

NATM 터널 콘크리트라이닝 암반하중 산정방법 고찰

A Study on the Rock Loads of NATM Tunnel Concrete Lining

천병식¹⁾, Byung-Sik Chun, 박태수²⁾, Tae-Soo Park, 신영환³⁾, Young-Wan Shin

¹⁾ 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Hanyang Univ.

²⁾ (주)하경엔지니어링 터널/지반부 이사, Director, Hakyong Engineering Co., Ltd.

³⁾ (주)하경엔지니어링 터널/지반부 차장, Manager, Hakyong Engineering Co., Ltd.

SYNOPSIS : A concrete lining of NATM tunnel is the final product of a process that involves planning and evaluation of user needs, geotechnical investigations, analysis of ground-lining interaction, construction, and observations and modifications during construction. The designer must consider the lining in context of the many function, construction, and geotechnical requirements. Also, the loss of supporting capacity of shotcrete lining due to poor rock qualities and shotcrete erosion must be considered. The values, shapes, and estimating methods of rock load and water pressure are very different with every designers. Estimating methods of rock loads used in the design of NATM tunnel concrete lining are investigated. Numerical analyses are done in various conditions. And the rock loads estimated from radial stress and plastic zone are compared respectively.

Key words : Concrete Lining, Rock Loads, NATM, Radial Stress, Plastic Zone

1. 서론

터널의 콘크리트라이닝은 계획, 지반조사, 지반-라이닝 상호작용해석, 시공, 관찰, 시공중 수정 등의 과정을 거쳐 시공된다. 따라서, 설계자는 라이닝의 여러 기능, 시공과정, 지반조건 등을 고려하여야 한다 (O'Rourke, 1984). NATM 터널의 콘크리트라이닝은 터널의 기능을 장기간 유지하기 위한 구조물로써 하중을 지지하는 지보재로서의 기능과 유지관리상의 기능을 갖는다. 슛크리트와 록볼트 등의 1차 지보재가 터널의 유지기간동안 암반이완하중을 충분히 지지한다면 2차 지보재인 콘크리트라이닝은 단순히 미적 혹은 심리적인 영향만을 고려하여 설계될 수 있다. 그러나, 지반조건이 열악하거나 슛크리트의 부식 등으로 1차 지보재가 지보능력을 상실할 경우에 대비하여 콘크리트라이닝을 설계하여야 한다. 결국 콘크리트라이닝은 이론적으로 아칭효과에 의해 터널인접지반에 전이되지 않은 하중을 지지해야 한다. 그러나 지반조건의 불확실성, 다양성, 라이닝 설치 전·후의 지반변형과 관계된 원지반 응력의 재분배, 굴착 후 무지보기간과 같은 시공과정으로 인한 예측의 어려움이 있다.

암반이완하중과 잔류수압의 크기, 형태 및 산정방법이 설계자에 따라 다양하게 적용되고 있는 것이 현실이다. 본 논문에서는 NATM터널 콘크리트라이닝 설계시 적용할 수 있는 암반이완하중 산정법들과 수치해석에 의한 슛크리트라이닝 배면지반의 반경응력(radial stress)과 소성영역(plastic zone)으로 산정한 암반하중에 대하여 고찰하였다.

2. 암반하중 산정방법 고찰

본 장에서는 설계시 적용할 수 있는 대표적인 암반이완하중 산정방법들에 의해 예측되는 하중을 비교하기 위해서 다음과 같은 가정된 조건(Fair Rock의 경우에 대한 한 예)에 대해 검토하였다.

