

대심도 지하터널 주변의 암반 손상영역에 미치는 지보의 영향에 대한 수치해석적 연구

노종륜¹⁾, 장수호²⁾, 이정인¹⁾

¹⁾서울대학교, ²⁾한국건설기술연구원

1. 서론

지하에 터널, 공동 등의 암반구조물을 굴착할 때, 굴착에 의해 응력이 교란되어 구조물 주변에 암반 손상영역이 형성된다. 특히 핵폐기물 지하처분장과 같이 큰 현지압력을 받는 대심도 구조물의 경우 손상영역이 크게 형성되며, 투수계수를 증가시켜 밀폐에 문제를 발생시킬 수 있으므로 암반 손상영역에 대한 수치해석적 연구가 요구되고 있다. 또한 최대강도 이전 탄성정수를 선형으로 가정하는 기존의 탄성 및 탄소성 수치해석 모델은 암석의 변형 특성을 제대로 묘사하지 못한다.

따라서 본 연구에서는 대심도 화강암반 터널을 가정하여 유한차분법 프로그램인 FLAC을 이용하여 2차원 및 3차원 수치해석을 실시하였다. 최대강도 이전 손상단계에 따른 탄성정수의 변화를 고려하고 최대강도 이후의 취성 거동을 반영하는 수치해석 모델을 기존의 탄성 및 탄소성 모델의 해석 결과와 비교하였다. 터널 주변에 형성되는 암반 손상영역을 확인하고 지보의 설치에 따른 손상영역의 형성에 미치는 영향에 대하여 연구하였다.

2. 손상영역의 정의와 특성

일반적으로 암반 손상영역 (Disturbed Rock Zone, DRZ)은 역학적, 열적, 수리적 및 화학적 영향을 통해 터널 주변의 암반이 원래의 암반과 다른 특성을 나타내는 영역이다. 암반의 손상은 파괴된 암반 블록들이 암반으로부터 완전히 분리된 영역인 파괴영역 (failure zone), 미소파괴가 발생하여 변형 계수의 감소 및 투수계수의 증가와 같은 암반 특성의 영구적인 변화가 일어나는 손상영역 (damaged zone), 굴착에 의한 응력 재분배 등으로 인해 역학적, 수리적 특성들의 변화가 발생하나 손상영역과는 달리 암반 특성의 변화가 크지 않거나 회복될 수 있는 교란영역 (disturbed zone)으로 구분할 수 있다 (그림 1). 암반의 손상영역은 터널의 굴착 방법, 현지 응력이나 암반 상태 등의 지형 조건, 터널 크기나 위치 등 형상 조건에 따라 그 특성과 범위가 나르게 나타나게 된다 (Winberg, 1991).

암반 손상영역 (DRZ)을 굴착 손상영역 (Excavation Damaged Zone or Excavation Disturbed Zone, EDZ)으로 표현하기도 한다. 하지만 굴착 손상영역에서는 응력에 의한 영향보다 발파나 TBM 등과 같은 굴착방법에 의한 영향이 크게 고려되지만 암반 손상영역은 응력에 의한 영향이 크게 고려된다. 교란영역 (disturbed zone)은 굴착 이전에 비해 약 25~

30% 정도 응력의 변화가 생긴 영역으로 구분하며, 손상영역 (damaged zone)은 일반적으로 파괴와 암반 특성의 변화가 나타나는 더 제한적인 영역을 의미한다. 하지만 교란 영역과 손상영역을 구분하는 정의가 명확하지 않아 두 영역의 경계를 설정하는 데 어려움이 있으므로 본 연구에서는 두 영역을 구분하지 않고 통칭하여 암반 손상영역으로 간주하였다.

Martin (1993)과 Read 등 (1998)은 지하 핵폐기물 처분장 건설을 위한 지하 시험터널인 캐나다의 URL (Underground Research Laboratory)에서 굴착에 따른 AE (Acoustic Emission)을 측정하였고, AE가 발생한 위치에서 3차원 탄성해석을 통하여 응력을 해석하였다. 그 결과 최대 주응력과 최소 주응력의 차인 주응력차가 실험실 단축압축강도의 30~40%정도에 해당할 때를 암반 손상에 대한 기준 (criterion for in-situ cracking initiation)이라고 하였다. 또한 실험실 단축압축강도의 30~40%는 단축압축시험에서 얻어진 균열개시응력 (crack initiation stress)과 유사하다고 하였으며 Martin (1993)은 균열개시응력이 크기 효과에 의한 영향을 받지 않는다고 밝혔다. 따라서 암반 손상에 대한 기준은 주응력차가 균열개시응력을 넘는 경우로 표현할 수 있으며 식 (1)과 같다.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{ci} \quad (1)$$

여기서 σ_{ci} 는 단축압축시험에서 얻어진 균열개시응력이며 본 해석에서는 장수호 (2002)가 황등화강암의 실험실 시험을 통해 얻은 47.66 MPa을 균열개시응력 σ_{ci} 로 사용하였다

3. 해석모델 및 입력자료

3.1 수치해석 모델

장수호 (2002)는 황등화강암에 대한 삼축압축시험과 미소파괴음 측정을 실시하여 봉압의 변화에 따른 손상단계들을 결정하였으며, 식 (2)와 같이 표현되는 Hoek-Brown 기준식으로 회귀분석하였다 (그림 2).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m \sigma'_3 \sigma_c + s \sigma_c^2} \quad (2)$$

여기서 σ'_1 과 σ'_3 은 최대 및 최소 유효응력 (effective stress)이고 m , s 및 σ_c 는 Hoek-Brown 상수이다. 그리고 결정된 손상기준들 사이의 각 손상단계에서 봉압에 따른 탄성계수와 포아송비의 변화를 표 1과 같이 로그 함수로 근사시켜 나타내었다. 이때 손상기준들 σ_{ci} , σ_{c2} , σ_{cs} , σ_{cd} 등은 각각 균열개시응력, 2차균열개시응력, 균열결합응력, 균열손상응력 등으로 구분된다.

또한 그림 3과 같이 파괴이후 특성을 반영할 수 있도록 수치해석을 통하여 Hoek & Brown (1997)가 제안한 파괴이후 상수 m_r , s_r 을 구하였는데, 암석의 강도특성과 파괴강도 이후의 취성 거동을 반영하는 상수 m_r , s_r 은 최대강도 상수 m , s 의 각각 0.3 배이었다.

