

## 역해석을 이용한 콘크리트라이닝 지반 이완하중 산정방법 연구

박기환\* · 신영완\*\* · 김정주\*\*\* · 유한규\*\*\*\*

Park, Ki Hwan\*, Shin, Young Wan\*\*, Kim, Jung Joo\*\*\*, Yoo, Han Kyu\*\*\*\*

### A Study on the Estimation Method of Rock Load Applied to Concrete Lining Using Back Analysis

#### ABSTRACT

Design criteria for rock load on tunnel concrete lining has not been established yet. Generally rock load on tunnel concrete lining is empirically estimated, which leads to a conservative design. Ordinary estimation method of rock load includes various problems. Estimating by numerical analysis is very complicated and has not been verified with field measurements. Therefore, it is necessary to conduct a study on practical method of estimating rock load which is more accurate to the real rock load on tunnel concrete lining. This study, presents estimation method of rock load on tunnel concrete lining. Crown settlement of the tunnel construction site has been measured and it was been back analyzed to estimate the rock load. The rock load was estimated to be smaller compare to the ordinary estimation method.

**Key words** : Rock load, Back analysis, Field measurements, Crown settlement, Concrete lining

#### 초록

터널 콘크리트라이닝 설계 시 적용되는 지반 이완하중은 정립된 설계기준이 없는 상태이다. 또한, 경험적인 지반 이완하중을 산정하여 설계에 적용함으로써 다소 보수적인 설계가 이루어지고 있는 것으로 일반적으로 인식되고 있다. 기존의 지반 이완하중 산정방법은 각각 다양한 문제점을 내재하고 있고, 수치해석에 의한 지반 이완하중 산정방법은 복잡하며 실제 지반 이완하중과의 비교검증이 이루어지지 않은 문제점이 있다. 따라서, 실제 터널현장의 거동을 반영할 수 있는 합리적인 지반 이완하중 산정방법에 대한 연구가 필요하다. 본 연구에서는 터널 시공현장에서 측정된 계측자료의 천단침하를 고려한 역해석을 통하여 지반 이완하중을 산정하는 방법을 제안하였다. 기존 지반 이완하중 산정방법보다 다소 작은 지반 이완하중이 산정되었다.

**검색어** : 지반 이완하중, 역해석, 계측자료, 천단침하, 콘크리트라이닝

#### 1. 서론

NATM 공법에서 숏크리트와 록볼트 등 1차 지보재가 터널의 내구연한 동안 충분한 지보역할을 한다면 콘크리트라이닝에는 지반 이완하중이 작용하지 않을 수 있다. 그러나 지반조건이 불량하여 장기적인 소성변형이 발생하거나 숏크리트의 열화 등 1차 지보재가 지보능력을 상실할 경우, 또는 변위가 수렴되지 않은 상태에서 콘크리트라이닝을 타설할 경우에는 지반 이완하중을 고려해야 한다.

\* 정회원 · 한양대학교 대학원 건설환경공학과 석사졸업 (righks58@naver.com)

\*\* 정회원 · (주)하정엔지니어링 엔지니어링본부장·터널지반부 부서장, 공학박사, 기술사 (ywshin@hakyong.net)

\*\*\* 정회원 · 한양대학교 대학원 건설환경공학과 석박사통합과정 (lineup011@hanyang.ac.kr)

\*\*\*\* 정회원 · 교신저자 · 한양대학교 공학대학 건설환경공학과 교수, 공학박사 (Corresponding Author · Hanyang University · hankyu@hanyang.ac.kr)

Received March 4, 2013/ revised May 6, 2013/ accepted June 29, 2013

지반 이완하중의 대표적인 산정방법으로 Bierbäumer, Terzaghi의 이론식과 Terzaghi의 암반하중분류표, RMR 및 Q값을 이용한 경험식이 있으며 이를 고찰한 결과 이에 명확한 산정방법에 대한 규명이 이루어지고 있지 않았다. 이러한 문제의 해결을 위해 국내의 경우 Chun et al.(2000)은 NATM 터널 콘크리트라이닝 설계 시 적용되는 암반 이완하중 산정방법에 대해 고찰하였으며, 여러 형태의 암반하중과 잔류수압을 조합하여 구조해석을 실시한 후 콘크리트라이닝에 발생하는 응력의 크기를 비교하고, 적절한 하중 조합을 제시하였다. Seo et al.(2002)은 질량스프링 모델을 통하여 지반, 1차 지보재, 콘크리트라이닝 상호작용 특성을 반영한 수치해석을 수행하여 콘크리트라이닝에 작용하는 지반 이완하중 산정 및 특성에 관한 연구를 수행하였다. 또한 Kim et al.(2012)은 지반-라이닝 상호작용 모델을 이용한 수치해석 결과를 지반변수를 이용한 다중회귀분석을 통하여 지반-라이닝 상호작용 관계식을 제안하였다.

그러나 터널 굴착 시 보강공법으로 인한 지반 물성값의 변화와 모든 지반의 불확실성을 고려하지 못하고, 기존 산정식과 연구들은 실제적인 지반 이완하중이 아닌 추정된 값이라는 한계점이 있기 때문에 본 연구에서는 실제 터널시공 중 측정된 계측자료 중 가장 크게 발생하였고 터널가동을 가장 잘 나타내는 천단침하를 이용하여 지반 이완하중을 산정하는 방법을 제안하였다. 매개변수로 Terzaghi 암반하중분류표의 암반상태별 평균값을 적용한 지반 이완하중을 선정 후 목표함수를 계측변위로 선정하였다. 빔스프링 모델을 이용한 구조해석을 통하여 지반 이완하중고와 천단침하의 선형회귀식을 도출하고 천단침하를 통하여 지반 이완하중고를 산정하였다.

## 2. 지반 이완하중 산정방법 고찰

콘크리트라이닝의 설계 시 적용할 수 있는 대표적인 지반 이완하중 산정방법은 Bierbäumer 이론식, Terzaghi 이론식, Terzaghi의 암반하중분류표, RMR 및 Q값을 이용한 경험식과 지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식 등 매우 다양하다. 본 절에서는 Table 1과 같은 지반특성치를 적용하여 각각의 방법에 대하여 토피고를 고려하는 식과 토피고를 고려하지 않는 식으로 나누어 방법별 특징을 분석하였다.

## 2.1 토피고를 고려하는 식

### 2.1.1 Bierbäumer 이론식

Bierbäumer는 Fig. 1과 같이 지반 이완하중의 영역이 포물선 형태로 발생하는 것으로 Eq. (1)을 제안하였다.

$$P_{roof} = \alpha \times H \times \gamma \tag{1}$$

$$\text{토피고가 작을 경우 : } \alpha = 1 \tag{2}$$

$$H \leq 5B: \alpha = 1 - \frac{\tan\phi \times \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \times H}{b + 2m \times \tan(45 - \frac{\phi}{2})} \tag{3}$$

$$H > 5B: \alpha = \tan^4(45 - \frac{\phi}{2}) \tag{4}$$

$$\text{여기서, } B = 2[\frac{b}{2} + m \cdot \tan(45 - \frac{\phi}{2})] \tag{5}$$

- $P_{roof}$  : 지반 이완하중                       $B$  : 이완영역 폭
- $\alpha$  : 감소계수                                       $\phi$  : 내부마찰각
- $H$  : 토피고                                               $m$  : 터널의 높이
- $\gamma$  : 암반의 단위중량                               $b$  : 터널의 폭

