

# 지하공동의 취성파괴 예측을 위한 암석물성 및 손상지수 평가

이강현<sup>1</sup>, 방준호<sup>2</sup>, 김진하<sup>3</sup>, 김상호<sup>4</sup>, 이인모<sup>5\*</sup>

## Brittle rock property and damage index assessment for predicting brittle failure in underground opening

Kang-Hyun Lee, Joon-Ho Bang, Jin-Ha Kim, Sang-Ho Kim, In-Mo Lee

**Abstract** Laboratory tests are performed in this paper to investigate the brittle failure characteristics of over-stressed rocks taken in deep depth. Also, numerical simulation performed using that the so-called CWFS(Cohesion Weakening Frictional Strengthening) model is known to predict brittle failure phenomenon reasonably well. The most typical rock types of Korean peninsula - granite and gneiss - were used for testing. Results of uniaxial compression tests showed that the crack initiation stress was about 41% to 42% of the uniaxial compressive strength regardless of rock types, where as, the crack damage stress of granite was about 75%, and that of gneiss was about 97%. Through the damage-controlled test, strength parameters of each rock were obtained as a function of damage degree. After the peak, the crack damage stress and the maximum stress were decreased. The cohesion was decreased and the friction angle was increased with increase of rock damage. Before reaching the peak, the elastic modulus was slightly increased, while decreased after the peak. Poisson's ratio was increased as the damage of rock proceeds. Comparison of uniaxial compression tests and damage-controlled tests shows the crack initiation stress estimated from the damage-controlled test fluctuated within the range of crack initiation stress obtained from the uniaxial compression test; the crack damage stress was less than that estimated from the uniaxial compression test. In order to predict the critical depth that brittle failure occurs, numerical simulations using the CWFS model were performed for an example site. Material parameters obtained from the laboratory tests mentioned above were used for CWFS simulation. Comparison between the critical depth predicted from the numerical simulation using the CWFS model and that predicted by using the damage index proposed by Martin et al.(1999), showed that critical depth cannot be reasonably predicted by the currently used damage index except for circular tunnels. A modified damage index was proposed by the author which takes the shape of tunnels other than circular into account.

**Keywords:** Underground opening, brittle failure, CWFS, damage-controlled test, damage index

**요 지** 본 논문은 대심도 또는 과지압 암반에서 2차지압으로 인해 발생하는 취성파괴와 관련한 실내실험을 수행하고, 취성파괴 현상을 잘 예측할 수 있는 CWFS(Cohesion Weakening Frictional Strengthening)모델을 이용한 수치해석을 수행하였다. 암석의 거동을 분석하고 손상의 함수인 암석강도정수를 도출하기 위하여 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하였다. 일축압축강도실험결과 균열개시응력은 화강암, 편마암 구분 없이 일축압축강도의 41~42% 정도로 분석되었으며, 반면 균열손상응력은 화강암은 일축압축강도의 75%, 편마암은 일축압축강도의 97%의 값으로 분석되었다. 손상제어실험결과 균열손상응력과 최대하중은 Peak하중 이후 감소하는 것으로 나타났다. 또한 점착력은 감소하고 마찰각은 증가하는 양상을 보였다. Peak하중 이전에는 탄성계수가 증가하고 Peak하중 이후에는 감소하였다. 그리고 포아송비는 손상이 진행될수록 증가하는 양상을 보였다. 일축압축강도실험과 손상제어실험의 균열개시응력과 균열손상응력의 비교분석결과 손상제어실험의 균열개시응력은 일축압축강도실험에서 얻어진 균열개시응력의 범위에서 변화하는 양상을 보였고, 균열손상응력은 일정 손상수준에서 일축압축강도실험에서 얻어진 값보다 작은 값으로 나타났다. 실내실험결과로부터 CWFS모델의 입력 파라미터를 도출하여 수치해석에 적용하여 취성파괴 발생 한계토피고를 구했다. CWFS모델을 이용한 수치해석으로부터 예측된 한계토피고와 손상지수로부터 예측된 한계토피고를 비교한 결과, 취성파괴 발생 한계토피고를 정확히 예측하지 못하는 결과를 나타냈다. 따라서 원형터널에만 적용가능한 손상지수를 사용하는 것은 문제가 있다고 판단된다. 이를 개선하기 위해 터널의 형상을 고려한 형상계수를 손상지수에 적용하였다. 터널의 형상을 고려한 수정된 손상지수로부터 예측된 한계토피고는 수치해석결과와 거의 동일한 결과를 보였다.

**주요어:** 지하공간, 취성파괴, CWFS, 손상제어실험, 손상지수

<sup>1</sup>비회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 석사과정

<sup>2</sup>정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 박사과정

<sup>3</sup>정회원, 에스코 컨설턴트 이사

<sup>4</sup>정회원, 대림산업주식회사 토목사업부 차장

<sup>5</sup>정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 교수

\* 교신저자: 이인모 (E-mail: inmollee@korea.ac.kr)

# 1. 서 론

초기지압이 작용하고 있는 지하암반에서 터널과 같은 암반공동을 시공하는 경우 암반공동 주변의 파괴는 초기응력의 크기, 무결암의 강도, 암반내의 불연속면 상태에 의해 좌우된다고 알려져 있다(Diederichs, 1999; Kaiser 등, 2000). 지하 암반공동 주변의 파괴는 지질구조파괴(gravity-induced failure)와 응력유도파괴(stress-induced spalling)로 구분되며 이러한 파괴의 구분은 초기지압의 크기에 의해 결정된다고 할 수 있다(그림 1). 한편, 지하 암반공동에서의 지배적인 파괴모드와 구속조건에 따라 암반에서의 응력-변형률 거동은 각각 다른 양상을 나타내게 되는데, 이러한 거동상의 차이를 고려한 응력, 변형 해석을 위해 취성파괴모델과 연성(소성)파괴모델을 현장여건에 따라 선택적으로 적용하여야 한다.

대심도에 건설되는 터널의 경우 높은 초기지압과 굴착에 따른 2차 지압으로 인하여 터널 경계면에서 스펀링(spalling)이나 슬래빙(slabbing)과 같은 취성파괴가 발생할 수 있다. 암반구조물에서 발생하는 취성파괴는 현지암반의 응력조건과 암반강도에 의해 절대적으로 영향을 받게 되는데 암반이 충분한 강도와 지지력을 가지고 있음에도 불구하고 절대적인 현지응력의 크기가 크거나 암반구조물의 형상과 현지응력의 방향에 의한 암반의 강도를 초과하는 응력집중이 발생하는 과지압 상태(overstressed condition)에서 나타난다. 여기서 과지압 상태는 단순히 암반 내 현지응력의 크기가 큰 경우를 의미하는 것이 아니라 굴착된 터널 주변의 암반강도가 현지의 응력수준(stress level)에 비하여 상대적으로 작은 경우이거나, 암반이 충분히 강한 강도를 가지고 있어

도 이러한 암반의 파괴를 유발할 정도로 큰 현지응력이 작용하는 경우를 말한다.

취성파괴 발생양상의 일반적인 분류 기준은 암반분류(RMR)와 응력조건에 따라 9가지로 분류한 Kaiser 등(2000)의 Tunnel behavior matrix를 활용하는데, 그림 2에서와 같이 낮은 지중응력 상태에서의 파괴는 암반 내 불연속면의 분포에 영향을 많이 받지만 초기지압이 증가함에 따라 파괴는 2차 지압(induced stress)에 의한 파괴형태로 바뀌게 된다.

이에 본 연구에서는 과지압 지역에서 예상되는 취성 파괴 거동을 평가하기 위해 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하여 암석의 거동을 분석하고 취성파괴와 관련한 물성을 산정하여 암중에 따른 특성값을 도출했다. 또한 지표면으로부터 취성파괴가 발생하는 한계토피고(critical cover depth for brittle failure)를 평가하기 위한 방안으로 Martin 등(1999)이 제안한 손상지수( $D_i$ , damage index)와 본 연구에서 제안하는 형상계수(shape factor)를 도입한 수정손상지수( $D_{i,s}$ , modified damage index)를 통해 산정된 취성파괴 발생 한계토피고와 CWFS 모델 수치해석으로 구한 취성파괴 발생 한계토피고를

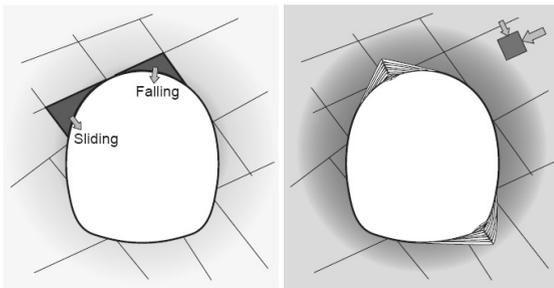


그림 1. 지하암반공동에서의 파괴모드(Martin, 2005)

	Massive (RMR > 75)	Moderately Fractured (50 > RMR < 75)	Highly Fractured (RMR < 50)	
Low In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_3 < 0.15$ )	Linear elastic response.	Falling or sliding of blocks and wedges.	Unravelling of blocks from the excavation surface.	Low Mining-Induced Stress $\sigma_{max}/\sigma_c < 0.4 \pm 0.1$
Intermediate In-Situ Stress ( $0.15 > \sigma_1 / \sigma_3 < 0.4$ )	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.	Intermediate Induced Stress $0.4 \pm 0.1 < \sigma_{max}/\sigma_c < 1.15 \pm 0.1$
High In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_3 > 0.4$ )	Failure Zone around the excavation.	Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.	High Mining-Induced Stress $\sigma_{max}/\sigma_c > 1.15 \pm 0.1$

그림 2. 응력수준과 암반등급에 따른 tunnel behavior matrix (Kaiser 등, 2000)

비교함으로써 별도의 수치해석 없이 취성파괴 발생 한계도피고를 예측하는 경우 형상계수를 도입한 수정손상지수의 적용성 및 타당성에 대하여 평가하였다.

## 2. 이론적배경

### 2.1 CWFS모델

일반적으로 암반공동에서의 응력, 변형해석은 주로 탄소성파괴모델인 Mohr-Coulomb모델, Hoek-Brown모델이 이용되고 있다. 두 가지 모델은 재료의 점착력과 마찰강도가 파괴과정에서 동시에 발현된다는 가정 하에 적용할 수 있는 모델로, 대심도에 위치한 암반공동의 파괴의 깊이와 폭을 예측하는데는 한계가 있다.

두 가지 모델의 한계를 극복하기 위해 Hajiabdolmajid 등(2002)은 변형률 연화(strain softening) 모델의 일종인 CWFS(Cohesion Weakening Frictional Strengthening) 모델을 제안하였는데, 재료에서 발생하는 소성변형률에 따라 점착력과 마찰강도가 다르게 발현된다고 가정하는 모델이다. CWFS모델은 토질역학에서 사용되던 상호연결구조(interlocked structure)를 암석에 적용한 모델로, 암석의 일반적인 강도가 구속압과 무관한 점착력 또는

입자경계의 흡착력, 구속압에 비선형적으로 좌우되는 상호연결강도와 구속압에 선형적인 관계를 갖는 마찰강도로 구성되어 있다는 이론을 근거로 제안되었다. 그림 3은 구속압에 따른 강도요소의 모식도를 나타내며, 재료에 따라 점착력과 상호결합강도의 형태는 서로 다른 형상을 갖는다고 보고되었다(천대성 등, 2007). 그리고 강도요소가 동시에 발현되지 않는 성질로 인하여 파괴포락선의 형태는 그림 3(b)에서 나타난 바와 같이 bilinear한 형태를 가진다.

그림 4는 CWFS모델에서 강도요소의 발현에 대한 개념도를 보여주고 있는데, 점착력은 암석이 손상을 받음에 따라 약화되어 잔류점착력으로 안정화되고 이후에 마찰강도가 발현되기 시작한다고 하였다. 재료에 따라 점착력과 마찰강도가 발현되는 소성한계변형률(plastic limit strain)은 각기 다르며, 특히 경암의 경우 소성한계변형률의 초기단계에서 발현된 마찰강도는 무시할 정도로 작아 0으로 보아도 무방하다고 하였다.

### 2.2 취성파괴 해석방법

캐나다 AECL의 URL에서 수행한 Mine-by 시험터널은 1990년에서 1995년 동안 취성파괴의 전반적인 거동

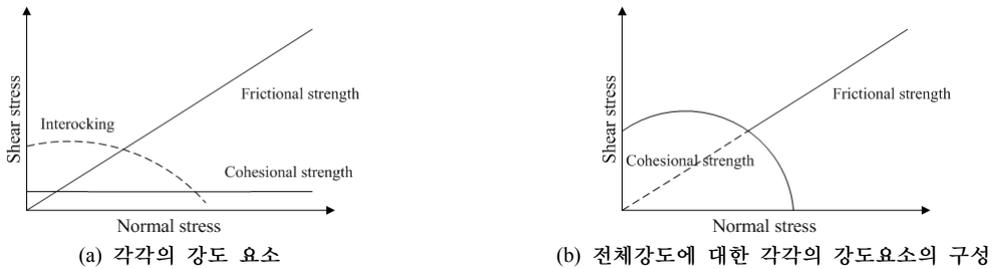


그림 3. 구속압에 따른 강도요소의 모식도(Hajiabdolmajid, 2001)

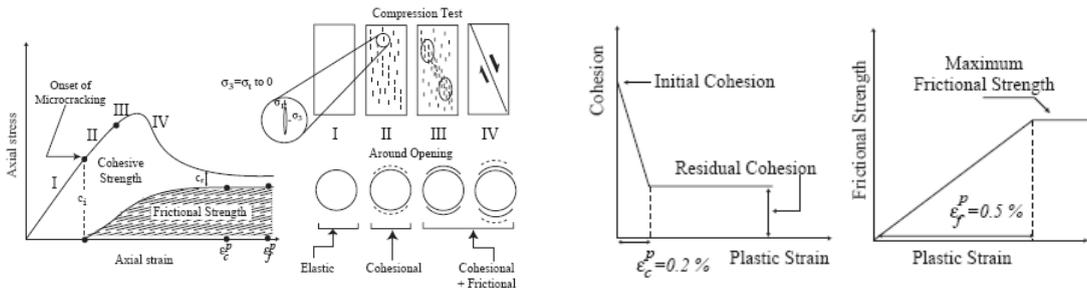


그림 4. CWFS모델에서의 강도요소 발현 양상(Hajiabdolmajid 등, 2002)

을 조사하기 위한 목적으로 시행된 현장으로 괴상의 화강암반에 직경 3.5 m의 원형 터널을 라인드릴링 공법을 사용하여 굴착하였고, 변위, 변형율, 응력의 변화 등을 측정하기 위해 다양한 계측장비를 설치하여 모니터링을 실시하였다.

