

## 취성파괴에 관한 고찰

천대성<sup>1)</sup>, 박찬<sup>1)\*</sup>, 신중호<sup>2)</sup>, 전석원<sup>3)</sup>

### Study of Brittle Failure

Dae-Sung Cheon, Chan Park, Joong-Ho Synn and Seokwon Jeon

**Abstract** Failure around an underground opening is a function of in-situ stress magnitudes, intact rock strength and the distribution of fractures in the rock mass. At high in-situ stress, the failure process is affected and eventually dominated by stress-induced fractures preferentially growing parallel to the excavation boundary. This fracturing is often observed in brittle type of failure such as slabbing or spalling. Recent studies on the stress-induced damage of rock revealed its importance especially in a highly stressed regime. As the constructions of underground structures at deep depths increased, the cases of the brittle failure also increased and furthermore spalling was occurred in Korea at low depths. To improve the stability of the underground structures at highly stressed regime, the characteristics of brittle failure should be examined, but they have not yet been properly investigated. Therefore in this report the characteristics of brittle failure such as types, failure mechanism and modeling methods etc. were considered in all aspects, based on the previous researches.

**Key words** High in-situ stress, Slabbing, Spalling, Brittle failure

**초 록** 암반구조물의 파괴는 초기응력의 크기, 무결암의 강도 그리고 단층이나 절리와 같이 암반 내에 존재하는 불연속면의 상태에 의해 좌우된다. 일반적으로 고심도에 건설되는 암반구조물의 경우 높은 현지응력과 공동 굴착에 따른 유도응력으로 인해 공동 경계면에서 스폐링이나 슬래빙과 같은 취성파괴가 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 규명되지 않아 본 보고에서 취성파괴현상을 규명하기 위해 수행되었던 기존 연구결과를 중심으로 취성파괴와 그 특징에 대하여 요약정리하였다.

**핵심어** 높은 현지응력, 슬래빙, 스폐링, 취성파괴

## 1. 서 론

암반구조물의 파괴는 초기응력의 크기, 무결암의 강도 그리고 단층이나 절리와 같이 암반 내에 존재하는 불연속면의 상태에 의해 좌우된다. 상대적으로 저심도에 건설되는 암반구조물의 경우 단층이나 절리 등 암반 내 존재하는 불연속면이 굴착 후 공동 경계면과의 교차에 의해 블록을 형성하여 자중에 의해 떨어지거나 미끄러지는 구조적인 형태의 파괴(structurally controlled failure)가

발생한다. 그러나 고심도에 건설되는 암반구조물의 경우 높은 현지응력과 공동 굴착에 따른 유도응력(induced stress)으로 인하여 공동 경계면에서 스폐링(spalling)이나 슬래빙(slabbing)과 같은 취성파괴(brittle failure)가 발생한다.

암반구조물에서 발생하는 취성파괴는 암반이 충분한 강도와 지지력을 가지고 있음에도 불구하고 절대적인 현지응력의 크기가 크거나, 암반구조물의 형상과 현지응력의 방향에 의해 암반의 강도를 초과하는 응력집중이 발생하는 경우 나타날 수 있다. 특히 취성파괴현상은 현지암반의 응력조건과 암반강도에 의해 절대적으로 영향을 받는다.

최근 응력에 의해 야기된 손상영역을 평가하기 위한 시험공동이 운영되었던 캐나다 AECL(Atomic Energy

<sup>1)</sup> 한국지질자원연구원 지반안전연구부 선임연구원

<sup>2)</sup> 한국지질자원연구원 지반안전연구부 책임연구원

<sup>3)</sup> 서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 부교수

\* 교신저자 : chan@kigam.re.kr

접수일 : 2006년 11월 13일

심사 완료일 : 2006년 12월 12일

of Canada Limited)의 URL(underground research laboratory)에서의 현장 측정결과, 소규모 시험터널의 천단부와 바닥부에서 약 0.5 m의 취성파괴영역이 발생한 것으로 보고되었다(Read & Martin, 1996; Martin et al., 1997). 캐나다 경우와 같이 취성파괴의 발생사례는 주로 고심도에서 보고되었으며, 점차 고심도에 건설되는 산악터널이 증가함에 따라 발생사례가 증가하고 있다. 더욱이 최근 국내의 저심도에서도 취성파괴에 의한 스프링 현상이 보고되어(이대혁 등, 2004), 취성파괴에 대한 연구의 필요성이 증가하고 있다. 취성파괴의 발생은 암반구조물의 안정성을 저해시키기 때문에 구조물의 설계단계에서부터 응력조건에 따른 취성파괴의 발생여부 및 파괴범위 등을 파악하는 것이 매우 중요하다.

그러나 아직까지 취성파괴에 대해 명확하게 규명되어 있지 않아, 본 보고에서 취성파괴현상을 규명하기위해 수행되었던 기존 연구결과를 중심으로 취성파괴에 대하여 고찰하고자 한다.

## 2. 취성의 정의 및 특징

### 2.1 취성과 취성지수

취성(brittleness)은 암석의 중요한 역학적 특성 중 하나로서 작은 변형률이 발생하는 동안 급격하게 지지력이 감소하는 물질의 성질 또는 물질이 소성변형을 보이지 않고 파괴되는 현상을 말하며, 종종 연성의 부족으로 정의된다(Hetenyi, 1966). 연성은 지지력의 손실없이 대규모 비탄성변형(non-elastic deformation)을 견딜 수 있는 물질의 성질 또는 물질이 탄성한계 이상의 힘을 받아도 부서지지 아니하고 가늘고 길게 늘어나는 성질을 말한다. 연성에 대한 사전적 의미의 반의어로는 단단한 성질을 의미하는 경성이 쓰인다. 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 취성지수를 Table 1에 제시하였으며, Fig. 1은 취성지수에 사용된 변수의 도해적인 값을 나타낸다.

Table 1에서 제시된 취성지수의 대부분은 암석이 취성인지 또는 주어진 조건에서 취성거동을 하는지의 여

부를 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. 위와 같이 지금까지 제시된 취성지수는 결정의 간편성 때문에 쉽게 사용될 수 있으나, 실제 문제에 적용하기 위해서는 취성지수의 분류기준과 적용성에 대한 검토가 요구된다.

### 2.2 취성의 특징

일반적으로 암반공학분야에서 널리 이용되는 취성지수는 일축압축강도 대 인장강도의 비로 표현되며, 큰 값의 취성지수를 갖는 재료를 취성재료로 간주한다. 그러나 취성재료라 할지라도 기하학적 형상, 크기, 재하조건 등에 따라 거동특성의 전이가 발생할 수 있다. 취성지수의 정의는 연구자마다 다르나 취성지수가 높을수록 다음과 같은 특징이 관찰된다(Hucka, 1974.; Andreev, 1995).

