

대심도 지하공동에 발생하는 암반의 팽창 및 스팔링 현상 모델링

조남각¹, 이용주^{2*}

Modeling of rock dilation and spalling in an underground opening at depth

Nam-Kak Cho, Yong-Joo Lee

Abstract This paper presents both numerical and physical modeling approaches for the dilation and spalling of rock recognized as typical process of rock around an underground opening at depth. For physical approach, laboratory testing of rectangular beams using a synthetic rock was used to investigate the onset of dilation and spalling. The beams are axially compressed and subjected to 4-point bending to provide non-uniform compressive stresses which are similar to the maximum tangential stress distribution around circular openings. Discrete element numerical analyses using commercial code PFC^{2D} (Particle Flow Code) were performed to evaluate the stress path at various locations in the beams. The findings from these approaches suggest that the onset of dilation in laboratory tests appears to be a good indicator for assessing the stress magnitudes required to initiate spalling.

Keywords: Dilation, spalling, PFC, discrete element method, 4-point bending

요지 본 연구에서는 실험 및 수치해석적인 접근방법을 통하여 대심도 과지압 구간에서 발생하는 암반의 스팔링(spalling) 및 팽창모드에 대한 모델링 기법을 연구하였다. 이에 대한 실험적 접근 방법으로서 축 방향 압축을 받는 직사각형 인공암석 보(beam)에 4점 휨 시험을 결합한 축방향 압축 휨 시험을 수행하여 대심도 지하공간의 응력모드와 유사한 조건 하에서의 암석의 균열 팽창 및 스팔링 과정을 고찰하였다. 또한, 수치해석적 접근방법으로서 기존의 연속체 해석으로는 모사하기 힘든 암석의 균열과정 및 팽창특성을 개별 입자해석 프로그램인 PFC2D를 이용하여 모델링 하였다. 본 연구 결과 휨 실험에서 구한 팽창시점을 스팔링에 요구되는 응력수준을 평가하는데 중요한 지표가 됨을 알 수 있었으며, 또한 수치해석 결과도 유사한 결과를 모사할 수 있음을 보여주었다.

주요어: 암석팽창, 스팔링, PFC, 불연속체 해석, DEM, 4점 휨 시험

1. 서 론

대부분의 암으로 구성된 지반은 미시적으로는 거시적으로는 고유의 불연속 특성을 함유하는 불균질한 구조적 특성을 갖고 있다. 일반적으로 낮은 응력이 발생하는 저 심도 구간에서 발생하는 지하공동 주변의 암반지반과 관련된 안정성 문제는 절리 및 단층대의 발달로 발생하는 암반의 구조적 불록거동이 주된 문제가 되나, 높은 응력이 발생하는 대심도 구간의 지반에 있어서는 불연속 거동이 높은 지압에 의해 억제되므로, 이 경우 공동 주변 암반의 거동은 과지압에 의한 손상으로 발생하는 스팔링 파괴가 주된 문제가 된다. 이러한 스팔링 파괴는 지금까지 대심도 공동 사례가 드물었던 국내보다는 해외에서 주로 연구 되었으나, 최근 국내 현장에서도 과지

압에 의한 스팔링 파괴가 문제된 예가 보고되고 있으며 (천대성 등, 2007), 최근 들어 대심도 터널, 방폐장 건설 등 대심도 프로젝트의 증가에 따라 지속적으로 관심이 집중되고 있으며, 관련 연구(박도현, 김영근, 2007, 이강현 등, 2009)도 증가하고 있는 추세다.

본 연구에서는 일반적으로 대심도 지하 공동주변 손상영역에서 발생하는 암반의 팽창 및 스팔링 현상을 인공암석재료로 제작된 직사각형 보의 휨 압축 실험을 통하여 구현하였다. 본 실험은 일반적인 보의 4점 휨 실험에 대한 변형으로서, 축 방향 압축과 휨 하중을 동시에 가함으로서 실제 대심도 굴착 시 공동주변에 발생하는 응력 조건과 유사한 불균등(Non-uniform) 압축응력 상태를 적절히 모사하도록 설계되었으며, 이러한 응력조건 하에서 발생하는 암석의 팽창 및 스팔링 현상을 고찰하였다.

본 연구의 실험결과 지하공동에서 실측된 결과와 거의 유사한 응력수준에서 암석의 팽창 및 스팔링 현상이 가시적으로 관측됨을 알 수 있었다. 아울러 본 연구에서

¹정회원, (주)서영 엔지니어링 지하공간팀 부장

²정회원, 서울 산업대학교 건설공학부 조교수

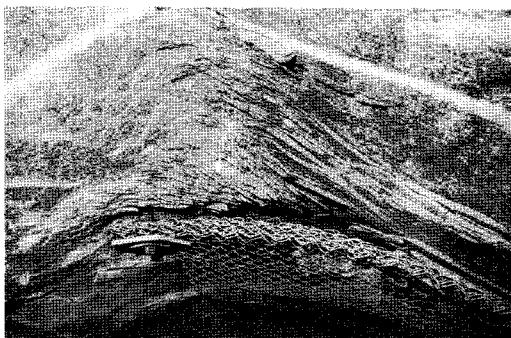
*교신저자: 이용주 (E-mail: ucsyjl@snu.ac.kr)

는 개별요소법(Discrete Element Method)을 이용한 수치해석 프로그램인 PFC2D를 이용하여 보의 여러 지점에 대한 응력경로를 추적함으로서 응력의 전이를 통한 암석의 팽창 및 스플링 거동을 분석하였다.

2. 과지압을 받는 대심도 지하공동의 파괴모드

대 심도에 굴착되는 지하공동은 일반적으로 높은 현지응력과 이에 따라 유도된 공동벽면의 접선응력 집중으로 인하여 그림 1(a)와 같이 공동주변 암반이 양파껍질 모양으로 겹겹이 파괴가 되는 스플링 현상을 경험하게 된다. 캐나다 AECL¹⁾의 URL(Underground Research Laboratory), 스웨덴 SKB²⁾의 Äspö Hard Rock Laboratory 등에서 보고된 결정질 경암의 현장시험 결과 이러한 스플링 현상은 암반의 상태가 균열의 유무에 상관없이 그림 1(b)에 보인 것처럼 실험실 압축강도의 약 30% ~ 50% 수준에서 발생되는 것으로 알려져 있다(Martin, 1997; Andersson, 2007). Brace et al.(1966), Tapponier and Brace(1976), Lajtai(1974), Martin and Chandler(1994) 등 많은 연구자들의 연구결과도 상당수의 암석에 있어서 실내실험 일축압축강도의 40%~60% 수준에서 암석의 팽창이 시작되고 하중 축 방향과 평행한 균열이 개시되는 유사한 결과를 보여주었다.