터널 폭(B)=12m, 터널 높이(m)=8m, 단위중량(γ)=2.6t/m ³ , 내부마찰각(ϕ)=35°, RMR=50, Q=5, J _n =9, J _r =1, 측압계수(K ₀)=0.5

2.1 Terzaghi의 암반하중 분류표

표 1. Terzaghi의 암반하중 분류표 (Rose, 1982)

Rock Condition	RQD	Rock Load Height, H _p (m)	Remarks
1. Hard and intact	95~100	0	Light lining required only if spalling or popping occurs
2. Hard strstified 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 + H _t)	Types 4, 5, and 6 reduced by about 50% from Terzaghi values 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 + H _t)	
6. Completely crushed but chemically intact	3~30	0.60~1.10(B + H _t)	
6a. Sand and gravel	0~3	1.10~1.40(B + H _t)	
7. Squeezing rock, moderate depth	NA	(1.10~2.10)(B + H _t)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	NA	(2.10~4.50)(B + H _t)	-
9. Swelling rock	NA	Up to 250ft irrespective of value of (B + H _t)	Circular ribs are required. In extreme cases, use yielding support

주) B : 터널 폭, H_t : 터널 높이

Terzaghi는 1946년에 철재지보에 대한 암반하중 산정방법을 제시하였고, 다시 Rose(1982)에 의해 수정되었다(표 1). 이 분류표는 절리상태 등에 따라 9등급으로 구분하나 너무 개괄적이어서 암질의 객관적인 평가가 곤란한 단점이 있다.

각 등급의 평균 예측값을 그래프로 나타내면 그림 1과 같으며, 0~200 t/m²의 범위를 보이고 있다.

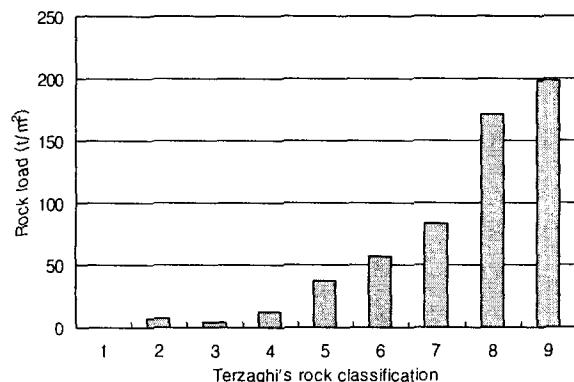


그림 1. Terzaghi의 분류표에 의한 암반하중

2.2 Terzaghi의 이론식

Terzaghi(1946)는 비점착성의 건조한 조립토에 대해서 그림 2와 같은 형태의 파괴면에 대하여 다음과 같은 식을 제안하였다(Karoly Szechy, 1973).

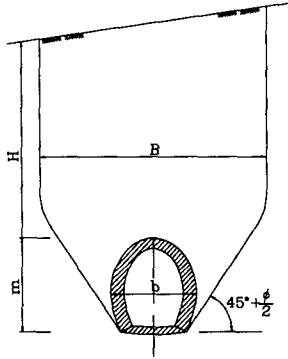


그림 2. Terzaghi의 암반하중이론 가정

- 얕은터널에 대하여 연직암반하중 P_{roof} 는 식(1)과 같다.

$$P_{\text{roof}} = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right) \quad (1)$$

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

γ : 지반 단위 중량, K : 토압 계수,

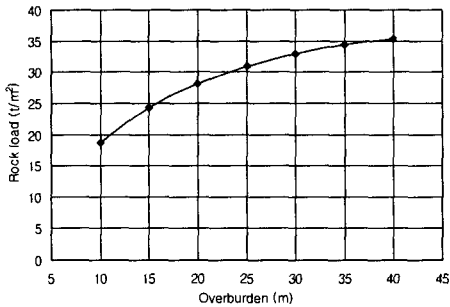
ϕ : 지반 내부마찰각 b : 터널 폭,

m : 터널 높이, H : 토피,

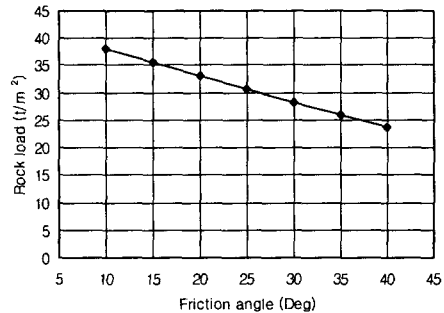
B : 지반 이완 범위

- 깊은터널에 대하여 연직암반하중 P_{roof} 는 식(3)과 같다.