- 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

## 3. 취성파괴의 유형 및 사례

### 3.1 취성파괴의 유형

암반구조물의 파괴는 현지응력의 크기, 무결암의 강

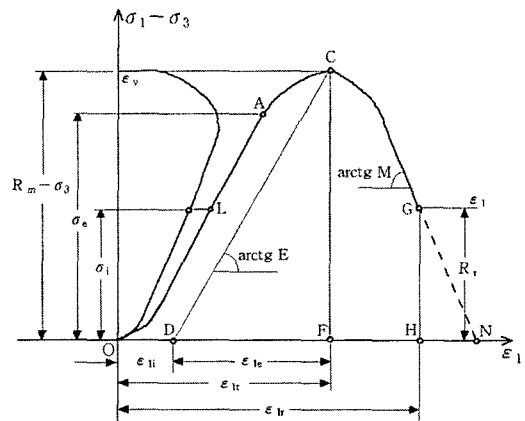


Fig. 1. Quantities participating in brittleness classification (after Andreev, 1995)

Table 1. Brittleness index

Index	Description
$B_1 = \epsilon_{li} \cdot 100(\%)$	An absolute index based on the absolute irreversible longitudinal (parallel to $\sigma_1$ ) strain $\epsilon_{li}$ until failure (Mogi, 1974)
$B_2 = \frac{\epsilon_{1e}}{\epsilon_{1t}} = \frac{\epsilon_{1e}}{\epsilon_{1i} + \epsilon_{1e}} = \frac{DF}{OF}$	The ratio between the elastic and the full strain until failure (Hucka, 1974)
$B_3 = \frac{W_e}{W_t} = \frac{DCF}{OACF}$	A coefficient of brittleness the ratio between the elastic $W_e$ and the full work $W_t$ during the loading of a specimen until failure (Baron, 1962)
$B_4 = \frac{W_i}{W_e} = \frac{OACD}{DCF}$	A coefficient of plasticity the ratio between the irreversible $W_i$ and the elastic work $W_e$ .(Kidybinski, 1981)
$B_5 = n = \frac{R_c}{R_t}$	The ration between uniaxial compressive strength and tensile strength. A qualification scale does not exist.(Beron,1983; Kouznetsov and et al.)
$B_6 = \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t}$	The difference between $R_c$ and $R_t$ (Hucka, 1974)
$B_7 = \sin\phi = \frac{\partial\tau/\partial\sigma_n}{1 + (\partial\tau/\partial\sigma_n)^2}$	Mohr's of strength envelope. In case of a straight line envelope $B_7 = B_6$ .(Hucka, 1974)
$B_8 = \psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$	The inclination of the failure plane $\psi$ to $\sigma_1$ (Hucka, 1974)
$B_9 = \frac{(R_m - \sigma_3) - (R_r - \sigma_3)}{(R_m - \sigma_3)}$	The ratio between difference between the peak and the residual strength deviators and peak strength deviator (Smolczyk, 1979)
$B_{10} = \frac{R_m - R_r}{R_m}$	A partial case of $B_9$ at $\sigma_3=0$ (In Russian, 1983)
$B_{11} = \frac{R_r}{R_m}$	The ratio between $R_r$ and $R_m$ (In Russian, 1983)
$B_{12} = \frac{\sigma_{li}}{R_m}$	The ratio of fracture initiation stress $\sigma_{li}$ to the peak strength $R_m$ (In Russian, 1983)
$B_{13} = \frac{\epsilon_{1r}}{\epsilon_{1r} - \epsilon_{1t}}$	The ratio of residual strain $\sigma_{1r}$ to post-peak strain( $\epsilon_{1r} - \epsilon_{1t}$ ) (In Russian, 1983)
$B_{14} = \lambda = \frac{M}{E} \approx \frac{OACD}{FCN}$	The ratio of the descendant modulus $M$ to the modulus of elasticity $E$ . At $\lambda > 1$ , the rock is unstable and, therefore, brittle (Bergan, 1983)
$B_{15} = EM$	The product of $E$ and $M$ expressed as an angle The specimen is unstable and, consequently, brittle, if $B_{15} < 1$ . (Batougina, 1983)
$B_{16} = \frac{M}{E+M} \approx \frac{DCF}{OACF+FCN}$	The rock is unstable and, therefore, brittle, if $B_{16} > 0.5$ , $B_{16}$ , can be expressed as $B_{16} = \frac{E\epsilon_{1e}}{E\epsilon_{1e} - M(\epsilon_{1r} - \epsilon_{1e})}$ (Batougina, 1983)
$B_{17} = \frac{H_\mu - H}{k}$	After an indentation of indenters with different diameters into a polished rock surface, the hardness of the 'macro-indenter' $H(H_\mu > H)$ (Hucka,1974).
$B_{18} = qR_c$	From Protodiakonov's test of a drop-hammer for rock crushing due to impact. The percentage of fines below 28 meshes $q$ express brittleness through the index $B_{18} = qR_c$ (Protodiakonov, 1964).
$B_{19} = \frac{W}{R_t}$	The work for rock crushing related to tensile strength (Hucka, 1974)
$B_{20} = h \leq \frac{d}{3}$	After sound drilling, very often the core is divided into discs with a thickness $h$ and a diameter $d$ . If $B_{20} = h \leq \frac{d}{3}$ , the rock is brittle (Hucka, 1974)
$B_{21} = \frac{\epsilon_f^p - \epsilon_c^p}{\epsilon_c^p}$	A strain dependent brittleness index expressed by $B_{21} = \frac{\epsilon_f^p - \epsilon_c^p}{\epsilon_c^p}$ in CWFS model (Hajiabdolmajid, 2001)

도 그리고 암반 내에 존재하는 불연속면의 상태에 의해 결정된다. 낮은 현저응력이 작용하는 암반의 파괴는 불연속면의 분포 특성에 의해 결정되나, 높은 현저응력이 작용하는 경우 유도응력에 의해 파괴가 발생되며, 일반적으로 취성파괴형태를 보인다. 암반의 취성파괴에 영

향을 주는 핵심변수는 응력수준과 암반강도로서, Fig. 2에서 보는 바와 같이 중간정도의 응력수준에서 생성된 균열의 영역은 암반구조물의 경계면 근처에서 국부적으로 발생한다. 그러나 좀 더 높은 응력수준에서 발생된 균열은 경계면의 전 경계로 넓어진다.