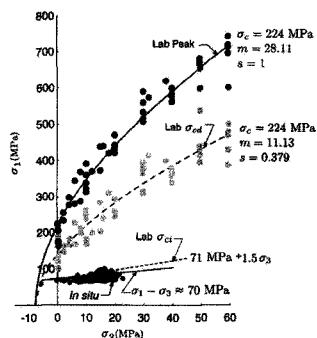
Martin(1997)과 Andersson(2007) 등은 현지에서 관측된 AE³⁾를 통해 추정된 스플링의 강도는 일축압축실



(a) Mine-by test tunnel 천단부에서 발생한 스플링 현상
(URL, Pinawa, Manitoba, Canada, after Martin, 1997)

험에서 측정된 축 방향(lateral direction) 시료팽창 시작점과 상당히 일치한다고 보고하였으며, 비록 이들이 제시한 현지 암반지반의 강도감소는 주로 원형공동에서 관측된 결과를 토대로 주장한 것이긴 하나, 원형이 아닌 다른 유형의 공동에서도 유사한 결과를 보여주는 것으로 보고되고 있다(Martin et al. 1999). 따라서 스플링에 대한 현지 암반강도는 대부분 실험실에서 측정된 암석의 압축강도에 훨씬 못 미치는 수준임을 알 수 있으며, 비록 많은 경우에 있어서 현지에서의 암반의 스플링 강도와 실험실 압축시험의 팽창개시강도가 일치되는 것으로 보고되어오긴 하였으나, 실제로 실내 압축강도 실험의 팽창개시 응력수준에서는 스플링이 발생하지 않기 때문에 이러한 일치가 단순히 우연적인 것인지 아닌지 명확하게 밝혀져 있지 않은 실정이다. 이러한 문제점을 해결할 방법으로서 스플링과 암석의 균열팽창 거동특성을 반영할 수 있는 실험적 접근방법이 수십년 동안 지속적으로 연구되어 왔다.

Hoek(1965)은 25 mm 직경의 흙을 포함하는 플레이트를 이용하여 원형공동 주변에 발생하는 균열파괴 특성을 연구하였으며, Hoek(1965)의 연구이후 유사한 실내시험 방법들(Gay, 1973; Santarelli and Brown, 1989; Ewy and Cook, 1990; Lee and Haimson, 1993; Dzik, 1996; Sellers and Klerck, 2000)이 다각도로 시도되었으나, 대부분의 이러한 시도들은 직경 6~110 mm에 이르는 비교적 작은 규모의 공동에 한정되었으며, scale



(b) 실험실에서 구한 암석의 일축 및 균열개시 강도와 현지 암반 강도 비교

그림 1. 대심도 지하공간에서 발생하는 스플링 현상의 예

1) Atomic Energy of Canada Limited.

2) Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company.

3) Acoustic Emission.

effect 등에 의한 영향으로 제대로 스파링을 거동을 모사하는데 있어서 한계가 있었다. Martin et al.(1994)은 직경 75 mm 이하인 소규모 공동에 대해서는 강도에 대한 Scale effect에서 자유롭지 못하다고 지적하였다.

본 연구에서는 직사각형 보 시료를 이용하여 스파링과 암석의 팽창개시 응력과의 관계를 조사하였다. 대심도 지하공동에서 발생하는 응력경로에 최대한 상응하는 응력경로를 구현도록 설계된 축 방향 압축 휨 실험을 통하여 유사 응력조건하에서 스파링 및 암석의 팽창특성의 파악이 가능할 것으로 기대되며, 소규모 원형 공동 실험의 단점인 스케일에 대한 문제점을 어느 정도 해결해 줄 수 있을 것으로 기대된다.

3. 축 방향 압축 보의 휨을 통한 스파링 파괴모드 실험

그림 2(a)에 설명한 바와 같이 과거 암 하의 지하공동 주변 지반은 공동벽체에 평행한 방향으로 분포하는 불균등 압축 접선응력의 집중과 이에 따라 형성되는 확장 인장균열에 기인한 잠재적인 모멘트 하중을 동시에 받는다. 이러한 응력조건은 그림 2(b)와 같은 일축 혹은 삼축과 같은 종래의 실험실 압축응력시험만으로는 구현되기 어려운 경계조건이 요구된다.

이와 가장 유사한 경계조건을 갖는 구조부재는 PC (Prestressed Concrete) 보(beam)로서, PC 보는 압축과 휨에 모두 저항할 수 있도록 개발되어, 외부하중 적용 시 PC 보 내부에 걸리는 응력분포는 불균등한 압축응력 분포를 보이게 된다. 이러한 응력분포는 그림 3과 같이

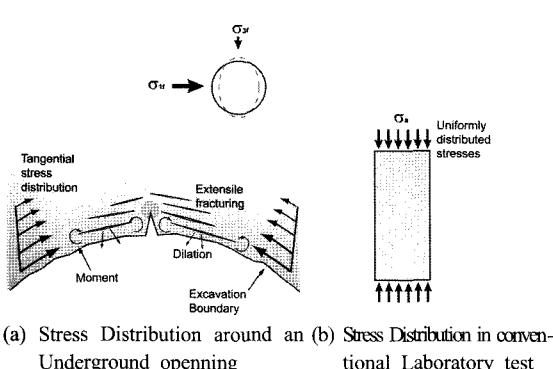


그림 2. 지하공동 주변의 불균등 접선응력 분포

기존 보의 3점 혹은 4점 휨 조건에 단순 일축압축 조건을 합한 것으로, 지하공간과 유사한 불균등 응력상태의 경계조건을 만족시킬 수 있다.

그림 3에서 제시한 경계조건을 토대로 본 연구에서는 이와 가장 유사한 경계조건을 만족시킬 수 있는 실험 장치를 고안하였다. 본 절에서는 대심도 지하공동 주변 암반과 유사한 응력조건을 갖는 실내실험을 통하여 스파링 현상과 주변지반의 팽창 현상에 대하여 고찰해 보고, 이와 관련한 개별요소법을 이용한 수치해석적 접근은 4절에서 논의하기로 한다.

