

손상모델을 이용한 심부터널 주변암반의 손상영역 평가

Numerical Evaluation of the Rock Damaged Zone Around a Deep Tunnel

장 수 호*¹ Chang, Soo-Ho
이 정 인*² Lee, Chung-In
이 연 규*³ Lee, Youn-Kyou

Abstract

The nonlinear-brittle-plastic model derived from experiments as well as elastic and elasto-plastic models was applied to the analysis of the rock damaged zone around a highly stressed circular tunnel. The depths of stress redistribution and disturbed zone as well as the characteristic behaviors predicted from each numerical model were compared. As the magnitudes and stress differences of in situ stresses increased, influences of stress redistribution and stress disturbance on unfailed region of rock mass also intensified. As a result, larger stress redistribution and disturbed zone as well as greater deviatoric stress and displacement were obtained by the nonlinear-brittle-plastic model rather than other conventional models such as elasto-plastic and elastic models. From such results, it was concluded that as the magnitudes and stress differences of in situ stresses increased, larger rock damaged zone might be predicted by the nonlinear-brittle-plastic model. Therefore, it is thought that the damage analysis may be indispensable for highly stressed tunnels.

요 지

본 연구에서는 탄성, 탄소성 및 실험을 통해 유도된 비선형-취성-소성 모델을 지하 심부 원형터널의 경우에 적용하여 각 모델에 따른 특성과 추정되는 응력재분배 및 응력교란 범위를 비교하였다. 현지 초기응력의 크기와 주응력차가 커질수록 파괴영역이 파괴되지 않은 영역에 미치는 응력재분배와 교란의 영향이 증가되기 때문에, 탄소성 또는 탄성 해석의 경우보다 비선형-취성-소성 해석결과에서 응력재분배 및 교란영역, 주응력차와 변위가 더 크게 발생하였다. 따라서 현지 응력 수준과 현지 주응력차가 클 경우, 비선형-취성-소성 해석에 의해 손상영역의 범위가 더 크게 발생할 것으로 예측되므로 손상해석의 필요성이 증대될 것으로 판단되었다.

Keywords : Hoek-brown criterion, Nonlinear-brittle-plastic model, Rock damaged zone, Stress disturbance, Stress redistribution,

1. 서 론

암반 구조물들의 건설이 점차 대형화, 심부화 됨에

따라 높은 현지응력 조건하에서 터널 주변에 형성되는 암반 손상영역에 대한 관심이 대두되고 있다. 이러한 손상영역은 터널의 안정성을 감소시키며 암반의 특성

*1 정회원, 한국건설기술연구원 토목연구부 지반구조물그룹 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Underground Structure Group, Civil Engrg., Div., KICT, sooho@kict.re.kr)

*2 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil, Urban and Geosystem Engrg., Seoul National Univ.)

*3 정회원, 군산대학교 해양응용공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Ocean System Engrg., Kunsan National Univ.)

들을 변화시키기 때문에, 암반의 지지력을 최대한 활용하고 최적의 지보패턴을 설계하기 위하여 손상영역의 정량적인 해석방법과 감소방안에 대한 연구의 필요성이 지적되고 있다(Aglawe, 1999). 특히 터널 주변의 암반에 손상영역이 형성되면 암반의 투수계수가 상당히 증가할 수 있으므로 방사성 핵종의 밀폐가 선결 요건인 핵폐기물 지하처분장의 설계 등에서 매우 중요한 문제로 고려되고 있다(Fairhurst, 1999; Stephansson, 1999; Winberg, 1991).

일반적으로 암반 손상영역(Disturbed Rock Zone, DRZ)은 역학적, 열적, 수리적 및 화학적 과정들을 포함한 다양한 과정들에 의해 터널 주변의 암반이 모암과 다른 특성을 나타내는 영역으로 파괴영역(failure zone), 손상영역(damaged zone) 및 교란영역(disturbed zone)을 포함하는 영역으로 고려되며, 굴착방법, 현지응력, 암반조건, 터널의 형상 및 방향에 따라서 그 특성과 범위가 다르게 나타난다(Winberg, 1991). 여기서 파괴영역은 파괴된 암반블록들이 암반으로부터 완전히 분리된 영역을, 그리고 손상영역은 미소파괴가 발생하여 변형계수의 감소 및 투수계수의 변화 등과 같이 암반특성의 영구적인 변화가 발생하는 영역이다. 또한 교란영역은 굴착에 의한 응력재분배 등으로 인하여 역학적 및 수리적 특성들의 변화가 발생하는 영역으로 손상영역과는 달리 암반특성의 변화는 크지 않거나 회복될 수 있는 영역을 의미한다.

때때로 암반 손상영역(DRZ)을 굴착손상영역(Excavation Damaged Zone or Excavation Disturbed Zone, EDZ)으로 표현하기도 하지만 일반적으로 EDZ에서는 굴착방법(발파 또는 TBM)에 의한 영향이 크게 고려된다(Fairhurst, 1999; Stephansson, 1999). 여기서 교란(disturbance)은 굴착 이전보다 응력이 상당히 변화된(약 25~30%) 영역으로 고려되며 손상(damage)은 일반적으로 파괴와 암반 특성의 감소가 나타나는 더 제한적인 영역이다. 그러나 손상영역과 교란영역의 차이와 특성에 대하여 명확한 정의를 내리기 어려운 것으로 보고되고 있다(Fairhurst, 1999). 따라서 본 연구에서는 교란영역과 손상영역을 구분하지 않고 통칭하여 암반 손상영역으로 고려하였다.

핵폐기물 지하처분장 설계를 위한 사전연구인 ZEDEX (Zone of Excavation Disturbed Experiment) 프로젝트와 같은 현재까지의 연구들은 굴착방법, 특히 발파에 의한 손상영역의 예측과 평가에 중점을 두었다(장수호 등, 2000; Bauer 등, 1996; Fairhurst, 1999; Singh, 1993;

Stephansson, 1999). 그러나 현지응력 수준이 높은 경우, 응력재분배로 인한 손상과 비교할 때 굴착방법에 따른 손상은 미비한 것으로 나타나 손상영역의 범위를 추정하는데 있어 굴착방법보다 응력조건이 더 큰 영향을 미치는 것으로 보고되었다(Falls & Young, 1998). 이러한 굴착 후 응력의 재분배와 교란에 의해 암반 내 에너지의 불균형이 발생할 때, 응력에 의해 야기된 미소균열들이 성장하고 파괴가 발생하여 암반이 점진적으로 손상되게 된다.