$$P_{\text{roof}} = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \quad (\text{일정}) \quad (3)$$



(a) 토피에 따른 암반하중의 변화
($\phi = 35^\circ$, $K=0.5$)



(b) 내부마찰각에 따른 암반하중의 관계 ($H=10\text{m}$, $K=0.5$)

그림 3. Terzaghi이론에 의한 암반하중

그림 3은 Terzaghi의 이론식에 의한 암반하중-토피, 암반하중-내부마찰각의 관계를 나타낸다. 내부마찰각이 일정한 경우 토피가 증가함에 따라 암반하중은 증가하나 증가율이 점차 감소하면서 일정한 값에 수렴함을 알 수 있다. 또한, 토피가 일정한 경우 내부마찰각이 증가함에 따라 암반하중이 직선적으로 감소함을 알 수 있다.

2.3 Bierbaumer의 이론식

Bierbaumer는 그림 4와 같이 암반이완영역이 포물선 형태로 발생하는 것으로 제안하였다(Karoly Szechy, 1973).

$$P_{\text{roof}} = \alpha \cdot H \cdot \gamma \quad (4)$$

여기서, • 토피가 작은 경우 : $\alpha = 1$ (5)

$$\text{• 토피 } H \leq 5B \text{인 경우 : } \alpha = 1 - \frac{\tan \phi \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdot H}{b + 2m \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \quad (6)$$

• 토피 H > 5B인 경우 : $\alpha = \tan^{-1}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ (7)

- P_{roof} : 연직이완하중, ϕ : 지반 내부마찰각, b : 터널 폭
- m : 터널 높이, H : 토피

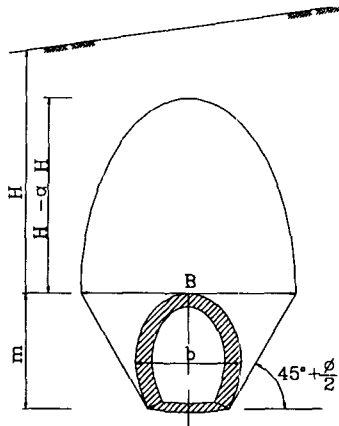
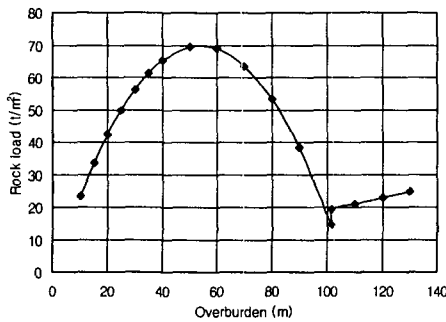
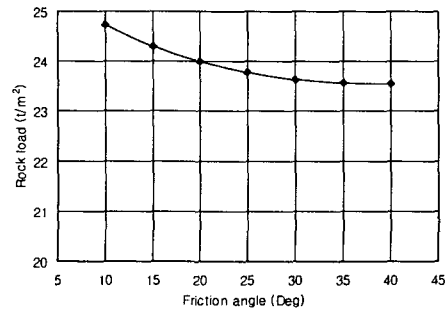


그림 4. Bierbaumer의 암반하중이론 가정

그림 5는 Bierbaumer의 이론식에 의한 암반하중-토피, 암반하중-내부마찰각의 관계를 보여주고 있다. 내부마찰각이 일정한 경우 토피가 증가함에 따라 암반하중이 증가하다가 토피가 약 50m인 지점에서 정점을 보인 후 감소하다가 터널직경의 5배 부근에서 최저값을 보인 후 직선적으로 증가하는 경향을 보여주고 있다. 그리고 토피가 5B인 위치에서의 식(6)과 식(7)에 의한 암반하중값이 약간의 편차를 보이고 있다. 또한, 토피가 일정한 경우 내부마찰각이 증가함에 따라 암반하중이 감소하나 그 감소 폭은 크지 않음을 알 수 있다. 즉, Bierbaumer의 제안식은 암반하중이 주로 토피에 의존함을 알 수 있다.