3.1 실험에 사용된 인공재료의 물리적 특성

실험에 사용될 인공 암석재료는 실내실험의 특성상 연암정도의 강도 및 강성을 지니면서 동시에 취성특성을 갖는 재료가 요구되었으며, 이에 따라 북미에서 앵커볼트를 정착시키는데 사용되는 “Sulfaset”을 이용하였다. 본 재료는 연암 혹은 그 이하정도의 낮은 압축강도를 지니며, 전형적인 경암의 취성특성을 동시에 지닌다. 또한 몰딩 후 30분 내에 최대 압축강도의 80%를 나타내는 매우 짧은 양생시간이 요구된다. 일반적인 몰딩재료들과 마찬가지로, 본 재료의 강도 및 강성은 혼합시의

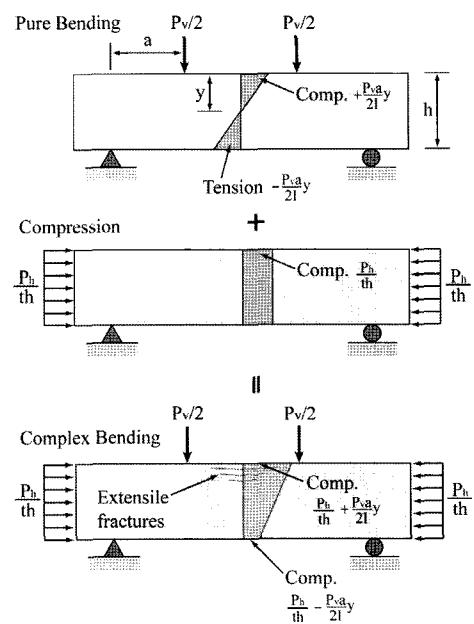


그림 3. 불균등 압축응력의 경계조건

초기 합수량에 의존한다. 따라서 실험재료의 균일성을 고려하여 Sufaset의 중량대비 합수량 50%로 고정하였으며, 몰딩 후 3일간 항온, 항습 실에서 양생하였다. 또한 암석에서 일반적으로 보이는 특징 중의 하나인 불균질성(heterogeneity)을 고려하기 위하여 중량대비 10%의 콘트리트 혼합용 모래를 혼합하였다.

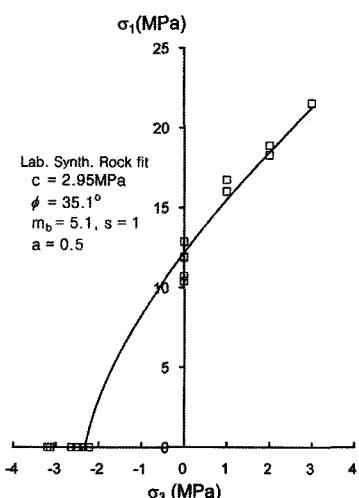


그림 4. 인공 암석재료의 파괴 포락선

표 1. 인공 암석재료로 사용된 Sulfaset의 강도특성

σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	E (GPa)	c (MPa)	ϕ (deg)	s	m_b
11.6 ± 1.0	2.6 ± 0.3	2.5 ± 0.5	2.95	35.1	1	5.07

σ_c 일축압축강도, σ_t 간접 인장시험 강도, E 탄성계수, c 점착력, ϕ 내부마찰각, s , m_b Hoek-Brown 재료정수, \pm 표준편차

본 재료의 일축압축강도 및 인장강도는 일축압축시험 및 Brazilian 시험으로 구하였으며, 그 외 전단강도 정수들은 Hoek Cell을 이용한 삼축압축시험을 통하여 구하였다. 각 실험들을 통하여 산정된 물성 값들은 표 1에 나타내었다.

암석의 불균질성을 묘사하기 위하여 모래가 혼합되었지만, 표 1에 나타난 물성 값들은 비교적 균질한 재료적 특성을 보여주고 있다. 그림 4는 RocLab (RocScience 2002a) 프로그램을 이용하여 Hoek-Brown 파괴 포락선에 피팅하여 구한 재료의 강도 정수들을 보여주고 있다. 표 1의 c , ϕ , s 및 m_b 값은 이러한 피팅 결과로부터 얻어진 정수들이다.

3.2 축 방향 압축 휨 실험장비

실험에 사용된 시료는 높이 88.9 mm, 두께 114.3 mm, 길이 406.4 mm의 직사각형 보이며, 균일한 양생조건 및 양생 중 재료의 팽창으로 인한 과도한 변형을 막기 위하여, 10 mm두께의 철제몰드를 사용하였다.

축 하중 및 휨 하중은 그림 5에 보인 것처럼 유압 액을 이용하여 가하도록 설계되었다. 시료의 하부는 인장응력 발생으로 인한 초기 인장파괴로부터 보호되어야 하

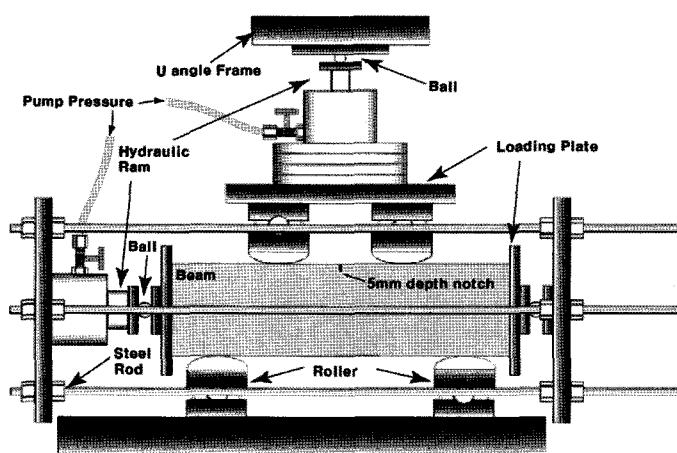


그림 5. 축 방향 압축 휨 실험 장비 개요도

므로 이를 위해서는 일정한 하중 비를 유지하여 시료의 파괴 시까지 압축응력분포를 유지하도록 하여야 한다. 예비해석 결과 축 방향에 대한 휨의 최적 하중 비는 3:1로 선정되었으며, 따라서 실험 중 축 방향 대비 압축하중은 일정하게 3:1로 유지되었다. 이러한 하중 비는 유압재의 크기를 일정 하중 비에 맞게 제작하고 Syringe pump를 이용하여 충분히 느린 재하속도(50 kPa/min)를 적용함으로서 파괴 시까지 일정 하중 비를 유지할 수 있었다. 이 정도의 재하속도는 시료의 파괴 진행단계를 관측하기에 충분히 느린 것으로 판단되며, 하중은 10초 간격으로 컴퓨터 데이터 로거에 기록하도록 하였다.