Mine-by 시험터널의 또 다른 목적은 취성파괴 영역의 형상과 범위를 모사할 수 있는 수치모델을 확인하기 위해 Lac du Bonnet 화강암에 대한 물성치를 이용하여 탄성 모델, 탄성-완전소성모델, 탄성-취성모델과 Hajiabdolmajid 등(2002)이 제안한 CWFS모델을 동일한 단면에 대해 적용함으로써 취성파괴의 형상과 범위의 모사여부를 평가하였다.

탄성모델에서는 실제 파괴영역의 범위와 깊이를 과소 평가하는 결과를 보였고 탄성-완전소성모델에서는 파괴 깊이는 과소평가하고, 파괴범위는 과대평가하는 결과를 나타냈다. 또한 탄성-취성모델에서는 파괴 깊이는 과소 평가하고 파괴의 횡방향 범위를 과대평가하는 결과를 나타냈다. 이와 달리 CWFS모델에서는 파괴영역의 깊이와 범위를 비교적 정확하게 나타냈다(그림 5). 따라서, 암반공동의 내공면과 같이 구속압이 작고 압축인장균열 매커니즘이 지배하는 취성파괴 해석에는 CWFS모델과 같은 취성파괴모델을 적용하는 것이 합리적이라고 제안했다.

### 2.3 취성파괴의 발생평가

지하 암반 공동에서 취성파괴의 발생 여부를 평가하는 것은 현재까지 많은 연구자들에 의해 연구가 이루어졌다. 실제 시공 중 발생된 취성파괴의 현상에 대한 현장연구와 취성파괴 발생 거동의 연구로부터 제시된 기

준은 경험에 의한 방법이 주를 이루고 있고, 취성파괴의 발생에 대한 평가는 주로 최대, 최소주응력과 일축압축강도의 비인 응력강도비로 표현되는 기준을 통해 이루어져 왔다.

Ortlepp과 Hoek과 Brown은 식 (1)과 같이 최대주응력( $\sigma_1$ )과 일축압축강도( $\sigma_c$ )의 비가 0.2이상에서 스펀링(spalling)이 발생한다고 밝힌 바 있다(Martin 등, 1999).

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} \geq 0.2 \quad (1)$$

일반적으로 2차 지압에 의한 암반의 파괴는 굴착 경계부에서의 응력집중에 의해 시작되므로 터널의 형태에 따라 좌우되는 굴착 경계부에서의 최대접선응력(maximum tangential stress)이 반드시 고려되어야 한다. Wiseman은 굴착면 측벽부에서의 응력을 고려함으로써 이러한 한계를 극복하고자 응력집중비(Sidewall Concentration Factor)를 식 (2)와 같이 제안하였고, 20 km 길이의 금광(Gold mine) 터널을 조사하여 벽체에서의 응력집중비가 약 0.8에 도달할 때 무지보 터널이 급격히 파괴됨을 확인하였다(Martin 등, 1999).

$$SCF = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \quad (2)$$

여기서,  $\sigma_1$ 과  $\sigma_3$ 는 각각 현지응력(far-field in-situ stress)의 최대주응력과 최소주응력이고,  $\sigma_c$ 는 무결암의 일축압축강도이다.

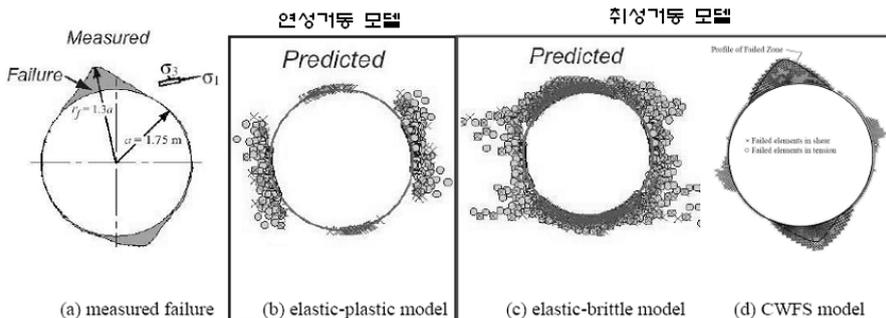


그림 5. Mine-by 시험터널에서 관찰된 파괴영역과 Phase2D에 의해 예측된 파괴영역의 비교(Hajiabdolmajid 등, 2002)

Martin 등(1999)은 최대접선응력( $\sigma_{max}$ )과 무결암의 일축압축강도( $\sigma_c$ )의 비인 손상지수( $D_i$ , Damage index)를 식 (3)과 같이 제안하면서  $D_i \leq 0.4$ 인 경우 암반은 탄성적이고 육안관찰에 의한 손상은 나타나지 않는다고 하였다.

$$D_i = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad (3)$$

이 기준은 Hoek과 Brown(1980)의 사례분석을 통해 암반공동 주변의 최대 암반강도가 약  $0.4\sigma_c$ 라는 것의 미하는 것으로 이러한 결과로부터 취성파괴는 식 (4)와 같은 응력비의 범위에서 발생한다고 하였다.

$$D_i = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \approx 0.4 \pm 0.1 \quad (4)$$

여기서,  $\sigma_1$ 과  $\sigma_3$ 는 초지중응력 중 최대주응력과 최소주응력을 의미하며,  $\sigma_c$ 는 일축압축강도,  $\sigma_{max}$ 는 굴착 후 공동주변의 최대접선응력이다.

그러므로, 암반의 지중응력을 아는 경우 취성파괴 발생 여부는 식 (4)를 활용하여 판단할 수 있고, 수치해석에 의해 최대접선응력을 구할 수 있다면 일축압축강도와의 비를 통해 취성파괴 가능성을 평가할 수 있다.

Cai 등(2004)은 캐나다의 Mine-by 시험터널, 스위스의 Lotchberg base tunnel, 스웨덴의 HRL ZEDEX 등의 현장사례분석을 통해 취성파괴의 발생여부를 평가할 수 있는 축차응력과 암반강도의 비( $\sigma_{dev}/\sigma_{cm} = (\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_{cm}$ )

를 제안하였다. 이 방법은 과상암반과 균열암반 모두 적용할 수 있는 기준으로 과상암반의 경우 0.4~0.5, 균열암반의 경우 0.5~0.6 이상을 취성파괴가 발생하는 기준으로 제시하였다(식 (5), (6)).

$$\frac{\sigma_{dev}}{\sigma_{cm}} = 0.4 \sim 0.5 \text{ for 과상암반} \quad (5)$$

$$\frac{\sigma_{dev}}{\sigma_{cm}} = 0.4 \sim 0.5 \text{ for 균열암반} \quad (6)$$

Martin(2005)은 취성파괴가 점착력의 손실거동으로부터 발생한다는 사실을 고려하여 Mohr-Coulomb 파괴 기준을 이용한 취성파괴 파괴기준을 제안하였다. 이는 인장에 의한 압축파괴로 발생하는 취성파괴에서 첨두상태의 파괴포락선은 점착력 요소에 의해 지배되는 반면에 마찰각은 무시되지만, 잔류상태에 이르게 되면 점착력 요소는 크게 감소하고 마찰각은 최대로 발현되는 거동특성을 반영하였다. 즉 암반물성치의 평가는 기존의 방법은 손상제어실험을 통해 얻어진 첨두점착력을 사용하는 것과 달리 제안된 파괴기준은 첨두상태의 점착력은 스펙링암반강도( $\sigma_{sm}$ )의 50%로 고려하고(식 (7)), 첨두상태의 마찰각은 0으로 고려하여 해석하는 방법이 다(식 (8)).

그림 6은 캐나다 Mine-by 시험터널에서 측정된 취성 파괴의 깊이와 예측된 취성파괴의 깊이를 비교하는데 사용된 취성파괴 파괴포락선을 나타내고 있다. 이 방법을 통해 취성파괴 발생지역의 중량을 가정하여 지보시

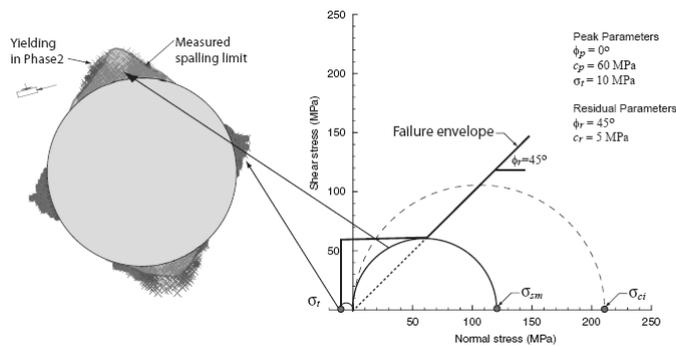


그림 6. Mine-by 시험터널의 손상영역과 실제파괴영역과의 비교 및 스펙링 파괴기준(Martin, 2005)

스텝이 안정하게 거동할 수 있는 지보량을 결정할 수 있으며, 지보재가 없을 경우에는 V자형 노치 깊이를 예측하는데 사용할 수 있다.

$$c_p = \frac{1}{2}\sigma_{sm} = \frac{1}{2}k\sigma_c \quad (7)$$

$$\phi_p = 0 \quad (8)$$

여기서,  $c_p$ 는 침두상태의 점착력,  $\phi_p$ 는 침두상태의 마찰각,  $\sigma_c$ 는 일축압축강도,  $k$ 는 스프링계수이다.

### 3. 실내실험을 통한 취성파괴 파라미터 고찰

#### 3.1 실험이론

##### 3.1.1 일축압축강도실험

전형적인 일축압축상태에서의 응력-변형률 관계곡선은 그림 7과 같이 나타난다. I구간에서는 시료 내부에 존재하고 있는 미소균열들이 작용하중과 수직한 방향으로 배열되어 있을 때 균열이 닫히는 현상이 발생하며 이때 축방향 강성이 증가하고, 횡방향 강성이 감소하게 된다. II구간에서는 미소균열이 대부분 폐합되어 선형성을 띠며, 이 선형구간에서 탄성계수와 포아송비를 구한다. III구간에서는 체적팽창이 시작되며 균열개시응력을 지나면서 안정적인 균열이 발생하고 IV구간에서는 균열 에너지가 해방되며 불안정적인 균열이 성장하게 된다.

그림 7에서 보는 바와 같이 축응력( $\sigma_1$ , axial stress)과 축방향 변형률( $\epsilon_{axial}$ , axial strain) 및 횡방향 변형률( $\epsilon_{lateral}$ , lateral strain), 축응력과 체적변형률( $\epsilon_{vol}$ , volumetric strain) 및 균열체적변형률( $\epsilon_{crack}$ , crack volumetric strain)과의 관계곡선으로부터 균열개시응력( $\sigma_{ci}$ , crack initiation stress),

균열손상응력( $\sigma_{cd}$ , crack damage stress), 일축압축강도 (UCS, uniaxial compressive strength)를 구할 수 있다.

그림 7에 나타나는 응력수준에 대한 정의는 표 1과 같다.

일축압축강도실험을 통해 얻어지는 값들은 하중, 축방향변위, 횡방향변위의 값들이 얻어지는데 이 값들을 통하여 체적변형률 식(9)과 탄성체적변형률 식(10)을 구하게 된다.

$$\epsilon_{vol} = \epsilon_{axial} + 2\epsilon_{lateral} \quad (9)$$

$$\epsilon_{elastic} = \frac{(1-2\nu)}{E}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (10)$$

한편, 균열체적변형률은 식 (11)과 같이 체적변형률에서 탄성체적변형률을 빼주어 구하게 된다.

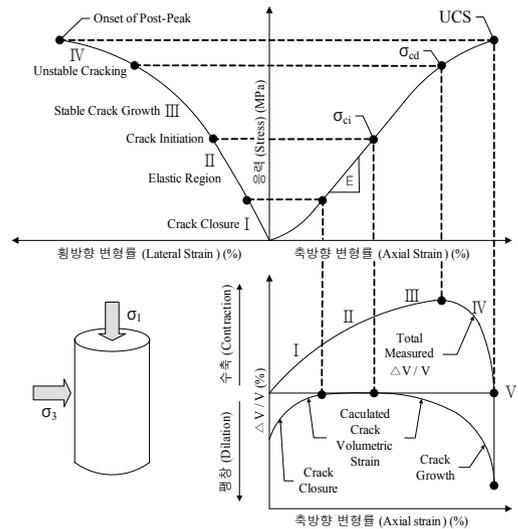


그림 7. 일축압축강도실험을 통한 응력-변형률 곡선(Martin과 Chandler, 1994)

표 1. 응력수준의 정의

용어	정의
균열폐합응력( $\sigma_{cc}$ )	암석내부의 기존 균열들이 하중에 의해 모든 균열이 닫힐 때의 응력으로 변형률-응력곡선에서 기울기가 선형으로 될 때의 응력
균열개시응력( $\sigma_{ci}$ )	균열체적변형률곡선에서 체적변형률이 팽창하기 시작할 때의 응력
균열손상응력( $\sigma_{cd}$ )	체적변형률곡선의 기울기가 (+)에서 (-)로 변할 때의 응력
일축압축강도(UCS)	파괴시의 응력

$$\epsilon_{crack} = \epsilon_{vol} - \epsilon_{elastic} \quad (11)$$

상기 방법으로 구한 체적변형율이 최대값을 가질 때의 응력이 균열손상응력( $\sigma_{cd}$ )이며, 균열체적변형율이 최대값을 가질 때의 응력이 균열개시응력( $\sigma_{ci}$ )이 된다. 균열개시응력은 일축압축강도로 나누어 주어 CWFS해석의 침투점착력 산정에 적용되는 스펙링계수( $k$ )를 구하는데 사용된다.

$$k = \frac{\sigma_{sm}}{\sigma_c} = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_c} \quad (12)$$

### 3.1.2 손상제어실험

Martin과 Chandler(1994)에 의해 고안된 손상제어실험(damage-controlled test)은 작용하중의 크기에 따른 암석의 손상진행에 대한 연구를 위해 고안된 것으로 탄성-취성-연성(elastic-brittle-ductile) 연속체 모델의 교정을 위해 반복하중 파괴 후 시험(cyclic-loading post-failure test)으로부터 고안된 실험이다. 본 실험은 암석 코어시료에 대해 재하(load)와 제하(unload)를 반복수행하여 시료에 대한 완전 응력-변형률 곡선을 구하고, 이로부터 각 싸이클의 균열손상응력(crack damage stress)과 최대응력(peak stress)을 결정한다. 또한, CWFS 모델을 이용한 취성파괴 해석을 위해 소성변형률의 누적에 따른 점착력과 마찰각의 곡선을 구하고 이로부터 점착력 성분의 소성한계변형률(plastic strain limit)과 마찰각 성분의 소성한계변형률을 구하여 CWFS모델의 입력변수로 사용한다. 또한, 소성변형률의 누적에 따른 탄성계수와 포아송비의 곡선을 구할 수 있다.