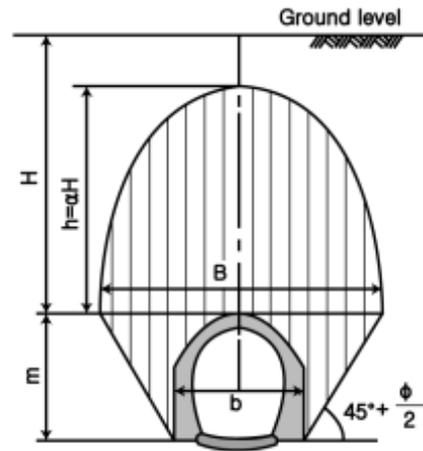


Fig. 1. Assumption of Bierbäumer's Rock Load Theory

Table 1. Ground Characteristic of Type A at ○○Tunnel

Classification	Cohesion(kPa)	Internal friction angle(°)	Specific weight(kN/m <sup>3</sup> )	Deformation modulus(MPa)	Remarks
Ground characteristic	70	29	20	28	width of tunnel: 13.20 m height of tunnel: 9.80 m overburden: 60.00 m

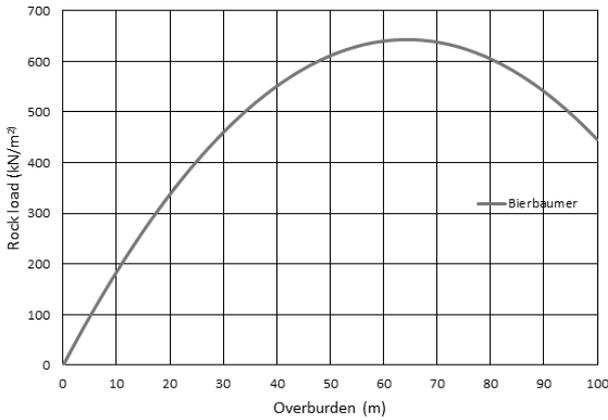


Fig. 2. Relationship Between Rock Load and Overburden by Bierbäumer's Rock Load Theory

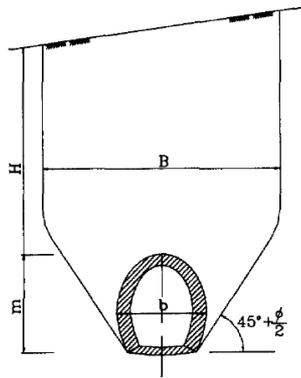


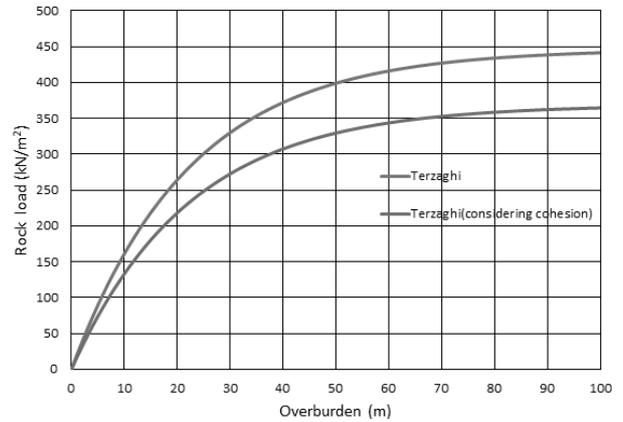
Fig. 3. Assumption of Terzaghi's Rock Load Theory(1946)

토피고에 따른 Bierbäumer 이론식의 지반 이완하중 산정결과는 Fig. 2와 같은 결과를 보였다. Bierbäumer 이론식의 토피고가 증가함에 따라 지반 이완하중은 증가하다가 이완영역의 폭(B)에 약 2.7배가 되는 토피고 68m에서 최대값 641 kN/m<sup>2</sup>을 보인 후 다시 감소하는 경향을 보였으며, Bierbäumer 이론식의 지반 이완하중 산정에 있어 주요인자는 토피고임을 알 수 있었다.

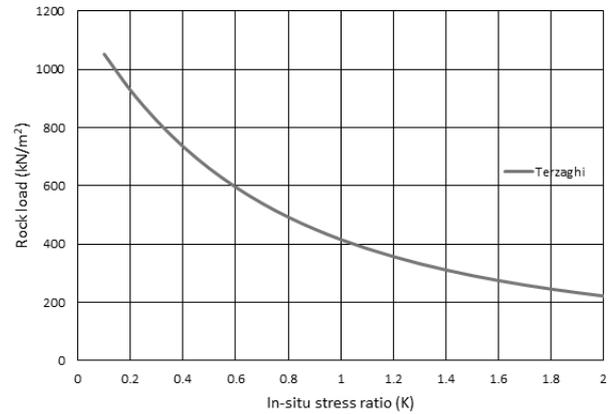
### 2.1.2 Terzaghi 이론식

Terzaghi(1946)는 비점착성의 건조한 조립토에 대해서 Fig. 3과 같은 형태의 파괴면에 대하여 Eq. (6)을 제안하였고, 최근 지반의 아칭효과를 고려하여 점착력 특성을 반영한 Eq. (7)을 이용하여 지반 이완하중 산정 및 설계에 반영하였다(Kim et al, 2010).

$$\text{점착력 미고려시 : } P_{roof} = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}}) \quad (6)$$



(a) Relationship Between Rock Load and Overburden ( $\phi=29^\circ, K=1$ )



(b) Relationship Between Rock Load and In-Situ Stress Ratio (H=60 m,  $\phi=29^\circ, C=70$  kPa)

Fig. 4. Rock Load of Terzaghi's Theory

$$\text{점착력 고려시 : } P_{roof} = \frac{\gamma B - 2C}{2K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}}) \quad (7)$$

$$\text{여기서, } B = 2 \left[ \frac{b}{2} + m \cdot \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (8)$$

$P_{roof}$  : 지반 이완하중  
 $H$  : 토피고  
 $\phi$  : 내부마찰각  
 $m$  : 터널의 높이  
 $C$  : 점착력  
 $B$  : 이완영역 폭  
 $\gamma$  : 토질의 단위중량  
 $K$  : 측압계수  
 $b$  : 터널의 폭

Terzaghi 이론식을 이용하여 지반 이완하중 산정 시 점착력을 고려하는 경우와 고려하지 않는 경우의 특성을 비교 검토하였다. Fig. 4(a)에서와 같이 내부마찰각이 일정한 경우 토피고가 증가함에 따라 지반 이완하중이 증가하지만 증가율이 점차 감소하면서 일정

한 값에 수렴하는 경향을 나타내며, 점착력을 고려한 경우와 고려하지 않는 경우의 지반 이완하중의 차이는 최대 약 76.8 kN/m<sup>2</sup>의 차이를 보이고 있다. 또한 Fig. 4(b)에서와 같이 축압계수에 따른 지반 이완하중의 값의 변화는 222~1052 kN/m<sup>2</sup>로 큰 차이를 나타내고 있다. 이처럼 Terzaghi 이론식의 주요인자는 토피고와 축압계수 그리고 점착력임을 알 수 있다.

