

NATM 터널 콘크리트라이닝 설계하중에 관한 연구

천병식¹⁾ · 신영완²⁾

A Study on the Design Loads of NATM Tunnel Concrete Lining

Byung-Sik Chun and Young-Wan Shin

Abstract. 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. Structural analyses are done in various load combinations, and the member forces(moment, axial force and shear force) are compared. The adequate load combination of rock load and water pressure is proposed.

Keywords: Concrete Lining, Rock Loads, Residual Water Pressure, NATM

초 록. NATM 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. NATM 터널 콘크리트라이닝 설계시 지반조건이 열악하거나 슛크리트의 부식 등으로 1차 지보재가 지보능력을 상실할 경우에 대비하여야 한다. 그러나, 암반이완하중과 잔류수압의 크기, 형태 및 산정방법이 설계자에 따라 다양하게 적용되고 있는 것이 현실이다. 본 논문에서는 NATM 터널 콘크리트라이닝 설계시 적용할 수 있는 암반이완하중 산정법들에 대하여 고찰하고, 설계시 국내에서 주로 적용하는 다양한 암반하중과 잔류수압모형을 조합하여 구조해석을 실시한 후 콘크리트 라이닝에 발생하는 부재력의 크기를 비교하였으며, 적절한 하중조합을 제시하였다.

핵심어: 콘크리트라이닝, 암반이완하중, 잔류수압, NATM 터널

1. 서 론

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.¹⁾ NATM 터널의 콘크리트라이닝은 터널의 기능을 장기간 유지하기 위한 구조물로서 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.

NATM 터널 콘크리트라이닝 설계시 암반이완하중, 잔류수압, 제트팬(도로터널) 및 가공전차선(전철화 철도 터널) 하중, 온도하중, 건조수축하중, 발파이완하중 그리고 지진하중 등을 적절히 반영하여야 한다. 여기서, 암반이완하중과 잔류수압의 크기, 형태 및 산정방법이 설계자에 따라 다양하게 적용되고 있는 것이 현실이다.^{1,3,6)} 본 논문에서는 NATM 터널 콘크리트라이닝 설계시 적용할 수 있는 암반이완하중 산정법들에 대하여 고찰하고, 설계시 국내에서 주로 적용하는 다양한 암반하중과 잔류수압모형을 조합하여 구조해석을 실시한 후 콘크리트라이닝에 발생하는 부재력의 크기를 비교하였으며, 적절한 하중조합을 제시하였다.

¹⁾한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

²⁾정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

접수일 : 2001년 1월 5일

심사 완료일 : 2001년 3월 14일

2. 콘크리트라이닝 설계방법

터널의 콘크리트라이닝 설계 방법은 지반과 구조물 조건에 따른 하중-변형 거동을 표현할 수 있어야 하고, 지반-라이닝 상호작용을 정확히 모사해야 한다.¹⁴⁾ 이러한 방법에는 경험적인 방법, Ring & Plate 모델, Ring & Spring 모델 그리고 수치해석적 방법 등이 있다. 설계시에 한 가지 이상의 방법이 사용될 수 있고, 필요한 경우 두 세 가지 방법을 사용하여 다양한 요소의 영향을 파악하고 종합적인 검토를 하기도 한다.

2.1 경험적인 방법

경험적인 방법은 과거 시공시 계측 등을 이용한 방법으로써, 고려할 수 없는 요소가 있고 과대하게 산정되는 경향이 있다. 이 방법은 가정된 또는 경험적인 토압 분포를 이용하며, 유도된 공식을 이용하여 축력과 휨모멘트를 계산하는 방법으로 라이닝 설치전 지반응력 재분배를 고려하지 못하고, 토압이 지반변위와 무관하므로 지반-라이닝의 상호작용이 무시되는 단점이 있다.¹⁰⁾

Peck 등(1972)은 토사터널에서 라이닝은 터널 직경의 0.5%이하로 변형한다고 하였다.¹²⁾ 따라서 터널 S.L에서의 전 상재하중을 균등 분포하중으로 가하고 유사 지반조건이나 시공과정에서의 계측에 의한 라이닝 변형을 고려하여 라이닝을 설계하게 된다. 이 방법은 라이닝에 균등한 압축력이 작용된다고 가정하고 전 상재하중을 고려하므로 너무 보수적이고, 라이닝 변형으로 인하여 발생하는 모멘트를 고려하지 못하는 문제점이 있다.¹⁰⁾

Morgan(1961)은 탄성보이론을 이용하여 라이닝 변형으로 발생하는 최대 휨모멘트 산정식을 식(1)과 같이 제안했다.¹¹⁾

$$M_{max} = 3EI \frac{\Delta R}{R^2} \quad (1)$$

여기서, EI : 휨강성

R : 터널반경

ΔR : 라이닝의 상대변위

2.2 Ring & Plate 모델

이 방법은 지반을 Plate로 모델링하고 라이닝은 연속 Ring으로 모델링한다(Fig. 1). 연속체 역학에 기초한 닫힌해(closed form solution)를 제공하며, 그 해는 지중응력의 균등 여부에 따라 균등 응력장에서의 해와 비균등 응력장에서의 해로 나뉜다. 탄성모델의 장점이자 단점

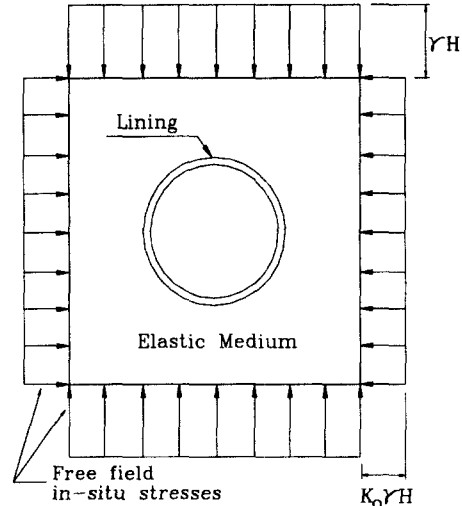


Fig. 1. Ring & plate model.

