한국터널지하공간학회논문집 2011년 11월
제13권 제6호, pp. 501-517

# 암반터널 안정성 평가를 위한 손상제어실험 기반의 한계변형률에 관한 연구

이강현[1], 김도훈[2], 박정준[3], 이인모[4*]

# A study on critical strain based damage-controlled test for the evaluation of rock tunnel stability

Kang-Hyun Lee, Do-Hoon Kim, Jeong-Jun Park, In-Mo Lee

**ABSTRACT** In general, the tunnel stability during excavation is assessed by comparing measured displacements at roof and sidewall to control criteria. The control criteria were established based on the past experience that considered ground conditions, size of the tunnel cross section, construction method, supports, etc. Therefore, a number of researches on the control criteria using the critical strain have been conducted. However, the critical strain obtained from uniaxial compression tests have drawbacks of not taking damage in rock mass due to increase of stress level and longitudinal arching into account. In this paper, damage-controlled tests simulating stress level and longitudinal arching during tunnel excavation were carried out in addition to uniaxial compression tests to investigate the critical strain characteristics of granite and gneiss that are most abundant rock types in Korean peninsula. Then, the critical strains obtained from damage-controlled tests were compared to those from uniaxial compression tests; the former showed less values than the latter. These results show that the critical strain obtained from uniaxial compression tests has to be reduced a little bit to take stress history during tunnel excavation into account. Moreover, the damage critical strain was proposed to be used for assessment of the brittle failure that usually occurs in deep tunnels.

**Keywords:** Critical strain, stability of tunnel, brittle failure, longitudinal arching, damage-controlled test

**요 약** 일반적으로 터널 시공현장에서는 계측된 천단 및 내공변위와 계측관리기준을 비교하여 터널의 안정성을 판단한다. 현재 계측관리기준은 지반조건, 터널단면의 크기, 시공방법, 지보재량 등을 고려한 경험을 통해 세워지고 있는 실정이다. 따라서 새로운 계측관리기준으로 한계변형률을 이용하는 방법에 대한 연구가 다수 수행되었다. 그러나 대부분의 연구는 일축압축강도실험에서 얻어진 한계변형률을 기준으로 삼고 있어 실제 터널 굴착 시 발생하는 응력의 증가 및 종방향 아칭에 의한 암반 손상을 고려하지 않는 문제점을 가지고 있다. 따라서 본 연구에서는 국내 대표 암종인 화강암과 편마암의 한계변형률 특성을 조사하기 위하여 일축압축강도실험과 응력의 증가 및 종방향 아칭을 고려한 손상제어실험을 수행하였다. 손상제어실험에서 얻어진 한계변형률은 일축압축강도실험에서 얻어진 한계변형률보다 다소 작게 나타났다. 이는 일축압축강도실험에서 얻은 한계변형률은 터널 굴착 시의 응력이력을 고려하여 다소 감소시켜야 한다는 것을 의미한다. 또한 대심도 터널에서 흔히 발생하는 취성파괴를 평가하기 위한 손상한계변형률을 제안하였다.

**주요어:** 한계변형률, 터널 안정성, 취성파괴, 종방향 아칭, 손상제어실험

접수일(2011.10.27), 수정일(2011.11.5), 게재확정일(2011.11.21)

[1]정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 박사수료
[2]정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 박사수료
[3]정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 박사과정
[4]정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 교수
***교신저자: 이인모 (E-mail: inmolee@korea.ac.kr)**

## 1. 서 론

일반적으로 터널 시공 현장에서는 계측에 의해 천단 및 내공변위를 측정하고 이를 설계 시 수립한 관리기준치와 비교하여 터널의 안정성을 판단한다. 그러나 이러한 관리기준은 유사한 지반조건에서도 터널 시공현장에 따라서 각기 상이한 값을 보이며, 터널표준시방서(한국터널공학회, 2009)에서는 지반조건, 터널단면의 크기, 시공방법, 지보재량 등을 고려하여 과거의 유사한 시공실적을 참조하여 정하는 것으로 언급되어 있다. 즉 터널 안정성 판단을 위한 계측 관리 기준의 뚜렷한 지침이 없어 경험과 현장여건에 따라 임의적으로 결정하는 실정이다. 또한 일본, 프랑스 등의 경우 계측관리 기준이 있기는 하지만 기관에 따라서 허용변위량, 허용변위속도 등 평가방법이 다르고 기준치도 달라 국내에 적용이 어려운 실정이다.

따라서 터널 현장에서 새로운 계측 관리기준에 대한 연구들이 수행되었다. 그 중에서도 한계변형률 개념을 도입한 계측관리 기준에 대한 연구가 국내외에서 다수 수행되고 있다. Sakurai(1997)는 일축압축강도실험 결과로부터 한계변형률을 구해서 그 결과를 터널 시공현장에 적용하여 터널의 안정성을 평가하는 방법을 제시하였고, 국내에서는 이재호 등(2008), 김영수 등(2008), 김영수와 김대만(2009)이 암석의 한계변형률 특성에 관한 실험 연구를 수행하였으며, 박시현과 신용석(2007), 신용석과 박시현(2009)은 한계변형률 개념을 도입하여 현장 계측결과를 활용하여 터널 굴착 시 안정성을 평가할 수 있는 방안에 대한 연구를 수행한 바 있다.

하지만 대부분의 기존 연구들에서는 일축압축강도실험에서 얻어진 한계변형률만을 활용하고 있으나 실제 터널 굴착과정은 단계적으로 이루어지기 때문에 굴착방향에 따른 응력수준의 증가 및 종방향 아칭 현상에 의해 발생되는 재하-제하로 인하여 암반에 손상이 발생할 가능성을 무시하였으며, 과지압 구간에서 갑작스럽게 발생할 수 있는 취성파괴에 대한 고려가 되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 국내 대표 암종인 화강암과 편마암을 대상으로 일축압축강도실험과 터널의 응력수준의 증가 및 종방향 아칭 현상을 고려한 손상제어실험을 수행하여 각각의 한계변형률 특성을 도출하고 터널 안정성 평가방안을 제시하였다.

