

# 붕괴절토사면의 수치해석시 암반물성치 및 해석모델에 대한 고찰

## A Study on Jointed Rock Mass Properties and Analysis Model of Numerical Simulation on Collapsed Slope

구 호 본<sup>1</sup> Koo, Ho-Bon

김 승 희<sup>2</sup> Kim, Seung-Hee

김 승 현<sup>3</sup> Kim, Seung-Hyun

이 정 엽<sup>4</sup> Lee, Jung-Yeup

### Abstract

In case of cut-slopes or shallow-depth tunnels, sliding along with discontinuities or rotation could play a critical role in judging stability. Although numerical analysis is widely used to check the stability of these cut-slopes and shallow-depth tunnels in early design process, common analysis programs are based on continuum model. Performing continuum model analysis regarding discontinuities is possible by reducing overall strength of jointed rock mass. It is also possible by applying ubiquitous joint model to Mohr-Coulomb failure criteria. In numerical analysis of cut-slope, main geotechnical properties such as cohesion, friction angle and elastic modulus can be evaluated by empirical equations. This study tried to compare two main systems, RMR and GSI system, by applying them to in-situ hazardous cut-slopes. In addition, this study applied ubiquitous joint model to simulation model with inputs derived by RMR and GSI system to compare with displacements obtained by in-situ monitoring. To sum up, numerical analysis mixed with GSI inputs and ubiquitous joint model proved to provide most reliable results which were similar to actual displacements and their patterns.

### 요    지

절토사면 및 천심도 터널의 경우 불연속면을 따른 블록의 미끄러짐 및 회전 등이 안정성에 큰 영향을 미친다. 절토사면이나 터널의 초기 설계 단계에서 안정성 검토를 위해 수치해석을 널리 사용하는데, 대부분의 상용화된 프로그램들은 연속체 해석에 기반을 두고 있다. 불연속면을 고려하여 연속체 해석을 수행할 수도 있으며, 절리를 포함한 암반자체의 강도를 감소시킴으로써 모사하는 것이 대표적인 방법이다. 또한, 연속체 해석방법인 Mohr-Coulomb 모델에 편재 절리모델 (ubiquitous joint model)을 적용함으로써 불연속면을 고려하는 방법이 있다. 절토사면의 수치해석시 주 입력치인 절리암반의 접착력, 마찰각, 탄성계수 등은 암반분류법(rock classification system)에 의한 경험식으로 도출할 수 있으며, 본 논문에서는 이 중 RMR 및 GSI 시스템에 의한 경험식을 통해 얻은 입력치를 실제 위험절토사면에 적용함으로써 두 시스템의 차이를 비교해 보고자 하였다. 또한 RMR 및 GSI 시스템으로 도출한 입력치에 편재절리모델을 혼합하여 적용함으로써 계측을 통해 얻은 변위량 및 변위양상과의 차이를 분석하였다. 분석 결과 GSI 시스템으로 도출한 입력치에 편재절리모델을 혼합하였을 경우의 수치해석결과가 실제현장의 변위량 및 변위양상과 가장 유사한 결과를 얻을 수 있음을 확인할 수 있었다.

**Keywords :** Cut-slope, FLAC, GSI, RMR, Ubiquitous joint model

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재환경연구실 책임연구원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Disaster and Environ. Research Div., KICT, hbkoo@kict.re.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재환경연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Disaster and Environmental Research Div., KICT)

3 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재환경연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Disaster and Environmental Research Div., KICT)

4 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재환경연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Disaster and Environmental Research Div., KICT)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

천심도 터널이나 절토사면의 경우 연암 이상의 양호한 암반을 만나게 되면 절리, 단층, 암맥, 습곡 등 여러 가지 불연속면에 의해 개개의 블록으로 분리되는 양상을 띠게 된다. 구조물 상부 얇은 심도의 경우 작용하는 현지암반응력이 사면이나 터널의 안정성에 영향을 미칠 정도로 크지 않기 때문에 오히려 불연속면을 따라 발생하는 블록의 미끄러짐 및 회전 등이 터널이나 사면의 안정성에 더 큰 영향을 미치게 된다. 이와 같은 절토암반사면이나 터널의 초기설계단계에서 이루어지는 수치해석은 주로 설계단면의 안정성 및 안전율 검토에 그 목적을 두고 있다.

수치해석은 크게 불연속체해석과 연속체해석으로 나눌 수 있다. 불연속체 모델에 의한 해석은 절리암반의 개별 블록들의 움직임을 일일이 계산하므로 실제의 거동과 가장 근접한 해석방법이라고 할 수 있지만, 현재의 지반조사 수준으로는 사면 및 터널 내부의 절리발달사항을 정확히 파악하기가 불가능하고, 계산용량이 과다하게 소요된다는 단점을 가지고 있다. 반면에 연속체 모델에 기반을 둔 해석방법은 모델 설정이 용이하고 계산 속도가 빠르며 이미 상용화된 프로그램이 많이 개발되었다는 장점이 있지만, 연속체에 가까운 토사와 달리 불연속체인 절리암반을 모사함에 있어 실제 사면이나 터널의 거동 특성을 실질적으로 표현하는 것에는 많은 한계성을 지니고 있다. 불연속체 해석과 연속체 해석의 이러한 단점들을 극복하기 위해 불연속면이 고려된 연속체 해석을 수행하는 방향으로 연구들이 활발히 진행중에 있다.

불연속면을 고려하여 연속체 해석을 수행하는 경우 절리암반의 강도를 감소시킴으로써 해석을 수행할 수 있다. 현재 국내에서는 RMR(Rock Mass Rating)에 의한 경험식으로부터 얻은 물성을 적용시키는 방법이 가장 널리 사용되고 있으며, 그 밖에 Q system에 의한 경험식도 사용되고 있다. GSI(Geological Strength Index)에 의한 경험식으로부터 절리암반의 물성을 도출하는 시스템을 이용하여 절리를 포함한 암반의 강도를 구하기도 한다(Hoek and Brown, 1997). Marinos 등(2005)은 불연속면이 존재하여 이방성을 가진 암반의 경우 GSI 시스템이 주요 불연속면을 혼합하여 적용하는 안을 제안하기도 하였다. 현재도 다양한 시스템을 적용하여 암반의 강도 및 물성을 추출하는 방법이 국내외 연구진에 의해

활발히 진행되고 있다(Karmen과 Borut, 2004; 선우춘 등, 2004).

연속체 해석방법인 Mohr-Coulomb 모델에 편재절리모델 (ubiquitous joint model)을 적용함으로써 불연속면을 고려하는 방법이 있다. 편재절리모델은 불연속면에 의해 블록으로 나누어진 불연속면 암반을 불연속면의 특성이 반영된 물성을 가진 등가연속체로 간주하여 해석하는 것이다. 편재절리모델은 주요 불연속면 1, 2개만을 반영하므로 완전한 불연속체 해석방법에 비해 보수적인 결과를 도출할 수 있다(한국암반공학회, 2007).

본 연구에서는 한국건설기술연구원에서 조사한 11개 봉괴절토사면 및 터널갱구부 사면에 대하여 RMR 및 GSI에 의한 경험식을 활용하여 절리암반의 물성을 도출하였으며, 이를 통하여 두 시스템의 차이를 비교하고자 하였다. 또한, 실제변위가 발생한 터널갱구부 사면에 대하여 RMR 및 GSI에 의한 경험식으로 도출한 절리암반물성을 적용하고, 추가로 편재절리모델을 혼합함으로써 실제 변위량 및 변위양상과 가장 유사한 결과를 도출하는 해석방법에 대해 고찰하고자 하였다. 이를 통하여 절리를 포함한 암반의 연속체 해석에서 가장 효율적인 접근방법에 대해 논하였다.

## 2. RMR 및 GSI 시스템에 의한 절리암반의 물성

### 2.1 RMR에 의한 절리암반 물성산정

RMR 값은 암석의 일축 압축강도, 암질지수(R.Q.D.), 불연속면의 평균간격, 불연속면의 상태 및 지하수의 상태 등을 고려한 각 요소의 배점을 합하여 산출하게 되며, RMR 값을 이용한 다양한 경험식으로부터 절리를 포함한 암반의 물성치를 도출할 수 있다(Bieniawski, 1978). 특히, 암반의 변형계수(deformation modulus)는 모든 수치해석에서 매우 중요한 변수로 작용한다. 본 연구는 Bieniawski(1978)와 Serafim & Pereira(1983)에 의해 제안된 경험식인 식 (1)과 식 (2)를 적용하여 절리를 고려한 변형계수를 산출하였다. 이 중 식 (2)는  $RMR > 10$  이상인 범위에서 적용이 가능하다는 장점이 있으나 암반이 불량한 경우에는 변형계수가 너무 높게 나오는 경향이 있다는 단점이 제기되고 있으므로 사용상 주의를 요한다(Hoek and Diederichs, 2006).

$$\text{Bieniawski : } E = 2RMR - 100 \text{ (GPa)} \quad (1)$$

$$\text{Serafim \& Pereira : } E = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \text{ (GPa)} \quad (2)$$

절리암반의 점착력과 내부마찰각을 산정하는 과정에는 Bieniawski(1989)와 Trueman(1988)이 제안한 경험식인 식 (3)과 식 (4)를 사용하였다.