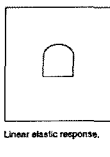

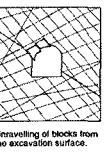


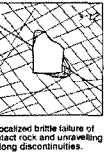

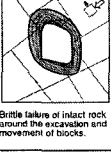

	Massive (RMR > 75)	Moderately Fractured (50 < RMR < 75)	Highly Fractured (RMR < 50)
Low In-Situ Stress ( $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.15$ )	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.
Intermediate In-Situ Stress ( $0.15 > \sigma_1/\sigma_c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

Fig. 2. Examples of tunnel instability and brittle failure as a function of RMR and the ratio of maximum far-field stress( $\sigma_1$ ) to the unconfined compressive strength( $\sigma_c$ ) (after Hoek et al., 1995)

실내시험에서 발생하는 취성파괴는 일축압축 또는 구속압이 작은 삼축압축시험에서 최대강도이후 작은 변형률이 발생하는 동안 급격히 응력이 감소하는 형태의 파괴를 말한다. 암석과 같은 취성재료는 일축압축 혹은 구속압이 작은 삼축압축을 받으면 응력의 증가에 따라 균열이 생기며 최대하중에 도달하는 순간 파괴되어 재료로서의 능력을 상실하게 된다. 응력-변형률 곡선의 선형에 큰 변화가 없거나 변형이 크지 않은 상태에서 파괴되는 경우를 취성파괴라 한다(양형식과 장명환, 2002).

현장에서 관찰되는 취성파괴는 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 과지압 상태(overstress condition)라 일컫는다. 여기서 과지압이란 단순히 암반 내 현지응력의 크기가 큰 경우를 의미하는 것은 아니라 굴착된 터널 주변의 암반이 현지응력수준에 비하여 상대적으로 강도가 작을 경우이거나, 암반이 충분히 강한 경우일지라도 이러한 암반의 파괴를 유발할 정도로 충분히 큰 현지응력이 작용하는 경우를 말한다. 과지압현상은 암반강도 및 현지응력의 크기와 관련하여 크게 다음과 같이 두 종류로 구분된다(이대혁 등, 2004).

- 압축(squeezing): 암반의 강도가 취약한 경우 과도한 과지압조건에서 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 현상의 관점과 달리 암반의 변형특성에 주안점을 두어 암반의 파괴를 취성파괴와 연성파괴로 분류할 수 있다. 취성파괴와 연성파괴의 발생은  $\sigma_3$ 의 범위에 따라 달리 나타나며,  $\sigma_3$ 의 크기가 증가함에 따라 취성에서 연성으로 전이가 이루어진다고 하였다. 이와 관련하여 Schwartz(1964)는  $\sigma_3$ 의 변화에 따른 암반거동의 유형을 연성거동, 취성거동의 두 가지로 분류하여 취성파괴가 발생할 수 있는  $\sigma_3$ 의 범위를 식 (1)과 같이 제시하였으며, Mogi(1966) 역시 취성파괴가 발생할 수 있는  $\sigma_3$ 의 범위를 식 (2)과 같이 제시하였다.

$$4.3\sigma_3 < \sigma_1 \tag{1}$$

$$3.4\sigma_3 < \sigma_1 \tag{2}$$

취성파괴의 유형은 암반돌출(rockburst)과 같은 급작스러운 방식과 스펙링이나 슬래빙과 같은 연속적이고 점진적인 방식이 있다. 암반돌출은 광산의 암주(pillar)에서 주로 발생되며, 스펙링이나 슬래빙은 공동 경계면에서 주로 발생된다. 공동 경계면에서 발생된 파괴영역은 "breakout", "dog-ear" 또는 "V-shape notch"로 일컬어진다. 현장관찰로부터 스펙링은 최대점선응력이 작용하는 공동주변에서 발생하며, 취성파괴에 영향을 미치는 요소로는 암반의 변형특성, 암반강도, 파괴후 응력-변형률특성, 재하시스템의 강성 등을 들 수 있다.

### 3.2 발생사례

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

국내·외에서 보고된 대표적인 취성파괴의 발생사례

는 캐나다 AECL의 시험터널(Fig. 4 (a))을 비롯하여, 프랑스의 Mont Blanc 터널, 스위스의 Gotthard 터널, 노르웨이의 고속도로터널 등과 국내의 도수터널(Fig. 3 (b)) 등이 있다.

#### 4. 파괴메커니즘

실내시험에서의 취성파괴는 미소균열(microcrack)의 개시, 성장, 누적과 관련되어 있으며, 암석의 점착력과 마찰력이 파괴가 진행되는 동안 동시에 발현(mobilized)되지 않고, 마찰력이 최대로 발현하기 전에 점착력은 대부분 손실된다고 보고되었다(Martin & Chandler, 1994).

또한 취성파괴가 진행되는 동안 암석 내부에서 미소균열이 생성(microcracking)되거나 균열면을 따라 미끌어지는 현상(microsliding)이 입자크기의 규모에서 발생한다. 미소균열의 생성은 탄성정수와 강도를 저하시키고 취성거동을 야기한다. 이와 반대로 미소균열면을 따른 미끌어짐은 탄성정수와 강도의 저감을 거의 발생시키지 않고 연성거동을 야기한다. 이들 과정은 구속압에 영향을 받아 구속압이 증가하면, 미소균열의 생성은 감소하고 미소균열면을 따른 미끄러짐은 증가한다.

재료의 파괴메커니즘은 점착력, 마찰력, 미소균열, 구속압, 재하시스템 등에 영향을 받는다. 역학적 관점에서, 점착력은 수직력이 없는 상태에서 서로 붙어있는 두

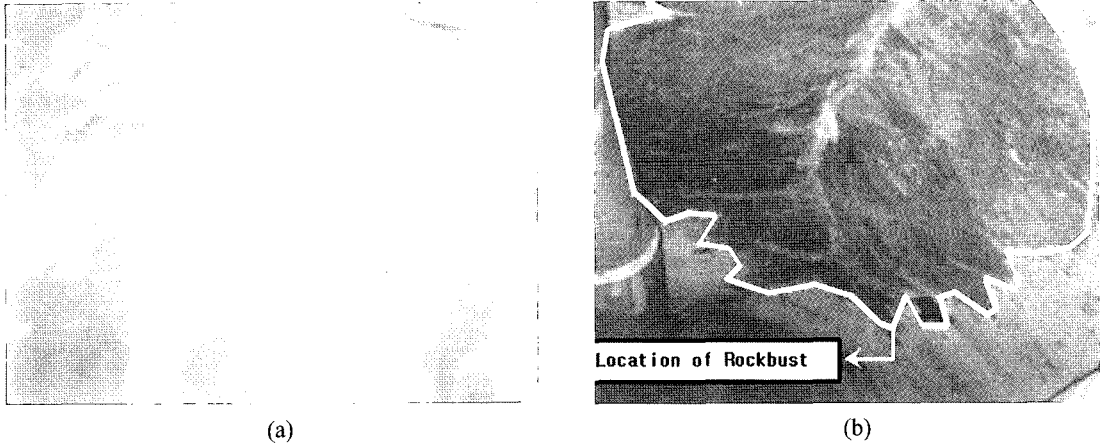


Fig. 3. Example of brittle failure in Korea; (a) oil storage cavern, (b) waterway tunnel (after Lee et al., 2004)

