 3.1 Delme ve Patlatma

B24 faydalı kesitli galeride delme patlatma yöntemi ile ilerleme üst yarı ve alt yarı şeklinde iki kademe yapılmaktadır. Galeri tavan yüksekliği 4,5 m olup, kazı aşaması iki kademe gerçekleştirilmektedir. İlk aşamada üst yarı ilerlemesi yapılırken galeri yüksekliği 3 m olup bu yükseklikte 24 m ilerleme sağlandıktan sonra ikinci aşamada, kalan 1,5 metrelik taban yüksekliğinin kazısı tamamlanmaktadır. Galerinin üst yarısı ve alt yarısı koordineli şekilde ilerlemektedir. Şekil 2'de delme patlatma delik düzeni verilmiştir.





Şekil 2. Delik düzeni

Galeri kazısında patlayıcı madde olarak Ø25 x 200mm grizutin klorür ve bakır yüksüklü 30 ms gecikmeli 4 metre boyunda elektrikli kapsül kullanılmaktadır. Ortalama patlayıcı malzeme bilgileri şu şekildedir:

Dinamit Miktarı: 32 kg/m

Dinamit özgül şarj miktarı: 1,06 kg/m<sup>3</sup>

Kapsül Miktarı: 42 adet/m

Kapsül özgül şarj miktarı: 1,34 adet/m<sup>3</sup>

Üst yarı ilerlemesi ortalama 15 vardiyada, alt yarı ilerlemesi ise ortalama 7 vardiyada tamamlanmaktadır. Vardiya düzeni 8'er saatten günlük 3 vardiya şeklindedir.

### 3.2 Pasa Nakliyatı

Delme patlatma sonrası oluşan pasa, skreyper yardımıyla kazı arınından 5 m<sup>3</sup>'lük vagonlara doldurularak lokomotifle kuyu dibine getirilir ve kuyu kafesi sistemiyle yerüstüne ihraç edilerek yerüstündeki tumba sistemine gönderilir. Skreyperler, buldukları noktadan maksimum 50 m mesafeye kadar arında bulunan pasayı vagona çekebilecek kapasitededir.

Demiryolu atımı, skreyper ilerletimi, boru şebekesi ekleme ve kontrol sondajı ortalama 2 vardiya sürmektedir.

B24 kesitte aylık ortalama 90 metrelik ilerleme sağlanmaktadır.

## 4 TAHKİMAT UYGULAMASI

Patlatma sonrası oluşan açıklığın tahkimatı için püskürtme beton, çelik hasır, kaya saplama ve halat saplama gibi tahkimat bileşenleri birlikte kullanılmaktadır. Zayıf ve çok zayıf formasyon koşullarında tavan baskılarının durumuna göre ilave tahkimat olarak TH çelik bağ ile desteklenmektedir. Açılmış olan galerilerde TH çelik bağ tahkimatlı mesafe toplam galeri uzunluğunun %1'in altındadır.

Patlatmayı takiben tavan kısmına 5 cm kalınlığında ön püskürtme beton atılarak güvenli çalışma bölgesi sağlanmaktadır. Daha sonra tahkimat düzeni gereğince kaya saplama ve halat saplama ankrajları yapılmaktadır.

### 4.1 Saplama Tahkimatı

Kaya saplama ve halat saplama düzeni Şekil 3'te gösterilmiştir. Deer sınıflamasına göre orta-çok sağlam kaya koşullarında (RQD>50) 2,4 m mesafede halat ve çelik saplama 0,8 m aralıklarla ankrajlanırlar. Ankraj elemanı olarak kimyasal reçine kullanılmaktadır. Zayıf ve çok zayıf kaya kütlesi koşullarında (RQD<50) ise 1 metre mesafede halat ve çelik saplama, 0,6 m aralıklarla tavan yükünü karşılayacak şekilde değiştirilmektedir.

### 4.2 Çelik Hasır

Çelik hasırlar, patlatma sonrası açılan yüzeye 5cm atılan betonlamadan sonra halat ve kaya saplama ile plakalar yardımıyla birbirlerine belli aralıklarla bindirilerek tüm galeri yüzeyini kaplayan bir donatı oluşturmaktadır.

### 4.3 Püskürtme Beton

Püskürtme beton yöntemi kuru tip olarak uygulanmaktadır. Yerüstünde bulunan beton santralinde, otomasyon sistemiyle belirlenen dayanım sınıfında hazırlanan kuru agrega, santral ağzında vagonlara beslenerek

yeraltında püskürtme yapılacak yere götürülmektedir. Karışım uygulama anında toz tip hızlandırıcı ve su eklenerek gerekli galeri yüzeyine uygulanmaktadır.

İşletmede yer alan beton santralindeki mikser hacmi 1 m<sup>3</sup>'ün altında olduğundan kuru karışım bileşenlerinin miktarları mikser hacmine göre ayarlanmıştır. Çizelge 6'da kuru karışım bileşenleri oranları yer almaktadır.

Saplama ve çelik hasır montajından sonra minimum 15 cm kalınlığında nihai beton atılmaktadır. Düzenli yapılmış bir atım sonrasında B24 kesitli galeride 1 m ilerleme için ortalama 5 m<sup>3</sup> (geri sekme kaybı dahil) püskürtme beton kullanılmaktadır.

## 5 ALETSEL GÖZLEM

Galeride yapılan kazı sonrası uygulanan tahkimat sisteminde yük ve konverjans ölçümleri yapılmaktadır. Buna bağlı olarak kaya saplamalarında çekme testi, püskürtme betonda dayanım testleri yapılmıştır.

Çizelge 6. Kuru karışım bileşen oranları

MALZEMELER	kg / m <sup>3</sup>	kg / 580 dm <sup>3</sup>
ÇİMENTO (P-42,5)	450	266
SU	233,71	138
AG 1	0-5	1076,18
AG 2	0.5-12,7	593,78
İksagunit-da	22,5	13,3

Yük ve konverjans ölçümleri için galerilerde ihtiyaca göre 12 adet istasyon seçilmiş, bu istasyonlarda yük ve konverjans değerleri alınmıştır. Seçilen istasyonlarda, jeolojik yapı belirlenmiş ve istasyonlar Şekil 13'te gösterilmiştir. Havzadan ve galerilerden alınan numunelerde yapılan jeomekanik laboratuvar testleri seçilen istasyonlardaki jeolojik yapıyla birlikte irdelenmiştir (Çiz. 2,3,4).

### 5.1 Kaya Yükü Ölçümü

Galeride yapılan kazı sonrası uygulanan tahkimat sisteminde yük ölçümleri yapılmaktadır. 500 kN'lük elektrik yük hücrelerinden faydalanılmaktadır (Şek. 4).

Yük ölçümü yapılacak kaya saplaması için iki kare plaka arasına koyulan yük hücresinin montajı Şekil 5'de verilmiştir.

Ölçüm için yük hücresine tümleşik durumda bulunan data kablosunun portatif veri alıcıya bağlanarak mV mertebesinde okunan yük kN'a çevrilerek yük değeri alet üzerinden okunmaktadır (Şek. 6). Kritik durumlarda hassas sonuç almak için yük hücresine ait kalibrasyon formülünde mV değeri girilerek en doğru sonuç bulunmaktadır. Yük hücresinin galerinin hangi bölgesinde kullanılacağı ve ne şekilde montaj edileceği alınmak istenen sonuca göre farklılık göstermektedir.

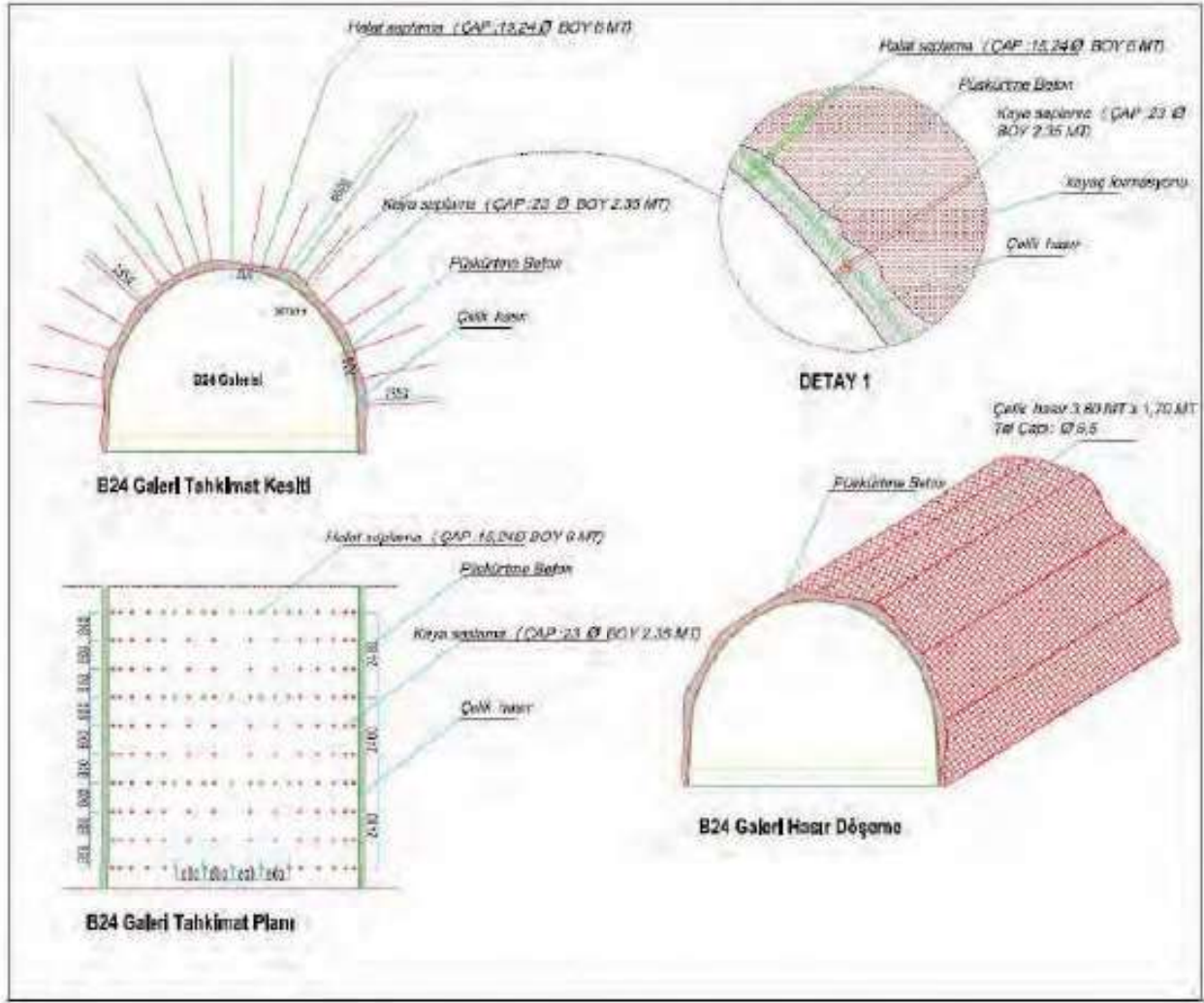
Yeni patlatma yapılmış tahkimatsız bölgede uygulanacak yeni ankraja bağlanan yük hücresinde elde edilen değerler ile tavan saplamaları tamamlanmış ve tavan yükü ile tahkimat yükü dengelenmiş bölgede sonradan yapılan ilave bir saplamaya bağlanacak yük hücresinde elde edilecek değerler farklılık göstermektedir.

Arın gerisinde, kavşaklar, kulplar ya da bağlantı galerisi gibi kritik bölgelerde sonradan yapılan ilave ankraja bağlanan yük hücresinden elde edilen verilere bakıldığında, tahkimat yüküyle tavan yükü önceden dengelendiğinden günlük okunan değerler oldukça küçük olup birbirine çok yakın değerler içermektedir (Şek. 7, 8, 9).

Arın bölgesinde yapılan patlatma sonrasında tahkimatsız bölgede yapılan kaya saplamasına bağlanan yük hücresinden sağlıklı veri okunabilmesi ve hücrenin galeri ilerlemesi sebebiyle devam eden patlatmalardan korunması için yük hücresi çelik hazne içinde korunmaktadır. Bu durumda günlük okunan değerlere bakıldığında tavan basıncının hızlı bir şekilde artış göstererek tahkimat yüküyle daha yüksek bir yük değerinde dengelendiği gözlemlenmiştir (Şek. 10,11).

Yapılan ölçümlerden, tavan yüküyle Tahkimat yükünün dengelendiği belirlenen istasyonlardan yük hücreleri sökülmemektedir. Sökülen hücreler galeri içinde belirlenen yeni istasyonlara taşınarak yük ölçümü sürekliliği sağlanmaktadır.





Şekil 3. B24 galeri tahkimat şekli



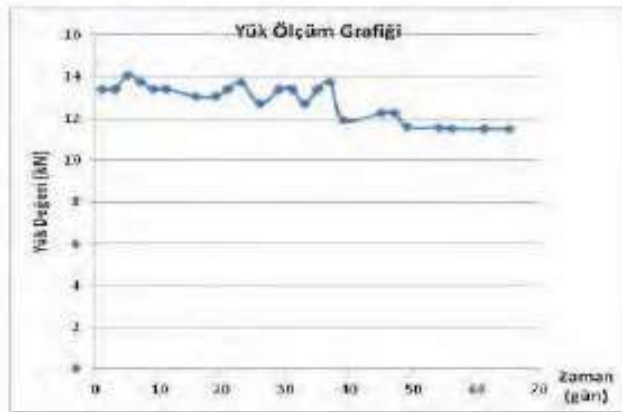
Şekil 4. Elektrik yük hücresi ve data logger



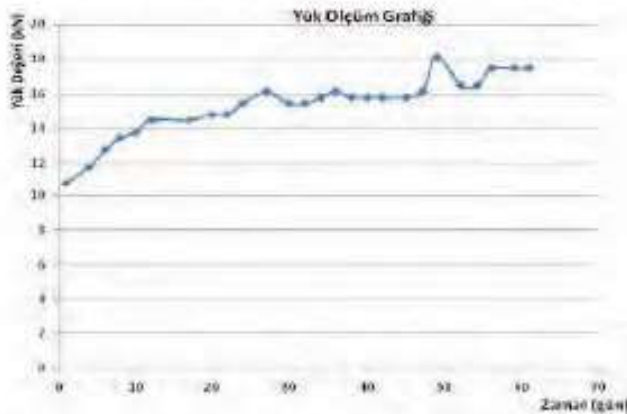
Şekil 5. Yük hücresi montajı



Şekil 6. Data logger yardımı ile yük okunması



Şekil 7. Yük Hücresi-1'e ait dengelenmiş kaya yükü-tahkimat yükü grafiği



Şekil 8. Yük Hücresi-2'ye ait dengelenmiş kaya yükü-tahkimat yükü grafiği

## 5.2 Konverjans Ölçümleri

Konverjans ölçümleri 1 No'lu işletmede 3704 ve 3705 No'lu galerilerde belirlenen istasyonlarda yapılmaktadır (Şek. 12).

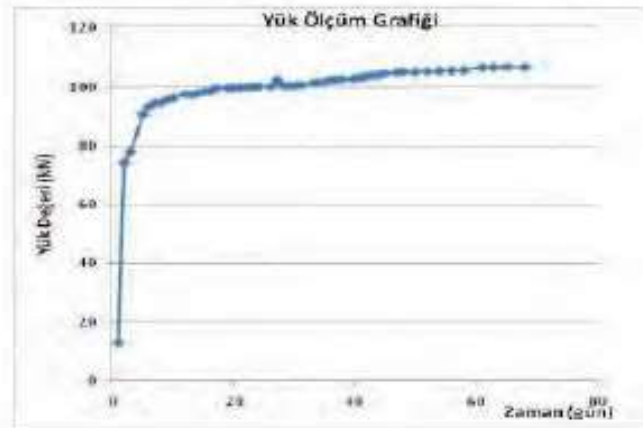
İstasyonlardaki konverjans değerleri, halat saplamanın püskürtme beton ile birleştiği



Şekil 9. Yük Hücresi-3'e ait dengelenmiş kaya yükü-tahkimat yükü grafiği



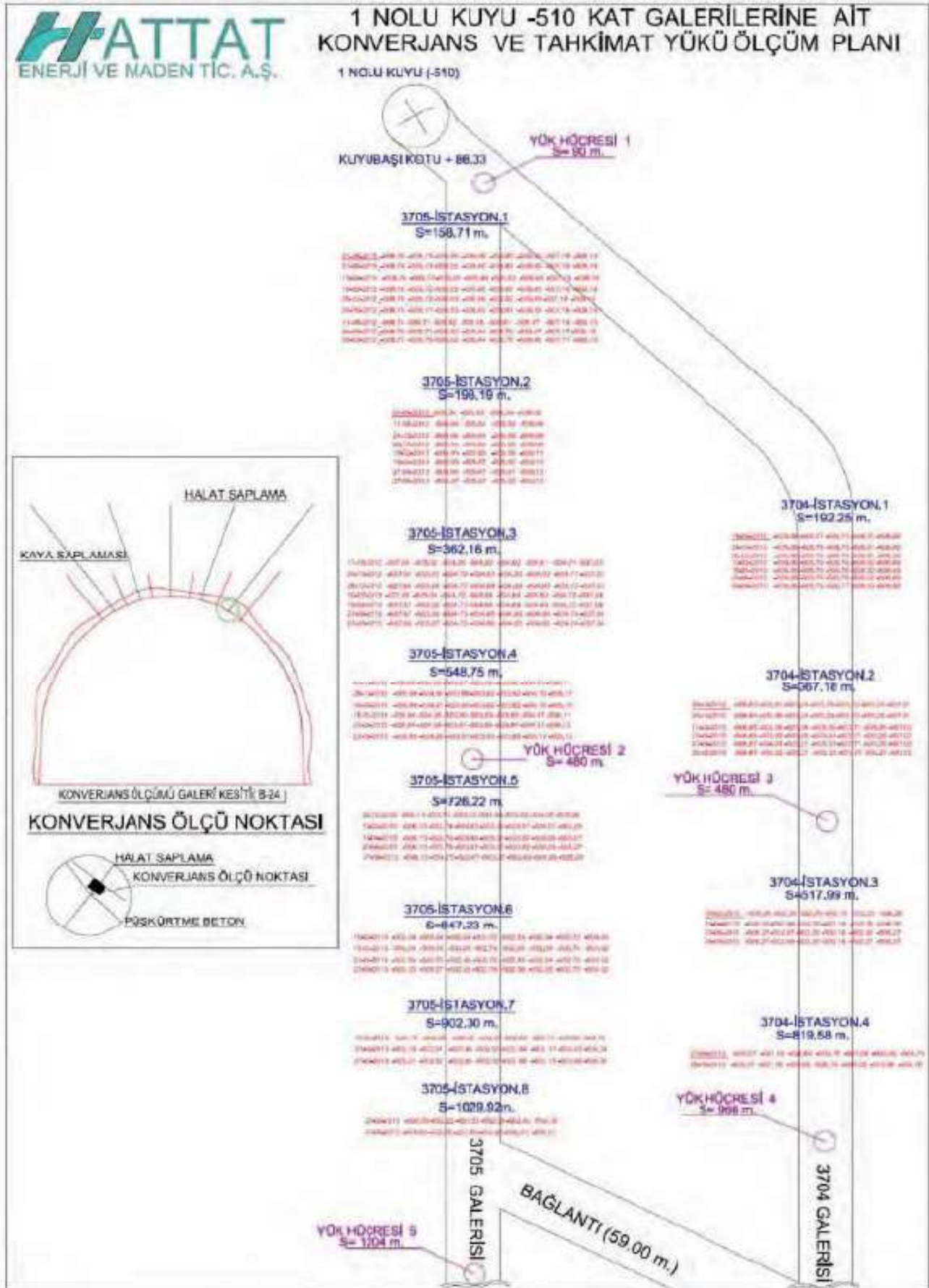
Şekil 10. Yük Hücresi-4'e ait ilerleme eş zamanlı kaya yükü-tahkimat yükü grafiği



Şekil 11. Yük Hücresi-5'e ait ilerleme eş zamanlı kaya yükü-tahkimat yükü grafiği

noktanın Z koordinat değerinin okunarak zamana bağlı karşılaştırılması şeklindedir (Şek. 13). Bu durumda belirlenmiş konverjans değerleri Şekil 12'de verilmiştir.





Şekil 12. Yük ölçüm ve konverjans istasyonları planı



Şekil 13. Galeri içinde konverjans ölçümü

### 5.3 Çekme Testi

Kaya saptaması ve halat saptamada ankraj elemanı olarak kullanılan kimyasal reçineler içinde mühendislik standartları ve ekonomik açıdan projeye en uygun reçineyi saptamak için bir dizi çekme testi yapılmıştır (Şek. 14). Projede kullanılan reçinelerde, 5 dk.'lık ankraj süresinden sonra ortalama 160 kN'luk çekme yükü elde edilmiştir.



Şekil 14. Kaya saptaması çekme testi

### 5.4 Püskürtme Beton Dayanım Testi

Yerüstündeki beton santralinde kuru karışım olarak hazırlanan betonun dayanım değerinin kontrolü için yeraltında püskürtme beton işi yapılırken 150x150x150 mm'lik küp kalıplar yardımıyla belirli periyotlarda beton numuneleri alınmaktadır. Numune alınırken yeraltındaki fiili şartlar göz önünde tutularak direkt olarak yan duvar veya tavan yüzeyine püskürtülen noktadan numune alınmasına çalışılmaktadır. Ayrıca 45° açıyla galeri duvarına yaslanan bir kazana püskürtülerek

kazanda biriken betonun yine aynı küp kalıplara doldurularak numuneler elde edilmektedir. Elde edilen numunelere 7 günlük tek eksenli basınç deneyi uygulanmaktadır. Priz hızlandırıcı katkıların dayanıma etkisinin belirlenmesi amacıyla beton numuneleri katkılı ve katkısız olarak ayrı ayrı alınmaktadır. Çizelge 7'de püskürtme beton numunelerinin dayanım değerleri verilmiştir.

Çizelge 7. Püskürtme beton dayanım değerleri

Kür Süresi	Katkı Durumu	Basınç Dayanımı (MPa)	Numune Yeri
7 gün	Katkısız	34,8	Duvarдан
7 gün	Katkılı	26,3	Duvarдан
7 gün	Katkılı	24,4	Duvarдан
7 gün	Katkısız	29,7	Duvarдан
7 gün	Katkısız	34,6	Duvarдан
7 gün	Katkılı	19,9	Kazan
7 gün	Katkılı	19,1	Duvarдан
7 gün	Katkısız	20,6	Kazan
7 gün	Katkısız	18,3	Kazan
7 gün	Katkısız	19,9	Duvarдан
7 gün	Katkısız	26,4	Kazan

## 6 SONUÇLAR

- ✓ Açılan galeriler B24 m<sup>2</sup> büyüklüğündedir.
- ✓ Galeriler yüzeyden 600m derinlikte başlamış 700m derinlikte devam etmektedir.
- ✓ Uygulanan halat saptama, çelik saptama, çelik hasır ve püskürtme beton tahkimat sistemi Zonguldak Havzası'nda ana kat galerilerinde, hatta Türkiye'de bulunan kömür madenlerinde düzenli olarak ilk defa uygulanan tahkimat sistemidir.
- ✓ Bu tahkimat sistemiyle beraber yapılan aylık ilerleme aylık ortalama 90 metre olup havza tarihindeki en iyi ilerlemedir.
- ✓ Tahkimat sisteminde konverjans ölçümlerinde maksimum 50 mm fark değerleri ölçülmüştür.



- ✓ İstasyonlardan alınan yük ölçümlerinde ise ortalama 40-60 günde tavan yükü sabitlenmiştir.
- ✓ Beton dayanımı test sonuçlarına göre kimyasal priz hızlandırıcı katkının püskürtme beton dayanım değerini %20-25 oranında azalttığı saptanmıştır.
- ✓ Yük ve konverjans ölçüm değerlerine bakıldığında uygulanan tahkimat sisteminin kesit, jeolojik formasyon ve ilerleme hızına göre uygun seçildiği görülmektedir.

## KAYNAKLAR

Bilgin, N., Shahriar, K., 1988. Madenlerde Mekanize Kazı için Bir Ölçme Sisteminin Geliştirilmesi ve Amasra Karbonifer Havzasına Uygulanışı, *Türkiye 6. Kömür Kongresi*, Zonguldak, 23-27 Mayıs, s. 13-28.

Bilgin, N., Akgün, S.I., Shahriar, K., 1988. Amasra Karbonifer Havzasındaki Damarların Mekanik Dayanımları Açısından Sınıflandırılması, *Türkiye 6. Kömür Kongresi*, Zonguldak, 23-27 Mayıs, s. 411-425.

Bilgin N., Temizyürek, İ., Çopur H., Balcı, C., Tumaç, D., 2010. TTK Amasra Bölgesi Kalın Damarın Kesilebilirlik Özellikleri ve Mekanize Kazısı Üzerine Bazı Görüşler, Ed. K. Çolak, H. Aydın, *Türkiye 17. Kömür Kongresi*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, Zonguldak, 2-4 Haziran, s. 217-229.

HEMA, 2012. Durum Değerlendirme Raporu.

Sandvik Mining and Construction GmbH, 2008. Preliminary Geotechnical Report for Hema Amasra Mining Company.

Suvar, M., Ersoy, C., 2012. Amasra-B Taşkömürü Madeni Projesi, *Türkiye 18. Kömür Kongresi Kitabı*, s.1-5, Zonguldak.

Ek 1. 3704 ve 3705 Ana Kat Galerisi Jeolojik Kesitleri



# Metro Tünel Hattı Yakınında Bina Yapımı Risklerinin Araştırılması

## *Investigation of Building Construction Risks Around Subway Tunnels*

T. Onargan, C.O. Aksoy, K. Küçük

*Dokuz Eylül Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir*

**ÖZET** Karayolu ve metro tünellerine yakın alanlarda yapılacak kazılardan veya inşa edilecek binalardan tünellerin olumsuz etkilenmemesi için tünel çevresinde koruma bantları belirlenmektedir. Koruma bantlarında inşai faaliyet yapılmasına hatta sondajın koruma bandı içine girmesine izin verilmemektedir.

Bu bildiride metro tünelleri civarında mevcut binaların yapımının yaratacağı olası riskler teknik açıdan değerlendirilmektedir. Mevcut metro tünellerine potansiyel etkisi olması beklenen bir yapı inşasının olası etkileri hakkında yapılan değerlendirmeler vaka olarak verilmiştir.

**ABSTRACT** The excavations or construction of buildings in areas close to the highway and subway tunnels determined protected bands for to be non-efected areas from construction and excavation works. There are not allowed to enter into the guard band for the construction of building and boring studies.

In this study, risk assessment study was performed for driven subway tunnels effected around building construction works. Potential impact of the construction of a subway tunnels are expected to be available in a structure are given in cases of assessments made about the possible effects.

## 1 GİRİŞ

Yoğun yerleşim bulunan şehirlerde yapıların altından geçirilen metro tünel hatlarında bir çok uygulamada binaların güvenliği ve mevcut tüneller yakınında yaşlanmış binaların yıkılıp yerine yeni binalarının yapımında tünellerin güvenliği söz konusu olmaktadır(Baxter, 1990; Nye, 2005; Rankin, 1988).

İzmir Metro sistemi, ulaşım master planı çerçevesinde toplam uzunluğu 45 km'ye varacak olan ve Çiğli'de Buca'ya, Bornova'dan Narlıdere'ye, İzmir'in metropol bölgesinin tamamını kapsayacak yüksek kapasiteli bir sistem olarak planlanmıştır. Bu sistemin ana omurgasını oluşturan Üçyol-

Halkapınar hattı, depo sahası-atölye ve Bornova kolunu içeren 1. aşama inşaatı Yapı Merkezi-Adtranz Konsorsiyumu tarafından başarı ile tamamlanmıştır. Konak, Çankaya ve Basmane İstasyonları arasında, yoğun yapılaşma, ana trafik arterlerinin burada bulunması, su, pis su kanal hatları ve telefon hatları gibi altyapıların yüksek yer" değiştirme maliyetleri dolayısıyla bu bölümün tünelle geçilmesi tercih edilmiştir. Ayrıca buranın tünelle geçilmesiyle güncel dolgu tabakası içerisinde bulunan arkeolojik kalıntılara zarar verilmesi de önlenmiştir. Var olan jeolojik koşullar, güzergâh üzerinde ve civarında bulunan yapılaşma göz önüne alınarak yapılan fizibilite çalışması sonucu



tünelin EPB (zemin basıncı dengeleme) türü, tam cephe kazı yapabilen tünel makinesi ile yapılmasının uygun olacağı sonucuna varıl ve tünel kazısı EPB TBM ile gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmada Basmane istasyonu ile Çankaya İstasyonu arasında yer alan Konak İlçesi 75 Pafta, 954 ada, 17 no'lu parselde planlanmış olan inşaat işi(bina yapımı) ile ilgili mevcut metro tünellerine yapılacak inşaat işlerinin olası etkileri ve riskleri bakımından incelenmesi yapılmıştır.

## 2 İNCELEME ALANI LOKASYONU VE JEOLJİK YAPI

### 2.1 İnceleme Alanı Lokasyonu

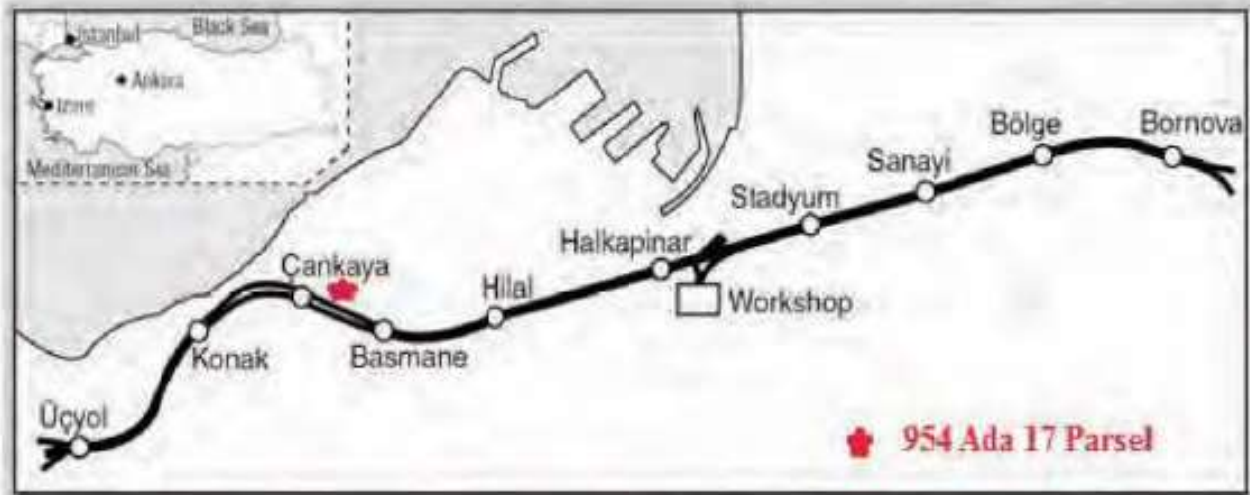
İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 1. Aşama Üçyol-Bornova Metro güzergâhında 15 metrelik güvenlik sınırı içerisinde kalan inşaat işi yapılacak alan 23M2d pafta, 954 ada, 17 no'lu parselde olup, söz konusu alan Çankaya İstasyonu ile Basmane İstasyonu arasında, güzergâhın 3 + 000 km. sinde sol hata yakın konumda ve Gazi Osman Paşa Bulvarı ve mevcut Metro Hattına cepheli konumdadır(Şekil 1.). Şekil 2. de incelenen parselin lokasyonunun uydu görüntüsü üzerindeki durumu, Şekil 3. de ise mevcut tüneller güzergâhına göre konumu verilmektedir.

### 2.2 Jeolojik Yapı

Ümmühan Ana tüneli güzergâhında tamamen ayrılmış andezit ürünü olan killer ve onun üzerinde genç yaşlı denizel çökeller bulunmaktadır. Denizel çökeller Konak-Çankaya arasında daha çok killi silt boyutunda olup çapraz tabakalı olarak kum bantlarını kum ceplerini içermektedir. Kum cepleri genelde su taşıyan özellik gösterdiğinden bu tip zeminde kazı sırasında ani su gelirleri ve boşalmalarının yaşanması olasıdır.

İnceleme alanına en yakın önceki yıllarda açılmış sondaj logları tarafımızca incelenmiştir. İncelenen parsel en yakın sondajlardan birisi olan S58 sondajındaki jeolojik zemin formasyonlarının derinliğe bağlı litolojik dizilimi incelediğimiz diğer jeolojik kesitler ile de uyum sağladığından bu dizilimdeki litolojik derinlikler esas alınmıştır (Şekil 4.). Şekil 5 de jeolojik kesit, Şekil 6 da ise birimlere ait mühendislik özellikleri verilmiştir.

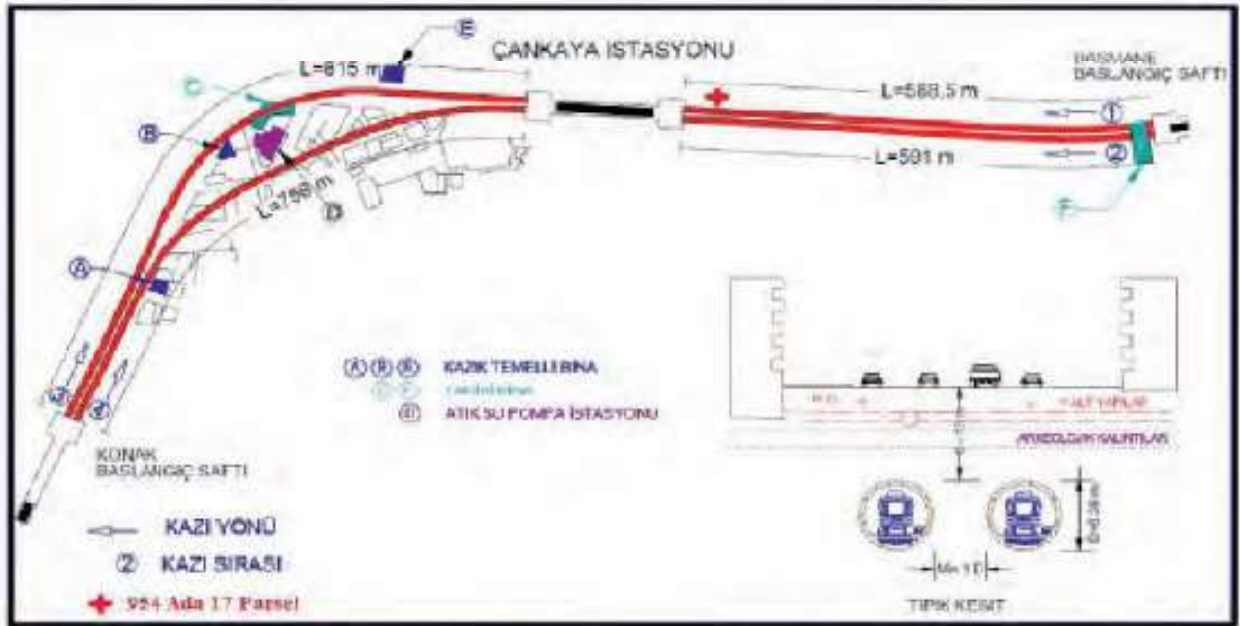
Çankaya-Basmane arasındaki bölümde tünel killi silt ve kumlu çakıl tabakalarında ilerlemiştir. Yeraltı suyu konak tarafında yaklaşık 1.5 m derinlikte, Çankaya-Basmane tarafında ise 4-6 m arasındadır. İncelenen alanda yer altı su seviyesinin 4-5 metre civarında olduğu beklenmektedir.



Şekil 1. İncelenen parselin "Bornova-Üçyol Metro Hattı" üzerindeki konumu



Şekil 2. İncelenen parselin uydu görüntüsü üzerinde lokasyonu

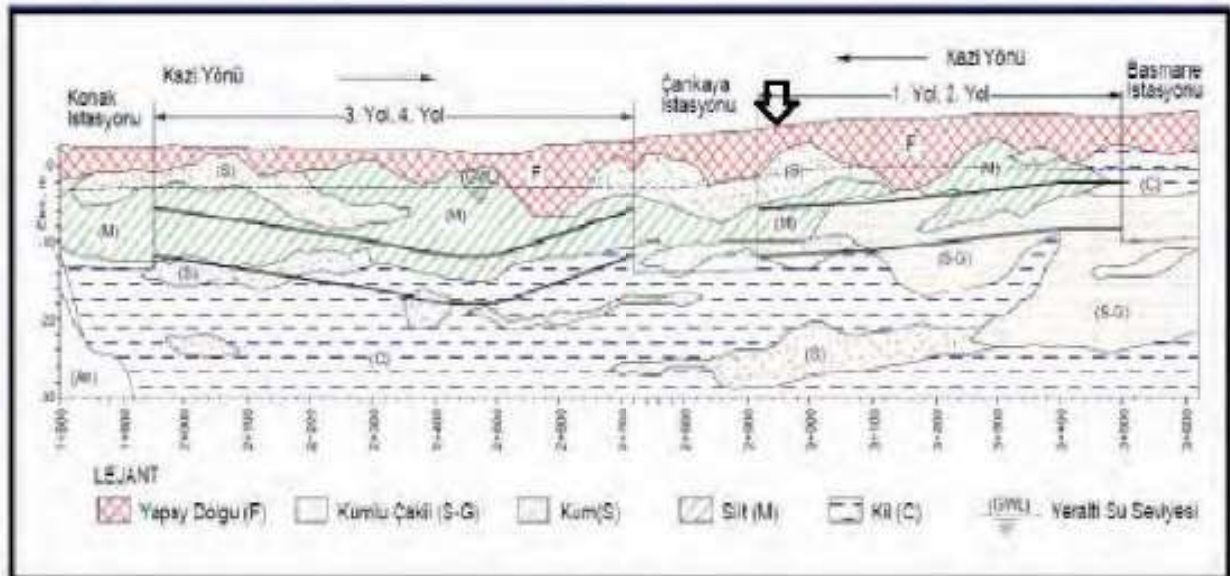


Şekil 3. İncelenen parselin ikiz tünel güzergâhı üzerindeki konumu  
(Arıoğlu, 2002, Yapı Merkezi, 1996)

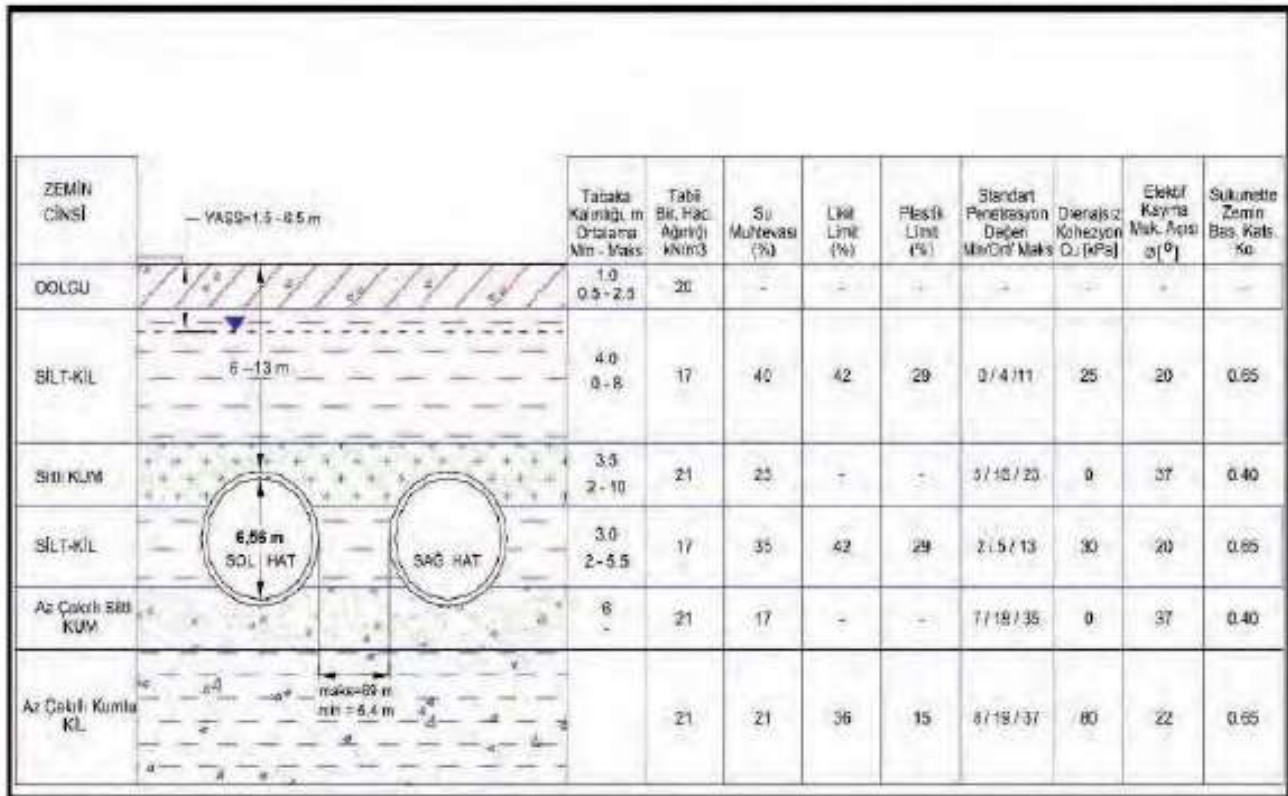


SONDAJ NO	S - 58	ZEMİN SONDAJ LOGU	
Sondaj Derinliği (m)	Tabaka Derinliği (m)	Zemin Profili	Zemin Tanımlaması
1			Yol dolması, çakıllı, siltli kum
2	2.00		
3			
4			Koyu gri-siyah, ince orta taneli, %5 çakıllı, %20-30 siltli kum.
5			
6			7.50-8.00 m. arası kökü derinleşmiş, %15-20 kumlu çakıl
7			
8			
9	9.00		
10			
11			Koyu gri-siyah, ince orta taneli, çok yumuşak-yumuşak %15-20 kumlu silt
12			
13			
14			
15	15.00		
16			
17			
18			Kahverengi, ince-orta taneli, katı çok katı orta plastisiteli, %20-25 siltli, %5 çakıllı kil.
19			
20			18.00-18.50 m. arası %5-10 çakıllı kum bantı geçildi
21			
22			
23			
24			
25			
26	25.00		
27			
28			Kahverengi, %10-15 çakıl, %5-10 kumlu kum
29			
30			

Şekil 4. S-58 Numaralı sondaja ait loglama bilgileri



Şekil 5. Ümmühan Ana ikiz tünelleri jeolojik kesiti üzerinde bina lokasyonu (Arıoğlu,2002, Yapı Merkezi, 1996)



Kaynak: Yapı Merkezi Mühendislik ve Tasarım Bölümü, Çarşıca, İstanbul, 1996.

Şekil 6. Ümmühan Ana ikiz tünellerinde derinliğe bağlı zemin mühendislik özellikleri (Arnoğlu, 2002, Yapı Merkezi, 1996)

### 3 GÜZERGÂHTA UYGULANMIŞ OLAN TÜNELCİLİK FAALİYETLERİ VE PROJE VERİLERİ

İzmir Metrosu zemin koşulları için özel olarak tasarlanmış tam cephe tünel açma makinesi olan Herrenknecht marka EPB makinesi ile tünel kazıları yapılmıştır. Makinenin Şild çapı 6,54 m, kesici kafanın çapı ise 6,56 m dir. Kazı boyunca ayna stabilitesinin sağlanması için uygun ayna basıncının temini ve bununla birlikte kazı haznesinden boşaltmanın kontrollü olarak yapılması sağlanarak ilerleme gerçekleştirilmiştir. Bazı bölümlerde zemin cinsine bağlı olarak bentonit bulamacı veya köpük malzemesi ile "zemin şartlandırması" (soil conditioning) yapılmıştır. Zemin şartlandırması, kazılan zemine iyi plastik deformasyon, düşük içsel sürtünme, düşük permeabilite ve yumuşak kıvam özellikleri kazandırması amacıyla yapılmıştır.

Tünellerin önemli bir bölümünde mevcut yoğun yerleşim birimlerinin altında inşa edilmiştir. Sığ tünel olarak sınıflandırılan bu tünel üzerindeki zemin örtü kalınlığı, 6 metre ile 13 metre arasında değişmektedir. Yeraltı su seviyesi çok yüksektir. Bu da yaklaşık 19 metrelik yüksek su basıncı etkilerinin dikkate alınmasını gerektirmiştir. Ayrıca, Ümmühan Ana Tüneli yer yer çok yumuşak ve konsolide olmamış killerden siltli kumlara ve kumlu çakıllara kadar değişken bir jeolojiden geçmiştir. Bu nedenle, Ümmühan Ana Tüneli Zemin Basıncı Dengeleme Metodu (Earth Pressure Balance Method) ile açılmıştır. Kil, silt ve kum-çakıldan oluşan yumuşak zemin koşulları tünel kazısı nedeniyle yüzeyde gözlenen maksimum nihai oturma  $S_{max} = 21$  mm, hacimsel kayıp ise ortalama  $V_L = \% 0,4$  mertebesinde gerçekleşmiştir. Uygulanan arın basıncı ise 1,6 ila 2,4 bar arasında değişmiştir.



#### 4 YAPILACAK İNŞAAT İŞİNİN MEVCUT TÜNELE OLAN OLASI ETKİLERİNİN BELİRLENMESİ VE YAPIM PROSEDÜRÜ

Tüneller etrafında yapılacak binalarda inşaat yapımı süresinde tünel hattına olası etkilerinin belirlenmesi, yapılaşmanın çok önem kazandığı günümüzde önemli bir sorun haline gelmiş bulunmaktadır. Bina yapımı sırasında eski binanın yıkımı, temel kazısı ve bina yapım aşamalarında bir takım etkiler söz konusu olabilecektir.

Bina yapımı ile tünellerin etkileşimi üç değişik şekilde gerçekleşmektedir. Bunlar;

- 1- Temel kazısı için tünele komşu üst örtünün bir bölümü hacimsel olarak ortadan kaldırılacak olması veya tünel hattı etrafındaki gerilme durumunun değişmesi söz konusu olacaktır,
- 2- Yapılacak bina ile tünel hattı üzerine ilave yüklerin gelmesi söz konusu olabilecektir,
- 3- Bina yapımının değişik evrelerinde 1 ve 2 inci maddede sözü edilen olayların her ikisi birden meydana gelebilecek olmasıdır.

Tünele komşu yeni yapılacak bina inşaatlarının mevcut metro tünel yapısına olan olası etkilerinin belirlenmesinde aşağıdaki hususların belirlenmesi ve değerlendirilmesi gerekmektedir. Buna göre;

- 1 – Yüzeydeki topoğrafyanın ve binaların halihazır durumu
- 2 – Saha jeoteknik araştırma bilgileri(zemin ve kaya mühendislik özellikleri)
- 3 – Bina yapım ve mimari çizim bilgileri
- 4 – Tünel hattı ve istasyon yapım detayları

- 5 – Tünel güvenlik metodolojisine ait tasarım bilgileri
- 6 – Bina yapım detayları
- 7 – Yapım program bilgileri detayı
- 8 – Yapım sırasında kontrol izleme sonuçları (Yeryüzü ve tünel içi ölçümleri dâhil)
  - Yer değiştirmeler(İnklinometre ölçümleri)
  - Su seviyesi
  - Zemin gerilme durumu
  - Tünel hattı gerilme durumu
- 9 – Elektroliz ve korozyon meydana gelme potansiyeli
- 10 – Mevcut binanın yıkımı, temel kazımı ve yeni bina yapımı süresince ölçüm programı
- 11 – Detay çalışma planı ve çizimleri

#### 5 İNŞAAT AŞAMALARINDA YÜZEYDE VE TÜNEL İÇERİSİNDE YAPILMASI GEREKLİ ÖLÇÜMLÜ GÖZLEMLER

Bina yıkım, temel kazısı ve yeni bina yapım süresi içerisinde tünel içi kaplamasında gözlemlerin belirli zaman aralıkları ile yapılması gerekmektedir. Bina inşası sırasında tünel hattı boyunca kazıya komşu lokasyonlarda bir takım çatlamlar oluşması alınacak tüm önlemlere rağmen mümkün olabilmektedir. Bu gibi durumlarda tünel içi nihai kaplamalarda gözlem çalışması sonucu belirlenmiş olan çatlakların değerlendirilmesinde aşağıda verilen değerlerin esas alınması gerekmektedir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Tünel nihai kaplamasında çatlak genişliğine bağlı tamir bakım kriterleri

Çatlak Genişliği	Yapılması Gerekli İşlem
0,20 mm den küçük	Herhangi bir sızıntı mevcut değil ise ihmal edilebilir
0,20 – 0,30 mm aralığında	Uzunluğa bağlı karar verilmelidir: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Su sızıntısı yoksa ve çatlak uzunluğu 300 mm den küçükse ek bir işleme gerek yoktur.</li> <li>• Çatlak uzunluğu 300 mm den fazla ise tamiri gerekir.</li> </ul>
0,30 mm den büyük	Tamir gereklidir.





modelin uygulandığı modeldir. Bu modelleme çalışmalarında kullanılan zemin ve yapısal elemanlara ait parametreler Çizelge 2’de verilmektedir.

### 6.1 Model 1: Hiçbir Önlemin Alınmadığı Modelleme Çalışması

Araştırmanın bu bölümünde mevcut tünel güzergahı ve binaların bulunduğu bölümde hiçbir koruyucu önlem alınmamıştır. Modelin ilk koşulları belirlendikten, başlangıç ve sınır koşulları belirlendikten sonra yıkılacak binanın yükü kaldırılmış ve daha sonra yeni binanın yükü tanımlanmıştır. Bu modeldeki inşaat aşamaları aşağıda detayları ile verilmiştir.

#### İnşaat Aşamaları:

1. Mevcut güzergahın, 5 katlı binaların ve trafik sürşarj yüklerinin tanımlanması.
2. Deformasyonların sıfırlanması.
3. EPB TBM tünelinin açılması.
4. Yıkılacak 5 katlı binanın sürşarj yükünün kaldırılması.
5. Yeni yapılacak 9 katlı binanın sürşarj yükünün tanımlanması.

### 6.2 Model 2: Binanın Önüne Kazıklı Önlem Alındığı Modelleme Çalışması

Çalışmanın bu aşamasında Başlangıç ve sınır koşullar belirlendikten sonra, bina yıkımı öncesinde binanın tünele bakan bölümünde tünele olacak etkileri önlemek ve azaltmak için tünel tabanına kadar kazıklı iksa sistemi kullanılmıştır. Sonrasında ise yıkılacak binanın yükü kaldırılmış ve daha sonra yeni binanın yükü tanımlanmıştır. Bu modeldeki inşaat aşamaları aşağıda detayları ile verilmiştir.

#### İnşaat Aşamaları:

1. Mevcut güzergahın, 5 katlı binaların ve trafik sürşarj yüklerinin tanımlanması.
2. Deformasyonların sıfırlanması.
3. EPB TBM tünelinin açılması.
4. Kazıkların teşkil edilmesi
5. Yıkılacak 5 katlı binanın sürşarj yükünün kaldırılması.
6. Yeni yapılacak 9 katlı binanın sürşarj yükünün tanımlanması.

Çizelge 2. Modelde kullanılan zemin ve yapısal elemanlara ait parametreler

ID	Name	Type	g <sub>unsat</sub> [**]	g <sub>sat</sub> [**]	E50 Ref [*]	Eoed Ref [*]	Eur ref[*]	C <sub>ref</sub> [*]	phi [°]	nu [-]	Power [-]	Könc [-]	Rf [-]
2	Siltli Kil	Drained	17	19	280000	181929	840000	25	13	0.2	0.5	0.775049	0.9
4	Az Çakıllı Siltli Kum	Drained	21	22.5	50000	50000	150000	12	17	0.2	0.5	0.707628	0.9
5	Az Çakıllı Kumlu Kil	Drained	21	22.8	70000	70000	210000	25	19	0.2	0.5	0.674432	0.9

ID	Name	Type	g <sub>unsat</sub> [**]	g <sub>sat</sub> [**]	k <sub>x</sub> [m/day]	k <sub>y</sub> [m/day]	k <sub>z</sub> [m/day]	nu [-]	E ref [*]	C ref [*]	phi [°]	psi [°]
1	Dolgu	Drained	20	20	0	0	0	0.4	100000	10	10	0
3	Siltli Kum	Drained	21	22.5	0	0	0	0.4 1	35000	35	18	0

ID	Name	Type	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	nu [-]	M <sub>p</sub> [kNm/m]	N <sub>p</sub> [kN/m]
1	Segment	Elastic	10366441	77748.31	32.7	0	1.00E+15	N/A
2	Kazık	Elastic	15205308	608212.3	19.2	0.2	1.00E+15	N/A

[\*] = kN/m<sup>2</sup> [\*\*] = kN/m<sup>3</sup>

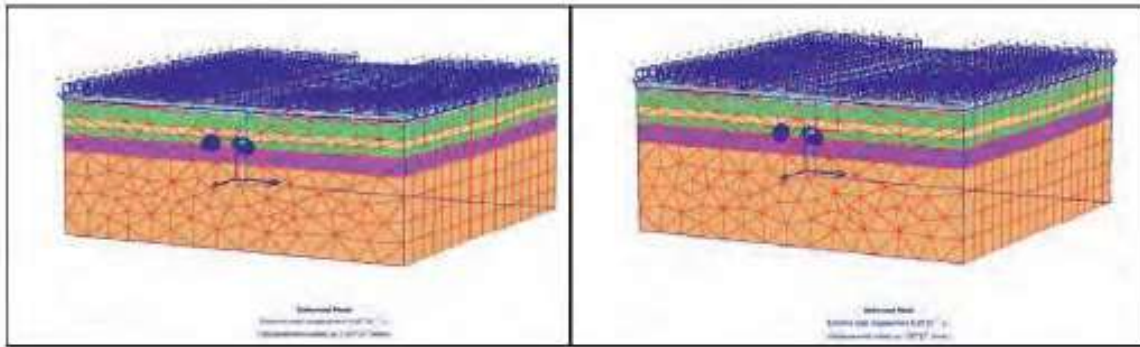
### 6.3 Nümerik Modelleme Çalışmalarının Sonuçları

Yukarıda detayları verilen iki ayrı modelde, kullanılan parametreler ve idealize zemin profilinden elde edilen sonuçlar aşağıda şekiller halinde tek tek verilmektedir(Şekil 9-10).

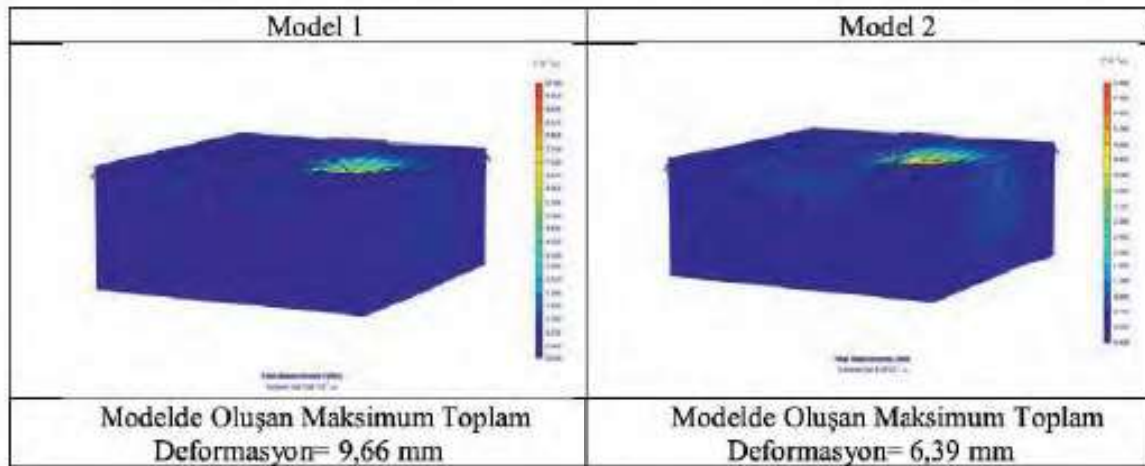
### 7 İNCELENEN LOKASYONDA İNŞAAT YAPIM KOŞULLARININ BELİRLENMESİ

İncelenen 954 Pafta daki 17 no'lu parselin bulunduğu lokasyon için tarafımızca

belirlenmiş olan tünel güvenliğine bağlı zonlar aşağıda şekilsel olarak verilmektedir (Şekil 36). Buna göre belirlenmiş olan Zon 1 de herhangi bir temel kazısına bağlı inşaat çalışması yapmak olanaklı değildir. Zon 2 olarak belirlenen alanda ise 2,5 metre ve üzeri temel kazısı gerektiren bina yapımlarında zemin hareketlerinin inşaat başlangıcından itibaren kontrolü ve inklinometre ile izlenmesi koşulu ile kazık uygulaması ile birlikte yapılması mümkün görülmektedir.



Şekil 9. Modellerin deforme olmuş durumları



Şekil 10. Modellerde oluşan toplam deformasyonların kontursal gösterimi

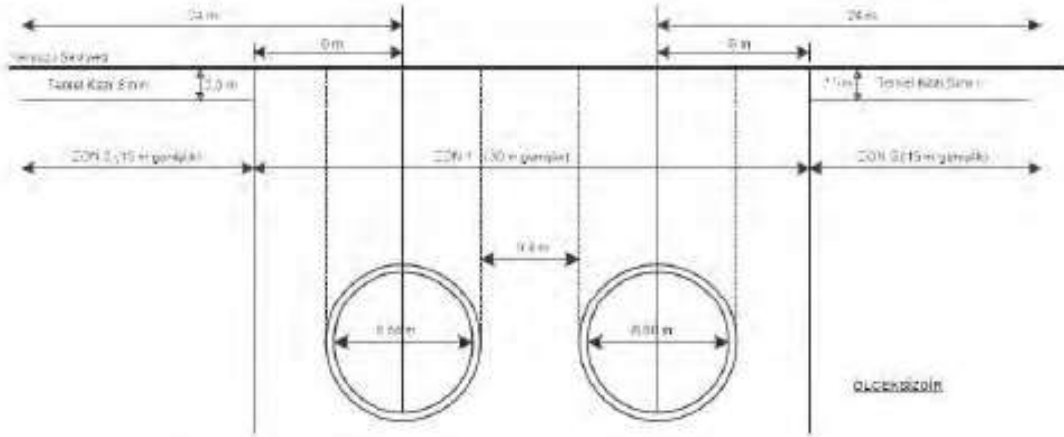
İncelenen 17 numaralı parsel de 2 no'lu zonda yer almaktadır. 2,5 metre ve üzeri temel kazılarının da zemin özellikleri nedeniyle ayrıca projelendirilmesinde de inşaat güvenliği açısından fayda görülmektedir. Zira zemin mühendislik özelliklerine bağlı şev yenilmeleri oluşması

da muhtemel görünmektedir. Aşağıda Şekil 11. de bina kazıklı temel kazısı ve inklinometre ölçüm lokasyonlarının perspektif görüntüsü birlikte verilmiştir. Aşağıda Şekil 12 de görüleceği üzere mevcut ikiz tünellerin etkilenme olasılığına karşın tarafımızca belirlenmiş olan izin

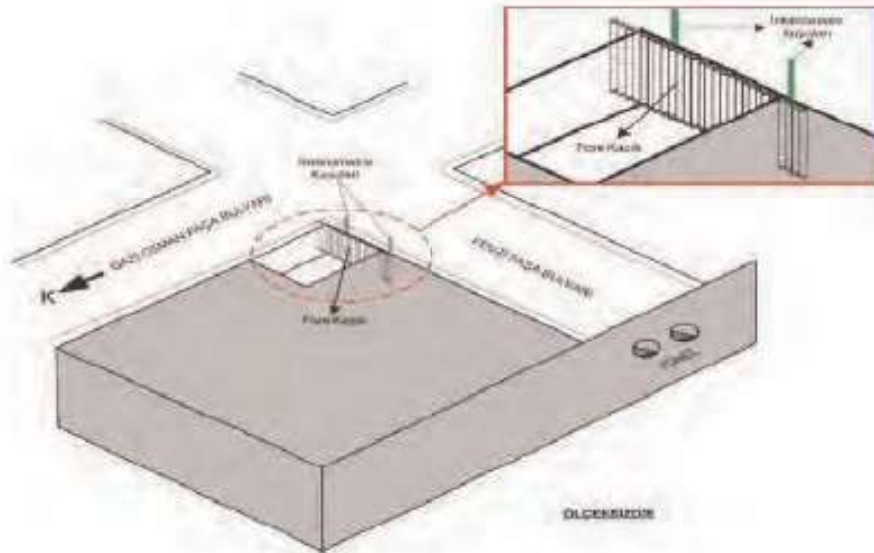


verilebilecek bina yapım alanlarının zonlanması çalışması gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma sonuçlarına göre sol hat boyunca incelenen bina lokasyonunda ZON 1 olarak

nitelenen alanda herhangi bir kazılı inşaat çalışmasının yapılmasının mümkün olmadığına karar verilmiştir.



Şekil 11. Tünel Metro Hattı bina yapım zonları



Şekil 12. Kazının perspektif görüntüsü

ZON 2 olarak nitelenen alanda ise 2,5 metre ve üzeri yükseklikte yapılacak temel kazısı ve bina yapımında bina yıkımı ve kazı öncesinde bina cephesi kadar uzunlukta kazık uygulamasının tünel hattına paralel olacak şekilde tünel taban derinliğine kadar uygulanması halinde yapılan nümerik modelleme çalışması sonucunda inşaat işinin mümkün olabileceği belirlenmiştir. Ancak tüm inşaat aşaması boyunca tarafımızca

belirlenmiş olan iki farklı lokasyonda inklinometre kuyuları oluşturularak inşaat süresi boyunca belirli aralıklarla ölçüm ve izlemenin yapılmasında da yarar görülmüştür. Temel kazı projesinin ise şev stabilitesi bakımından bina yapım projeleri ile birlikte değerlendirilme zorunluluğu da bulunmaktadır.

## 7 SONUÇ VE ÖNERİLER

İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 1. Aşama Üçyol - Bornova Metro güzergâhında 15 metrelik güvenlik sınırı içerisinde kalan inşaat işi yapılacak alan 23M2d pafta, 954 ada, 17 no'lu parsel olup, söz konusu alan Çankaya İstasyonu ile Basmane İstasyonu arasında, güzergâhın 3 + 000 km. sinde Çankaya İstasyonuna yakın konumda ve sol hatta Gazi Osman Paşa Bulvarı ve mevcut Metro Hattına cepheli olup, Çankaya istasyonu çıkış merdiven tüneline de oldukça yakın konumdadır. Bu nedenle burada yapılacak yıkım, kazı ve inşaat çalışmalarının oldukça dikkatli ve titiz yapılma zorunluluğu bulunmaktadır.

Bina yıkımı öncesinde mevcut binanın tünel hattına bakan cephesinde (Fevzi Paşa Caddesi) çalışma içeriğinde verilmiş olan iki noktada inklinometre ölçüm istasyonlarının kurulması ve inşaat süresince ölçümlerin devam ettirilmesi ve belirli aralıklarla ilgili kuruluşa rapor edilmesi gerekmektedir. Bina yıkımının mevcut tünel hattına gerilme-deformasyon artışı bakımından herhangi bir etkisinin olmayacağı öngörülmektedir.

## KAYNAKLAR

- Arıoğlu, B., Yüksel, A. ve Arıoğlu, E., 2002. *İzmir Metrosu Ümmühan Ana Tüneli'nde Zemin Basıncı Dengeleme Tünel metodu Uygulaması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, 21-22 Ekim, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir.*
- Baxter, D. A., ve NYE, E.J., 1990. *ANA Hotel, Sydney, Excavation Adjacent to a Major Railway Tunnel, Seventh Australian Tunnelling Conference, Sydney, pages 250-257, Australian.*
- Rankin ,W.J., 1988. *Ground Movements Resulting from Urban Tunnelling:prediction and effects, Engineering Geology of Underground Movements*, ED. F.G. Benn, London, Geological Society, U.K.
- NYE, T., 2005. *Building Around Tunnels-Case Histories, AGS AUCTA Mini-Symposium: Geotechnical Aspects of Tunneling for Infrastructure Projects-October, Australia.*
- Yapı Merkezi Arşiv Yayınları, 1996.





# İstanbul Metrosu Unkapanı-Taksim Arası Ceneviz Sur Bölgesi Destekleme İşleri Tünel ve Aç-Kapa Yapısı

## *Supporting of Tunnel and Cut and Cover Constructions in Istanbul Metro Ceneviz Sur Region between Unkapani and Taksim*

E. Ü. Yıldırım

*İnş. Yük. Müh. İ.B.B. Raylı Sistemler Md. Kontrol Müh.*

Ö. Yılmaz

*Maden Müh. Soner Temel Müh. İnş. ve TİC. A.Ş.*

C. Yıldırım, A. Varol

*Jeoloji Müh. Özgün İnş. Taah. San. ve Tic. Ltd. Şirketi*

B. Kaya

*Maden Teknikeri. Özgün İnş. Taah. San. ve Tic. Ltd. Şirketi*

**ÖZET** Bu çalışmada, İstanbul Metrosu Şişhane- Haliç köprüsü arasındaki bağlantının yapılması için hat üzerindeki tarihi Ceneviz Surları'nın korunarak projenin tamamlanması anlatılmıştır. Surların korunma alanında tünelle gelen hat, aç-kapa yapısı ile haliç üzerine yapılmış olan köprüye entegre edilmiştir.

**ABSTRACT** Completion of the connection between Sishane and Halic Bridge in Istanbul Metro by preserving the historical Genoese Vallation is summarized in this study. The metro line coming to the Vallation is integrated to the Bridge by cut and cover construction method.

## 1 GİRİŞ

Şişhaneye kadar yapılmış olan tünellerin köprü ile bağlantı hattı üzerinde Tarihi CENEVİZ SURLARI'nın bulunması nedeniyle, surların korunarak projenin tamamlanması için, gerek Koruma Kurulu gerekse Büyükşehir Belediyesi titizlikle hareket ederek surlara zarar verilmeden proje tamamlanma aşamasına gelinmiştir. Surların çalışma alanındaki yüksekliği ortalama; 8,6 m, genişliği;1,8 m, uzunluğu; 33,2 metredir. Projenin genel görünümü ve uygulamayla ilgili görüntüler Şekil 1, 2 ve 3'te verilmiştir.

## 2 SUR DESTEKLEME ÇALIŞMALARI

### 2.1 Fore Kazık Çalışması- Başlık Kirişi

7-10 metre aralığında değişik boylarda Ø80-Ø65 çapında toplam 857,4 metrelik 90 adet Fore kazık imalatı yapılmıştır (Şek. 4).

Sur bölgesi fore kazıkların yapıldığı kısma toplam 93,354 metre uzunluğunda başlık kirişi imalatı yapılmıştır (Şek. 5).

Başlık Kirişi ve Fore kazıklar için kullanılan malzemeler Tablo 1'de verilmektedir.





Tablo 1. Kullanılan malzeme listesi

BS-25 Beton	62,029 m <sup>3</sup>
BS-14 Beton	7,134 m <sup>3</sup>
Kalıp	149 m <sup>2</sup>
Donatı	6,091 ton
Muhtelif Demir	5,133 ton

## 2.2 Çelik Kafes Destekleme

Sur; inşaat alanı boyunca her iki yönden başlık kirişlerine bağlantı yapılarak desteklenmiştir (Şek. 6, 7). Surlar fore kazıklar üzerindeki başlık kirişlere bırakılan ankrajlara monte edilen kiriş kafesler vasıtasıyla adeta paketlenmiştir. Bu destekleme işleminde 14745,341 kg çelik kullanılmıştır.



Şekil 6. Fore-Kazık delgisi



Şekil 7. Başlık Kirişi donatı montajı

## 2.3 1mm'lik Kurşun Levhalar

1 mm kalınlığında 1,5 metre yüksekliğindeki kurşun plaka 411,3 m<sup>2</sup> = 10505,8 kg (5kat) kullanılmıştır (Şek. 8). Kurşun levhalar beton

ile surlar arasına yastık amaçlı, surların deformasyona maruz kalmaması için kullanılmıştır.



Şekil 8. Kurşun levhalar

## 2.4 Strafor Yerleştirme İşleri (TİP-12)

Surların destek betonlarının içerisinde profil sürmek amacıyla 35\*50 \*208 ebadında boşluk gerekmektedir. Beton içerisinde istenilen boşluk önceden yerleştirilen özel kestirilmiş straforlarla sağlanmıştır (Şek. 9, 10).



Şekil 9. Strafor yerleri



Şekil 10. Strafor ve donatı montajı



## 2.5 Takviye Destek Betonu

Surların desteklenmesi amacıyla 1,5 m yüksekliğinde L şeklinde beton dökülmüştür (Şek. 11). Bu kısımda kullanılan malzeme dökümü Tablo 2’de çıkartılmıştır.

Tablo 2. Kullanılan malzeme dökümü

BS-25 Beton	85,33m <sup>3</sup>
BS-14 Beton	11,76m <sup>3</sup>
Kalıp	273,42m <sup>2</sup>
Donatı	15,176 ton
Özel strafor	84 m



Şekil 11. L betonu görünümü

## 2.6 Bulonlar ve Destek Betonu ve Surlar Ø 60’lık Karot

Destek betonu ve surlar Ø 60 lık karot delikleri delinmiştir. Delinen deliklere(ortalama delik boyu: 2,54 m) Ø 30 mm nervürlü demirden bulonlar yerleştirilmiş her iki taraftan sıkılarak ankraj yapılmıştır (Şek. 12,13 ve 14).



Şekil 12. Ankraj için karot delgisi



Şekil 13. Ankrajlar-Bulonlar



Şekil 14. Ankrajlar-Bulonlar kurulumu

## 2.7 Profil Deliklerinin Karotla Kesilmesi

Profillerin geçeceği surlar 30\*50 ebadında karotiyer ve kaya kesme halatı vasıtasıyla 1,91-2,08 metre boyunda 38 farklı boyda delik açılmış, delinen kısımdan malzeme dışarı çıkartılmıştır. Surların kesilen kısmına remix izolasyon malzemesi sürülerek profil için hazır hale getirilmiştir (Şek. 15, 16, 17 ve 18).