따라서 수치해석에서 파괴강도 이후의 취성거동을 모사하기 위해 파괴가 일어난 지점의 Hoek-Brown 상수는 $m_r=0,3m$, $s_r=0.3s$ 가 되도록 설정해 주었다 (장수호, 2002).

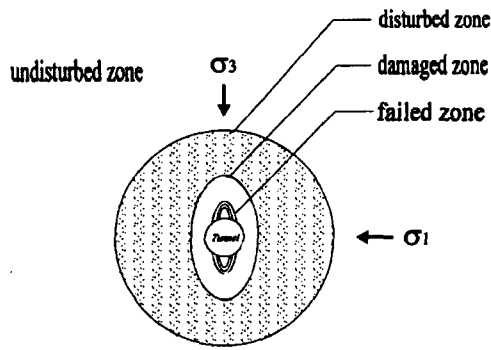


그림 1. 암반의 손상영역

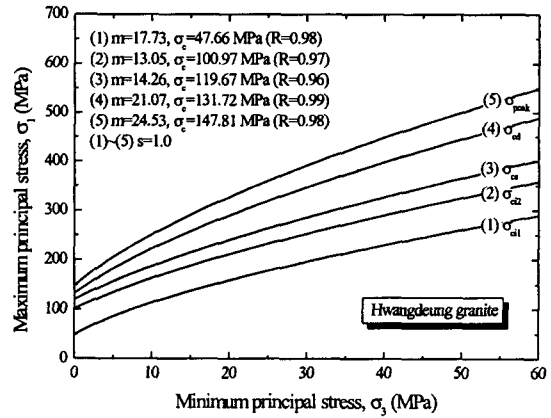
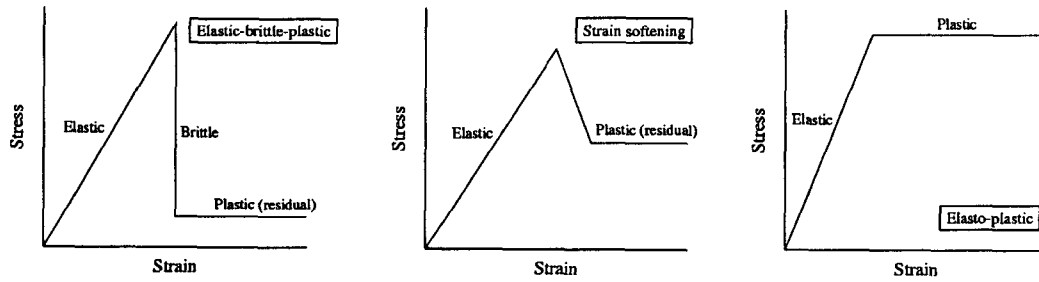


그림 2. 손상단계에 따른 Hoek-Brown 기준식



(a) 탄성-취성-소성

(b) 변형을 연화현상

(c) 탄성-소성

그림 3. 암석의 최대강도 후 특성

표 1. 각 손상 단계에서 봉압에 따른 탄성계수와 포아송비의 변화

Damage level	Young's modulus, E (GPa)	poisson's ratio, ν
$0 \sim \sigma_{ci}$	$\frac{E}{E_0} = 0.58 \log\left(\frac{\sigma_3}{UCS} + 0.02\right) + 1.62$ (R=0.98)	0.18
$\sigma_{ci} \sim \sigma_{cd}$	$\frac{E}{E_0} = 0.47 \log\left(\frac{\sigma_3}{UCS} + 0.03\right) + 1.69$ (R=0.98)	0.33
$\sigma_{cd} \sim \sigma_{cs}$	$\frac{E}{E_0} = 2.65 \log\left(\frac{\sigma_3}{UCS} + 0.36\right) + 2.18$ (R=0.98)	0.40
$\sigma_{cs} \sim \sigma_{cd}$	$\frac{E}{E_0} = 0.68 \log\left(\frac{\sigma_3}{UCS} + 0.09\right) + 1.67$ (R=0.98)	0.46
$\sigma_{cd} \sim \sigma_{peak}$	$\frac{E}{E_0} = 0.63 \log\left(\frac{\sigma_3}{UCS} + 0.11\right) + 1.40$ (R=0.97)	0.46

* UCS : 단축압축강도, E_0 : 단축압축강도의 40~60%에서 결정된 영률, σ_3 : 봉압

3.2 수치해석 입력자료

본 연구에서는 장수호 (2002)에 의해 개발된 비선형-취성-소성 모델을 여러 현지응력 조건의 대심도 터널에 적용하여 수치해석을 실시하였다. 장수호 (2002)가 삼축압축시험과 미소 파괴음 측정 결과를 Hoek-Brown 기준식으로 회귀분석하여 구한 암석의 손상단계를 적용한 경우에서 암반 손상영역의 범위를 추정해 보았다. 또한 Martin (1993)이 제안한 손상 기준식에 따른 암반 손상영역의 범위를 추정하고 이를 탄소성 및 탄성 해석의 결과와 비교하였다. 또한 굴착 후 다양한 지보 패턴에 따른 지보재 설치 후 손상영역의 감소 등의 지보 효과를 살펴보고 하중분담율을 이용해 막장에 의한 터널의 3차원적 거동을 2차원 해석에서 고려할 수 있도록 하였다. 이인모 등 (1996)은 수치해석을 통해 암석의 종류에 따른 추천 하중분담율을 제안하였는데, 경암의 경우 굴착단계-1차 슛크리트-2차 슛크리트 단계에 각각 30-50-20의 비율로 하중분담율을 적용할 것을 추천하였다.

수치해석에는 그림 4와 같이 상반부 반경이 3m이고 하반부는 반경 6m의 원호를 측면에서 아래 방향으로 30도까지 이어 하반부 길이 3m의 터널의 형태로 단순화 시켰다. 또한 모델 경계에 의한 영향을 최소화하기 위하여 터널 중심으로부터 상, 하부 및 좌, 우측면 경계까지의 거리가 상반부 반경의 8배 이상이 되도록 설정하였다.

2차원 해석의 경우 좌, 우측면 경계는 수평방향 변위, 하부는 연직방향 변위를 구속하였으며, 3차원 해석의 경우에는 대칭성을 이용하여 측면 경계는 수평방향변위, 하부 경계는 연직방향, 전면과 후면 경계는 터널 축 방향 변위를 구속하였다.