(a) 토피에 따른 암반하중의 변화 ($\phi = 35^\circ$)



(b) 내부마찰각에 따른 암반하중의 변화 (H=10m)

그림 5. Bierbaumer의 이론에 의한 암반하중

2.4 RMR 방법

Unal(1983)과 인도의 Venkateswarlu(1986)는 RMR을 이용하여 암반이완하중을 산정하는 경험식을 제안하였다(Bieniawski, 1989).

• Unal : $Proof = \gamma \cdot B \left(\frac{100 - RMR}{100} \right)$ (8)

• Venkateswarlu : $span \times \gamma \times (1.7 - 0.037 RMR + 0.0002 RMR^2)$ (t/m^2) (9)

여기서, Proof : 연직이완하중,

γ : 지반 단위 중량,

B : 지반 이완 범위

그림 6은 Unal(1983)이 제안한 산정식을 이용하여 암반하중-RMR의 관계를 나타낸다. RMR과 암반하중은 직선적인 관계를 보이며 0 ~ 32t/m²의 범위를 보인다.

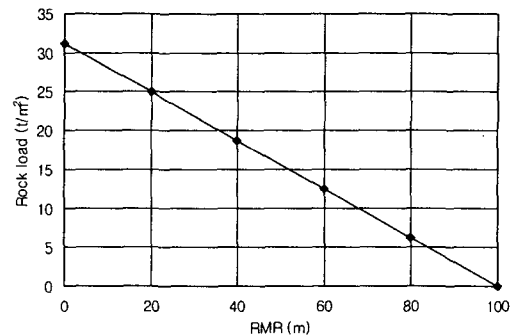


그림 6. RMR에 따른 암반하중의 변화

2.5 Q 방법

Grimstad와 Barton(1993)은 절리군수 3을 경계로 Q값에 의한 암반이완하중 산정 경험식을 제안하였다(이부경, 1998). 또한 수평암반하중(P_{wall})은 표 2와 같이 Q를 Q' 로 환산하여 절리군수에 따른 연직암반하중(P_{roof})과 동일한 식으로 계산한다. Q방법에 의한 수평암반하중 산정시 지반조건이 불량한($Q < 0.1$) 경우 연직하중과 수평하중이 같게 되어 콘크리트라이닝은 아치구조로서 축력으로 외력을 지지하므로 발생 모멘트가 지반조건이 양호한 경우보다 오히려 감소하는 경향을 보여 설계적용시 곤란한 문제점이 있다.

$$\bullet \text{ 절리군수} \geq 3 : P_{roof} = 2Q^{-1/3} J_r^{-1} \quad (kg/cm^2) \quad (10)$$

$$\bullet \text{ 절리군수} < 3 : P_{roof} = \frac{2}{3} \sqrt{J_n} Q^{-1/3} J_r^{-1} \quad (kg/cm^2) \quad (11)$$