Şekil 15. Kiriş yeri için karotiyer delgisi



Şekil 16. Karotiyer delgisinin halatla kesilmesi(35\*50\*2,08cm)



Şekil 17. Karot içindeki malzemenin boşaltılması



Şekil 18. Kesilen malzemenin delikten çekilmesi

### 2.8 Profil Sürülmesi (HE -450 A Profil)

8-15,65 metre aralığında 38 adet 479,850 metre toplam uzunluğunda HEA -450 profil kullanılmıştır. Şekil 19'de genel görünümü gözükmektedir.

Tablo 3'te sur bölgesinde kullanılan çelik kiriş bilgileri verilmiştir. Profillerin surlarla arasında kalan boşluk beton ve enjeksiyonla doldurulmuştur.

## 3 DEFORMASYON ÖLÇÜMLERİ

### 3.1 Optik Target Grafikleri-Optik Okumalar

Sur aç-kapa çalışmaları sırasında; surlar üzerine deformasyonları gözlemek amacıyla 32 adet optik target montajı yapılmıştır. Okumalar 1-2 günlük periyodlarla takip edilmiş olup, aylık raporlar halinde hazırlanmıştır.

Deformasyonlar 1 noktada 12,8 mm deformasyon tespit edilmiştir (Şek. 20, 21 ve 22).



Şekil 19. Genel Görünüm



Tablo 3. Sur bölgesi kullanılan çelik giriş tablosu

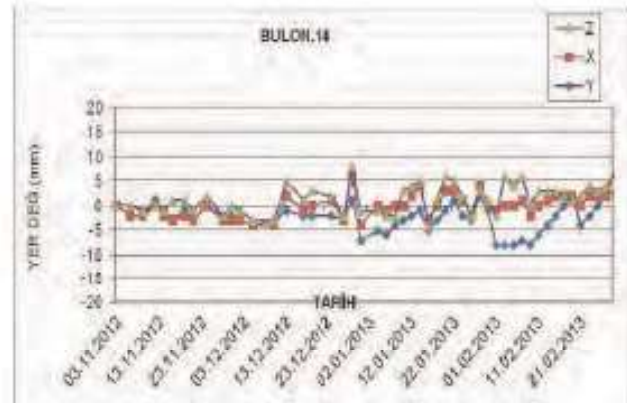
	352)g/# (HE450 A) ADET	BOY# (m)	TON
2	1	12,900	1.806
3	1	16,600	2.324
4-5	2	24,000	3.360
6	1	11,800	1.652
7	1	11,500	1.610
8	1	11,200	1.568
9	1	11,000	1.540
10	1	10,700	1.498
11	1	10,400	1.456
12	1	10,100	1.414
13	1	9,900	1.386
14	1	9,600	1.344
15	1	9,300	1.302
16	1	16,600	2.324
17	1	8,800	1.232
18	1	8,500	1.190
19	1	8,200	1.148
20	1	8,000	1.120
22	1	8,600	1.204
23	1	8,900	1.246
24	1	9,100	1.274
25	1	9,400	1.316
21-26-27-28- 29-30-31-32- 33-34-35-36- 37-38	15	234,750	32.865
PROFİL BAĞLANTI ELEMENLARI	938		19.902
TOPLAM		479,850	87.168



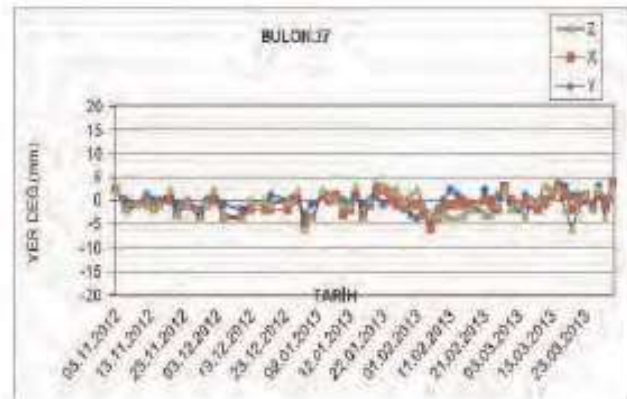
Şekil 20a. Okuma görüntüleri



Şekil 20b. Okuma görüntüleri



Şekil 21. Bulon 14'de yer değişme ölçümleri



Şekil 22. Bulon 27'de yer değişme ölçümleri

#### 4 KAZI DESTEK SİSTEMİ

Tünellerin kazısı; proje gereği olan sur yapısı sınırına gelmiş I kaplama (püskürtme beton-bulon) ve II. kaplama betonu ile son destekleme işlemi tamamlanmıştır.

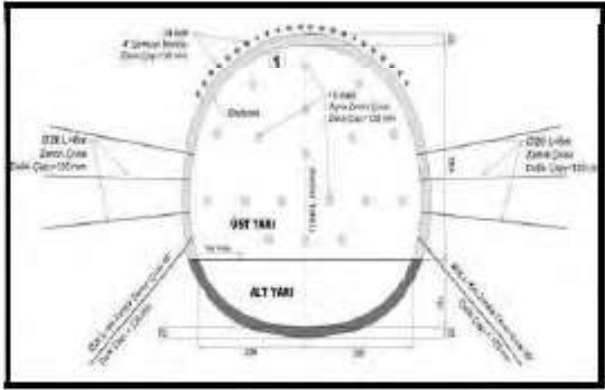
Sur etki alanında yapılan A Tipi tünel 30 metre çift hat toplam 60 metredir. Kazı olarak karşılığı 2562 m<sup>3</sup> tür.

Tünellerin yüzeye çok yakın ve yerleşim alanı içerisinde olması en önemlisi de Ceneviz surlarının altında inşa edilmesi nedeniyle kazı destek sistemi olarak; umbrella arch seçilmiştir.

Bu projede 24 Adet Umbrella Arch boru çakılarak tünel tavanı desteklenmiştir (Şek. 23). Tünel aynasına 18 adet zemin çivisi çakılarak aynada yatay kolon şeklinde çalışan yüzeyler oluşturulmuştur (Şek. 26).

Kazı destek sisteminde; üst yarı alt yarı şeklinde 2 aşamada çalışma yapılmıştır.

Kazı adımı (iksası Aralığı): 0,80 metre ve 4,80 metre de bir ayna kapatılıp Umbrella boru-Ayna Zemin çivisi çakılmıştır. Püskürtme beton kalınlığı 35cm, çift kat hasır çelik Q589/378, her iksaya; sağa sola olmak üzere 2 adet L:5.00metre yan zemin çivisi, 6 adet L:4.00 metre Kendi delen bulon çakılmıştır.



Şekil 23. Umbrella Arch borularının delgisi



Şekil 25. Umbrella Arch borularının çakılması



Şekil 26. Zemin çivileri delgisi çakılması



Şekil 27. Tünelden gün ışığının görünmesi



Şekil 24. Tünel yapım yöntemi



Şekil 28. Tünel, aç-kapa birleşimi ve alt yarı çalışması



## 4.2 II. Kaplama Beton

Beton kaplamalar 5 m anolar halinde dökülmüştür. Beton içerisinde kullanılan hasır çelik Q 589/378 olup, beton kalınlığı 0,60 metre ve beton sınıfı C-25 tir. 2mm kalınlığında membran kullanılmıştır, membran koruma amaçlı invert donatısı öncesinde koruma betonu dökülmüştür (Şek. 29).



Şekil 29. Hasır çelikler

## 5 AÇ-KAPA KAZILARI

Aç- Kapa kazısı Hat-II tarafından; sur destekleme işleri tamamlandıktan sonra başlamıştır (Şek. 30).

Surların altındaki kazı başlatılmış ve tünelle aç-kapa aynası birleştirilmiştir. Bu kazı sırasında surlardaki optik targetlerden deformasyon sürekli kontrol edilmiştir.

Aç-Kapa çalışması olarak; aç-kapa uzunluğu 25 metre çift hat olarak kazı miktarı 2605 m<sup>3</sup> tür.

Surların hemen altında tünel ve aç-kapa inşaatının gerçekleştiği bu projede surlardaki çalışma aşamaları aşağıda görülmektedir (Şek. 33, 34 ve 35).



Şekil 30. Hat-II. Aç-Kapa kazısı



Şekil 31. Hat-II. Projenin son hali



Şekil 32. Kazı-kazık ve kafes sistemi



Şekil 33. Kazı-kazık ve kafes sistemi projelendirilmesi



Şekil 34. Aç-kapa Tünel birleşiminde membran uygulaması



Şekil 36. Kazı öncesi surlar



Şekil 35. Aç-Kapa perde kalıbı-betonu membran uygulaması



Şekil 37. Sur destek çalışması

Surların hemen altında tünel ve aç-kapa inşaatının gerçekleştiği bu projede surlardaki çalışma aşamaları aşağıda görülmektedir. (Şekil 36, 37, 38, ve 39). Şekil 40'da Kaba inşaatının son hali görülmektedir.



Şekil 38. Sur iyileştirme aşamaları





Şekil 39. Sur projelendirilmiş hali



Şekil 40a. Kaba İnşaatının teslim hali



Şekil 40b. Kaba İnşaatının teslim hali

## 6 SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Yapıların yerinde kalması zorunluluğu halinde altyapı işlerinin kaçınılmaz olduğu durumlarda mühendislik ön plana çıkmaktadır.

Tarihi Ceneviz surlarının koruma kurulu kapsamında olması nedeniyle bu projede de tarihin korunması adına her türlü hassasiyet düşünülmüş ve projelendirilmiştir.

Ceneviz Sur bölgesinin Hacıosman-Yenikapı Metro güzergâhı üzerinde oluşu

nedeniyle ayrı bir önem taşımakta olup güzergâhın devamlılığı surlara zarar verilmeden gerçekleşmiştir.

Gerek tünelde, gerekse tarihi Ceneviz surlarında; et kalınlığı (tünel tavanı ile yüzey arasındaki mesafe) 1-6 m olduğu halde seçilen kazı yöntemi ve uygulamadaki hassasiyet sonucu kayda değer deformasyon (12,8 mm) oluşmamıştır.

# Innovation in Tunnel Lining Design: The Composite Shell Lining

E. Saraiva

*BASF Construction Chemicals Europe Ltd., Zurich, Switzerland*

S. Seven

*BASF Yapi Kimyasallari San. A.S., Istanbul, Turkey*

**ABSTRACT** During the last two decades, significant progress was made in sprayed concrete technology, with advanced admixtures, as well as in the application of sprayed concrete, with sophisticated spraying robots and in waterproofing, with spray applied membranes. Also numerical design techniques have improved. All these factors have enabled designers to use sprayed concrete linings increasingly for long-term service life. In many cases the traditional double-shell lining system was replaced by the composite shell lining system, which consists of two concrete linings with a sprayed waterproofing membrane between linings. This paper introduces this innovative tunnel lining system and related design aspects. It also describes the main advantages of this lining system in comparison to the traditional double shell lining system.

## 1 INTRODUCTION

Typical tunnel lining configurations are the double-shell lining (DSL), the single shell lining (SSL) and the composite shell lining (CSL), as schematically shown in Figure 1.

Usually, the lining of tunnels excavated by conventional methods has been designed and built based on the double-shell lining approach. Initially, a temporary sprayed concrete lining (primary lining) is built to stabilize the opening after excavation and to contain only short to medium-term loads. Later on a permanent cast in situ concrete lining (secondary lining) is installed to contain long-term loads, and attend the requirements of serviceability and durability. Before the secondary lining is installed, a pre-fabricated waterproof sheet membrane is installed against the primary lining, separating the primary lining from the secondary lining.

This approach does not consider any structural contribution of the primary lining, although loads are carried by the primary lining for a long time after construction. However, under some project conditions, e.g.

deep tunnels with anticipated high water pressure and required fully drained conditions, this design approach is the only possible approach to build underground structures.

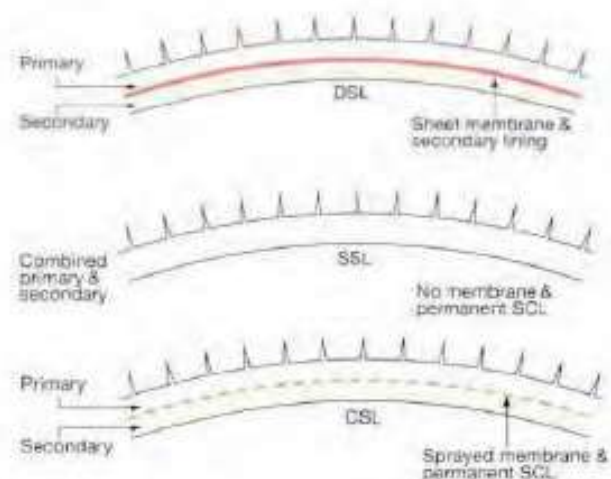


Figure 1. Tunnel lining configurations (Thomas, 2009)





Figure 2. Change in the lining design

Single shell linings (SSL) have been installed for decades as permanent concrete linings, mainly in impermeable ground or ground with minor water inflow, to build different underground structures. They may consist of a single layer or several layers of concrete placed at different times, without a waterproofing membrane. The key design issues are related to the structural interaction between primary lining and secondary lining, since they are usually built at different times and thus submitted to different stresses and strains, as well as to watertightness of the tunnel lining.

During the last two decades, significant progress was made in concrete technology (mix-design), with advanced admixtures (for example, water reduction, alkali-free accelerators), as well as in the application of sprayed concrete, with sophisticated spraying robots, and in waterproofing of tunnel linings with spray applied membranes. All these factors have enabled tunnel designers to use sprayed concrete increasingly for long term service life.

Through the use of a spray applied waterproofing membrane with high bonding strength to both primary and secondary linings the integration of the primary lining in the final tunnel lining has become viable under groundwater conditions that previously did not allow the use of single shell linings.

The composite shell lining system was born. Tunnel design engineers have now more

options for the lining design and can optimize it according to the specific project conditions.

## 2 THE COMPOSITE SHELL LINING

The composite shell lining system is a further development of the single shell lining system. It consists of two concrete linings with a double-bonded spray applied waterproofing membrane embedded between them, as schematically shown in Figure 3.

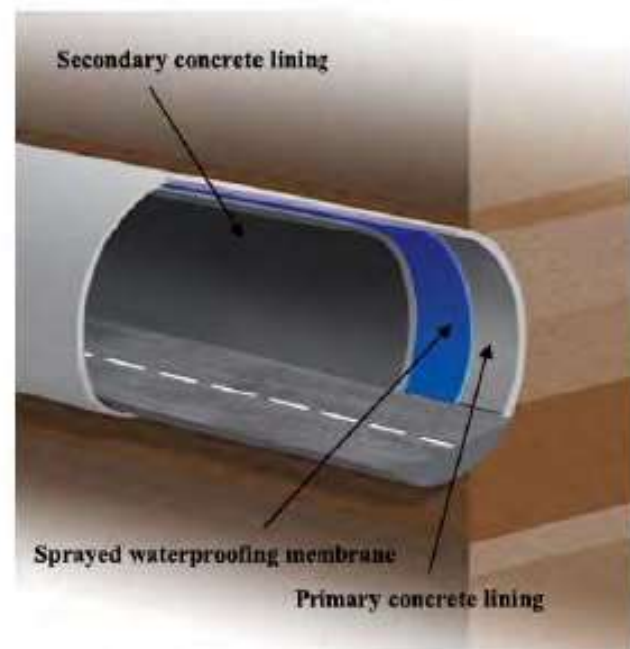


Figure 3. The composite shell lining system



It is suitable for tunnels in permeable ground with limited, manageable water ingress or treated by means of pre-grouting or groundwater lowering, since these conditions allow the use of spray applied waterproofing membranes.

While the primary lining consists of sprayed concrete, the secondary lining may consist of sprayed concrete or cast in-situ concrete. Both concrete and waterproofing membrane are relevant functional parts of the composite shell lining system.

### 2.1 Design options and related benefits

The following options are available for the design of composite shell linings:

- Option 1: Temporary primary lining/ cast in-situ concrete secondary lining
- Option 2: Temporary primary lining / durable sprayed concrete secondary lining
- Option 3: Sprayed concrete primary and secondary linings for permanent purposes.

The benefits resulting from option 1 are mainly related to the bonding properties of the waterproofing membrane and its fast application (shorter construction program).

Additional benefits resulting from option 2 are faster construction of the sprayed concrete secondary lining, with no need for formworks.

In the case the structural contribution of the permanent primary lining for the final tunnel lining is ensured, option 3 enables additional savings through substantial reduction of the lining thickness of the secondary lining, leading consequently to a reduced tunnel cross section, which requires less excavation and reduced volumes of construction materials, in comparison to the traditional double shell lining system.

### 2.2 Project reference

The final concrete lining of the tunnel de Viret, part of the metro line M2 in Lausanne, Switzerland, was designed based on the composite shell lining approach, with permanent fiber reinforced sprayed concrete and the spray applied waterproofing membrane MasterSeal 345.

The tunnel is about 275 meters long and passes under the Cathedral of Lausanne. It is entirely located in weak molasse rock, partially with very low rock overburden. The overlying soil consists of water saturated strata of sand, gravel and moraine.

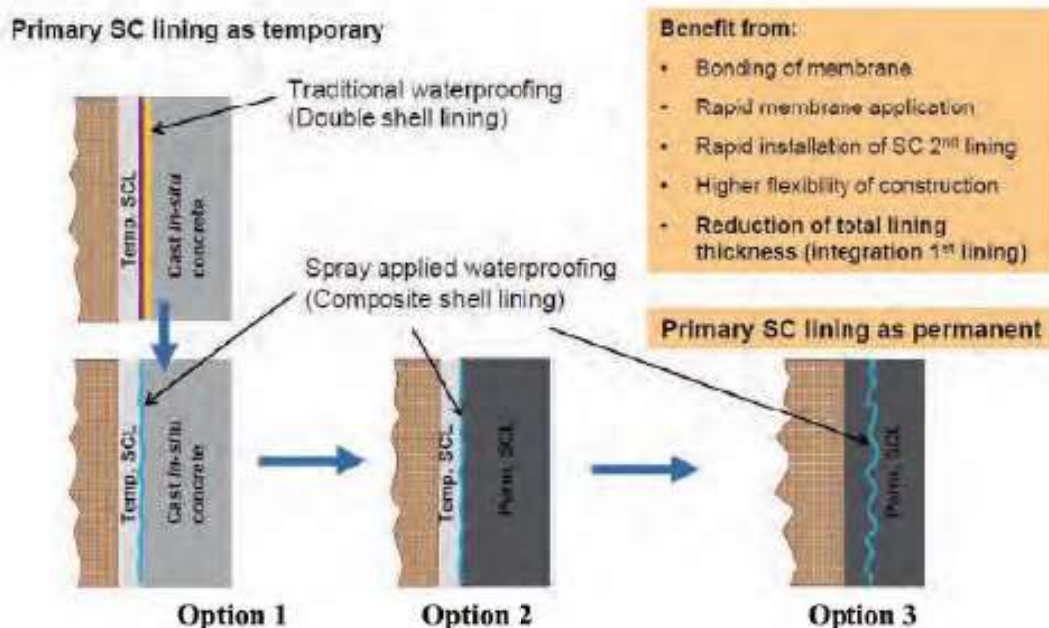


Figure 4. Design options and related benefits





Figure 5. View of project location, Lausanne

In order to avoid any drainage of groundwater during tunnel operation, the tunnel lining was planned with a fully-tanked (non-drained) waterproofing system.

As shown in Figure 7, the original tendered design called for a double shell lining system, with a cast-in-place secondary lining with a thickness of 30 cm, and traditional waterproofing with a pre-fabricated polyethylene waterproofing sheet membrane over the entire tunnel perimeter.

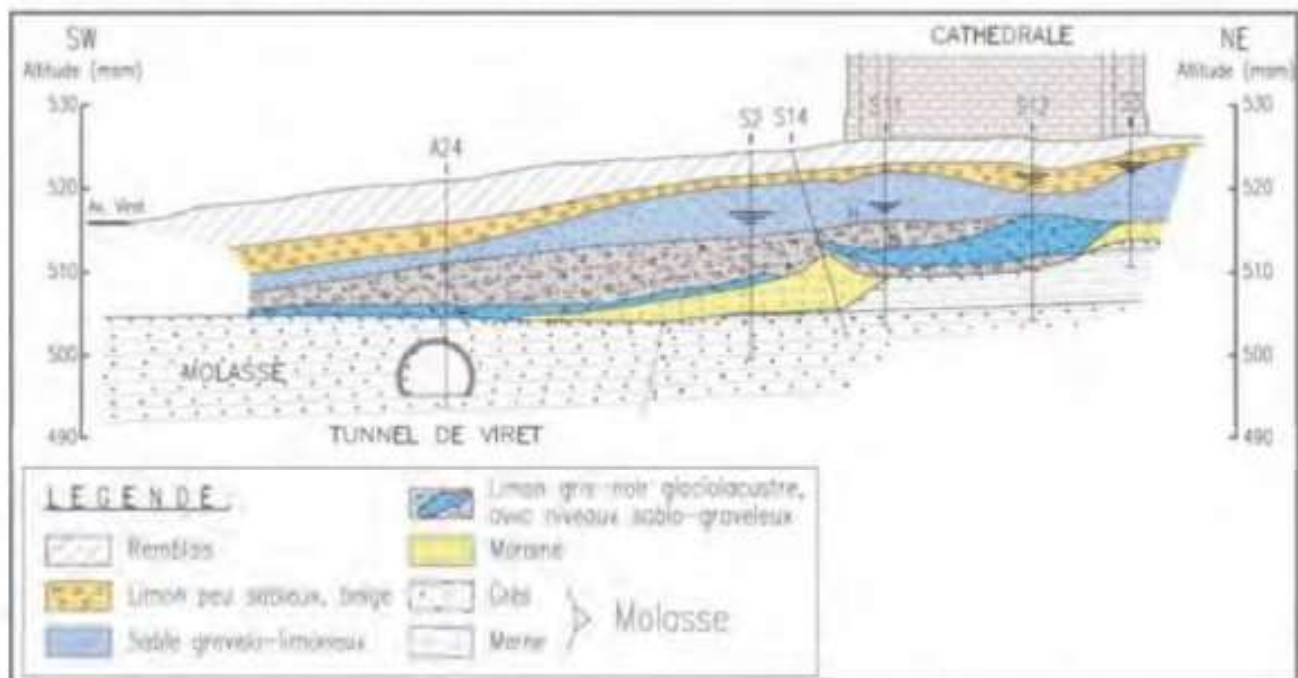


Figure 6. Geological profile below the cathedral (Holter, Bridge, &amp; Tappy, 2010)

Because the cathedral of Lausanne is founded on these sensitive soils, one of the critical issues for the design and construction of this tunnel was to maintain the groundwater level, avoiding any drainage of groundwater during tunnel excavation or operation, in order to reduce risks of settlements of the cathedral. The critical vertical section where the tunnel passes close to the cathedral is shown in

This situation required a proper technical solution to maintain the groundwater level during construction. For that purpose pre-injection of the ground surrounding the tunnel was done in combination with groundwater infiltration through wells.

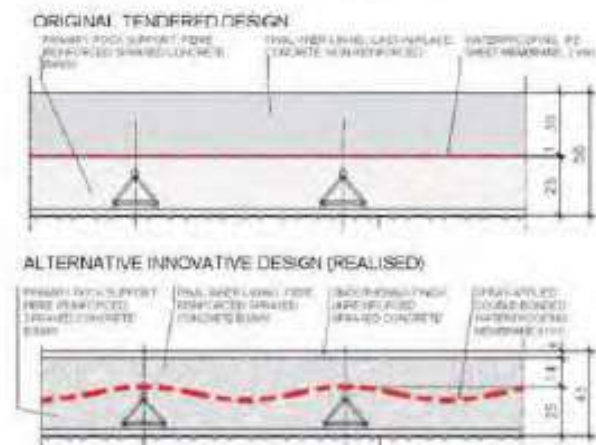


Figure 7. Details of the tendered and the alternative executed final lining design (Holter, Bridge, &amp; Tappy, 2010)



The tunnel lining design was reviewed during construction, and an alternative technical solution was proposed. A composite shell lining system was adopted, with permanent fiber reinforced sprayed concrete and the spray applied waterproofing membrane MasterSeal 345.

In order to verify long-term durability issues, as well as possible repair and maintenance of the tunnel lining, a risk analysis was carried out. This analysis concluded that the adopted technical solution met the requirements for long-term durability. Different technical and financial aspects were analyzed and considered favorable for this alternative technical solution, including:

- Reduced total lining thickness, from 56 cm to 43 cm (about 23% reduction)
- Shorter construction time
- Reduced total construction cost (no formworks, faster construction)
- More reliable technical solution due to the properties of MasterSeal 345 (for example, no water migration, easy repair).

The following sequence was adopted for construction of the tunnel lining:

1. Installation of excavation support
2. Construction of the fiber reinforced sprayed concrete primary lining
3. Smoothing of irregular areas on the primary sprayed concrete lining
4. Application of the waterproofing membrane against the primary lining
5. Treatment of localized seepage points with temporary drainage and injection
6. Construction of the cast-in situ concrete invert
7. Construction of the fiber reinforced sprayed concrete secondary lining in the bench and crown of the tunnel
8. Build of an unreinforced concrete finishing layer (bench and crown).

In addition to the successful design change with this innovative technical solution, significant construction cost and time savings were achieved, including:

- Reduction of the excavated section due to the reduction of the lining thickness
- Significant reduction of the volume of excavation and construction materials

- Elimination of cost of formworks through the use of permanent sprayed concrete for the secondary lining
- Reduction of the original construction program by two months
- Total cost savings of approximately CHF 700,000 for the whole tunnel or CHF 2,500 per tunnel meter.

The tunnel de Viret was successfully put into operation in 2008. Since then no defects or leaks have occurred.



Figure 8. Tunnel section during construction



Figure 9. Final tunnel section in operation

### 3 WATERPROOFING MEMBRANE FOR COMPOSITE SHELL LINING

The sprayed waterproofing membrane MasterSeal 345 has been specially developed for underground structures. It is a polymer-



based spray applied waterproofing membrane with a successful track record since 2005.

The membrane is produced by means of a non-reactive system. It is applied against a previously treated substrate (sprayed concrete), typically with a thickness of 3 mm in only one pass, and covered later on by a secondary concrete lining or a protective non-structural concrete layer, building a composite shell lining.

### 3.1 The waterproofing concept

In a composite shell lining with this double-bonded waterproofing membrane an eventual groundwater inflow through the primary lining stops as it reaches the membrane, and it cannot migrate along the membrane-concrete interface (see Fig. 10). Hence, potential groundwater paths can be eliminated, mitigating considerably the risk of water ingress into the tunnel. Additionally, the strong bond between the membrane and the secondary lining provides a further barrier against water ingress into the tunnel.

### 3.2 Key features and advantages

The outstanding feature of this membrane is its bond strength. The membrane adheres equally to primary and secondary concrete linings (double-bonded) with significant bond strength, giving the tunnel lining system unique mechanical properties and waterproofing features. The bond is unaltered by the concrete placement technique, be it sprayed or cast in place, or by the presence of fibers.

The use of MasterSeal 345 is particularly advantageous in geometrically complex areas such as in lay-by niches, cross passages, turn-outs and crossover caverns, where installation of conventional waterproofing membranes is inherently difficult and locating of possible leaks is challenging. Additional advantages result from the sprayed nature of the membrane and its properties, such as crack bridging.

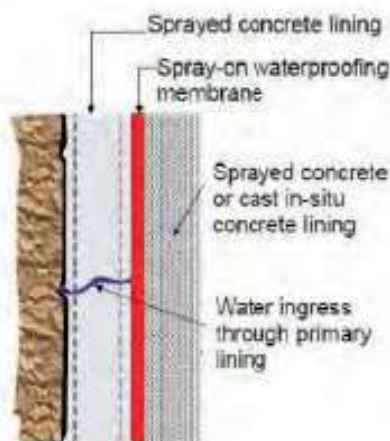


Figure 10. Schematic section of composite shell linings



Figure 11. Membrane application in the cross passage of the Hindhead Tunnel, UK

MasterSeal 345 is appropriate for application on all types of concrete substrates which provide proper bonding and allow building of a continuous membrane. It does not require surface evenness. However, the smoothness (maximal aggregate size of the concrete substrate) and quality of the substrate influence the substrate preparation works and the consumption of material.

It is suitable with all types of secondary (inner) concrete lining, sprayed concrete and cast in-situ concrete. Also steel fiber reinforced sprayed concrete can be applied onto the membrane.

Because the membrane provides continuous waterproofing, installation of waterstops for compartmentalization of lining sections may be prevented in some cases.



MasterSeal 345 is compatible with conventional waterproofing systems, i.e. sheet membranes, and can be sprayed onto properly installed and cleaned sheet membranes. It is also compatible with all types of reinforcement, including steel fibers, and it can be applied over steel insertions and bolt plates.

Application of the waterproofing membrane is very fast and it is done by means of a dry-mix process (dry powder and water). Typically 50 to 100 m<sup>2</sup> per hour can be manually applied by 3 operatives, while mechanized / robotic spraying can reach up to 180 m<sup>2</sup> per hour. These rates are far higher than typical installation rates of sheet membranes (approx. 25 m<sup>2</sup> per hour). Resulting time and cost savings for both owners and contractors have contributed to spread out this waterproofing concept.



Figure 12. Manual membrane application

Different underground structures, e.g. tunnels, cross-passages, metro stations, shafts and caverns have been successfully completed using MasterSeal 345, under quite different conditions and design requirements.



Figure 13. Robotic membrane application

#### 4 CONCLUSIONS

The presented composite shell lining system, with a double-bonded sprayed waterproofing membrane between concrete linings, has provided tunnel design engineers with more options for the design and construction of tunnel concrete linings. It has also enabled design optimization through reduction of the thickness of the secondary inner lining, leading to substantial savings to owners and contractors.

The sprayed waterproofing membrane MasterSeal 345 has contributed significantly since 2005 to develop the composite shell lining system. It offers a viable, cost-effective solution for regularly found ground and hydrological tunneling conditions, strongly contributing to the functionality of the tunnel lining, and enhancing its durability and serviceability.

#### REFERENCES

- Holter, K., Bridge, R., & Tappy, O. (2010). Design and Construction of Permanent Waterproof Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Double-Bonded Membrane. *Proceedings of the 11th International Conference of Underground Construction "Transportation and City Tunnels"*, (S. 571-574). Prague.
- Thomas, A. (2009). *Sprayed Concrete Lined Tunnels, An Introduction*. London and New York: Taylor & Francis.





# Çelik Tel Donatılı Püskürtme Beton

## *Steel Fiber Reinforced Shotcrete*

İ.M. Yerlikaya

*Bekaert İzmit AŞ, Kocaeli*

**ÖZET** Yeraltı madenciliğinde çelik tel donatıların kullanılması hızla yaygınlaşmaktadır. Püskürtme beton uygulamaları daha çok rampalar, shaft ve ana galeriler gibi kalıcı açıklıkların desteklenmesinde yoğunlaşmıştır. Klasik hasır çelik donatılı ile karşılaştırıldığında, çelik tel donatılı püskürtme beton, dayanıklılık ve süneklik kazanmakta, operasyonu daha basitleştirmektedir. Çelik tel donatı sayesinde betonun hızla yerine uygulanması ve kısa sürede yüksek bir dayanım kazanması, zeminin daha çabuk stabilizasyonunu sağlamaktadır. Toplam inşaat süresinin azalması, madencilik faaliyetlerinde verimliliği artırmaktadır. Bu bildiride çelik tel donatılı püskürtme betonun (ÇTDPB) kullanımı ve spesifikasyonuna dair öneriler verilmektedir.

**ABSTRACT** The use of steel fibre reinforcement for underground mining is developing fast. One of the main areas of sprayed concrete application is the support of permanent opening such as ramps, shaft and main galleries. The main benefits of steel fiber reinforced shotcrete (SFERS), when compared to conventional wire mesh reinforcement, are the simplification of the whole operation and its very high ductility or deformability. The shorter placing time of concrete and higher degree of early-age strength, provided by the steel fibre reinforcement, allows a faster stabilization of the ground. Important reduction of the total construction time results in a higher productivity of the mining activities. This paper includes recommendations on how to specify SFERS and use.

## 1 PÜSKÜRTME BETON

### 1.1 Genel Özellikleri

Püskürtme beton, önceden hazırlanmış olan beton karışımının basınçlı hava yardımıyla uygulama yüzeyine püskürtülmesiyle elde edilen betondur.

Püskürtme beton agrega, çimento, su ve priz hızlandırıcı katkıdan oluşmaktadır. Yüksek oranda su azaltıcı ve akışkanlaştırıcı katkıların yardımıyla su/çimento oranı 0,35 ve basınç dayanımları 60 MPa olabilmektedir.

Kalıba ihtiyaç olmadan borularla iletilmesi, kolay ve hızlı uygulanması, kısa sürede

dayanım kazanarak taşıyıcılık özelliği kazanmasından dolayı, maden mühendisliği alanında gün geçtikçe geniş bir uygulama alanı bulmuştur. Su ve hava etkisiyle ayrışma tehlikesi olan yüzeylerde, kazıdan hemen sonra uygulanarak gevşemeleri ve yüzey bozulmasını önler. Uygulama anında çatlakları doldurarak kayanın kesme dayanımını artırır, gerilme yığılmalarını azaltır ve açılan boşluk içinde bir kabuk gibi çalışarak kaya kütlelerinin yeniden kendi kendini taşımasını sağlar (Vandewalle, 2005).



Ancak, kazı yüzeylerinde oluşan çok küçük deformasyonlar bile püskürtme betonda çatlaklara yol açarlar.

Böyle bir durumda donatısız püskürtme beton tabakası yük taşıma kapasitesini tamamen kaybeder. Kaya bloğunun ani göçmesinden kaçınmak için püskürtme betonunu donatılı yapmak gerekir.

Donatılı betonların bu sünek davranışı, çatlak oluşan bölgelerde ilave püskürtme beton veya kaya bulonu kullanmak için bir uyarıdır.

Püskürtme betonun farklı donatılarla kullanılması kaya ortamının sağlamlık derecesine göre seçilmektedir (Arnoğlu, Yüksel ve Yılmaz 2008). Kesit geometrilerine uyum sağladığı için püskürtme beton, çelik tel ve kaya saplamalarından oluşan destekleme sistemi maden galerilerinde başarıyla uygulamaktadır.

## 1.2 Çelik Tel Donatılı Püskürtme Beton

Çelik teller püskürtme betona süneklik sağlamak ve enerji yutma kapasitesini arttırmak amacıyla ilave edilir. Bu amaç için üretilen çelik teller, değişik biçimlere ve çaplara sahiptirler.

Çelik tellerin uzunluğu, en büyük agrega çapına göre değişir ve 25 ile 35 mm arasındadır. Tel uzunluğunun tel çapına oranı( $l/d$ ) 45 ile 80 arasında değişmektedir. Çelik tellerin uzunluk/çap oranı arttıkça, püskürtme betonun eğilmede çekme mukavemeti, sünekliği ve enerji yutma kapasitesi artmaktadır.

Beton içinde bulunan çelik teller, matriks içinde homojen olarak dağılmakta ve herhangi bir kesitte oluşan, gelişme eğilimindeki mikro çatlakları engelleyecek bir köprü görevini yapmaktadırlar.

Çelik tel donatılı püskürtme beton, kaya yüzeylerini takip ederek en az döküntü ile kazıdan sonra hemen uygulanabilir. Alternatif bir donatı olan çelik hasırı kaya yüzeylerine tutturmak zordur, tehlikelidir ve pahalı bir yöntemdir. Uzun ana galerilerde çelik hasırın uygulama yerine taşınması zaman gerektirir. Hasır montajı için kaya yüzeylerinde montaj deliklerinin açılması ve hasırın kaya yüzeyine

uygun olarak tutturulması zahmetli ve riskli bir işlemdir.

Tünel mühendisliğinde kullanılan başlıca iki püskürtme yöntemi vardır. Uygulama yapılan yerin özelliklerine, uygulama hızına ve istenilen beton kalitesine bağlı olarak kuru veya yaş sistemden birisi tercih edilir.

### 1.2.1 Kuru sistem

Bu sistemde çelik tel, çimento, % 3 - 8 arasında nem oranına sahip kum ve agrega karışımı püskürtme makinasına kuru olarak gönderilir ve ıslatılarak basınçlı hava ile uygulama yüzeyine püskürtülür. Agreganın nem oranı bu değerlerden az ise, uygulama yerinde toz problemi olur. Fazla olursa tıkanma sorunu yaşanır. Püskürtme ucuna malzeme taşıyan hortum çapı, en büyük agrega çapının en az 3 katı olmalıdır.

Kuru karışım, nozuldan geçerken tamamen ıslanmalı ve su basıncı bunu sağlayacak mertebede ayarlanmalıdır. Araştırmalar, ıslatma işleminin, nozul ucunun 1-3 m gerisinden yapılmasının daha homojen bir ıslatma sağladığını, tozumayı ve dökülmeyi azalttığını göstermiştir.

Bu sistemin zayıf yönü, karışıma ilave edilen su miktarının, operatör tarafından nozulun üzerinde bulunan el vanası ile ayarlanmasıdır. Operatör su miktarını iyi ayarlayamaz ise, beton mukavemeti düşer, geri dökülme artar. Bu bakımdan uygulamanın başarılı olması için püskürtme beton uygulamalarında deneyimli eleman kullanılmalıdır.

Geri sıçrama oranı ıslak sisteme göre yüksektir ve % 15-40 arasında değişmektedir.

Bu yöntem düşük verimli ve küçük kapasiteli olduğu için küçük hacimli uygulamalarda ve küçük galerilerde tercih edilmektedir.

### 1.2.2 Islak sistem

Bu sistemde beton santralında hazırlanan beton karışımı pompa ile püskürtme ucuna iletilir. Burada basınçlı hava ve priz hızlandırıcı katkı ilave edilerek yüzeye püskürtülür. Kaliteli, yüksek dayanımlı bir

beton elde etmek için, su azaltıcı katkı kullanılması tavsiye edilir.

Uygulamada püskürtme hortumu ağır olduğu için uzaktan kumandalı robot kol tercih edilir.

Islak sistemde geri sıçrama daha azdır, tünel içinde çok az toz oluşur, beton dayanımı artar ve daha verimlidir. Büyük ölçekli uygulamalar için elverişlidir.



Şekil 1. Robot ile ÇTDPB uygulaması

## 2 TEKNİK ÖZELLİKLERİ

Maden galerilerinde yol tünelleri inşaatlarında aranan yüksek standartların yerine, hız ve esneklik ön plandadır. Madencilikte bu yüksek standartlar gerekli değildir. Yol tünellerinde 100 yıl sorunsuz bir servis ömrü beklenirken, maden tünelleri sadece cevhere ulaşımı sağlayan bir bağlantıdır. Cevher bitince, tünelin işlevi de biter. Diğer tünel inşaatlarında tünelin inşaatı bir projedir ama madencilikte amaç tünelin bitirilmesi ve ana iş olan maden cevherinin üretimidir.

Klasik tünel inşaatlarında, aynaya ulaşım genelde sorunsuzdur. Madencilikte ise, ekipmanı ve yapı malzemelerini dağılmış değişik uygulama yerlerine ulaştırmak kolay değildir. Maden galerilerinin inşaat sistemini diğer tünel inşaatlarından ayıran en önemli özellik, devam eden madencilik faaliyetlerinden dolayı oluşan büyük deformasyonlara karşı, galerilerin ayakta kalmasıdır. Güçlendirmekten amaç kaya kütlelerinin kendisini taşımasını sağlamaktır. Yeraltı

açıklıklarının etrafını saran kaya kütlelerinin çökmesi, yerindeki gerilim seviyesine ve kaya kütlelerinin yapısına bağlıdır. Tünel deformasyonlarının kontrolünde ana rolü oynayan, seçilen destek tipidir. Destek sisteminin tipine, kaya yapısına ve gerilmeye bağlı olarak, destek sistemi kaya yüzeyine tam olarak uygulandığında ve mükemmel bir temas sağlandığında, elastik bir deformasyon yapar ve bir dengeye ulaşır. Yapılan destek sistemi yeterli değilse denge bozulur ve sistem çöker.

Eğer geç destek yapılırsa, kaya kütleleri deformasyona devam eder ve yine çökme ile sonuçlanır. Bu bakımdan zamanında yapılan uygun destek sistemi en ekonomik ve güvenlisidir (Vandewalle, 2008)

Çelik tel donatılı püskürtme beton, kazıdan sonra hemen uygulanabilmesi, deformasyon kapasitesi ve yüksek enerji yutma özelliği ile bu beklentileri karşılar. Betonun yük altında maksimum dayanımın aşılmasından sonraki deformasyon yapabilme yeteneği süneklik ve yuttuğu enerji miktarı tokluk olarak tanımlanır.

### 2.1 Tokluk Sınıfının Belirlenmesi

Çelik teller, püskürtme betonun yapısını değiştirir, kırılğan bir malzemeden sünek bir yapıya dönüştürür. Bu özelliği ölçebilmek için, kiriş eğilme ve Efnarc plak testleri yapılır.

#### 2.1.1 Kiriş eğilme-çekme testi

Püskürtme beton ile doldurulan test panellerinden kesilerek çıkartılan 75 x 125 x 600 mm boyutlarındaki kiriş numuneleri, üçte iki noktalarından basit kiriş yüklemesi şeklinde yüklenerek test edilir. Kiriş orta açıklık deformasyonu 4 mm'ye ulaşmaya kadar teste devam edilir ve yük-deformasyon eğrisi çizilir. Eşdeğer eğilme dayanımı ve tokluk faktörü aşağıda verilen Eşitlik (1) ve (2) ile hesaplanır (TS10515).

$$F_e = A / \delta \cdot L / (b \cdot h^2) \text{ MPa} \quad (1)$$

$$R_{e3} = F_e / F_o \quad \% \quad (2)$$



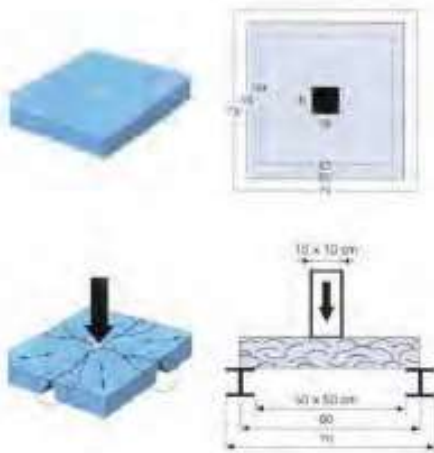
Fe: Eşdeğer eğilme dayanımı ( $N/mm^2$ ),  
 A: Yük-deformasyon eğrisi altındaki alan ( $Nmm$ ),  
 $\delta$ : Kiriş altında ölçülen deformasyon (mm),  
 b: Kiriş genişliği (mm),  
 h: Kiriş yüksekliği (mm),  
 L: Kiriş uzunluğu (mm),  
 Fo: Kirişin ilk çatlak dayanımı ( $N/mm^2$ ),  
 Re3: Tokluk faktörü (%).

### 2.1.2 Plak testi

Kiriş eğilme testi, malzeme özelliklerini belirler, yapısal bir test metodu değildir. Beton kaplamaların gerçek davranışlarını temsil etmez. Kaya yüzeyleri düzensizdir ve zemin hareketlerini tahmin etmek zordur.

Püskürtme beton kaplamasının statik davranışının plaka olarak modellenmesi daha gerçekçidir (Arıoğlu ve Yüksel, 2008). Bu amaçla Fransa'da SNCF/Alpes Essais tarafından yeni bir plak testi geliştirildi. Bu plak testi Efnarc tarafından onaylandı günümüzde Avrupa standardı olarak kullanılmaktadır.

60 x 60 x 10 cm boyutlarında püskürtme beton ile elde edilen plağa, Şekil 1'de gösterildiği gibi, orta noktasından yük uygulanır ve deformasyon 25 mm'ye ulaşmaya kadar dakikada 1,5 mm hızla teste devam edilir. Yük-deformasyon eğrisinden elde edilen bilgilerle yutulan enerjiyi gösteren joul-deformasyon grafiği çizilir (Efnarc, 1996).



Şekil 2. Plak testi

Bu yöntem beton kaplamanın tüneldeki gerçek davranışını canlandırır ve iki boyutta yüklenmiş plağın enerji yutma kapasitesi hakkında iyi bir fikir verir. Bu test temel alınarak Çizelge 1'de gösterilen 3 tip çelik tel donatılı beton sınıfı oluşturulur.

Çizelge 1. Enerji yutma kapasitesi

Tokluk Sınıfı	Joules
a	500 sağlam zeminler için
b	700 orta sınıf zeminler için
c	1000 zor zemin koşulları için

### 2.1.3 Deneysel dizayn

Yeraltı kazıları için püskürtme beton tahkimatının tasarımı çok kesin olmayan bir işlemdir. Şu an kullanılan püskürtme beton tahkimatının tasarım metodolojisi ağırlıklı olarak temel kurallara ve önceki deneyimlere bağlıdır (Hoek, 2006).

Barton ve Grimstad çelik tel donatılı püskürtme betonu içeren kaya kütle kalitesi Q ile bağlantılı tahkimat sistemleri abağı yayınlamışlardır. Bu abak yardımıyla, plak testlerinden elde edilen joule değerleri kullanılarak ön boyutlandırma yapılabilmektedir (Vandewalle, 2005).

### 2.2 Dayanıklılık

Çelik tel donatılı püskürtme betonların korozyon direnci bazı faktörlere bağlıdır. Matrix yapı alkali ortamda ve çatlaksız kaldıkça ÇTDPB'da bozulma oluşmaz. İyi kaliteli ÇTDPB, alkali derecesini değiştirecek etkilere maruz kalırsa yıllar sonra karbonatlaşma derinliği birkaç milimetreye ulaşır (DSİ, 2006).

Yüzeyde kalan teller zaman içinde paslanabilir. Ama bu durum yapısal bir zayıflık doğurmaz ve korozyona süreklilik kazandırmaz. Tellerin çapı 0,40 mm - 0,60 mm aralığında olduğu için, korozyon sonunda beton yüzeyinde hasar oluşmaz.

### 3 SONUÇLAR

Püskürtme beton uygulamalarında en büyük pay, madencilik sektörüne aittir. En önemli uygulama alanları rampalar, ulaşım galeri-leri, shaft ve araştırma galerileridir. Büyük galerilerde ıslak püskürtme makinası tercih edilirken, nispeten daha dar galerilerde kuru sistem uygulanmaktadır.

İşçiliği azalttığı ve hasır kullanımını kaldırdığı için, çelik tel ile güçlendirilmiş püskürtme beton uygulamaları verimliliği arttırmakta dolayısıyla daha az maliyet getirmektedir.

ÇTDPB, yüksek enerji yutma kapasitesine ve üstün dürabiliteye sahip sünec betonudur. Çelik tel içeriğine bağlı olarak istenilen maksimum yüke ve yutulan enerjiye erişmek mümkündür.

Püskürtme betonun robot yardımı ile uygulanması ve kaya yüzeylerinde çelik hasır montajı yerine çelik tel kullanımı bu kritik yerlerde işçilerin hayatını tehlikeye atmadan en kısa sürede tahkimatı sağlamakta ve iş güvenliğini arttırmaktadır.

### KAYNAKLAR

- Wandevall, M., 2005. *Tunnelling is an Art*, NV Bekaert SA, 70 s.
- Arioğlu, E., Yüksel, A., Yılmaz, A., 2008. *Püskürtme Beton*, Maden Mühendisleri Odası, 113 s.
- TS 10515, *Çelik Tel Donatılı Beton*.
- Arioğlu, E., Yüksel, A., Yılmaz, A., 2008. *Püskürtme Beton*, Maden Mühendisleri Odası, 16 s.
- Efnarc, 1996. *European Specification for Sprayed Concrete*.
- Hoek, E., 2006. *Kaya Mühendisliği*, Maden Mühendisleri Odası, 291 s.
- DSİ, 2007. *Püskürtme Beton Teknik Şartnamesi*, 24s.
- Yüksek, S., Demirci, A., Dayı, Ö., 2004. *Pulpınar Krom İşletmesi Kayamek'2004-Kaya Mekaniği Sempozyumu*, 5 s.





# Penetration Properties of Innovative Ultra-fine Cements for Tunnel Construction

## *Tünel İnşaatları İçin Yeni Ultra-ince Çimentoların Penetrasyon Özellikleri*

H. Ergin

*Mining Engineering Department, Faculty of Mines, Istanbul Technical University*

H. Tekkeşin

*Nuh Yapı Ürünleri ve Makina A.Ş., Hereke, Kocaeli, Turkey*

S. Çimen

*Ministry of Energy and Natural Resources, Ankara, Turkey*

**ABSTRACT** High performance binders are mainly characterized by a special size distribution that is vitally important in the application areas. The particle size distribution and the fineness affect the cement properties. The ultrafine cement has a much higher specific surface area and a special size distribution that is vitally important in the application areas. The most common application of ultrafine cement is in the grouting of fine fissures. The use of ultrafine cement-based grout has been gaining importance for rock and soil grouting and in tunnel and dam construction, in slope stability and water control in mining projects as well as petroleum and natural gas well over the last few years. This paper illustrates of the ultrafine cements produced in Turkey and also the results conducted to injection tests in laboratory prepared sand columns that simulate the gravel, sand and silt conditions. The groutability is significantly affected by the changes of formation gradation and the used ultrafine cement fineness.

### 1 INTRODUCTION

The common type of grouts that are available are lime-based, ultrafine cement-based, micro cement-based, or polymeric (Gil 1996; Garshol 2003). The efficiency of different groups varies depending on the dynamic viscosity and setting characteristics, minimum injectable dimension of voids and mechanical strength (Sarkar, Wheeler 2001). High performance binders are mainly characterized by a special size distribution that is vitally important in the application areas. The most common application of ultrafine cement is in the grouting of fine fissures.

A number new cement based products for injection has been developed in recent years. Typically, these cements are ground much

finer and may offer more suited setting and hardening characteristics. The important factor relating the size is the maximum particle size as often expressed  $d_{99}$ . There is not any kind of internationally accepted agreed definition and it is left to common practice and case by case identification. As an informative indication of a minimum requirement to apply the term of micro cement is the cement with a specific surface area (Blaine value) is bigger than  $600 \text{ m}^2/\text{kg}$  and minimum 99% having particle size smaller than  $40 \text{ }\mu\text{m}$ . Ultra-fine cement is characterized by a greater fineness having 95% particle smaller than  $16 \text{ }\mu\text{m}$  (ISRM 1995; Feng 2002).

However, ultrafine cement cannot be produced simply by grinding finer any Portland cement. The main problems that



occur are unusually short setting time and strength retrogression a few days after hardening (Sarkar, Wheeler 2001).

Fine ground cements have often used for injection and to speed up the hardening of concrete. The fineness of cement also affects on compressive, tensile and bond strengths of concrete (Lidstrom, Westerbeg 2003). The addition of ultrafine cement contributes to formation of calcium silicate hydrate in concrete so that it improves the strength of concrete and some other properties (Martschuk 2000; Schmidt 1998).

Ultrafine cement having extremely small particle size leads to use successfully penetrating areas inaccessible to typical oil wells to isolate fluids and to control groundwater in tunnel construction (Moller et al. 1984).

The aim of this paper is to introduce the important properties of the three new ultrafine cement types produced in Turkey. The penetration properties of produced ultrafine cement types are also illustrated.

## 2 ULTRAFINE CEMENTS

### 2.1 Properties of Ultrafine Cement Types

The most common cements used in oil and gas, mining and construction industries are Class G cement, Class C cement and Ordinary Portland Cement. The typical cement types available from most manufacturers are shown in Table 1.

Table 1. Fineness of normal cement types (largest particle size = 45 to 150  $\mu\text{m}$ )

Cement Type	Specific Surface (Blaine) $\text{m}^2/\text{kg}$
Low heat cement for massive structure	250
Standard Portland cement (CEM 42.5)	300-350
Rapid hardening Portland cement (CEM 52.5)	400-450
Extra fine rapid hardening cement	550

The cement with the highest Blaine value will normally be the most expensive due to fine grinding.

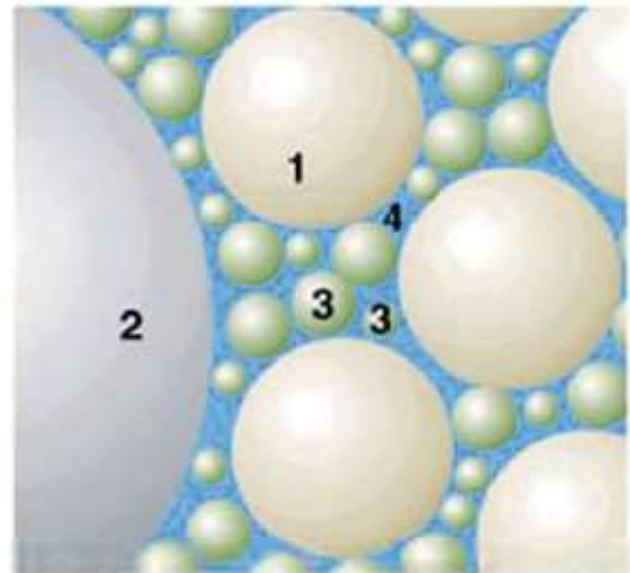
The common applications of ultrafine cements are;

- Foundation and consolidation grouting of dams and embankments,
- Water cut-off grouting and pre-excavation grouting in tunnel construction,
- Maintenance grouting of existing dams and tunnels,
- Consolidation of poor soils,
- Foundation stabilization of new and existing structures.

The model representation of ultrafine cements in terms of particle size is shown in Figure 1.

From an injection viewpoint, these cements have the following basic properties;

Ultrafine cements would bind more water than coarse cement. The risk of bleeding (water separation in a suspension created from a fine cement is therefore lower and filled opening will remain more completely filled.



1- Standard cement 2- Aggregate, 3- Ultrafine cement 4- Water

Figure 1. Model representation of ultrafine cement

Ultrafine cements have a quicker hydration and a higher final strength. This is normally an advantage but also causes disadvantage of

shorter open time in the equipment. High temperature will increase the potential problems of clogging of lines and valves. The intensive mixing required for fine cements to avoid heat development caused by the friction in the high shear mixer, and hence even quicker setting.

Particle size distribution of the frequently used injection cements are given below;

1- Rheocem 650 (Blaine value > 625 m<sup>2</sup>/kg), produced from Normal Portland Cement. Rheocem 650 SR (Blaine value > 625 m<sup>2</sup>/kg), produced from Sulphate Resistant Cement. The products size distribution indicates that 97 % is finer than 20 micron and 16% is finer than 2 micron.

2- Rheocem 800 (Blaine value > 800 m<sup>2</sup>/kg), produced from Normal Portland Cement. The product size distribution indicates that 98 % is finer than 15 micron and 20% is finer than 2 micron.

3- Rheocem 900 (Blaine value > 900 m<sup>2</sup>/kg), produced from Normal Portland Cement. The product size distribution indicates that 98 % is finer than 10 micron and 25% is finer than 2 micron.

4- Blue Circle W650 produced from Normal Portland Cement. The product size distribution indicates that 95,5 % is finer than 20 micron and 10,1% is finer than 1 micron.

5- Heiderberg Cement, Ultrafine 16 and Ultrafine 12. The product size distribution of Ultrafine 16 indicates that 98 % is finer than 16 micron and Ultrafine 12 has 95% finer than 12 micron.

## 2.2 Physical and Chemical Properties of Produced Ultrafine Cements

The mineralogical composition and some other characteristics of the CEM I 42.5R which was the starting material used to produce ultrafine cements is shown in Table 2.

The chemical composition of ultrafine ground cement (Ultrafine 16) with 99 % particle finer than 16 µm is compared with that of a CEM I 42.5R cement from the same plant in Table 3.

In order to measure the setting times of the produced cements, the Vicat needle method was used and the obtained results are illustrated in Table 4.

The early compressive strength of 2-days (using mortar cubes) was measured and the results (average of the three samples) are presented in Table 5.

The particle size distribution pattern was studied using a laser particle size analyzer. The summarized results are presented in Table 6. The full particle size distribution of Nuh Ultrafine 12 is illustrated in Figure 2.

Table 2. Features of CEM I 42.5R cement used in production of ultrafine cements

Mineralogical Composition (%)	C3S	60.62
	C2S	13.62
	C3A	5.29
	C4AF	10.99
Density (g/cm <sup>3</sup> )		3.19
Blaine (m <sup>2</sup> /kg)		287.7
32 µm Residue (%)		20.3
Compressive Strength (MPa)		24.6

Table 3. Chemical composition of ultrafine cements and CEMI 42.5R (mass %)

Oxide	Ultrafine	CEMI 42.5R
SiO <sub>2</sub>	20.85	20.70
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.18	4.30
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.60	3.61
CaO	64.11	64.82
MgO	1.00	1.03
SO <sub>3</sub>	2.61	2.50
Insoluble residue	NA	0.61
LOI	2.47	1.41
Free Lime	NA	1.117
Na <sub>2</sub> O+0.658K <sub>2</sub> O	NA	0.51
Cl	NA	0.0069

Table 4. Setting times of ultrafine cement and CEMI 42.5R

Cement Type	Initial Setting Time (min)	Final Setting Time (min)
Ultrafine 20	190	260
Ultrafine 16	180	254
Ultrafine 12	172	249
CEMI 42.5R	179	140



Table 5. Compressive strength and density of the Ultrafine cements and CEM I 42.5R

Cement Type	2-Days Comp. Strength (MPa)	Density (gr/cm <sup>3</sup> )
Ultrafine 20	33.6	3.11
Ultrafine 16	41.7	3.10
Ultrafine 12	51.2	3.10
CEMI 42.5R	24.6	3.19

Table 6. Particle size distributions of Nuh Ultrafine 20, Ultrafine 16 and Ultrafine 12

Ultrafine 20	
%	Mikron
100	< 25
99	< 20
96	< 15
86	< 10
42	< 3
Ultrafine 16	
%	Mikron
100	< 20
99	< 16
96	< 12
70	< 5
49	< 3
Ultrafine 12	
%	Mikron
100	< 15
99	< 12
96	< 10
70	< 5
28	< 2

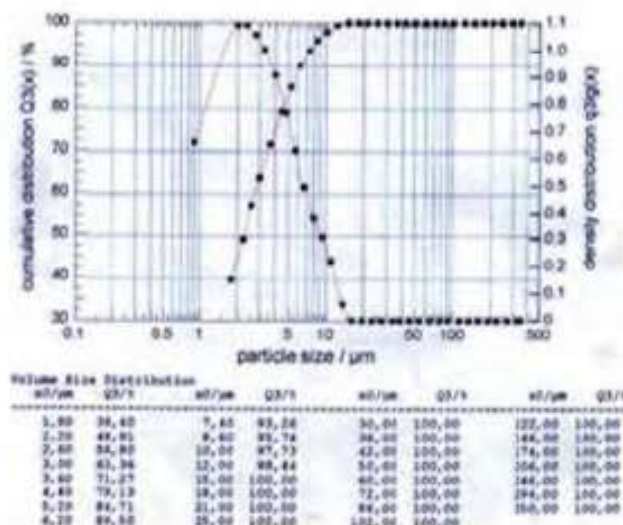


Figure 2. Particle size distribution of Nuh Ultrafine 12

### 3. EXPERIMENTAL STUDY AND RESULTS

#### 3.1 The Use of Ultrafine Cements in Tunnel Construction

Ultrafine cements can be used in oil and gas, mining and construction industries. Each industry has a very specific needs and ultrafine cement is designed to meet these specific requirements. Ultrafine cements can reduce the water requirements by filling the voids between particles. Reduced voids increases strength and reduces the potential for unwanted salt invasion into the set concrete. Conventional cements leaves voids. These voids will increase cement permeability and risk of corrosion and long term cement degradation. Ultrafine cement eliminates voids and reduces permeability results in longer cement life and improved project economics.

Tunnel excavation involves a certain risk of unexpected ground conditions. Water and tunnels have something in common – both pass through rock. On its way down through fissured rock, water also seeps right into road and rail tunnels cause a big problem for underground contractors.

The common risks are the possibility of hitting high pressure ground water and rock or soil conditions causing stability problems. Water is the most frequent reason for grouting in tunnels. Poor and unstable ground can also be improved by grouting as discontinuities are filled by a grout material with sufficient strength and adhesion.

In tunnel grouting, there are two fundamentally different situations as shown in Figure 3.

1- Pre-excavation grouting or pre-grouting: Boreholes are drilled from the tunnel excavation face into the rock mass ahead of the tunnel face and cement grout is pumped into the rock mass and allowed to set before advancing the tunnel face through the injected and sealed rock.

2- Post-grouting: Drilling for grout holes and pumping in the grout material take place somewhere along the already excavated part

of the tunnel because of unacceptable water ingress.

Ultrafine cement's main function is to keep tunnels dry. To get a tunnel dry you must seal rock fissures as tight as 100 microns (0.1 millimeter) and sometimes even finer. With ordinary cement particles of around 100 microns, it is impossible to seal these cracks. To penetrate such fissures the injected cement particles cannot exceed one-third the crack's width, or about 30 microns or finer (Garshol, 2003).

If a tunnel builder chooses to use ultrafine cement for waterproofing, the job of sealing the rock fissures is usually done before the tunnel is bored. It is more difficult to stop flowing water, if grouting is used after a tunnel has been drilled. In order to achieve good radial penetration, the ultrafine cement is injected with high pressure into holes drilled through a zone of rock to be sealed for the boring of the tunnel. This grouting procedure is carried out every 20-30 meters as the tunnel project moves forward. Penetration into a crack is supposed to reach a minimum depth of five meters.

Stable grout with less than 5% bleeding thixotropic behavior is required. Marsh cone viscosity of less than 35 seconds, quick setting grout and good pressure stability (low filtration coefficient) should be maintained in used material.

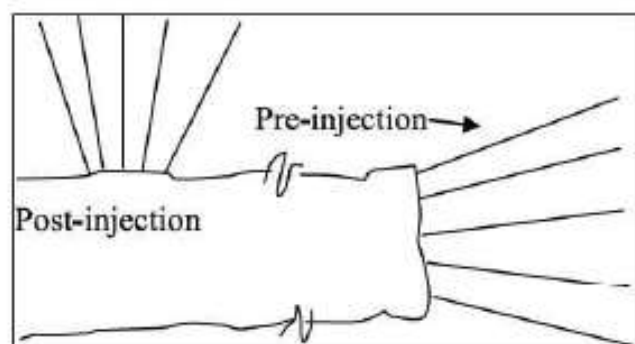


Figure 3. Pre-excitation grouting and post-grouting in schematic tunnel plan view

## 3.2. Penetration Properties of Ultrafine Cements

### 3.2.1 Preparation of ultrafine cement for grouting

The ultrafine cement should be mixed with a w/c ratio of about 1.0 using a suitable admixture according to recommendation of the producers. The mixing procedure should be as follow:

The cement mixer should be a colloidal mixer with an impeller speed of not less than 1500 RPM. The mixer must be kept well maintained to work efficiently with ultrafine cement.

- Add all the water for one batch to the mixer.
- Add the corresponding quantity of cement.
- Add water reducing and dispersing admixture.
- Mix for three minutes.
- Immediately transfer the batch to the agitated holding tank and keep the grout in slow agitation at all times.

There could be situations where unexpected backflow can occur through the face or even further back in the tunnel. Sometimes, a borehole is in contact with extremely large channels with a lot of high pressure water. In both situations, it can be beneficial to accelerate the setting time and the hardening.

The grouting procedure is a comprehensive works that is well studied and documented elsewhere (Lees, Chuaqui 2003; Lees, Chuaqui 2003; Heenan, Xu 2003). The scope of this article does not cover the grouting procedure and the performance monitoring and the control of grouting works.

### 3.2.2 Preparation of the grouting zone in laboratory and penetration tests

Standard Rilem Sand is ground and sieved to prepare the similar granularity of gravel, sand and silt formations. The use sand has a density of 2,52 gr/cm<sup>3</sup>.

- 2000 micron +500 micron (Smaller than 2000 micron and bigger than 500 micron) ground material is prepared for simulation of gravel.
- 500 micron +200 micron (Smaller than 500 micron and bigger than 200 micron) ground material is prepared for simulation of sand.



- 200 micron (Smaller than 200 micron) ground material is prepared for simulation of silt.

The prepared powders are filled specially manufactured glass tubes those are resistive to high pressure. These tubes have 8 cm internal diameter and 100 cm length.

The laboratory injection test sets are shown in Figure 4.

As example of the penetration tests performed using CEMI 42.5R and three of newly produced ultrafine cements in the -500 micron +200 micron granular sand can be seen in Figure 5, Figure 6, Figure 7 and Figure 8. As seen, ultrafine cement 12 has achieved the highest injectability.



Figure 4. The laboratory injection test sets



Figure 5. Injection test with CEMI 42.5R



Figure 6. Injection test with Ultrafine 20



Figure 7. Injection test with Ultrafine 16



Figure 8. Injection test with Ultrafine 12

The penetration test results of three newly produced ultrafine cements together with CEMI 42.5R are given in Table 7.

Table 7. Penetration test results

Powder Particle Size (micron)	Penetration Length (cm)			
	CEMI 42.5R	Ultrafine 20 (d99: 20 micron)	Ultrafine 16 (d99: 16 micron)	Ultrafine 12 (d99: 12 micron)
-2000, +500	32	100	100	100
-500, +200	0	25	45	100
-200	0	0	0	15

#### 4 CONCLUSIONS

The Ultrafine 20, Ultrafine 16 and Ultrafine 12 have been extremely finely ground to the certain specific particle size distributions. These three types of ultrafine cements are sulphate resistant with low C<sub>3</sub>A and alkali contents. The 2-days compressive strengths of the produced ultrafine cement are superior and the initial and final setting times are as expected without the use of any additions.

The produced ultrafine cements have excellent characteristics hence those can be used for extremely demanding injections both rock-soil stabilization and tunnel construction projects.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The research was conducted with the support of Turkish Research Foundation (TUBİTAK) Project No: TEYDEB-3060366. The authors are grateful for support from ITU and Nuh Cement Plant.

#### REFERENCES

- Feng, N, Feng, X, Hao, T, Feng, X., 2002. Effect of ultrafine mineral powder on the charge passed of the concrete. *Cement and Concrete Research*, 32, pp. 623-627.
- Garshol, K.F., 2003. Pre-excavation grouting in rock tunneling. *MBT International Underground Construction Group*, Switzerland, 138 p.
- Gil, N.P., 1996. Grouting as a repair and strengthening technique. *Construction Repair*, 10, pp. 24-26.
- Heenan, D.M., Xu, M., 2003. Grouting to minimize settlements prior to tunnel excavation—a case study. *3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment*, New Orleans, Louisiana, USA.
- ISRM, 1995. Final Report of the Commission on Rock Grouting. *International Society for Rock Mechanics*.
- Lees, D., Chuaqui, M., 2003. Soil grouting: means, methods and design. *3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment*, New Orleans, Louisiana, USA.
- Lidstrom L., Westerberg B., 2003. Fine ground cement in concrete – Properties and prospects, *ACI Materials Journal*, 100, pp:398-406.
- Martschuk V., 2000. Development of the microstructure of hardened cement paste with ultrafine cements and silica fume anal with low water-binder ratios, *ZKG International*, 53, pp:478-485.
- Melbye, T., Dimmock, R., Garshol, K.F., 2005. Sprayed concrete for rock support. *UGS International, Division of Degussa Construction Chemicals Ltd.*, Switzerland, 252 p.
- Moller DW., Minch HL., Welsh JP., 1984. Ultrafine cement pressure grouting to control groundwater in fractured granite rock, 81, pp:645-
- Sarkar, S.L., Wheeler, J., 2001. Micro structural development in an ultrafine cement-Part II. *Cement and Concrete Research*, 31, pp. 125-128.
- Sarkar, S.L., Wheeler, J., 2001. Important properties of an ultrafine cement-Part I. *Cement and Concrete Research*, 31, pp:119-123.
- Schmidt, M., 1998. Innovative cements quick-setting cement, spray cement, ultrafine cement, and cements with high resistance to sulphates or acids, *Cement-Kalk-Gips*, 51, pp. 444-450.





**PLANLAMA, RİSK ANALİZİ VE YÖNETİM, EMNİYET VE  
ÇEVRE, HAVALANDIRMA**  
*PLANNING, RISK ANALYSIS AND MANAGEMENT, SAFETY  
AND ENVIRONMENT, VENTILATION*





# Yeraltı Açıklıklarının Sağlamlaştırılmada Kullanılan Püskürtme Beton Standartları

## *A Compilation of Shotcrete Standards to Reinforce Underground Openings*

Erim Güçlü, Hakan Tunçdemir, Ozan Bayram

*Istanbul Technical University, Mining Engineering Department, Istanbul*

**ÖZET** Tahkimat gereksinimlerini sağlamak için, püskürtme betonun maden galerilerinde ve tünellerde kullanımı zorunlu hale gelmiştir. Püskürtme betonla sağlamlaştırmayı en iyi düzeye çekmek için birbiriyle ilişkili olan kaya ve püskürtme beton etkileşimi çok iyi incelenmelidir. Betonun püskürtüldüğü kayanın özellikleri kayaç sınıflandırma sistemleri ile belirlenebilmektedir. Püskürtme betonun ekonomik bir şekilde kullanımı kendi dayanım parametreleri ve karışım özelliklerine bağlıdır. Katkı malzemeleri kullanılarak püskürtme betonun daha etkin hale getirilmesi sağlanabilmektedir. Kaya, püskürtme beton ve ikisi arasındaki etkileşim standartlar kullanılarak analiz edilmelidir. Bu çalışmada, konuyla ilgili Avrupa Standartları, Amerikan Standartları, Türk Standartları ve bazı kılavuzlara değinilmiş, bunların arasındaki benzerlikler detaylı olarak sunulmuştur. Standartlardaki bu bilgiler, uygulayıcılara modelleme, püskürtme betonun kapasitesinin belirlenmesi ve test prosedürleri konusunda verimli ve hassas çalışma imkânı sunacaktır.

**ABSTRACT** Shotcrete is an obligatory material used in mining roadways and tunnels to meet preliminary support requirements. In order to model shotcrete reinforcement best, three interrelated parameters, rock, shotcrete and interaction among them should be studied well. Rock properties that shotcrete is sprayed onto may be specified by rock classification systems. Shotcrete and its feasible use are related to its strength parameters and its composition. Some extra additives are also included into shotcrete to balance its best use. Rock, shotcrete and interaction among them should be analyzed by using standard tests. In the current study these standards including European, American Standards etc. are introduced. Simple variations and similarities are presented and analyzed in detail. This clarification about tests will assist practitioners to model and determine the capacity of shotcrete and its testing procedure precisely and effectively.