인 단순성으로 인하여 현장조건을 직접 고려하기 어렵고 그 결과를 적용하기 위해서는 신중한 판단이 요구된다. 그럼에도 불구하고 각종 매개변수가 설계에 미치는 영향을 조사하는 경우에는 유용하게 이용될 수 있다.¹⁴⁾

2.3 Ring & Spring 모델

이 방법은 지반을 평면변형률 조건의 스프링(spring)으로, 라이닝은 보(beam)요소로 표현한다. 보통 라이닝의 반경방향 스프링만 설치하고 접선방향 스프링은 설치하지 않는데, 이는 지반강성을 약하게 하여 안전측 설계가 되는 경향이 있다. 이 방법은 라이닝에 임의 방향의 하중을 가할 수 있는 장점이 있는 반면에, 지반거동을 선형탄성거동으로 가정하여 지반응력 이완 후에 라이닝이 설치되는 것을 고려할 수 없는 단점이 있다. 이 방법에서는 미리 예측된 외부하중값을 직접 라이닝에 작용시켜야 한다.¹⁴⁾ 이는 현재 설계에 주로 적용되고 있는 방법이다.

2.4 수치해석 방법

이 방법은 라이닝의 거동 예측을 위해 주변 지반을 연속체요소로 모델링하는 유한요소법(FEM) 또는 유한차분법(FDM) 등을 이용하는 방법이다. 여기서, 지반 및 라이닝은 연속체로 취급된다. 수치해석법의 주된 장점은 라이닝 하중과 지반변위가 동시에 얻어질 수 있다는 것이다. 또한, 임의의 터널 형상, 지표면 존재, 지질학적 불연속면 그리고 비선형재료 등 다양한 요소를 고려할 수 있는 장점이 있다.¹⁴⁾ Paul 등(1983)은 비선형 요소를

사용하여 라이닝을 모델링하고 지반은 등방요소로, 지반과 라이닝 사이는 인터페이스 요소로 모델링하여 해석하기도 했다.¹⁰⁾

이 방법은 쉴드터널과 같이 지반이완하중을 세그먼트 라이닝이 모두 지지하는 경우에는 적용 가능하나, NATM 터널에서와 같이 1차 지보재인 슛크리트와 록볼트가 모든 하중을 지지하는 개념으로 설계하는 경우, 하중분담율을 라이닝에 얼마를 적용시킬 것인가 하는 문제점이 있다.

3. 콘크리트라이닝 설계시 적용하중

콘크리트라이닝은 이론적으로 아칭효과에 의해 터널 인접지반에 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. 콘크리트라이닝에 작용하는 하중에 영향을 미치는 요소는 지질, 원지반 응력, 주변지반에 대한 라이닝의 상대강성, 터널의 직경과 깊이, 지하수 조건, 터널반경과 라이닝 두께의 비율, 라이닝과 지반의 접촉상태, 경과 시간, 무지보기간 그리고 시공과정 등이 있다.¹⁰⁾

NATM 터널의 콘크리트라이닝은 터널의 기능을 장기간 유지하기 위한 구조물로서 하중을 지지하는 지보재로서의 기능과 유지관리상의 기능을 갖는다. 따라서, 콘크리트라이닝 설계시 암반이완하중, 잔류수압, 온도하중, 건조수축하중, 발파이완하중, 그리고 제트팬(도로터널) 및 가공전차선(전철화 철도터널) 하중 등을 적절히 반영하여야 한다.^{1,3,6)} 또한, 내진설계가 필요한 경우에는 응답변위법이나 동적해석법에 의해 추가로 지진의 영향을 고려하게 된다.

본 논문에서는 주로 콘크리트라이닝 설계에 가장 큰 영향요소인 암반이완하중과 잔류수압에 대하여 검토하였다.

3.1 암반이완하중

스�크리트와 록볼트 등의 1차 지보재가 터널의 유지기간 동안 암반이완하중을 충분히 지지한다면 2차 지보재인 콘크리트라이닝은 단순히 미적 혹은 심리적인 영향만을 고려하여 설계할 수 있다. 그러나, 지반조건이 열악하거나 슛크리트의 부식 등으로 1차 지보재가 지보능력을 상실할 경우에 대비하여 콘크리트라이닝을 설계하여야 한다. 따라서, 1차 지보재에 작용하는 암반이완하중 산정을 위한 이론적인 또는 경험적인 제안식에 의

한 토압, FEM 또는 FDM에 의한 터널안정해석시 슛크리트 배면토압 또는 소성영역부분을 암반하중으로 고려하여 설계에 적용하고 있으나 그 방법들이 다양하여 설계자에 따라 주관적으로 적용되고 있는 실정이다.

3.2 잔류수압

터널은 지하수 처리방식에 따라 배수형 터널과 비배수형 터널로 구분된다. 비배수형 터널의 경우에는 정수압을 고려하면 되나, 배수형 터널의 경우에는 콘크리트 라이닝 배면에 배수층을 설치하므로 원칙적으로는 수압을 고려하지 않아도 된다. 그러나 부직포 등의 배수층의 장기적인 배수기능 저하가 우려될 경우에는 적절한 잔류수압을 고려하여 설계하게 된다.

4. 암반하중 산정방법 고찰

설계시 적용할 수 있는 대표적인 암반이완하중 산정방법은 Terzaghi의 암반하중 분류표, Terzaghi의 이론식, Bierbaumer, Loos & Breth 그리고 Zurabov-Bougayeva의 제안식, RMR 및 Q를 이용한 경험식 그리고 수치해석에 의한 방법 등이 있다.⁹⁾

각 방법들에 의해 예측되는 하중을 비교하기 위해서 다음과 같은 가정된 조건(Fair Rock의 경우에 대한 한 예)에 대해 검토하였다.

터널 폭(b) = 12 m, 터널 높이(m) = 8 m,
단위중량(γ) = 2.6 t/m³, 내부마찰각(ϕ) = 35°, RMR = 50,
Q = 5, J_n = 9, J_r = 1, 측압계수(Ko) = 0.5

4.1 Terzaghi의 암반하중 분류표

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

각 등급의 평균 예측값을 그래프로 나타내면 Fig. 2와 같으며, 0~200 t/m²의 범위를 보이고 있다.

4.2 Terzaghi의 이론식

Terzaghi(1946)는 비점착성의 건조한 조립토에 대해서 Fig. 3과 같은 형태의 파괴면에 대하여 다음과 같은 식을 제안하였다(Fig. 3).⁹⁾

· 얕은터널에 대하여 연직암반하중 P_{roof}는 식 (2)와 같다.

Table 1. Terzaghi's rock load classification (Rose, 1982).