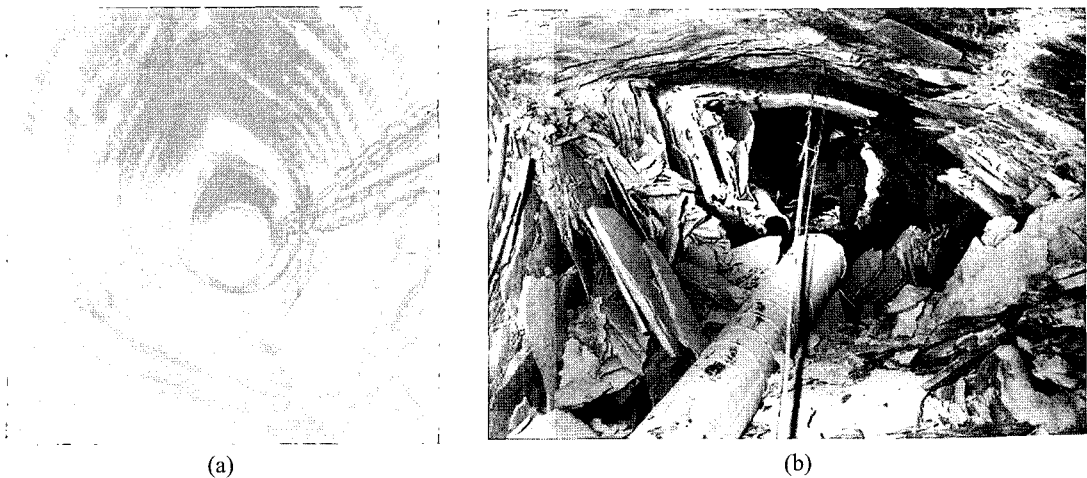


Fig. 4. Examples of brittle failure in overseas; (a) AECL's Mine-by circular test tunnel at the URL (b) Rectangular shaped tunnel in a mine.(after Martin, 2001) (b) deep excavation in South Africa (after Ortlepp, 1997)

입자사이에서 발견되는 저항력으로 표현될 수 있다. 편차 응력을 받는 연성금속의 파괴는 입자사이의 점착결합이 파괴에 의해 이루어지나, 거시규모의 소성변형률이 발생하는 시점에서조차 전단면에서 직접적인 분리가 발생하지 않는다. 이는 연성금속이 변형을 받으면 새로운 결합이 이웃한 입자에서 형성되기 때문이다. 이러한 특성은 연성금속을 갑작스러운 분리에 의한 파괴보다 미끄러짐에 의한 파괴로 발생시키는 주요 원인이 된다.

연성재료와 달리, 취성재료인 결정질 암석의 파괴는 앞서 이야기한 대로 미소균열에 의한 점착결합의 파괴에 의해 발생하며, 미소크기에서 즉각적인 분리가 발생한다. 또한 이 경우는 미끄러짐과 새로운 결합생성이 존재하지 않는다.

기존균열 또는 새롭게 발생된 균열에 대해 구속압이 존재하거나 증가하는 경우 균열은 닫히게 되며, 이러한 균열의 닫힘은 마찰력의 발현과 강도의 증가를 유발한다. 그러므로 낮은 구속조건에서 취성파괴는 결합파괴 또는 점착력 감소가 주된 현상이고 마찰력은 그 다음에 발생하는 현상이다. 같은 응력이나 변형을 수준에서 이들이 동시에 발현할 필요는 없다.

점착력이 감소단계 이후에 마찰력의 발현이 지연되는데 이러한 현상은 취성파괴의 특징이다. 따라서, 점착성 재료(cohesive geomaterials)의 파괴는 인장(tensile)과 압축에 의해 발생한 인장(확장!), extensile)메커니즘에 의해 유도되는 미소균열에 기인하고 이는 인장재하상태와 낮은 구속조건에 해당한다. 그러나 높은 구속조건에서는 전단메커니즘이 주된 현상으로 강도요소가 동시에 이동한다(Fig. 5)

암석의 강도를 구성하고 있는 요소는 a) 점착력 또는 입자경계의 흡착력, b) 상호연결강도(Interlocking), c) 마찰력으로 나뉘며, 이들 특성은 Fig. 6에서와 같이 점착력 또는 입자경계의 흡착력은 구속압에 무관하나, 상호연결강도와 마찰력은 각각 비선형적이거나 선형적 의존관계를 형성한다. Fig. 6 (a)는 구속압에 따른 각 요소의 의존성을 보여주며, (b)는 이들요소가 구속압에 따라 실제 발현되는 형태를 보여준다. Fig. 6에서와 같이 낮은 구속압에서는 점착강도가 주된 전단강도를 결정하는 요소이며, 높은 구속압에서는 마찰력이 주된 요소임을 알 수 있다.

취성파괴는 구속압에 영향을 많이 받으며, 구속조건에 따라 파괴형태 역시 변한다. 구속압이 작을수록 균열의 발전이 크며, 같은 구속압의 조건에서 편차응력이 클수록

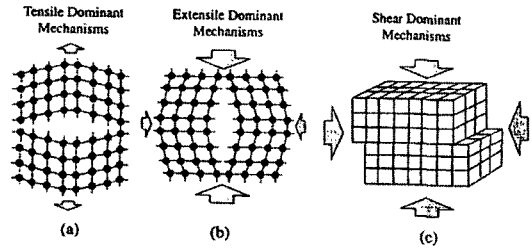


Fig. 5. The dominant mechanisms involved in failure of cohesive geomaterials in various loading environments (after Hajiabdomajid, 2001)

