

다중절리 암반지층에서의 터널변위 산정을 위한 변형계수에 관한 연구

A Study on the Deformation Modulus for Tunnel Displacement Assessment in Multi-Jointed Rock Mass

손 무 락[†] · 이 원 기¹⁾

Moorak Son · Wonki Lee

Received: January 5th, 2017; Revised: February 14th, 2017; Accepted: April 17th, 2017

ABSTRACT : Tunnel excavation in jointed rock mass induces a displacement along tunnel excavation line and its assessment is very important to ensure the stability of tunnel and a demanded space. Tunnel displacement is directly related to the deformation modulus of ground and therefore it is essential to know the value of the parameter. However, most rock masses where tunnels are constructed are generally jointed and it is difficult to find out the deformation modulus of jointed rock mass simply based on an homogeneous isotropic elastic medium because the deformation modulus is highly affected by joint condition as well as rock type. Accordingly, this study carried out extensive numerical parametric studies to examine the variation of deformation modulus in different joint conditions and rock types under the condition of tunnel excavation. The study results were compared with existing empirical relationships and also shown in the chart of deformation modulus variation in different jointed rock mass conditions.

Keywords : Deformation modulus, Jointed rock mass, Tunnel excavation, Displacement

요 지 : 절리가 형성된 암반지층에서의 터널굴착은 터널굴착 선을 따라 변위를 유발시키며 이러한 변위값의 산정은 터널의 안정성과 소요공간을 확보하는 것과 관련하여 매우 중요한 사항이다. 터널변위는 지반의 변형계수와 직접적으로 관련되므로 이를 파악하는 것이 무엇보다도 중요하다. 그렇지만, 터널이 건설되는 대부분의 암반지층은 일반적으로 절리가 형성되어 있어서 단순히 균질한 등가탄성매질에 근거하여 절리형성 암반지층의 변형계수를 파악할 수는 없다. 왜냐하면 절리형성 암반지층의 변형계수는 암석의 종류뿐만 아니라 절리조건에 의해서 큰 영향을 받기 때문이다. 따라서 본 연구에서는 터널굴착 조건에서 다양한 절리 및 암석조건을 고려한 암반지층의 변형계수 변화를 조사하였으며 이를 위하여 수치해석적 매개변수연구를 수행하였다. 이를 통한 본 연구의 결과는 기존의 경험적인 방법들과 상호 비교되었으며, 또한 다양한 절리암반을 고려한 변형계수 변화표의 형태로써 제시되었다.

주요어 : 변형계수, 절리형성 암반지층, 터널굴착, 변위

1. 서 론

암반지층에서 터널굴착으로 인해 발생하는 내공변위는 터널의 안정성 및 소요공간의 확보 등과 밀접하게 관련되어 있다. 일반적으로 암반지층은 다양한 형태의 절리가 형성되어 있어 단순한 탄성이론이 적용되는 균질한 등방탄성매질과는 매우 다른 거동특성을 나타내기 때문에 설계단계에서 터널굴착유발 변위를 파악하는 것은 쉽지 않다. 절리가 형성된 암반지층에서 변형계수에 영향을 미칠 수 있는 인자로는 암석의 종류 및 상태뿐만 아니라 절리의 특성(절리간격, 절리군의 수, 절리 전단강도, 절리경사각 등), 작용 하중조건 등이 포함된다. 절리가 형성된 암반지층에서의 변형계수 산정을 위한 많은 연구(Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira,

1983; Clerici, 1993; Palmstrom, 1996; Hoek & Brown, 1998; Chun et al., 2006; Hoek & Diederichs, 2006 등)가 수행되었지만 대부분의 연구는 다양한 종류의 암석 및 절리조건과 하중조건 등을 종합적으로 고려하지 않고 단순히 압축하중을 가정한 대략적인 경험적인 방법에 근거하고 있다. 본 연구는 이와 같은 문제점을 줄이기 위하여 보다 실질적인 암석 및 절리조건을 체계적으로 고려하면서 단순한 압축하중이 아닌 터널굴착 하중 조건하에서 절리형성 암반지층의 변형계수를 조사하고 그 결과를 제시하고자 하였다. 이와 관련한 선행연구로서 Son et al.(2014)은 하나 또는 두 개의 절리군이 형성된 암반지층에서 터널 굴착하중을 고려한 변형계수의 변화를 조사하여 제시한 바 있다.

