

## 압출 암반내 굴착된 터널의 안정성해석

정 소 결<sup>1)\*</sup>

### Stability Analysis of Tunnels Excavated in Squeezing Rock Masses

So-Keul Chung

**Abstract** Referring to the articles "Squeezing rocks in tunnels(Barla, 1995)" and "Tunnelling under squeezing rock conditions(Barla, 2002)" this article deals with technologies for design, stability analysis and construction of the tunnel being driven in the squeezing rock mass. The definition of this type of behavior was proposed by ISRM(1994). The identification and quantification of squeezing is given according to both the empirical and semi-empirical methods available to anticipate the potential of squeezing problems in tunnelling. Based on the experiences and lessons learned in recent years, the state of the art in modern construction methods was reported, when dealing with squeezing rock masses by either conventional or mechanical excavation methods. The closed-form solutions available for the analysis of the rock mass response during tunnel excavation are described in terms of the ground characteristic line and with reference to some elasto-plastic models for the given rock mass. Finally numerical methods were used for the simulation of different models and for design analysis of complex excavation and support systems, including three-dimensional conditions in order to quantify the influence of the advancing tunnel face to the deformation behavior of the tunnel.

**KeyWords:** squeezing rocks, tunnelling, stability analysis, closed-form solutions, numerical methods, three-dimensional stress conditions

**초 록** 본 논문은 "Squeezing rocks in tunnels(Barla, 1995)" 및 "Tunnelling under squeezing rock conditions(Barla, 2002)"의 내용을 중심으로 押出岩盤(squeezing rock) 내 터널의 설계, 해석 및 시공에 대한 기술을 다룬다. 암석의 압출현상에 영향을 주는 주요인에 대해서는 1994년 ISRM에 의해 제안된 바 있다. 본 논문에서는 터널링에 있어서 일어날 수 있는 압출 현상을 예측할 수 있는 經驗的인 방법과 준경험적인 방법을 이용하여 압출 현상을 평가한다. 압출 조건에 적합한 굴착방법과 지보방법을 소개하고, 최근 주요 터널공사 현장에서 터득한 경험과 지식을 기초로 압출 조건의 암반 내 재래식 혹은 기계화 터널 굴착 기술의 현황을 분석하였다. 터널을 굴착할 때 암반의 반응을 분석하기 위해 암반거동을 탄소성 응력-변형률 모델로써 설명하고자 하였으며 지반 특성의 분석이 가능한 완전해(closed-form solution)에 의한 지보 특성 곡선 방정식을 도입하였다. 암반 거동에 대한 모델링 및 복합적인 굴착 설계와 지보 시스템 분석을 위해 수치 해석적 방법을 사용하였으며 3차원 응력 해석을 통하여 터널 막장 부근의 암반거동을 분석하였다.

**핵심어:** 압출암반, 터널링, 안정성해석, 완전해, 수치해석, 3차원응력 조건

## 1. 서 론

우리나라의 터널은 대부분 절리가 발달된 경암 내에 건설되지만 최근 동서간 도로 및 철도 터널을 시공할 때 연약지반을 만나는 경우가 빈번하다. 이러한 연약지반 중에는 일반적인 굴착 방법과 지보 기술로는 대처가 어려운 압출 암반이 나타나는 경우가 있다. 압출이란

터널을 굴착할 때 시간이 경과하면서 내공변위가 크게 증가하는 것을 의미하는데, 압출 현상은 굴착으로 유도되는 응력이 암반의 한계강도 보다 크게 작용할 때 일어나며, 이 때의 암반 변형은 터널 건설 중에 완료되거나 장기간 동안 지속되는 경우도 있다. 터널 내 공변위의 크기와 변형 속도 및 터널 주위의 이완영역의 범위는 지질 및 지반 조건, 암반의 강도 대비 초기응력, 지하수 유동 상태와 공극 수압 및 암반의 물성 등에 의해 결정이 된다. 그러므로 압출은 이완(yielding)과 시간의존성(time-dependence)과 유사한 의미를 가지며,

<sup>1)</sup>정회원, 한국지질자원연구원 지반안전연구부 책임연구원  
\*교신저자(Corresponding Author): skchung@kigam.re.kr  
접수일: 2003년 7월 28일  
심사 완료일: 2003년 8월 18일

터널에 적용되는 굴착 및 지보 기술과 밀접한 관계가 있다. 만약 지보의 시공 시기가 늦어지면 암반이 터널 내부로 움직이며 응력의 재분포가 일어나지만 반대로 암반의 변형이 구속되면 압출이 장기적으로 지보의 하중 부담이 된다.

터널을 굴착할 때 압출 거동은 오랫동안 많은 전문가들의 연구 대상이 되어 왔으며 工期 지연과 공사비 증가의 주요인이 되는 등 굴착작업을 어렵게 하였다. 지반 공학 기술이 발달된 요즘에도 Kovari(1998)와 Barla(2000)의 최근 논문에서 지적된 바와 같이 압출의 기본적인 메커니즘에 대해 완전히 이해하지 못하고 있다. 그러나 자료를 비교적 자세히 수록하고 있는 보다 최근 사례들(Frejus 터널, Panet 1996; 일본의 터널, Aydan 등, 1993; San Donato 터널, Barla 등, 1986; 등)로부터 다음과 같은 결론을 도출할 수 있다.

- 압출 거동은 연약 암반의 변형률 및 강도 특성과 관련이 있는데 과거의 경험에 의하면 압출이 일어나는 하중조건하에서 압출 거동을 보이는 암반으로는 편마암, 운모편암 및 석회질편암(지구조 경계와 단층에 대표적으로 나타남), 점토암, 세일, 이회질점토 등이 있다.
- 압출 거동은 터널주위에 일어나는 이완현상을 포함하고 있으며 터널 주위 암반에 이완 영역이 발생되어 내공변위와 막장변위가 급격히 증가하면 압출 현상이 나타난다.
- 층리면, 편리 등과 같은 불연속면의 방향은 터널 주위의 변위를 크게 발생시킬 뿐만 아니라 압출 거동에도 중요한 역할을 한다. 일반적으로 주 불연속면이 터널의 축방향과 일치하게 되면 터널 막장의 내공변위가 증가된다.
- 공극 수압 분포와 지하수위는 암반의 응력-변형률 거동에 영향을 주는 것으로 나타났다. 이 때 배수를 하게 되면 지하수위를 낮춤으로써 터널 주위 암반과 터널 막장 전방의 암반 내 변형의 발생을 억제할 수 있다.
- 굴착 및 지보(굴착 순서와 굴착단계, 안전유지 기술)에 필요한 시공기술은 전체 터널 굴착의 안전에 영향을 미치며, 일반적으로 조기에 터널의 주변과 막장 부근의 암반 내 봉압을 형성함으로써 지반의 변위를 억제할 수 있다.

압출과 함께 일어나는 큰 변형은 팽창성 암반에서도 일어날 수 있고 두 현상이 동시에 나타나서 유사한 결과를 초래하기도 하기 때문에 압출과 팽창성을 구분하는 것은 어려운 경우가 허다하다.

## 2. 압출 암반의 분류

압출현상은 Terzaghi(1946)에 의해 처음으로 지보 하중 개념으로 정량화가 시도된 바 있다. Terzaghi에 이어서 압출 암반 조건과 터널의 압출 문제를 정의하기 위해 실무경험과 역사 자료를 기초로 여러 학자들이 많은 학설을 제안하였다.

### 2.1 경험적 분류

#### ● Singh 등(1992)의 제안

Singh 등은 39개의 현장 사례를 기초로 하여  $Q$  값과 토피  $H$ 의 값으로부터 압출의 경우와 비압출의 경우를 다음과 같이 하나의 직선에 의해 구분하였다.

$$H = 350Q^{\frac{1}{3}} [m]$$

또한 암반의 일축압축강도를 예측하는 식은 다음과 같다.

$$\sigma_{cm} = 0.7 \gamma Q^{\frac{1}{3}} [MPa]$$

여기서  $\gamma$ 는 암반의 단위 중량이다.

평면( $Q, H$ ) 상에서 위의 직선 보다 위쪽에 있는 점들은 압출 조건을 나타내며, 직선 보다 아래쪽에 있는 점들은 비압출 조건을 나타낸다. 이상을 정리하면 다음과 같다.

$$\text{즉, 압출 조건} : H \gg 350Q^{\frac{1}{3}} [m]$$

$$\text{비압출 조건} : H \ll 350Q^{\frac{1}{3}} [m]$$

#### ● Goel 등(1995)의 제안

Goel 등이 제안한 경험적 방법은 암반계수  $N$ 에 근거를 두고 있으며 이는 다음과 같이 응력의 크기에 무관한  $Q$  값으로 결정된다.

$$N = (Q)^{SRF-1}$$

위 식은  $Q$  값(Barton 등, 1974)을 결정하는데 필요한 SRF값을 정확하게 구하는 과정에 발생하는 문제점이나 불확실성을 배제하기 위해 이용된다.

Goel 등(1995)은 99개의 터널을 대상으로 터널의 심도  $H$ , 터널의 폭 혹은 직경  $B$ , 그리고 암반계수  $N$ 의 값을 구하고  $N$ 과  $H \cdot B^{0.1}$  사이의 관계를 다음과 같이 직선 식으로 나타내었다.

$$H = (275N^{0.33})B^{-1} [m]$$

이 직선 보다 위쪽에 있는 점들은 압출 조건을 나타내고 아래쪽에 있는 점들은 비압출 조건을 나타내며 이

를 정리하면 다음과 같다.