따라서 굴착 후 터널 주변의 응력재분배와 응력교란에 의해 형성되는 손상영역의 범위와 특성을 정량적으로 평가하기 위한 연구가 요구되고 있다. 응력재분배와 응력교란에 의한 손상영역의 평가에 대한 이전까지의 연구들에서는 대부분 탄성해석을 수행하였으나(Castro, 1996; Martin, 1993) 탄성해석은 응력 수준의 변화에 따른 암석물성의 손상특성을 고려하지 않고 일정한 탄성정수를 사용한다는 한계를 가지고 있다. 이로 인해 탄성해석은 손상이 발생한 실제 암반의 거동을 정확하게 묘사하지 못할 수 있는 단점을 가지고 있다.

따라서 본 연구에서는 응력 수준에 따른 암석의 손상특성에 대한 실험적 연구에서 얻어진 비선형-취성-소성 모델을 여러 현지응력 조건하의 원형터널에 대해 적용하여 수치해석을 실시하였고 그 결과를 Hoek-Brown 탄소성 및 탄성해석에 의한 결과들과 비교하여 그 차이를 분석하고자 하였다.

2. 해석모델 및 입력자료

본 연구에서는 유한차분법 프로그램인 $FLAC^{2D}$ 가 이용되었다. 장수호 등(2002)의 연구에서 개발된 비선형-취성-소성 모델을 $FLAC$ 의 FISH 언어를 사용하여 $FLAC$ 에서 이용 가능한 함수로 구현시켰다.

직경이 6m인 원형 터널을 가정하였으며, 모델 경계에 의한 영향을 최소화하기 위하여 해석범위는 터널 중심으로부터 모델의 상, 하부 및 좌, 우측면까지 터널 직경의 4배 이상이 되도록 하였다.

경계조건으로 좌, 우측면은 수평방향 변위 그리고 모델 하부는 연직방향 변위를 구속하였다. 요소의 크기는 가로, 세로 길이가 0.5m가 되도록 작성하여 총 10,000개의 요소로 구성된다.

현지응력 조건은 Eberhardt(2001)의 연구와 같이 밀도가 $2,700\text{kg/m}^3$, 중력가속도가 10m/sec^2 일 때, 500m와 1000m의 심도를 가정하여 상재하중에 의한 수직응력을

표 1. 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

* σ_h^* : In situ horizontal stress (MPa)

각각 13.5 MPa과 27.0 MPa으로 고려하였다. 각 현지 수직응력에 대하여 축압계수 K가 0.5, 1.0, 2.0인 경우를 현지응력 조건들로 사용하였다(표 1).

실험실 시험에서 얻어진 Hoek-Brown 상수들(장수호 등, 2002)을 암반에 대한 경우로 변환하기 위하여, Hoek-Brown 상수들을 RMR 값에 의해 변환하는 다음과 같은 식들을 적용하였다(Hoek, 1990).

$$m_b = m \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad (1)$$

(undisturbed rock masses)

$$s_b = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \quad (2)$$

(undisturbed rock masses)

$$m_b = m \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \quad (3)$$

(disturbed rock masses)

$$s_b = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right) \quad (4)$$

(disturbed rock masses)

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

본 연구에서는 RMR이 70인 양호한(type II, good rock) 화강암 암반을 가정하였으며, 화강암의 실험실 시험에서 얻어진 Hoek-Brown 상수들을 위 식들에 적용하

여 암반의 경우로 변환하였다. Hoek & Brown(1997)은 최대강도 후의 Hoek-Brown 상수들을 최대강도 이전 값들보다 감소시켜서 탄성-취성 또는 탄성-취성-소성 거동을 모사할 수 있다고 하였다. 그러나 암석 및 암반에 대한 최대강도 후 Hoek-Brown 상수들을 결정하기 위한 정량적인 기준들이 제시되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 실험실에서 얻어진 최대강도 후 Hoek-Brown 상수들을 식 (3)과 (4)에 적용하여 변환하였고 최대강도 이전의 각 손상단계(damage thresholds)를 나타내는 Hoek-Brown 상수들은 식 (1)과 (2)를 사용하여 변환하였다. Castro(1996)의 연구에서도 실험실에서 얻어진 값들을 위 식들에 적용하여 암반에 대한 Hoek-Brown 상수값들을 사용하였다. 이와 같은 방법으로 얻어진 Hoek-Brown 상수들은 표 2와 같다.

또한 실험실에서 얻어진 각 손상단계에 따른 탄성계수(장수호 등, 2002)를 암반의 경우로 변환하기 위하여, 암반의 변형계수와 실험실에서 측정된 탄성계수의 관계를 RMR의 함수로 나타낸 식 (5)를 적용하였다(Nicholson & Bieniawski., 1990).

$$RF(\%) = \frac{E_{rm}}{E_{int}} \quad (5)$$

$$= 0.0028 RMR^2 + 0.9 \exp\left(\frac{RMR}{22.82}\right)$$

표 2. 비선형-취성-소성 모델에 적용되는 Hoek-Brown 파괴기준과 손상기준들에 대한 Hoek-Brown 상수

Hoek-Brown constants Damage 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 3. 탄성 및 Hoek-Brown 탄소성 모델에 대한 암반 물성

Model	Density ($\times 10^3 \text{ kg/m}^3$)	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

여기서 RF는 감쇠지수(reduction factor), E_m 은 암반의 변형계수이고 E_{int} 는 무결암의 탄성계수이다.

