

일축압축 한계변형률에 의한 암반터널 변위기준 적용성 평가

Evaluation for Applications of Displacement Criterion by the Critical Strain of Uniaxial Compression in Rock Mass Tunnel

김영수* · 김대만**

Kim, Young-Su · Kim, Dae-Man

Abstract

Laboratory compressive test was conducted on 6 different types of rock in order to investigate the characteristic of critical strain under uniaxial and triaxial stress condition. The results of uniaxial compressive test mostly ranged within 1~100MPa, the critical strain was also located between 0.1~1.0%. Therefore the results distributed within the upper and lower boundary proposed by Sakurai (1982). And the failure/critical strain ratio (ϵ_f/ϵ_0) showed between 1.0~1.8 value depending on the uniaxial compressive strength. The results of critical strain by triaxial compressive test showed below 0.8% value for all test, the M value calculated from uniaxial and triaxial compressive test results ranged 1.0~8.0 for most of rock specimens. It is concluded that failure strain (ϵ_f) of rock mass, which is in triaxial stress condition is larger than the results of uniaxial stress condition (ϵ_{f1}) by 1.0~8.0 times and value showed 1.0~1.8 larger value than critical strain (ϵ_{01}). Therefore it is a conservative way for rock tunnel to use critical strain (ϵ_{01}) calculated from a uniaxial compressive strength on tunnel displacement monitoring.

Keywords : critical strain, failure strain, failure ratio (R_f), M value

요 지

국내 암석의 일축응력상태와 삼축응력상태의 한계변형률 특성을 연구하고자 국내에 분포하는 6종류의 암석을 대상으로 실내 일축 및 삼축압축시험을 실시하였다. 일축압축시험에 의한 일축압축강도는 대부분 1~100MPa의 범위이었고, 한계변형률도 0.1~1.0%에 위치하여 전반적으로 Sakurai(1982)가 제시한 상·하부 경계선 내에 분포하였다. 그리고 암석의 파괴/한계변형률의 비(ϵ_f/ϵ_0)는 일축강도에 따라 1.0~1.8의 범위로 모두 1.0 이상 나타났다. 삼축압축시험에 의한 한계변형률은 모든 암석에서 0.8%이하로 일축압축시험에서의 최대 한계변형률 1.0% 보다 작은 값을 보였으며, 일축 및 삼축압축시험로부터 산정된 값은 거의 대부분의 암석시료에서 1.0~8.0정도의 범위였다. 본 연구를 통하여 삼축응력상태인 암반의 파괴변형률(ϵ_f)은 일축응력상태의 파괴변형률(ϵ_{f1})에 비하여 1.0~8.0배 정도 크고, ϵ_{f1} 은 일축응력상태의 한계변형률(ϵ_{01})보다 1.0~1.8배정도 크게 나타나 암반터널 변위계측에 의한 안정성 기준치를 일축강도에 따른 한계변형률(ϵ_{01})로 규정하는 것은 안정측 관리기준이 되는 것으로 판단된다.

핵심용어 : 한계변형률, 파괴변형률, 파괴비(R_f), M 값

1. 서 론

터널과 같은 지하구조물은 일반구조물과는 달리 지중에 시공되므로 설계 및 시공에 있어서 특별한 주위가 요구된다. 터널을 구성하는 원지반 재료의 특성과 지보재의 상호작용이 고려된 터널의 시공안정성을 판단하기 위해서 막장의 지반굴착과 더불어 변위 및 응력과 관련된 계측을 실시하도록 규정하고 있다(대한터널협회, 1999). 그리고 응력 계측에 비하여 터널굴착에 따른 주변지반의 변위를 계측하는 것이 좀 더 단순하고 계측지점도 손쉽게 확보할 수 있으므로 터널 안정성 판단에 변위계측을 활용하는 것이 훨씬 경제적으로

유리하다. 그러나 변위계측은 선행변위에 대한 불확실성과 국내터널현장에서 변위계측관리 기준치를 설정함에 있어서 일관된 지침이 될 수 있는 뚜렷한 기준이 부재한 실정이기 때문에 응력계측에 비하여 터널의 안정성을 판단하는 중요 인자로서 그 활용성이 크지 않은 편이다(천병식 등, 1996). 이러한 문제점을 개선하여 변위계측관리를 터널현장의 안정성 기준치로 활용하기 위하여 도입된 개념이 바로 한계변형률(critical strain) 개념이다. 한계변형률은 일본의 Sakurai (1982)에 의하여 처음 개념이 정립되어 도표로 제시되었으며, 최근 영국터널협회에서 출간한 개정된 Tunnel lining design guide(British tunnelling society, 2004)에서 이 개념

*정회원 · 경북대학교 공과대학 건설공학부 토목공학전공 교수 (E-mail : kimysu@knu.ac.kr)

**정회원 · 교신저자 · 경북대학교 공과대학 건설공학부 연구원 (E-mail : ksmans11@hanmail.net)

을 활용하여 터널의 정량적 안정성 평가방법을 제시하였다. 이로 인하여 터널의 변위계측을 통한 안정성 판단에 일관된 기준이 마련되었다. 국내 연구결과 박시현 등(2007)은 무지보 상태 터널굴착에서 막장면 1D 이내 구간에서 확보된 계측데이터를 총변위로 선정한 후 터널시공관리 기준치로 Sakurai 도표를 이용한 한계변형률 개념을 도입하여 터널 직경에 대한 허용변위량을 제시하여 Sakurai의 한계변형률 개념이 국내에서도 적용 가능함을 확인하였다. 그러나 Sakurai 도표에 의한 한계변형률 개념을 국내에 적용하기 위해서는 먼저, 국내의 다양한 암종을 대상으로 일축압축실험을 실시하여 Sakurai의 한계변형률 도표와 비교분석하여야만 한다.

따라서 본 연구에서는 국내의 대표적 암석들을 채취하여 일축압축실험을 실시하였고, 그 결과를 한계변형률 도표에 나타냄으로서 국내 암석에 대한 한계변형률 도표의 범위를 제시하고, Sakurai 한계변형률 도표와 비교 고찰하였다. 또한 암석의 일축압축상태 실험결과를 암반의 최소주응력에 의한 구속압력과 굴착 후 즉시 타설되는 슛크리트와 같은 지보재의 반력으로 인해 구속압력 등을 받게 되는 암반에 적용하기 위해서는 삼축응력조건에서의 구속압에 따른 한계변형률의 변화를 살펴보아야 한다. 이를 위해 본 연구에서는 4가지 구속압력으로 암석의 삼축압축실험을 실시하였고, 구속압하에서 암석의 변형률 특성을 분석하여 암반의 변형특성을 추정하였다. 그리고 추정된 결과로부터 구속압에 따른 암반의 한계변형률과 암석의 한계변형률을 비교 검토하였다.