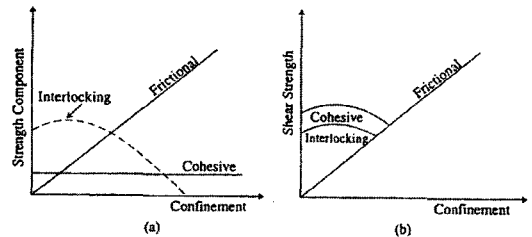


Fig. 6. Schematic representation of the strength components in a cohesive geomaterial with interlocked structures; a) individual strength components and their dependency on confinement, b) the contribution of each component toward the overall strength(after Hajiabdomajid, 2001)

거시규모의 전단파괴가 발생한다. 구속압이 존재하지 않는 경우 길이가 긴 확장균열의 수는 감소하고, 한정된 확장균열의 전파에 의해 이미 성장한 축방향 쉼개짐 또는 슬래빙을 증대시킨다. 반대로 구속압이 존재하는 경우 더 작은 미소균열이 발생하고, 이들 미소균열의 상호작용은 최대주응력의 방향에 비스듬한 확장 미소균열의 사다리꼴(echelon) 배열의 구성으로 된 전단대를 형성할 수 있다. 그러므로 구속압은 암석의 전체 강도의 증감과 최종 파괴 모드를 결정하는 중대요소이다. 따라서 확장균열이 낮은 구속압의 실내시험과 고심도 공동주변에서 발생하는 파괴에 대한 주된 원인임을 알 수 있다. 그러나 암석의 외부에서 압축의 구속압이 작용하더라도 내부의 국부 응력상태가 반드시 압축응력상태를 유지한다고 볼 수 없다. 이러한 암석 내부의 국부응력은 외부에서 작용하는 압력, 암반의 불균질성, 개별 입자의 특성에 좌우되며, 국부응력을 측정하는 것은 거의 불가능하다. Gramberg(1989)와 Cook(1995) 등이 암석의 국부응력분포 개념을 도시한 바에 따르면,  $\sigma_3$ 는 일정해도 내부에서는 인장, 압축 등의 국부응력이 작용할 수 있음을 보였다. 또한 여러 연구자들에 의해 미소응력의 불균질 분포개념을 사용하여 암석의 파괴에 대해 연구가 진행되었다(Zheng, 1989, Myer et al, 1992, Hazzard, 1998, Diederichs, 1999).

1) 압축에 의해 발생한 인장을 표현하는 단어인 extensile에 대한 한글표기로서 본 보고에서는 '확장'이라는 단어를 사용함.

구속조건과 관련하여 Hock(1965) 역시 두 종류의 파괴 메커니즘을 제안하였다. 그 하나는 상대적으로 낮은 구속 조건에서는 확장균열(extensile crack)의 우세로 인해 인장형 파괴가 발생하여 축방향의 쪼개짐(splitting)이나 벽개(cleavage)형태의 파괴가 발생하는 것이며, 다른 하나는 높은 구속조건에서는 전단파괴메커니즘에 의한 전단파괴가 발생한다는 것이다(Fig. 7).

앞에서 설명된 바와 같이 낮은 구속조건에서 암반의 약화 및 취성파괴의 발생은 압축에 의한 확장균열의 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 확장균열의 발생이 암석에서 관찰되는 가장 중요한 현상으로, 확장균열들에 의한 스펀링은 점성응력의 집중에 의한 결과로서 발생한다고 보고하였다. 취성파괴에 대한 현장관찰로부터 이러한 확장균열의 발생이 암반의 팽창(dilation)을 유발하며, Martin et al.(1997)과 Lajtai(1998)의 스펀링 발생과정에 대한 현장관찰결과를 이를 뒷받침한다.

5. 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(Fig. 4 (a)). 발생된 파괴영역을 모사하기 위하여 Hock-Brown의 파괴기준식과 구성모델을 바탕으로 유한요소 프로그램인 Phase2에 의해 수치

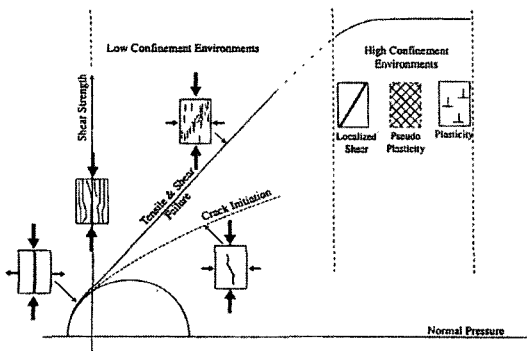


Fig. 7. Modes of failure in hard rocks as a function of confinement (after Hock, 1965)

실험이 수행되었다(Hoek & Brown, 1997). 그러나 Fig. 8에서와 같이 제안된 어느 모델로도 관찰된 V-형태의 파괴형상과 일치하는 파괴영역을 예측할 수 없었다. 이는 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 파괴기준식의 압축조건에서의 파괴는 전단미끄러짐이 발생할 때만 일어난다. 이는 마찰력이 파괴과정의 초기단계에서부터 관련되어 있다는 것을 의미하며, 이러한 가정에서는 전단파괴메커니즘이 주된 파괴메커니즘이 된다. 그러나 앞절에서 기술한 바와 같이 취성파괴과정에서 관찰되는 주된 파괴메커니즘은 인장파괴메커니즘이며, 암석 내부에서 인장균열의 발생은 입자들 사이의 결합력과 점착력을 감소시키고 마찰력의 발현을 지연시킨다. 따라서 전단파괴메커니즘은 높은 구속조건( $\sigma_3 > 0.5\sigma_1$ )에서 파괴과정의 초기단계에서부터 주된 파괴메커니즘이며, 전통적인 파괴기준이 이와 같이 높은 구속조건에서는 타당함을 의미한다. 즉, 구속압이 증가함에 따라 파괴는 전단미

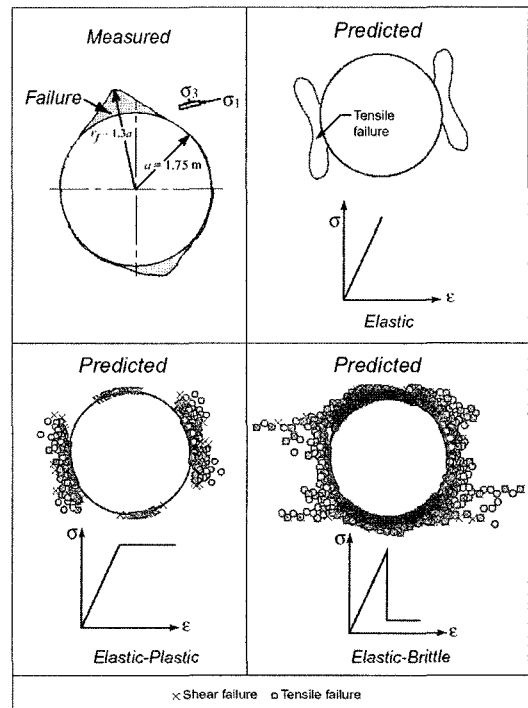


Fig. 8. Measured failure around the Mine-by test tunnel based on measurements and observations compared to the predicted failure using various constitutive models in the finite element program Phase2 (after Read & Martin, 1996)

끄러짐과 관련된 현상이 더 지배적이라는 의미를 갖는다. 그러므로 마찰력과 점착력의 동시 발현(simultaneous mobilization)을 가정한 전통적인 파괴기준은 높은 구속압이 작용하는 환경에서 적합하며, 이로 인해 전통적인 파괴기준식에서 초기 파괴과정에서 마찰력의 발현은 취성파괴심도를 과소평가하며, 취성파괴의 개시시점과 최대파괴심도를 예측할 수 없다고 보고되었다(Pelli et al., 1991; Martin, 1997).