### 1 INTRODUCTION

Shotcrete use in engineering applications has been going up nowadays due to increment of the number of engineering projects. Especially in tunneling structures like shafts, crossing, foundation and excavation lines, it is an indispensable material since it covers

freshly underground opening, helps reinforcement of rock mass, and ensures an arch behavior to the rock mass for carrying loads itself. Due to simple application and aforementioned assists, a lot of standards with respect to defining mechanical properties and mixing high quality material were proposed by researchers.



Quality of shotcrete is important because people works, expensive equipment pass, minerals transports with special carriers under tunnel structures reinforced by it. One should be aware of standards updated to have a predictable response. At the same time, she/he needs to follow the rules of these standards to meet contractors' expectations.

## 2 SHOTCRETE STANDARDS

Various in situ and laboratory tests are available in order to determine performance of shotcrete as tunnel lining. In this part of study, these tests are classified due to their purposes and test standards are presented according to classes. Purpose of standards and their codes are summarized in Table 1.

Table 1. Shotcrete standards and their purposes

Purpose of Standard	Standard Code
Admixture Specifications	ASTM C1141/C1141M BS EN 934-5:2007
Procedures of preparing and testing of shotcrete test panels	ASTM C1140/C1140M
Sampling of shotcrete	ASTM C1385/1385M
Specifications of materials used in shotcrete	ASTM C1436 EFNARC 1996
Specification of fiber reinforced concrete and shotcrete execution	ASTM C1116/C1116M BS EN 14487-2:2006 TS EN 14487-2 : 2007-03 EFNARC 1996
Laboratory performance of Packaged, Pre-Blended, Dry, Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Application	ASTM C1480/C1480M
Determination of energy absorption level and flexural toughness of fiber reinforced concrete slabs	ASTM C1550 BS EN 14488-5:2006 TS EN 14488-5 : 2006-10 EFNARC 1996
Evaluation of flexural performance of fiber reinforced concrete using beams	ASTM C1609/C1609M BS EN 14488-3:2006 TS EN 14488-3 : 2006-10 EFNARC 1996
Compressive strength and tensile strength of shotcrete	ASTM 1604/1604M BS EN 14488-6:2006 TS EN 14488-6 EFNARC 1996
Compressive strength of early age shotcrete	BS EN 14488-2:2006 TS EN 14488-2 : 2006-12
Fiber content of shotcrete	BS EN 14488-7:2006 TS EN 14488-7 : 2006-10 EFNARC 1996
Bond strength between shotcrete and rock	BS EN 14488-4:2005+A1:2008 TS EN 14488-4+A1 EFNARC 1996

## 2.1 Admixture Specifications

Admixtures have an important effect on shotcrete performance. Various admixture types are being used in it for different purposes such as accelerating, retarding, bond improving and consistence control. For each admixture, some specifications are suggested by ASTM C1141/C1141M and BS EN 934-5:2007 standards. Important properties of admixtures which have been specified in standards are homogeneity, color, effective component, relative density, conventional dry material content, pH value, total chlorine, water soluble chlorine, alkali content and corrosion behavior.

## 2.2 Procedures of Preparing and Testing of Shotcrete Test Panels

The procedures of preparing and testing shotcrete test panels are given in ASTM C1140 standard. Samples should satisfy the requirements of C171 for curing. Specimens shall be obtained from test panels by drilling due to C42 standard of ASTM. Samples should be taken from a distance of 25.4 mm plus depth through outside edges of test panels. For an 89 mm depth, test panel should be 610 × 610 mm, and this means a sample area of 381 × 381 mm. There should be no corrugation and striation on the samples. Also parallel surfaces should be prepared. Beam specimens may be used in C78 Test Method and C1018 Test Method for beams of fiber reinforced concrete. Density, absorption and void should be determined according to Test Method C642 of ASTM. The length to diameter correction factor, 0.85, should be applied after compressive strength test which is performed due to Test Method of C42/C42M.

## 2.3 Sampling of Shotcrete

ASTM 1385/1385M is suggested for sampling of shotcrete during operation. The size of individual sample should be at least 12 kg and it is 35 kg for composite sample according to the standard. Samples should be collected as two or more portions. They should be collected from batch or from

discharge of continuous mixers. Collected portions should be combined but they should not be obtained from the first 15% or the last 15% of the discharge. These suggestions are valid both for dry process and wet process. The period of collecting portions should not be more than 15 min. Slump and air content or both tests should be started within 5 min. after obtaining last portion. For truck and stationary mixers, portions should be collected from the front back of the drum and combined into one sample. Randomly selected single packages should be used for sampling bagged prepackaged material.

## 2.4 Specifications of Materials Used in Shotcrete

There are two standards which include specifications of fiber reinforced concrete and shotcrete execution. One of them is ASTM C1436. Requirements for cement, aggregates, water admixtures and fibers have been presented. Cement should be in accordance with specification C150, C595 and performance specification C1157 of ASTM. Grading limits of aggregates are suggested in specification C33 or specification C330. Requirements of fibers are should be in accordance with ASTM C1116/C1116M.

In another of them, EFNARC, (Experts for Specialized Construction and Concrete Systems) published a guideline including suggestions about shotcrete in 1996. Some other specifications can also be found in the fifth section of this guideline. Although EFNARC has original suggestions, its specifications are commonly referred to European Norms. EN 206 has been accepted by EFNARC for cement and some other additions used in shotcrete. For example, specifications of EFNARC for maximum level of additions (by weight) are presented in Table 2.

Aggregate gradation zone recommended by EFNARC is also shown in Figure 1. It is mentioned that finer region is more suitable for dry mixes. According to specifications, natural moisture content should be less than 6% for dry mixes.



Table 2. Maximum level of additions.

CM	Maximum addition
Silica fume	15% of Portland cement
Fly ash	30% of Portland cement
	15% of Portland/Fly ash cement
	20% of Portland blast furnace slag cement
GGBS	30% of Portland cement

CM: Cementitious material, GGBS: ground granulated blastfurnace slag

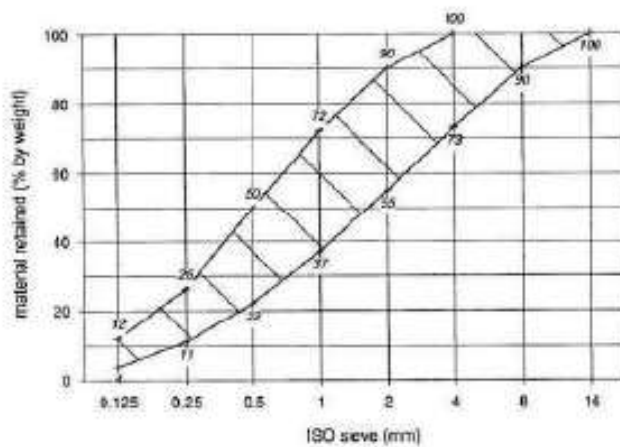


Figure 1. Aggregate gradation zone

EN 934-5 standard is accepted by EFNARC in order to specify admixtures used in shotcrete. The specification for fibers used in shotcrete is that the length of the steel fibers should not be more than 0.7 of the internal diameter of the pipes and hoses to prevent blockage. Consistence of shotcrete should be adjusted due to the type of conveyance and the application procedure and it can be also adjusted by admixtures for a particular cement content and w/c ratio. Working temperature limits should be between 5°C and 35°C.

## 2.5 Specification of Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete Execution

There are several standards in order to specify fiber reinforced concrete and shotcrete execution. Some of them are discussed in this review. These are ASTM C1116/C1116M, BS EN 14487-2:2006, TS EN 14487-2:2006 and EFNARC: 1996.

ASTM C1116 provides specifications of fiber reinforced concrete that should be satisfied during purchasing. This standard classifies fiber types into three categories; ASTM standards of them: Steel Fiber Reinforced Concrete – A820/A820M, Glass Fiber Reinforced Concrete–C1666/C1666M, Synthetic Fiber Reinforced Concrete–D7508/D7508M and Natural Fiber Reinforced Concrete–D7357. Some ordering information should be taken into consideration according to C1116 standard. This information is type of cement, designated size of coarse aggregate, slump at the point of delivery or slump at the point of placement, air content and density.

British Norms and Turkish standards suggest same specifications. Both standards specify requirements for execution of sprayed concrete by wet and dry process. According to these standards, all poor and loose rock should be removed first. Then, dust debris and other deposits should be removed by pressurized water. Pre-wetting is needed on application surface. If there is a condition of high or low temperature, precautions should be taken in order to keep the quality of shotcrete. Reinforcements could be with mesh, reinforcement bars and fiber. Steel or polymer fiber should be compliance with EN 14889-1 or EN 148892. Mesh or bars should be applied according to ENV 13670-1. British and Turkish Standards suggest that constituent materials should be stored carefully in order to keep their original properties. Also batching equipment should comply with EN 1504-3. Capability of achieving a uniform distribution is necessary for wet and dry methods due to standards. There are also some suggestions about spraying equipment. In order to prevent from blockage by reinforcement fiber at hoses, the length of fiber should not be more than 70% of internal diameter of hoses or pipes. Cement, aggregates, fibers and other admixtures should be batched by mass and mixed uniformly. Rebound should be prevented during spraying concrete. The reasons of rebound due to standards are concrete composition, nozzle angle, distance to substrate, accelerator dosage, and area of

application. Recommended distance to substrate is 1m to 2m. Nozzle should be perpendicular to application surface. Curing should also be done in order to minimize plastic shrinkage, ensure adequate durability and inter-layer bond strength. The surface should be cured after spraying without delay. The minimum curing period shall be 12 hours and surface concrete temperature should be 5°C or more. Concrete should be cured until the strength has reached at least 50% of its specified compressive strength. Thickness of shotcrete should be determined in accordance with EN 14488-6 and inspection should be done due to EN 14487-6. Inspection scopes of sprayed concrete executions are given in relevant British and Turkish standards.

## 2.6 Laboratory Performance of Packaged, Pre-Blended, Dry, Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Application

ASTM C1480/C1480M standard has been proposed for determination of parameters given in its standard name. Dry packaged shotcrete materials are classified as type and grade. Shotcrete type is based on aggregate size. There are two types called FA and CA or called Grading#1 and Grading#2 respectively. Both of them should be accordance with C1436. Shotcrete grade is based on physical properties of material. These physical properties are sulfate resistance, permeability, residual strength and flexural strength values.

## 2.7 Determination of Energy Absorption Level and Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete Slabs

There are several standards related to determine energy absorption levels of fiber reinforced concrete. These standards are ASTM C1550, BS EN 14488-5:2006, TS EN 14488-5: 2006-10, EFNARC 1996. Square or round shaped slabs are commonly used in standards. Round panels are used in ASTM C1550 and square panels are recommended in BS EN 14488-5:2006, TS EN 14488-5: 2006-10, EFNARC 1996. Dimensions of

square panels should be 600\*600\*100 mm and dimensions of round panels should be 800 mm in diameter and 75 mm in thickness. Recording device should have precision of  $\pm 0.02$  mm according to BS EN 14488-5:2006, TS EN 14488-5: 2006-10, EFNARC 1996 and it should be  $\pm 0.05$  mm according to ASTM C1550. Loading rates should be  $1 \pm 0.1$  mm with a displacement controlled testing machine. This is valid for BS EN 14488-5:2006, TS EN 14488-5: 2006-10, EFNARC 1996 standards. It should be  $4 \pm 0.1$  mm according to ASTM C1550 and tests should be stopped at 45 mm deflection. Maximum deflection to finish the test is 30 mm for BS EN 14488-5:2006, TS EN 14488-5: 2006-10 and 25 mm for EFNARC 1996. Load-deflection and energy-deflection graphs are plotted in order to determine energy absorption capacities at different deflections. Energy absorption capacity may be evaluated by area under load – deflection curve. An example for load – deflection curve of slabs is shown in Figure 2.

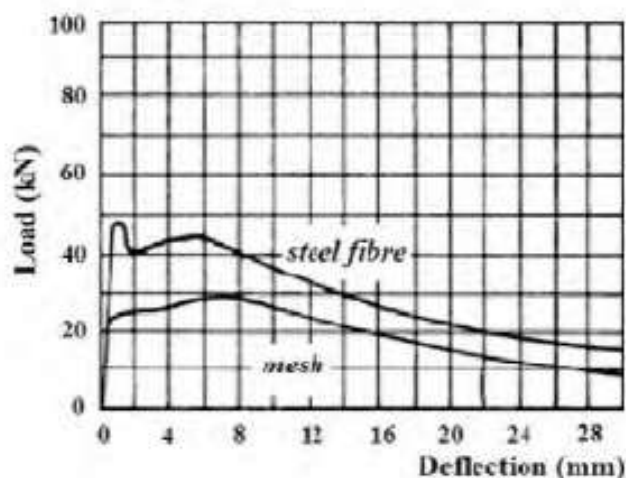


Figure 2. An example for load – deflection curve (EFNARC 1996)

## 2.8 Evaluation of Flexural Performance of Fiber Reinforced Concrete Using Beams

Energy absorption is also determined with flexural tests using concrete beams. Standards for this purpose are ASTM C1609/1609M, BS EN 14488-6:2006, TS EN 14488-6, EFNARC 1996. There are two options for dimensions of specimen in ASTM C1604.



These are 100×100×350 mm with 300 mm span and 150×150×500 mm with 450 mm span. Dimension of test specimens according to BS EN 14488-6:2006, TS EN 14488-6 is 75×125×500 mm with 450 mm span and dimensions of specimen due to EFNARC is 75×125×600 mm with 450 mm span. Loading rates should be 0.25±0.05 mm/min. Energy absorption capacity of shotcrete beams can be obtained with the same manner mentioned in section 2.7. According to EFNARC 1996, flexural strength value ( $\sigma_f$ ) is calculated by the equation below. Determination of  $P_{0.1}$  value is presented in Figure 3.

$$\sigma_f = P_{0.1} \times L / b \times d^2$$

$P_{0.1}$  is defined in Figure CC

L is the span (450 mm)

b is the actual beam with (125 mm)

d is the actual beam depth (450 mm)

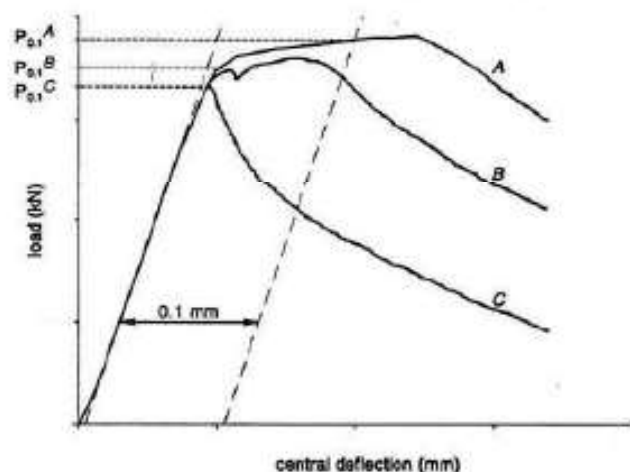


Figure 3. Determination of  $P_{0.1}$

## 2.9 Compressive Strength and Tensile Strength of Shotcrete

ASTM 1604/1604M standards include the requirements of obtaining core specimens in order to determine compressive strength and splitting tensile strength of shotcrete during pre-construction and construction. This standard is also useful to determine the thickness of shotcrete. The diameter of core specimens should be 75 mm for compressive strength test and the ratio of length to diameter should be between 1.9 and 2.1. If it is less than 1.75, a correction should be made to obtain compressive strength value. In order

to maintain representative moisture condition, cores should be bagged no later than one hour. If the surfaces of specimen are not flat, sawing is needed. They should be perpendicular to longitudinal axis. The end of specimen should be capped and tested in accordance with ASTM C39/C39M. Same moisture and test specimen specifications are valid for splitting tensile strength test.

Thickness of shotcrete can also be determined according to standards BS EN 14488-6:2006 and TS EN 14488-6. They are including the same requirements. Drill holes should be 600±50mm away from each other. Core sample may be used for determining compressive strength (EN 12504-1) and tensile strength of shotcrete (EN 14488-4).

Compressive strength test should be determined in accordance with EN 4012 due to EFNARC 1996. Minimum diameter of core should be 50 mm and the ratio of length to diameter should be between 1.0 and 2.0. Conversion factors to equivalent cube and cylinder strengths are presented in the standard. Also 60×60×60 mm cube can be used to determine compressive strength.

## 2.10 Compressive Strength of Early Age Shotcrete

Two methods are suggested by BS EN 14488-2:2006 and TS EN 14488-2: 2006-12 to determine early age compressive strength of shotcrete. They are penetration needle method and stud driving methods. Needle with specified dimension is penetrated into sprayed concrete to a depth of 15 mm ± 2mm. Resisting force is measured and compressive strength is estimated. Needle should have a diameter of 3 mm ± 0.1 mm and a tip with a taper angle of 60° ± 5°. In the second method, stud is driven into shotcrete with a specified depth and pulled out. Similarly, pull out force is measured and compressive strength is estimated. Test specimens should have thickness more than 100 mm. Tests should be repeated at least ten times. There is also a withdrawn standard of ASTM called C1398.

## 2.11 Fiber Content of Shotcrete

According to BS EN 14488-7:2006, TS EN 14488-7: 2006-10 and EFNARC 1996 standards, fiber content of hardened or fresh shotcrete can be determined. Hardened sample should have diameter between 50 mm and 100 mm where it has core length between 75 mm and 150 mm. Fresh samples should be weighted between 1 kg and 2 kg. Fiber content is a ratio of mass of fibers extracted from the sample to volume of the sample which is multiplied by 1000. So mass of fibers and volume of sample should be determined. Standards for determining volume of fresh and hardened shotcrete sample have been referred in BS EN 14488-7:2006, TS EN 14488-7: 2006-10 and EFNARC 1996 standards. Fibers should be extracted from hardened and fresh samples by mechanical or magnetic separation after crushing samples. Fibers should be dried before measuring their weight.

## 2.12 Bond Strength between Shotcrete and Rock

Bond strength between shotcrete and rock is an important interface property in shotcrete lining design. In order to determine bond strength, BS EN 14488-4:2005+A1:2008 and TS EN 14488-4+A1 standards suggest to use a core sample containing both shotcrete and rock with a diameter of 50 mm – 100 mm and a length of two times of diameter. In order to obtain accurate bond strength value, fracture should be at intersection after tension of core sample from both sides. Bond surface should be in the middle of the specimen. Curing period should be 28 days. The speed of tensile force should be  $0.05 \pm 0.01$  MPa/s. Failure force over cross-sectional area determines the bond strength between shotcrete and rock. According to EFNARC 1996, core diameter should be between 50 – 60 mm and loading rate should be 1.0 – 3.0 MPa per minute. Procedure of bond strength test according to EFNARC 1996 is shown in Figure 4.

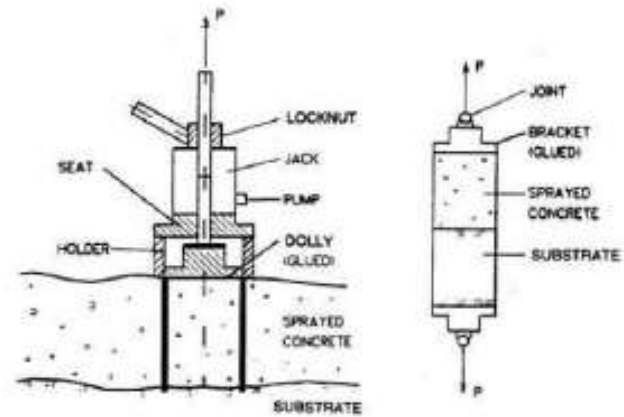


Figure 4. Procedure of bond strength test

## 2.13 Technical Specifications of General Directorate of Highways (GDH) in Turkey

Shotcrete is categorized into five groups according to technical specification report of GDH. They are structural shotcrete, shotcrete for short period reinforcement, shotcrete for reinforcement of rock media and sustainable excavation, shotcrete for surface enhancement and shotcrete for maintenance. Specifications are included both for dry and wet shotcrete application systems in GDH report. Recommended standards and acceptable limits for cement, mortar water and aggregate usage in shotcrete are referred in the specification report. Fibers are classified as steel fibers, synthetic fibers and recommendations are presented in report. They should not be longer than 0.7 times of internal diameter of spraying nozzle. Amount of fiber should be determined due to the parameters of energy absorption and rebound of shotcrete. Longer fibers are preferable in case of increasing energy absorption level, but rebound is increasing while fibers are getting longer. Admixtures such as plasticizers, retarders, hydration controllers, accelerators and mineral additives are also specified in GDH report. Standards and specifications related to additives are referred. Some performance properties should be evaluated due to specification report (GDH, 2006). They are;

- Maximum water/cement ratio
- Minimum amount of cement
- Tensile strength in bending



- Energy absorption capacity
- Initial compressive strength and change in compressive strength
- Permeability
- Water absorption property
- Bond strength between rock and shotcrete and bond strength with different layers of shotcrete

Some records should be taken during production of shotcrete periodically in order to maintain performance properties of shotcrete in specified levels. For this purpose, data such as cement type and its amount, aggregate type and their amounts, sieve analysis and granulometry, aggregate/cement ratio, fiber type and its amount, chemical and mineral admixtures and their amounts, water/cement ratio, slump and mixture temperature should be collected. Specified levels for performance properties of shotcrete are given in the report. Test standards in order to determine performance properties of shotcrete, which is referred by standards by GDH specifications, are listed in Table 3.

Table 3. List of tests standards referred by GDH specifications of in Turkey

Test	Referred Standard
Core sampling from shotcrete panel	TS EN 12504-1
Compressive strength and density	TS EN 12390-3
Tensile strength in bending and residual strength	EFNARC 1996
Plate test (Determination of energy absorption capacity)	EFNARC 1996
Bond strength	TS EN 1542
Permeability	TS EN 12390-8
Fiber Content	TS EN 14488-4+A1

### 3 DISCUSSIONS AND CONCLUSION

It is compulsory to perform tests according to standards for quality control of designed shotcrete linings. Design, quality control and development of shotcrete can be carried out

only if practitioners follow standards due to their usage purposes. Especially some mechanical properties can be determined by using standard tests such as compressive strength, tensile strength, adhesion strength between rock and shotcrete, early age strength of shotcrete, flexural strength both with beam and slabs. In order to perform these tests, proper samples should be prepared in accordance with standards for better comparison of their mechanical behaviors.

Adhesion strength between shotcrete and rock is an important parameter in shotcrete lining design. This interface property helps shotcrete lining and rock to work together. Stress distribution becomes non homogenous and applied stress on shotcrete increase where adhesion strength is low. The study of Malmgren in 2005 showed that low or no adhesion strength causes fallouts. So adhesion strength should be measured periodically in order to follow and model failure zones. It is also indicated in Malmgren's study that adhesion strength increases with increasing compressive strength. Kuctha carried out a study in 2002 about effect of water jet scaling on rock surfaces and he showed that this method increases the adhesion strength. As known, all mechanical properties of shotcrete are functions of time. The change of adhesion strength of shotcrete and rock by curing is investigated in Seymour's study (Seymour et al, 2010). This function may be very useful in designing of rock-support interaction. One can decide the application time of shotcrete, if he or she knows how the mechanical properties of shotcrete change by time.

Early strength performance of shotcrete is also important parameter. This test is necessary for time dependent support design models in advancing tunnels. NIOSH has developed new methods and portable test equipment which can be used at site. This testing equipment is also used on beams earlier than six hours (Clark et al. 2011).

Flexural strength and toughness play also critical role in especially after those of peak values where there is no adhesion (Barrett and McCreath, 1995). Some standard tests

are developed for evaluating flexural strength. However they have the same logic which measures the energy consumed for a certain deflection, they have some differences as in their sample dimensions. There is both lateral and longitudinal bending effect on shotcrete lining at tunnels and underground structures. Support conditions are dominated by rock bolts. This means that modeling static behavior of shotcrete lining is more realistic by using panels comparing to beams (Arioglu, 2008).

All standards and methods stated in this study need to be followed accurately for the best modeling and design of shotcrete lining with or without rock bolts in tunnels.

## KAYNAKLAR

- Arioglu, E., Yüksel A., Yılmaz A.O., 2008. Shotcrete: Information Pages – Solved Problems (In Turkish), Publications of Chamber of Mining Engineers of Turkey, p.97.
- ASTM C1116/C1116, 2010. Standard specification for fiber-reinforced concrete. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1140/C1140M, 2011. Standard practice for preparing and testing specimens from shotcrete test panels, American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1141/C1141M, 2008. Standard Specifications for admixtures for shotcrete, American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1385/C1385M, 2010. Standard practice for sampling materials for shotcrete. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1436, 2008. Standards specifications for materials for shotcrete, American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1480/C1480M, 2012. Standards specification for packaged, pre-blended, dry, combined materials for use in wet or dry shotcrete application, American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1550, 2012. Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (Using centrally loaded round panel), American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1604/C1604M, 2012. Standard test method for obtaining and testing drilled cores of shotcrete, American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1609/C1609M, 2012. Standard test method for flexural performance of fiber reinforced concrete (Using beam with third point loading), American Society for Testing and Materials.
- Barrett, S.V.L. and McCreath, D.R., 1995. Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach, *Tunneling and Underground Space Technology*, 10 (1): 79-89.
- BS EN 14487 – 2, 2006. Sprayed concrete – execution, British Standards.
- BS EN 14488 – 2, 2006. Testing sprayed concrete – compressive strength of young sprayed concrete, British Standards.
- BS EN 14488 – 3, 2006. Testing sprayed concrete – flexural strengths (first peak, ultimate and residual) of fiber reinforced beam specimens, British Standards.
- BS EN 14488 – 4: 2005 + A1: 2008. Testing sprayed concrete – bond strength of cores by direct tension, British Standards.
- BS EN 14488 – 5, 2006. Testing sprayed concrete – Determination of energy absorption capacity of fiber reinforced slab specimens, British Standards.
- BS EN 14488 – 6, 2006. Testing sprayed concrete – Thickness of concrete on a substrate, British Standards.
- BS EN 14488 – 7, 2006. Testing sprayed concrete – Fiber content of fiber reinforced concrete, British Standards.
- BS EN 934 – 5, 2007. Admixtures for concrete, mortar and grout, British Standards.
- Clark C.C., Stepan M.A., Seymour J.B., Martin, L.A., 2011. Early strength performance of modern weak rock mass shotcrete mixes, *Mining Engineering*, 2011, Vol. 63, No. 1, p. 54-59.
- EFNARC, 1996. European specifications for sprayed concrete, Experts for Specialized Construction and Concrete Systems, Surrey, UK.
- GDH 2006. Technical Specifications of Highways (In Turkish), General Directorate of Highways, Ankara, Turkey.
- Kuchta M.F., 2002. Quantifying the increase in adhesion strength of shotcrete applied to surfaces treated with high-pressure water. SME Preprint Number 02-35., SME Annual Meeting, February, Phoenix, AZ, USA.
- Malmgren L, Nordlund E., Rohund S., 2005. Adhesion strength and shrinkage of shotcrete, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 20, p.33-48.
- Seymour J.B., Martin L.A., Clark C.C., Stepan M.A., Jacksha R.D., Pakalnis R.T., Roworth M., Caceres C., 2010. A Practical Method of Measuring Shotcrete Adhesion Strength, SME Annual Meeting and Exhibit, February 28 - March 3, Phoenix, Arizona, preprint 10-137. Littleton, CO: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc., p.1-9.
- TS EN 14487 – 2, 2007. Sprayed concrete – execution, Turkish Standards.
- TS EN 14488 – 2, Testing sprayed concrete – compressive strength of young sprayed concrete, Turkish Standards.



- TS EN 14488 – 3, 2006. Testing sprayed concrete – flexural strengths (first peak, ultimate and residual) of fiber reinforced beam specimens, Turkish Standards.
- TS EN 14488 – 4 + 1, 2009. Testing sprayed concrete – bond strength of cores by direct tension, Turkish Standards.
- TS EN 14488 – 5, 2006. Testing sprayed concrete - Determination of energy absorption capacity of fiber reinforced slab specimens, Turkish Standards.
- TS EN 14488 – 7, Testing sprayed concrete – Fiber content of fiber reinforced concrete, Turkish Standards.

# The Role of MII Module on Niayesh Tunneling Project East Side

S.B. Malekzadeh, K. Shahriar, S.H. Khoshrou

*Amirkabir University of Technology (Polytechnic), Tehran, Iran*

**ABSTRACT** NIAYESH tunnel, as longest urban transportation tunnel in the Middle East, encounters a wide range of challenges. This tunnel has been divided into four excavation methods (Modules). Each module was selected according to important tunneling parameters, such as geotechnical, traffic, and etc. After selecting of each modules, the pattern of excavation stages, installing support and instruments were cleared. In this paper a new module has been designed and used according to challenges and problems extracted from 2lane modules (named Module III-2B and T). On the other hand the new module (named MII) was designed according to monitoring results and back analysis operation. This new module, because of difficulties of mentioned previous modules such as excavation process difficulties, installing supports, wasting time and monitoring challenges was used instead of them. The results show that the new module had several advantages such as quick excavation process rather than previous and reducing deformations.

## 1 INTRODUCTION

Today, tunneling and underground spaces are parts of sustainable development for all metropolises. Tehran as a metropolis has several road and metro tunnels such as NIAYESH tunnel as longest urban tunnel in the Middle East. Excavation of this tunnel leads to reduce traffic problems which are the main reasons of wasting internal traveling time and its costs. On the other hand NIAYESH tunnel will be effective if the excavation process has been done with minimum time and cost wasting. In this paper, the role of a new module, MII, has been explained which has positive effects on excavation process time and related costs. This module has been designed by monitoring results and monitored to be tested about its interactions between excavation and main displacement such as settlement or internal convergence.

## 2 NIAYESH TUNNEL CHARACTERS

### 2.1 General condition

NIAYESH tunneling operation has been started by 3 access workshops which have developed to 5 accesses during excavation. During tunneling excavation of NIAYESH project some problems such as underground inflow water, underground gutter channels, ancient rivers, boulders and QANATs have been occurred. These problems make some difficulties during excavation process of main tunnels. Also underground water flow was a negative item for transportation and installing support systems.

### 2.2 Geological condition

The Greater Tehran Area is located at the foot slope area of the ALBORZ Mountains, which form part of the Alps-Himalayan Zone. Regarding to basic and fundamental



investigations, geological information have been considered and improved according to boreholes, test pits, geological maps, old geological reports, field studies and series of aerial photos. Four formation have been detected which were named A, B, C and D formation. "A" formation was the oldest and B, C and D will be younger in Tehran alluvium.

### 3 OLD MODULES

Figure 1 shows some old modules used for NIAYESH tunneling project (just for 2lanes). As the figure shows, in 2lane modules with 14 meters width, there were 2 modules which supposed to be used and all of them included of 4 stages of excavation (Top-east side, Top-west side, Benches and invert). Each stage was excavated as a drift and Installing supports and instruments have been done independently. Therefore the tunneling process was unacceptably slowly.

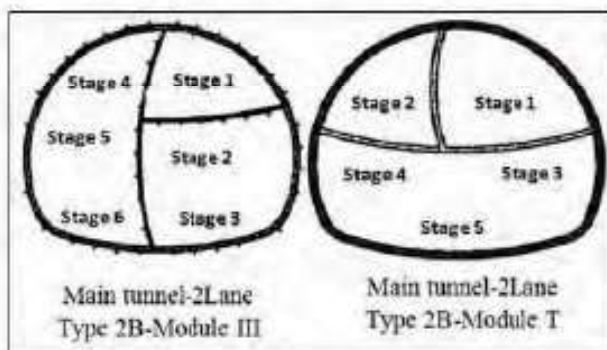


Figure 1. Old modules for 2lane parts

### 4 A NEW MODULE DESIGNING

According to previous section there were several drifts for process of excavation due to mentioned modules which made the process a wasting time and costs operation.

On the other hand a new module must be designed according to the mentioned challenges induced by previous modules. In this way, a new module, named MII module, has been designed according to back-analysis operation. Figure 2 shows geometrical condition of module 2B used for back analyzing operation. The new geotechnical

parameters such as  $E$  (GPa),  $C$  (KPa) and  $\phi$  (Degree) have been modified according to back analysis/monitoring results and used for analyzing the new module (Table 1). After modification of geotechnical parameters, modeling the new module, MII module, has been modeled due to its process as below:

- 1- Full TOP excavation
- 2- Installing supports (For Top section)
- 3- Excavating benches
- 4- Installing supports (for benches)
- 5- Completing the ring of tunnel (Invert)

The new module included just 3 stages (Top, Bench and Invert) and the modeling results show that this new excavation method will be successful theoretically. A cross section of MII module has been presented in Figure 3.

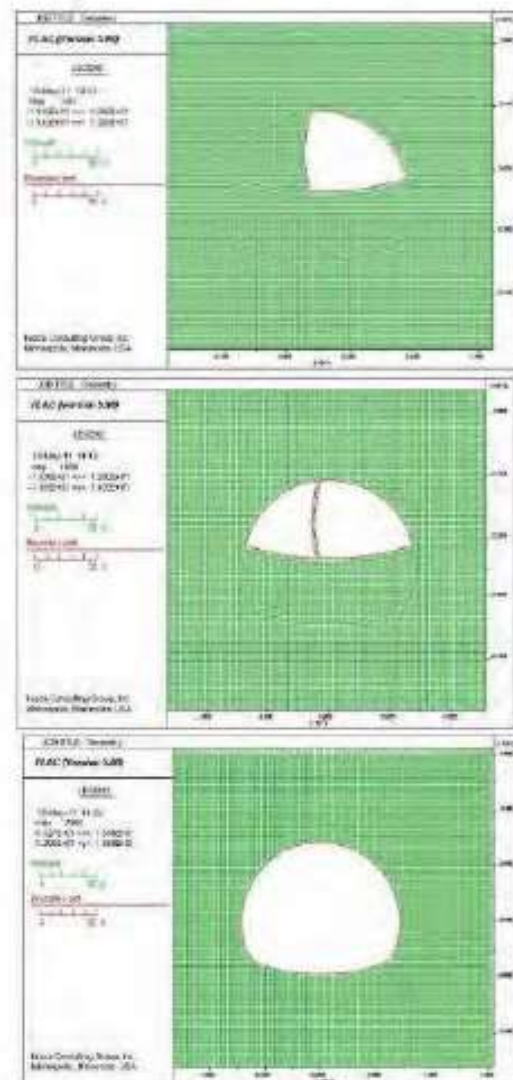


Figure 2. Geometrical condition of modeling for module 2B



Table 1. Old and new geotechnical parameter due to Back-analyzing results

	Old I Parameters	New I Parameters
$\phi$ (deg)	35	35
C (KPa)	35	35
$\nu$	0.3	0.3
E (MPa)	80	1000-1200
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1800	1800

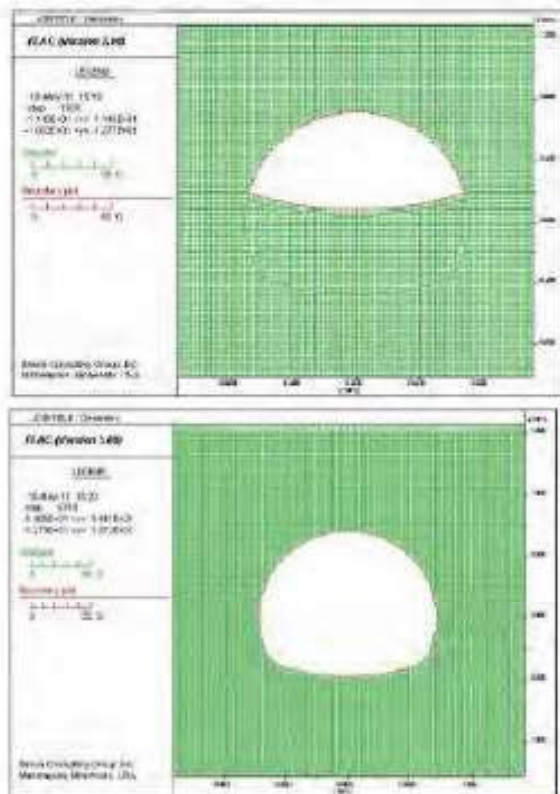


Figure 2. Cross section of MII module (new designed and modeled module for NIAYESH tunneling project – 2lane section)

## 5 MONITORING OF MII MODULE

Monitoring operation has been done for validation of stability of MII module. In NIAYESH tunneling project, more than 200000 reading have been done for monitoring operation during excavation process. Geodetic points (prisms) and convergence stations are some parts of instrumentation in main tunnels. Also at the surface some instruments such as settlement points, Building Settlement Points (BSPs), Ground Settlement Points (GSPs), Extensometers, Tilt meter and Crack meter. Reading of mentioned instruments have been

done according to monitoring plan, excavation progress and unusual interactions between ground movement and tunneling operation. All of monitoring results show that displacement during excavation in MII module was acceptable. Convergence displacement and settlement induced by excavation due to using MII module have been show by Figure 4 and Figure 5. According to settlement induced by excavation during NIAYESH tunneling project, the amount of subsidence was a function of geological formation, level of underground water, overbreaks and ancient rivers as a major factor and the method of excavation or used modules has lowest effects on surface settlement. This is the reason why Figure 5 shows high settlement displacement. Figure 6 show all ancient rivers identified by aerial photos related to 1956's decade.

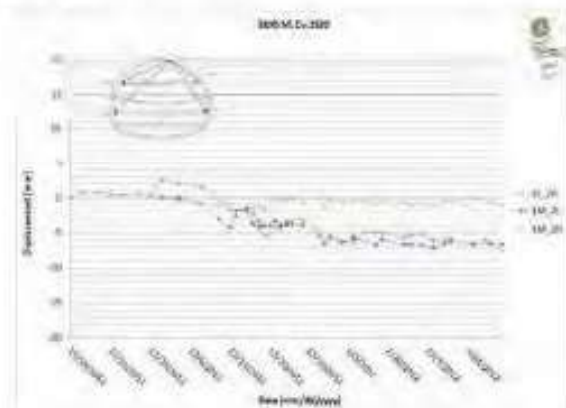


Figure 3. Convergence displacement due to using MII module

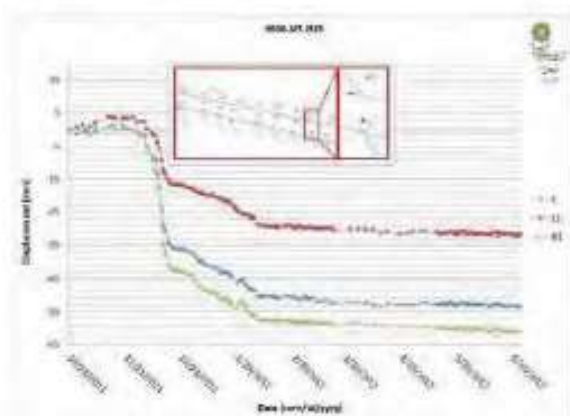


Figure 4. Surface settlement induced by tunneling affected by an ancient river in NIAYESH tunneling project



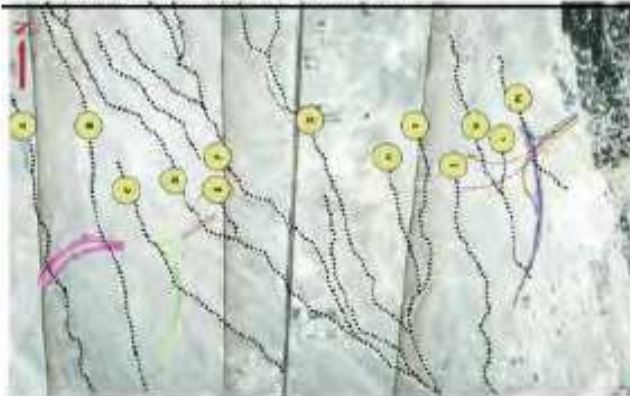


Figure 5. All ancient rivers identified by aerial photos and touched by NIAYESH tunnel (prepared: 1956)

## 6 ADVANTAGES OF MII MODULE

Advantages of using this module have been presented as bellow:

- Reduction of lattice's weight from 1175 Kg to 1151 Kg
- Reduction of shotcrete thickness from 35 cm to 32 cm
- Low internal and external deformation problems
- Excavation of Top and bench sides at a same time
- Reduction of excavation time (about 9%) and finishing the excavation 1 month before dead line.
- Monitoring the tunnel by less instruments (Because of reduction of drifts)
- Reduction of monitoring challenges such as installing instruments, reduction of lost instruments, reading process of instruments, analyzing of monitoring data and required operators.
- More area for operators and equipment such as excavators and increasing the accuracy of excavation.
- Reduction of overbreak which was a main reason of surface settlement, losing shotcrete and wasting time for filling operation.
- Convenience in providing lattices for all parts of MII module
- Convenience in installing supports for operators
- Better controlling process for underground water challenges

## 7 CONCLUSION

Monitoring the challenges of previous excavation methods during tunneling operation led to design a new module which improved time schedule of project about 1 month without any deformation challenges. This new excavation process has been created according to monitoring data which were used as a basic point. After back analyzing of previous high-challenges modules such as 2B module, geotechnical parameters have been modified. Due to operator's idea, a new module has been created, named MII. The new module has been modeled according to modified geotechnical parameters to be validated for excavation process. After using MII module, the results of monitoring operation such as geodetic points, convergence stations and settlement points show that mentioned module could be used as a safe, costless, and quick excavation process. Also this module was user friend for all operators who have to face to several challenges due to previous modules such as 2B. Finally using the new module (MII) led to cost reduction of tunneling project and multiplicity of excavation process and stages.

## REFERENCES

- Malekzadeh, S.B., Shahriar, K., Khoshrou, S.H., 2012. Investigation on ancient rivers and its efficiencies on soft soil tunneling – NIAYESH tunneling project, *World Tunnel Congress*.
- Attar, A., Hosseini, M.F., Malekzadeh, S.B., Shahriar, K., 2013. An optimized numerical back analysis to identify geotechnical parameters, *Tunnelling in Mediterranean Region*, Porec, Croatia.
- Karimi, E., Uromiehy, A., Malekzadeh, S.B., Abri, R., 2013. Consideration of alluvial deformation parameters by insitu field tests, *First Geology Conference of Iran Plateau*, Kerman, Iran.
- Bolghonabadi, R., Hosseini, M.F., Malekzadeh, S.B., Shahriar, K., 2013. Effects of excavation sequences on surface settlement in New Austrian Tunneling Method (NATM), *Tunnelling in Mediterranean Region*, Porec, Croatia.
- Naddaf, M., Hosseini, M.F., Malekzadeh, S.B., Shahriar, K., 2013. Effects of ancient rivers on surface settlement in New Austrian Tunneling Method (NATM), *Tunnelling in Mediterranean Region*, Porec, Croatia.

- Malekzadeh, S.B., Shahriar, K., Khoshrou, S.H., 2012. Geological consideration on tunneling operation in alluvial condition - case study: NIAYESH tunnel, *Dam and Tunnel Conference and Expo - DATEX 2012*, Tehran.
- Dasari, G.R., Rawlings, C.G., Bolton, M.D., 1996. Numerical Modelling of a NATM Tunnel Construction in London Clay, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, London, UK, pp. 491-496.
- Dunnicliff, J., 1993. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, New York: J. Wiley and Sons Inc.
- Kavvadas, M., 2005. Monitoring ground deformation in tunnelling: Current practice in transportation tunnels, *Engineering Geology*, pp 93-113.
- Kovari, K.A., 1993. Decision making in tunnelling based on field measurements, *Comprehensive Rock Engineering*, vol. 4, pp 571-606.
- Yoshimura, H.Y., 1986. Analysis and monitoring of the Miyana Railway Tunnel constructed using the New Austrian Tunnelling Method, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics*, pp. 67-75.
- Kovari, K., 1994. On the existence of the NATM: erroneous concepts behind the New Austrian Tunneling Method, *Tunnel*, 16-25.
- Moraes, A.H., 1999. *Three-dimensional numerical simulation of tunnels excavated with NATM*, MSc Thesis, University of Brasilia, Brazil Muniz.
- Junior, A.H.M., De Assis, A.P., 2004. Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations, *Tunnelling and Underground Space Technology*, pp. 283-293.
- Parreira, A.B., Azevedo, R.F., 1994. Numerical simulation of tunnels excavated in soils using NATM, *The 3rd Brazilian Symposium on Underground Excavations*, pp. 241-254.





# Monitoring Solutions for Risk Management during Construction of Underground Infrastructure

N. Poitrineau

*Central, Eastern & Oriental Europe General Manager, SOLDATA, Bucharest, Romania*

**ABSTRACT** Construction of infrastructure projects, in particular of underground structures, metro lines and tunnels, represents a real risk for the existing structures and surroundings. This risk may be considerably increased if the construction is carried out under complex geological conditions with the presence of structures having important historical value. In such conditions, every factor shall be taken into consideration in order to prevent any unexpected damage. The risk management starts at design phase by carrying out solutions to identify the potential risks linked to the soil, environmental and existing structures conditions. During construction phase, a complete range of traditional solutions combined with innovative ones is the best combination to reduce the identified risks. SOLDATA offers a full range of customized solutions dedicated to risk management that led to the successful completion of underground infrastructures such as the Budapest Metro line 4 construction (Hungary), Lefortovo tunnel in Moscow (Russia) and many other.

## 1 INTRODUCTION

Construction of strategic infrastructure projects, in particular of underground structures, metro lines and tunnels, represents a real risk for the existing structures and surroundings. This risk may be considerably increased if the construction is carried out under complex geological conditions with the presence of neighboring residential buildings or/and structures having important historical value. It is fraught with serious consequences for the buildings as well as for the surrounding urban environment. In such conditions, every factor shall be taken into consideration in order to prevent any unexpected damage.

Under these circumstances, an efficient and reliable information system becomes the key decision making tool for control and risk management contributing to successful realization of the construction.

The risks related to the construction of new metro lines, tunnels and other infrastructure in dense urban environment and complex geological conditions shall be investigated at the very beginning of the construction project and the main concerns shall be defined:

- Influence of the chosen method of construction of the underground structure (open trench, shield method, combined one or N.A.T.M.);
- Presence of high level groundwater table and/or deep ground waters;
- Presence of surrounding buildings and structures;
- Presence of underground pipelines, neighboring underground structures;
- Geological conditions (water saturation, type of soils: alluvial and loam soils, soft clays, rock mass, etc.);
- Vibration level and neighborhood noise level;



- Environment impact (air and water pollution, dust, etc.);
- Other technical particularities of the construction methods (design specifications, maximum allowable deformations and loads, etc.).

The above mentioned factors shall be determined and strictly evaluated in order to develop an appropriate monitoring program taking the following aspects into consideration:

- All the project participants have access to the appropriate data to be able to analyze and manage the risks related to the construction processes and to any change in the natural environment and surroundings;
- The construction is led in full conformity with the design specifications;
- The construction methods are adjusted in case of any unforeseen development of the situation;
- The impact of the construction works on the surrounding buildings and structures is carried out within the limits of the specified criteria;
- The construction is realized on time and within the budget;
- The environmental impact of the construction is minimized.

## 2 PRELIMINARY PHASE: ELABORATION OF A MONITORING PROGRAM

The design of the monitoring system shall be developed based on the construction design technical requirements, results of geological investigation and any other relevant information.

At the preliminary stage, prior to starting the construction works, it is important to identify potential risks related to the construction.

At this stage, the detection methods play a key role allowing the stakeholders to assess such risks. For this purpose, the following methods can be used (Fig. 1):

- Geophysical investigations
- Noise and vibration expertise

- Large scale settlements monitoring using radar satellite.



Figure 1. Barcelona metro line 9: monitoring of hydro-geological parameters and of the existing infrastructure during the construction of 43 new stations of new line in soft soils

### 2.1 Geophysical Investigations

Geophysical investigations shall be carried out to determine the real nature of the soil conditions as well as the existing structures located inside the influence zone of the future construction works (infrastructure diagnosis, foundation performance assessment, hydrogeological and geological surveys).

Several geophysical methods are available. It could consist of georadar (Fig. 2), microgravimetry, nondestructive testing, cross hole sonic measurements, in-situ permeability measurements, electrical panels (Fig. 3), etc. In addition to the above mentioned technologies, SOLDATA has developed a unique patented technique which provides additional information of the ground conditions up to 5 m from the axis of an existing investigation borehole. This method is called Electrical Cylinder.





Figure 2. Georadar survey

## 2.2 Noise and Vibration Monitoring

A noise and vibration expertise shall be carried out to evaluate the impact of the construction during and after completion. This expertise shall be done by experienced specialists in acoustics and vibration who shall also have a broad range of know-how in civil engineering, urban and industrial projects. The expertise shall include noise and vibration risk assessment impact on the environment, proposed solutions for noise and vibration mitigation, consultancy and communication tools, all together to facilitate the design, decision making process and communication aspects with all the parties involved.

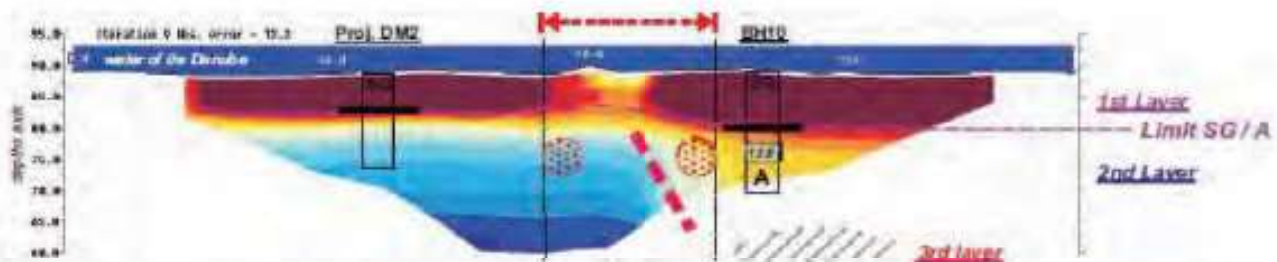


Figure 3. Electrical panel measurements section under the Danube before Budapest metro line 4 construction

Among the above mentioned services, at the very early stage of the construction of the underground infrastructure, in addition to the expertise, manual noise and vibration surveys and/or real-time noise and vibration monitoring can be done. A predictive model and calculations as well as a large scale noise map can be produced.

## 2.3 Radar Satellite Study

In order to evaluate the behavior of the city before starting the construction works, a preliminary study of the settlements can be performed using radar satellites images.

SOLDATA has developed a unique innovative solution called ATLAS. Atlas is large scale detection and monitoring technology being as well a cost-effective solution that enables detection and monitoring of the linear and non linear deformations of large urban territories. It can

be used to detect settlements along the future metro lines and tunnels. This technology is based on RPinSAR interferometry method using the images provided by the radar satellite that captures an image of the earth surface by emitting a radar wave and recording the reflected echoes. The particularity of this technology lies in the fact that Atlas allows the combination of the available ground land-surveying data with the results obtained from the satellite images which leads to the improved accuracy of the measurements ( $\sim \pm 3$  mm), (Fig. 4).

Additional advantage of this technology is that it allows the performance of past studies on the chosen territory based on the available archive images. This enables to get a global picture of the evolution of linear and nonlinear motions of the surveyed territory over time (see the density of the results obtained in the following picture), (Fig. 5).





Figure 4. 3D graphical data visualization of the noise mapping parameters for Budapest city before starting the 4th metro line construction

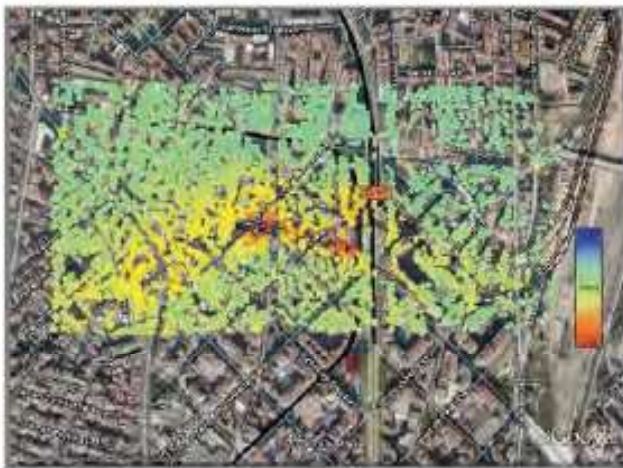


Figure 5. Identification of the real zone of influence during the Toulon South tunnel construction (France)

Based on the preliminary phase results, the potential geological and geotechnical risks are identified. A zone of influence (ZOI) shall be determined taking into account those risks and the project characteristics (tunnels and stations size and depth, phasing, excavation technologies, etc). A detailed survey of the buildings and existing structures located inside the ZOI shall be performed out to produce a classification showing the level of risk for each of those buildings or structures.

Taking the above aspects into consideration, a detailed monitoring program including solutions based on the following non-exhaustive list of elements shall be prepared:

- Monitoring of the surrounding buildings and structures, 3D deformation
- Monitoring of the roads and pavements settlement
- Monitoring of the vertical and horizontal underground displacements of soil layers
- Monitoring of the careens and cracks of the buildings and structures
- Monitoring of the water table and underground pore pressure
- Monitoring of the under construction structures: strain in tunnel lining and props
- Monitoring of the deformations of the tunnel lining and face.

### 3 CONSTRUCTION PHASE: MONITORING SOLUTIONS

#### 3.1 Monitoring of Surrounding Buildings and Structures, 3D Deformation

3D deformation monitoring of residential buildings, non-residential blocks and surrounding structures located inside the ZOI can be carried out by automated land-surveying systems called “Cyclops” (see the principle scheme of operation of the system on Fig. 6).



Figure 6. Principle of operation of land-surveying system Cyclops

Land-surveying system Cyclops consists of high precision robotic total stations, optical prisms and special software piloting the robotic total station (RTS) connected to a processing server to perform the least square 3D calculation in order to determine the X, Y, Z coordinates of the measuring points. The measuring points consist of optical prisms which are fixed onto the surface of the monitored structures (for example: buildings, structures, etc). For every measured point, in order to perform the least



square adjustment calculation to transform the measured angles and distances into 3D coordinates, several reference points are installed onto buildings outside the ZOI. Those references are considered stable and are used to re-calculate, in real time, the RTS position.

Several Cyclops can work together as a group. This configuration is always recommended for metro or large urban tunnel projects since the ZOI is usually quite large and every Cyclops cannot sight enough or/and spatially well distributed reference points. In this case, several Cyclops are connected together and sight reference points from both sides and outside the ZOI. The Cyclops which is part of a group shares the stable points and the point coordinates calculation is done as a single unit (Figs. 7 and 8).

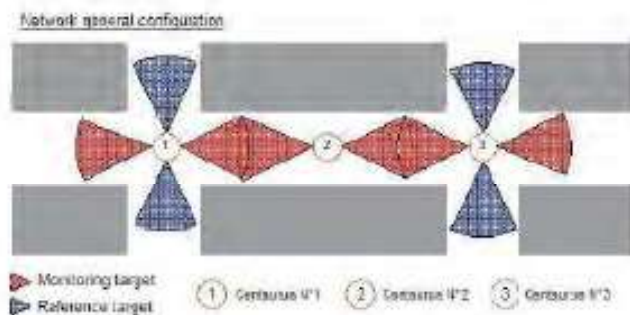


Figure 7. Illustration of a group of RTS (C2 cannot sight any reference but is sharing the references from C1 and C3)



Figure 8. Several RTS working as a group on the street in Amsterdam above the future metro line Noord-Zuidlijn

Accuracy of the Cyclops system is 1 mm at 150 m.

Cyclops system can also be used inside running tunnels for automatic deformation monitoring during the construction process when the project crosses an existing running line without disturbing the traffic (Fig. 9). It can also be used for automatic convergence measurements of the tunnel.



Figure 9. Automated geodetic system Cyclops performing 3D real-time measurements in running tunnel

In addition to the Cyclops solution, when it is not possible to install optical prisms, high precision liquid leveling system can be installed inside or outside the buildings. The liquid leveling system is an alternative solution to measure differential settlements to avoid potential destruction of the foundations (bearing constructions of buildings or structures). The sensors of the system shall be installed in planar surface at the basement of the monitored structure and are connected with pipes full of liquid by forming a system of connected vessels. The principle of the system lies in following: the change of the level of one of the sensors leads to the change of the liquid level in the overall system. The settlements of the sensors are compared with the level of liquid of the reference reservoir that is installed outside the ZOI.

Another alternative solution to monitor differential settlements inside the structures is to install a chain of automated tilt beam sensors (electrolevels). This kind of sensors will allow the parties to get high precision data on settlement profile(s), (Fig .10).





Figure 10. Chain of electrolevel sensors to monitor the longitudinal deformation of a tunnel



Figure 11. Artificial network of measuring points to control settlements of the roads above the tunnel construction

### 3.2 Monitoring of Roads and Pavements Settlement

The principle of operation of the automated land-surveying system called “Centaur” is similar to the Cyclops. However, in addition to optical prism measurements, Centaur system is able to perform automatic continuous monitoring of the settlements of the neighboring territory, roads and pavements. Centaur system uses reflectorless RTS. This measuring method doesn’t require any point to be installed on surfaces. The measurements are performed using the built-in laser of this type of RTS. The advantages of the Centaur system are multiple:

- No need to stop the traffic
- No human error
- No point to install
- No human at risk due to traffic
- Continuous monitoring
- High quality and quantity of data
- Possibility of real-time alarms.

High precision Centaur system is the most efficient solution when high frequency settlement measurements of surfaces above the future metro lines, tunnels, etc are required (see the picture above).

### 3.3 Monitoring of Vertical and Horizontal Underground Displacements of Soil layers

Monitoring of vertical and horizontal displacements of soils during tunnels and stations excavation can be realized thanks to ground inclinometers and extensometers, (Fig. 11).

The inclinometer boreholes can be installed near the excavation or inside the retaining walls in order to get information about the horizontal displacements of the retaining wall from its vertical position. The inclinometer measurements can be automated or manually performed.

In order to monitor the vertical displacements (settlement or heave) of the soil layers, multi-points borehole extensometers can be installed. This type of extensometer measurements gives information about the linear displacements of the soil layers on different levels where the anchors have been placed.

### 3.4 Monitoring of Careens and Cracks of Buildings and Structures

Monitoring of the careens and cracks can be done using crack meters. They can be manual or automated sensors.

The crack meters are installed to measure the change of the cracks width during the construction process (Fig. 12). This type of sensors can be used in buildings as well as in existing structures inside the ZOI.

### 3.5 Monitoring of the Water Table and Underground Pore Pressure

Geotechnical monitoring of the water table and pore pressure in soil during the construction of new underground structures is performed using open standpipe piezometers or pore pressure piezometers.





Figure 12. Crack meter performing continuous measurements of the crack opening

The measurements can be manual or automated. (Fig. 12). For automatic measurement, each piezometer is equipped with an electrical sensor to measure the pressure. This type of measurement shall be used around the metro station during dewatering works to keep a close control of this sensitive activity.

### 3.6 Monitoring the Under Construction Structures: Strain in Tunnel Lining and Props

To monitor the strain, pressure and load applied on tunnel lining, a system of different sensors can be installed and automated.

Monitoring of the strain evolution in concrete lining and in the props can be performed thanks to the embedded or surface strain gages. This kind of sensor measures the relative micro deformation of the structure.

The effect of the pressure of the soils and rock masses applied on the tunnel lining or the pressure appearing between two segments of tunnel lining can be measured by pressure cells. It gives information about the earth pressure on the concrete structure of tunnel lining and allows detection of the

critical area on the lining where pressure is too high compare to the prediction.

Where cut and cover method or N.A.T.M. is carried out, the load applied on the anchors can be monitored in real time by installing load cells.

When automatic real-time monitoring is required, the sensors are connected to a data logging system which collects, stores and sends the data to a centralized database.

The manual measurements can also be transferred to the same database in order to centralize all the information into a single hub. The centralization of the information is a key issue for the investors, contractors and consultants to analyze all the data and project factors to be able to take appropriate decisions.

## 4 SURFACE DEFORMATION MONITORING STRATEGY

The experience in urban tunnel monitoring projects shows that the predicted ZOI represents a well calculated approximation but the practice shows that it doesn't correspond to the exact ZOI appearing during the construction phase.

Nowadays, the inhabitants and investors are very concerned about the potential risks linked to the construction of underground urban structures as a new metro line. The investor must take care of the project budget and, at the same time, demonstrate to the public that the risks are well evaluated, managed and mitigated as much as possible. This situation obliges the monitoring contractor to develop new techniques and new measuring strategies in order to notice any upcoming critical situation and give early warning.

SOLDATA recommends the following surface deformation monitoring strategy: to use several monitoring solutions and adapt the measuring frequency to the project phase as the right combination to guarantee the best ratio quality vs. cost of a monitoring system. (Fig. 13).

During the basis monitoring period, several months before the excavation period starts, the frequency of the measurements can be



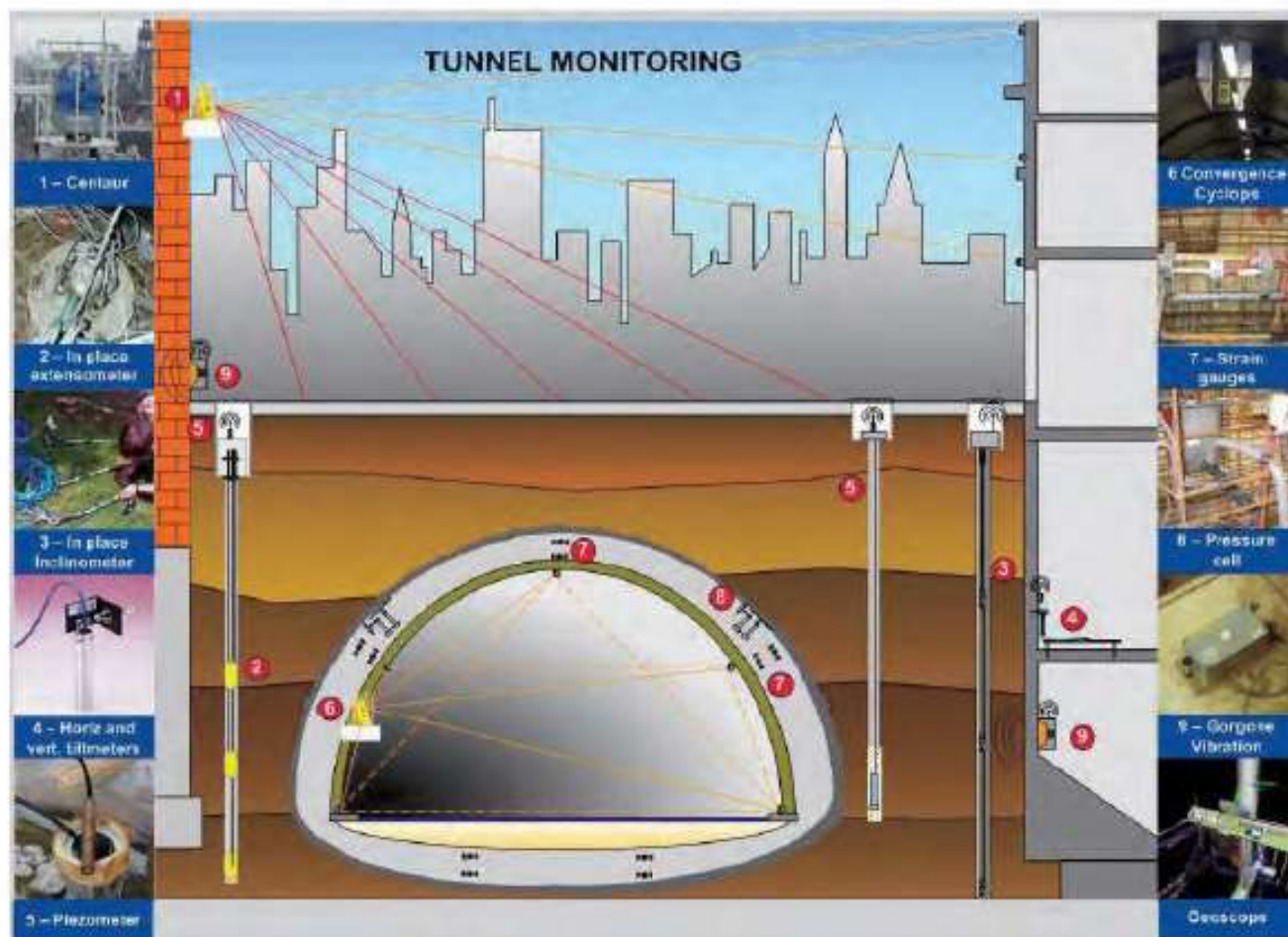


Figure 13. Illustration of the monitoring solutions range

quite low. The radar satellite monitoring solution (ATLAS) is well adapted to determine the natural behavior of the area and shall be carried out during the complete construction period. The frequency of the measurements can be between once per month to every 3-4 months. This solution can be combined with several manual leveling surveys to get a good zero measurement of the area.

Just before the excavation period starts, the frequency of the manual leveling measurements shall be increased and the automatic system shall be started in order to get good base readings. ATLAS technology measurements can be recommended to be still performed as a detection solution.

The excavation phase represents an active monitoring period and the automatic systems shall produce real-time data (minimum hourly) to notice any significant changes and risky situation. The automatic alarm system shall be operational. The manual leveling

surveys shall be used as back-up of the automatic monitoring system. They are also necessary where automatic measurements cannot be performed (back yards, hidden buildings, etc). ATLAS measurements can be used to compare the real ZOI with the predicted one and, if necessary, to adjust the monitoring program.

During the consolidation phase (close out monitoring), when the results become stable, the automatic system can be removed. Only the manual leveling surveys can still be carried out on a lower frequency to get the final measurements. ATLAS measurements can also be used to verify if there is no more deformation at a large scale. (Fig. 14).

Applying the above monitoring strategy is the optimized solution for surface deformation monitoring in order to reduce significantly the risk of damage.



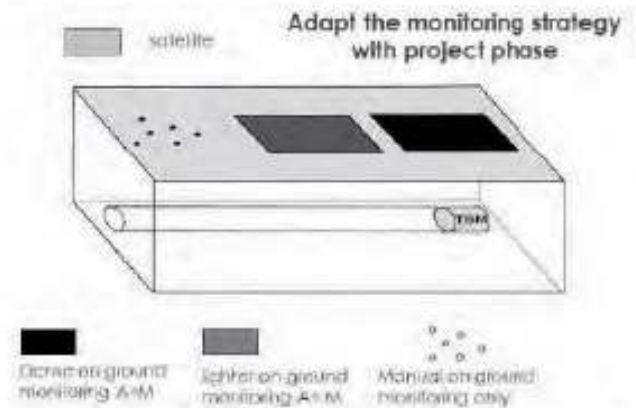


Figure 14. Monitoring strategy and project phase

## 5 DECISION MAKING TOOL AND OBSERVATIONAL METHOD

As already mentioned, the key issue for a large construction project lasting several years is to be able to centralize the information and data.

Many information software's are available on the market. But most of them are dedicated to one application. For example, to manage the TBM data or to manage the monitoring data or to manage the geological reports, etc.

SOLDATA has developed centralized data management software to become a unique and single hub for all type of relevant information for a construction project like a metro.

GEOSCOPE software is a powerful decision making tool which allows acquisition, storage, remote access, data visualization and automated alarms.

GEOSCOPE was developed to facilitate the analysis and management of data collected throughout any project. It has been continually enhanced for more than a decade. It is used on many projects throughout the world. It enables real-time data from any type of automatic sensor, manual survey data, and related documentation from different fields of expertise to be stored, correlated, presented and managed within a single management software package. The information can be shared with multiple password protected users; user access levels

can be set up and breached trigger values can automatically alert the appointed users.

GEOSCOPE benefits as a management tool:

- A powerful, proven and reliable database management tool already used on major sites.
- An intuitive, easy-to-use interface to visualize, filter and analyze the data in real time from different graphic layers on the site map.
- Relevant visualizations and data are given following the user's field of activity and rights to preserve confidentiality on critical data.
- Proven high level of security and confidentiality with the possibility to share the data with more than a hundred users simultaneously.
- Continuous developments and upgrades: GEOSCOPE continuously benefits from "cross-fertilization" from our other projects throughout the world and our team of full-time software engineers in SOLDATA's head office in Paris.
- Peck prediction module: the Peck prediction feature is a powerful analysis tool to indicate in 'real-time', in advance, the settlement of followed points along the estimated Peck curve given by the tunnelling contractor. This enables improved vigilance and reaction of the construction team along the project by checking the settlement trend well before the basic thresholds are exceeded. This tool is used on the Toulon South tunnel construction site and gives very reliable data. Many reinforcement and compensation grouting programmes have been successfully executed on this project following these predictions.

GEOSCOPE comprises a package of fully integrated modules which enables a wide range of applications. The combination of different modules is included for each project to cover specific requirements, in terms of information access management and report formats. GEOSCOPE is currently used on many underground urban projects worldwide: London XRail, Barcelona,



Budapest, Bucharest (Figs. 15, 16, 17), Hong-Kong, Seattle, etc.

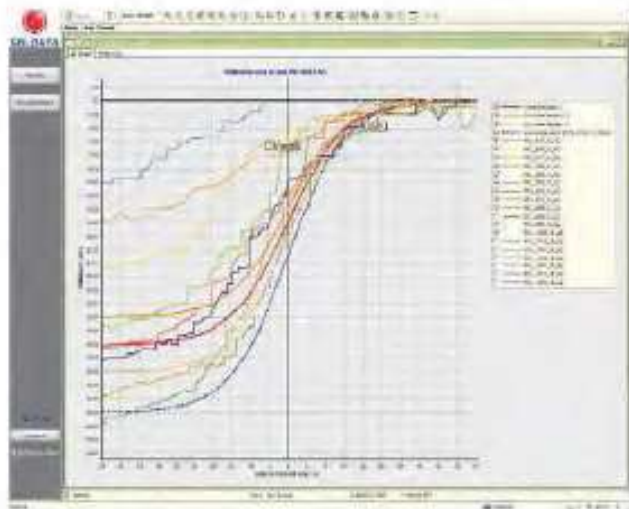


Figure 15. Peck prediction module on Toulon South Tunnel construction (France)



Figure 16. Real-time data visualization on Bucharest new metro line construction project



Figure 17. Real-time measurements results for X, Y, Z coordinates for the buildings inside the ZOI

## 6 CONCLUSIONS

For large underground infrastructure project, the risk management is one of the key factor which leads to successful completion of such a project. The risk management starts at design phase by carrying out solutions to identify the potential risks linked to the soil, environmental and existing structures conditions. From this preliminary phase, a detailed monitoring program shall be prepared including all necessary solutions adapted to the level of identified risks.

A complete range of traditional solutions (manual leveling, manual inclinometer surveys, etc.) combined with innovative ones (automatic 3D monitoring, ATLAS, etc.) is the best combination to reduce the risks.

The advantage of the monitoring strategy proposed by Soldata is not to get a lot of data that is not a risk proof guarantee but to provide our clients with smart solutions and tools for quick and global analysis. The tool that helps performing a global analysis is a centralized database for managing all type of data accumulated during the project life.