2차원 해석의 요소망은 좌우측 길이 25m, 상하부 길이 25m에 총 10,000개의 요소로 이루어져 있으며 터널 부근에서의 해석을 자세히 알아보기 위하여 터널 중심으로부터 좌, 우측 및 상, 하부 7m 지점까지는 요소의 가로, 세로 길이가 0.2m가 되도록 작성하였고, 7m 이후에서는 거리에 따라 요소의 크기가 증가하도록 요소망을 작성하였다. 3차원 해석에서는 터널 축방향 길이가 18m이고, 요소 길이가 0.3m가 되도록 하여 총 84,000개의 요소로 구성되는 요소망을 작성하였다 (그림 5).

현지응력 조건은 암반의 밀도를 2,700kg/m³, 중력가속도를 10m/sec로 가정하였고, 핵폐기물 지하처분장 건설이 가능한 수준인 500m와 1000m의 심도를 적용하여 상재하중에 의한 수직응력을 각각 13.5 MPa과 27.0 MPa가 되게 하였다. 해당 심도에 대하여 축압계수 K가 0.5, 1.0, 2.0인 3가지 경우를 고려해 총 6가지 case의 현지응력 조건들에 대하여 수치해석을 실시하였다 (표 2).

표 2. 가정된 현지응력 조건

In situ stress cases	In situ vertical stress, σ_v (MPa)	K(= σ_h^*/σ_v)
Case 1	13.5	0.5
Case 2	13.5	1.0
Case 3	13.5	2.0
Case 4	27.0	0.5
Case 5	27.0	1.0
Case 6	27.0	2.0

Hoek (1990)는 실험실 시험을 통해 구한 Hoek-Brown 상수 m , s 를 현지 암반경우에 적용시키기 위하여, Hoek-Brown 상수들을 RMR에 따라 현지 암반에 대한 상수인 m_b , s_b 로 변환할 수 있는 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$m_b = m \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right), \quad s_b = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \quad (\text{pre-peak}) \quad (3)$$

$$m_b = m_r \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right), \quad s_b = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \quad (\text{post-peak}) \quad (4)$$

여기서 m_b 와 s_b 는 암반의 Hoek-Brown 상수이며, m 은 실험실 시험으로부터 결정된 Hoek-Brown 상수이다.

또한 Mohammad 등 (1997)은 실험실에서 얻어진 각 손상단계에 따른 탄성계수를 현지 암반의 경우로 변환할 수 있는 다음과 같은 식을 제안하였다. 현지 암반에 적용할 수 있는 탄성계수를 구하기 위하여 변형계수와 실험실에서 측정된 탄성계수의 관계를 RMR의 함수로 나타낸 식 (5)를 적용하였으며, 현지 암반에 적용할 수 있는 손상단계에 따른 포아송비는 식 (6)을 이용해 구하였다.

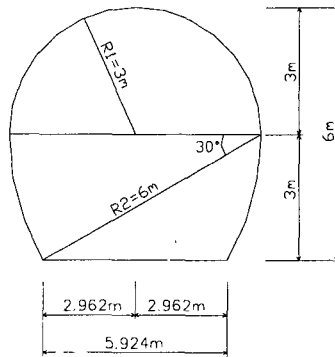
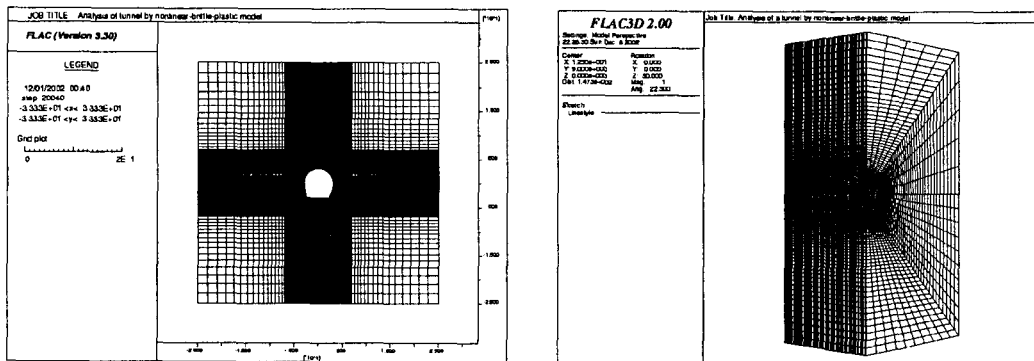


그림 4. 터널의 단면



(a) 2차원 요소망

(b) 3차원 요소망

그림 5. 수치해석에 적용한 요소망

$$RF(\%) = \frac{E_{rm}}{E_{int}} = 0.0028 RMR^2 + 0.9 \exp\left(\frac{RMR}{22.82}\right) \quad (5)$$

$$\nu_{rm} = 1.0556 \nu_{int} \quad (6)$$

여기서 RF는 감소지수 (reduction factor), E_{rm} 은 암반의 변형계수, E_{int} 는 무결암의 탄성계수이며, ν_{rm} 은 암반의 포아송비, ν_{int} 는 무결암의 포아송비를 나타낸다.

본 연구에서는 RMR이 70인 양호한 (type II, good rock) 화강암 암반을 가정하였으며, 장수호 (2002)가 수행한 화강암의 실험실 시험에서 얻어진 Hoek-Brown 상수들과 파괴 후 상수들을 위 식들에 대입해 현지암반에 적용할 수 있는 Hoek-Brown 상수의 값을 표 3과 같이 구했다.

Hoek-Brown 탄소성 모델과 탄성 모델의 경우에서도 탄성계수와 포아송비를 비선형-취성-소성 모델에서처럼 식 5와 6을 이용하여 현지 암반의 탄성정수로 변환하였다. 표 4에서 확인할 수 있듯이 Hoek-Brown 탄소성 모델에서는 파괴 후의 상수를 감소시키지 않으며, 손상단계에 따른 Hoek-Brown 상수들을 식 4에 적용하여 사용하였다. 그리고 인장강도, 점착력 및 마찰각 등의 암반 물성치들은 FISH함수를 통해 각 계산 step 마다 주응력과 Hoek-Brown 상수들 사이의 관계식 (Hoek, 1990)들에 의해 계산된다.