2.1.3 지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식

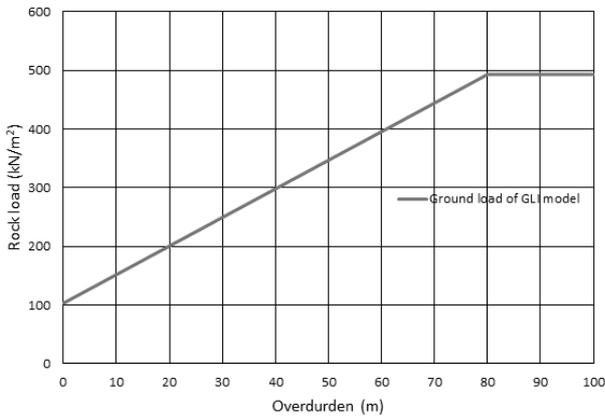
지반-라이닝 상호작용 모델을 이용한 수치해석 방법은 기존의 터널 수치해석이 굴착과 지보설치 과정으로 한정된 것을 콘크리트 라이닝 시공과정까지 확장한 개념으로서 1차 지보재의 열화에 의해 지반과 지보재의 평형상태가 깨어짐으로 불평형력이 발생하여 2차 평형상태에 도달할 때까지 콘크리트라이닝에 하중이 작용하게 된다는 개념이다. 다양한 지반조건, 지층 및 지보재의 특성을 반영하였기 때문에 기존의 골조모델해석보다 지반공학적 특성을 고려하여 지반 이완하중을 정량적으로 산정할 수 있는 장점이

있으나, 구조계산법의 복잡성 등으로 인하여 현실적으로 직접 적용하기에는 다소 문제점이 야기될 가능성도 배제할 수 없다. 따라서, 일반철도와 고속철도 단면에 대하여 기존 설계 사례분석을 통한 암반등급별 대표물성치, 토피고(20m, 30m, 60m, 80m)를 매개변수로 수치해석적인 방법을 사용하여 지반 이완하중 크기를 산정하였으며, 결과값에 대한 다중회귀분석을 통하여 Eq. (9)를 제안하였다(Kim et al., 2012).

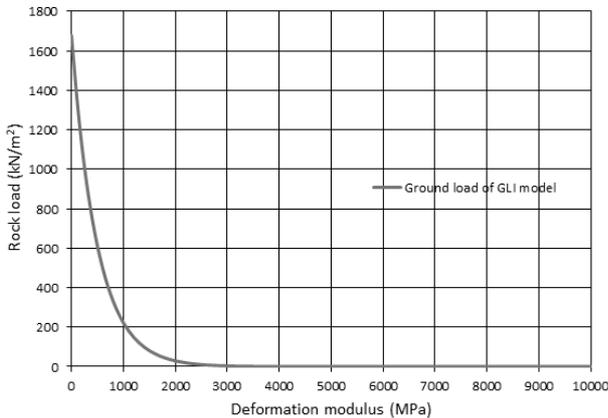
$$P = \left[ \frac{\gamma \cdot (B + H) - C}{7 \tan \phi} \right] \cdot e^{-\frac{E}{1000(\gamma \cdot B)}} \quad (9)$$

$$\text{여기서, } B = 2 \left[ \frac{b}{2} + h \cdot \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \right] \quad (10)$$

- $P_{roof}$  : 지반 이완하중
  - $h$  : 터널높이
  - $b$  : 터널의 폭
  - $\gamma$  : 지반의 단위중량
  - $E$  : 변형계수
  - $\phi$  : 내부마찰각
  - $C$  : 점착력
  - $H$  : 토피고
- (단,  $H > 80m$  인 경우,  $H = 80m$  를 적용)



(a) Relationship between Rock Load and Overburden



(b) Relationship between Rock Load and Deformation Modulus

Fig. 5. Rock Load of GLI Model

지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식은 Fig. 5(a)에서와 같이 내부마찰각이 일정한 경우 토피고의 증가에 따라 지반 이완하중은 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있으며(80m이상의 토피고에서는 지반 이완하중을 제한) Fig. 5(b)에서와 같이 지반 이완하중과 변형계수와의 관계를 분석한 결과 변형계수 값이 3,700MPa 이상의 경우 0으로 수렴한다는 것을 알 수 있었다. 이로써 지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식은 토피고 80m이상에서의 지반 이완하중을 임의로 제한하여 공학적인 근거가 다소 부족한 문제점이 있다.

2.2 토피고를 고려하지 않는 식

2.2.1 Terzaghi의 암반하중분류표

수정된 Terzaghi 암반하중분류표는 Table 2와 같이 암반상태에 따라 9단계로 구분하였으며, 적용된 터널단면 형상도 마제형으로 가정하였다.

암반상태에 따른 지반 이완하중높이를 산정함에 있어 하중계수 적용 시 기술자의 경험적 판단이 요구되므로 기술자 마다 편차가 있을 것으로 판단되며, 개괄적이어서 암질의 객관적인 평가가 곤란할 것으로 판단된다. Fig. 6은 Type A의 터널 폭과 높이를 통하여 암반 상태별 지반 이완하중을 산정한 값을 나타내었으며, 지반 이완하중은 최소 26 kN/m<sup>2</sup>에서 최대 1104 kN/m<sup>2</sup>까지 차이를 보이고 있다.

2.2.2 RMR 암반분류에 의한 방법

Unal(1983)과 인도의 Venkateswarlu(1986)는 Bieniawski

Table 2. Modified Rock Load Classification Table of Terzaghi(Deere et al. 1970 : Rose, 1982)

Rock condition	RQD	Rock load height Hp(m)	Remarks
1. Hard and intact	95 ~ 100	0	Light lining required only if spalling or popping occurs
2. Hard stratified or schistose	90 ~ 99	0 ~ 0.5B	Light support, mainly for protection against spalls Load may change erratically from point to point
3. Massive, moderately jointed	85 ~ 95	0 ~ 0.25B	-
4. Moderately blocky and seamy	75 ~ 85	0.25B ~ 0.20(B+Ht)	Types 4, 5, and 6 reduced by about 50% from Terzaghi value because water table has little effect on rock load(Terzaghi, 1946: Brekke 1968)
5. Very blocky and seamy	30 ~ 75	(0.20 ~ 0.60)(B+Ht)	
6. completely crushed but chemically intact	3 ~ 30	(0.60 ~ 1.10)(B+Ht)	
6a. Sand and gravel	0 ~ 3	(1.10 ~ 1.40)(B+Ht)	
7. Squeezing rock, moderate depth	NA	(1.10 ~ 2.10)(B+Ht)	Heavy side pressure invert struts required Circular ribs are recommended
8. Squeezing rock, great depth	NA	(2.10 ~ 4.50)(B+Ht)	-
9. Swelling rock	NA	Up to 250ft irrespective of value of (B+Ht)	Circular ribs required In extreme cases, use yielding support

