

대심도 터널안정성 평가를 위한 암반강도의 정량적 산정과 비선형 파괴기준의 적용

장 석 부¹⁾ · 권 승²⁾

A Study on the Quantitative Estimation of Rock Mass Strength Parameters and the Application of Non-linear Failure Criterion for Deep Tunnel Stability Analysis

Seok-Bue Chang and Seung Kwon

1. 서 론

암반의 강도특성은 암석자체의 강도는 물론 절리, 층리와 같은 불연속면을 비롯하여 지하수상태 등의 현지 암반조건에 지대한 영향을 받기 때문에 무결암을 대상으로 하는 실내 암석시험결과가 암반을 대표할 수가 없음을 주지의 사실이다. 설계단계에서 암반강도를 평가하기 위하여 시추공에서 채취된 코어의 암석시험과 시추코어와 노두면 관찰을 통한 암반평가가 일반적으로 이루어지고 있다. 이는 원위치 직접전단시험(Brown, 1981)과 같은 현지 암반강도시험이 바람직하나 심부 암반의 시험이 기술적으로 어렵고 비싸기 때문이다.

터널의 탄소성 해석에 적용되는 파괴기준에는 Mohr-Coulomb(이하 M-C)기준이 가장 일반적으로 사용되고 있으나, 각종 암석시험과 현장조사자료를 활용한 암반강도정수의 정량적 산정방법이 없어 단순히 RMR에 의한 경험적 수치(Bieniawski, 1989)나 설계자의 주관에 의하여 결정된 수치가 적용되고 있는 실정이다. 또한, 최근 대심도 터널건설사태가 증가하면서 대두된 문제로써 M-C기준은 응력수준이 높은 경우에 암반의 강도를 과대평가하는 경향이 있다. 이는 M-C기준이 선형조건식이기 때문에 대심도 터널과 같이 봉압(confining pressure)이 매우 낮은 굴착면에 비하여 봉압이 높은 내부 암반의 경우에는 파괴포락선이 매우 높게 형성되기 때문이다.

Hoek-Brown파괴기준(Hoek과 Brown, 1980a, 이하 H-B기준)은 국내에서도 터널해석에 적용(이봉열 등, 1995)된 바 있으며, 실제 설계업무에도 점차 적용되고 있는 추세이다. 본 파괴기준의 적용시 가장 큰 장점은

암반의 강도정수 m 과 s 를 무결암의 m_0 와 암반상태를 정량적 수치로 나타내는 RMR값에 따라 정량적으로 보정할 수 있다는 것이다. 즉, 실내암석시험에 의한 무결암의 강도특성으로부터 불연속면을 비롯한 각종 암반조건을 감안하여 강도정수를 정량적으로 산정하기 때문에 대상지역 암석과 암반의 역학적 특성을 정량적으로 객관성 있게 고려할 수 있는 장점이 있다.

일반 터널해석 프로그램은 H-B기준이 포함되어 있지 않은 경우가 많아 M-C기준의 강도정수를 환산하는 방법이 제안(Hoek, 1990)되어 있으나, 이 방법은 H-B기준의 어느 특정 응력수준에서 강도정수를 환산하는 방법이다. 이는 터널주변 지반의 응력이 일정치 않은 수치해석 시에는 H-B기준의 어느 한 응력수준에서 환산된 M-C기준의 강도정수가 적절한 입력값이 될 수 없음을 의미한다.

일반적으로 암반의 강도는 최대강도(peak strength)를 의미하지만, 많은 암석시험결과에 의하면 피크후 잔류강도(residual strength)특성을 보인다. H-B기준은 암반의 잔류강도를 최대강도와 동일한 방법으로 산정할 수 있는 장점이 있기 때문에 수치해석시 H-B기준을 적용하는 경우에는 암반의 최대강도와 잔류강도를 고려한 수치해석이 가능하다.