지보에 의한 손상영역 형성의 변화를 조사해 보기 위한 암반의 지보 형태로는 RMR 등급에 따른 표준지보패턴 I, II, III을 따라 지보재를 설치하였다 (표 5). 3m 길이의 록볼트를 횡방향으로 2m 간격으로 설치하였고, 터널 축방향 간격은 3m로 하였다. 그리고 3차원 해석에서는 표 5에서 점선으로 표시된 것과 같이 터널 축방향으로 엇갈리게 하여 설치하였다. 슛크리트는 지보패턴 I, II에서는 1차 슛크리트와 2차 슛크리트를 각각 5cm씩 타설하였고, 지보패턴 III의 경우에는 각각 8cm씩 타설하였다. 해석에서 가정한 암반조건은 RMR이 70인 양호한 암반 (good rock)이기 때문에 지보패턴 II를 사용해야 하지만 지보재의 추가에 의한 손상영역 형성의 추이를 살펴보기 위해 지보패턴 I, II, III의 경우에 해석을 실시하였다. 지보재는 총 3회 굴착 중, 1회 굴착 후 1차 슛크리트와 록볼트를 설치한 뒤 2회 굴착 후 2차 슛크리트를 설치하는 것으로 하였다. 보강 후 수치해석에 사용한 요소망은 그림 6과 같다.

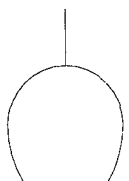
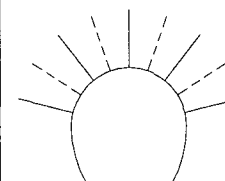
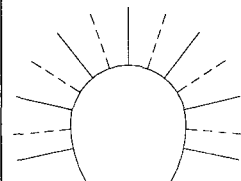
표 3. 비선형-취성-소성 모델에 적용되는 Hoek-Brown 파괴 기준과 손상 기준에 대한 Hoek-Brown 상수

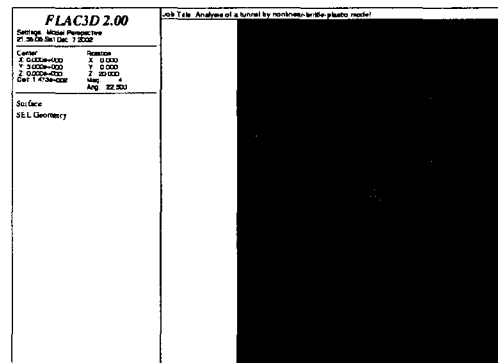
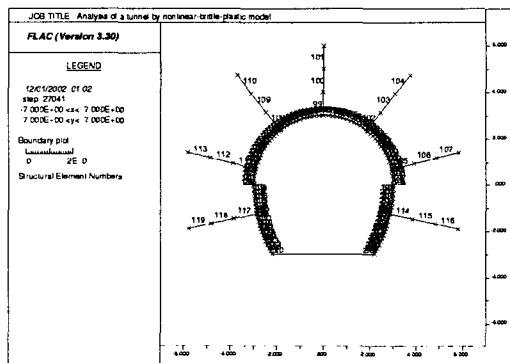
Constants Thresholds	m (Lab.)	s (Lab.)	m_b (rock mass)	s_b (rock mass)	σ_c (MPa) (Lab.)
Crack initiation threshold	17.73	1.0	6.07	0.036	47.66
Secondary cracking threshold	13.05	1.0	4.47	0.036	100.97
Crack coalescence threshold	14.26	1.0	4.88	0.036	119.67
Crack damage threshold	21.07	1.0	7.22	0.036	131.72
peak strength (failure)	24.53	1.0	8.40	0.036	147.81
Post-peak (post-failure)	7.359	0.3	0.863	0.007	147.81

표 4. 수치해석에 적용된 암반 물성치

Model	Density ($\times 10^3$ kg/m ³)	Bulk modulus (MPa)	Shear modulus (MPa)	m_b	S_b
Elastic	2.7	1.27×10^4	6.54×10^3	-	-
Hoek-Brown elasto-plastic	2.7	1.27×10^4	6.54×10^3	8.40	0.036

표 5. 터널의 지보패턴

Pattern	I	II	III
RMR	100~81	80~61	60~41
Cross-section of tunnel			
Rockbolt length (m)	3.0	3.0	3.0
Spacing (m) (hor./ver.)	1	2.0/3.0	2.0/3.0
Shotcrete (m) (1st/2nd)	0.05/0.05	0.05/0.05	0.08/0.08



(a) 2차원 요소망

(b) 3차원 요소망

그림 6. 지보패턴 III을 설치한 후 수치해석 요소망

4. 무지보 상태와 지보 후의 구성모델에 따른 터널 주변의 응력 분포와 변위 비교

수치해석 모델에 따른 해석결과를 비교해보기 위하여 터널 천단부와 측벽부로부터 12m (=4R, R은 터널의 상반부 반경)에 이르는 지점까지의 요소 (zone)들에 대하여 주응력 값들을 조사하였다. 또한 지보재를 설치한 후 주응력의 변화를 살펴보기 위하여 RMR에 따라 분류된 지보패턴 I에 따라 지보재를 설치하였을 때 주응력을 조사하였다.

앞서 가정한 여러 현지응력 조건들에 대해 비선형-취성-소성 모델과, 탄소성 및 탄성 모

델을 적용하여 결과를 비교하였다. Martin (1993)이 제안한 압반의 손상에 대한 기준식은 최대 주응력과 최소 주응력의 차, 즉 주응력차 $\sigma_1 - \sigma_3$ (differential principal stress)로 표현할 수 있고, Hoek-Brown 파괴기준식도 주응력차로 표현이 가능하기 때문에 주응력차를 계산하여 해석 모델간 터널 주변의 응력 분포를 비교하였다.

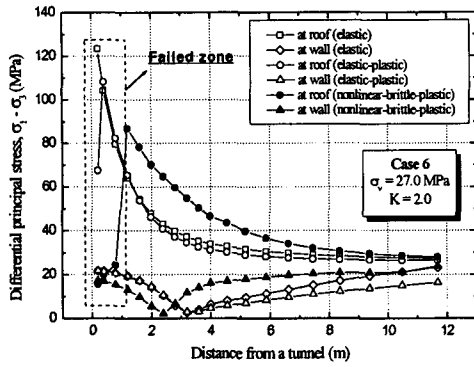
그림 7(a)는 심도 1000m, 축압계수가 2.0인 Case 6에서 2차원 해석을 실시하여 얻어진 무지보 상태의 주응력차 결과들이다. 천단부의 파괴가 발생한 지점에서 탄소성 및 탄성 해석에 의한 주응력차는 비선형-취성-소성 해석의 경우보다 최대 약 7.8배 (≈ 107.7 MPa) 크게 나타났다. 하지만 천단부의 파괴가 일어나지 않은 영역에서는 비선형-취성-소성 해석에서 주응력차가 탄소성 및 탄성 해석의 경우보다 최대 약 1.5배 (≈ 20.9 MPa) 크게 예측되었다. 비선형-취성-소성 모델은 최대 강도이후에 취성거동을 보이며 잔류 소성조건에 도달하게 된다. 따라서 파괴가 발생한 터널 벽면에서의 주응력차는 탄소성 및 탄성 모델의 해석 결과에 비해 작은 값을 나타내게 된다.