연속체 역학을 이용하여 취성파괴를 모사하는 데 있어 균열을 포함하는 영역이 연속이어야 한다는 연속체의 가정으로 인해 취성파괴에서 발생하는 균열개구 현상을 제대로 모사할 수 없다. 전통적인 파괴역학 역시 균열의 폭이 0이라는 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 실내시험에서 팽창의 시작은 최대강도보다 아주 낮은 응력수준에서 발생하고 팽창의 시작이 시료의 항복을 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 파괴기준과 해석모델이 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 2~3 배 과대평가한다고 보고되었다. Martin et al.(1997)은 관찰된 취성파괴를 Hoek-Brown 기준으로 모사하기 위해서는  $s = 0.11(1/3\sigma_{ci})$ ,  $\sigma_{ci}$ 는 균열개시응력)에서  $m_b$ 의 값을 매우 작게 설정해야 한다고 보고하였다.

Hajiabdolmajid(2001), Hajiabdolmajid et al.(2002)은 실험실의 강도보다 상당히 낮은 응력수준에서 현지압반이 파괴되는 현상은 시험터널에서 약하게 발현된 현지강도에 기인하는 것으로 간주하였으며, 이러한 이유를

점착력과 마찰력이 변형률에 의존하여 서로 다르게 발현된 결과로 보고 변형률의존 CWFS(cohesion 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 마찰력의 변화는 암석의 입자특성과 불균질성에 좌우되어 실내시험과 현장결과로부터 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 취성파괴현상을 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 V-형태의 파괴양상과 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.

## 6. 실내시험과 현장에서의 취성파괴양상

보어홀 또는 공동에서 발생하는 취성파괴현상을 규명하기 위하여 물리모델(physical model)을 이용한 모형시험이 여러 연구자들에 의해 수행되었다. 모형시험은 대부분 일축압축조건 및 이축압축조건에서 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, 2000; Haimson, 2003).

물리모델을 이용한 여러 연구자들은 보어홀 주변의 파괴는 두 가지 형태의 균열(primary fracture, remote fracture)과 함께 공벽에서의 breakout이 발생한다고 보



고하였다(Fig. 9). 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 mm 보다 작은 보어홀에서 파괴가 발생하기 위한 접선응력은 암석의 일축압축강도를 초과하며, 이는 곡률반경이 클수록 작아진다고 보고하였다(Fig. 10).

그러나 지하공동의 대규모 형상과 대규모 곡률반경은 3D 기하형상에서와 같이 팽창균열의 전파를 구속하지 못하여, 발생된 팽창균열은 임의의 구속없이 쉽게 전파된다. 이러한 구속의 부족으로 인해 발생된 균열은 점진적으로 전파하고 미끄러짐에 의한 마찰력은 취성파괴의 초기 단계에서 중요하게 발현하지 않는다. 이는 시험터널에서 매우 낮은 응력수준에서 슬래빙이 발생한 현상을 설명할 수 있다. 이때의 응력수준은 실린더형 시편을 사용한 압축 시험에서 얻은 일축압축강도의 절반보다 작았다(Fig. 11).

Fig. 12와 Fig. 13은 응력조건에 따른 취성파괴의 특성을 알아보기 위하여 시멘트 모르타르에 대해 진삼축 응력 조건에서 수행한 모형시험결과와 현장에서 관찰된 기존 연구결과를 비교한 것이다. Fig. 12는 Martin et al.

(1999)이 현장결과를 바탕으로 제안한 손상지수(damage index, Di)와  $\sigma_1/\sigma_c$ 를 이용하여 취성파괴의 가능성과 파괴정도를 분류한 지표로서, 모형시험에서 수행된 응력조건에 해당하는 현장은 공동이 유지되지 않을 정도로 심각한 파괴가 발생하는 것으로 나타났다. 그러나 모형시험에서는 취성파괴가 발생하지 않았거나 미약하게 발생하여 모형시험결과와 현장결과 사이에는 상당한 차이가 있음을 알 수 있다.

파괴심도 역시 현장결과와 비교하여 모형시험에서 관찰된 심도가 훨씬 얕아, 모형시험결과가 현장에 비해 파괴심도를 과소평가하는 것을 알 수 있다. 식 (3)과 식 (4)는 각각 모형시험과 현장결과로부터 얻어진 응력조건과 파괴심도사이의 관계식을 나타낸다.

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

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

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

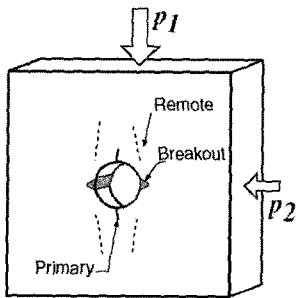


Fig. 9. Types of fractures found around circular openings in laboratory model tests (after Martin et al., 1994)

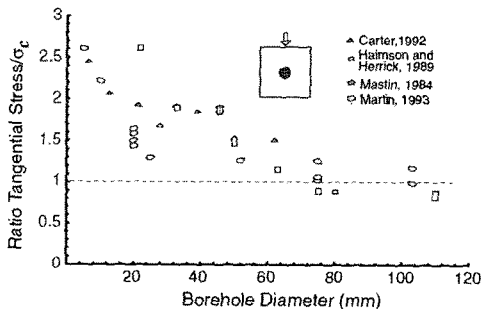


Fig. 10. Uniaxial testing of blocks containing a circular borehole (after Martin et al., 1994)

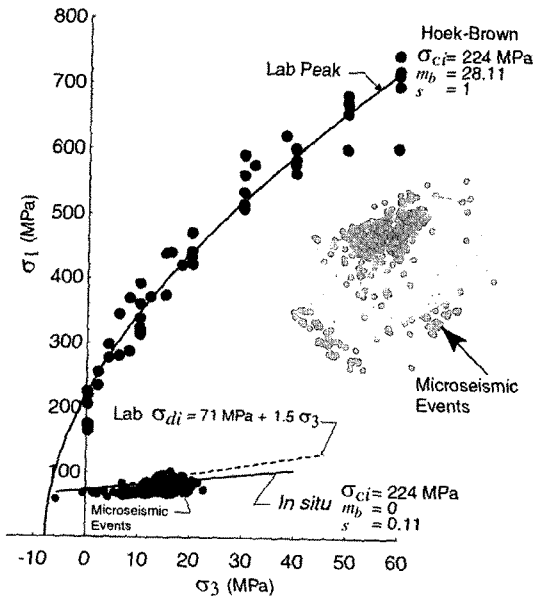


Fig. 11. Hoek-Brown failure envelopes for Lac du Bonnet granite, in situ seismic activities and crack initiation stress level in the laboratory compression tests (after Martin, 1997)

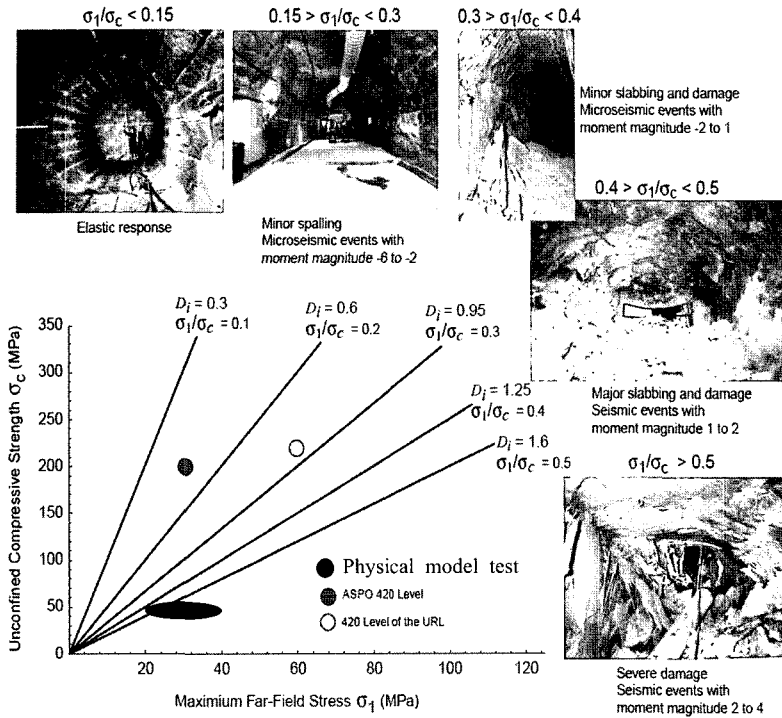


Fig. 12. Estimation of damage based on the ratio of the far-field maximum stress to the laboratory unconfined compressive strength (modified from Andersson et al., 2000)

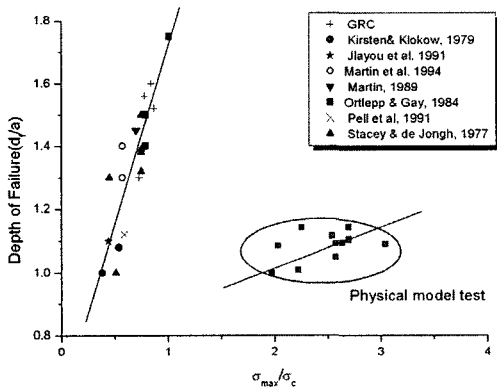


Fig. 13. Comparison of the depth of failure between physical model tests and field observations (modified from Martin et al., 1997)

파괴개시시점과 파괴심도에서 현장과 모형시험결과 사이의 차이가 발생하는 원인으로 크게 응력경로와 크기효과를 들 수 있을 것이다. 모형시험의 경우 원형공동이 굴착된 후 응력을 재하하는 방식을 사용하였으나, 실제현장의 경우 응력이 작용하는 암반에 굴착이 진행되며, 굴착단계, 굴착형태, 공동의 배열 등에 따라 응력경로에 영향을

줄 수 있기 때문이다.

또 다른 주요 원인인 크기효과는 실내모형시험과 현장에서의 공동의 곡률과 관련이 있는 것으로 여겨진다. 모형시험에서의 작은 곡률반경은 공동 경계면에서 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.

### 7. 결 론

최근 관심이 증가하고 있는 취성파괴에 대하여 기존 연구를 중심으로 취성의 정의와 취성파괴의 특성에 대하여 알아보았으며, 주요 내용은 다음과 같다.

- 1) 취성은 작은 변형률이 발생하는 동안 급격하게 지지력이 감소하는 성질을 말하며, 연성의 부족으로 정의될 수 있다. 그러나 취성은 재료의 특성뿐 아니라 기하

형상, 크기 등에 좌우되기 때문에 연구자들마다 다양한 취성지수를 제안되었다. 제안된 취성지수는 지수를 결정하는 데 간편하기 때문에 유용하게 사용될 수 있으나, 취성여부를 판단하는 분류기준과 적용에 대한 검토가 이루어져야 할 것이다.

- 2) 응력-변형을 곡선의 선형에 큰 변화가 없거나 변형이 크지 않은 상태에서 파괴되는 경우를 취성파괴라 하며, 암반의 강도보다 현지응력의 크기가 크거나, 암반의 강도를 초과하는 응력집중이 발생하는 경우 나타날 수 있다. 취성파괴의 유형은 암반돌출과 같은 급작스러운 방식과 스프링이나 슬래빙과 같은 점진적인 방식이 있으며, 영향요소로는 암반의 변형특성, 구속조건, 암반강도, 재하시스템의 강성 등을 들 수 있다.
- 3) 취성파괴는 압축에 의한 확장균열의 형성이 주된 파괴 기구이며, 암석의 점착력과 마찰력은 파괴과정에서 동시에 발현되지 않고, 마찰력이 최대로 발현하기 전에 점착력의 대부분이 손실된다. 이로 인해 점착력과 마찰력의 동시 발현을 가정한 전통적인 파괴모형을 이용하는 경우 취성파괴의 범위나 심도 등을 예측하는 데 적합하지 않아, CWFS 모델이나 입자결합모델과 같은 새로운 해석모델이 제안되었다.
- 4) 취성파괴를 모델링한 모형시험에서 얻어진 파괴개시 응력과 파괴심도는 현장결과와 상이한 결과를 보이며, 그 주된 원인으로 크기효과와 응력경로를 고려할 수 있다. 따라서 모형시험에 의해 얻어진 결과를 현장에 적용하는 경우 세심한 주의가 요구된다.