## 2. 배경이론

### 2.1 한계변형률의 정의 및 적용사례

Sakurai(1982)에 의해 처음 제안된 한계변형률(critical strain)은 일축압축강도실험을 통해 얻어지는 응력-변형률 곡선으로부터 구할 수 있다(그림 1). 일축압축상태에서 한계변형률은 일축압축강도와 접선탄성계수의 비로 정의된다(식 1).

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E_i} \tag{1}$$

여기서, $\varepsilon_0$는 한계변형률, $\sigma_c$는 일축압축강도, $E_i$는 초기접선탄성계수이다.

Sakurai(1982)는 다양한 흙과 암석에 대하여 일축압축강도실험을 수행하여 일축압축강도와 한계변형률의 관계를 규명하고, 그에 따른 상한치, 하한치를 제시하였다(그림 2). 그림 2를 참조하면 일축압축강도가 증가할수록 한계변형률은 감소하는 경향을 보이고 있다. ISRM(1981)에서는 암석과 흙과의 경계를 일축압축강도 1 MPa을 기준으로 분류하는데, 암석의 경우 0.1~1.0% 범위의 한계변형률을 보이고 있으며, 토사의 경우 1.0~8.0% 범위의 한계변형률을 보인다(박시현과 신용석, 2007). 또한 일축압축강도의 변화에 관계없이 한계변형률 값의 범위가 상한치, 하한치를 크게 벗어나지 않는 것으로 보아 편차가 크지 않고, 일정한 범위 내에서 연속적으로 변화하는 특징을 보인다.

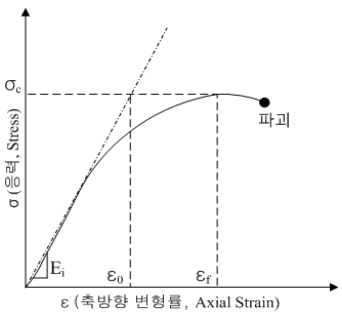



**그림 1.** 일축압축시험에 의한 응력-변형률 곡선

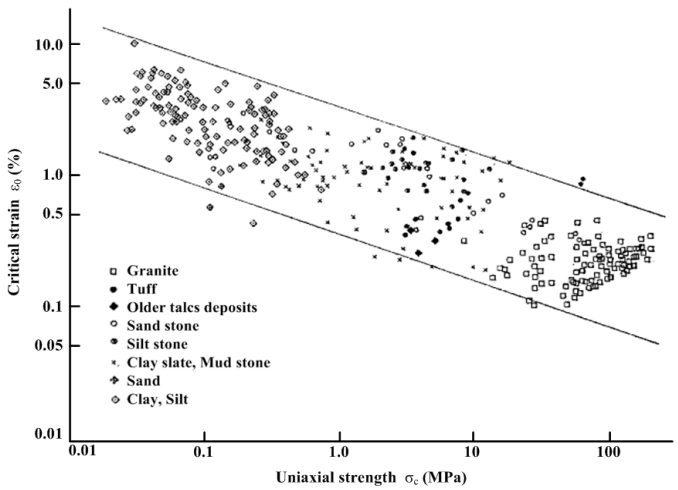
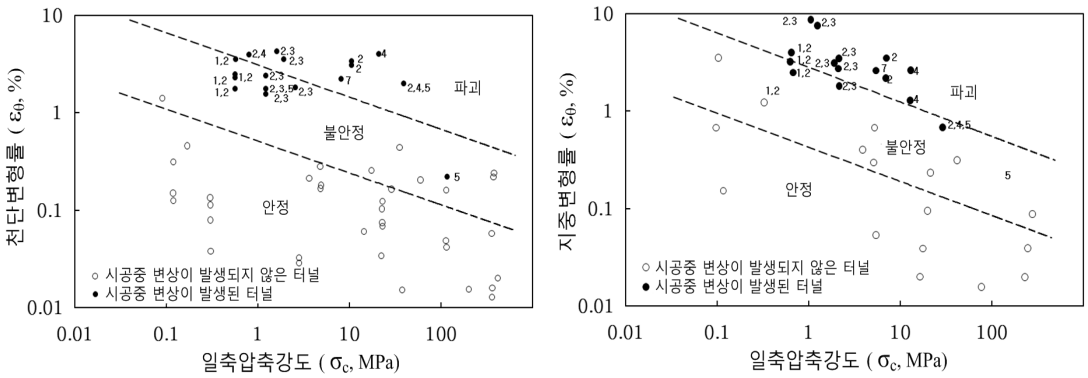



**그림 2.** 실내실험에서 얻은 일축압축강도에 따른 한계변형률 분포도(Sakurai, 1982)

Sakurai(1997)는 실내시험으로부터 암종별 한계변형률 특성을 구한 것을 바탕으로 터널 현장에 적용을 시도하였다. 그림 3에 현장에서 계측된 변위, 일축압축강도와 터널 손상과의 관계가 나타나 있다. 그림 3(a)는 지반굴착으로 인하여 발생하는 천단변위를 터널 직경으로 나누어 종축의 변형률로 나타내고, 그림 3(b)는 내공변위를 두 지점에서의 길이로 나누어 종축의 변형률로 나타낸 것이다. 그림 3에 터널 시공 중 손상이 발생한 경우와 발생하지 않은 경우가 나타나 있는데, 계측된 변형률이 한계변형률 상한치 기준에 접근하는 경우 시공 중 손상이 나타났다. 검은색 원 옆에 있는 숫자들은 터널의 손상 종류를 의미하는데, 각각의 숫자에 대한 의미가 표 1에 정리되어 있다. 계측된 변형률이 한계변형률 상한치 아래에 위치하더라도 터널에 손상이 발생한 경우가 다수 나타났으며, 일축압축강도가 100 MPa이고 계측변형률이 한계변형률 상한치와 값의 차이가 다소 큼에도 불구하고 천단부에서의 붕락이 발생한 사례가 나타났다. 이는 현재 제시된 한계변형률 관리 기준에 대한 고려가 필요하다는 점을 시사한다.