하지만 터널 벽면의 파괴가 일어난 영역을 지나면 비선형-취성-소성 해석의 주응력차가 탄소성 및 탄성 해석의 주응력차보다 큰 값을 갖는 것을 확인할 수 있다. 비선형-취성-소성 모델의 경우 파괴강도가 넘어서면 취성거동에 의한 급격한 파괴가 일어나 파괴가 일어난 터널 벽면에서는 큰 응력을 지지하지 못하게 된다. 따라서 이 파괴 영역에서 지지하지 못하는 응력이 파괴가 일어나지 않은 영역으로 전달되기 때문에 비선형-취성-소성 모델이 파괴가 일어나지 않은 영역에서의 주응력차가 더 크게 나타났다. 이것은 비선형-취성-소성 모델에서 응력 재분배와 교란 (stress-disturbed)에 의한 영향이 탄소성 및 탄성해석의 경우보다 큰 것으로 판단된다.

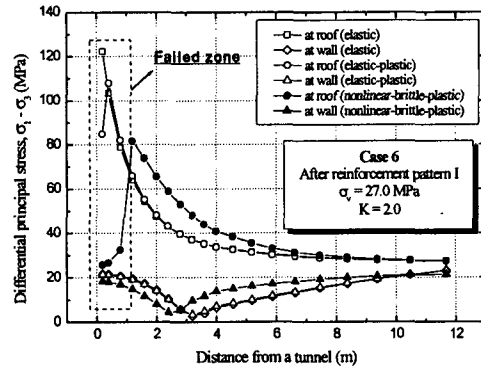
그림 7(b)는 심도 1000m, 축압계수 2.0인 Case 6인 경우 지보패턴 I에 따라 지보재를 설치하였을 때 2차원 해석을 실시하여 얻은 주응력차의 그래프이다. 그림 7(a)와 마찬가지로 비선형-취성-소성 모델의 해석 결과 파괴가 발생한 지점의 주응력차가 크게 감소하며, 파괴가 일어나지 않은 영역에서의 주응력차는 탄소성 및 탄성 해석의 주응력차보다 큰 것을 확인할 수 있다. 터널 천단부의 벽면에 파괴가 일어나는 지점에서 탄소성 모델의 주응력차는 약 17.3 MPa, 비선형-취성-소성 모델의 주응력차는 약 10 MPa 증가하지만 탄성 모델의 결과는 거의 변화가 없다. 또한 비선형-취성-소성 모델, 탄소성 및 탄성 모델 모두 주응력차의 최대값과 파괴가 일어나지 않은 영역에서의 주응력의 분포는 무지보 상태와 지보패턴 I에 따라 보강을 한 경우에 거의 차이가 나지 않았다.

그림 8(a)는 심도 1000m, 축압계수가 1.0인 Case 5에서 2차원 해석을 실시하여 얻어진 무지보 상태의 변위의 그래프이다. 터널 천단부에서 벽면으로부터의 거리에 따른 변위 분포를 조사하였다. 비선형-취성-소성 해석 결과 터널 벽면에서 암석의 취성거동에 의한 파괴가 일어나기 때문에 탄소성 및 탄성 해석의 결과보다 변위가 크게 나타난 것을 확인할 수 있다.

그림 8(b)는 현지응력조건 Case 5이고 지보패턴 I에 따라 보강을 한 경우 2차원 해석에서 천단부 벽면으로부터 거리에 따른 변위의 그래프이다. 무지보 상태인 그림 8(a)와 비교해 볼 때, 파괴가 발생하는 지점에서 비선형-취성-소성 모델의 변위가 약 23% 감소하고 파괴가 일어나지 않는 영역에서 변위의 분포도 탄소성 및 탄성 모델의 해석 결과와 유사해지는 것을 확인할 수 있다.

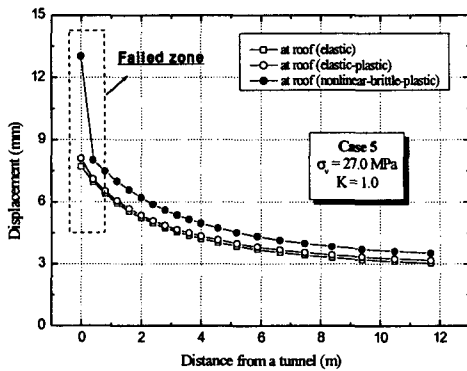


(a) 무지보

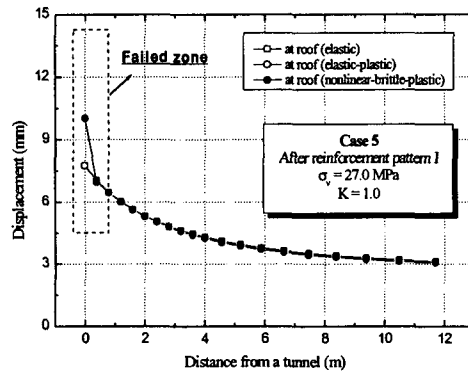


(b) 지보패턴 I

그림 7. 구성 모델간 주응력의 비교 (Case 6)



(a) 무지보



(b) 지보패턴 I

그림 8. 구성 모델간 변위의 비교 (Case 5).