본 논문에서는 H-B기준을 사용하여 터널해석 실무에 적용할 수 있는 암반강도의 정량적 산정과정을 명료하게

1)정회원, (주)유신코퍼레이션 터널부
2) (주)유신코퍼레이션 건설기술연구소
접수일 : 2000년 5월 25일
심사 완료일 : 2000년 6월 21일

제시하였다. 또한, 실제 암석시험자료로부터 산정된 M-C와 H-B기준의 강도정수에 대한 원형공동이론 해석을 통하여 응력수준이 높은 대심도 터널의 안정성 평가에 H-B기준이 안전측의 해석결과를 보임을 알 수 있었다. 끝으로, 지보된 터널의 수치해석을 통하여 H-B기준 적용시 최대강도와 잔류강도를 고려하는 것이 최대강도만을 고려하는 경우보다 더 큰 소성영역과 터널변위가 발생함을 확인할 수 있었다.

2. 암반의 파괴기준

암반의 파괴기준에는 Druker-Prager, Von-Mises 등을 비롯하여 많은 기준들이 있으나, 본 논문에서는 H-B기준과 M-C기준을 대상으로 하였다. 본 절에서는 H-B기준과 M-C기준에 대한 암석과 암반의 강도정수 산정법에 대하여 기술하였다. 암석의 강도정수는 실내 삼축압축시험결과를 처리하여 결정하는 방법을 설명하였고 암반의 강도정수는 문헌상에서 제시하고 있는 경험적인 방법을 수록하였으며 각 방법에 대한 문제점을 검토하였다.

2.1 암석의 강도정수

2.1.1 Mohr-Coulomb 파괴기준

M-C기준은 Fig. 1과 같이 점착력 c 와 내부마찰각으로 정의되며 이를 주응력 형태로 표현하면 식 (1)과 같다.

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

암석의 c 와 ϕ 는 n 개의 삼축압축시험결과를 Fig. 1과 같이 표시하여 도식적 방법으로 구하는 것이 일반적이나, 실제 시험결과는 시험오차 등에 의하여 모어원을 연결하는 직선을 찾기가 모호하다. 따라서, 본 연구에서는 최소자승법에 의한 회귀분석으로 암석의 강도정수 산정을 추

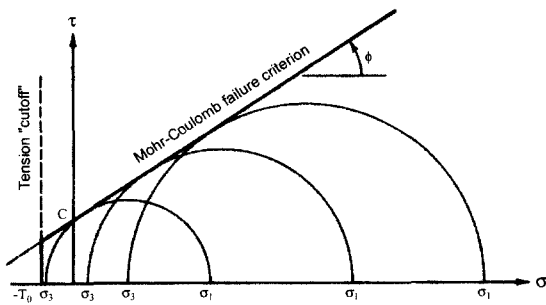


Fig.1 Mohr-Coulomb failure criterion in σ - τ plane.

천하며, 그 방법은 다음과 같다(Hoek와 Brown, 1980b).

식(1)을 $\sigma_1 = A \sigma_3 + B$ 의 선형식으로 간략화하면, 상수 A와 B는 3회 이상의 시험회수(n)에 대한 결과인 최대주응력과 최소주응력 σ_{1i} 와 σ_{3i} (여기서, i 는 개별시험결과치를 의미함)에 대하여 식(2)와 (3)으로 구해지고, 이로부터 c_i 와 ϕ_i 는 식(4)와 (5)로 계산된다. 결정계수(coefficient of determination), R^2 는 식(6)으로부터 구한다.

$$A = \frac{\sum \sigma_{3i} \sigma_{1i} - \frac{\sum \sigma_{3i} \sum \sigma_{1i}}{n}}{\sum \sigma_{3i}^2 - \frac{(\sum \sigma_{3i})^2}{n}} \quad (2)$$

$$B = \frac{\sum \sigma_{1i}}{n} - \left[\frac{\sum \sigma_{3i} \sigma_{1i} - \frac{\sum \sigma_{3i} \sum \sigma_{1i}}{n}}{\sum \sigma_{3i}^2 - \frac{(\sum \sigma_{3i})^2}{n}} \right] \frac{\sum \sigma_{3i}}{n} \quad (3)$$

$$\phi_i = 2 \tan^{-1} \sqrt{A} - 90^\circ \quad (4)$$

$$c_i = \frac{B}{2\sqrt{A}} = \frac{B}{2 \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (5)$$

$$R^2 = \frac{\left[\sum \sigma_{3i} \sigma_{1i} - \frac{\sum \sigma_{3i} \sum \sigma_{1i}}{n} \right]^2}{\left[\sum \sigma_{3i}^2 - \frac{(\sum \sigma_{3i})^2}{n} \right] \left[\sum \sigma_{1i}^2 - \frac{(\sum \sigma_{1i})^2}{n} \right]} \quad (6)$$

