

취성파괴에 관한 고찰

천대성, 박 찬 (한국지질자원연구원)
전석원 (서울대학교)

1. 서 론

암반구조물의 파괴는 초기응력의 크기, 무결암의 강도 그리고 단층이나 절리와 같이 암반 내에 존재하는 불연속면의 상태에 의해 좌우된다. 일반적으로 고심도에 건설되는 암반구조물의 경우 높은 현지응력과 공동의 굴착에 따른 유도응력으로 인해 공동 경계면에서 스폐링(spalling)이나 슬래빙(slabbing)과 같은 취성파괴(brittle failure)가 발생할 수 있다. 최근 고심도에 건설되는 암반구조물이 증가함에 따라 취성파괴의 발생사례가 증가하고 있으며, 더욱이 국내의 저심도 구간에서도 스폐링 현상이 보고되어 취성파괴에 대한 연구의 필요성이 요구된다. 그러나 아직까지 취성파괴에 대해 명확하게 규명되어 있지 않아, 본 보고에서 취성파괴현상을 규명하기위해 수행되었던 기존 연구결과를 중심으로 취성파괴에 대하여 요약, 정리하였다.

2. 취성이란?

취성(brittleness)은 암석의 중요한 역학적 특성 중 하나로서 작은 변형률이 발생하는 동안 급격하게 지지력이 감소하는 물질의 특성을 말하며, 종종 연성의 부족으로 정의된다(Hetenyi, 1966). 연성은 지지력의 손실없이 대규모 비탄성변형(non-elastic deformation)을 견딜 수 있는 물질의 특성을 말한다. Bieniawski(1967)는 취성과 연성이 물질의 특성이라기보다는 거동(behavior) 또는 과정(process)으로 규정되어야 한다고 주장하였으며, 이러한 주장은 모든 재료가 주변조건에 따라 서로 다른 유변학적 특징을 갖는다는 점을 고려할 때 타당하다.

연구자들에 따라 취성을 정의하고, 취성지수(brittleness index)를 정량화하는 데 각기 다른 여러 방법을 제안하였는데, 이는 취성이 재료의 특성뿐 아니라 기하형상, 크기, 재하조건 등에 따라 좌우되기 때문이다(Hucka & Das, 1974; Andreev, 1995; Hajiabdolmajid & Kaiser, 2003; Kahraman & Altindag, 2004). 이러한 주장은 Bieniawski의 주장과 일치하는 것이다. 암반공학분야에서 제시된 취성지수는 표 1과 같다. 그림 1은 취성지수에 사용된 변수의 도해적인 값을 나타낸다.

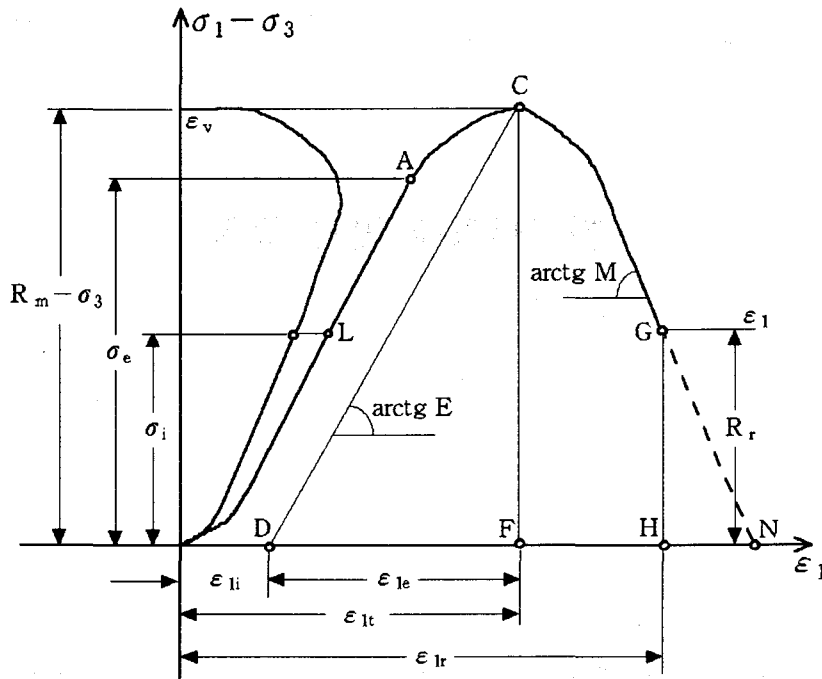


그림 1. 취성분류에 사용되는 정량적 변수(after Andreev, 1995)

표1에서 제시된 취성지수의 대부분은 암석이 취성인지 또는 주어진 조건에서 취성거동을 하는지의 여부를 결정할 수 있는 분류기준(classification scale)이 존재하지 않으며, 몇몇의 경우는 충분한 이유가 없는 경우도 있다. 예를 들어 B_{20} 는 암반의 응력상태를 나타내나 암석의 물성 또는 거동을 나타내지는 않는다. 그러나 그 이외는 대체로 의미면에서 유사하다. 제시된 취성지수는 결정의 간편성 때문에 유용하게 사용될 수 있으나, 실제 문제에 적용하기 위해서는 취성지수의 완결성과 적용성에 대한 검토가 요구된다.

일반적으로 암반공학분야에서 널리 이용되는 취성지수는 일축압축강도 대 인장강도의 비로 이들은 암반구조물에서 발생하는 파괴현상과 밀접한 관련이 있다. 역학적 의미로서 취성지수의 정의는 연구자마다 다르나 취성지수가 높을수록 다음과 같은 특징이 관찰된다(Hucka, 1974).

- low values of elongation of grains
- fracture failure
- formation of fines
- higher ratio of compressive to tensile strength
- higher resilience
- higher angle of internal friction
- formation of cracks in indentation