암반의 포아송비와 무결암의 포아송비는 식 (6)과 같은 관계를 나타낸다고 제안한 Mohammad *et al.*(1997)의 연구결과에 근거하여, 실험실에서 얻어진 각 손상단계에 따른 포아송비를 암반의 경우로 변환하여 사용하였다.

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

여기서 ν_m 은 암반의 포아송비이고 ν_{int} 는 무결암의 포아송비이다.

Hoek-Brown 탄소성 모델과 탄성모델의 경우에는, 일축압축시험에서 최대강도의 40~60% 구간에서 얻어진 탄성계수와 포아송비를 비선형-취성-소성 모델에서 처럼 식 (5)와 (6)을 이용하여 암반의 탄성정수로 변환하였다. 또한 Hoek-Brown 탄소성 모델에서는 파괴 후의 상수를 고려하지 않으며, 일축 및 삼축압축시험의 최대강도에 대해 얻어진 Hoek-Brown 상수들을 식 (1)과 (2)를 적용하여 사용하였다(표 3).

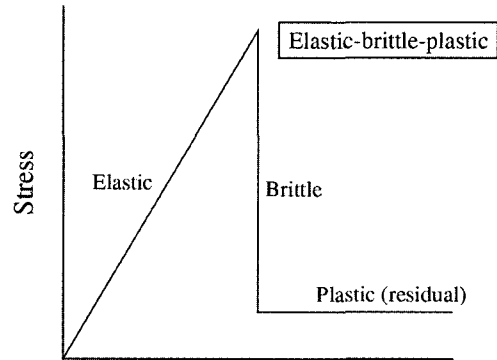
그리고 인장강도, 점착력 및 마찰각 등은 각 계산 step에서 FISH 함수 내의 주응력과 Hoek-Brown 상수들 사이의 관계식(Hoek, 1990)들에 의해 계산된다.

3. 손상모델에 따른 해석결과의 비교

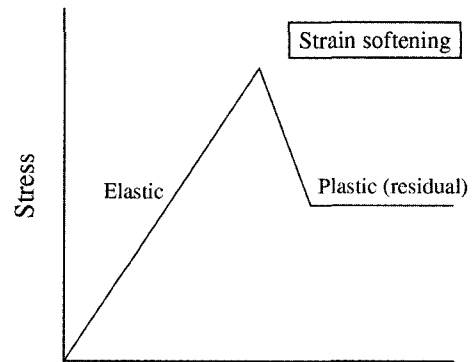
3.1 손상모델의 항복 및 파괴 거동

Mohr-Coulomb 모델과 같은 탄소성 모델들과는 달리 본 연구에서 적용한 비선형-취성-소성 모델은 최대강도 후의 Hoek-Brown 상수들을 최대강도 이전의 값들보다 감소시켜서 최대강도 후 암석의 거동을 취성-소성 특성으로 묘사할 수 있다(그림 1). 본 연구에서 사용한 FLAC의 계산방식은 운동방정식을 사용하여 응력과 힘으로부터 새로운 속도와 변위를 계산하도록 한 다음 속도로부터 변형률 속도를 계산하고 변형률 속도로부터 새로운 응력을 계산하는 양해법(explicit solution method)에 기초를 두고 있다. 따라서 수치해가 수렴하는 평형상태

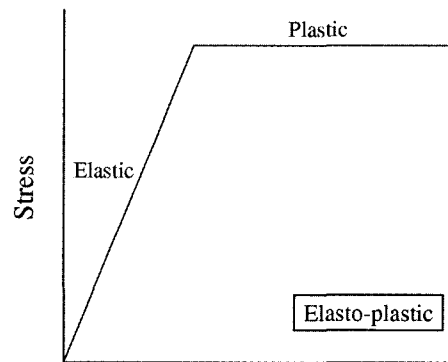
(equilibrium state)에 도달할 때까지 비선형-취성-소성 모델과 탄소성 모델을 적용한 경우의 시간증분에 따른



(a) 탄성-취성-소성



(b) 변형률 연화현상



(c) 탄성-소성

그림 1. 암석의 최대강도 후 특성

응력이력(stress history)들을 모니터링 할 필요가 있다.

많은 수치해석 프로그램들이 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거하고 있기 때문에 Hoek-Brown 파괴기준을 Mohr-Coulomb 파괴기준으로 근사할 필요가 있다(Hoek, 1990; Hoek & Brown, 1997). 이때 Hoek-Brown 상수들로부터 유도되는 등가 Mohr 포락선(equivalent Mohr envelope)은 다음과 같이 표현된다.

$$\tau = A\sigma_c \left(\frac{\sigma_n' - \sigma_{tm}}{\sigma_c} \right)^B \quad (7)$$

여기서 σ_c 는 무결암의 일축압축강도, σ_n' 은 유효수직 응력 그리고 σ_{tm} 은 암반의 인장강도로 식 (8)과 같이 표현된다. 그리고 A와 B는 재료상수로 수직응력 σ_n' 과 전단응력 τ 를 주응력들로 표현하고 암반의 Hoek-Brown 상수들을 적용한 뒤 식 (7)을 로그함수의 선형관계로 변환하여 회귀분석을 통해 구할 수 있다(Hoek & Brown, 1997).

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_c}{2} (m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s}) \quad (8)$$

여기서 m_b 와 s 는 암반에 대한 Hoek-Brown 상수이다.