축 방향 프레임은 25 mm 두께 판과 연결된 30 mm 직경의 철제 로드 6개로 지지되었으며, 휨을 가하도록 지지되는 연직 프레임은 10 mm 두께의 “ㄷ”형강으로 지지되었다. 각각의 하중에 대하여는 모멘트 및 편심하중 발생을 최소화하기 위하여 유압 재와 플레이트 사이에 철제 베어링(bearing)이 설치되었다.

일반적으로 원형 터널형상의 굴착 조건에서는 공동벽체의 곡률에 의하여 접선응력이 집중되나, 본 실험에 사용된 직사각형 시료의 경우, 원형터널과 같은 곡률에 의한 현저한 응력집중 현상이 발생할 가능성이 희박하므로, 응력의 집중을 위하여 시료의 상부 중간에 폭 1 mm, 깊이 5 mm의 노치(notch)를 설치하였다.

이렇게 설치된 노치는 Martin et al.(1997)이 주장한 원형터널 주변에서 스플링은 터널막장의 모서리 단부에서의 응력집중에 따라 발생하는 노치의 역할과 유사하며, Martin et al.(1997)은 이러한 노치에서의 응력집중으로 인하여 스플링이 시작된다고 주장하였다.

직사각형 보의 중심에서 압축 및 휨에 의한 변위는 시료중심의 상단 및 하단부에 LVDT를 설치하여 시료의 파괴 시까지 기록될 수 있도록 하였다.

3.3 실험결과

직사각형 보 시료의 중앙 상단에 발생하는 응력은 식 (1)과 같이 응력집중계수를 도입한 휨 공식으로 구할 수 있다(Hibbeler 1997).

$$\sigma_f = k \left(\frac{P_a}{A} \pm \frac{M}{I} y \right) \quad (1)$$

σ_f 압축응력, P_a 축력, A 단면적, M 모멘트, I 관성 모멘트, y 중립축 거리, k 응력집중계수

여기서, 응력 집중계수 k 는 노치 tip의 곡률과 시료의 크기에 따라 좌우되므로, 산술적으로 추정하기가 현실적으로 어렵다(Lipson and Junivall 1963). 따라서 본 연구에서는 수치해석을 이용하여 응력집중계수를 산정하였다. 그림 6은 2차원 유한요소 해석 프로그램인 Phase2D (RocScience 2002b)를 이용하여 추정한 노치 tip 주변의 응력분포 결과이다. 그림 6에서 본 실험과 동일한 경계조건을 적용하여 연속체 해석 결과로부터 응력집중계수는 3.3으로 산정되었다. 그림 7은 식 (1) 및 수치해석으로 산정된 응력집중계수를 적용하여 계산한 노치 tip에서의 응력과 시료중심에서 측정한 변위와의 관계를 보여주고 있다. 그림 6에서 추정된 k 값은 탄성해석으로 추정된 값이므로, 탄성적인 응답에 대해서만 적용이 가

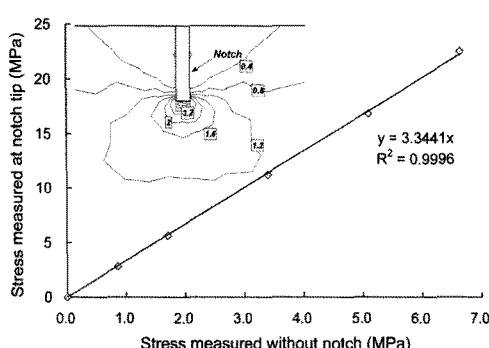


그림 6. 2차원 연속체 해석으로 산정된 응력집중계수

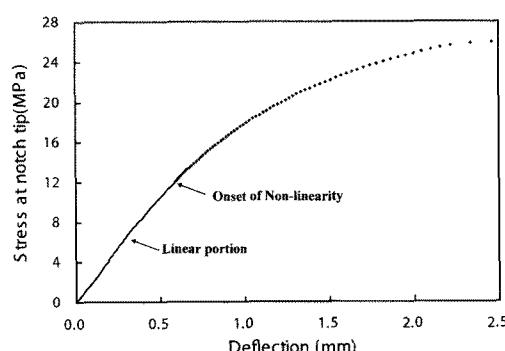


그림 7. 응력집중계수를 적용한 노치 tip 응력

능하고, 노치 tip의 항복개시 이후에 발생하는 실제응력은 추정하기 힘들다. 그러나 그림 7에 나타낸 응력변위 결과에 따르면, 재료의 비선형거동은 표 1에 제시한 시료의 일축압축 강도에 유사한 12 MPa에서 시작됨을 보여준다. 노치 tip에서 추정된 응력집중 계수 k 가 3.3임을 감안하면, 이러한 결과는 Martin et al.(1997)이 주장한

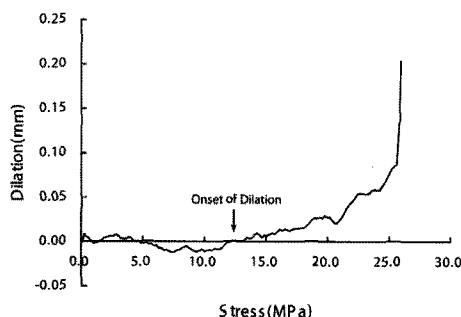
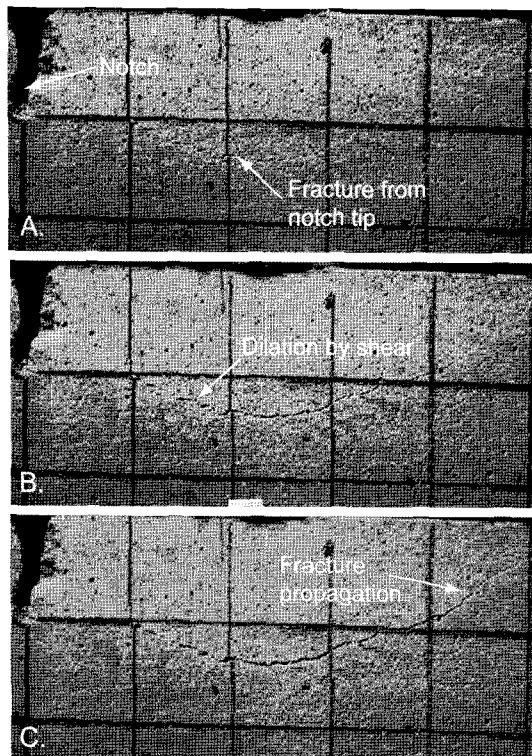


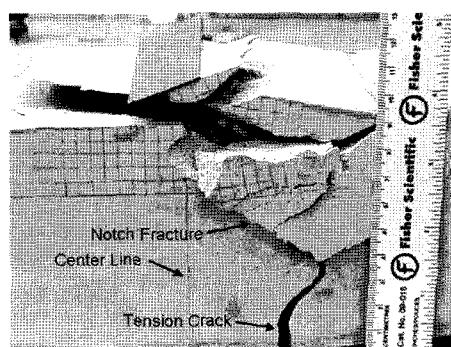
그림 8. 노치 tip 응력과 균열 팽창과의 관계

바와 같이 터널주변에서의 스팔링 개시응력이 실내 일축압축강도의 1/3수준에 매우 유사함을 알 수 있다.