$$c' = 5 \times \text{RMR} \text{ (kPa)} \quad (3)$$

$$\phi' = 0.5\text{RMR} + 5^\circ \quad (4)$$

## 2.2 GSI에 의한 절리암반 물성산정

Hoek과 Brown(1997)은 기존의 경험식들이 암질이 불량한 암반에 적용할 수 없다는 점을 보완하기 위하여 몇 번의 수정작업을 거쳐 식 (5)와 같은 경험식을 제안하였으며, 이 식은 일반화된 Hoek-Brown 식으로 불리고 있다.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}' \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}'} + s \right)^a \quad (5)$$

여기서,  $m_b = m_i \exp\left(\frac{\text{GSI}-100}{28}\right)$ ,

$$s = \exp\left(-\frac{\text{GSI}-100}{9}\right),$$

GSI>25에 대해  $a=0.5$ ,

$\sigma_1'$ 과  $\sigma_3'$ 는 파괴시 최대 및 최소 주응력,  
 $m_b$ 는 암반에 대한 Hoek-Brown 상수 값,  
 $s$ 와  $a$ 는 암반의 성질에 좌우되는 상수,  
 $\sigma_{ci}'$ 는 신선암의 일축압축강도

주어진 암반에서 파괴시 주응력을 사이의 관계는 실험실 시험에 의해 결정되는 신선암의 일축압축강도  $\sigma_{ci}'$ 와 상수  $m_i$ 에 의해서 정의된다. 최대( $\sigma_1'$ ) 및 최소( $\sigma_3'$ )주응력의 관계는 선형적이며, Mohr-Coulomb의 파괴조건은 식 (6)과 같다.

$$\sigma'_1 = \sigma_{cm} + k\sigma'_3 \quad (6)$$

여기서,  $\sigma_{cm}$ 은 암반에서의 일축압축강도이고,  $k$ 는  $\sigma_1'$ 과  $\sigma_3'$ 의 상관관계에서의 기울기를 나타낸다. 내부마찰각( $\phi'$ )과 점착력( $c'$ )의 값을 식 (7) 및 식 (8)로부터 계산될 수 있다.

$$\sin\phi' = \frac{k-1}{k+1} \quad (7)$$

$$c' = \frac{\sigma_{cm}(1-\sin\phi')}{2\cos\phi'} \quad (8)$$

매우 불량한 암반에 대해서 RMR 값을 산정하기 곤란한 점을 극복하기 위하여 GSI 개념을 도입하여 강도정수 값을 결정하는 방법이 제시되었다. GSI 값은 지보설계 지침 등을 제공하는 RMR이나 Q 분류법과는 달리 암반의 강도정수를 추정하는데 주 목적이 있다. RQD 값에 대한 의존성이 높은 RMR이나 Q 시스템과는 달리 GSI 값은 RQD를 배제하고 기본적인 현지 암의 불연속면의 상태 및 지질구조의 산출 상태 등에 초점을 맞추기 때문에 암반의 물성치 산정을 위해 개발된 특화된 시스템이라고 할 수 있다(선우춘 등, 2004; Marinos 등, 2005). GSI 값을 산정하는 데에는 암반의 절리발달구조와 불연속면 표면상태의 2가지 요소가 주 변수로 활용되고 (그림 1), 지질학적인 암종 구분에 따라 Hoek-Brown 상수값인  $m$ 을 결정할 수 있다(그림 2). GSI 값은 여러 나라에서 다양하게 적용되고 있으나, 숙련자의 경험 및 판단이 필요하다는 한계로 인하여 국내에서는 석회석 광산 등 일부에만 적용되었을 뿐 아직 활성화되지 않고 있는 것으로 판단된다. 국내 석회석 광산의 경우 RMR

| ROCK MASS CHARACTERISTICS FOR STRENGTH ESTIMATES |   |  |  |  |   |
|--|---|--|--|--|---|
| STRUCTURE  | SURFACE CONDITIONS                                  |  |  |  |   |
|  | VERY GOOD<br>Very rough, fresh unweathered surfaces | GOOD<br>Rough, slightly weathered, iron stained surfaces | FAIR<br>Moderately weathered or altered surfaces | Poor<br>Smooth, highly weathered surfaces with slickensides, high weathering or filling of angular fragments | VERY POOR<br>Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or filling of soft clay coatings or fillings |
| B/VG   | B/G   | B/F  | B/P  | B/VP   |   |
| VB/VG  | VB/G  | VB/F   | VB/P   | VB/VP  |   |
| BD/VG  | BD/G  | BD/F   | BD/P   | BD/VP  |   |
| D/VG   | D/G   | D/F  | D/P  | D/VP   |   |

그림 1. GSI Chart(Hoek and Brown, 1997)

| Rock type   | Class                      | Group     | Texture              |   |                            |                  |
|-------------|----------------------------|-----------|----------------------|---|----------------------------|------------------|
|             |                            |           | Coarse               | Medium                                  | Fine                       | Very fine        |
| SEDIMENTARY | Clastic                    |           | Conglomerate<br>(22) | Sandstone<br>19                         | Siltstone<br>9             | Claystone<br>4   |
|             |                            |           |                      |   | —Greywacke—                |                  |
|             | Non-Clastic                | Organic   |                      | (18)                                    |                            |                  |
|             |                            |           |                      | 7                                       | —Chalk—                    |                  |
|             |                            |           |                      |   | —Coal—                     |                  |
|             |                            | Carbonate | Breccia<br>(20)      | (8-21)<br>Sparitic<br>Limestone<br>(10) | Micritic<br>Limestone<br>8 |                  |
|             |                            | Chemical  |                      | Gypstone<br>16                          | Anhydrite<br>13            |                  |
| METAMORPHIC | Non-foliated               |           | Marble<br>9          | Hornfels<br>(19)                        | Quartzite<br>24            |                  |
|             | Slightly foliated          |           | Migmatite<br>(30)    | Amphibolite<br>25-31                    | Mylonites<br>(6)           |                  |
|             | Foliated*                  |           | Gneiss<br>33         | Schists<br>4-8                          | Phyllites<br>(10)          | Slate<br>9       |
| IGNEOUS     | Light                      |           | Granite<br>33        |   | Rhyolite<br>(16)           | Obsidian<br>(19) |
|             |                            |           | Granodiorite<br>(30) |   | Dacite<br>(17)             |                  |
|             | Dark                       |           | Diorite<br>(28)      | Dolerite<br>(19)                        | Andesite<br>19             |                  |
|             |                            |           | Gabbro<br>27         |   | Basalt<br>(17)             |                  |
|             |                            |           | Norite<br>22         |   |                            |                  |
|             | Extrusive pyroclastic type |           | Agglomerate<br>(20)  | Breccia<br>(18)                         | Tuff<br>(15)               |                  |

\*These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

그림 2. 암종에 따른  $m$  값의 분류(Hoek and Brown, 1997)

을 이용하여 결정된 암반강도에 있어서는 한계점이 존재하며, GSI를 이용하여 암반의 강도를 추정하는 것이 효과적이라고 연구된 바 있다(선우준 등, 2004).

대부분의 지반공학 프로그램들은 그 간편성으로 인하여 점착력과 마찰각으로 표현되는 Mohr-Coulomb 파괴 기준에 근거를 두고 개발되었다. 직선형태인 Mohr-Coulomb 파괴기준과 달리, Hoek-Brown 파괴기준의 경우 곡선형태이기 때문에 Hoek와 Brown(1997)은 곡선을 직선으로 근사화시켜 점착력 및 마찰각을 도출하는 방법을 제안하였다. 본 연구에서는 Hoek와 Brown(1997) 등이 제안한 근사화 과정에 기반하여 절리암반의 물성 및 강도정수를 도출하였으며, 계산 과정은 참고논문(Hoek and Brown, 1997)에 자세하게 서술되어 있으므로 생략하였다.

### 3. 편재절리 모델

탄소성 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용하는 것은 절리암반의 파괴메커니즘의 범위를 제한할 수 있다. 이는 특정한 지질학적 요소에 의해 파괴의 전체조건이 영향을 받을 수 있기 때문이다. 즉, 절리나 단층 등의 불연속면에 의해서 전체거동이 영향받을 수 있으며, 이러한 고려 없이 연속체 해석을 적용한다면 지질학적인 요소들이 간과될 수 있다(이종선 등, 2005). Holland와 Lorig(1997)은 RMR

시스템으로 암반의 물성치를 산정하고 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 일반적인 수치해석을 수행할 경우 불연속체 해석모델을 사용하여 도출한 결과보다 보수적인 값을 도출한다고 논하였으며, Marinos 등(2005)은 불연속면이 존재하여 이방성을 보이는 절리암반의 경우 GSI 값으로 도출한 물성치에 주요 불연속면을 혼합하여 적용하는 것이 더욱 신뢰성있는 결과를 보인다고 논하였다. 편재절리모델은 등가 연속체 모델(equivalent joint model 혹은 compliant joint model)이라고도 불리는데, 근본적인 원리는 불연속면에 의해 블록으로 나누어진 불연속암반을 불연속면의 특성이 반영된 물성을 가진 균질연속체로 간주하여 해석하는 것이다(박연준과 Dawson, 1997). 편재절리모델은 항복 이전에는 탄성거동을 보이지만, 항복이 발생하면 완전 소성체의 거동을 하며 종래의 소성유동법칙을 따른다. 본 모델의 경우 근본적으로 절리가 발달한 암반을 구현하는 것이므로, 매질의 파괴는 매질 내의 불연속면에서만 발생하고, 무결암(intact rock)은 파괴되지 않는다(박연준과 유광호, 1998). 편재절리 모델은 그림 3과 같이 일정방향의 불연속면이 무한히 내재되어 있는 형태라고 생각할 수 있으며, 절리암반의 물성치 중 특히 점착력에 민감한 영향을 미친다(Clark, 2006).