## 사 사

본 연구는 한국지질자원연구원 기본사업인 ‘지하구조물의 통합안전감시 시스템 개발연구’과제의 일환으로 수행되었습니다.

## 참고문헌

1. 배성호, 2004, 수압파쇄법에 의해 측정된 국내 초기응력의 지체구조구별 분포 특성에 관한 연구, 공학박사학위논문, 서울대학교.
2. 성백옥, 2004, 이축 압축 시험에 의한 원형 공동 주변 암석의 취성파괴 특성, 공학석사학위논문, 서울대학교.
3. 양형식, 장명환, 2002, 암석파괴이론, 전남대학교출판부, 277p.
4. 이대혁, 이희석, 김호영, 김석진, 박연준, 2004, 과지압 압반대 대규모 지하저장공동 주변 안정성 문제 발생 및 해결사례 고찰, 가을학술세미나논문집, 한국지반공학회 암반역학위원회, pp. 151-172.
5. 윤경진, 2002, 미소파괴음 측정과 결합입자모델 해석에 의한 암석의 변형파괴, 공학석사학위논문, 서울대학교.
6. Aglawe, J.P., 1999, Unstable and violent failure around underground openings in highly stressed ground, Ph.D. Dissertation, Queen's University at Kingdom, Canada.
7. 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.
8. Andreev, G.E., 1995, Brittle failure of rock materials: Test results and constitutive models, A.A. Balkema, The Netherlands, 454p.
9. 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.
10. Bombolakis, E., 1973, Study of the brittle fracture process under uniaxial compression, Tectonophysics, Vol. 18, pp. 231-248.
11. Carter, B.J., 1992, Size and stress gradient effects on fracture around cavities, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 25, pp.167-186.
12. Cho, N., Martin, C.D., Sego, D.C., Christiansson, R., 2004, Modeling dilation in brittle rocks, Proceedings of ARMS/NARMS, 04-483.
13. Cook, N.G.W., 1995, Müller Lecture: Why rock mechanics?, Proceeding of the International Congress on Rok Mechanics, Tokyo, pp. 975-994.
14. Diederichs, M.S., 1999, Instability of hard rock masses: The role of tensile damage and relaxation, Ph.D. Dissertation, University of Waterloo, Canada.
15. 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.
16. Fakhimi, A., Carvalho, F., Ishida, T., Labuz, J.F., 2002, Simulation of failure around a circular

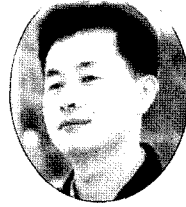
- opening in rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 39, pp. 507-515.
17. Fang, Z. and Harrison, J.P., 2001, A mechanical degradation index for rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 38, pp. 1193-1199.
  18. Fang, Z. and Harrison, J.P., 2002, 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.
  19. Gramberg, J., 1989, A non-conventional view on rock mechanics and fracture mechanics, Rotterdam, Balkema, 250P.
  20. 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.
  21. 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.
  22. 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.
  23. 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.
  24. Hajiabdolmajid, V., 2001, Mobilization of strength in brittle failure of rock, Ph.D Dissertation, Queen's University, Canada.
  25. 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.
  26. 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.
  27. Hazzard, J.F., 1998, Numerical modelling of acoustic emissions and dynamic rock behavior, Ph.D. Thesis, Keele University, Keele, England.
  28. Hetenyi, M., 1966, *Handbook of experimental stress analysis*, Wiley, New York.
  29. Hoek, E., 1965, Rock fracture under static stress conditions, CSIR Report MEG 383, National Mechanical Research Institute, South Africa.
  30. 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.
  31. Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., 1995, Support of underground excavations in hard rock, A.A. Balkema, Rotterdam, 215p.
  32. 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.
  33. 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.
  34. Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J., Steiner, W., 2000, Underground works in hard rock tunnelling and mining, *Proceedings of GeoEng2000*, Melbourne, Australia.
  35. 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.
  36. Lajtai, E.Z., 1998, Microscopic fracture processes in a granite, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 31, pp. 237-250.
  37. Lee, M. and Haimson, B., 1993, Laboratory study of borehole breakouts in Lac du Bonnet granite: a case of extensile failure mechanism, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 30, pp. 1039-1045.
  38. 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.

39. Martin, C.D., 1993, The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground penings, Ph.D. Dissertation, University of Manitoba, Canada.
40. Martin, C.D., 1997, The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 222-233.
41. Martin, C.D., 2001, Rock stability considerations for siting and construction a KBS-3 repository, SKB Technical Report.
42. 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.
43. 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.
44. Mastin, L., 1984, The development of borehole breakouts in sandstone, MS thesis, Stanford University, Palo Alto, California, USA.
45. Myer, L.R., Kemeny, J.M., Zheng, Z., Suarez, R., Ewy, R.T. and Cook, N.G.W., 1992, Extensile cracking in porous rock under differential compressive stress, Micromechanical modelling of quasi-brittle materials behavior, Applied Mechanics Reviews, Vol.45, pp. 263-280.
46. 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.
47. Ortlepp, W.D., 1997, Rock fracture and rockbursts - an illustrative study, Monograph Series, South African Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg.
48. 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.
49. 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.
50. 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.
51. 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.
52. 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.
53. Zheng, Z., 1989, Compressive stress-induced microcracks in rocks and applications to seismic anisotropy and borehole stability, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, USA.



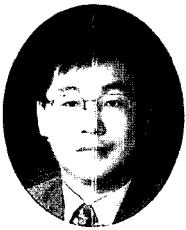
### 선대성

1997년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학사  
1999년 서울대학교 대학원 자원공학과  
공학석사  
2006년 서울대학교 대학원 지구환경시스템  
공학부 공학박사  
Tel: 042-868-3248  
E-mail: cds@kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부  
선임연구원



### 박찬

2006년 충남대학교 공과대학 토목공학과  
공학박사  
Tel: 042-868-3245  
E-mail: chan@kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부  
선임연구원



### 신중호

1983년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학사  
1985년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학석사  
1990년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학박사  
Tel: 042-868-3242  
E-mail: jhsynn@kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부  
책임연구원



### 전석원

1987년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학사  
1989년 서울대학교 대학원 자원공학과  
공학석사  
1996년 미국 아리조나 주립대학 공학박사  
Tel: 02-880-8807  
E-mail: sjeon@rockeng.snu.ac.kr  
현재 서울대학교 공과대학 지구환경시스템  
공학부 부교수