그림 2는 현시응력 조건으로 Case 6을 가정하고 FLAC2D에 Hoek-Brown 탄소성 모델을 적용한 경우에 항복이 발생한 터널 천단부의 응력이력이다. 응력수준은 초기 상태에서(step 1) 터널 굴착으로 인해 터널 벽면의 구속압(confining stress)이 감소하고 최대 주응력이 증가하게 되어 항복기준을 넘게 된다. 그 다음 해석 step이 반복됨에 따라 응력상태는 항복기준을 따르는 전형적인

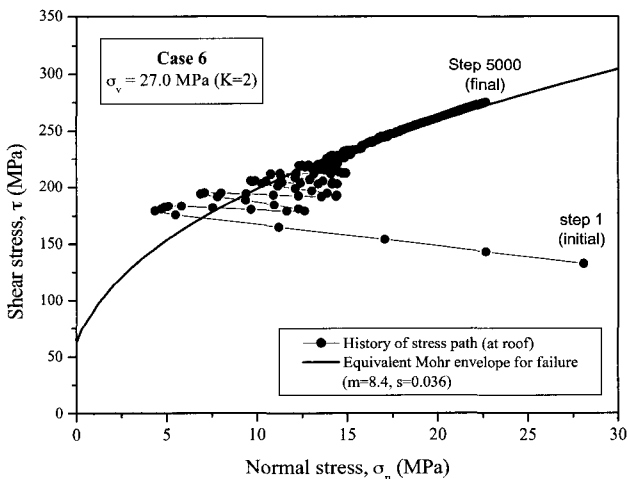


그림 2. 항복이 발생한 요소에서 응력이력 (Hoek-Brown 탄소성 모델)

탄소성 거동을 보이며 평형상태에 도달하게 된다.

그러나 비선형-취성-소성 모델을 적용하고 그림 2와 동일한 조건을 가정한 경우에 파괴가 발생한 터널 천단부의 응력이력은 그림 3과 같이 탄소성 모델의 경우와는 다른 거동을 보인다. 초기의 응력수준(step 1)에서 터널 굴착으로 인해 파괴기준을 넘게 된 후(step 6) 파괴 후의 항복기준에 도달한다(step 8). 그 후 응력상태는 파괴 후의 항복기준을 따르며 평형상태에 도달하게 된다.

결국 비선형-취성-소성 모델을 적용한 경우에는 파괴가 발생한 뒤 취성-소성 파괴거동을 나타내는 최대강도 후 기준을 따르기 때문에, 파괴가 발생한 부분의 응력상태는 탄소성 해석결과는 반대로 낮은 수준에서 수렴하게 된다.

3.2 구성모델에 따른 터널 주변의 응력 및 변위 분포

구성모델에 따른 해석결과들을 비교하기 위하여 터널 천단과 측벽으로부터 거리가 $0.5m \sim 9m (=3R)$, R 은 터널의 반경) 범위인 요소(zone)들에 대해서 주응력 값들을 조사하였다. 또한 터널 천단과 측벽으로부터 거리가 $0m \sim 9m$ 범위인 절점(grid point)들을 측정점(measuring point)으로 고려하여 변위 분포를 조사하였다.

우선 본 연구에서 적용한 비선형-취성-소성 모델과 최대강도 이전까지 선형탄성 거동을 가정하는 탄성-취성-소성 모델을 비교하였다. 파괴 이전의 손상단계에 따른 탄성정수의 변화를 제외하고 Hoek-Brown 상수들은 동일하게 설정하여 2차원 해석을 수행하였다. 그 결과 터널 벽면 부근에서 비선형-취성-소성 모델에 의한 최

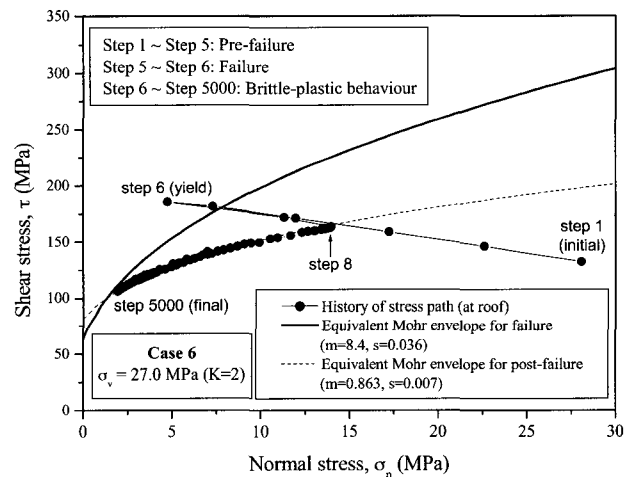
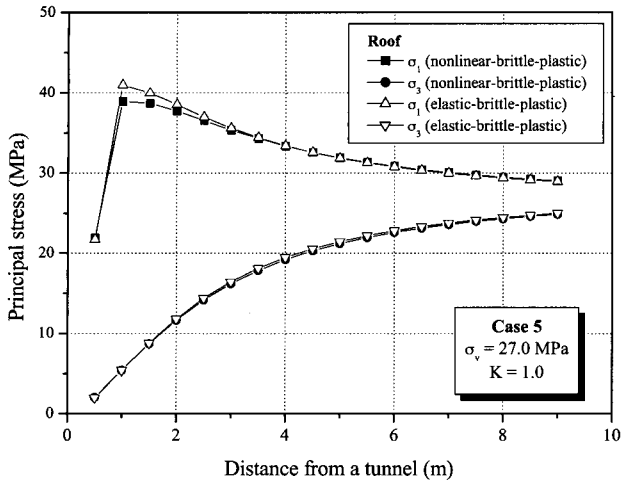
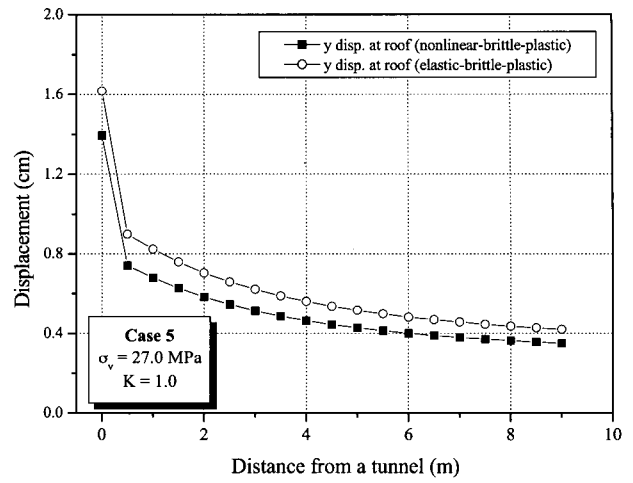


그림 3. 파괴가 발생한 요소에서 응력이력 (비선형-취성-소성 모델)