편재절리모델을 적용하여 암반의 강도를 평가한 사

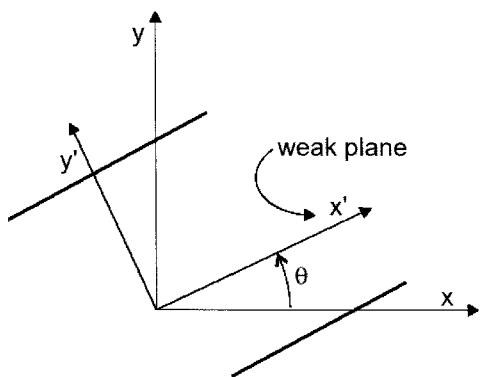


그림 3. 편재절리모델에서 적용되는 무한 불연속면(FLAC Version 5.0, 2005)

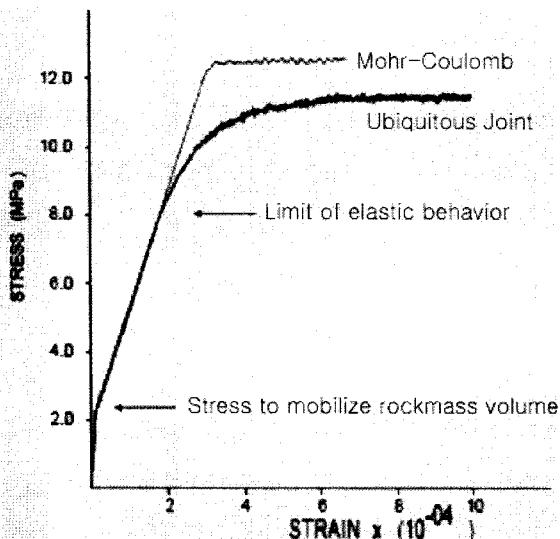


그림 4. Mohr-Coulomb 모델과 편재절리모델의 차이(Clark, 2006)

레가 Clark(2006)에 의해 제시되었다. 그림 4는 연속체 해석에 기반을 둔 Mohr-Coulomb 모델(M-C 모델)을 편재절리모델에 의해서 도출한 암반의 거동과 비교하고 있다. 두 모델은 항복전까지는 비슷한 거동을 보이나, 항복점을 넘어서부터는 M-C 모델이 탄성 거동을 지속적으로 보여주는 것에 비해서, 편재절리모델은 비선형 거동을 보이는 차이를 가지게 된다. 불연속면을 따라 점진적으로 전단이 발생하면서 소성영역으로 진입한 후 비선형적인 연화 거동(softening behavior)을 나타내는 것이 지반공학적인 관점에서 실제 절리를 포함한 암반의 파괴거동과 잘 부합한다.

#### 4. RMR 및 GSI 시스템에 의한 절리암반의 물성 도출

본 연구에서는 RMR 및 GSI 시스템의 비교를 위해

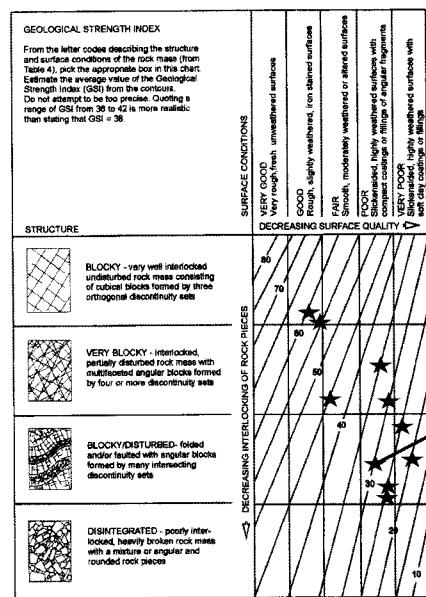


그림 5. 11개 사면에 대한 GSI값 선정

한국건설기술연구원에서 조사한 11개 절토사면 및 터널 쟁구부사면을 사례로 선정하였다. 각 위험절토사면에 대해 현황도 작성(face mapping) 및 상세현장조사를 실시함으로서 RMR 및 GSI 값을 산정하는데 필요한 자료를 수집하였으며, GSI의 도출 예로서 11개 암반사면에 대한 GSI 도출 결과를 그림 5에 나타내었다. 최종적으로 도출한 절리암반의 점착력, 마찰각 및 탄성계수 값은 표 1에 나타냈고, 그림 6~그림 8에 각각 도출된 점착력, 마찰각 및 탄성계수 값들을 비교하여 그래프로 나타냈다.

RMR 및 GSI 시스템의 의해 도출한 점착력 값을 비교해보면, 그림 6에서 보듯이 GSI 시스템으로 도출한 값이 RMR 시스템으로 도출한 값보다 모든 현장에서 크게 나옴을 확인할 수 있다. Cai 등(2004)은 GSI 관련 연구에서 Hoek와 Brown(1997)에 의해 제안된 GSI 시스템이 근거한 곡선형태의 Hoek-Brown 파괴기준을 Mohr-Coulomb 파괴기준 형태로 직선화시키는 과정에서 삼축시험을 통해 얻은 값보다 평균적으로 25%정도 큰 점착력 값이 도출됨을 확인하였다. 하지만 본 사례연구에서는 GSI 시스템으로 도출한 값을 RMR 시스템으로 도출한 값과 비교할 경우 그 차이는 더욱 벌어져 최소 2~3배, 심한 경우에는 5배가 넘는 차이가 발생하는 것으로 확인되었다.

두 시스템에 의해 도출한 마찰각 값을 비교해 보면, 그림 7에서와 같이 뚜렷한 경향 없이 큰 차이를 보이지 않음을 확인할 수 있다. 마지막으로 RMR 및 GSI 시스템으로 도출한 탄성계수 값을 비교해보면, 그림 8에서 보듯

표 1. 11개 사면에 대한 암반물성치 도출

| 번호 | 현장 | RMR 시스템 |               |            |                           | GSI 시스템 |    |                     |               |            | 비고                        |      |
|----|----|---------|---------------|------------|---------------------------|---------|----|---------------------|---------------|------------|---------------------------|------|
|    |    | RMR     | C ( $t/m^2$ ) | $\Phi$ (°) | E ( $\times 10^3 t/m^2$ ) | GSI     | m  | $\sigma_{ci}$ (MPa) | C ( $t/m^2$ ) | $\Phi$ (°) | E ( $\times 10^3 t/m^2$ ) |      |
| 1  | 울진 | 40      | 20            | 25         | 562                       | 30      | 10 | 22                  | 65            | 26         | 150                       | 천매암  |
| 2  | 덕천 | 23.4    | 11.7          | 16.7       | 147                       | 20      | 4  | 34.9                | 44            | 16         | 105                       | 탄질세일 |
| 3  | 향가 | 61      | 30.5          | 35.5       | 1,880                     | 35      | 15 | 152.7               | 546           | 30.9       | 421.7                     | 응회암  |
| 4  | 성암 | 38      | 19            | 24         | 501                       | 37      | 8  | 62.8                | 196           | 26.2       | 374.96                    | 석회암  |
| 5  | 석현 | 39      | 19.5          | 24.5       | 531                       | 15      | 33 | 19.2                | 48            | 31.3       | 584.3                     | 화강암  |
| 6  | 신시 | 46      | 23            | 28         | 794                       | 26      | 6  | 52.3                | 123           | 21.2       | 181.66                    | 편암   |
| 7  | 독상 | 29.8    | 14.9          | 19.9       | 313                       | 24      | 10 | 38.6                | 83            | 24.3       | 139.09                    | 천매암  |
| 8  | 용곡 | 46.2    | 23.1          | 28.1       | 804                       | 43      | 8  | 120.0               | 421           | 27.7       | 668.34                    | 편암   |
| 9  | 갈문 | 56      | 28            | 33         | 1,413                     | 60      | 15 | 52.8                | 301           | 37.7       | 1,292.16                  | 응회암  |
| 10 | 운알 | 60      | 30            | 35         | 1,778                     | 60      | 33 | 127.5               | 835           | 44.9       | 1,778.28                  | 편마암  |
| 11 | 관전 | 41.7    | 20.9          | 25.8       | 620                       | 25      | 4  | 69.5                | 108           | 17.9       | 197.69                    | 편암   |