표 1. 취성지수

제안식	정의 또는 설명
$B_1 = \epsilon_{1i} \cdot 100(\%)$	파괴가 발생할 때까지의 비가역 축방향 변형률에 기초를 둔 절대 지수
$B_2 = \frac{\epsilon_{1e}}{\epsilon_{1t}} = \frac{\epsilon_{1e}}{\epsilon_{1i} + \epsilon_{1e}} = \frac{DF}{OF}$	파괴가 발생할 때까지의 완전 변형률과 탄성변형률 사이의 비
$B_3 = \frac{W_e}{W_t} = \frac{DCF}{OACF}$	시험동안 파괴가 발생할 때까지의 탄성적인 일, W_e 과 전체 일, W_t 사이의 비
$B_4 = \frac{W_i}{W_e} = \frac{OACD}{DCF}$	비가역적인 일, W_i 와 탄성적인 일, W_e 사이의 비
$B_5 = n = \frac{R_c}{R_t}$	일축압축강도 대 인장강도의 비. 취성분류에 대한 기준이 존재하지 않음
$B_6 = \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t}$	
$B_7 = \sin\phi = \frac{\partial\tau/\partial n}{1 + (\partial\tau/\partial\sigma_n)^2}$	Mohr의 강도 포락선에서 다음과 같이 정의. 직선의 경우 $B_7=B_6$ 가 된다.
$B_8 = \psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$	σ_1 에 대한 파괴면의 기울기
$B_9 = \frac{(R_m - \sigma_3) - (R_r - \sigma_3)}{R_m - \sigma_3}$	최대-잔류강도의 편차와 최대강도의 편차의 차이에 대한 비
$B_{10} = \frac{R_m - R_r}{R_m}$	$\sigma_3=0$ 일 때 B_9 와 같다
$B_{11} = \frac{R_r}{R_m}$	R_r 과 R_m 의 비
$B_{12} = \frac{\sigma_{1i}}{R_m}$	균열 개시응력 σ_{1i} 과 최대 강도 R_m 의 비
$B_{13} = \frac{\epsilon_{1r}}{\epsilon_{1r} - \epsilon_{1t}}$	파괴후 최대 응력변형률($\epsilon_{1r} - \epsilon_{1t}$)과 잔류변형률 ϵ_{1r} 의 비
$B_{14} = \lambda = \frac{M}{E} \approx \frac{OACD}{FCN}$	탄성계수 E에 대해 최대강도 이후의 감소되는 기울기 M의 비 $\lambda > 1$ 일 때 암석은 불안정하므로 취성이 된다.
$B_{15} = EM$	각도로 표현되는 E와 M의 곱 $B_{15} < 1$ 인 경우 암석은 불안정하므로 취성
$B_{16} = \frac{M}{E+M} \approx \frac{DCF}{OACF+FCN}$	$B_{16} > 0.5$ 이면 암석은 불안정하고 취성이다. B_{16} 은 다음과 같이 표현할 수 있다. $B_{16} = \frac{E\epsilon_{1e}}{E\epsilon_{1e} + M(\epsilon_{1r} - \epsilon_{1e})}$
$B_{17} = \frac{H_\mu - H}{k}$	연마된 암석표면에 대해 서로 다른 직경을 갖는 톱니모양의 흠을 낸 후, '매크로 톱니(macro-indenter)' $k(H_\mu > H)$ 의 경도 값에 의해 표현되는 취성지수
$B_{18} = qR_c$	Protodiakonov 시험에서 No.28 매쉬보다 작은 백분율 q로 취성도 판별
$B_{19} = \frac{W}{R_t}$	인장강도시험과 관련된 암석 파쇄에 대한 일, W로 표현
$B_{20} = h \leq \frac{d}{3}$	주의 깊게 천공한 후 코어가 두께 h, 직경 d를 갖는 디스크로 분리될 때 좌측과 같으면 암석은 취성이다.
$B_{21} = \frac{\epsilon_f^p - \epsilon_c^p}{\epsilon_c^p}$	Cohesion weakening Friction strengthening 모델에서 변형률 의존률로서 표현한 취성지수.

3. 취성파괴

경암 내 암반구조물의 파괴는 현지응력의 크기, 무결암의 강도 그리고 암반 내에 존재하는 불연속면의 상태에 의해 결정된다. 낮은 현지응력이 작용하는 암반의 파괴과정은 불연속면의 분포 특성에 의해 결정되나, 높은 현지응력이 작용하는 경우 유도응력(induced stress)에 의해 파괴가 발생되며, 일반적으로 취성파괴형태를 보인다. 암반의 취성파괴에 영향을 주는 핵심변수는 응력수준과 암반강도로서, 그림 2에서 보는 바와 같이 중간정도의 응력수준에서 생성된 균열의 영역은 암반구조물의 굴착면 근처에서 국부적으로 발생한다. 그러나 좀 더 높은 응력수준에서 발생된 균열은 굴착면의 전 경계로 넓어진다.

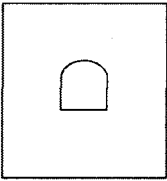
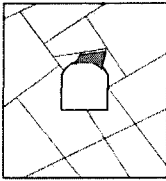
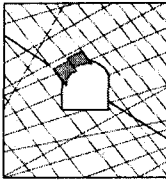
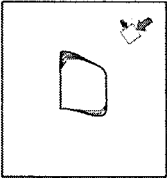
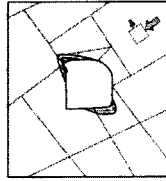
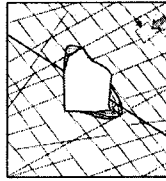


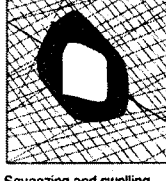
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 < RMR < 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 <p>Linear elastic response.</p>	 <p>Falling or sliding of blocks and wedges.</p>	 <p>Unravelling of blocks from the excavation surface.</p>
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$)	 <p>Brittle failure adjacent to excavation boundary.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.</p>
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 <p>Failure Zone Brittle failure around the excavation.</p>	 <p>Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.</p>	 <p>Squeezing and swelling of rocks. Elastic/plastic continuum.</p>

그림 2. 응력수준과 암반등급에 따른 취성파괴(after Hoek et al., 1995)

이러한 취성파괴의 발생은 암반이 충분한 강도와 지지력을 가지고 있음에도 불구하고 현지응력의 크기가 크거나, 터널의 형상과 현지응력의 방향에 의해 암반의 강도를 초과하는 응력집중이 발생하는 경우 나타날 수 있으며, 이러한 상태를 과지압상태(overstress condition)라 일컫는다. 여기서 과지압이란 단순히 암반 내 현지응력의 크기가 큰 경우를 의미하는 것은 아니다. 즉, 현지응력의 크기가 공학적으로 문제를 유발하는 경우는 굴착된 터널 주변의 암반이 현지응력수준에 비하여 상대적으로 강도가 작을 경우이거나, 암반이 충분히 강한 경우일지라도 이러한 암반의 파괴를 유발할 정도로 충분히 큰 현지응력이 작용하는 경우이다. 과지압 현상은 암반강도 및 현지응

력의 크기와 관련하여 크게 다음과 같이 두 종류로 구분된다(이대혁 등, 2004).

- 압출(squeezing) : 암반의 강도가 취약한 경우 과도한 과지압 조건에서 시간에 따라 이완영역이 지속적으로 확산되면서 내공변위가 증가하여 결국 대규모 파괴로 이어진다.
- 취성파괴(brittle failure) : 굴착 후 막장이나 천단/측벽의 암반이 시간에 따라 점차 판상으로 떨어져 나가거나(slabbing), 조각상으로 떨어져 나간다(spalling). 그러나 어느 이상 파괴심도에 이르면 파괴의 진전이 멈춘다. 일축압축강도 대 인장강도의 비가 10 이상인 암반에서 주로 발생한다.