SOLDATA offers this full range of customized solutions that are fully dedicated to risk management and already led to the successful completion of underground infrastructures such as the Budapest Metro line 4 (Hungary), Noord-Zuid lijn metro in Amsterdam (The Netherlands), Barcelona Metro line (Spain), London Jubilee Metro line (UK), Toulon South road-transport tunnel (France), Lefortovo tunnel in Moscow (Russia), etc.

## REFERENCES

- Le, Roy, R., Molitorisz, P., Gereb, G. (Soldata), Geotechnical, acoustical and hydrogeological monitoring of the Budapest M4 line. *Travaux*, Feb., 2007.
- Anonymus, 2010. Keeping a close eye. *New Civil Engineer*, 19-26.08.10, p. 42.
- La Fonta, J.G. (Soldata Group, France), Liu, R. (Soldata Asia, Hong Kong), 2005. The role of real-time instrumentation in large infrastructure projects.
- Kettle, C., Totty, R.J., Mac Lachlan, P.V., Hamelin, J-P. (Bachy – Soletanche), 2008. King's Cross, Des passages souterrains sous haute protection. *Travaux* N°853, June, pp. 55-66.

# Tunnel Ventilation System Selection (TVSS) During Fire Emergency by Hierarchical Preference Voting System (HPVS) Case Study: Galaje Tunnel

Behzad Niknam, Kourosch Shahriar, Hassan Madani  
*AmirKabir University of Technology (Polytechnic), Tehran, IRAN*

**ABSTRACT** Fire accidents in tunnels have been a big challenge for emergency ventilation systems. Despite the existence of different methods for tunnel ventilation during emergencies, the optimum ventilation system selection among the alternatives, considering operative factors such as economic, managerial, technical, fire and ventilation system interaction factors was very difficult. Multi attribute decision making was the best way to solve the tunnel ventilation system selection (TVSS) problem during fire emergency. In this paper, the Hierarchical Preference Voting System (HPVS) was used to solve the TVSS problem for Galaje tunnel and this method solves the problem in two stages. In the first stage, weights of criteria are calculated and in the second stage, alternatives are ranked with respect to all criteria. This method has two main benefits with respect to other MADM models which were reduced judgment uncertainty and determined reliable criteria weight with less effort by the Data Envelopment Analysis (DEA) model. According to analysis, longitudinal ventilation with a central exhaust shaft (LVWCES) was the best option for Galaje tunnel ventilation during a fire. LVWCES minimizes ventilation and fire parameter interaction and has sufficient performance based on economic, managerial and technical factors.

## 1 INTRODUCTION

Tunnel fires are always a challenging task for researchers and tunnel operators due to the potential fire hazard and tremendous loss in terms of human lives and asset damage. When a catastrophic tunnel fire took place in the Holland Tunnel (New York, US) in 1949, 66 people were injured, and fire authorities began to revise the requirements on fire service systems from time to time. However, the occurrence of tunnel fires has continued such as the one in Monte Blanc Tunnel in 1999 that resulted in 39 fatalities, 34 injuries, and serious damages to the tunnel's lining up to an extent of 1.2 km. The ultimate cause of this fire was the undesirable performance on smoke management resulting from the vague emergency ventilation design. Although the stipulated requirement on the emergency

ventilation system has been filled, it may not be sufficient to handle every fire event.

Different types of ventilation systems are commonly used in modern tunnels mainly depending on their characteristics, layouts and traffic flows [3,4]. Transverse and longitudinal ventilation systems are the most commonly adopted. Transverse ventilation systems use dedicated ducts for fresh air supply and extraction and they are well suited for long tunnels with bidirectional traffic. They have to be designed to assure smoke confinement in a small section of the tunnel keeping the air velocity low to enhance their stratification and provide effective extraction. Longitudinal ventilation systems use jet fans installed within the tunnel bore (generally on the tunnel ceiling) to provide longitudinal smoke control. They



are highly effective when used in unidirectional traffic tunnels.

Tunnel ventilation system selection (TVSS) during fire accidents is a multi attribute decision making (MADM) problem that ventilation engineers select as an optimum ventilation system among different alternatives based on some criteria, especially ventilation systems and fire parameter interaction. There are few studies about TVSS in the literature, but in a similar industry such as mining and other aspects of tunnel engineering numerous studies on MADM have been found. MADM methods have been widely used to solve the Mining Method Selection problem. Namin et al. developed a Fuzzy TOPSIS based model for the mining method selection problem. Moreover, Namin et al. used three MADM (Multi Attribute Decision Making) methods (AHP, TOPSIS and PROMETHEE (Preference Ranking Organization Method for Enrichment Evaluation)) to solve the mining method selection problem. Jamshidi et al. used the AHP approach to select the optimum underground mining method. Basu et al. used the PROMETHEE method to select the "Mining Method Expert System, mine planning and equipment in Australasian mines. Khademi et al. used the Fuzzy-AHP Risk Assessment Method to solve the Hard Rock TBM selection problem in Adverse Geological Conditions based on water inflow, tunnel wall, face instability, fault zone, karstic voids, and squeezing criteria variation in the Zagros long tunnel, and concluded that double shield TBM has more flexibility in difficult ground conditions. The process of solving the MADM problem by decision making models can be divided into two stages:

**Stage 1:** Determining relative weight associated with each criterion.

**Stage 2:** Selecting the most suitable alternative with respect to all criteria.

Considering the above-mentioned literature, researchers have faced two main difficulties during the MADM problem: (i) in the first stage it is impossible for the decision maker to sufficiently calculate each criterion's relative weight, (ii) uncertainty in

judgment is another difficulty that influences the results in different stages.

AHP have been useful tools in determining criteria weights in any MADM decision making, but the TVSS problem is related to many factors such as economic, managerial, technical, fire and ventilation system interaction factors so a sufficient pair wise comparison among criteria in AHP is very difficult and the solving process is time consuming. Moreover, there is little inconsistency in the comparison matrix so unrealistic results are obtained. It seems that by reducing the pair wise comparisons matrix dimension, anyone could solve this problem but this method was not well enough to solve the mentioned difficulties mainly because of prevention of sufficient comparisons among criteria belonging to different subgroups and limited pair wise comparisons among subgroups and members of each group. Moreover, too computational effort and times was unsolved difficulty in this way although the AHP method has been widely used in the first step, the preference voting system was developed to calculate the criteria's realistic weight by some researchers. In such systems, the weight associated with each ranking place was predefined in a subjective way. The rest of the approaches used linguistic terms to determine the weights of criteria. Such choices are also subjective. In this research, the preference voting system (PVS) was used to calculate criteria weight that participated in the TVSS problem. Application of the DEA model to determine criteria weight and ranking place in the MADM problem was the main difference between this PVS system and other approaches that were proposed in the previous research. Moreover, the relative score of each candidate was maximized in the PVS system by the DEA model so subjectivity in the criteria weight calculation was reduced and results that are more reliable were obtained. Additionally, researchers solved uncertainty in judgment by the fuzzy approach which itself needed much computational efforts since criteria prioritized without the need to determine priority levels, is the more simple way that

PVS is used to solve uncertainty in judgment. Finally, the alternative was ranked based on the ultimate score obtained from calculations for each alternative and the best option was selected among them. Determination of alternative priorities with respect to each criterion, uncertainty reduction in judgment, computational effort and time and considering all the criteria in the decision making process in TVSS was the main benefit of this research as compared to the previous research. Furthermore, it is possible to perform group decision making with many decision makers in a more simple way by the proposed PVS system.

## 2 FIRE

Tunnel fire is a type of compartment fire, which is a fire confined in walls like in a room or similar enclosure. When an item burns inside an enclosure, two factors mainly influence the energy released and the burning rate:

1. The temperature at the ceiling and the walls will increase due to the collection of hot gases at the ceiling level. This causes an increase in burning rate, since the enclosure surfaces and the hot gas layer will radiate heat toward the fuel surface.
2. The availability of oxygen needed for combustion is limited by the enclosure openings. As a result, the amount of fuel burnt and energy release rate decreases.

Tunnel fires are divided into different stages according to the temperature development in the compartment. They are ignition, growth, flashover, fully developed fire and decay (Figure 1).

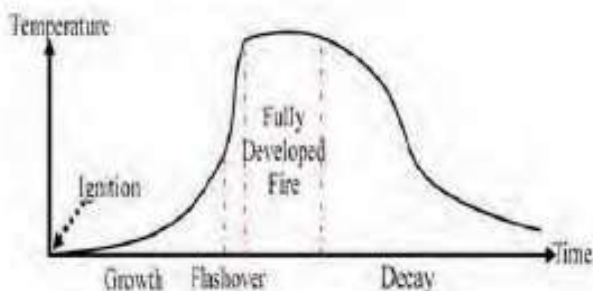


Figure 1 .Stages of Fire

Each fire consists of many parameters such as Heat Release Rate (HRR), Gas Temperature, Smoke Release Rate, Radiation, Gas Concentration, Smoke visibility, smoke stability, temperature stratification and so on that causes the tenable environment inside the tunnel to become worst during fire accidents.

## 3 TUNNEL VENTILATION SYSTEMS

There is a different system for tunnel ventilation during normal and emergency conditions such as longitudinal, transverse and semi transverse, central shaft, saccardo nozzle and mobile ventilation systems. Some of the most important characteristics of these systems are described in the following section.

### 3.1 Longitudinal Ventilation System

Longitudinal ventilation is the type of ventilation, which creates a uniform longitudinal flow of air along the tunnel. This is an easy and cheap choice for a road tunnel. This ventilation system uses the traffic space as a duct for ventilation and it is not necessary to use extra ventilation ducts. The purpose of this system is to sweep smoke to a preferred direction by ventilation. As a result, it creates a smoke free evacuation path and facilitates the emergency rescue services to attend the fire.



Figure 2. Longitudinal Ventilation System with jet fan

### 3.2 Longitudinal Ventilation System with Central Shaft

The combination of jet fans and vertical shafts are one of the preferred combinations for a ventilation system because the vertical shaft is useful not only for ventilation and smoke extraction, but also for reducing tunnel construction time. During normal



operation, the vertical shafts are used to exchange polluted air with fresh air. However, in an emergency situation such as a lorry on fire in the tunnel, the vertical shafts can be used as a smoke extractor to hold back the smoke propagation to a limited distance.

### 3.3 Fully and Semi Transverse Ventilation System

In a fully transverse system, ventilation is performed by two separate ducts with several registers on the ceiling of the tunnel. In normal operation, the fresh air is supplied from one of ducts along the tunnel in transverse to the longitudinal axis of the tunnel and the polluted air is extracted from the tunnel also in transverse direction by the other duct. In case of fire, the fresh air supply channels are closed and only hot gases are extracted from the air exhaust ducts (Figure 4).

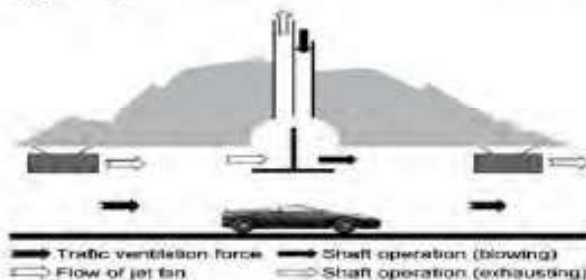


Figure 3. Longitudinal Ventilation System with Central Shaft

In a semi transverse system, there is no separate duct for exhaust air from the tunnel. In normal operation, fresh air is supplied to the tunnel and the polluted air leaves the tunnel from the tunnel portals. In case of fire, the same ducts are used to extract the smoke from the tunnel (Figure 5).

Depending on the percentage of supplied to extracted flow, partial transverse ventilation systems have intermediate characteristics between full transverse and semi-transverse ventilation systems. In all types of transverse ventilation systems, while extracting the smoke from the tunnel, the stratified smoke layer should not be destroyed.

### 3.4 Saccardo Nozzle

Saccardo nozzles (otherwise called “Saccardo ejectors” or “impulse nozzles”) introduce an air jet into a tunnel, at a high velocity of around 30m/s. This air jet imparts most of its momentum to the tunnel air, and hence helps to drive the tunnel air in the desired direction. Marco Saccardo patented an ‘Improved Method and Apparatus for Ventilating Tunnels’ in UK patent number 2026, dated 1898. This original patent described the use of air jets to ventilate railway tunnels.

Saccardo nozzles supply external air into a tunnel by fans situated in a fan chamber outside the tunnel (Figure 6). This fan chamber is conventionally constructed above a tunnel portal or shaft, where the air is drawn from outside, and then supplied into the tunnel at a shallow angle to the tunnel’s longitudinal axis (typically, at an angle of 30 degrees or less). A shallow angle is normally selected in order to align the jet with the tunnel axis and hence maximize the potential thrust that can be generated, and to avoid high-velocity jets inconveniencing or endangering tunnel users. In addition, caution should be taken in order to prevent the jet from attaching to the tunnel surfaces, in order to minimize the frictional losses encountered by the jet. The jet is generally attracted to the tunnel surfaces due to the ‘Coanda effect’ – a reduction in static pressure due to the high jet velocity, which tends to deflect the jet towards a solid surface.

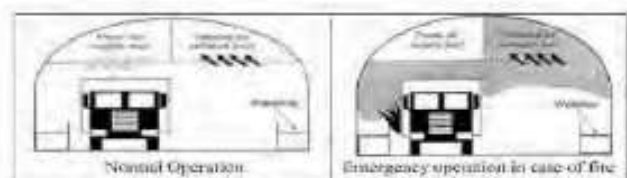


Figure 4. Fully Transverse Ventilation System



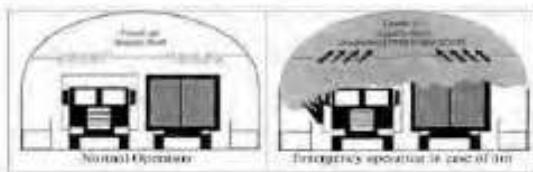


Figure 5. Semi Transverse Ventilation System

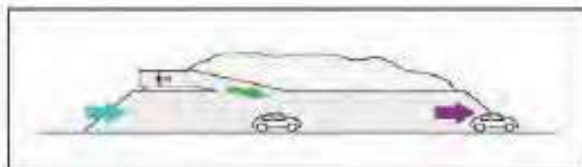


Figure 6. Longitudinal ventilation with a Saccardo nozzle

### 3.5 Mobile Ventilation Unit

The operation of Mobile Ventilation Units is easily explained using the example of positive pressure ventilation of road tunnels: Positive Pressure Ventilation works by positioning a specially designed blower outside the structure, blowing inward, so that the cone of air generated by the blower covers, or “seals” the entrance opening (Figure 7). When this seal is achieved, the air pressure is increased equally at all points inside the structure. When an exhaust opening is created, the air pressure is released. Because air always flows from high pressure to low pressure, all of the smoke, heat, and contaminants are forced through the exhaust portal.

## 4 PREFERENCE VOTING SYSTEM

In preference voting systems, each voter selects  $m$  candidates from among  $n$  candidates ( $n \geq m$ ) and ranks them from the most to the least preferred. Each candidate may receive some votes in different ranking places. The total score of each candidate is the weighted sum of the votes he/she receives in different places that is defined as follows:

$$z_i = \sum_{j=1}^m v_{ij} w_j \quad i=1, \dots, n \quad (1)$$

Let  $w_j$  be the importance weight of the  $j^{\text{th}}$  ranking place ( $j = 1, \dots, m$ ) and  $v_{ij}$  be the vote of candidate  $i$  being ranked in the  $j^{\text{th}}$  place. The structure of PVS is shown in Table 1. In this structure, the winner is the one with the highest total score. So, the key issue of the preference aggregation in a PVS is how to determine the weights associated with different ranking places (i.e. ( $w_j$ )).



Figure 7. MVU for road Tunnel Fire Fighting

The Broda-Kendall (BK) method is a well-known approach to identify the weights. This approach assigns weights  $m, m-1, m-2, 1$  to  $m$  ranking places, from the highest ranking place to the lowest, respectively. These weights are produced in a simple way, but their production process is quite subjective. To reduce subjectivity in generating weights, Cook and Kress (1990) proposed the application of Data Envelopment Analysis (DEA) in this problem, which considered candidates as Decision Making Units (DMUs). Their proposed model calculates weights for each candidate that maximizes its total score. Thereafter, the model is solved once for each candidate and the total score is computed. The candidate with the highest total score is considered as DEA efficient. This model is shown below:



$$\text{Maximize } z_i = \sum_{j=1}^m v_j w_j \quad i=1, \dots, n \quad (2)$$

$$\text{subject to } \sum_{j=1}^m v_j w_j \leq 1 \quad i=1, \dots, n$$

$$w_j - w_{j+1} \geq d(j, \varepsilon) \quad j=1, \dots, m-1$$

$$w_m \geq d(m, \varepsilon)$$

Where  $d(., \varepsilon)$  is referred to as a discrimination intensity function. This model led to reduction of subjectivity, however often more than one DEA efficient is derived from calculations. So Cook and Kress suggested maximizing the gap between the weights so that only one candidate was considered to be DEA efficient. Green et al. utilized cross-efficiency evaluation in DEA to select only one winner candidate. Noguchi et al. used the same technique, but they suggested a strong ordering constraint for weights, which is shown below:

$$\text{Maximize } z_i = \sum_{j=1}^m v_j w_j \quad (3)$$

$$\text{Subject to } \sum_{j=1}^m v_j w_j \leq 1$$

$$w_1 \geq 2w_2 \geq \dots \geq mw_m$$

$$w_m \geq \varepsilon \frac{z}{Nm(m+1)}$$

Where N is the number of voters

Wang et al. proposed three models to produce the weights, without the need to predetermine any parameters such as  $\varepsilon$ . These models are given as follows:

$$\text{Maximize } \alpha \quad (4)$$

$$\text{Subject to } z_i = \sum_{j=1}^m v_j w_j \geq \alpha \quad i=1, \dots, n$$

$$w_1 \geq 2w_2 \geq \dots \geq mw_m \geq 0$$

$$\sum_{j=1}^m w_j = 1$$

Model (4) determines weights for all candidates using a linear DEA model which maximizes the common lower bound of total scores (i.e.  $\alpha$ ). Also the sum of weights is equal to 1.

$$\text{Maximize } \alpha \quad (5)$$

$$\text{Subject to } \alpha \leq z_i = \sum_{j=1}^m v_j w_j \leq 1 \quad i=1, \dots, n$$

$$w_1 \geq 2w_2 \geq \dots \geq mw_m \geq 0$$

Model (5) determines weights in the same manner, but the common upper bound of total scores are equal to 1. Also there is no constraint for the sum of weights.

$$\text{maximize } z_i = \sum_{j=1}^m v_j w_j \quad i=1, \dots, n \quad (6)$$

$$w_1 \geq 2w_2 \geq \dots \geq mw_m \geq 0$$

$$\sum_{j=1}^m w_j^2 = 1$$

Model (6) specifies weights for each candidate using a nonlinear DEA model which maximizes its total score. This model should be solved for each candidate and the candidate obtaining the highest total score could be considered as the winner. Since this study deals with too many candidates, we use model (4) to determine the weights associated with different ranking places due to less computational effort.

## 5 DEVELOPING A HPVS FOR THE TUNNEL VENTILATION SYSTEM SELECTION PROBLEM (TVSS)

We considered the TVSS problem to have a hierarchical structure, as shown in Figure 8. The figure includes an objective of the problem in the upper level, m criteria in the intermediate level and n decision alternatives in the lower level. Considering this structure, the TVSS problem is divided into 2 stages. (I) Ranking criteria and calculating their relative weights. (II) Ranking alternatives with respect to each criterion and selecting the most suitable alternative according to all criteria.

Table 1. Structure of preference voting system

Candidates	Ranking places					Total Scores
	P <sub>1</sub>	.....	P <sub>i</sub>	.....	P <sub>n</sub>	
	Weights of ranking places					
	W <sub>1</sub>	.....	W <sub>i</sub>	.....	W <sub>n</sub>	
Vote of each candidate in each ranking place						
Candidate <sub>1</sub>	V <sub>11</sub>	...	V <sub>1i</sub>	....	V <sub>1n</sub>	$z_1 = \sum_{j=1}^n v_{1j} w_j$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Candidate <sub>i</sub>	V <sub>i1</sub>	...	V <sub>ij</sub>	....	V <sub>in</sub>	$z_i = \sum_{j=1}^n v_{ij} w_j$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Candidate <sub>n</sub>	V <sub>n1</sub>	...	V <sub>nj</sub>	....	V <sub>nn</sub>	$z_n = \sum_{j=1}^n v_{nj} w_j$

**5.1 Ranking Criteria and Calculating Their Relative Weights**

We applied a preference voting system to calculate the relative weight of each criterion. Applying group decision making in methods, which are mentioned in the literature, requires much computational effort, while PVS needs less calculations. The structure of PVS for the criteria is shown in Table 2.

To characterize the relative importance of each criterion, we defined a set of importance levels as ranking places: {IL<sub>1</sub>, ..., IL<sub>k</sub>, ..., IL<sub>p</sub>}, where IL<sub>1</sub>, ..., IL<sub>k</sub>, ..., IL<sub>p</sub> represent the importance from the most to the least and p is the number of importance levels. We asked decision makers from different domains to assess criteria in p importance levels. v<sub>jk</sub>s are the numbers of the decision makers who assess criterion j (C<sub>j</sub>) in importance level IL<sub>k</sub> (k = 1, ..., p). Let w<sub>k</sub> be the weights associated with importance levels IL<sub>k</sub> (k = 1, ..., p). Using model (4) we calculated weights for each importance level. The total score of each criterion could be obtained by the following equation:

$$TC_j = \sum_{k=1}^p v_{jk} w_k \tag{7}$$

Where TC<sub>j</sub> is the total score obtained by criterion j. Using these scores we are able to rank the criteria. After normalizing these scores, the weights associated with each criterion (W<sub>j</sub>) could be calculated.

**5.2 Ranking Alternatives with Respect to Each Criterion and Selecting the Most Suitable Alternative Associated with All Criteria**

To deal with uncertainty of decisions in any problem, researchers mainly used Fuzzy theory. The fuzzy approach could be very helpful in situations dealing with uncertainty in decision making; however, as the number of decision maker's rise, computational effort also increases. In this paper, we applied a PVS to rank alternatives with respect to each criterion. Since, with the application of this approach, decision makers only need to determine the priority of alternatives (rather than amount of priority) according to each criterion, uncertainty in judgment will be decreased. Moreover, it simplifies group decision making with too many decision makers. The structure of this approach is shown in Table 3.

To distinguish the priorities of alternatives with respect to each criterion, we define a set of ranking places: {RP<sub>j1</sub>, ..., RP<sub>jhj</sub>} (j = 1, ..., m) for each criterion, where RP<sub>j1</sub>, ..., RP<sub>jhj</sub> represent priority from the most to the least and h<sub>j</sub> is the number of ranking places for criterion j. By this definition, we can use different numbers of ranking places for different criteria to assess. Note that if two or more alternatives have no priority over each other, they can be assigned to a similar ranking place. To evaluate alternatives, we conduct preference voting among decision makers who were selected from different functional areas. The priorities of alternatives over each other with respect to each criterion are characterized based on their utility. In other words, if a criterion represents benefit, then the alternative, which has more benefit, will be located in an upper ranking place. Likewise, if a criterion represents cost, then the alternative, which has less cost, will be located in an upper ranking place. Using this approach, after voting, we are able to assume all criteria as benefit. Let v<sub>ijh</sub> be the vote of alternative i (i = 1, ..., n) being ranked in the h<sup>th</sup> ranking place associated with the j<sup>th</sup> criterion and w<sub>jh</sub> be the importance weight of the h<sup>th</sup> ranking place with respect to the j<sup>th</sup> criterion. As mentioned earlier we can



calculate  $w_{jh}$  by applying model (4). Then the total score of each alternative with respect to each criterion could be obtained similar to equation (7). To aggregate preferences for all criteria we can exploit the following equation:

$$UT_i = \sum_{j=1}^m \left( \sum_{h=1}^{h_j} v_{jh} w_{jh} \right) W_j \quad (8)$$

Where  $UT_i$  is the ultimate score for alternative i. Finally the most suitable mining method is the one with the highest ultimate score.

### 6 CASE STUDY

The Galaje tunnel (figure9) is 2,250 m long, 10.6 m wide and 8.35 m high, with the cross

section of 72 m<sup>2</sup>; of rocky type and is situated on route to Ilam\_Kermanshah road. The tunnel has a lane in each direction. The road traffic is heavy, and many accidents occurred on the road that may be the cause of fire

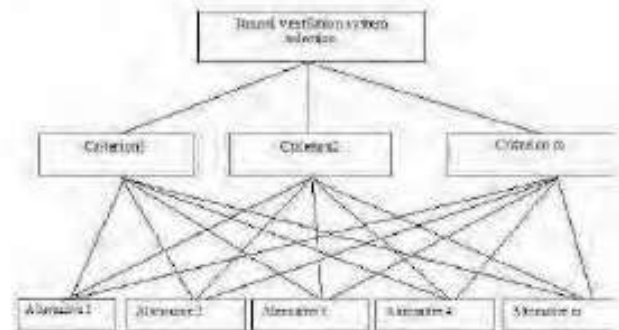


Figure 8. Hierarchical structure of problem

Table 2. Structure of preference voting system for criteria

Criteria	Importance Levels					Total Scores	Weights
	IL <sub>1</sub>	.....	IL <sub>k</sub>	.....	IL <sub>p</sub>		
	Weights of importance levels						
	W <sub>1</sub>		W <sub>k</sub>		W <sub>p</sub>		
	Vote of each criterion in each ranking place						
C <sub>1</sub>	V <sub>11</sub>	...	V <sub>1k</sub>	....	V <sub>1p</sub>	$TC_1 = \sum_{k=1}^p v_{1k} w_k$	W <sub>1</sub>
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	
C <sub>j</sub>	V <sub>j1</sub>	...	V <sub>jk</sub>	....	V <sub>jp</sub>	$TC_j = \sum_{k=1}^p v_{jk} w_k$	W <sub>j</sub>
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	
C <sub>m</sub>	V <sub>m1</sub>	...	V <sub>mk</sub>	....	V <sub>mp</sub>	$TC_m = \sum_{k=1}^p v_{mk} w_k$	W <sub>m</sub>

Table 3. Structure of preference voting system for alternatives

Alternatives	Criteria						Ultimate scores
	C <sub>1</sub>	....	C <sub>j</sub>	....	C <sub>m</sub>		
	Weights of each criteria						
	W <sub>1</sub>		W <sub>j</sub>		W <sub>m</sub>		
	Ranking place		Ranking place		Ranking place		
	RP <sub>11</sub>	RP <sub>1j1</sub>	RP <sub>1j</sub>	....	RP <sub>1jm</sub>	RP <sub>1m</sub>	
	Weights of each ranking place						
	W <sub>11</sub>	W <sub>1j1</sub>	W <sub>j1</sub>	...	W <sub>jm</sub>	W <sub>m1</sub>	
Vote of each alternative in each ranking place							
A <sub>1</sub>	V <sub>111</sub>	V <sub>1j1</sub>	V <sub>1jh</sub>	V <sub>1m1</sub>	V <sub>1mjm</sub>	$UT_1 = \sum_{j=1}^m \left( \sum_{h=1}^{h_j} v_{1jh} w_{jh} \right) W_j$	
A <sub>i</sub>	V <sub>i11</sub>	V <sub>ij1</sub>	V <sub>ijh</sub>	V <sub>im1</sub>	V <sub>imjm</sub>	$UT_i = \sum_{j=1}^m \left( \sum_{h=1}^{h_j} v_{ijh} w_{jh} \right) W_j$	
A <sub>n</sub>	V <sub>n11</sub>	V <sub>nj1</sub>	V <sub>njh</sub>	V <sub>nm1</sub>	V <sub>nmjm</sub>	$UT_n = \sum_{j=1}^m \left( \sum_{h=1}^{h_j} v_{njh} w_{jh} \right) W_j$	

in the tunnel, and the need for proper ventilation in the tunnel is compulsory. The inspected options for the ventilation during fire are as follows: A1—longitudinal ventilation using a central exhaust shaft, A2—semi-transverse ventilation, A3—central fan longitudinal ventilation system, A4—transverse ventilation, A5—longitudinal ventilation using a jet fan, A6—saccardo nozzle and A7—mobile ventilation unit. Decisions on appropriate ventilation type to be installed are mainly made based on the length of the tunnel, its configuration, the cost of the ventilation system, fire and ventilation interaction, tenable environment conditions, etc., which can be substantial and may favor the construction of another form of a road over the use of a tunnel.

The criteria and sub criteria for this problem are listed as follows:

**A. Economic factors**

- Investment expenditures on equipment supply (C1)
- Operational expenditures (C2)
- Maintaining expenditures (C3)

**B. Managerial factors**

- Risk (C4)
- Planning implementation period (C5)
- Equipment accessibility (C6)

**C. Technical factors**

- Method sensitivity to atmospheric variations (C7)
- Project flexibility in prospective years with expandability in the traffic (C8)
- Ease of implementation and execution (C9)
- Method application in traffic peaks (C10)
- Minimum time in tunnel ventilation (C11)
- The need to expand the cross section of the tunnel (C12)
- Region topography (C13)
- Tunnel length (C14)

**D. Fire and ventilation system interaction**

- Influence on Temperature (C15)
- Influence on Gas concentration (C16)
- Influence on Visibility (C17)
- Influence on Radiation (C18)

- Influence on Smoke stability (C19)
- Influence on Fire growth and spreading (C20)
- Influence on HRR (C21)
- Smoke extraction Time (C22)

Based on the previous section, in the first stage we calculated the weight of each criterion. We defined 5 importance levels: {Very Important, Really Important, Quite Important, Not Very Important, and Not Important}, where these importance levels represent the importance from the most to the least. It is clear that the votes in the last importance level (i.e., not Important) should not influence the total score of each criterion. This is because from the perspective of decision makers, such criteria are known as not important criteria in the decision making process. Thus, we considered the weight of this importance level equal to zero and applied model (4) based on 4 importance levels as ranking places to calculate the weights. Then we calculated the score and normalized weight of each criterion according to the previous section. The results could be found in Table 4. In the second stage, we conducted a preference voting among decision makers about the priorities of alternatives over each other with respect to each criterion. Also, we applied model (4) to produce weights of ranking places. An example of this procedure for Influence on Gas concentration would be found in Table 5.

Also, scores of each alternative with respect to each criterion are shown in Table 6. Finally, we calculated ultimate scores of alternatives and ranked them according to their scores. The result of the second stage has been shown in Table 7. According to Table 10, longitudinal ventilation using the central exhaust shaft type “was selected as the most suitable ventilation system for tunnel ventilation during fire accidents from the perspective of all decision makers.



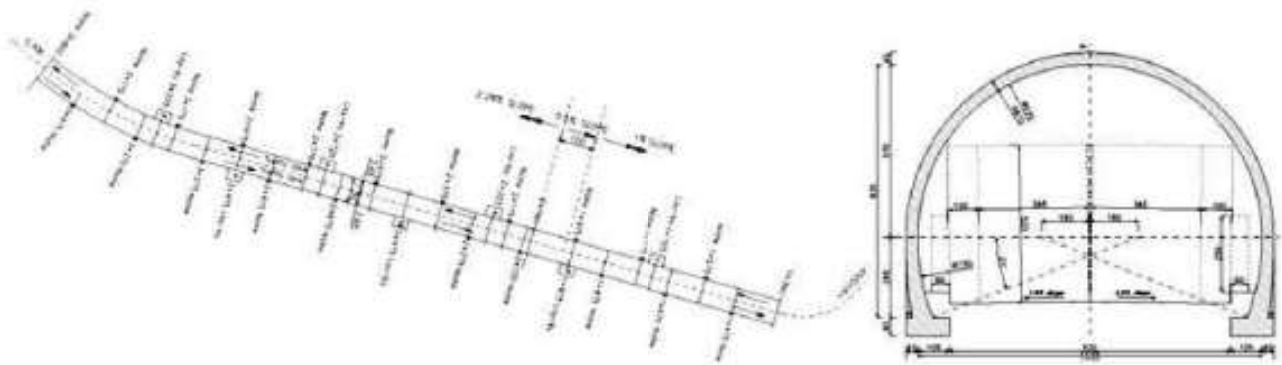


Figure 9. Galaje tunnel route and cross section

Table 4. Preference voting for criteria related to their importance levels and weights obtained at the first stage of HPVS

Criteria	Importance levels					Total score for each criterion	Normalized weight for each criterion
	Very important	Really important	Quite important	Not very important	Not important		
	Weights of importance levels						
	0.48	0.24	0.16	0.12	0		
(C <sub>1</sub> )	1	3	1	1	0	1.48	0.02911093
(C <sub>2</sub> )	2	4	0	0	0	1.92	0.03776553
(C <sub>3</sub> )	4	1	0	0	0	2.16	0.04248623
(C <sub>4</sub> )	4	1	0	0	0	2.16	0.04248623
(C <sub>5</sub> )	1	3	0	0	0	1.2	0.02360346
(C <sub>6</sub> )	2	3	2	0	0	2	0.03933910
(C <sub>7</sub> )	0	0	0	2	4	0.24	0.004720692
(C <sub>8</sub> )	1	4	1	0	0	1.6	0.03147128
(C <sub>9</sub> )	0	3	2	1	0	1.16	0.02281668
(C <sub>10</sub> )	2	4	1	0	0	2.08	0.04091266
(C <sub>11</sub> )	1	5	1	0	0	1.84	0.03619197
(C <sub>12</sub> )	1	1	3	1	0	1.32	0.02596380
(C <sub>13</sub> )	1	5	2	1	0	2.12	0.04169944
(C <sub>14</sub> )	5	2	1	0	0	3.04	0.05979543
(C <sub>15</sub> )	4	1	0	0	0	2.16	0.04248623
(C <sub>16</sub> )	9	2	0	0	0	4.8	0.09441384
(C <sub>17</sub> )	2	5	2	1	0	2.6	0.05114083
(C <sub>18</sub> )	1	4	2	1	0	1.88	0.03697875
(C <sub>19</sub> )	7	9	7	0	0	6.64	0.13060582
(C <sub>20</sub> )	7	2	5	0	0	4.64	0.09126671
(C <sub>21</sub> )	1	4	1	0	0	1.6	0.03147128
(C <sub>22</sub> )	1	5	1	3	0	2.2	0.04327301
	SUM					50.84	1

Table 5. Preference voting for alternatives with respect to "Influence on Gas concentration" criterion at the second stage of HPVS

Alternatives	Weight of criterion							score
	0.094413847							
	Ranking Places							
	RP16-1	RP16-2	RP16-3	RP16-4	RP16-5	RP16-6	RP16-7	
	Weights of Ranking Places							
	0.408	0.204	0.136	0.102	0.0816	0.068	0	
Longitudinal ventilation using central exhaust shaft type	5	1						0.211856
Semi-transverse ventilation	1	1	3					0.096298
Central fan longitudinal ventilation system			1	2	3			0.055211
Transverse ventilation	3	1						0.134817
Longitudinal ventilation using a jet fan			1	2	1			0.039803
Saccardo nozzle						1		0.00642
Mobile ventilation unit						1		0.00642

Table 6. Scores of alternatives with respect to criteria

Criteria	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	
Alternatives								
A1	0.033652	0.053929	0.078005	0.095339	0.004815	0.037451	0.007704	
A2	0.021775	0.020544	0.021668	0.043336	0.00963	0.017388	0.007704	
A3	0.025734	0.037237	0.03178	0.026002	0.01926	0.029426	0.007704	
A4	0.021775	0.034669	0.03178	0.052003	0.014445	0.017388	0.007704	
A5	0.027714	0.035953	0.040447	0.078005	0.052966	0.088277	0.007704	
A6	0.053448	0.033385	0.086672	0.002889	0	0.002675	0.007704	
A7	0.065325	0.069338	0.008667	0.002889	0.01926	0.00642	0.007704	
Criteria	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	
Alternatives								
A1	0.070622	0.001862	0.091808	0.081215	0.04767	0.02552	0.134181	
A2	0.01284	0.012412	0.022256	0.029533	0.011476	0.059547	0.085388	
A3	0.01177	0.021721	0.025039	0.027072	0.014124	0.036862	0.036595	
A4	0.023541	0.007758	0.075116	0.051682	0.014124	0.07656	0.109784	
A5	0.029961	0.051201	0.030603	0.066448	0.037076	0.07656	0.044727	
A6	0.00214	0.002327	0.002782	0.015997	0.002119	0.016163	0.004879	
A7	0.057781	0.012412	0	0.008368	0.037076	0.07656	0.097586	
Criteria	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22
Alternatives								
A1	0.049114	0.211865	0.093895	0.003772	0.266436	0.124123	0.057781	0.097105
A2	0.020223	0.096302	0.052164	0.003772	0.079931	0.065164	0.01926	0.041196
A3	0.012134	0.055213	0.019127	0.003772	0.037301	0.0602	0.01177	0.030897
A4	0.026002	0.134823	0.083462	0.003772	0.213149	0.009309	0.026109	0.058851
A5	0.078005	0.039805	0.022604	0.067893	0.010657	0.007447	0.013268	0.070622
A6	0.021668	0.00642	0.003478	0.075437	0	0.006206	0.00214	0.012359
A7	0.024557	0	0	0.075437	0	0.006206	0.00214	0.002943



Table 7. Scores for alternatives and ranking

Alternatives	Ultimate score	Ranking
longitudinal ventilation using central exhaust shaft type	1.667862	1
semi-transverse ventilation,	0.753511	4
central fan longitudinal ventilation system	0.580739	5
transverse ventilation	1.093805	2
longitudinal ventilation using a jet fan	0.977943	3
saccardo nozzle	0.360887	7
mobile ventilation unit	0.58067	6

## 7 CONCLUSION

In this paper we applied a HPVS for tunnel ventilation system selection during fire accident problems. This PVS uses a DEA model to produce weights associated with each ranking place. The process of solving the problem consists of two stages. In the first stage, criteria are ranked and the relative weight according to each one is calculated. Then in the second stage, their scores rank tunnel ventilation systems. A case study was also investigated to illustrate the competence of the presented method. We showed that by application of HPVS for the TVSS problem, some difficulties related to the previous methods could be reduced. Also, regarding the application of a mathematical model, outcomes are more reliable. Moreover, this approach could be applied simply in-group decision making with many decision makers. It is expected that in the near future this method will be applied to various aspects of ventilation engineering.

## REFERENCES

- Baccard, E., Corvisier, J.M., Gaillardon, D., Schuliar, Y., Vignal, J.M., 1999. Mont-Blanc Road tunnel mass disaster: forensic examination in dangerous surroundings. *Journal of Clinical Forensic Medicine* 6 (3), 193.
- Minister of the Interior and Ministry of Equipment Transportation and Housing, 1999. Task Force for Technical Investigation of The 24 March 1999 Fire in the MontBlanc Vehicular Tunnel – Report of 30 June 1999.
- MHD/FHWA, 1995. Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program, comprehensive test report (Test 338B, 306A), Massachusetts Highway Department, Boston, and Federal Highway Administration, Washington, DC
- Bendelius A.2005, "Tunnel ventilation – state of the art", In *The Handbook of Tunnel Fire Safety* (R.O. Carvel and A. N. Beard, Eds.), Thomas Telford Publishing, 231-266, London.
- Namin F.S., Shahriar K., Ataee-pour M., Dehghani H., 2008. A new model for mining method selection of mineral deposit based on fuzzy decision making. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.* 108(7), 385-396.
- Namin F.S., Shahriar K., Bascetin A., Ghodsypour S.H., 2009. Practical applications from decision-making techniques for selection of suitable mining method in Iran. *Miner.Resour.Manag.* 25(3), 57-77.
- Jamshidi M., Ataei M., Sereshki F., Jalali S.E., 2009. The application of AHP approach to selection of optimum under ground mining method, case study: Jajarm Bauxite mine (Iran). *Arch. Min. Sci.* 54(1), 103-117.
- Basu, J., 1999, "Mining Method Selection Expert System With Prototype with Australian Case Studies", *Mine planning and equipment selection, Ukraine*
- KhademiHamidi J, Shahriar K, Rostami J, 2009. Selection of Proper Hard Rock TBM for Use in Adverse Geological Conditions Using Fuzzy-AHP Risk Assessment Method *TunnellUndergr Space Technol*
- Enclosure Fire Dynamics, Karlsson, B.; Quintiere, J.G., CRC Press, 2000
- Collela F., 2009. Multi scale Modeling of Tunnel Ventilation Flows and Fires. phd thesis Politecnico di Torino, Dipartimento di Energetica . 1-220.
- Morgan, H.P.2004.Extending the principles of impulse ventilation in tunnels to apply to smoke control in car parks .*International Journal on Engineering Performance-Based Fire Codes*, Volume 6, Number 2, p.53-71.
- PIARC (2008), "Road Tunnels: Operational Strategies for Emergency Ventilation", Technical Committee C3.3 Tunnel Operations, Working Group No. 6 Ventilation and Fire Control, World Road Association.
- [http://www.big-tempest.de/en/mgv\\_en.html](http://www.big-tempest.de/en/mgv_en.html)

- Wang Y.M., Chin K.S., Yang J.B., 2007. Three new models for preference voting and aggregation. *J. Oper. Res. Soc.* 58, 1389-1393.
- Cook W.D., Kress M., 1990. A data envelopment model for aggregation preference ranking. *Manag. Sci.* 36, 1302-1310.
- Green R.H., Doyle J.R., Cook W.D., 1996. Preference voting and project ranking using DEA and cross-evaluation. *Eur. J. Oper. Res.* 90, 461-472
- Noguchi H., Ogawa M., Ishii H., 2002. The appropriate total ranking method using DEA for multiple categorized purposes. *J. Comput. Appl. Math.* 146, 155-166
- Niknam B.k.shahriar .H.madani.2012.numerical investigation on temperature concentration under tunnel ceiling during fire accidents.21 Iranian mechanical engineering Underground Excavations, pp. 241-254





# Tünel Kazılarındaki Risklerin Değerlendirilmesi

## *Assessment of the Risks in Tunnel Excavations*

H. Eker

*Gümüşhane Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü*

İ. Ocak

*İstanbul Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü*

**ÖZET** 6331 sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Yasasınının 10. Maddesine göre işverenler, işyerinde özel risklerden etkilenebilecek çalışanların durumunu da kapsayacak şekilde sağlık ve güvenlik yönünden risk değerlendirilmesi yapmakla yükümlüdür. Bu yasanın gerekliliği olarak tünel çalışmalarındaki tehlikeleri ve riskleri belirlemek için risk analizi yapılması gerekmektedir. Bu çalışmada 3T Risk Değerlendirmesi yöntemi kullanılarak tünel kazılarındaki tehlikeler tanımlanmış, muhtemel meydana gelebilecek riskler belirlenmiş ve bu riskler, risk matrisi kullanılarak derecelendirilmiştir. Olası sorunların çözümleri kısaca verilerek risklerin azaltılmasındaki sorumlu kişiler tanımlanmıştır. Ayrıca risk puanları hesaplanmıştır.

**ABSTRACT** According to Occupational Health and Safety Act No. 10 of 6331, Employers have to make the risk analysis in the workplace, to cover the special status of the employees affected by the risks and health. The necessity of this law, risk analysis must be done in tunneling studies for assessment of the hazards and risks. In this study, in tunnel excavations, hazards and potential risks that may occur are identified and these risks are rated using risk matrix with a 3T risk assessment system. Solutions of the possible problems are given briefly and identified persons who are responsible for reducing the risks. In addition, risk scores were calculated.

## 1 GİRİŞ

6331 sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Yasası'nın 10'uncu maddesine göre "işveren, iş sağlığı ve güvenliği (İSG) yönünden risk değerlendirmesi yapmak veya yaptırmakla yükümlüdür". Ayrıca İş Sağlığı ve Güvenliği Risk Değerlendirmesi Yönetmeliğininin 5'inci maddesine göre de "işveren; çalışma ortamının ve çalışanların sağlık ve güvenliğini sağlama, sürdürme ve geliştirme amacı ile iş sağlığı ve güvenliği yönünden risk değerlendirmesi yapar veya yaptırır" denilmektedir. Bu nedenle risk değerlendirilmesi işletmeler için önem arz etmektedir.

Dünya da gerçekleştirilen metro, baraj, yol, madencilik ve HES vb. projelerinde tünel kazıları yapılmaktadır. Bu projelerde yasal gereklilik yanında maddi ve manevi kayıplardan kurtulmak için tünel kazılarında tehlikeleri ve riskleri belirleyip önlemleri almalıyız.

Bu çalışmada Marmaray Sirkeci şantiyesinde Soner Temel Mühendislik A.Ş.'nin çalışma alanı olan Sirkeci istasyonları Kuzey, Doğu ve Batı Şaftları istasyon giriş-çıkış ve 150 m. bağlantı tünellerinde risk değerlendirilmesi yapılmıştır.



## 2 RİSK DEĞERLENDİRME

Değişik amaçlar için kullanılan yüzlerce Risk Değerlendirme (RD) yöntemi bulunmaktadır. Bazı yöntemler temel olarak teknik sistemleri ve süreçleri analiz etmek için kullanılırken, bazıları da insanların çalışma faaliyetleri ile işle ilgili ve çalışma ortamındaki tehlikeleri analiz etmek için kullanılmaktadır. Ayrıca belirli endüstriler için geliştirilmiş yöntemler de bulunmaktadır. 3T RD yöntemi imalat ve proses endüstrileri de dahil çeşitli sektörlerde uygulanmak üzere tasarlanmış, ayrıca büyük şirketlerin yanı sıra KOBİ'lerde de kullanılabilir. Ayrıca büyük şirketlerin yanı sıra KOBİ'lerde de kullanılabilir.

3T bir işyerinde bulunabilecek geniş yelpazede risk alanlarını kapsayan çeşitli modüllerden oluşmuştur. Bu modüllerin yanında, işyerlerinde oluşabilecek çeşitli tehlikeleri tasvir eden, toplamda yüz civarında maddeden oluşan bir kontrol listesi içeren A-4 formları verilmiştir. Ayrıca bunlara yeni maddeler ve yeni modüller eklemek de mümkündür. Bu özellik riskler için en baştan araştırma yapma yükümlülüğünü epeyce azaltmakta ve yanlışlıkla önemli bir tehlikenin gözden kaçırılması ihtimalini düşürmektedir. Ayrıca bu yöntem, geleneksel olasılık tanımlarının yerine kontrol düzeylerini koyarak risk için yeni bir tanım getirmekte, böylelikle uygulamayı daha kolay hale getirmektedir. İnşaat sektörü için hazırlanan 3T RD, bir kontrol listesi ve her tehlikenin kısa bir tanımıyla birlikte yasal gereklilikler ve iyi işyeri uygulamalarının da özetini kapsamaktadır. Kontrol listesinde yer alan temel unsurlar aşağıdakilerdir:

1. Yürüyüş Yolları, Geçiş Yolları, Merdiven ve Basamaklar,
2. İskeleler, Geçici Platformlar ve Çalışma Platformları,
3. Düşmeye ve Çarpmaya Karşı Koruma,
4. Elektrik ve Aydınlatma,
5. Düzen ve Temizlik,
6. Makine ve Ekipman,
7. Yangın Güvenliği,
8. Fiziksel Tehlikeler,
9. Kimyasal Tehlikeler,
10. Kas İskelet Sistemi Rahatsızlıkları,
11. Psiko-Sosyal Stres Faktörleri,
12. İlk Yardım ve Acil Durum Hazırlıkları,

13. Sosyal Tesisler,
14. Diğer Tehlikeler (ÇSGB, 2010a).

3T RD'nde kullanılan yeni risk matrisi Çizelge 1'de gösterilmiştir.

Çizelge 1. 3T risk matrisi

Kontrol Düzeyi	Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti		
	1 Hafif	2 Ciddi	3 Vahim
1 Kontrol Yeterli	0	1	2
2 İyileştirme Gerekli	2	3	4
3 Kontrol Yetersiz	3	4	5

Bu matriste şiddet ölçeği üçe ayrılmıştır; kontrol ölçeği ise yine üç kısımdan meydana gelmektedir. Bu ölçekler aşağıda tanımlanmıştır:

Kontrol önlemleri aşağıdaki durumlarda yeterli olur;

- a) Makine, araç, ekipman ve her türlü yapının yasa ve standartlara uygun olması,
- b) Faaliyetlerin güvenli ve sağlıklı yürütülecek şekilde tasarlanıp düzenlenmesi,
- c) Çalışanların mesleki ve İSG eğitimi almaları ve doğru (güvenli) bir şekilde çalışmaları.

Şiddet ölçeği sınıflandırılması aşağıda verilmiştir:

1. Hafif şiddetli (3 gün çalışamama),
2. Orta şiddetli (en fazla 30 gün çalışamama)
3. Son derece şiddetli (Kalıcı yaralanma/hastalık veya ölüm) (ÇSGB, 2011).

### 2.1 Tehlikelerin Belirlenmesi

Tehlikelerin belirlenmesi, risk değerlendirmesi için çok önemli bir adımdır. Eğer herhangi bir tehlike yok sayılmış veya fark edilmemiş ise, sonucunda ortaya çıkacak riskler ele alınmaz ve hiçbir önleyici tedbir değerlendirilemez; böyle bir yetersizliğin sonuçları çok ağır olabilir.

Tehlikelerin belirlenmesinde geçmişteki meslek hastalıkları ve potansiyel meslek hastalıkları konusundaki bilgiler için çalışanların sağlık raporlarından, geçmişte meydana gelen kazaların ve ramak kalma kayıtlarından ve kimyasal maddelerin zararlı etkileri ile ilgili bilgi içeren malzeme güvenlik bilgi formlarından yararlanılmıştır. Ayrıca gürültü ve hava ölçümleri gibi işyerindeki zararlı, tehlikeli ve fiziksel baskıya yol açan faktörlerin ölçüm sonuçları, ilgili önlemlerin de yer aldığı geçmiş risk değerlendirme

sonuçları ve performans izleme çalışmalarının sonuçlarından da yararlanılmıştır. Alan bilgileri toplandıktan ve gözden geçirildikten sonra kontrol listelerindeki maddeler ayrı ayrı ele alınmıştır(ÇSGB, 2010b). Her maddeyi ele alırken, işyerinde gözlemler yapıldı; mühendislerle, şeflerle ve çalışanlarla görüşüldü. Gözlemlenen tehlikeler ve mevcut kontrol önlemleri hakkında notlar alındı. Bu bilgilerin sonucunda Çizelge 2’de gösterilen tünel kazılarındaki tehlikeler belirlendi.

Çizelge 2. Tünel kazılarındaki tehlikelerin belirlenmesi

KAZI	Uygulanmaz	Uygun	Uygun değil
<u>1. Kablo ve Malzemeler:</u> Elektrik nakil hatları korunmaya alınıp gerekli güvenlik önlemleri alınmıştır. Çalışma alanındaki malzemeler düzenli ve tertiplidir.		X	
<u>2. Aydınlatma:</u> Kazı alanı uygun şekilde aydınlatılmıştır. İşi ve çalışanları engelleyecek aydınlatma problemi yoktur.		X	
<u>3. Taşıma:</u> Ağır malzemelerin taşınmasında kullanılmak üzere uygun kaldırma ekipmanı vardır ve kullanılmaktadır.		X	
<u>4. İş Makineleri:</u> Hareketli iş makineleri geri manevralarında sesli ve ışıklı işaret verecek şekilde donanuma sahiptir.		X	
<u>5. Yüksekte Çalışma:</u> Yüksekte çalışan işçiler işe uygun koruyucu kullanıyor ya da güvenlik kemeri takarlar.		X	
<u>6. Düşme:</u> İşçilerin ve malzemelerin düşme tehlikesine karşı gerekli önlemler alınmıştır.		X	
<u>7. KKD:</u> Kazı alanında tüm işçiler doğru Kişisel Koruyucu Donanımları(baret, iş ayakkabısı vs.) kullanır.		X	
<u>8. Toz:</u> Toza(silis, çimento vs.) maruziyeti ortadan kaldırmak ya da en aza indirmek için uygun önleyici tedbirler alınmıştır.		X	
<u>9. Gürültü ve Titreşim:</u> Gürültü ve titreşime maruziyeti önlemek ya da en aza indirmek için uygun koruyucu önlemler kullanılır.		X	
<u>10. Göçük:</u> Kazılarda göçük riskini azaltacak koruma ekipmanı(iksa, çelik hasır, umbrella vs.) kullanılır.		X	
<u>11. Eğitim:</u> Operatörler uygun bir şekilde eğitildi ve işçilere anlayacakları düzeyde yaptıkları işlerin potansiyel riskleri konusunda bilgi sağlanmıştır.		X	

## 2.2 Risklerin Değerlendirilmesi

Tehlikelerin belirlenmesi tamamlandıktan sonra, her bir tehlike için riskler belirlendi. Burada, potansiyel iş kazalarıyla meslek hastalıklarının şiddetini ve olasılığını göz önüne alarak risk puanlarını hesaplandı. Doğru uygulandığı takdirde bu tedbirler geride hiçbir risk bırakmayacaktır; bir başka deyişle, uygulamadan önce tehlike ile ilgili

saptanan kaza veya hastalıkların gerçekleşmesi imkânsız olacaktır. Birçok tehlikeyi ortadan kaldırmak kolay değildir; bu yüzden bir bölümde bulunan çeşitli risklere ilgili puanları verebilmek için değerlendirme süreci gerekli olacaktır.

Uygun risk puanları verildiğinde, ilk önce hangi tehlike veya tehlikelerin ele alınacağı, hangi kontrol önlemlerinin uygulanacağı ve her biri için ne kadar bütçe ayrılması gerektiği



gibi soruları cevaplamak daha kolay olacaktır. RD, işyerinde birbiri ile ilgisi bulunmayan ve karşılaştırılmaz gözükken birçok risk için etkili bir kıyaslama yöntemi sağlamaktadır. Burada zorluk, riskin iki temel bileşeninin olmasıdır; şiddet ve olasılık. Bazı kazaların olma olasılığı daha fazlayken, sonuçları daha az şiddetli; bazılarının da olma olasılığı düşükken sonuçları daha şiddetli olabilir. 3T RD risk matrisi bu sorun için etkili bir çözüm sağlamaktadır. Diğer bir husus da yaralanma veya hastalığın meydana gelme olasılığıdır. Gelecekte yaşanacak olayların olma ihtimalini hesaplamak zordur. Zor olmasının birkaç nedeni vardır: ilki, işyerinde belirli bir kaza veya hastalık türüyle ilgili sınırlı miktarda kayıt bulunması veya hiç kayıt tutulmamasıdır. Bu durumda, hesaplama güvenilir sonuçlar vermez veya hesaplama yapmak imkânsız hale gelir. İkincisi, üretim güvenliğinde seviye günden güne veya haftadan haftaya fark edilir oranda değişebilir. Örneğin, bir çalışanın belirli bir hafta boyunca titiz olmayan davranışlar sergilemesi o hafta için kaza olma ihtimalini artırır. Potansiyel olarak şiddetli bir yaralanma veya hastalığın yanlışlıkla düşük olasılıklı olarak hesaplanması, gerekli önleyici tedbirlerin alınmaması için yaygın bir neden veya bahane olmaktadır(ÇSGB, 2010b). 3T RD' de kullanılan yeni risk matrisi Çizelge 3'te gösterilmiştir. Bu geleneksel 3 puanlı şiddet ölçeği ile yeni 3 puanlı kontrol ölçeğinden oluşmaktadır. Her bir risk için, yukarıdaki kurallar uyarınca bir risk puanlaması yapılmıştır.

### 3 SONUÇ VE ÖNERİLER

Çizelge 3'te görüldüğü gibi yapılan hesaplamalar sonucu çalışma alanımızın toplam risk puanı 42 güvenlik endeksimiz ise %65'tir. Yani işletmemiz %65 güvenli ama hala riskler mevcut ve bu risklerin değerini ya 0'a çekmemiz ya da en aza indirmemiz gerekir. Risklerin azaltılmasında kullanılabilecek önleyici tedbirler şu şekilde önerilmektedir:

-Makinelerin döner aksamlarına çalışanların kapılması önlemek için

koruyucuların yerinde, çalışır vaziyette olmasının sağlanması,

-İşçilere koruyucuları kullanmaları gerektiğini hatırlatacak posterler ve işaretlerin kullanılması,

-Elektrik nakil hatlarının çalışmaya başlamadan önce elektrik teknisyeniyle düzenli kontrollerinin yapılması,

-Kazı sırasında yangın ve patlamayı önlemek için kolayca tutuşabilir ve yanıcı maddelerin ayrı muhafazası, yangınla mücadele ekipmanının düzenli aralıklarla kontrol ve test edilmesi, İşçilere bu yönde eğitim verilmesi, Açık alev kullanılarak yapılan çalışmalarda çalışma alanına ilişkin izinlerin olmasına özen gösterilmesi ve ateşleyici kaynakların önlenmesi ya da ortadan kaldırılması (sigara içme yasağı dahil),

-Kazı sırasındaki gürültü maruziyetini önlemek için gürültü emisyonunu azaltacak mühendislik kontrollerinin(titreşen makine ya da bileşenlerin yalıtımı, havalandırma sistemlerinde susturucular kullanılması vb. gibi) uygulanması, gürültülü alanda kalma süresi kısıtlanması, düzenli aralıklarla işitme sağlığı takibinin yapılması,

-Yüksekte çalışanlara uygun KKD verilmesi, çalışanların eğitilmesi,

-Kazı alanı daima düzenli tutulmalı,

-Düzenli olarak kavlak kontrolü yapılmalı,

-Kişisel Koruma Yerine Toplu Korumanın Uygulanması,

-Kişisel koruyucu ekipman kullanma zorunluluğu,

-Paravan, perde, acil durdurma butonu gibi düzenekler,

-Olasılığı veya şiddeti azaltmaya yönelik uzun vadeli projeler,

-Ortamdaki riski azaltan acil fiziksel düzenlemeler,

-Görsel ve işitsel uyarı düzenlemeleri,

-Tehlikeli maddenin daha az tehlikeliyle değiştirilmesi (ikame),

-Eğitim verilmesi ve mutad olarak tekrarlanması,

-Sürekli ve etkili kontrol.

### KAYNAKLAR

ÇSGB, 2010a. *KOBİ'ler İçin İş Sağlığı ve Güvenliği Yönetim Rehberi: Risk Değerlendirmesi*, İSG

Performans İzleme ve Sağlık Teknikleri-İnşaat Sektörü, 12 s. [www.isgum.gov.tr/rsm/file/isgdoc/isgip/isgip\\_insaat\\_2\\_RA.pdf](http://www.isgum.gov.tr/rsm/file/isgdoc/isgip/isgip_insaat_2_RA.pdf) (Erişim tarihi: 15.08.2013)

ÇSGB, 2010b. *KOBİ'ler İçin İş Sağlığı ve Güvenliği Yönetim Rehberi: Risk Değerlendirmesi*, İSG Performans İzleme ve Sağlık Teknikleri-Metal Sektörü, 11 s., [www.isgum.gov.tr/rsm/file/isgdoc/isgip/isgip\\_metal\\_2\\_RA.pdf](http://www.isgum.gov.tr/rsm/file/isgdoc/isgip/isgip_metal_2_RA.pdf) (Erişim tarihi: 23.08.2013)

ÇSGB, 2011. *3T İmalat Sanayii İçin Risk Değerlendirmesi*, 12 s., [www.mcss.org.tr/.../3T%20RA%20ind%20manual%2012%2007%2001](http://www.mcss.org.tr/.../3T%20RA%20ind%20manual%2012%2007%2001) (Erişim tarihi: 15.08.2013)



Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi

Aşağıdakiler Doğru mu?		Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler			S = Sıddet	K = Kontrol Düzeyi	RP = Risk Puanı	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat	
Kontrol Düzeyi	Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti	Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti			Kontrol Altında	Kontrol Altında	Kontrol Altında	Kontrol Altında	Kontrol Altında	
		1 Hafif	2 Ciddi	3 Vahim						
1 Kontrol Yeterli	0	1	2	3						
2 İyileştirme Gerekli	2	3	4							
3 Kontrol Yetersiz	3	4	5							
<b>1. Kablo Ve Malzemeler</b>										
1.1	Elektrik nakil hatları korumaya alınıp gerekli güvenlik önlemleri alındı mı?				Kontrol Altında	1	3	2	Elektrik Birimi Vardiya Müh.	İşig Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. İş. Tüzük, Güvenlik ve Sağlık İşaretleri Yönetmeliği
1.2	Çalışma alanındaki malzemeler düzenli ve tertipli mi?				Kontrol Altında	1	1	0	Formen Çalışan	Yapı İşlerinde İş. Sağ. Ve İş Güv. Tüz.
<b>2. Aydınlatma</b>										
2.1	Kazının yapıldığı alan uygun şekilde aydınlatıldı mı?				Kontrol Altında	1	1	0	Elektrik Birimi Vardiya Müh.	İSİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. İş. Tüzük, Güvenlik ve Sağlık İşaretleri Yönetmeliği
<b>3. Taşınma</b>										
3.1	Ağır malzemelerin taşınmasında uygun kaldırma ekipmanı kullanılıyor mu?				Kontrol Altında	1	3	2	Vardiya Müh. Formen Çalışan	Yapı İşlerinde İş. Sağ. Ve İş Güv. Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. İş. Tüzük
3.2	İksaların, taşınması esnasında araçtan kayması, düşmesi ve tünel cidarlarına çarpması sonucu yaralanma, ölüm ve maddi hasar				1. Taşınma esnasında sabitleme ve uygun tespit 2. Araç etrafında çalışan bulundurmama 3. Deneyimli sürücü ve çalışanlar 4. Çalışanların Bilgilendirilmesi	1	3	2	Santiye Şefi - İSG Birimi - Vardiya Müh - Formen	6331 Sayılı İSG Kanunu, İSİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. İş. Tüzük, Güvenlik ve Sağlık İşaretleri Yönetmeliği, Çalışanların Eğitimlerinin Usul ve Esasları Hak. Yön.

Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi (devamı)

Aşağıdakiler Doğru mu?		Kontrol Düzeyi			Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler	K = Kontrol Düzeyi	S = Sıddet	RP = Risk Puanı	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat
Kontrol Düzeyi	Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti	1	2	3						
1 Kontrol Yeterli	Hafif	0	1	2						
2 İyileştirme Gerekli	Ciddi	2	3	4						
3 Kontrol Yetersiz		3	4	5						
<b>4. İş Makineleri</b>										
4.1	Makinelerin döner aksamlarına çalışanların ellerini, kollarını veya göyslerini kapırmaları sonucu yaralanma ve ölüm. Meydana geliyor mu?				Çalışırken İş Makinelerinden Sakınılması, İş Makinesi Üzerinde Momoaj Esnasında Emniyet Kemeri Kullanımı, KKD Kullanımı, Eğitim	2	3	4	Vardiya Müh, Foreman, ISG Birimi	6331 Sayılı ISG Kanunu, ISIG Tüzüğü, Çal. İşy. ve İşlerde Al. Ted. Hak. Tüz., Kişisel Kor. Don. İşy. Kul. Hak. Yön., Çalış. Eğit. Usul ve Esas. Hak. Yön., Maden ve Taş Ocakları İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güv. Önlem. İlişkin Tüzük
4.2	Çalışırken/ Manevra Yaparken İnsanlara Makinelere/Araçlara Çarpma sonucu yaralanma, ölüm, maddi hasar meydana geliyor mu?				-Gözetim altında çalışma yapılması, -Gerekli yerlere bariyer konulması, -Makineler için güvenli çalışma alanı sağlanması ve bu alanlara kısıtli giriş yapılması, -Ehliyetli operatör kullanılması, -Makine Uyarı ve ikaz sistemlerinin çalışır durumunda olması, - Operatör eğitimleri	1	3	2	Şantiye Şefi Makine Müdürü ISG Birimi Vardiye Mühendisi Usisbaş ve Foreman Çalışanlar	6331 Sayılı ISG Kanunu , ISIG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak ISIG Ön. Yapı İşleri Yön. Makine ve Ekipman Yön., Çalışanların Eğ. Usul ve Esasları hak. Yön.
<b>5. Yüksekte Çalışma</b>										
5.1	Yüksekte çalışan işçiler işe uygun koruyucu ya da güvenlik kemeri kullanıyor mu?				Kontrol Altında	1	3	2	Vardiya Müh. Foreman ISG Birimi	Yapı İşlerinde İş. Sağ. Ve İş Güv. Tüz. ISIG Tüz.



Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi (devamı)

Aşağıdakiler Doğru mu?		Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti			Kontrol Düzeyi			Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler			S = Şiddet			RP = Risk Puanı			Sorumlu Personel			İlgili Mevzuat		
Kontrol Düzeyi	Hafif	Ciddi	Vahim	1	2	3	K	S	RP	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat											
1 Kontrol Yeterli	0	1	2	1	2	3	1	3	2	İSG Birimi Vardiya Müh Formen	6331 Sayılı İSG Kanunu, İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüzüğü, Kişisel Koruyucu Donanımların İşyerlerinde Kul. Hak. Yön., Çalışanların Eğitim. Usul ve Esasları Hak. Yön.											
2 İyileştirme Gerekli	2	3	4	2	3	4	1	3	2	İSG Birimi - Şantiye Şefi - Vardiya Müh - Ustaabaş - Formen	6331 Sayılı İSG Kanunu, İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüzüğü, Kişisel Koruyucu Donanımların İşyerlerinde Kul. Hak. Yön., Çalışanların Eğitim. Usul ve Esasları Hak. Yön.											
3 Kontrol Yetersiz	3	4	5	3	4	5	1	2	1	Şantiye Şefi İSG Birimi Formenler Çalışanlar Şantiye Mühendisleri	6331 Sayılı İSG Kanunu, İSG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. Yapı İşleri Yön.											
<b>6. Düşme</b>																						
<b>6.1</b>	İşçilerin ve malzemelerin düşme tehlikesine karşı gerekli önlemler alındı mı?						Kontrol Altında															
<b>6.2</b>	Kavlak düşmesi sonucu ölüm, yaralanma oluyor mu?						KKD Kullanımı Sağlanmalı, Tavanda kavlak düşmesini önleyici tahkim çalışmaları yapılmalı,															
<b>6.3</b>	Tünel kazısı esnasında zeminin çamur ve kaygan olması, çukurların yol açtığı düşme kaynağı sonucu yaralanmalar meydana geliyor mu?						Zeminin Kontrolü Çukurların Düzeltilmesi Su Birikintisi Olan Çukurların Etrafının Çevrilmesi Bilgilendirme Eğitimi Güvenlik İşaretleri															
<b>6.4</b>	İksa Montajı Esnasında Yüksekten Düşme, Ezilme, Sıkışma, Üzerine Malzeme Düşmesi Sonucu yaralanma, ölüm meydana gelir mi?						Çalışırken İş Makinalarından Sakınmaması-İş Makinesi Üzerinde Montaj Esnasında Emniyet Kemeri Kullanımı Elle Taşıma ve Yük Kaldırma Tekniklerinin Uygulanması															

Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi (devamı)

Kontrol Düzeyi		Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti			Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler	K = Kontrol Düzeyi	S = Şiddet	RP = Risk Puanı	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat
		1	2	3						
1	Kontrol	Hafif	Ciddi	Vahim						
	1 Kontrol Yeterli	0	1	2						
	2 İyileştirme Gerekli	2	3	4						
	3 Kontrol Yetersiz	3	4	5						
<b>7.</b>	<b>KKD</b>									
7.1	Kazı alanında tüm işçiler doğru KKD kullanıyor mu?				Kontrol Altında	1	1	0	İSG Birimi Vardiya Müh. Formen	İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüz., KKD İş. Kul. Hak. Yön.
<b>8.</b>	<b>Toz</b>									
8.1	Tünel kazısı esnasında toza maruz kalınması nedeniyle sağlık sorunları meydana geliyor mu?				Çalışma saatlerinin ayarlanması Periyodik zemin sulama Gerekli KKM'lerin (toz maskesi) kullanılması Bilgilendirme Eğitimleri	1	2	1	Şantiye Şefi İSG Birimi Formenler Çalışanlar Şantiye Mühendisleri	6331 Sayılı İSG Kanunu , İSİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. İliş. Çalışanların Eğitimlerinin Usul ve Esasları Hak. Yön.
<b>9.</b>	<b>Gürültü ve Titreşim</b>									
9.1	Tünel kazısı esnasında gürültüye maruz kalınması nedeniyle dıyma kaybı, konsantrasyon bozukluğu ve iletim eksikliği sonucu kazalanma ve sağlık sorunları meydana geliyor mu?				Çalışma saatlerinin ayarlanması Periyodik gürültü ölçümü Gerekli KKD'lerin (kulak tıkacı) kullanılması Bilgilendirme Eğitimleri	1	2	1	Şantiye Şefi İSG Birimi Formenler Çalışanlar Şantiye Mühendisleri	6331 Sayılı İSG Kanunu , İSİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İSİG Ön. İliş. Çalışanların Eğitimlerinin Usul ve Esasları Hak. Yön.
<b>10.</b>	<b>Göçük</b>									
10.1	Kazı tavanında, daha önceden çeşitli nedenlerle oluşmuş kısmi boşluklar olabilir. Kazı esnasında bu boşluklara bağlı olarak kısmi göçükler meydana gelmesi sonucu yaralanma, ölüm meydana geliyor mu?				Günlük Kontroller, Mekanize Kazı, KDD Kullanımı, Acil Dur. Ekip. ve Acil Dur. Plan., Çalışanların Bilgilendirilmesi	1	3	2	Proje Müdürü Şantiye Şefi Müh. Formen	6331 Sayılı İSG Kanunu İSİG Tüz., Kiş. Kor. Don. İşyerlerinde Kul. Hak. Yön., Çal. Eğit. Usul ve Esasları Hak. Yön., Maden ve Taş Ocakları İşl. ve Tünel Yap. Al. İşçi Sağ. ve İş Güv. Ön). İlişkin Tüzük



Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi (devamı)

Kontrol Düzeyi	Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti			Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler	K = Kontrol Düzeyi	S = Şiddet	RF = Risk Puanı	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat
	1	2	3						
1 Kontrol Yeterli	Hafif	Ciddi	Vahim						
2 İyileştirme Gerekli	0	1	2						
3 Kontrol Yetersiz	2	3	4						
No	3	4	5						
<p><b>Aşağıdakiler Doğru mu?</b></p> <p>Tünel ayarısında veya tavanda akma sonucu malzeme çarpması, ezilme, göçük altında kalma oluyor mu?</p> <p>Tünel açma çalışmaları sırasında projenin tam olarak uygulanması</p> <p>Deformasyon kontrollerinin düzenli olarak yapılması</p> <p>Sürekli kavlak kontrolünün yapılması.</p> <p>Püskürtme betonun tekniğine uygun atılması ve piriz almamış betonun altına personel sokulmaması, Personel koruyucu ekipman kullanılması, Personel bilgilendirme eğitimleri</p> <p>Göçük, Kaya Düşmesi, Püskürtme Beton Düşmesi sonucu yaralanma, ölüm, maddi hasar meydana geliyor mu?</p>									
10.2				Arının kontrolü, Arına yaklaşmadan çalışmaya, Mekanize kazı, Bilgilendirme, Eğitimi ve Tecri	1	3	2	İSG Birimi - Şantiye Şefi - Vardiya Müh - Ustaabaş - Formen	6331 Sayılı İSG Kanunu, İSİG Tüzüğü, Maden ve Taş Ocakları İşlet. ve Tünel Yap. Altmacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Ölçüm. İlişkin Tüzük, Kişisel Koruyucu Donanımların İşyerlerinde Kul. Hak. Yön., Çalışanların Eğ. Usul ve Esasları Hak. Yön.
10.3				Tünel açma çalışmaları sırasında projenin tam olarak uygulanması <p>Deformasyon kontrollerinin düzenli olarak yapılması</p> <p>Sürekli kavlak kontrolünün yapılması.</p> <p>Püskürtme betonun tekniğine uygun atılması ve piriz almamış betonun altına personel sokulmaması, Personel koruyucu ekipman kullanılması, Personel bilgilendirme eğitimleri</p>	1	3	2	Şantiye Şefi Makine Müdürü İSG Birimi Vardiye Mühendisi Ustaabaş ve Formen Çalışanlar	6331 Sayılı İSG Kanunu , İSİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Altmacak İSİG Ön. İlişkin Tüzük, Yapı İşleri Yön. Mak ne ve Ekipman Yön., Çalışanların Eğ. Usul ve Esasları Hak. Yön.
11.	Eğitim			Kontrol Altında	1	1	0	İSG Birimi Formen Vardiya müh.	6331 Sayılı İSG Kanunu , İSİG Tüz.
11.1	Çalışanlara yaptıkları işin potansiyel riskleri konusunda bilgi veriliyor mu?			Kontrol Altında	1	1	0	İSG Birimi Formen Vardiya müh.	6331 Sayılı İSG Kanunu , İSİG Tüz.

Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi (devamı)

Kontrol Düzeyi		Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti			Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler	K = Kontrol Düzeyi	S = Şiddet	RP = Risk Puanı	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat
		1 Hafif	2 Ciddi	3 Vahim						
1 Kontrol Yeterli	0	1	2	3						
2 İyileştirme Gerekli	2	3	4							
3 Kontrol Yetersiz	3	4	5							
<b>12. Basınç Hortumları</b>										
Günlük kontroller, periyodik bakımlar, İş öncesi gözle muayene, Makineler için güvenli çalışma alanı sağlanması ve bu alanlara kısıtlı giriş yapılması, Çalışanlara bilgilendirme eğitimi bağlantı yerlerinin iş öncesi kontrolü										
12.1	Basınç hortumlarının patlaması sonucu ölüm, yaralanma, maddi hasar meydana geliyor mu?				2	2	3	Vardiya Müh - Ustabaşı - Formen İşçiler	6331 Sayılı İSG Kanunu, İSG Tüzüğü, Çal. İşy. ve İşlerde AL Ted. Hak. Tüz., Kişisel Kor. Don. İşy. Kul. Hak. Yön., Çalış. Eğit. Usul ve Esas. Hak. Yön., Maden ve Taş Ocakları İşlet. ve Tünel Yap. Alınacak İşçi Sağlığı ve İş G. Önlem. İlişkin Tüzük	
<b>13. Şemsiye Metodu</b>										
Deformasyon kontrollerinin düzenli olarak yapılması, Sürekli kontrol yapılması										
13.1	Umbrella arch (Şemsiye metodu) delgisi esnasında kullanılan borular, kırılıp makine üzerine veya zemine düşmesi sonucu yaralanma, ölüm maddi hasar meydana geliyor mu?				2	2	3	İSG Birimi - Vardiya Müh - Ustabaşı - Formen	6331 Sayılı İSG Kanunu İSG Tüz. Kiş. Kor. Don. İşyerlerinde Kul. Hak. Yön., Çal. Eğit. Usul ve Esasları Hak. Yön., Maden ve Taş Ocakları İşl. ve Tünel Yap. AL İşçi Sağ. ve İş G. Ön. İlişkin Tüzük	
13.2	Umbrella arch boruları, yerleştirilmesi sırasında düşmesi sonucu yaralanma, ölüm, maddi hasar, dumandan boğulma				2	2	3	İSG Birimi - Vardiya Müh - Ustabaşı - Formen		
<b>14. Havalandırma</b>										



Çizelge 3. 3T risk değerlendirilmesi (devamı)

Kontrol Düzeyi		Yaralanma ve Hastalıkların Potansiyel Şiddeti			Kontrolde Olası Sorunlar ve Kontroldeki İyileştirmeler	K - Kontrol Düzeyi	S - Şiddet	RP = Risk Puanı	Sorumlu Personel	İlgili Mevzuat
		1	2	3						
1	Kontrol Yeterli	0	1	2	Periyodik Ölçümler Araçların Periyodik Bakımları Çalışanların Eğitimi	1	3	2	Proje Müdürü - Şantiye Şefi - ISG Birimi - Vardiya Müh - Foremen	6331 Sayılı ISG Kanunu, ISİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşl. ve Tünel Yap. Al. İSİG İlişkin Tüzük, Yeraltı ve Yerüstü Maden İşletmelerinde Sağlık ve Güvenlik Şartları Yönetmeliği, Ağır ve Tehlikeli İşler Yönetmeliği, Kişisel Koruyucu Donanımların İşyerlerinde Kul. Hak. Yön., Çalışanların Eğitimlerinin Usul ve Esasları Hak. Yön.,
2	İyileştirme Gerekli	2	3	4		1	3	2	ProjeMüdürü ŞantiyeŞefi MakineŞefi ISG Birimi Vardiye Mühendisi Ustabaşı ve Foremen Çalışanlar	6331 Sayılı ISG Kanunu , ISİG Tüz., Mad. ve Taş Oc. İşlet. ve Tünel Yap. Almacak İSİG Ön. İşl.ın Tüzük, Yapı İşleri Yön. Makine ve Ekipman Yön., Makine Ekipman Yön., Çalışanların Eğ. Usul ve Esasları Hak. Yön.
3	Kontrol Yetersiz	3	4	5						
No										
14.1	Tünel içi, makinelerden çıkan veya çevreden sızabilecek CO, NO, SO <sub>2</sub> , H <sub>2</sub> S, CO <sub>2</sub> , CH <sub>4</sub> gibi zehirli, boğucu ve patlayıcı gazların etkisi sonucu yaralanma ve ölüm meydana geliyor mu?									
15.	Yangın ve Patlama				Günlük ihtiyaçtan fazla yanıcı malzemelerin tünel içine sokulmaması İstl işlem için izin sistemini uygulamak Yeterli sayıda ve nitelikte yangın söndürücü bulundurmamak Yakıt ve yağ sızıntısına karşı tedbir almak Yangın müdahale ekipleri oluşturmak Yangın tatbikatları yapmak KKD kullanımını Personel bilgilendirme eğt.					
15.1	Kaza Esnasında Yangın ve Patlama sonucu yaralanma, ölüm, boğalma, maddi hasar meydana geliyor mu?									
<b>GÜVENLİK ENDEKSİ= (24*5)-42/120* 100=65</b>										
<b>42</b>										

# Deprem Bölgelerinde İnşa Edilecek Betonarme Sığ Tünellerin Farklı Algoritmalarla Optimum Tasarımı

## *Optimum Design of Reinforced Concrete Shallow Tunnels in Earthquake Zones Using Various Algorithms*

H.T. Öztürk, A. Durmuş

*Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon*

**ÖZET** Bu bildirinin temel amacı, aç-kapa yöntemiyle inşa edilen dikdörtgen enkesitli betonarme sığ tünellerin minimum maliyetle tasarımlarını Yapay Arı Koloni Algoritması ve Genetik Algoritmayla gerçekleştirmektir. Bu amaçla dikdörtgen kesitli betonarme sığ tünellerin tasarımı için amaç fonksiyonu, tasarım değişkenleri ve sınırlayıcılara ilişkin matematiksel ifadeler oluşturulmuştur. Bu ifadeler kullanılmak suretiyle örnek olarak Yapay Arı Koloni Algoritması ve Genetik Algoritmayla Trabzon Kalekapısı Altgeçit Tünelinin minimum maliyetli tasarımı gerçekleştirilmiştir. Elde edilen bulguların tartışılmasıyla varılan sonuçlar, tüneli geleneksel yöntemlerle tasarlayıp inşa eden şirketin sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

**ABSTRACT** The main purpose of this proceeding is to perform optimum cost design of cut and cover RC shallow tunnels using Artificial Bee Colony and Genetic Algorithms. For this purpose, mathematical expressions of objective function, design variables and constraints for the design of cut and cover RC shallow tunnels are determined. With this expressions, optimum cost design of the Trabzon Kalekapısı junction underpass tunnel is carried out. The results obtained are compared with the results obtained from traditional design.

## 1 GİRİŞ

Özel mühendislik yapılarından biri olan tünellerin başta ulaşım olmak üzere; savunma, sığınma, depolama gibi birçok amaçla inşa edildiği bilinmektedir. Günümüzde şehirlerin büyümesi, yol standartlarının iyileştirilmesi, savunma ve sığınma ihtiyaçlarının giderek artması, arazinin engebeli ve/veya değerli oluşu gibi nedenlerle bu yapıların inşasına çok daha fazla gereksinim duyulmaktadır.

Bunlardan ulaşım ve sıvı iletim amaçlı sığ tüneller genellikle aç-kapa yöntemiyle betonarme olarak inşa edilmektedir. Betonarme yapıların geleneksel tasarımı, tasarımın gereksinimlerinin matematiksel işlemlerle sağlamaya çalışıldığı bir süreçtir. Bu süreçte tasarım koşulların sağlanmaması

durumunda elemanların boyutları ve/veya donatı miktarları yürürlükteki yönetmelikler dikkate alınarak mühendislik önsezisine göre değiştirilmekte ve böylece yeni bir çözüm gerçekleştirilmektedir. Bu çözüme uygun bir sonuç elde edilinceye kadar devam edilmektedir. Tasarımı, bir amaç fonksiyonu ve belirli sınırlayıcılara göre yapan optimum tasarım süreci ise geleneksel tasarıma göre üstün bir seçenek olduğu bilinmektedir.

Teknik literatürde yapıların optimum tasarımında kullanılan çeşitli yöntemler bulunmaktadır. Dijital bilgisayarların optimizasyonda kullanıldığı ilk çalışmalardan biri olan Haug Jr ve Kirmser (1967) çalışmalarında izostatik kirişlere Genelleştirilmiş Newton Algoritmasını uygulamışlardır. Diğer taraftan betonarme



kirişlerin optimum tasarımında Chakrabarty (1992) geometrik Programlamayı, Lin ve Frangopol (1996) Doğrusal Olmayan Programlamayı, Coello vd. (1997) ile Govindaraj ve Ramasamy (2005) Genetik Algoritmayı, Fedghouche ve Tiliouine (2012) indirgenmiş gradyan adıyla anılan bir algoritmayı, Öztürk vd. (2012) ise Yapay Arı Koloni Algoritmasını kullanmışlardır.

Öte yandan betonarme kolonların (Zielinski vd., 1995; Govindaraj ve Ramasamy, 2007; Akın ve Saka, 2010; Öztürk ve Durmuş, 2013), istinat duvarlarının (Saribaş ve Erbatur,1996; Ceranic vd.,2001;Babu ve Basha, 2008; Akın ve Saka,2010; Kaveh ve Abadi, 2011; Pei ve Xia,2012), kemirici ortamlardaki betonarme kesitlerin (Biondini ve Frangopol,2009), öndöküm betonarme köprülerin (Marti ve Gonzalez-Vidoso,2010), Dikdörtgen kesitli betonarme menfezlerin (Perea vd.,2008) ve kesitleri dairesel kemer şeklinde olan betonarme menfezlerin (Carbonell vd.,2011) optimum tasarımları çeşitli algoritmalarla gerçekleştirilmiştir.

Birçok araştırmacı da betonarme çerçevelerin optimum tasarımını yapmıştır. Bu tasarımlarda; Doğrudan Arama Algoritması (Choi ve Kwak,1990; Kwak ve Kim,2008), Isıl İşlem Algoritması (Balling ve Yao,1997), Armoni Arama Algoritması (Akın,2010) ve Genetik Algoritma (Rajeev ve Krishnamoorthy,1998; Camp vd.,2003; Lee ve Ahn,2003; Kwak ve Kim,2009) gibi algoritmalar kullanılmıştır.

Bu çalışmanın temel amacı da, aç-kapa yöntemiyle inşa edilen dikdörtgen enkesitli betonarme tünellerin minimum maliyetle tasarımlarını Yapay Arı Koloni Algoritması ve Genetik Algoritma kullanarak gerçekleştirmektir.

## 2 YAPAY ARI KOLONİ ALGORİTMASI VE GENETİK ALGORİTMA

### 2.1 Yapay Arı Koloni Algoritması

Yapay Arı Koloni Algoritması adıyla anılan optimizasyon algoritması arıların gerçek nektar arama davranışlarından esinlenerek

Karaboğa (2005) tarafından geliştirilmiştir. Bu algoritma; nektar kaynakları, görevli ve görevi belirsiz arılar olmak üzere üç temel birleşenden oluşmaktadır. Optimizasyon probleminde, nektar kaynakları olası çözümlere karşılık gelmektedir.

Yapay Arı Koloni Algoritmasının ilk aşamasında başlangıç nektar kaynakları rastgele olarak üretilmektedir. Bu üretim işlemi;  $x_{\min}^j$  ve  $x_{\max}^j$  sırasıyla j. tasarım değişkeninin alt ve üst sınırlarını, D tasarım değişkeni sayısını, SN nektar kaynağı sayısını göstermek ve  $i=1...SN$ ,  $j=1...D$  olmak üzere:

$$x_i^j = x_{\min}^j + \text{rand } 0,1 \cdot (x_{\max}^j - x_{\min}^j) \quad (1)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir.

Üretilen çözümlerin değerlendirilmesi için uygunluk değeri;  $f_i$  bireyin amaç fonksiyonu (maliyet) değerini göstermek üzere:

$$f'_i = \begin{cases} f_i \geq 0 \Rightarrow 1 / (1 + f_i) \\ f_i < 0 \Rightarrow 1 + |f_i| \end{cases} \quad (2)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. İkinci aşamada görevli arılar seçtikleri nektar kaynağı civarında yeni bir kaynak belirleyerek bu kaynağı bir MR denetim parametresine göre tercih edebilmektedir. Bu işlem  $R_j$  [0,1] aralığında düzgün dağılımlı rastgele bir sayıyı ve MR [0,1] aralığında değer alan bir denetim parametresini göstermek üzere:

$$v_i^j = \begin{cases} R_j < MR \Rightarrow x_i^j + \Phi_{ij} \cdot (x_i^j - x_k^j) \\ R_j \geq MR \Rightarrow x_i^j \end{cases} \quad (3)$$

bağıntısıyla gerçekleştirilmektedir. Görevli arılar araştırmalarını tamamladıktan sonra kovana dönerek buldukları kaynaklarla ilgili bilgiyi gözcü arılara aktarmaktadırlar. Gözcü arılar da bu bilgiden faydalanarak, bir olasılık değeri yardımıyla, bir kaynak seçmektedir. Bu olasılık değeri;  $ihlaj_j$  j. nektar kaynağının sınırlayıcı ihlal değerini göstermek üzere,

$$P_i = \begin{cases} \text{uygun bölgede ise} \\ 0.5 + \left( f'_i x / \sum_{i=1}^{SN} f'_i x \right) \cdot 0.5 \\ \text{uygun bölgede değil ise} \\ 1 - \left( \text{ihlal}_j / \sum_{j=1}^{SN} \text{ihlal}_j \right) \cdot 0.5 \end{cases} \quad (4)$$

bağıntılarının biriyle hesaplanmaktadır. Son aşama olan kaşif arı aşamasında ise gelişemeyen çözümlerin yerine farklılık sağlanması amacıyla nesle yeni çözümler katılmaktadır. Bu amaçla gelişemeyen çözümün, diğer bir deyişle tükenmiş kaynağın arısı kaşif arıya dönüştürülerek rastgele bir kaynak seçilmek suretiyle bu çözüm değerlendirilmektedir. Bu aşamada algoritmanın denetim parametrelerinden ikisi olan SPP ve LIMIT'den yararlanılmaktadır.

Burada sınırlayıcı işleme yöntemi olarak Karaboğa ve Akay (2011) tarafından Yapay Arı Koloni Algoritmasına uyarlanan, Deb'in (2000) sınırlayıcı işleme yönteminin kullanıldığını belirtmek uygun olmaktadır.

## 2.2 Genetik Algoritma

Genetik Algoritma John Holland tarafından geliştirilmiş teknik literatürde sıkça kullanılan bir optimizasyon algoritması olduğu bilinmektedir (Goldberg,1989). Bu çalışmada uygulanan Genetik Algoritmada, uyarlanabilen bir ceza fonksiyonu yöntemi kullanılmıştır (Toğan ve Daloğlu,2006). Bu yöntem göre; n sınırlayıcı sayısını, g(i) i. sınırlayıcının ihlal miktarını (i=1,...,n), g<sub>min</sub>, g<sub>ort</sub> ve g<sub>max</sub> sırasıyla nesildeki en küçük, ortalama ve en büyük ihlal değerini göstermek üzere, ceza katsayısı:

$$CK = \begin{cases} g_i \geq g_{ort} \Rightarrow \\ \frac{g_{max} + g_i / g_{max} - g_{ort}}{g_i \geq g_{ort} \Rightarrow \\ \frac{g_{ort} + g_i / g_{ort} - g_{min}}{g_i = 0 \Rightarrow \\ 0 \end{cases} \quad (5)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. f(x) amaç fonksiyonunu göstermek üzere, bu katsayı kullanılarak cezalandırılmış amaç fonksiyonu,

$$\Phi x = f x + CK \quad (6)$$

olarak elde edilmektedir. Bir bireyin uygunluk derecesi  $\Phi_{max}(x)$  ve  $\Phi_{min}(x)$  sırasıyla nesildeki en büyük ve en küçük cezalandırılmış amaç fonksiyonu değerini göstermek üzere,

$$f'_i x = \Phi_{max} x + \Phi_{min} x - \Phi_i x \quad (7)$$

bağıntısıyla, bir bireyin uygunluk değeri ise, f<sub>ort</sub> nesildeki bireylerin ortalama uygunluk derecesini göstermek üzere,

$$f'_i x = \frac{f'_i x}{f_{ort}} \quad (8)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir.

Bunlara ilaveten kullanılan çaprazlama ve mutasyon işlemleri de kendilerini uyarlayabilmektedir. Bu yöntem göre; f herhangi bir bireyin uygunluk değerini, f<sub>min</sub>, f<sub>ort</sub> ve f<sub>max</sub> sırasıyla bir nesildeki en küçük, ortalama ve en büyük uygunluk değerini ve f<sub>m</sub> çaprazlanan bireylerden uygunluğu küçük olanın değerini göstermek üzere, çaprazlama (p<sub>c</sub>) ve mutasyon (p<sub>m</sub>) olasılık değerleri;

$$p_c = \begin{cases} f_m \geq f_{ort} \Rightarrow f_{max} - f_m / f_{max} - f_{ort} \\ f_m < f_{ort} \Rightarrow 1.0 \end{cases} \quad (9)$$

$$p_m = \begin{cases} f' \geq f_{ort} \Rightarrow 0.5 f_{max} - f' / f_{max} - f_{ort} \\ f' < f_{ort} \Rightarrow f_{ort} - f' / f_{ort} - f_{min} \end{cases} \quad (10)$$

şeklinde belirlenmektedir.

## 3 OPTİMUM TASARIM PROBLEMİNİN MATEMATİKSEL İFADESİ

### 3.1 Amaç Fonksiyonu

Bu çalışmada amaç fonksiyonu, beton, çelik, kalıp, iskele, kazı ve dolgu maliyetlerini ve



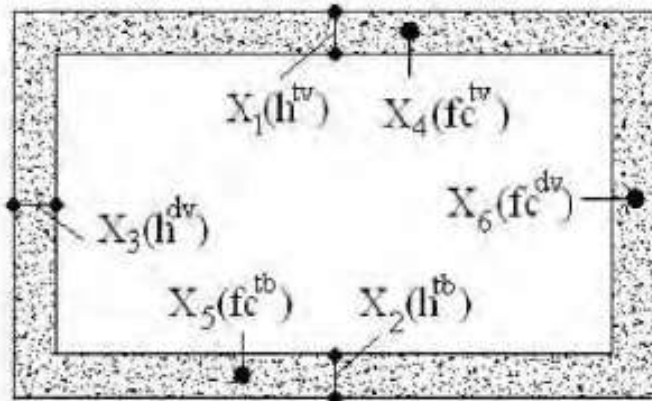
bunlara ilişkin işçilikleri dikkate alan birim uzunluktaki tünel için toplam maliyetin minimizasyonu olarak ifade edilmektedir. Bu amaç fonksiyonu ( $f_{\text{maliyet}}$ ) matematiksel olarak;  $C_c$  beton,  $C_s$  çelik,  $C_k$  kalıp,  $C_{is}$  iskele,  $C_{kz}$  kazı ve  $C_{dl}$  dolgu maliyetleriyle bunlara ilişkin işçilik giderlerini göstermek üzere:

$$f_{\text{maliyet}} = C_c + C_s + C_k + C_{is} + C_{kz} + C_{dl} \quad (11)$$

şeklinde ifade edilmektedir.

### 3.2 Tasarım Değişkenleri

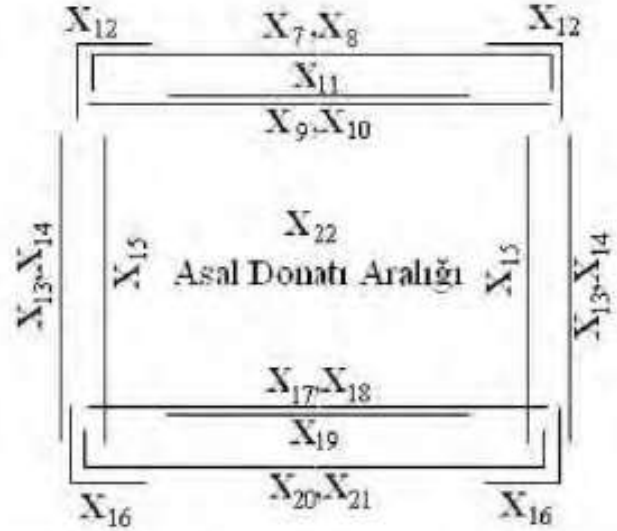
Bu çalışmada tasarım değişkenleri; boyutlar, beton sınıfı ve donatıyla ilgililer olmak üzere üç sınıfa ayrılmıştır. Bu üç sınıfa ilişkin toplam değişken sayısı 28'dir. Tasarım değişkenlerinin ilk üç tanesi boyutlara ilişkin değişkenlerdir. Bunları; tünelin tavan, taban döşemelerinin kalınlıkları ve duvar kalınlıkları oluşturmaktadır. Bunları takip eden diğer üç değişken ise; tavan, taban döşemeleri ve duvarda kullanılan beton sınıflarına ilişkindir (Şek. 1).



Şekil 1. Tünelin boyut ve beton sınıfına ilişkin tasarım değişkenleri

Boyutlara diğer bir deyişle kalınlıklara ilişkin değişkenler pratikte uygulanabilir kesitler olması bakımından 400mm-1500mm aralığında, 50mm'lik artımla oluşturulan tanım kümesinden değerler almaktadırlar. Beton sınıfıyla ilgili değişkenler ise, Türkiye'de üretilen beton sınıflarından (C20'den C50'ye kadar) oluşturulan tanım kümesinden seçilmektedir.

Kalan 22 tasarım değişkeninin; 15 tanesi asal ve ek donatı çaplarına, 2 tanesi kesme donatı çaplarına ve kalan 5 tanesi ise bu donatıların aralıklarına ilişkindir. Bunlardan asal ve ek donatıların değişken numaraları Şekil 2'de, kesme donatılarınınkiler ise Şekil 3'de verilmektedir.



Şekil 2. Asal ve ek donatı değişkenleri



Şekil 3. Kesme donatısı değişkenleri

Asal donatı çaplarına ilişkin değişkenlerin tanım kümesi 12 mm'den başlayarak 32mm'ye kadar 2mm'lik artımlarla, kesme donatısı çaplarına ilişkin değişkenlerin tanım kümesi ise 8mm'den başlayarak 32mm'ye kadar 2mm'lik artımlarla elde edilen donatı çaplarından oluşmaktadır. Asal donatı aralıklarına ilişkin tasarım değişkenlerinin tanım kümesinde 50, 75, 100, 125, 150 ve 200mm'den oluşan aralıklar, kesme donatılarının tünelin boyuna doğrultusundaki aralıklarına ilişkin tasarım değişkenlerinin tanım kümesinde 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250 ve 300mm'den oluşan aralıklar, tünelin

enine doğrultusundaki aralıklarına ilişkin tasarım değişkenlerinin tanım kümesinde ise 50, 100, 150 ve 200mm'den oluşan aralıklar bulunmaktadır. Algoritma içerisinde pratikte uygulanabilir olması bakımından donatı aralıklarının uyumu da denetlenmektedir.

### 3.3 Yapısal Sınırlayıcılar

Yapısal sınırlayıcılar tünelin tasarımında yürürlükte bulunan yönetmeliklere göre sağlanması gereken koşullardır. Bunlardan ikisi minimum ve maksimum donatı oranlarıdır. TS 500 (2000)'deki minimum ve maksimum donatı oranları dikkate alınarak, bu koşulların sağlanıp sağlanmadığı,

$$\left. \begin{aligned} g_1 \quad x &= \frac{\rho_{\min}}{\rho} - 1 \leq 0 \\ g_2 \quad x &= \frac{\rho}{\rho_{\max}} - 1 \leq 0 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

sınırlayıcılarıyla denetlenmektedir. Direnme momentlerinin yapısal çözümlenmeden elde edilen tasarım momentlerini karşılayıp karşılamadığı,  $M_d$  tasarım eğilme momenti ve  $M_r$  direnme momentini göstermek üzere:

$$g_3 \quad x = \frac{M_d}{M_r} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

sınırlayıcısıyla, tavan döşemesinin kullanım yükleri altında sehiminin, kullanılabilirlik sınır durumu bakımından, izin verilen sehimi (1/250) geçip geçmediği ise (Eurocode-2, 2005),  $\delta_d$  tavan döşemesinin orta noktasında hesaplanan tasarım sehimini,  $\delta_{\max}$  izin verilen maksimum sehim değerini göstermek üzere:

$$g_4 \quad x = \frac{\delta_d}{\delta_{\max}} - 1 \leq 0 \quad (14)$$

sınırlayıcısıyla denetlenmektedir.

Kesme dayanımının, yapısal çözümlenmeden elde edilen tasarım kesme kuvvetinden büyük olup olmadığının belirlenmesinde ise;  $V_d$  tasarım kesme kuvvetini ve  $V_r$  kesitin kesme dayanımını göstermek üzere:

$$g_5 \quad x = \frac{V_d}{V_r} - 1 \leq 0 \quad (15)$$

sınırlayıcısıyla denetlenmesi gerektiği gibi, yazarların kanısınca kesme donatısının tünel boyuna doğrultudaki aralığının, asal donatı aralıklarıyla uygunluğunun da denetlenmesi gerekmektedir (Öztürk,2013). Bu durumda sınırlayıcı ihlalleri;  $s_a$  asal donatı aralığını,  $s_1$  kesme donatısının tünel boyuna doğrultusundaki aralığını göstermek üzere:

$$g_6 \quad x = \begin{cases} s_1 < s_a \\ \Rightarrow \frac{s_a}{s_1} - 1 \\ s_1 \geq s_a \text{ ve } s_1 \text{ } s_a \text{ 'ya bölünebiliyorsa} \\ \Rightarrow 0 \\ s_1 \geq s_a \text{ ve } s_1 \text{ } s_a \text{ 'ya bölünemiyorsa} \\ \Rightarrow \frac{\text{mod } s_1, s_a}{s_a} \end{cases} \quad (16)$$

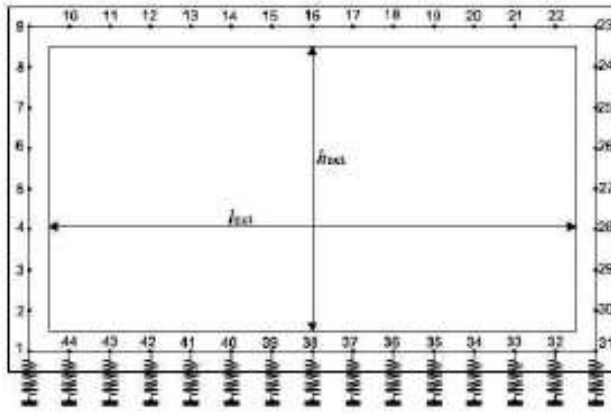
ifadeleriyle belirlenmektedir.

## 4 SAYISAL UYGULAMA

Bu çalışma kapsamında optimizasyonu gerçekleştirecek olan tünel T.C. Ulaştırma Bakanlığı Karayolları 10. Bölge Müdürlüğü denetimi altında, Trabzon devlet sahil yolu ile Yavuz Selim Bulvarını birbirine bağlayan Şenol Güneş Caddesi üzerinde aç-kapa yöntemiyle inşa edilen betonarme bir yeraltı yapısıdır.

Bu tünelin yapısal modelinin çözümlenmesi için MATLAB programlama dilinde bir sonlu elemanlar yazılımı hazırlanmıştır. Bu yazılım kesit etkileri ve sehim hesaplaması için, geliştirilmiş olan optimizasyon algoritması içerisinde, kullanılmaktadır. Modelde 44 düğüm noktası bulunmakta, taban zemininin davranışı yaylarla gösterilmekte ve kullanılan malzeme davranışlarının izotropik doğrusal elastik olduğu kabul edilmektedir (Şekil 4).





Şekil 4. Tünel için sonlu elemanlar modeli

## 4.1 Yükler

### 4.1.1 Sabit yükler

Bu çalışmada sabit yük (G);  $G_z$  tünel üstündeki zemin örtüsünden oluşan sabit yükü ve  $G_t$  tünelin öz ağırlığını göstermek üzere:

$$G = G_z + G_t \quad (17)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

### 4.1.2 Hareketli yükler

Hareketli yükler yönetmeliklerde tanımlanan standart kamyon yüklerinden yada standart kamyon katarlarına eşdeğer olan şerit yüklerden oluşmaktadır. Bu çalışmada H30-S24 simgesiyle tanımlanan taşıt yükü kullanılmaktadır (YKTŞ,1973).

Tünel üzerinden geçen taşıtların dinamik etkilerini hesaba katmak için, standart taşıt yüklerinin dinamik yük çarpanıyla ( $\varphi_d$ ) çarpılmıştır. Bu çarpan, L hesap uzunluğunu göstermek üzere,

$$\varphi_d = 1 + \frac{15}{L + 37} \leq 1.30 \quad (18)$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır.

Açıklık ve mesnet momentlerinin mutlak değerce en büyük değerlerini veren yükleme durumları ( $Q_1$  ve  $Q_2$ ) dikkate alınmıştır.

### 4.1.3 Yatay zemin basınçları

Tünel üzerindeki zeminden dolayı meydana gelen basınçlar ( $p_{G1}^{sag}$  ve  $p_{G1}^{sol}$ ), sukunet durumundaki yatay basınç katsayısı  $K_0=0.50$  olmak ve  $h_{or}$  tünel üzerindeki zemin kalınlığını,  $h^{iv}$  tavan döşemesinin kalınlığını,  $\gamma_z$  zeminin birim ağırlığını göstermek üzere,

$$p_{G1}^{sol} = p_{G1}^{sag} = h_{or} + h^{iv} / 2 \cdot K_0 \cdot \gamma_z \quad (19)$$

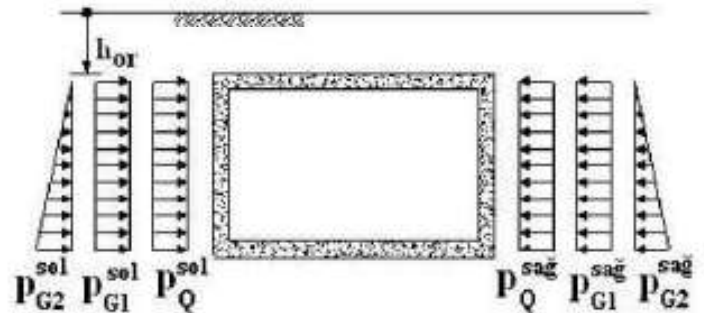
bağıntısı, üçgen şeklindeki zemin yatay basınçları da ( $p_{G2}^{sag}$  ve  $p_{G2}^{sol}$ ),

$$p_{G2}^{sol} = p_{G2}^{sag} = h_{or} - h^{iv} / 2 + h^{tb} / 2 \cdot K_0 \cdot \gamma_z \quad (20)$$

bağıntısı, hareketli yükten doğan yatay basınçlar ( $p_Q^{sag}$  ve  $p_Q^{sol}$ ) ise, q eşit yayılı hareketli yükü göstermek üzere,

$$p_Q^{sag} = p_Q^{sol} = q \cdot K_0 \quad (21)$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır (Şek. 5).



Şekil 5. Tünele etkiyen yatay zemin basınçları

### 4.1.4 Deprem yükleri

Deprem yükleri Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğe (DBYBHY,2007) göre hesaplanmıştır. Tünelin inşa edildiği zemin özellikleri kullanılarak statik durumda aktif yatay basınç katsayısı  $K_{as}=0.2963$  olarak belirlenmiş, dinamik durumda toplam aktif basınç katsayısı ise  $K_{at}=0.3515$  olarak elde edilmiştir. Bu durumda depremden doğan aktif basınç katsayısı,

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} = 0.0552 \quad (22)$$

olarak belirlenmiştir.

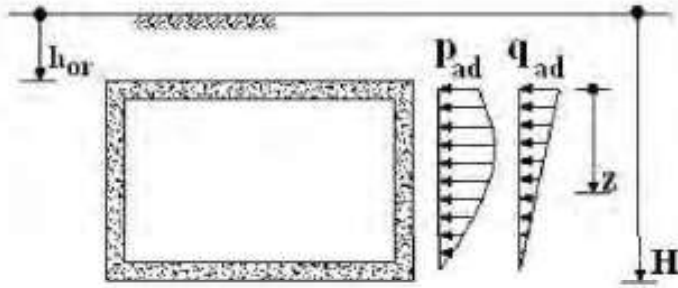
Tünele etkiyen depremden doğan yatay basıncın ( $p_{ad}$ ), derinlikle ( $z$ ) değişimi,  $H$  toplam zemin derinliğini göstermek üzere,

$$p_{ad} z = 3 \left( 1 - \frac{z}{H} \right) \gamma_s \cdot z \cdot K_{ad} \quad (23)$$

bağıntısıyla, deprem anında hareketli yükten doğan yatay basıncın ( $q_{ad}$ ), derinlikle ( $z$ ) değişimi ise,

$$q_{ad} z = 2q_0 K_{ad} \left( 1 - \frac{z}{H} \right) \frac{\cos \alpha}{\cos \alpha - \beta} \quad (24)$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır (Şek. 6).



Şekil 6. Deprem etkisiyle tünele gelen yatay basınçlar

#### 4.1.5 Yük birleşimleri

Bu çalışmanın uygulamasına konu olan açkapa tünelin tasarımında AASHTO-HB-17 (2002)'ye göre belirlenen yük birleşimleri aşağıda verilmektedir.

$$1.30 \left[ G + 1.67Q_1 + 1.15 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 1.15 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \right] \quad (25)$$

$$1.30 \left[ G + 1.67Q_2 + 1.15 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 1.15 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \right] \quad (26)$$

$$1.30 \left[ G + 1.67Q_1 + 1.15 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 0.575 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \right] \quad (27)$$

$$1.30 \left[ G + 1.67Q_2 + 1.15 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 0.575 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \right] \quad (28)$$

$$1.30 \left[ G + 1.67Q_1 + 0.575 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 0.575 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \right] \quad (29)$$

$$1.30 \left[ G + 1.67Q_2 + 0.575 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 0.575 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \right] \quad (30)$$

$$1.00 \left[ G + 1.30 p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + 1.30 p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} + p_{ad} + q_{ad} \right] \quad (31)$$

Tünelin boyutlandırmasında bu yük birleşimlerinden en elverişsizinin verdiği kesit etkileri dikkate alınmıştır. Normal kullanım koşulları bakımından sehimlerin denetlenmesinde ise,

$$G + Q_1 + Q_2 + p_{G1}^{sağ} + p_{G2}^{sağ} + p_Q^{sağ} + p_{G1}^{sol} + p_{G2}^{sol} + p_Q^{sol} \quad (32)$$

yük birleşimi kullanılmıştır.

#### 4.2 Tasarım Parametreleri

Algoritmanın işleyişinden bağımsız olarak sabit değer alan verilere optimizasyon parametreleri adı verilmektedir. Bu parametreler; boyutlarla, donatıyla, zeminle ve depremle ilgili parametreler olmak üzere dört guruba ayrılmıştır. Bu grupların her birine giren parametreler aşağıdaki Çizelge 1'de verilmektedir.

Maliyetlerle ilgili parametrelerin belirlenmesinde Çevre ve Şehircilik Bakanlığının ve Karayolları Genel Müdürlüğünün belirlemiş olduğu 2010 yılı birim fiyatları dikkate alınmıştır. Buna göre; beton sınıflarına, donatı türlerine, kalıp, iskele, kazı ve dolguya ilişkin birim fiyatlar aşağıdaki Çizelge 2'de verilmektedir.

#### 4.3 Bulgular ve İrdellemeler

Bu çalışmada optimizasyon sürecini etkileyebilen Yapay Arı Koloni Algoritması denetim parametrelerinin (MR, SPP ve LIMIT) sözkonusu sürece etkisinin olup olmadığını belirlemek için ANOVA testi, kullanılabilir sınırlar içinde kalan parametre değerlerini belirlemek için ise



### Çizelge 1. Bu çalışmanın uygulamasına konu olan tünelin tasarım parametreleri

Parametre	Değeri
<b>Boyutlarla İlgili Parametreler</b>	
Yatay serbest açıklık	9.00 m
Düşey serbest açıklık	5.35 m
Tünel üzerindeki zemin örtü kalınlığı	0.50 m
Paspayı	0.05 m
<b>Zeminle İlgili Parametreler</b>	
Zemin birim ağırlığı	19 kN/m <sup>3</sup>
İçsel sürtünme açısı ( $\phi$ )	30°
Şev açısı ( $\beta$ )	0°
Duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı açı ( $\alpha$ )	0°
Zemin-duvar sürtünme açısı ( $\delta$ )	22.50°
Zeminin yatak katsayısı	20000 kN/m <sup>3</sup>
<b>Donatıyla İlgili Parametreler</b>	
Donatı karakteristik akma dayanımı	420 MPa
Donatı tasarım akma dayanımı	365 MPa
Donatının birim ağırlığı	78.50 kN/m <sup>3</sup>
<b>Depremle İlgili Parametreler</b>	
Etkin yer ivme katsayısı	0.15
Yatay eşdeğer deprem katsayısı	0.060
Düşey eşdeğer deprem katsayısı	0.040
Dinamik aktif basınç katsayısı	0.0552

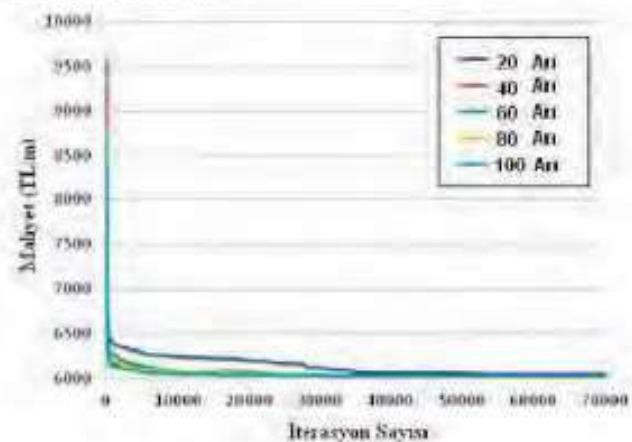
### Çizelge 2. Kullanılan malzemelere ilişkin birim fiyatlar

Tanım	Birim Fiyat
C20 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	105.30
C25 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	112.55
C30 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	120.99
C35 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	125.55
C40 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	133.36
C45 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	138.55
C50 sınıfı beton (TL/m <sup>3</sup> )	142.43
Ø8 - Ø12 mm çaplı donatı çubuklarının bükülmesi ve yerine konulması (TL/ton)	1,613.25
Ø14 - Ø50 mm çaplı donatı çubuklarının bükülmesi ve yerine konulması (TL/ton)	1,454.19
Menfez gibi 10m'den küçük açıklıklı yapılarda düz yüzeyli, rendeli beton ve betonarme kalıbı (TL/m <sup>3</sup> )	22.20
Menfezler gibi 6 m'den büyük göz açıklıkları için iskeleleri (TL/m <sup>3</sup> )	13.75
Ekskavatörle yumuşak kayanın kazılması (TL/m <sup>3</sup> )	7.79
Makine ile işlem görmemiş kum çakıl temini, makine ile serilmesi, sulanması, sıkıştırılması (TL/m <sup>3</sup> )	4.28

ANOM testi kullanılmıştır. Testler Yapay Arı Koloni Algoritması denetim parametrelerinden; MR için Akay'ın (2009)

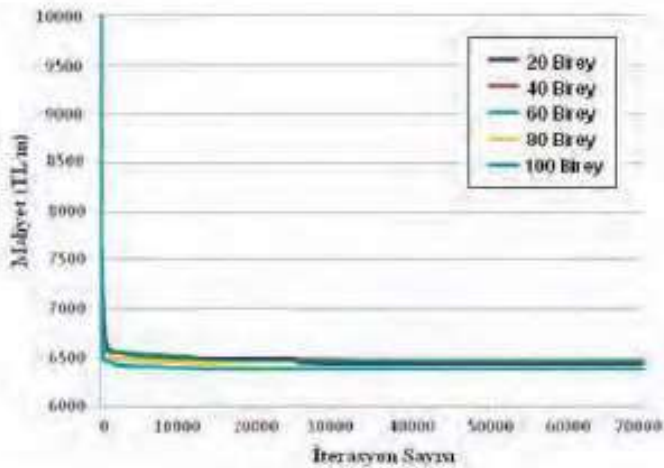
çalışmasına benzer olarak 0.1 ile 0.9 arasında 0.1 artımlarla 9 farklı değer, LIMIT için 0.1xSNxD, 0.5xSNxD, SNxD, 2xSNxD, 4xSNxD ile hesaplanan 5 farklı değer ve SPP için yine 0.1xSNxD, 0.5xSNxD, SNxD, 2xSNxD, 4xSNxD ile hesaplanan 5 farklı değer kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Herbir MR, SPP ve LIMIT denetim parametresi için 10 bağımsız koşum yapılmıştır. Uygulanan ANOVA testleri en az bir MR, SPP yada LIMIT değerinin bulguları etkilediğini, ANOM testi ise MR için; 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 ve 0.9 değerlerinin, SPP için; 0.1xSNxD, 0.5xSNxD, SNxD ve 4xSNxD değerlerinin, LIMIT için ise; SNxD ve 2xSNxD değerlerinin kullanılabilir olduğunu göstermiştir. Bu bulgular irdelenerek parametrelerin uygun değerleri arasından MR=0.7, SPP=SNxD ve LIMIT=SNxD olarak seçilmiştir.

Yapay Arı Koloni Algoritmasında kolonide bulunan arı sayısının, Genetik Algoritmada ise nesilde bulunan birey sayısının elde edilen optimum çözüm üzerindeki etkisini belirlemek için çözümler; 20, 40, 60, 80 ve 100 arıdan (bireyden) oluşan koloniler (nesiller) kullanılarak gerçekleştirilmiş ve her bir koloni (nesil) için 10 bağımsız koşum yapılmıştır. İterasyon sayısı 70000 olarak alınmıştır. Dikkate alınan her bir koloni (nesil) için Yapay Arı Koloni Algoritmasından ve Genetik Algoritmadan elde edilen bulguların yakınsaması sırasıyla aşağıdaki Şekil 7 ve Şekil 8'de verilmektedir.



Şekil 7. Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla tasarımda dikkate alınan her bir koloni için iterasyon sayısına göre tünel maliyetinin değişimi





Şekil 8. Genetik Algoritmayla tasarımda dikkate alınan her bir koloni için iterasyon sayısına göre tünel maliyetinin değişimi

Şekillerden görüldüğü gibi Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla gerçekleştirilen çözümlemelerde 20 arı bulunan koloni dışındaki diğer kolonilerin yakınsama hızlarının yakın ve hızlı olduğu, 20 arı bulunan koloniyle gerçekleştirilen optimizasyonda yakınsama hızının daha düşük olduğu görülmektedir. Genetik Algoritmayla gerçekleştirilen çözümde ise nesillerin yakınsama hızlarının birbirine yakın olduğu, 80 ve 100 bireyden oluşan nesiller için elde edilen ortalama maliyetin diğer nesillere göre daha düşük olduğu görülmektedir.

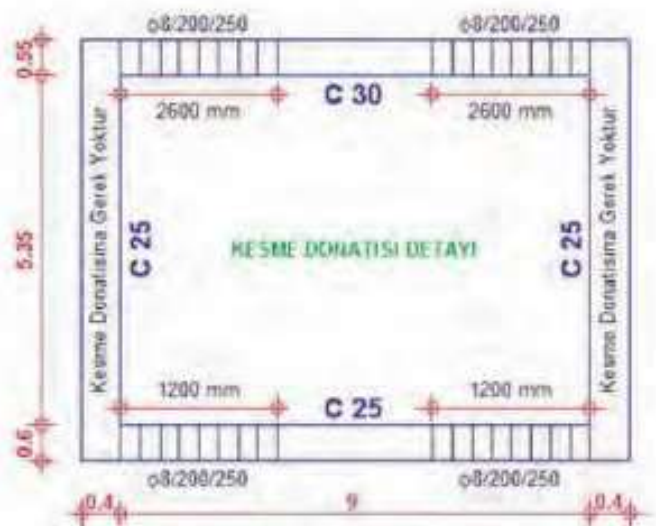
Yazılımın bağımsız olarak koşutulmandan elde edilen optimum çözümlerden minimum maliyetli tasarım; Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla 60 arı bulunan koloniyle, Genetik Algoritmayla ise 100 birey bulunan nesille yapılan 10 çözümden biri için elde edilmiştir. Maksimum iterasyon sayısına göre algoritmanın durdurulmasına karar verilen tükenme tabanlı bir ölçüt, 14000 iterasyon süresince amaç fonksiyonunun en iyi değerinde bir gelişim olmaması durumunda yakınsamanın sağlandığını kabul eden gelişim tabanlı diğer bir ölçütü birleştirilerek bir durdurma ölçütü oluşturulmuştur. Bu birleşik ölçüt, Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla yapılan çözüme uygulandığında, yakınsamanın 39199. iterasyonda sağlandığı, Genetik Algoritmayla yapılan çözüme uygulandığında ise, yakınsamanın 15654. iterasyonda sağlandığı

anlaşılmaktadır. Yakınsama sağlanıncaya kadar Yapay Arı Koloni Algoritmasında 2351970, Genetik Algoritmada ise 1565500 amaç fonksiyonunun değerlendirildiği belirlenmiştir.

Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla ve Genetik Algoritmayla gerçekleştirilen çözümlerlerden elde edilen tasarım değişkenlerinin optimum değerleri aşağıdaki Şekil 9-12'de verilmektedir.



Şekil 9. Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla belirlenen asal donatılar için optimum enkesit detayı

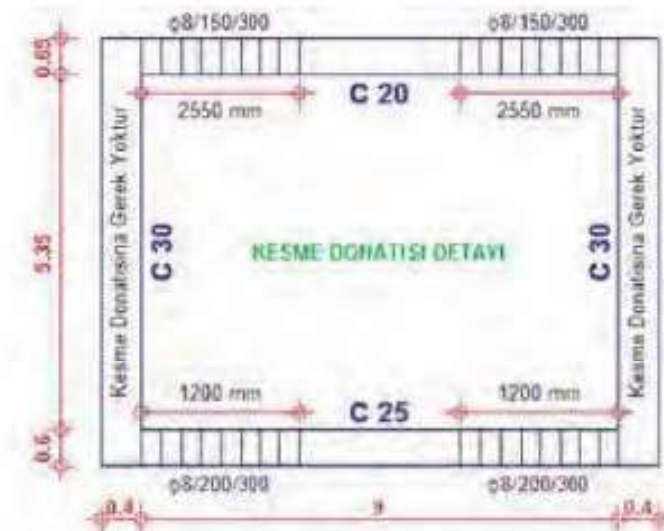


Şekil 10. Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla belirlenen kesme donatıları için optimum enkesit detayı





Şekil 11. Genetik Algoritmayla belirlenen asal donatılar için optimum enkesit detayı



Şekil 12. Genetik Algoritmayla belirlenen kesme donatıları için optimum enkesit detayı

Bu çalışmanın uygulamasına konu olan tünelin geleneksel yöntemle yapım şirketi tarafından gerçekleştirilmiş olan tasarım enkesitinin birim uzunluğu için malzeme miktarları ve maliyeti, Genetik Algoritmayla ve Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla gerçekleştirilen optimizasyonla elde edilenlerle birlikte Çizelge 3 ve 4'de verilmektedir.

Çizelge 3. Tünelin geleneksel ve optimum tasarımında hesaplanan malzeme miktarları

	1 m için miktar		
	Şirketin Geleneksel Tasarımı	Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla Tasarım	Genetik Algoritmayla Tasarım
Beton	24.13 m <sup>3</sup>	15.55 m <sup>3</sup>	16.53 m <sup>3</sup>
Donatı	1809.64 daN	1685.35 daN	1666.41 daN
Kalıp	33.60 m <sup>2</sup>	32.70 m <sup>2</sup>	32.90 m <sup>2</sup>
İskele	48.15 m <sup>3</sup>	48.15 m <sup>3</sup>	48.15 m <sup>3</sup>
Kazı	77.48 m <sup>3</sup>	68.60 m <sup>3</sup>	69.58 m <sup>3</sup>
Dolgu	5.2 m <sup>3</sup>	4.90 m <sup>3</sup>	4.90 m <sup>3</sup>

Çizelge 4. Tünelin geleneksel ve optimum tasarımına ilişkin maliyetler

	1 m için maliyet (TL)		
	Şirketin Geleneksel Tasarımı	Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla Tasarım	Genetik Algoritmayla Tasarım
Beton	2364.74	1556.24	1620.14
Donatı	2631.56	2496.51	2488.26
Kalıp	745.92	725.94	730.38
İskele	662.06	662.06	662.06
Kazı	603.57	534.39	542.03
Dolgu	22.26	20.97	20.97
Toplam	7030.11	5993.12	6063.84

## 5 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmadan çıkarılabilecek başlıca sonuç ve öneriler aşağıda özetlenmektedir.

✓ Tünelin tasarımı için, Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla 20,40,60,80 ve 100 arıdan oluşan koloniler kullanılarak elde edilen bulgular, 20 arı bulunan koloni dışındaki diğer kolonilerin yakınsama hızlarının pratik olarak örtüştüğünü göstermektedir.

✓ Tünelin tasarımı için, Genetik Algoritmayla 20,40,60,80 ve 100 bireyden oluşan nesiller kullanılarak elde edilen bulgular, nesillerin yakınsama hızlarının birbirine yakın olduğunu, 80 ve 100 bireyden oluşan nesiller için elde edilen ortalama maliyetin ise diğer nesillerden elde edilenlerden daha düşük olduğunu göstermektedir.

✓ Geleneksel yöntemle tasarlanıp inşa edilen tünelin maliyeti 7030.11 TL/m iken bu maliyet Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla gerçekleştirilen optimizasyonla 5993.12

TL/m<sup>3</sup>'ye, Genetik Algoritmayla gerçekleştirilen optimizasyonla ise 6063.84 TL/m<sup>3</sup>'ye düşmüştür. Bu bulgular Yapay Arı Koloni Algoritmasıyla tasarlanan tünel maliyetinin geleneksel yöntemle tasarlanandan %14.75, Genetik Algoritmayla tasarlanan tünel maliyetinin ise %13.74 daha ekonomik olduğunu göstermektedir.

✓ Tasarımlarda değerlendirilen amaç fonksiyonu sayısının dikkate alınması, Genetik Algoritmanın, Yapay Arı Koloni Algoritmasına göre optimum sonuca daha çabuk ulaştığını göstermektedir.

Özetle bu çalışma, aç-kapa yöntemiyle inşa edilen çalışmamızın uygulamasına konu olan dikdörtgen kesitli betonarme sığ tünelin optimum tasarımlarının Yapay Arı Koloni Algoritması yada Genetik Algoritmayla gerçekleştirilebileceğini, böylece tünel maliyetinin geleneksel yöntemle inşa edilen tünellerinkinden gözardı edilemeyecek kadar düşük olacağını ortaya koymaktadır.

Ancak bu sonuçlar, çalışmamıza konu olan tünel ve kullanılan algoritmalar için geçerlidir. Bu sonuçları genelleştirebilmek için benzer çalışmaların daha farklı tüneller üzerinde de yapılmasında yarar bulunmaktadır.

## KAYNAKLAR

AASHTO-HB-17, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of State and Highway Transportation Officials*, Washington, 1028 s.

Akay, B., 2009. Nümerik Optimizasyon Problemlerinde Yapay Arı Kolonisi (Artificial Bee Colony) Algoritmasının Performans Analizi, Doktora Tezi, E.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Kayseri.

Akın, A., 2010. *Optimum Design of Reinforced Concrete Plane Frames Using Harmony Search Algorithm*, Doktora Tezi, O.D.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Akın, A., Saka, M., P., 2010. Optimum Design of Concrete Cantilever Retaining Walls Using Harmony Search Algorithm. *9th International Congress on Advances in Civil Engineering*, Eylül, Trabzon, Bildiriler CD'si: 1-16.

Akın, A., Saka, M., P., 2010. Optimum Design of Short RC Columns Subjected to Axial Force and Uniaxial/Biaxial Bending Using Harmony Search Algorithm. *9th International Congress on*

*Advances in Civil Engineering*, Eylül, Trabzon, Bildiriler CD'si: 1-14.

Babu, G.L.S., Basha, B.M., 2008. Optimum Design of Cantilever Retaining Walls Using Target Reliability Approach, *International Journal of Geomechanics*, 8, 4, 240-252.

Balling, R.J., Yao, X., 1997. Optimization of Reinforced Concrete Frames, *Journal of Structural Engineering*, 123, 2, 193-202.

Biondini, F., Frangopol, D.M., 2009. Lifetime Reliability-Based Optimization of Reinforced Concrete Cross-Sections Under Corrosion, *Structural Safety*, 31, 6, 483-489.

Camp, C.V., Pezeshk, S., Hansson, H., 2003. Flexural Design of Reinforced Concrete Frames Using a Genetic Algorithm, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 129, 1, 105-115.

Carbonell, A., González-Vidosa, F., Yepes, V., 2011. Design of Reinforced Concrete Road Vaults by Heuristic Optimization, *Advances in Engineering Software*, 42, 4, 151-159.

Ceranic, B., Fryer, C., Baines, R.W., 2001. An Application of Simulated Annealing to the Optimum Design of Reinforced Concrete Retaining Structures, *Computers & Structures*, 79, 17, 1569-1581.

Chakrabarty, B.K., 1992. Models for Optimal Design of Reinforced Concrete Beams, *Computers & Structures*, 42, 3, 447-451.

Choi, C.K., Kwak, H.G., 1990. Optimum RC Member Design with Predetermined Discrete Sections, *Journal of Structural Engineering*, 116, 10, 2634-2655.

Coello, C.A.C., Christiansen, A.D., Hernandez, F.S., 1997. A Simple Genetic Algorithm for the Design of Reinforced Concrete Beams, *Engineering with Computers*, 13, 4, 185-196.

DBYBHY, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, 159 s.

Deb, K., 2000. An Efficient Constraint Handling Method for Genetic Algorithms, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 186, 2-4, 311-338.

Fedghouche, F., Tiliouine, B., 2012. Minimum Cost Design of Reinforced Concrete T-Beams at Ultimate Loads Using Eurocode2, *Engineering Structures*, 42, 43-50.

Goldberg, D.E., 1989. Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning, *Addison-Wesley, California*, ABD, 412 s.

Govindaraj, V., Ramasamy, J.V., 2005. Optimum Detailed Design of Reinforced Concrete Continuous Beams Using Genetic Algorithms, *Computers & Structures*, 84, 1, 34-48.

Govindaraj, V., Ramasamy, J.V., 2007. Optimum Detailed Design of Reinforced Concrete Frames Using Genetic Algorithms, *Engineering Optimization*, 39, 4, 471-494.



- Haug Jr, E.J., Kirmser, P., 1967. Minimum Weight Design of Beams With Inequality Constraints on Stress And Deflection, *Journal of Applied Mechanics*, 34, 999-1004.
- Karaboğa, D., 2005. An Idea Based on Honey Bee Swarm for Numerical Optimization, Erciyes Üniversitesi, Kayseri, 10 s.
- Karaboğa, D., Akay, B., 2011. A modified Artificial Bee Colony (ABC) Algorithm for Constrained Optimization Problems, *Applied Soft Computing*, 11, 3, 3021-3031.
- Kaveh, A., Abadi, A.S.M., 2011. Harmony Search Based Algorithms for The Optimum Cost Design of Reinforced Concrete Cantilever Retaining Walls, *International Journal of Civil Engineering*, 9, 1, 1-8.
- Kwak, H.G., Kim, J., 2008. Optimum Design of Reinforced Concrete Plane Frames Based on Predetermined Section Database, *Computer-Aided Design*, 40, 3, 396-408.
- Kwak, H.G., Kim, J., 2009. An Integrated Genetic Algorithm Complemented with Direct Search for Optimum Design of RC Frames, *Computer Aided Design*, 41, 7, 490-500.
- Lee, C. ve Ahn, J., 2003. Flexural Design of Reinforced Concrete Frames by Genetic Algorithm, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 129, 6, 762-774.
- Lin, K.Y., Frangopol, D.M., 1996. Reliability-Based Optimum Design of Reinforced Concrete Girders, *Structural Safety*, 18, 2, 239-258.
- Martí, J., V. ve González-Vidoso, F., 2010. Design of Prestressed Concrete Precast Pedestrian Bridges by Heuristic Optimization, *Advances in Engineering Software*, 41, 7-8, 916-922.
- Ozturk, H.T., 2013. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Betonarme Sığ Tünellerin Yapay Arı Koloni Algoritması ve Genetik Algoritmayla Optimum Tasarımı, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Ozturk, H.T., Durmus, A.H., 2013. Optimum Cost Design of RC Columns Using Artificial Bee Colony Algorithm, *Structural Engineering and Mechanics*, 45, 5, 639-650.
- Ozturk, H.T., Durmus, A., Durmus, A., 2012. Optimum Design of a Reinforced Concrete Beam using Artificial Bee Colony Algorithm, *Computers and Concrete*, 10, 3, 295-306.
- Pei, Y., Xia, Y., 2012. Design of Reinforced Cantilever Retaining Walls using Heuristic Optimization Algorithms, *Procedia Earth and Planetary Science*, 5, 32-36.
- Perea, C., Alcalá, J., Yepes, V., Gonzalez-Vidoso, F., Hospitaler, A., 2008. Design of Reinforced Concrete Bridge Frames by Heuristic Optimization, *Advances in Engineering Software*, 39, 8, 676-688.
- Rajeev, S., Krishnamoorthy, C., 1998. Genetic Algorithm-Based Methodology for Design Optimization of Reinforced Concrete Frames, *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 13, 1, 63-74.
- Sarıbaşı, A., Erbatur, F., 1996. Optimization and Sensitivity of Retaining Structures, *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, 649-656.
- Togan, V., Daloglu, A.T., 2006. Optimization of 3D Trusses with Adaptive Approach in Genetic Algorithms, *Engineering Structures*, 28, 7, 1019-1027.
- TS-500, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara, 75 s.
- YKTS, 1973. Yol Köprüleri İçin Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara, 79 s.
- Zielinski, Z.A., Long, W., Troitsky, M.S., 1995. Designing Reinforced Concrete Short-Tied Columns Using The Optimization Technique, *ACI Structural Journal*, 92, 5, 619-626.

# Kiltaşları İçindeki Kazı Hasar Bölgelerinin (KHB) Teorik olarak İncelenmesi

## *Theoretical Researches about the Assessment of Excavation Damaged Zones (EDZ) in Claystones*

K. Yıldızdağ

*Serbest Hidrojeoloji Yüksek Mühendisi ve Coğrafik Bilgi Sistemleri Mühendisi Hannover Almanya*

H. Uytun

*Jeoloji Mühendisi Manisa İl Özel İdaresi Genel Sekreterliği*

**ÖZET** Kiltaşları jeo-kimyasal özelliklerinden dolayı radyoaktif atık depolama ortamı olarak kullanılmak istenen birkaç kayaçtan bir tanesidir. Kiltaşları içindeki kazı esnasında oluşan hasarı analiz etmek amacı ile çeşitli modelleme çalışmaları, yerinde yapılan deneyler ve laboratuvar deneyleri kullanılmaktadır. Kazı sırasında kiltaşları içinde görülen hidro-mekanik değişimler ve bunların modellenmesi bu bildiri kapsamında kısaca ele alınmaktadır.

**ABSTRACT** The argillaceous rocks are of a special interest because of their very favourable characteristics for being a possible host rock for the disposal of radioactive waste. In situ measurements, laboratory experiments and numerical methods have being employed to assess EDZs during excavations in claystones. This paper briefly summarizes the hydro-mechanical changes observed in the claystones during the excavation and modelling of these processes.

## 1 GİRİŞ

### 1.1 Kazı Esnasında Kiltaşları İçinde Görülen Termal – Hidrolik – Mekanik (THM) Etkileşimi ve Hasar

Toarcian, Opalinus ve Callovo-Oksfordian kiltaşları jeo-kimyasal özelliklerinden dolayı radyoaktif atıkların muhtemel depolama ortamı olarak kullanılması bakımından özel bir önem arz etmektedirler. Bu nedenle yüksek-dereceli ve uzun-ömürlü radyoaktif atıkların (HI.W-T.I.) killerde depolanabilirliğinin test edilebilmesi amacıyla bilimsel ve teknik araştırmalar, Avrupa'nın çeşitli yeraltı laboratuvarlarında yapılagelmektedir. Jeolojik depolama ortamı olarak kullanılmak istenen diğer belli başlı kayaçlar ise evaporitler (Örneğin: Tuz – Asse maden ocağı Almanya) ve kristal kayaçlardır (Örneğin: Granit – Äspö yeraltı laboratuvarı İsveç).

Kayaçlarda THM etkileşimi (coupling) iki yolla oluşmaktadır: Doğal ve insan kaynaklı yapay etkenler. Doğal yollardan kastedilen etkenlere örnek olarak volkanizma sonucu yukarı püsküren lavın kayaç içinde yol açtığı değişim verilebilir. Kayaç içindeki lavın neden olduğu ani sıcaklık artışı kayacın mukavemetinin (Young modülü, Poisson oranı vb.) değişmesine yol açacaktır. Bu değişimler termal-mekanik etkileşim (TM coupling) kapsamında değerlendirilebilir. Yapay etkenlere örnek olarak ise yeraltı ve yerüstü inşaat çalışmaları verilebilir. Sonuç olarak kayaç içindeki THM etkileşimi şöyle özetlenebilir; Kayacın ve içindeki akışkanların doğal ya da yapay etkenlerle ısı, hidrolik ve mekanik özelliklerinin birbirleri ile etkileşime geçip değişim göstermesi.

Kayaç içindeki salt hidro-mekanik değişim ele alındığında, kazı sırasında oluşan hasar iki ana bölge olarak tanımlanabilir: Kazı hasar (excavation damaged zone - EDZ) ve kazı



örülenme (excavation disturbed zone - EdZ) bölgeleri. TSANG vd. (2005)'lerine göre bu bölgeler şu şekilde tanımlanmıştır: Kazı hasar bölgesi; Kayacın su akışı ve taşınımına dair özelliklerinin hidro-mekanik ve jeokimyasal süreçlerle çok belirgin bir değişiklik gösterdiği bölgelerdir. Kazı örülenme bölgeleri ise; Kayacın su akışı ve taşınımına dair özelliklerinin hidro-mekanik ve jeokimyasal süreçlerle çok belirgin bir değişiklik göstermediği bölgelerdir. Bu çalışmada yukarıda bahsi geçen iki tanım, kavram kargaşasını önlemek amacıyla, "kazı hasar bölgesi" tanımı altında birleştirilmiştir. Kilitaşlarındaki hasarlı bölgelerin esasen nispi nemin ve gerilimlerin kazı sırasındaki değişimi sonucunda oluştuğu öngörülmektedir. Hasar, kazılan tünelin yakınındaki kaya kütlelerinin hidrolik, mekanik ve termal özelliklerinin değişmesine (permeabilite değerinin artması ve mukavemetin düşmesi gibi) sebep olmaktadır. Bilimsel çevrelerde, meydana gelen bu hasar çeşitli teorik modellerle kavranmaya çalışılmaktadır. Yukarıda bahsedilen THM etkileşim kavramı bu yaklaşımlardan yalnızca birisidir. Kilitaşlarında kazı esnasında ve sonrasında görülen hidro-mekanik değişimler kısa ve uzun süreli (short and long terms) olarak iki zaman aralığı açısından da incelenebilir. Kısa süreli değişimler hasar (damage), plastisite, yenilme (yielding) ve HM etkileşim yaklaşımları ile, uzun süreli değişimler ise sünme (creep) ve HM etkileşim yaklaşımları ile açıklanmaya çalışılmaktadır.

Kayaçların özellikle Kazı Hasar Bölgelerinde (KHB) meydana gelen şiddetli permabilite değişimleri jeolojik depolama sistemleri için çok önemlidir.

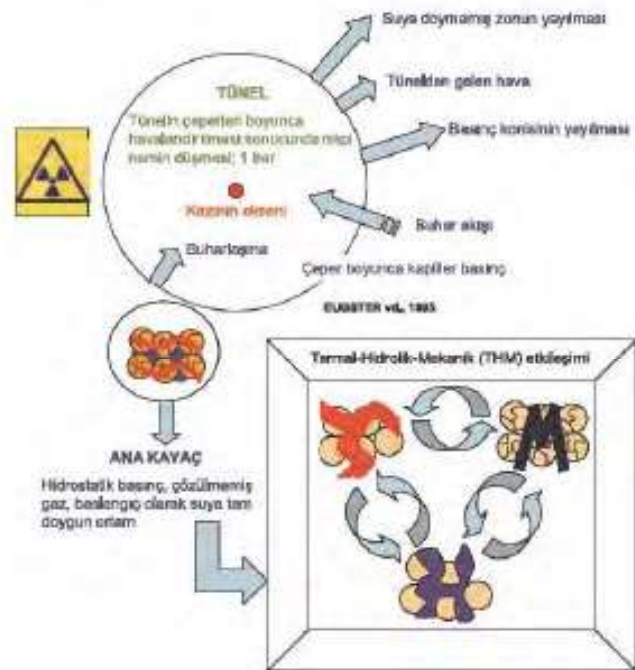
## 1.2 Avrupa'nın Çeşitli Yeraltı Laboratuvarlarında Gözlenen KHB'ler

Fransa ve İsviçre'deki çeşitli yeraltı laboratuvarlarındaki ana kayaçta farklı KHB geometrileri tespit edilmiştir. KHB'nin geometrisi aşağıda belirtilen çeşitli etkenlere bağlı olarak değişik şekiller sergilemektedir (Bossart vd., 2002 ve Blümling vd., 2007):

- Kayaç içindeki anizotropi (Young elastisite modülü, permeabilite vd.),

- Gerilimlerin anizotropisi (magnitüt ve yönelim),
- Önceden gözlemlenen yerel heterojeniteler ve doğal kırık zonları,
- Tünelin inşaa halindeki geometrisi ve inşaatta kullanılan tahkimat sistem(ler)i,
- Kazı aşamasında kullanılan metotlar (pnömatik çekiç, patlatma, TBM, galeri açma makinesi vs.).

KHB'nin boyutları ve müteakip gelişimi ancak modelleme çalışmaları, yerinde yapılan (in situ) deneyler ve laboratuvar deneyleri ile kavranması mümkün olan karmaşık bir doğal süreçtir (Şek. 1).



Şekil 1. Kazı ve THM etkileşimi (Eugster vd., 1995)

### 1.2.1 Tournemire yeraltı laboratuvarı

Tournemire laboratuvarı Fransa'nın Aveyron şehrinde, yüzeyden 250 metre derinlikteki Toarcian kilitaşında inşaa edilmiştir. Tabakalanma neredeyse yataydır (Maßmann, 2009). Kayacın doğal halindeki gerilimleri anizotropik ve sırasıyla şöyledir:  $\sigma_v = 3.8 \pm 0.4$  MPa,  $\sigma_H = 4 \pm 2$  MPa ve  $\sigma_h = 2.1 \pm 1$  MPa (Maßmann, 2009). Kayacın mekanik özellikleri tabakalanma nedeniyle anizotropi göstermektedir. Young modülü'nün tabaklanma doğrultusunda ve tabakalanmaya

dik doğrultudaki değerleri yaklaşık olarak 24000 and 9000 MPa olarak öngörülmektedir (Maßmann, 2009). Çeşitli kaynaklarda permeabilite isotropik olarak tarif edilmiştir. Rejeb vd. (2006)'e göre bu bilgi ölçüm hatasından kaynaklanmaktadır. Permeabilitenin değeri  $1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$  olarak verilmektedir.

Maßmann (2009) ve Lanyon vd. (2011)'nin bildirdiklerine göre; Kazıdan kaynaklanan hasar kuruma ve suya yeniden doymadan (de- and re-saturation) dolayı çekme kırıklarından (tensile mode) oluşan tek bir belirgin zondan oluşmaktadır. Yapılan permeabilite deney sonuçlarına göre (Rejeb vd., 2006), permeabilite değerleri tünelin cidarlarından 0.5 metre uzaklıktaki zon içinde  $10^{-12} \text{ m}^2$  değerine kadar (8 mertebelik) bir artış göstermektedir. Bu zonun dışında kalan kayaç kütleindeki permeabilite değişimi cüzi bir miktardadır ( $10^{-17}$  ve  $10^{-16} \text{ m}^2$  ya da 3 ve 4 mertebe arasında).