2. 한계변형률 개념

한계변형률(ϵ_0)은 그림 1과 같이 암석시료의 일축압축실험 결과인 응력-변형률 관계로부터 구하여진다. Duncan 등(1970)은 암석의 일축압축응력상태에서 응력-변형곡선은 일반적으로 쌍곡선 형태로 나타난다고 제안하였으며, 응력-변형곡선을 쌍곡선 함수로 나타내면 식 (1)과 같다.

$$\sigma = \frac{\epsilon}{b + a\epsilon} \quad (1)$$

여기서, $b=1/E_i$ 이고, E_i 는 초기탄성계수이며, 일축압축강도를 σ_c 로 하면 한계변형률(ϵ_0)은 다음의 식 (2)로 나타낼 수 있다. 한계변형률은 일축압축실험으로부터 초기탄성영역의 거

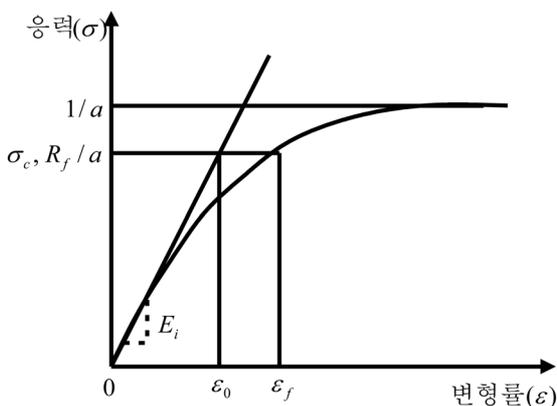


그림 1. 한계변형률 및 파괴변형률

동특성과 파괴시의 일축압축강도를 이용하여 정의되며, 일반적으로 파괴변형률(ϵ_f)보다는 작은 값을 가지게 된다. 한계변형률(ϵ_0)을 여러 종류의 흙과 암석에 대하여 구한 후 일축압축강도(σ_c)와의 관계를 도시하면 그림 1과 같다.

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E_i} \quad (2)$$

또한, 파괴시의 변형률(ϵ_f)은 다음의 식 (3)으로 구할 수 있다.

$$\epsilon_f = \frac{\sigma_c/E_i}{1-R_{f1}} = \frac{\epsilon_0}{1-R_{f1}} \quad (3)$$

여기서, 파괴비로 정의되는 R_{f1} 는 일축압축시험 결과인 응력-변형률곡선에서 쌍곡선의 근접선과 압축 강도의 비로 $0 < R_{f1} < 1$ 범위의 값을 가진다. 암석이 연약하여 선형 변형 후 갑작스런 파괴에 이르게 되는 경우 $R_{f1}=0$ 가 되고, 큰 소성 변형 후에 파괴되는 경우 R_{f1} 값은 증가하게 된다. Sakurai(1982)의 실험결과 파괴비는 암석에 대하여 $R_{f1}=0.05\sim 0.6$, 흙에 대해서는 $R_{f1}=0.2\sim 0.8$ 의 값을 나타낸다고 하였다.

Sakurai(1982)는 파괴시의 전단변형에 대하여 일축압축응력상태 파괴변형률(ϵ_{f1})과 삼축압축응력상태 파괴변형률(ϵ_{f3})의 비를 M 이라 정의하였다. M 은 Mohr-Coulomb의 파괴기준식에 의해 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$M = \epsilon_{f3}/\epsilon_{f1} = \kappa \left[1 + \frac{\sigma_3 \tan \phi}{c} \right] \quad (4)$$

여기서, $\kappa=(1-R_{f1})/(1-R_{f3})$ 을 의미하며, R_{f1} 과 R_{f3} 는 일축과 삼축응력상태의 파괴비를 나타낸다. σ_3 는 구속압이고, c 와 ϕ 는 구속압을 달리한 삼축압축실험에 의하여 구하여진 점착력과 내부마찰각이다. 따라서, M 값을 이용하여 일축응력상태의 파괴변형률로부터 삼축응력상태의 파괴변형률을 추정할 수 있다.

그림 2는 Sakurai(1982)가 제시한 한계변형률 도표로 한계변형률(ϵ_0)은 일축압축강도가 증가할수록 감소하는 경향을 나타낸다고 하였다. 또한 Sakurai(1997)는 파괴변형률(ϵ_f)이 한계변형률(ϵ_0)보다 최대 2.5~4.0배 정도 더 큰 값을 나타내며, 암반에서의 한계변형률이 암석의 한계변형률에 비해 1.0~4.0배 정도 더 큰 값을 보이는 것으로 조사되었다. 이러한 조사결과는 암석의 한계변형률을 터널시공관리 기준치로 활용

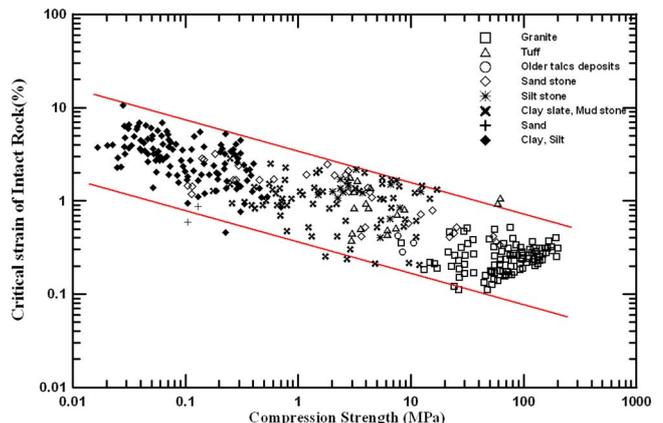


그림 2. 한계변형률과 일축강도의 관계(Sakurai, 1982)

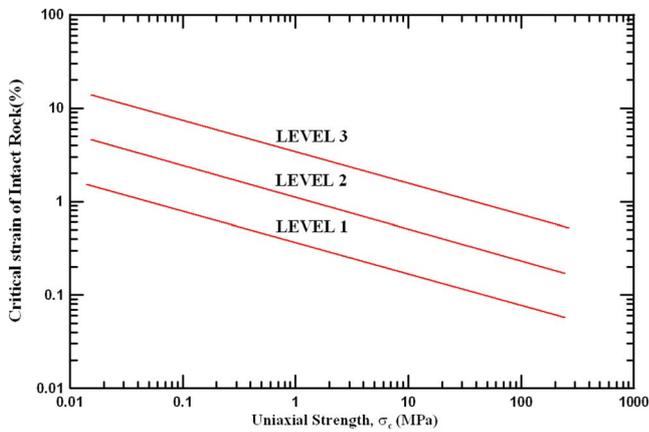


그림 3. 일본토목공학회지 관리기준에(1986)

함에 있어서 안정성을 확보할 수 있는 타당한 근거를 제시하는 것이다. 그림 2의 Sakurai 한계변형률 도표에서 나타난 상·하한 경계치를 활용하여 그림 3과 같이 굴착중인 터널에서 계측된 굴착변위를 암석의 일축강도와 연계하여 상·하한 경계치(level 1, 3)와 중간 경계치(level 2)로 구분하여 터널의 안정성을 평가할 수 있다.