과지압 현상을 고려하지 않고 암반의 파괴에 대한 또 다른 분류로는 연성파괴와 취성파괴로 분류하는 방법이 있다. 취성파괴의 발생은 σ_3 의 범위에 따라 달리 나타나며, 취성에서 연성으로 전이가 이루어진다고 하였다. 이와 관련하여 Schwartz(1964)는 σ_3 의 변화에 따른 암반 파괴 유형을 연성거동, 취성거동의 두 가지로 분류하여 취성파괴가 발생할 수 있는 σ_3 의 범위를 식 (1)과 같이 제시하였으며, Mogi(1966)는 동일한 실험을 실시하여 σ_3 의 범위를 식 (2)와 같이 제시하였다.

$$4.3\sigma_3 < \sigma_1 \quad (1)$$

$$3.4\sigma_3 < \sigma_1 \quad (2)$$

취성파괴는 암반돌출(rockburst)과 같은 급작스러운 방식과 스폴링이나 슬래빙과 같은 연속적이고 점진적인 방식이 있다. 암반돌출은 광산의 암주(pillar)에서 주로 발생되며, 스폴링이나 슬래빙은 공동 경계면에서 주로 발생된다. 공동 경계면에서 발생된 파괴영역은 "breakout", "dog-ear" 또는 "V-shape notch"로 일컬어진다. 현장결과로부터 스폴링은 공동주변에서 유도된 최대접선응력 영역에서 발생한다. 불안정하고 갑작스러운 취성파괴에 영향을 미치는 요소로 암반의 변형특성, 암반강도, 파괴후 응력-변형률반응, 재하시스템의 강성과 같은 4가지 변수를 고려할 수 있다.

취성파괴의 발생은 주로 고심도의 광산에서 보고가 되었으나, 최근 고심도의 암반구조물 건설이 증가함에 따라 터널이나 URL과 같은 암반구조물에서의 발생사례가 증가하고 있다. 특히 국내의 여수추가비축기지에서 발생한 취성파괴현상은 고심도가 아닌 저심도에서도 과지압에 의해 취성파괴가 발생할 수 있음을 보여주고 있다(그림 3 (a)).

국내·외에서 보고된 대표적인 취성파괴의 사례는 캐나다 AECL의 시험터널(그림 4 (a))을 비롯하여, 프랑스의 Mont Blanc 터널, 스위스의 Gotthard 터널, 노르웨이의 고속도로터널 등과 국내의 도수터널(그림 3 (b)) 등이 있다.

실내 시험에서의 취성파괴는 미소균열(microcrack)의 개시, 성장, 누적과 관련되어 있으며, 암석의 점착력과 마찰강도가 파괴가 진행되는 동안 동시에 발현(mobilized)되지 않고, 점착력은 마찰강도가 최대로 발현하기 전에 대부분 손실된다고 보고되었다(Martin & Chandler, 1994). 또한 취성 파괴과정동안 암석 내부에서 미소균열이 생성(microcracking)되거나 균열면을 따라 미끄러지는 현상(microsliding)이 입자크기의 규모에서 발생한다. 미소균열의 생성은 탄성정수와 강도를 저하시키고 취성거동을 야기한다. 이와 반대로 미소균열면을 따른 미끄러짐은 탄성정수와 강도의 저감을 거의 발생시키지 않고 연성거동을 야기한다. 이들 과정은 구속압(confining pressure)에 영향을 받아 구속압이 증가하면, 미소균열의 생성은 감소하고 미소균열면을 따른 미끄러짐은 증가한다.

암석의 파괴특성에 대하여 Hoek(1965)은 두 종류의 주된 파괴메커니즘을 제안하였다. 그 하나는 상대적으로 낮은 구속조건에서는 압축에 의한 인장균열(extensile crack)의 우세로 인해 인장형 파괴가 발생하여 축방향의 쪼개짐(splitting)이나 벽개(cleavage)형태의 파괴가 발생하며, 높은 구속조건에서는 전단파괴메커니즘에 의한 전단파괴가 발생한다고 보고하였다(그림 5).

앞에서 설명된 바와 같이 낮은 구속조건에서 암반의 약화 및 취성파괴의 발생은 압축에 의한 인장균열(extensile crack)의 형성이 주된 원인이라는 연구결과가 여러 연구자들에 의해 보고된 바 있다(Bombolakis, 1973; Stacey, 1981; Martin et al., 1997; Lajtai, 1998; Kaiser et al., 2000; Cho et al., 2004).

특히 Cho et al.(2004)에 따르면 고심도 영역의 현장결과들은 인장균열(extensile crack)의 발생이 취성암석에서 관찰되는 가장 중요한 현상으로, 인장균열들에 의한 스펀링은 집선응력의 집중에 의한 결과로서 발생한다고 보고하였다. 취성파괴에 대한 현장관찰로부터 이러한 인장균열의 발생이 암반의 팽창(dilation)을 유발하며, Martin et al.(1997)과 Lajtai(1998)의 스펀링 발생과정에 대한 현장관찰결과에 의해 뒷받침된다.

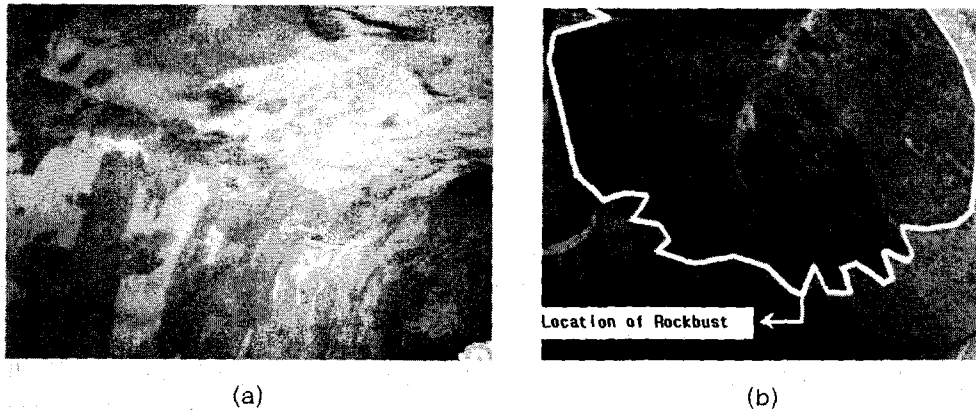


그림 3. 국내의 취성파괴사례; (a) 석유비축기지 (b) 도수터널 (after Lee et al., 2004)