Andersson(2007)이 지적한 바와 같이, 스팔링 현상에 있어서 가장 중요한 특성중의 하나는 스팔링에 기인한 주변지반의 팽창특성이다. 본 실험에 있어서 변위는 보중앙의 상단과 하단에서 동시에 측정되었으며, 재료가 균질하고 탄성적으로 거동을 한다면, 상 하단의 변위는 동일해야하며, 만약 그 차이가 발생한다면, 이는 재료의 균열에 의한 팽창으로 생각해볼 수 있다. 그림 8은 본 실험에서 변위 차로 측정한 실험재료의 균열 팽창특성을 보여준다. 측정결과 재료의 팽창은 그림 7에서 비선형 응답의 개시시점과 유사한 12.5 MPa에서 시작됨을 보여주고 있다. 실제 육안 관측결과로도 그림 9(a) 첫 번째 균열이 상기 응력레벨에서 노치 주변에서 발생하였으며, 이러한 결과는 응력변위 곡선의 비선형 개시점이 시료의 직접적인 관찰결과와도 일치하고 있음을 보여주고 있다. 그림 9(b) 및 (c)는 시료가 최종 파괴시의



(a) 노치주변 균열진전 상황



(b) V 형상 노치 파괴



(c) Beam 상단부에서 발생한 스팔링 파편

그림 9. 최종 파괴시 균열 발달 및 시료행상

모습을 보여준다. 그림 9에서의 결과는 그림 1에서 보인 바와 매우 유사한 스플링된 파편을 보여주고 있으며, 이러한 보의 파괴형상은 일반적인 단순 휨 파괴 형상과 매우 상당한 차이가 있음을 알 수 있다.

상기 실험결과, 본 연구에서 제시한 실내 실험 장치를 이용하여 대심도 지하공간에서 발생하는 스플링 현상이 충분히 모사가 가능함을 알 수 있었으며, 스플링의 개시점이 재료 혹은 지반의 팽창개시 점과 상당히 유사함을 보여주었다. 다만, 그림 5에서 사용된 실험장치의 프레임 강성은 재료의 강도와 비교시 충분히 크지 않았던 것으로 사료되는 바 이에따라 균열의 개시와 거의 동시에 시료의 전반적인 파괴가 짧은 시간에 발생하여, 충분한 균열발달 단계를 추적하는데 한계가 있었다. 이러한 한계점은 추후 후속 연구 시 고려해야 할 사항으로 사료된다.

4. DEM 해석을 통한 스플링 파괴모드 시뮬레이션

4.1 개별요소법을 이용한 모델링

본 연구에서는 개별요소법에 의한 수치해석적 접근방법으로서 상용 프로그램인 PFC2D를 이용하였다. PFC2D는 개별요소법(Distinct Element method)에 근거한 2차원 수치해석 프로그램으로서 연속체 역학에 근거한 유한요소법과같이 요소망이 필요한 종래의 수치해석 기법과 달리 특별한 요소망의 생성 없이 일정한 크기의 wall 요소로 구속된 경계 내에 생성되는 개개의 구형(sphere element) 또는 원통형(disk element) 입자요소들을 사용하여 모델링하는 기법이다.

표 2. PFC 입력치 설정결과(Cho et al 2007)

R_{\min}	0.25 mm	E_c	1.4 GPa
R_{\max}/R_{\min}	1.5	k_n/k_s	2.5
$\bar{\lambda}$	1.0	\bar{E}_c	1.4 GPa
μ	0.75	\bar{k}_n/\bar{k}_s	2.5
$\bar{\sigma}_n$	6.8 ± 1.7 MPa	clp_rad	0.37 ± 0.2 mm
$\bar{\sigma}_s/\bar{\sigma}_n$	1.0	Unit weight	$1,830$ kg/m ³

R_{\min} 최소입자반경, R_{\max}/R_{\min} 입자반경비, $\bar{\lambda}$ 본드반경비, μ 입자마찰계수, $\bar{\sigma}_n$ 연직본드강도, clp_rad 클럽프 반경, $\bar{\sigma}_s/\bar{\sigma}_n$ 본드강도비(전단/연직), E_c 접점탄성계수, \bar{E}_c 본드탄성계수, k_n/k_s 접점강성비, \bar{k}_n/\bar{k}_s 본드강성비

본 기법을 이용하면 비 균질 크기의 강체입자로 이루어진 재료의 기계적인 거동을 모사하는 것이 가능하다. 이를 강체 입자들은 각각의 접점에서 상호작용을 하며, 이 접점에서는 입자들 간의 연직강성(normal stiffness) 및 전단강성(shear stiffness)이 존재한다.

암석과 같이 강한 접성재료의 모델링 시에는 이를 접점에 접착강도(bonding strength)를 부여함으로서 모델링 할 수 있으며, 이러한 암석 모델링 시 접점에 대하여 국부응력이 접착강도를 넘어설 시 입자간의 접착성은 파괴되는 것으로 간주되며 이러한 미세입자 거동은 실제 암석에서 일어나는 미세균열현상과 유사한 모델링 효과를 가져와 전체 암석의 강도 및 강성에 영향을 미치게 된다.

이러한 재료들의 모델링 시, 연속체 역학과 비교하여 무엇보다 가장 두드러진 차이점은 PFC를 이용한 모델 기법은 입자간의 미시거동(micro-behaviour)에 근거를 하기 때문에 재료의 항복을 정의하는 Mohr-coulomb, Hoek-Brown, Drucker-Prager 등의 거시거동(Macro-behaviour)에 근거한 특정한 항복기준이 필요 없고 또한 항복후의 거동을 규정하는 associate flow rule이나 non-associate flow rule 같은 특정 flow rule이 요구되지 않는다는게 있다. 다만, 입자 간의 움직임(movement)과 입자 간에 발생하는 힘 및 모멘트 그리고 그에 상응하는 변위는 뉴튼의 운동방정식(Newton's second law)에 의하여 지배된다.