본 연구에서는 기존의 연구를 보다 확장하여 보다 많은

† Department of Civil Engineering, Daegu University (Corresponding Author : mson@daegu.ac.kr)

1) Department of Civil Engineering, Daegu University

절리군이 형성된 암반지층에서 암석의 종류 및 절리조건 (절리전단강도, 절리경사각)과 절리간격을 달리하여 터널 굴착하중 조건하에서의 절리형성 암반의 변형계수 변화를 조사하고 그 결과를 제시하고자 하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결과를 기존의 경험적인 방법들과 상호 비교하였으며, 또한 다양한 조건에서의 절리형성 암반지층의 변형계수 변화 정도를 도표의 형태로써 제시하였다.

2. 암반지층의 변형계수 추정방법

암반지층의 변형계수를 추정하기 위한 여러 방법들이 제시되었으며 선행연구(Son et al., 2014)에서 이미 언급한 바 있다. 절리가 형성된 암반지층의 변형계수를 산정하는 방법

에는 현장에서 변형계수를 직접 측정하여 파악하거나 RQD (Rock Quality Designation), RMR(Rock Mass Rating) 등을 이용하는 간접적이고 경험적인 방법들이 있다. 현장에서 직접 측정하는 방법으로는 평판잭킹시험(PJT), 평판재하시험(PLT), 굿맨잭시험(Goodman jack test), 케이블잭킹시험, 레디얼잭시험, 딜라토미터시험, 및 프레셜 챔버 등이 있으며 Fig. 1은 그 중 대표적인 방법들을 보여주고 있다.

현장에서 직접적인 측정을 통한 시험방법들은 현장지반을 대상으로 직접 측정한다는 점에서 여러 가지 장점이 있을 수 있지만 측정범위에 있어서 제한이 따를 뿐만 아니라 소요되는 시간 및 비용도 상당하여 실제로 암반지층의 변형계수를 추정함에 있어서는 많은 제약이 따른다. 이에 대한 대안으로서 여러 가지 간접적인 경험적 방법들(Table 1)이 제시되었으나 이러한 경험적인 방법들은 대부분 압축하중

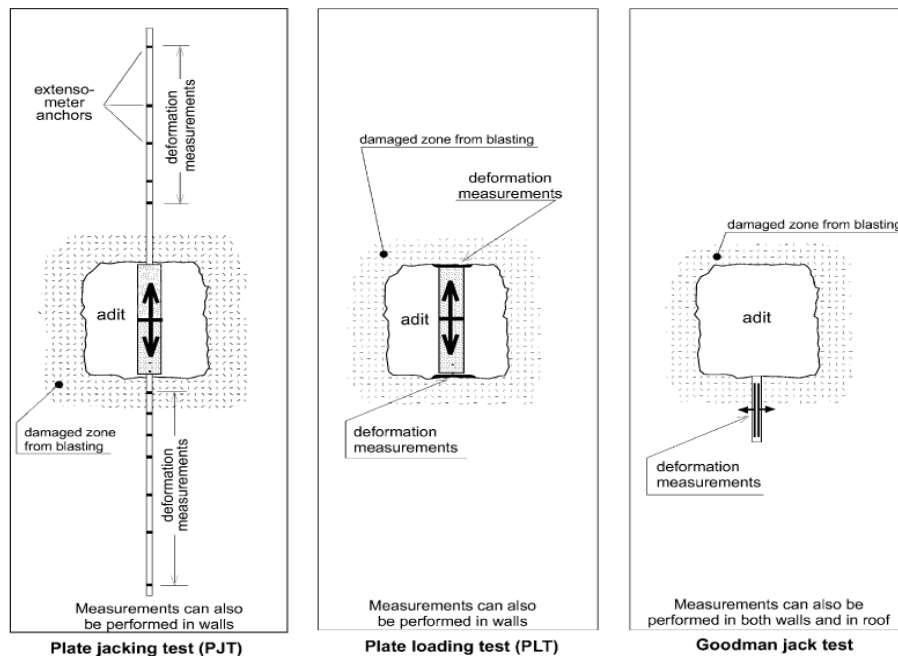


Fig. 1. Principles of three main methods for in-situ deformation measurement (after Palmstrom and Singh, 2001)

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 = Elastic modulus of intact 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, σ_c = Uniaxial compressive strength (in MPa), GSI = Geological Strength Index, D = Disturbance factor

조건을 그 배경으로 하고 있다. 이와 같은 경험적 방법들은 현장측정 방법과 비교하여 보다 용이하게 암반지층의 변형계수를 추정할 수 있는 장점이 있지만, 실제 암반지층의 다양한 절리특성을 충분히 반영하지 못한다는 점과 변형계수 추정에 변수로써 사용되는 Q 및 RMR, GSI(Geological Strength Index)값의 산정에 한계가 있는 문제점들을 가지고 있다.