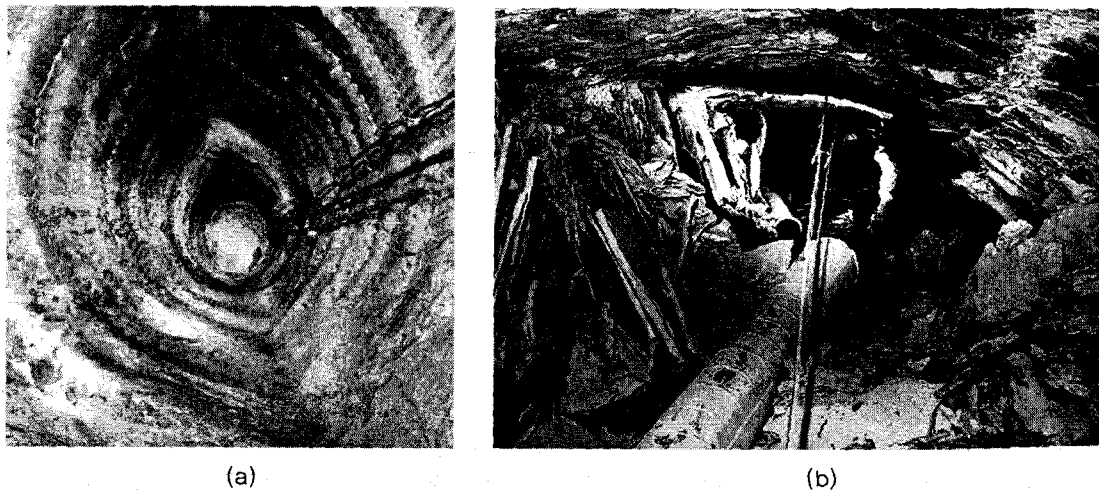


그림 4. 국외의 취성파괴사례; (a) AECL의 시험터널(after Martin, 2001), (b) 광산의 사각형터널(after Ortlepp, 1997)

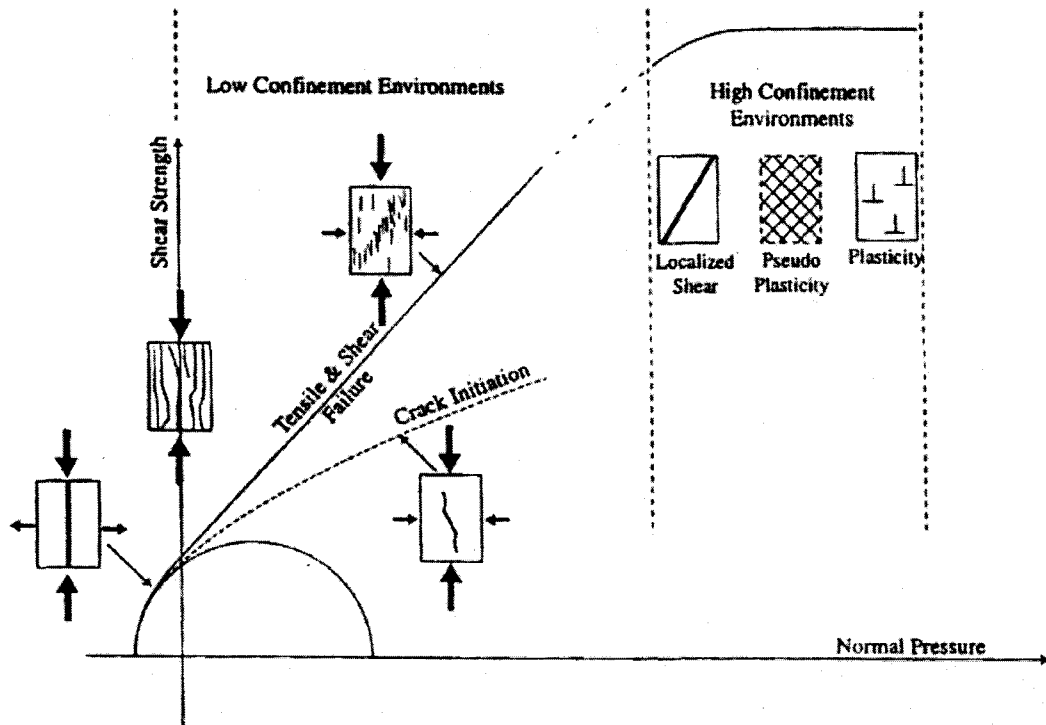


그림 5. 구속압에 따른 암석의 파괴메커니즘(after Hoek, 1965)

4. 취성파괴 해석모델

최근 응력에 의한 손상영역을 평가하고 해석하기 위해 운영되었던 캐나다 AECL의 URL에 대한 현장 측정결과가 보고되었다. 발파에 의한 손상을 배제하기 위해 TBM으로 굴착된 심도 420 m, 지름 3.5 m인 소규모 원형 시험터널의 천정과 바닥부에서 약 0.43 ~ 0.52 m의 노치형태의 파괴영역이 발생하였다(그림 4 (a)). Hoek-Brown의 파괴기준식과 구성모델을 바탕으로 유한요소 프로그램인 Phase2에 의해 수치실험이 수행되었다(Hoek & Brown, 1997). 그러나 그림 6에서와 같이 제안된 어느 모델로도 관찰된 V-형태의 파괴형상과 일치하는 파괴영역을 예측할 수 없었다. 이러한 결과는 전통적인 모델링 방법이 취성파괴심도를 심각하게 과소평가하고 공동주변의 파괴정도를 과대평가한다는 Read et al.(1998)에 의한 결론과 일치한다.

일반적으로 사용되고 있는 Mohr-Coulomb의 파괴기준이나 Hoek-Brown 파괴기준과 같은 전통적인 파괴기준식에서 압축환경에서의 파괴는 전단미끄러짐이 발생할 때만 일어난다. 이는 마찰강도가 파괴과정의 초기단계에서부터 관련되어 있다는 것을 의미한다. 이러한 가정에서는 전단파괴메커니즘이 주된 파괴메커니즘이 된다. 그러나 취성파괴과정에서 관찰되는 주된 파괴메커니즘은 인장파괴메커니즘이며, 암석 내부에서 인장균열의 발생은 입자들 사이의 결합력과 점착력을 감소시키고 마찰강도의 발현을 지연시킨다. 따라서 전단파괴메커니즘은 높은 구속조건($\sigma_3 > 0.5\sigma_c$)에서 파괴과정의 초기단계에서부터 주된 현상이며, 전통적인 파괴기준이 이와 같이 높은 구속조건에서는 타당함을 의미한다. 즉, 구속압이 증가함에 따라 파괴는 전단미끄러짐과 관련된 현상이 더 지배적이라는 의미를 갖는다. 그러므로 마찰강도와 점착력의 동시 발현(simultaneous mobilization)을 가정한 전통적인 파괴기준은 높은 구속압이 작용하는 환경에서 적합하다. 이로 인해 전통적인 파

과기준식에서 마찰파라미터의 사용은 취성파괴심도를 과소평가하며, 취성파괴의 개시시점과 최대 파괴심도를 예측할 수 없다고 보고되었다(Pelli et al., 1991; Martin, 1997).