(a) 천단변형률과 손상수준 (b) 내공변형률과 손상수준

**그림 3.** 계측 변형률과 손상수준사이의 관계(Sakurai, 1997)

**표 1.** 터널에 발생한 손상종류(Sakurai, 1997)

| 번호 | 손상 종류 |
|---|---|
| 1 | 터널 막장 유지의 어려움 |
| 2 | 숏크리트의 균열 또는 파괴 |
| 3 | 강지보재의 좌굴 |
| 4 | 록볼트의 파단 |
| 5 | 천단부에서의 붕락 |
| 6 | 바닥부에서의 팽창 |
| 7 | 그 밖의 여러 가지 손상 |

### 2.2 취성파괴

대심도에 건설되는 터널의 경우 높은 초기지압과 굴착에 따른 2차 지압으로 인하여 터널 경계면에서 스폴링(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 있어도 이러한 암반의 파괴를 유발할 정도로 큰 현지응력이 작용하는 경우를 말한다(이강현 등, 2009).

일반적으로 암반공동에서의 응력, 변형 해석은 주로 탄소성 파괴모델인 Mohr-Coulomb모델이나 Hoek-Brown모델을 이용하고 있는데, 두가지 모델은 점착력과 마찰강도가 동시에 발현된다는 가정하에 적용할 수 있는 모델이다. 그러나 취성파괴는 점착력 손실이 주요 인자로 작용하여 발생하므로 기존의 모델로는 취성파괴를 적합하게 예측하는데 한계가 있고, 취성파괴는 일축압축강도가 아닌 점착력이 손실되는 시점인 균열손상응력($\sigma_{cd}$) 수준의 응력상태에서 갑작스럽게 파괴가 발생하게 된다.

## 3. 실내실험

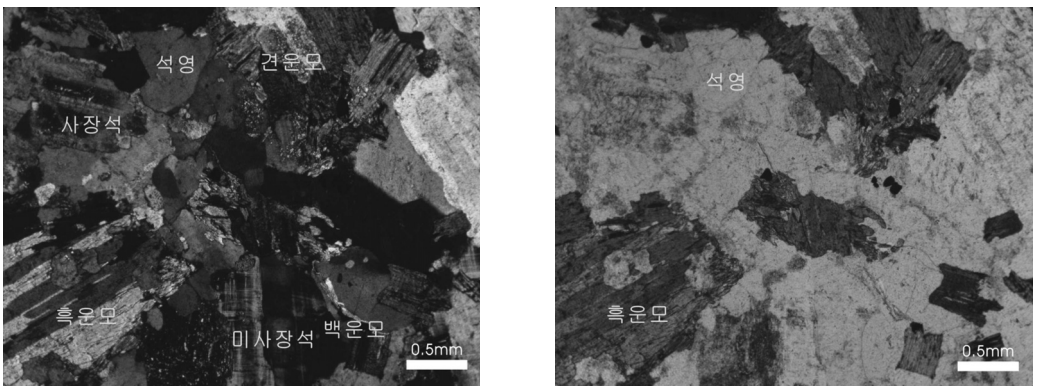
일축압축강도실험으로부터 얻어진 한계변형률은 실제 터널굴착 시에 발생하는 응력의 증가 및 종방향 아칭 매커니즘을 고려하지 않아 암반에 발생되는 손상정도를 고려하지 않은 문제가 있다. 따라서 본 연구에서는 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하여 각각의 실험으로부터 한계변형률 특성을 도출하였다.

### 3.1 시료특성 및 시험장비

터널 안정성 평가기준으로 활용할 수 있는 한계변형률 특성을 도출하기 위해 우리나라 대표 암종인 화강암과 편마암에 대하여 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하였다. 실험 전에 앞서 본 연구에서 사용할 암석에 대한 광물 입자의 크기와 광물 조성을 살펴보기 위해 박편을 제작하여 편광 현미경으로 관찰하였다. 그림 4와 5는 각각 화강암과 편마암의 박편 현미경 사진이다. 관찰결과, 화강암은 중립 내지 조립질 입상구조로 나타나는 주 구성광물은 석영, 사장석, 흑운모이며, 부

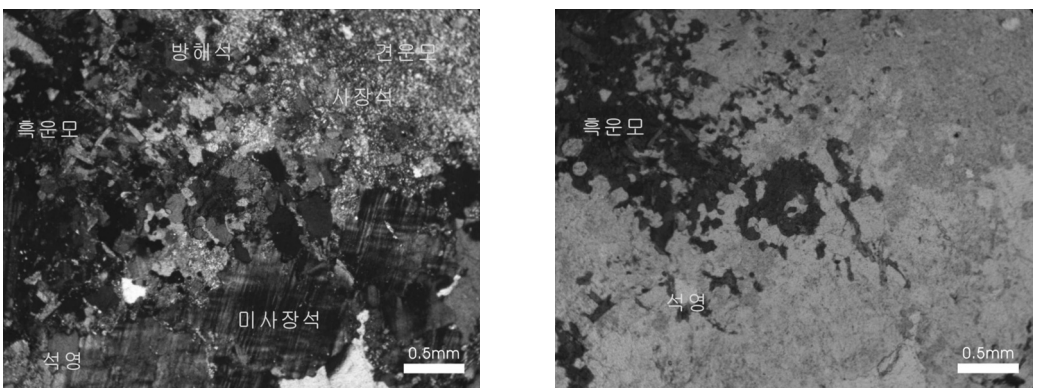
구성광물은 미사장석, 녹니석, 각섬석, 녹염석, 스핀, 백운모, 견운모, 불투명광물로 구성되어 있으며 흑운모 화강암으로 분석되었다. 또한 편마암의 주 구성광물은 석영, 사장석, 흑운모이며, 부 구성광물은 미사장석, 백운모, 견운모, 각섬석, 방해석, 불투명광물로 구성되어 있고, 흑운모 편마암으로 분석되었다.