(a) 주응력



(b) 변위

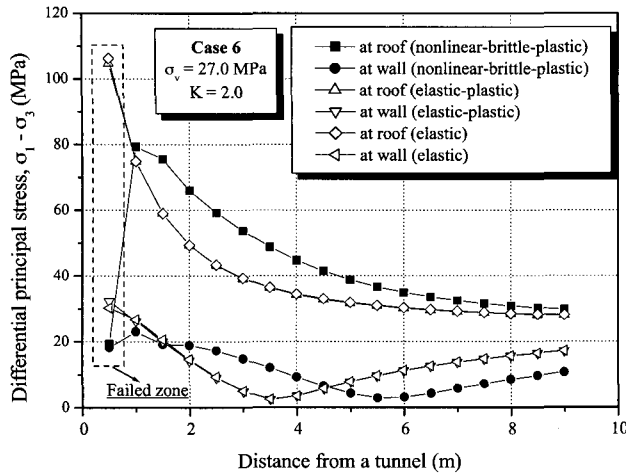
그림 4. 비선형-취성-소성 모델과 탄성-취성-소성 모델의 비교

대주응력 값이 다소 작게 나타났지만 최대 및 최소주응력은 거의 동일하게 나타났다(그림 4(a)). 결국 각 손상 단계에 따른 탄성정수의 변화를 고려한 비선형 모델의 영향이 크지 않은 것으로 나타났다. 변위의 경우에는 그림 4(b)와 같이 탄성-취성-소성 모델에 의한 변위가 최대 1.2배 정도 크게 나타났다. 본 연구에서 적용한 비선형-취성-소성 모델에서는 봉압에 대한 탄성정수의 의존성을 고려하기 때문에 봉압이 거의 0에 가까운 터널 벽면을 제외하곤 탄성-취성-소성 모델에 적용한 탄성정수보다 크다. 이러한 이유로 인해 비선형-취성-소성 모델에 의한 변위가 탄성-취성-소성보다 약간 작게 예측되는 것으로 판단된다. 그러나 실험실 시험으로부터 최대강도 이전까지 화강암은 거의 선형탄성에 가까운 거동을 보였기 때문에 손상단계에 따른 탄성정수의 차이가 크지 않았으며 단지 탄성정수에 대한 봉압의 크지 않은 영향만이 고려되기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서 고려한 화강암과 같이 최대강도 이전까지 거의 선형탄성 거동을 보이는 암석의 경우에는 비선형-취성-소성 모델과 탄성-취성-소성 모델에 의한 결과들의 차이가 크지 않을 것으로 기대되며 응력분포는 최대강도 이전의 특성보다는 최대강도 이후의 취성-소성 거동에 의해 좌우되는 것으로 판단된다. 최대강도 이전의 비선형 거동은 변위와 같은 암반의 변형성에 부수적인 영향을 끼치는 것으로 보인다. 그러나 비선형 거동이 뚜렷하게 나타나는 암석의 경우에는 탄성-취성-소성 모델을 적용한 경우와는 차이가 클 것으로 기대된다.

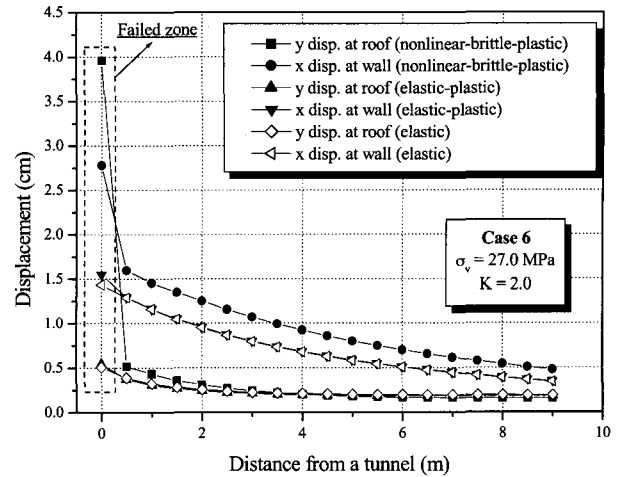
또한 본 연구에서 가정한 현지응력 조건들에 대해 비

선형-취성-소성 모델, Hoek-Brown 탄소성모델 및 탄성 모델을 적용하고 그 결과들을 비교하였다. 다음의 결과들은 2차원 해석결과들로 앞에서 설명한 측정지점들에서 주응력과 변위분포를 비교하였다. Hoek-Brown 파괴기준식과 Martin *et al.*(1995)이 제안한 암반 손상에 대한 기준 등은 최대주응력과 최소주응력의 차, 즉 주응력차 $\sigma_1 - \sigma_3$ (differential principal stress)로 표현되므로 각 측정지점들에서 주응력 결과들로부터 주응력차를 계산하여 이를 해석하였다.

그림 5(a)는 현지응력 조건이 Case 6인 경우에 얻어진 주응력차에 대한 결과들이다. 그림 3에서 살펴본 바와 같이 비선형-취성-소성 모델의 경우에는 최대강도 이후에 취성거동을 보이고 잔류 소성조건에 도달하기 때문에 파괴가 발생한 지점의 주응력차는 탄소성 및 탄성해석의 결과와 비교하여 매우 작은 값을 가진다. 이와 대조적으로 탄소성해석의 경우에는 그림 2와 같이 항복이 발생하면 항복 포락선을 따르면서 응력수준이 증가하기 때문에 항복 지점의 주응력차가 크게 나타난다. 그러나 파괴 및 항복지점을 벗어나게 되면 비선형-취성-소성 모델을 적용한 경우가 탄소성 및 탄성해석의 경우보다 크게 나타난다. 앞에서 논의한 바와 같이 비선형-취성-소성 모델의 경우에는 급격한 파괴에 의한 강도감소로 인해 파괴 영역은 큰 응력을 지지하지 못하게 된다. 따라서 파괴 영역에서 지지하지 못한 응력이 파괴 영역 외부로 전달되기 때문에 파괴 영역 외부의 주응력차가 크게 나타났으며, 결국 응력의 교란영역(stress-disturbed zone)과 응력 재분배의 영향이 탄소성 및 탄성해석의 경우보다