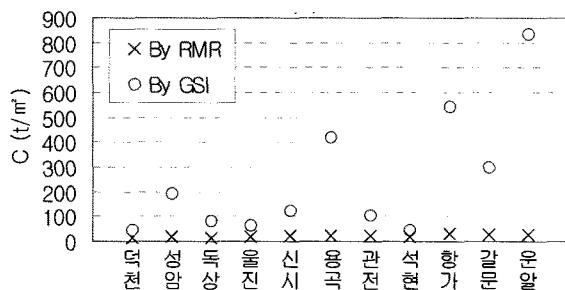


그림 6. RMR 및 GSI 시스템에 의해 도출된 접착력 비교

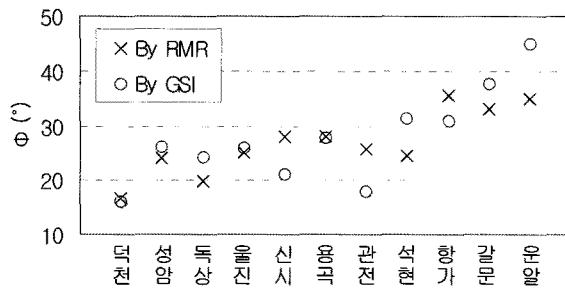


그림 7. RMR 및 GSI 시스템에 의해 도출된 마찰각 비교

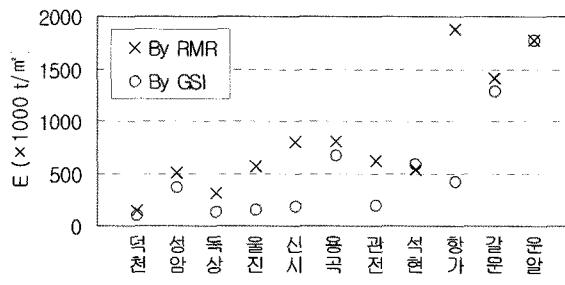


그림 8. RMR 및 GSI 시스템에 의해 도출된 탄성계수 비교

이 접착력의 경우와는 반대로 대부분의 현장에서 RMR 시스템으로 도출한 탄성계수 값이 GSI 시스템으로 도출한 값보다 크게 나옴을 확인할 수 있다. 앞에서 언급

했듯이 RMR 값에 근거하여 암반의 탄성계수를 도출할 경우, 암반이 불량한 경우 실제값보다 더 큰 탄성계수 값을 도출할 수 있다는 단점이 지적되었으며 이러한 단점이 결과에 반영된 것으로 간주할 수 있다. 즉, 점착력은 RMR에 근거한 값이, 그리고 탄성계수 값은 GSI에 근거한 값이 더 작은 값을 도출하는 경향을 찾아낼 수 있었으며, 이러한 차이에 착안하여 다음 단계인 수치해석을 진행하고자 하였다.

## 5. 현장 적용

### 5.1 현장 조사

#### 5.1.1 현장 개요

본 연구에서는 울진군 기성면 정명리와 울진군 원남면 덕신리를 잇는 신설노선 구간 중 울진군 기성면 망양리에 설치될 예정인 00터널 입출구부에 위치한 절토사면을 선정하여 수치해석을 수행하였다. 00터널은 쌍굴형의 타입으로 울진방향 입구부와 포항방향 출구부로 이루어져 있으며, 포항방향 출구부는 울진방향 입구부로부터 북쪽으로 약 60m 떨어져서 시공 중에 있다. 터널 주변의 사면은 터널 입출구부를 바라보면서, 우측사면(사면방향 : 55/075(dip/dip direction)), 정면사면, 좌측사면으로 구성되며, 전체적으로  $\Sigma$ 자 형태로 이루어져 있다. 주요 논의대상 사면은 우측사면으로, 총연장 85m(STA.7+020~7+105), 최대높이 45m의 혼합사면이며, 울진방향 터널 입구부에 직접 인접하여 존재한다(한국건설기술연구원, 2007).

연구지역을 구성하는 암석은 하부로부터 선캡브라아기 암석인 원남통의 원남층과 동수곡층이고, 이를 관입

한 평해화강암과 화강편마암으로 구성되며, 연구지역의 암석은 천매암과 편암이 주요 구성암석으로서 원남통의 동수곡층에 대비된다(윤석규와 신병우, 1963).

원남층은 일반적으로 편마상 또는 편리구조가 발달되며, 지역적으로 안구상 구조가 현저히 발달된 편마암층이 분포하기도 한다. 이들 암층의 전반적인 주향은 NE-SW 방향이며, 50~80°의 경사로 서북쪽으로 경사지나, 경우에 따라 수직 또는 동남쪽으로 기울어 있기도 하다. 원남층을 이루고 있는 편암과 화강편마암과의 접촉부의 경우 그 경계가 명확하지 못하며, 이 지역의 원남층의 편리의 방향은 N40°W 방향으로 전반적인 주향방향과는 차이가 뚜렷하다.

동수곡층은 00터널 주변부의 분포 암석으로 편암과 천매암이 반복되는 형태로 노출된다. 동수곡층과 원남층의 경계는 주변 화강암질의 영향으로 명백하지 않지만 정합 관계로 추정된다. 망양 지역 내 동수곡층의 편암의 주향은 N70°W~EW이며, 편암의 우백대 발달 부분은 비교적 견고한 암반이 확보되어 있는 반면 편암의 우흑대 발달 부분과 천매암 노출 부분은 판열성에 의해 쉽게 조개짐이 발생하는 상황이다.

우측사면에 나타나는 주요 편리의 발달 방향은 60/040이며, 터널 쟁구부에 가까워질수록 편리의 경사는 점차 수직에 가까워지는 형태이며, 울진 방향 터널 입구부 내 굴착부에서는 편리의 방향이 역방향으로 전환되기 시작하고, 포항 방면 터널 쟁구부에 이르러는 대규모 습곡의 배사축을 형성하고 있다. 습곡배사축 부분의 구성암석은 탄질을 포함한 천매암으로 암반강도가 현저히 떨어진다.

터널 주변에서 관찰되는 주요 소규모 단층은 편리 발달 방향과 거의 유사하므로 최초 편리면 형성 이후 광역 지구조 운동의 영향으로 편리 방향을 따라 재동(reworking)

된 것으로 판단된다. 소규모 단층들은 폭 10~20cm의 단층점토(fault gouge)를 포함하는 것이 특징으로, 단층점토는 수리 조건상 젖음(wet)에 해당된다. 그러나 본 단층의 경사방향은 절토사면의 경사방향에 대하여 거의 수직이므로 발달 방향만 고려한다면 안정하다고 할 수 있다. 이상의 관찰 결과들을 종합하여 연구대상 현장의 GSI 값을 산출하는데 있어서 불연속면 표면조건은 Poor를 선택하였으며, 지질구조는 Blocky/Disturbed를 사용하여 30의 GSI 값을 결정하였다(그림 5). 그리고 m값은 천매암에 해당하는 10으로 결정하였다.

### 5.1.2 변위 계측

터널 쟁구부 소단 상부 및 범면에는 폭 2~5cm의 인장균열이 다수 관찰된다. 솗크리트 부분의 인장균열은 STA.7+075~105 구간에서 발생된 인장균열과 이어져 발생된 것으로 보이며, 인장균열의 방향성은 사면방향과 역구배를 이루고 있어 3~5cm 정도 단차를 유지하며 그림 10(b)과 같이 사면반대 방향으로 발생되었다. 이들 속크리트의 붕괴 형태는 사면 한쪽의 침하량이 상대적으로 많음을 보여주는 것이며 이는 입구부 사면의 좌측범면에서 발생된 인장균열이 연결되는 형태로 판단된다. 현장조사를 시행했을 당시의 시점(2007년 1월)을 기준으로 00터널은 7m 정도 반단면 굴진(STA.7+103→STA.7+110)을 한 상태에서 막장을 속크리트로 폐쇄했으며, 강관다단을 50cm 간격의 1열로 120° 범위내에서 보강을 실시한 상태였다. 터널 내부는 1m 간격으로 강지보공을 설치하였으나, 7m 지점에서 시공된 강지보공 연결 볼트 중 우측부 2개소가 탈락되어 터널보강 기능을 제대로 수행하기 어려운 실정이며, 인접부근 벽체 하단부는 속크리트가 탈락되어 지하수가 일부 유출되었고 백태현상이 관찰된다(그림 9와 그림 10). 그림 9는

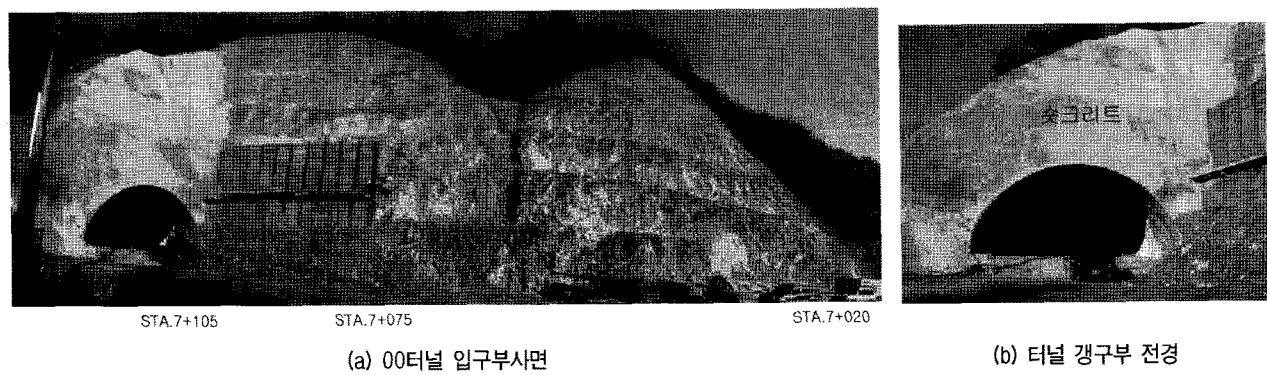
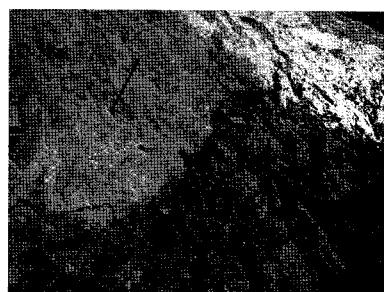