따라서 본 연구에서는 상기 언급한 직접적 및 간접적 암반지층 변형계수 측정방법들의 문제점들은 줄이면서 다양한 암석 및 절리특성을 종합적으로 고려한 터널 굴착하중 조건 하에서 암반지층의 변형계수를 보다 용하고 합리적으로 파악할 수 있는 방법과 그 결과를 제시하고자 한다.

3. 수치해석적 매개변수 연구

본 연구에서는 터널 굴착하중 조건 하에서의 암석 및 절리특성이 반영된 암반지층의 변형계수 변화를 조사하고 그 결과를 제시하기 위해서 불연속체 해석프로그램인 UDEC을 이용하여 수치해석적 매개변수연구를 수행하고 이를 통해 발생된 터널변위를 이용하여 절리형성 암반지층의 변형계수를 파악하였다. 본 연구에서 수행한 접근방법은 기존 연구(Son et al., 2014)와 동일하지만 연구흐름의 이해를 위해서 다시 설명하고자 한다. 본 연구에서는 절리형성 암반지층의 거동특성을 모사하기 위해 개별요소법에 근거한 UDEC(Universal Distinct Element Code, 2004) 프로그램을 사용하였다. 해석에서 암석블록은 탄성체로 모델링 하였으며 절리면에서의 거동은 Coulomb Slip 모델을 이용하였다.

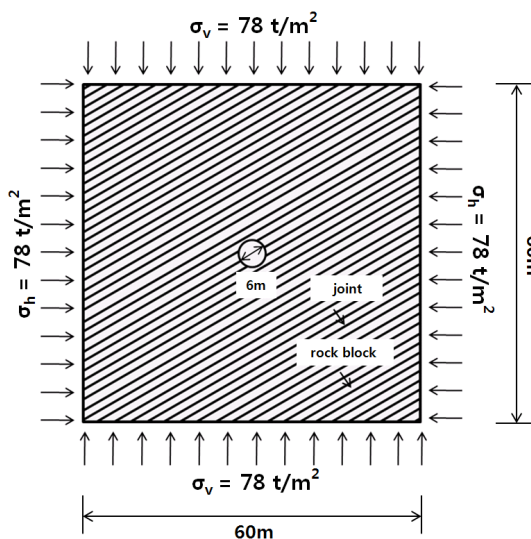


Fig. 2. Modeling for numerical analysis (an example of joint inclination of 30° and joint spacing of 1 m)

암반지층의 해석영역은 가로 60m, 세로 60m로 설정하였으며, 절리간격은 0.3, 1m, 2m의 세 가지 경우를 고려하였고 굴착터널의 깊이 및 직경은 각각 30m 및 6m로 설정하였다. 암반지층의 자중은 고려하지 않았으며 $K_0 = 1$ 의 상태로 가정하여 암반지층의 초기응력 $\sigma_v = \sigma_h = 78 t/m^2$ 을 해석모델의 경계면에 부여하였다(Fig. 2). 이와 같은 해석모델을 이용하여 터널을 굴착하고 이로부터 발생하는 내공변위를 조사하였다.

해석에는 경암, 연암 및 풍화암 등의 세 종류의 암석특성을 고려하였으며 절리특성으로는 주변암석 및 절리면의 상태 및 풍화 정도를 고려하여 양호, 보통, 불량 및 매우불량으로 구분하고 관련된 물성치를 적용하여 해석을 실시하였다. 해석에 사용된 암석 및 절리 물성치(Table 2)는 여러 문헌자료(Coulson, 1970; Barton, 1976; Serafim & Pereira, 1983; Goodman, 1989 등)를 참조하여 산정하였다. 각 해석경우에 있어서 절리각도를 다양하게 변화시켜 고려하였으며 절리군의 수는 기존 연구를 확장하여 3개까지 고려하여 해석을 수행하였다(Fig. 3 참조).