일축압축강도실험 및 손상제어실험에 사용되는 암석 시험편은 균질성을 유지하기 위하여 암체로부터 일정한 방향으로 NX 암석 코어 채취한 후, 암석 절단용 톱을 사용하여 직경 대 길이 비가 약 1:2가 되도록 절단하였고, 하중 재하시 편심을 받지 않도록 표면 연삭기를 사용하여 시료의 상·하단이 편평하게 표면을 연마하였다. 실험장비는 최대압축하중 1,100 kN까지 실험이 가능한 GCTS 사의 Triaxial Rock Testing System을 사용하였으며, 변위측정은 횡방향 1개, 축방향 2개의 LVDT (Linear Variable Differential Transformers)를 이용하였다(그림 6).




(a) 내부 (b) 표면

**그림 4.** 화강암 현미경 관찰 사진




(a) 내부 (b) 표면

**그림 5.** 편마암 현미경 관찰 사진

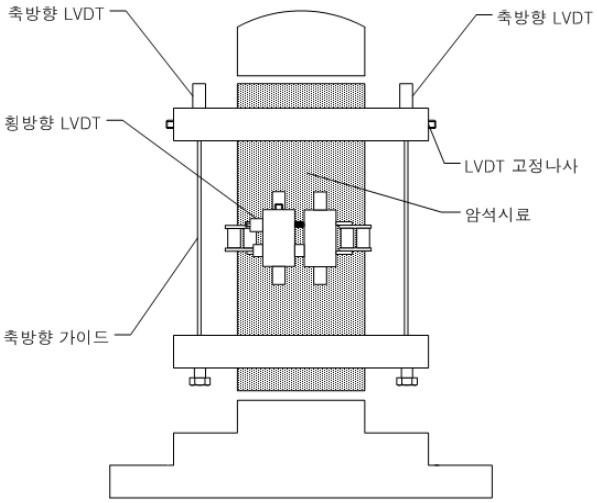



**그림 6.** 실내실험 장비 전경 및 센서 설치도

Sakurai는 일축상태와 삼축상태에서의 한계변형률의 특성을 규명하고자 약 7 MPa의 일축압축강도를 가지는 다공질 응회암에 대해서 일축상태부터 최대 0.6 MPa까지 구속압을 변화시켜가며 실내실험을 수행한 결과 구속압에 따라서 한계변형률에 주는 영향은 거의 없는 것으로 나타났다(김영수 등, 2008). 따라서 본 연구에서는 일축압축강도실험과 구속압을 0으로 설정한 손상제어실험을 수행하였다.

## 3.2 일축압축강도실험

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 변형률을 구하기 위해서 하중재하속도를 0.1 MPa/sec로 설정하였다.

실험결과의 신뢰도를 높이기 위하여 암종별 5개 이상의 시료에 대해서 실험을 수행하였으며, 화강암 8개, 편마암 6개 시료에 대하여 일축압축강도실험결과를 얻었다. 실험으로부터 얻어진 축방향 변위, 하중으로부터 일축압축강도와 한계변형률, 파괴변형률 등을 산정하였다(표 2). 일축압축강도가 화강암 142.93 MPa, 편마암 166.04 MPa 로 나타났는데, 두 암종 모두 극경암에 해당하는 것으로 판단된다. 또한 한계변형률은 두 암종 모두 약 0.250%정도로 나타났으며, 한계변형률을 파괴변형률로 나눈 정규화 한계변형률은 약 80~82%정도로 나타났다.

표 2. 일축압축강도실험 결과

| | 화강암 | 편마암 |
|---|---|---|
| 시료개수 | 8 | 6 |
| 일축압축강도(UCS) (MPa) | 142.93(±59.71) | 166.04(±26.73) |
| 한계변형률($\varepsilon_0$) (%) | 0.256(±0.048) | 0.248(±0.049) |
| 파괴변형률($\varepsilon_f$) (%) | 0.328(±0.069) | 0.298(±0.046) |
| 정규화 한계변형률($\varepsilon_0 / \varepsilon_f$) (%) | 79.28(±11.27) | 82.76(±7.66) |

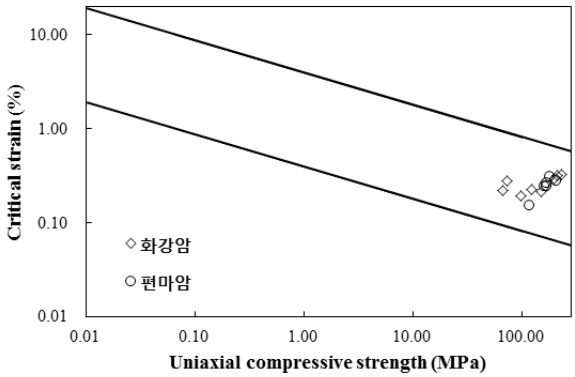



그림 7. 일축압축강도에 따른 한계변형률 분포

실험에서 얻어진 시료의 한계변형률과 일축압축강도를 각각 Sakurai(1982)가 제시한 일축압축강도에 따른 한계변형률 도표에 도시한 결과, Sakurai(1982)의 실험결과 중 화강암과 비슷한 위치에 분포하였으며 한계변형률 역시 상한선과 하한선 사이에 위치하는 것으로 나타나는 것으로 미루어 보아 신뢰성 있는 실험이 이루어진 것으로 판단된다(그림 7).

## 3.3 손상제어실험

Martin과 Chandler(1994)에 고안된 손상제어실험(damage-controlled test)은 터널굴착 시 응력수준의 증가 및 종방향 아칭이 작용하는 암반상태를 고려하여 작용 하중의 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 암석코어시료에 대해 재하(loading)와 제하(unloading)를 반복 수행하는데, 축방향 변형률, 횡방향 변형률, 축하중을 이용하여 각 싸이클마다 응력-변형률 곡선 및 체적변형률($\varepsilon_{vol}$)(식 2)과 탄성체적변형률($\varepsilon_{vol}^{e}$)(식 3)을 구할 수 있다. 식 (4)에 나타난 것처럼 체적변형률로부터 탄성체적변형률을 빼주어 균열체적변형률을 구할 수가 있는데, 균열체적변형률은 영구적인 체적손상을 의미하며, 소

성체적변형률($\varepsilon_{vol}^{p}$, permanent volumetric strain)로 정의할 수 있다.