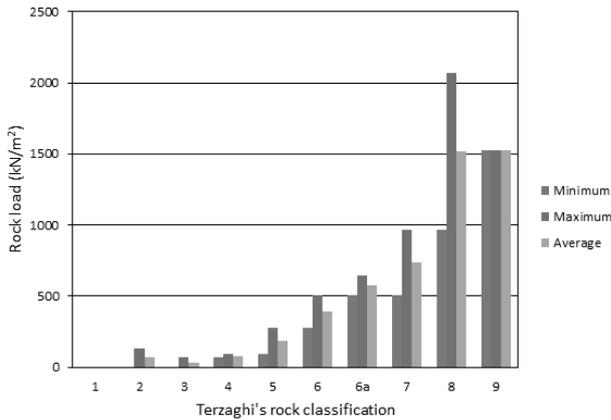


Fig. 6. Comparison of Rock Load by Terzaghi's Rock Load Classification Table

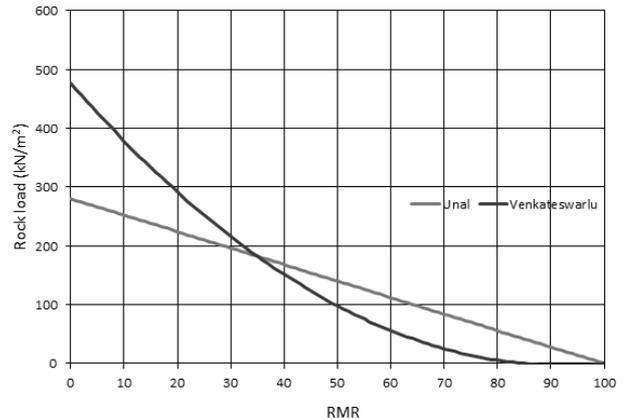


Fig. 7. Rock Load Change by RMR(Unal and Venkateswarlu)

(1973)에 의해 제안된 RMR을 이용하여 지반 이완하중( $P_{roof}$ )을 산정하는 경험식 (11)과 (12)를 제안하였다.

Unal의 방법

$$P_{roof} = \frac{100 - R}{100} \gamma b \quad (11)$$

Venkateswarlu의 방법

$$P_{roof} = b \times \gamma \times (1.7 - 0.037R + 0.0002R^2) (\times 10^2 MPa) \quad (12)$$

여기서,  $P_{roof}$  : 지반 이완하중

$\gamma$  : 지반의 단위중량

$b$  : 터널의 폭

Fig. 7과 같이 Unal(1983)이 제안한 경험식을 이용한 지반 이완하중 산정결과 RMR이 증가할수록 지반 이완하중이 선형적으로 감소하게 되며 RMR이 100이 될 경우에는 지반 이완하중의 크기는 0이 된다.

Venkateswarlu(1986)이 제안한 경험식의 경우 RMR과 지반 이완하중 사이의 관계는 2차 함수의 관계를 보이며 RMR이 커질수록 지반 이완하중은 감소하게 되며 RMR이 85이상이면 음의 값을 갖게 됨을 알 수 있다.

Table 3. Conversion of Q Value

Q range	Q'
10 < A	5Q
0.1 ≤ Q ≤ 10	2.5Q
Q < 0.1	Q

2.2.3 Q-system에 의한 방법

Grimstad와 Barton(1993)은 절리군수 3을 경계로 Q값에 의한 지반 이완하중을 산정하는 경험식 (13)과 (14)를 제안하였다. 또한 수평 암반하중( $P_{wall}$ )은 Table 3과 같이 Q를 보다 양호한 값인 Q'으로 환산한 후 절리군 수에 따른 연직 암반하중( $P_{roof}$ )과 동일한 식으로 계산하였다.

절리군수 ≥ 3 :

$$P_{roof} = \left[ \frac{2.0}{J_r} \right] Q^{-\frac{1}{3}} (\times 10^2 kPa) \quad (13)$$

절리군수 < 3 :

$$P_{roof} = \frac{2.0 J_n^{\frac{1}{2}} Q^{-\frac{1}{3}}}{3.0 J_r} (\times 10^2 kPa) \quad (14)$$

3. 역해석을 이용한 지반 이완하중 산정방법 제안

3.1 역해석 개요 및 방법

일반적으로 역해석 문제는 역산법(inverse method)과 직접법(direct method)의 2가지 방법이 사용되고 있으나, 본 연구에서는 지반의 탄소성 거동을 보다 정확히 반영하기 위해서 직접법을 사용하였다. 직접법은 계측결과와 해석결과를 비교하여 그 차이가 최소가 될 때까지 수치해석 과정의 반복 연산을 통하여 역해석 대상인 미지변수를 수정하는 방법이다. 직접법은 미지변수의 수정과 그에 따른 반복계산과정이 없는 역산법에 비해 계산시간이 오래 걸리나, 비선형문제 등 다양한 문제에 적용할 수 있다는 장점을 지니고 있다. 직접법을 이용하여 수행 가능한 역해석 방법으로는 크게 지반공학적 방법과 구조해석적 방법으로 대별되고 일반적으로 지반공학적 방법은 지반거동 중심의 분석을 하게 되고, 구조해석적 방법은 구조물 거동 중심의 분석을 수행하게 된다. 따라서 본 연구에서는 구조물 거동 중심의 분석에 유리한 구조해석적 방법을 이용하였으며 계측변위를 목표함수로 설정한 후 시행착오법을 적용한 직접법을 이용하였다.

3.2 계측자료 분석을 통한 목표함수 결정 방법

3.2.1 매개변수 결정

터널 계측자료 중 목적함수로 결정된 항목에 대하여 역해석을 수행할 때, 역해석 결과가 목적함수에 도달하도록 하는 해석 입력값을 매개변수라고 한다. 일반적으로, 역해석 결과에 영향을 미치는 영향인자로는 기하학적 요소, 시공요소 및 지반요소로 구분되며, 이중 목적함수에 도달되기 위한 주요 영향인자를 선별하여 역해석을 수행하게 된다. 본 연구에서는 Terzaghi 암반하중분류표에 의한 지반 이완하중을 매개변수로 결정하였다.

3.2.2 목적함수 선정

목적함수란 역해석을 통해 터널 주변지반의 특성값을 재산정하기 위하여 비교, 검토되는 기준으로 터널 시공 중 계측에 의하여 얻게 된다. 일반적으로, 터널 시공 중 계측은 천단침하, 내공변위 및 지보재의 응력 등을 지속적으로 측정하는데, 터널 주변지반의 비균질성, 비등방성, 불연속성 및 굴착으로 인한 터널 주변지반 이완 등에 의하여, 터널 변위와 지보재 응력의 상관성이 고려된 목적함수 결정은 매우 어려움이 있다. 따라서, 본 연구에서는 하중형태를 터널형상에  $K_0 = 1.0$ (등분포)로 작용한다고 가정하였으며 구조해석 결과 천단부에서 가장 큰 변위가 발생하고 터널거동을 가장 잘 나타내어 목적함수로 정하였다.

역해석 시의 최종 목표 계측값은 Eq. (15)와 같이 계측기 설치 후 실제로 계측된 계측변위와 선행변위 및 미계측변위의 합으로 결정된다. 선행변위는 굴착시 막장면 전방에서 이미 발생한 변위로서 공간적 차이에 의하여 발생하는 계측이 불가능한 변위이므로 일반적으로 예측값을 적용한다. 미계측변위 또한 굴착후 계측기 설치 전까지 발생한 변위로서 시간적 차이에 의하여 발생하는 계측이 불가능한 변위이므로 일반적으로 예측값을 적용한다. Fig. 8은 터널굴진에 따른 변위 개념도이다.