손상제어실험에서 얻은 결과로부터 설계지반정수를 도출하는 방법은 다음과 같다. 손상제어실험 수행 중에 손상증분( $i$ )이 발생한다. 즉, 재하-제하의 반복은 영구적인 체적손상( $\epsilon_v^p$ , permanent volumetric damage)을 발생시킨다. 발생한 체적손상은 손상파라미터( $\omega$ , damage)에 의해 표현되며, 이는 축적된 소성체적변형률에 의해 식 (13)과 같이 정의된다.

$$\omega = \sum_{i=1}^n (\epsilon_v^p)_i \% \quad (13)$$

손상파라미터는 단계별 응력수준인 균열개시응력, 균열손상응력 및 최대응력과 역학적 물성치인 탄성계수와 포아송비를 도시하는데 유용하게 사용되며, CWFS모델의 입력변수인 점착력, 마찰각과의 관계를 도시하는데 활용된다.

Martin과 Chandler(1994)는 손상파라미터( $\omega$ )를 이용하여 손상단계별 균열개시응력, 균열손상응력, 최대응력의 추이를 얻었다. 손상이 발생함에 따라 Peak하중 이후 최대응력은 감소하는 양상을 보이며, 균열손상응력은 Peak하중 부근에서 급격히 감소하는 양상을 관찰했다. 또한, 균열개시응력은 손상단계에 상관없이 거의 일정한 값을 가지는 양상을 보인다고 보고하였다.

손상파라미터의 증가에 따른 점착력, 마찰각의 변화를 도시하기 위해 식 (14), (15), (16)과 (17)을 이용하여 점착력과 마찰각을 계산할 수 있으며, 손상파라미터의 증가에 따른 점착력과 마찰각의 변화양상은 그림 8을 통해 확인할 수 있다. 손상이 누적됨에 따라 점착력은 감소하고 마찰각은 증가하는 양상을 보이며, 특정 손상시점 이후로 점착력과 마찰각은 일정한 값으로 수렴하는 모습을 보여준다.

$$c = \frac{\sigma_{cd}}{2} \quad \text{for } \sigma_3 = 0 \quad (14)$$

$$c = \frac{\sigma_{cd}}{2 \tan[(\pi/4) + (\phi/2)]} - \frac{\sigma_3}{2} \tan[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}] \quad (15)$$

for  $\sigma_3 > 0$

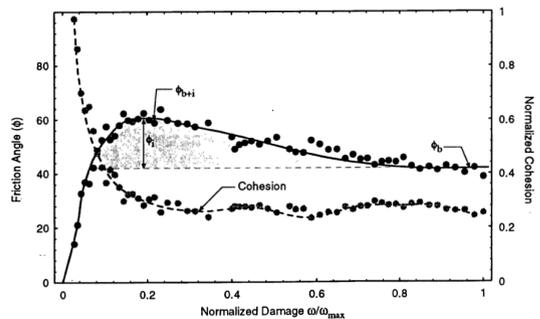


그림 8. 손상에 따른 점착력과 마찰각의 변화곡선(Martin과 Chandler, 1994)

$$\phi = 2 \tan^{-1} \left( \frac{\sigma_f}{2c} \right) - \frac{\pi}{2} \quad \text{for } \sigma_3 = 0 \quad (16)$$

$$\phi = 2 \tan^{-1} \left[ \frac{1}{2} \left( \sqrt{\left( \frac{2c}{\sigma_3} \right)^2 + 4 \frac{\sigma_f}{\sigma_3} - \frac{2c}{\sigma_3}} \right) \right] - \frac{\pi}{2}$$

for  $\sigma_3 > 0$  (17)

여기서,  $c$ 는 점착력,  $\phi$ 는 마찰각,  $\sigma_{cd}$ 는 균열손상응력,  $\sigma_3$ 는 구속압이고  $\sigma_f$ 는 사이클의 최대응력을 의미한다.

### 3.2 실험방법 및 실험결과

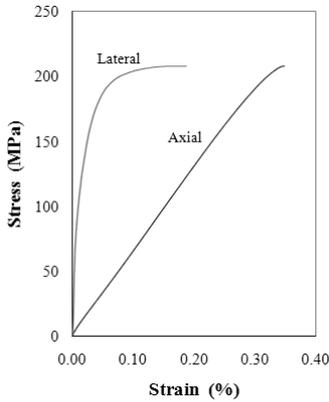
#### 3.2.1 일축압축강도실험

취성거동 해석을 위한 CWFS모델의 적용물성치 산정을 위해 우리나라 대표 암종인 화강암과 편마암에 대하여 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하였다. 일

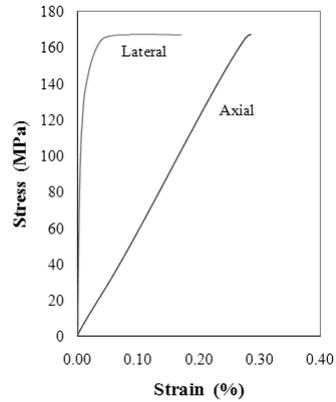
축압축강도실험에서 일축압축강도와 균열개시응력을 통하여 스펙링계수( $k$ )를 구하고 손상제어실험을 통해 손상도에 따른 점착력과 마찰각의 변화를 도출하였다.

본 연구에서의 일축압축강도실험은 ISRM 규정을 참고하여 실험을 수행하였고, 재하속도는 0.1 MPa/sec로 설정하였다. ISRM에서 권장하는 일축압축강도실험의 하중재하속도는 0.5~1.0 MPa/sec이나 실험에 사용된 시료는 암석의 강도가 강하지는 않지만 암석성인의 특성상 크리프(creep) 현상이 발생하지 않으므로 하중재하속도의 영향이 강도에 미치는 영향이 미미할 것으로 판단되어 정확한 균열개시응력을 구하기 위한 Martin과 Chandler(1994)가 수행한 실험의 재하속도(0.00075 MPa/sec)와 실험시간을 고려하여 하중재하속도를 0.1 MPa/sec로 설정하였다.

실험결과와 신뢰도를 높이기 위하여 암종별 5개 이상

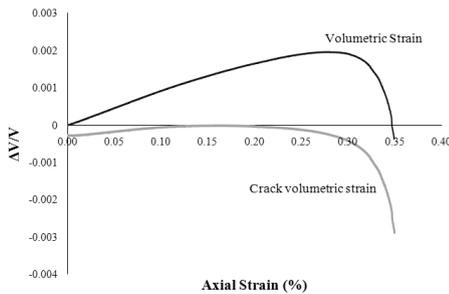


(a) 화강암

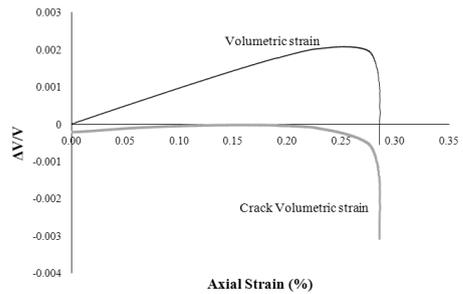


(b) 편마암

그림 9. 응력-변형률 곡선



(a) 화강암



(b) 편마암

그림 10. 체적변형률 곡선과 균열체적변형률 곡선

의 시료에 대해서 실험을 수행하였으며, 화강암 8개, 편마암 6개 시료에 대하여 일축압축강도실험결과를 얻었다. 실험으로부터 얻어진 축방향변위, 횡방향변위와 하중으로부터 암석의 역학적 특성치와 실험이론에 설명된 방법을 이용하여 일축압축강도와 균열개시응력 및 균열손상응력을 산정하였다.

화강암과 편마암의 대표적인 응력-변형률 곡선이 그림 9에 나타나 있으며, 체적변형률 곡선과 균열체적변형률 곡선을 그림 10에 나타냈다. 화강암의 경우 하중을 받음에 따라 지속적으로 횡방향 변형률이 증가하는 양상을 보이고 있다(그림 9(a)). 그러나 편마암의 경우에는 일축압축강도에 거의 근접한 하중 부근에서 횡방향 변형률이 급격하게 증가하는 양상을 보인다(그림 9(b)). 이러한 결과는 화강암의 경우 새로운 균열이 생성되면서 균열의 성장과 전파로 인하여 파괴가 발생하지만, 편마암의 경우 하중으로 인해 생긴 새로운 균열이 전파하는 과정에서 편리와 결합하였을 때 급격하게 변형이 일어난 것으로 판단된다(그림 10(a)).

편마암의 횡방향 변위의 갑작스런 변화의 결과는 균열체적변형률 곡선과 체적변형률 곡선에도 반영되어 시

료가 파괴에 임박하였을 때 균열체적변형률 곡선과 체적변형률 곡선이 급격하게 감소하는 것을 살펴볼 수 있다. 이는 화강암보다 편마암의 균열손상응력이 일축압축강도에 근접하는 것으로 볼 수 있다(그림 10(b)).

화강암, 편마암에 대한 일축압축강도실험으로부터 얻어진 역학적 특성치와 손상기준으로 사용되는 균열개시응력과 균열손상응력 및 스펙링계수( $k$ )를 표 2와 표 3에 나타냈다. 편마암의 탄성계수가 화강암의 탄성계수에 비하여 약 10 GPa이 더 크게 나타났는데, 이는 횡방향 변형률과 마찬가지로 화강암의 선형구간에서 축방향 변형률이 편마암에 비하여 많이 발생했기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 포아송비는 평균값으로는 화강암과 편마암이 같은 결과가 나타났지만 각각의 실험결과를 살펴보면 화강암은 0.10 이상의 값이 많이 나타났고, 편마암의 경우 0.10 이하의 값이 다수 관측되었다. 또한 편마암 2, 5번 시료의 경우 포아송비가 크게 나타났는데, 이는 시료에 존재하는 편리가 하중 재하방향과 거의 평행한 방향으로 위치해 있어 횡방향 변형이 많이 발생하여 포아송비가 크게 나타난 것으로 분석된다(그림 11).

또한 균열개시응력과 일축압축강도를 이용하여 취성

표 2. 화강암에 대한 일축압축강도실험결과

시료번호	1	2	3	4	5	6	7	8	평균(±표준편차)
탄성계수(GPa)	72.20	70.45	26.42	53.67	30.54	51.19	65.22	68.33	54.75(±16.76)
포아송비	0.12	0.03	0.10	0.12	0.04	0.04	0.15	0.10	0.09(±0.04)
일축압축강도(UCS)(MPa)	231.81	148.58	72.59	120.78	66.47	97.50	208.36	197.37	142.93(±59.71)
균열개시응력( $\sigma_{ci}$ )(MPa)	116.42	63.68	22.37	48.37	13.86	50.90	104.88	93.65	62.55(±35.29)
균열손상응력( $\sigma_{cd}$ )(MPa)	225.85	145.47	23.79	69.56	29.91	79.08	179.2	182.99	116.98(±71.45)
$k(\sigma_{ci}/UCS)$	0.50	0.43	0.31	0.40	0.21	0.52	0.50	0.47	0.41(±0.10)
$\sigma_{cd}/UCS$	0.97	0.98	0.33	0.58	0.45	0.81	0.86	0.93	0.74(±0.24)

표 3. 편마암에 대한 일축압축강도실험결과

시료번호	1	2	3	4	5	6	평균(±표준편차)
탄성계수(GPa)	69.21	58.07	62.99	74.72	77.47	65.30	67.96(±6.67)
포아송비	0.06	0.17	0.06	0.07	0.12	0.05	0.09(±0.04)
일축압축강도(UCS)(MPa)	166.43	179.97	167.74	205.80	116.33	159.97	166.04(±34.13)
균열개시응력( $\sigma_{ci}$ )(MPa)	34.21	106.91	96.33	108.34	22.60	75.66	73.23(±28.49)
균열손상응력( $\sigma_{cd}$ )(MPa)	142.36	173.37	152.71	196.21	103.28	155.75	153.95(±28.49)
$k(\sigma_{ci}/UCS)$	0.21	0.59	0.57	0.53	0.19	0.47	0.42(±0.17)
$\sigma_{cd}/UCS$	0.86	0.96	0.91	0.95	0.89	0.97	0.92(±0.04)

파괴의 지배적인 파괴인자인 침투점착력 산정에 이용되는 파라미터인 스펙링계수( $k$ )를 구했다. 스펙링계수( $k$ )는 균열개시응력을 일축압축강도로 나눈 값으로, 화강암은 0.41, 편마암은 0.42로 분석되었다. 두 암종이 거의 비슷한 값을 나타냈으며, Martin과 Chandler(1994)가 제안한 값인  $0.4 \pm 0.1$ 사이의 값으로 나왔다. 또한 Martin(2005)이 Loc du Bonnet 화강암에 대하여 얻은 스펙링계수( $k$ ) 0.45와 비슷한 값이 나타났다.