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{axial} + 2\varepsilon_{lateral} \tag{2}$$

$$\varepsilon_{vol}^{e} = \frac{(1-2\nu)}{E}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \tag{3}$$

$$\varepsilon_{vol}^{c} = \varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vol}^{e} \tag{4}$$

여기서, $E$는 탄성계수, $\nu$는 포아송비, $\sigma_1$은 축하중, $\sigma_3$는 구속압을 의미한다.

식 (2)~(4)를 통해서 얻어진 체적변형률과 균열체적변형률을 이용하여 각 싸이클마다 체적변형률 곡선과 균열체적변형률 곡선을 도시할 수 있다. 이로부터 체적변형률이 최대일 때 즉 체적변형률 곡선의 기울기가 양에서 음으로 바뀔 때의 응력수준이 균열손상응력($\sigma_{cd}$)이 되며 각 싸이클에서 가장 큰 응력수준이 최대응력($\sigma_f$)이 된다. 또한 손상제어실험 수행시 싸이클($i$)이 누적될수록 손상이 발생하는데. 즉 제하-제하의 반복은 영구적인 체적손상을 발생시킨다. 발생된 체적손상은 손상파라미터($\omega$, damage)에 의해 표현되며, 이는 축적된 소성체적변형률로 식 (5)와 같이 정의된다.

$$\omega = \sum_{i=1}^{n} (\varepsilon_{vol}^{p})_i \% \tag{5}$$

손상파라미터는 단계별 응력수준인 균열손상응력($\sigma_{cd}$) 및 최대응력($\sigma_f$)과 역학적 물성치인 탄성계수와 포아송비를 도시하는데 유용하게 사용되는데, Martin과 Chandler(1994)는 손상파라미터($\omega$)를 이용하여 손상단계별 균열손상응력, 최대응력의 추이를 얻었다. 손상이 발생함에 따라 최대하중 이후 최대응력은 감소하는 양상을 보이며, 균열손상응력은 최대하중 부근에서 급격히 감소하는 양상을 관찰했다(그림 8). 여기서 균열손상응력은 체적팽창곡선의 기울기가 양에서 음으로 변화할 때의 응력으로, 균열손상응력 이하의 응력수준에서는 탄성거동 및 안정적인 균열이 발생하게 되는데 균열손상응력 이상의 응력수준에서는 균열에너지가 해방되며 불안정한 균열이 생성된다(Martin과 Chandler, 1994). 이는 암석 고유의 점착력 손실로 이어져 취성파괴의 원인이 된다.

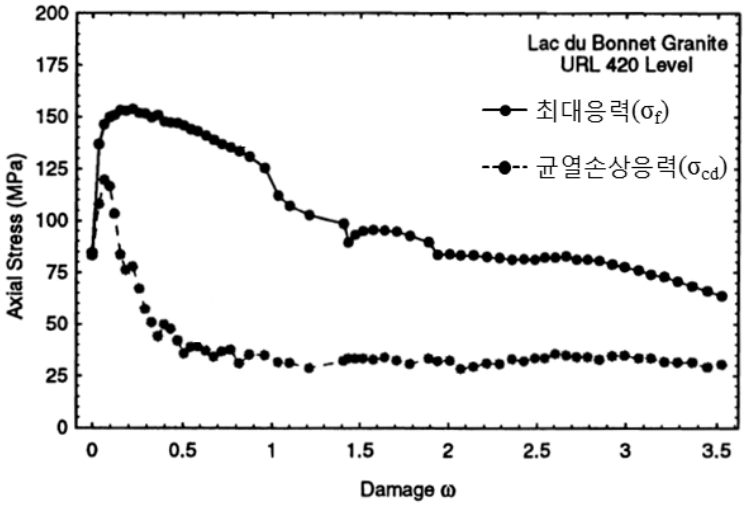



**그림 8.** 손상에 따른 최대응력과 균열손상응력 곡선(Martin과 Chandler, 1994)

일축압축강도실험과 마찬가지로 화강암 및 편마암에 대하여 손상제어실험을 다음과 같은 방법(①~④)으로 수행하였다. 이 때 일축압축강도실험과의 비교를 위해서 구속압은 0으로 설정하였다.

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(첨두강도에 따라 선택적이며 임의의 값 설정가능)씩 증가시키면서, 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.

그림 9는 손상제어실험으로부터 얻은 손상에 따른 최대응력($\sigma_f$)과 균열손상응력($\sigma_{cd}$)의 추이를 보여준다. 화강암과 편마암에 관계없이 모두 손상이 발생함에 따라 최대하중 이후 최대응력은 감소하는 양상을 보이며, 균열손상응력은 최대하중 부근에서 급격히 감소하는 양상을 보여준다. 이는 Martin과 Chandler(1994)가 Lac du Bonnet 화강암에 대해서 손상제어실험을 수행한 결과와 비슷한 양상을 보인 것이다.

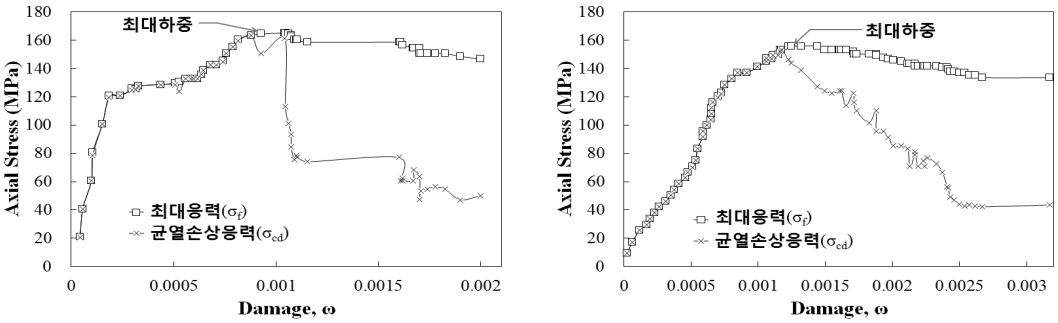
손상제어실험에서 각각의 싸이클마다 얻어진 탄성계수와 최대응력, 균열손상응력으로부터, 한계변형률($\varepsilon_0$)과 손상한계변형률($\varepsilon_d$)을 구했다. 각각의 싸이클에서 얻어진 최대응력($\sigma_f$)을 초기접선탄성계수($E_i$)로 나누어 한계변형률을 구했다(식 (6)). 이와 마찬가지로 각각의 싸이클에서 얻어진 균열손상응력($\sigma_{cd}$)을 초기접선탄성계수($E_i$)로 나누어 손상한계변형률을 구했다(식 (7)).