Rock Condition	RQD	Rock Load Height, H_r (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+m)	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+m)	
6. Completely crushed but chemically intact	3~30	0.60~1.10(b+m)	
6a. Sand and gravel	0~3	1.10~1.40(b+m)	
7. Squeezing rock, moderate depth	NA	(1.10~2.10)(b+m)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	NA	(2.10~4.50)(b+m)	-
9. Swelling rock	NA	Up to 250ft irrespective of value of (b+m)	Circular ribs are required. In extreme cases, use yielding support

주) b : 터널 폭, m : 터널 높이

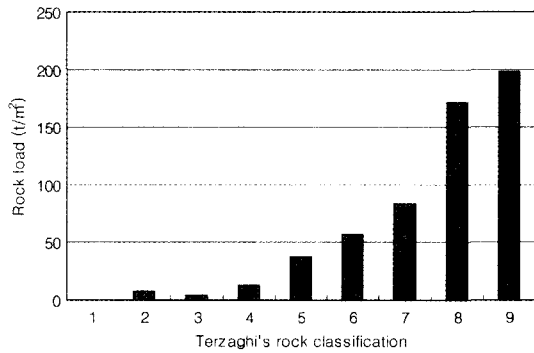


Fig. 2. Terzaghi's rock load classification.

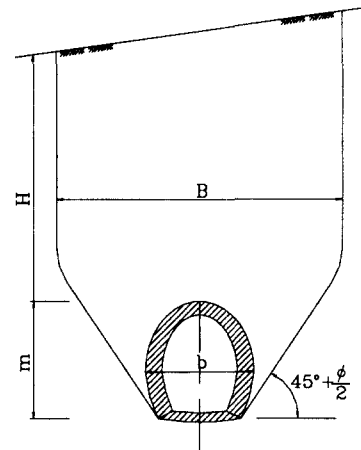


Fig. 3. Assumption of Terzaghi's rock pressure theory.

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

$$\text{여기서, } B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (3)$$

γ : 지반 단위중량, K : 토압 계수,
 ϕ : 지반 내부마찰각, b : 터널 폭,
 m : 터널 높이, H : 토피, B : 지반이완범위

· 깊은터널에 대하여 연직암반하중 P_{roof} 는 식 (4)와 같다.

$$P_{roof} = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \quad (\text{일정}) \quad (4)$$

Fig. 4는 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.

4.3 Bierbaumer의 이론식

Bierbaumer는 암반이완영역이 포물선 형태로 발생하는 것으로 제안하였다(Fig. 5).⁹⁾

$$P_{roof} = \alpha \cdot H \cdot \gamma \quad (5)$$

여기서,

· 토피가 작은 경우 : $\alpha = 1$ (6)

· 토피 $H \leq 5B$ 인 경우:

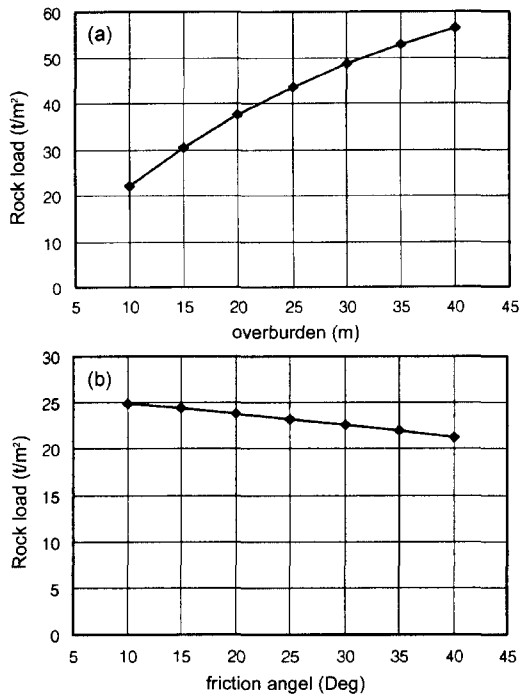


Fig. 4. Rock load by Terzaghi's theory (a) Relationship between rock load and overburden ($\phi = 35^\circ$, $K = 0.5$) (b) Relationship between rock load and friction angle ($H = 10$ m, $K = 0.5$).

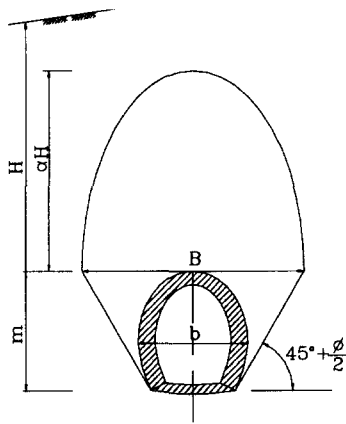


Fig. 5. Assumption of Bierbaumer's rock pressure theory.

$$\alpha = 1 - \frac{\tan\phi \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \cdot H}{b + 2m \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (7)$$

· 토피 $H > 5B$ 인 경우:

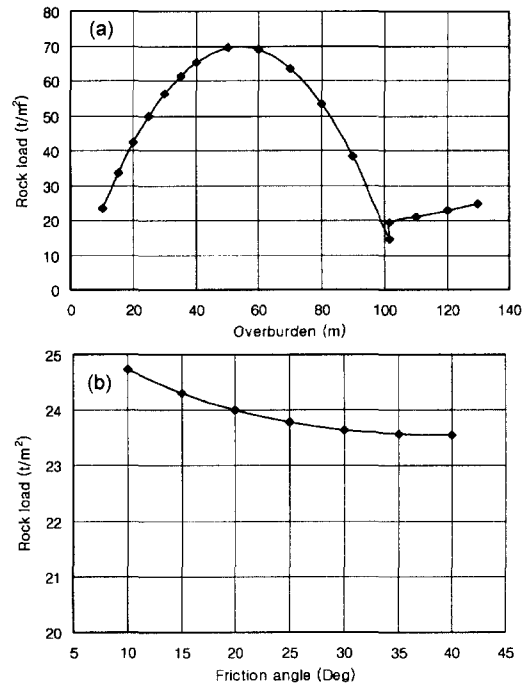


Fig. 6. Rock load by Bierbaumer's theory (a) Relationship between rock load and overburden ($\phi = 35^\circ$) (b) Relationship between rock load and friction angle ($H = 10$ m).

$$\alpha = \tan^4\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (8)$$

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

Fig. 6은 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 지반이완범위의 5배 부근에서 최저값을 보인 후 직선적으로 증가하는 경향을 보여주고 있다. 그리고 토피가 5B인 위치에서의 식 (7)과 식 (8)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.