균열손상응력은 일축압축강도의 화강암 74%, 편마암 97%의 응력수준으로 나타났다. 화강암은 하중이 증가함에 따라 횡방향 변형률이 지속적으로 증가하여 체적 변형률의 감소가 빨리 나타나게 되어 균열손상응력이 작은 응력수준에서 나타났다. 이와 달리 편마암은 일축 압축강도에 근접하여 횡방향 변형률이 급격하게 증가하므로 일축압축강도에 거의 근접한 응력수준에서 균열손상응력이 나타났으며, 화강암에 비해 큰 값으로 나타났다.

일축압축강도실험로부터 얻은 응력수준에 따른 변형률의 발생량을 정규화시켜 표 4에 정리하였다. 시료 내부에 존재하는 기존의 균열이 닫힌 후 새로운 균열이 생성되기 전까지 축방향 변형률의 약 35~40%가 발생하였다. 이와 대조적으로 횡방향 변형률은 축방향 변형률에 비하여 적은 양인 약 4~6%가 발생하였다. 이러한

결과는 시료 내부에 존재하는 기존의 균열이 폐합되는 것은 하중방향과 수직으로 위치한 균열들의 영향이 큰 것으로 판단된다.

횡방향 변형률은 균열손상응력 수준에 이르러 약 20~40%밖에 발생하지 않아 균열손상응력 이후 불안정한 균열의 성장과 전파과정에서 횡방향 변위가 많이 발생하는 것으로 관측되었다.

위의 결과로부터 각각의 응력수준에서 발생하는 변형률을 정규화시켜 그림 12에 나타났다. 축방향 변형률은 모든 응력수준에서 거의 고르게 발생하는 양상을 보이거나, 횡방향 변형률은 균열손상응력 이후 대부분의 변형이 발생하는 것으로 관측되었다.

### 3.2.2 손상제어실험

일축압축강도실험과 마찬가지로 화강암, 편마암에 대하여 손상제어실험을 수행하였다. 암반공동의 주변부에서는 구속압이 0에 가까운 값을 가지게 되는데 취성파괴는 암반공동의 내공면과 같이 구속압이 작고 압축인장 균열매커니즘이 지배하는 곳에서 발생한다. 따라서 손상제어실험에서는 암반공동의 내공면에 근접한 응력상태를 고려한 실험환경을 조성하기 위하여 구속압을 0으로 설정하여 일축압축상태에서 다음과 같은 방법으로

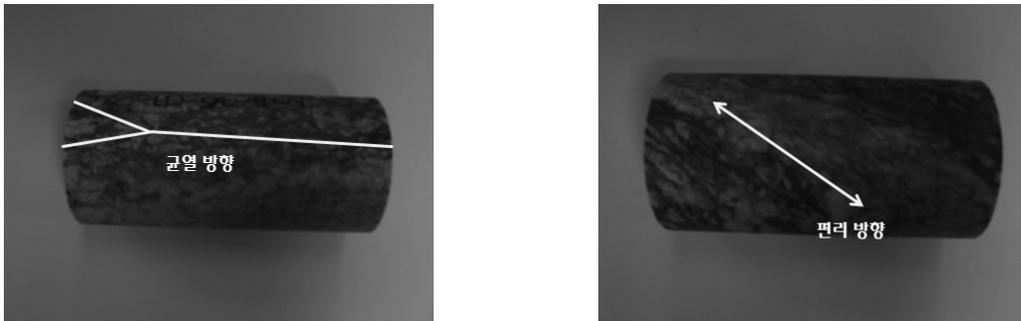
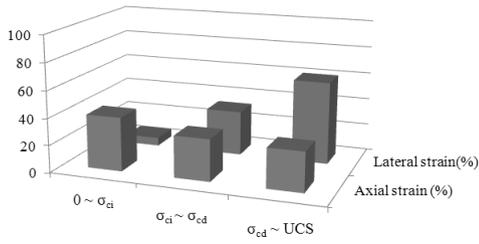


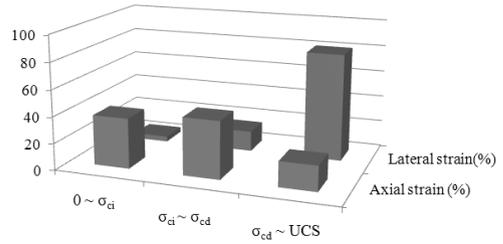
그림 11. 실험에 사용된 편마암 시료의 균열 및 편리방향

표 4. 화강암의 응력수준에 따른 정규화된 축방향 변형률과 횡방향 변형률

	화강암		편마암	
	정규화된 축방향 변형률(%) $\epsilon_{axial} / \epsilon_{axial-max}$	정규화된 횡방향 변형률(%) $\epsilon_{lateral} / \epsilon_{lateral-max}$	정규화된 축방향 변형률(%) $\epsilon_{axial} / \epsilon_{axial-max}$	정규화된 횡방향 변형률(%) $\epsilon_{lateral} / \epsilon_{lateral-max}$
균열개시응력, $\sigma_{ci}$	39.79±11.34	6.09±6.52	37.84±15.01	3.94±5.12
균열손상응력, $\sigma_{cd}$	70.68±27.16	39.08±40.11	81.03±7.20	19.21±13.19



(a) 화강암



(b) 편마암

그림 12. 응력수준별 변형률 발생량

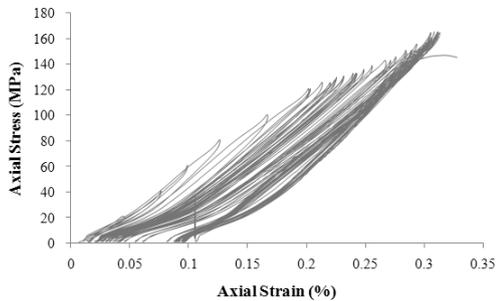


그림 13. 응력-축방향변형률 곡선(화강암)

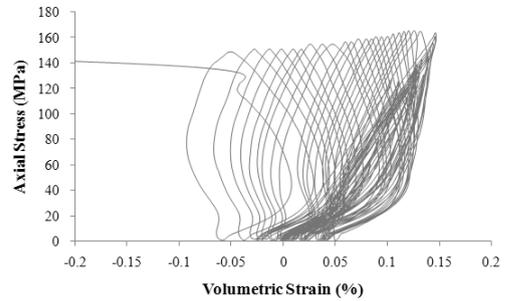


그림 15. 체적변형률-변형률 곡선(화강암)

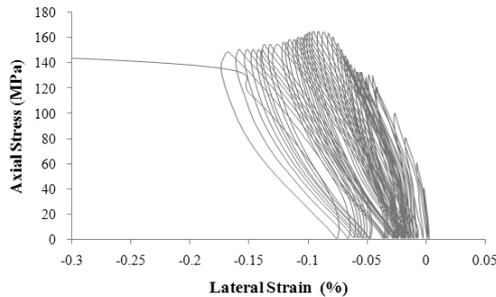


그림 14. 응력-횡방향변형률 곡선(화강암)

에 따라 선택적이며 임의의 값 설정가능) 씩 증가 시키면서, 축하중을 약 1.0 MPa/sec 속도로 증가시킨다. 이와 같은 방법으로 최대강도의 약 75% 까지 재하-제하반복을 수행한다.

- ④ 최대강도의 75%에 도달한 이후에는 횡방향변형률이 시료직경의 0.1%에 도달하거나 축하중의 갑작스런 감소가 감지되는 경우에는 즉시 제하를 한다.

손상제어실험은 손상의 누적에 따른 암석물성치의 변화를 관찰하는데 그 목적이 있으므로, 실험도중에 시료의 파괴가 일어나지 않도록 주의하여야 한다.

손상제어실험으로부터 얻은 응력에 따른 축방향 변형률과 횡방향 변형률 및 식 (9)를 이용하여 구한 체적변형률을 나타낸 그래프는 그림 13~15와 같다. Peak하중 이전에는 하중이 점점 증가하며 축방향 변형률과 횡방향 변형률이 점점 증가하는 양상을 보이고 있으며, Peak하중 이후에는 하중을 점점 감소시켜도 변형이 증가하는 양상을 보이며 특히 횡방향 변형률이 많이 증가하는

수행되었다.

- ① 축하중은 1.0 MPa/sec 속도의 하중제어방식으로 예정된 하중까지 증가시킨다.
- ② 파괴를 방지하기 위해서 축하중의 갑작스런 감소가 감지되는 경우(initial crack 발생) 즉시 제하한다.
- ③ 다음 단계 재하시 20 MPa 또는 40 MPa(첨두강도

것으로 관찰됐다. 이러한 경향은 화강암과 편마암에서 동일하게 관측되었다.

손상제어실험에 앞서 수행된 일축압축강도실험으로부터 얻어진 응력-변형률 곡선과 손상제어실험을 통해 얻어진 각 사이클에서의 변형률이 최대값을 가질 때의 응력을 점으로 표현하여 응력-변형률의 개형을 비교한 결과, 유사한 응력-변형률 거동을 보이는 것으로 보아 손상제어실험이 적절하게 수행되었음을 확인하였다(그림 16).

또한 손상제어실험결과의 점들을 살펴보면 Peak하중의 70~80% 수준까지 기울기가 점점 증가하는 양상을 보이다가 이후 기울기가 감소하는 양상을 보인다. 이러한 결과는 하중재하 초기에는 재하-제하에 따른 소성변형이 발생하여 다음 사이클의 하중 재하시 이전 사이클의 제하(unloading) 곡선을 따라서 거동하므로 기울기가 증가하고, 손상이 누적되면서 균열이 다수 발생한 이후에는 균열의 영향으로 기울기가 감소하는 것으로 판단된다. 이러한 결과는 손상제어실험에서 탄성계수가

점점 증가하다가 감소하는 것으로 판단할 수 있다.

그림 17과 18은 손상제어시험으로부터 구해진 사이클(재하-제하)에 따른 균열개시응력과 균열손상응력과 최대응력의 추이를 보여준다. 화강암 실험결과인 그림 17(a)는 균열개시응력이 Peak하중 이전에는 변화하나, Peak하중 이후에는 손상단계에 관계없이 거의 일정한 값을 가지는 결과를 보여준다. 이와 달리 그림 17(b)는 손상단계에 따라 균열개시응력이 변화하는 결과를 보이고 있다.

손상제어실험에서 Peak하중은 균열손상응력 수준의 하중이므로 Peak하중 이후 새로운 균열이 생성되지 않고 시료 내부의 기존에 존재하던 균열과 Peak하중 이전의 재하-제하로 인하여 발생된 새로운 균열이 결합하여 균열의 성장과 전파만 진행되어 Peak하중 이후 일정한 균열개시응력을 나타내는 것으로 판단된다(그림 17(a)). 한편, 균열개시응력이 변화하는 결과(그림 17(b))는 Peak하중 이후에도 지속적으로 균열이 생성되기 때문인 것

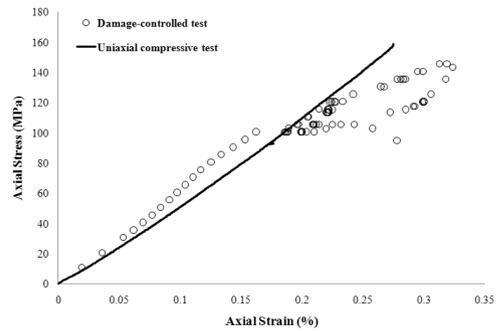
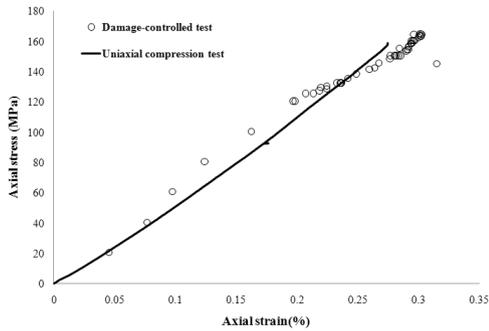


그림 16. 일축압축강도실험과 손상제어실험으로부터 얻어진 응력-변형률 곡선의 비교

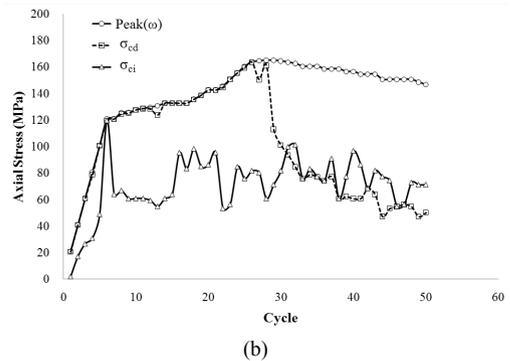
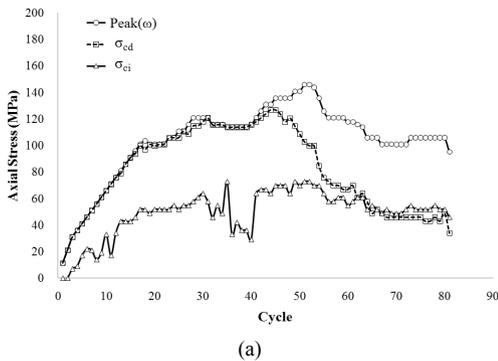


그림 17. 사이클에 따른 균열개시응력, 균열손상응력, 최대응력 곡선(화강암)

으로 판단된다.

편마암 역시 화강암에 대한 실험결과(그림 17(b))와 마찬가지로 균열개시응력이 변화하는 양상을 보이고 있다(그림 18). 그림 18(a)의 경우에는 균열손상응력과 Peak하중의 차이가 별로 크지 않은 것으로 보아 균열이 많이 발생하지 않은 것으로 판단되며, 균열손상응력 및 최대응력의 양상과 비슷한 형태로 균열개시응력 곡선이 나타났다. 그림 18(b)의 경우에는 균열개시응력이 변화하는 모습을 보이고 있는데, 편차가 크게 나타났다.