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_f}{E_i} \tag{6}$$

$$\varepsilon_d = \frac{\sigma_{cd}}{E_i} \tag{7}$$

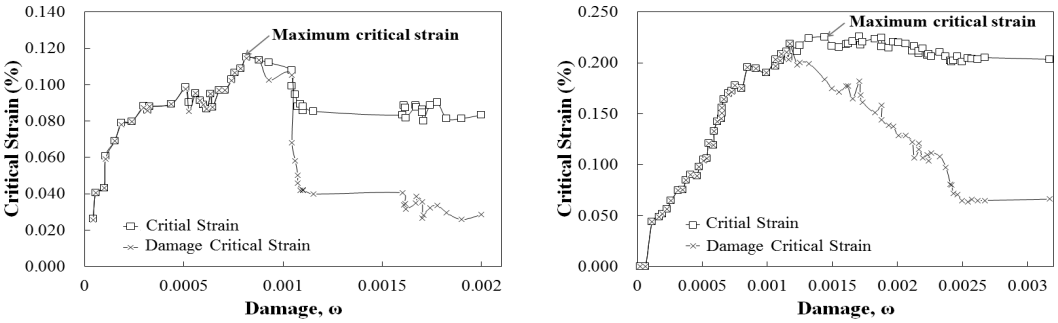
암석 시료에 최대하중이 가해졌을 때 전체 싸이클 중에서 가장 큰 한계변형률이 나타났으며, 화강암의 한계변형률이 0.114%, 편마암의 한계변형률이 0.248%로 나타났다. 최대하중 이후로는 한계변형률이 감소하는 양상을 보이며, 손상한계변형률은 크게 감소하는 경향이 나타났으며 일정수준의 손상이 발생하게 되면 일정한 값으로 수렴하는 경향을 보인다. 이는 앞서 얻은 손상에 따른 최대응력과 균열손상응력의 추이와 비슷한 경향을 보여준다.

일축압축강도실험과 손상제어실험에서 얻은 한계변형률을 비교한 결과, 화강암은 최대하중에서 한계변형률이 0.114%로 일축압축강도실험에서 얻은 화강암 한계변형률 0.256%보다 약 50%이상 감소하였다. 편마암의 경우 최대하중에서 한계변형률이 0.219%로 일축압축강도실험에서 얻은 편마암 한계변형률 0.248%보다 약 12% 감소하였다. 이 결과는 암종이나 암석시료에 따른 편차는 존재하겠지만, 일반적으로 터널 굴착 시 응력 수준의 증가 및 종방향 아칭에 의해 암반이 손상을 받게 되면서 한계변형률 역시 초기암반이 가지고 있는 특성치보다 감소하는 것을 의미한 것으로 현재 제시되어 있는 한계변형률 기준을 달리 적용해야 함을 보인 것이다. 이는 그림 3에서 볼 수 있듯이 계측변형률이 한계변형률 관리기준 상-하한 경계선 내부, 즉 불안정 영역에 위치하더라도 숏크리트의 균열 또는 파괴, 천단부에서의 붕락과 같이 파괴에 준하는 터널 손상이 발생한 경우가 다수 나타난 것으로 보아, 응력수준의 증가 및 종방향 아칭 효과를 고려한 한계변형률 관리 기준을 사용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.




(a) 화강암 (b) 편마암

**그림 9.** 손상에 따른 최대응력과 균열손상응력




(a) 화강암 (b) 편마암

**그림 10.** 손상에 따른 한계변형률과 손상한계변형률

## 4. 한계변형률을 이용한 터널 안정성 관리 방안

실내실험으로 구한 한계변형률을 현장에 적용하기 위해서는 크기효과(scale effect)에 대한 고려가 필요하다. 따라서 Sakurai(1997)은 현장 암반의 한계변형률과 암석시료의 한계변형률을 연관시키기 위해 식 (8)을 제시하였다.

$$\varepsilon_{0R} = \frac{\sigma_{cR}}{E_R} = \frac{m\sigma_c}{nE} = \left(\frac{m}{n}\right)\varepsilon_0 \tag{8}$$

여기서, $\varepsilon_{0R}$은 암반의 한계변형률, $\sigma_{cR}$은 암반의 일축압축강도, $E_R$은 암반의 탄성계수, m과 n은 각각 일축압축강도실험에서 얻은 결과를 현장에 적용하기 위한 일축압축강도와 탄성계수의 저감계수, $\sigma_c$는 암석의 일축압축강도, $E$는 암석의 탄성계수, $\varepsilon_0$는 암석의 한계변형률을 의미한다.

현장 암반의 일축압축강도와 탄성계수는 암반 내부에 존재하는 절리들로 인하여 실내실험에서 얻은 일축압축강도, 탄성계수보다 작은 값을 가지기 때문에 m, n은 0~1.0 사이의 값을 가지게 된다. 토사의 경우에는 m, n은 대부분 1의 값을 가진다. 따라서 m, n의 값을 암종, 암질에 따라 구해진 값을 활용하게 되면 실내실험으로부터 얻은 결과를 현장에 그대로 활용할 수 있다.