이러한 결과는 연속체 역학을 이용하여 거친 균열의 열림으로 발생하는 균열과정을 모사하는데 있어, 균열을 포함하는 영역이 연속이어야 한다는 연속체의 가정으로 인해 균열개구 현상을 제대로 모사할 수 없다. 전통적인 파괴역학 역시 균열의 폭이 0 이라는 접근법은 균열개구과정을 모사하는 데 한계가 있다고 보고되고 있다(Lajtai, 1998). 또한 연속체 역학에서는 연상 또는 비연상 유동법칙(associated or non-associated flow rule)이 가정된다. 그러나 실내 시험에서 팽창의 시작은 최대강도보다 아주 낮은 응력수준에서 발생하고 시료의 항복이 팽창의 시작을 의미하지는 않는다. 현장시험의 경우 팽창의 시작은 종종 응력에 의해 유도된 팽창균열과 관련이 있다. 이런 응력에 의해 유도된 균열들과 관련된 변위들은 전통적인 구성모델들이나 연상 또는 비연상 유동법칙들을 사용해서는 설명할 수 없다. 다른 관점에서 살펴보면, 암석은 경화(hardening)현상 뿐 아니라 연화(softening)현상이 관찰되기도 한다. 소성연화현상(plastic softening)이 발생하는 경우에는 누적된 소성변형의 증가에 따라 항복곡면의 축소가 발생된다. 소성연화과정에서는 재료의 불안정성이 야기되므로 탄소성해석에서 소성연화거동을 다루는 데에는 아직까지 많은 어려움이 있다.

위에서 언급된 바와 같이 기존에 제시되었던 파괴기준이 실제 현장에서 발생하는 취성파괴영역을 해석하는 데 문제점을 내포하고 있어 이를 해결하기 위한 여러 모델들이 제시되었다.

Aglawe(1999)와 Martin(1993)은 손상영역의 범위를 추정하기 위하여 최대강도를 넘은 재료를 수치해석에서 제거하여 해석을 수행하였다. 그러나 이러한 방법은 인위적이며 실제 계측에 비해 손상영역의 범위를 2 ~ 3배 과대평가한다고 보고되었다. Martin et al.(1999)은 관찰된 취성파괴에 Hoek-Brown 기준을 맞추기 위해서는 $s = 0.11(1/3\sigma_{ci}$, σ_{ci} 는 균열개시응력)에서 m_b 의 값을 매우 작게 설정해야 한다고 보고하였다.

Hajiabdolmajid(2001), Hajiabdolmajid et al.(2002)은 실험실의 강도보다 상당히 낮은 응력수준에서 현지암반이 파괴에 이른 현상이 시험터널에서 약하게 발현된 현지강도에 기인하는 것으로 간주하였으며, 이러한 이유를 점착력과 마찰강도가 변형률에 의존하여 서로 다르게 발현된 결과로 보고 변형률의존 CWFS(cohesional weakening frictional strengthening) 모델을 사용하여 현장에서 계측된 파괴영역과 범위를 해석하였다. CWFS 모델은 AECL의 URL 현장에서 관찰된 취성파괴현상을 잘 모사하였으나, CWFS 모델에서 점착력이 잔류값으로 도달하는 소성한계변형률(plastic strain limit)과 마찰강도의 변화는 암석의 입자특성과 불균질성에 좌우되어 실내 시험과 현장결과의 비교로부터 보정되어야 하는 문제점이 있다.

Fang & Harrison(2001, 2002)은 실험에서 얻어진 암석의 파괴후 특성들로부터 감쇠지수(degradation index)를 정의하고, 이를 FLAC의 FISH에 의해 감쇠모델(degradation model)로 표현하고 실내 시험과 광주의 취성파괴 현상을 해석하였다. 그들은 감쇠모델을 적용하는 데 있어 응력과 강성의 감쇠정도를 규명하는 것이 실험적으로 어려움이 있다고 보고하였다.

Potyondy & Cundall(1998)과 Konietzky et al.(2001)은 입자결합모델에 의해 URL 주변에서 형성되는 노치와 터널주변의 손상영역을 해석하였다. 입자결합모델은 입자들의 운동으로부터 미소적인 파괴를 모사할 수 있는 장점을 가지고 있다. 그러나 윤경진(2002)의 연구결과에 따르면 일축압축시험결과로부터 얻어진 최적모델을 삼축압축시험에 적용하였으나, 실제 시험에서 얻어진 삼축압축강도보다 매우 낮은 최대강도의 결과를 산출하는 것으로 나타나 정량적인 입력변수의 산정기준과 입자구성방식에 있어 더 많은 연구가 필요한 것으로 나타났다.

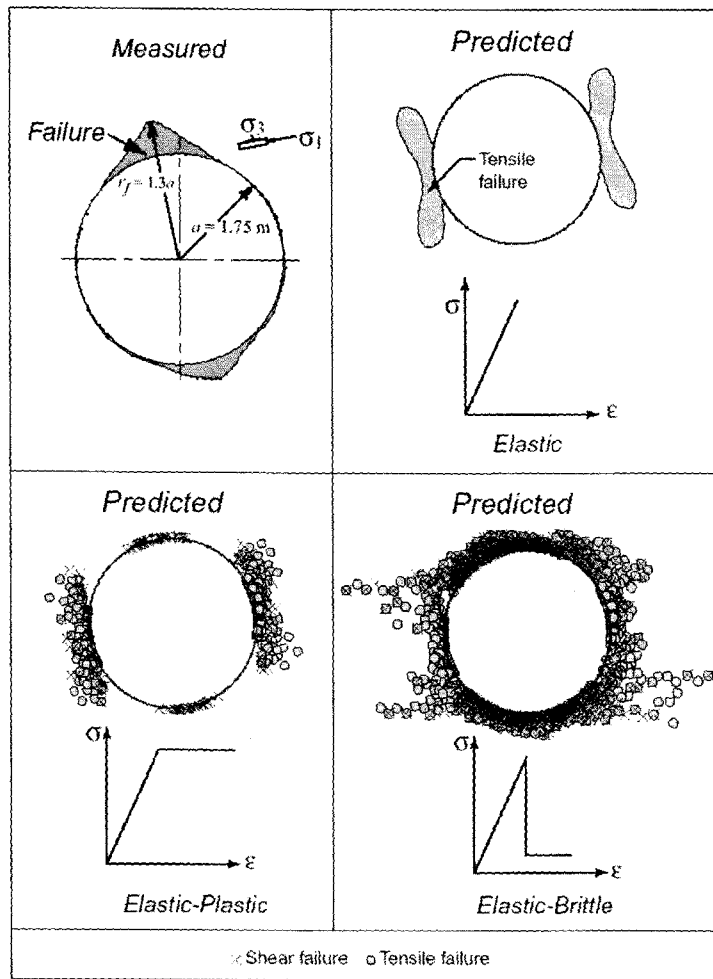


그림 6. 관찰된 파괴영역과 Phase2에 의해 예측된 파괴영역(after Read & Martin, 1996)