화강암과 편마암의 손상제어실험결과를 통해 얻어진 손상파라미터( $\omega$ , damage)에 따른 균열손상응력, 최대응력을 이용하여 소성한계변형률(plastic strain limit), 최대점착력, 잔류점착력과 잔류마찰각을 계산하였다. 점

착력은 균열손상응력( $\sigma_{cd}$ )을 식 (14)에 대입하여 계산을 수행하였으며, 첨두점착력( $c_{peak}$ , peak cohesion)은 손상 제어실험 과정에서 얻어진 점착력 중 가장 큰 값을 취했다. 또한 잔류점착력( $c_{res}$ , residual cohesion)은 점착력이 수렴할 때의 값을 취했고, 정규화점착력( $c_{normalized}$ , normalized cohesion)은 잔류점착력을 최대점착력으로 나누어 정규화 시킨 값이다. 마찰각은 식 (16)을 이용하여 계산하였으며, 수렴할때의 값을 잔류마찰각으로 산정하였다. 소성한계변형률은 점착력과 마찰각이 수렴할 때의 소성한계변형률을 나타낸다. 상기의 방법을 통하여 계산된 첨두점착력, 잔류점착력, 잔류마찰각, 소성한계변형률 및 정규화점착력은 표 5와 표 6에 제시되어 있다.

화강암 실험결과 중 3번 시료는 1, 2번 시료에 비하여

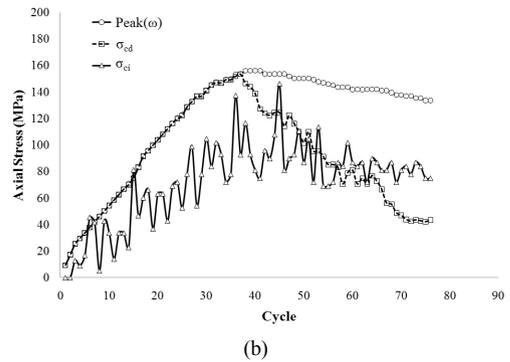
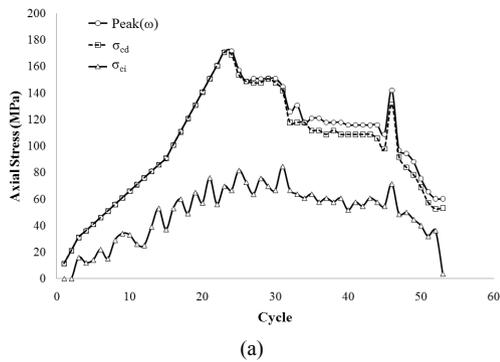


그림 18. 사이클에 따른 균열개시응력, 균열손상응력, 최대응력 곡선(편마암)

표 5. 화강암의 손상제어실험결과

시료 번호	첨두점착력 ( $c_{peak} = \frac{\sigma_{cd}}{2}$ ) (MPa)	잔류점착력 ( $c_{res}$ ) (MPa)	잔류마찰각 ( $\phi_r$ ) (°)	점착력 소성한계 변형률	마찰각 소성한계 변형률	파괴시 소성 변형률	정규화점착력 $c_{normalized}$ (%)
1	63.37	20	42	0.0120	0.0120	0.0200	31.56
2	81.79	21.5	47	0.0016	0.0016	0.0047	26.29
3	65.58	11.5	66	0.0020	0.0060	0.0425	17.54

표 6. 편마암의 손상제어실험결과

시료 번호	첨두점착력 ( $c_{peak} = \frac{\sigma_{cd}}{2}$ ) (MPa)	잔류점착력 ( $c_{res}$ ) (MPa)	잔류마찰각 ( $\phi_r$ ) (°)	점착력 소성한계 변형률	마찰각 소성한계 변형률	파괴시 소성 변형률	정규화점착력 $c_{normalized}$ (%)
1	78.59	49.0	15	0.0060	0.0092	0.0167	62.35
2	65.72	28.0	8	0.0011	0.0011	0.0150	42.61
3	76.68	22.0	48	0.0028	0.0028	0.0082	28.69

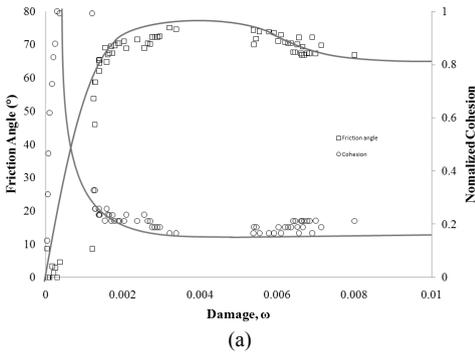
약 20° 큰 값인 66°의 값으로 나타났다. 이러한 결과는 화강암에 새로운 균열이 발생된 양상이 요철이 많은 모양으로 나타났기 때문이라고 고려된다. 1, 2번 시료의 경우 마찰각이 약 45°정도로 나타났는데, 이는 일축압축강도실험과 삼축압축강도실험으로부터 산정된 1, 2등급 암반 물성치에서 얻은 마찰각 41~43°와(대림산업, 2009) 비슷한 결과를 보였고, 경암에서 나타나는 일반적인 값과 흡사한 결과가 나타났다(표 5).

편마암 실험결과 중 암석의 마찰각으로는 작게 판단되는 8~15°의 마찰각이 발생하였다. 이러한 결과는 손상이 발생하면서 균열이 발생한 부분이 요철이 많이 존재하지 않고 편리를 따라 균열이 성장하여 미끄러지듯이 파괴가 발생한 것으로 판단된다. 3번 시료의 마찰각은 48°의 값을 가지며 이는 일축압축강도실험과 삼축압축강도실험으로부터 산정된 1, 2등급 암반물성치의 마찰각 42~44°와(대림산업, 2009) 비슷한 결과를 보였다. 이러한 결과는 이방성을 가지는 1, 2번 시료와 달리 편

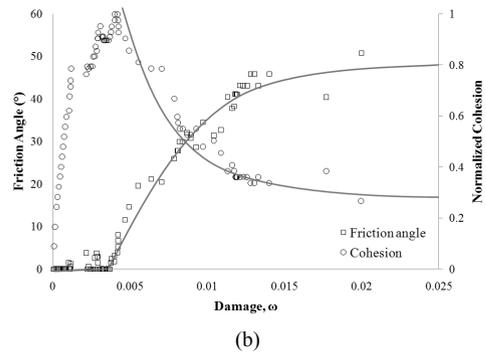
리의 영향이 적게 반영되어 등방체로 거동하여 마찰각이 많이 발휘된 것으로 판단된다(표 6).

그림 19와 20은 각각 화강암과 편마암의 점착력과 마찰각의 추이 곡선을 보여준다. 점착력은 손상이 누적되면서 점점 감소하다가 수렴하는 경향을 보였고 마찰각은 점점 증가하다가 수렴하는 경향을 보이고 있으며, 이는 CWFS(Cohesion Weakening Frictional Strengthening) 모델 이론과 부합하는 결과를 보여준다.

마찰각은 그림 8에 나타난 바와 같이 잔류마찰각( $\phi_b$ )과 입자사이의 거칠기에 의한 마찰각( $\phi_i$ )의 두가지 요소로 구성되며 손상이 발생하면서 입자사이의 거칠기에 의한 마찰각이 손실되어 잔류마찰각으로 수렴한다고 보고된 바 있다(Martin과 Chandler, 1994). 그림 19(a), 그림 20(a)의 실험결과에서는 이와 같은 경향을 나타냈다. 그러나 입자사이의 거칠기에 따른 마찰각의 손실이 발생하지 않고 바로 잔류마찰각으로 수렴하는 경우(그림 19(b), 그림 20(b))도 나타났다. 이러한 결과는 입자사이

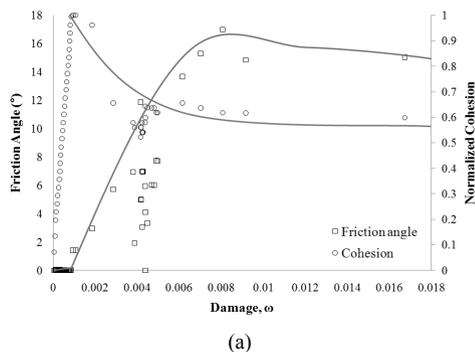


(a)

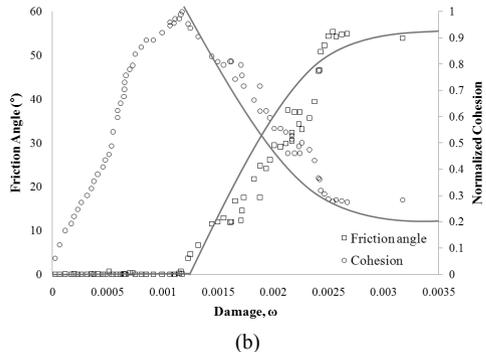


(b)

그림 19. 손상에 따른 점착력과 마찰각의 거동(화강암)



(a)



(b)

그림 20. 손상에 따른 점착력과 마찰각의 거동(편마암)

의 거칠기가 작으면, 잔류마찰각이 입자사이의 마찰각을 무시할 정도로 지배적인 인자가 되는 것으로 판단된다.

CWFS모델의 기본이론은 점착력과 마찰각이 서로 다른 소성변형률에서 수렴하는 것이다. 소성한계변형률은 CWFS모델에서 점착력과 마찰각이 수렴되는 소성변형률을 의미한다. 즉 마찰각이 발현되는 소성한계변형률의 시점을 마찰각이 수렴할 때로 보기 때문에 마찰각에 적용할 소성한계변형률의 값은 보통 점착력보다 큰 값을 가진다. 실험결과 점착력과 마찰각이 서로 다른 소성변형률에서 수렴하는 경우도 나타났지만, 이와 달리 동일한 소성변형률에서 수렴하는 경우도 나타났다(그림 19, 그림 20).

손상제어실험에서 사이클(재하-제하)에 따른 탄성계수와 포아송비에 대한 그래프는 그림 21과 같다. 일반적으로 Peak하중 이전에는 이전 사이클의 제하(unloading) 곡선을 따라 움직이므로 탄성계수가 점점 증가하는 양상을 보이거나, Peak하중 이후에는 손상이 누적됨에 따라 탄성계수가 급격하게 감소하는 양상을 보인다. 이러한 결과는 앞서 그림 16에서 예측한 바와 일치하는 결과이다. 화강암의 경우 17번째 사이클에서 탄성계수가 급격히 감소하는 결과가 나타났는데, 이 때 균열개시응력수준의 응력이 재하된 결과로 균열이 생성되어 갑작스럽게 탄성계수가 감소한 것으로 판단된다.

포아송비는 Peak하중 이전에는 축방향 변형률에 비해 횡방향 변형률이 적게 발생하여 일정한 값을 가지거나 증가양상이 작은 것으로 관찰된다. 그러나 Peak하중 이후에는 횡방향 변형률이 많이 발생하게 되므로 포아송비가 급격하게 증가하는 양상을 보인다. 이는 Peak하중

이전에는 축방향 균열의 생성이 지배적인 매커니즘을 보이고 Peak하중 이후에는 생성된 축방향 균열들이 벌어지기 때문에 포아송비가 점점 커지는 것으로 보인다. 또한 Peak하중 이후 탄성계수가 감소하는 속도보다 포아송비의 증가속도가 더 빠른 것으로 나타났다(그림 21).

### 3.2.3 일축압축강도실험과 손상제어실험 비교

일축압축강도실험과 손상제어실험으로부터 공통적으로 균열개시응력과 균열손상응력을 얻었다. 이를 절대값으로 평가하는 것은 암석의 강도마다 편차가 있을 것으로 판단되어, 일축압축강도실험은 일축압축강도로 손상제어실험은 Peak하중으로 정규화(normalized)시켜 균열개시응력과 균열손상응력의 범위를 그림 22~23에 나타냈다.

그림 22~23의 기준선은 일축압축강도실험에서 얻은 평균일축압축강도와 표준편차를 이용하여 나타낸 것으로, 상한선은 평균일축압축강도+표준편차, 중간선은 평균일축압축강도, 하한선은 평균일축강도-표준편차를 의미한다.

화강암과 편마암에 대한 손상단계별 균열개시응력을 살펴보면 Peak하중 이전에는 시료에 가해지는 하중이 작기 때문에 균열개시응력이 작게 산정된다. 따라서 이를 제외하고 Peak하중 이후를 살펴보면, 화강암과 편마암의 각각에 대한 총 3개의 실험 중 2개의 실험결과가 균열개시응력의 변화가 있기는 하지만 상한선과 하한선 이내에서 거동하고 있음을 살펴볼 수 있다. 즉 균열개시응력은 손상단계에 상관없이 비슷한 값이 나오는 것을 알 수 있다(그림 22).