즉, 압출 조건 :  $H \ll (275N^{0.33})B^{-1} [m]$   
 비압출 조건 :  $H \gg (275N^{0.33})B^{-1} [m]$

● 압출 단계

위에서 논한 두 가지의 경험적 방법과 더불어 압출 단계를 다음과 같이 터널의 내공변위로 나타낼 수 있다 (Singh and Goel, 1999).

- (i) 약압출    내공변위량이 터널직경의 1-3%일 때
- (ii) 중압출    내공변위량이 터널직경의 3-5%일 때
- (iii) 고압출    내공변위량이 터널직경의 5% 이상일 때

2.2 준경험적 분류

위에서 논한 경험식은 주로 터널의 심도와 암질 지수 ( $Q$  혹은  $(Q)_{SFR=1}$ )에 의해 터널에서 예상되는 압출 문제를 정의하고 있는데 준경험적 방법은 압출 현상을 예측하는 지표로 볼 수 있다. 정수압 상태의 원형 터널을 대상으로 완전해를 이용하면 준경험적 방법 역시 터널 주위의 변형 혹은 지보압의 예측을 위한 기법을 제공해 준다. 잠재적인 압출 암반을 '정량적으로 평가할 때 이들 방법의 공통점은 "competency factor"를 사용한다는 점이며, 이 competency factor는 암석과 암반의 일축압축강도의 비 즉,  $\sigma_c/\sigma_{cm}$ 와 토피에 의한 응력  $\gamma H$ 의 비로 정의된다.

● Jethwa 등(1984)의 제안

Jethwa 등은 다음과 같이 압출을 정의하고 있다 (Table 1).

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}$$

여기서,  $\sigma_{cm}$  : 암반의 일축압축강도

$p_0$  : 초기응력

$\gamma$  : 암반의 단위 중량

$H$  : 터널의 심도

Table 1. Classification of squeezing behavior after Jethwa et al.(1984).

$\frac{\sigma_{cm}}{p_0}$	type of behaviour
<0.4	highly squeezing
0.4-0.8	moderately squeezing
0.8-2.0	mildly squeezing
>2.0	non squeezing

완전해를 이용하면 정수압 상태와 현장 계측 자료로부터 원형 터널 라이닝에 작용하는 반압  $p_u$ 는 다음과 같이 주어진다.

$$\frac{p_u}{p_0} = D \cdot M_\phi (1 - \sin \phi_p) \left( 1 - \frac{\sigma_{cm}}{2p_0} \right)$$

여기서,  $D = \frac{(R_c/R)^\alpha - (R/R_c)^2}{1 - (a/R_c)^2}$

$$M_\phi = (R/R_{pl})^\alpha$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c_p \cos \phi_p}{1 - \sin \phi_p}, \quad \alpha = \frac{2 \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r}$$

위의 식에서  $R$  : 터널의 반경,  $R_c$  : 라이닝에 압밀된 구간의 반경,  $R_{pl}$  : 소성반경,  $c_p, c_r$  및  $\phi_p, \phi_r$  : 암반의 점착강도 및 마찰각(최대 및 잔류값)이다.

● Aydan 등(1993)의 제안

Aydan 등은 일본에서의 터널 시공 경험을 토대로 압출암반에 대한 자료를 분석한 결과  $\sigma_\alpha/\gamma H$ 의 값이 2보다 작을 때 압출현상이 나타났다. 여기서  $\sigma_\alpha$ 는 선선암의 일축압축강도로서 암반의 강도와 같은 값으로 보며  $\gamma H$ 는 토피압이다.

이 방법의 기본 개념은 실험실 시험에서의 암반의 응력-변형을 관계와 현장에서 터널 주위의 접선응력과 변형률간의 관계가 동일하다는 것을 전제로 한다. Fig. 1은 낮은 봉압  $\sigma_3$ (즉,  $\sigma_3 \leq 0.1\sigma_\alpha$ ) 상태에서 재하 시에 시편이 보이는 5 가지의 거동을 나타내고 있으며 표준화된

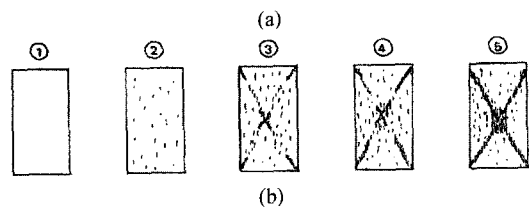
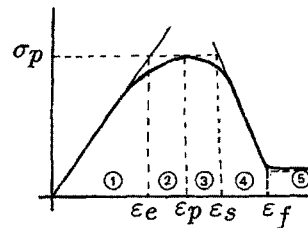


Fig. 1. Idealized stress-strain curve and associated states for squeezing rocks(Aydan et al., 1993).

변형률 수준  $\eta_p, \eta_s, \eta_f$ 은 다음과 같이 정의된다.

$$\eta_p = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_e} = 2\sigma_{ci}^{-0.17}, \quad \eta_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_e} = 3\sigma_{ci}^{-0.25},$$

$$\eta_f = \frac{\epsilon_f}{\epsilon_e} = 5\sigma_{ci}^{-0.32}$$

여기서  $\epsilon_p, \epsilon_s$  및  $\epsilon_f$ 는 Fig. 1에서와 같은 변형률 값이며  $\epsilon_e$ 는 탄성변형 한계이다.

● Hoek and Marinos(2000)의 제안

다른 제안자들과 같이 Hoek(1998)은 암반의 일축압축강도  $\sigma_{cm}$ 와 초기응력  $p_0$ 의 비를 압출암반을 평가하는 지표로 삼고 있다. 특히 Hoek and Marinos(2000)는 터널의 변형률  $\epsilon_t$  (터널의 반경방향 변위와 터널 반경의 비에 대한 백분율로 정의, 이는 Aydan 등 (1993)이 제안한 변형률  $\epsilon_\theta^a$ 과 같다.)을  $\sigma_{cm}/p_0$ 와 대비하여 터널의 압출 문제를 효과적으로 평가할 수 있었다.

Hoek(2000)은 최근 다양한 암반을 대상으로 축대칭 유한요소법을 적용하여 초기응력과 지보압을 알 때 다음과 같은 근사식에 의해 터널의 변형률  $\epsilon_t$ 을 결정하였다.

$$\epsilon_t(\%) = 0.15(1 - p_i/p_0) \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_0+1)/(3.8p_i/p_0+0.54)}}{p_0} \quad (1)$$

Hoek(2000)은 압출 조건의 암반 내에서 터널의 굴진 막장에서의 막장의 변형률  $\epsilon_f$ 을 결정하였다(터널막장의 축방향 변위와 터널의 반경의 비를 백분율로 정의).

$$\epsilon_f(\%) = 0.1(1 - p_i/p_0) \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_0+1)/(3.8p_i/p_0+0.54)}}{p_0} \quad (2)$$

앞에서 언급한 Aydan 등(1993)이 제안한 압출 조건의 등급과 비교하기 위하여 두 가지의 사례에서 예측된 터널 변형률의 범위를 Table 2에 수록하였다.

● 암반강도의 불확실성

준경험적 방법에 의하여 압출 거동을 정의하고 정량화하기 위해서는 암반의 일축압축 강도  $\sigma_{cm}$ 가 전제되어야 한다. 예를 들어  $\sigma_{cm}/p_0$ 의 값을 알 때 Hoek (2000)의 제안에 따라 다양한 조건하에서 식 (1) 및 (2)로부터 터널의 변형률  $\epsilon_t$  및 막장 변형률  $\epsilon_f$ 을 결정할 수 있다.

$\sigma_{cm}$ 을 결정하는 또 하나의 방법으로 최근에 Hoek and Marinos(2000)에 의해 다음의 식이 제안되었다.

$$\sigma_{cm} = (0.0034m_i^{0.8})\sigma_{ci}[1.029 + 0.025e^{(-0.1m_i)}]^{GSI} \quad (3)$$

여기서  $\sigma_{ci}$ 는 신선암의 일축압축강도 그리고  $m_i$ 는 Hoek-Brown의 상수 즉 암석의 마찰 특성으로 정의되는데 이는 암석시편을 이용한 삼축압축 시험 혹은 Hoek and Brown(1997)이 제시한 암석의 정성적 분류에 의해 결정할 수 있다.

GSI는 지질강도지수로서 암반을 구성하는 신선암의 물성과 관계되며 Hoek 등(1995) 및 Hoek and Brown (1997)에 의해 도입되었으며 그 후 Hoek 등(1998)에 의해 확장되었다.

압출이 일어나는 암반으로부터 실험실 시험용 시편을 제작하는 것은 매우 어렵기 때문에  $\sigma_{ci}$ 값과  $m_i$ 값을 결정하는 것 또한 어렵다. GSI는 터널 막장에서 육안 감정에 의해 암반 노두, 노천굴착 그리고 시추 코어로부터 결정할 수 있다. 그러나 심한 압출 현상이 나타나는 암반의 GSI를 결정하는 것은 어려울 뿐만 아니라 상당히 주관적일 수 있다.