2.1.2 Hoek-Brown 파괴기준

H-B파괴기준은 Fig. 2와 같은 포물선 형상의 비선형 조건식으로서 식(7)과 같이 m , s , σ_c 로 정의된다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (7)$$

암석시험의 경우 통상 무결암을 사용하게 되므로 $s = 1$ 이 되어 암석시험으로부터 결정할 강도정수는 m_1 와 σ_1 가 된다. 삼축압축 시험결과에 대한 강도정수는 식(8)과 (9)로 구해진다. 회귀식의 적합도는 식(6)을 사용하여 평가될 수 있다.

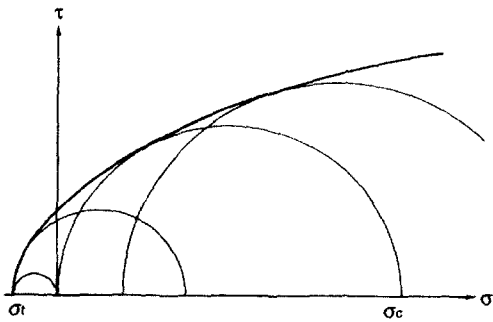


Fig. 2. Hoek-Brown failure criterion.

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum \sigma_{ii}}{n} - \left[\frac{\sum \sigma_{3i} \sigma_{1i} - \frac{\sum \sigma_{3i} \sum \sigma_{1i}}{n}}{\sum \sigma_{3i}^2 - \frac{(\sum \sigma_{3i})^2}{n}} \right] \frac{\sum \sigma_{3i}}{n} \quad (8)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[\frac{\sum \sigma_{3i} \sigma_{1i} - \frac{\sum \sigma_{3i} \sum \sigma_{1i}}{n}}{\sum \sigma_{3i}^2 - \frac{(\sum \sigma_{3i})^2}{n}} \right] \quad (9)$$

2.2 암반의 강도정수

암반의 강도정수인 c 와 ϕ 를 산정하는 방법은 많은 사람들에 의하여 제시되어 있으나, 대표적으로는 RMR 등급에 따라 제시된 표를 들 수 있다(Bieniawski, 1989). 이외에도 많은 논문에서 RMR 및 암반평가치를 이용하여 추정하는 방법들이 제시되었다. 그러나, 이러한 방법들은 시추조사에서 채취된 암석시험결과를 활용하지 못하므로써 대상지역의 암석학적 특성을 반영하지 못하는 문제가 있다.

H-B기준의 강도정수를 산정하는 방법에는 경험적인 방법과 무결암의 강도정수를 암반조건에 따라 정량적으로 보정하는 방법이 있다. 경험적인 방법은 퇴적암, 화강암 등과 같은 암종(rock type)과 RMR이나 Q와 같은 암반 등급에 따라 m 과 s 를 산정해 놓은 표를 이용하는 것으로 많은 문헌에 수록되어 있으므로 본 논문에서는 수록하지 않았다. 이 방법은 기본설계와 같은 사전 검토단계에서 암석시험치가 충분치 않은 경우에는 활용할 수 있을 것이다.

무결암의 강도정수를 암반상태에 따라 보정하는 방법

으로는 암반의 탄성 및 소성상태에 따라 식(10), (11)과 같다. 식(10)은 암반이 탄성상태일 때의 최대 강도정수 보정식이고, 식(11)은 소성상태일 때의 잔류강도정수를 보정하는 식이다. 본 식의 장점은 대상지역에서 채취된 암석시험결과를 정량적 암반평가방법인 RMR로 보정하므로써 대상지역의 암석특성과 암반조건을 반영한 정량적인 암반강도 산정이 가능하다는 것이다.