5. 손상영역의 추정

5.1 손상단계에 따라 구분된 암반 손상영역의 추정

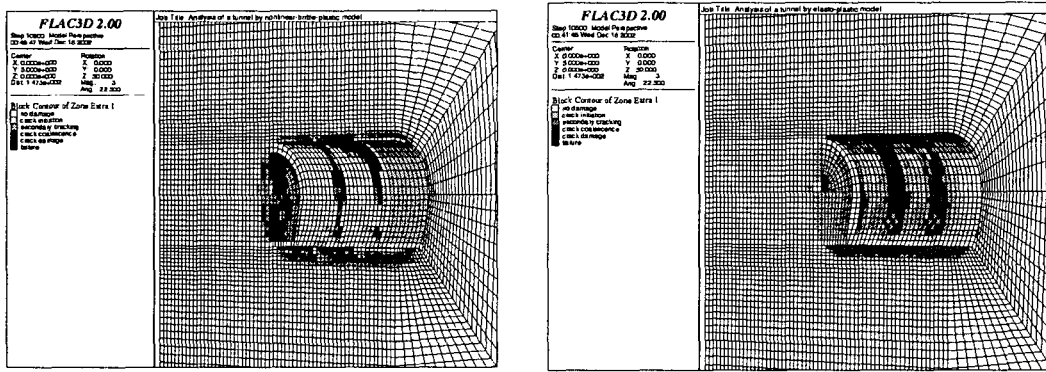
손상단계에 따라 구분된 손상영역의 범위를 추정해보기 위하여 앞서 가정한 Case 1~ Case 6의 현지응력 조건에 비선형-취성-소성 모델과 탄소성 및 탄성 모델을 적용하여 해석을 실시하여 손상영역의 최대범위를 추정하였다. 손상영역의 최대 범위는 터널 벽면으로부터 손상영역까지의 거리를 측정하여 구하였다.

그림 9는 무지보일 때 Case 3의 비선형-취성-소성 모델과 탄소성 모델에서의 3차원 해석 결과 손상영역의 범위이고 그림 10은 무지보일 때 Case 6의 경우이다. Case 3의 경우는 터널 벽면에서 파괴정도가 심하지 않아 파괴영역에 의한 응력재분배 및 교란에 영향이 크게 나타나지 않았으나, Case 6은 현지응력 수준이 높기 때문에 터널 벽면에서 취성파괴가 더욱

진전되어 파괴영역이 파괴가 발생하지 않는 영역에 미치는 응력재분배 및 교란에 의한 영향이 크게 나타난 것으로 판단된다.

그림 11(a)는 Case 3의 지보패턴 I에 따른 지보재 설치 후 3차원 해석에서 비선형-취성-소성 모델과 탄소성 모델의 손상영역의 최대범위이다. 그림 11(b)에서와 같이 손상영역의 크기가 컸던 Case 6에서 지보패턴 I에 따른 지보재 설치 후 손상영역의 최대 범위는 비선형-취성-소성 모델의 경우 2차원 해석에서 최대 약 0.6m, 3차원 해석에서 약 0.5m 감소했다. 하지만 지보패턴 I에서 지보패턴 II, III으로 갈수록 추가 지보재에 의한 지보효과는 크지 않은 것으로 나타났다 (그림 11(b~d)).

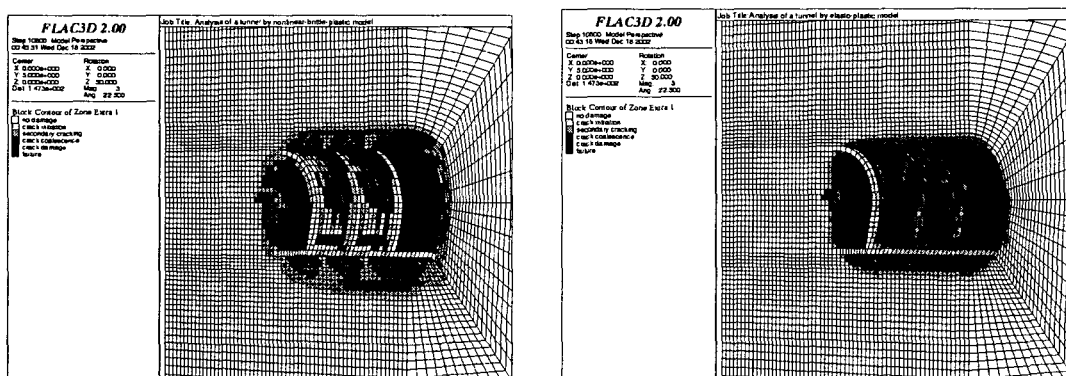
암반 손상영역은 초기 굴착에 의해 암반에 변형이 일어나면 이로 인한 응력의 재분배 및 교란의 영향으로 생기게 된다. 그렇기 때문에 지보재를 설치하더라도 초기 굴착에 의해 형성되는 손상영역을 억제할 수 없고, 지보재 설치 후에도 손상영역은 남아있게 된다. 그러나 무지보 상태에서는 손상이 계속 발전하지만 지보재를 설치한 후에는 손상단계가 올라가지 않게 된다. 그림 9(a)과 그림 11(a), 그림 10(a)와 그림 11(b~d)에서 지보 전과 지보 후의 손상영역을 비교해 보았을 때 지보 후에 암반의 손상단계가 낮아진 것을 확인할 수 있었다.



(a) 비선형-취성-소성 모델

(b) 탄소성 모델

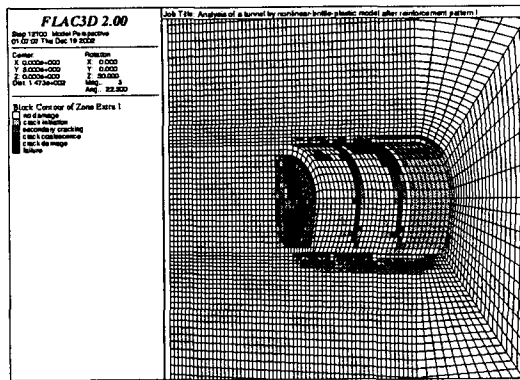
그림 9. 무지보일 때 손상단계에 따라 구분된 암반 손상영역의 추정 (Case 3)