4.2 인공암석재료의 모델링을 위한 입력변수 추정

PFC는 입자간의 접점 구성 방정식을 이용하는 단순 모델링 기법이나 실제 거시거동을 모사하기 위한 정확

표 3. PFC 해석에 의한 재료의 강도특성

σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	E (GPa)	c (MPa)	ϕ (deg)	s	m_b
12.27	2.24	2.51	2.9	36.1	1	5.48

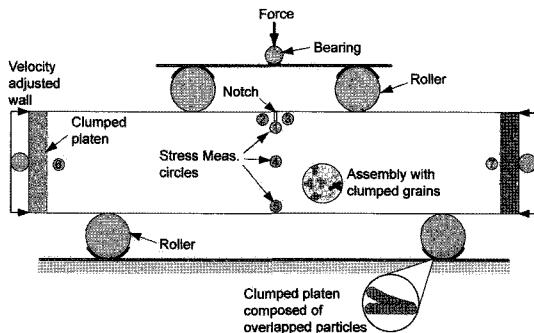


그림 10. 축 방향 압축 휨 실험 모델링 개요도

한 입자간의 입력변수를 선정하기는 매우 까다롭다. 이러한 입력변수는 실험실에서 구한 재료거동과 모델거동과의 지속적인 비교를 통해서 구하는 방법이 현재로서 알려져 있는 최선의 방법이다.

Cho et al.(2007)은 본 연구에 사용된 Sulfaset 재료의 입력변수를 실제거동에 가장 잘 일치하도록 캘리브레이션한 최적의 입력변수를 선정하였다. 본 연구에서는 동일한 재료를 사용했으므로, 별다른 캘리브레이션 절차 없이 Cho et al.(2007)이 표 2에 제시한 동일한 입력값을 사용하였다. 또한, 표 2의 물성치를 적용하여 구하여 얻은 최종 해석 값은 표 3과 같다. 표 1과 비교해봤을 때, 실험으로 얻은 강도정수와 상당히 잘 일치함을 보여준다.

4.3 축 방향 압축 휨 시험 모델링

그림 10은 표 2에서 선정된 입력변수들을 이용하여 실험실 환경과 최대한 유사하게 모델링한 결과를 보여준다. 시료의 크기는 실제 실험에서 사용된 시료의 크기와 동일하게 모델링하는 것이 가장 바람직하겠지만, 선정된 입력치를 가지고 실제시료 크기와 동일하게 모델링을 할 경우 요구되는 입자들의 수는 10만개가 넘어가게 된다. 해석해야 될 입자의 양이 많으면 많을수록 더 많은 컴퓨터 메모리가 요구되며, 이는 상당한 계산시간이 요구된다. Potyondy and Cundal(2004)의 주장에 의

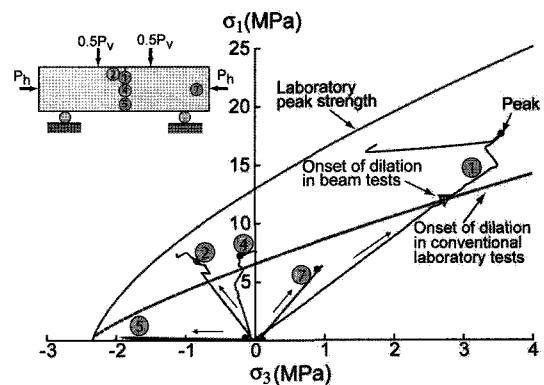


그림 11. 시료의 각 측점에서 추적한 응력경로 특성

하면, 압축하중에 지배되는 모델링의 경우, 입자의 크기가 시료의 크기에 비해서 상대적으로 충분히 작을 경우 스케일 영향은 시료의 크기에 크게 좌우되지 않는다고 하였다.

본 해석의 경우에 있어서도, 초기 예비해석을 통해서 스케일 영향은 크지 않음을 파악할 수 있었으며, 따라서 해석에 사용된 최적의 시료크기는 높이 22 mm, 길이 100 mm로서 실제 시료크기의 25%로 채택되었다. 다만, 시료의 두께는 2차원 해석의 한계 상 단위두께를 적용하였으며, 이에 따라 총 7000개의 입자가 생성되었다. 축 방향 압축 및 휨 하중은 실험실에서 가한 하중비와 동일한 비율을 유지하도록 wall 요소에 가하는 속도를 계산 중 지속적으로 조절하도록 모델링 했다. 시료 내 각각의 특정위치에서의 응력경로를 추정하기 위하여 총 7개의 응력측점을 설치했으며 PFC에서 제공하는 measurement circle 도직을 이용하여 시료의 파괴 시까지 응력경로가 파악되도록 하였다. 또한, 실험조건과 마찬가지로 시료의 상부 중앙에 노치를 설치하여 응력집중에 따른 거동이 파악되도록 모델링하였다.