여기서, P_{roof} : 연직암반하중, Q : Q 값,
 J_n : 절리군수, J_r : 절리면의 거칠기 수

표 2. Q 값의 보정

Q range	Q'
$10 < Q$	$5Q$
$0.1 \leq Q \leq 10$	$2.5Q$
$Q < 0.1$	Q

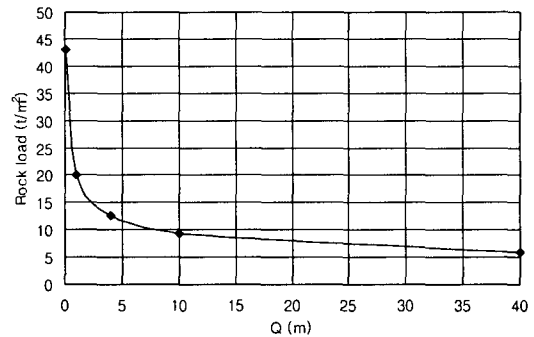


그림 7. Q에 따른 암반하중의 변화

그림 7은 Q값과 암반하중의 관계를 나타낸다. Q값이 증가함에 따라 암반하중은 감소하며 Q값이 10이상에서는 감소율이 크지 않음을 보여주고 있다. 예측된 암반하중은 5 ~ 45t/m²의 범위를 보이고 있다.

2.6 암반하중 산정방법별 하중 비교

지반조건을 RMR분류기준의 보통암반(Fair Rock)으로 간주하여 다양한 암반하중 예측방법들에 의해 산정된 암반하중을 비교하면 그림 8과 같다.

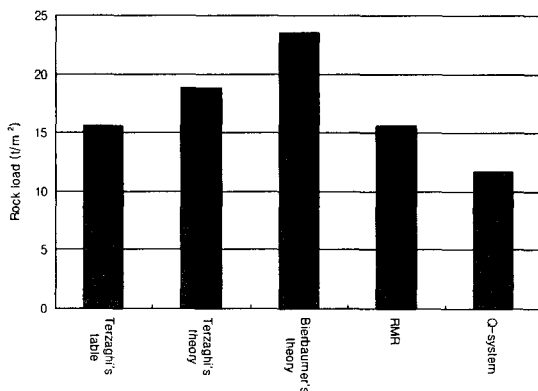


그림 8. 각종 예측방법에 의한 암반하중 비교

토사지반과 팽창성 암반까지를 포함한 Terzaghi의 암반등급표(5등급)에 의한 예측값과 RMR에 의한 예측값이 근사하게 나타났으며, 이론적 방법인 Terzaghi와 Bierbaumer의 방법이 다소 큰 값을 나타내고 있다. 검토결과 Terzaghi 표, RMR 그리고 Q방법등 경험적인 방법에 의한 예측값은 큰 차이를 보이지 않고 있음을 알 수 있다. 이는 Terzaghi 표, RMR, Q에 의한 산정방법들은 암반내 터널에서 경험적으로 제안된 방법인데 비하여 앞의 두 제안식은 지반을 연속체로 가정하고 한계평형이론에 의해 유도된 이론적인 제안식이기 때문에 사료된다.

3. 수치해석에 의한 암반하중 산정

수치해석에 의하여 콘크리트라이닝에 작용하는 암반하중을 산정하여 Ring & Spring 모델에 의해 콘크리트라이닝을 설계하는 방법이 있을 수 있다. 이 방법의 타당성을 파악하기 위하여 수치해석에 의해 슛크리트라이닝 배면에서의 반경응력(radial stress)과 과거 및 현재의 소성상태에 있는 부분을 모두 고려한 소성영역을 고려하여 산정한 암반하중을 검토하였다.

앞의 이론 및 경험적 방법과 비교하기 위해 Fair Rock 조건에서 일반적으로 사용되는 범위에서 가정된 검토 조건은 다음과 같으며 해석단면은 그림 9와 같다. 콘크리트라이닝에 발생하는 부재력은 하중형태외에 터널형태에도 의존하나 여기서는 폭이 높이보다 큰 일정한 단면형태에 대하여 해석을 수행하였다. 해석의 편의상 록볼트는 고려하지 않았으며, 해석영역은 좌우 및 하부로 터널직경의 3배이상, 터널상부로는 지표면까지로 하였다. 좌우 경계면은 수평변위를 구속하였고 하부경계면은 연직변위를 구속하였으며, 하부 좌우 모서리는 수평 및 연직변위를 구속한 힌지지점으로 하였다.