Table 2. Classification of squeezing behavior after Hoek(2000) compared with Aydan et al.(1993).

class no.	Aydan et al. (1993)		Hoek (2000)	
	squeezing level	tunnel strain(%)	squeezing level	tunnel strain(%)
1	no-squeezing	$\epsilon_\theta^a \leq 1$	few support problems	$\epsilon_t \leq 1$
2	light-squeezing	$1 < \epsilon_\theta^a \leq 2.0$	minor squeezing	$1 < \epsilon_t \leq 2.5$
3	fair-squeezing	$2.0 < \epsilon_\theta^a \leq 3.0$	severe squeezing	$2.5 < \epsilon_t \leq 5.0$
4	heavy-squeezing	$3.0 < \epsilon_\theta^a \leq 5.0$	very severe squeezing	$5.0 < \epsilon_t \leq 10.0$
5	very heavy-squeezing	$5.0 < \epsilon_\theta^a$	extreme squeezing	$10.0 < \epsilon_t$

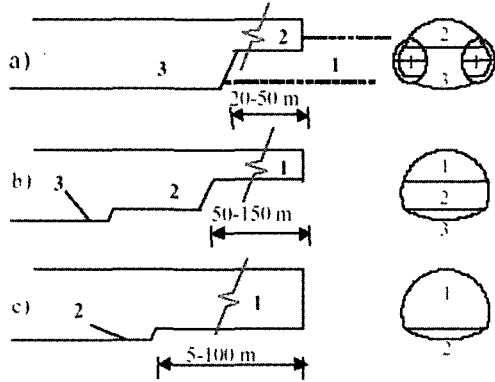


Fig. 2. Construction methods in squeezing rock conditions (Kovari, 1998):

- a) side drift method
- b) top heading and benching down excavation
- c) full face excavation

### 3. 굴착 및 지보법

#### 3.1 재래식 방법

최근에 와서 압출 암반 내에 폭 10 m(단면 100㎡ 혹은 그 이상)의 터널을 시공할 때 다음과 같은 재래식 방법이 적용된다(Fig. 2).

- ㉠ 측면 갱도 선굴착
- ㉡ 상부단면 굴착 후 하부 벤치 굴착
- ㉢ 전단면 굴착

- 측면 갱도 선굴착 방법(Fig. 3)은 단계별로 노출되는 굴착단면을 최소화함으로써 막장의 잠재적 불안정성을 감소시킬 수 있으며, 특히 얇은 심도에 이 방법이 잘 적용된다. 그러나 이 방법을 적용하면 굴착 단계가 늘어나게 됨으로써 굴진 속도가 저하된다.
- 상부단면 굴착 후 하부 벤치 굴착 방법은 최근에 지보시공의 기계화 덕분에 굴착단면의 높이가 5.0m 혹은 그 이상 되는 터널에 적용된다. 상부 벤치 굴착은 상부단면 굴착 막장 보다 후방에서 진행되며 이때 두 막장의 이격 거리는 굴착시 지반의 조건에 의해 결정된다. 극도로 연약한 지반에서는 과도한 변형과 반팽창을 방지하기 위해 상부단면 굴착 후 슛크리트로 인버트를 시공하는 사례가 많다.

연약한 지반조건에서 상부단면을 굴착할 때 천장의 유지를 위해 forepoling(강관을 따라 그라우팅을 하거나 암반 내에 그라우팅을 주입함, Barla, 1989)을 시공하는 사례도 있다(Fig. 4).

- 압출 암반을 대상으로 전단면 굴착법을 성공적으로

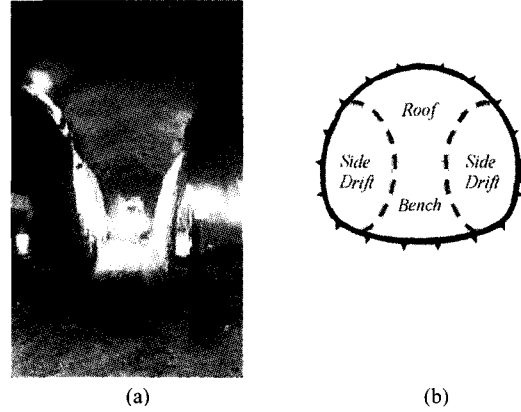


Fig. 3. Typical side drift method as adopted during excavation of the Himmelberg North Tunnel (photograph provided by Balbi, 1999).

적용한 사례는 많으나(Lunardi and Bindi, 2001), 이 방법은 굴진 막장과 전방에 대한 체계적인 보강이 전제되어야 한다. 최근 효과적으로 지반을 개량하는 기술은 상당한 수준으로 발달되었지만 터널의 설계 단계와 시공단계에서 지반 개량 기술의 실제적인 효과를 예측하고 정량화하는 방법은 아직도 미흡하며 앞으로 더 연구되어야 한다.

프랑스의 Tartaignille 터널 시공시에 팽창성 거동과 압출 거동을 동시에 보이는 암반이 나타나 전단면 굴착법을 적용하여 19m 이상의 대단면 터널을 성공적으로 굴착한 사례가 있다(Lunardi 등, 2000). 구성암반은

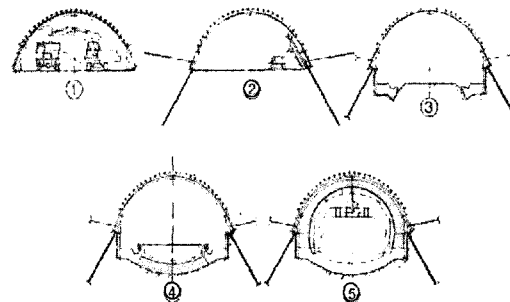
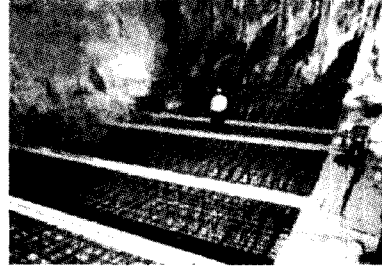


Fig. 4. Top heading and benching down excavation method.

1-2: top heading excavation takes place under the protection of an umbrella of forepoles; 3-4: benching down is effected at short distance from the top heading working face; 5: final lining is installed for long term stability. S. Ambrogio tunnel along the Palermo-Messina Highway in Italy.



(a) photograph of the face



(b) photograph of reinforced concrete invert(Lunardi et al., 2000)

Fig. 5. Full face excavation method, Targaiguille tunnel, in France.

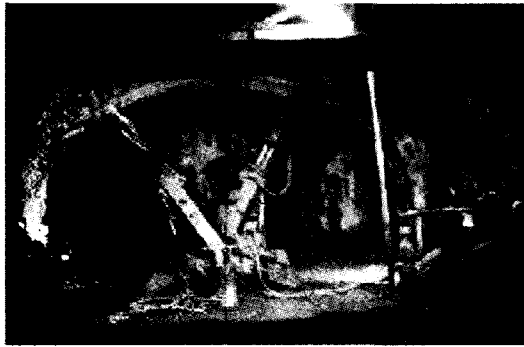


Fig. 6. Full face excavation method, Marinasco tunnel near La Spezia, in Italy. Large equipment being used at the face.

montmorillonite의 함량이 많은 이회질 점토암이었다.

Fig. 5에서 보듯이 막장의 유지와 막장 굴진을 위한 코어를 보강하기 위해 90개의 grouted fiberglass dowel을 시공하고 내공변위 수준을 최대 5-7cm로 유지하기 위해서 터널 막장 가까운 거리(4-6m)에 보강 콘크리트 인버트를 시공하였다. 1차 라이닝으로는 30cm 두께의 강섬유 슛크리트와 1.33-1.5m 간격으로 강지보를 설치하였다.

이상에서 보듯이 전단면 굴착법은 넓은 작업공간을 제공함으로써 지보와 효과적인 터널 보강이 가능한 점 등 많은 장점을 가지고 있다(Fig. 6에서와 같이 폭 15m의 큰 단면을 가지는 터널에 적용, 이탈리아 La Spezia 부근, 이지역의 암반은 상당히 연약한 점토암과 박층이 교대로 나타나는 사암으로서 압출 거동을 보이고 있다. RMR<30).

압출 거동을 보이는 암반 내에 터널을 굴착할 때 터널의 단면 선정 또한 중요하다. 위에 예를 든 Fig. 4와 같이 터널의 측면이 곧은 말발굽형 단면은 Fig. 5 및 6과 같이 터널의 측벽이 곡면으로 된 터널 보다 불리한 것으로 나타났다.

- Fig. 2에서 제시된 굴착 방법들은 각각 굴착된 자유면의 유지와 채택된 지보의 종류에 의해 결정된다. 압출 암반에서는 주로 능동적 혹은 수동적 지보법을 사용한다.

능동적 지보법이란 흔히 “heavy method” 혹은 “resistance principle”이라 불리기도 하는데, 지지능력이 큰 지보/보강법/라이닝 등에 의해 암반의 변형을 억제할 목적으로 사용되는 지보 개념이다. 이 지보법을 적용하면 과도한 지보 하중을 초래할 수 있다. 이에 대한 대안으로 “resistance principle”은 체계적인 사전 보강법과 터널 전방의 사전 지반개량으로 지반변형을 최대한 억제하는 방법이다.

