

이완하중 산정식에 따른 콘크리트라이닝 거동특성에 관한 연구

김상환¹, 박인준², 문훈기³, 신용석⁴

A study on behavioral characteristics of concrete lining based on the equations of relaxed rock loads

Sang-Hwan Kim, Inn-Joon Park, Hoon-Ki Moon, Yong-Suk Shin

Abstract A concrete lining of NATM tunnel had been considered as interior materials. But recently we consider it as structural materials. Therefore we must consider various loads. Relaxed rock load is a main load which decides thickness and reinforcement presence of concrete lining. In practice conservatively, Terzaghi's rock load theory has been accepted to estimate relaxed rock loads in urban subway tunnel design. This study investigates the equations of relaxed rock loads used in the design of NATM concrete lining. Structural analysis are executed based on various equations of relaxed rock loads, and concrete lining forces are compared.

Keywords: Structural materials, concrete lining, relaxed rock load, structural analysis

요 지 NATM 터널의 콘크리트라이닝은 국내 도입 초기에는 내장재로서 고려되었으나, 최근에는 구조재로서의 역할로 고려되고 있다. 따라서 설계 시 여러 가지 하중을 고려해야 하며, 그중에서도 지반이완하중은 콘크리트라이닝의 두께 및 철근보강유무를 결정하는 주요 하중이다. 도심지 지하철터널에서는 한계평형이론식 Terzaghi 암반분류 등을 사용하여 비교적 높은 이완하중을 적용하여 설계하고 있다. 본 연구에서는 이완하중 산정식들에 대해 검토하고 이완하중 산정법에 따른 구조계산을 수행하여 콘크리트라이닝의 거동을 파악하고자 한다.

주요어: 구조재, 콘크리트라이닝, 이완하중, 구조계산

1. 서 론

국내 터널공사의 NATM 도입 초기에는 콘크리트 라이닝을 내장재 기능으로 고려하여 최소두께 30 cm의 무근콘크리트로 적용하였다. 그 후 콘크리트 라이닝의 구조적 역할이 요구되면서 터널설계기준(2007)에서는 내구연한 동안 구조체로서 역학적 기능을 하도록 규정하고 있다. 따라서 콘크리트 라이닝은 자중, 지반이완하중, 잔류수압, 온도하중 등 여러 가지 하중을 고려하여 설계하고 있으며 그중 지반이완하중은 콘크리트 라이닝의 두께 및 철근 보강유무를 결정하는 주요 하중이다.

배수형 방수형식터널에 적용되는 이완하중은 산악터널과 지하철터널로 대별될 수 있다. 산악터널의 지반조

건은 연암 및 경암이 대부분이므로 발파이완하중 또는 Terzaghi 암반분류를 이용하여 낮은 수준의 이완하중을 적용하고 있으며 갱구부 및 파쇄대를 제외한 일반구간은 무근콘크리트로 설계되는 실정이다. 반면, 지하철에서는 한계평형이론식, Terzaghi 암반분류 등을 사용하여 암반구간에서도 비교적 높은 이완하중을 적용하여 철근콘크리트로 설계하고 있으며 설계사별로 다양한 라이닝 작용하중 산정방법을 검토하여 설계하고 있는 실정이다. 특히 지반조건이 불량한 도심지터널의 경우 전토피 하중을 사용하기도 한다. 하지만 전토피 하중을 적용하여 콘크리트라이닝을 설계하는 것은 지반의 아칭효과를 고려하지 않은 방법으로 경우에 따라 터널 공사비와 공기의 증가 원인이 되기도 한다.

따라서 본 연구에서는 콘크리트라이닝 설계 시 적용하는 이완하중의 고려방법에 대하여 검토하고 이완하중 산정법에 따른 구조계산을 수행하여 그 값을 비교하고자 한다.