3. 실험 개요

3.1 암석 시료

실험에 사용된 암석은 셰일, 사암, 화강암, 핑크색화강암, 화강섬록암, 그리고 흑운모편마암의 여섯 종류로 셰일, 사암의 채취장소는 경상북도 경주지역의 상부대동계(백악-상부주라)의 신라통에 해당하는 대구층이고, 화강암과 화강섬록암

의 채취장소는 경상북도 경주지역의 상부대동계(백악-상부주라)의 불국사통이다. 핑크색화강암은 안동지역의 중생대 주라기 우백질 화강암이며, 흑운모편마암은 서울지역의 섬캠브리아기의 우백대와 우흑대가 교호하는 호상구조의 호상흑운모편마암을 채취하였다.

이들 암석시료의 물리적 특성과 시료성형 사진은 표 1 및 사진 1과 같으며, 화강암과 화강섬록암 경우 암석의 풍화정도 차이가 커서 단위중량의 범위가 다른 암석시료에 비하여 넓게 나타났다. 사암의 경우 내부공극이 많이 존재하여 흡수율을 측정시 암석의 변형이 발생하여 측정이 어려웠고, 또한 S파 측정시 공극에 의한 파의 산란현상으로 측정이 불가능하였다. 암석시료는 지름(D) 5155mm이며, 길이(L)는 2D이상으로 하여 종방향 및 횡방향 변형률 측정을 위해서 2개의 strain gauge를 부착하였다. 시료 제작 후 시료높이를 4군데에서 측정하여 평면도가 0.1mm 이내가 되도록 표면을 연마하였다.

3.2 실험 장비 및 방법

실험에 사용된 재하실험기는 재하용량 100ton의 유압재하실험기로 사진 2와 같으며, 일축과 삼축압축실험의 재하속도는 0.01%/min로 실시하였다. 그리고 모든 실험시 종·횡방향 strain gauge와 가하여진 재하하중의 측정은 사진 3의 정보수집장치에 자동적으로 데이터가 전송되어 저장된다.

삼축압축실험은 호셀(hoek cell)에 유압펌프 또는 oil jack을 연결하여 구속압을 일정하게 유지하면서 축하중을 가하였다. 사용된 구속압은 0.98MPa(10kgf/cm²), 2.45MPa(25kgf/cm²), 4.90MPa(50kgf/cm²), 그리고 9.80MPa(100kgf/cm²)의 네 가지로 0.98, 2.45MPa의 저압일 때는 민감도가 ±1kgf/

표 1. 암석시료의 물리적 특성

암종	단위중량(g/cm ³)	겉보기비중	흡수율(%)	탄성파속도(km/sec)	
				P파	S파
셰일	2.30~2.92	2.48~2.87	0.11~1.43	1.19~6.58	0.63~3.89
사암	2.11~2.23	2.15~2.20	-	0.97~1.34	-
화강암	2.06~2.71	2.33~2.71	0.22~0.73	1.59~5.81	0.37~1.90
핑크색화강암	2.54~2.64	2.21~2.59	0.07~2.14	1.31~5.35	0.03~0.76
화강섬록암	2.25~2.77	2.11~2.55	0.28~5.52	0.36~4.61	0.02~2.04
흑운모편마암	2.46~2.55	2.55~2.86	0.01~1.93	0.44~5.46	0.01~3.14

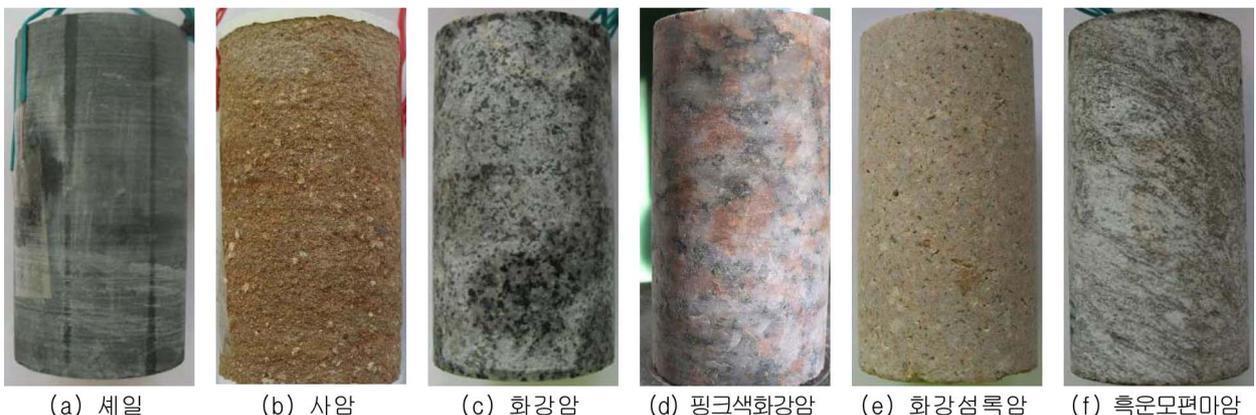


사진 1. 암석 시료



사진 2. 유압재하실험기



사진 3. 정보수집장치

cm²(0.098MPa)인 용량 50kgf/cm²의 유압 펌프를 사용하고, 4.9, 9.8MPa의 고압에서는 민감도가 ±5kgf/cm²(0.49MPa)인 oil jack을 사용하여 구속압을 가하였다. 사진 4는 실험에 사용된 유압펌프, oil jack, 그리고 hoek cell이다. 1개의 일축압축실험과 네 가지 구속압의 삼축압축실험을 1set로 하여 세일 11set, 사암 2set, 화강암 5set, 핑크색화강암 10set, 화강섬록암 3set, 그리고 흑운모편마암 4set를 각각 실험하였으며, 표 2에 본 연구에서 실험된 각 암석의 시료수를 나타내었다.