수동적 방법은 소위 “light method” 혹은 “yielding principle”로 불리며 압출 암반에서 일어나는 큰 변형에 적응하는 것으로서 암반의 변위가 극심할 때 이를 제어하는 방법으로 가축성이 있는 지보를 이용한다.

- Over-excavation : 터널의 단면이 축소된 후의 필요 단면을 얻기 위하여 영구 라이닝은 물론 지보의 시공에 필요한 크기의 단면으로 터널을 굴착한다. 일반적으로 굴착 단면의 결정은 기 굴착된 터널의 유지 상태와 공학적인 판단에 따른다.

- 슛크리트 라이닝의 종방향 압축 슬롯 : Fig. 7에서와 같이 슛크리트 라이닝에 과하중이 걸리는 것을 방지하기 위해 라이닝을 터널의 축방향으로 여러 개의 세그먼트로 나눈 것이다. 이 공법은 1971년 Tauern 터널에 처음으로 도입되어 Arlberg 터널과 Karawanken 터널, 그리고 가장 최근에 Galgenberg 터널 등 압출 암반을 대상으로 적용되었다(Schubert, 1996).

스�크리트 라이닝의 종방향 슬롯은 TH(Toussaint-Heintzmann, 혹은 Top Hat의 약어) 단면을 가진 가축성 철재지보와 함께 시공되거나(Fig. 8), 가축성 록볼트와 함께 시공되어 왔다(Fig. 9). 막장 굴진 작업 후 즉시 가축성 지보를 시공하고 이어서 슛크리트 및 록볼트를 설치하는 순서가 일반적인 작업순서이나 가축이 허용

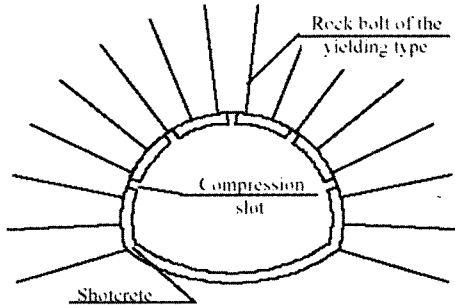
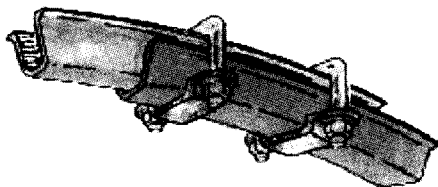


Fig. 7. Cross section of a tunnel with compression slots applied in squeezing rock conditions(redrawn from Schubert W. and Schubert P., 1993).

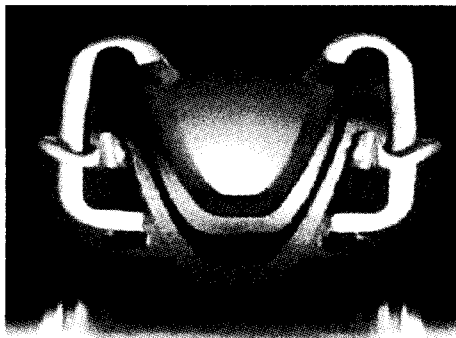
되도록 슬롯을 만들어 주는 것이 이 공법의 특징이다. 이 공법은 1975년으로부터 1995년에 이르기까지 알프스 지역의 압출 암반의 터널에 보편적으로 이용되어 왔다.

Schubert(1996)에 의하면 슬롯을 만들어 둠으로써 변형이 발생할 때 슬롯이 닫히기 전까지는 인접하는 두 슛크리트 세그먼트 사이에 작용하는 힘이 전달되지 않는 문제점이 현장적용 과정에 발견되었다. 암반의 이완이 발생되면 두 세그먼트 사이에 미는 힘이 전달될 수 있어야 하며, 이것은 특히 록볼트가 지보력을 발휘하기 전단계에 필요하다.

이러한 문제를 해결하기 위해 슛크리트 세그먼트의 슬롯 안에 가격이 저렴한 강관 형태의 "absorbing



(a)



(b)

Fig. 8. (a) assembly of a sliding joint in a TH section set; (b) cross section detail.

element"를 시공함으로써 슛크리트 라이닝의 연성을 유지하면서 라이닝의 전단 파괴를 방지할 수 있었다. 이 방법은 regrouting 록볼트와 함께 Galgenberg 터널에 적용되어 터널의 단면변화 없이 내공변위를 줄일 수 있었으며 안전율을 제고하게 되었다.

이 방법에서 강관의 단점은 하중-변위 곡선의 변화가 심한 경우 버클링으로 인해 하중 지지능력이 급격히 감소는 것이다. 또 강관이 비대칭으로 비틀리거나 휨 가능성이 있는 것으로 나타났다.

Moritz는 최근에 "absorbing element"의 형태를 바꾸

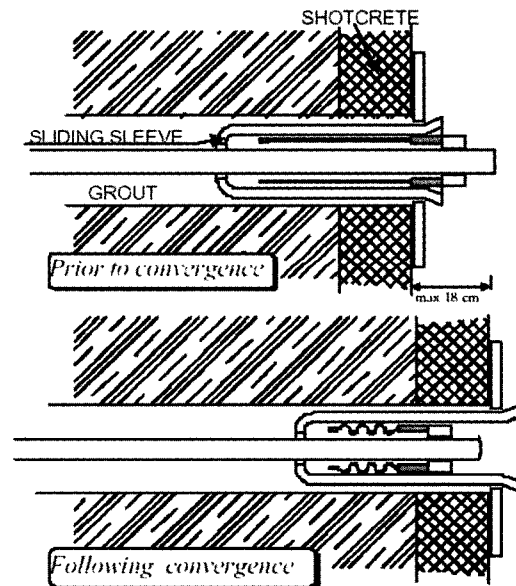


Fig. 9. Typical yielding bolt as developed in connection with the excavation of the Karawanken Tunnel in squeezing rock conditions(redrawn from Schubert W. and Schubert P., 1993).

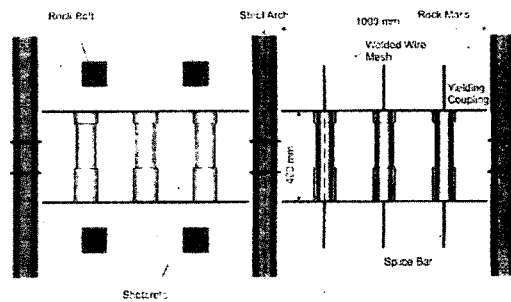


Fig. 10. LSC units installed between lining segments(Moritz, 1999).

어 여러 개의 동심 강관로 구성된(Moritz, 1999) 새로운 형태의 Lining Stress Controller(LSC)를 개발하였다. Fig. 10은 LSC가 슛크리트 라이닝 슬롯 안에 시공된 상태를 보여주고 있으며 그 사이에 가축성 철재지보가 함께 시공되어 있다. 본 시스템은 오스트리아의 Semmering 철도터널 내 100 m 구간에 재래식 지보와 비교 적용시험이 되었다.

3.2 기계화 시공

압출 암반을 대상으로 TBM을 적용하는 데는 여러 가지 난제들이 있는데 이 중에 중요한 것들을 열거하면 다음과 같다.

- 막장의 불안정성
- 터널 직경 변화의 어려움
- gripper 형태의 장비를 사용할 경우 추력 저하
- 연약한 지반이나 불균질한 지반에서는 굴진 방향을 유지하기 어려움

TBM 굴착기가 앞으로 이동하지 않을 때에는 커터 헤드 가 지보역할을 하기 때문에 막장면의 안정성이 그다지 문제가 되지 않고 기계가 움직이게 되더라도 큰 문제가 되지는 않지만 압출 현상이 아주 심한 경우에는 막장면의 돌출을 방지하기가 어렵다. 층리면에 직교하는 방향으로 굴진을 하거나 층리면의 분리와 버클링이 일어나는 경우에는 문제가 더욱 심각해진다.

압출 조건의 암반 내에 터널을 굴착할 때 지나친 터널 변위가 발생되면 터널 내공변위의 형태와 크기를 정확하게 예측하는 것도 어려울 뿐만 아니라 적절한 지보를 선택하는 것도 어렵다. 또한 굴진 속도, 지보량 및 지보의 형태 그리고 변형량 등은 서로 연계성이 있어 각각 다른 요소에 영향을 미친다.

Schubert(2000)가 지적한 바와 같이 굴진속도와 터널의 내공변위사이에는 Fig. 11과 같은 정량적인 관계가 성립하는데, 여기서 굴진속도가 1 m/일로부터 30 m/일

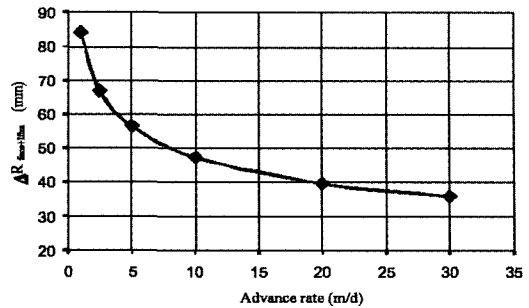


Fig. 11. Relationship between advance rate and tunnel closure ten metres behind the face for different advance rates(Schubert, 2000).