(a) 주응력차



(b) 변위

그림 5. 구성 모델에 따른 주응력차와 변위 분포의 비교 (Case 6)

크게 발생한 것으로 판단된다. 본 연구에서 가정한 현지 응력 조건들에 대해 소성영역은 최대 1.5m (Case 6의 막장전방) 이하였다. 따라서 파괴영역이 더 많이 발생한다면 각 모델에 의한 결과들의 차이는 더 커질 것으로 예측된다. 천단부의 파괴가 발생한 지점에서 탄소성 및 탄성해석에 의한 주응력차는 비선형-취성-소성 해석의 경우보다 약 5.5배(=87.0 MPa) 크게 나타났으며, 천단부의 파괴가 일어나지 않은 영역에서는 탄소성 및 탄성해석의 경우보다 비선형-취성-소성 해석결과가 최대 약 1.3배(=16.6 MPa) 크게 예측되었다.

그림 5(b)는 현지응력 조건이 Case 6인 경우의 변위 분포로 파괴가 발생한 지점에서 비선형-취성-소성 해석 결과는 탄소성 해석결과보다 천단부와 측벽부에서 변위가 각각 최대 7.3배 및 1.8배 크게 예측되었다. 파괴영역 외부에서는 탄소성 해석결과보다 약 1.3배 크게 예측되었다.

탄소성 해석결과는 탄성 해석과 거의 동일하게 나타나는데 이는 그림 6과 같이 항복이 발생한 지점에서 평형상태에 도달한 후의 응력수준이 탄성해석의 경우와 유사하기 때문이다. 이러한 결과는 본 연구에서 가정한 항복기준이 크기 때문인 것으로 판단된다. 예를 들어 실험실 일축압축강도 σ_c 를 본 연구에서 적용한 147.81 MPa에서 100 MPa로 약 1/3 감소시키면 항복 지점의 응력수준은 탄성해석 결과와 큰 차이를 보인다(그림 6). 따라서 본 연구에서 적용한 항복기준은 가정한 현지응력 조건들에 비해 비교적 높기 때문에 탄소성 해석과 탄성 해석결과가 거의 동일하게 나타난 것으로 판단된다.

그림 7(a)는 현지응력 조건이 Case 3인 경우 주응력차의 결과로서 Case 6의 경우처럼 비선형-취성-소성 해석에 의해 파괴가 발생한 지점의 주응력차가 크게 감소하고 파괴 지점 외부의 주응력차가 탄소성 및 탄성 해석의 경우보다 크다는 것을 확인할 수 있다. 천단부의 파괴가 발생하지 않은 영역에서 비선형-취성-소성 해석에 의한 주응력차는 탄소성 및 탄성 해석의 경우보다 상대적으로 최대 1.2배(=6.0 MPa) 크게 예측되어 Case 6의 경우와 유사하나 주응력차의 최대 차이는 약 6 MPa로 Case 6의 16.6 MPa과 약 10 MPa의 차이를 보인다. 따라서 손상범위를 추정하기 위해 주응력차에 근거한 손상기준을 적용할 경우, 현지응력 수준이 커질수록 비선형-취성-소성 해석과 탄소성 및 탄성해석에 의해 추정되는 손상영역 범위의 차이가 더 커질 것으로 예측할 수 있다.

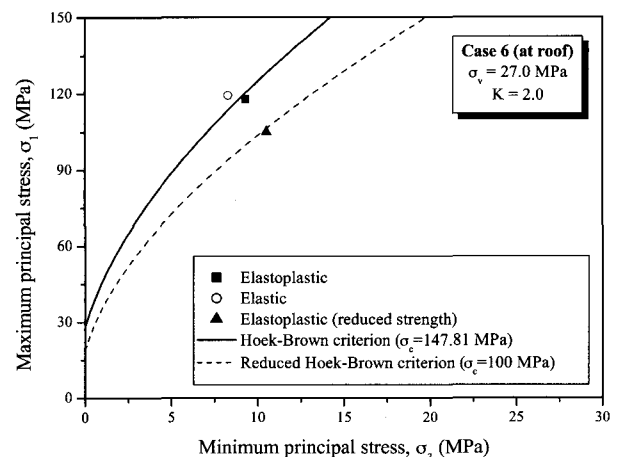


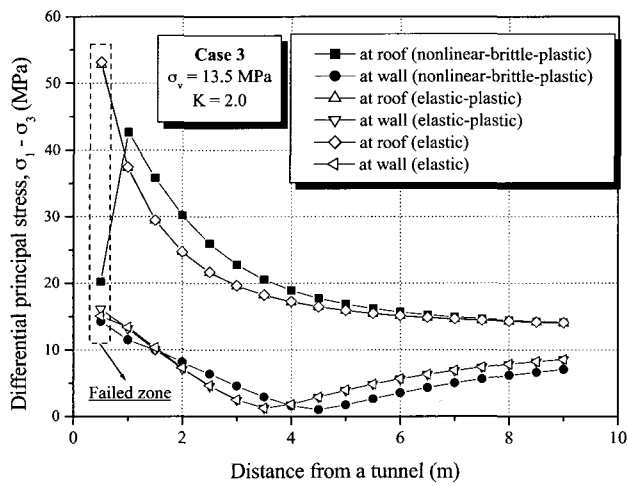
그림 6. 평형상태 이후의 응력상태 (Case 6, 천단부)

천단부의 파괴 지점에서 주응력차는 탄소성 및 탄성해석의 경우가 약 2.6배(=32.9 MPa) 크게 나타나 Case 6의 5.5배보다 그 차이가 줄어들었다. 이러한 이유는 현지응력 수준이 Case 6보다 작기 때문에 파괴 과정이 덜 진행되어 Case 6보다 상대적으로 높은 수준의 파괴 후 응력수준에서 평형상태에 도달하기 때문인 것으로 판단된다. 또한 천단부의 주응력차는 터널 벽면에서 약 6m(=2R) 정도 떨어진 지점에서 탄소성 및 탄성해석 결과와 거의 유사해지며 이로부터 Case 6보다 응력의 교란범위가 작다는 것을 알 수 있다.