절리면의 물성치 중 경암절리의 수직강성계수(k_n) 및 전단강성계수(k_s)는 절리간격 등을 고려하여 RMR값을 산정한 후 $E_m = 2RMR - 100$ (Bieniawski, 1978)의 관계로부터 절리를 포함한 암반의 변형계수(E_m)를 결정한 후에 아래의 Eq. (1) 및 Eq. (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 변형계수를 나타내며, G_m 은 암반의 전단변형계수, E_i 은 암석의 탄성계수, G_i 은 암석의 전단탄성계수, s 는 절리간격을 나타낸다.

위의 식에서 암반의 전단변형계수(G_m)는 아래의 Eq. (3)의 E항에 암반의 변형계수(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 변형계수(E_m)를 기준으로 일반적인 암반의 변형계수 비의 범주에 속하도록 연암은 10배, 풍화암은 100배를 줄여서 결정하였으며, 마찬가지로

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)	ν	Joint shear condition (JSC)	c (MPa)	ϕ (°)	c _r (MPa)	ϕ_r (°)	k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)			
Hard rock	1.0×10^5	0.2	JSC 1	50	50	7.5	35	2.33×10^5	0.96×10^5	0.3, 1, 2	1	0, 15, 30, 45, 60, 90
	1.0×10^5	0.2	JSC 2	30	40	6	32	2.33×10^4	0.95×10^4		2	(0, 90), (15, 165), (30, 150), (45, 135), (60, 120), (90, 0)
	1.0×10^5	0.2	JSC 3	10	35	1.5	31.5	2.33×10^3	0.93×10^3		3	(0, 90, 45), (0, 15, 165), (0, 30, 150), (0, 45, 135), (0, 60, 120), (90, 0, 45)
	1.0×10^5	0.2	JSC 4	1	30	0.1	30	2.33×10^2	0.92×10^2			
Soft rock	1.0×10^4	0.22	JSC 2	30	40	6	32	2.33×10^4	0.95×10^4	0.3, 1, 2	1	0, 15, 30, 45, 60, 90
	1.0×10^4	0.22	JSC 3	10	35	1.5	31.5	2.33×10^3	0.93×10^3		2	(0, 90), (15, 165), (30, 150), (45, 135), (60, 120), (90, 0)
	1.0×10^4	0.22	JSC 4	1	30	0.1	30	2.33×10^2	0.92×10^2		3	(0, 90, 45), (0, 15, 165), (0, 30, 150), (0, 45, 135), (0, 60, 120), (90, 0, 45)
Weathered rock	1.0×10^3	0.25	JSC 3	10	35	1.5	31.5	2.33×10^3	0.93×10^3	0.3, 1, 2	1	0, 15, 30, 45, 60, 90
	1.0×10^3	0.25	JSC 4	1	30	0.1	30	2.33×10^2	0.92×10^2		2	(0, 90), (15, 165), (30, 150), (45, 135), (60, 120), (90, 0)

E_i = Elastic modulus of intact rock; ν = Poisson's ratio; c = Joint cohesion; ϕ = Joint friction angle; c_r = Joint residual cohesion; ϕ_r = Joint residual friction angle; k_n = Joint normal stiffness; k_s = Joint shear stiffness