까지 변화할 때의 내공변위의 변화를 보여주고 있다. 압출 거동을 보이는 경우 터널 반경방향의 한계변위량은 300 mm이다. 터널의 막장으로부터 10 m 후방까지의 반경방향 변위는 굴진속도가 30 m/일일 때 37 mm 이고 굴진속도가 1 m/일일 때 83 mm까지로 나타났다. 그러므로 압출 지역에서는 굴진속도가 증가함에 따라 TBM 작업 중단 위험이 감소한다. 반면에 단층지역을 통과할 때에는 굴진속도를 증대시키기가 어려우며, 갱내 출수, 막장면의 과굴 혹은 기계고장 등으로 TBM이 정지할 수도 있다.

기계화 시공이 예정되어 있는 지역이 압출 암반 조건일 경우 실드 장비를 선택하느냐 그렇지 않느냐 하는 것이 문제가 될 수 있다. 특별한 사전 조치를 취하지 않았을 때, 실드 TBM 막장은 내공변위가 급속히 일어나며 터널의 단면 축소에 의한 기계의 중단 가능성이 아주 높은 장비이다. open TBM을 적용할 경우 내공변위량이 커지면 터널이 불안정해지며 지보의 시공 및 장비의 gripping의 문제로 인해 굴착 작업이 지장을 받는다.

이러한 문제를 해결하기 위해 대부분의 TBM에서는 실드와 굴착단면 사이의 간격을 6-8 cm에서 15-25 cm

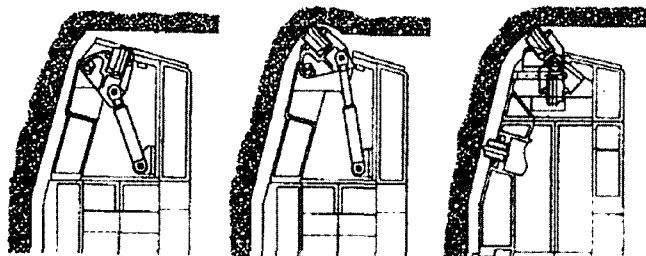


Fig. 12. Solution for radial overcut by increasing the excavation diameter (Voerckel, 2001).

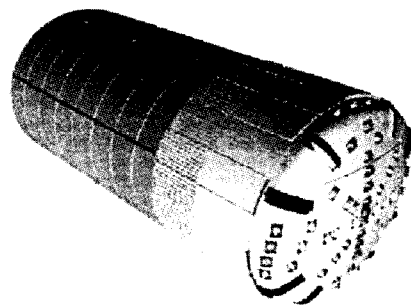


Fig. 13. Walking Blade Shield(Robbins, 1997).



가 되도록 하여 커터헤드의 직경을 증대시킨다(Fig. 12). open TBM의 경우 굴착단면을 과굴하는 것이 쉬우나 실드 TBM의 경우에는 커터헤드의 중심선을 들어 올려 내공변위 발생으로 인한 공간을 보정해야 한다.

Fig. 13은 정도가 그렇게 심하지 않는 압출 조건의 암반을 굴착할 수 있도록 제작된 TBM 장비를 보여주고 있다. 유압램의 지지를 받으며 축방향과 반경방향으로 자유롭게 움직일 수 있는 평행 blade로 구성된 외부 실드(Walking Blade Shield)가 이 장비의 특징이다. 이 외부 실드는 장비가 전진할 때 발생하는 터널의 반경방향 변위를 조절해 준다.

#### 4. 암반 반응에 대한 분석

압출 암반내 시공된 터널 거동을 분석하기 위해서는 다음 사항을 고려해야 한다.

- 유도응력을 고려한 암반의 전단강도로부터 암반의 이완이 시작되는 시기
- 시간의존적 거동

또한 터널 주위의 이완영역을 조절할 수 있는 지보압과 터널의 최종변위를 예측할 수 있어야 한다. 초기지압  $p_0$ 를 고려한 암반의 강도  $\sigma_{cm}$ 가 작을 때 지보/굴착 단계가 복잡한 경우 시공 중 터널의 안정성을 유지하기는 매우 어렵다.

이 절에서는 일반적으로 터널 주위 암반의 반응을 나타내기 위해 이용되는 암반 거동 모델과 함께 터널의 설계 및 분석과정에 이용되는 방법(완전해 및 수치해석)을 다루고자 한다. 압출 암반의 물성을 평가하는 것은 어려우며 때로는 입력 자료가 없거나 부적당하여 신뢰도가 떨어질 수 있다.

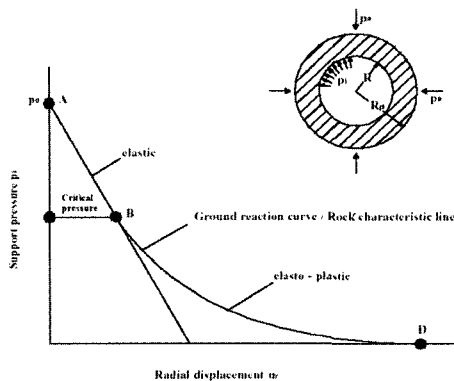


Fig. 14. Axisymmetric tunnel problem; development of plastic zone around the tunnel and ground reaction curve/rock characteristic line.

#### 4.1 완전해

일반적인 방법에서는 터널의 모양을 원형으로 가정하고 암반 내에 작용하는 초기응력 조건 즉, 수평성분과 연직방향 성분이 같은 정수압 상태로 본다. 터널의 굴착으로 인한 암반의 반응은 지반 반응곡선 혹은 암반 특성곡선으로 나타낼 수 있는데 Fig. 14는 이것을 지보압  $p_i$ 와 터널의 변위  $u_r$ 의 관계로써 보여주는 그래프이다.

##### • 탄소성 해석

암반이 등방 탄소성 재료와 같은 거동을 보일 때 다음과 같은 모델을 이용할 수 있다(Fig. 15).

- 완전 탄소성(1)
- 취성 탄소성(2)
- 연성 탄소성(3)

Aydan 등(1993)은 압출거동을 보이는 암반에 대한 모델링을 하였는데 이 해는 Fig. 1에서와 같이 응력-변형률 곡선이 다음과 같은 네 종류의 거동 특성으로 구분된다.

- i) 최대 강도에 도달할 때까지 선형 탄성 거동
- ii) 최대 강도에서 완전 탄소성 거동
- iii) 잔류 강도에 이르기까지 변형률 증가와 더불어 점진적인 응력감소
- iv) 잔류 강도 이후 완전 소성 거동

##### - 모델 (1)과 (2)의 해

모델 (1)과 (2)의 완전해로부터 주위의 소성 반경 ( $R_p$ )과 반경방향 변위( $u_r$ )를 구할 수 있다.

(a) 암반이 Mohr-Coulomb의 파괴이론을 따른다고 할 때 최대강도와 잔류강도가 같은 경우(완전 탄소성 모델), 혹은 (a2) 최대강도와 잔류강도가 다른 경우(취성탄소성)로 생각할 수 있다. 암반의 강도와 변형 특성은 다음의 변수들로 정의된다.

- $c_p, c_r$ : 점착력( $p$  및  $r$ 은 각각 최대 및 잔류 점착력을 의미함)

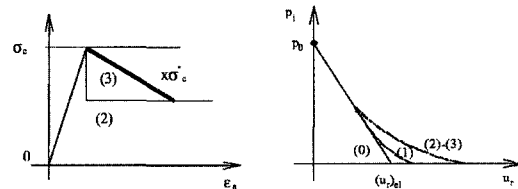


Fig. 15. Elasto-plastic stress-strain models generally used to derive the ground reaction curve; (a) stress-strain laws; (b) ground reaction curves.

- $\phi_p, \phi_r$ : 마찰각( $p$ 와  $r$ 은 각각 최대 및 잔류 마찰각을 의미함)
- $E$ : 영률
- $\nu$ : 포아송비
- $\phi$ : 팽창각(dilation angle)

Ribacchi와 Riccioni(1977)가 제안한 해에 따르면

- 소성반경

$$R_{pl} =$$

$$R \left\{ \frac{(p_0 + c_p \cot \phi_p) - (p_0 + c_p \cot \phi_p) \sin \phi_p}{p_i + c_r \cot \phi_r} \right\}^{\frac{1}{N_p^{(r)} - 1}}$$

여기서,

$$N_p^{(r)} = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r}$$

- 터널 주위 암반의 소성 파괴 시점으로 정의되는 한계 반압

$$p_{cr} = p_0(1 - \sin \phi_p) - c_p \cos \phi_p$$

- 탄성영역 내 반경방향 변위( $r \geq R_{pl}$ )

$$u_r = \frac{1 + \nu}{E} (p_0 - p_{cr}) \frac{R_{pl}^2}{r} \quad (4)$$

- 소성영역 내의 반경방향 변위( $R < r < R_{pl}$ )

$$u_r = \frac{1 + \nu}{E} \left\{ \frac{R_{pl}^{K+1}}{r^K} (p_0 + c_p \cot \phi_p) \sin \phi_p + (p_0 + c_p \cot \phi_p) (1 - 2\nu) \left( \frac{R_{pl}^{K+1}}{r^K} - r \right) \right. \\ \left. - \frac{[1 + N_p^{(r)} K - i(K+1)(N_p^{(r)} + 1)] (p_i + c_r \cot \phi_r)}{(N_p^{(r)} + K) R^{N_p^{(r)} - 1}} \left( \frac{R_{pl}^{N_p^{(r)} + K}}{r^K} - r^{N_p^{(r)}} \right) \right\} \quad (5)$$

여기서,  $K = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

반경방향 지보압  $p_i$  가  $p_{cr}$ 보다 크면(즉, 한계 반압보다 지보압이 클 때) 암반은 탄성 조건에 있고 식 (4)를 이용하여 Fig. 14의 탄성 특성곡선에서 탄성영역을 계산할 수 있다( $r=R=R_{pl}$ ). 반경방향 지보압  $p_i$  가  $p_{cr}$ 보다 작을 때  $r=R$ 에 대하여 특성곡선은 식 (5)와 같이 주어지며 곡선의 형태는 위로 오목하다.