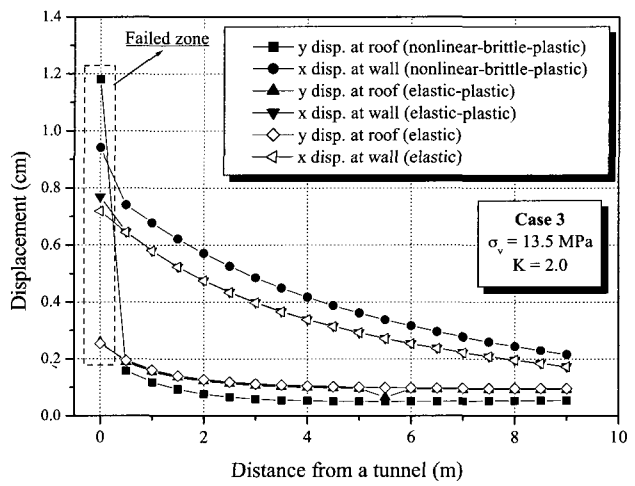
그림 7(b)는 Case 3의 변위결과로서 천단부와 측벽부의 파괴지점에서 변위크기는 탄소성 해석에 의한 변위보다 각각 4.6배 및 1.2배 크게 나타나 Case 6의 7.3배

및 1.8배보다 상대적인 차이가 감소하였다. 파괴 지점 외부의 변위는 최대 1.2배의 차이를 보여 Case 6과 유사하였다.

그러나 현지 수직응력이 13.5 MPa이고 축압계수 K=1.0인 Case 2의 경우(그림 8)에는, 비선형-취성-소성 해석과 탄소성 및 탄성 해석에 의한 주응력차의 차이가 크지 않았다. 특히 파괴가 발생한 지점의 주응력차는 앞선 Case 3과 6과 같이 매우 낮은 응력수준으로 수렴하지 않고 탄소성 및 탄성의 경우보다 0.88배 낮은 수준으로 예측되었다. 이는 현지응력 수준이 크지 않기 때문에 Case 3과 6의 경우와 비교하여 취성파괴가 덜 발생하였기 때문인 것으로 고려된다. 이로 인하여 파괴 지점에 집중되었던 응력이 파괴가 발생하지 않은 영역으로 재

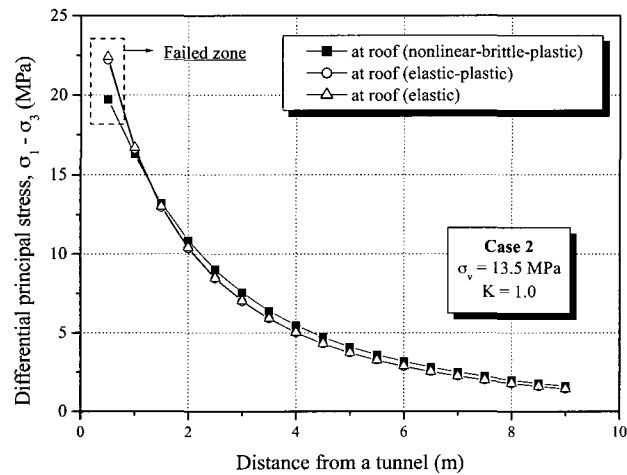


(a) 주응력차

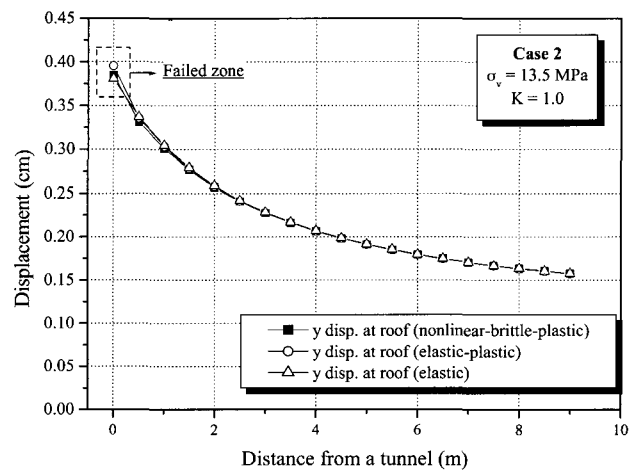


(b) 변위

그림 7. 구성 모델에 따른 주응력차와 변위 분포의 비교 (Case 3)



(a) 주응력차



(b) 변위

그림 8. 구성 모델에 따른 주응력차와 변위 분포의 비교 (Case 2)

분배되는 영향이 작기 때문에 파괴가 발생하지 않은 영역의 주응력차가 탄소성 및 탄성해석의 결과와 큰 차이를 보이지 않은 것으로 판단된다. 변위 역시 파괴 지점에서의 약간의 차이를 제외하고 거의 유사한 결과가 얻어졌다.

이상의 결과로부터 가정된 현지응력 조건들 중 현지응력 수준과 현지 주응력차가 작은 경우에, 파괴영역이 파괴가 발생하지 않은 영역에 끼치는 응력 교란의 영향이 작기 때문에 비선형-취성-소성 해석과 탄소성 및 탄성해석에 의한 결과는 유사한 경향에 가까워진다는 것을 알 수 있다. 그러나 반대로 현지 응력 수준이 높고 현지 응력차가 크다면 파괴영역에 의한 응력재분배 및 교란의 영향이 커지기 때문에 탄소성 및 탄성해석에 의해 추정되는 손상영역은 비선형-취성-소성 해석결과보다 작게 추정될 것으로 예측된다. 따라서 현지 응력 수준이 높고 현지 주응력차가 큰 경우 비선형-취성-소성 해석의 필요성이 증대될 것으로 판단된다.