4.4 RMR 방법

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

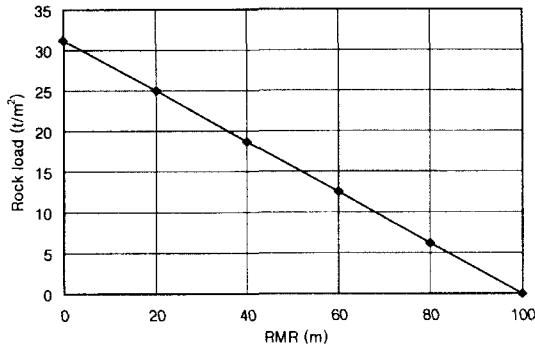


Fig. 7. Relationship between RMR and rock load.

을 이용하여 암반이완하중을 산정하는 경험식을 제안하였다.⁸⁾

· Unal : $Proof = \gamma \cdot b \cdot \left(\frac{100 - RMR}{100} \right)$ (9)

· Venkateswarlu : $P_{roof} = b \times \gamma \times (1.7 - 0.037 RMR + 0.0002 RMR^2)$ (t/m²) (10)

여기서, P_{roof}: 연직이완하중, γ : 지반단위중량,
b: 터널 폭

Fig. 7은 Unal(1983)이 제안한 산정식을 이용하여 암반하중-RMR의 관계를 나타낸다. RMR과 암반하중은 직선적인 관계를 보이며 0~32 t/m²의 범위를 보인다.

4.5 Q 방법

Grimstad와 Barton(1993)은 절리군수 3을 경계로 Q 값에 의한 암반이완하중 산정 경험식을 제안하였다.²⁾ 또한 수평암반하중(P_{wall})은 Table 2와 같이 Q를 Q'로 환산하여 절리군수에 따른 연직암반하중(P_{roof})과 동일한 식으로 계산한다.

· 절리군수 ≥ 3 : $P_{roof} = 2Q^{1/3} J_r^{-1}$ (kg/cm²) (11)

· 절리군수 < 3 : $P_{roof} = \frac{2}{3} \sqrt{J_n} Q^{1/3} J_r^{-1}$ (kg/cm²) (12)

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

Table 2. Conversion of Q value.

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

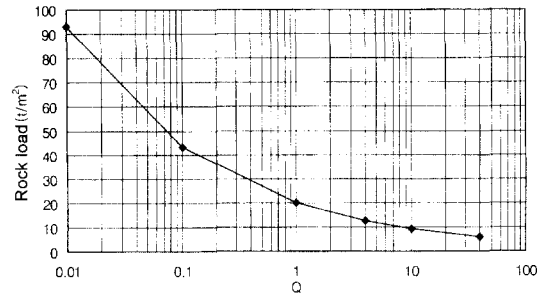


Fig. 8. Relationship between Q and rock load.

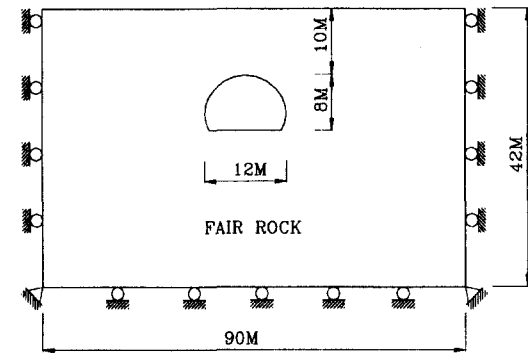


Fig. 9. Finite difference mesh for numerical analysis.

Fig. 8은 Q값과 암반하중의 관계를 나타낸다. Q값이 증가함에 따라 암반하중은 감소하며 Q값이 10이상에서는 감소율이 크지 않음을 보여주고 있다. 예측된 암반하중은 5~95 t/m²의 범위를 보이고 있다.

4.6 수치해석에 의한 방법

터널을 시공하고 나서 장시간 경과한 후 슛크리트가 그 기능을 상실할 경우에 슛크리트가 지지하고 있던 하중을 콘크리트라이닝이 지지한다고 가정한다면, 수치해석에 의해 하중을 산정하여 콘크리트라이닝의 설계하중으로 적용하는 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 Fig. 9와 같다. 콘크리트라이닝에 발생되는 부재력은 하중형태 외에 터널형태에도 의존하나 여기서는 폭이 높이보다 큰 일정한 단

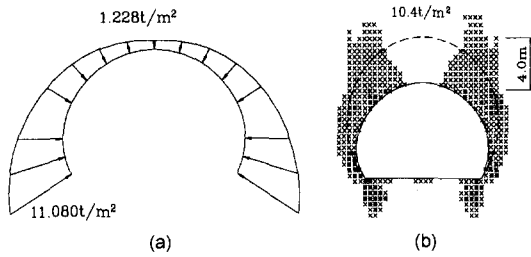


Fig. 10. Rock load by numerical analysis (Ko=0.5) (a) Radial stress of ground near shotcrete (b) Rock load by plastic zone.

면형태에 대하여 해석을 수행하였다. 해석의 편의상 록 볼트는 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 $T = 8 \text{ cm}$ · $c = 5 \text{ t/m}^2$ · $\phi = 35^\circ$
- $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$ · $\nu = 0.25$ · $E = 200,000 \text{ t/m}^2$
- 하중분담율 : 40%(굴착) - 30%(연한 슛크리트) - 30%(굳은 슛크리트)

Fig. 10은 축압계수 $K_o = 0.5$ 일 때의 수치해석에 의한 슛크리트라이닝 배면 지반에서의 반경응력과, 소성

영역의 높이(4.0 m)를 이완영역으로 간주하여 지반의 단위중량(2.6 t/m^3)을 곱하여 산정한 암반하중(10.4 t/m^2)을 나타내고 있다. Fig. 10(a)는 슛크리트에 접하고 있는 배면 지반요소에서의 반경응력(radial stress)을 나타낸 것으로서 일반적인 암반하중 가정형태와는 달리 천단부에서 작고 하단 우각부에서 큰 값을 나타내고 있다.

Table 3과 Fig. 11(a)는 수치해석에 의한 축압계수에 따른 암반하중의 변화를 나타내고 있다. 슛크리트라이닝 배면 지반의 반경응력은 축압계수가 클수록 수평지중응력이 크므로 축압계수가 증가함에 따라 천단부는 증가하고 측벽부는 감소한다. 그러나, 소성영역으로 산정한 암반하중은 일정한 경향성이 부족한 관계를 보이고 있다. 이는 소성영역은 지반의 전단응력이 클수록 크나 $K_o = 1.0$ 인 경우가 초기상태의 최대 및 최소 주응력이 동일한 상태이므로 전단응력이 작게 발생하여 소성영역이 작게 나타난 때문으로 판단된다.