(b) Fig.15는 암반이 Hoek-Brown 파괴 기준을 따를 때(a1)최대강도와 잔류 강도가 같은 경우(완전탄소성 모델) 혹은 (a2)최대강도 및 잔류강도가 다른 경우(취성탄소성)를 보여 준다. 암반의 강도 및 변형 특성은 다음의 변수들에 의해 결정된다.

$\sigma_{ci}$  : 신선암의 일축압축강도

$m_p, m_r, s_p, s_r$ : Hoek-Brown 정수

Brown 등(1983)에 따르면 다음과 같이 소성 반경 및 반경방향 변위를 구할 수 있다.

- 소성반경

$$R_{pl} = R \exp \left[ N - \frac{2}{m_r \cdot \sigma_{ci}} \sqrt{m_r \cdot \sigma_{ci} \cdot p_i + s_r \cdot \sigma_{ci}^2} \right]$$

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left[ \frac{m_p}{4} \right]^2 + \frac{m_p p_0}{\sigma_{ci}} + s_p - \frac{m_p}{8}}$$

$$N = \frac{2}{m_r \cdot \sigma_{ci}} \sqrt{m_r \cdot \sigma_{ci} \cdot p_0 + s_r \cdot \sigma_{ci}^2 - m_r \cdot \sigma_{ci}^2 \cdot M}$$

- 터널 주위 암반의 소성 파괴 시점의 한계 반압  $p_{cr}$ 는

$$p_{cr} = p_0 - M \sigma_c$$

- 탄성영역 내의 반경방향 변위( $r \geq R_{pl}$ )

$$u_r = \frac{1 + \nu}{E} (p_0 - p_{cr}) \frac{R_{pl}^2}{r}$$

- 소성영역에서의 반경방향 변위( $R < r < R_{pl}$ )

$$u_r = \frac{M \cdot \sigma_{ci} \cdot 2(1 + \nu)}{E(f + 1)} \left[ \frac{(f - 1)}{2} + \left( \frac{R_{pl}}{r} \right)^{f+1} \right] \cdot r$$

여기서  $f$ 는

$$f = 1 + \frac{m_p}{2 \sqrt{\frac{m_p \cdot p_{cr}}{\sigma_{ci}} + s_p}}$$

### 4.2 수치해석

암반의 일축압축강도와 초기응력의 비  $\sigma_{cm}/p_0$ 가 0.3 이하인 경우에는 수치해석을 이용하는 것이 바람직하며 터널의 안정성 문제가 심각해지는 0.15 이하의 경우에는 반드시 수치해석이 뒷받침되어야 한다. 터널의 시공단계에 안정성을 확보하기 위해 선행지보/지반안정화가 요구되는 등 지보/굴착 단계가 복잡한 경우에는 설계단계에 수치해석을 이용하면 여러 가지 장점이 있다.

완전해를 이용할 때에는 이방성의 초기지압 조건을 비롯하여 다단계 굴착, 막장굴진 영향, 막장 부근의 3차원조건, 라이닝 시공 지연에 따른 영향 등도 고려할 수 있다.

#### • 연속체 모델

연속체 모델을 이용할 때에는 모든 방향으로 암반의 강도 및 변형 특성이 동일한 것으로서 이러한 모델로는 탄성, 탄소성, 점탄성, 점탄소성이 있으며 유한요소법(FEM)과 유한차분법(FDM)이 수치해석 기법으로 이용된다. Fig. 16에서 봉압  $p_i$ 의 값은 0.8 MPa로 나타났으

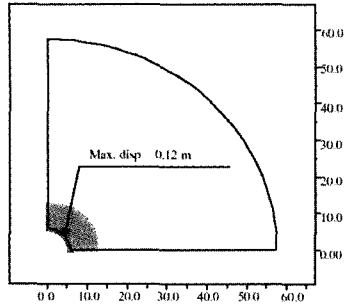


Fig. 16. Stress deformation analysis of a circular tunnel by the FLAC code.

Table 3. Comparison of results from calculated characteristic line and FDM solution.

	characteristic line	FDM solution
radial displacement $u_r$ (cm)	14.00	12.12
plastic radius $R_{pl}$ (m)	11.75	12.40

며 이는 암반-지보 관계 해석에 적용된 평형해이다. FLAC(Itasca, 1998, version 3.4)에 의한 해석결과와 완전해의 결과가 Table 3과 같이 잘 대비된다.

압출 조건의 암반 내에 시공될 터널을 설계할 때 수치해석을 하면 변형을 연화 거동과 시간의존적 거동과 같이 복잡한 응력-변형률 모델을 이용할 수 있고, 이들 모델을 FEM과 FDM에 적용할 수 있어 많은 이점이 있다.

● 탄소성 모델

Table 4는 터널 벽면에 발생된 변위와 소성 반경을 계산한 결과와 Aydan 모델로부터 얻은 결과를 비교한 것으로서 터널 심도의 영향으로 취성 탄소성거동을 보이는 응력-변형률 모델을 적용하면 변위와 소성영역이 지나치게 크을 알 수 있다.

Fig. 17은 완전탄소성 모델을 적용하였을 때(점선)와 Aydan의 모델을 적용하였을 때(실선)의 터널 주위 암반내 최대주응력( $\sigma_1$ ) 및 최소주응력( $\sigma_3$ )의 분포를 보

Table 4. Results of 2D analyses.

analysis	2D	
	$R_{pl}$ (m)	$u_{max}$ (cm)
perfectly plastic	7.0	3.8
brittle	18.7	41.0
Aydan	7.7	4.7

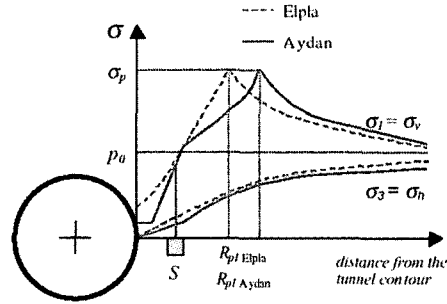


Fig. 17. Stresses at different distances from the tunnel contour for elastic perfectly plastic and Aydan stress-strain law.

여주고 있다. 그림에서 Aydan의 모델을 적용하였을 때 이완영역의 범위가 더 크며 소성반경의 크기가 1m 더 크게 나타났다.

● 불연속체 모델

일반적인 경우에 압출 거동을 보이는 암반 내에 있는 공동을 대상으로 연속체 모델을 적용할 수 있으며 기술적인 판단력과 경험이 뒷받침이 되면 연속체 모델링 결과를 터널의 설계에 활용할 수 있다. 그러나 불연속체 모델의 적용이 불가피한 경우도 있다.

Fig. 18은 이러한 경우를 잘 보여주고 있는데 여기서 암반은 층리가 발달된 argillite로 구성되어 있으며 층리의 주향이 터널의 축 방향과 나란하다. 연직방향의 절리 균이 발달되어 있고 층리와 절리는 연속성을 가지며 조밀한 간격으로 분포되어 있어 암반은 작은 블록들로 나뉘어져 있다. Fig. 18(a)는 개별요소법 UDEC(Itasca, 1998)을 적용하기 위한 균열망 모델(DFN, Discrete Feature Network)을 보여주고 있다.

절리의 거동은 Mohr-Coulomb의 이론 즉, 완전탄소성 거동을 보이는 것으로 가정하였다. 각 암석 블록은 탄소성 재료로서 Mohr-Coulomb 파괴기준을 따른다. 암석 블록 및 절리의 물성은 Table 5와 같으며, 초기응력은 이방성을 보여 연직응력이 5MPa 그리고 축압계수(수평응력/연직응력)를 1.5로 가정하였다.

Fig. 18(b)-(d)는 응력 해석결과를 보여주고 있는데 Fig. 18(b)는 변위벡터를, Fig. 18(c)는 공극을, Fig. 18(d)는 이완된 블록을 각각 나타내고 있다. 그림에서 나타나듯이 비록 암반이 연약하고 암절이 불량하지만 불연속면의 방향이 터널 주위의 암반 내 응력 및 변형의 발달은 물론 압출 거동에 영향을 미치고 있다.

● 3차원 조건의 영향

지금까지의 해석은 주로 2차원 조건으로 하였고 터널

**Table 5.** Material and joint properties used in the DFN model.

material properties		joint properties		beddings	joints
$E$ (GPa)	5	$K_p$ (GPa/m)		10	10
$\nu$	0.25	$K_s$ (GPa/m)		1	1
$c$ (MPa)	5	$c$ (KPa)		10	50
$\phi$ (°)	30	$\phi$ (°)		20	35

의 변형과 터널 주위 암반 내 응력의 작용도 터널 막장의 영향을 받지 않는 것으로 가정함으로써 실제 터널 거동이 왜곡되게 나타난다.