5. 실내시험과 현장에서의 취성파괴양상

보어홀 또는 공동에서 발생하는 취성파괴현상을 규명하기 위하여 물리모델(physical model)을 이용한 모형실험이 여러 연구자들에 의해 수행되었다. 모형실험은 대부분 일축압축시험 및 이축압축시험에 의해 수행되었으며, 공동 주변에서 발생된 파괴영역의 개시시점과 크기효과에 대한 연구가 주로 수행되었다(Hoek, 1965; Mastin, 1984; Haimson & Herrick, 1989; Ewy & Cook, 1990; Carter, 1992; Martin, 1993; Fakhimi et al., 2002; 성백옥, 2004; 배성호, 2004). 또한 보어홀에서 발생한 파괴정도로부터 현지응력의 크기를 평가하기 위한 연구가 수행되었다(Lee & Haimson, 1993; Haimson & Song, 1993; Haimson & Chang, 2002; Haimson, 2003).

물리모델을 이용한 여러 연구자들은 보어홀 주변의 파괴는 두 가지 형태의 균열(primary fracture, remote fracture)과 함께 공벽에서의 breakout이 발생한다고 보고하였다(그림 7). Martin et al.(1994)은 여러 연구자들이 수행한 실내 실험결과로부터 물리모델에서 보어홀의 파괴는 대규모 공동 주변에서 관찰되는 슬래빙과 관련된 동일한 응력수준을 보이지 않는다고 하였다. 특히 75 mm보다 작은 보어홀에서 파괴가 발생하기 위한 접선응력은 암석의 일축압축강도를 초과하며, 이는 곡률반경이 클수록 작아진다고 보고하였다(그림 8).

그러나 지하공동 주변에서, 대규모 형상과 대규모 곡률반경은 3D 기하형상에서와 같이 팽창 크랙의 전파를 구속하지 못한다. 야기된 팽창 크랙은 임의의 구속없이 쉽게 전파된다. 이러한 구속의 부족에 기인하여, 열린 크랙은 점진적으로 전파하고 미끄러짐에 기인한 마찰강도는 취성파괴의 초기단계에서 중요하게 발현하지 않는다. 이는 시험터널 주변에서 관찰된 매우 낮은 강도(슬래빙 과정과 관련이 있는 응력수준)를 설명할 수 있다. 응력수준은 실린더형 시편을 사용한 압축시험에서 얻은 UCS의 절반보다 작다(그림 9).

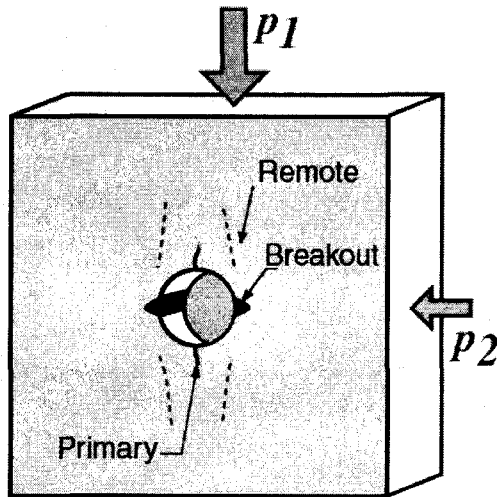


그림 7. 실내시험에서 관찰된 공동주변의 균열형태 (after Martin et al., 1994)

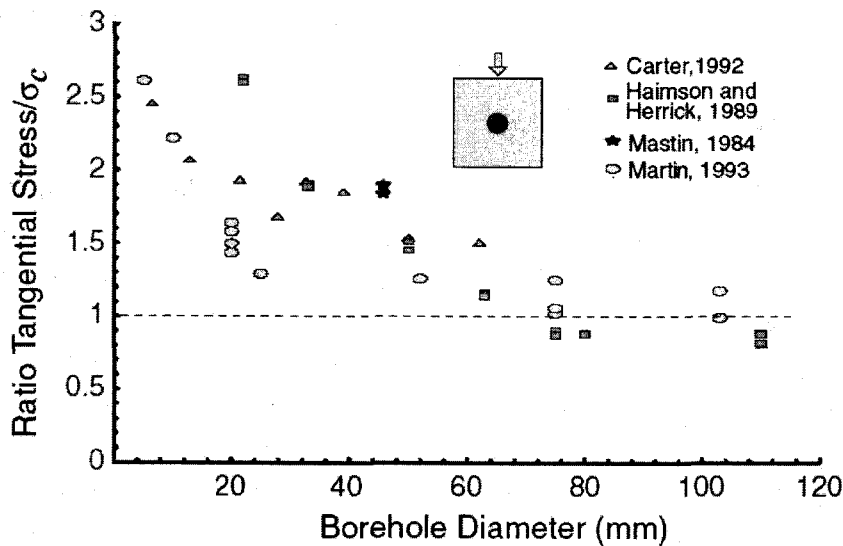


그림 8. 실내시험에서 보어홀 크기와 파괴개시응력과의 관계 (after Martin et al., 1994)

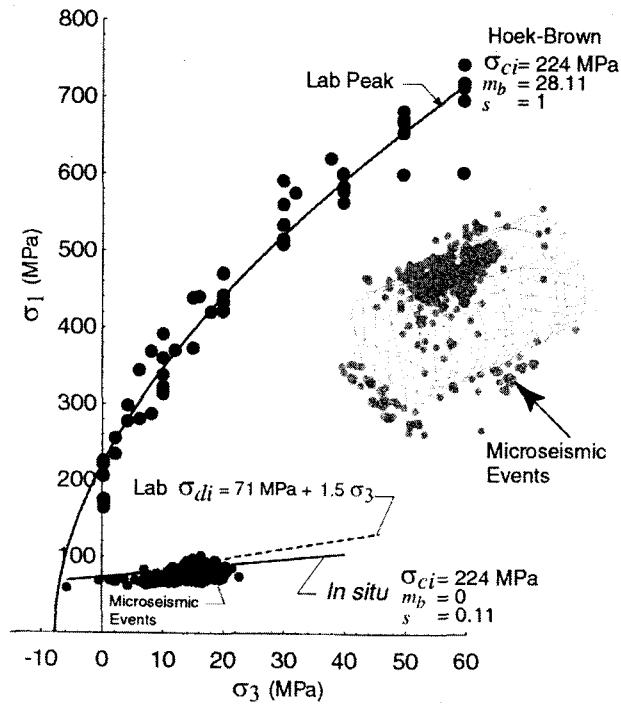


그림 9. Lac du Bonnet 화강암에 대한 Hoek-Brown 파괴포락선, 현장에서 계측된 미소탄성파 이벤트 및 실내시험의 균열개시응력을 도시한 그래프 (after Martin, 1997)