### 1.2.2 Mont Terri yeraltı laboratuvarı

Mont Terri laboratuvarı kuzeybatı İsviçre'de yüzeyden 270 metre derinlikteki Opalinus kıltaşı içinde inşaa edilmiştir. Kıltaşı içindeki tabakalanmanın doğrultusu  $K160^\circ$  ve eğimi  $G/GB 34^\circ$ 'dir (Corkum ve Martin, 2007). Lanyon vd. (2011)'e göre ise kayacın doğal halindeki gerilimleri şöyle verilmiştir;  $\sigma_v = -6.5 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_H = -4.5 \text{ MPa}$  ve  $\sigma_h = -2.5 \text{ MPa}$ . Tabakalanmadan dolayı kayaç permeabilitesi ve mukavemeti anisotropiktir. Tabakalanma boyunca tespit edilen Young modülü ve permeabilite değerleri  $E_{//} = 10000 \text{ MPa}$  and  $k_{//} = 2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ , tabakalanma doğrultusuna dik yöndeki değerleri ise  $E_{\perp} = 4000 \text{ MPa}$  ve  $k_{\perp} = 7 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ 'dir (Bock, 2009).

Laboratuvarda  $\sigma_h$  yönünde yapılan kazılarda iki belirgin hasar zonu tespit edilmiştir. Tünelin cidarlarından itibaren birinci zon burulma ve çekme kırıklarından oluşmaktadır. Önceden oluşmuş tabakalanma ve ya heterojenlik gösteren yapıların da etkisi gözlemlenmektedir (Lanyon vd., 2011). 25.05.2010 tarihinde İsviçre'nin Wettingen şehrinde düzenlenen konferansta NAGRA (İsviçre Radyoaktif Atık Depolama Şirketi)

tarafından, kazı sonrasında transmisivitenin tünel cidarlarından itibaren 2.6 metre içinde kalan zonda 4 mertebelik bir artış gösterdiği rapor edilmiştir.

## 2 KHB'LERİN İNCELENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER

Süregelen bilimsel çalışmalarda kazı sırasında kil taşlarında meydana gelen Termal-Hidrolik-Mekanik (THM) etkileşime, yarı-doymun akıma, büzülme/şişme olgusuna özellikle odaklanılmıştır.

Lanyon vd. (2011)'lerine göre sedimanter kayalardaki kazı hasar bölgesinin jeolojik olarak karakterize edilmesi 7 ana başlık halinde öngörülmüştür:

- Karotlu sondaj ve kuyu log verilerinin değerlendirilmesi,
- Kazı yüzeylerinin haritalanması,
- Reçine enjeksiyonu ve gerilme-boşaltma yöntemi (overcoring),
- Jeofiziksel değerlendirme (Sonik ve ultrasonik ölçümler, akustik emisyon tetkiki, rezistivite/jeo-elektrik ölçümler, radar ölçümleri),
- Hidrolik değerlendirme,
- Jeomekanik değerlendirme,
- Jeokimyasal değerlendirme.

Yazarın belirttikleri maddelere ek olarak kayacın ısı geçirgenliği ve özgül ısısının kazı esnasında incelenmesi amacıyla da çeşitli ölçümlerin yapılması tavsiye edilmektedir.

### 2.1 Mine-by Deneyi

Yukarıda bahsi geçen hidrolik ve jeomekanik değerlendirme çalışmalarının kapsamında "mine-by" deneyi adı altında, kayaçta kazı esnasında meydana gelen yerdeğişimi (displacement), basınç (pressure) ve sıcaklık (temperature) değişimleri ölçülmektedir. Kayacın kazı esnasındaki yerdeğişimi ekstansometre, deflektometre, mikrometre ve inklinometre gibi jeoteknik cihazlarla ölçülmekte ve dijital ortamda genellikle milimetre (mm) cinsinden kaydedilmektedir. Kayaç içindeki su basıncının kazı esnasındaki değişimi ise sensörler, multi packer sistemleri ve diğer cihazlarla ölçülmekte ve Paskal (Pa) ya da "Bar" cinsinden kaydedilmektedir.



Gelişen teknoloji ile birlikte kayaç içindeki su basıncından başka, toplam ve kapiler basınç da ölçülebilmektedir. Kayaç içindeki kazı esnasında değişen sıcaklık ise sensörler vasıtasıyla ölçülmekte ve santigrat (°C) cinsinden kaydedilmektedir. Şekil 2'de mine-by deney konsepti temsili bir çizimle gösterilmiştir.



● Sensörler

Şekil 2. Temsili mine-by deneyi

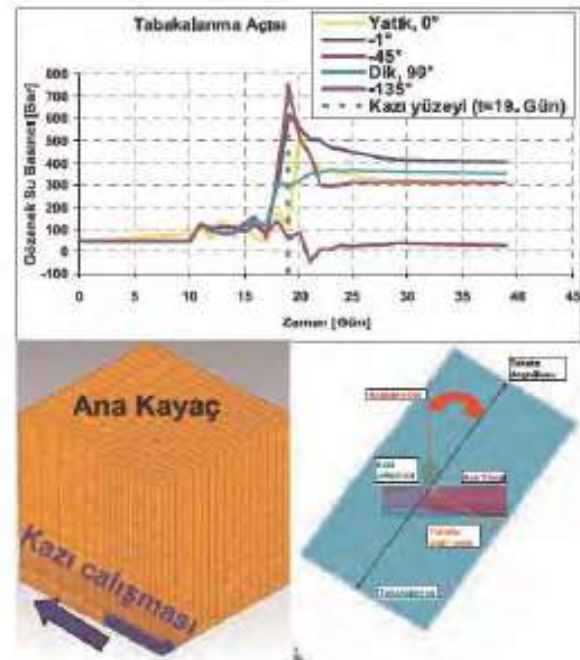
Kazı başlamadan önce kazılacak tünel hattının etrafına ve hatta içine ölçüm cihazları yerleştirilmektedir. Önceden belirlenen bir zaman aralığı göz önünde bulundurularak kazının başlangıcından itibaren ölçülen veriler cihazlar tarafından kaydedilmektedir (bkz. Şekil 3'deki en üstteki grafik).

ANSYS, FLAC, THOUGH2, CodeBright ve OpenGeoSYS gibi yazılımlar kullanılarak gerçekleştirilen 2 ya da 3 boyutlu kazı modelleri bilgisayar ortamında oluşturulmaktadır. Bu modellerin çalıştırılmasından elde edile simülasyon sonuçları mine-by deneylerinin verilerini kavramak, kazı hasar bölgesini incelemek ve ileriki aşamalarda kayaç içinde oluşabilmesi mümkün radikal değişimleri kestirebilmek için kullanılmaktadır (interpretative and predictive modelling). Elde edilen simülasyon sonuçlarının doğruluğu bilim adamları ve mühendisler tarafından bu sonuçların deney verileri ile karşılaştırılması yoluyla test edilmektedir.

### 3 SONUÇLAR

THM etkileşimli modellerin KHB'lerinin analizlerinde kullanılması gün geçtikçe yaygınlaşmaktadır (Şek. 3). Fakat bu doğal sürecin nümerik metotlarla yalın bir şekilde kavranması için bazı düzeltmelere ihtiyaç duyulmaktadır. Parametrik analizler ve sensitivite analizleri kullanılarak modellerin

daha gerçekçi sonuçlar verebilmesi amacıyla uluslararası çevrelerde ArGe projeleri yapılagelmektedir. THM etkileşimini suya yarı-doygun ortamda hesaplayabilen yazılımlar halen geliştirilme aşamasındadır. Kilin şişme ve büzülme özelliği radyoaktif atık depolanması sürecinde çok önemli bir rol oynamaktadır. Fakat kilin bu özelliğinin fizik kurallarına uygun bir şekilde modellenmesi çalışmaları hala sürmektedir. Bu çalışmada termal (ısı) etkisi ihmal edilmiştir. Yeni yapılacak modelleme projelerinde ısı akısının da hesaplamalara dahil edilmesi tavsiye edilmektedir.



Şekil 3. Kazının modellenmesi

KHB'lerde meydana gelen permeabilite artışı ve gerilim değişimi arasındaki bağlantıyı kavramak için modelleme çalışmaları ile bütünleştirilmiş ve çok iyi dizayn edilmiş deneylerin yapılması, daha sonra yapılacak araştırmalar için öngörülmektedir.

### KAYNAKLAR

- Blümling, P., Bernier, F., Lebon, P., Martin C.D., 2007. The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment, *Physics and Chemistry of the Earth* 32, 588–599.
- Bock, H., 2009. *Updated Review of the Rock Mechanics Properties of the Opalinus Clay of the*

- Mont Terri URL based on Laboratory and Field Testing*, Q+S Consult, TR 04, Germany.
- Bossart, P., Meier, P.M., Moeri, A., Trick T., Mayor, J.C., 2002. Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus Clay of the Mont Terri Rock Laboratory, *Engineering Geology* 66, 19-38.
- Corkum, A.G., Martin, C.D., 2007. Modelling a Mine-by Test at the Mont Terri Rock Laboratory, Switzerland, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 44, 846-859.
- Lanyon, G.W., Diederichs, M., Lecch, R.E.J., Lam, T., Jensen, M., 2011. OPG's Deep Geological Repository for Low & Intermediate Level Waste, Excavation Damaged Zones Assessment, NWMO DGR-TR-21.
- Maßmann, J., 2009. Modeling of Excavation Induced Coupled Hydraulic-Mechanical Processes in Claystone, Institut für Strömungsmechanik und Umwelphysik im Bauwesen Leibniz Universität Hannover.
- Eugster, S. M., Senger, R. K., 1995. Investigation of potential water inflow into a ventilated tunnel of the proposed low/intermediate-level waste repository in Switzerland, *Proceedings of TOUGH Workshop*, Lawrence Berkeley Laboratory, Berkeley, California, March 20-22.
- Rejeb, A., Cabrera, J., 2006. Time-dependent evolution of the excavation damaged zone in the argillaceous Tournemire site, *EUROSAFE*.
- Tsang, C. F., Bernier, F., and Davies, C., 2005. Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays - in the context of radioactive waste disposal. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42(1), 109-125.
- Yildizdag, K., 2010. *THM Modelling Manual of a 2D Tunnel for Disposal of Waste Repositories: Computed Thermal, Hydraulic and Mechanic Response of a 2D Axis-symmetric Tunnel with a Nuclear Waste. Performed by the Software GeoSys/RockFlow*. LAP Publishing Germany.
- Yildizdag, K., Shao, H., Hesser, J., 2012. Coupled HM Modelling of Mine-by Experiment at Meuse-Haute-Marne (MHM) URL France, *Federal Institute for Geosciences & Natural Resources (BGR)*, Hannover, Germany.





# Yeraltı Kazılarında İş Sağlığı ve Güvenliği

## *Occupational Health and Safety in Underground Excavations*

S. Şimşek

*Soner Temel Mühendislik A.Ş. İhale Takip ve KYS Müdürü, Maden Mühendisi*

S. Akyıldız

*Soner Temel Mühendislik A.Ş. İSG Birim Şefi, A Sınıfı İş Güvenliği Uzmanı, Maden Mühendisi*

U. Sayın

*Soner Temel Mühendislik A.Ş. İSG Birimi Uygulama Şefi, C Sınıfı İş Güvenliği Uzmanı*

**ÖZET** Bu bildiride her geçen gün daha da içinden çıkılmaz hale gelen ve sorunun büyük oranda yer altı yapılarıyla çözülebileceği aşikar olan ve son yirmi yılda metropol kentlerimizde uygulamalarına geçilen yeraltı kazılarında iş sağlığı ve iş güvenliği mevzuat, organizasyon, uygulama, takip ve kontrol gereklilikleri hakkında bilgi verilmiştir.

**ABSTRACT** Legislation, organization, implementation, monitoring, and control requirements on occupational health and safety, which becomes even more complicated issue with each passing day and might be solved largely by the underground applications and have been implemented in the last twenty years by the metropolitan municipalities, are summarized in this paper.

### 1 GİRİŞ

Nüfus artışı, plansız sanayi yatırımları ve imar hareketleri, hızlı ve çarpık kentleşme, iç göç vs. ve benzeri nedenlerde her geçen gün daha da içinden çıkılmaz hale gelen ve özellikle metropollerde yaşayanların en önemli güncel sorunları arasında yer alan ve sorunun büyük oranda yer altı yapılarıyla çözülebileceği aşikar olan ve son yirmi yılda metropol kentlerimizde uygulamalarına geçilen yeraltı kazılarında İş sağlığı ve iş güvenliği mevzuat, organizasyon, uygulama, takip ve kontrol açısından yürütülen faaliyetlerde o oranda önemli olmaya ve giderek te sektörde en önemli rekabet koşulları arasında yer almaya başlamıştır.

Dünya Sağlık Örgütü (WHO) ve Uluslararası Çalışma Örgütü (ILO) çalışma hayatıyla ilgili olarak koydukları üç temel amaç;

1. Çalışanları korumak,
2. Üretim güvenliğini sağlamak,

3. İşletme güvenliğini sağlamaktır.

Çalışanları korumak, İş sağlığı ve İş Güvenliği faaliyetlerinin temel amacını oluşturur. Çalışanları işyerinin ya da yürütülen faaliyetlerin olumsuz etkilerinden korumak, güvenli ve rahat bir çalışma ortamı sağlamak, çalışanları iş kazaları ve meslek hastalıklarından koruyarak ruh ve vücut bütünlüklerini sağlar.

Üretimin güvenliği ise, aynı zamanda verimliliğin artmasına yol açacağı için ekonomik getirisi de olan bir ifadedir. Zira işyerinde yaşanabilecek iş kazaları ve meslek hastalıkları sonucu iş gücü ve iş günü kayıpları artmakta, sağlıklı ve güvenli bir çalışma ortamı olmaması çalışanın verimini o ölçüde azaltır.

İşletme güvenliği ise, işyerinde alınacak önlemler ile iş kazaları veya sağlıksız ve güvensiz çalışma ortamı sonucu oluşabilecek makine-ekipman arızaları, yangın vs. gibi tehlikeli durumları ortadan kaldıracığı için işletmenin o oranda güvenli olmasını sağlar.



İş Sağlığı ve İş Güvenliği çalışmalarında etkin sonuç almak çalışanların ve işverenin desteğinin yanı sıra iyi bir organizasyonla sağlanabilir. İş güvenliği uzmanı, saha denetim elemanları, saha formleri ile etkin bir denetim sağlanır, işyeri hekimi ile de koruyucu sağlık hizmetleri sürdürülebilir.

## 2 MEVZUAT GEREKLERİ

Yeraltı metro ve tünel faaliyetleri 26 Aralık 2012 tarih ve 28509 Sayılı Resmi Gazetede yayınlanan "İş Sağlığı ve Güvenliğine İlişkin İşyeri Tehlike Sınıfları Tebliği" ne göre 42.13.01 NACE kodu ve "Tünel İnşaatı" başlığı altında "Çok Tehlikeli" grupta yer almakta ve yapı işleri kapsamında kabul edilmektedir.

İş Sağlığı ve İş Güvenliği yönünden daha önce 4857 Sayılı İş Kanunu hükümleri doğrultusunda sürdürülürken, AB uyum süreci çerçevesinde 30 Haziran 2012 tarih ve 28 339 sayılı Resmi gazetede yayınlanan "İş Sağlığı ve İş Güvenliği Kanunu" ve bağlı yönetmelik esasları sektörde, faaliyetlerin sürdürülmesinin yasal zeminini oluşturmaktadır.

6331 Sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Kanunu bu anlamda yeterli hükümler içermektedir. Şöyle ki; İşverenin Genel Yükümlülükleri başlığı ile Kanun'un 4. Maddesi;

1. İşveren, çalışanların işle ilgili sağlık ve güvenliğini sağlamakla yükümlü olup bu çerçevede;

Mesleki risklerin önlenmesi, eğitim ve bilgi verilmesi dâhil her türlü tedbirin alınması, organizasyonun yapılması, gerekli araç ve gereçlerin sağlanması, sağlık ve güvenlik tedbirlerinin değişen şartlara uygun hale getirilmesi ve mevcut durumun iyileştirilmesi için çalışmalar yapar.

- a. İşyerinde alınan iş sağlığı ve güvenliği tedbirlerine uyulup uyulmadığını izler, denetler ve uygunsuzlukların giderilmesini sağlar.
- b. Risk değerlendirmesi yapar veya yaptırır.
- c. Çalışana görev verirken, çalışanın sağlık ve güvenlik yönünden işe uygunluğunu göz önüne alır.

d. Yeterli bilgi ve talimat verilenler dışındaki çalışanların hayatı ve özel tehlike bulunan yerlere girmemesi için gerekli tedbirleri alır.

2. İşyeri dışındaki uzman kişi ve kuruluşlardan hizmet alınması, işverenin sorumluluklarını ortadan kaldırmaz.
3. Çalışanların iş sağlığı ve güvenliği alanındaki yükümlülükleri, işverenin sorumluluklarını etkilemez.
4. İşveren, iş sağlığı ve güvenliği tedbirlerinin maliyetini çalışanlara yansıtamaz.

Hükümlerini içermekte, *Risklerden Korunma İlkeleri* başlığı altındaki 5. Madde;

1. İşverenin yükümlülüklerinin yerine getirilmesinde aşağıdaki ilkeler göz önünde bulundurulur:
  - a. Risklerden kaçınmak.
  - b. Kaçınılması mümkün olmayan riskleri analiz etmek.
  - c. Risklerle kaynağında mücadele etmek,
  - d. İşin kişilere uygun hale getirilmesi için işyerlerinin tasarımı ile iş ekipmanı, çalışma şekli ve üretim metotlarının seçiminde özen göstermek, özellikle tekdüze çalışma ve üretim temposunun sağlık ve güvenliğe olumsuz etkilerini önlemek, önlenemiyor ise en aza indirmek.
  - e. Teknik gelişmelere uyum sağlamak,
  - f. Tehlikeli olanı, tehlikesiz veya daha az tehlikeli olanla değiştirmek.
  - g. Teknoloji, iş organizasyonu, çalışma şartları, sosyal ilişkiler ve çalışma ortamı ile ilgili faktörlerin etkilerini kapsayan tutarlı ve genel bir önleme politikası geliştirmek.
  - h. Toplu korunma tedbirlerine, kişisel korunma tedbirlerine göre öncelik vermek.
  - i. Çalışanlara uygun talimatlar vermek.
  - j. Şeklinde işverenin genel yükümlülüklerini belirlemiştir.

Her ne kadar kaldırılmaları doğrultusunda tasarı taslakları yayınlanmış olsa da "İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüzüğü", "Maden ve Taş Ocakları İşletmelerinde ve Tünel

Yapımında Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Önlemlerine İlişkin Tüzük”, “Yapı İşleri Tüzüğü”, “Parlayıcı ve Patlayıcı Maddelerden Çalışanların Korunması Hakkında Tüzük”, “Av Malzemeleri Dışında Kalan Parlayıcı Patlayıcı Maddelerin Taşınması, Depolanması Usul ve Esasları Hakkında Tüzük” hükümleri reaktif bir yaklaşım içerseler de halen faaliyetlerde yararlanılan temel mevzuat hükümleri olarak uygulamalarda varlıklarını sürdürüyor.

### 3 ORGANİZASYON

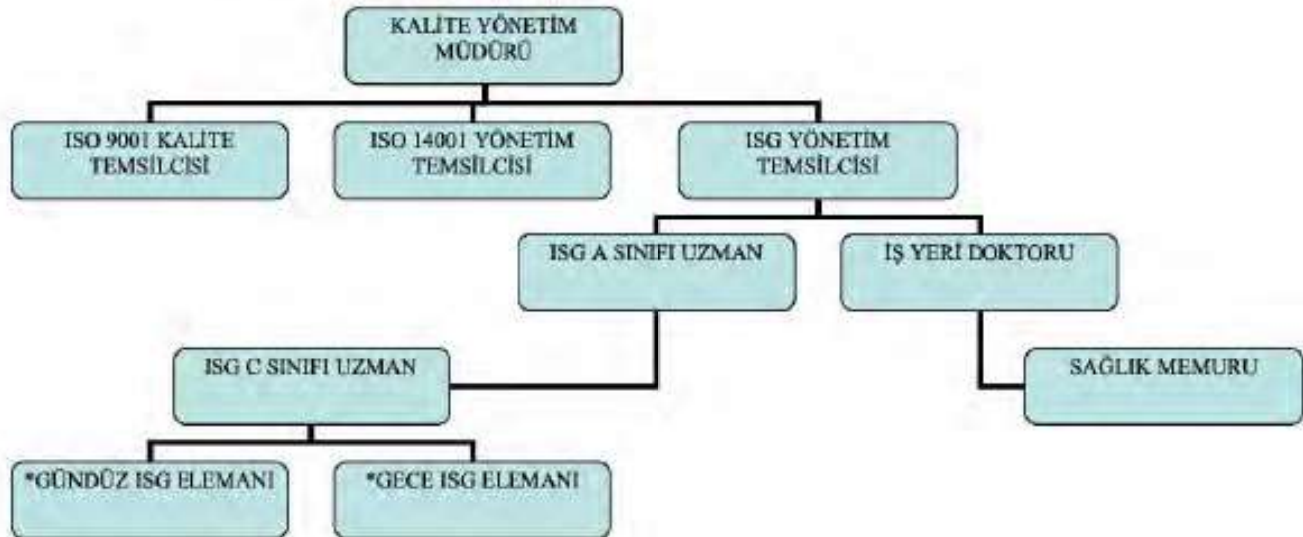
İş sağlığı ve İş güvenliğinin kalıcı, etkin ve sürdürülebilir olması için üç temel desteğin birbiriyle uyumlu ve tam olarak sağlanması gerekmektedir.

1. Öncelikle işveren ya da yönetimin desteği,
2. Çalışanların desteği
3. İşyerine özgü yeterli bir İSG organizasyonunun yapılmasıdır.

Şirketimizdeki Organizasyon Şeması ve işleyişi ise Şekil 1’de özetlenmektedir. Şirketimizde bu organizasyon yapısının kurulmasından ve işletilmesinden Kalite Yönetim Müdürü Sorumludur. Sahadaki

İSGÇ uygulamaların koordinasyonu ise İSG Yönetim Temsilcisi tarafından yapılmaktadır. Koordinasyonun sağlanması ve yürütülmesine İSG Uzmanları, İşyeri Hekimi, Sağlık Memuru, İSG Elemanları ve Tüm Çalışanlarımız destek verirler. İSG Elemanlarımız Tünel ekibinin içinden lise mezunları arasından seçilerek belirlenmiş ve şirket içi eğitimlere katılmışlardır. Buradaki amacımız, İSG bilincinin ekip içerisinde içselleştirilmesidir. Çalışanların kendi içlerinden birinin bu görevde bulunması ve işten sonrada bu çalışanla birlikte vakit geçirdiklerinde de İSG ile ilgili sohbetlerin yapılması bile bu kültürün içselleştirilmesinde yardımcı olmuştur. İSG Elemanları tünel çalışmalarındaki denetim ve gözetleme işini üstlenmiştir. Bu denetimlerin yirmi dört saat boyunca yapılması da riskleri ve risklerin sonuçlarını azaltmıştır.

Bu organizasyon yapısı ile çalışma ve denetimlerimiz sonucunda İSG kültürünün geliştiğini gözlemledik. İSG Kurul toplantılarında da işleyen sistemin gelişmesi için gerekli görüş ve düşünceleri toparlayarak hayata geçirmeye çalışıyoruz.



Şekil 1. Soner Temel Mühendislik A.Ş.’de İş Sağlığı ve Güvenliği ile ilgili Organizasyon Yapısı ve İşleyiş



6331 Sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Kanunu  
İş sağlığı ve Güvenliği Hizmetleri başlıklı 6.  
Maddesi

1. Mesleki risklerin önlenmesi ve bu risklerden korunmaya yönelik çalışmaları da kapsayacak, iş sağlığı ve güvenliği hizmetlerinin sunulması için işveren;
  - a. Çalışanları arasından iş güvenliği uzmanı, işyeri hekimi ve diğer sağlık personeli görevlendirir. Çalışanları arasında belirlenen niteliklere sahip personel bulunmaması hâlinde, bu hizmetin tamamını veya bir kısmını ortak sağlık ve güvenlik birimlerinden hizmet alarak yerine getirebilir. Ancak belirlenen niteliklere ve gerekli belgeye sahip olması hâlinde, tehlike sınıfı ve çalışan sayısı dikkate alınarak, bu hizmetin yerine getirilmesini kendisi üstlenebilir.
  - b. Görevlendirdikleri kişi veya hizmet aldığı kurum ve kuruluşların görevlerini yerine getirmeleri amacıyla araç, gereç, mekân ve zaman gibi gerekli bütün ihtiyaçlarını karşılar.
  - c. İşyerinde sağlık ve güvenlik hizmetlerini yürütenler arasında iş birliği ve koordinasyonu sağlar.
  - d. Görevlendirdikleri kişi veya hizmet aldığı kurum ve kuruluşlar tarafından iş sağlığı ve güvenliği ile ilgili mevzuata uygun olan ve yazılı olarak bildirilen tedbirleri yerine getirir.
  - e. Çalışanların sağlık ve güvenliğini etkilediği bilinen veya etkilemesi muhtemel konular hakkında; görevlendirdikleri kişi veya hizmet aldığı kurum ve kuruluşları, başka işyerlerinden çalışmak üzere kendi işyerine gelen çalışanları ve bunların işverenlerini bilgilendirir.

“İş sağlığı ve güvenliği kurulu” başlığı altındaki 22. Madde;

1. Elli ve daha fazla çalışanın bulunduğu ve altı aydan fazla süren sürekli işlerin yapıldığı işyerlerinde işveren, iş sağlığı ve güvenliği ile ilgili çalışmalarda bulunmak üzere kurul

oluşturur. İşveren, iş sağlığı ve güvenliği mevzuatına uygun kurul kararlarını uygular.

2. Altı aydan fazla süren asıl işveren-alt işveren ilişkisinin bulunduğu hallerde;
  - a. Asıl işveren ve alt işveren tarafından ayrı ayrı kurul oluşturulmuş ise, faaliyetlerin yürütülmesi ve kararların uygulanması konusunda iş birliği ve koordinasyon asıl işverence sağlanır.
  - b. Asıl işveren tarafından kurul oluşturulmuş ise, kurul oluşturması gerekmeyen alt işveren, koordinasyonu sağlamak üzere vekâleten yetkili bir temsilci atar.
  - c. İşyerinde kurul oluşturması gerekmeyen asıl işveren, alt işverenin oluşturduğu kurula iş birliği ve koordinasyonu sağlamak üzere vekâleten yetkili bir temsilci atar.
  - d. Kurul oluşturması gerekmeyen asıl işveren ve alt işverenin toplam çalışan sayısı elliden fazla ise, koordinasyonu asıl işverence yapılmak kaydıyla, asıl işveren ve alt işveren tarafından birlikte bir kurul oluşturulur.
3. Aynı çalışma alanında birden fazla işverenin bulunması ve bu işverenlerce birden fazla kurulun oluşturulması hâlinde işverenler, birbirlerinin çalışmalarını etkileyebilecek kurul kararları hakkında diğer işverenleri bilgilendirir.

organizasyon anlamında İSG Kurulu'nun yasal gerekçesini oluşturmaktadır.

19. Madde'de çalışanların yükümlülüklerini;
  1. Çalışanlar, iş sağlığı ve güvenliği ile ilgili aldıkları eğitim ve işverenin bu konudaki talimatları doğrultusunda, kendilerinin ve hareketlerinden veya yaptıkları işten etkilenen diğer çalışanların sağlık ve güvenliklerini tehlikeye düşürmemekle yükümlüdür.
  2. Çalışanların, işveren tarafından verilen eğitim ve talimatlar doğrultusunda yükümlülükleri şunlardır:
    - a. İşyerindeki makine, cihaz, araç, gereç, tehlikeli madde, taşıma ekipmanı ve diğer üretim araçlarını kurallara uygun şekilde

kullanmak, bunların güvenlik donanımlarını doğru olarak kullanmak, keyfi olarak çıkarmamak ve değiştirmemek.

- b.** Kendilerine sağlanan kişisel koruyucu donanımı doğru kullanmak ve korumak.
- c.** İşyerindeki makine, cihaz, araç, gereç, tesis ve binalarda sağlık ve güvenlik yönünden ciddi ve yakın bir tehlike ile karşılaştıklarında ve koruma tedbirlerinde bir eksiklik gördüklerinde, işverene veya çalışan temsilcisine derhal haber vermek.
- d.** Teftişe yetkili makam tarafından işyerinde tespit edilen noksanlık ve mevzuata aykırılıkların giderilmesi konusunda, işveren ve çalışan temsilcisi ile iş birliği yapmak.
- e.** Kendi görev alanında, iş sağlığı ve güvenliğinin sağlanması için işveren ve çalışan temsilcisi ile iş birliği yapmak.

şeklinde sıralayarak, İSG hizmetlerinin örgütlenmesindeki üçlü desteğin mevzuat dayanaklarını belirlemiştir.

20. Madde ise işyerinde çalışan sayısına bağlı olarak 1-6 arasında Sağlık ve Güvenlik Çalışan Temsilcisi seçimi ya da atanmasını hükme bağlayarak bu konuda çalışanların da aktif katılımını sağlamanın yanı sıra iş hayatının demokratikleşmesine katkıda bulunmayı hedeflemektedir.

#### 4 UYGULAMA

Sektörde İSG ve Çevre uygulamaları giderek tedarikçi ya da yüklenici seçiminde henüz başat değilse de önemli bir konuma yükselmiştir.

Tüm çalışanlar, işe giriş prosedürü kapsamında SGK girişi, işe giriş sağlık muayenesi kapsamında görme, işitme, duyma testleri, idrar tahlili, kan sayımı tetkikleriyle işe özgü çalışabilir raporunun alınmasının ardından, İSG-Ç birimi tarafından "işbaşı eğitimi" alıp, kişisel koruyucu donanımlarının (baret, reflektör yelek, metal burunlu ayakkabı, eldiven, maske, çizme, koruyucu gözlük vs.) kendilerine zimmet tutanağıyla

teslim edilmesinin ardından sahaya gönderilmelidir.

Faaliyetler esnasında programlı ve periyodik İSG eğitimleriyle genel ve sektörel bazda tehlikeler konusunda farkındalık yaratılarak davranış kültürü oluşturulmaya çalışılmalıdır. Eğitim programlarında sektörel bazda özellikle aşağıdaki tehlike kaynakları konusunda bilinçlendirme uğraşlarına ağırlık verilmelidir.

- Yetersiz İSG Organizasyonu,
- Şantiyenin Konumu ve Trafik Düzeni,
- Kazı Faaliyetleri (Kavlak Düşmesi ve Göçük),
- İş Makinaları ve Kaldırma Ekipmanları
- Hazırlık Çalışmaları (İskele kurulumu, Demir Donatı İşleri),
- Tahkimat (Betonlama, Kalıp Çalışması, İksa, Membran döşeme v.b. gibi),
- Tünel Gazları,
- Patlayıcı Madde Kullanımı
- Tünel İçi Taşıma ve Nakliyat,
- Enjeksiyon ve Shotcrete İşleri,
- Elektrik İşleri,
- Mekanik İşler,
- El Aletleri Kullanımı,
- Basınçlı Kaplar,
- Sıcak Çalışmalar,
- Yeraltı Su Geliri,
- Yüksekte Yapılan Çalışmalar,
- Erişim Yolları,
- Elle Taşıma,
- Yangınlar,
- Termal Konfor Şartları (Yeterli havalandırma, Hava hızı, Nem, Radyant ısı),
- Fiziksel Risk Etmenleri (Gürültü, Titreşim, Aydınlatma),
- Biyolojik Risk Etmenleri (Mikroorganizmalar, Bakteriler, Virüsler),
- Uygun Olmayan Duruş ve Çalışma Şekilleri,
- Deprem,
- Tehlikeli Atıklar,
- Çevre ve İnsani Faktörler.

#### 5 TAKİP VE KONTROL

Faaliyetlerde güvenli ve sağlıklı bir işyeri tesis edebilmenin temel kriterlerinden biri de



sürekli bir gözetim, takip, denetim ve kontrol mekanizmasının oluşturulmasından geçmektedir.

İş Sağlığı ve Güvenliği Kurulu kurmak, Bir İşyeri Hekimi ve tehlike sınıfına uygun (A Sınıfı) İş Güvenliği Uzmanı istihdam ederek İSGB Birimi kurmak ya da bu hizmetleri Bakanlık'tan yetki almış bir OSGB'den almak, sadece mevzuat gereklerini yerine getirmek olur.

Elbette mevzuat gereklerini yerine getirmek öncelikli amaçlar arasında olmakla birlikte, aslolan iş kazası ve meslek hastalıklarının önüne geçmektir. Bunun için İSG departmanının diğer sağlık elemanı, uygulama elemanı, İSG formeni, destek elemanı gibi kadrolarla takviye edilerek günlük faaliyet, uygulama ve çalışanların davranışlarının devamlı kontrol ve gözetimi sağlanmalıdır. Mevzuat hükümlerini de içeren kontrol listeleriyle uygunsuzluklar fark edilip, denetim altına alınmalıdır.

## 6 SONUÇ

Nüfus artışının yanı sıra insanoğlunun daha iyi ve güvenli bir yaşam için sürekli bir arayış içinde olmasının önemli bir sonucu da göç hareketleridir. Bu iki etmen günümüzde, tüm dünyada ve özellikle de sağlıklı bir imar hareketinin oluşturulamadığı ülkelerde nüfusun belli cazibe merkezlerine yığılmasına ve şişkinliğe yol açmaktadır. Ulaşım, sosyo-ekonomik nedenlerle, bu tür merkezlerde oluşan kalabalıkların en temel günlük ihtiyaçları arasında yer almaktadır.

Sorun ülkemizde 90'lı yıllara kadar palyatif (geçici) çözümlerle geçirilmiş, doğru çözüm arayış ve uygulamalarına ancak bu yıllarda geçilebilmiştir. Yaklaşık yirmi yıllık uygulama deneyimi ülkemizde bugün artık teknik ve idari yönden yeterli işletmeler ve kadroların oluşmasını sağlamıştır.

Son on yılda ülkemizde başka bir gelişme olmuş, "İş Sağlığı ve Güvenliği" kavramı mevzuatımıza girmiş, uzman kadrolar yetiştirilerek giderek artan oranda uygulamaya geçilmiştir.

Bu durum işletmelerin bugün sektörde "İş Sağlığı ve Güvenliği, Çevre" konularında, politika, uygulama ve örgütlenmede yeterliliği

sahip olmalarını rekabetin önemli bir parçası haline getirmiştir.

## KAYNAK

6331 Sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Kanunu (30 Haziran 2012 Tarih ve 28 339 Sayılı Resmi Gazete).

# Yer Altı Yapılarının Yapımında Gözden Kaçan Hususlar

## *Missing Points in Construction of Underground Structures*

Ertuğrul Asiloğulları  
*İnş.Müh. Yüksel Proje, Ankara*

Ayhan Öner  
*İnş.Müh. Fermanoğlu İnşaat, Ankara*

**ÖZET** Bu tebliğde, yeraltı kazılarında uygulama sırasında karşılaşılan özel durumlar, uygulama sırasında göz ardı edilen bazı hususlar ve projelerde yer almayan detaylar ile ilgili örnekler verilmiştir. Bahsi geçen konuların bir kısmında öneriler sunulmuş, bir kısmı ile de oluşan sorunların nedeni ortaya konmuştur.

**ABSTRACT** Special cases in underground excavations during applications, some ignored matters during construction, and some details that are not enumerated in the projects are underlined in detail in this study. In this context, some recommendations are given about the mentioned issues, and also reasons of the problems are propounded.

## 1 GİRİŞ

Bilindiği üzere yer altı yapılarının amacına uygun projelendirilme aşamaları uzun bir süreci ve çalışmayı gerektirmektedir. Bu aşamalardan başlangıcı jeolojik-jeoteknik verilerin sağlıklı elde edilmesidir. Bu verilerin gerçekliliği, yapının maliyetinden yapının ömrüne kadar bütün kademeleri ileri derecede ilgilendirmektedir.

Ülkemizde tüneller daha çok resmi ve özel kurumların şartnameleri çerçevesinde NATM (Yeni Avusturya Tünel Yöntemi) referans alınarak yapılmaktadır. Tünellerin projelendirilmesi, yapımı ve uygulaması sırasında göz ardı edilen, fark edilmeyen veya dikkatten kaçan özel durumlar yapım kalitesini ve maliyetini etkileyen önemli hususların başında gelmektedir. Bu konuların irdelenmesi, ortaya konulması doğru kararlar alınmasında yol gösterici olacaktır.

## 2 SAHADA KARŞILAŞILAN ÖZEL DURUMLAR

### 2.1 Karstik Boşluklarla Karşılaşılması

Tünel kazı çalışmalarının yapıldığı boşluklu bir yapıya sahip kalsiyum karbonatlı zeminlerde nadirde olsa karşılaşılan hususlardan biri de tavanda ve tabanda büyük boşluk, boşluklar veya mağaraya rastlanmasıdır (Şek. 1 ve 2).



Şekil 1. Karstik mağara





Şekil 2. Karstik boşluk

Zeminin yapısına göre bu boşlukların büyüklükleri metreden, mağara boyutlarına kadar değişmektedir. Bazen tabanda karşılaşılan boşlukların derinliğini tespit imkanı bulunmamaktadır. Böyle bir durumda burada nasıl bir iyileştirme yapılacağı, yapım ve uygulama yöntemi nasıl olacaktır.

Örneğin tünel tabanında karşılaşılan büyük çaplardaki karstik boşlukların geri dolgusu nasıl yapılacak? Bu şekilde bir derinlikte silindir nasıl çalışacak, sıkışma nasıl elde edilecek? Bu soruların cevaplarının olmadığı durumlarda tünelde inşaat süresi ve maliyeti artacaktır.

Bu nedenle bu hususlarla önceden ilgili yapım uygulama yönteminin hazırlanmış olması uzun beklentilerin, aksamaların önüne geçecektir.

## 2.2 Tünelde Aşırı Sökülmeler ve Göçükler

Tünel imalatlarında meydana gelen sökülmelerde ve kaya boşalmalarında ortaya çıkan boşluğun iyileştirilmesi yöntemi buraların beton ile doldurulması şeklinde yapılmaktadır. Bu uygulama küçük boşlukların doldurulmasında tercih edilen bir yöntemdir.

Bazen bu boşalmaların büyüklüğü, çok aşırı sökülme veya göçük şeklinde meydana gelebilmektedir (Şek. 3). Göçüğün onarılması ve ilerlemenin sağlanabilmesi için izlenen genel uygulamalar vardır. Boşluk varsa burası beton ile doldurulur, boşluk yoksa göçük malzemesi enjeksiyon ile katılaştırılarak kemerleşme sağlanır.



Şekil 3. Tünelde büyük çaplı göçük

100m<sup>3</sup> - 200m<sup>3</sup>'lük bir boşluk, beton ile doldurulduğunda ağırlığı 400-500 ton civarındadır. Tünel tasarımı ve hesaplarında bu ilave yük hesaplanmaz. Mevcut durumda bu yükün tünel kesitine yaptığı gerilmelerin ve zamana bağlı deformasyonların tünel yapısına ne gibi zararlar vereceğinin ortaya konulması gerekmektedir.

Zamana bağlı deformasyon konusunda Prof.Dr. Bekir Postacıoğlu bu hususun önemini ortaya koyan çalışmalarında, zaman içerisindeki gerilme artışının nasıl deformasyon meydana getirdiğini ortaya koymuştur. Bu nedenle bu şekildeki göçük onarımlarında bahsi geçen husus dikkate alınarak destekleme elemanlarının ve nihai beton kaplamalarının donatı hesabı yapılmalıdır. En önemlisi, bu yükün deprem etkisinde tünelde oluşturacağı ilave gerilmelerin ve olacağı hesabı yapılmalıdır.

## 2.3 Zayıf Zeminli Tünel Kazılarında İyileştirme ve Göçüklerde Yapılan Enjeksiyon

Zayıf zeminli tünel kazısı sırasında zemini iyileştirmek için kazı öncesi enjeksiyon yapılmaktadır. Aynı zamanda göçükler ve boşluklarda da benzer uygulamalar yapılmaktadır. Enjeksiyon yapım uygulama metodu DSİ tarafından kapsamlı olarak ortaya konmuştur. Ancak her göçük sonrası zeminde farklı şekillerde bozulmalar meydana gelmektedir. Bu nedenle mevcut duruma göre enjeksiyon parametreleri belirlenmelidir. Bu parametreler enjeksiyon



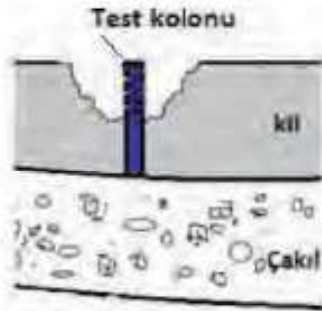
ara mesafesi, enjeksiyon derinliği, su çimento oranı ve enjeksiyon basıncı değerleri olup bunların sonucuna göre iyileştirme yapılmalıdır.

Genelde uygulamalarda bu parametreler dikkate alınmaksızın tesadüfî uğraşlarla sonuca ulaşılmaya çalışılmaktadır.

## 2.4 Jet Grout Uygulaması

Jet grout; tünel kazısı sırasında ilerlemenin mümkün olmadığı zayıf zeminlerde tünel kesiti üzerinde yapılan iyileştirme yöntemlerindedir.

Jetgrout uygulaması genelde yerüstü yapılarının temellerinin iyileştirilmesi kapsamında yapılmaktadır. Bunun için önce jetgrout deneme kolonları yapılır (Şek. 4). Ön görülen proje kriterlerini sağlayan parametrelere ulaşılmca jetgrout yapımına geçilir.



Şekil 4. Jet Grout test kolonu

Ancak tünel tavan zemini iyileştirmesinde iyileştirme yapılacak kısım yüzeyin 15-20 m altında kaldığı durumlarda deneme kolonu yine yüzeyde yapılmaktadır.

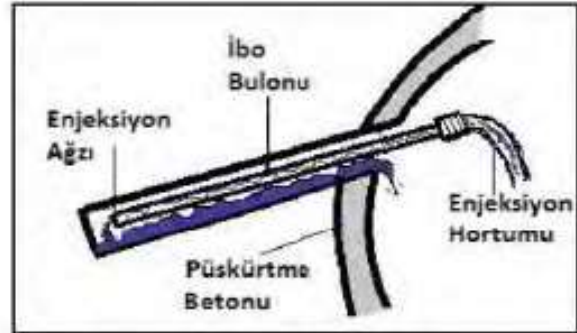
İyileştirme yapılarak zemin ile test kolonu yapılan zemin özellikleri birbirinden tamamen farklı olduğu halde jetgrout parametreleri yüzeydeki zemine göre oluşturulmaktadır. Bu nedenle tünellerde yapılacak jet grout imalatlarında uygulama parametrelerinin belirlenmesi için iyileştirme yapılacak zemin özelliklerini taşıyan zeminde deneme kolonu teşkil edilmelidir (Şek. 5). İyileştirme yapılacak zemini temsil etmeyen jet grout imalatları özellikle yer altı suyunun olduğu yerlerde sonuç vermediği gözlemlenmiştir.



Şekil 5. Oluşan jet grout kolonu

## 2.5 Kendinden Delmeli (IBO) Bulonda Enjeksiyon Uygulaması

Kendinden delmeli bulon (IBO), zayıf zeminli tünel kazılarında destekleme elemanlarından biri olarak kullanılır. Bu zeminlerde ankraj deliklerinin yıkılması ve deliklerin kapanmasından dolayı tercih edilir. Yapım şekli; IBO bulon ucundaki tek kullanımlık delici uç vasıtası ile zeminde delik açılarak ilerlenir. Bulon, delme sırasında ilerlerken delikte kalır. Enjeksiyon bulon deliğinden verilerek, kuyu dibinden ağzına doğru bulon ile delik çeperini dolduracak şekilde yapılır (Şek. 6).



Şekil 6. IBO bulon enjeksiyonu

Enjeksiyon basıncı 2 bardan yüksek olması durumunda, fazla enjeksiyon yapılmakta, zeminde çatlak ve kırıklara sebebiyet vermektedir. IBO bulonda yapılan enjeksiyonun asıl amacı, fazla enjeksiyon ile zemin iyileştirilmesi değil, bulon ile delik arasının doldurulmasıdır.



## 2.6 İzolasyon İmalatında Yapılan Hatalar

Tünellerde su yalıtımı amacıyla izolasyon yapılmaktadır. Kullanılacak membran, keçe gibi malzemelerin özellikleri ve yapım yöntemleri ile ilgili bilgiler mevcuttur. Uygulamalarda, püskürtme betonun yüzey pürüzlülüğü, fazla yapılmış kazıdan oluşmuş çukurların veya tarama eksikliğinden kaynaklanan tepeliklerin düzeltilmesiyle ilgili farklı görüşler ortaya çıkmaktadır. Membranın zarar görmesini ve delinmesini etkileyen bu hususların proje aşamasındaki parametreleri daha fazla detaylandırılmalı ve netleştirilmelidir.

Membran dikişleri kaynak makinesinin üzerindeki hız ve ısı kademesi ayarlanarak yapılmaktadır (Şek. 7). Ancak konuyla ilgili şartname ve yapım uygulama metotlarında makine dikiş ısı, hızı ve baskı devri mevsim şartlarına göre hangi kademelerde alınacak, gibi önemli detaylar bilinmemektedir. Bu uygulamalar tamamen uygulayıcı personelin inisiyatifine göre yapılmaktadır.



Şekil 7. PVC su tutucu kaynak uygulaması

İmalat sırasında delinen, zarar gören membranın tamiri ve keskin kenarların kaynağı, el ısıtıcısıyla yapılmaktadır. Ancak el ısıtıcısıyla yapılan kaynak dikişinin hızı, baskısı ve ısısının, tam olarak ayarlanması mümkün değildir. Bu nedenle yapılan yama ve dikişlerden istenilen sonuç alınamamakta, aynı zamanda bu noktalardan su gelmektedir.

## 2.7 PVC Su Tutucular

PVC su tutucular, tünellerde ano başlarında veya farklı dökülen betonlarda kullanılmaktadır. TS 3078'de su tutucularının tipleri, beton kalınlığına göre et kalınlığının ve genişliği belirlenmiştir.

Uygulamalarda değişen beton kalınlıklarına göre, su tutucu boyutları da değişmesi gerekirken tek tip su tutucu kullanılmaktadır. Bunun sonucu olarak oturmalarda, yanal hareketlerde ve aşırı deformasyonlarda su tutucular uygun boyutlarda değilse yırtılmakta, sıyrılmakta ve görevlerini yerine getirememektedir.

Bu nedenle projelerde ve uygulamalarda standartta belirtilen beton kalınlığına göre su tutucu boyutları belirlenmelidir (Şek. 8).



Şekil 8. PVC su tutucu uygulaması

## 2.8 Tünellerde Jeoteknik Ölçümler

Jeoteknik ölçümler ile tünellerde meydana gelen ve gelebilecek deformasyonlar ve gerilmeler takip edilmektedir.

Bu kapsamda zemin ile püskürtme betonu arasındaki radyal etkiyen basınçları ve püskürtme beton içindeki teğetsel gerilmeleri basınç hücresi ile (Şek. 9), ankrajlardaki çekme kuvvetlerini, bulonlardaki değişikliklerini disk hücresi ile tünel cidarından itibaren yer alan kayaç-zemin ortamındaki tabakaların birbirine göre hareketlerinin belirlenmesi amacıyla ekstansometre kullanılır.





Şekil 9. Basınç hücresi uygulaması

Bu jeoteknik ölçümlerin gereksinimi ya proje kapsamında yapılır yada değişen zemin şartlarına göre ortaya çıkar. Bu amaçla ekipman tedarikçisi firma kurulumu yapar veya yaptırır. Daha sonra okumaların alınması ve bu dataların değerlendirilmesi hususu ortaya çıkar. En önemli kısımda burasıdır. Örneğin püskürtme betonun altına yerleştirilen yük hücresinden alınan radyal basınç değerleri bize neyi haber vermektedir? Tünel destekleme ve beton kaplamada nasıl bir donatı projesi gerekmektedir?

Bütün bunların sonucu olarak jeoteknik ölçümler ile ilgili geniş kapsamlı bir ekipman montaj yapım metodu oluşturulmalı, okuma değerlendirilmesiyle ilgili kabul kriterleri ortaya konulmalı ve bu hususlar projenin ana unsuru olmalıdır.

## 2.9 Tünel Portal ve Şev Yapılarında Bulon Uygulaması

Tünel giriş portallerinin ve şevlerin bulunduğu yarma kısımlarında kazı, destekleme (hasır çelik, püskürtme betonu ve bulon uygulaması) ile yapının emniyeti sağlanır. Yamaç molozlarının bulunduğu portal girişlerindeki ankraj uygulamalarında, enjeksiyonun delik içindeki durumu şevin duraylılığını birebir etkileyebilmektedir. Delik içerisindeki enjeksiyonun, bulonu çepeçevre olarak sarmadığı durumlarda, ankrajın ve

enjeksiyonun ayrı ayrı çalışması nedeniyle şev stabilitesinin bozulduğu gözlenmiştir.

Bu nedenle bulon ve enjeksiyon birlikteliğinin sağlanabilmesi için bulonlara delik merkezleyiciler yerleştirildiğinde bulon delik tabanına oturmayıp deliğin ortasında kalmakta ve enjeksiyon bulonun çevresini doldurmaktadır (Şek. 10).



Şekil 10. Merkezleyici kullanılmamış bulon uygulaması

## 2.10 Tünelde Ana Drenaj Seçimi ve Gerekliliği

Tünelde yer altı çalışmalarının en büyük drenaj borularıdır. Yapılan tünelde eğer su drenajı için yapılmıyorsa, suyu yapıdan ya uzaklaştırmak ya da yapıyı sudan korumak gerekecektir.

Yeraltı suyu yapılan izolasyon ile, drenaj borularına taşınarak tünellerden uzaklaştırılır. Tünel kaplama betonunun sağ ve sol tarafında yer alan yan drenaj boruları hem yapım sırasında hem yapım sonrası zamana bağlı suyun taşıdığı tortular ile tıkanmakta ve yapı su altında kalabilmektedir. Bu durumun önüne geçebilmek için hem tünel yapısını korumak hemde tıkanmaların önüne geçebilmek için ana drenaj sisteminin teşkil edilmesi gerekmektedir. Bu sistem tünel taban kotundan daha düşük kotlarda yer almalı ve yan drenajlar bu sisteme bağlanmalıdır (Şek. 11).





Şekil 11. Uygulanan ana drenaj sistemi

### KAYNAKLAR

- Asiloğulları, E, 2011. *Modern Raylı Sistemler Tasarım ve Uygulama Yöntemi*, Aren, Ankara, 174 s.
- Timur, E. Tünel mühendisliğinde jeoteknik erüt ve uygulamada karşılaşılan bazı problemler. *Madencilik Dergisi*, 8; 2; ss. 193-210
- T.C.Bayındırlık ve İskan Bakanlığı NATM Uygulamalı yer altı tünel işleri teknik şartnamesi, 1997

# Passive Fire Protection Applications in Marmaray Tunnels

N. Demir, Dr. B. Çakar, A. Ramoğlu  
*Gama-Nurol JV, Turkey.*

**ABSTRACT** Fire insulation is required of the train tunnels of the Marmaray Project against the load of 100 MW hydrocarbon fire for a minimum duration of 4 hours. The purpose is to limit the structural damage, i.e. without a collapse and/or catastrophic flooding of the tunnels, under the specified fire load that the passengers can safely be evacuated and also the facility can be restored to the normal operational conditions within a reasonable time. The passive fire protection (PFP) applications in the twin TBM-1 Tunnels, at a length of 2430 m each, are explained in the present paper including the particulars related to laboratory testing for verification of the material, PFP application under a very tight work programme and tests on completion. The specific experience acquired in relation with material selection shall also be introduced.

## 1 MARMARAY PROJECT

The Marmaray Project is a modern fast rail-track transportation scheme of 76.3 km connecting the European and Asian sides of the Istanbul City underneath the Bosphorus at a depth of 58 m. The objective of the Project is to establish a transportation capacity for about 150.000 passengers per hour in both directions and to reduce the present total travelling time of 185 minutes by nearly half.

13.6 km of the total length of 76.3 km is a new underground route within the scope of the Engineering-Procurement-Construction (EPC) Contract BC1, namely Railways Bosphorus Tube Crossing-Tunnels and Stations, which is constructed at the undertaking of the Joint Venture of the Contractors TAISEI from Japan, GAMA and NUROL, two leading worldwide known Turkish Construction Companies. The BC1 Project, designed for a lifetime of more than 100 years, consists of a twin route of 1.4 km immersed tube tunnel, 9.7 km TBM tunnels, 2.0 km NATM tunnels, 0.5 km of cut-and-

cover stations (no 2), a tunnel station (no 1) and surface stations (no 2).

## 2 FIRE HAZARDS

The heat and smoke generated by fire in a closed area may be highly hazardous to the people, property and the structure itself. According to the statistical data of 55 major tunnel fires occurring since 1949, a total number of 180 persons lost their lives in 31 incidents whereas 407 injuries happened in 34 cases. Some of these fire incidents caused closure of tunnels for long durations.

## 3 FIRE SAFETY CONCEPT

The potential severity of a fire in a location depends upon the amount of heat energy (fire load) generated during the fire, which is a function of the type and duration of the fire. In conventional underground transportation schemes, normally 20 MW fires are considered for the design. However, the risk is much higher in case of hydrocarbon fires.



The design fire has been specified as a 100 MW hydrocarbon fire for a minimum duration of 4 hours for the Railways Bosphorus Tube Crossing-Tunnels and Stations of the Marmaray Project, where freight trains with fuel tankers may be allowed to operate at the night time.

For the Marmaray Project, fire safety is dealt within the context of an overall concept, in which the main objective is fire prevention. In case of the design fire, the ultimate target is to limit the structural damage so that the people can safely be evacuated and also the facility can be restored to the normal operational conditions within a reasonable time. The Fire Safety Concept of the Project (Satia, 2013) consists of the following main elements:

- i. Fire Detection and Alarm Systems,
- ii. Station Information Management Control and SCADA Systems,
- iii. Fire Protection System (water, clean gas and foam water deluge systems),
- iv. Fire Brigade Access,
- v. Ventilation Systems,
- vi. Emergency Routes and Escape Ways,
- vii. Emergency Power Supply Systems,
- viii. Emergency Lighting Systems,
- ix. Fire Doors and Fire Compartments,
- x. Passive Fire Protection (fire insulation / fire proofing).

#### 4 FIELD STUDIES

The specifications related to "fire" have been prescribed in the Employer's Requirements (ERQ) (Marmaray Project, Contract BC1 Employer's Requirements) as the followings:

- i. Fire prevention requirements shall be adopted to reduce the possibility of fire, reduce the spread and consequences of a fire, protect facilities against damage, create good conditions for fire fighting.
- ii. A design fire of 100 MW shall be assumed. The development of gas temperature shall correspond to a Rijkswaterstaat hydrocarbon (RWS) curve (Fig. 1) with duration of at least 2 hours, and to a harmonized hydrocarbon curve (HC) with duration of at least 4

hours. The analysis may take into account the cooling effect of the ventilation.

- iii. The design shall include the specification of the fire protection material to be applied to the roof and to the walls of the train tunnels immediately beneath the Bosphorus, and also elsewhere where partial loss of tunnel structure can compromise the safety of passengers within it or cause catastrophic flooding. The purpose of the fire insulation is to limit structural damage in the event of a fire and to ensure that the tunnel can be restored more quickly to normal operation.
- iv. The constraints on the primary structural members exposed to fire shall be fulfilled.
- v. The spreading of fire from one running tunnel into the other shall not be possible.

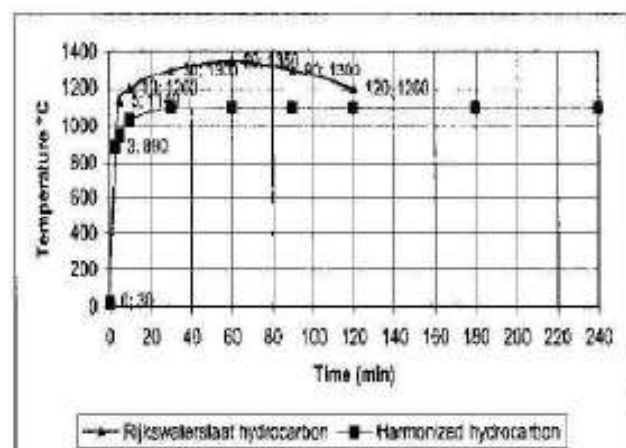


Figure1. Rijkswaterstaat & Harmonized hydrocarbon design fire rates of heat release

#### 5 ASSESSMENT FOR THE NECESSITY OF PFP

The necessity for PFP shall be identified through an analysis and design process based on the prevailing geological conditions such as stability and permeability of the ground and presence of the water table as outlined in Figure 2.

According to that, PFP shall be required where partial loss of the tunnel support in the event of a fire would lead to unsafe conditions such as collapse and/or catastrophic flooding. Such conditions might not occur, for example, in stable rock where

tunnel collapse would be unlikely, and where intrusion of water would be small and would not compromise the safety of passengers. A general guideline is presented in Table 1 for a preliminary assessment as to the necessity of PFP.

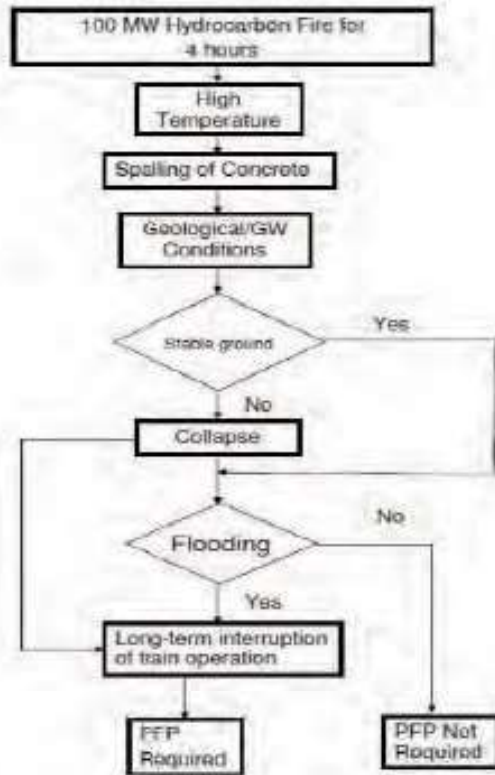


Figure 2. Flowchart for PFP Assessment

Table 1. General Guideline Table for PFP

Geological Conditions		Rock	Stiff Clay	Soft Clay	Sandy Soil	
Permeability	Low	Catastrophic flooding	NO	NO	NO	NO
		Unstability of Rock	NO	NO	YES	YES
		PFP Required	NO	NO	YES	YES
	High	Catastrophic flooding				YES
		Unstability of Rock				YES
		PFP Required				YES

However, a 2-dimensional FEM analysis would be appropriate for a quantitative assessment of the ground deformation

development after loss of the tunnel support. The expected ground deformation behavior in loose soil after loss of the permanent support is illustrated in bored and NATM tunnels in Figure 3.

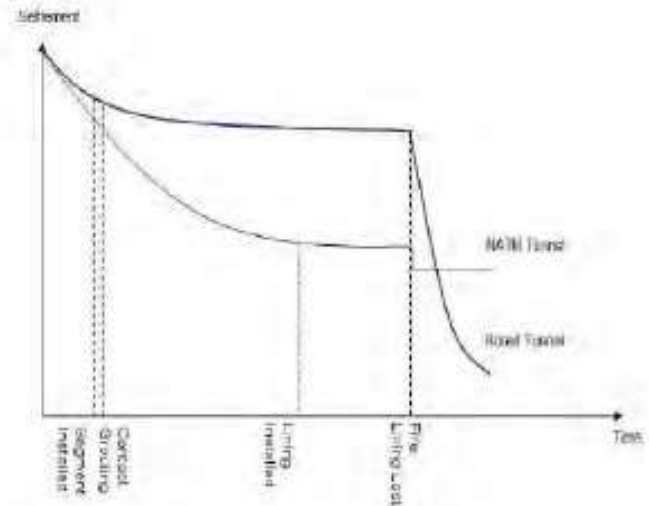


Figure 3. Expected ground deformation behavior after loss of the permanent support

In bored tunnels, the ground settlement is ceased at the early stage owing to the rapid segment installation and contact grouting. Consequently, a sudden excessive deformation may develop because of the high residual deformation potential in the ground. In NATM tunnels, the ground behavior is rather more stable because the settlement history would almost be complete by the time of installation of the permanent tunnel support.

## 6 GEOLOGICAL CONDITIONS AND FIRE INSULATION IN TBM-1 TUNNELS

The twin TBM-1 Tunnels of the Project have been driven under a shallow cover of clayey soil (Gungoren formation), which is of a complicated heterogeneous matrix with water bearing sandy layers in places (Ueno, 2006).

It is concluded in the design report (Mashiba, 2005) that fire insulation shall be provided at the bored tunnels driven through even “very stiff clay containing saturated sand layers even occasionally”, because such geological conditions may “trigger inundation



of the tunnels and progressive settlement of the ground" in case of a partial loss of the tunnel structure.

The purpose of the fire insulation is to limit structural damage in the event of a fire and to ensure that the tunnel can be restored more quickly to normal operation (Fig. 4).

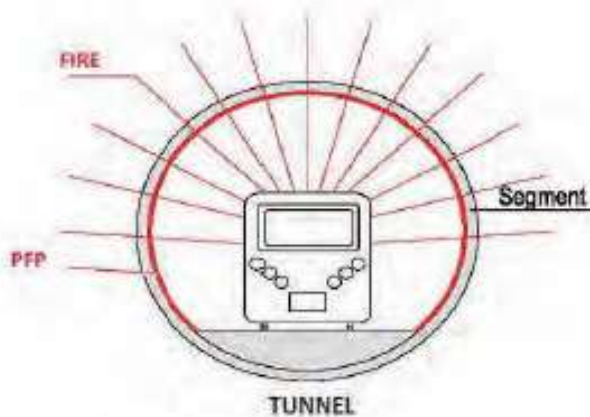


Figure 4. Fire insulation in bored tunnels

## 7 FIRE INSULATION MATERIALS AND SELECTION STRATEGY

Endothermic materials are used for fire insulation. The chemically bound water contents (hydrates) inside the endothermic materials undergo a sublimation process in case of fire that the material remains at the boiling temperature of water until all hydrates have been evaporated by the generated excessive heat.

Spray type fire insulation materials are used for very high fire loads and industrial use. The common type of fire insulation materials are as follows:

- i. Cementitious plasters: These usually contain Portland cement with the addition of lightweight and low conductivity aggregates such as vermiculite, bauxite and perlite. Gypsum plasters are also listed under the cementitious plasters even though they are not cement based.
- ii. Fibrous plasters: These contain either mineral wool or ceramic fibres to entrain more air.

The design for fire insulation shall be concluded once thickness of the selected PFM material is determined on the basis of the

specific laboratory test results. In this respect, it would be very wise that alternative materials be incorporated into the laboratory test procedure as from the beginning in order to avoid long and tedious time effects in case of unexpected results with a type of material.

There is already an oligopoly in the market with only few material suppliers that a unique material selection may also jeopardize commercial benefits of the client. Therefore, selection of alternative materials on the onset of the design process would be merited in respect of both technical and commercial aspects.

For the TBM-1 Tunnels of the Marmaray Project, vermiculite type PFM material has been used whereas a bauxite based material has been considered as a contingency and successfully tested as an alternative material.

## 8 LABORATORY TESTING ON PFM MATERIALS

The cross section of TBM-1 Tunnel consists of 6 equal sized segments and 1 key segment with 320 mm thickness. Original segments have been used for the laboratory testing.

The objective of the fire test is to check the structural integrity of the tunnel segments under fire (Vermeer, Breunese, 2012). The performance criteria as per ERQ (Marmaray Project, Contract BCI Employer's Requirements) is to satisfy the following conditions:

- i. No spalling of any part of segment specimen excluding the fire protective mortar,
- ii. The temperature of the contact surface between concrete and fire protective mortar not exceeding 380°C,
- iii. The temperature of the reinforcement bars closest to fire not exceeding 250°C.

The test program aims to determine the required thickness of the fire protection material. Regarding the test criteria, the specimens have been tested on spalling and thermal behaviour. As the RWS curve has a steeper gradient than the HC curve and reaches a higher maximum temperature, RWS curve is decisive for the spalling test. However, it is not known in advance that



which curve, RWS or HC, represents the worst case for the thermal behaviour. Therefore, 5 specimens have been prepared for the tests given in Table 2.

Table 2. PFP test program

No	Test	Fire Curve	Duration (Hour)	Pre-stress	PFP Thickness
1	Spalling	RWS	2	Yes	Anticipated
2	Spalling	RWS	2	Yes	Anticipated
3	Thermal	HC	4	No	Higher
4	Thermal	RWS	2	No	Higher
5	Thermal	HC	4	No	Higher

### 8.1 Spalling Test

The special treatment is not made on the segments for the test with respect to moisture content because the maturity of the segment is more than 3 years and it is expected that the moisture content of the segment specimen is comparable to already installed in the TBM tunnel. The PFP material applied on segment is cured at least 60 days and moisture content must be less than 5% at the time of testing.

2 layers of 15 thermocouples have been placed on the test specimens. The first layer is on the interface between the spray mortar and the concrete. The second layer is placed on the first reinforcement layer as shown in Figure 5.

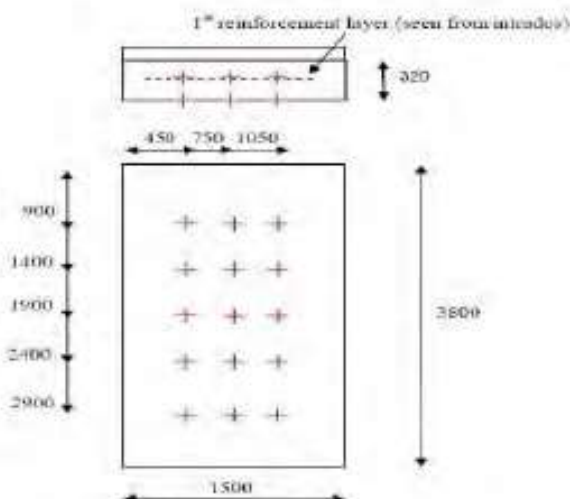


Figure 5. Plan view of spalling test specimen

For the TBM tunnel, due to typical circular cross section, the segments are under compression. The compressive stress is

important for spalling of the concrete. For this reason, spalling test specimens are preloaded. The preloading equipment consists of a special loading framework including hydraulic cylinders. The hydraulic cylinders have been placed on the top surface and on the sides of the segment as shown in the following figure. The prestressing level at fire exposed surface of the TBM segment is 16.2 MPa and the load is kept constant during fire test. The loading procedure have been done such that there will be no tension within any part of the segment (Fig. 6).

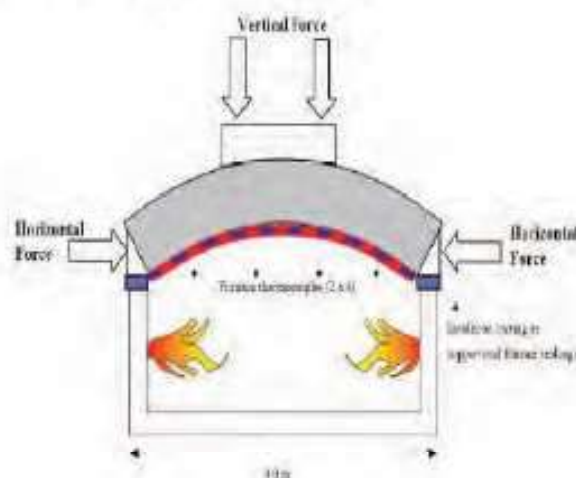


Figure 6. Spalling test specimen

The preloaded segment of TBM tunnel have been used for determination of spalling and thermal behaviour. RWS fire curve with 2 hours have been used for the spalling test. The tests have been carried out twice to check the spalling behaviour.

### 8.2 Thermal Insulation Test

The test specimen is a small size TBM segment which has been cut from an original TBM segment. The dimensions are approximately 1.5m x 1.9m.

Two layers of 9 thermocouples have been placed on the test specimens. The first layer is on the interface between the spray mortar and the concrete. The second layer is placed on the first reinforcement layer (Fig. 7).



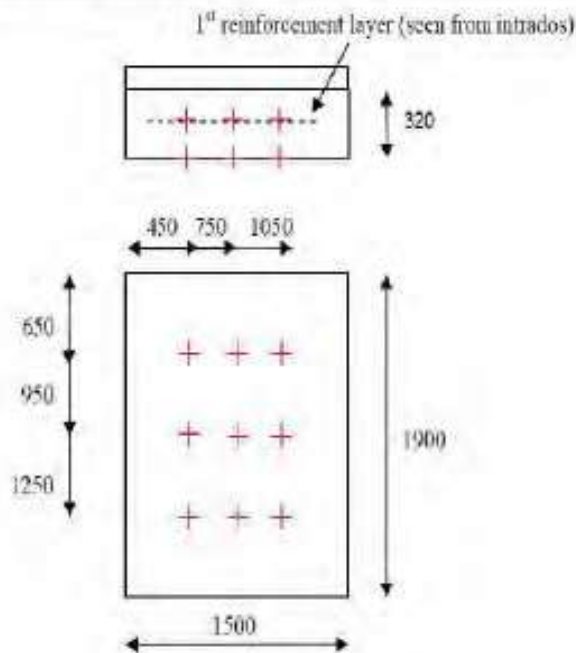


Figure 7. Plan view of thermal test specimen

The small size segment specimen has been tested under HC fire curve with 4 hours for determination of thermal behaviour.

## 9 DESIGN FOR PFP

The tunnels of the main route have been designed with respect to a 100 MW hydrocarbon fire for a minimum duration of 4 hours as per the Employer's Requirements (Marmaray Project, Contract BC1 Employer's Requirements). The minimum thickness of the fire insulation (PFP) shall be 42 mm in the TBM-1 Tunnels according to the fire test results. The related design is shown in Figure 8.