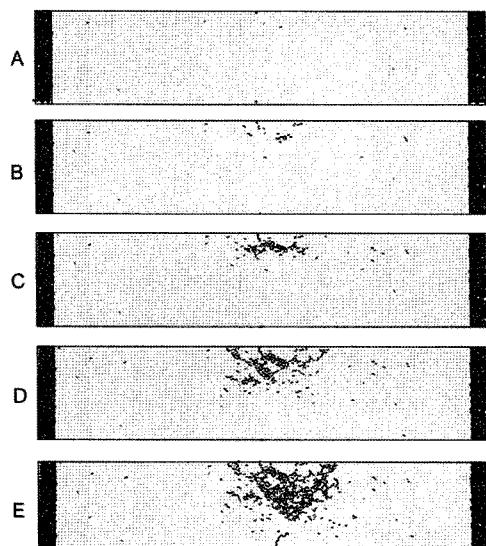
4.4 해석결과

그림 11은 시료에 설치한 각 측점에서 시료가 겪는 응력경로를 보여주고 있다. 그림 11에서 응력경로 ①번

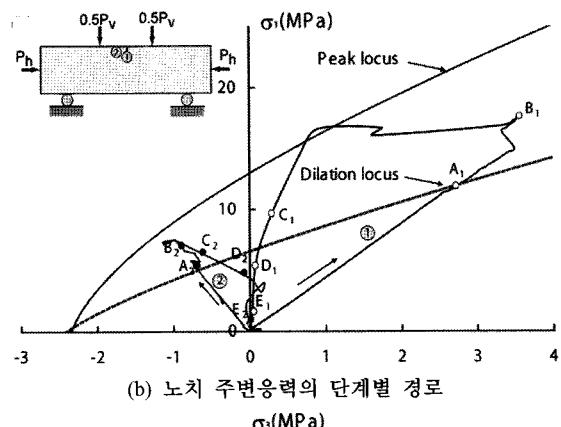
과 ②번 측점은 노치 tip 및 tip주변 응력경로를 보여준다. 두 측점이 비교적 유사한 위치임에도 불구하고 두 측점이 경험하는 응력경로는 상당히 상이한 결과를 보여주고 있다. 경로 ①은 구속 압과 압축응력이 동시에 증가하므로 압축방향으로 경로가 이동하는데 반하여 경로 ②는 전형적인 Brazilian 인장시험에서 볼 수 있는 응력경로와 매우 유사한 경로를 따르며, 결국 인장방향으로 경로가 이동함을 볼 있다. 경로 ⑦은 순수 압축상태의 응력경로와 유사할 것으로 예측되었으나, 시료 지점부, 단부 구속효과 및 휨 모멘트의 영향으로 경로 ①의 경우와 크기만 다를 뿐 유사한 경로를 보여주고 있다. 경로 ④는 경로 ②와 비슷한 거동을 보이며, 경로 ⑤는 전형적인 직접 인장시험에서 관측되는 경로와 유사한 경로를 보이나 경로 ①의 응력이 정점에 도달한 후에만 관측된다.

그림 11에서 각 응력경로의 둘트로 표시된 점은 경로 ①의 응력이 정점에 도달했을 시의 경로위치를 나타내며, 그림 11에 나타낸 어떤 응력경로도 실험실에서 얻어진 파괴 포락선에 접근하지 못하고 있음을 볼 수 있다. 또한 노치 주변에서 측정된 측점 ①, ②, ④의 경우 모두 재료의 팽창 포락선(dilation locus)을 초과했음을 볼 수 있다. 그림 7, 8에서 노치 주변에서 균열이 목격되는 시점이 재료의 팽창시작점 및 비선형 개시점인 12 MPa라는 것을 감안할 때 측점 ①이 시료의 균열 팽창 포락선을 교차하는 시점은 실험실 팽창개시 점과 매우 잘 일치함을 볼 수 있다. 이러한 결과는 Martin et al.(1997) 과 Andersson(2007)이 주장한 것처럼, 현지에서 스팔링을 발생시키는데 요구되는 응력수준이 실험실에서 균열이 개시되는 응력수준과 유사하다는 결과와 일맥상통 한다.

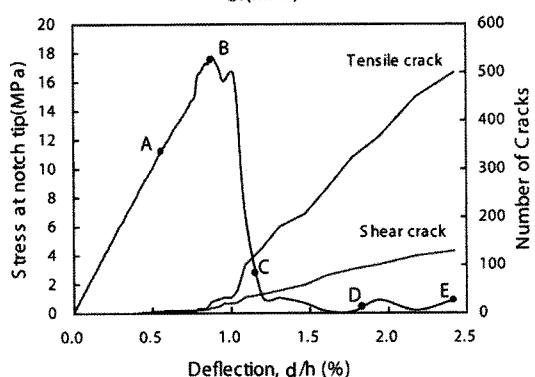
그림 12는 시료의 노치 주변에서 균열이 진전됨에 따



(a) 단계별 균열발달 형상



(b) 노치 주변응력의 단계별 경로



(c) 노치 tip 응력과 보의 변형관계 및 단계별 균열 발달타입

그림 12. 노치 주변 측점의 응력경로 및 단계별 균열발달 상황

라 노치 주변 측점(①, ②)의 응력경로 진행단계를 보여 주고 있다. 측점 ①은 응력경로가 팽창개시 포락선을 통과함에 따라(Stage A) 노치 주변 균열이 개시되며, 이에 따라 주변 응력이 재분배 되므로 이후 응력은 매우 복잡한 경로를 따라가게 된다. 반면, 이 단계에서 측점 ②의 경로는 팽창개시 포락선을 통과하나 측점 ①과 달리 인장 측으로 통과하게 된다. 이러한 경로진전에 따라 새로운 균열을 생성되며 이는 유효 구속압을 낮추는 결과를 가져와 구속압 저감에 따른 새로운 균열이 생성되게 되며(Stage B, C), 균열이 더 진전되면 전체적인 시료의 파괴형상은 노치 타입의 V형상을 띠게 되며(Stage D) 이에 따라 시료의 중앙부에서 재료의 유효 단면 저항 모멘트는 감소하므로, 하단부에 걸리는 과도한 인장으로 인하여 휩에 의한 인장파괴가 발생 된다(Stage E).

그림 12에서는 또한 각각의 균열 단계에 따른 균열타입도 같이 보여주고 있다. 노치 tip 응력이 정점에 도달하기 전 단계에서는(Stage A) 전단에 의한 균열과 인장에 의한 균열이 거의 동일하게 발생을 하나, 정점 이후부터는 인장에 의한 균열이 압도적으로 증가함을 보여 주고 있다. 이런 현상은 노치의 균열 진전에 따라 유효 구속압의 감소에 기인되는 것으로 사료된다.

5. 결 론

대심도에 굴착되는 지하공동은 높은 현지응력으로 인하여 공동주변의 암반이 양파껍질 모양으로 겹겹이 파괴가 되는 스팔링 현상을 경험하게 된다. 이러한 현지지반의 스팔링 강도는 여러 문헌에서 일축 혹은 삼축압축실험에서 측정된 측방향(lateral direction) 시료팽창 시작점과 상당히 일치한다고 보고되고 있다. 그러나 현지에서 발생하는 스팔링의 응력수준과 같은 응력수준의 실내 압축시험에서는 스팔링이 발생하지 않는다. 이러한 현장과 실험실의 괴리를 규명해보고자 하는 노력은 여러 가지 실험적, 해석적 방법으로 시도되어 왔으나, Scale effect, 원통형 형상시료의 한계 및 연속체, 균질체 가정에 대한 한계로 인하여 명확한 규명이 쉽지 않았다.

본 연구에서는 기존의 scale effect의 한계점을 극복해 보고자, 인공 암석재료를 이용한 측방향 압축 휨실험과 연속체 해석의 한계를 극복코자 수행한 PFC 해석을 통하여 다음과 같은 결론을 도출하게 되었다.