- 해석프로그램 : FLAC
- 지반조건 : Fair Rock
- 슛크리트 두께 T=8cm
- $c = 5t/m^2$
- $\phi = 35^\circ$
- $\gamma = 2.6t/m^3$
- $\nu = 0.25$
- $E = 200,000t/m^2$
- 하중분담율 : 40%(굴착) - 30%(연한스�크리트+록볼트) - 30%(굳은 슛크리트)

수치해석에 의한 슛크리트 배면지반의 반경응력으로 예측한 암반하중 값은 상당히 작은 값을 나타내고 있다. 수치해석에 의한 암반하중 예측 값은 지반 자체가 지지하는 하중을 제외한 암반하중을 의미하므로 과거 보수적으로 철재지보설계를 위해 제안된 앞의 다섯 가지 방법에 의한 암반하중 예측 값보다는 작게 예측된 것으로 판단된다.

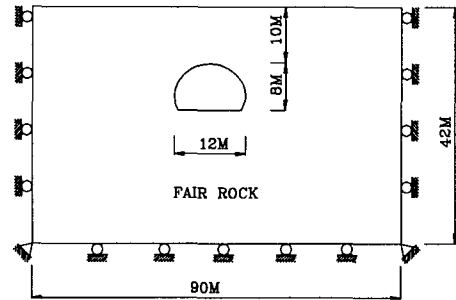


그림 9. 수치해석을 위한 유한차분망

표 3. Ko에 따른 암반하중 (수치해석)

	Ko = 0.5	Ko = 1.0	Ko = 1.5
Radial stress of ground near shotcrete	1.228t/m ² 	1.830t/m ² 	4.520t/m ²
Rock load by plastic zone	10.4t/m ² 	6.5t/m ² 	9.1t/m ²

주) * : at yield in shear or vol., x : elastic, at yield in past

표 4. 점착력에 따른 암반하중 (수치해석)

	$c = 5 \text{ t/m}^2$	$c = 10 \text{ t/m}^2$	$c = 15 \text{ t/m}^2$
Radial stress of ground near shotcrete	1.830t/m^2 13.000t/m^2	2.067t/m^2 16.560t/m^2	2.218t/m^2 18.610t/m^2
Rock load by plastic zone	6.5t/m^2 2.5m	1.3t/m^2 0.5m	0.0t/m^2 0.5m

주) * : at yield in shear or vol., x : elastic, at yield in past

표 5. 변형계수에 따른 암반하중 (수치해석)

	$E = 100,000 \text{ t/m}^2$	$E = 200,000 \text{ t/m}^2$	$E = 300,000 \text{ t/m}^2$
Radial stress of ground near shotcrete	3.146t/m^2 14.440t/m^2	1.830t/m^2 13.000t/m^2	1.369t/m^2 12.260t/m^2
Rock load by plastic zone	3.9t/m^2 1.5m	6.5t/m^2 2.5m	6.5t/m^2 2.5m

주) * : at yield in shear or vol., x : elastic, at yield in past

표 3은 수치해석에 의한 축압계수에 따른 암반하중의 변화를 나타내고 있다. 숏크리트라이닝 배면 지반의 반경응력은 축압계수가 클수록 수평지중응력이 크므로 축압계수가 증가함에 따라 천단부는 증가하고 측벽부는 감소한다. 그러나, 소성영역으로 산정한 암반하중은 일정한 경향성이 없는 관계를 보이고 있다. 이는 소성영역은 지반의 전단응력이 클수록 크나 $K_0=1.0$ 인 경우가 초기상태의 최대 및 최소 주응력이 동일한 상태이므로 전단응력이 작게 발생하여 소성영역이 작게 나타난 때문으로 판단된다.

표 4는 수치해석에 의한 점착력에 따른 암반하중의 변화를 나타내고 있다. 숏크리트라이닝 배면 반경응력은 점착력이 클수록 크고, 소성영역은 점착력이 클수록 감소함을 알 수 있다.