$$U_T = U_m + C_o + U_a \quad (15)$$

여기서,  $U_T$  : 최종 변위량  
 $U_m$  : 계측변위

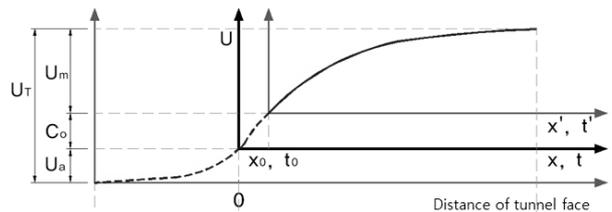


Fig. 8. Conceptual Displacement Diagram for Tunnel Excavation

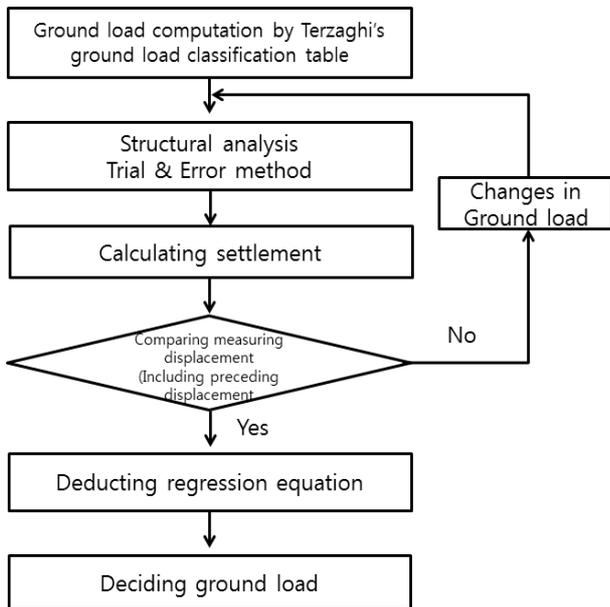


Fig. 9. Flow Chart of Back Analysis Computing Rock Load

$C_o$  : 미계측변위

$U_a$  : 선행변위

선행변위( $U_a$ )는 일반적으로 상반 굴착 후 이상변위가 발생하기 이전에 발생한 최대변위의 약 30%로 적용하였으며(Carranza-Torres C., Fairhurst C., 2000), 미계측변위( $C_o$ )는 계측현장이 발파굴착을 시행하지 않고 기계굴착을 시행하였으므로 계측기가 조기에 설치되었다고 가정하고 매우 미소한 것으로 판단하여 생략하였다.

### 3.3 역해석을 이용한 지반 이완하중산정 수행 흐름도

본 연구에서는 Terzaghi의 암반하중분류표에 의한 지반 이완하중을 매개변수로 결정하고 계측변위를 목적함수로 결정한 후 구조해석을 통해 발생한 천단침하를 이용하여 터널 굴착 시 발생하는 지반 이완하중을 Fig. 9와 같은 흐름도로 산정하였다. 즉, 1차 지보재의 기하학적 조건과 역해석 대상을 제외한 나머지 변수를 이미 알고 있는 값으로 입력하며 지반 이완하중은 Terzaghi의 암반하중분류표의 암반상태별 하중계수의 평균값을 통하여 얻은 하중을 초기 값으로 입력한다. 정해석에 필요한 모든 변수들의 입력이 완료되면 구조해석을 수행하여 천단침하를 구한다. 정해석 수행 후 지반 이완하중의 반복적인 변화를 통하여 지반 이완하중과 천단침하간의 회귀분석을 실시하여 선형회귀식을 도출한 후 실제 계측변위를 대입하여 지반 이완하중을 산정한다.

## 4. OO현장 계측자료 분석

터널 시공 시에는 굴착에 의해 주변지반에 발생하는 응력과 지반강도와의 대소관계에 항상 유의하고 지반자체가 갖는 내하능력, 즉 지보능력을 적극적으로 활용하여야 한다. 그러나 터널이 선형 구조물이라는 특수성 때문에 사전 지반조사로부터 파악된 정보는 제한적으로 이용되며, 발생응력이나 지반강도는 굴착공법과 지보의 시공방법에 의해서도 변하므로 사전에 터널 및 지반거동 특성을 명확하게 파악, 예측한다는 것은 거의 불가능하다. 따라서 시공 시 각종 계측을 실시하고 계측결과를 종합적으로 분석, 평가하여 설계, 시공에 반영해 나가는 일은 공사의 안전성과 구체적인 계측자료의 확보차원에서 매우 중요하다. 다시 말해 터널설계단계는 조사단계에서 계획된 사전설계 개념이므로 터널 굴진시 지반거동을 측정하고 그 결과를 설계시의 예측과 비교함으로써 당초 설계의 타당성 및 시공법의 적부를 검토하여야 한다. 이러한 과정은 경제적이며, 안전하게 건설할 수 있게 하는 수단일 뿐만 아니라 향후의 설계 및 시공을 위한 중요한 자료를 제공하기 때문에 터널공사에 있어서 계측의 중요성을 충분히 인식하여야 한다.

### 4.1 OO현장 지형 및 지질특성

해당지역은 경상분지 남동부에 위치하며, 흑색 셰일로 구성된 하양층군이 주를 이루고 이를 불국사 화강암류가 관입한 후 신생대 제 3기 역암층이 부정합으로 자리하고 있어 단층이 발달되어 있다. 본 현장의 OO터널은 총연장이 4.35km에 이르는 장대 터널로서 굴착구간의 상당부분이 풍화도층, 역암층, 셰일층으로 이루어져 있어 터널의 변형, 낙반사고 및 과도한 여굴이 발생할 우려가 있다. 그리고 단층 파쇄대가 심한 불국사 단층대를 통과하여 터널 내로 많은 양의 지하수가 유입되고 있다.

### 4.2 터널단면 및 표준지보패턴

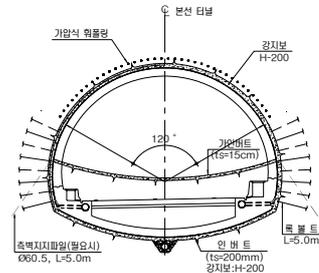
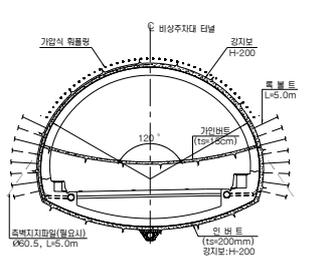
Type A와 E-Type B 구간의 표준 지보패턴과 굴진장 1.0m, H-200의 단일지보 패턴을 Table 4와같이 적용하였다.

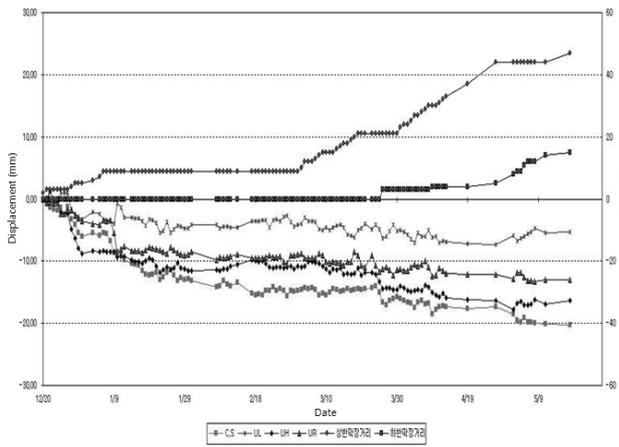
### 4.3 계측자료 분석

표준지보패턴별로 최대변위가 발생한 위치의 계측 경시변화 분석 결과 Type A와 E-Type B는 Fig. 10(a)와 Fig. 10(b)와 같으며 최종적인 천단침하를 최종변위로 선정하였다.