그림 9. 00터널 입구부사면 및 터널 쟁구부에 대한 전체모습

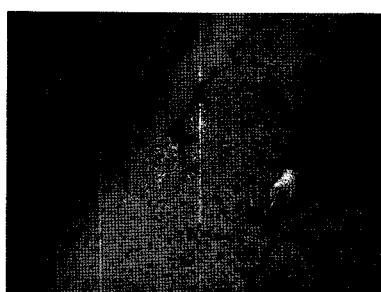
본 사례연구 대상 00터널의 입구부사면(a) 및 터널갱구부 전경(b)를 나타내고 있으며, 그림 10은 위에서 서술한 인장균열 현황 중 사면 내 인장균열 발생 상황(a), 터널 갱구부 상단에서 발생한 인장균열(b) 및 연약대를 따라 약대 지반 부위가 함몰된 양상의 붕괴발생 형태 모식도(c)를 나타내고 있다.

현장에서 계측한 자료에 따르면 입구부 사면의 법면과 상부자연사면 내 발생된 인장균열의 수는 총 10 개이다. 또한 울진방향 터널의 굴진을 시작하고 포항방면 접

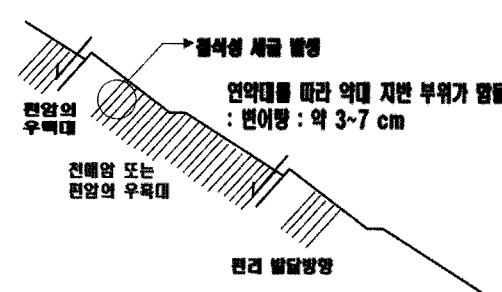
근 도로를 개설하는 공사 중에 최초 인장균열이 발생된 것으로 보고되어 있다. 1번~4번 균열은 입구사면의 STA.7+075~7+095 구간의 4소단 상부 법면에 존재하는 것이며, 5번~7번 균열은 울진방향 터널 갱구부 상단 속크리트 피복부의 4소단부에 존재하는 것이다. 또한 9번과 10번 균열은 터널 갱구부 사면 상단 상부자연사면 내 균열이었다(그림 11). 인장균열의 발생 형상을 살펴 보았을 때, 터널 갱구부 상단의 인장균열(5번~7번)은 입구부 사면 측에서 발생된 인장균열(1번~4번)



(a) 입구부 사면 인장균열



(b) 갱구부 상단 인장균열



(c) 붕괴발생 형태 모식도

그림 10. 사면법면부, 터널갱구부 균열양상 및 붕괴모식도

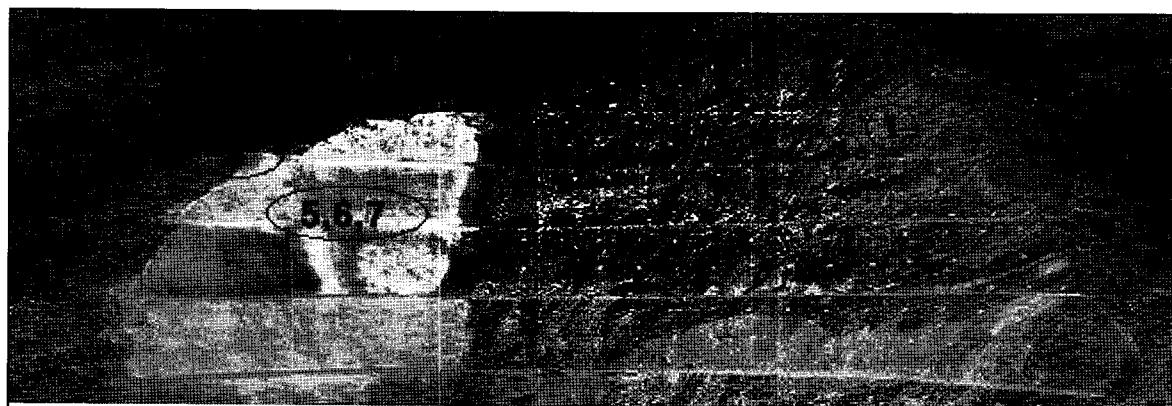
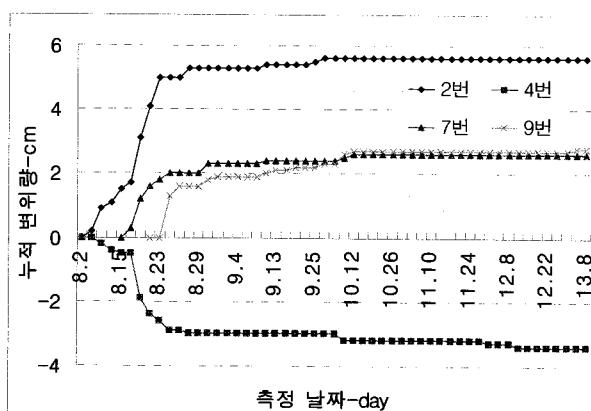
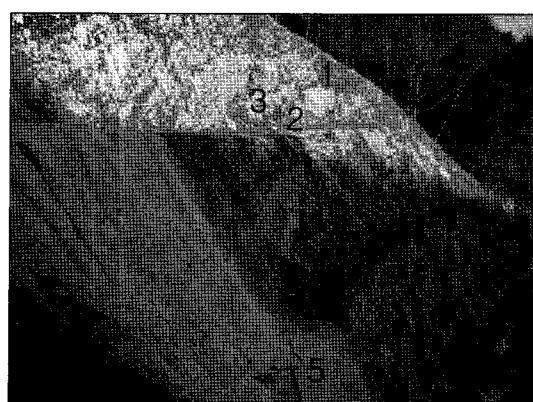


그림 11. 입구부 사면 인장균열 발생 위치



(a) 절토사면 법면부 인장균열 모니터링



(b) 인장균열 연결상태

그림 12. 인장균열에 대한 현장계측자료 및 입구부사면~터널갱구부상단의 균열연결성

의 연장선 상에 놓인다(그림 12(b)). 3번 균열을 제외한 1번, 2번, 4번의 균열 확장폭은 2~5cm의 범위에 놓이며, 5번~7번 균열의 경우 확장 폭이 2cm에 불과하다. 즉, 터널 쟁구부 상단부의 인장균열은 자발적으로 확장된 것이라기보다는 입구부 사면의 측법면에서 발생한 인장균열의 확장, 토텁자 세줄, 약대의 후방 전도 현상 등에 기인하여 연차적으로 발생된 것이라고 할 수 있다.

터널입구부에서도 터널에 작용하는 편토압으로 인하여 내공변위가 발생하였다. 본 연구에서는 터널 내부에 대해 3D 스캐닝을 실시하여 발생된 내공변위를 정량적으로 조사하였다. 터널의 내공변위 조사는 터널 입구부를 포함하여 STA.7+100~110 구간을 대상으로 하였으며, 총 3회에 걸쳐 터널 스캐너 내공단면을 측정하였다. 터널 3D 스캐닝을 위해 사용된 장비는 지오데이터(Geodata)사에서 만든 LMS-Z360i로서, 본 장비는 사각 영역을 최소화하여 최상의 포인트클라우드(pointcloud)를 신속히 얻을 수 있으며, 이를 통하여 터널 및 지하동굴의 체적,

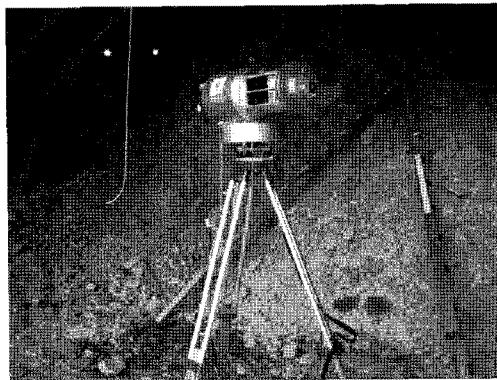
형상, 치수 등의 3차원 자료를 취득한다는 특징을 가지고 있다. 터널의 내공변위를 확인하기 위하여 터널 입구 부인 STA.7+100 지점에 LMS-Z360i를 설치하고 장비에서 발사되는 레이저를 반사시킬 수 있는 타겟을 터널내부에 부착시켰으며, 터널 입구부인 STA.7+100부터 공사 중지 시험인 STA.7+110 까지 단면 형상 자료를 취득하였다(그림 13). 취득한 영상은 그림 14(a)와 같은 형상을 보이며 획득한 데이터를 분석하여 STA.7+110 지점의 경우 약 6mm의 최대내공변위를 도출할 수 있었다(그림 14(b))。

## 5.2 수치해석 조건

본 수치해석 단계에서는 절토사면을 포함한 터널쟁구부의 변위양상 및 크기를 확인하기 위해 FLAC을 이용하였다. FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)은 유한차분법을 이용한 지반 범용 프로그램으로 지반요소,