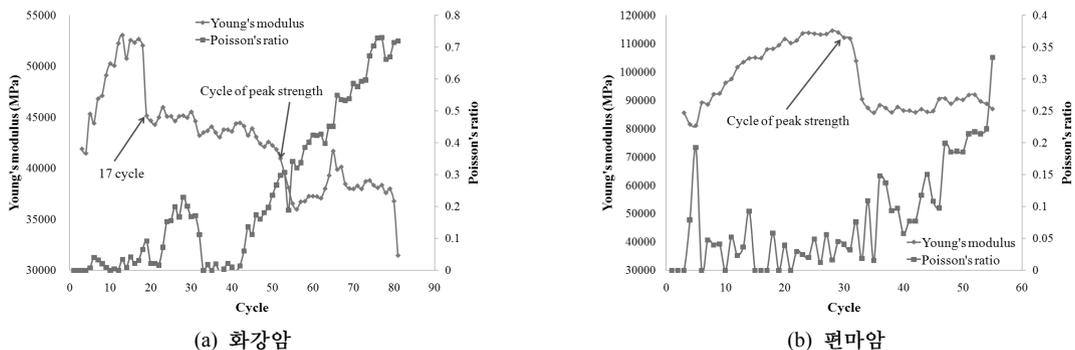
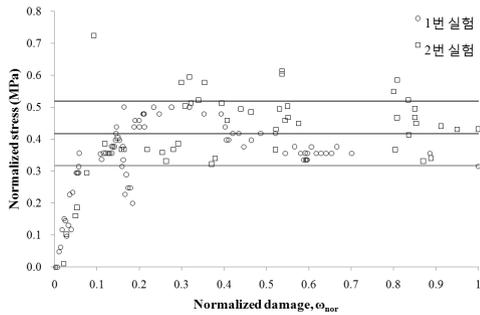
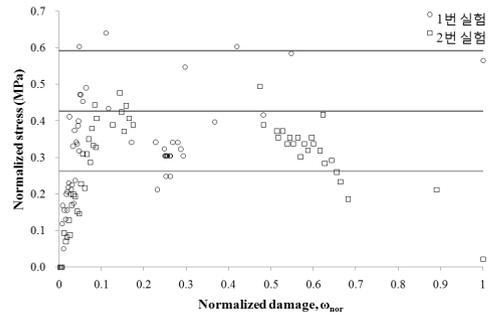


그림 21. 사이클에 따른 탄성계수와 포아송비 곡선

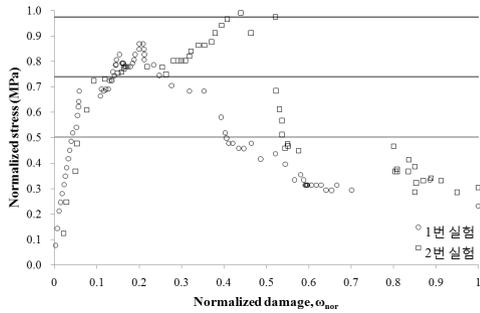


(a) 화강암

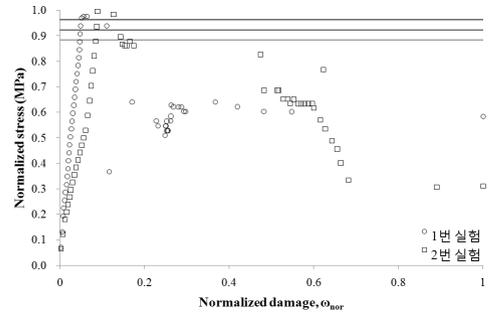


(b) 편마암

그림 22. 일축압축강도실험과 손상제어실험의 균열개시응력



(a) 화강암



(b) 편마암

그림 23. 일축압축강도실험과 손상제어실험의 균열손상응력

균열손상응력의 경우에는 Peak이후 이전에는 증가하고 Peak이후 이후에는 감소한다고 앞에서 언급한바 있다. 손상(damage)을 파괴시의 손상도로 정규화한 그림 23을 살펴보면 화강암과 편마암의 각각에 대한 총 3개의 실험결과 중 2개의 실험결과가 손상이 발생하면서 Peak이후 균열손상응력이 급격하게 감소하는 경향을 보이며, 일축강도실험에서 산정된 하한선의 값 이하로 나타나는 양상을 보이고 있다. 이는 손상이 진행됨에 따라 균열의 증가로 불안정한 균열이 전파되는 응력수준이 실제 암석이 가지고 있던 값에 비해 크게 감소하는 것으로 판단된다.

#### 4. CWFS모델을 이용한 취성파괴 발생 한계 토핑고 해석

##### 4.1 수치해석 모델링

취성파괴 거동을 분석하기 위해 유한차분법(FDM,

Finite Difference Method)을 이용하는 상업용 프로그램인 FLAC<sup>2D</sup>(ver 5.0)을 이용하여 해석하였으며, 암반에서의 파괴거동을 판단하기 위해 암반의 취성파괴 현상을 가장 잘 모사할 수 있는 모델로 알려진 CWFS모델을 사용하였다. 또한, 공동 굴착 이후 취성파괴의 발생거동에 대한 평가 및 분석을 위해 무지보 조건으로 해석을 수행하여 취성파괴 발생 한계 토핑고, 취성파괴의 깊이 및 폭을 산정하였다.

실험에 사용된 화강암과 편마암을 기반으로 하는 암반지반 중 취성파괴가 예상되는 1, 2, 3등급 암반에 대해서 해석을 수행하였다. 해석을 수행한 암반종류, 암반등급별 축압계수와 토핑고는 표 7과 같고 해석영역의 범위 및 단면의 형상은 그림 24에 나타났다.

##### 4.2 수치해석 적용 물성치

본 연구에서 CWFS모델 해석에 적용한 물성치는 대립산업(2009)에서 수행한 일축압축강도실험과 삼축압

표 7. 해석에 적용한 암반종류, 암반등급별 축압계수와 토피고

암종	등급	축압계수( $K_0$ )	토피고(m)
화강암	1등급	1.40~2.70	50~380 m
	2등급		50~380 m
	3등급		50~300 m
편마암	1등급	1.25~1.75	50~900 m
	2등급		50~900 m
	3등급		50~750 m

축강도실험 및 지반조사를 통해 산정된 값과 일축압축 강도실험과 손상제어실험을 통해 산정된 값을 이용하였다. 단위중량, 탄성계수, 포아송비 및 인장강도는 일축압축 강도실험 및 삼축압축강도실험을 통해 산정된 값은 암석의 물성치이므로, 지반조사를 통해 산정된 지질강도지수(GSI, Geological Strength Index)를 고려한 암반물성치를 산정하여 수치해석에 적용하였다(대림산업, 2009).

침두점착력, 잔류점착력, 침두마찰각, 잔류마찰각 및 소성한계변형률은 일축압축강도실험으로부터 도출된 스펙링계수( $k$ )와 손상제어실험을 통해 얻어진 손상도에 따른 암석 물성치로부터 아래와 같은 방법을 이용하여 수치해석에 적용하였다. 손상제어실험의 결과값이 편차가 다소 크게 나타나 3개의 시료에 대한 평균값을 쓰는 것은 오류가 있을 것으로 판단되어 암반물성치의 마찰각과 비슷한 값이 나타났을 때 완전한 잔류상태에 이른 것으로 판단하고, 파괴시의 변형률이 일축압축강도에서 관측된 파괴 시 변형률과 비슷한 손상제어실험결과를 선택하여 수치해석 물성에 적용하였다. 따라서 화강암 2번 시료와 편마암 3번 시료에서 산정된 물성을 이용하였다.

Martin과 Chandler(1994)는 손상제어실험 결과에서 나타나는 균열손상응력의 절반인 값을 점착력으로 고려한 반면에, Martin(2005)에서는 균열개시응력의 절반인 값을 점착력으로 고려하였다. 이는 점착력이 손실되는 시점을 균열개시응력 또는 균열손상응력 중 어느 것으로 볼 것인지의 판단 여부에 따른 것이나 최근의 연구결과는 균열개시응력의 절반을 점착력으로 사용하는 것이 합리적이라 판단하고 있다.

침두점착력은 기존 Martin과 Chandler(1994)의 방법에 의하면 균열손상응력의 절반(1/2)으로 계산되는데 이를 Martin(2005)이 제안한 균열개시응력을 이용하여 절반으로 계산하는 경우 균열개시응력은 손상도에 관계없

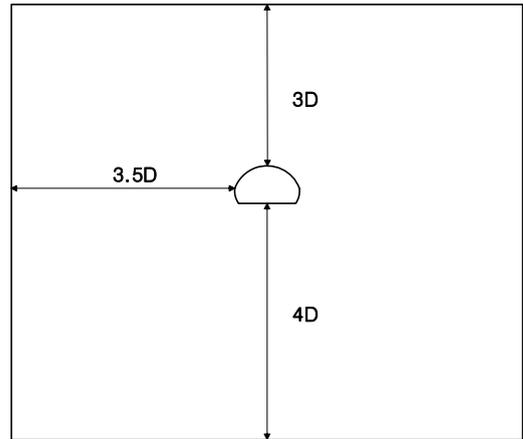


그림 24. 해석영역의 범위 및 단면형상

이 거의 일정한 값을 가지므로 침두점착력과 잔류점착력이 거의 비슷한 값을 같은 값을 가지게 되는 문제점이 있으므로 침두점착력은 일축압축강도실험에서 얻어진 스펙링계수( $k$ )를 고려한 식 (18)을 이용하여 산정하였다.

$$c_{peak} = \frac{1}{2} k \sigma_c \quad (18)$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 암반등급별 일축압축강도,  $k$ 는 스펙링계수이다.

Martin과 Chandler(1994)는 잔류점착력을 손상제어 실험에서 얻어진 값을 사용하였으나 손상제어실험의 결과는 균열손상응력을 이용하여 점착력을 구하게 되므로 새롭게 제안된 균열개시응력을 이용한 방법을 사용하기 위해서 손상제어실험에서 얻어진 침두점착력과 잔류점착력을 정규화시켜 앞서 구한 침두점착력에 곱하여 잔류점착력을 구하였다. 즉 잔류점착력은 손상제어실험에서 얻어지는 화강암과 편마암 각각의 정규화된 점착력의 평균값을 식 (19)에 대입하여 구했다.

$$c_{res} = c_{peak} \times c_{normalized} (\%) \quad (19)$$

여기서,  $c_{res}$ 는 잔류점착력,  $c_{peak}$ 는 침두점착력,  $c_{normalized}$ 는 손상제어실험으로부터 얻은 정규화된 점착력이다.

취성파괴가 점착력의 손실거동으로부터 발생한다는 사실을 고려한 CWFS모델은 손상이 발생하면서 마찰각이 0에서부터 점차 발현되는 개념에 기초하므로 이에 따라 첨두마찰각은 0을 사용하였다. 화강암과 편마암의 잔류마찰각은 손상제어실험에서 얻어진 잔류마찰각의 값을 사용하였다. 이 때 손상제어실험이 암반등급 구분 없이 실험을 수행하였고, 취성파괴는 점착력 손실이 주요 인자이므로 잔류마찰각은 큰 영향이 없을 것으로 판단되어 암반등급에 상관없이 동일한 값으로 적용하였다.

소성한계변형률(Plastic strain limit)은 손상제어실험에서 얻어진 손상누적에 따른 점착력 그래프로부터 수렴할 때의 점착력성분의 소성한계변형률로 결정하였다. 그러나 마찰각성분의 소성한계변형률의 경우 수렴시점이 아닌 발현시점으로 선정하여 실제거동을 반영할 수 있도록 적용하였다. 화강암은 2번 시료로부터 얻어진 0.0016을 적용하였고 편마암은 3번 시료로부터 얻어진 소성한계변형률인 0.0028을 수치해석물성치에 사용하였다.

일축압축강도실험과 손상제어실험으로부터의 결과에 이상의 방법을 적용하여 얻어진 수치해석 적용 물성치가 표 8에 제시되어 있다.

### 4.3 CWFS모델 수치해석 결과

화강암의 CWFS모델 수치해석결과 축압계수가 1.40, 2.10인 경우는 검토심도에 대해서 모두 취성파괴가 발

생하지 않아 안정한 상태로 나타났다. 축압계수가 2.70인 경우 암반등급별로 심도에 따라서 우각부 및 천단부에서 파괴가 발생하였다. 우각부에서 파괴가 발생하는 심도는 천단부 파괴 발생 심도보다 얇은 심도에서 파괴가 발생하였으나 우각부의 파괴는 터널의 안정성에 영향을 주지 않을 것으로 판단되어 분석에서는 제외하였다.

화강암 1, 2등급의 경우 모두 375 m 지점에서 천단부 파괴가 발생하였으나 파괴의 폭과 깊이는 미소한 것으로 판단된다. 화강암 3등급에서는 260 m 지점에서부터 천단부에서 파괴가 발생하기 시작하였고, 심도가 깊어질수록 파괴영역의 폭과 깊이가 커지는 것으로 나타났다. 화강암 2등급 380 m 지점의 경우 파괴가 발생하지는 않았지만 소성영역이 다수 관측되었다(표 9, 그림 25).

편마암의 CWFS모델 수치해석결과 축압계수가 1.25, 1.50인 경우는 검토심도에 대해서 모두 취성파괴가 발생하지 않아 안정한 상태로 나타났으나, 축압계수가 1.75인 경우 암반등급별로 심도에 따라서 우각부 및 천단부에서 파괴가 발생하였다.

편마암 1, 2등급의 경우 각각 800 m 지점과 790 m 지점에서 천단부 파괴가 발생하였으나 파괴의 폭과 깊이는 미소한 것으로 나타났다. 편마암 3등급에서는 530 m 지점에서부터 천단부에서 파괴가 발생하기 시작하였고, 심도가 깊어질수록 파괴영역의 폭과 깊이가 커지는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 화강암에서 분석된 바와

표 8. CWFS 모델 해석 적용 물성치

암종	등급	단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	탄성 계수 (MPa)	포아송비	첨두 점착력 (MPa)	잔류 점착력 (MPa)	첨두 마찰각 (°)	잔류 마찰각 (°)	인장 강도 (MPa)	소성 한계 변형률
화강암	1등급	26.3	30,000	0.18	27.7	7.28	0	47	8.7	0.0016
	2등급	26.0	17,000	0.21	27.7	7.28	0		8.7	
	3등급	25.5	5,400	0.22	18.0	4.73	0		7.2	
편마암	1등급	26.5	38,300	0.20	29.4	8.43	0	48	10.3	0.0028
	2등급	26.0	19,900	0.21	29.4	8.43	0		10.3	
	3등급	25.5	6,400	0.23	19.8	5.68	0		7.1	

표 9. 화강암과 편마암의 축압계수에 따른 취성파괴 발생 한계토포고

등급	축압계수	화강암( $K_0=2.70$ )	편마암( $K_0=1.75$ )
	1등급		375 m
2등급		375 m	790 m
3등급		260 m	530 m

마찬가지로 편마암 역시 심도가 깊어지면 암반공동 주변부에 작용하는 응력이 커지므로 파괴의 깊이와 폭이 증가되는 것으로 나타났다(표 9, 그림 26). 또한, 취성파괴 발생한계 토피고보다 깊은 심도에서 파괴가 발생하지 않는 경우도 관찰되었는데, 이러한 경우에는 소성영역이 많이 발생하였다.