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right) \quad s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \quad (10)$$

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right) \quad s_r = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \quad (11)$$

3. H-B기준과 M-C기준의 비교

3.1 개요

암반의 파괴기준에 따른 터널거동 특성을 비교평가하기 위하여 원형공동 정수압조건의 터널에 대한 탄소성 이론해석을 수행하였다. M-C기준은 H-B기준과 동등한 암반의 강도정수를 정량적으로 산정할 수 없기 때문에 동일조건에서 파괴기준에 따른 거동특성을 분석하기 위하여 각 파괴기준에 대한 강도정수는 암석시험 결과치를 적용하였다. 즉, Fig. 3에서 보는 바와 같이 M-C기준은 선형식이고 H-B기준은 비선형식이기 때문에 환산시에는 한 응력수준에서만 환산이 가능하다.

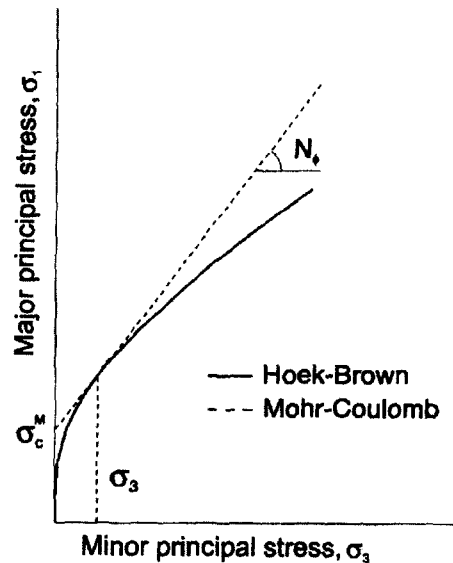


Fig. 3. Hoek-Brown criterion vs. Mohr-Coulomb criterion.

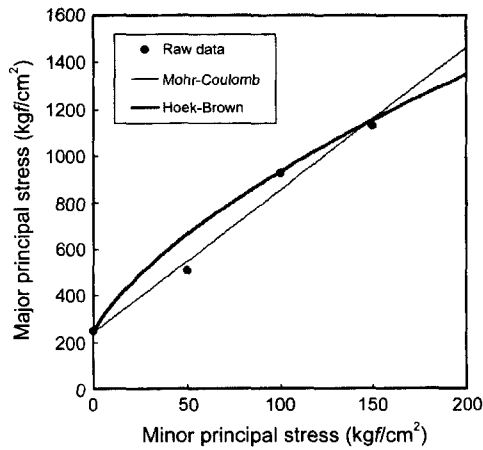


Fig. 4. Typical example of rock test results.

Fig. 4는 강원도 00지역의 암석시험자료 중 한 예를 보여주는 것으로 4개의 시험자료가 H-B기준과 M-C기준으로 회귀분석된 상태를 보여주고 있다. 최소주응력이 높을수록 H-B기준에 의한 최대주응력은 M-C기준에 비하여 낮아짐을 볼 수 있다. 이는 최소주응력이 0인 굴착면에서의 소성여부는 두 파괴기준에 거의 영향을 받지 않으나, 굴착면에서 지반층으로 멀어질수록 최소주응력은 점차로 높아지므로 소성영역의 범위는 파괴기준에 따라 달라질 것으로 예상된다.

Table 1의 강도정수는 많은 암석시험 자료 중 H-B기준과 M-C기준의 비교해석을 위하여 선택된 것이다.

3.2 원형공동 이론해

무한경계영역에 위치하는 원형공동 정수압 조건의 탄소성 해석모델은 Fig. 5와 같으며 내압은 고려하지 않았다.

M-C조건에 대한 탄소성 이론해는 Salencon에 의하여 제시된 바 있다. 탄소성 영역의 경계가 되는 소성반경은 다음 식에 의하여 결정된다.

$$r_c = a \left[\frac{2}{K_p + 1} \frac{p + \frac{q}{K_p - 1}}{\frac{q}{K_p - 1}} \right]^{1/(K_p - 1)} \quad (12)$$

여기서, a는 굴착반경, $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$, q

Table 1. Strength parameters from rock test results.