2차원 해석에서와 같이 응력-변형을 모델로는 Fig. 15의 (1) 및 (2)를 Aydan 모델(Fig.1)과 함께 채택하였으며 암반을 선형탄성체로 가정하여 2차원 해석 결과와 비교하였다.

응력 자취를 도시하기 위해 다음과 같이  $s$  및  $t$ 의 값을 정의하였다.

$$s = \text{평균 수직응력} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

$$t = \text{편차응력} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

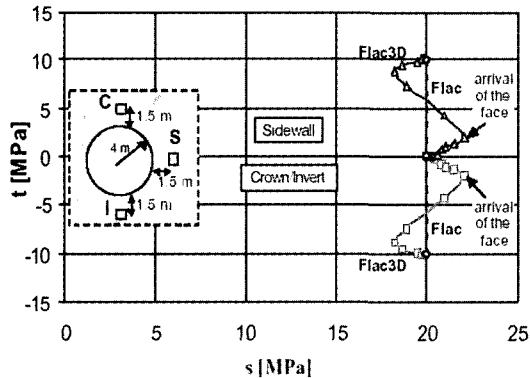
여기서

$\sigma_v$  : 연직응력

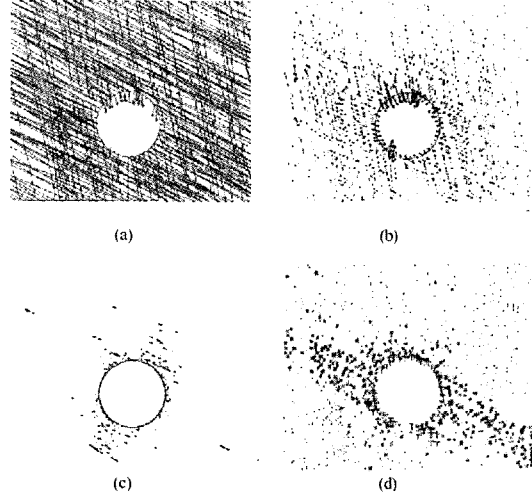
$\sigma_h$  : 수평응력

2차원 및 3차원 조건에서 각각 터널 축 방향을 따라 대표단면을 선정하여 굴진이 진행되는 과정에 터널 막장 면에서의 응력 자취를 분석하였으며, 이 때 암반은 등방 선형 탄성체로 가정하였다.

굴진이 진행됨에 따라 터널의 천장/인버트(C/I)와 측벽에서의 응력 자취에서 평균수직응력  $s$ 는 일정하게 유



**Fig. 19.** Stress path at point C(crown), I(invert) and S(sidewall) around the tunnel. The rock mass is linearly elastic.

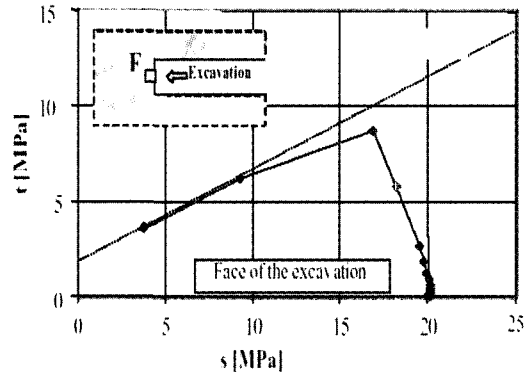


**Fig. 18.** Results of a DFN model representing a 11m diameter tunnel in argillite. (a) DFN model; (b) Displacement distribution (maximum value 0.159 m); (c) Open zones; (d) Failure zone.

지하였고 편차응력  $t$ 는 증가하였다.

터널 막장 진행의 영향이 고려된 3차원 모델에서는 전혀 다른 응력 자취를 보였다. 이 경우 Fig. 19에서와 같이 터널의 측벽에 작용하는 평균 수직 응력  $s$ 는 초기에 증가하다가 막장면이 대표 단면을 지나가는 순간부터 감소하는 것으로 나타났으며 굴착이 완료되면  $s$ 의 값이 다시 증가한다. 천장/인버트에서도 측벽에서와 같은 양상의 거동이 나타나지만  $t$  값의 부호가 반대이다.

이러한 현상은 터널 막장 면에서 더욱 심하게 나타나는데 Fig. 20은 평면 ( $s, t$ )에서 완전 탄소성체인 암반 내에서 시공 중인 터널의 경우이다. 그림에서 편차응력이 증가함에 따라 평균 수직응력이 감소하고 있음을 보여



**Fig. 20.** Stress path at point F(face of the excavation). The rock mass is linearly elastic perfectly plastic.

준다. 터널의 막장 면이 대표 단면에 가까워지면서 소성거동을 보이기 시작할 때 응력 자취가 바뀐다.

Fig.19에서는 대표 단면의 암반이 탄성거동을 보이는 한 FLAC3D 해석으로 계산된 응력 자취에서 평균 수직 응력은 증가하고 이 때 편차응력의 변화가 수반됨(측벽에서는 양, 천장/인버트에서는 음의 응력)을 보여준다. 터널 막장 면이 대표 단면에 도달하여 지나간 후 평균 수직응력은 감소하고 편차응력은 파괴가 일어나기까지 거의 일정하게 유지된다.

암반이 압축 거동을 보인다고 가정하여 완전탄소성 모델 혹은 Aydan의 응력-변형률 모델을 이용한 FLAC3D 해석하였을 때의 응력 자취는 터널 막장의 진행에 의한 소성영역의 확대와 이동의 영향을 받아서 아주 다른 양상을 보인다(Fig. 21). 한편 FLAC에 의해 2차원 조건으로 구한 응력 자취(Fig. 21)는 터널의 측벽 및 천장/인버트에서 편차응력이 파괴조건에 도달할 때까지 평균 수직응력이 감소하는 것으로 나타나고 있다.

완전탄소성 모델과 Aydan 모델에서 응력 자취는 같은 양상을 보이지만 Aydan 모델에서 수직응력의 감소량이 더 크게 나타난다. 두 모델 모두 측벽과 천장/인버트에서 잔류 강도값까지 도달하고 있지는 않아서 변형이 발생되더라도 Aydan 모델의 완전탄소성 영역내의 응력상태를 유지한다.

● 소성영역과 변형의 발생

터널 주위와 막장면에 발생하는 소성영역은 터널의 진행방향과 같은 방향으로 발달하고 있다. 소성영역의 범위가 넓어지면서 터널 막장면의 전방과 후방에 반경 방향 변위가 터널의 내부로 발생한다.

Table 6은 최대 터널 변위, 소성반경을 보여주며 3차

Table 6. Results of 2D and 3D analyses.

analysis	3D		2D	
	$R_p(m)$	$u_{max}(cm)$	$R_p(m)$	$u_{max}(cm)$
Perfectly plastic	7.4	5.6	7.0	3.8
brittle	18.4	53.9	18.7	41.0
Aydan	8.2	6.4	7.7	4.7

원 해석에서 반경방향 변위는 터널 막장으로부터 터널 직경의 두 배 만큼 떨어진 단면에서의 값으로서 이 지점에서 최종변위에 도달하게 된다. 이 두 모델과 더불어 취성 탄소성모델에 의한 해석도 수행되었다.

앞의 두 모델의 경우 소성반경과 반경방향의 변위의 값이 거의 같게 나타나며 3차원 모델의 값이 2차원 모델의 값 보다 좀더 크게 나타났다. 이 결과는 본 해석에서 2차원에서 고려되지 않은 막장면의 3차원적인 거동 영향으로 볼 수 있다. 취성 탄소성 모델에 의한 해석을 할 때에는 변위와 소성영역의 범위가 과대평가 되었다.

Fig. 22는 터널 막장의 전방과 후방에서 일어나는 변위를 면밀히 관찰한 결과를 보여 주고 있다. 이 그림에서 암반의 변위는 터널의 막장으로부터 터널직경의 1.5 배 전방에서 시작되며 터널 막장으로부터 터널직경의 2 배 후방에서 최대값에 도달하게 됨을 알 수 있다. 터널 막장면에서 일어나는 반경방향의 변위는 채택된 응력-변형률 모델에 따라 다소 차이는 있지만 대개 최종 변위의 0.15배로부터 0.25배까지로 나타났다.

5. 결론

연약암반의 압축 거동은 암반의 변형률 및 강도 특성

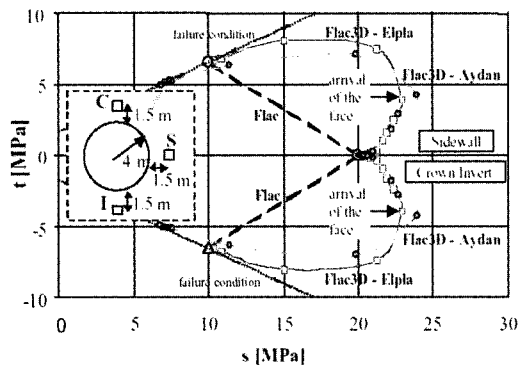


Fig. 21. Stress path point C(crown), I(invert) and S(sidewall) around the tunnel. The rock mass is linearly elastic perfectly plastic(ELpla) or obeys the Aydan stress-strain law.