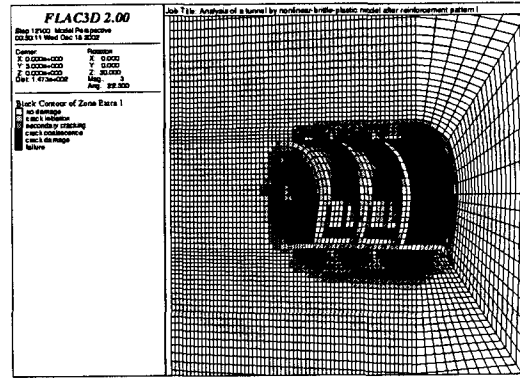
(a) 비선형-취성-소성 모델

(b) 탄소성 모델

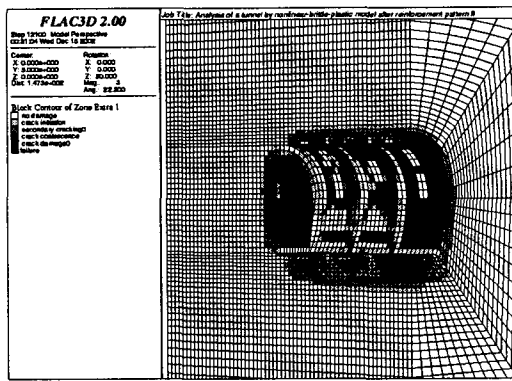
그림 10. 무지보일 때 손상단계에 따라 구분된 암반 손상영역의 추정 (Case 6)



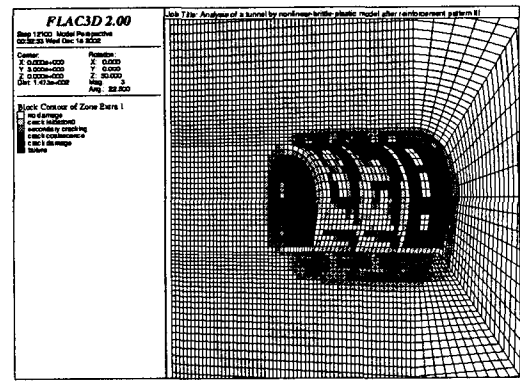
(a) 지보패턴 I (Case 3)



(b) 지보패턴 I (Case 6)



(c) 지보패턴 II (Case 6)



(b) 지보패턴 III (Case 6)

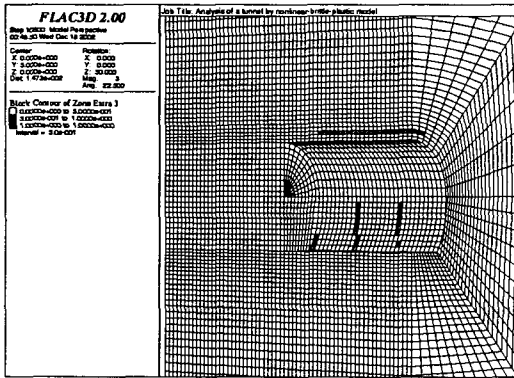
그림 11. 지보재 설치 후 손상단계에 따라 구분된 암반 손상영역의 추정

5.2 Martin의 손상기준식을 이용한 손상영역 추정

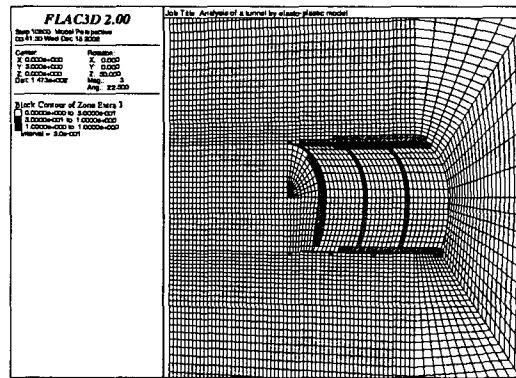
Martin (1993)이 제시한 주응력차에 의한 식 (1)을 적용한 경우 손상영역의 범위를 추정해 보았다. 무지보일 때 Case 1과 Case 2에서는 현지응력 수준이 낮아 주응력차가 균열개시응력을 넘는 범위가 나타나지 않았다. Case 3~Case 5에선 비선형-취성-소성 모델의 손상영역이 탄소성 및 탄성해석에서의 손상영역보다 조금씩 크게 나타났다. 그러나 2차원 해석의 경우 탄소성 및 탄성해석 결과가 비선형-취성-소성 모델의 해석결과보다 크게 예측되는 지점이 있다. 또한 현지응력 조건이 Case 3인 그림 12에서 확인할 수 있듯이 터널 벽면에서 손상영역이 나타나지 않고 터널 벽면에서 조금 떨어진 지점에서 손상영역의 최대범위가 나타난다. 이는 4절의 주응력 분포에서 살펴보았듯이 터널 벽면에서 파괴의 영향으로 주응력차가 Martin이 제시한 손상기준인 균열개시응력을 넘지 못하기 때문으로 판단된다. 현지응력 수준이 높은 Case 6의 경우 비선형-취성-소성 모델에서 예측된 손상영역의 최대범위가 탄소성 및 탄성 해석의 결과보다 2차원 해석의 경우 천단부에서 최대 2m, 3차원 해석의 경우 천단부에서 1.2m 정도 크게 나타났다 (그림 13). 또한 Martin의 기준식을 적용한 경우 Case 1~Case 5에선 막장면의 손상영역이 예측되지 않는 것으로 나타났다. 손상단계

에 따라 구분된 손상영역의 추정시 최대 1.2m까지 예측되었던 것에 비해 Martin의 기준식으로 손상영역의 범위를 예측할 경우 막장 전반의 손상을 과소평가할 우려가 있다.

그림 14(a~c)는 Case 6일 때 지보패턴 I, II, III에 따른 지보재 설치 후 손상영역의 범위이다. 지보패턴 I에 따른 지보재 설치 후 Case 6의 결과 천단부에서 2차원 해석의 경우 약 0.6m, 3차원 해석의 경우 약 0.3m 정도 손상영역의 최대범위 무지보일 때에 비해서 감소되는 것을 볼 수 있다. 하지만 손상단계에 따라 구분된 손상영역의 추정 결과에 비해 감소폭이 적으며, 특히 Case 6의 경우 손상단계에 따라 구분된 손상영역에 비해 손상영역이 약 2배정도 크게 형성되는 것에 비하면 손상영역의 범위에 대한 상대적인 감소폭도 작다. 이는 앞서의 주응력 분포에서 살펴보았듯이 무지보일 때와 지보 후 주응력의 크기 및 거동의 차이가 작았기 때문에 주응력차에 의한 손상영역의 추정결과 역시 변화가 작았다. 또한 추가 지보재의 설치에 의한 손상영역의 감소효과도 적은 것으로 나타났다.