표 5는 수치해석에 의한 지반변형계수에 따른 암반하중의 변화를 나타내고 있다. 지반변형계수가 클수록 슛크리트라이닝 배면 지반의 반경응력은 감소하고, 소성영역은 증가함을 나타내고 있다. 이는 소성영역으로 산정된 암반하중은 지반강도가 동일한 조건에서 변형계수가 증가할수록 터널변형으로 인한 지중 전단응력이 커지기 때문으로 판단된다.

4. 결론

NATM 터널의 콘크리트라이닝 설계시 적용할 수 있는 적절한 암반이완하중 산정을 위하여 다양한 하중산정방법들과 수치해석에 의한 암반하중 산정방법을 고찰한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 각종 방법에 의한 암반하중 산정결과 이론적인 방법인 Terzaghi와 Bierbaumer의 방법이 다소 큰 값을 보이고, Terzaghi 표, RMR 그리고 Q 방법 등 경험적인 방법에 의한 예측 값은 Fair Rock인 경우에 대해 근사한 것으로 나타났다.
- 2) 수치해석에 의한 슛크리트라이닝 배면 지반의 반경응력은 축압계수(K_0)가 클수록, 점착력(c)이 클수록, 그리고 변형계수가 작을수록 크다. 또한 소성영역의 크기로 산정한 암반하중은 축압계수(K_0)와는 상관성이 적고, 점착력(c)이 작을수록, 지반변형계수(E)가 클수록 크다.
- 3) 슛크리트라이닝 배면 반경응력은 지반특성에 따른 암반하중의 변화를 적절히 예측하나 천단부에 비해 하단 우각부에서 훨씬 크게 산정되어 기존의 암반이완하중 산정방법들과는 다른 경향을 나타내고 그 크기도 작게 산정되었다. 하단 우각부에서 큰 응력이 발생한 것은 인버트가 지보재로 연결되어 있지 않고 굴착면이 완만한 곡선이 아닌 각진 모서리이므로 지중응력이 집중된 때문으로 판단된다.
- 4) 현재 국내에는 무수히 많은 터널이 설계 및 시공되고 있으나 콘크리트라이닝에 작용하는 하중을 계측하도록 계획된 경우는 드문 실정이다. 보다 신뢰성 있는 콘크리트라이닝의 설계 및 시공을 위해서는 설계단계에서 향후 콘크리트라이닝에 작용하는 하중을 측정할 수 있도록 계측계획 등을 수립하고 일정기간이 지난 후에 그 값을 측정하여 장래의 터널설계에 적용하여 최적설계를 도모하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 삼성물산 건설부문(2000), 산외~상북간 제3공구(능동터널) 국도확장공사 설계보고서, pp.234~235
2. 이부경(1998), 굴착공학의 원리, 도서출판 대운, pp.134~135
3. 한국건설기술연구원(1998), 국내 터널설계 기술력 향상을 위한 신기술 연구(I), pp.51~57, pp.327~339
4. Bieniawski, Z. T.(1989), *Engineering Rock Mass Classifications*, John Wiley & Sons, pp.162~169
5. Karoly Szechy(1973), *The Art of Tunnelling*, Akademiai Kiado Budapest, pp.145~306
6. Kim, Hak Joon(1997), *Estimation for Tunnel Lining Loads*, Ph. D, University of Alberta, pp.1~28
7. Morgan, H. D.(1961), "A Contribution to the Analysis of Stress in a Circular Tunnel", *Geotechnique*, Vol. 11, No. 1, pp.37~46
8. Peck, R. B., Hendron Jr., A. J. and Mohraz, B.(1972), "State of the Art of Soft Ground Tunneling", *Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Chicago, IL, Vol. 1, pp.259~286
9. O'Rourke, T. D.(1984), *Guidelines for Tunnel Lining Design*, ASCE, pp.1~23