그림 10과 그림 11은 응력조건에 따른 취성파괴의 특성을 알아보기 위하여 시멘트 모르타르에 대해 진삼축응력조건에서 모형실험과와 기존 연구결과를 비교한 것이다. 그림 x에서 보는 바와 같이 모형실험에서 수행된 응력조건에 해당하는 현장은 공동이 유지되지 않을 정도로 심각한 파괴가 발생하는 것으로 나타나 모형실험결과는 현장에서 관찰된 것과 상이한 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다. 파괴심도의 경우 역시 현장결과에 비해 모형실험은 파괴발생정도가 적었으며, 현장결과로부터 제시된 파괴심도에 관한 식 (4)와 비교하여 모형실험에서 얻은 식 (3)과 상당한 차이를 보임을 알 수 있다.

$$\frac{d_f}{a} = 0.068 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} + 0.916 \quad (3)$$

$$\frac{d_f}{a} = 1.25 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} - 0.51 \pm 0.1 \quad (4)$$

여기서 d_f : 파괴심도, a : 공동 반경, σ_{\max} : 공벽에서의 최대접선응력

파괴개시시점과 마찬가지로 파괴심도에서 현장과 모형실험결과 사이의 차이가 발생하는 원인으로 크게 응력경로와 크기효과를 들 수 있을 것이다. 모형실험의 경우 원형공동이 굴착된 후 응력을 재하하는 방식을 사용하였으나, 실제현장의 경우 응력이 작용하는 암반에 굴착이 진행된다. 또한 현장의 경우 굴착 단계, 굴착형태, 공동의 배열 등이 그 요인이 될 수 있다.

또 다른 원인인 크기효과는 실내 모형실험과 현장에서의 공동의 곡률과 관련이 있는 것으로 여

겨진다. 모형실험에서의 작은 곡률반경은 공동 경계면에서의 팽창균열의 발전을 억제하는 데 반하여, 현장과 같은 대규모 형상과 대규모의 곡률반경을 갖는 경우 팽창균열에 대한 구속력이 상대적으로 작게 작용하기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 곡률반경, 즉 공동의 크기가 작아짐에 따라 파괴를 위해 요구되는 응력수준이 현장에서 관찰되는 것과 다른 경향을 따른다는 연구결과가 Martin et al.(1994)에 의해 보고된 바 있다.

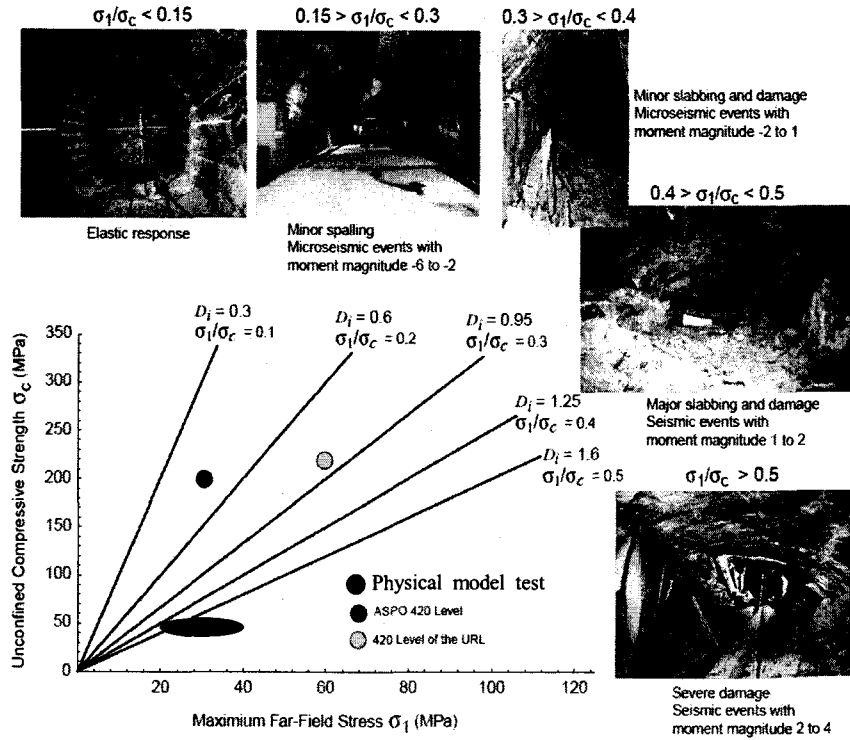


그림 10. 현지응력과 압축강도로 표현된 손상경계와 모형실험조건 (after Andersson et al., 2000)

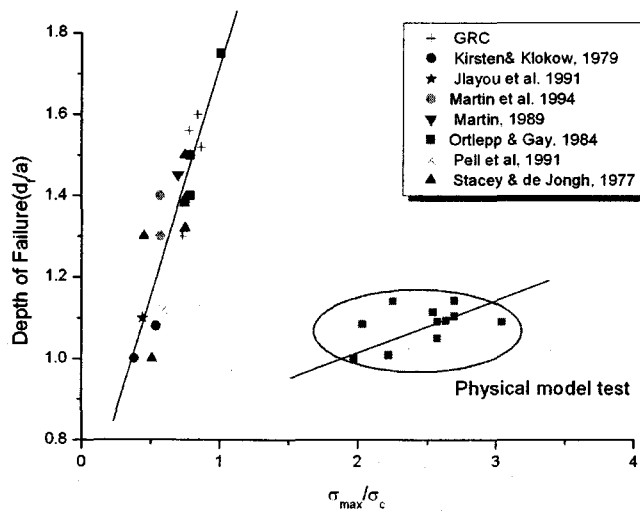


그림 11. 실내시험과 현장에서 관찰된 파괴심도의 비교

6. 결 론

고심도에 건설되는 암반구조물은 높은 현지응력으로 인해 굴착면 주변에서 스폐링이나 슬래빙과 같은 형태의 취성파괴가 발생할 수 있다. 취성파괴의 발생은 암반구조물의 안정성을 저해시키기 때문에 구조물의 설계단계에서부터 발생여부 및 파괴범위 등을 파악하는 것이 매우 중요하다. 그러나 아직까지 취성파괴의 발생메커니즘을 비롯하여, 응력조건에 따라 발생하는 취성파괴의 개시시점, 파괴범위 및 파괴심도 등과 같은 취성파괴의 특성이 명확하게 규명되지 않아 보다 구체적인 연구가 요구된다. 본 보고에서는 최근 관심이 증가하고 있는 취성파괴에 대하여 기존 연구를 중심으로 취성의 정의와 취성파괴의 특성에 대해 알아보았다. 또한 응력조건에 따른 취성파괴의 특성을 규명하기 위해 수행되었던 모형실험과 현장결과를 비교, 분석하였다.