Sakurai(1997)은 암석과 암반의 한계변형률을 비교한 결과 암종에 따라 m/n의 값이 1~3의 범위를 가지는 것으로 조사되었다. 즉 암반의 한계변형률이 암석의 한계변형률의 1~3배가 된다는 것을 의미한다. 이는 암반 내에 존재하는 절리로 인하여 일축압축강도와 탄성계수가 감소하지만, 절리가 일축압축강도의 감소보다 탄성계수의 감소에 큰 영향을 미치기 때문이다(Sakurai, 1997). 따라서 보수적인 측면에서 보았을 때 터널 시공현장에 실내실험에서 얻어진 한계변형률 결과를 그대로 사용해도 큰 무리가 없을 것으로 보인다.

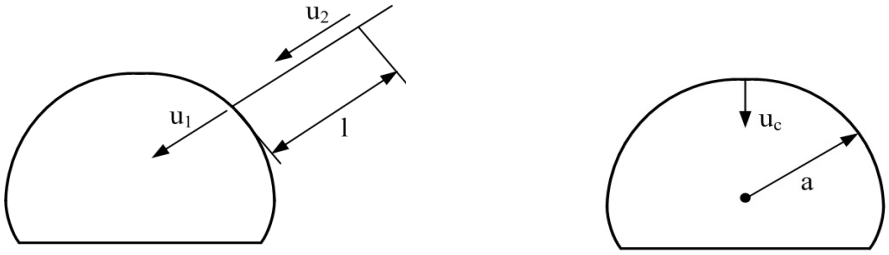
터널 시공현장에서 일반적으로 계측되는 천단변위와 측벽변위에 한계변형률 개념을 도입하여 터널 안정성을 관리하기 위해서는 계측된 변위를 변형률로 변환시켜야 한다. Sakurai(1997)는 터널 시공현장에서 측정된 천단변위와 내공변위를 변형률로 변환시키기 위해 식 (9)와 (10)을 제시하였다. 식 (9)는 터널 굴착면 주변지반의 심도별 반경방향 변위를 측정하기 위하여 설치되는 지중변위계를 사용하여 계측을 수행하는 경우에 사용하는데, 두 지점의 계측결과로부터 내공변형률을 구할 수 있다(그림 11(a)). 또한 식 (10)은 터널 현장에서 일반적으로 계측을 수행하는 천단변위를 터널의 반지름으로 나누어 천단변형률을 구할 수 있는 식이다(그림 11(b)). 따라서 이 식을 이용하면 현장에서 계측된 변위를 변형률로 변환시켜 한계변형률 관리 기준으로 사용할 수 있을 것이다.

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_c}{a} \tag{9}$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_1 - u_2}{l} \tag{10}$$

여기서, $\varepsilon_\theta$ 는 천단변형률, $\varepsilon_r$ 은 내공변형률, $u_c$는 천단에서 측정된 변위, $u_1$과 $u_2$는 터널단면으로부터 지반내부에 설치된 지중변위계(extensometer)로 측정된 두 지점에서의 지중변위, $a$는 터널 반경, $l$은 지중변위계의 두 지점사이의 거리이다.

실제 터널 굴착 시 한계변형률을 이용한 관리 기준을 적용하기 위해서는 총 변위를 알아야 한다. 따라서 본 연구에서는 총 변위를 계측 또는 알 수 있다는 가정 하에 터널 안정성 관리 방안을 제시하고자 한다.

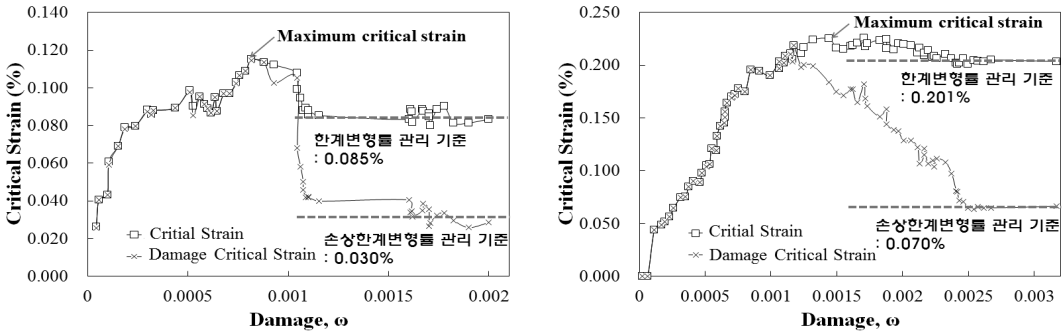



(a) 내공변형률 평가 (b) 천단변형률 평가

**그림 11.** 터널 시공 중 변형률 산정 개요도

현재까지 제시된 한계변형률을 이용한 관리 기준들은 대부분 일축압축강도실험에서 얻어진 한계변형률을 이용한다. 그러나 이 방법은 실제 터널 굴착 시 응력수준의 증가 및 종방향 아칭으로 발생할 수 있는 암반의 손상을 고려하지 않은 문제를 가지고 있다. 이는 암반 손상을 고려한 손상제어실험에서 얻어진 한계변형률이 일축압축강도실험에서 얻어진 한계변형률보다 작은 것으로 미루어 볼 때, 응력수준의 증가 및 종방향 아칭을 고려하지 않아 암반상태를 과대평가하는 것으로 볼 수 있다. 따라서 일반적인 터널의 한계변형률을 이용한 관리 기준을 세울 때 손상제어실험으로 얻어진 한계변형률 중 최대하중 이후 최대응력으로 계산된 한계변형률 중 수렴했을 때의 한계변형률을 관리 기준치로 사용하는 것이 좀 더 합리적으로 판단된다. 일반적으로 경암에 비해 강도가 약한 연암으로 이루어진 암반 지반에서 종방향 아칭이 더 많이 발생하므로, 이러한 지반에서 더욱 적용성이 있을 것으로 판단된다.