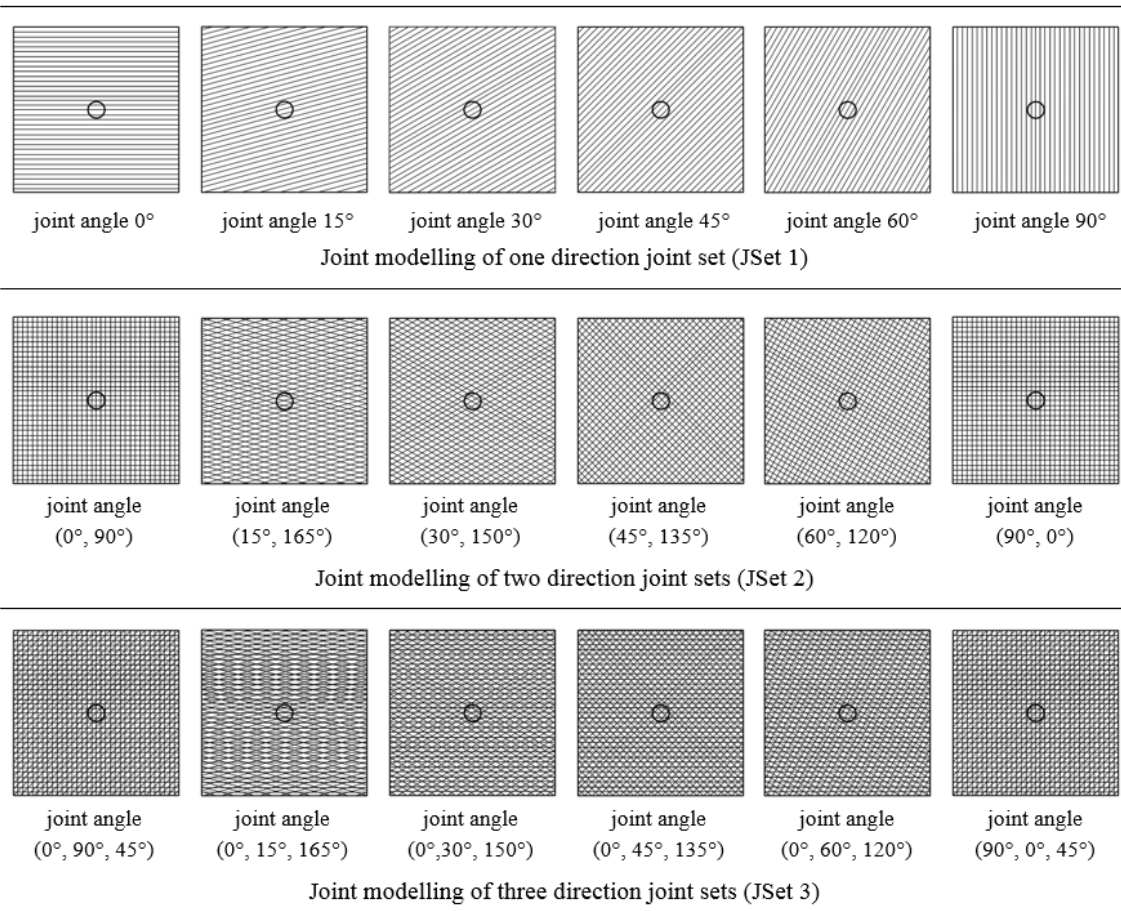


Fig. 3. Modeling for different joint sets (an example of joint spacing of 1 m)

로 Eq. (1) 및 Eq. (2)를 이용하여 각 암반의 절리에 대한 수직 및 전단강성계수를 결정하였다.

4. 다중절리 암반의 변형계수 산정

암석 및 절리특성(절리군의 수, 절리간격, 절리전단강도, 절리경사각)이 고려된 다중절리 암반의 변형계수 값을 산정하기 위해 해석을 통해 터널굴착면의 천단부, 인버트부 및 스프링라인의 좌, 우지점에서 발생한 반경방향의 터널굴착 유발변위를 조사하였으며(Fig. 4), 그 중 최대 발생변위를 이용하여 다중절리 암반지층의 변형계수를 산정하였다.

본 연구에서 변형계수 값의 산정을 위해 이용된 방법은 탄성체 지반에서 원형터널 굴착 시 터널굴착면에서 발생하는 반경방향의 변위산정과 관련된 Kirsch(1898)의 식을 이용하였다. 경우에 따라 터널굴착으로 인해 주변 암반지반이 응력 변화에 따라 소성상태를 도달할 수도 있지만 본 연구에서는 터널굴착으로 인해 발생된 주변 암반지반의 거동이 터널 굴착조건 하에서 탄성거동을 나타내는 것으로 가정하였다.