(a) 유압펌프



(b) Hoek cell과 Oil jack

사진 4. 삼축압축용 Hoek cell과 구속압 장치

표 2. 실험에 사용된 시료수

성인별 분류	암석명	일축실험 시료수	삼축실험 시료수	총 시료수	set	삼축실험시 구속압 (MPa)
퇴적암	세일	11	44	55	11	0.98 2.45 4.90 9.80
	사암	2	8	10	2	
화성암	화강암	5	20	25	5	
	핑크색화강암	10	40	50	10	
	화강섬록암	3	12	15	3	
변성암	흑운모편마암	4	16	20	4	

4. 실험결과 및 분석

4.1 일축압축실험 결과

암석의 일축압축실험 결과로부터 구한 한계변형률과 일축 압축강도를 Sakurai(1982)가 제안했던 한계변형률 도표상의 상·하부 경계선(upper·lower boundary)과 함께 그림 4에 도시하여 나타내었다. Sakurai(1982)의 연구결과 한계변형률 범위는 암석의 경우 0.1~1.0%이고, 흙에서는 1.0~8.0%의 범위이며, 암석이나 흙에서 일축압축강도의 증가에 비례하여 한계변형률은 감소하나 동일 암석에서는 일축압축강도의 증가와 함께 한계변형률이 증가하는 경향을 나타낸다고 하였다. 또한 천대성 등(2008)은 국가공인기관에서 수행된 국내 암석시료 약 2,000개에 대한 시험자료를 수집하여 분석한 결과, 일정값 이상의 일축압축강도의 범위에서 한계변형률은 일정한 범위를 나타냈으며, 일축압축강도가 100MPa 이상에서는 일축압축강도의 증가에 따라 한계변형률이 오히려 증가하는 경향을 확인하였다. 이는 일반적으로 일축압축강도가 증가하면 탄성계수가 증가하고 한계변형률이 감소하는 경향과 상이한 결과를 보였다. 이에 대하여 일축압축강도가 300~400MPa의 높은 강도일 때 탄성계수는 80GPa 이상으로 증가하지 않고 일정한 값으로 수렴하였는데, 이와 같은 현상에 의하여 일축압축강도 증가에 비하여 탄성계수의 증가가 상대적으로 작게 나타나 한계변형률이 증가되는 것으로 분석하였다. 본 연구에서는 국내 흙의 일축압축실험은 실시되지 않아 흙의 한계변형률 경향은 확인할 수 없었지만, 그림 4에서 보듯이 국내 암석의 일축압축강도는 대부분 1~100MPa의 범위이었고, 한계변형률도 0.1~1.0%에 위치하여 전반적으로 Sakurai(1982)가 제시한 상·하부 경계선 내에 분포하여 Sakurai의 한계변형률 도표를 국내에 적용하여도 문제가 없을 것으로 판단된다. 또한 100MPa 이하의 일

축압축강도에서는 강도의 증가에 따라 전반적으로 한계변형률이 감소하는 추세를 보이나, 일축압축강도 100MPa 이상에서 강도증가에 따라 동일 암석상의 한계변형률은 증가하여 기존의 국내외 연구결과와 동일한 결과를 보였다.

일축압축실험 결과로부터 암석의 한계변형률(ϵ_0)과 파괴변형률(ϵ_f)을 구하여 그림 5에 일축강도에 따른 파괴/한계변형률의 비(ϵ_f/ϵ_0)를 도시하였다. Sakurai(1997)는 ϵ_f/ϵ_0 이 최대 2.5~4.0배 정도 더 큰 값을 나타낸다고 하였는데, 본 연구에서는 일축강도에 따른 ϵ_f/ϵ_0 는 1.0~1.8의 범위로 최대 1.8배 정도 큰 값을 보였다. 암석의 한계변형률을 안정성 기준치로 한다면 암석의 파괴변형률에 대하여 안전율이 1.0 이상이 된다는 의미이다. ϵ_f/ϵ_0 는 일축압축강도가 커짐에 따라 그 값이 증가하였는데, 이는 일축압축강도의 증가가 소성영역에서 크게 증가하였다는 것으로 추측할 수 있다. 이에 대한 확인하기 위하여 그림 6에서와 같이 일축압축강도에 대한 파괴비(R_f)값을 산정하여 도시하였다. 파괴비(R_f)는 2장에서 언급하였듯이 응력-변형률 곡선을 쌍곡선으로 보면, 파괴시의 쌍곡선 근접선과 압축강도의 비로서 한계변형률과 파괴변형률이 결합된 값으로 R_f 값이 증가하면 파괴형상이 취성파괴에서 연성파괴로 변화되는 것을 의미하여 암석의 파괴형태를 알 수 있다. 그림 6에서 R_f 값은 모두 0.5 이하이고 일