¹정희원, 호서대학교 토목공학과 교수

²정희원, 한서대학교 토목공학과 교수

³정희원, (주) 용마엔지니어링 터널부 상무

⁴정희원, 한국시설안전공단 진단계획팀 실장

* 교신저자: 박인준 (E-mail: geotech@hanseo.ac.kr)

2. 이완하중 산정방법

2.1 이완하중 개요

배수형 방수형식터널에서는 1차 지보재가 터널의 내구년한 동안 충분한 지보역할을 한다면 콘크리트라이닝에는 배수재 기능저하에 따른 잔류수압 이외의 하중이 작용하지 않을 수 있다. 그러나 지반조건이 불량하여 장기적인 하중이 예상되거나, 숏크리트의 열화 등 1차 지보재가 지보능력을 상실할 경우를 대비하여 이완하중을 고려하고 있다(그림 1). 대표적인 이완하중 산정방법에는 Terzaghi, Bierbäumer 등의 이론적 방법, Terzaghi

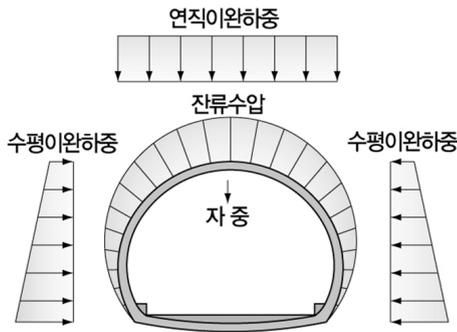


그림 1. 배수형 방수형식터널의 하중적용 예

의 암반하중분류표, RMR 또는 Q방법에 의한 경험적 방법과 수치해석에 의한 방법 등이 있다.

표 1에 제시된 Terzaghi(1946) 이론식은 Janssen(1895)의 Silo 방정식을 Terzaghi가 터널의 이완하중 계산에 응용한 것으로써, 비점착성의 건조한 조립토에서 그림 2와 같은 형태의 파괴면에 대해 다음과 같이 제시되었다(Kolymbas, 2005).

얕은 심도 터널에서의 연직 암반하중 P_{roof} 는 다음과 같다

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

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

P_{roof} : 연직이완하중(t/m^2), γ : 지반단위중량(t/m^3),

K : 토압계수,

Φ : 지반 내부마찰각,

b : 터널 폭(m),

m : 터널높이(m),

H : 토피(m),

B : 지반이완범위(m),

그러나 Terzaghi 이론식의 정확한 개념을 파악하기 위해서 다음과 같은 내용을 검토할 필요가 있다.

예를 들어 지하철과 같은 천층터널 및 암질이 양호할

표 1. 이완하중 산정방법

구분	적용이론
이론적인 방법	<p>Bierbäumer (1913)</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_{roof} = \alpha \times H \times \gamma$ 여기서, 토피가 낮음 : $\alpha = 1$ 토피 $H \leq 5B$: $\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \times \tan^2(45 - \phi/2) \times H}{b + 2m \times \tan(45 - \phi/2)}$ 토피 $H > 5B$: $\alpha = \tan^4(45 - \phi/2)$
	<p>Terzaghi (1946)</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_{roof} = \frac{\gamma \times B}{2K \times \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}})$ 여기서, $B = 2 \times ((b/2) + m \times \tan(45 - \phi/2))$ K : 토압계수, B : 지반이완 범위 b : 터널 폭, m : 터널 높이, H : 토피
경험적인 방법	<p>Terzaghi 암반분류법</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_{roof} = 0.2 \sim 0.6(B+Ht)$
	<p>Unal (1983)</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_{roof} = \gamma \times b \times (100 - RMR) / 100$
	<p>Venkateswarlu</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_{roof} = b \times \gamma \times (1.7 - 0.037 \times RMR + 0.0002 \times RMR^2)$
	<p>Barton et al (1974)</p> <ul style="list-style-type: none"> 절리군수 ≥ 3 : $P_{roof} = 2Q^{-1} / 3Jr^{-1} (kg/cm^2)$ 절리군수 < 3 : $P_{roof} = 2 / 3 \sqrt{JnQ^{-1}} / 3Jr^{-1} (kg/cm^2)$