Table 4와 Fig. 11(b)는 수치해석에 의한 점착력에 따른 암반하중의 변화를 나타내고 있다. 슛크리트라이닝 배면 반경응력은 점착력이 클수록 크고, 소성영역은 점착력이 클수록 감소함을 알 수 있다.

Table 5와 Fig. 11(c)는 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

Table 3. Rock load by K_o (numerical analysis).

	$K_o = 0.5$	$K_o = 1.0$	$K_o = 1.5$
Radial stress of ground near shotcrete	<p>1.228t/m²</p> <p>11.080t/m²</p>	<p>1.830t/m²</p> <p>13.000t/m²</p>	<p>4.520t/m²</p> <p>11.160t/m²</p>
Rock load by plastic zone	<p>10.4t/m²</p> <p>4.0m</p>	<p>6.5t/m²</p> <p>2.5m</p>	<p>9.1t/m²</p> <p>3.5m</p>

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

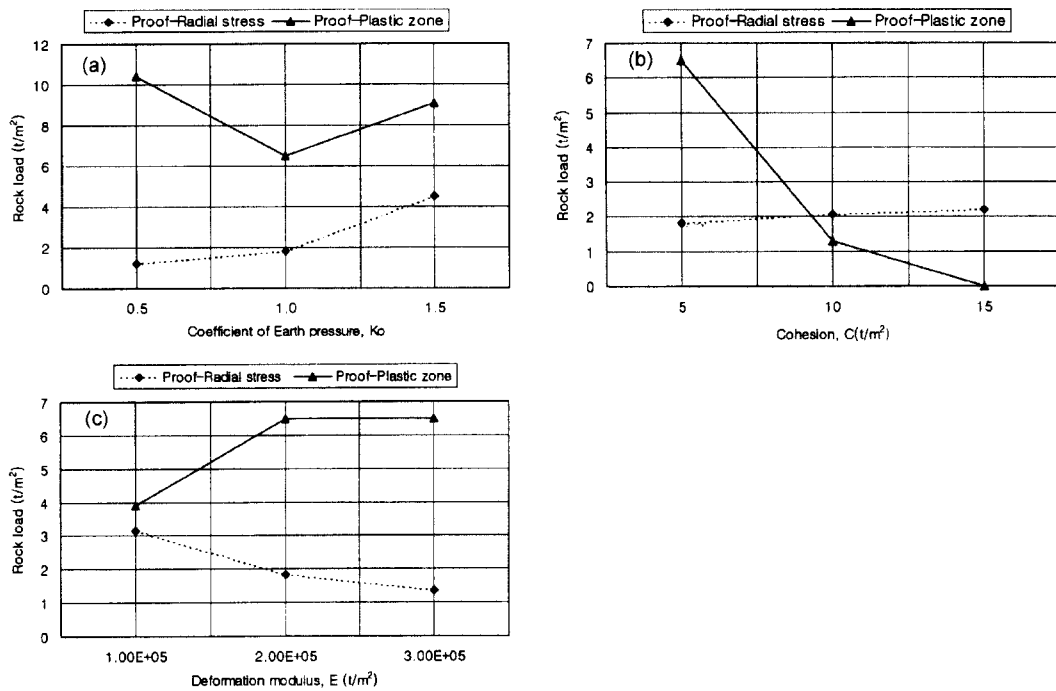


Fig. 11. Rock load by numerical analysis (a) Rock load by Ko (b) Rock load by cohesion, c (c) Rock load by deformation modulus, E.

Table 4. Rock load by cohesion (numerical analysis).

	c = 5 t/m ²	c = 10 t/m ²	c = 15 t/m ²
Radial stress of ground near shotcrete	1.830t/m ² 	2.067t/m ² 	2.218t/m ²
Rock load by plastic zone	13.000t/m ² 	16.560t/m ² 	18.610t/m ²

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

전단응력이 커지기 때문으로 판단된다.

수치해석에 의한 슛크리트라이닝 배면 지반의 반경응력이나 소성영역에 의한 이완하중 산정방법은 NATM 터널의 콘크리트라이닝 설계에 적용시 기존의

암반이완하중 산정방법들을 적용한 경우보다 부재력이 작게 발생할 것으로 판단된다.

스�크리트라이닝 배면 반경응력은 지반특성에 따른 암반하중의 변화를 적절히 예측하나 천단부에 비해 하

Table 5. Rock load by deformation modulus (numerical analysis).

	E = 100,000 t/m ²	E = 200,000 t/m ²	E = 300,000 t/m ²
Radial stress of ground near shotcrete	<p>3.146t/m²</p> <p>14.440t/m²</p>	<p>1.830t/m²</p> <p>13.000t/m²</p>	<p>1.369t/m²</p> <p>12.260t/m²</p>
Rock load by plastic zone	<p>3.9t/m²</p> <p>1.5m</p>	<p>6.5t/m²</p> <p>2.5m</p>	<p>6.5t/m²</p> <p>2.5m</p>

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

Table 6. Estimation of vertical rock load.

Method of estimation	Estimation	Proof (t/m ²)
Terzaghi's rock classification	5등급 $P_{roof} = 0.3(b+m) \times \gamma = 15.60 \text{ t/m}^2$	15.60
Terzaghi's theory	$B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] = 20.33 \text{ m}$ $P_{roof} = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right) = 22.00 \text{ t/m}^2$	22.00
Bierbaumer's theory	$B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] = 20.33 \text{ m}$ 토포 $H \leq 5B$ 이므로 : $\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdot H}{b + 2m \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} = 0.907$ $P_{roof} = \alpha \cdot H \cdot \gamma = 23.58 \text{ t/m}^2$	23.58
RMR	$P_{roof} = \gamma \cdot b \cdot \left(\frac{100 - \text{RMR}}{100} \right) = 15.60 \text{ t/m}^2$	15.60
Q-system	절리군수 ≥ 3 이므로 $P_{roof} = 2Q^{-1/3} J_r^{-1} = 1.17 \text{ kg/m}^2$	11.70

단 우각부에서 훨씬 크게 산정되어 기존의 암반이완하중 산정방법들과는 다른 경향을 나타내고 있고 그 크기도 작게 산정되었다. 하단 우각부에서 큰 응력이 발생한 것은 인버트가 지보재로 연결되어 있지 않고 굴착면이 완전한 곡선이 아닌 각진 모서리이므로 지중응력이 집중된 때문으로 판단된다. 따라서, 콘크리트라이닝 설

계시 슛크리트라이닝 배면 반경응력을 암반하중으로 고려하는 것은 적절하지 않은 것으로 판단된다.