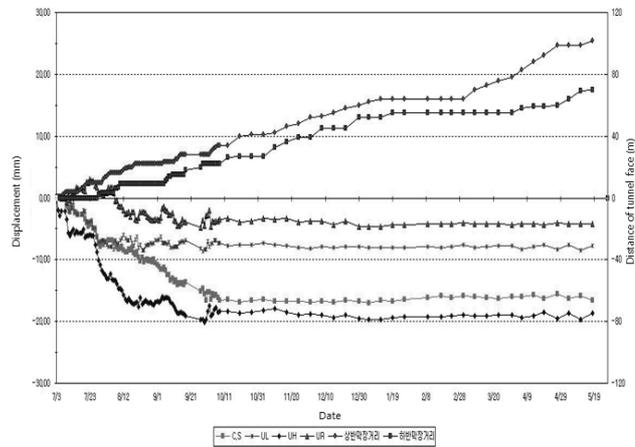
Type A의 계측자료를 분석한 결과 계측변위는 20.3mm, 상반굴착 시 천단침하는 6.1mm로 계측되었다. 앞서 언급한 바와 같이 선행변위는 상반굴착시 변위의 30%를 적용하여 1.8mm로 예측하였고 최종변위는 계측변위와 선행변위의 합인 22.1mm로 선정하였다. E-Type B의 계측자료를 분석한 결과 계측변위는 18mm, 상반

Table 4. Standard Support Pattern of Type A and E-Type B

Classification		Type A	E-Type B
Supporting pattern			
Tunnel characteristic		width : 13.20 m height : 9.8 0m	width : 14.28 m height : 10.41 m
Advance		1.0 m	1.0 m
Primary support	Steel rib	H-200	H-200
	S/C	250 mm	250 mm
Rock bolt		L=5.0 m, CTC(T)=1.2 m	L=5.0 m, CTC(T)=1.2 m
Invert	Steel rib	H-200	H-200
	S/C	200 mm	200 mm
Temporary invert		150 mm	150 mm



(a) Type A



(b) E-Type B

Fig. 10. Measuring Condition of ○○Tunnel

굴착 시 천단침하는 6.2mm로 계속되었다. 선행변위는 상반굴착시 변위의 30%를 적용하여 1.9mm로 예측하였으며 최종변위는 계속 변위와 선행변위의 합인 19.9mm를 선정하였다. 표준지보패턴별로 최대변위가 발생한 대표단면에 대하여 계속분석을 수행한 결과 최종변위는 Type A의 손상대의 경우 22.1mm, E-Type B 손상대의 경우 19.9mm가 발생하는 것으로 나타났다.

## 5. 역해석을 이용한 콘크리트라이닝 지반 이완하중 산정

### 5.1 수치해석 조건

상하반 굴착이 완료된 ○○터널현장 모사를 위하여 라이닝의 경계조건을 x축과 y축방향의 변위를 구속하지 않았으며 터널전체에 압축력에만 작용하는 탄성 스프링링크를 법선방향으로 설치하여 합성부재와 지반과의 상호작용을 고려할 수 있는 빔-스프링 모델을 적용하였다. 해석에 사용된 단면은 Table 4에서와 같이

Type A의 경우 폭이 13.20m이고 높이가 9.80m이며 E-Type B의 경우 폭이 14.28m이고 높이가 10.41m이다. 또한, 실험 결과와 여러 수치해석 기법을 적용하여 도출해낸 휨모멘트는 강지보가 모두 분담하고 축력은 강지보와 숏크리트가 압축강성비에 비례하여 분담하는 것으로 합성부재를 모델링하였다(Moon et al, 2012). 실제 계측 천단침하와 수치해석을 통한 천단침하의 비교를 위하여 수치해석시의 천단침하를 Fig. 11(a)과 Fig. 11(b)와 같이 터널형상의 천단에서의 변위만을 천단침하로 가정하였다. 또한 해석 대상의 지반 물성과 지보재의 물성은 Table 5와 Table 6에 나타내었다.

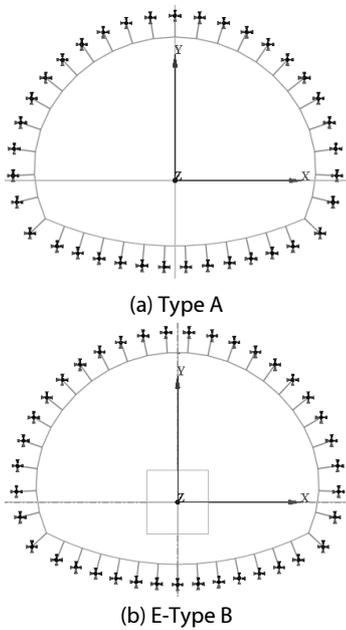


Fig. 11. Modeling Analysis

### 5.2 Terzaghi의 암반하중분류표에 의한 지반 이완하중 산정

지반 이완하중 산정 시 일반적으로 산정되는 Terzaghi의 암반하중분류표 방법을 활용하였고,  $\sigma$  터널의 지반조건을 고려하여 암반상태 5의 하중계수의 평균치인 0.4를 사용하였다. Table 7은 Terzaghi의 암반하중분류표를 활용한 지반 이완하중고와 지반 이완하중을 산정한 값이며 이를 수치해석에 반영하였다.

또한, 수치해석에 적용된 지반 이완하중의 적용 형상은 Fig. 12와 같다.

### 5.3 지반반력계수 산정

터널의 1차 지보재 구조계산 시 지반반력계수는 구조해석의 결과에 미치는 영향이 상당히 크므로 합리적인 산정방법이 필요하다. 해석에 사용된 지반반력계수는 탄성이론에 근거한 지반공동이론식으로 사용하였다. 이는 미공병단, AFTES에서 사용하는 이론적 근거가 충분한 공식으로 식 (16)을 통하여 수치해석에 적용된 각 지반의 지반반력계수를 Table 8과 같이 산정하였다.

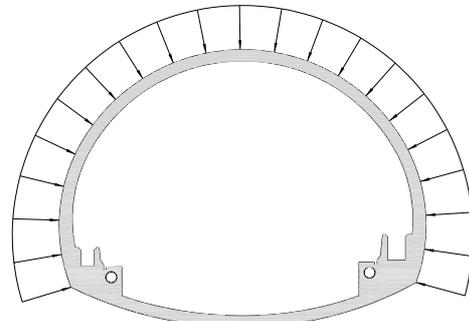


Fig. 12.  $K_0 = 1.0$  Condition Load Shape

Table 5. Main Ground Material Property Applied Numerical Analysis

Classification	Specific weight(kN/m <sup>3</sup> )	Deformation modulus(MPa)	Cohesion(kPa)	Internal friction angle(°)	Poisson's ratio( $\nu$ )
Damage zone	20	280	70	29	0.31

Table 6. Material Property of Composite Member Applied in Numerical Analysis

Classification	Cross section area(m <sup>2</sup> )	Elastic modulus(MPa)	Geometrical moment of inertial(m <sup>4</sup> )
Lining	0.249998	19593.95	0.000461
Invert	0.195738	21194.00	0.00054479

Table 7. Rock Load Computation by Using Terzaghi's Rock Load Classification Table

Classification	Rock condition	Rock load height(m)	Rock load(kN/m <sup>2</sup> )
Type A	5. Very blocky and seamy	0.4(B+Ht)	9.2
E-Type B		0.4(B+Ht)	9.88

Table 8. Result of Ground Reaction Coefficient Computation

Classification	Cross section area(m <sup>2</sup> )	Deformation modulus(MPa)	Poisson's ratio	Equivalent transformed section(m)	Ground reaction coefficient(kN/m <sup>3</sup> )
Type A	108.8	280	0.31	5.00	42,748
E-Type B	125.0				