## 10 DEWATERING

Prior to application of the PFP material, surface of the tunnel lining shall be dried up to the extent that no water film remains on the concrete, which otherwise hinders adherence of the PFP material. In this respect, besides the contact grouting made right after the segment installation, a large scale second stage grouting work with special chemical materials, such as polyurethane and others, was performed in places where water seepage was observed.

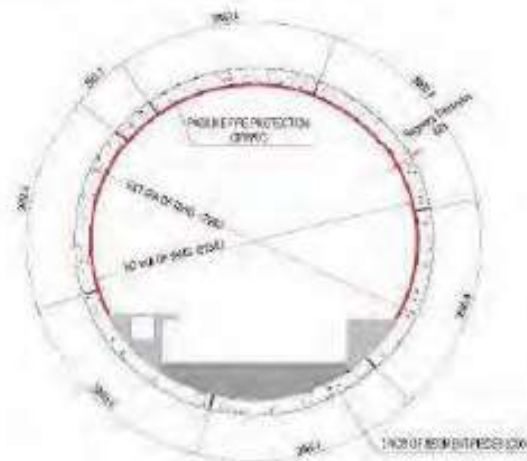


Figure 8. Design for PFP

## 11 PFP APPLICATION IN TBM TUNNELS

The main quantities of the PFP application in the TBM-1 Tunnels are as in Table 3.

Table 3. PFP application main quantities

Item	Amount
Total tunnel length	2x2 430 m
Inside diameter	7.04 m
Coverage area (42 mm)	70 400 m <sup>2</sup>
Wire mesh	3 900 rolls
Anchors	380 boxes
PFP material	2 750 pallets = 2 200 ton

### 11.1 History of Work Progress

A brief history of the work progress is summarized in Table 4.

Table 4. Work progress T1 Tunnel

Task	Tunnel T1 2430 m (35200 m <sup>2</sup> )		
	Start	Finish	Days
Mechanical Cleaning	01.10.2012	16.10.2012	15
Drilling	01.10.2012	16.10.2012	15
Pressure washing	07.10.2012	20.10.2012	13
Mesh Installation	16.10.2012	12.11.2012	27
SBR & Spraying	08.11.2012	07.12.2012	29
<b>Total</b>			<b>99</b>

## 11.2 Organization for Workmanship

The application has been made 24 hours a day. The working day is divided into 3 such as 2 spraying shifts and 1 material loading/unloading shift. The spraying shifts are 10 hours, the loading/unloading shift is 4 hours long, Table 5.

Table 5. Work progress T2 Tunnel

Task	Tunnel T2 2430 m (35200 m <sup>2</sup> )		
	Start	Finish	Days
Mechanical Cleaning	29.10.2012	30.11.2012	32
Drilling	01.11.2012	30.11.2012	29
Pressure washing	15.10.2012	30.11.2012	46
Mesh Installation	16.11.2012	30.11.2012	14
SBR & Spraying	08.12.2012	07.01.2013	30
<b>Total</b>			<b>151</b>

The materials are loaded on the train to complete the all day production. Within the 4 hour time all rubbish materials are unloaded from the train and the required materials are loaded on the train. The workmanship is organized as in Table 6.

Table 6. Organization

Activity	Shift	Team	Person	Total
Drilling	2	2	4	16
Cleaning	2	2	2	8
Meshing	2	2	6	24
Batching	2	9	2	36
Spraying	2	9	1	18
Loading	1	4	3	12
<b>Total</b>				<b>114</b>

## 11.3 Materials

All materials are stored at a designated area at site and protected under a plastic cover after a thorough visual inspection at the arrival to site. The material consists of the followings:

- i. Wire Mesh: Wire mesh is fixed on the surfaces of concrete and steel support to

secure cohesion and rigidity of the Fire Protection Mortar.

- ii. Steel Anchors: CAFCO Stainless Steel Anchors are installed by drilling inside the concrete to fix the mesh on the surface.
- iii. Bonding Latex (SBR Bonding): It is a bonding material to be placed on the concrete surface as a key coat underneath the fire protection mortar.
- iv. Fire Protection Mortar (CAFCO Fendolite MII): This is the main PFP material.

## 11.4 Equipment

The equipment is listed in Table 7.

Table 7. Equipment list

No	Equipment	Qty
1	Unimog	3
2	20m long flat Wagon	9
3	Diesel Spray pump with 40 m material line	9
4	Electrical Spray pump with 40 m material line	1
5	250 kVA Generator for elect.spray pump	1
6	25 kVA Generator for illumination	2
7	Forklift	3
8	Φ 1000mm Jet Fan	10
9	Sprayer Scaffold	6
10	Preparation Work Scaffold	4
11	Special steel pallet for loading material	18
12	Mobil Crane	1
13	Truck for material transportation	1

## 11.5 Operation Plan

The PFP application was performed in the tunnels with the rail tracks in place in order to enable operation of 3 train sets, each consisting of a tractor unit, namely unimog, and 3 wagons behind each 20 m long as shown in Figure 9.



Figure 9. One set of train



Every wagon of the train carries an application set consisting of the followings; one diesel spray pump, 12 pallets of PFP material (each is 800 kg in weight) and a diesel set of 25 kVA (Fig. 10).

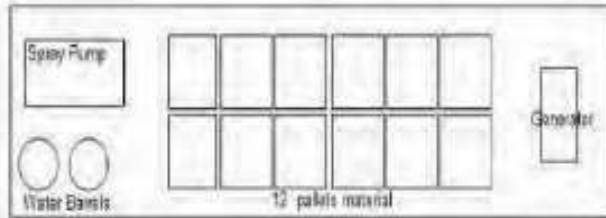


Figure 10. Layout of a Wagon

For the application, totally 10 movable scaffoldings are used; 6 for sprayers and other 4 for preparation works, respectively shown in Figures 11 and 12.

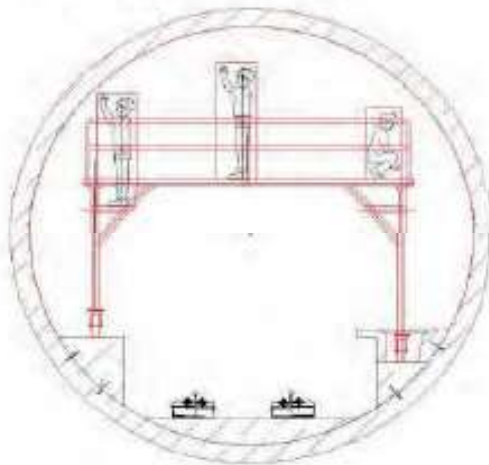


Figure 11. Scaffolding for sprayers

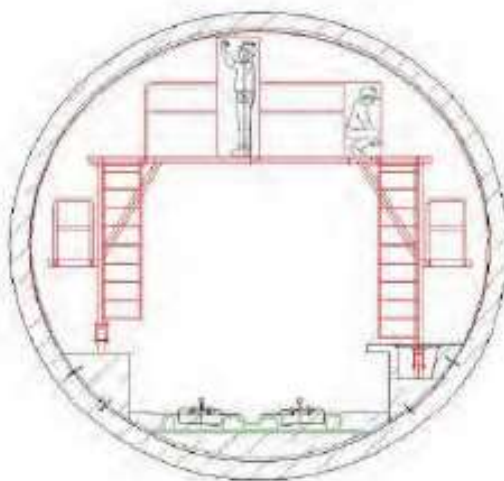


Figure 12. Scaffolding for preparation works

## 11.6 Activities

### 11.6.1 Drilling for steel anchors

Holes are made on the tunnel lining by percussion drilling at a pattern of 400X400 mm for homing the steel anchors (Fig. 13).



Figure 13. Drilling for anchors

### 11.6.2 Cleaning with water jet

A water jet is applied at a pressure of about 200 bars for a thorough cleaning of the concrete surfaces, which must be absolutely free from, dust, mud, material remnants such as lime and polyurethane residues. A visual inspection shall be made to make sure that the surfaces are completely clean prior to application of the key coat (Fig. 14).



Figure 14. Cleaning of concrete segment face

### 11.6.3 Wire mesh installation

The material to be used is the CAFCO's plastic coated galvanised hexagonal wire mesh of 50x50x1.4 mm. The mesh in rolls is cut to the size, overlapping is made and tied up with galvanised wire or "hog rings" at a

staggered pitch of 100 mm centres. Finally, the mesh is placed on the concrete surface and fixed to the steel anchors being placed into the pre-drilled holes. The mesh system is suspended at the mid third of the overall depth of the PFP thickness (Fig. 15).



Figure 15. Mesh installation

#### 11.6.4 Key coat spraying

The key coat forms up a splatter type layer with 3-8mm blobs on the surface. The mixture is applied on thoroughly cleaned up surfaces.

#### 11.6.5 PFP spraying

The PFP material is applied by spraying through 13 mm nozzles. The specified material thickness, as shown Table 8, are formed up in two successive layers.

Table 8. Thickness of PFP

Structure / Location	Surface Description	Minimum Thickness of PFP
TBM1 Tunnels	Concrete Surfaces	42 mm
TBM1 Tunnels	Steel Surface	48 mm
Sump Pit 2	Concrete Surfaces	33 mm

The tunnel has been divided into 24 equal sections for traceability. Each sprayer is held responsible for the section assigned to himself. The spraying proceeds for the first coat only during the shift. Then, the second coat is completed at the next shift. Uttermost care is required during spraying in order to keep the wire mesh in the position, which is

in the middle third of the total thickness of the mortar. The stages of application are shown respectively in Figures 16, 17, 18.



Figure 16. First coat spraying



Figure 17. Second coat spraying



Figure 18. Regular thickness check during spraying.

Thickness of each coating is regularly measured by a depth gauge during the application. At the completion of the final coat, the QC Technician makes random checks of the applied PFP thickness in compliance with the requirements.



### 11.6.6 Tests on completion

The application has been made in accordance with the Quality Plan. The thickness check and batching of material have been controlled regularly during the production. The tunnel has been divided into 24 inspection sections, each at a length of 100m. At each inspection section, pull out tests have been performed on the side wall and crown of the tunnels. The bonding strength tests have been conducted after a curing period of 28 days.

## 12 PFP APPLICATION IN TBT TUNNEL

A Turnback Tunnel (TBT) has been constructed at the Yenikapı location of the Project for manoeuvring of the commuter trains. The TBT is a one-way tunnel of an elliptical shape with an excavation diameter of 10 m for a length of 230 m.

For the TBT, the design fire is prescribed as a 20 MW fire for duration of 2 hours. A ventilation duct is built on the crown of the tunnel to make use of the cooling effect during fire. Accordingly, PFP coverage on the permanent lining is not necessary, but the ventilation duct has been lined with PFP boards and PFP material against the fire impact. The respective features are illustrated in the herein below typical cross section:

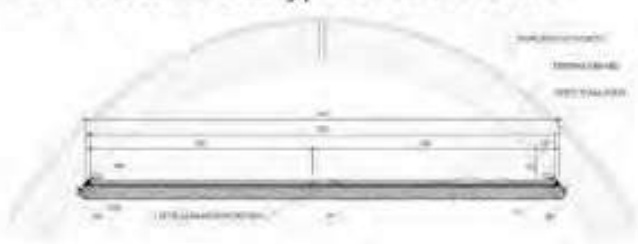


Figure 19. Cross section of tunnel ventilation duct

## 13 CONCLUSIONS

Fire insulation in urban subway tunnels is quite rare and any experience in this instance is not readily available. However, fire insulation has been provided in the train tunnels of the Marmaray Project that the special experience acquired in this instance has been introduced in the present paper and

the main points thereof are briefly reviewed herein below:

- i. Fire safety of a complex infrastructure project must be established on the basis of an integrated overall concept and through a detailed design procedure,
- ii. The fire load and the related requirements must be precisely determined under all related aspects such as the geotechnical parameters, architectural configuration and available fire fighting measures,
- iii. For the PFP material, at least another alternative material must be selected and incorporated into the laboratory test procedure as a contingency plan,
- iv. PFP application is allowed only on dry surfaces that the necessary time must be envisaged for a large scale second stage grouting work in case of water seepage into the tunnel lining,
- v. As to the application of PFP, a competent applicator with tunnel experience is absolutely necessary besides availability of spray pumps and other equipment in good working condition,
- vi. Appropriate work organization and shifts, mobilization and logistics for the tunnel and access conditions must be provided,
- vii. Appropriate temporary facilities must be available in good operational conditions in the tunnel; such as lighting, water, compressed air, discharge lines, ventilation, and etc.

## REFERENCES

- Satia, S., 2013. *Fire Safety Concept and System Overview*, Marmaray Project Contract BC1 Report Submission.
- Marmaray Project, Contract BC1 Employer's Requirements.
- Ueno, Y., 2006. *Geotechnical Design Parameters Volume 2 Yedikule-Yenikapı Section 1+200 - 3+300*, Marmaray Project Contract BC1 Report Submission.
- Mashiba, 2005. *Detailed Design Report for TBM Tunnels*, Marmaray Project Contract BC1 Detailed Design Report Submission.
- Vermeer, M., Breunese, A., 2012. *Efectis, Fire Test Procedure for Marmaray BC1 TBM Tunnel*.

**MADEN UYGULAMALARI**  
***MINE APPLICATIONS***





# Underground Mining of Salt Stone – A Case Study on Qapiliq Mine, Iran

H. Bagloo, A. Jalili

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

H. Karimnia

*Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran*

**ABSTRACT** Blasting operations in an underground structure need to particular precautions. In this study, we describe one of these measures applied in Qapiliq salt mine located at west Azerbaijan, Iran. Controlled blasting principles were integrated into the blast designs of this mine to control of blasting vibrations, reduction the damages to stones adjacent to the blasting area as much as possible, creation the stable and plane tunnel walls, optimization of the salt fragmentation, improvement of efficiency of blasting operation, guaranteeing the safety and minimize the extraction costs. Excavation face in this mine is divided into two sections, top heading and lower section, so that there are different methods for blasting operations at each part. In this study, drilling and blasting operations in both sections are described separately. Then, the required explosive quantity to perform blasting operations in these sections is calculated. Additionally, drilling templates used to the boreholes are displayed.

## 1 INTRODUCTION

Underground structures are inevitably accompanied by damages to the surrounding rocks and materials. These damages are caused by several effects and controlled by a variety of parameters (Hinzen, 1998). Some of the influencing factors are the structure dimension and depth, properties of the rock mass, underground water condition, material strength and local stress, excavation method. Some of these factors are investigated by engineers and scientists. The influence of residual tensile strength and boundary parallel relaxation on the failure process is explored using crack and rock-bridge analogues in conjunction with an updated voussoir beam model (Diederichs and Kaiser, 1999). A data mining approach is presented to the prediction of tunnel support stability using artificial neural networks (Leu et al., 2001).

In situ and laboratory tests were carried out in order to investigate the characteristics of the excavation damaged zone developed during the construction of the KAERI underground research tunnel in Korea (Kwon et al., 2005). The vibration velocities and effective stresses of tunnel liner and surrounding rock subject to blasting vibration are calculated and analyzed by the finite element software LS-DYNA based on the field blasting tests of an excavation blasting project adjacent to a railway tunnel top (Jiang and Zhou, 2012).

Excavation method as one of these influencing parameters is investigated in this paper for Qapiliq underground salt mine. Blasting operations in an underground structure need to particular precautions in this study, we describe one of these measures which is applied in Qapiliq mine in order to extract salt without causing major disturbances to the underground stope. The



excavation damage zone caused by drill and blast excavation consists of intense damage adjacent to the remaining half barrel of the blast hole, new fracturing induced by the blast and reactivation of pre-existing fractures (Autio and Malmund, 2003). Therefore, controlled blasting principles were integrated into the blast designs of this mine to control of blasting vibrations, reduce the damages to stones adjacent to the blasting area as much as possible, create the stable and plane tunnel walls, optimize the salt fragmentation, improve the efficiency of blasting operation, guarantee the safety of the staff and minimize the extraction costs. Excavation face in this mine is divided into two section, top heading and lower section, so that there are different methods for blasting control, drilling pattern, spacing, burden and charging quantities and systems at each part. After the description of the details of the drilling and blasting operations in both the top and lower sections separately, the required explosive quantity to

perform blasting operations is calculated. Additionally, drilling templates which is used to the boreholes of top and lower sections are displayed. Finally, the annual explosive quantity for blasting operations in Qapiliq mine is given in the paper.

## 2 DESCRIPTION OF THE STUDIED SITE

Qapiliq salt mine is located near the village of Qapiliq, approximately 45km west of Khoy city of West Azerbaijan, Iran. Figure 1 illustrates the location of the Qapiliq mine. Geological structure of mine area consists of salt domes covered by clay and azarit layers with the thickness of 2-7 m. Salt domes are created during the salt mass upward running by lateral pressures because of the salt lower special gravity than the adjacent rocks and its plasticity. Longitudinal profile of Qapiliq mine is shown in Figure 2.



Figure 1. The location of the Qapiliq salt mine

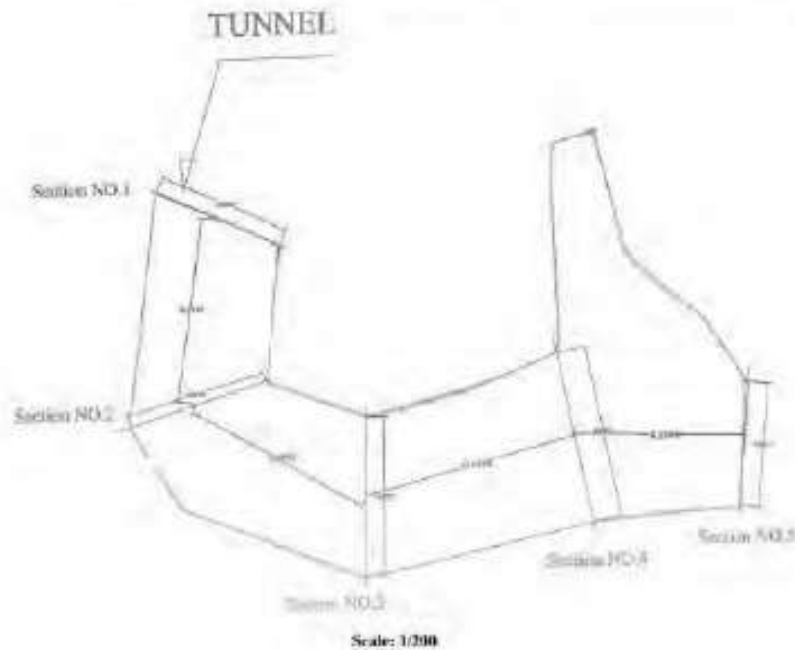


Figure 2. Longitudinal profile of Qapiliq mine

### 3 SALT EXTRACTION AT QAPILIQ

For early years, salt stone in this mine had been extracted as open pit mining, but because of some economic and technical reasons, Stope and Pillar method was selected for the salt extraction in this mine after a mining method selection study. Stope height is 8 meter and due to suitable uniformity of salt stone, stope dimensions are often equal to  $6 \times 7.7 \text{ m}^2$ . The use of controlled blasting principles in order to stabilize the underground structure and minimize the application of support systems such as rock bolts, is necessary to extract the salt stone in this mine. The target list of drilling and blasting design of Qapiliq is as follows:

1. Control of blasting vibrations and reduce the damages to stones adjacent to the blasting area as much as possible.
2. Create the stable and plane tunnel walls.
3. Optimize the salt fragmentation.
4. Improve the efficiency of blasting operation.
5. Guarantee the safety of the staff.
6. Minimize the extraction costs.

In general, controlled blasting is performed using five methods including line drilling, cushion blasting, pre splitting, smooth blasting and fracture control. Two methods used for blasting operation in the Qapiliq mine, are pre splitting method for top heading, and smooth blasting for lower section.

### 4 DRILLING PATTERN AND UNDERGROUND BLASTING OPERATION

In good rock, the tunnels with sections under  $100 \text{ m}^2$  can be excavated by the full face method. Larger tunnels which cannot be covered by the drilling unit, or those where the geomechanical properties of the rock do not permit the full face method, have to be excavated by the top heading method (Lopez Jimeno, 1995). Excavation face in this mine is divided into two section, top heading and lower section (Fig. 3), so that there are different methods for blasting control, drilling pattern, spacing, burden and charging quantities and systems at each part. Borehole diameter and explosives types are the same for both the top heading and lower section.



Considering mining method, tunnel sizes and required space for equipment maneuver, technical and operational capabilities, drilling for both sections is manual with boreholes diameter of 32 mm. Regarding the technical

factors and economic considerations, blasting in two parts is performed by using ANFO, dynamite, detonating fuse (cordtex) and three types of electric detonators including instantaneous, HS and MS.

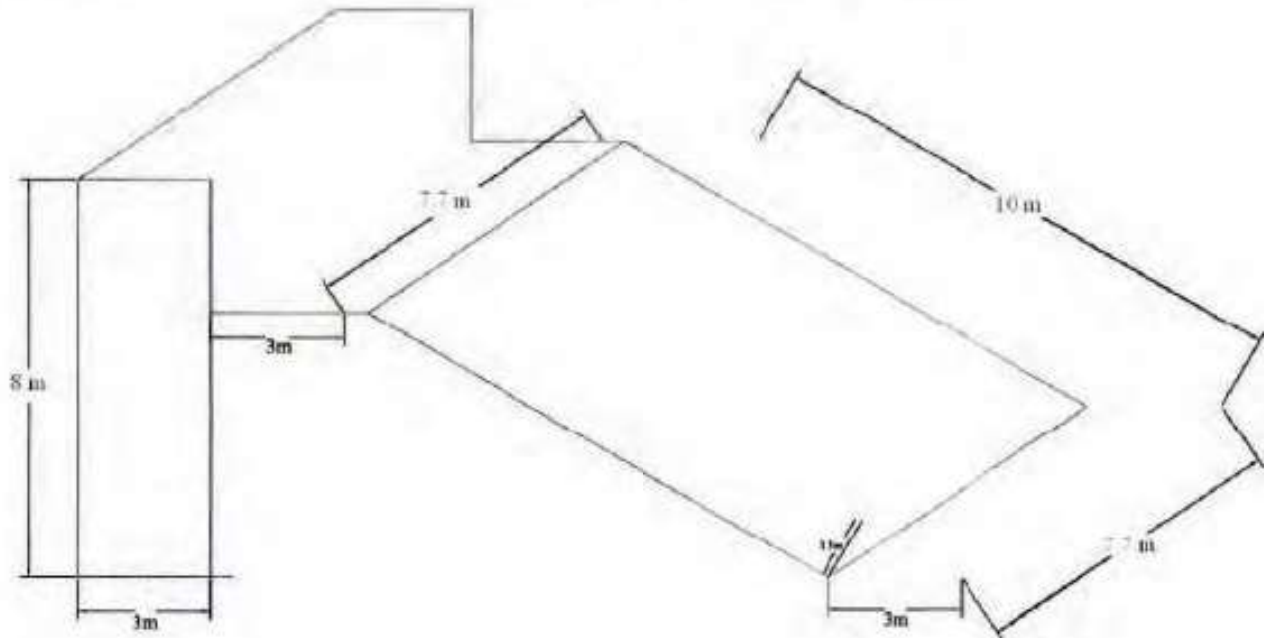


Figure 3. Top heading and lower section

#### 4.1 Drilling Pattern and Blasting in Top Heading

Because of the limited dimensions of the top heading, necessity to full face advancing within the top section with one free surface and presence of its contour holes drilled on the roof and the top part of the walls, it is necessary to apply controlled blasting principles in order to minimize the cleaning operations for unstable materials of the roof, and achieve the final walls and roof with minimum damage. Therefore, blasting operation is performed using pre splitting method in this section.

##### 4.1.1 Drilling pattern in top heading

Three empty boreholes are drilled as an equilateral triangle in the center part of the

top section because of its small dimensions, and then five boreholes are drilled at the over and under these empty boreholes as shown in Figure 4. Holes are drilled in parallel and perpendicular to the face work. Part of the stope holes located at and near the central areas, are angled inward in a wedge form to create the cut. The slope of the holes in distant areas from central part decreases and finally the last row of holes (contour holes) are drilled in parallel to the wall and perpendicular to the face work with the lateral spacing of 30-50 centimeters. Ultimate depth of holes will be 3.2 m in order to reach an advance rate of 3 m/cycle. But in many cases, it is not possible to use holes with the depth of 3.2 m, due to extraction limitations and holes depth generally is equal to 2 m.

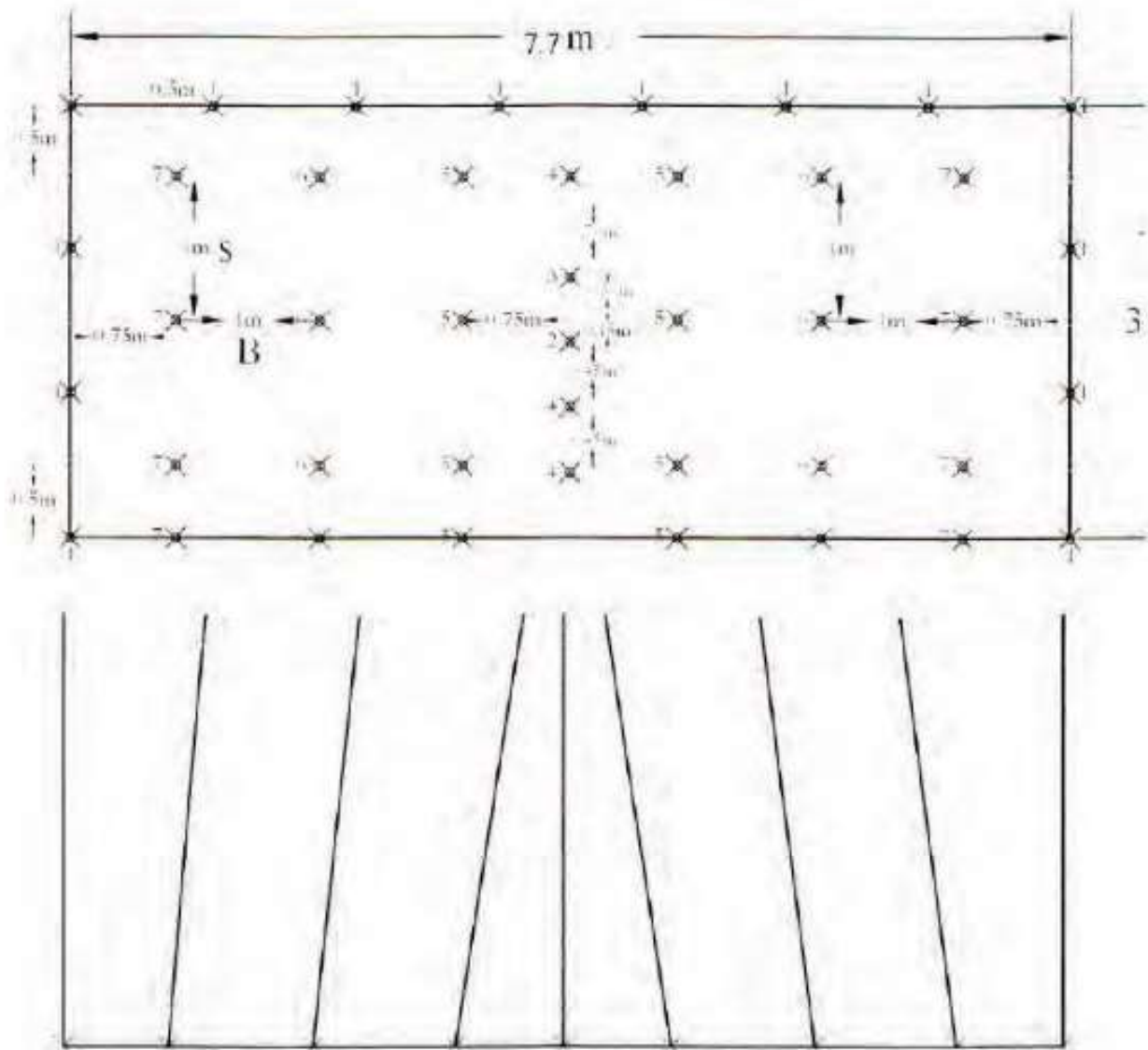


Figure 4. Longitudinal profile of Qapiliq mine

#### 4.1.2 Top heading charging

Because of the lack of the suitable free surface at the central area, approximately 65% of the hole volume is charged in this part. Table 1 gives the explosives volume required to each hole with the depth of 2 m and the diameter of 32 mm and using an 22 mm dynamite (with the length of 265mm and the weight of 140 gr) for each hole at the top heading. In this Table,  $V_{\text{hole}}$ ,  $V_{\text{charge}}$ ,  $V_{\text{dynamite}}$  and  $V_{\text{ANFO}}$  are, respectively, hole volume, charging volume, dynamite volume and ANFO volume.

Table 1. The volume of explosives required to one hole at the top heading

Parameter	Unit	Quantity
$V_{\text{hole}}$	$\text{m}^3$	$\pi \times 0.016^2 \times 2 = 0.0016$
$V_{\text{charge}}$	$\text{m}^3$	$0.0016 \times 0.65 = 0.00104$
$V_{\text{dynamite}}$	$\text{m}^3$	$\pi \times 0.011^2 \times 0.265 = 0.0001$
$V_{\text{ANFO}}$	$\text{m}^3$	$0.00104 - 0.0001 = 0.00094$

Considering the ANFO specific gravity of  $850 \text{ kg/m}^3$ , required weight of ANFO to charge one hole will be 0.799 kg. Dynamite and ANFO weights for charging the five central holes are as follows:



$$W_{\text{dynamite}} = 5 \times 0.14 = 0.7 \text{ kg}$$

$$W_{\text{ANFO}} = 5 \times 0.799 = 3.995 \text{ kg}$$

The average volume of a stoping hole should be charged is 55% of hole volume. Volume and weight of the explosives of a stoping hole are given in Table 2.

Table 2. Volume and weight of the explosives of one stoping hole

Parameter	Unit	Quantity
$V_{\text{charge}}$	$\text{m}^3$	$0.0016 \times 0.55 = 0.00088$
$V_{\text{dynamite}}$	$\text{m}^3$	$\pi \times 0.0112 \times 0.265 = 0.0001$
$V_{\text{ANFO}}$	$\text{m}^3$	$0.00088 - 0.0001 = 0.00078$
$W_{\text{dynamite}}$	kg	0.14
$W_{\text{ANFO}}$	kg	$0.00078 \times 850 = 0.663$

Dynamite and ANFO weights for charging all the stoping holes of the top heading are as follows:

$$W_{\text{dynamite}} = 24 \times 0.14 = 3.4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{ANFO}} = 24 \times 0.663 = 15.912 \text{ kg}$$

Contour holes have a main role in creating stable roof and walls, as well as salt production. Therefore, these holes should be charged and exploded in an accurate way. These holes are alternately charged with dynamite and detonating fuse and without ANFO, and are exploded at the first delay of detonation in order to prevent transmission of detonation shot to the tunnel roof and walls. The two or three dynamites can be used for any horizontal contour hole considering its depth. There are 27 contour holes that 14 holes should be charged. Therefore, 28 dynamites with the total weight of 3.92 kg are required to charge the contour holes at the top heading in order to have stable roof and walls. Detonating fuses quantities and explosives amount required to perform one detonation cycle at the top heading are given in Table 3 and Table 4, respectively. It should be noted that detonating fuse needed for in- and outside of one hole are 2 m and 0.5 m, respectively.

Table 3. Detonating fuses quantities required to perform one detonation cycle at the top heading

Fuses required to the	Quantity (m)
Holes inside	$2 \times 14 = 28$
Holes outside	$0.5 \times 14 = 7$
Drilling section perimeter	$6 + 7.7 = 13.7$
One advance cycle	48.7

Table 4. Explosives amount required to perform one detonation cycle at the top heading

Explosive	Unit	Quantity
ANFO	kg	19.907
Dynamite	kg	8.02
Electric detonator	--	24
Detonating fuse	m	49

#### 4.2 Drilling Pattern and Blasting in Lower Section

Considering two free surfaces at the lower section, drilling patterns of this section are the same as those for the open pit mining method. Blasting operations should be performed using smooth blasting method in order to decrease ground vibration and damages to the adjacent walls and pillars as much as possible.

##### 4.2.1 Drilling pattern in lower section

The holes are drilled with the diameter of 32 mm and a suitable depth and slope in order to transport the equipment and materials of top heading. Burden and spacing can be calculated using the following equation developed by Konia:

$$B = [(2D_e/D_r) + 1.5] \square_h \quad (1)$$

Where B is the burden (ft),  $D_e$  the relative density of the utilized explosive,  $D_r$  the relative density of rock, and  $\square_h$  the hole diameter (in). Using Konia formula, burden is calculated as follows:

$$B = [(2 \times 1/2.1) + 1.5] \times 1.26$$

$$B = 3.09 \text{ ft} = 94.18 \text{ cm}$$

The other practical formula developed based on Sweden blasting is as follows:

$$B = (20 - 40) \varphi_h$$

$$\varphi_h = 3.2 \text{ cm}$$

$$B = 30 \times 3.2 = 96 \text{ cm}$$

Where  $B$  and  $\varphi_h$  are burden and hole diameter, respectively. Considering smooth blasting method used for this section, and

performed calculations burden and spacing are as follows:

$$B = 80 - 90 \text{ cm}$$

$$S/B = 1.25$$

$$S/0.85 = 1.25$$

$$S = 1 \text{ m}$$

Blasting delay is according to the smooth blasting method as shown in Figure 5.

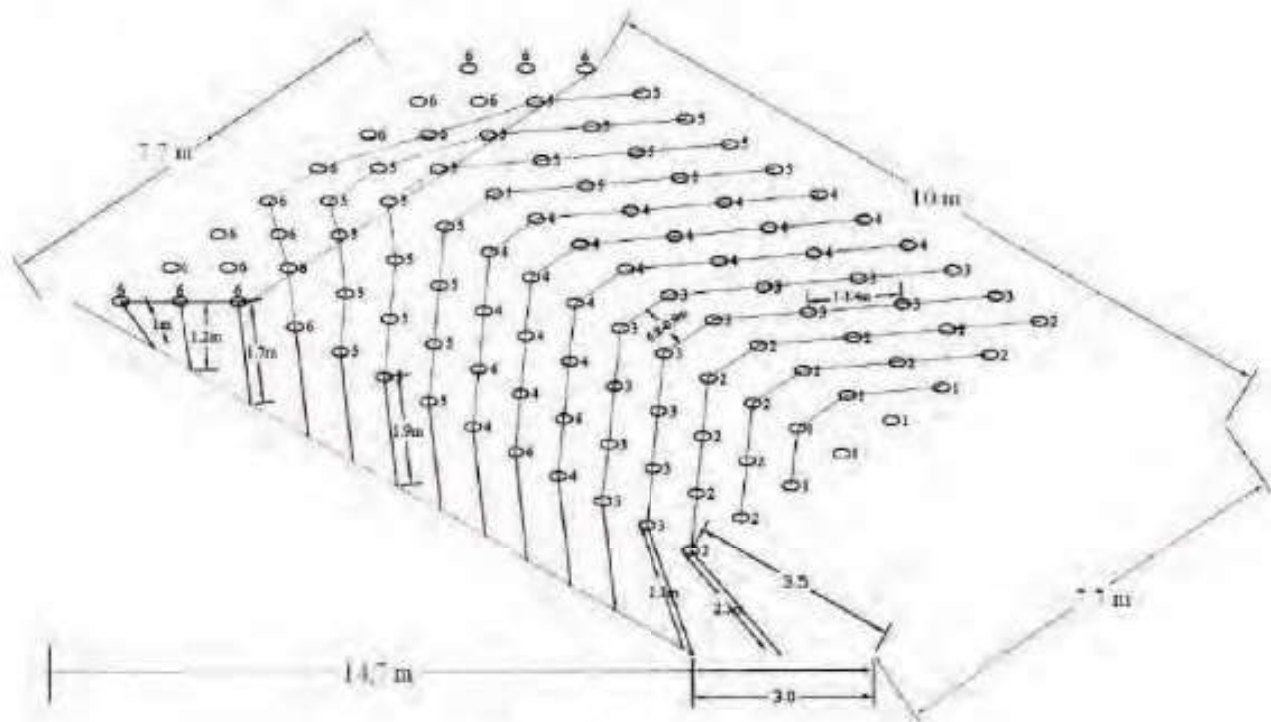


Figure 5. Blast hole pattern of lower section

#### 4.2.2 Lower section charging

In this section, approximately 20–25% of contour holes volume and 35% of stopping holes volume are charged with explosives including dynamite as primer and ANFO as main charge. Boreholes depth in lower section is 1.9 m, so holes volume will be  $0.0015 \text{ m}^3$ . ANFO quantities needed for each contour and stopping hole of the lower section, and Explosives amount required to perform one detonation cycle at the lower section are given in Table 5 and Table 6, respectively.

Table 5. ANFO quantities required to each hole of the lower section

Parameter	unit	Contour hole	Stopping holes
$V_{\text{charge}}$	$\text{m}^3$	0.0004	0.0005
$V_{\text{ANFO}}$	$\text{m}^3$	0.0003	0.0004
$W_{\text{ANFO}}$	kg	0.26	0.34

Table 6. Explosives amount required to perform one detonation cycle at the lower section

Explosive	Unit	Quantity
ANFO	kg	33.3
Dynamite	kg	14.56
Electric detonator	--	104



### 4.3 Full Face Charging

Explosives quantities required to perform one full face detonation cycle regarding the presented calculations are given in Table 7.

Table 7. Explosives quantities required to perform one full face detonation cycle

Explosive	Unit	Quantity
ANFO	kg	53.207
Dynamite	kg	22.58
Electric detonator	--	134
Detonating fuse	m	49

Annual production of Qapiliq salt mine is 20000 tons that 10000 tons are extracted using stope and pillar method. Considering annual production, face work dimensions and specific gravity of salt, annual explosives quantities of this mine are calculated and shown in Table 8.

Table 8. Annual explosives quantities required to perform underground salt excavation of Qapiliq mine

Explosive	Unit	Quantity
ANFO	kg	1447
Dynamite	kg	612
Detonating fuse	m	1334
Electric detonator	--	191
Instantaneous delayer	--	3458

## 5 CONCLUSIONS

Salt excavation using the stope and pillar method by applying controlled blasting principles in Qapiliq mine is described. Controlled blasting principles were integrated into the blast designs of this mine to control of blasting vibrations, reduce the damages to stones adjacent to the blasting area as much as possible, create the stable and plane tunnel walls, optimize the salt fragmentation, improve the efficiency of blasting operation, guarantee the safety of the staff and minimize the extraction costs.

Excavation face in this mine is divided into two section, top heading and lower section. Blasting operation in the top heading is performed using pre splitting method.

Blasting operations in the lower section is performed using smooth blasting method order to decrease ground vibration and damages to the adjacent walls and pillars as much as possible.

Regarding the technical factors and economic considerations, blasting in two parts is performed by using dynamite 22 mm, ANFO, detonation cord and three types of electric detonators (instantaneous, HS and MS). Annual production of Qapiliq mine is 20000 tons that 10000 tons are extracted using stope and pillar method. The rest of the salt stone is excavated by area mining method. Considering annual production by using stope and pillar mining method (1000 tons/year), face work dimensions and specific gravity of salt, annual ANFO, dynamite and detonating fuse of 1447 kg, 612 kg and 1334 m, respectively, are required to perform blasting operation in this mine.

## REFERENCES

- Autio, J. and Malmlund, H., 2003. Properties of excavation damaged zone caused by drill & blast excavation, *ISRM-Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy*.
- Diederichs, M.S. and Kaiser, P.K., 1999. Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.28, pp.69-96.
- Hinzen, K.G., 1998. Comparison of seismic and explosive energy in five smooth blasting test rounds, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 35, pp. 957-967,
- Jiang, N. and Zhou, Ch., 2012. Blasting vibration safety criterion for a tunnel liner structure, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.6, pp.52-57.
- Kwon, s. et al., 2009. An investigation of the excavation damaged zone at the KAERI underground research tunnel, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.13, pp.1-13.
- Leu, S. et al., 2001. Data mining for tunnel support stability: neural network approach, *Automation in Construction*, Vol.13, pp.429-441.
- Jimeno, E.L., 1995. *Drilling and Blasting of Rocks*, Translated by: RAMIRO, Y. V., A.A. Balkema Publishers, Brookfield, Vol.32

# Apply a Fuzzy VIKOR Technique and Datamine Software for Jajarm Bauxite Underground Mine, Iran.

A. Jalili, H. Bagloo, M. Rahmanpour

*Department of Mining and Metallurgical Engineering, Amirkabir University of Technology (Tehran PolyTechnic), Tehran, Iran*

**ABSTRACT** In this paper, our goal is to select optimum opening and its locations for Jajarm Bauxite Mine, using data obtained from the mine site. Topography of mine site and shape of deposit are very important to selection of opening's locations. Gravity center rule must observe for deposit to reduction of conveyance costs. In this regard some of the parameters such as capital cost, production rate, and underground excavations length, average life of mine, economic parameters and other factors are involved. This paper attempts to demonstrate the calculation of the weighting factors for each selected underground mine Opening and its locations. Due to the different criteria and multiple alternatives, multi-criteria decision-making (MCDM) method is used. Therefore the fuzzy VIKOR technique has been used for this purpose. The fuzzy VIKOR technique was developed to solve MCDM problems with conflicting and non-commensurable criteria assuming that compromising is acceptable to resolve conflicts. It determines the compromise ranking list and the compromise solution. In this technique also importance weights of decision makers' opinions have considered different.

Finally according to this technique the most appropriate opening for this mine were ranked. Among the various alternatives, to access the deposit, a combination of tunnels and ramps were selected as the best alternative.

## 1 INTRODUCTION

To make a suitable decision on underground mine openings selection, all known criteria related to the problem should be analyzed. Although an increasing in the number of related criteria makes the problem more complicated, this may also increase the correctness of the decision. Due to the arising complexity in the decision process, many conventional openings are able to consider limited criteria and may be generally deficient. Therefore, it is clearly seen that assessing all of the known criteria connected to the opening selection by combining the decision making process is extremely significant.

Reliable selection of opening to access ore is necessary to optimal design of underground mine.

The aim of this paper is to compare the many different criteria and openings in the selection of the most appropriate opening method to access ore in the Jajarm Bauxite Mine in Iran. The comparison has been performed with the combination of the VIKOR method and fuzzy logic (Fuzzy VIKOR Method).

In the multiple criteria decision making (MCDM) problems, since that the valuation of criteria leads to diverse opinions and meanings, each attribute should be imported with a specific importance weight (Chen, Tzeng and Ding, 2003). A question rises up



here and that is “how this importance weight could be calculated”? In literature, most of the typical MCDM methods leave this part to decision makers, while sometimes it would be useful to engage end-users into the decision making process. To obtain a better weighting system, weighting methods are usually divided into two categories: subjective methods and objective methods (Wang and Lee, 2009). While subjective methods determine weights solely based on the preference or judgments of decision makers, objective methods utilize mathematical models, such as entropy method or multiple objective programming, automatically without considering the decision makers’ preferences. The approach with objective weighting is particularly applicable for where reliable subjective weights cannot be obtained (Deng et al., 2000). On the other hand, new researches entail new MCDM approaches such as VIKOR.

VIKOR is a helpful tool in multi-criteria decision making (MCDM), the obtained compromise solution could be accepted by the decision makers because it provides a maximum group utility (represented by  $\min S_i$ ) of the majority, and a minimum of the individual regret (represented by  $\min R_i$ ) of the opponent (Jalili et al., 2013).

## 2 VIKOR TECHNIQUE

Vlsekriterijumska Optimizacija I Kompromisno Resenje (i.e. VIKOR) method was developed by Opricovic in 1998 for multi-criteria optimization of complex systems (Opricovic and Tzeng, 2002). VIKOR focuses on ranking and sorting a set of alternatives against various, or possibly conflicting and non-commensurable, decision criteria assuming that compromising is acceptable to resolve conflicts. Similar to TOPSIS as a MCDM method, VIKOR relies on an aggregating function that represents closeness to the ideal, but unlike TOPSIS, introduces the ranking index based on the particular measure of closeness to the ideal solution. This method uses linear

normalization to eliminate units of criterion functions (Opricovic and Tzeng, 2004).

The VIKOR method was developed for the multi-criteria optimization of complex systems. It determines the compromise ranking list and the compromise solution. The weight stability intervals for the preferred stability of the compromise solution can be obtained from the initial weights given by the AHP in the traditional method. This traditional method focuses on ranking and selection from a set of alternatives in cases of conflicting criteria. It introduces a multi-criteria ranking index based on the particular measure of “closeness” to the “ideal” solution (Chiu and Tzeng, 2012). The VIKOR method began with the form of  $L_p$ -metric, which was used as an aggregating function in a compromise programming method and developed into the multi-criteria measure for compromise ranking. We assume the alternatives are denoted as  $A_1, A_2, \dots, A_i, \dots, A_m$ .  $w_j$  is the weight of the  $j$ th criterion, expressing the relative importance of the criteria, where  $j = 1, 2, \dots, n$ , and  $n$  is the number of criteria. The rating of the  $j$ th criterion is denoted by  $f_{ij}$  for alternative  $A_i$ . The form of  $L_p$ -metric is formulated as follows:

$$L_i^p = \left\{ \sum_{j=1}^n [\omega_j (f_j^+ - f_{ij}) / (f_j^+ - f_j^-)]^p \right\}^{1/p} \quad (1)$$

$$1 \leq p \leq \infty ; i=1, 2, \dots, m$$

The VIKOR method is not only generated with the above form of  $L_p$ -metric, but also uses  $L_i^{p=1}$  (as  $S_i$  in Eq. (2)) and  $L_i^{p=\infty}$  (as  $R_i$  in Eq. (3)) to formulate the ranking measure. (chen et al., 2011; Chiu and Tzeng, 2012).

$$L_i^{p=1} = S_i = \sum_{j=1}^n [\omega_j (f_j^+ - f_{ij}) / (f_j^+ - f_j^-)] \quad (2)$$

$$L_i^{p=\infty} = R_i = \max_j \{ \omega_j (f_j^+ - f_{ij}) / (f_j^+ - f_j^-) \} \quad (3)$$

When  $p$  is small, the group utility is emphasized (such as  $p=1$ ) and as  $p$  increases, the individual regrets/gaps receive more weight (Chiu and Tzeng, 2012). In addition,

the compromise solution  $\min_i L_i^p$  will be chosen because its value is closest to the ideal/aspired level. Therefore,  $\min_i S_i$  expresses the minimization of the average sum of the individual regrets/gaps and  $\min_i R_i$  expresses the minimization of the maximum individual regret/gaps for prioritizing the improvement. In other words,  $\min_i S_i$  emphasizes the maximum group utility, whereas  $\min_i R_i$  emphasizes selecting minimum among the maximum individual regrets. Based on the above concepts, the compromise-ranking algorithm VIKOR consists of the following steps.

**Step 1:** Determine the best  $f_j^+$ , and the worst  $f_j^-$  values of all criterion functions,  $j = 1, 2, \dots, n$ . If we assume the  $j$ th function represents a benefit, then  $f_j^+ = \max_i f_{ij}$  (or setting an aspired level) and  $f_j^- = \min_i f_{ij}$  (or setting a tolerable level). Alternatively, if we assume the  $j$ th function represents a cost/risk, then  $f_j^+ = \min_i f_{ij}$  (or setting an aspired level) and  $f_j^- = \max_i f_{ij}$  (or setting a tolerable level).

**Step 2:** Compute the values  $S_i$  and  $R_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, m$ , using the relations Eq.(4)and(5).

**Step 3:** Compute the  $Q_i$  values for  $i=1, 2, \dots, m$  with the relation Eq.(6).

$$S_i = \sum_{j=1}^n [\omega_j (f_j^+ - f_{ij}) / (f_j^+ - f_j^-)] \quad (4)$$

$$R_i = \max_j \{ \omega_j (f_j^+ - f_{ij}) / (f_j^+ - f_j^-) \} \quad (5)$$

$$Q_i = \nu \left[ \frac{S_i - S^*}{S^- - S^*} \right] + (1-\nu) \left[ \frac{R_i - R^*}{R^- - R^*} \right] \quad (6)$$

Where,  $S^* = \min_i S_i$ ,  $S^- = \max_i S_i$ ,  $R^* = \min_i R_i$ ,  $R^- = \max_i R_i$  and  $0 \leq \nu \leq 1$ , where  $\nu$  is introduced as a weight for the strategy of maximum group utility, whereas  $1-\nu$  is the weight of the individual regret. In other words, when  $\nu > 0.5$ , this represents a decision-making process that could use the strategy of maximum group utility (i.e. if  $\nu$  is big, group utility is emphasized), or by consensus when  $\nu \approx 0.5$ , or with veto when  $\nu < 0.5$  (Opricovic, 1998 and Kackar, 1985).

**Step 4:** Rank the alternatives, sorting by the value of  $\{S_i, R_i, \text{ and } Q_i | i = 1, 2, \dots, m\}$ , in decreasing order. Propose as a compromise the alternative ( $A_{(1)}$ ) which is ranked first by the measure  $\min\{Q_i | i = 1, 2, \dots, m\}$  if the following two conditions are satisfied (Huang et al., 2009):

$C_1$ . Acceptable advantage:  $Q(A_{(2)}) - Q(A_{(1)}) \geq 1/(m-1)$ , where  $A_{(2)}$  is the alternative with second position in the ranking list by  $Q$ ;  $m$  is the number of alternatives.

$C_2$ . Acceptable stability in decision making: Alternative  $A_{(1)}$  must also be the best ranked by  $\{S_i$  or/and  $R_i | i = 1, 2, \dots, m\}$ .

If one of the conditions is not satisfied, then a set of compromise solutions is proposed, which consists of:

- Alternatives  $A_{(1)}$  and  $A_{(2)}$  if only condition  $C_2$  is not satisfied.
- Alternatives  $A_{(1)}, A_{(2)}, \dots, A_{(M)}$  if condition  $C_1$  is not satisfied.  $A_{(M)}$  is determined by the relation  $Q(A_{(M)}) - Q(A_{(1)}) < 1/(m-1)$  for maximum  $M$  (the positions of these alternatives are close).

The compromise solution is determined by the compromise-ranking method; the obtained compromise solution could be accepted by the decision makers because it provides maximum group utility of the majority (represented by  $\min S$ , Eq. (4)), and minimum individual regret of the opponent (represented by  $\min R$ , Eq. (5)).

The VIKOR algorithm determines the weight stability intervals for the obtained compromise solution with the input weights given by the experts, (Opricovic, 1998).

### 3 FUZZY LOGIC

A linguistic variable is defined as a variable whose values are not numbers, but words or sentences in natural or artificial languages. The concept of a linguistic variable appears as useful means for providing approximate characterization of phenomena that are too complex or ill-defined to be described in conventional quantitative terms (Zadeh, 1965).

The use of linguistic variables enables Decision Makers (DMs) to specify both the importance associated with each of a set of



criteria, and the preference with respect to a number of strategic criteria which impact the selection and justification of several alternatives. The value of a linguistic variable can be quantified and extended to mathematical operations using fuzzy set theory (Zadeh, 1975).

A fuzzy number is a special fuzzy set  $F = \{x \in R | f_{\lambda}(x)\}$ , where  $x$  takes its values on the real line  $\mathcal{G}^1: -\infty < x < +\infty$  and  $f_{\lambda}(x)$  is a continuous mapping from  $\mathcal{G}^1$  to the close interval  $[0,1]$ . A triangular fuzzy number can be denoted as  $A=[a_1,a_2,a_3]$  (where  $-\infty < a_1 \leq a_2 \leq a_3 < +\infty$  and  $a_1, a_2, a_3 \in R$ ) and its membership function  $f_A(x) : \mathcal{G}^1 \rightarrow [0, 1]$  (fig. 1) and can be given as:

$$f_A(x) = \begin{cases} (x-a_1)/(a_2-a_1) \\ (x-a_3)/(a_2-a_3) \\ 0 \quad \text{Otherwise} \end{cases}$$

where  $b_1 \leq b_2 \leq b_3$ ,  $b_1$  and  $b_3$  stand for the lower and upper value of the support of  $A$ , respectively, and  $b_2$  is the mid-value of  $A$ .

The main operational laws for two triangular fuzzy numbers  $A=[a_1,a_2,a_3]$  and  $B=[b_1,b_2,b_3]$  and one no fuzzy number  $n=[n_1,n_2,n_3]$  are as follows (Kaufmann and Gupta, 1991).

$$\begin{aligned} (A \oplus B) &= [a_1 + b_1, a_2 + b_2, a_3 + b_3] \\ (A \ominus B) &= [a_1 - b_3, a_2 - b_2, a_3 - b_1] \\ (A \otimes B) &= [a_1 b_1, a_2 b_2, a_3 b_3] \\ (A \otimes n) &= [a_1 n_1, a_2 n_2, a_3 n_3] \end{aligned}$$

### 3.1 Defuzzification

Fuzzy numbers can be regarded as systems with numerical input and numerical output. Internally these systems work with fuzzy values, which have to be mapped to non-fuzzy (crisp) values after processing. This conversion is called defuzzification. In this paper the mean value method is used for defuzzification.

A fuzzy number  $A=[a_{1b}, a_{2b}, a_{3b}]$  can always be given by its corresponding left and right representation of each degree of membership (Fig. 1).

Mean value method for defuzzification:

$$S(\tilde{A}_i) = \frac{1}{2} (S_L(\tilde{A}_i) + S_R(\tilde{A}_i)) \tag{7}$$

$$S(\tilde{A}_i) = \frac{1}{2} \left( \left( a_{2i} - \int_{a_{1i}}^{a_{2i}} f_{\lambda_i}(x) \right) + \left( a_{2i} + \int_{a_{2i}}^{a_{3i}} f_{\lambda_i}(x) \right) \right) \tag{8}$$

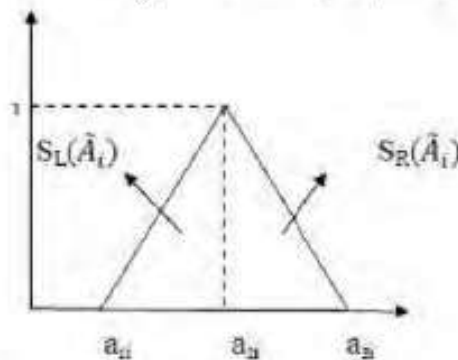


Figure 1. A triangular fuzzy number  $A$

### 4 FUZZY VIKOR TECHNIQUE

Assumptions and method steps are as follows:

$K$  = Number of decision makers, where  $K=1, 2, \dots, k$

$i$  = Number of alternatives, where  $i=1, 2, \dots, m$ .

$j$  = Number of criteria, where  $j=1, 2, \dots, n$ .

**Step 1:** Making matrix of criteria- decision makers.

Form a group of decision makers, determine the evaluation criteria and feasible alternatives.  $k$  decision makers use the linguistic variables, such as very low, low, medium, high and very high (the corresponding fuzzy numbers of linguistic terms are shown in Table 1) to assess the importance weight of criteria. Triangular fuzzy numbers for importance weight of the criteria are shown in Figure 2. Hence, the matrix of criteria-decision makers can be written as in Figure 3.

Table 1. Linguistic variables for the importance weight of criteria

Symbol	Linguistic terms	Triangular fuzzy number
$\gamma$	very high	$\gamma = (\gamma^L, \gamma^M, \gamma^R)$
$\lambda$	high	$\lambda = (\lambda^L, \lambda^M, \lambda^R)$
$\xi$	medium	$\xi = (\xi^L, \xi^M, \xi^R)$
$\rho$	low	$\rho = (\rho^L, \rho^M, \rho^R)$
$\mu$	very low	$\mu = (\mu^L, \mu^M, \mu^R)$

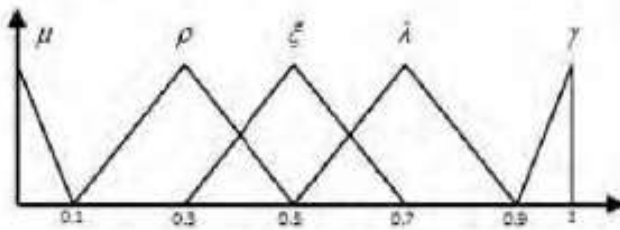


Figure 2. Triangular fuzzy numbers for importance weight of the criteria

$$C_j \begin{bmatrix} D_1 & D_2 & \dots & D_k & \omega_j \\ \tilde{x}_{j1} & \tilde{x}_{j2} & \dots & \tilde{x}_{jk} & \tilde{\omega}_j \\ \tilde{x}_{21} & \tilde{x}_{22} & \dots & \tilde{x}_{2k} & \tilde{\omega}_2 \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ \tilde{x}_{n1} & \tilde{x}_{n2} & \dots & \tilde{x}_{nk} & \tilde{\omega}_n \end{bmatrix}$$

Figure 3. Matrix of criteria- decision makers

$x_{jk}$  = The rating of the criteria  $C_j$  with respect to decision maker  $D_k$ .

$\omega_j$  is the importance weight of the  $j$ th criterion holds.

$w_k$  is the importance weight of decision makers opinions, where  $w_k = [0,1]$ .

$$\tilde{\omega}_j = \begin{pmatrix} \min \{x_{j1}^L, x_{j2}^L, \dots, x_{jk}^L\}, \\ w_1 x_{j1}^M + w_2 x_{j2}^M + \dots + w_k x_{jk}^M, \\ \max \{x_{j1}^R, x_{j2}^R, \dots, x_{jk}^R\} \end{pmatrix} \quad (9)$$

**Step 2: Making matrix of decision makers-alternatives- criteria.**

Identify the appropriate linguistic variables for evaluating the importance weight of criteria, and the rating of alternatives.

$K$  decision-makers use linguistic variables: very poor, poor, medium, good and very good (the corresponding fuzzy numbers of linguistic terms are shown in Table 2) to evaluate the rating of  $m$  candidates in  $n$  criteria. Triangular fuzzy numbers for the rating of alternative are shown in Figure 4.

Hence the matrix of decision makers-alternatives- criteria and the fuzzy decision matrix can be written as Table 3. Aggregated triangular fuzzy number decision matrix are shown in Table 4.

Table 2. Linguistic variables for the rating of alternative

Symbol	Linguistic terms	Triangular fuzzy number
$\sigma$	very good	$\sigma = (\sigma^L, \sigma^M, \sigma^R)$
$\tau$	good	$\tau = (\tau^L, \tau^M, \tau^R)$
$\eta$	medium	$\eta = (\eta^L, \eta^M, \eta^R)$
$\psi$	poor	$\psi = (\psi^L, \psi^M, \psi^R)$
$x$	very poor	$x = (x^L, x^M, x^R)$

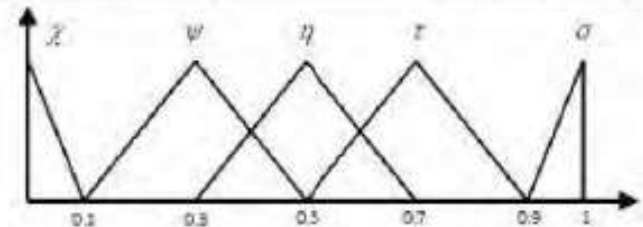


Figure 4. Triangular fuzzy numbers for the rating of alternative

**Step 3: Combination of matrix of decision makers-criteria and decision makers – alternatives – criteria, with the relation Eq. (10).**

$$Z_{ij} = (\min \{y_{ij}^L, \dots, y_{kj}^L\}, w_1 x_{ij}^M + \dots + w_k x_{kj}^M, \max \{y_{ij}^R, \dots, y_{kj}^R\}) \quad (10)$$

$Z_{ij}$ : A Fuzzy Variable of the  $i$ th alternative according to  $j$ th criteria.

Table 3. Matrix of decision makers – alternatives - criteria

		$C_1$	$C_2$	...	$C_n$
$D_1$	$A_1$	$\gamma_{111}$	$\gamma_{112}$	...	$\gamma_{11n}$
	$A_2$	$\gamma_{121}$	$\gamma_{122}$	...	$\gamma_{12n}$
	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	...	$\vdots$
	$A_m$	$\gamma_{1m1}$	$\gamma_{1m2}$	...	$\gamma_{1mn}$
$D_2$	$A_1$	$\gamma_{211}$	$\gamma_{212}$	...	$\gamma_{21n}$
	$A_2$	$\gamma_{221}$	$\gamma_{222}$	...	$\gamma_{22n}$
	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	...	$\vdots$
	$A_m$	$\gamma_{2m1}$	$\gamma_{2m2}$	...	$\gamma_{2mn}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	...	$\vdots$	
$D_k$	$A_1$	$\gamma_{k11}$	$\gamma_{k12}$	...	$\gamma_{k1n}$
	$A_2$	$\gamma_{k21}$	$\gamma_{k22}$	...	$\gamma_{k2n}$
	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	...	$\vdots$
	$A_m$	$\gamma_{km1}$	$\gamma_{km2}$	...	$\gamma_{kmn}$



Table 4. Aggregated triangular fuzzy number decision matrix

	$C_1$	$C_2$	...	$C_n$
	$\omega_1$	$\omega_2$	...	$\omega_n$
$A_1$	$Z_{11}$	$Z_{12}$	...	$Z_{1n}$
$A_2$	$Z_{21}$	$Z_{22}$	...	$Z_{2n}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	...	$\vdots$
$A_m$	$Z_{m1}$	$Z_{m2}$	...	$Z_{mn}$

**Step 4: Defuzzification**

Convert fuzzy number to non-fuzzy number (with using the relations Eq. (7 and 8)). The result of this step is given in Table 5.

Table 5. Non fuzzy number decision matrix

	$C_1$	$C_2$	...	$C_n$
	$\omega_1$	$\omega_2$	...	$\omega_n$
$A_1$	$f_{11}$	$f_{12}$	...	$f_{1n}$
$A_2$	$f_{21}$	$f_{22}$	...	$f_{2n}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	...	$\vdots$
$A_m$	$f_{m1}$	$f_{m2}$	...	$f_{mn}$

**Step 5:** Determine the best  $f_j^+$ , and the worst  $f_j^-$  values of all criterion functions,  $j=1, 2, \dots, n$ . If we assume the  $j$ th function represents a benefit, then  $f_j^+ = \max_i f_{ij}$  (or setting an aspired level) and  $f_j^- = \min_i f_{ij}$  (or setting a tolerable level). Alternatively, if we assume the  $j$ th function represents a cost/risk, then  $f_j^+ = \min_i f_{ij}$  (or setting an aspired level) and  $f_j^- = \max_i f_{ij}$  (or setting a tolerable level).

**Step 6:** Compute the values  $S_i$  and  $R_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, m$ , using the relations Eq.(4) and (5).

**Step 7:** Compute the  $Q_j$  values for  $i=1, 2, \dots, m$  with the relation Eq.(6).

**Step 8:** Rank the alternatives, sorting by the value of  $\{S_i, R_i, \text{ and } Q_i | i=1, 2, \dots, m\}$ , in decreasing order.

**Step 9:** Propose as a compromise the alternative ( $A_{(1)}$ ) which is ranked first by the

measure  $\min\{Q_i | i = 1, 2, \dots, m\}$  if the following two conditions are satisfied (Huang et al., 2009).

$C_1$ . Acceptable advantage:  $Q(A_{(2)}) - Q(A_{(1)}) \geq 1/(m-1)$ , where  $A_{(2)}$  is the alternative with second position in the ranking list by  $Q$ ;  $m$  is the number of alternatives.

$C_2$ . Acceptable stability in decision making: Alternative  $A_{(1)}$  must also be the best ranked by  $\{S_i$  or/and  $R_i | i = 1, 2, \dots, m\}$ .

If one of the conditions is not satisfied, then a set of compromise solutions is proposed, which consists of:

- Alternatives  $A_{(1)}$  and  $A_{(2)}$  if only condition  $C_2$  is not satisfied.

- Alternatives  $A_{(1)}, A_{(2)}, \dots, A_{(M)}$  if condition  $C_1$  is not satisfied.  $A_{(M)}$  is determined by the relation  $Q(A_{(M)}) - Q(A_{(1)}) < 1/(m-1)$  for maximum  $M$  (the positions of these alternatives are close).

**5 CASE STUDY**

The purpose of this paper is to select optimum opening and its locations for Jajarm Bauxite Mine, using data obtained from the mine site. This mine is in Northeast Iran. Bauxite rock is mined in this mine.

Elevation range of deposit is between +1150 - +1250 levels in the underground division of this mine.

**5.1 Candidate Opening Methods**

According to the mine and ore body conditions to access the deposit, five opening methods (between many methods) that are possible and appropriate to this mine, considered. These five methods are mentioned follows:

A<sub>1</sub>. Two tunnels (918m) and one shaft (100m);

A<sub>2</sub>. Two tunnels (1137m) and one Winze (50m),

A<sub>3</sub>. Just two tunnels (2022m),

A<sub>4</sub>. Two tunnels (1155m) and one ramp (280m),

A<sub>5</sub>. Four tunnels (854m) and one ramp (514m)

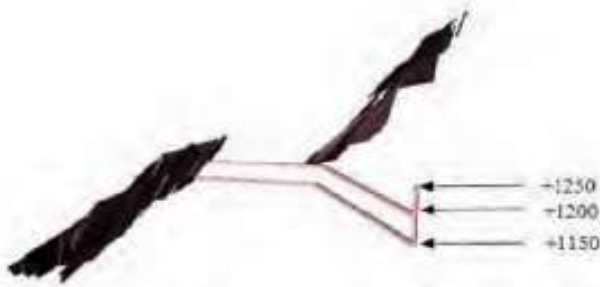


Figure 5. Two tunnels and one shaft (A<sub>1</sub>)



Figure 6. Two tunnels and one Winze (A<sub>2</sub>)



Figure 7. Two tunnels (A<sub>3</sub>)



Figure 8. Two tunnels and one ramp (A<sub>4</sub>)



Figure 9. Four tunnels and one ramp (A<sub>5</sub>)

These methods are given in Table 6.

Table 6. Candidate opening methods

Symbol	Method
A <sub>1</sub>	Tunnels and Shaft
A <sub>2</sub>	Tunnels and Winze
A <sub>3</sub>	Tunnels
A <sub>4</sub>	Tunnels and Ramp (280 m)
A <sub>5</sub>	Tunnels and Ramp (514m)

## 5.2 Selection of Criteria

There are many factors affecting opening selection such as spatial characteristics of the deposit, economic considerations, and technological factors. Main criteria are mentioned in Table 7:

Table 7. Important criteria

Symbol	Criteria
C <sub>1</sub>	Capital cost
C <sub>2</sub>	Length of excavations
C <sub>3</sub>	Production rate
C <sub>4</sub>	Average life of mine
C <sub>5</sub>	Installations and Facilities
C <sub>6</sub>	Development
C <sub>7</sub>	Ventilation
C <sub>8</sub>	Supporting

## 5.3 Fuzzy VIKOR Technique for Selection of Optimum Opening Method

**Step 1:** Form a group of decision makers, determine the evaluation criteria and feasible alternatives.

**Step 2:** Identify the appropriate linguistic variables for evaluating the importance weight of criteria, and the rating of alternatives.

**Step 3:** Aggregated triangular fuzzy number decision matrix, (Table 8).

### 4: Defuzzification

Convert fuzzy number to non-fuzzy number, (Table 9).

**Step 5:** Determine the best  $f_j^*$ , and the worst  $f_j^-$  values of all criterion functions,  $j = 1, 2, \dots, n$  (Table 10).



Table 8. Aggregated triangular fuzzy number decision matrix

	$\omega_i$	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$
$C_1$	(0.9,1,1)	(0,0,0.1)	(0.3,0.6,0.9)	(0.5,0.85,1)	(0.5,0.7,0.9)	(0.3,0.66,0.9)
$C_2$	(0.3,0.54,0.9)	(0.3,0.5,0.7)	(0.3,0.5,0.7)	(0,0.24,0.1)	(0.1,0.4,0.7)	(0.1,0.4,0.7)
$C_3$	(0.9,1,1)	(0.5,0.7,0.9)	(0.1,0.56,0.7)	(0.3,0.5,0.7)	(0.3,0.6,0.9)	(0.3,0.5,0.7)
$C_4$	(0.3,0.5,0.7)	(0.9,1,1)	(0.1,0.4,0.7)	(0.1,0.4,0.7)	(0.1,0.3,0.5)	(0.1,0.3,0.5)
$C_5$	(0.1,0.46,0.7)	(0,0.06,0.5)	(0.1,0.3,0.5)	(0.3,0.5,0.7)	(0.5,0.7,0.9)	(0.5,0.85,1)
$C_6$	(0.1,0.3,0.5)	(0,0.24,0.5)	(0.3,0.66,0.9)	(0.5,0.94,1)	(0.5,0.79,1)	(0.5,0.7,0.9)
$C_7$	(0,0.24,0.5)	(0.9,1,1)	(0.9,1,1)	(0.9,1,1)	(0.3,0.66,0.9)	(0.3,0.56,0.9)
$C_8$	(0.1,0.3,0.5)	(0.1,0.3,0.5)	(0.3,0.56,0.9)	(0.5,0.91,1)	(0.5,0.76,1)	(0.5,0.7,0.9)

Table 9. Non fuzzy number decision matrix

	$\omega_i$	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$
$C_1$	0.975	0.025	0.6	0.8	0.7	0.63
$C_2$	0.57	0.5	0.5	0.145	0.4	0.4
$C_3$	0.975	0.7	0.48	0.5	0.6	0.5
$C_4$	0.5	0.975	0.4	0.4	0.3	0.3
$C_5$	0.43	0.155	0.3	0.5	0.7	0.8
$C_6$	0.3	0.245	0.63	0.845	0.77	0.7
$C_7$	0.245	0.975	0.975	0.975	0.63	0.58
$C_8$	0.3	0.3	0.58	0.83	0.755	0.7

Table 10. Determine the best  $f_j^+$  and the worst  $f_j^-$  values of all criterion functions,  $j = 1, 2, \dots, n$ .

	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	$C_6$	$C_7$	$C_8$
$f_j^+$	0.8	0.5	0.7	0.975	0.8	0.845	0.975	0.83
$f_j^-$	0.025	0.145	0.48	0.3	0.155	0.245	0.58	0.3

**Step 6:** Compute the values  $S_i$  and  $R_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, m$  (Table 11).

**Step 7:** Compute the  $Q_i$  values for  $i=1,2,\dots,m$  (Table 12)

**Step 8:** Rank the alternatives, sorting by the value of  $\{S_i, R_i, \text{ and } Q_i | i=1, 2, \dots, m\}$ , in decreasing order (Table 13).

**Step 9:** conditions

- Since the  $Q(A_{(2)}) - Q(A_{(1)}) \geq \frac{1}{5-1}$   
(0.794-0)  $\geq$  0.25,
- Alternative  $A_{(1)}$  also be the best ranked by  $\{S_i \text{ or/and } R_i | i = 1, 2, \dots, m\}$ .

Hence alternative  $A_{(1)}$  or tunnel and ramp composition is optimum underground opening method for the mine under question.

Table 11. Index  $S_i$  and  $R_i$

	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$
$S_i$	2.005	2.24	2.082	1.59	2.152
$R_i$	0.975	0.975	0.886	0.443	0.886

Table 12. Index  $Q_i$

	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$
$Q_i$	0.819	1	0.794	0	0.848

Table 13. Rank the alternatives

	1	2	3	4	5
$S_i$	$A_4$	$A_1$	$A_3$	$A_5$	$A_2$
$R_i$	$A_4$	$A_3$	$A_5$	$A_1$	$A_2$
$Q_i$	$A_4$	$A_3$	$A_1$	$A_5$	$A_2$

## 6 CONCLUSIONS

Usually, two or more feasible methods are possible and each method entails some inherent problems. Consequently, the optimal method is one that offers the least problems. Selection of an appropriate opening method is a complex task that requires consideration of many technical, economical factors.

In this paper using fuzzy VIKOR method, the degree of importance of the effective factors on the model was investigated.

As a result, using this approach the two tunnels (1155m) and one ramp (280m) option was selected as optimum opening in Jajarm Bauxite Underground Mine. This selection is shown in Figure 10.

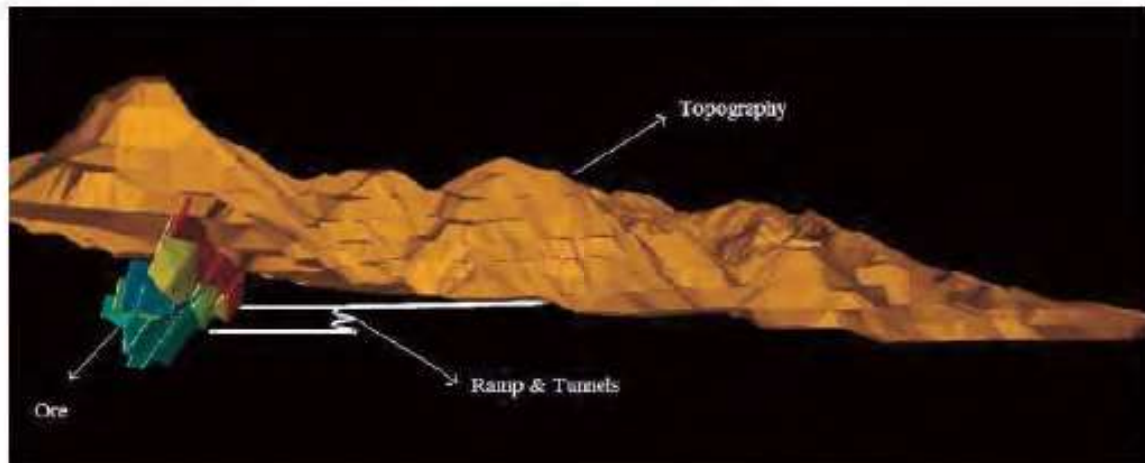


Figure 10. One section of mine topography, ore, ramp and tunnels (A<sub>4</sub>) wireframes

## REFERENCES

- Chen, M.F., Tzeng, G.H., and Ding, C.G., 2003. Fuzzy MCDM approach to select service provider, *In IEEE International Conference on Fuzzy Systems*, pp. 572–577.
- Chen, Y.C., Lien, H.P., Tzeng, G.H., and Yang, L.S., 2011. Fuzzy MCDM approach for selecting the best environment-watershed plan, *Applied Soft Computing*, 11, pp.265–275.
- Jalili, A., Shariar, K., and Sadri, A., 2013. A fuzzy VIKOR technique to selection of optimum underground mining method for Jajarm Bauxite Mine, Iran, *The 23rd International Mining Congress And Exhibition of Turkey*.
- Deng, H., Yeh, C.H., and Willis, R.J., 2000. Inter-company comparison using modified TOPSIS with objective weights, *Computers and Operations Research*, 27, pp.963–973.
- Kackar, R.N., 1985. Off-line quality control, parameter design and the Taguchi method, *Journal of Quality Technology*, 17, pp.176–188.
- Kaufmann, A., Gupta, M.M., 1991. *Introduction to Fuzzy Arithmetic Theory and Applications*, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Opricovic, S., 1998. *Multi-Criteria Optimization of Civil Engineering Systems*, Faculty of Civil Engineering, Belgrade.
- Opricovic, S., and Tzeng, G.H., 2002. Multicriteria planning of postearthquake sustainable reconstruction, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 17, pp. 211–220.
- Opricovic, S., and Tzeng, G.H., 2004. Compromise solution by MCDM methods: a comparative analysis of VIKOR and TOPSIS, *European J. of Operational Research* 156, pp. 445–455.
- Wang, T. C., and Lee, H. D., 2009. Developing a fuzzy TOPSIS approach based on subjective weights and objective weights, *Expert Systems with Applications*, 36, pp. 8980–8985.
- Chiu, W.C., and Tzeng, G.H., 2012. A new hybrid MCDM model combining DANP with VIKOR to improve e-store business, *Knowledge-Based Systems*.
- Zadeh, L.A., 1965. Fuzzy sets, *Information and Control*, 8, pp.338–353.
- Zadeh, L.A., 1975. The concept of a linguistic variable and its applications to approximate reasoning, Part I, *Inf. Sci.* 8, pp.199–249, Part II, 8, pp.301–357; Part III, 9, pp.43–80.





# Efem Çukuru Altın Madeninde Kırıcı Odası ve Yüzeğe Açılan Şaftın Kazı ve Desteklenmesi

## *Excavation and Support of the Crusher Chamber and the Shaft in "Efem Cukuru" Gold Mine*

Ö. Yılmaz, H. Murat, İ. Atik

*Maden Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Ticaret A.Ş., İstanbul*

**ÖZET** Efem çukuru altın madeni hazırlık galerilerin kazı ve desteklemesi kapsamında kırıcı odası ve yüzeğe açılan havalandırma şaftının da kazı ve desteklemesi bulunmaktaydı. Kırıcı odasının ve şaftın kazı tekniği, açılan galerilerin kazı tekniğinden farklıydı. Bu bildiri de kırıcı odası ve şaftın kazı ve destekleme tekniği anlatılacaktır.

**ABSTRACT** This paper summarizes the excavation and the support of the crusher chamber and the shaft in "Efem Çukuru" gold mine. The methodology of the excavation is believed to be different than the one used in galleries

### 1 GİRİŞ

Proje aşamasında özellikle kırıcı odasının kazı tekniği üzerinde yoğun çalışmalar yapıldı. Kırıcı odasının bulunduğu bölgede etkili bir fayın oluşu başlangıçtaki öngörülerimize ilaveten bir takım değişikliklerin yapılmasını gerekli kılmıştır. Kırıcı odası konveyör galerisinin sonunda bulunmaktaydı. Cevher kırıcı odasına bağlanan şaftlarda beslenecek ve kırıcıdan çıkan kırılmış malzeme bant konveyör ile cevher zenginleştirme ünitelerine aktarılacak şekilde 19 m boyunda 9,10 m eninde ve 17 m yüksekliğinde projelendirilmişti. Havalandırma şaftı kuzey portalde yüzeyden 635 katına incek şekilde 22 m boyunda ve 3 m çapında projelendirilmişti.

### 2 JEOLJİ

Efem çukuru altın madeni düşük sülfütlü epitermal bir damar sistemidir. Altın cevherleşmesi, alterasyona uğramış hornfelsler ve fillitler içerisinde dik bir dalım arz eden kuvars ve kuvarslı rodenit damarları

içerisinde yer almaktadır. Altın, kuvars ve rodenit ganglar içinde ince ve serbest taneler halinde gözlenmekte, pirit, kalkopirit, sfaleritler içinde ise kapalı taneler halinde bulunmaktadır. Ana damar sistemi kuzey batı yönünde yaklaşık 1200 metre ilerlemekte, doğuya doğru 55 – 60 derecelik bir dalım göstermektedir. Cevherleşmiş zon halen derinde açık durumda olan üç ayrı damar meydana getirmiştir. Cevherli zonun genişliği büyük değişiklikler arz etmekte, bazı kesimlerde 1 metreden daha daren özellikle stokvork (Ağ yapılı) zonlarda 27 metreye kadar çıkabilmektedir.

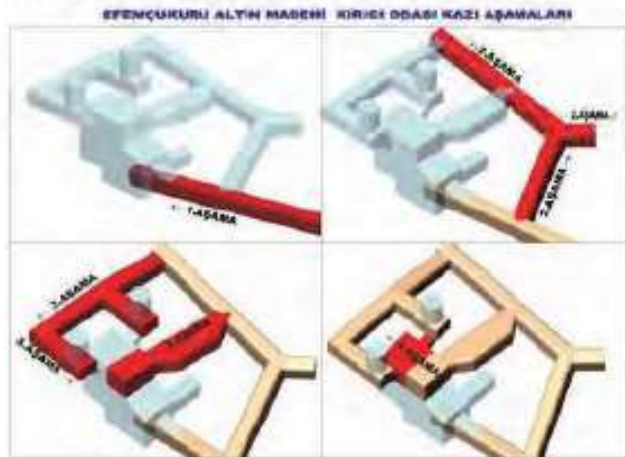
### 3 KIRICI ODASININ KAZI VE DESTEKLEMESİ

Kırıcı odası 4x4 m ebadında açılan konveyör galerisinin sonunda bulunduğu için, ilk olarak şekil 1 deki 1. aşamada gösterilen konveyör galerisi tamamlanmıştır. Daha sonra, hem kırıcı odasının üst kotuna ulaşmak, hem bu alandaki herhangi bir tehlike anında sığınılacak kurtarma kabininin yerini



hazırlamak, hem de cevher silolarının alt kotlarına ulaşmak için %11.6 eğimli 4x4 ebatlarında Şekil 1 deki 2.aşama da olduğu gibi by-pass galerileri kazılmaya başlanmıştır. Kırıcı odası üst yarı kazı kotuna gelindiğinde, Şekil 1 deki 3.aşama kazılarına girilerek sola dönüp, kırıcı odası üst yarı kazı sınırına kadar galeri sürülmüş olup, sola dönüş noktası ile kırıcı odası sınırı arası tekrar taranıp genişletilerek elektrik odası olarak oluşturulmuştur.Üçüncü aşamanın diğer bir ayağı olan bağlantı galerileri de bu aşama içerisinde yapılmış olup, cevher siloları alt kotuna kadar kazı tamamlanmıştır. By-pass galerilerinin kazı ve desteklemesi tamamlandıktan sonra, Şekil 1 ve Şekil 2'deki 4. aşama kazılarına girilmiş ve şekillerde görüldüğü gibi kırıcı odasının üst yarı kazısı tamamlandıktan sonra kırıcı odası ile cevher siloları bağlantı galerilerini birbirine bağlayan bacalar tamamlanmıştır. Üst yarının kazı ve desteklemesi tamamlandıktan sonra projesine göre kesit kontrolleri yapıldı. Kırıcı odasının taban kazısına girmeden önce kesit kontrolleri ve desteklemede eksik kalmaması gerekiyordu. Taban kazısı yapıldıktan sonra üst yarıdaki eksiklikleri tamamlamak zorlaşacaktı. Üst yarıdaki tüm eksiklikler giderildikten sonra Şekil 2'deki 5. aşamada da görüldüğü gibi konveyör galerisinin devamındaki kırıcı odasının taban kazısına başlandı.

Konveyör galerisinin boyu 378 m idi, 378m den sonra kırıcı odasının kesitinde kazı ve desteklemeye devam edilerek, kırıcı odası taban kazısı tamamlandı. Taban kazı



Şekil 1. 1-4 Kazı aşamaları



Şekil 2. 4-7 Kazı aşamaları

ve desteklemesi tamamlandıktan sonra Şekil 2 deki 5.aşamada görüldüğü gibi kırıcı odasının tabanından 555 katına bağlantı galerisinin kazı ve desteklemesi yapılarak kırıcı odasının 555 katına bağlantısı yapıldı.

### 3.1 ARA KAT KAZI VE DESTEKLEMESİ

Proje aşamasında ara katın tamamı bir seferde delinip (delgi boyu: 9 m civarındaydı), ilk önce tabandan itibaren 4,5 m sıkılanıp patlatılacak, kalan kısım ise ikinci aşamada patlatılacaktı. Fakat kazı sırasında karşılaşılan faylar nedeniyle söz konusu patlatma tekniğinde sıkıntı yaşama riski çok yüksek olduğundan, ara kat 4 parçaya bölünerek ve her seferde bir parça patlatılacak şekilde programlandı. İlk etapta Şekil 2 deki 6. aşama, ileride bahsedeceğimiz şaft patlatma tekniğine uygun olarak delinip patlatıldı. Patlatma gayet başarılı olup kırıcı odası üst yarısı ile taban kazısı arası birleştirildi. Daha sonra ise yine Şekil 2'deki 7. aşama kazısı,daha önce patlatılan 6.aşamanın oluşturduğu boşluğa doğru atım yapılarak kazı tamamlandı. Şekil 3'deki 8. ve 9. aşama kazıları da tıpkı 7. aşamada olduğu gibi delinerek patlatıldı ve arakat patlatmaları başarılı bir şekilde tamamlanmış oldu.

Ara kattaki tüm patlatmalar tamamlandıktan sonra konveyör galerisi ve 555 katı tarafında pasa alınmaya başlandı. Pasa nakli üst yarı tabanında 2 m kot düşüşüne kadar devam edildi. 2 m kot düşüşü sağlandıktan sonra pasa nakline ara verildi. Üst yarıda rampa yapılarak kepçe ile pasanın



üstü tesviye edildi. Yan duvarlar taranarak proje değerlerine getirildikten sonra püskürtme beton uygulandı. patemine göre 6 m boyunda kablo ankrajlar yapılarak 2 m derinlikte çepe çevre kırıcı odasını içinin desteklemesi tamamlanmış oldu. Aynı sistemle konveyör galerisinden ve 555 katında pasa almarak 2 m kot düşüşü sağlanır ara katın kazı ve desteklemesi tamamlanmış oldu.

### 3.2 Kırıcı Odası ile Konveyör Galerisinin Bağlantısının Kazı ve Desteklemesi

Şekil 3'deki 10. aşama kazısına girmeden önce konveyör galerisinde taranacak bölgelere 9 m boyunda kablo ankrajlar yapıldı. Kablo ankrajlar tamamlandıktan sonra tarama kazısına başlandı. Her patlatmadan sonra tarama yapılarak püskürtme beton uygulandı. Açığa çıkan kablo ankrajları kesilerek tekrar plaka takılarak germe işlemi yapıldı ve 10. aşama kazısı tamamlandı.

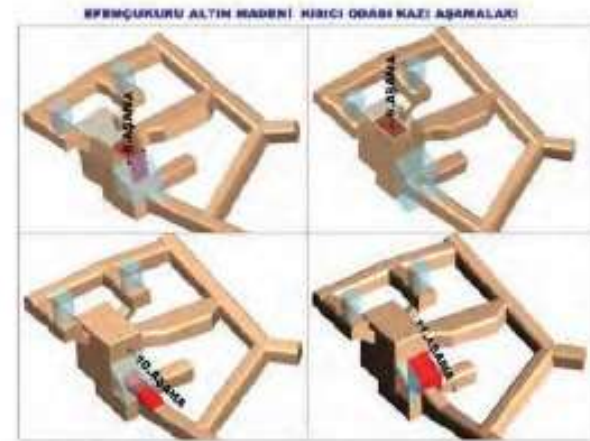
Şekil 3 11. aşama ve Şekil 4 12. aşama kazıları öncesi konveyör galerisinin taranan bölgesinden yukarıya doğru kırıcı odası içerisine pasa yığılarak jumbunun çalışabileceği platform oluşturulup, içerden hassas bir şekilde eğimli delikler delinip, patlatılarak Şekil 3 deki 11. aşama ve Şekil 4'deki 12. aşama tamamlanmış oldu. Son olarak Şekil 4 deki 13. aşama da görülen şaftlar tamamlanarak, Projesi gereği taban betonları döküldükten sonra kırıcı montajı yapıldı (Şek. 5 ve 6).

### 4 HAVALANDIRMA ŞAFTININ KAZI VE DESTEKLEMESİ

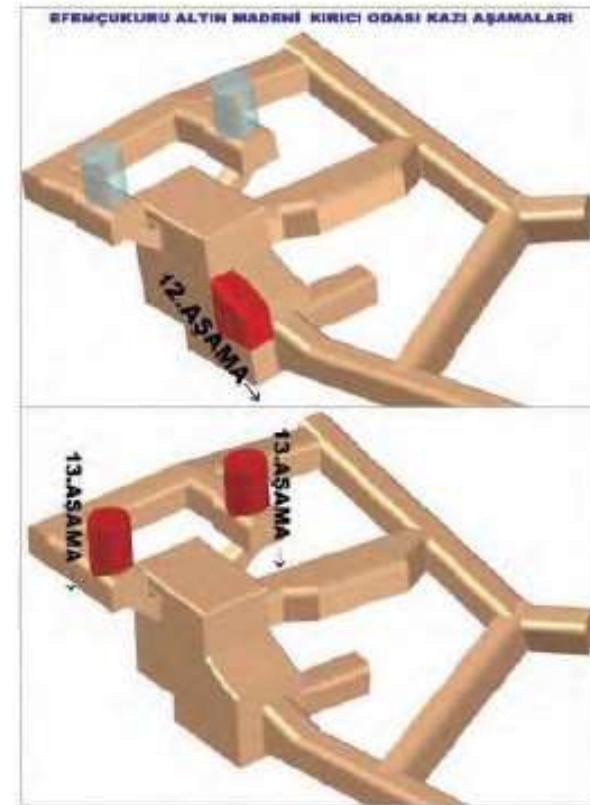
Yer altı yapılarında havalandırma sistemi kurulmadan çalışmanın imkansız olduğu bilinmekte. Efem çukuru altın madeninde yüzeyden başlayarak katlar arasında devam eden şaftlara kurulacak fanlar vasıtası ile kirli hava emilerek dışarı atılacak, temiz hava galeri ağzında fanlar vasıtası ile emilerek çalışma ortamına basılacak şekilde projelendirilmişti. Çalışma ortamındaki CO 30 ppm değerinin üstünde olduğu durumlarda çalışmaya ara verilirdi. Bu nedenle

havalandırma şaftlarının zaman geçirilmeden açılması gerekiyordu.

Efem çukuru altın madeni hazırlık işleri projelendirilirken katlar arası kot farkı 20 m olarak öngörülmüştü. Kuzey portalde ilk oluşturulan kat 635 katı idi (Şekil 7, kuzey portal 635 kat planı). Şekil 7de ki kat planı incelendiğinde kat girişinden sağa açılan T şeklinde galeriler mevcuttur. Yüzeyden açılacak şaft, T nin sağ ucundaki galeriye bağlanacaktı. T nin sol ucundaki galeride de 615 katına incek şaft açılacaktı.



Şekil 3. 8-11 kazı aşamaları



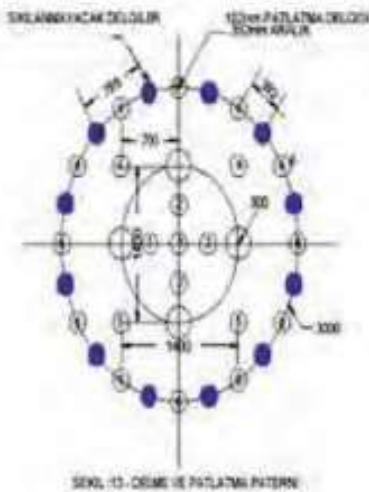
Şekil 4. 12 ve 13. kazı aşamaları







4 adet 300 mm çapında delikler delindi. Bu büyük çaplı deliklerin sağlam ve sapmadan delinmesi, patlatma verimi açısından önemli olduğu için, delgi işlemi mini kazık ve ankraj makinesi yardımıyla, itinalı bir şekilde yapılmıştır. Şarj edilecek deliklerin çapı 102 mm idi. Önce 300 mm'lik delikler delindi. Daha sonra 102 mm'lik patlatma delikleri delinerek delgi işlemi tamamlandı. İlk patlatma öncesi deliklerin yer altı çıkış ağzına tahta takoz çakılarak delik ağızlarının kapatılması sağlanıp, yerüstünden şarj edilmesine imkan verilmiştir. Paternde görüldüğü gibi delikler, delik tabanından 6m yüksekliğe kadar anfo ile şarj edilerek patlatma yapılmıştır. İlk patlatma çok başarılı olup, şaftın tabanından yukarıya doğru 8 m civarında şaft açılmıştır. İkinci patlatma yapılmadan önce yüzeyden takozlara ip bağlanarak deliklerin içinden aşağıya doğru takozlar sarkıtılmış, ipin aşağı yukarı gelişi güzel hareketi ile takozların deliğe sıkışması sağlanmış ve gergin olan ip yüzeyde daha önce hazırlanan düzeneğe bağlanarak takozun delik tabanından düşmesi önlenmiştir. Deliğin tekrar şarj edilmesi için yüzeyden takoz üzerine bir miktar iri taş parçaları ve kum doldurularak anfonun delikten düşmesi önlenmiş ve delikler şarj edilerek ikinci patlatma gerçekleştirilmiştir. İkinci patlatma da 8 m civarında şarj edilmesine rağmen zeminin jeolojik yapısı gereği şaftın tamamı açılmıştır.



Şekil 8. Delme ve patlatma paterni

Şekil 9, 10, 11 ve 12'de, havalandırma şaftı, patlatma deliklerine takoz yerleştirmesi ve şaftın sıkılmaya hazırlanmış halı gösterilmektedir.



Şekil 9. Havalandırma Şaftı delgisi



Şekil 10. Patlatma deliklerine takoz yerleştirilmesi





Şekil 11. Şaftın patlatma deliklerine takoz yerleştirilmiş



Şekil 12. Şaftın sıkılamaya hazırlanmış hali

## 6 SONUÇ

Yer altı yapılarında jeolojik parametreler incelenerek ve kazı sırasında zemin davranışını da izlenerek en uygun delme ve patlatma paterninin oluşturulması maliyetlere olumlu katkısının yanı sıra iş emniyetine de katkı sağlamıştır. Efem çukuru altın madeninde iş emniyeti ve işçi sağlığında taviz verilmeden çalışılmıştır. Düşeyde uygulanan delme ve patlatma teknikleri ile ön görülen sürelerde kazı ve destekleme tamamlanmıştır.

# Efem Çukuru Altın Madeni Hazırlık Galerilerinin Kazı ve Desteklenmesi

## *Excavation and Support of Development Roadways in "Efem Cukuru" Gold Mine*

Ö. Yılmaz, H. Murat, İ. Atik

*Maden Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Ticaret A.Ş., İstanbul*

**ÖZET** Efem çukuru altın madeninin 4254 m'lik hazırlık galerilerinin kazı ve desteklemesi için ön görülen süre bir yıl idi. Bir yıllık süreye mobilizasyon da dâhildi. İşletmenin kuruluş aşamasından başlamak üzere işçi sağlığı ve iş güvenliği kurallarında hassasiyet birinci sırada yer almaktaydı. İşletmenin ömrü göz önünde bulundurularak yapılan işin kalitesi de önem kazanmaktaydı. Çalışanların kullanacağı kişisel koruyucu malzemeler temin edilmeden ve yer altında çalışacak makinaların otomatik yangın söndürücüleri monte edilmeden çalışma imkanı yoktu. Söz konusu süre içinde tüm hazırlıkların nasıl yapıldığı , %17 eğime varan galerilerin ön görülen sürede önce nasıl açıldığı, bu bildirinin konusunu oluşturmaktadır.

**ABSTRACT** This paper is a summary of the works carried out for the excavation and support of roadways of 4254 m in length with an inclination of %17 in "Efem Çukuru" gold mine. The works covering high level of security were terminated in one year as predetermined.

### 1 GİRİŞ

Efem çukuru altın madeni işletmesi Türkiye'nin batı sahilindeki önemli liman kenti İzmir'den yaklaşık 25 km mesafede bulunmaktadır. İşletmenin sahibi Tüprag Metal Madencilik A.Ş. 2009 Yılında hazırlık galerilerini ihaleye çıkarmıştır. İhale firmamız Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Tic. AŞ. Üstlenmiştir. Sözleşme görüşmeleri 2009 yılının temmuz ayında tamamlanmıştı. Maden işletme ruhsatının alınması ile ilgili süreç başlatılmış ve devam etmekteydi. Ancak ruhsatın ne zaman alınacağını kestirmek mümkün değildi. Bu nedenle işe başlama tarihi belirlenemediği için şantiyeye yönelik gerekli hazırlıklar ve yatırımlar yapılamıyordu. Çünkü ülkemizde bu tür

süreçler bazen birkaç yılı almaktaydı. Şantiyeye giriş yapan elamanların tümü eğitime tabi tutulmaktaydı. Eğitim almamış kişisel koruyucu malzemesi olmayan hiçbir elamanın şantiyede çalışma şansı yoktu. Kullanılan makinelerin üstüne konulan 2 adet 6 kg'lık yangın söndürme tüplerine ilave olarak otomatik yangın söndürme sisteminin olması zorunluydu. Aksi taktirde galerilerde makine çalıştırma imkanı yoktu. Yurt içi piyasada bulamadığımız ekipmanları yurt dışı piyasasından temin etmek zorundaydık. Ekip, ekipman temini ve 4254 m hazırlık galerisinin kazı ve desteklemesi için ön görülen süre 1 yıldır ve başlama tarihi de 16 Ağustos 2010 olarak belirlenmişti.



## 2 JEOLOJİ

Efem çukuru altın madeni düşük sülfütlü epitermal bir damar sistemidir. Altın cevherleşmesi, alterasyona uğramış hornfelsler ve fillitler içerisinde dik bir dalım arz eden kuvars ve kuvarslı rodenit damarları içerisinde yer almaktadır. Altın, kuvars ve rodenit ganglar içinde ince ve serbest taneler halinde gözlenmekte, pirit, kalkopirit, sfaleritler içinde ise kapalı taneler halinde bulunmaktadır. Ana damar sistemi kuzey batı yönünde yaklaşık 1200 metre ilerlemekte, doğuya doğru 55 – 60 derecelik bir dalım göstermektedir. Cevherleşmiş zon halen derinde açık durumda olan üç ayrı damar meydana getirmiştir. Cevherli zonun genişliği büyük değişiklikler arz etmekte, bazı kesimlerde 1 metreden daha darken özellikle stokvork [ Ağ yapılı ] zonlarda 27 metreye kadar çıkabilmektedir.

## 3 EKİP VE EKİPMAN TEMİNİ

İlk etapta elimizde bulunan imkânlarla göre, tünellerde çalışmış elamanlardan bir ekip oluşturularak 16 – ağustos- 2010 da portallerde kazı ve desteklemeye başladık. Boy seviyesi nin üstünde yapılacak işler için CAT- 930 Lodere uygun sepet imal edilerek yüksekte çalışma sorunu çözülmüştü. Kısıtlı bir makine parkı ile ön görülen ilerlemeleri gerçekleştirme şansımız yoktu. İlk 3 ayda makine parkı, ihtiyacı karşılayacak seviyeye çıkarıldı. 3 adet yer altı kamyonu ve 2 adet yer altı yükleyicisi yurt dışı piyasasından temin edilmişti. Bir tarafta makine parkı oluşturulurken, diğer tarafta da makinaların tamir ve bakımının yapılabilmesi için atölye kurmaya devam edildi. Tamir ve bakımları hızlandırmak için atölyeye gerekli ekipmanlarda temin edildi. Çevreye olan duyarlılıktan dolayı da mobil arıtma sistemi kuruldu. Makina parkına ve atölye kurum aktivitelerine bağlı olarak eleman sayısı artırıldı. Hedef 1 yıllık süre içinde hem mobilizasyon ve hem de 4254 m hazırlık galerisinin kazı ve desteklemesini tamamlamaktı.

## 4 KAZI VE DESTEKLEMeye BAŞLARKEN YAŞANAN SORUNLAR

Proje gereği 3 ayrı portalde kazı ve desteklemeye başlanması gerekiyordu. İlk olarak kuzey portalde (merkez rampa) kazı ve desteklemeye başlandı (Şek. 1 ve 2). Akabinde güney portal ve konveyör galerisinde kazı ve destekleme çalışmalarına başlandı. Çalışma esnasında püskürtme beton, enerji ve patlayıcı temininde sorunlar yaşandı.



Şekil 1. Kuzey portal girişinden bir görünüş



Şekil 2. Güney portal girişinden bir görünüş

### 4.1 Püskürtme Beton Sorunu

İşin başlangıcında püskürtme beton İzmir'deki beton santrallerinde temin edileceği düşünülmüştü. Her ayna atışından sonra 2 m<sup>3</sup> püskürtme betona ihtiyaç duyulmaktaydı.



Püskürtme betondaki miktarın azlığında dolayı beton santralleri gece vardiyasında çalışmıyordu. Bu nedenle özellikle güney portal ve konveyör galerisi girişindeki zeminin bozuk olmasından dolayı gece vardiyasında çalışma yapılamıyordu. Beton santralının şantiyeye uzak olmasından dolayı istenildiği zaman püskürtme beton temin etme şansı yoktu. Özellikle bozuk zeminlerde sıkıntı yaşanacağı belli olduğu için sorunlu bölgelerde gece vardiyasında kazı ve destekleme yapılamıyordu. İşverenle yapılan görüşmeler sonucu 27 Ağustos 2010 tarihinde şantiyeye getirilen karmix ile püskürtme beton sorunu çözülmüş oldu. İstenildiği zaman püskürtme beton temin etme olanağı vardı. Sahada püskürtme beton dizaynına göre agrega ve torba çimento stoku yapıldı. Kamixle hazırlanan püskürtme beton karışımı, hazırlanmış rampada yer altı mikserine aktarılıyordu (Şek. 3).



Şekil 3. Karmixle yer altı mikserine rampada püskürtme beton dolduruşundan bir görünüş

#### 4.2 Patlayıcı Madde Sorunu

Patlayıcıların muhafaza edileceği depo ile ilgili bürokratik işlemler devam ediyordu. Başlatılan süreç tamamlanmadan patlayıcı

maddelerin şantiyede stoklama olanağı yoktu. Bu nedenle günlük taşıma ile sorun aşılmaya çalışılıyordu. Ülkemizde özellikle altın madenlerine karşı haddinden fazla gösterilen duyarlılık nedeniyle patlatmadan sonra çevrede gelebilecek tepkilerde göz önünde bulundurularak 16-23 Ağustos tarihleri arasında cumartesi ve Pazar günleri hariç haftada 3 atışa izin verilmişti. Söz konusu atışlarında saat 18 de yapılıyordu. 23 Ağustos - 24 Eylül tarihleri arasında da cumartesi, Pazar hariç hafta içi 5 gün saat 09 ile 19 saatleri arasında patlatmaya müsaade ediliyordu. 25 Eylül - 23 Ekim tarihleri arasında saat 09 - 19 saatleri arasında patlatmaya müsaade ediliyordu. 23 Ekim - 03 Kasım tarihleri arasında da saat 09 - 24 saatleri arasında patlatmaya müsaade ediliyordu. 03 Kasım 2010 tarihinde itibaren de kontrollü olarak geceleri de patlatmaya müsaade edildi. Patlatma saatlerindeki kısıtlamalar çalışma randımanını düşürmekteydi ve bu nedenle Ağustos - Eylül ve Ekim aylarında yapmamız gereken ilerlemeleri gerçekleştiremedik.

#### 4.3 Enerji Sorunu

İşletmenin inşaat işleri için başlangıçta alınan enerji hazırlık galerilerinin açılması için yetersizdi. Bu nedenle ileriye yönelik işletmenin tüm ihtiyaçlarını karşılayacak enerji temini için çalışmalar önceden başlatılmıştı. Ancak enerji nakil hatlarının geçtiği bölgelerdeki mülk sahiplerinin müdahalesi nedeniyle enerji temini gecikmekteydi. Şantiyedeki mevcut şebeke enerjisinde her portale ancak 250 kv'lık trafosu besleyecek enerji verilebiliyordu. Bu nedenle her portale sırası ile 250 kv'lık trafolar yerleştirildi. Trafoların montajı ve beslenmesi sürecinde, şantiyede ilk etapta kuzey portalde 400 kv'lık jeneratör kullanarak çalışmaya başlandı. Trafolar kurulup enerji bağlantısı yapıldıktan sonra her 3 portalde düşük tempoda çalışmaya devam edildi. 250 kv'lık enerji bir portaldeki tüm aktiviteleri yerine getirmeye yetmiyordu. Portalde ayna sayısı iki ye çıkınca aynı anda birden fazla aktiviteyi gerçekleştiremiyorduk. Bölgenin konumu







ve her katı oluşturmak için (ana galeriler için) 148 m civarında ilerleme yapılmaktaydı. Her 148 m ilerleme ve 20 m kot farkından sonra bir kat oluşturuldu.

Bu tür galerilerin kazı ve desteklemesinde, zeminde gelen sular ve delgi sırasından aynada biriken suların drene edilmesi için 2,2 kv'lık dalgıç pompa atışmanları ile birlikte sürekli ayna gerisinde muhafaza edilmekteydi. Aynada sürekli su drenajı yapıldığı için, aynanın 70 – 75 m gerisinde geçici su cepleri oluşturuldu. Aynadan su ceplerine pompalanan sular, katlardaki su ceplerine aktarılıp oradan da dışarıda hazırlanan baraja pompalandı. Hazırlanan delme ve patlatma paternine göre ayna sıkılandı ve patlatıldı. Patlatmadan sonra 45 dakika civarında havalandırma için beklendi. Havalandırmadan sonra patlatılan bölgeye basınçlı su tutulup 5 – 10 dakika beklendi. Askıdan kalan kavlaklar düştükten sonra kavlak çubuğu ile patlatılan bölgede kalan kavlaklar düşürüldü. Kavlak taramasından sonra pasa nakli yapıldı. Pasa naklinden sonra JCB kırıcı ile ayna ve kavlak taraması tekrar yapıldı. Tarama tamamlandıktan sonra zeminin özelliğine bağlı olarak tavandan omuz seviyesine kadar püskürtme beton uygulandı. Püskürtme beton uygulandıktan sonra topoğraf ekibi tarafından ayna çizildi. Jumbo delgi için aynaya girdiğinde projesinden belirtilen 5-6 adet L=2, 10 m boyunda splitseti çaktıktan sonra ayna delgisine başladı. (Şek. 7). Standart destekleme olarak 5 – 10 cm kalınlığında drymixli püskürtme beton, 5 adet 2,10 m boyunda splitset 2 m ara ile tavanda omuz seviyesine kadar çakıldı. Split setler içine daha sonra 2, 4 m boyunda 20 mm çapında nervürlü demir den imal edilmiş bulon splitsetin içinde çakıldı. Splitset delgisi yapılırken delgi boyu 2,4m olarak delindi. Bunun sebebi; aynayı emniyete almak için 2,4m'lik deliğe 2,1 m'lik splitset çakıp aynanın önünü açmak, devamında da jumbo boyu mesafeye gelindiğinde açılan splitsetin içine 2,4 m'lik kalıcı tahkimat için enjeksiyon verilerek bulon demiri yerleştirildi. Kayanın özelliklerine göre gerektiğinde 4 m boyunda bulon veya galeri

genişliğimiz 4m olduğundan, rijit 6m'lik bulonun uygulanması imkansız olduğu için, esnekliğinden faydalanılarak 6 m boyunda halat ankraj da yapıldı. Ana rampalarda kurptan dolayı en uygun delgi boyu 3 m idi. 3 m den uzun delinen deliklerde sapma fazla olmaktaydı. 3 m delinerek yapılan patlatmalarda fiili ilerleme 2, 5 m idi. Ana rampalarda galeri yüksekliği: 4,5 m genişliği: 4 m idi. Kuzey ana rampada aynı sistemle 1092 m ve güney ana rampa da ise 1030 m kazı yapıldı.



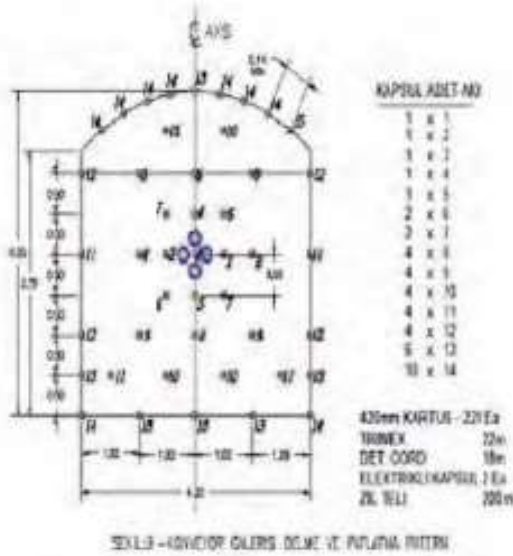
Şekil 7. Jumbo ile ayna delgisi

## 5.2 Konveyör Galerisinde Kazı ve Destekleme

Konveyör galerisi 4 x 4 m ölçülerinde ve % 17 eğimle aşağı doğru kazı ve destekleme yapılacak şekilde projelendirilmişti (Şek. 8, 9 ve 10). Toplam kazı boyu 378 m idi. 378 m den sonra kırıcı odası kazı kesimine giriyordu. Kazı delme ve patlatma yöntemi ile yapıldı. Destekleme olarak ana galerilerdeki destekleme sistemi uygulandı.

Proje aşamasında yapılan araştırma sondajlarına göre 330 uncu metreden 8 lt /sn suyun varlığı tespit edilmişti. Söz konusu metreden aynı su ile karşılaşıldı. Suyu toplamak amacı ile aynadan ileriye doğru değişik açılardan 64 mm'lik bit ile 10 m boyunda drenaj delgisi yapıldı. Drenaj delgisinden sonra aynada delme ve patlatma ile ilerlemeye devam edildi. 6 m ilerleme





Şekil 8. Delme ve patlatma paterni



Şekil 9. Konveyör galerisi portalinden bir görünüş



Şekil 10. Konveyör galerisinin içerisinden bir görünüş

yapıldıktan sonra tekrar 10 m boyunda aynı çapta 3 adet drenaj delgisi yapıldı. Suyun debisi giderek artmaktaydı. Drenaj delgilerinden sonra tekrar ayna delinip patlatıldı. Pasa alınıp gerekli destekleme yapıldıktan sonra, ayna tekrar delindi ancak tüm patlatma deliklerinde basınçlı su geliri gözlemlendi. Suyun debisi giderek artmaktaydı, bu nedenle sıkılama yapma şansı kalmamıştı. Aynanın sol üst köşesinde 102 mm'lik bit ile delik delip suyun bu delikten kontrollü olarak alınması hedeflendi. Delginin üçüncü metresinde 30 lt/sn basınçlı su ile karşılaşıldı. Bir hafta boyunca aynada ilerleme yapılamadı. Aynaya ilave drenaj hattı döşendi, pompa sayısı ve kapasitesi artırılarak su drene edildi. Bir hafta sonra suyun basıncında ve debisinde düşmeler oldu, 10 – 12 lt/sn su geliri olmasına rağmen kazı ve desteklemeye devam edildi. Söz konusu bölgenin kazı ve desteklemesi tamamlanmasına rağmen 3 – 5 lt/sn su geliri devam etmekteydi.

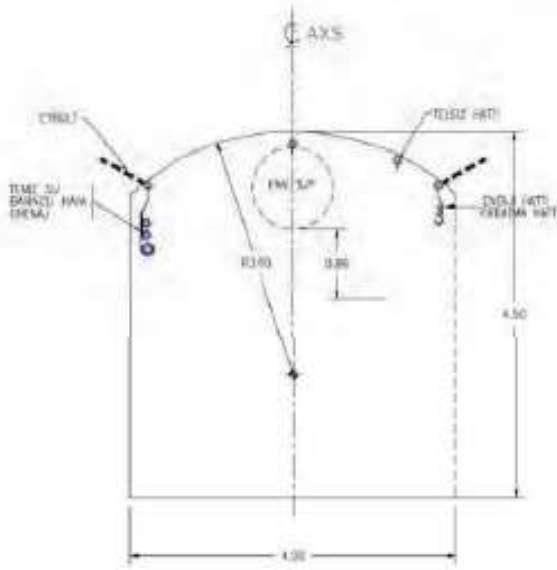
### 5.3 Ara Katlarda Kazı ve Destekleme

Ana galerilerde her 20 m kot farkında ve 148 m ilerlemeden sonra ara katların kazı ve desteklemesi projelendirilmişti. Ara katlarda havalandırma bacaları ve cevhere ulaşmak için galeriler projelendirilmişti. Galerilerin boyu cevher damarının konumuna göre değişmekteydi. Söz konusu galerilerin ebatları 4 x 4, 4 x 4,5 ve bazen de işlevine göre 4 x 5 olarak projelendirilmişti. Söz konusu galerilerin tamamı delme ve patlatma tekniği ile açıldı. Ancak 555 katı farklı olarak projelendirilmişti (Şek. 11). Söz konusu katta atölye, ofis ve yemekhane gibi üniteler düşünüldüğü için, bu kattaki kazı ve destekleme boyutları amaca uygun olarak değiştirilmiş. 5x5, 6 x6, 5x6 m, olarak projelendirilmişti (Şek. 12). Bu katında kazısı tamamen delme ve patlatma tekniği ile yapılmıştır. Destekleme olarak 10 – 15 cm kalınlığında püskürtme beton, splitset, 4 m boyunda enjeksiyonlu bulon ve özellikle geçiş bölgelerinde ve kesitin 5 x 5 m ve üstünde olan bölgelerde 6 m boyunda halat ankrajlar uygulanmıştı (bulon ve ankraj aralıkları yatayda ve düşeyde 2 m olarak









Şekil 14. Elektrik, telsiz kablosu ve patlatma kablosu vs yerleşimi

### 5.5 Kazı ve Destekleme Sırasında Yapılan Aylık ilerlemeler

Efem çukuru altın madeni sözleşmesi gereği 1 yılda 4254 m'lik hazırlık galerilerinin kazı ve desteklemesi tamamlanacaktı. Başlangıç tarihi 16 ağustos 2010 olarak belirlenmişti. 16 Ağustos tan itibaren hem şantiye kuruluşu ve hem de ilerleme yapılacaktı. Ağustos, Eylül, Ekim ve Kasım aylarında, enerji, püskürtme beton ve patlayıcı madde temini sorunlarından dolayı hedeflenen ilerlemeler gerçekleştirilemedi. Hedeflenen ilerlemeler ayda 375 m olarak belirlenmişti. Bu üç buçuk aydaki eksiklikler ileriki aylarda telafi edilmesi hedeflendi. Başlangıçtaki üç buçuk aylık süre içinde işçi sağlığı ve iş güvenliği konusunda yoğun eğitim programları yapıldı. Aynı zamanda ileriye yönelik olarak eksikliklerin nasıl giderileceği çalışanlarla paylaşıldı. Ekiplerimizin çoğu tüncl inşaatlarında çalıştıkları için, tünellerde kazanılan deneyimlerin hazırlık galerilerine nasıl aktarılacağı da tartışıldı Tablo 1'de aylık ilerlemeler ve Tablo 2'de aylara göre çalışan personel sayısı verilmiştir. İlk etapta hedeflenen 4254 m'lik kazı ve destekleme 2011 in haziran başında tamamlandı. Bu

tarihten sonra 2. faz hazırlık işlerine yeni bir sözleşme ile devam edilmiştir. Aylık ilerleme tablosu incelendiğinde 2010'nun aralık ayı ile 2011 in 5. Ayına kadar geçen 6 aylık sürede 3362 m kazı ve destekleme yapılmıştır. 6 Ayda yapılan ilerlemenin aylık ortalaması da 560 m olmuştur. Başlangıçta 1 yılda yapılması programlanan ilerlemenin %79'u 6 ayda gerçekleştirilmiştir. İlk 3, 5 ayda ilerlemenin düşük oluşu, işin başlangıcındaki problemlerden kaynaklanmaktaydı. Haziran – 2011'den sonra da iş hacminin daralmasına bağlı olarak aktif ayna sayısı 3'e düşmüştür.

Tablo 1. Aylık ilerleme tablosu

	2010	2011	2012
Ocak		581	
Şubat		533	230
Mart		590	265
Nisan		626	185
Mayıs		577	239
Haziran		398	290
Temmuz		354	278
Ağustos	68	275	264
Eylül	170	269	
Ekim	298	210	
Kasım	320	130	
Aralık	455		

Tablo 2. Aylara göre personel sayısı

	2010	2011	2012
Ocak		134	112
Şubat		135	95
Mart		139	93
Nisan		136	98
Mayıs		133	94
Haziran		130	93
Temmuz		129	92
Ağustos	43	122	93
Eylül	77	126	37
Ekim	102	121	37
Kasım	122	122	
Aralık	123	120	

## 6 MALZEME KULLANIM YOĞUNLUKLARI

Efem çukuru Altın madenindeki hazırlık kazı çalışmaları delme patlatma yöntemi ile yapılacağından, üretimde kullanılacak delgi ekipmanlarının ve sarflarının tespiti, hem üretimin hızı, hem de maliyeti açısından önem taşımaktaydı. Bundan dolayı üretim devam ederken, sektördeki farklı firmalarla temasa geçilmiş olup, önerdikleri ürünler tek tek denendikten sonra, delgi boyu ve dayanımı bakımından en uygun ürünler tespit edilerek maliyetler minimuma indirmiştir. Buna göre delgi ekipmanlarının bazı istatistik bilgileri ve patlayıcı madde kullanımı değerleri Tablo 3 ve Tablo 4'de verilmiştir.

## 7 SONUÇLAR

Efem çukuru altın madeninde 1 yılda tamamlanması planlanan 4254 m'lik değişik çaplardaki hazırlık galerileri için başlangıcındaki problemlere rağmen 9 ayda tamamlanmıştır. Hazırlık galerilerin kazı ve desteklemesine başladıktan 6 ay sonrada cevher üretimine de başlanmıştır. Ekibin tamamına yakını tünel deneyimine sahip elamanlarda oluşturulmuştu. Tünelcilikte edinilen tecrübelerle madencilğe katkı sağlamıştır. Madencilikte edinilen deneyimlerle çalışanların hedeflerini büyütmeden cesaretlendirmiştir. İş emniyeti, işçi sağlığı ve işin kalitesinde taviz vermeden iyi bir organizasyon ile ekip motivasyonu sağlandığı zaman hedeflenen performansları yakalamak daha kolay olmaktadır.

Tablo 3. Delgi ekipmanlarının kullanım oranları

Kullanılan Sarf	Tip	Kullanım Yeri	Miktar	Birim
Bit	R25 38 mm	Split-set delgisi	173,51	m / Adet
	R38 45 mm	Ayna delgisi	334,72	m / Adet
	R38 102 mm	Ayna delgisi	473,85	m / Adet
Manşon	R38/38	Ayna delgisi	2.188,47	m / Adet
Shank	R38	Ayna, split-set	1.623,30	m / Adet
Rod L=3010 mm	R38/R32	Ayna delgisi	1.466,32	m / Adet
Rod L=3010 mm	R32/R25	Split-set delgisi	276,57	m / Adet

Tablo 4. Toplam üretim ve kullanılan patlayıcı madde miktarları

Aktivite	Miktar	Birim
Toplam kübaj	126.987	m <sup>3</sup>
Toplam patlayıcı madde miktarı	279.371	kg
Toplam kapsül	116.405	Adet
Toplam infilaklı fitil	58.202	m
Özgül şarj	2,2	kg/m <sup>3</sup>





# Eti Bakır A.Ş. Küre Yeraltı İşletmesi'nde Kaya Bulonu Uygulamalarının Formasyon ve Delik Çapına Göre Dayanım Farklılıkları

## *Strength Differences of Hole Diameter and Formation on Rock Bolt Applications in Eti Bakır Kure Underground Co Ltd.*

O. Çolak, M. Yılmaz

*Eti Bakır Yeraltı İşletmesi, Cengiz Holding*

**ÖZET** Eti Bakır Yeraltı Küre İşletmesi'nde yeraltı kazıları delme patlatma ve arakatlı göçertme yöntemi ile yapılmaktadır. Açıklık tahkimatında püskürtme beton, çelik hasır ve kaya bulonu uygulamaları yapılmaktadır. Kaya bulonu uygulamalarında 33 mm, 35 mm ve 37 mm çapında bitler kullanılmıştır. Masif kalkoprit ve piritik formasyonlarda monte edilmiş bulonlara uygulanan çekme dayanımı deneylerinde delik çapının değiştiğçe bulon çekme dayanımının değiştiği gözlenmiştir. Değişik formasyonlarda uygulanabilecek optimum delik çapı tespit edilmiştir.

**ABSTRACT** At ETI Copper Mine, drilling-blasting and sub level caving methods are used for ore production. Openings are supported by shotcrete, wire-mesh and rock bolting. 33mm, 35mm and 37mm diameter drill bits are used for application of rock bolting. A relation observed between drill hole diameter and pull strength of bolts which are applied at massive chalcopryrite and pyritic ore formations. Optimum drill hole diameters to be used on different formations determined according to the pull tests.

## 1 GİRİŞ

Yeraltı kazıları insan marifetiyle doğal ortamların üretim ya da mekan kazanmak için bilinçli olarak şekillendirilmesi için yapılan çalışmalardır. Yeraltı kazılarında doğal ortam koşulları bilinerek çalışılacak ortamı en uygun biçimde yenmeyi, kırmayı, sökmeyi, koparmayı, kesmeyi, patlatmayı, dağıtmayı, fakat aynı zamanda oluşturduğu bu kazı malzemesini yüklemeyi, taşımayı ve uzaklaştırmayı planlamış olmalıdır. Bunlardan daha önemlisi bu yeni durumdaki geçici ve kalıcı duraylılığın sağlanması gerekir.

## 2 KÜRE YERALTI İŞLETMESİ

Kastamonu, Küre Yeraltı İşletmesi'nde 3 açık ve 1 yeraltı madeni ile üretime başlamıştır. Günümüzde açık ocak üretimi tamamlanmış

üretim sadece yeraltından yapılmaktadır. Yeraltı ocağı Bakıbaşı Aşıköy 1 ve Aşıköy 2 olmak üzere üç sektörden oluşmaktadır. Yılda 900 000 üzerinde tüvenan bakır konsantresi çıkartılmakta ve işlenerek 85000 ton üzerinde bakır konsantresi üretilmektedir. Tesis Cengiz Holding bünyesine devir olduktan sonra genel bakımlar yapılmış, bakır konsantre tenörü %12'den %17'ye üzerine çıkartılmıştır. Halen moderizasyon, kapasite artırma ve yeni rezerv bulma çalışmaları devam etmektedir

### 2.1 Bölgesel Jeoloji

Küre Formasyonu'na ait serpantin, gabro-diorit ve bazalt birimlerinden cevherin konumu ile ilişkili olarak bazalt birimi içerisinde çalışılmaktadır. Bazaltlar Küre bölgesinde Kızılsu, Aşıköy ve Bakıbaşı



yataklarında oldukça yaygınlardır. Stockwork cevherleşenin ana kayacını ve masif (pirit-kalkopirit) zonun ise taban ve örtü kayacını oluştururlar. Ağsal saçımının ana kayacı olan bazalt bölgelerinde kloritleşme, killeşme, serizitleşme, silisleşme, karbonat ve kuvars damarları ile yer yer dissemine pirit, spekülarit ve manyetit görülmektedir. Ağsal saçımlı bazaltlar üste doğru masif zon olarak devam eder. Aşıköy cevher yatağında bu zon Siyah Şeyl tarafından örtülürken, Bakibaba yatağında ise daha genç bazaltlar tarafından örtülmektedir. Aşıköy ve Bakibaba yatakları arasında kalan bölgeyi genç bazaltlar, yastık lavlar ve breşler kaplamaktadır. Siyah Şeyl çökel kayacı Aşıköy yatağında yaklaşık 150 m kalınlığındadır. Gri-Siyah renkte ve ince taneli ve ince tabakalıdır. Bazalt, Siyah Şeyl dokanağında Bazalt breşleri gözlenmektedir.

Bölgedeki tektonizma, yatakta kıvrımlanma olarak gözlenmektedir. Kıvrım eksenleri kabaca K-G yönlüdür. Aşırı deforme olmuş koyu renkli bazalt biriminin bu kıvrımlanmalar nedeniyle olduğu düşünülmektedir.

## 2.2 Bakibaba Ocağı

Bakibaba ocağında 2007 yılında hazırlık çalışmaları başlamış olup 2012 yılında üretim çalışmalarına başlanmıştır. Ocakta üretim cevher içinde sürülen galeriler ve bu galerilere paralel olarak sürülen alt galerilerin arakat göçertmesi ile gerçekleştirilmektedir. Tam mekanize çalışılan ocakta galeri ilerlemeleri delme-patlatma methodu ile yapılmaktadır. Delme-patlatma sonucu elde edilen cevher yeraltı kamyonları ile yeraltı kırıcı ünitesine taşınmakta. Burada uygun boyuta indirelen cevher yatay ve dikey bantlarla cevher hazırlama tesisine gönderilmektedir. Oluşturulan açıklıklar püskürme beton ve çelik hasır ile tahkime edilmektedir. Yardımcı tahkimat elemanları olarak bulon uygulamaları yapılmaktadır. Kısa sürede üretime girilecek galerilerde splitset uygulamaları yapılırken uzun süreli açıklıklarda enjeksiyon rebar uygulamaları yapılmaktadır.

## 3 KAYA BULONU UYGULAMASI

Küre Yeraltı İşletmesi'nde kaya bulonu uygulamaları olarak splitset ve enjeksiyon rebar yapılmaktadır. Galeri ilerlemelerinde cevher-kayaç kontakta, ana galeri, ana rampa ve kılavuzlarda enjeksiyon rebar uygulanırken ara kat üretimine girecek cevher galerilerinde splitset uygulaması yapılmaktadır. Bulon uygulamalarını Atlas Copco Boltec MD makinesi ile yapılmaktadır (Şek. 1).



Şekil 1. Atlas Copco Boltec MD

Çalışma prensibi döner delici uçla 35, 37, 39 mm çapta 2,70 m boyunda delikler delinir. Delinen deliklere splitset, rebar ve swellex bulonlarının monte edilir. Kullanılan tahkimat elemanına göre enjeksiyon veya torklama ile bulon zemine sabitlenir. Çalışma hızı zemin koşullarına göre değişmektedir. Enjeksiyon rebar uygulamasında hazırlanacak olan enjeksiyonun kıvamı sağlıklı bir rebar montajı için büyük önem arzeder. Rebar uygulamalarında delik çapı rebar bulonunun çapından büyük olduğu için özellikle tavan deliklerinde bulonun geri gelmesini önlemek için şemsiye rebar kullanılmaktadır. Şirket bünyesinde rebar bulonlarına ekleme yaptığımız şemsiye aparatlarının rebar dip kısmından 30cm üst kısmından kaynak yapılası optimum verimi sağlamıştır. Çatlak oranı fazla olan formasyonlarda yapılan delgilerde delik iç kısmının delici makine ile iyi bir şekilde temizlenmesi gerekmektedir aksi takdirde uygulamada başarısız sonuçlar elde edilmektedir. Çatlaklı formasyonlarda



ugulanacak olan enjeksiyon rebarın, enjeksiyon miktarının fazla tutulması çatlak yüzleklerin mukavemeti için önem arz etmektedir.

### 3.1 Çekme Deneyi Yapılışı ve Sonuçları

Bulon çekme deneyleri kuzey-güney doğrultusunda masif bakır ve piritik bakır formasyonlarında yapılmıştır. Uygulamada Shandong Tongrui Mining Equipment Co firmasının test cihazı kullanılmıştır (Şek. 2).

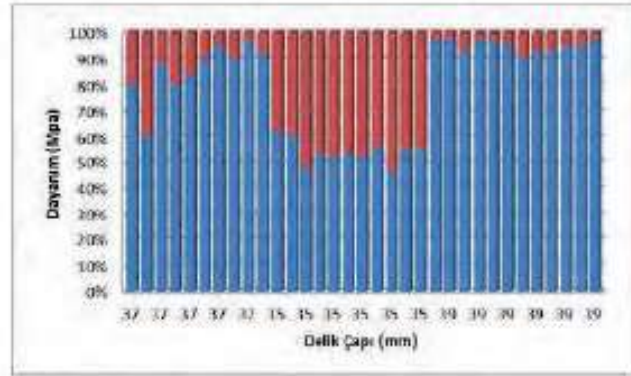


Şekil 2. Bulon çekme test cihazı

Cihaz bulon çekme kafası ve hidrolik basıncı sağlayan krikodan oluşmaktadır. Test yapılacak olan bulonlara çekme kafası ile uyumlu çekme aparatı takılmaktadır. Çekme aparatı takılmış olan bulonlar bulon delme makinesi ile uygulanacak olan zemine monte edilmiştir. Devamında test cihazı yerleştirilen bulonlar çekme kuvvetine maruz bırakılmaktadır. Bulonun çekme dayanımınınA yenildiği anda yük değeri hidrolik kriko üzerindeki göstergeden okunarak test sonuçları elde edilmektedir.

Uygulanacak olan zeminin sağlamlığı ve delik çapı test sonuçlarında ana değişirici faktör olarak rol almaktadır.

Yapılan testlerde 35, 37 ve 39 mm delik çaplarında çalışılmıştır. Delik çaplarına ve formasyon farklılıklarına göre çekme dayanım sonuçları Şekil 3'de gösterilmektedir.



Şekil 3. Delik çapının çekme dayanımına etkisi

Sabit formasyonda farklı delici bit çaplarında yapılan çekme deney sonuçlarında bit çapının azaldıkça çekme dayanımının arttığı gözlemlenmiştir. Optimum delik çapının belirlenmesinde formasyonun özelliği etkin rol oynamaktadır. Masif cevherde 35 mm delik çapında uygulanan splitsler istenilen dayanımı vermekte fakat piritik formasyonda yapılan testler sonucunda 35 mm delik çapındaki splitset istenilen dayanım sınırın çok altında kalmaktadır. Bu nedenle piritik formasyonda splitset 33 mm delik çapında teste tabi tutulmuştur. Masif cevherde 33 mm delik çapına splitset çakılamamasına rağmen piritik formasyonda uygulama yapılabilmektedir ve istenilen dayanıma yakın sonuçlar alınmıştır.

### KAYNAKLAR

- Vardar, M., 1989. Die Auswirkungen der ingenieurgeologisch – felsmechanischen verhältnisse auf Planung und Verwirklichung der Istabuler Abwassestollen, *Geologie Felsmechanik Felsbau Festkolloqium* L. Müller-Salzburg, trans Tech Publications Clausthal
- Karpuz, C., Hindistan, M. A., 2008. Kaya Mekaniği İlkeleri, Uygulamaları. *Kaya Mekaniği Denevleri*. İstanbul, s. 127-271.





# EtiBakır A.Ş. (Cengiz Holding) Küre Yeraltı İşletmesi'nde Püskürtme Beton Uygulamalarında Çelik Fiber ve Plastik Fiberin Karşılaştırılması

## *Comparing Steel Fiber and Plastic Fiber in Shotcreting at EtiCopper Company (Cengiz Holding) Küre Underground Mine*

A. Erol, O.S. Karabay, E. Başer, N. Sarı  
*EtiBakır A.Ş. Küre Yeraltı İşletmesi*

**ÖZET** EtiBakır A.Ş. (Cengiz Holding) Küre Yeraltı İşletmesi'nde ayna ilerlemeleri delme patlatma yöntemi ile cevher bloğundan ise geri dolgulu arakat göçertme yöntemi ile yılda 900 binton cevher üretimi yapılmaktadır. EtiBakır Küre Aşıköy ve Bakibaba Ocaklarında açılan ana galeri, ana rampa, kılavuz galeriler ve cevherde açılan boşlukların tahkimatı püskürtme beton, çelik hasır, kaya bulonu tahkimat yöntemleri ile sağlanmaktadır. İşletmede püskürtme beton ana tahkimatı oluşturmaktadır ve püskürtme beton atılmayan tüm alanlar tahkimatsız alandan sayılmaktadır. Yapılan bu çalışmada, püskürtme betonda kullanılan katkı maddelerinin birbirine göre kıyaslanmasıyla madenin yapısına uygun püskürtme beton karışımının tespit edilmesi amaçlanmıştır. Madende yapılan deney ve gözlemler sonucunda plastik fiber katkılı püskürtme betonun çelik fiber katkılı püskürtme betona göre daha avantajlı olduğu anlaşılmıştır.

**ABSTRACT** EtiCopper (Cengiz Holding) Underground Mine produce 900 thousand tons copper ore per year by drill and blast method and sublevel caving with backfilling method in orebody. Excavated spaces in main galleries, main ramp, exploring headings and ore are supported by shotcreting, wire mesh and rockbolting support methods. Shotcrete is the main support system in mine and galleries without shotcrete are considered as a unsupported area. In this study, determining the appropriate mix shotcrete for structure of mine is aimed by comparing shotcrete additives used relative to each other. Plastic fiber reinforced sprayed concrete has been found advantageous than steel fiber reinforced shotcrete as a result of tests and observations in mine.

## 1 GİRİŞ

Püskürtme beton çimento, su ve agrega karışımından oluşan harcın, hava basıncıyla yüksek hızla önceden hazırlanan yüzeye püskürtülmesiyle elde edilen beton olarak tanımlanmaktadır.

Püskürtme beton uygulanma yöntemine göre kuru veya yaş olarak üretilmektedir. Kuru karışımda agrega ve çimento uygun ölçülerde karıştırıldıktan sonra, karışım basınçlı hava yardımıyla hortumdan püskürtme ucuna iletilir. Püskürtme ucuna gelen bu kuru

karışıma operatör basınçlı su ekleyerek elde edilen betonu basınçlı hava yardımıyla uygulanacak yüzeye püskürtür. Yaş yöntemde ise agrega ve çimento karışımına su da ilave edilerek meydana gelen harç yine hortum içinde basınçlı hava sayesinde püskürtme ucuna iletilir. Püskürtme ucuna gelen bu karışım hava basıncı sayesinde yüksek hızla uygulama yüzeyine püskürtülür.



## 2 ETİBAKIR A.Ş. KÜRE YERALTI İŞLETMESİ

Kastamonu ili küre ilçesi sınırlarında faaliyet gösteren EtiBakır A.Ş. Yeraltı İşletmesi Aşıköy ve Bakıbaşa olmak üzere iki yeraltı ocağından ayda 70 binton tüvenan bakır cevheri üretmektedir. Üretilen tüvenan cevher işletme sınırları içinde konsantratörde zenginleştirilerek karayolu ile İnebolu Limanı'na ve oradan da deniz ulaşımıyla Samsun EtiBakır İzabe Tesisi'ne taşınmaktadır. EtiBakır A.Ş. Küre İşletmesi bünyesinde 380 yeraltı 350 yerüstü olmak üzere toplamda 730 personel istihdam etmektedir. Tam mekanize çalışan yeraltı işletmesinde püskürtme beton grubunda 3 adet beton robotu ve toplam 7 adet yeraltı beton mikseri ile yılda ortalama 20bin metreküp püskürtme beton uygulanmaktadır.

## 3 TAHKİMAT YÖNTEMLERİNE GENEL BAKIŞ

### 3.1 Püskürtme Beton

İşletmede açılan tüm yeraltı açıklarına minimum 7cm kalınlığında püskürtme beton uygulanmaktadır. Zemin şartlarına göre püskürtme beton karışımında tel donatı kullanılmaktadır.

### 3.2 Çelik Hasır

Zeminin ayrışmış bazalt gibi zayıf olduğu durumlarda birinci kat püskürtme betonun üzerine çelik hasır uygulandıktan sonra tekrar ikinci kat püskürtme beton uygulanır. Bu işlem sonucu beton 15cm kalınlığına kadar çıkabilir.

### 3.3 Kaya Bulonları

İşletmede çimentolu rebar, split-set 39 ve swellex olmak üzere üç tip kaya bulonu kullanılmaktadır. Bunlardan çimentolu rebar ana galeri, ana rampa ve kılavuz galeriler gibi maden ömrü boyunca ayakta kalacak açıklıklarda; split-set ve swellex bulonları ise geçici süreli ayakta kalacak olan üretim panolarında kullanılmaktadır.

## 4 PÜSKÜRTME BETON UYGULAMASININ YAKINDAN İNCELENMESİ

### 4.1 Çelik Tel Donatılı

İşletmede püskürtme beton karışımında 1m<sup>3</sup> beton içeriğinde 20kg çelik tel donatı kullanılmaktadır. Çelik donatılı püskürtme beton çelik hasır tahkimatı uygulanan ve cevher galerilerinde kullanılmamaktadır. Kullanılan çelik tel 35mm uzunluğunda 0,5mm kalınlığında iki ucundan çentikli tip donatıdır.

### 4.2 Plastik Fiber Donatılı

İşletmede denemeleri yapılan plastik fiberin püskürtme beton karışımında 1m<sup>3</sup> beton içeriğinde 54mm uzunluğunda olan 5kg plastik fiber donatı kullanılmaktadır. Plastik fiber püskürtme beton yine çelik hasır tahkimatı uygulanan ve cevher galerilerinde kullanılmamaktadır.

## 5 SONUÇLAR

Çalışmada yapılan gözlem ve deneyler sonucunda plastik fiberli püskürtme betonun enerji yutma özelliğinin Efnarc Testine göre çelik fiberli püskürtme betona göre daha iyi olduğu, tek eksenli basınç dayanım testlerinde büyük bir fark olmadığı, geri sekme deneylerinde yine büyük fark olmadığı tespit edilmiştir. Fakat çelik fiberli beton içeriğindeki çelik fiberlerin madende bir süre sonra korozyona uğrayıp beton içinde yok olduğu görülmüştür. Maliyet açısından ise çelik fiber plastik fibere göre daha uygundur.

## KAYNAKLAR

- Arioğlu, E, 2008, *Püskürtme Beton Bilgi Föyleri*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, İstanbul, s.221-223
- Yüre, K, 2010, *Eti Bakır A.Ş. / Küre (Cengiz Holding) Maraş (775) Hazırlık Galerilerinde Tahkimat Sistemlerinin İncelenmesi*, İTÜ s.62-65

**YAZAR DİZİNİ**  
**AUTHOR INDEX**

Acarkan, S.	99	Dal Negro, E.	99
Acquista, C.	7	Demir, N.	601
Akay, G.	305	Demirel, S.	361
Akbay, D.	239	Derin, Z.	209
Akçın, N.A.	219	Di Cara, A.	7
Akgül, M.	103, 125	Durmuş, A.	571
Aksoy, C.O.	331, 405, 475		
Akyıldız, S.	589	Eccher, G.	369
Altındağ, R.	239	Eker, H.	559
Altuna, A.	99	Ergener, B.	183
Arioğlu, E.	139	Ergin, H.	511
Asiloğulları, E.	595	Erol, A.	649
Atik, İ.	629, 635	Ersoy, C.	465
Avcı, İ.	125	Ertunç, G.	453
Avunduk, E.	91, 151		
Aydan, Ö.	49, 209, 387	Fuoco, S.	73
Bagloo, H.	611, 619	Geniş, M.	49, 209
Balet, C.	133	Güçlü, E.	519
Bäppler, K.	1	Güçlücan, Z.	103
Başer, E.	649	Güney, İ.	125
Bayram, O.	519		
Bejari, H.	109	Hasanpour, R.	23, 35, 49
Bertero, A.	369	Herrenknecht, M.	1
Bezgin, N.Ö.	275, 379	Hızel, M.	267
Bilgin, N.	59, 139		
Binen, I.S.	157, 175	İlci, N.	59
Chimenti, E.	73	Jalili, A.	611, 619
Classen, J.	7	Janusz, L.	399
Comin, G.	7	Johansson, P.	201
Cucino, P.	369		
		Kahraman, E.	65
Çakar, Dr. B.	601	Kahraman, S.	65
Çapık, M.	83, 191, 225	Karabay, O.S.	649
Çavuşoğlu, İ.	191, 225	Karadoğan, A.	103
Çimen, S.	511	Karaman, K.	361
Çolak, O.	645	Karimnia, H.	117, 443, 611
Çomaklı, R.	133	Kaya, A.	361
Çopur, H.	151		



Kaya, B.	487	Pepino, M.	7
Kesimal, A.	361, 423	Poitrineau, N.	535
Khademi Hamidi, J.	109	Polat, C.	59, 133
Khoshrou, S.H.	529	Rahmanpour, M.	619
Kılıç, A.	413	Ramoğlu, A.	255, 601
Kılıç, N.	305	Rostami, J.	23, 35
Koç, O.	437	Sakcalı, A.	103
Kocak, P.	183	Saraiva, E.	497
Kömürlü, E.	423	Sarı, N.	649
Küçük, K.	331, 405, 475	Sayın, U.	589
Küçükertem, D.	267	Scolavino, L.	7
Kuku, S.	233, 255	Seilert, A.	281
Kuruyer, V.	157, 175	Sertabipoğlu, Z.	413
Langmaack, L.	19	Seven, S.	19, 497
Levanto, P.	19	Sezgin, S.	59
Machelski, C.	399	Shahriar, K.	529, 545
Madani, H.	545	Sarbangholi, F.S	133
Malekzadeh, S.B.	529	Soyer, E.	465
Meriç, S.	103	Sözak, N.N.	453
Mertens, M.	341	Su, O.	219
Mertyurek, E.	183	Şenkal, S.S.	465
Möröy, K.	267	Şimşek, S.	589
Mungan, T.	103	Tada, H.	295
Murat, H.	629, 635	Takahara, I.	295
Namlı, M.	267	Taşlı, E.	183
Niknam, B.	545	Tekkeşin, H.	511
Ocak, İ.	59, 323	Temel, M.	59
Onargan, T.	331, 405, 465, 475	Tokgöz, N.	157
Öner, A.	595	Traldi, D.	19
Otsuka, I.	295	Tumaç, D.	91
Özacar, V.	405	Tunçdemir, H.	519
Özaslan, H.T.	289	Turan, S.	323
Özat, M.T.	315	Ulusay, R.	387
Özat, T.	353	Uytun, H.	583
Özaydın, Y.T.	151	Ünver, B.	453
Özer, Ü.	103	Ünver, E.	315
Öztürk, H.T.	571		

Varol, A.	305, 353, 487
Yaralı, O.	191, 219, 225
Yaşar, S.	83, 191, 225
Yerlikaya, İ.M.	505
Yıldırım, C.	487
Yıldırım, E.Ü.	487
Yıldızdağ, K.	583
Yılmaz, A.O.	83, 225
Yılmaz, M.	645
Yılmaz, Ö.	233, 255, 315, 353, 487, 629, 635
Yılmaz, S.	125
Yüksel, A.	139
Zengin, M.	267