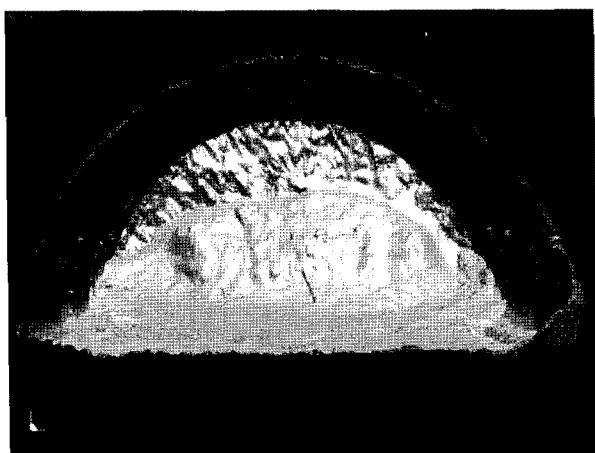


(a) Target 부착

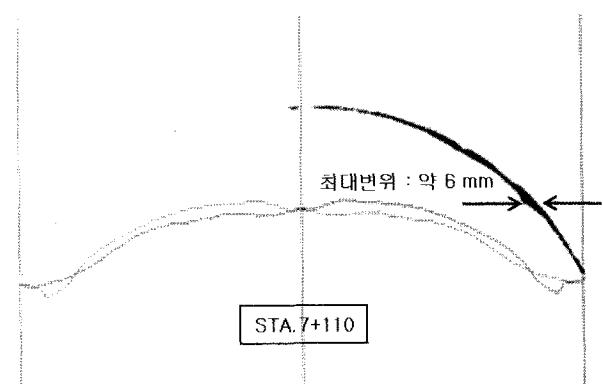


(b) 3D 스캐닝

그림 13. 터널 3D 스캐닝 시험 순서



(a) 터널 스캐닝 데이터



(b) STA.7+110 지점 내공변위

그림 14. 터널 3D 스캐닝 시험 결과

표 2. 00터널 수치해석 조건

| 구분   | 해석위치       | 보강공법                             | 굴착공법 | 하중분담율    |
|------|------------|----------------------------------|------|----------|
| 00터널 | STA. 7+110 | - 강관다단 1열 (0.5m 간격)<br>- Type VI | 반단면  | 40-30-30 |

보요소, 케이블 요소 등의 구성요소를 사용한다(Itasca, 2005). 00터널의 경우, 울진방향으로 7m 정도 반단면 굴진작업 후 강관다단을 0.5m 간격으로 1열로 시공한 상태이며, 터널 내 우측면 부분에 콘크리트 탈락 및 종방향 균열이 발생되어 있다. 또한 현장개요에서 서술했듯이 쟁구부 상단 벽면에도 소단부를 중심으로 균열이 수개소 발생되어 있다. 본 수치해석 단면은 STA.7+103~7+110까지의 굴착 구간 중 토압의 영향을 가장 많이 받는 지점인 STA.7+110 부근을 대표단면으로 결정하였다. 수치해석을 수행하면서 0.5m 간격의 강관다단 1열 및 Type VI의 보강공법을 적용하였고, 반단면 굴착 및 40-30-30의 하중분담율을 적용하였다(표 2). 그림 15는 수치해석을 위한 유한요소망으로 약 11,130 개의 요소로 구성되었다. 우측 경계는 x 방향 변위만을 구속하였고, 하부 경계는 x 방향과 y 방향을 모두 구속하였다.

수치해석의 입력치인 암반의 물성에 대해서는, 다음과 같이 총 5개의 경우로 나누어서 각각의 경우에 해당하는 입력치를 적용하였다.

- 1) 각종 문헌조사, 경험식, 현장시험 값을 총괄한 최저값
- 2) RMR에 근거하여 도출한 암반물성
- 3) GSI에 근거하여 도출한 암반물성
- 4) RMR에 근거하여 도출한 암반물성 + 편재절리모델 적용
- 5) GSI에 근거하여 도출한 암반물성 + 편재절리모델 적용

1번의 경우는 설계단계에서 종종 쓰이는 최저 물성치를 적용했을 때의 결과를 보기 위하여 선정하였다. 현장의 접근성이 떨어지고 실내/현장 실험이 용이하지 않을 경우 보수적인 해석을 위해 종종 최저값을 산정하여 안정해석을 실시하는 경우가 있으며 1번의 경우가 이를 대변한다고 할 수 있다. 2번과 3번의 경우는 각각 RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성을 적용하였을 경우의 변위양상 및 크기를 보기 위하여 선정하였다. 마지막으로 4번 및 5번의 경우는 RMR 및 GSI에 근거하여

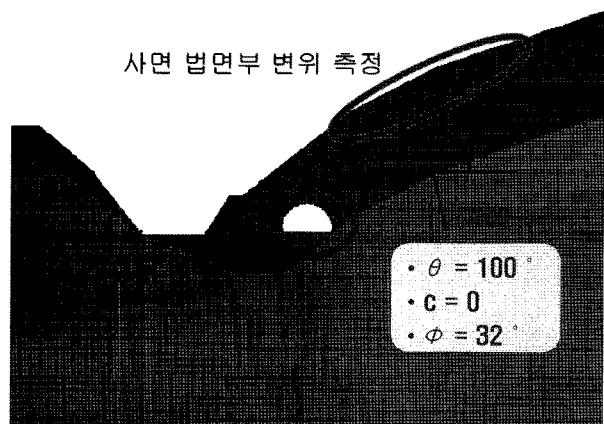


그림 15. 수치해석단면 및 주요 불연속면(편리)

도출한 암반의 물성이 각각 탄성계수 및 점착력 부문에서 과대평가되는 경향이 있으므로 이를 보완하기 위한 차원에서 편재절리모델을 적용한 것이다. 이때 입력사항인 주요 불연속면은 상세한 현장조사를 통해 절토사면 내에서 가장 우세하게 발달해있으면서 사면 내 전도파괴 등 안정성에 큰 영향을 미친 set 1(편리면)을 선정하였다. set 1 편리면은 1군의 불연속면으로서 절토사면의 바닥과 약  $100^\circ$ 의 경사를 보이며 절토사면과 역경사를 이루고 있으며, set 1 불연속면의 점착력은 0, 마찰각은  $32^\circ$ 로 선정하였다. 이와 같은 내용을 간략하게 정리하여 그림 15에 나타내었다.

### 5.3 해석 결과

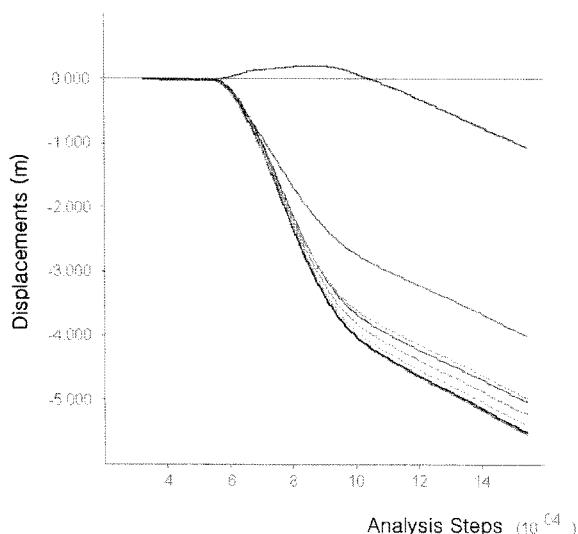
총 5가지 해석조건에 대하여 수치해석을 수행하였고, 우선 최저물성치를 적용하였을 경우(1번)에 대한 해석 결과를 살펴보았다(그림 16). 변위 결과값을 획득하기 위해 그림 15에 표시한 터널 쟁구부 및 사면 벽면부의 변위측정 대상구역에 미리 다수의 포인트를 지정하였으며, 그래프 상의 곡선은 각각의 지점에서 획득한 변위값을 나타낸다. 그림 16은 터널 쟁구부 근처의 수평방향 및 수직방향 변위를 나타내며, 최대 변위는 약 5m 이상으로서 이는 현장 상황과 맞지 않는 대규모 파괴에 해당하고, 따라서 더 이상의 해석을 진행하는 것이 무의미하였다. 즉, 보수적인 해석으로서 최저값을 적용할 경우

현장의 변위상황과 맞지 않는 결과가 도출될 수 있다는 것을 확인하였다.