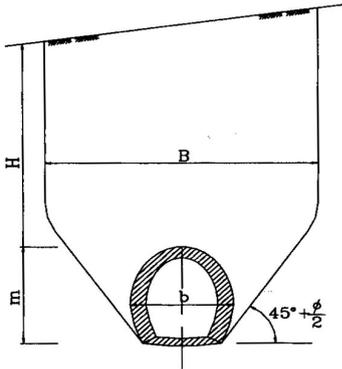


그림 2. Terzaghi 암반하중 이론의 가정

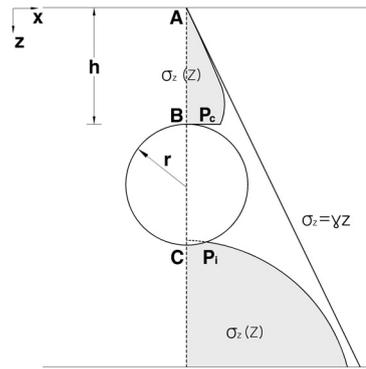


그림 3. 하중산정 개요도

경우에는 Terzaghi(1946) 이론식을 그대로 적용할 경우 지나친 연직 이완하중이 걸리는 경우가 발생할 수 있다. 즉, 식 (1)에 제시된 Terzaghi(1946) 이론식은 원래 제시된 식 $P_{roof} = \frac{(\gamma \times B - 2C)}{2 \times K \times \tan \phi} \left[1 - e^{-k \frac{2H}{B} \tan \phi} \right]$ 에서 점착력 (C) 부분을 삭제한 특수한 경우에 해당된다.

천층터널이거나 양질의 암반터널의 경우에는 주변 토사나 암반의 점착력을 고려하는 것이 역학적으로 타당할 수 있다. 따라서 설계 시에 주변 지반의 영향인자를 고려해서 지나치게 과하게 산정되는 이완하중을 합리적인 값으로 조정할 필요가 있다.

2.2 비선형 토압을 이용한 이완하중식

원형 터널의 크라운(B)에 작용하는 힘의 평형방정식을 정의하면 아래와 같다(Kolymbas, 2005).

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{\sigma_x - \sigma_z}{r} = \gamma \quad (2)$$

또한 인버터부분(C)에 작용하는 힘의 평형방정식을 정의하면 아래와 같다.

$$\frac{d\sigma_z}{dz} - \frac{\sigma_x - \sigma_z}{r} = \gamma \quad (3)$$

위 그림을 통해서 라이닝 위에 작용하는 연직응력을 가정하면 아래 식과 같은 포물선 형태의 2차방정식임을

알 수 있다.

$$\sigma_z(z) = a_1 z^2 + a_2 z + a_3 \quad (4)$$

식 (4)의 상수 a_1, a_2, a_3 를 산정하기 위해서는 식 (2)의 평형방정식과 다음의 경계조건을 만족해야만 한다.

‘경계조건 1’ $\sigma_z(z=0) = 0$

‘경계조건 2’ $\frac{d\sigma_z}{dz} \Big|_{z=0} = \gamma$

‘경계조건 3’ $\frac{d\sigma_z}{dz} \Big|_{z=h} = \gamma - \frac{\sigma_x - \sigma_z}{r_c}$

또한 식 (2)에서 아칭 효과를 나타내는 $\frac{\sigma_x - \sigma_z}{r}$ 의 $\sigma_x - \sigma_z$ 은 Mohr원의 파괴상태로부터 다음의 식을 정의할 수 있다.

$$\sigma_x - \sigma_z = \sigma_z \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5)$$

먼저 경계조건 1로부터, $a_3 = 0$ 을 알 수 있으며 경계조건 2로부터 $a_2 = \gamma$ 을 산정할 수 있다. 마지막으로 경계조건 3에 식 (5)을 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{d\sigma_z}{dz} \Big|_{z=h} = \gamma - \frac{1}{r_c} \left[\sigma_z \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} + c \frac{2 \cos \phi}{1 - \sin \phi} \right] \quad (6)$$