소성영역으로 산정한 암반이완하중은 이론적 또는 경험적인 방법에 의해 산정된 암반하중에 비해 다소 작은 값을 보이고 점착력, 축압계수 등 지반물성치에 민감한 영향을 받으므로 설계적용시 지반물성치 적용 등

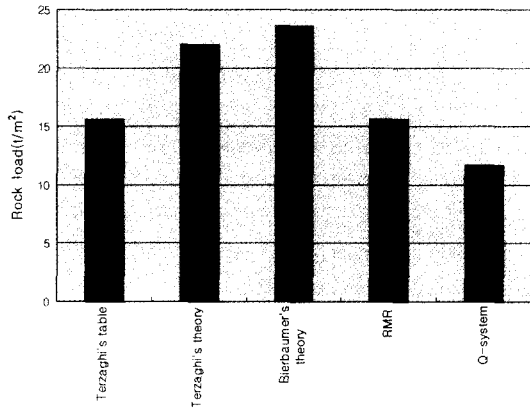


Fig. 12. Comparison of rock loads by various estimation methods in this study.

에 세심한 주의가 필요한 것으로 사료된다.

4.7 암반하중 산정방법별 하중 비교

지반조건을 RMR 분류기준의 보통암반(Fair Rock)으로 간주하여 가정된 조건에 대하여 다양한 암반하중 예측방법들에 의해 산정한 암반하중을 비교하면 Table 6 및 Fig. 12와 같다.

연직암반하중 산정을 위한 가정조건은 다음과 같다.

- 터널 폭(b) = 12 m · 터널 높이(m) = 8 m
- 토피(H) = 10 m · Q = 5 · RMR = 50 · $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$
- c = 5 t/m^2 · $\phi = 35^\circ$ · $J_n = 9$ · $J_r = 1$ · K = 0.5

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. 또한, Terzaghi 표, RMR 그리고 Q 방법 등 경험적인 방법에 의한 예측값은 큰 차이를 보이지 않고 있음을 알 수 있다. 이는 Terzaghi 표, RMR, Q에 의한 산정방법들은 암반내 터널에서 경험적으로 제안된 방법인데 비

하여 앞의 두 제안식은 지반을 연속체로 가정하고 한계 평형이론에 의해 유도된 이론적인 제안식이기 때문으로 사료된다.

5. 잔류수압 적용모델

터널은 지하수 처리방식에 따라 배수형 터널과 비배수형 터널로 구분된다. 비배수형 터널의 경우에는 정수압을 고려하게 되고, 배수형 터널의 경우에는 콘크리트 라이닝 배면에 배수층을 설치하므로 원칙적으로는 수압은 고려하지 않아도 된다. 그러나 부직포 등의 배수층의 장기적인 배수기능 저하가 우려될 경우에는 잔류수압을 고려하여 설계를 하게 된다.

O'Rourke(1984)는 토사지반과 암반 중의 비배수형 터널에 대하여 각각 라이닝에 작용하는 수압설계 개념을 다음과 같이 제시하고 있다. 먼저, 투수성이 양호한 사질토 및 사력토 등의 지반에서 터널이 지하수위 하부에 위치하는 경우, 라이닝의 설계는 지반의 유효응력과 전체 정수압을 모두 고려해야 하며, 비교적 불투수성 지반에 밀착된 라이닝의 경우는 전응력 상태로 휨모멘트와 축력을 계산할 수 있다. 그러나 대부분의 암반내 터널에서는 압력주입으로부터 지하수의 유입경로를 밀폐시켜 유입수량을 감소시키고, 수압과 접촉하는 영역을 감소시킬 수 있으므로 전체 외부 정수압을 지지할 필요가 없음을 제안하였다.

배수형 터널 설계시 적용하는 수압의 형태는 Fig. 13과 같은 것이 있다. Fig. 13의 (a)는 침투류 해석에 의해 산정된 경험적인 형태이고, (b)의 경우는 얇은터널에서 지하수위가 터널 천단부에 위치하고 측면배수기능이 원활할 때를 가정하여 산정된 수압모델이며, (c)의 경우는 (a)의 경우에서 연직수압을 고려하지 않은 모델로 설득력이 다소 부족한 모델이다. 현재 설계시에는 (a)와 (b)의 수압모델이 가장 많이 사용되고 있다. 이 때 수압의 크기는 토사지반일 경우 최대수두를 터널높이의 1/2, 암반터널일 경우 최대수두를 터널높이의 1/3로 가정하여

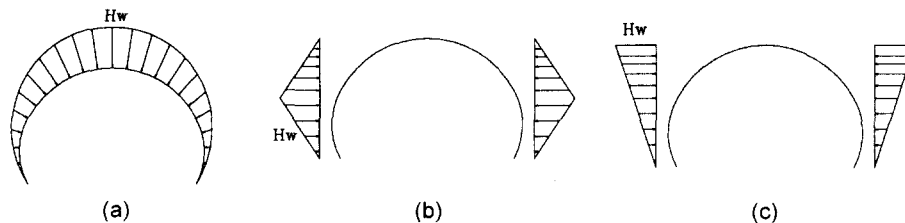


Fig. 13. Water pressure model for drainage tunnel (Rock : $H_w = 1/3H$, Soil : $H_w = 1/2H$, H : Tunnel height).

설계하고 있다.

6. 콘크리트라이닝 구조해석

6.1 암반이완하중의 산정

본 절에서는 설계에서 많이 사용되는 암반이완하중과 수압의 형태에 따른 영향을 파악하기 위하여 일정한 연직암반하중에 대한 기존의 3가지 형태의 암반하중모델⁴⁾과 3가지 형태의 수압모델 중 5가지의 하중조합 Case에 대하여 해석을 수행하였다. 콘크리트라이닝에 발생하는 부재력은 하중형태 외에 터널형태 등에도 의존하나 여기서는 폭이 높이보다 큰 일정한 단면형태에 대하여 검토하였다.