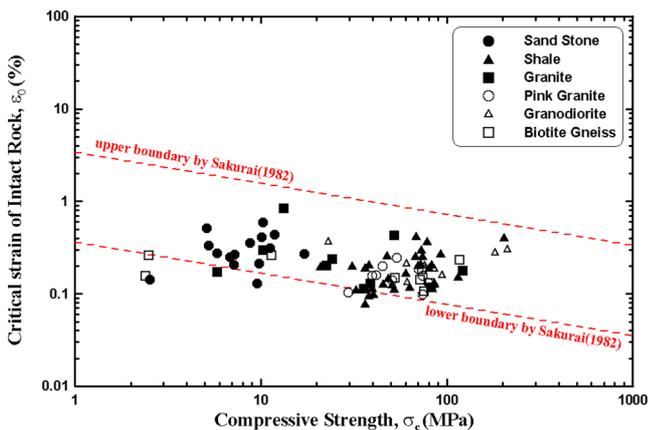


그림 4. 압축강도와 한계변형률 관계

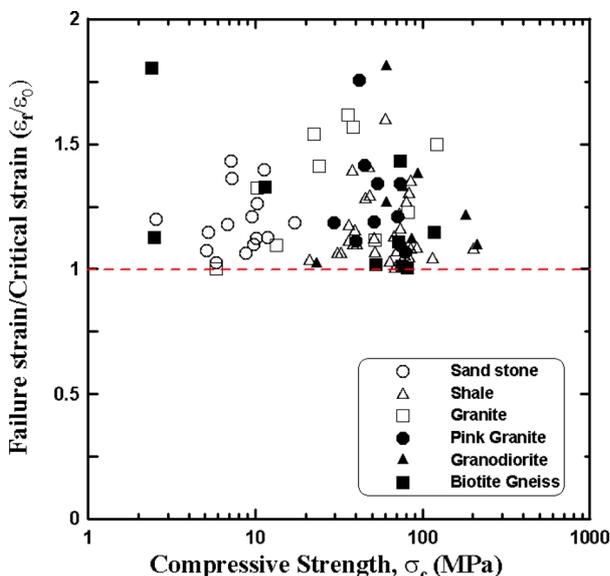


그림 5. 압축강도와 파괴/한계변형률 비

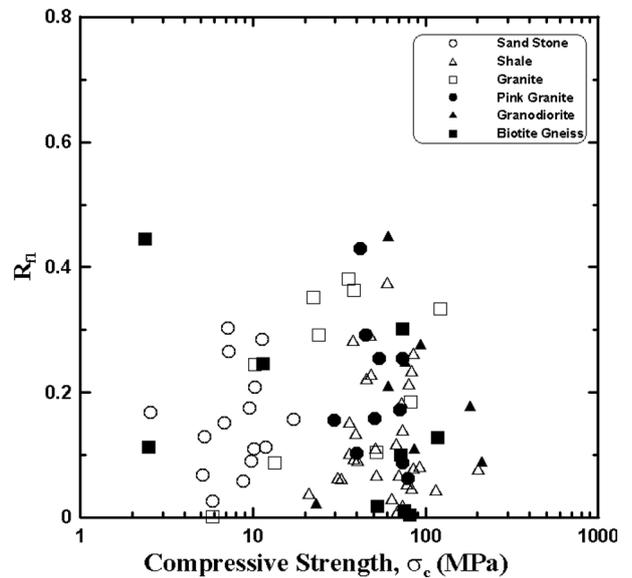


그림 6. 압축강도와 관계

축압축강도가 증가함에 따라 R_f 값이 증가하였는데, 이를 통하여 암석이 취성파괴에서 연성파괴로 변화되면서 소성변형 구간이 증가되었음을 확인할 수 있다.

4.2 삼축압축실험 결과

4.2.1 한계변형률

삼축압축실험 결과 나타난 암종별 구속압에 따른 한계변형률의 변화를 그림 7에 도시하였다. 그림 7에서 화강섬록암의 3번째 set를 제외한 모든 암석에서 구속압이 증가함에 따라 한계변형률이 증가하였다. 압축강도와 탄성계수의 비로서 구하여진 한계변형률은 구속압이 커짐에 따라 압축강도와 탄성계수가 증가하게 되는데, 일축실험 결과에서도 설명하였듯이 높은 강도에서는 탄성계수가 크게 증가하지 않고 일정한 값을 나타내어 이로 인하여 구속압 증가에 따라 한계변형률이 증가하는 것으로 생각된다.

삼축압축실험의 구속압 조건하에서 모든 시료의 한계변형률은 사암에서 0.7% 이하, 셰일 0.6% 이하, 화강암 0.8% 이하, 핑크색화강암 0.9% 이하, 화강섬록암 0.7% 이하 그리고 흑운모편마암에서는 0.8% 이하로 나타나 일축압축실험에서 나타난 최대 한계변형률 1.0% 보다 모두 작은 값을 보였다.

4.2.2 파괴비(R_f)

삼축압축실험 결과로부터 산정된 R_f 값을 구속압의 변화에 따라 도시하여 그림 8에 나타내었다. 삼축실험에 의한 R_f 값도 일축실험의 R_f 값과 마찬가지로 모든 구속압에서 0.5 이하로 나타났다. 사암과 화강섬록암의 경우 구속압이 증가함에 따라 R_f 값이 증가하여 작은 구속압에서는 취성파괴가 발생되었으나 구속압이 증가하면서 연성파괴가 발생된 것을 알 수 있다. 시료의 풍화정도 차이가 컸던 화강섬록암은 풍화가 심한 암석에서 연성파괴가 발생되었다. 그에 비하여 셰일, 핑크색화강암, 그리고 흑운모편마암에서는 R_f 값이 대체로 변화가 없거나 조금 감소하면서 주로 취성파괴가 발생되었다. 특히 셰일에서는 수평방향의 절리가 발달하여 삼축실험 11set 중 7set의 실험 결과가 구속압 증가에 따라 R_f 이 감