Hoek-Brown		Mohr-Coulomb	
m_i	σ_{ci} (tf/m ²)	ϕ (°)	c (tf/m ²)
25.151	8,930	52.1	1,425

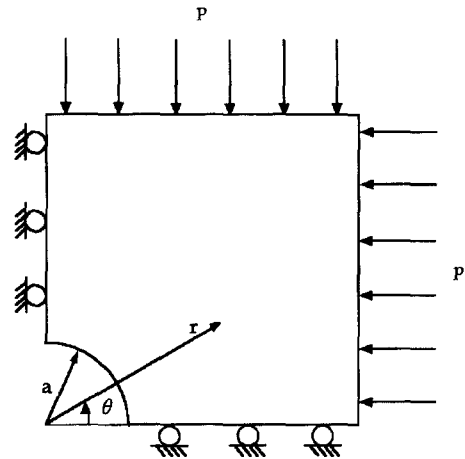


Fig. 5. Circular tunnel under hydrostatic pressure in infinite medium.

$= 2 \cdot c \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$, 그리고 p는 지중응력이다.

식(12)에 의해 탄성영역과 소성영역이 구분되면 각 영역에 대한 방사방향 및 접선방향 응력을 각각 계산한다. 터널중심으로부터 거리에 따른 탄성영역에서의 방사방향 응력과 접선방향 응력은 식(13), (14)와 같다.

$$\sigma_r = p - (p - \sigma_{rc}) \cdot \left(\frac{r_c}{r}\right)^2 \quad (13)$$

$$\sigma_\theta = p + (p - \sigma_{rc}) \cdot \left(\frac{r_c}{r}\right)^2 \quad (14)$$

여기서, σ_{rc} 는 탄-소성 영역의 경계에서의 방사방향 응력으로 식 (15)로 정의된다.

$$\sigma_{rc} = \frac{1}{K_p + 1} (2p - q) \quad (15)$$

한편, 소성영역에서의 방사방향 응력과 접선방향 응력은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\sigma_r = -\frac{q}{K_p - 1} + \frac{q}{K_p - 1} \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p - 1} \quad (16)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{q}{K_p - 1} + K_p \frac{q}{K_p - 1} \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p - 1} \quad (17)$$

Hoek과 Brown(1982)은 원형공동 문제에서 방사방향 및 접선방향 응력을 계산할 수 있는 이론식을 제안하였다. 원형굴착으로 인한 소성반경 r_c 는 식(18)로부터 계산된다.

$$r_c = a \cdot \exp \left[N - \frac{2\sqrt{s_r}}{m_r} \right] \quad (18)$$

여기서,

$$N = \frac{2}{m_r \cdot \sigma_c} \sqrt{m_r \cdot \sigma_c \cdot p + s_r \cdot \sigma_c^2 - m_r \cdot \sigma_c^2 \cdot M}$$

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + \frac{m \cdot p}{\sigma_c} + s - \frac{m}{8}}$$

탄성영역에서의 방사방향 및 접선방향 응력은 M-C기준의 식(13), (14)식으로 동일하게 계산되나, 탄소성 경계에서의 방사방향 응력은 다음의 식(19)와 같이 계산한다.

$$\sigma_{re} = p - M \cdot \sigma_c \tag{19}$$

또한, 소성영역에서는 방사방향 및 접선방향 응력을 다음의 식(20)과 식(21)로부터 계산한다.

$$\sigma_r = \frac{m_r \cdot \sigma_c}{4} \left[\ln\left(\frac{r}{a}\right) \right]^2 + \ln\left(\frac{r}{a}\right) \cdot \sigma_c \cdot \sqrt{s_r} \tag{20}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \sqrt{m_r \cdot \sigma_c \cdot \sigma_r + s_r \cdot \sigma_c^2} \tag{21}$$