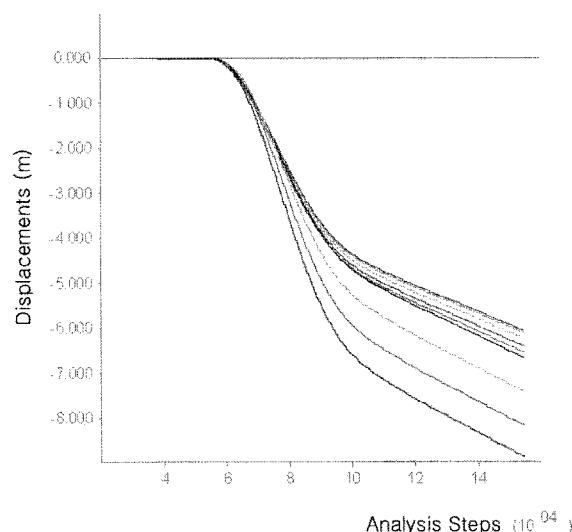
다음 해석 단계로, RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 적용한 경우(2번 및 3번)에 대한 해석 결과를 살펴보았다(그림 17). 그림 17(a) 및 17(b)는 각각 RMR 및 GSI에 근거한 암반물성치를 각각 적용하였을 경우의 터널갱구부 근처의 수평방향 변위를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이 터널갱구부 근처 수평방향의 최대 변위는 RMR 및 GSI 시스템에 의한 경우가 각각 약 0.6mm(그림 17(a)), 1.2mm(그림 17(b))로서 실제 터널갱구부 최대변위값인 6mm(그림 14(b))보다 과소평

가됨을 확인할 수 있었다. 즉, RMR 및 GSI 시스템 모두 암반물성의 감쇠기법(techniques of reduction)을 통하여 실제암반의 물성치를 도출하는 데 어느정도 신뢰성을 보이고 있으나, 각각 탄성계수 및 점착력 값이 과대평가 됨으로써 실제 계측치보다 작은 값을 도출할 수 있다는 것을 확인하였다.

마지막 단계로, RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 입력하고 주요 불연속면을 반영한 편재절리 모델을 혼합하였을 경우(4번 및 5번)에 대한 해석 결과를 살펴보았다(그림 18). 그림 18(a) 및 18(b)는 각각 RMR 및 GSI에 근거한 암반물성치를 적용하고, Mohr-Coulomb

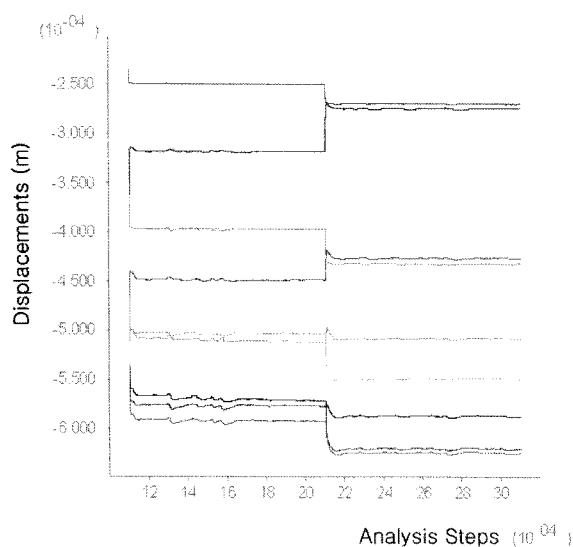


(a) 터널갱구부 수평방향변위

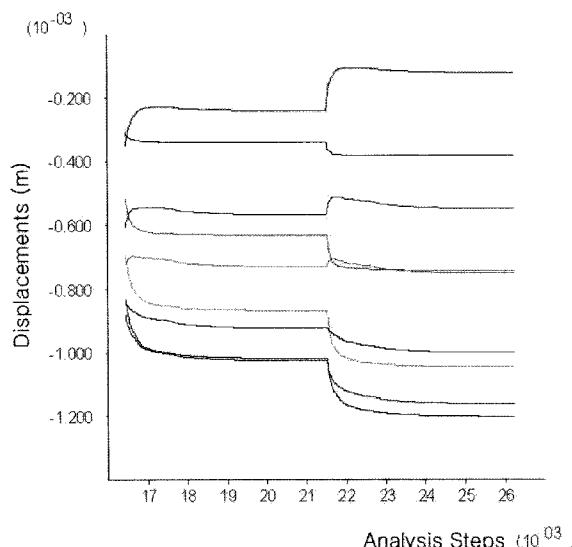


(b) 터널갱구부 수직방향변위

그림 16. 최저물성치 적용시 해석결과

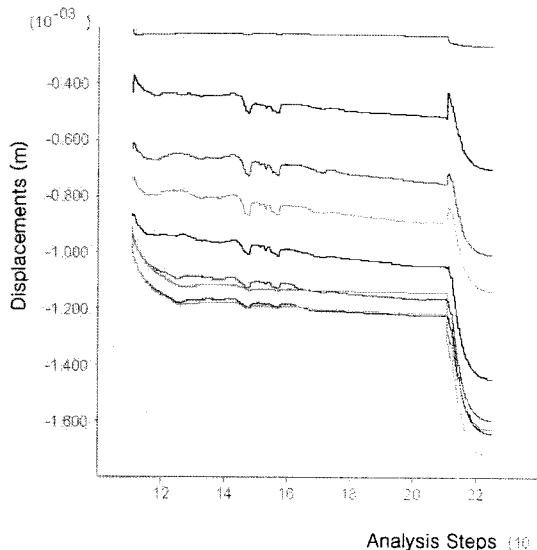


(a) RMR 입력치에 의한 수평방향변위

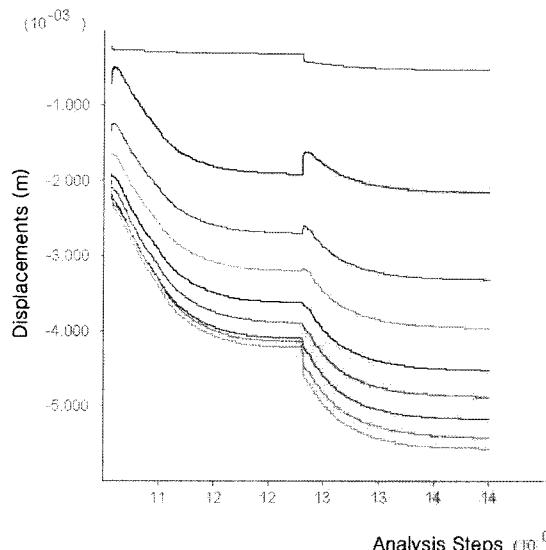


(b) GSI 입력치에 의한 수평방향변위

그림 17. RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 적용한 경우에 대한 해석결과



(a) RMR + 편재절리모델에 의한 수평방향변위



(b) GSI + 편재절리모델에 의한 수평방향변위

그림 18. RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 입력하고, 편재절리모델을 혼합하였을 경우에 대한 해석결과

모델에 편재절리모델을 입혀서 해석했을 경우의 터널구부 근처의 수평방향 변위를 나타낸다. 그림 18(a) 그래프에 나타난 바와 같이 터널구부 근처 수평방향의 최대변위는 4번(RMR+편재절리모델)의 경우 약 1.6mm로서 여전히 과소평가됨을 확인할 수 있다. 하지만 그림 18(b)가 나타내는 5번(GSI+편재절리모델)의 경우 최대변위는 약 5.1mm로서 3D 스캐닝 시험에서 얻은 최대변위값인 6mm(그림 14(b))와 유사한 변위값을 도출함을 확인할 수 있었다. 이는 편재절리모델이 입력물성치 중 점착력에 가장 큰 영향을 주는 해석모델이기 때문에, 점착력이 과대평가되는 경향이 있는 GSI에 근거한 암반물성치에 적용하였을 경우, 실제 현장과 유사한 상황으로 보정이 이루어졌기 때문으로 추측된다. 이와 같은 추측을 바탕으로 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 적용하고 이에 편재절리모델을 혼합한 경우(5번, GSI+편재절리)의 해석결과를 더 분석하였다.

그림 19는 터널구부 상단의 사면법면부 변위를 나타낸다. 법면부의 최대변위는 약 4.5cm 근처로서 그림 12(a)에서 나타낸 사면법면부의 계측그래프와 유사한 변위량을 보임을 확인할 수 있다. 추가적으로 1번(최저치), 3번(RMR) 및 5번(GSI+편재절리모델) 경우의 수치해석 변위벡터 결과를 그림 20(각각 (a),(b),(c))에 나타냈다. 그림 20(a)에 해당하는 최저치를 적용한 변위벡터를 살펴보면, 전체적으로 사면 및 터널구부가 모두 붕괴되었다. 그림 20(b)에 해당하는 RMR에 근거한 물성을 적용한 변위벡터를 살펴보면, 터널 바로 윗부분의 사