4. 결 론

본 연구에서는 터널 굴착 후 응력재분배와 응력교란에 의해 터널 주변에 생성되는 암반 손상영역을 추정하기 위하여, 각 손상단계에 따른 탄성정수의 변화와 암석의 파괴 후 거동을 고려한 비선형-취성-소성 모델을 적용하여 수치해석을 실시하였다. 해석에서 얻어진 주요 결론들은 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 고려한 화강암의 경우에는 최대강도 이전까지 거의 선형탄성 특성을 보이므로 각 손상단계에 따른 탄성정수의 변화에 의한 영향이 크지 않았기 때문에, 비선형-취성-소성 모델과 탄성-취성-소성 모델에 의한 결과는 거의 유사하였다. 따라서 탄성에 가까운 암반에서 터널 주변의 응력분포는 최대강도 이전에 탄성정수의 변화와 같은 손상거동보다는 최대강도 이후의 취성-소성 파괴특성에 의해 좌우되는 것으로 판단된다. 그러나 손상단계에 따라 비선형 거동이 뚜렷하게 나타나는 암반의 경우에는 탄성-취성-소성 모델을 적용한 경우와 다른 양상을 보일 것으로 기대된다.
- (2) 현지응력의 크기와 주응력차가 작은 경우에, 비선형-취성-소성 해석결과는 탄소성 및 탄성해석 결과와 큰 차이를 보이지 않았다. 이러한 이유는 현지응력

수준이 큰 경우보다 취성파괴가 덜 진전되어 파괴 영역에 집중되었던 응력이 파괴가 발생하지 않은 영역으로 재분배되는 영향이 작기 때문인 것으로 보인다.

- (3) 현지응력의 크기와 주응력차가 커질수록 파괴영역이 파괴되지 않은 영역에 미치는 응력재분배와 교란의 영향이 증가되기 때문에, 탄소성 및 탄성해석의 경우보다 비선형-취성-소성 해석결과에서 응력재분배 영역, 주응력차 및 변위가 더 크게 나타났다. 이러한 영향으로 인해 현지응력 수준과 차이가 커질수록 탄소성 및 탄성해석에 의해 추정되는 손상영역의 범위는 비선형-취성-소성 모델을 적용한 경우보다 손상영역을 과소평가할 수 있는 것으로 판단된다. 또한 탄소성 및 탄성해석에서는 손상이 발생한 이후의 응력경로를 모사하지 못한다. 따라서 현지응력 수준이 높고 현지주응력차가 클 경우, 비선형-취성-소성 해석을 적용한 터널의 안정성 평가에 의해 보다 정확한 터널 설계가 가능할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구(R01-2000-00375) 지원으로 수행되었음.

참 고 문 헌

1. 장수호, 신일재, 최용근, 이정인 (2000), "발파에 의한 터널 주변 암반의 손상영역 평가에 관한 연구", 한국지반공학회논문집, 제16권, 제5호, pp.129-140.
2. 장수호, 이정인, 이연규 (2002), "암석의 비선형 거동해석을 위한 손상모델 개발", 한국지반공학회논문집, 제18권 제5호, pp.83-97.
3. Aglawe, J.P. (1999), *Unstable and Violent Failure around Underground Openings in Highly Stressed Ground*, Ph.D. dissertation, Queen's University at Kingston, Canada.
4. Bauer, C., Homand-Etienne, F., Ben Slimane, K., Hinzen, K.G., and Reamer, S.K. (1996), "Damage Zone Characterization in the Near Field in the Swedish ZEDEX Tunnel Using In situ and Laboratory Measurements", Proc. of Eurock '96, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.1345-1352.
5. Castro, L.A.M. (1996), *Analysis of Stress-induced Damage Initiation around Deep Openings Excavated in a Moderately Jointed Brittle Rock Mass*, Ph.D. dissertation, University of Toronto, Canada.
6. Eberhardt, E. (2001), "Numerical Modelling of Three-Dimension Stress Rotation Ahead of an Advancing Tunnel Face", Int. J. Rock Mech. Min. Sci, Vol.38, No.4, pp.499-518.
7. Falls, S.D. and Young, R.P. (1998), "Acoustic Emission and Ultrasonic-velocity Methods Used to Characterise the Excavation Disturbance Associated with Deep Tunnels in Hard Rock", Tectonophysics, Vol.289, No.1-3, pp.1-15.

8. Fairhurst, C. (1999), "Rock Mechanics and Nuclear Waste Repositories", Proceedings of the International Workshop on the Rock Mechanics of Nuclear Waste Repositories, American Rock Mechanics Association, USA, pp.1-44.
9. Hoek, E. (1990), "Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.27, No.3, pp. 227-229.
10. Hoek, E. and Brown, E.T. (1997), "Practical Estimates of Rock Mass Strength", Int. J. Rock Mech. Min. Sci, Vol.34, No.8, pp. 1165-1186.
11. Martin, C.D. (1993), The Strength of Massive Lac du Bonnet Granite Around Underground Openings, Ph.D. dissertation, University of Manitoba, Canada.
12. Martin, C.D., Young, R.P., and Collins, D.S. (1995), "Monitoring progressive failure around a tunnel in massive granite", Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.627-633.
13. Mohammad, N., Reddish, D.J., and Stace, L.R. (1997), "The Relation Between In situ and Laboratory Rock Properties Used in Numerical Modelling", Int. J. Rock Mech. Min. Sci, Vol.34, No.2, pp.289-297.
14. Nicholson, G.A. and Bieniawski, Z.T. (1990), "A Nonlinear Deformation Modulus Based on Rock Mass Classification", Int. J. Min. & Geological Engng., Vol.8, pp.181-202.
15. Singh, S.P. (1993), "Prediction and Determination of Explosive Induced Damage", Proceedings of the 4th International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.183-192.
16. Stephansson, Ove (1999), "Rock Mechanics and Rock Engineering of Spent Nuclear Fuel and Radioactive Waste Repositories in Sweden", Proceedings of the International Workshop on the Rock Mechanics of Nuclear Waste Repositories, American Rock Mechanics Association, USA, pp.205-227.
17. 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, Sweden.

(접수일자 2002. 6. 12, 심사완료일 2002. 8. 30)