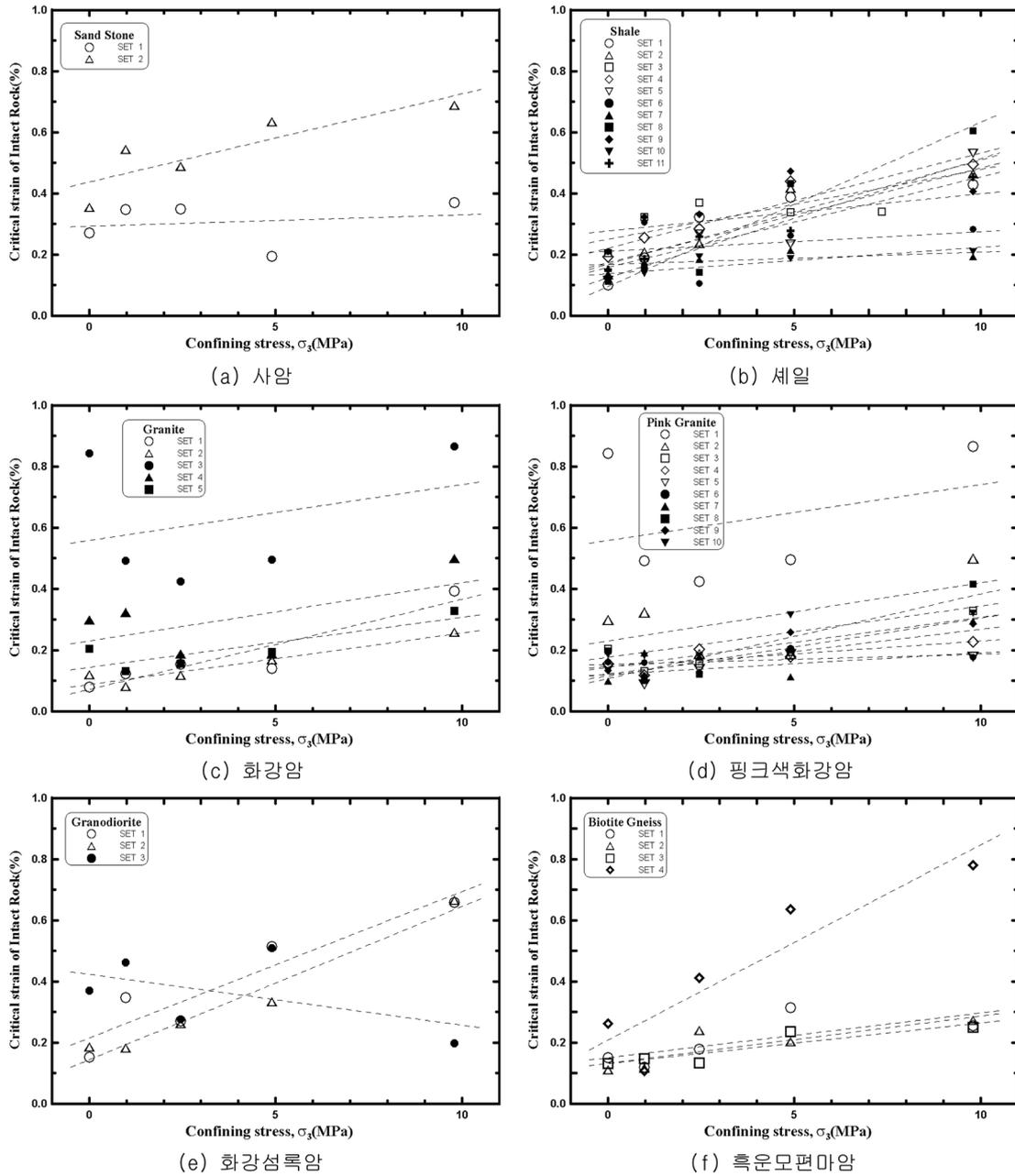


그림 7. 암종별 구속압에 따른 한계변형률

소하여 다른 암석에 비하여 큰 취성파괴를 나타내었다. 그리고 화강암의 경우에는 증가와 감소 경향이 동시에 나타났는데, 이는 화강섬록암과 같이 실험에 사용된 화강암 시료의 풍화정도 차이가 커서 나타나는 현상으로 생각된다.

4.2.3 M 값

M 값은 식 (4)에서 나타내었듯이 삼축응력상태 파괴변형률(R_{β})를 일축응력상태에서의 파괴변형률($R_{\beta 1}$)로 나눈 비로 정의되며, 또한 구속압(σ_3), 내부마찰각(ϕ), 점착력(c) 그리고 $\kappa = (1 - R_{\beta 1}) / (1 - R_{\beta})$ 의 함수로 Mohr-Coulomb의 파괴 기준식으로도 나타낼 수 있다. κ 값은 M 값의 기울기에 해당하는 값으로 κ 가 1.0 이상이면 값은 구속압에 비례하여 증가하게 된다. Sakurai(1982)는 연암에 해당하는 사암(sand stone)의 값이 1.0~1.3 범위라고 하였다. 본 연구에서 실시된 일축 및 삼축실험의 파괴비로부터 삼축실험의 구속압에 따라 κ 값을 산정하여 표 3에 나타내었다. κ 값은 사암의 경우 1.0~1.5,

셰일은 0.7~1.3, 화강암 0.7~1.4, 핑크색화강암 0.6~1.5, 화강섬록암 0.8~1.5, 그리고 흑운모편마암 0.6~1.5의 범위를 나타내어 전반적으로 1.0에 가까운 값이었으며, 구속압의 크기는 무관하게 나타났다.

삼축압축실험 결과로부터 구하여진 점착력(c), 내부마찰각(ϕ)를 표 3에 κ 값과 함께 나타내었다. 이 값들을 이용하여 구속압에 따른 M 값을 산정하여 그림 9에 도시하였다. 산정된 M 값은 사암의 경우 1.31~6.68, 셰일 1.01~4.72, 화강암 1.26~8.90, 핑크색 화강암 0.71~3.81, 화강섬록암 1.07~7.93, 그리고 흑운모편마암은 0.86~7.47의 범위로 구속압이 증가함에 따라 M 값이 증가하였는데, 이는 식 (4)에서 M 값이 구속압 크기에 비례하여 증가된다는 것이 실험을 통하여 증명되었다. 암종별 값을 이용하면 삼축실험을 실시하지 않아도 일축응력상태의 파괴변형률($\epsilon_{\beta 1}$)로부터 삼축응력상태의 파괴변형률($\epsilon_{\beta 3}$)을 추정할 수 있다. 또한 그림 9에서 보듯이 실험 결과 M 값은 거의 대부분의 암석시료에서 1.0 이상으로 크게

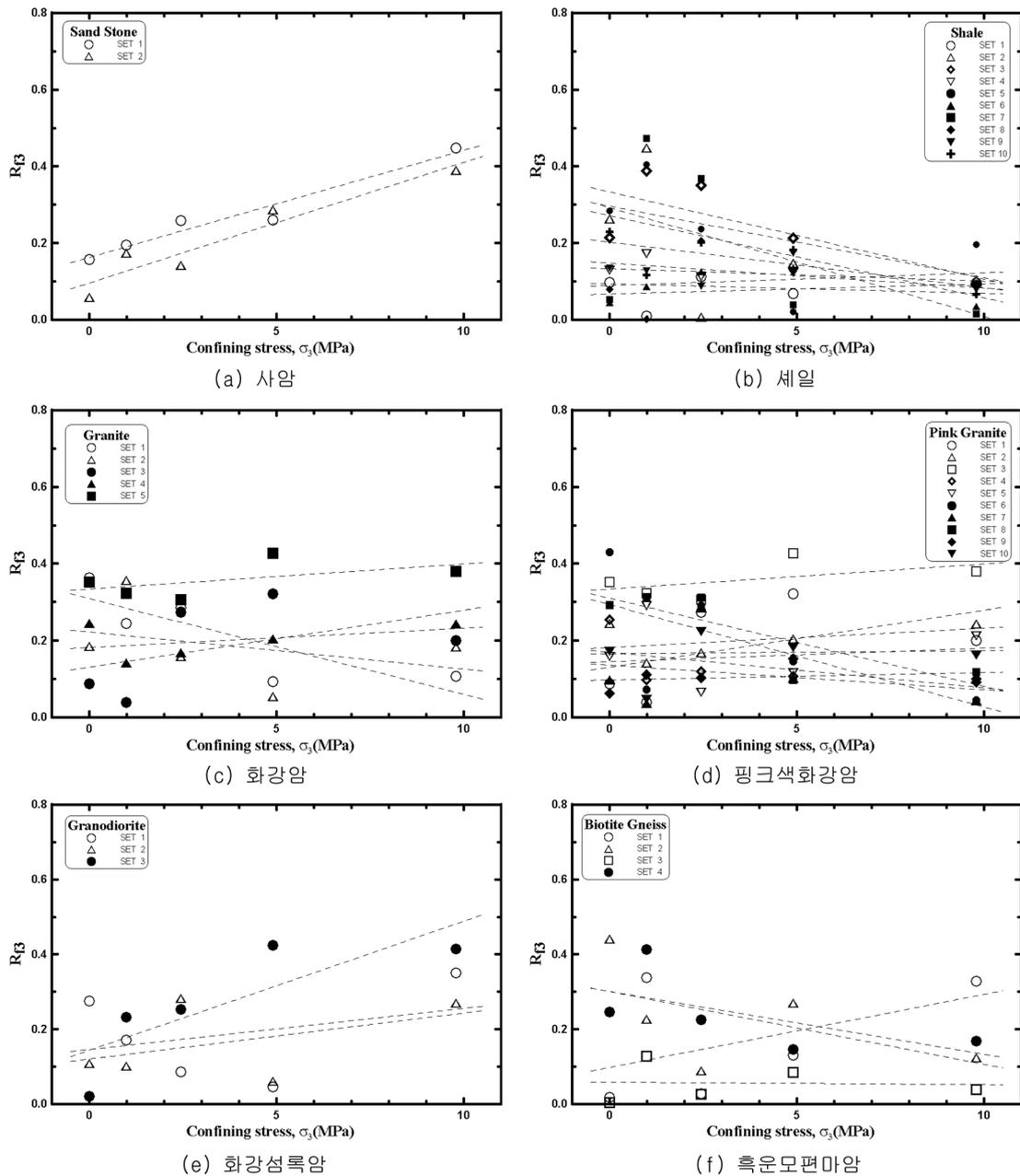


그림 8. 구속압에 따른 R_{f3} 값

는 8.0 이상까지 나타났으며, 이는 ϵ_{f3} 이 ϵ_{f1} 보다 크다는 것을 의미하며, Sakurai(1997)는 암반의 한계변형률이 암석의 한계변형률에 비하여 대체적으로 1.0~4.0 정도 더 크게 나타난다고 하였는데, 본 연구에서 암석과 암반의 파괴변형률은 더 큰 차이를 보였다.

이상의 실험결과를 종합해보면 실제 삼축응력상태의 암반의 파괴변형률(ϵ_{f3})은 일축응력상태의 파괴변형률(ϵ_{f1})에 비하여 1.0~8.0배 정도 크고, ϵ_{f1} 은 일축응력상태의 한계변형률(ϵ_{01})보다 1.0~1.8배(그림 5 참조)정도 크게 나타나 암반터널 변위계측에 의한 안정성 기준치를 일축압축강도에 따른 한계변형률(ϵ_{01})로 규정하는 것은 안정적 측면의 관리기준이 된다고 생각하며, 또한 간단한 일축압축실험을 통하여 결정되므로 경제적으로 매우 유리할 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 논문에서는 국내 암석의 일축응력상태와 삼축응력상태

의 한계변형률 특성을 연구하고자 국내의 다양한 암석을 대상으로 실내 일축 및 삼축압축시험을 실시하였으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 암석의 일축압축실험 결과 국내 암석의 일축압축강도는 대부분 1~100MPa의 범위이었고, 한계변형률도 0.1~1%에 위치하여 전반적으로 Sakurai(1982)가 제시한 상·하부 경계선 내에 분포하여 Sakurai의 한계변형률 도표를 국내에 적용하여도 문제가 없을 것으로 판단된다. 일축압축실험으로부터 구하여진 암석의 파괴/한계변형률의 비(ϵ_f/ϵ_0)는 일축강도에 따라 1.0~1.8의 범위로 모두 1.0 이상을 나타내었으며, ϵ_f/ϵ_0 는 일축압축강도가 커짐에 따라 그 값이 증가하였다.
2. 삼축압축실험에서 구하여진 한계변형률은 거의 대부분 암석에서 구속압이 커짐에 따라 증가하였으며, 사암에서 0.7% 이하, 셰일 0.6% 이하, 화강암 0.8% 이하, 핑크색 화강암 0.9% 이하, 화강섬록암 0.7% 이하 그리고 흑운모편마암에서는 0.8% 이하로 한계변형률이 나타나 일축압축

표 3. 암종별 점착력, 내부마찰각 및 κ 값

암종	Set No.	c (MPa)	ϕ (deg)	κ			
				구속압 (MPa)			
				0.98	2.45	4.9	9.8
사암	1	3.95	45.7	1.047	1.138	1.140	1.527
	2	2.35	38.7	1.138	1.097	1.318	1.540
셰일	1	8.15	62.9	0.912	1.017	0.968	0.998
	2	13.51	63.1	1.335	0.742	0.865	0.824
	3	11.76	58.8	0.949	1.286	1.197	1.100
	4	9.30	66.8	1.282	1.208	0.997	0.863
	5	9.76	64.3	1.051	0.981	0.994	0.947
	6	7.05	64.5	1.203	0.937	0.731	0.890
	7	17.81	59.2	1.045	1.091	1.105	0.989
	8	4.86	62.7	0.912	1.017	0.968	0.998
	9	11.94	63.8	1.335	0.742	0.865	0.824
	10	7.77	62.1	0.949	1.286	1.197	1.100
	11	9.12	64.3	1.282	1.208	0.997	0.863
화강암	1	3.50	49.9	0.844	0.891	0.702	0.713
	2	1.53	51.0	1.265	0.969	0.862	0.999
	3	3.72	49.9	0.950	1.258	1.346	1.142
	4	4.24	66.3	0.879	0.907	0.949	0.999
	5	5.74	65.3	0.957	0.936	1.133	1.045
핑크색 화강암	1	14.51	50.3	0.826	0.847	0.835	0.829
	2	9.92	52.6	1.185	0.900	0.952	1.070
	3	8.08	51.2	0.614	0.803	0.667	0.596
	4	11.73	58.9	0.936	1.263	1.005	0.943
	5	6.93	59.0	1.029	1.028	0.784	0.802
	6	13.28	54.1	1.054	1.044	1.106	1.032
	7	13.37	49.1	0.869	1.067	1.011	0.988
	8	4.82	61.6	0.912	0.855	0.976	0.798
	9	5.94	49.6	0.950	1.472	0.900	0.932
	10	5.97	62.9	1.125	0.952	0.806	0.821
화강 섬록암	1	3.36	52.0	1.484	1.010	1.129	1.460
	2	11.36	68.5	0.874	0.793	0.759	1.116
	3	12.59	58.3	0.993	1.244	0.951	1.222
흑운모 편마암	1	8.3	59.0	1.484	1.010	1.129	1.460
	2	7.1	54.6	0.723	0.615	0.767	0.639
	3	13.3	56.2	1.141	1.023	1.088	1.035
	4	1.8	53.0	1.284	0.973	0.882	0.906

실험에서의 최대 한계변형률 1.0% 보다 모두 작은 값을 보였다.

- 일축 및 삼축압축실험에서 얻어진 R_{f1} , R_{f3} , 점착력(c), 내부마찰각(ϕ) 그리고 κ 값을 이용하여 M 값을 산정한 결과, 사암은 1.31~6.68, 셰일 1.01~4.72, 화강암 1.26~8.90, 핑크색 화강암 0.71~3.81, 화강섬록암 1.07~7.93, 그리고 흑운모편마암은 0.86~7.47로 거의 대부분의 암석시료에서 1.0~8.0정도의 범위로 나타내었으며, 구속압에 비례하여 M 값이 증가하였다.
- 본 연구에서의 모든 결과를 정리하면 실제 삼축응력상태의 암반의 파괴변형률(ϵ_{f3})은 일축응력상태의 파괴변형률(ϵ_{f1})에 비하여 1.0~8.0배 정도 크고, ϵ_{f1} 은 일축응력상태의

한계변형률(ϵ_{01})보다 1.0~1.8배정도 크게 나타나 암반터널 변위계측에 의한 안정성 기준치를 일축압축강도에 따른 한계변형률(ϵ_{01})로 규정하는 것은 안정적 측면의 관리기준이 된다고 생각하며, 또한 간단한 일축압축실험을 통하여 결정되므로 경제적으로 매우 유리할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부의 지원에 의하여 첨단도시개발사업(과제관리번호 R&D/05건설핵심 D03-01) 주관으로 수행된 과제 내용의 일부를 정리한 것입니다. 연구비 지원에 깊은 감사를 드립니다.

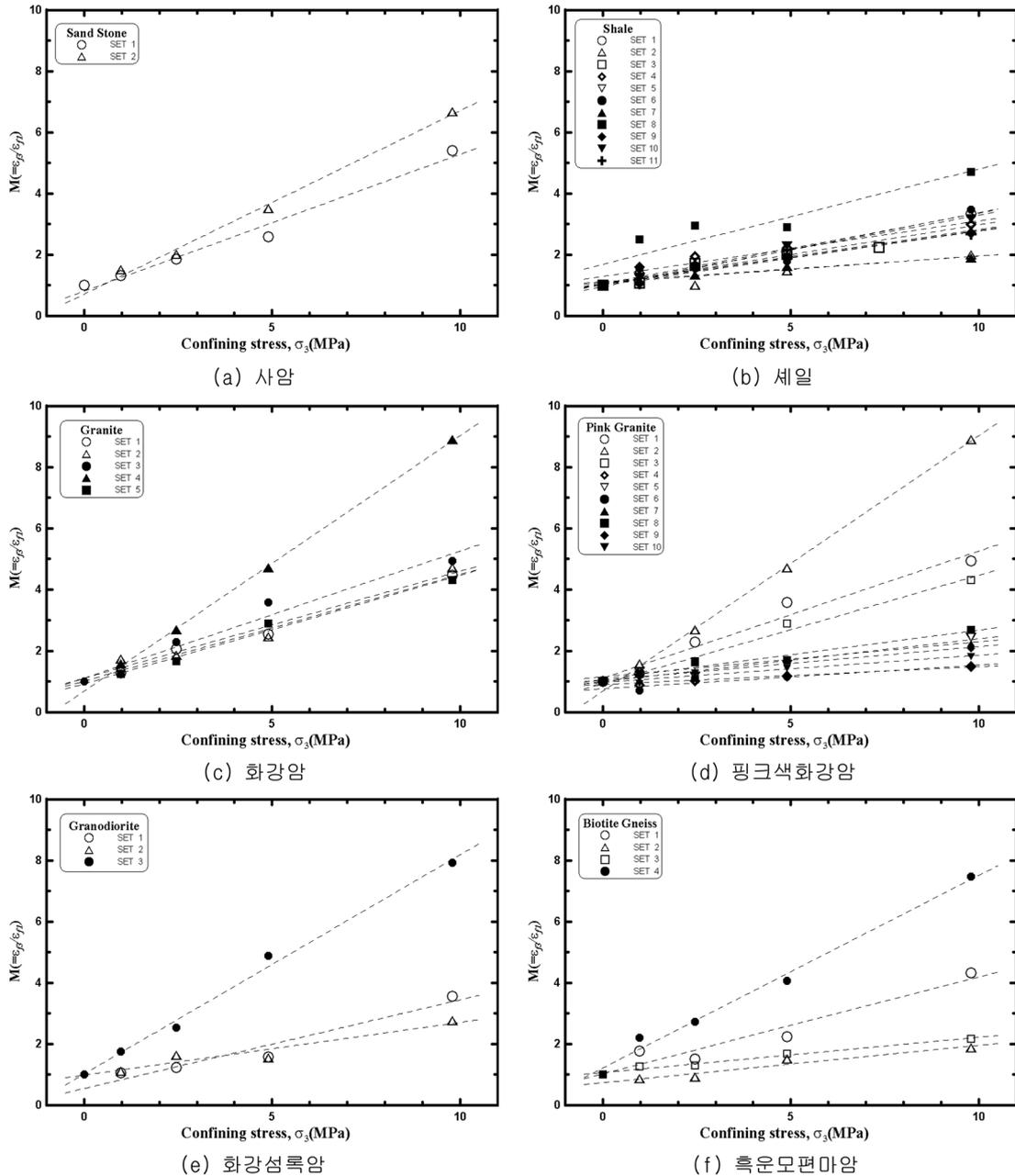


그림 9. 구속압에 따른 M 값

참고문헌

대한터널협회(2007) 건설교통부제정 터널표준시방서. 구미서관, 서울, pp. 72-84.
 박시현, 신용석(2007) 한계변형률 개념을 활용한 터널 안정성 평가에 관한 연구. 한국지반공학회 논문집, 한국지반공학회, 제 23권, 제5호, pp. 29-41.
 천대성, 박의섭, 박철환, 박찬(2008) 국내 암석의 역학적 특성 분석과 DB구축을 위한 기본연구. 터널과 지하공간, 한국암반공학회, 제18권, 제5호, pp. 317-327.
 천병식, 남순성(1996) 서울지하철 터널의 계측관리 기준치에 관한 연구. 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제16권, 제III-1호, pp. 47-59.
 井春 (1986) NATMにける 現場計測と管理基準値. 土と基礎, 第

34卷, 第2號, pp. 5-10.
 Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, SM5, pp. 1629-1954.
 Sakurai, S. (1982) An evaluation technique of displacement measurements in tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, Vol. 317, pp. 93-100.
 Sakurai, S. (1997) Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.
 The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers (2004) *Tunnel lining design guide*. Thomas Telford, pp. 184.

(접수일: 2009.7.1/심사일: 2009.9.7/심사완료일: 2009.10.7)