■ 참고문헌 ■

1. 배성호, 2004, 수압파쇄법에 의해 측정된 국내 초기응력의 지체구조구별 분포 특성에 관한 연구, 공학박사학위논문, 서울대학교.
2. 성백욱, 2004, 이축 압축 시험에 의한 원형 공동 주변 암석의 취성파괴 특성, 공학석사학위논문, 서울대학교.
3. 이대혁, 이희석, 김호영, 김석진, 박연준, 2004, 과지압 암반내 대규모 지하저장공동 주변 안정성 문제 발생 및 해결사례 고찰, 가을학술세미나논문집, 한국지반공학회 암반역학위원회, pp. 151-172.
4. 윤경진, 2002, 미소파괴음 측정과 결합입자모델 해석에 의한 암석의 변형파괴, 공학석사학위논문, 서울대학교.
5. Aglawe, J.P., 1999, Unstable and violent failure around underground openings in highly stressed ground, Ph.D. Dissertation, Queen's University at Kingdom, Canada.
6. Andersson, J.A., Strom, K., Svemar, C., Almen, K.E., Ericsson, L.E., 2000, What requirements do the KBS-3 repository make on host rocks?, Geoscientific suitability indicators and criteria for siting and site evaluation, Technical Report TR-00-12, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company, Sweden.
7. Andreev, G.E., 1995, Brittle failure of rock materials: Test results and constitutive models, A.A. Balkema, The Netherlands, 454p.
8. Bieniawski, Z.T., 1967, Mechanism of brittle fracture of rock, Parts 1, 2 and 3, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 4, pp. 395-430.
9. Bombolakis, E., 1973, Study of the brittle fracture process under uniaxial compression, Tectonophysics, Vol. 18, pp. 231-248.
10. Carter, B.J., 1992, Size and stress gradient effects on fracture around cavities, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 25, pp. 167-186.

11. Cho, N., Martin, C.D., Segol, D.C., Christiansson, R., 2004, Modeling dilation in brittle rocks, Proceedings of ARMS/NARMS, 04-483.
12. Ewy, R.T. and Cook, N.G.W., 1990, Deformation and fracture around cylindrical openings in rock: Parts I and II, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 27, pp. 387- 427.
13. Fakhimi, A., Carvalho, F., Ishida, T., Labuz, J.F., 2002, Simulation of failure around a circular opening in rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 39, pp. 507-515.
14. Fang, Z. and Harrison, J.P., 2001, A mechanical degradation index for rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 38, pp. 1193-1199.
15. Fang, Z. and Harrison, J.P., 2002a, Development of a local degradation approach to the modeling of brittle fracture in heterogeneous rocks, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 39, pp. 443-457.
16. Haimson, B., 2003, Borehole breakouts in crystalline and granular rocks as indicators of in-situ stress, Proceedings of International Symposium on Rock Stress, Kumamoto, pp. 81-87.
17. Haimson, B. and Chang, C., 2000, A new true triaxial cell for testing mechanical properties of rock and its use to determine rock strength and deformability, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 37, pp. 285-296.
18. Haimson, B.C. and Herrick, C.G., 1989, Borehole breakouts and in-situ stress, Proceedings of 12th Annual Energy-Sources Technology Conference and Exhibition, Drilling Symposium, pp. 17-22.
19. Haimson, B. and Song, I., 1993, Laboratory study of borehole breakouts in Cordova Cream sandstone: a case of shear failure mechanism, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 30, pp. 1047-1056.
20. Hajiabdolmajid, V., 2001, Mobilization of strength in brittle failure of rock, Ph.D Dissertation, Queen's University, Canada.
21. Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P.K., Martin, C.D., 2002, Modeling brittle failure of rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 39, pp. 731-741.
22. Hajiabdolmajid, V. and Kaiser, P.K., 2003, Brittleness of rock and stability assessment in hard rock tunnelling, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 18, pp. 35-48.
23. Hetenyi, M., 1966, Handbook of experimental stress analysis, Wiley, New York.
24. Hoek, E., 1965, Rock fracture under static stress conditions, CSIR Report MEG 383, National Mechanical Research Institute, South Africa.
25. Hoek, E. and Brown E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 34, pp.

1165-1186.

26. Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., 1995, Support of underground excavations in hard rock, A.A. Balkema, Rotterdam, 215p.
27. Hucka, V. and Das, B., 1974, Brittleness determination of rocks by different methods, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 11, pp. 389-392.
28. Kahraman, S. and Altindag, R., 2004, A brittleness index to estimate fracture toughness(Technical Note), International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 41, pp. 343-348.
29. Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J., Steiner, W., 2000, Underground works in hard rock tunnelling and mining, Proceedings of Geo-Eng2000, Melbourne, Australia.
30. Konietzky, H., Kamp, L., Blumling, P., Mayor, J.C., 2001, Micro-mechanical analysis of excavation disturbed zones around tunnels, Proceedings of Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 543-546.
31. Lajtai, E.Z., 1998, Microscopic fracture processes in a granite, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 31, pp. 237-250.
32. Lee, S.M., Park, B.S., Lee, S.W., 2004, Analysis of rockbursts that have occurred in a waterway tunnel in Korea, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 41, 3B 24.
33. Martin, C.D., 1993, The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings, Ph.D. Dissertation, University of Manitoba, Canada.
34. Martin, C.D., 1997, The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 222-233.
35. Martin, C.D., 2001, Rock stability considerations for siting and construction a KBS-3 repository, SKB Technical Report.
36. Martin, C.D. and Chandler, N.A., 1994, The progressive fracture of Lac du Bonnet granite, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 31, pp. 643-659.
37. Martin, C.D., Read, R.S., Martino, J.B., 1997, Observation of brittle failure around a circular test tunnel, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 34, pp. 1065-1073.
38. Mastin, L., 1984, The development of borehole breakouts in sandstone, MS thesis, Stanford University, Palo Alto, California, USA.
39. Mogi, K., 1966, Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow, Bulletin Earthquake Research Institute Japan, Vol. 44, pp. 215-232.
40. Ortlepp, W.D., 1997, Rock fracture and rockbursts - an illustrative study, Monograph Series, South African Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg.
41. Pelli, F., Kaiser, P.K., Morgenstern, N.R., 1991, An interpretation of ground

- movements recorded during construction of the donkien-morien tunnel, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, 239-254.
42. Potyondy, D.O. and Cundall, P.A., 1998, Modeling notch-formation mechanisms in the URL mine-by test tunnel using bonded assemblies of circular particles, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 35, pp. 510-511.
 43. Read, R.S. and Martin, C.D., 1996, Technical summary of AECL's mine-by experiment phase I: Excavation response, AECL Report AECL-11311, Atomic Energy of Canada Limited.
 44. 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 Sciences, Vol. 35, pp. 261-278.
 45. Stacey, T.R., 1981, A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 18, pp. 469-474.