### 5. 손상지수(Damage Index, $D_i$ )에 의한 취성파괴 발생 한계토피고의 평가

지금까지 지표면으로부터 취성파괴가 발생하기 시작하는 토피고를 산정하기 위한 방법으로는 Martin 등(1999)이 제안한 손상지수( $D_i$ , damage index)가 0.4이상의 값을 가질 때(식 (4)) 취성파괴가 시작되는 것으로 평가하여 취성파괴 한계토피고를 산정하여 왔다. 즉, 지반조사로부터 구해진 심도별 최대주응력( $\sigma_1$ )과 최소주응력( $\sigma_3$ )에 무결암의 일축압축강도( $\sigma_c$ )를 고려하여 계산된 손상지수( $D_i$ )가 0.4 이상일 때를 취성파괴 발생 한계 토피고(critical cover depth for brittle failure)로 정의하였다. 그러나, Martin 등(1999)의 손상지수는 현지응력을 이용하여 손상지수의 분자항인 최대접선응력을 구할 때 형상계수를 항상 3으로 고정된 상태로 구한 값을 사용하기 때문에 공동 형상에 대한 고려가 없는 문제점을 가지고 있다. 원형 공동이외의 형상에 대해서는 별도의

탄성해석에 의한 최대접선응력을 사용하도록 권장하고 있다(Martin 등, 1999).

그림 27은 스웨덴 Aspö HRL(Hard Rock Laboratory) 내 공동을 대상으로 Martin 등(1999)의 손상지수( $D_i$ )로부터 산정된 공동의 위치심도와 각 주응력 방향으로 공동을 위치시켰을 때의 취성파괴 발생여부를 분석한 사례이다. 그림 30에서 보는 바와 같이 Martin 등(1999)의 손상지수( $D_i$ )를 0.4로 적용하여 취성파괴가 발생하기 시작하는 한계토피고와 3가지 주응력 방향으로 공동을 위치시켰을 때의 취성파괴 발생여부를 분석한 결과 중간주응력( $\sigma_2$ )와 최소주응력( $\sigma_3$ )의 방향으로 위치시켰을 때 약 300 m 깊이에서 취성파괴의 발생이 예측되었으나 최대주응력( $\sigma_1$ )의 방향으로 위치시켰을 때는 취성파괴가 발생하지 않는 것으로 평가되었다. 이러한 분석내용은 실제 약 420 m 깊이에서 취성파괴가 발생한 관측결과와 상이한 결과로 Martin 등(1999)의 손상지수( $D_i$ ) 적용 시 충분한 검토가 필요하다는 점을 시사하고 있다.

따라서, 본 연구에서는 Martin 등(1999)의 손상지수 적용 시 문제점을 개선한 새로운 수정손상지수( $D_{is}$ , modified damage index)을 제안하였는데, 수정손상지수는 식 (4)와 같이 손상지수의 분자항인 최대접선응력 산정 시 형상계수  $A$ 를 3으로 고정하였던 기존 방식에 비해 Hoek과 Brown(1980)이 제시한 공동 형상별 형상계수를 적용할 수 있도록 수정하였으며, 기존 방법과 CWFS 모델

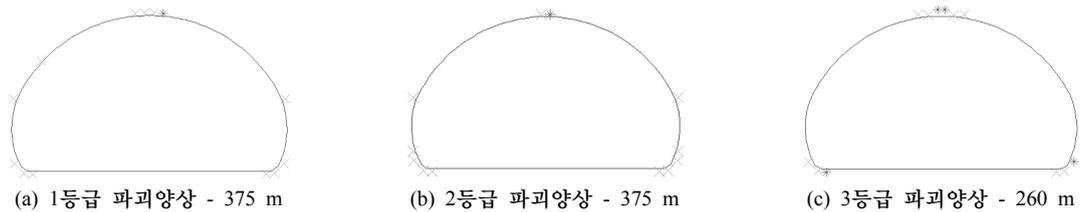


그림 25. 화강암의 암반등급별 취성파괴 발생 양상

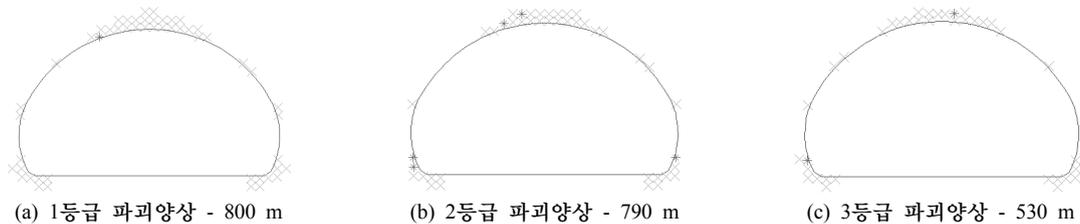


그림 26. 편마암의 암반등급별 취성파괴 발생 양상

수치해석 결과와의 비교를 통해 손상지수 산정 시 형상 계수 도입의 타당성을 제시하고자 하였다.

### 5.1 Martin 등(1999)의 손상지수와 CWFS모델 수치해석에 의한 취성파괴 발생 한계토피고의 비교

Martin 등(1999)이 제안한 손상지수( $D_i$ )에 의한 취성 파괴 발생 한계토피고 평가법의 현장 적용성을 검토하기 위해 표 10과 같이 Martin 등(1999)의 손상지수가 0.4일 때의 취성파괴 발생 한계토피고와 CWFS모델을 적용한 수치해석을 통해 산정된 취성파괴 발생 한계토피고를 비교하였다.

분석 결과 화강암과 편마암의 경우 Martin 등(1999)의 손상지수로 분석된 한계토피고는 CWFS모델 해석에 의한 한계토피고보다 얇은 심도에서 취성파괴를 예측하고 있다(표 10). 심도의 차이는 화강암은 65~85 m, 편마암 182~302 m로 나타났다. 이러한 결과로 미루어 볼 때 원형공동이 아닌 다른 형상의 공동에 Martin 등(1999)의 손상지수를 그대로 사용하는 것은 취성파괴 발생 한

계토피고를 현실과 다르게 평가하는 오류를 범할 가능성이 높다고 판단된다.

이에 본 연구에서는 형상계수를 3으로 고정하고 현지 응력을 이용하여 구하는 Martin 등(1999)의 손상지수를 개선하기 위하여 Hoek과 Brown(1980)이 제안한 형상계수를 도입한 새로운 수정손상지수( $D_{i,s}$ )를 제안하였다.

### 5.2 수정손상지수와 CWFS모델 수치해석에 의한 취성파괴 발생 한계토피고의 비교

본 연구에서는 다양한 형상의 공동에 대해 지표면으로부터 취성파괴가 발생하기 시작하는 한계토피고를 산정하기 위해 Hoek과 Brown(1980)이 제안한 형상계수(shape factor)를 도입함으로써 Martin 등(1999)이 제시한 취성파괴 발생 한계토피고 평가기준의 문제점을 해결하고자 하였으며 새로운 수정손상지수( $D_{i,s}$ )를 통해 취성파괴 발생 한계토피고를 평가하는 방법을 제시하고자 하였다.

취성파괴 발생 한계토피고의 합리적인 평가를 위해 Martin 등(1999)이 제시한 손상지수식은 식 (20), (21)

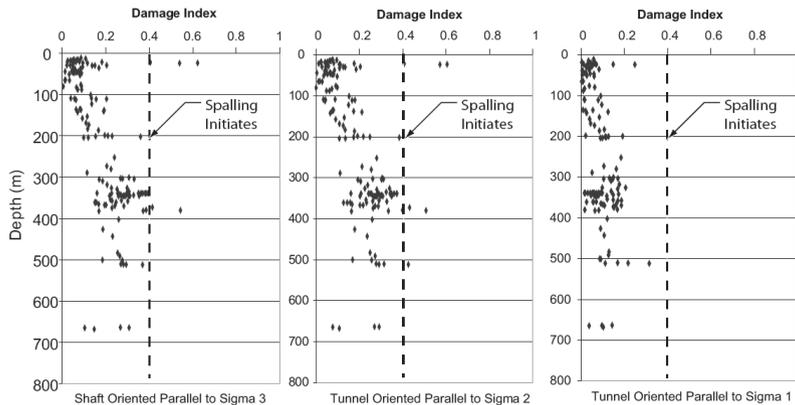


그림 27. 손상지수로부터 구한 공동의 위치와 방향(Martin, 2001)

표 10. Martin 등(1999)의 손상지수와 CWFS모델 해석의 취성파괴 발생 한계토피고 비교 결과

단위: m

구분	화강암			편마암		
	1등급	2등급	3등급	1등급	2등급	3등급
Martin(1999)의 손상지수( $D_i$ )에 의한 취성파괴 발생 한계토피고	290	293	195	498	508	348
CWFS해석에 의한 취성파괴 발생 한계토피고	375	375	260	800	790	530
편 차	85	82	65	302	282	182

과 같이 수정할 수 있는데, 취성파괴가 천단이나 측벽에서 발생하는 경우 공동의 위치가 토피고고 깊고 측압계수가 큰 조건에서는 천단에서 파괴가 예상되므로 식 (20)을 이용하여 취성파괴 발생 한계토피고고를 평가하고, 토피고고가 매우 깊고 측압계수가 작은 조건에서는 측벽에서 파괴가 예상되므로 식 (21)을 이용하여 취성파괴 발생 한계토피고고를 평가할 수 있다.

$$D_{is} = \frac{A\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \geq 0.4 \quad (20)$$

$$D_{is} = \frac{B\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \geq 0.4 \quad (21)$$

여기서,  $\sigma_1$ 과  $\sigma_3$ 은 최대주응력과 최소주응력이고,  $\sigma_c$ 는 무결암의 일축압축강도이며  $A, B$ 는 Hoek과 Brown (1980)의 형상계수를 나타낸다.

이에 본 연구에서는 손상지수 산정 시 형상계수 도입의 타당성을 검토하기 위하여 우리나라의 대표적인 암

종인 화강암, 편마암에 대한 일축압축강도실험과 손상 제어실험(damage-controlled test) 결과로부터 도출된 취성파괴 파라미터를 적용한 CWFS 모델 수치해석을 수행하여 취성파괴 발생거동을 평가하였다. CWFS 모델을 이용한 수치해석으로부터 산정된 취성파괴 발생 한계토피고고는 기존 방법과 수정손상지수( $D_{is}$ )에 의한 방법으로 산정된 취성파괴 발생 한계토피고고를 비교함으로써 손상지수 산정 시 형상계수 도입의 현장 적용성을 평가하고자 하였다.

Hoek과 Brown(1980)은 공동의 형상과 측압계수에 따른 천단과 측벽에서의 최대접선응력에 대한 평가연구를 통해 공동 형상별 형상계수(shape factor)를 표 11과 그림 28과 같이 제시하였다.

본 연구에서 제안한 수정손상지수에 도입되는 형상계수의 적용성 검증에 필요한 눌린 난형(oval-shaped)은 Hoek과 Brown(1980)이 제안한 형상계수에는 나타나 있지 않은 공동 형상으로 탄성해석을 통하여 형상계수를 구해야 한다. 따라서 형상계수를 구하기 위한 수치해석 모델링을 검증하기 위해 간단한 단면인 원형(circular-

표 11. 공동형상에 따른 형상계수  $A, B$ (Hoek과 Brown, 1980)

A	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
B	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

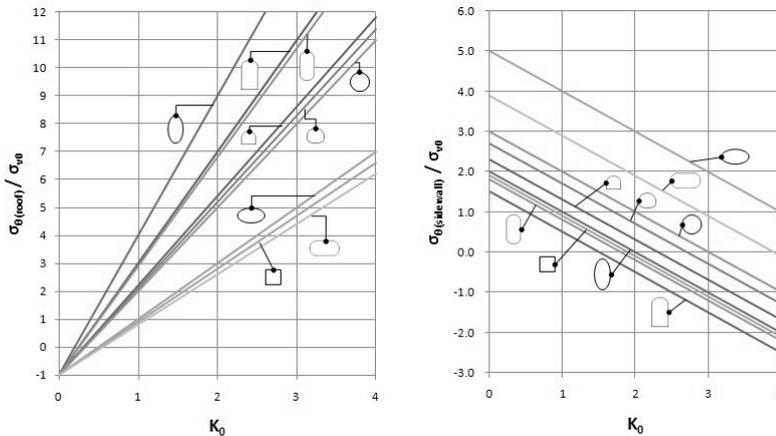


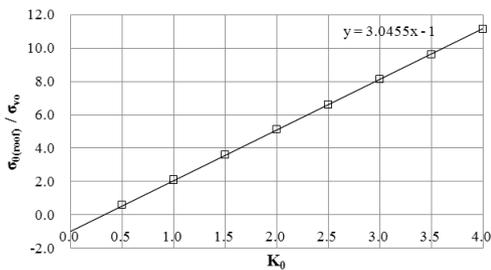
그림 28. 공동형상과 측압계수에 따른 최대접선응력(Hoek과 Brown, 1980)

shaped), 정사각형(square-shaped)에 대하여 탄성해석을 수행하여 형상계수를 구하고 Hoek과 Brown(1980)이 제안한 형상계수와 비교해 보았다.

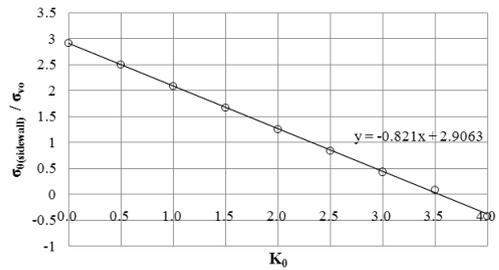
측압계수를 0~4까지 변화시켜가며 탄성해석을 수행하여 얻은 원형과 정사각형의 천단부와 측벽부에서의 측압계수에 따른 최대접선응력양상이 각각 그림 29와 30에 나타나 있다. 여기서, 그림 29(a), 30(a)에서의 기울기가 A값을 의미하며, 그림 29(b)와 30(b)에서의 y축 절편이 B값을 의미한다. 이로부터 구해진 형상계수를

표 12에 정리하였다.