Table 9. Forecasting Crown Settlement by Using Terzaghi Rock Load Classification Table

Classification	Type A	E-Type B
Rock load(m)	9.2	9.88
Crown settlement(mm)	38.71	44.16

Table 10. Crown Settlement for Field Measurement

Classification	Type A	E-Type B
Crown settlement(mm)	22.1	19.9
	57.09(%)	45.06(%)

※( )value is measuring crown settlement / forecasting crown settlement ratio by Terzaghi's rock load classification table

$$K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} L \quad (16)$$

여기서,  $K_s$  : 단위집선 길이 당 스프링계수

$E$  : 변형계수

$\nu$  : 포아송비

$L$  : 부재길이

$R$  : 라이닝의 등가반경 ( $R = \sqrt{A/\pi} \leq 5$ )

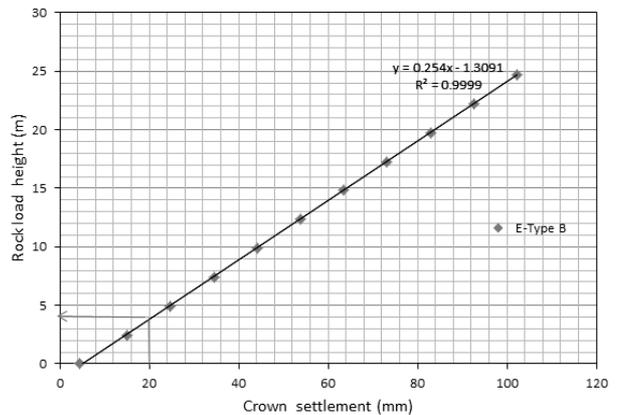
#### 5.4 계측분석을 통한 Type A와 E-Type B의 천단침하

콘크리트라이닝 구조 검토 시 적용되는 지반 이완하중 크기는 굴착시 지보재에 작용하는 지반 이완하중 크기와 직접적으로 관계하므로 구조해석을 통하여 예측된 천단침하와 실제 사공 중 계측변위와의 비교검토를 통한 분석은 매우 중요하다고 판단된다. Table 9는 구조해석을 통한 천단침하의 예측값이다.

제 4장에서의 계측분석 결과 선형변위를 포함하여 사공 중 계측된 천단침하의 크기는 Table 10과 같으며 구조해석으로 예측된 천단침하의 크기는 45.06~57.09% 수준으로써 비교적 작게 발생한 것으로 분석되었다. 따라서 구조해석을 통한 예측된 천단침하가 실제 현장의 천단침하보다 작게 분석되었으므로 실제 현장에서 발생하는 지반 이완하중의 크기는 Terzaghi의 암반하중분류표에 의한 하중보다 작을 것으로 판단된다.



(a) Type A



(b) E-Type B

Fig. 13. Relationship Between Rock Load and Crown Settlement by Back Analysis

#### 5.5 계측결과를 이용한 지반 이완하중고 산정

앞서 3장에서의 역해석 수행도(Fig. 9)의 과정을 통하여 시행착오법을 적용하여 Type A와 E-Type B의 지반 이완하중과 천단침하를 산정한 후 지반 이완하중을 지반의 단위중량( $\gamma$ )으로 나누어 지반 이완하중고를 역산하였다. 지반 이완하중고와 천단침하 크기는 선형적인 관계를 보였으며, 회귀분석결과 Type A는 Fig. 13(a), E-Type B는 Fig. 13(b)와 같은 선형회귀식을 얻게 되었다.

Type A와 E-Type B의 천단침하와 지반 이완하중고와의 회귀분석을 검토해 본 결과 Type A의 결정계수( $R^2$ )는 1이고 E-Type B는 0.9999로 분석되었으며, Type A는 지반이완하중=0.2709×

Table 11. Back Analysis of Rock Load Computation

Classification	Type A	E-Type B
Rock load(Hp, m)	$y = 0.2709 \times 22.1 - 1.2666$ = 4.7203	$y = 0.254 \times 19.9 - 1.3091$ = 3.7455
Applied rock load (Hp × F.S, m)	7.08	5.62

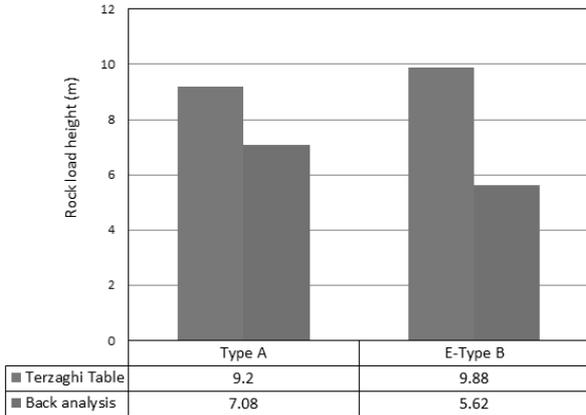


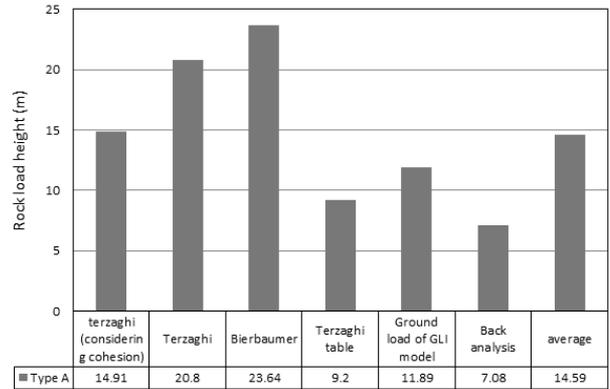
Fig. 14. Comparison of Rock Load

(천단침하)-1.2666, E-Type B는 지반이완하중=0.254×(천단침하)-1.3091의 선형회귀식을 얻을 수 있었다. 지반 이완하중이 장기적으로 작용하는 하중특성과 1차 지보재의 열화 및 계층의 불확실성을 고려하여 역해석을 통하여 산정된 지반 이완하중고에 안전율 1.5를 적용하여 Type A와 E-Type B의 지반 이완하중고를 Table 11과 같이 산정하였다.

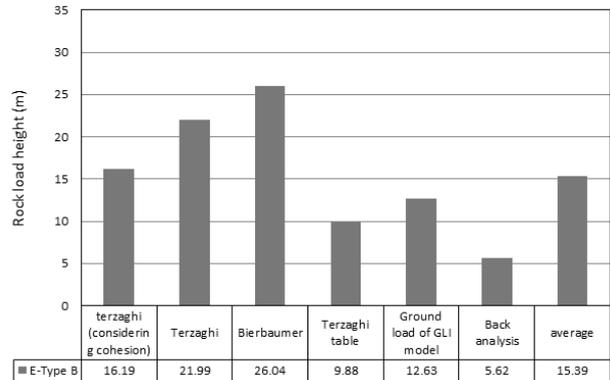
Fig. 14는 역해석을 통하여 산정한 지반 이완하중고와 Terzaghi의 암반하중분류표에 의해 산정한 지반 이완하중고를 나타내었다. Type A의 경우 2.12m, E-Type B의 경우 4.26m 만큼 감소하였다.