또한 현재까지 제시된 한계변형률을 이용한 관리 기준은 일반적인 터널 안정성 관리 기준으로만 사용될 수 있는데, 손상제어실험으로부터 얻어진 한계변형률 결과는 취성파괴가 발생할 수 있는 과지압 구간에 위치한 대심도 터널에도 적용가능 할 것으로 판단된다. 취성파괴는 터널 굴착 시 파괴될 때의 응력 수준 이하인 균열손상응력 수준에서 점착력 손실로 인하여 갑작스럽게 발생하는 것으로 알려져 있다. 따라서 손상제어실험에서 균열손상응력으로부터 얻어지는 수렴할 때의 손상한계변형률을 이용하여 취성파괴의 발생여부를 미리 파악할 수 있을 것으로 판단된다. 김광염 등(2003)은 NATM공법으로 시공되는 터널 현장의 막장 후방에 수평경사계를 설치하여 선행변위를 계측한 바 있는데, 즉 굴착 전에 막장 전방의 선행 변위를 계측할 수 있는 수평경사계 등을 설치하여 굴착 전에 나타나는 변형률과 손상한계변형률과의 비교를 통하여 취성파괴의 발생가능성을 예측할 수 있을 것으로 판단된다.




(a) 화강암 (b) 편마암

**그림 12.** 손상제어실험으로부터 얻어진 한계변형률, 손상한계변형률 관리 기준

본 연구에서 제안한 방법으로 얻어진 화강암의 일반적인 관리 기준의 한계변형률은 0.085, 취성파괴 관리 기준의 한계변형률은 0.030을 얻었다(그림 12(a)). 또한 편마암의 경우 일반적인 관리 기준의 한계변형률은 0.201, 취성파괴 관리 기준의 한계변형률은 0.070을 얻었다(그림 12(b)). 본 연구에서 얻어진 값들은 본 연구의 실험에서 사용된 암석시료가 기반암인 지반을 대상으로만 적용할 수 있으며, 이 방법을 다른 현장에 적용하기 위해서는 암석 시료를 채취하여 다수의 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하여 현장의 암석 특성에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 한계변형률을 이용한 터널 안정성 관리 기준을 제시하기 위하여 우리나라의 대표적인 암종인 화강암 및 편마암에 대하여 일축압축강도실험과 손상제어실험을 수행하였다. 각각의 실험으로부터 한계변형률을 얻었으며, 암종에 따른 한계변형률 특성을 분석하였다. 또한 한계변형률을 이용하여 터널 안정성 관리 기준 방안을 제시하였다. 이상의 연구로부터 얻어진 주요 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구에서 사용된 화강암과 편마암 시편에 대한 일축압축강도실험 결과 화강암과 편마암의 한계변형률은 약 0.250%정도로 나타났으며, 한계변형률을 파괴변형률로 나눈 정규화 한계변형률은 약 80~82%정도의 값이 나타났다.
2. 손상제어실험 결과 최대하중 이후로는 한계변형률이 감소하는 양상을 보이며, 손상한계변형률은 크게 감소하는 경향이 나타났으며 일정수준의 손상이 발생하게 되면 일정한 값으로 수렴하는 경향을 보인다. 이는 손상에 따른 최대응력과 균열손상응력의 추이와 비슷한 경향을 보여준다.

3. 일축압축강도실험 결과에서 얻은 한계변형률보다 손상제어실험에서 얻어진 한계변형률이 작게 나타났다. 응력수준의 증가 및 종방향 아칭으로 발생되는 암반 손상을 고려할 때 손상제어실험에서 얻어지는 한계변형률을 관리기준치로 사용하는 것이 좀 더 합리적으로 판단된다.
4. 일반적인 터널 시공 시에는 최대응력으로 계산된 한계변형률을 사용하고, 취성파괴가 발생할 염려가 있는 과지압 구간의 터널 시공 시에는 취성파괴가 발생할 수 있는 응력 수준인 균열손상 응력을 이용하여 구한 손상한계변형률을 사용하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설기술 혁신사업의 “TBM 핵심 설계·부품기술 및 TBM터널의 최적 건설기술 개발” 연구비지원(10기술혁신E09)에 의해 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

1. 김광염, 김창용, 홍성완, 배규진, 서용석, 전제성(2003), “수평경사계를 이용한 터널내 선행변위 측정에 관한 연구”, 대학토목학회 정기학술발표대회 논문집, 대구, pp. 4878-4883.
2. 김영수, 이재호, 김광일, 신시언, 권태순, 한희수(2008), “Mohr-Coulomb의 파괴기준을 기본으로한 퇴적암의 한계변형률 특성에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄 학술발표대회 논문집, 서울, pp. 821-832.
3. 김영수, 김대만(2009), “일축압축 한계변형률에 의한 암반터널 변위기준 적용성 평가”, 대한토목학회논문집, 제29권, 제6호, pp. 321-329.
4. 박시현, 신용석(2007), “한계변형률 개념을 활용한 터널 안정성 평가에 관한 연구”, 한국지반공학회논문집, 제23권, 제5호, pp. 29-41.
5. 신용석, 박시현(2009), “터널공학을 중심으로 한 한계변형률의 공학적 적용성”, 한국터널공학회 논문집 터널기술, 제11권, 제4호, pp. 403-410.
6. 이강현, 방준호, 김진하, 김상호, 이인모(2009), “지하공동의 취성파괴 예측을 위한 암석물성 및 손상지수 평가”, 한국터널공학회 논문집 터널기술, 제11권, 제4호, pp. 327-351.
7. 이재호, 김영수, 김광일, 신시언, 권태순, 한희수(2008), “실험적 연구를 통한 퇴적암의 한계변형률 특성에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄 학술발표대회 논문집, 서울, pp. 211-219.
8. 한국터널공학회(2009), 터널표준시방서, 한국터널공학회, pp. 81-92.
9. ISRM (1981), “Basic geotechnical description of rock masses”, International Journal Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 18, No. 3, pp. 87-110.

10. Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994), “The progressive fracture of Lac du Bonnet granite”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 31, No. 6, pp. 643-659.

11. Sakurai, S. (1982), “An evaluation technique of displacement measurements in tunnels”, Journal of the Japan Society of Civil Engineers, No. 317, pp. 93-100.

12. Sakurai, S. (1997), “Lessons learned from field measurements in tunnelling”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.