Table 6과 Fig. 12는 4.7절의 가정조건에 대하여 기존의 연직암반이완하중 산정방법들에 의해 산정된 값을 나타내고 있으며 Terzaghi식과 Bierbaumer의 제안식에 의한 값이 크게 나타나고 있다. 비교를 위해 연직암반이완하중은 15.6 t/m^2 을 적용하기로 한다.

Table 7과 Fig. 14에는 연직암반이완하중이 15.6 t/m^2 일 때 설계시 주로 적용되는 수평암반이완하중 산정방법들에 의해 산정된 값을 나타내고 있다. 수평하중의 합력의 크기는 Rankine의 주동토압계수에 의한 수평하중이 가장 작고 Q 방법에 의한 수평하중이 가장 큰 것으로 나타났다. Q 방법에 의한 수평암반하중 산정시 지반조건이 불량한 경우 연직하중과 수평하중이 같게 되어 아치구조로 축력으로 외력을 지지하는 콘크리트라이닝의 모멘트가 오히려 감소하는 경향을 보여 설계적용시 곤란한 문제점이 있다.

6.2 해석 Case

현재 널리 쓰이는 암반이완하중 산정방법은 Terzaghi의 암반하중 분류표에 의한 방법, RMR 방법, Q 방법이다. 위의 세가지 연직하중(P_{roof}) 산정방법은 그 값의 차이가 크지 않으므로 어느 방법을 적용하여도 설계에 크게 영향을 미치지 않지만, 수평하중과 수압의 크기 및 형태는 설계자마다 상이하어^{1,3,6)} 설계시에 미치는 영향

Table 7. Estimation of horizontal rock load ($P_{\text{roof}} = 15.6 \text{ t/m}^2$).

	Rankine's earth pressure coefficient	earth pressure coefficient at rest	Inverted triangle	Q
$P_{\text{wall}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	4.21~4.63	6.65	15.6~0	8.62

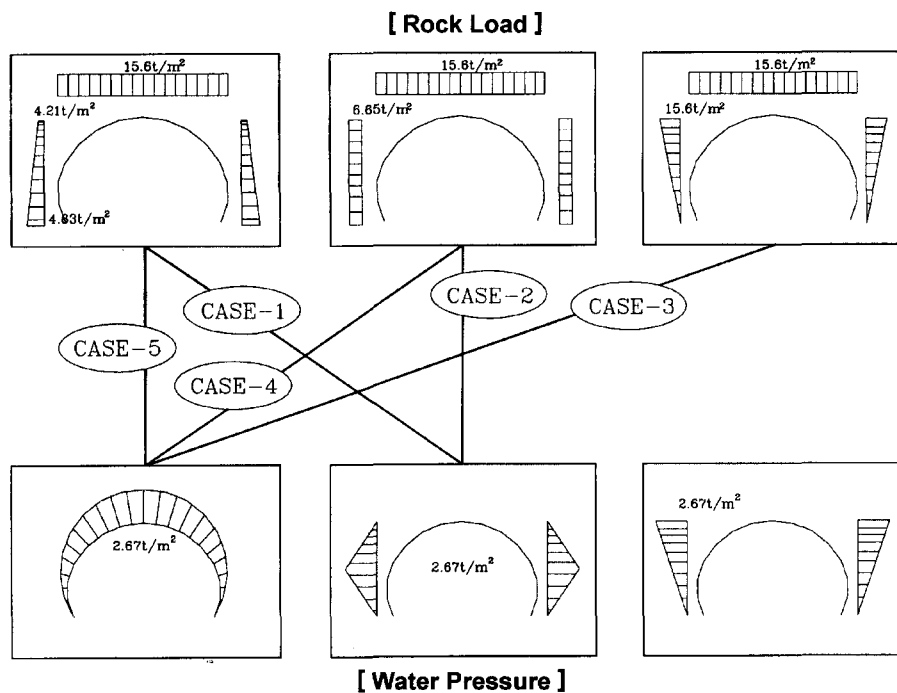
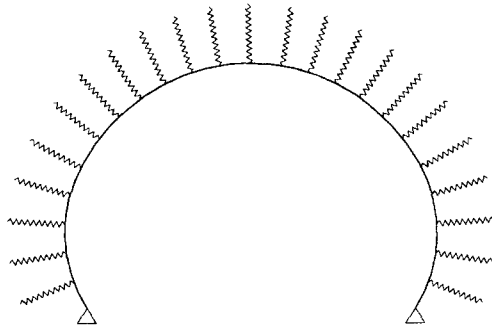


Fig. 14. Case of structural analysis.

Table 8. Member force of concrete lining by case.

	CASE - 1	CASE - 2	CASE - 3	CASE - 4	CASE - 5
Max. moment (t · m)	5.80	5.21	3.91	5.81	5.86
Max. shear force (t)	10.84	10.54	10.41	11.73	12.04
Max. axial force (t)	132.20	128.50	130.30	140.60	144.30

**Fig. 15.** Modelling for Structural Analysis.

을 파악할 필요가 있다.

따라서, 본 절에서는 구조해석 프로그램인 SAP90을 이용하여 설계시에 주로 사용되는 형태의 암반이완하중과 수압모델을 조합하여(5가지, Fig. 14) 폭이 높이보다 큰 2차로 터널 단면에 대한 콘크리트라이닝의 구조해석을 수행하여 부재에 발생하는 부재력의 크기를 비교하였다. 여기서 콘크리트라이닝에 작용하는 연직암반하중은 Terzaghi의 암반하중분류표에 의한 $15.6 t/m^2$ 을 적용하였다. 콘크리트라이닝 발생 부재력의 크기를 비교하기 위하여 하중계수는 1.0을 적용하였다.

해석에 적용된 요소망은 Fig. 15와 같으며, 주변 지반은 스프링으로 표현하였으며 각주 양단은 힌지조건으로 하였다. 하중은 각 Case별 절점하중으로 적용하였다. 해석시 인장력이 발생하는 스프링은 제거하면서 해석을 반복수행하여 모든 스프링에 압축력이 발생할 때의 최대 부재력을 취하여 Table 8에 정리하였다.

6.3 해석결과 및 분석

해석결과 해석 Case별 콘크리트라이닝에 발생하는 모멘트, 전단력, 축력의 최대값은 Table 8과 같다.

해석결과 Case-5의 경우가 부재력이 가장 큰 것으로 나타났다. 여기서 동일한 연직암반하중에 대하여 수평하중성분이 작을수록 콘크리트라이닝의 변형이 크게 발생하여 부재력이 크게 발생함을 알 수 있다. 결국 부재력은 수평하중의 형태보다는 수평하중의 합력의 크기에 보다 더 큰 영향을 받음을 알 수 있다. 또한, 암반하중

이 같고 수압이 다른 CASE-1과 CASE-5를 비교해볼 때 수압의 수평성분이 작은 CASE-1의 경우가 부재력이 다소 작게 발생되었다.

따라서, 수평암반하중 산정시 Rankine의 주동토압계수를 적용하고 침투류해석에 의한 형태의 수압을 적용하는 Case-5의 하중조합이 특별히 정립된 설계기준이 없고 암반터널 콘크리트라이닝에 작용하는 하중의 실측 사례도 거의 없는 현실에서 이론적, 경험적 근거가 뒷받침되고 부재설계시에도 기타 하중조합에 비하여 다소 큰 부재력을 발생시키므로 설계시 적절한 하중조합으로 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

7. 결 론

NATM 터널의 콘크리트라이닝 설계시 적용할 수 있는 적절한 암반이완하중 및 수압산정을 위하여 다양한 하중산정방법들을 고찰하고 현재 주로 적용하고 있는 5가지 하중조합에 대한 구조해석을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 보통암반(Fair Rock) 조건에서의 각종 암반하중 예측방법들에 의한 암반하중 예측결과 이론적인 방법인 Terzaghi와 Bierbaumer의 방법이 다소 큰 값을 나타내었다. 또한, Terzaghi표, RMR 그리고 Q 방법 등 경험적인 방법에 의해 예측된 암반하중은 근사한 값을 나타내었다.

2) 이는 Terzaghi 표, RMR, Q에 의한 산정방법들은 암반내 터널에서 경험적으로 제안된 방법인데 비하여 Terzaghi와 Bierbaumer의 방법은 지반을 연속체로 가정하고 한계평형이론에 의해 유도된 이론적인 제안식이기 때문으로 판단된다.

3) 콘크리트라이닝 설계하중으로의 적용성을 검토하기 위하여 수치해석을 수행한 결과 숏크리트라이닝 배면 지반의 반경응력은 축압계수(K_0)가 클수록, 점착력(c)이 클수록, 그리고 변형계수가 작을수록 크다. 그리고, 하단 우각부에서 큰 응력이 발생한 것은 인버트가 지보재로 연결되어 있지 않고 굴착면이 완만한 곡선이 아닌 각진 모서리이므로 지중응력이 집중된 때문으로 판단된다.

4) 또한, 숏크리트라이닝 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. 따라서, 콘크리트라이닝 설계시 숏크리트라이닝 배면 반경응력을 암반하중으로 고려하는 것은 적절하지 않은 것으로 판단된다.

5) 소성영역의 크기로 산정한 암반하중은 축압계수(Ko)와는 상관성이 적고, 점착력(c)이 작을수록, 지반변형계수(E)가 클수록 크다. 소성영역으로 산정한 암반이완하중은 이론적 또는 경험적인 방법에 의해 산정된 암반하중에 비해 다소 작은 값을 보이고 점착력, 축압계수 등 지반물성치에 민감한 영향을 받으므로 설계적용시 지반물성치 적용 등에 세심한 주의가 필요한 것으로 사료된다.

6) 콘크리트라이닝 설계시 수평하중이 작은 암반하중의 형태와 수평 수압성분이 작게 산정되는 침투류해석에 의한 형태의 수압모델을 적용하는 것이 부재력이 크게 발생하였다.

7) 또한, 수압모델중 수평하중이 큰 형태의 수압모델은 콘크리트라이닝의 모멘트를 감소시켜, 이러한 형태의 수압을 고려하는 것이 오히려 불안전측의 설계가 될 수 있다.

참고문헌

1. 삼성물산 건설부문, 2000, 산외~상복간 제3공구(능동 터널) 국도확장공사 설계보고서, 234-235
2. 이부경, 1998, 굴착공학의 원리, 도서출판 대운, 134-135
3. (주)대우, 1999, 영동선 동백산~도계간 철도이설 건설공사 실시설계보고서, 196-198
4. (주)동아건설, 1999, 신북~양구(수인리 구간)간 국도개량공사 터널해석보고서, 565-575
5. (주)현대건설, 1999, 신북~양구(수인리 구간)간 국도개량공사 터널해석보고서, 307-309
6. 철마개발주식회사, 1997, 철마산터널 축조공사 민자유치 시설사업 실시설계종합보고서, 151-153
7. 한국건설기술연구원, 1998, 국내 터널설계 기술력 향상을 위한 신기술 연구(1), 51-57, 327-339
8. Z. T. Bieniawski, 1989, Engineering Rock Mass Classifications, John Wiley & Sons, 162-169
9. Karoly Szechy, 1973, The Art of Tunnelling, Akademiai kiado Budapest, 145-306
10. Kim, Hak Joon, 1997, Estimation for Tunnel Lining Loads, Ph. D, University of Alberta, 1-28
11. Morgan, H. D., 1961, A Contribution to the Analysis of Stress in a Circular Tunnel, Geotechnique, 11(1), 37-46
12. Peck, R. B., A. J. Hendron, Jr. and B. Mohraz, 1972, State of the Art of Soft Ground Tunneling, Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, IL, Vol. 1, 259-286
13. Ranken, R. E., J. Ghaboussi, and A. J. Hendron, 1978, Analysis of Ground-Liner Interaction for Tunnels, Report No. UMTA-IL-06-0043-78-3, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
14. T.D. O'Rourke, 1984, Guidelines for Tunnel Lining Design, ASCE, 1-23
15. Ward, W. H., 1978, Ground Supports for Tunnels in Weak Rocks, Geotechnique, 28(2), 135-171



천 병 식

1971년 한양대학교 공과대학 토목공학과 공학사
 1976년 University of Delft, the Netherlands 공학석사
 1981년 한양대학교 공과대학 토목공학과 공학박사
 1985년 Waseda University, 박사후연수
 Tel : 02-2290-0326
 E-mail : Hengdang@unitel.co.kr
 현재 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수



신 영 완

1991년 한양대학교 공과대학 토목공학과 공학사
 1993년 한국과학기술원 토목공학과 공학석사
 Tel : 02-597-8233(302)
 E-mail : ywshin@hakyong.com
 현재 한양대학교 공과대학 토목공학과 박사과정
 (주)하경엔지니어링 터널/지반부 차장