### 5.6 기존 산정방법과의 지반 이완하중고 비교분석

앞서 2장에서 언급한 지반 이완하중 산정방법 중 Bierbäumer 이론식, Terzaghi 이론식, Terzaghi의 암반하중분류표, 지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식과 역해석을 통한 지반 이완하중 산정방법으로 ○○터널의 지반조건과 현장의 토피고 조건인 60m에서의 Type A, E-Type B의 지반 이완하중고를 Fig. 15(a), (b)와 같이 비교 분석하였다. Type A와 E-Type B는 상대적으로 Bierbäumer 이론식, Terzaghi 이론식의 경우 지반 이완하중고가 높게 산정되었으며, 실제 설계 시 주로 사용하는 Terzaghi의 암반하중분류표의 경우 5가지 산정방법의 평균보다 작게 산정되었다. 역해석을 이용한 지반 이완하중고는 Type A와 E-Type B 모두 가장 작았으며, 새롭게 제안된 지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식 보다 4.81m에서 7.01m까지 작게 산정되었다.



(a) Type A



(b) E-Type B

Fig. 15. Comparison of Rock Load by Various Estimation Methods in this Study

## 6. 결론 및 제언

일반적으로 NATM 터널의 콘크리트라이닝 설계를 위한 지반 이완하중 산정 시 경험적인 방법을 이용하고 있으며 이 방법은 지반하중을 다소 과도하게 산정하는 것으로 인식되고 있다. 따라서, 여러 연구자들은 지반 이완하중으로 인한 과다설계의 원인을 줄이고자 여러 방법을 통하여 지반 이완하중을 감소시키기 위한 노력을 진행하고 있다. 본 연구에서는 기존 지반 이완하중 산정방법의 특징을 비교 분석하였으며, 터널의 현장계측자료 분석을 통한 역해석을 이용하여 지반 이완하중을 산정하는 방법을 제안하였고 기존 지반 이완하중 산정방법과의 비교, 분석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 이론식으로 지반 이완하중을 산정하는 방법을 고찰한 결과 Bierbäumer 이론식은 토피고가 중요한 매개변수이고 Terzaghi 이론식의 경우 토피고와 축압계수가 중요한 매개변수로 확인되었다. 그리고 지반-라이닝 상호작용(GLI) 모델 관계식의 경우 지반 이완하중 산정에 필요한 많은 매개변수를 고려하였지만

80m를 한계토포고로 제한함으로써 공학적인 근거가 다소 부족한 문제점을 확인하였다.

- (2) 암반등급에 따라 지반 이완하중을 산정하는 경험식을 고찰한 결과 Terzaghi 암반하중분류표는 기술자의 따라 개괄적이며 RMR과 Q값을 이용한 경험식의 경우 측압계수 및 토포고의 매개변수를 고려하지 못하여 보다 합리적인 산정방법이 필요할 것으로 판단된다.
- (3) ○○터널의 천단침하 예측값을 활용하여 지반 이완하중을 산정한 결과 Type A의 경우 Terzaghi의 암반하중분류표로 산정한 값보다 지반 이완하중이 33% 작았고, E-Type B의 경우 43% 작았다. 따라서, ○○터널의 경우 기존의 경험적인 지반이완하중 보다 작은 하중이 작용하는 것으로 판단된다. 지반하중이 감소하면 콘크리트 라이닝에 필요한 철근보강량이 감소하기 때문에 시공 중 예측결과를 활용한 지반하중을 적용하게 되면 콘크리트 라이닝의 경제적인 설계가 가능할 것으로 판단된다.
- (4) 터널 굴착 시 지반이 불량한 경우 보조공법이 적용되며 콘크리트 라이닝에 작용하는 지반하중에 영향을 주게 된다. 따라서, 기존 지반하중 산정방법은 영향을 미치는 모든 영향요소와 지반의 불확실성을 고려하지 못한다. 따라서, 예측자료를 활용한다면 보다 합리적으로 현장 조건을 고려한 지반 이완하중 산정이 가능하고 콘크리트 라이닝 설계가 이루어질 것이라 판단된다.

그러나, 추후 본 연구에서 제안된 방법을 실무에서 적용하기 위해서는 장기적인 소성거동, 현장계측의 신뢰도에 대한 현실적인 문제점 등을 고려하여 적절한 안전율 적용과 여러 예측변위를 이용한 하중형태에 관한 지속적인 연구가 필요하다.

## 감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. 2010-0026196).

## References

Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*, John Wiley & Sons, pp. 162-169.  
 Bierbäumer, A. (1913). "Die dimensionierung des tunnelmanerwerks." p. 101.  
 Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (2000). "Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses

that satisfy the hoek-brown failure criterion." *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, No. 2, pp. 187-213.  
 Chun, B. S. and Shin, Y. W. (2000). "A case study on the design loads of tunnel concrete lining." *Civil Expo*, pp. 5-8 (in Korean).  
 Chun, B. S. and Shin, Y. W. (2001). "A study on the design loads of natm tunnel concrete lining." *J. of Korean Society for Rock Mechanics Tunnel & Underground*, Vol. 11, No. 2, pp. 96-108 (in Korean).  
 Grimstad, E. and Barton, N. (1993). "Updating the Q-system for NMT." *Proc. int. symp. on sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*, Fagernes. Oslo, pp. 46-66.  
 Huh, D. H., Chang, S. B. and Moon, H. K. (2008). "A study on the secondary tunnel lining design using a ground\_lining interaction model." *J. of The Korean Society for Geosystem Engineering*, Vol. 45, No. 4, pp. 370-380 (in Korean).  
 Kim, S. H., Kim K. L., Jeong, S. S., Choi, W. I., Lee, K. J. and Lee, S. W. (2012). "Estimation of the ground loads acting on concrete lining in NATM tunnel." *Korean Society for Railway*, pp. 415-420 (in Korean).  
 Kim, S. H., Park, I. J., Moon, H. K. and Shin, Y. S. (2010). "A study on behavioral characteristics of concrete lining based on the equations of relaxed rock loads." *J. of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, Vol. 12, No. 6, pp. 443-450 (in Korean).  
 Moon, S. H., Shin, Y. W., Kim, S. H. and Yoo, H. K. (2012). "A study on load bearing capacity of composite member with steel rib and shotcrete in natm tunnel." *J. of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 33, No. 5C, pp. 221-229 (in Korean).  
 Park, J. J., Kim, Y. M., Hwang, T. J. and Jeong, S. S. (2011). "Numerical analysis of tunnel lining under loosening load." *J. of The Korean Geotechnical Society*, Vol. 27, No. 7, pp. 35-45 (in Korean).  
 Rose, D. (1982). "Revising terzaghi's tunnel rock load coefficient." *Proc. 23<sup>rd</sup> U.S Symposium on Rock Mechanics.*, AIME, New York, pp. 953-960.  
 Ryu, D. H., Kim, S. C., Lee, C. J., Park, J. Y., Lim J. G. and Moon, J. W. (2012). "A study on the application based on the equations of loosening loads for the optimized design of concrete lining." *Korean Society for Railway*, pp. 7-18 (in Korean).  
 Seo, S. H., Chang, S. B. and Lee, S. D. (2002). "An analysis model of the secondary tunnel lining considering ground-primary support-secondary lining interaction." *J. of Korean Society for Rock Mech*, Vol. 12, No 2, pp. 107-114 (in Korean).  
 Unal, E. (1983). *Design guideline and roof control standards for coal mine roofs*, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, USA.  
 Venkateswarlu, V. (1986). *Geomechanics classification of coal measure rocks vis-a-vis roof supports, engineering rock mass classification*, ed. Bieniawski, Z. T., John Wiley & Sons.