1. 측방향 압축 휨실험을 통하여, 기존의 scale effect 한계로 실험실 스케일에서 모사가 어려웠던 스팔링 현상을 모사하는게 어느정도 가능함을 보여 주었다. 다만, 보다 정확한 균열단계 추적을 위해서는 보다 강성이 큰 프레임이 요구될 것으로 사료된다. 본 연구에서는 프레임의 강성이 작은 관계로 균열의 개시와 거의 동시에 파괴가 발생하여, 정확한 균열발달 단계를 추적하는데 한계가 있었다.
2. 측방향 압축 휨실험 결과 균열에 의한 팽창의 시작은 계산된 노치 tip에서의 응력이 재료의 일축압축강도에 상응하는 12 MPa 정도에서 발생함을 알 수 있었으며, 이는 응력집중계수를 감안할 시 기존의 실험실 측방 팽창 응력수준과 유사함을 보여주었으며, 개별 요소법을 이용한 수치해석 결과도 균열의 개시는 노치 tip에서의 응력경로가 균열팽창 포락선을 교차하는 지점과 유사함을 보여주었다.
3. 개별요소법을 이용하여 노치 주변의 측점들에서 응력경로를 추정한 결과, 노치 tip에서의 경로는 압축 측으로 이동하는 반면 노치에 바로 이웃한 측점은 오히려 인장으로 이동하는 경로를 보였으며, 이들의 경로는 최대 파괴포락선보다 훨씬 못 미쳐서 항복에 도달하는 것으로 나타났다.
4. 본 연구결과 재료의 팽창개시 응력의 파악은 대심도 공동에 있어서 현지 지반의 스팔링을 발생시키는 응력수준을 간접적으로 파악하는데 있어서 보다 신뢰 할만한 지표가 될 수 있을 것으로 사료된다.

참고문헌

1. 박대성, 김영근 (2007), “암반응력의 분포특성을 고려한 터널거동 분석에 관한 연구”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제9권, 제3호, pp. 275-286.
2. 이강현, 방준호, 김진하, 김상호, 이인모 (2009), “지하 공동의 취성파괴 예측을 위한 암석물성 및 손상지수 평가”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제11권, 제4호, pp. 327-351.
3. 천대성, 정용복, 박찬, 전석원 (2007), “CWFS모델변수 결정을 위한 손상제어시험 및 이를 활용한 취성파괴모델링”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제9권, 제3호, pp. 263-273.
4. Andersson, J. C. (2007), “Äspö pillar stability experiment:

- rock mass response to coupled mechanical thermal loading”, PhD thesis, Royal Institute of Technology (Kungliga Tekniska Högskolan), KTH, Stockholm.
5. Brace, W. F., Paulding, B. and Scholz, C. (1966), “Dilatancy in the fracture of crystalline rocks”, *J Geophys Res*, Vol. 71, pp. 3939-3953.
 6. Cho, N., Martin, C. D. and Sego, D. C. (2007), “A clumped particle model for rock”, *Int J Rock Mech Min Sci*, Vol. 44, pp. 997-1010.
 7. Diederichs, M. S. (2000), “Instability of hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation”, PhD thesis, University of Waterloo.
 8. Dzik, E. J. (1996), “Numerical modeling of Progressive fracture in the compression loading of cylindrical cavities”, PhD, University of Manitoba.
 9. Ewy, R. T. and Cook, N. G. W. (1990), “Deformation and fracture around cylindrical openings in rock - I. observations and analysis of deformations”, *Int J Rock Mech Min Sci Abstr*, Vol. 27, pp. 387-407.
 10. Gay, N. C. (1973), “Fracture growth around openings in thickwalled cylinders of rock subjected to hydrostatic compression”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Abstr*, Vol. 10, pp. 209-233.
 11. Hibbeler, R. C. (1997), “Mechanics of material”, Prentice Hall.
 12. Hoek, E. (1965), “Rock fracture under static stress conditions”, National Mechanical Engineering Research Institute, Council for Scientific and Industrial Research, MEG383.
 13. Lajtai, E. Z. (1974), “Brittle fracture in compression”, *Int J Fracture Mech*, Vol. 10, pp. 525-536.
 14. Lee, M. and Haimson, B. (1993). “Laboratory study of borehole breakouts in lac du bonnet granite : a case extensile failure mechanism”, *Int J Rock Mech Min Sci Abstr*, Vol. 30, pp. 1039-1045.
 15. Lipson, C. and Juvinall, R. C. (1963), “Handbook of stress and strength”, Macmillan.
 16. Martin, C. D. (1997), “Seventeenth canadian geotechnical colloquium : the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength” *Can Geotech J*, Vol. 34, pp. 698-725.
 17. Martin, C. D. and Chandler, N. A. (1994), “The progressive fracture of lac du bonnet granite”, *Int J Rock Mech Min Sci Abstr*, Vol. 31, No. 6, pp. 643-659.
 18. Martin, C. D., Martino, J. B. and Dzik, E. J. (1994), “Comparison of borehole breakouts from laboratory and field tests”, *Proc. EUROCK'94*, SPE/ISRM Rock Mechanics in Petroleum Engineering, Delft, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 183-190.
 19. Martin, C. D., Martino, J. B. and Read, R. S. (1997), “Observations of brittle failure around a circular test tunnel”, *Int J Rock Mech Min Sci*, Vol. 34, pp. 1065-1073.
 20. Martin, C. D., Kaiser, P. K. and McCreathe, D. R. (1999), “Hoek-brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels”, *Can. Geotech. J.*, Vol 36, pp. 136-151.
 21. Potyondy, D. O. and Cundall, P. A. (2004), “A bonded-particle model for rock”, *Int J Rock Mech Min Sci*, Vol. 41, pp. 1329-1364.
 22. RocScience Inc. (2002a) RocLab 1.007, <http://www.rocscience.com>
 23. RocScience Inc. (2002b) Phase2D, <http://www.rocscience.com>.
 24. Santarelli, F. J. and Brown, E. T. (1989), “Failure of three sedimentary rocks in triaxial and hollow cylinder compression tests”, *Int J Rock Mech Min Sci*, Vol 26, pp. 401-413.
 25. Sellers, E. J. and Klerck, P. (2000), “Modelling of the effect of discontinuities on the extent of the fracture zone surrounding deep tunnels”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, pp. 463-469.
 26. Tapponnier, P. and Brace, W. F. (1976), “Development of stress-induced microcracks in westerly granite”, *Int J Rock Mech Min Sci Abstr*, Vol. 13, pp. 103-112.

접수일(2009.8.26), 수정일(2009.10.19), 게재확정일(2009.10.20)