3.3 계산결과 및 비교

이론해에 의한 계산은 일축압축강도의 0.5~5.0배 범위의 원지반 응력에 대해서 수행되었다. 본 절에서는 H-B 기준과 M-C기준을 비교하기 위하여 H-B기준의 잔류강도를 고려하지 않았다. 즉, m_r 은 m 과 같은 수치를 적용하고 s 와 s_r 은 1로 하였다. Fig. 6은 원지반의 응력수준에 따른 H-B기준과 M-C기준의 소성반경의 변화양상을 보여주주고 있다. H-B기준의 경우에 비하여 M-C기준은 원지반의 응력증가에 따른 소성반경의 증가율이 크게 줄

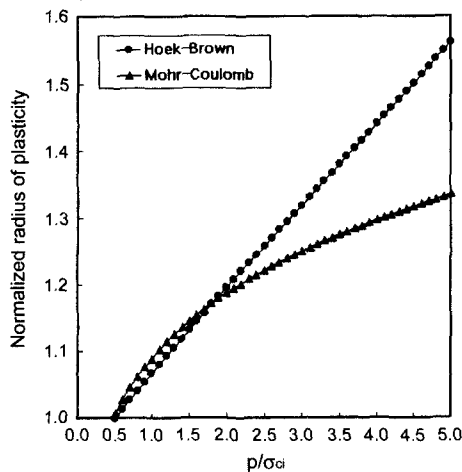


Fig. 6. Plastic radius variation for ground stress level.

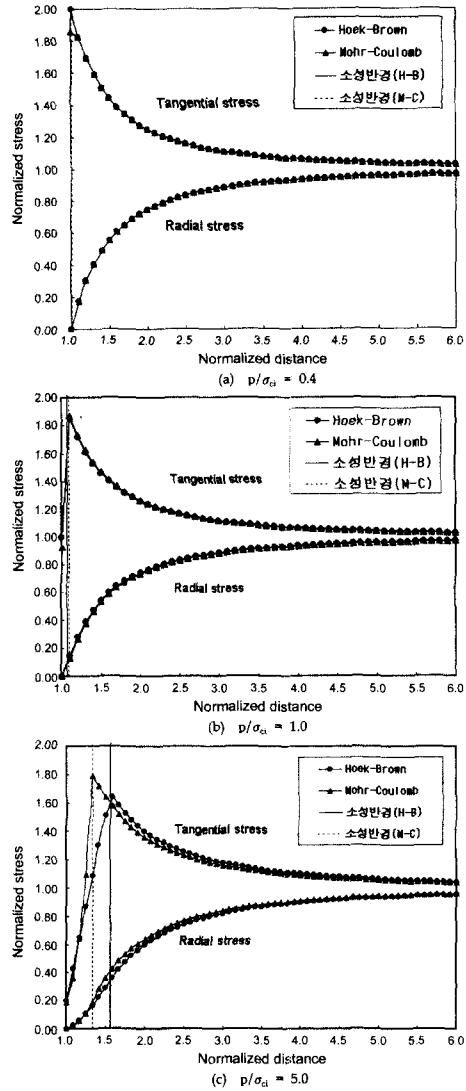


Fig. 7. Tangential and radial stress variation around a circular tunnel for H-B and M-C failure criteria with $p/\sigma_{ci} = 0.4, 1.0$ and 5.0 .

어드는 것으로 나타났다. 즉, 원지반의 응력이 암석 일축 압축강도의 약 1.5배 이하인 일부 범위를 제외하면 H-B 기준이 소성영역을 넓게 평가하는 것으로 분석되었다.