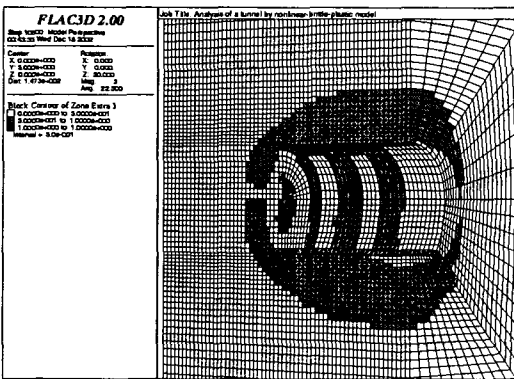


(a) 비선형-취성-소성 모델

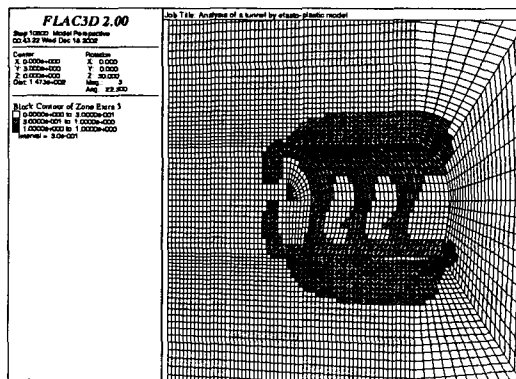


(b) 탄소성 모델

그림 12. 무지보일 때 Martin의 손상기준에 의한 암반 손상영역의 추정 (Case 3)

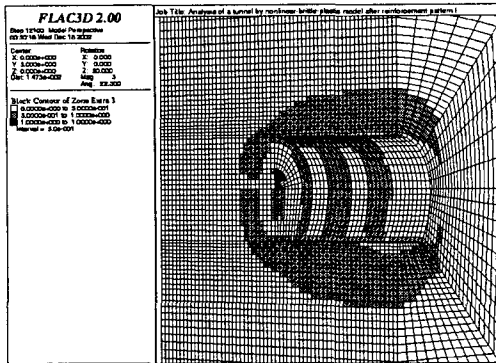


(a) 비선형-취성-소성 모델

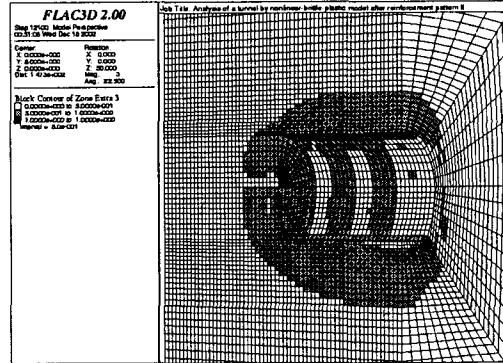


(b) 탄소성 모델

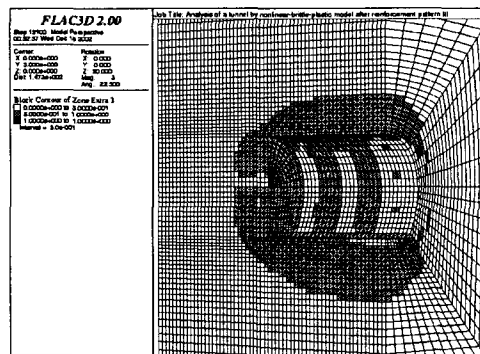
그림 13. 무지보일 때 Martin의 손상기준에 의한 암반 손상영역의 추정 (Case 6)



(a) 지보패턴 I



(a) 지보패턴 II



(a) 지보패턴 III

그림 14. 지보 후 Martin의 손상기준에 의한 암반 손상영역의 추정 (Case 6)

6. 결론

본 연구에서는 암석의 변형특성과 파괴강도 이후의 특성을 반영하는 비선형-취성-소성 모델을 이용해 암반 손상영역의 추정을 위한 수치해석을 실시하였다. 이상의 연구에서 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 2차원 및 3차원 해석결과, 비선형-취성-소성 모델이 탄소성 및 탄성 해석의 경우보다 변위와 손상영역이 더 크게 나타났으며, 심도가 깊어질 수록 그 차이가 커졌다. 따라서 심도가 깊어질수록 손상해석의 필요성이 증가될 것으로 판단된다.

(2) 손상단계에 따라 구분된 손상영역에 비해 Martin이 제안한 기준은 현지응력 수준이 낮은 경우에 막장 전반의 손상영역을 과소평가하는 것으로 나타났다. 또한 손상단계에 따라 구분된 손상영역의 경우와 같이 손상수준이 다른 영역을 조사하는 데 적용할 수 없는 단점이 있다. 암반 손상영역을 정확하게 예측하기 위해서 암석의 변형특성을 고려한 해석이 필요할 것으로 판단된다.

(3) 지보재 설치 후 비선형-취성-소성 모델의 해석 결과, 터널 벽면에서 변위가 억제되

지만 주응력차는 크게 달라지지 않았다. 따라서 지보에 의한 손상영역의 감소 효과도 크지 않았으나, 해석 요소에서 손상 단계의 증가를 억제해 주는 효과가 있는 것으로 나타났다.

참고문헌

1. 노종륜, 2003, 대심도 지하터널 주변 암반 손상영역에 대한 수치해석적 연구, 공학석사학위논문, 서울대학교 대학원.
2. 이인모, 김동현, 최항석, 최수일, 1996, 응력집중을 고려한 터널의 3차원 거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, 제12권 제1호, pp. 87~108.
3. 장수호, 2002, 응력수준에 따른 암석의 손상 특성과 심부터널 주변 암반 손상영역의 해석, 공학박사학위논문, 서울대학교 대학원.
4. Hoek, E., 1990, Estimation Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts, Vol. 27, No. 3, pp. 227~229.
5. Hoek, E, Brown, E.T., 1997 Practical estimates of rock mass strength, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 34, No. 8, pp. 1165~1186.
6. Martin, C.D., 1993, The Strength of massive Lac du Bonnet granite around underground opening, Ph.D. Dissertation, University of Manitoba, Canada.
- Hommand-Etienne, F., Hoxha, D., Shao, J.F., 1998, A continuum damage constitutive law for brittle rocks, Computers and Geotechnics, Vol. 22, No. 2, pp. 135~151.
7. Read, R.S., Chandler, N.A., Dzik, E.J., 1998, In situ strength criteria for tunnel design in highly-stressed rock masses, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 35, No. 3, pp. 261~278.
8. Winberg, A., 1991, The role of the disturbed rock zone in radioactive waste repository safety and performance assessment. A topical discussion and international overview, SKB technical report 91-25, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm.