

## 터널 굴착하중 조건에서의 절리암반의 탄성계수 예측

### Estimation of Elastic Modulus of Jointed Rock Mass under Tunnel Excavation Loading

손 무 락<sup>1</sup> Son, Moorak  
이 원 기<sup>2</sup> Lee, Won-Ki  
황 영 철<sup>3</sup> Hwang, Young-Cheol

#### Abstract

Tunneling-induced displacement in a jointed rock mass is an important factor to control tunnel stability and to secure a demanded space and construction quality. The magnitude of the inducible displacements is significantly affected by an elastic modulus and therefore, in a rock mass where a joint controls tunnel behavior, it is very important to estimate an elastic modulus of jointed rock mass reliably. Elastic modulus of jointed rock mass is affected by many factors such as rock type, joint condition, and loading condition. Nevertheless, most existing studies were focused on rough empirical relationships based on compressive loading conditions, which are different from tunnel excavation loading conditions, without a systematic approach of rock, joint, and loading conditions together. Therefore, this study considered rock and joint conditions systematically to estimate an elastic modulus of jointed rock mass under tunnel excavation loading. The controlled factors considered in this study are rock types and joint conditions (joint shear strength, joint inclination angle, number of joint sets, and joint spacing). Numerical parametric studies have been carried out with a consideration of different rock and joint conditions; the results have been compared with existing empirical relationships; and charts of elastic modulus change of different rock and joint conditions have been provided. The results are expected to have a great practical use for estimating the convergence induced by tunnel excavation in jointed rockmass.

#### 요 지

절리를 포함한 암반에서 터널굴착시 발생하는 내공변위는 터널의 안정성과 필요 확보공간 및 시공성을 위해서 매우 중요한 인자이다. 터널굴착시 발생할 수 있는 내공변위의 크기는 탄성계수가 큰 영향을 미치는 인자이며 특히 절리면이 터널거동을 지배하는 암반에서는 신뢰성 있는 절리암반의 탄성계수를 산정하는 것은 매우 중요하다. 절리암반의 탄성계수는 암석종류, 절리조건, 하중조건 등과 같은 많은 인자에 의해서 영향을 받는다. 그럼에도 불구하고 기존의 대부분의 연구는 암석 및 절리, 터널 굴착하중 조건 등을 체계적으로 고려하지 않고 압축하중 조건에 근거한 대략적인 경험식에 초점을 두고 있다. 그러므로 본 연구에서는 터널 굴착하중 조건에서의 절리암반의 탄성계수를 보다 합리적으로 추정하기 위하여 암석 및 절리조건을 체계적으로 고려하였다. 본 연구에서는 암석종류, 절리전단강

1 정희원, 대구대학교 토목공학과 교수, 공학박사/기술사 (Member, Daegu University, Tel: +82-53-850-6527, Fax: +82-53-850-6529, [mson@daegu.ac.kr](mailto:mson@daegu.ac.kr), Corresponding author, 교신저자)

2 비희원, 대구대학교 토목공학과 석사졸업 (Daegu University)

3 정희원, 상지대학교 건설시스템공학과 교수, 공학박사/기술사 (Member, Sangji University)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2015년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

도, 절리경사각, 절리군의 수 및 절리간격을 해석인자로서 고려하였다. 다양한 암석 및 절리조건을 고려하여 수치해석적 매개변수 연구를 수행하였고, 그 결과를 기존의 경험적인 방법들과 비교분석하였으며, 다양한 암석 및 절리조건에서의 탄성계수에 대한 변화도표를 제시하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결과는 절리암반에서 터널굴착으로 인해 발생하는 터널 내공변위를 파악하는데 실무적으로 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

**Keywords :** Rock tunnel, Convergence, Elastic modulus, Rock type, Joint condition, Excavation loading

## 1. 서론

우리나라는 국토면적의 70% 이상이 산지로 구성되어 있어 도로 및 철도건설시 암반에서의 터널공사가 빈번하게 이루어지고 있다. 암반에서의 터널굴착으로 인해 발생하는 내공변위는 터널의 안정성과 필요 확보공간 및 시공성을 위해서 매우 중요한 인자이다. 일반적으로 암반지층에서 터널굴착으로 인해 발생하는 내공변위는 암석의 종류 및 암반 내에 발달되어 있는 절리면의 전단강도, 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수 등에 의해서 큰 영향을 받는다. 그럼에도 불구하고 기존의 대부분의 연구(Bieniawski, 1978; Serafim and Pereira, 1983, Hoek and Brown, 1998; Hoek and Diederichs, 2006)는 암석 및 절리, 터널 굴착하중 조건 등을 체계적으로 고려하지 않고 압축하중 조건에 근거한 대략적인 경험식에 초점을 두고 있다. 이와 같은 문제점을 해소하기 위하여 Son et al.(2011), Son and Lee(2013)는 하나 또는

두개의 절리군이 형성된 암반지층에서 터널 굴착하중을 고려하여 탄성계수의 변화를 조사한 바 있다.

본 연구에서는 기존의 연구를 보다 확장하여 다양한 암석의 종류 및 절리조건(절리전단강도, 절리경사각, 절리군의 수) 뿐만 아니라 다양한 종류의 절리간격을 고려하여 터널 굴착하중에서의 절리암반의 탄성계수를 파악하고 그 결과를 제시하고자 하였다. 이와 더불어 기존 연구에 포함하지 않았던 본 연구의 해석결과들을 기존의 경험적인 방법들과 상호 비교하고 분석하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결과는 절리암반에서 터널굴착으로 인해 발생하는 터널 내공변위를 파악하는데 실무적으로 크게 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

## 2. 다양한 암반 탄성계수 추정방법

암반의 탄성계수를 추정하기 위해서 다양한 방법들이 존재하며 기존의 연구에서 이미 언급한 바 있지만

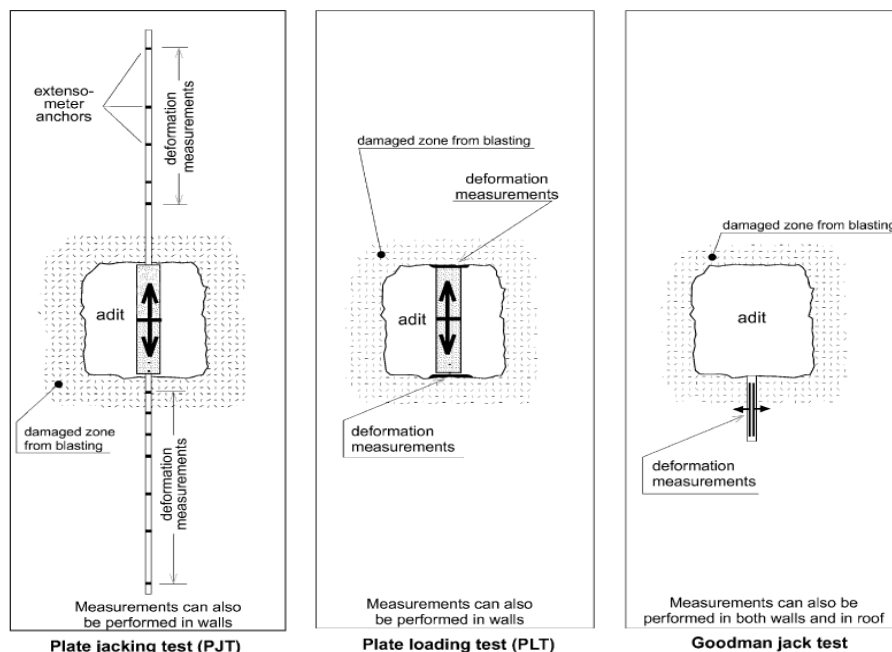


Fig. 1. Principles of three main methods for in-situ deformation measurement (after Palmstrom and Singh, 2001)

Table 1. Various empirical equations for estimating the modulus of deformation

Previous studies	Empirical equations	Constraints
Bieniawski, 1978	$E_m = 2RMR - 100$	$RMR > 50$
Serafim and Pereira, 1983	$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$	$RMR < 50$
Bieniawski, 1989	$E_m = E \cdot f(RQD)$	
Grimstad and Barton, 1993	$E_m = 25 \log_{10} Q$	$Q > 1$
Clerici, 1993	$E_m = E_{r \text{ stat}} \times E_{m \text{ dyn}} / E_{r \text{ dyn}}$	$RMi > 0.1$
Palmstrom, 1996	$E_m = 5.6 RMi^{0.375}$	$RMi > 0.1$
Hoek and Brown, 1998	$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{[(GSI-10)/40]}$	$\sigma_c < 100 \text{ MPa}$
Hoek and Diederichs, 2006	$E_m = 100 \times [(1-2/D)/(1+e^{((75+25D-GSI)/11)})]$	

$E_m$  = Modulus of deformation of rock mass (in GPa),  $RMR$  = Rock Mass Rating,  $E$  = Modulus of deformation of rock,  $f(RQD)$  = Reduction coefficient depending on RQD,  $E_{r \text{ stat}}$  = Static elasticity modulus of intact rock,  $E_{m \text{ dyn}}$  = Dynamic in situ deformation modulus,  $E_{r \text{ dyn}}$  = Dynamic elasticity modulus of intact rock,  $RMi$  = Rock Mass index,  $\sigma_c$  = Uniaxial compressive strength (in MPa),  $GSI$  = Geological Strength Index,  $D$  = Disturbance factor

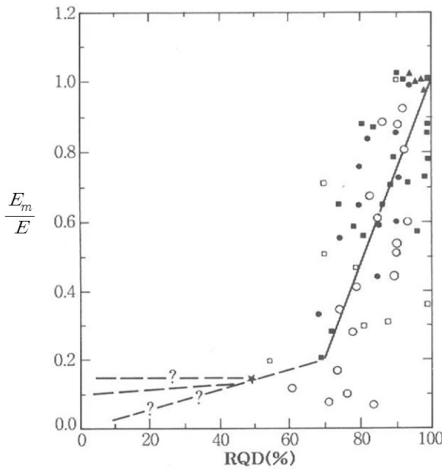


Fig. 2. Dependence of  $E_m/E$  ratio on RQD (after Bieniawski, 1989)

본 연구의 전개를 위해서 다시 설명하고자 한다. 절리를 포함한 암반의 탄성계수를 산정하는 방법에는 직접 현장에서 측정하거나 경험적인 방법으로서 RQD, RMR 등을 이용하는 방법들이 있다. 직접적인 현장측정 방법으로는 평판잭킹시험(PJT), 평판재하시험(PLT), 굿맨잭 시험(Goodman jack test), 플레이트잭시험, 케이블잭킹시험, 레디얼잭시험, 딜라토미터시험, 및 프레셜 챔버 등이 있으며, Fig. 1은 현장측정 방법의 대표적인 방법인 평판잭킹시험(PJT), 평판재하시험(PLT) 및 굿맨잭시험(Goodman jack test)의 측정 원리를 보여주고 있다.

이러한 시험방법은 현장에서의 직접적인 측정을 통한 방법으로, 측정영역에 있어서 한계가 있을 뿐만 아니라 측정에 소요되는 시간, 인력 및 비용도 상당하여 터널이 굴착되는 암반지역에서의 탄성계수를 추정함에

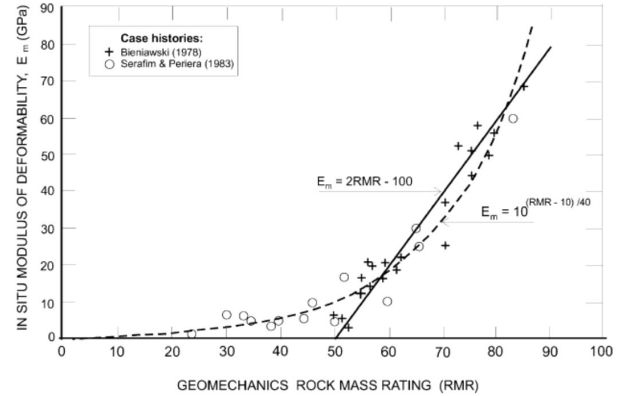


Fig. 3. Correlation between the in situ modulus of deformation and the RMR system (after Serafim and Pereira, 1983)

있어서 많은 제약이 따른다. 따라서 이러한 제약 및 측정방법별 오차 등의 문제점을 줄이기 위해 다양한 경험식들이 제안되었다. 기본적으로 이러한 경험식들은 압축하중 상태를 그 배경으로 하고 있다. Table 1은 여러 연구자들에 의해 제안된 다양한 경험식들을 나타내고 있으며, Fig. 2는 Bieniawski(1989)가 제시한 RQD에 따른 암반의 탄성계수 감소비의 관계를 보여주고 있으며, Fig. 3은 Serafim and Pereira(1983)가 제시한 RMR과 암반의 탄성계수와의 관계를 보여주고 있다.

이와 같은 다양한 경험식들은 여러 현장에서 실시한 현장계측 결과를 수집하고, 분석하여 얻어진 것들로서, 현장측정 방법보다 용이하게 암반지역의 탄성계수를 추정할 수 있지만, 실제 암반지형의 다양한 절리특성을 충분히 반영하지 못한다는 점과 Q 및 RMR, GSI값의 산정방법 및 측정범위에 한계가 있는 문제점들을 내포하고 있다.

다시 말해서 직접적인 현장측정 방법이나 간접적인 경험식들은 다양한 암석 및 절리특성(절리전단강도, 절리경사각, 절리군의 수 및 절리간격 등)을 가진 암반의 탄성계수를 추정하는데 있어서 여러 한계점이 있다. 따라서 본 연구에서는 암석종류 및 다양한 절리특성을 반영한 암반의 탄성계수를 파악하기 위해서 불연속체 해석프로그램인 UDEC을 이용하여 수치해석적 매개변수 연구를 수행하고, 해석을 통해 발생된 변위를 이용하여 터널 굴착하중 조건에서의 암석 및 절리특성이 고려된 절리암반의 탄성계수를 추정하는 방법과 그 결과를 제시하고자 한다.

### 3. 수치해석적 매개변수 연구

본 연구에서 접근한 해석방법은 기존연구(Son and Lee, 2012)에서 수행한 방법과 동일하지만 연구의 전개를 위해서 다시 설명하고자 한다. 암반에서 발달된 불연속면을 고려하여 암석블록 자체의 거동보다 절리의 거동에 의해 전체적인 거동이 지배되는 암반특성을 평가하기 위해 개별요소법에 근거한 UDEC(Universal Distinct Element Code)을 사용하였고, 해석에 사용된 암반블록은 탄성체로 모델링 하였으며, 절리면의 거동은 Coulomb Slip 모델을 이용하였다. Coulomb Slip 모델은 절리면의 거동을 파악하기 위해서 매개변수해석 등에 일반적으로 많이 사용하는 모델이며 간단하면서도 필요한 입력변수를 용이하게 결정할 수 있는 장점이 있다. 이에 반해 Barton-Bandis 모델 등은 모델이 보다 복잡하고 고려하여야 할 입력물

성치의 결정도 보다 많은 노력이 소요되어 다양한 조건을 고려한 일반적인 매개변수해석 연구에는 적절하지 않을 수 있다.

수치해석에 사용된 해석영역은 가로 및 세로를 각각 60m로 설정 하였으며, 절리간격은 1m, 굴착터널의 깊이 및 직경은 각각 30m 및 6m로 설정하였고, 암반의 자중을 고려하지 않는 대신  $K_0=1$ 의 상태로 가정하여 암반의 초기응력  $\sigma_v = \sigma_h = 78t/m^2$ 을 해석모델의 경계면에 부여하였다. 이와 같은 해석모델을 통하여 터널을 굴착하고 이로부터 발생하는 변위를 조사하였다(Fig. 4 참조).

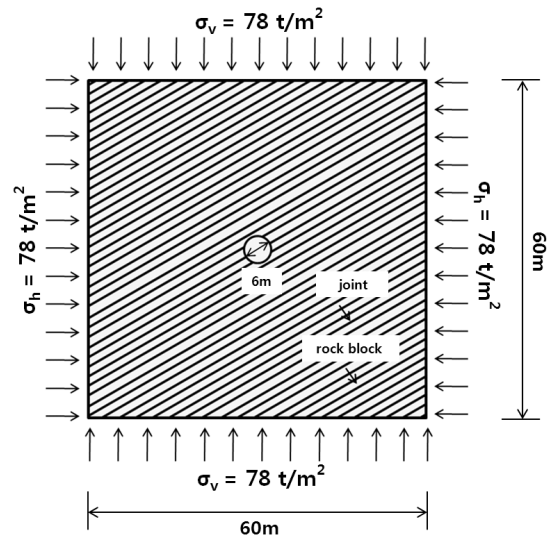


Fig. 4. Modeling for numerical analysis (an example of joint inclination of 30°)

Table 2. Rock and joint properties used in the numerical analysis

Rock type	Rock		Joint							Joint spacing (m)	Joint set (JSet)	Joint inclination angle (°)
	$E_i$ (MPa)	$\nu$	Joint shear condition (JSC)	c (MPa)	$\phi$ (°)	$c_r$ (MPa)	$\phi_r$ (°)	$k_n$ (MPa/m)	$k_s$ (MPa/m)			
Hard rock	$1.0 \times 10^5$	0.2	JSC 1	50	50	7.5	35	$2.33 \times 10^5$	$0.96 \times 10^5$	0.3, 1, 2	1	0, 15, 30, 45, 60, 90
	$1.0 \times 10^5$	0.2	JSC 2	30	40	6	32	$2.33 \times 10^4$	$0.95 \times 10^4$			
	$1.0 \times 10^5$	0.2	JSC 3	10	35	1.5	31.5	$2.33 \times 10^3$	$0.93 \times 10^3$			
	$1.0 \times 10^5$	0.2	JSC 4	1	30	0.1	30	$2.33 \times 10^2$	$0.92 \times 10^2$			
Slightly weathered rock	$1.0 \times 10^4$	0.22	JSC 2	30	40	6	32	$2.33 \times 10^4$	$0.95 \times 10^4$	0.3, 1, 2	1	0, 15, 30, 45, 60, 90
	$1.0 \times 10^4$	0.22	JSC 3	10	35	1.5	31.5	$2.33 \times 10^3$	$0.93 \times 10^3$			
	$1.0 \times 10^4$	0.22	JSC 4	1	30	0.1	30	$2.33 \times 10^2$	$0.92 \times 10^2$			
Moderately weathered rock	$1.0 \times 10^3$	0.25	JSC 3	10	35	1.5	31.5	$2.33 \times 10^3$	$0.93 \times 10^3$	0.3, 1, 2	1	0, 15, 30, 45, 60, 90
	$1.0 \times 10^3$	0.25	JSC 4	1	30	0.1	30	$2.33 \times 10^2$	$0.92 \times 10^2$			
											2	(0, 90), (15, 165), (30, 150), (45, 135), (60, 120), (90, 0)

$E_i$  = Elastic modulus of intact rock;  $\nu$  = Poisson's ratio; c = Joint cohesion;  $\phi$  = Joint friction angle;  $c_r$  = Joint residual cohesion;  $\phi_r$  = Joint residual friction angle;  $k_n$  = Joint normal stiffness;  $k_s$  = Joint shear stiffness

다양한 매개변수 해석을 위해 암반블록의 종류를 경암, 연암 및 풍화암으로 구분하였고, 각 암반의 절리에 적용되는 물성치는 암반상태를 고려하여 양호, 보통, 불량 및 매우불량에 해당되는 물성치를 부여하였다. 해석에 사용된 암석 및 절리 물성치(Table 2)는 다양한 자료(Coulson, 1970; Barton, 1976; Serafim and Pereira, 1983; Goodman, 1989)를 참조하여 산정하였다. 각 해석경우에 있어서 절리각도를 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 90° 등으로 변화시켜 고려하였으며, 절리군의 수는 1개 및 2개로 달리하여 해석을 수행하였다. 뿐만 아니라, 모든 경우에 있어서 절리간격을 0.3m, 1m, 2m의 세 가지 경우를 고려하여 해석을 수행하였다(Fig. 5 참조).

Table 2에서 경암절리의 수직강성계수( $k_n$ ) 및 전단강성계수( $k_s$ )는 절리간격 등을 고려하여 RMR값을 산정한 후  $E_m = 2RMR - 100$ (Bieniawski, 1976)의 관계로부터 절리를 포함한 암반의 탄성계수( $E_m$ )를 결정한 후에 아래의 식 (1) 및 식 (2)(Goodman, 1989)를 이용하여 결정하였다.

$$\text{수직강성계수} : k_n = \frac{E_m E_i}{s(E_i - E_m)} \quad (1)$$

$$\text{전단강성계수} : k_s = \frac{G_m G_i}{s(G_i - G_m)} \quad (2)$$

여기서,  $E_m$ 은 암반의 탄성계수를 나타내며,  $G_m$ 은 암반의 전단탄성계수,  $E_i$ 은 암석의 탄성계수,  $G_i$ 은 암석의 전단탄성계수,  $s$ 는 절리간격을 나타낸다.

위의 식에서 암반의 전단탄성계수( $G_m$ )는 아래의 식 (3)의 E항에 암반의 탄성계수( $E_m$ )을 적용하여 결정하였고, 암석의 전단탄성계수( $G_i$ )는 암석의 탄성계수( $E_i$ )를 적용하여 결정하였다.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

나머지 암반들에 대하여는 경암의 탄성계수( $E_m$ )를 기준으로 일반적인 암반의 탄성계수 비의 범주에 속하도록 연암은 10배, 풍화암은 100배를 줄여서 결정하였으며, 마찬가지로 식 (1) 및 식 (2)를 이용하여 각 암반의 절리에 대한 수직 및 전단강성계수를 결정하였다.

#### 4. 해석결과를 이용한 절리암반의 탄성계수 역산정

암석종류 및 절리특성(절리전단강도, 절리경사각, 절

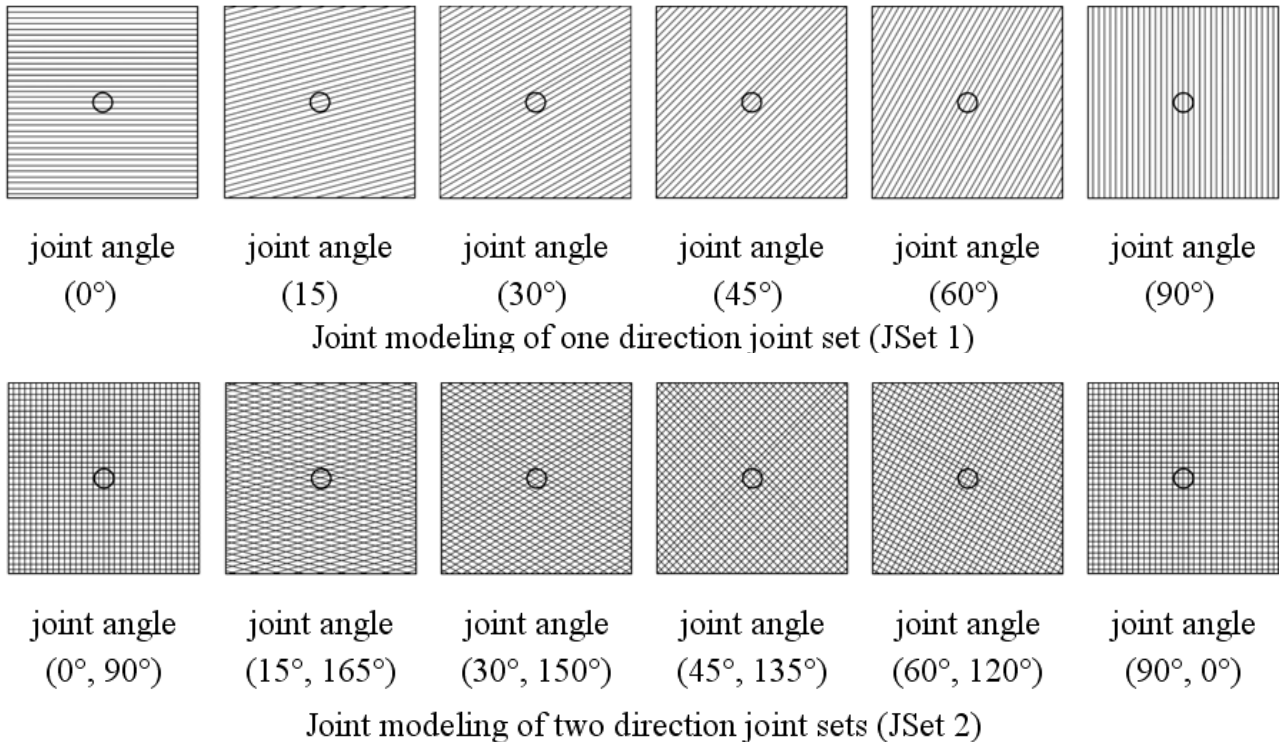


Fig. 5. Modeling for different joint sets (an example of joint spacing of 1 m)

리균의 수 및 절리간격)이 고려된 절리암반의 탄성계수 값을 역산정하기 위해 터널굴착면의 천단, 인버트 및 스프링라인의 좌, 우에서 발생한 반경방향 변위를 조사 하였으며, 그 중 최대 발생변위량을 이용하여 탄성계수 값을 역산정 하였다.

탄성계수 값의 역산정을 위해 이용된 방법은 탄성체 지반에서 원형터널 굴착 시 터널굴착면에서 발생하는 반경방향의 변위산정과 관련된 아래의 식(Kirsch, 1898)을 이용하였다. 터널굴착으로 인해 주변 암반거동이 변경된 응력상태에 따라 소성거동을 나타낼 수도 있지만 본 연구에서는 터널굴착으로 인해 발생된 주변암반의 거동이 탄성거동을 나타내는 것으로 가정하였다.

$$u_r = \frac{\sigma_{vo} \cdot a^2}{4Gr} \left\{ (1 + K_o) - (1 - K_o) \left( 4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right\} \quad (4)$$

$$G = \frac{\sigma_{vo} \cdot a^2}{u_r \cdot 4r} \left\{ (1 + K_o) - (1 - K_o) \left( 4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right\} \quad (5)$$

$$E = 2G(1 + \nu) = \frac{\sigma_{vo} \cdot a^2 (1 + \nu)}{u_r \cdot 2r} \left\{ (1 + K_o) - (1 - K_o) \left( 4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right\} \quad (6)$$

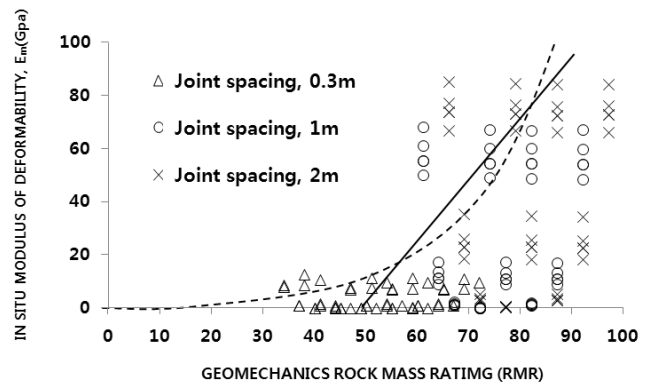
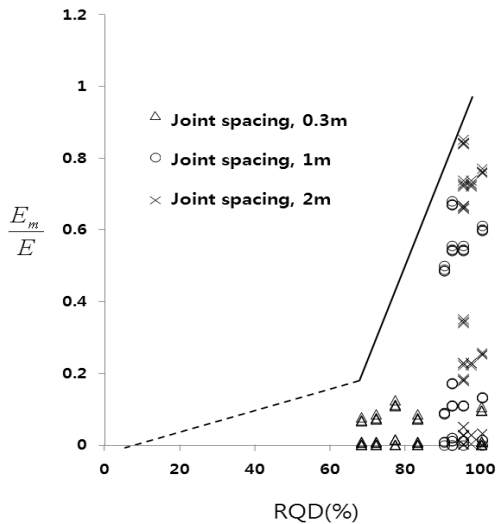


Fig. 6. Comparison between empirical relationship and numerical results (two joint sets)

Table 3. Comparison between theoretical solution and numerical analysis

Rock sort	Elastic modulus (MPa)	Displacement calculated from theoretical equation (mm)	Displacement resulted from numerical analysis (mm)
Hard rock	$1.0 \times 10^5$	0.0281	0.0286
Soft rock	$1.0 \times 10^4$	0.2855	0.2866
Weathered rock	$1.0 \times 10^3$	2.9250	2.9290

여기서,  $u_r$ 은 반경방향변위,  $\sigma_{vo}$ 는 연직방향 초기지중 응력,  $\nu$ 은 프와송비,  $K_o$ 는 측압계수이다.

적용된 수치해석 접근방법의 타당성을 검증하기 위해 절리가 없는 탄성지반에서 수치해석을 통한 원형터널 굴착에 의해 발생한 변위와 탄성이론식(식 (4) 참조)에 근거하여 계산된 변위를 상호 비교하였다(Table 3 참조).

절리가 없는 탄성지반의 경우에 있어서 탄성이론식에 의해 산정된 변위량과 수치해석을 통해서 발생된 변위량을 비교한 결과, 암석종류에 관계없이 탄성이론식에 의한 변위량과 수치해석을 통해서 발생된 변위량이 일치하는 것을 확인 할 수 있었으며, 이로부터 상기의 수치해석적 접근방법이 본 연구에 적용되어 사용될 수 있다는 것을 확인하였다.

#### 4.1 해석결과와 기존 경험적인 방법들과의 비교

암석 및 절리조건을 변화시키면서 얻어진 본 연구의 해석결과를 기존의 경험적 방법들인 Bieniawski(1989)와 Serafim and Pereira(1983)가 제시한 관계도표 위에 나타내어 보았다(Fig. 6 참조). 이 때 사용한 RQD는 Deere (1963)가 제시한 방법을 따라 산정하였으며 RMR은

Bieniawski(1989)가 제시한 방법을 따라 산정하였다. 그림에서 보는바와 같이 본 연구를 통해서 얻어진 해석결과들은 같은 값의 RQD(Rock Quality Designation) 및 RMR(Rock Mass Rating)을 가지더라도 산정된 탄성계수값들은 다양한 분포를 나타내고 있음을 알 수 있다. 이와 같은 이유는 암석의 상태가 비슷할지라도 절리에서의 풍화정도 및 절리간격 등의 절리조건이 다르다면 암반의 변형정도가 크게 달라질 수 있다는 것을 의미한다. 따라서, 향후 터널과 같은 굴착하중에 대한 암반의 탄성계수를 추정하기 위하여 기존의 경험적인 방법들을 사용할 때는 주의가 필요하며 암석과 절리의 상태를 보다 종합적으로 반영하여 암반의 탄성계수를 추정해야 할 것으로 나타났다.

#### 4.2 경암에서의 탄성계수 비교

앞절에서 암석 및 절리조건을 변화시키면서 얻어진 터널 굴착하중 조건에서의 본 연구의 해석결과들이 기존의 경험적인 방법들로서는 추정하기 어렵다는 것을 설명하였다. 이와 같은 문제점을 해소하고 터널 굴착하

중 조건에서의 암석 및 절리조건에 따른 암반의 탄성계수를 보다 합리적으로 추정하기 위하여 본 연구의 해석결과들을 토대로 암석 및 절리조건에 따른 탄성계수의 변화도를 조사하였다.

Fig. 7은 경암에서 절리전단조건(JSC), 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 비교한 것이다.

절리군의 수에 관계없이 탄성계수는 절리전단조건이 나빠지고 절리간격이 감소할수록 크게 줄어들었다. 절리군이 하나인 경우에 있어서 절리전단조건이 양호할 경우 (JSC1), 탄성계수는 절리간격 2m에서 절리가 없는 경우에 비해 약 79-92%로 줄어들었으며 절리간격이 0.3m로 감소한 경우 15-25%까지 크게 줄어들었다. 탄성계수 비에 있어서 범위가 발생한 이유는 절리경사각의 조합에 따라 발생변위가 조금씩 달라졌기 때문이다. 절리각도에 따른 발생변위는 절리각도 15°(75° 포함)의 조합에서 상대적으로 작게 나타났으며, 절리각도 45°의 조합에서 상대적으로 크게 나타났다. 절리전단조건이 점점 나빠짐에 따라 탄성계수 또한 급격히 감소하는 경향을 나타냈으며, 절리전단조건이 매우 불량한 경우 (JSC4) 탄성계수는 절리가 없는 경우에 비해 절리간격

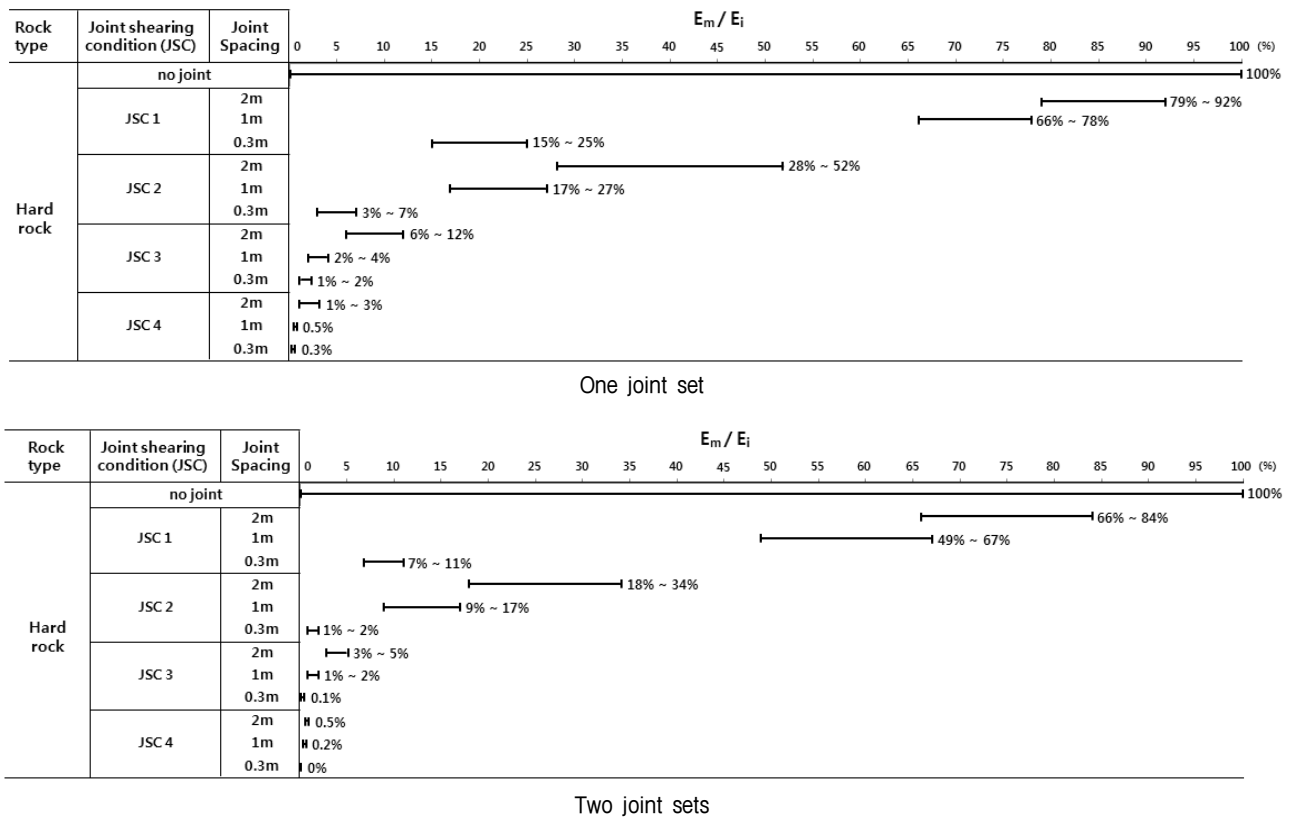


Fig. 7. Elastic modulus change of different joint conditions in hard rock ( $E_m$ : elastic modulus of rock mass,  $E_i$ : elastic modulus of intact rock)

에 관계없이 3%이하로 떨어졌다. 이를 통해 절리전단조건이 불량할수록 암반의 변형은 훨씬 크게 발생하면서 절리간격의 영향은 점점 줄어드는 것으로 나타났다.

절리군이 한 개에서 두 개로 증가한 경우 암반의 탄성계수는 보다 감소하는 것으로 나타났다. 절리전단조건이 양호하고 절리간격이 2m인 경우에 있어서 절리군이 한 개인 경우와 절리군이 두 개의 경우를 비교할 때 탄성계수는 약 9-16%로 감소하였으며 절리간격이 0.3m인 경우는 약 53-56% 정도로 감소하였다. 절리전단조건이 나빠지고 절리군의 수가 한 개에서 두 개로 증가할 경우의 탄성계수의 상대적인 감소 비는 보다 증가했지만 탄성계수의 절대값이 매우 작아 변화의 의미는 중요하지 않을 것으로 판단된다.

경암에서의 절리전단강도, 절리각도, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 요약하면, 절리전단강도가 나빠질수록 탄성계수는 급격히 감소하였고, 절리전단강도가 양호할수록 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수의 영향을 더 크게 받는 것으로 나타났다. 절리상태가 매우 불량한 경우(JSC 4) 탄성계수는 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수의 영향을 거의 받지 않는 것으로 나타났다. 즉 암반의 탄성계수는 동일한 암석상태라 할지라도 절리전단강도가 나빠질수록 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 영향이 줄어드는

것으로 나타났다.

### 4.3 연암에서의 탄성계수 비교

Fig. 8은 연암에서 절리전단조건(JSC), 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 비교한 것이다.

경암에서와 마찬가지로 절리군의 수에 관계없이 탄성계수는 절리전단조건이 나빠지고 절리간격이 감소할수록 크게 줄어들었다. 절리군이 하나인 경우의 절리전단조건이 양호할 경우(JSC1), 탄성계수는 절리간격 2m에서 절리가 없는 경우에 비해 경암에서의 감소비와 비슷한 약 79-91%로 줄어들었으며 절리간격이 0.3m로 감소한 경우 15-25%까지 크게 줄어들었다. 탄성계수 감소비가 경암의 경우와 유사한 이유는 탄성계수가 절리가 없는 지반을 기준으로 비례적으로 줄어들었기 때문이다. 경암에서와 마찬가지로 절리각도 15°(75° 포함)의 조합에서 발생변위가 상대적으로 작게 나타났고 절리각도 45°의 조합에서 발생변위가 상대적으로 크게 나타났으며, 절리전단조건이 점점 나빠짐에 따라 탄성계수 또한 급격히 감소하는 경향을 나타내었다. 절리전단조건이 매우 불량한 경우(JSC4) 탄성계수는 절리가 없는 경우에 비해 절리간격이 2m인 경우, 6-12%로 감소하였으며 절리간격이 0.3m로 감소한 경우에는 2%이하로 떨