식 (4)와 식 (6)을 정리하면,

$$\begin{aligned} \frac{d\sigma_z}{dz}\Big|_{z=h} &= \gamma - \frac{1}{r_c} \left[\sigma_z \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi} + c \frac{2\cos\phi}{1-\sin\phi} \right] \\ &= 2a_1 h + \gamma \end{aligned} \quad (7)$$

여기서

$$a_1 = -\frac{1}{2hr_c} \left[\sigma_z \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi} + c \frac{2\cos\phi}{1-\sin\phi} \right] \quad (8)$$

이며, 식 (4)는 아래와 같이 정리된다.

$$\sigma_z = \gamma z - \frac{1}{2hr_c} \left[\sigma_z \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi} + c \frac{2\cos\phi}{1-\sin\phi} \right] z^2 \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \sigma_z \left[1 + \frac{1}{hr_c} \frac{\sin\phi}{1-\sin\phi} z^2 \right] \\ = \gamma z - \frac{1}{hr_c} \left[c \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} z^2 \right] \end{aligned} \quad (10)$$

$$\sigma_z = z \frac{\gamma - \frac{1}{hr_c} \left[c \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} z \right]}{\left[1 + \frac{1}{hr_c} \frac{\sin\phi}{1-\sin\phi} z^2 \right]} \quad (11)$$

최종적으로 터널 천단부에 작용($z=h$)하는 응력을 계산하여 정리하면 다음과 같다.

$$\sigma_z(h) = p_c = h \frac{\gamma - \frac{c}{r_c} \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi}}{1 + \frac{h}{r_c} \frac{\sin\phi}{1-\sin\phi}} \quad (12)$$

여기서, h 는 지표면에서 터널 천단부까지의 깊이, c 는 점착력, r_c 는 크라운부의 곡률반경, ϕ 는 지반의 내부 마찰각이다.

만약 $c \geq \gamma r_c \frac{1-\sin\phi}{\cos\phi}$ 을 만족하는 지반이라면 라이닝이 필요 없게 된다.

그리고 지표면에 q (단위면적에 작용하는 힘)라는 상

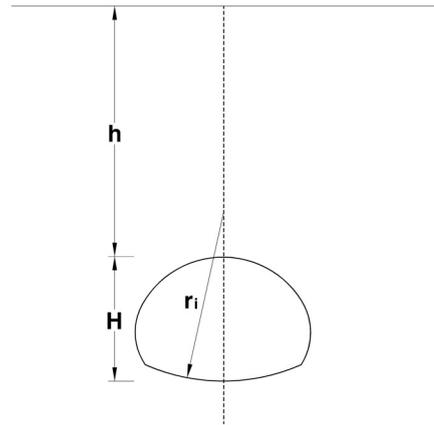


그림 4. 입력부호 개요

재하중이 있을 때는 식 (12)을 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$p_c = \frac{q - \frac{h}{r_c} \frac{c \cos\phi}{1-\sin\phi} + \gamma h}{1 + \frac{h}{r_c} \frac{\sin\phi}{1-\sin\phi}} \quad (13)$$

또한 인버터에 작용하는 응력을 유도하면 다음과 같다.

$$p_i = (H+h) \frac{\gamma r_i (1-\sin\phi) - 2c \cos\phi}{r_i (1-\sin\phi) + 2(H+h) \sin\phi} \quad (14)$$

식 (14)의 입력값은 그림 4와 같이, h 는 지표면에서 터널 천단부까지의 깊이, H 는 터널높이, r_i 는 인버터부의 곡률반경, ϕ 는 지반의 내부 마찰각이다.

본 식 (13)과 식 (14)은 NATM으로 건설되는 천층터널에 적용 가능하다.

3. 이완하중별 라이닝 응력계산

3.1 해석개요

본 연구에서는 이완하중 산정방법 및 지반정수 변화에 따라 콘크리트라이닝에 작용하는 응력의 크기와 철근보강량의 변화량을 검토하기 위하여 지중골조해석모델을 이용하였고 그 결과를 비교하였다.

대상터널은 지하철 복선 표준단면으로 토피 20m의 풍화토 조건과 풍화암 조건의 터널로 가정하였다. 사용 재료는 단위중량 24.5 kN/m³, 설계기준강도 f_{ck}=24 MPa의 콘크리트와 항복강도 f_y=300 MPa의 철근을 사용하였다. 풍화토와 풍화암 구간의 콘크리트라이닝 두께는 각각 50 cm, 40 cm 로 가정하였으며 적용된 표준

단면과 적용지반의 지반물성치는 그림 5, 표 2와 같다. 수치해석시 자중은 프로그램내에서 자동계산하며 적용한 설계하중에서 이완하중은 도심지터널 설계에서 지반조건을 보수적으로 평가할 경우 주로 적용하는 전토 피하중(CASE 1)과 야칭현상을 고려한 한계평형이론식(CASE 2), 비선형이론식(CASE 3)를 각각 적용하였다.

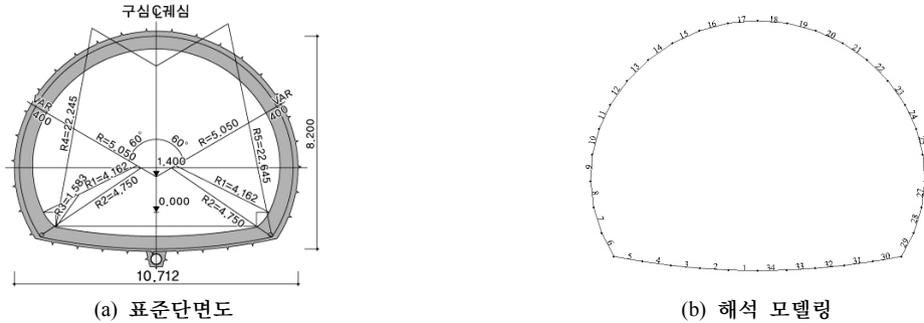


그림 5. 표준단면도 및 해석 모델링

표 2. 지반물성치

구 분	단위중량(kN/m ³)	점착력(kPa)	내부마찰각(°)	변형계수(MPa)	포아송비	토피(m)
풍 화 토	18	5	33	100	0.33	20
풍 화 암	21	50	35	250	0.30	20

표 3. 이완하중 산정방법

구 분	이완하중 산정방법
CASE 1	• 전토피 : 전토피고(20m) 적용
CASE 2	• 야칭현상을 고려한 한계평형 이론식 - $P_{roof} = \frac{(\gamma \times B - 2C)}{2 \times K \times \tan \phi} \left[1 - e^{-K \frac{2H}{B} \tan \phi} \right]$, 여기서, $B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \times \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]$
CASE 3	• 비선형 이론식 - $\sigma_z(h) = p_c = h \frac{\gamma - \frac{c}{r_c} \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}}{1 + \frac{h}{r_c} \frac{\sin \phi}{1 - \sin \phi}}$, $P_i = (H+h) \frac{\gamma r_i (1 - \sin \phi)}{r_i (1 - \sin \phi) + 2(H+h) \sin \phi}$

표 4. CASE별 이완하중 산정

구 분	CASE 1	CASE 2	CASE 3
풍 화 토	360kN/m ²	221.5 kN/m ²	천단부 : 66.7 kN/m ² 인버트 : 140.2 kN/m ²
풍 화 암	420kN/m ²	177.1 kN/m ²	천단부 : 9.4 kN/m ² 인버트 : 85.5 kN/m ²

CASE별 산정된 이완하중식과 이완하중은 표 3, 표 4와 같다. 잔류수압은 부직포 등의 배수층에 장기적인 배수 기능 저하를 감안하여 터널높이의 1/2를 적용하였다.

3.2 CASE별 부재력 검토

각각의 이완하중 CASE 및 지반조건별 구조해석 수행 결과는 아래 그림 6, 그림 7과 같으며 CASE 1, CASE 2, CASE 3의 순서로 콘크리트라이닝의 부재력이 작아지는 것으로 나타났고, 풍화토 조건보다 풍화암 조건에서 전체적으로 부재력이 작아지는 것으로 나타났다. 또한, 비선형 이론식을 이용하여 이완하중을 적용한 경우 (CASE 3)가 한계평형 이론식을 이용하여 이완하중을

적용(CASE 2)한 값에 비해 천장부는 85%, 어깨부는 60~70%정도 부재력이 감소하는 것으로 나타났다.

상기 계산결과를 토대로 풍화토 50 cm, 풍화암 40 cm의 콘크리트라이닝에 대한 단면력을 계산하여 배근한 결과 그림 8과 같은 결과를 보였다.

3.3 지반정수 변화에 따른 부재력 검토

위에서 언급한 이완하중 산정법 중 비선형 이론식을 이용한 이완하중 산정방법에서 지반정수 c , ϕ 값을 변화시키며 콘크리트 라이닝 부재력을 검토하였다. $\phi = 30^\circ$ 일 때 c 값은 5~30 kPa, $c = 10$ kPa일 때 ϕ 값은 $25^\circ \sim 33^\circ$ 로 변화시켜 이완하중을 산정하였으며

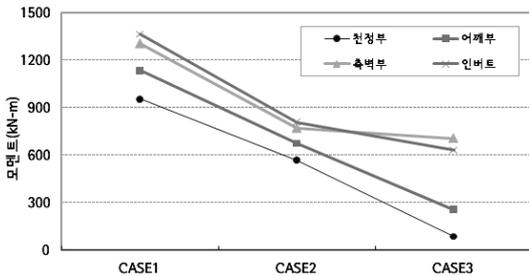


그림 6. 풍화토 구간 부재력 산정결과 및 철근량 비교

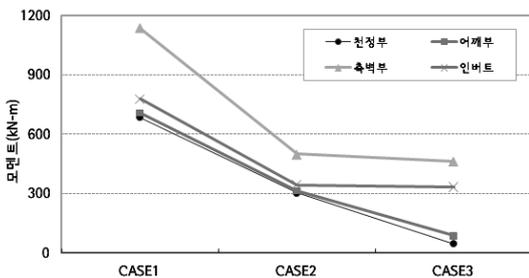


그림 7. 풍화암 구간 부재력 산정결과

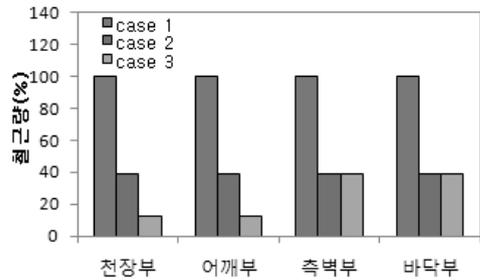
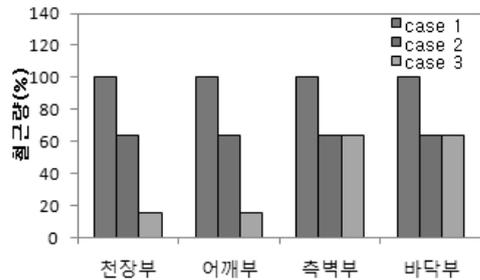


그림 8. 풍화토, 풍화암 구간의 철근량 비교

표 5. c 값 변화에 따른 이완하중 산정

구분	c (kPa)	비선형이론식(kN/m ²)		비고
		크라운부	인버트부	
CASE 1	5	65.7	137.4	$\phi = 30^\circ$
CASE 2	10	58.7	131.2	
CASE 3	20	44.9	118.7	
CASE 4	30	31.1	106.3	

표 6. ϕ 값 변화에 따른 이완하중 산정

구 분	ϕ (°)	비선형이론식(kN/m ²)		비고
		크라운부	인버트부	
CASE 1	25	76.4	163.8	c= 10kPa
CASE 2	28	65.3	143.5	
CASE 3	30	58.7	131.2	
CASE 4	33	50.0	114.3	

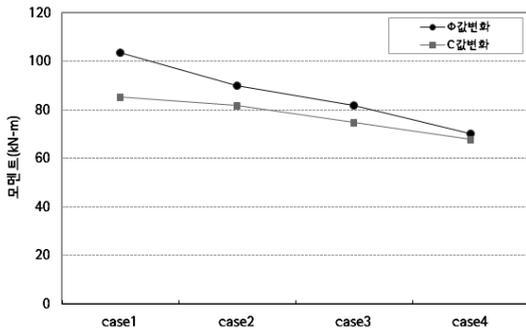


그림 9. 지반정수 변화에 따른 부재력 산정결과

잔류수압은 부직포 등의 배수층에 장기적인 배수기능 저하를 감안하여 터널높이의 1/2를 적용하였다. 지반정수 변화에 따른 이완하중값은 표 5, 표 6과 같다.

각각의 지반정수 CASE별 구조해석 수행결과는 아래 그림 8과 같으며 c 값 및 ϕ 값이 커질수록 콘크리트 라이닝의 부재력이 작아지는 것으로 나타났고, c 값이 5 kPa에서 30 kPa로 변화시 부재력은 약 20%, ϕ 값이 25°에서 33°로 변화시 부재력은 약 30% 감소하는 것으로 파악되었다.

4. 결 론

콘크리트라이닝 설계시 암질이 불량한 도심지 천층터널에 대하여 전토피 하중을 고려시(CASE 1), 아칭현상을 고려한 한계평형이론식(CASE 2), 비선형 토압을 가정한 이완하중식을 적용한 경우(CASE 3)에 대하여 각각 콘크리트라이닝 구조계산을 수행하였다. 그 결과를 통해 라이닝 구조체의 거동특성을 분석한 결과는 다음과 같다.

1. 토피 20 m의 풍화토, 풍화암 지반에 작용하는 이완하중은 전토피 하중에 비하여 점착력 고려시 작게 산정되었으며 비선형 토압적용 시 가장 적은 값을 나타냈다.
2. 비선형 이론식을 이용하여 이완하중을 적용한 경우 한계평형식을 이용한 경우에 비하여 천장부는 85%, 어깨부는 60~70% 정도 부재력이 감소하는 것으로 나타났다.
3. 비선형 토압적용식의 경우 c, ϕ 값이 커질수록 콘크리트 라이닝에 작용하는 부재력이 감소하는 결과를 보였다.
4. 토피가 낮은 도심지 암질불량구간의 경우 전토피 하중을 고려하여 설계하는 경우가 많았으나 최근 점착력을 고려한 이완하중의 적용이 증가하는 추세이다. 본 연구에서는 비선형 토압이론을 적용하여 콘크리트 라이닝에 작용하는 응력을 분석한 결과 콘크리트 라이닝의 철근보강량을 줄일 수 있는 수치해석 결과를 확인하였다. 라이닝응력 등의 계측결과 분석을 통하여 이론식의 적정성을 확인하여 콘크리트 라이닝의 합리적인 설계 기법을 수립할 예정이다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C01)의 지원일부로 이루어졌습니다. 또한 한서대학교의 연구지원으로 이루어졌음에 감사드립니다.

참고문헌

1. 천병식, 신영완(2001), “NATM터널 콘크리트라이닝 설계하중에 관한 연구” 한국암반공학회 논문집, Vol. 11, No. 2, pp. 96-108.
2. 건설교통부(2007), “터널설계기준”, 한국터널공학회
3. 한국터널공학회(2007), “터널의 이론과 실무-도심지 천층 및 근접터널”, 구미서관, 서울, pp. 117-119.
4. 土木學會(2006), “都市部山岳工法トンネルの覆工設計”. 丸善(株), 日本, p. 49-52.
5. Singh, B., Goel, R.K. (1999), Rock Mass Classification, Elsevier, pp. 25-33.
6. Kolymbas, D. (2005), Tunelling and Tunnel Mechanics, Springer, Germany, pp. 313-326.

접수일(2010.10.15), 수정일(2010.10.25), 게재확정일(2010.11.10)