터널 주변 지반의 원주방향 및 접선방향 응력은 원지반의 응력에 따라 Fig. 7과 같은 특성을 보인다. $p/\sigma_{ci} = 0.4$ 인 경우에는 소성영역이 발생하지 않기 때문에 주변 지반은 탄성거동을 보이므로 파괴기준에 따른 거동차이는 보이지 않는다. 그러나 원지반 응력이 증가함에 따라 H-B기준이 M-C기준에 비해 소성반경을 넓게 평가하였으며,

소성영역 내에서 굴착면에 접근함에 따라 접선방향과 반경방향의 응력이 급격히 감소하였다. 이는 원지반 응력이 높은 대심도 터널의 안정성 해석의 경우에는 H-B기준을 적용하는 것이 안전측 해석이 될 수 있음을 의미한다. 중저심도의 경우에도 암반강도가 낮은 경우에는 원지반응력과 암반강도비가 높을 수 있기 때문에 통상적으로 사용되고 있는 M-C기준에 의한 터널 안정성 평가는 실제 조건보다 소성영역을 저평가할 수도 있다.

4. 암반의 잔류강도를 고려한 지보터널의 거동

H-B기준을 이용하여 암반의 잔류강도를 고려한 지보터널의 거동을 분석하기 위하여 Fig. 5와 동일한 모델에 대하여 두께 30 cm의 콘크리트 라이닝이 설치된 터널의 수치해석을 수행하였다. 암반의 최대 및 잔류강도정수는 Table 1의 암석시험결과와 RMR이 50인 조건에 대하여 식(10)과 (11)로 산출되었다. 해석대상 지반의 탄성계수는 5.478 t/m^2 , 포아송비는 0.24이다. 암반하중으로는 $p/\sigma_{ci}=0.1, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ 로 하였고 평면변형을 조건을 적용하였으며 해석프로그램으로는 FLAC(ver.3.3)을 사용하였다. 잔류강도의 영향을 평가하기 위하여 잔류강도를 고려하지 않은 조건에 대해서도 수치해석을 수행하여 비교분석하였다.

Fig. 8은 p/σ_{ci} 에 따른 정규화된 소성영역의 변화를 보여주는 것으로 잔류강도를 고려하는 경우에 소성반경이 더 크며 이 현상은 암반응력수준이 높을수록 차이가 크게 남을 알 수 있다. 또한, p/σ_{ci} 에 따른 터널변위를 나

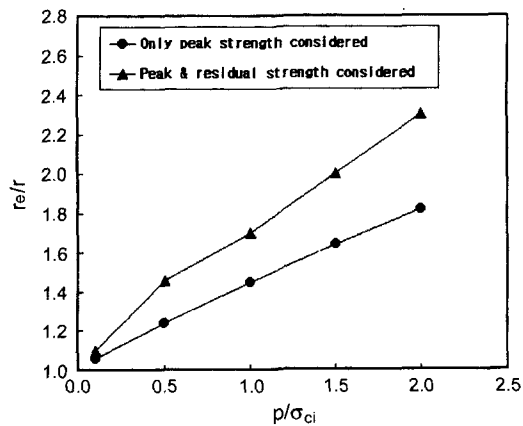


Fig. 8. Variation of normalized plastic radius with the increase of p/σ_{ci} for 2 cases.

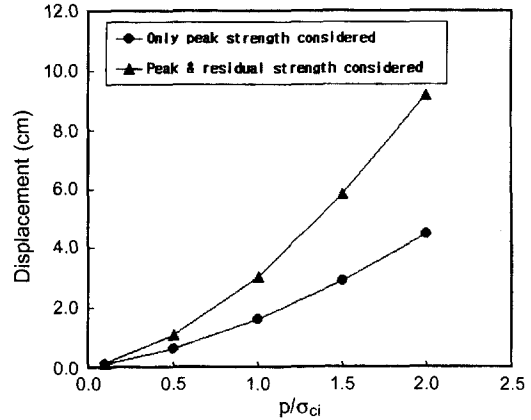


Fig. 9. Variation of displacement with the increase of p/σ_{ci} for 2 cases.

타면 Fig. 9에 의하면, 잔류강도를 고려하는 경우에 터널변위가 더 크게 발생하였고 소성영역의 경우와 같은 경향을 보여주고 있다. 콘크리트 라이닝은 수동지보재 (passive support)로써 터널변위에 비례하기 때문에 본 해석결과에도 라이닝에 발생한 하중양상은 터널변위와 같은 거동을 보임을 확인할 수 있었다.

5. 결 론

기존 터널설계 실무에서 암반강도 산정에는 설계자의 주관이 개입되거나 각종 암석시험자료를 활용하지 못하는 문제점으로 인하여 설계정수 수치의 적용과 각종 지반조사의 실효성에 대한 논쟁의 소지가 있었다. 그러나, 기존에 건설된 국내 대부분의 암반터널은 심도는 낮고 강도는 상대적으로 커서 소성거동보다는 탄성거동이 지배적이기 때문에 암반의 소성특성에 대한 중요성은 그리 크지 않았다.

그러나, 운행속도 향상 및 안전성을 위한 선형의 직선화 및 종단구배 완화, 산악지의 환경보호, 사회간접자본의 확충 등과 같은 다양한 사회적 요구에 따라 철도와 도로터널의 계획심도가 깊어지고 있다. 이에 따라 응력수준이 높은 터널의 해석에 있어서 적절한 파괴기준의 적용과 객관적이고 정량적인 암반강도 산정법은 매우 중요하다고 하겠다. 이상의 문제점을 해소하기 위하여 수행한 본 연구결과와 주요 사항을 요약하면 다음과 같다.

1) 문헌상에 제시된 방법들을 정리하여 암석시험에 의한 무결암의 강도정수를 암반조건에 따라 보정하여 암반강도 정수를 결정하는 방법을 제시하였다. 파괴기준으로

는 H-B기준을 적용하여 암반강도 산정에 객관성과 일관성을 유지하고 암석시험자료를 충분히 활용할 수 있도록 하였다.

2) H-B기준은 비선형 파괴조건식으로써 M-C기준에 비하여 대심도 터널과 같이 응력수준이 높은 경우에 적절한 파괴영역을 예측할 수 있음을 확인하였다.

3) 일반적으로 터널해석에는 암반의 잔류강도를 고려하지 않고 있으나, 암반응력수준이 높은 경우에는 이를 고려하는 것이 보다 안전한 터널지보설계에 적합함을 확인할 수 있었다.

본 연구 수행과정에서 조사한 문헌에 의하면, 설계단계의 물성치와 현장 확인 물성치의 상관관계 분석은 거의 대부분 외국사례였다는 점에 주목할 필요가 있다. 국내에서는 계획단계의 각종 지반관련 설계정수들을 시공경험 및 성과에 따라 보정하는 연구들이 매우 부족한 실정이다. 따라서, 설계단계에서는 각종 조사자료를 토대로 정량적으로 일관성 있는 설계정수 산정법을 적용하고 이를 현장자료를 토대로 지속적으로 보완하는 연구들이 필

요할 것으로 생각된다.

참 고 문 헌

1. 이봉열, 김광진, 김학문, 1995, 비선형 유한요소법을 이용한 터널 해석 및 효율성 평가, 대한토목학회지, 15.3, 699~714.
2. Brown, E.T., 1981, Rock characterization testing and monitoring -ISRM suggested method-, Pergamon press.
3. Bieniawski, Z.T., 1989, Engineering rock mass classifications, John Wiley & Sons.
4. Hoek, E. and Brown, E.T., 1980a, Empirical strength criterion for rock masses, J. Geotech. Engng Div. ASCE 106, 1013~1035.
5. Hoek, E. and Brown, E.T., 1980b, Underground excavations in rock, Institution of Mining and Metallurgy.
6. Hoek, E., 1990, Technical Note; Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 27, 227~229.
7. Itasca, 1995, FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua) Version 3.3 - User's Manual.

장 석 부



1990년 한양대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
 1992년 한양대학교 대학원 자원공학과, 공학석사
 1997년 한양대학교 대학원 자원공학과, 공학박사

Tel : 02-555-7132(802)

E-mail : sbchang@yooshin.co.kr

현 재 (주)유신코퍼레이션 터널부

권 승



1997년 연세대학교 공과대학 토목공학과, 공학사
 1999년 연세대학교 대학원 토목공학과, 공학석사

Tel : 02-555-7132(805)

E-mail : growgrow@yooshin.co.kr

현 재 (주)유신코퍼레이션 건설기술연구소