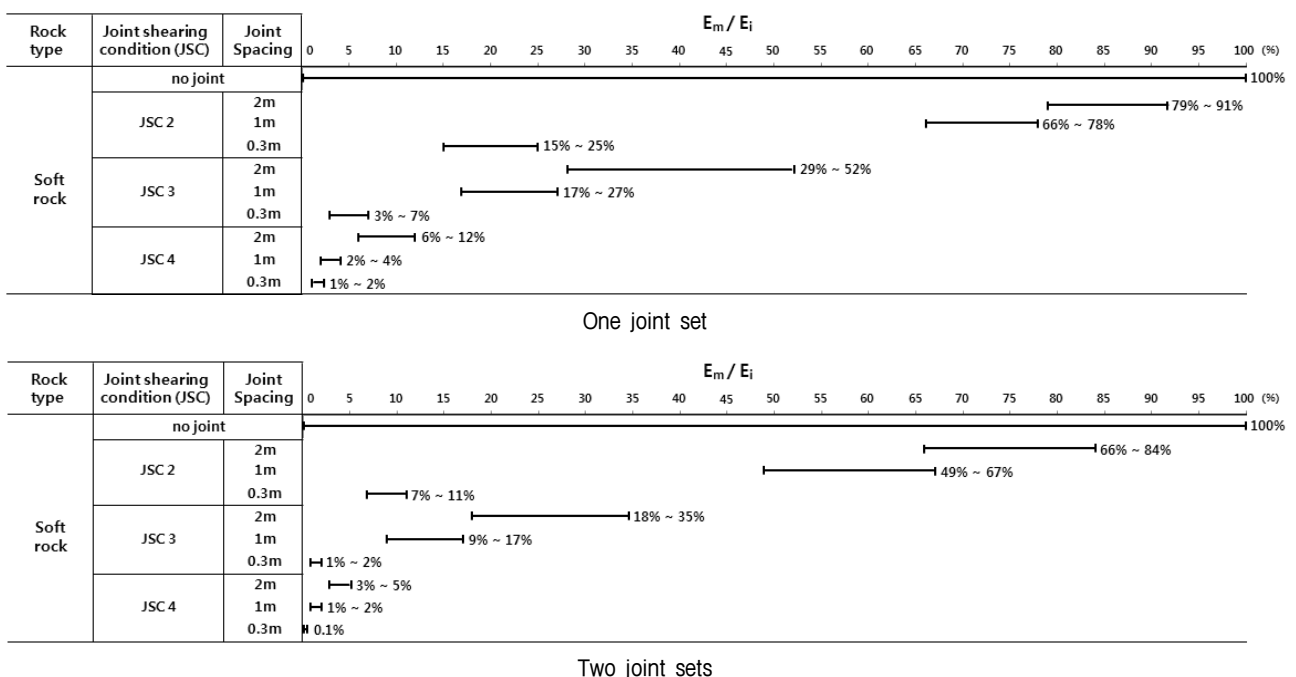


Fig. 8. Elastic modulus change of different joint conditions in slightly weathered rock ( $E_m$ : elastic modulus of rock mass,  $E_i$ : elastic modulus of intact rock)



어졌다. 이를 통해 절리전단조건이 불량할수록 암반의 변형은 훨씬 크게 발생하면서 절리간격의 영향은 점점 줄어드는 것으로 나타났으며, 이와 더불어 절리전단조건이 매우 불량한 경우의 탄성계수 감소비가 경암과 비교할 때 줄어드는 폭이 줄어들었다. 이와 같은 이유는 절리가 없는 원지반의 탄성계수가 경암에 비해 훨씬 작았기 때문이다.

절리군이 한 개에서 두 개로 증가한 경우 암반의 탄성계수는 경암에서와 마찬가지로 보다 감소하는 것으로 나타났으며, 동일한 절리조건에서의 감소비의 크기는 경암에서의 경우와 유사하였다.

연암에서의 절리특성, 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 요약하면, 경암에서와 마찬가지로 절리상태가 나빠질수록 탄성계수는 급격히 감소하였고, 동일한 암석 상태라 할지라도 암반의 탄성계수는 절리상태가 나빠질수록 절리경사각, 절리각도 및 절리군의 수에 따른 영향이 줄어드는 것으로 나타났다.

#### 4.4 풍화암에서의 탄성계수 비교

Fig. 9는 풍화암에서 절리전단조건(JSC), 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 비교한 것이다.

풍화암에서의 절리전단조건, 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화는 경암이나 연암에서와 유사한 특징을 나타내었다. 단지, 절리전단조

건이 매우 불량(JSC4)하더라도 절리가 없는 원지반의 탄성계수가 상대적으로 작은 관계로 절리전단조건 및 절리간격에 따른 탄성계수의 감소 비는 상대적으로 작은 것으로 나타났다.

#### 5. 결론

본 연구에서는 터널과 같은 굴착하중에 대한 암석 및 절리조건을 반영한 암반의 탄성계수를 추정하기 위해 UDEC을 이용한 불연속체 수치해석을 수행하였고 수치해석을 통한 발생변위를 이용하여 암석 및 절리조건에 따른 탄성계수를 추정하는 방법과 그 결과도표를 제시하였다.

- (1) 터널과 같은 굴착하중에서의 암반의 탄성계수를 추정하기 위해 원형터널에 대한 탄성이론(Kirsh, 1898)을 역이용하는 방법을 제시하였으며, 다양한 암석 및 절리조건에 대한 수치해석을 통해 발생된 변위 결과를 이용하여 서로 다른 암석 및 절리조건이 반영된 암반의 탄성계수를 추정할 수 있었다.
- (2) 암석 및 절리조건을 변화시키면서 터널 굴착하중 조건에서 얻어진 본 연구의 해석결과를 기존의 경험적인 방법들과 비교한 결과, 같은 값의 RQD 및 RMR을 가지더라도 얻어진 탄성계수 값들은 기존의 경험적인 관계곡선을 따르지 않고 매우 다양한 분포를 나타내고 있음을 알 수 있었다. 다시 말해서, 터널

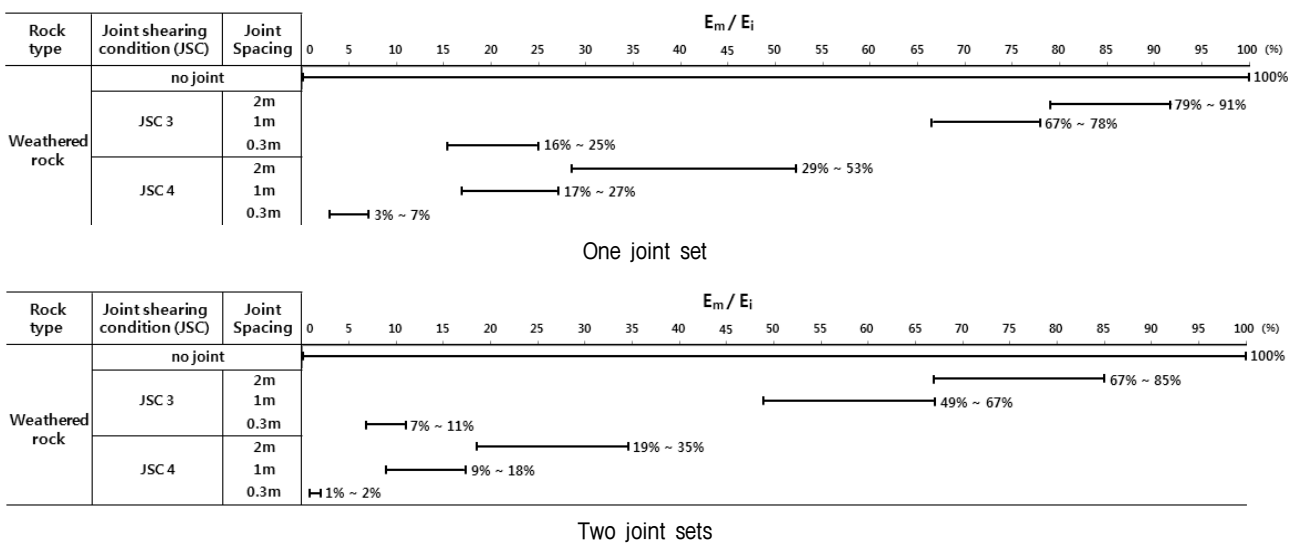


Fig. 9. Elastic modulus change of different joint conditions in moderately weathered rock ( $E_m$ : elastic modulus of rock mass,  $E_i$ : elastic modulus of intact rock)

굴착하중 조건에서 암반의 탄성계수는 암석의 상태, 절리에서의 풍화정도 및 절리간격 등의 절리조건 등에 크게 의존한다는 것을 알 수 있었다. 향후 터널과 같은 굴착하중에 대한 암반의 탄성계수를 추정하기 위해서는 이와 같은 점들을 반드시 고려하여야 할 것으로 나타났으며, 기존의 경험적인 방법들을 사용함에 있어서는 주의가 필요할 것으로 나타났다.

- (3) 경암 및 연암에서의 절리전단강도, 절리각도, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 분석한 결과, 절리각도 15°(75° 포함)의 조합에서 발생변위가 상대적으로 작게 나타났고 절리각도 45°의 조합에서 발생변위가 상대적으로 크게 나타났으며, 절리전단강도가 나빠질수록 탄성계수는 급격히 감소하였고, 절리전단강도가 양호할수록 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수의 영향을 더 크게 받는 것으로 나타났다. 절리상태가 매우 불량한 경우(JSC 4) 탄성계수는 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수의 영향을 거의 받지 않는 것으로 나타났다. 다시 말해서 암반의 탄성계수는 동일한 암석상태라 할지라도 절리전단강도가 나빠질수록 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 영향이 줄어드는 것으로 나타났다.
- (4) 풍화암에서의 절리전단조건, 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 탄성계수의 변화를 분석한 결과, 경암이나 연암에서와 유사한 특징을 나타내었지만, 절리전단조건이 매우 불량(JSC4)하더라도 절리가 없는 원지반의 탄성계수가 상대적으로 작은 관계로 절리전단조건 및 절리간격에 따른 탄성계수의 감소 비는 상대적으로 작은 것으로 나타났다.
- (5) 터널 굴착하중 조건에서 다양한 암석 및 절리조건(절리전단강도, 절리경사각, 절리군의 수 및 절리간격)에 따른 탄성계수의 변화를 분석한 결과, 절리조건이 불량 할수록 탄성계수는 감소하는 것으로 나타났으며, 경암 및 연암과 같이 암질이 좋은 암반의 경우에는 절리조건이 암반의 탄성계수에 미치는 영향은 크게 나타났지만, 풍화암과 같이 암질이 좋지 않은 암반의 경우에는 절리특성이 암반의 탄성계수에 미치는 영향은 크게 줄어드는 것으로 나타났다. 이를 토대로 각 조건별 탄성계수의 변화도표를 제시하였다. 제시된 도표는 향후 다양한 암석 및 절리조건에서 터널 굴착을 수행할 때 터널의 내공변위 추정을 위한 실무자료중의 하나로서 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

## 참고문헌 (References)

1. Son, M., Lee, S., and Lee, W. (2011), Estimation of elastic modulus in rock mass for assessing displacement in rock tunnel. *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.31(2C), pp.83-92.
2. Son, M. and Lee, W. (2013), Study on numerical analysis of estimating elastic modulus in rockmass with a consideration of rock and joint characteristics, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.33(1), pp.229-239.
3. Barton, N.R. (1976), The shear strength of rock and rock joints, *Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.13(10), pp.1-24.
4. Bieniawski, Z.T. (1976), *Rock mass classification in rock engineering*, John Wiley & Sons, NY.
5. Bieniawski, Z.T. (1978), Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int. J. Rock Mechanics Miner. Sci. and Geomechanics Abstr.*, Vol.15(5), pp.237-247.
6. Bieniawski, Z.T. (1989), *Engineering Rock Mass Classification*, John Wiley & Sons, NY.
7. Clerici, A. (1993), Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses-case histories. *Proc. Symp. EUROCK, Rotterdam, A.A.Balkema, eds. L. M. Riberio e Sousa, and N. F. Grossman*, pp. 509-517.
8. Coulson, J.H. (1970), *The Effects of Surface Roughness on the Shear Strength of Joints in Rock*, Ph.D Dissertation, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
9. Deere, D. U. (1963), Technical description of rock cores for engineering purposes, *Rock Mech. Eng. Geol.* 1: 18.
10. Goodman, R.E. (1989), *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
11. Grimstad, E. and Barton, N. (1993), Updating the Q-system for NMT. *Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Fagernes, Norwegian Concrete Association, Norway, pp.44-66.
12. Hoek, E. and Brown, E.T. (1998), Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol.34(8), pp.1165-1186.
13. Hoek, E. and Diederichs, M.S. (2006), Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol.43(2), pp.203-215.
14. Kirsch, G. (1898), Die theorie der elastizitat und die bedurfnisse der festigkeitslehre, *Veit. Ver. Deut. Ing.*, Vol.42(28), pp.797-807.
15. Palmstrom A. (1996), Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering, Part 1: the development of the rock mass index (RMI), *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol.11(2), pp.175-186.
16. Palmstrom, A. and Singh, R. (2001), The deformation modulus of rock masses-comparisons between in situ tests and indirect estimates, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.16, pp.115-131.
17. Serafim, J.L. and Pereira, J.P. (1983), Considerations on the Geomechanical Classification of Bieniawski, *Proc. Symp. on Engineering Geology and Underground Openings*, Lisboa, pp.1133-1144.
18. UDEC User's Manual. (2004), ITASCA Consulting Group, Minnesota, U.S.A 2004.

Received : March 7<sup>th</sup>, 2014

Revised : June 23<sup>rd</sup>, 2014

Accepted : June 24<sup>th</sup>, 2014