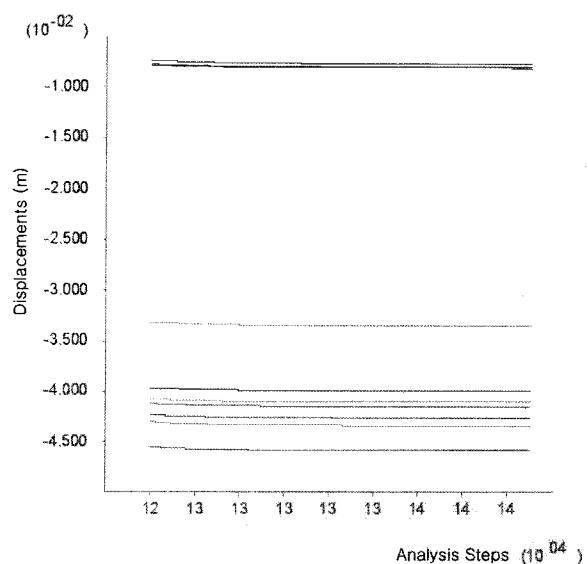
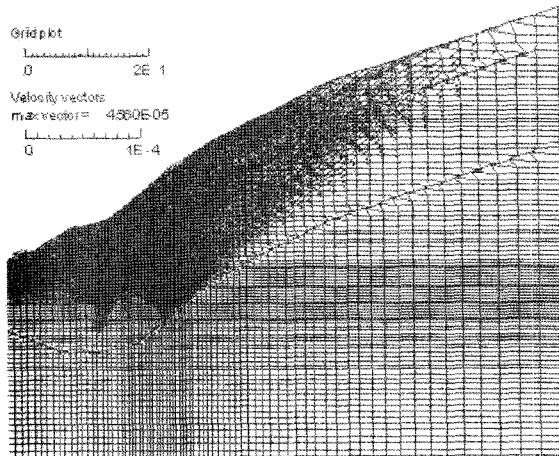
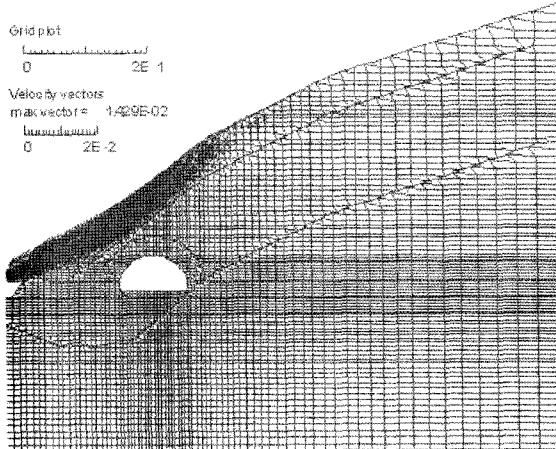


그림 19. GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 입력하고, 편재절리모델을 혼합하였을 경우에 대한 해석결과 중 사면법면부 변위

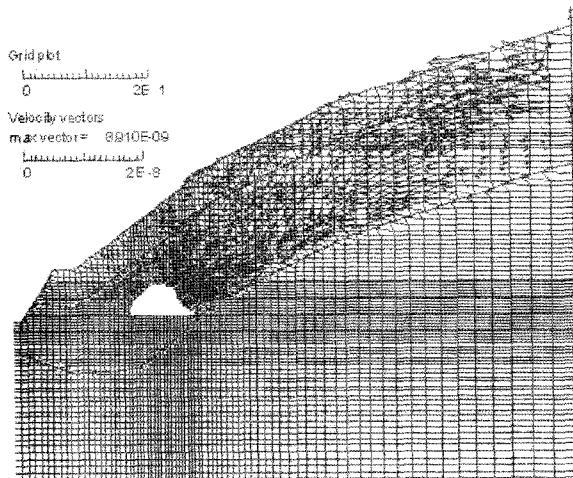
면에 변위가 집중되고 터널구부의 변위는 상대적으로 과소평가됨을 확인할 수 있다. 하지만 그림 20(c)에 해당하는 GSI+편재절리모델의 경우, 터널 구부 상단 절토사면 법면부에 해당하는 사면 법면부에서 큰 변위가 발생하였고, 터널구부 우측 및 좌측벽면에도 우측 상단에서 좌측하단으로 작용하는 편토압 방향으로 변위가 발생하는 양상을 나타냈다. 이는 실제로 입구부 사면 및 터널 구부 사면 법면부에서 인장균열이 발생한 양상 및 인장균열 크기, 그리고 터널구부 좌·우측 법면에서의 편토압 방향의 변위 발생양상 및 변위 크기와



(a) 최저물성치 입력에 의한 변위벡터



(b) RMR 입력치에 의한 변위벡터



(c) GSI+편재절리에 의한 변위벡터

그림 20. 최저물성치 적용, RMR에 근거하여 도출한 암반물성치 적용 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치에 편재절리모델을 혼합하였을 경우에 대한 수치해석 변위벡터

유사하게 도출되었으며, 따라서 실제 현장의 결과와 가장 잘 맞는 신뢰성 있는 변위양상 및 결과가 나왔음을 확인할 수 있다.

## 6. 결 론

실제 현장의 수치해석시 사용하는 대부분의 상용프로그램들은 탄소성 모델인 Mohr-Coulomb 모델에 기반하고 있으며, 개별 블록들로 구성된 암반과 달리 연속체 해석을 수행한다는 단점을 가지고 있다. 불연속체인 암반을 연속체해석에 적용하기 위해서는 암반강도정수의 감쇠(reduction of technique)가 필요하며, 이 과정의 일환으로 RMR 및 GSI 시스템을 통하여 도출한 암반물성치가 적용될 수 있다. 본 연구에서는 RMR 및 GSI에 근거한 경험식들을 도입하여 국내에서 발생한 11개 위험 절토사면 및 터널갱구부 사면에 적용하였으며, 이를 통하여 두 시스템의 차이를 평가하고자 하였다. 또한 더욱 정교한 현장상황의 모사를 위해 편재절리모델을 도입하여 RMR 및 GSI 시스템을 통해 도출한 암반물성치에 혼합·적용하였다. 일련의 과정을 통해서, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) RMR 시스템은 탄성계수 값, 그리고 GSI 시스템은 점착력 값을 각각 과대평가하는 경향을 보인다.
- (2) 수치해석 결과, GSI에 근거한 경험식을 통해 도출한 암반물성치에 주요 불연속면을 내재시키는 편재 절리모델을 혼합하였을 경우 현장의 실제변위와 가장 유사한 변위량과 패턴을 도출할 수 있었다. 이는 GSI 시스템이 과대평가하는 점착력 부분을 편재절리모델이 보완해주고, 아울러 주요 불연속면인 편리면을 내재시킴으로써 현장상황과 가장 유사한 조건을 유도했기 때문으로 판단된다.
- (3) 본 연구에서 제안한 GSI+편재절리모델방법이 절리가 발달한 암반사면 및 천심도 터널의 설계 및 해석에 유용하게 활용될 수 있을 것으로 판단된다. 본 연구는 한 개의 현장에 국한하여 수치해석을 진행했기 때문에, 향후 다양한 절토사면 및 천심도 터널에 적용하고 데이터베이스를 확보함으로써 국내실정에 맞는 신뢰성 있는 수치해석방법을 구축하는 것을 향후 과제로 삼고자 한다.

## 참 고 문 헌

1. 박연준, Dawson E.M. (1997), “편재절리모델의 유용성과 한계성”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회, 제 7권, pp.202-207.
2. 박연준, 유흥호 (1998), “편재절리모델을 이용한 절리 암반 사면의 안정성 해석”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회, 제 8권, pp.

- 287-295.
3. 선우준, Rao K.U.M., 정소걸, 전양수 (2004), “석회석 광산에서의 GSI 분류법에 의한 암반특성연구”, 터널과 지하공간, 한국암반 공학회, 제 14권, 제 2호, pp.86-96.
  4. 윤석규, 신병규 (1963), 한국지질도 - 울진도쪽, 국립지질조사소, 23 p.
  5. 이종선, 김시격, 김도훈, 정재동 (2005), “절리 암반터널의 불연 속체해석과 연속체해석에 관한 고찰”, 한국철도학회 논문집, 제 8권 1호, pp.82-86.
  6. 한국건설기술연구원 (2007), 광양터널 입구부 붕괴질토사면 안정성 해석 및 대책안 제시 연구, 한국건설기술연구원, 건기연 2007-078, 267 p.
  7. 한국암반공학회 (2007), 사면공학, 건설정보사, 서울, 525 p.
  8. Bieniawski Z.T. (1978), “Determining Rock Mass Deformability - Experience from Case Histories”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract*, Vol.15, pp.237-247.
  9. Bieniawski Z.T. (1989), *Engineering Rock Mass Classification*, John Wiley & Sons.
  10. Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y. and Minami M. (2004), “Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses using the GSI System”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.41, No.1, pp.3-19.
  11. Clark I.H. (2006), “Simulation of Rockmass Strength using Ubiquitous Joints”, *4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics*, Hart & Verona, Paper: 08-07.
  12. Hoek E. and Brown E.T. (1997), “Practical Estimates of Rock Mass Strength”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.34, No.8, pp.1165-1186.
  13. Hoek E. and Diederichs M.S. (2006), “Empirical Estimation of Rock Mass Modulus”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.43, pp.203-215.
  14. Holland K.L. and Lorig L.J. (1997), “Numerical Examination of Empirical Rock-mass Classification Systems”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.34:3-4, Paper No. 127.
  15. Itasca Consulting Group, Inc. (2005), *FLAC Version 5.0*, Minneapolis.
  16. Karmen F.B. and Borut P. (2004), “Displacement Analysis of Tunnel Support in Soft Rock around a Shallow Highway Tunnel at Golovec”, *Engineering Geology*, Vol.75, pp.89-106.
  17. Marinos V., Marinos P. and Hoek E. (2005), “The Geological Strength Index : Applications and Limitations”, *Bull Eng Geol Environ*, Vol.64, pp.55-65.
  18. Serafim L.J. and Pereira P.J. (1983), “Consideration on the Geomechanical Classification of Bieniawski”, *Proc. of the International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon, Vol.2, pp.33-42.
  19. Trueman R. (1988), *An Evaluation of Strata Support Techniques in Dual Life Gateroads*, Ph.D Thesis, University of Wales.

(접수일자 2007. 11. 19, 심사완료일 2008. 5. 23)