원형과 정사각형 단면의 형상계수는 Hoek과 Brown(1980)이 제시한 값과 거의 일치하는 결과를 나타냈으며 0.01~0.10의 미소한 차이를 보여주고 있다(표 12). Hoek과 Brown(1980)이 구한 형상계수 역시 수치해석을 통해 구한 결과값인데, 이러한 차이를 보이는 것은 Hoek과 Brown(1980)이 경계요소법(BEM, Boundary Element Method)을 통해 해석하는 Examine 2D를 이용하였고, 본 연구에서 수행한 수치해석 방법은 유한차분

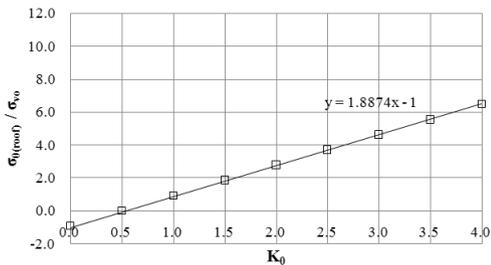


(a) 천단부 최대접선응력

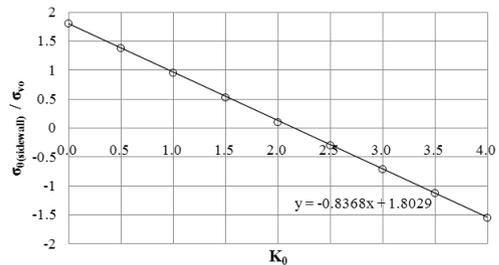


(b) 측벽부 최대접선응력

그림 29. 원형 단면의 측압계수에 따른 최대접선응력의 양상

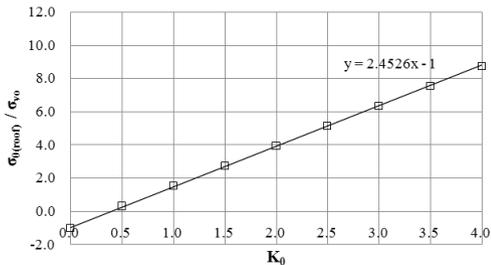


(a) 천단부 최대접선응력

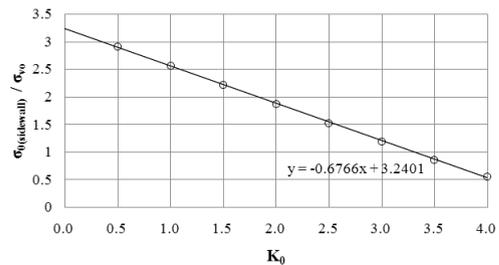


(b) 측벽부 최대접선응력

그림 30. 정사각형 단면의 측압계수에 따른 최대접선응력의 양상



(a) 천단부 최대접선응력



(b) 측벽부 최대접선응력

그림 31. 눌린 난형 단면의 측압계수에 따른 최대접선응력의 양상

법(FDM, Finite Distinct Method)을 통해 해석하는 FLAC<sup>2D</sup>를 이용한 해석방법의 차이로 인하여 미소한 값의 차이가 발생한 것으로 판단된다.

앞서 검증된 수치해석 모델링을 이용하여 늘린 난형(oval-shaped) 공동의 축압계수에 따른 천단부와 측벽부에서의 최대접선응력양상은 그림 31에 나타나 있다. 그림 31로부터 얻은 형상계수는 늘린 난형의 경우 A=2.45, B=3.24 값을 가지는 것으로 나타났다. 여기서 늘린 난형의 경우에는 Hoek과 Brown(1980)이 제시한 난형의 형상계수 값인 A=3.10, B=2.70에 비하여 늘린 형태를 이루고 있어 A값은 작아지고 B값은 크게 나온 것으로 알 수 있다. 또한 축압계수를 2.70으로 가정하고 심도에 따른 형상계수를 구한 결과를 표 13에 나타냈다. 그 결과 심도에 따른 형상계수의 변화는 미미한 것으로 판단되었다.

형상계수를 도입한 수정손상지수( $D_{is}$ )에 의한 취성파

괴 발생 한계토피고 평가법의 현장 적용성을 검토하기 위해 표 14와 같이 수정손상지수가 0.4일 때의 취성파괴 발생 한계토피고와 CWFS 모델을 적용한 수치해석을 통해 산정된 취성파괴 발생 한계토피고를 비교하였다.

분석 결과 형상계수가 도입된 수정손상지수( $D_{is}$ )에 의한 취성파괴 발생 한계 토피고는 손상지수( $D_r$ )에 비하여 CWFS모델 해석에 의한 취성파괴 발생 한계토피고와 거의 유사한 심도에서 취성파괴 발생을 예측하고 있으며, 화강암은 9~14 m, 편마암 80~157 m의 차이를 보인다. 이는 형상계수를 도입한 손상지수가 0.4에 이를 때 취성파괴가 발생하는 것으로 볼 수 있으며 Martin 등(1999)의 손상지수에 형상계수를 도입함으로써 예비설계단계에서 별도의 수치해석 없이 현지응력만으로 취성파괴 발생 한계토피고를 합리적으로 평가할 수 있을 것으로 판단된다.

표 12. Hoek과 Brown(1980)과 탄성해석을 이용한 원형 및 정사각형의 형상계수의 비교

	원형(○)		정사각형(□)	
	A	B	A	B
Hoek(1980)이 제시한 형상계수	3.00	3.00	1.90	1.90
탄성해석 결과로부터 구한 형상계수	3.05	2.91	1.89	1.80
차이값	+0.05	-0.09	-0.01	+0.10

표 13. 늘린 난형 단면의 토피고별 최대접선응력과 형상계수의 값

구분	토피고 (m)	탄성해석에 의한 최대접선응력 ( $\sigma_{max}$ ) (MPa)	현지응력 ( $\sigma_{t0}$ ) (MPa)	A
1등급	200	29.48	5.26	2.45
	250	36.93	6.58	2.45
	300	44.38	7.89	2.45
	320	47.36	8.42	2.45
	350	51.84	9.21	2.46
	365	54.08	9.60	2.46
	380	55.79	9.99	2.44

표 14. 형상계수를 도입한 손상지수와 CWFS모델 해석의 취성파괴 발생 한계토피고 비교 결과

구분	화강암			편마암			단위: m
	1등급	2등급	3등급	1등급	2등급	3등급	
형상계수를 도입한 손상지수( $D_{is}$ )에 의한 취성파괴 발생 한계 토피고	366	370	246	643	656	450	
CWFS해석에 의한 취성파괴 발생 한계토피고	375	375	260	800	790	530	
편 차	9	5	14	157	134	80	

## 6. 결 론

본 연구에서는 대심도 또는 과지압 구간의 암반에 건설되는 지하구조물에서 발생할 수 있는 취성파괴와 관련하여 우리나라의 대표적인 암종인 화강암, 편마암에 대하여 정밀일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하였다. 실험결과로부터 암석의 거동을 분석하였으며, 취성파괴 관련 물성산정을 위해서 스프링계수( $k$ )와 손상누적에 따른 잔류물성치를 구했다.

또한 취성파괴가 발생하는 한계토피고를 합리적으로 평가하기 위해 Martin 등(1999)이 제안한 손상지수( $D_s$ , damage index)에 대한 문헌적 고찰을 통해 기존 평가법의 문제점을 도출하였고 이를 해결하기 위한 방안으로 공동의 형상을 고려하는 형상계수를 도입한 수정손상지수( $D_{s, \text{modified}}$ , modified damage index)를 제안하였다. 형상계수를 도입한 수정손상지수를 이용하여 산정된 취성파괴 발생 한계토피고를 Martin(1999)의 손상지수와 CWFS 모델 수치해석으로부터 구한 취성파괴 발생 한계토피고를 비교함으로써 취성파괴 발생 한계토피고 예측 시 형상계수 도입의 타당성을 논하였다. 이상의 연구로부터 얻어진 주요 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 일축압축강도실험과 손상제어실험으로부터 암석성인에 따라 거동 특성이 달라지는 것을 살펴볼 수 있었다. 화성암인 화강암의 경우 신선한 암석으로 거의 일정한 실험결과를 보여주었으나, 변성암인 편마암의 경우 편리의 영향에 따라 실험결과에 많은 차이가 발생하는 것을 확인하였다.
2. 일축압축강도실험으로부터 응력-변형률 곡선을 구했다. 화강암은 하중이 증가함에 따라 횡방향변형이 지속적으로 발생하는 것에 비하여, 편마암은 파괴 시의 하중 부근에서 급격하게 횡방향 변형이 증가하였다. 이는 화강암은 새로운 균열이 생성되면서 균열의 성장과 전파로 인하여 파괴가 발생하지만, 편마암은 새로운 균열이 전파하는 과정에서 편리와 결합하여 변형이 급작스럽게 발생하는 것으로 판단된다. 이러한 결과는 균열체적변형률곡선과 체적변형률곡선에도 영향을 주어 편마암의 균열손상응력이 일축압축강도에 근접함을 확인할 수 있었다.
3. 정밀일축압축강도실험으로부터 취성파괴와 관련한

일축압축강도 이전의 손상기준들을 결정하였다. 취성파괴 파라미터인 스프링계수( $k$ )는 암석의 종류에 관계없이 0.41~0.42 정도의 값으로 나타났다. 또한, 균열손상응력은 일축압축강도의 화강암 74%, 편마암 97%수준의 값을 얻었으며, 편마암의 균열손상응력이 화강암에 비해 큰 값을 가지는 것을 확인하였다.

4. 손상제어실험으로부터 얻어진 손상누적에 따른 단계별 응력 수준의 변화양상을 살펴볼 수 있었다. 균열손상응력은 Peak하중 이후 급격히 감소하는 양상을 보여주었으며, 균열개시응력은 새로운 균열의 발생여부와 균열의 성장과 전파에 따라 일정한 값으로 나타나는 경우와 변화하는 양상이 나타남을 확인하였다.
5. 손상제어실험결과로부터 각각의 압중별 침투상태와 잔류상태의 점착력과 마찰각을 구하였고 소성한계변형률을 결정하였다. 점착력은 감소하고 마찰각이 증가하며 다른 소성변형률에서 수렴하는 CWFS모델의 기본이론을 확인하였으며, 이와 달리 동일한 소성변형률에서 점착력과 마찰각이 수렴하는 경우도 확인할 수 있었다. 점착력의 손실은 균열의 발생을 의미하는데 이 균열의 발생 형태에 따라 마찰각의 수렴시점이 달라지는 것으로 판단된다.
6. 손상제어실험결과로부터 탄성계수와 포아송비를 구하여 Peak하중 이전에는 축방향 균열의 성장이 지배적인 매커니즘을 보이며, 탄성계수와 포아송비가 증가하는 양상을 관찰하였다. Peak하중 이후에는 탄성계수가 감소하고 축방향 균열이 벌어짐에 따라 포아송비가 급격히 증가하는 양상을 보이는 것을 확인했다.
7. 화강암과 편마암에 대한 일축압축강도실험과 손상제어실험의 결과로부터 균열개시응력과 균열손상응력을 비교하였다. 화강암과 편마암 모두 손상제어실험으로부터 얻은 균열개시응력은 변화하는 양상을 보이고 있지만, 일축압축강도실험에서 얻어진 균열개시응력의 범위 내에서 변화하는 양상을 보였다. 즉 균열개시응력은 손상단계에 상관없이 거의 일정한 값을 가지는 것으로 보인다. 또한 균열손상응력의 경우 손상이 발생하면서 일축압축강도실험에서 얻은 하한선을 벗어나는 것으로 관찰되었다. 이는 손상이 누적됨에 따라 균열의 수가 증가하여 불안정한 균열이 성장과 전파되는 균열손상응력 수준이 실제 암석이 가지고 있던 균열손상응력에 비하여 감소하는 것

으로 판단된다.

8. 지표면으로부터 취성파괴가 발생하는 한계토포고를 산정하기 위한 방안으로 Martin 등(1999)의 손상지수에 Hoek과 Brown(1980)의 형상계수를 도입한 새로운 수정손상지수를 제안하였으며, 눌린난형에 대한 수치해석을 통해 새로운 형상계수를 구했다. 이 형상계수를 적용한 수정손상지수로부터 산정된 취성파괴 발생 한계토포고와 CWFS 모델 수치해석으로 구한 취성파괴 발생 한계토포고를 비교한 결과 비교적 정확하게 취성파괴 발생심도를 예측하고 있어 형상계수를 도입한 수정손상지수를 이용한 취성파괴 발생 한계토포고 산정방법이 현실적으로 타당하다고 판단된다. 따라서 별도의 수치해석 없이 Hoek과 Brown(1980)의 형상계수와 본 연구에서 얻어진 형상계수를 적용함으로써 현지응력만으로 취성파괴 발생 한계토포고를 적절하게 평가할 수 있을 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행하는 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술 C01)에 의해서 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 대림산업 (2009), ○○ 건설공사 지반조사 보고서.
2. 천대성, 정용복, 박찬, 전석원 (2007), “CWFS모델변수 결정을 위한 손상제어시험 및 이를 활용한 취성파괴 모델링”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제9권, 제3호, pp. 263-273.
3. Cai, M., Kaiser, P.K., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H. Minami, M. (2004), “Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 41, pp. 833-847.
4. Diederichs, M.S. (1999), “Instability of hard rockmasses: the role of tensile damage and relaxation”, Ph.D. thesis, University of Waterloo.
5. Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J. Steiner, W. (2000), “Underground works in hard rock tunneling and mining”, Proceedings of GeoEng, Melbourne, Australia.
6. Hajiabdolmajid, V. (2001), Mobilization of strength in brittle failure of rock, Ph. D Dissertation Queen's University, Canada, pp. 268.
7. Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P.K. and Martin, C.D. (2002), “Modelling brittle failure of rock”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 39, No. 6, pp. 731-741.
8. Hoek, E. and Brown, E.T. (1980), Underground excavation in rock, The institution of Mining and Metallurgy, London.
9. Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994), “The progressive fracture of Lac du Bonnet granite”, International Journal Rock Mechanics Mining Science & Geomechanics Abstracts Vol. 31, No. 6, pp. 643-659.
10. Martin, C.D. (1997), “Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 698-725.
11. Martin, C.D., Kaiser, P.K. and McCreath, D.R. (1999), “Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp. 136-151.
12. Martin, C.D. (2001), Rock stability considerations for siting and construction a KBS-3 repository, SKB Technical Report.
13. Martin C.D. (2005), Preliminary assessment of potential underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites, SKB Report.

접수일(2009.8.3), 수정일(2009.9.3), 게재확정일(2009.9.15)