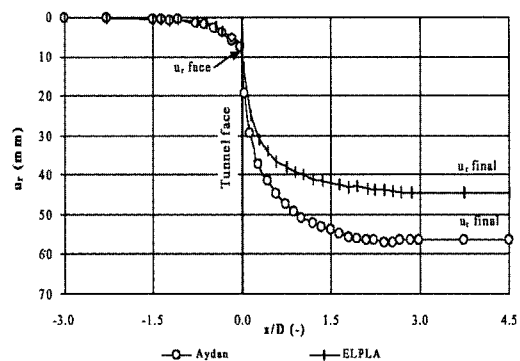


Fig. 22. Radial displacement distribution around the tunnel. The rock mass is behaving according to either the elastic perfectly plastic(ELpla) or the Aydan stress-strain law. Longitudinal section.

과 관련이 있으며, 압출 암반을 평가하는 기준으로는 첫째, 경험적인 기준으로서 ① 암질지수와 초기응력의 관계로 압출 기준을 결정하는 방법으로 이 때 암질지수는 다시 암반의 일축압축강도에 비례하는 것으로 보는 경우와, ② 암반이 받고 있는 응력의 크기에 무관한 암반계수와 암반 내 초기응력 및 터널의 규모와의 관계로 압출기준을 결정하는 경우로 대별된다.

둘째, 준경험적인 기준으로서 ① 암반의 일축압축강도와 초기응력의 비로 나타내는 방법과 ② 신선암의 강도와 터널의 토피압 즉, 초기응력의 비로 판단하는 방법, ③ 터널의 변형률을 암반의 일축압축강도와 초기응력의 비와 대비하여 평가하는 방법 등으로 나뉜다. 이 때 압출 암반의 취약성으로 인해 시료성형과 암반의 강도 특성 규명이 어려운 점을 고려하여 앞으로 이에 대한 심도있는 연구가 필요할 것으로 본다.

압출암반을 대상으로 다단계로 터널을 굴착할 때에는 노출되는 단면을 최소화하여야 하며 노출된 단면에 대해서는 즉시 보강을 해야 한다. 지보방법으로는 가축성을 가지는 슛크리트, 강지보 또는 록볼트를 적용하면 극심한 터널 변위를 예방할 수 있다.

압출 암반에서의 터널의 내공변위는 굴진속도에 반비례하는 것으로 나타나 TBM을 적용할 경우 지반 조건에 따른 적절한 장비를 선정하여 굴진속도를 증대함으로써 내공변위 감소를 유도할 수 있으며, 작업중단의 위험을 감소시킬 수 있다.

암반의 강도가 초기응력의 20% 수준 이하가 되면 변형의 증가와 함께 소성영역이 급속히 확산되므로 이 단계에 이르게 될 때 터널의 변형을 억제하여 파괴를 방지하여야 한다.

암반의 일축압축강도와 초기응력의 비가 0.3 이하인 경우에는 터널의 안정성 해석을 위해 수치해석을 이용하는 것이 바람직하며 특히 이 비가 0.15 이하인 경우에는 반드시 수치해석이 뒷받침되어야 한다. 이는 수치해석이 시공단계에 안정성을 확보해 줄 뿐만 아니라 지보/굴착 단계의 결정에도 활용되기 때문이다.

취성 탄소성 모델은 완전탄소성 모델 및 Aydan 모델 등에 비해 지나치게 큰 변위와 소성영역을 보이는 것으로 나타나 취성 탄소성 모델에 의한 해석을 할 때 내공변위와 소성영역의 범위가 과대평가된다.

수치해석 결과 연약한 암반일지라도 불연속면의 방향이 터널 주위의 암반 내 응력 및 변형의 발달은 물론 압출 거동에 큰 영향을 미친다.

터널의 굴진이 진행되는 과정이 막장 주위의 내공변위와 터널 막장면의 변위에 미치는 영향을 2차원 및 3차원 수치해석을 통해 비교 분석한 결과 3차원 모델에

서 소성반경과 내공변위의 값이 2차원 모델의 값 보다 좀 더 크게 나타났다. 또한 굴진이 진행되는 동안 3차원 모델은 굴진 막장의 영향을 받아 2차원과는 다른 응력 자취를 보여 막장 부근의 암반 거동 해석을 위해서는 3차원 모델에 의한 수치해석이 필요하다.

수치해석을 통해 막장 전방과 후방에서 일어나는 변위를 분석한 결과 터널의 막장으로부터 터널직경의 1.5배 전방에서 암반의 변위가 일어나기 시작하여, 막장으로부터 터널직경의 2배 후방에서 최대 값에 도달하게 되며, 터널 막장면에서 일어나는 반경방향 변위는 최종 변위의 0.15배로부터 0.25배까지의 범위에 있는 것으로 나타났다. 이러한 수치해석 결과는 암반의 역학적 특성에 따라 혹은 선택된 모델에 따라 차이가 있으며, 향후 현장 계측을 통하여 검증되어야 할 과제이다.

## 참고문헌

1. Aydan ö, Akagi T., Kawamoto T. (1993) - *The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2, pp. 137-163.
2. Barla G., Pazzagli G., Rabagliati U. Travaglini S. (1986) - *The San Donato Tunnel (Florence)*. Congresso Internazionale su Grandi Opere in Sotterraneo, Firenze, pp. 61-69.
3. Barla G. (1989) - *Stabilization measures in near surface tunnels in poor ground conditions*. International Congress on Progress and Innovation in Tunnelling, Toronto, 203-211.
4. Barla G. (1995) - *Squeezing rocks in tunnels*. ISRM News Journal, 3/4, 44-49.
5. Barla G. (2002) - *Tunnelling under squeezing rock conditions* (Torino), 96.
6. Barla M. (2000) - *Stress paths around a circular tunnel*. Rivista Italiana di Geotecnica, Italian Geotechnical Journal, 34, 1, 53-58.
7. Barton N., Lien R. and Lunde I. (1974) - *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports*. Rock Mechanics, 6, 4, 189-239.
8. Brown E.T., Bray J.W., Ladanyi B. and Hoek E. (1983) - *Characteristic line calculations for rock tunnels*. J. Geotech. Eng. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 109, 15-39.
9. Goel R.K., Jethwa J.L. and Paithakan A.G. (1995) - *Tunnelling through the young Himalayas - a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel*. Engrg. Geol., 39, 31-44.
10. Hoek E., Brown E.T. (1997) - *Practical estimates of rock mass strength*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 34, 1156-1186.
11. Hoek E. (1998) - *Tunnel support in weak rock*. Sedimentary Rock Engineering, ISRM Regional Symposium, Taipei, O. Chin-Der ed., 281-292.

12. Hoek E. and Marinos P. (2000) - *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. Tunnels and Tunnelling International, pp. 45-51: part one; 33-36: part two.
13. Hoek E. (2000) - *Big tunnels in bad rock*. Draft of a paper to be submitted for publication in the ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000 Terzaghi Lecture, Seattle.
14. International Society for Rock Mechanics (ISRM) (1994) - *Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 31, 5.
15. ITASCA Inc. (1998) - *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Ver. 3.4, User's manual.
16. Jethwa J.L., Singh B and Singh B. - (1984) - *Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions - a new approach*. Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium, Cambridge, E.T. Brown and J.A.Hudson eds., pp. 231-238.
17. Kovari K. (1998) - *Tunnelbau in druckhaftem Gebirge - Tunnelling in squeezing rock*. Tunnel 5, 12-31.
18. Lunardi P. and Bindi R. (2001) - *The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods*. Progress in Tunnelling after 2000, AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, 2, 309-322.
19. Lunardi P. (2000) - *Design and constructing tunnels - ADECO-RS approach*. Tunnels and Tunnelling International, Special supplement May.
20. Moritz A.B. (1999) - *Ductile support system for tunnels in squeezing rock*. Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, Technical University Graz.
21. Panet M. (1996) - *Two case histories of tunnels through squeezing rocks*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 29, 3, 155-164.
22. Ribacchi R. and Riccioni R. (1977) - *Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare*. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 4, 7-17.
23. Schubert P. (1996) - *Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 29 (3), 145-153.
24. Schubert W. (2000) - *TBM excavation of tunnels in squeezing rock*. Lo scavo meccanizzato di gallerie, MIR 2000, Torino, G. Barla ed., 355-364.
25. Singh B., Jethwa J.L., Dube A.K., Singh B. (1992) - *Correlation between observed support pressure and rock mass quality*. Tunnelling and Underground Space Technology, 7, 59-74.
26. Singh B. and Goel R.K. (1999) - *Rock mass classification: a practical approach in Civil Engineering*. Elsevier Science Ltd. U.K.
27. Terzaghi K. (1946) - *Rock defects and loads in tunnel supports*. *Rock tunneling with steel supports*. R.V. Proctor and T.L. White eds., The Commercial Shearing and Stamping Co.

---

### 정 소 곽



1975년 서울대학교 자원공학과 공학사  
 1982년 Ecole des mines de Nancy (in France) DEA  
 1984년 Orleans 대학 (in France) 공학박사  
 Tel: 042-868-3231  
 E-mail: skchung@kigam.re.kr  
 현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부 책임연구원

---