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

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

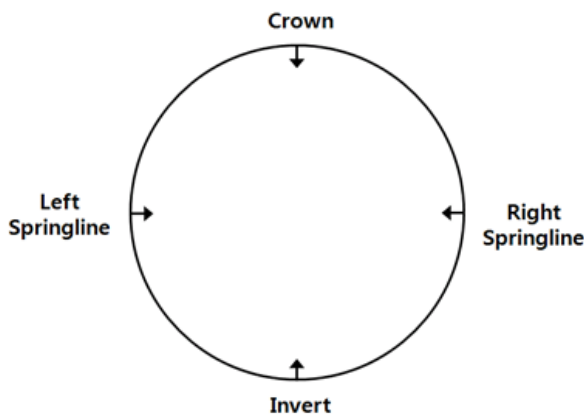


Fig. 4. Locations of displacement check

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

여기서, u_r 은 반경방향변위, σ_{vo} 는 연직방향 초기지중응력, ν 은 프와송비, K_o 는 측압계수이다.

상기 접근방법의 타당성을 검증하기 위해 수치해석을 통해 탄성지반에서 원형터널을 굴착하고(Fig. 5) 이로부터 발생한 내공변위와 앞서 언급한 탄성이론식(Eq. (4))에 의해 계산된 변위를 상호 비교하였다(Table 3).

Table 3에서 보는 바와 같이 탄성이론식에 의해 계산된 변위와 수치해석을 통해서 발생된 변위를 비교한 결과 암석 종류에 관계없이 두 값이 매우 일치하는 것을 확인할 수 있었고 이로부터 본 연구에서 이용한 접근방법이 타당함을 검증하였다.

4.1 기존 경험적인 방법들과의 비교

본 연구의 해석결과를 기존의 암반지층 변형계수 산정을 위한 경험적 방법들인 Bieniawski(1989)와 Serafim & Pereira (1983)이 제시한 관계도표 위에 나타내어 서로 비교하였다

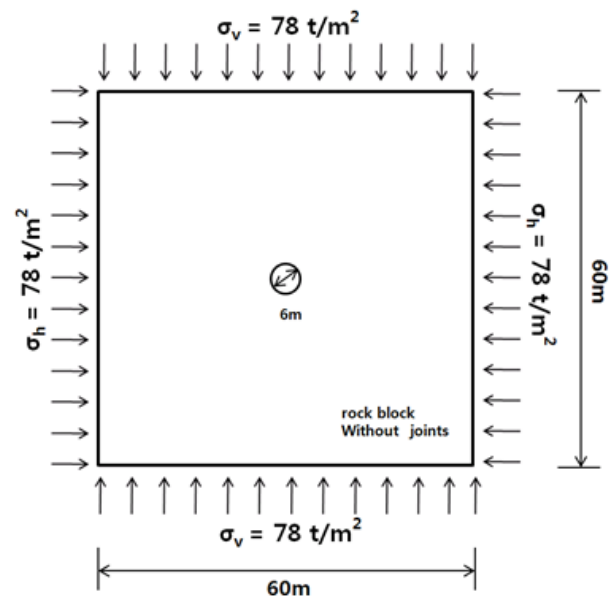


Fig. 5. Numerical modelling for the comparison between theoretical solution and numerical analysis

Table 3. Comparison between theoretical solution and numerical analysis

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

(Fig. 6 및 Table 1). 그림에서 보는 바와 같이 본 연구를 통해서 얻어진 해석결과들은 동일한 RQD 및 RMR 값을 가지더라도 매우 다양하게 분포한다는 것을 알 수 있다. 이와 같은 결과로부터 동일한 암석상태라 할지라도 절리간격 및 절리면의 방향, 절리면의 풍화 정도 등과 같은 절리조건이 달라진다면 암반지층에서의 터널굴착에 따른 굴착변위도 크게 달라질 수 있다는 것을 알 수 있다. 따라서 향후 터널과 같은 굴착하중 조건 하에서 절리가 형성된 암반지층의 변형계수를 추정하기 위해서는 암석과 절리조건을 보다 종합적으로 고려해야 할 것이며 기존의 경험적인 방법

들을 이용할 때는 상당한 주의를 필요로 해야 할 것으로 판단된다.

4.2 경암에서의 변형계수 비교

앞서 언급한 경험적인 방법들의 한계를 줄이고 터널 굴착하중 조건에서의 다양한 암석 및 절리조건에 따른 암반지층의 변형계수를 보다 합리적으로 파악하기 위하여 수행한 해석결과들을 토대로 암석 및 절리의 조건변화에 따른 변형계수의 변화를 조사하였다. Fig. 7은 경암에서의 절리 전단 조건(JSC), 절리각도 및 절리군의 수(JSet)에 따른 변형계수

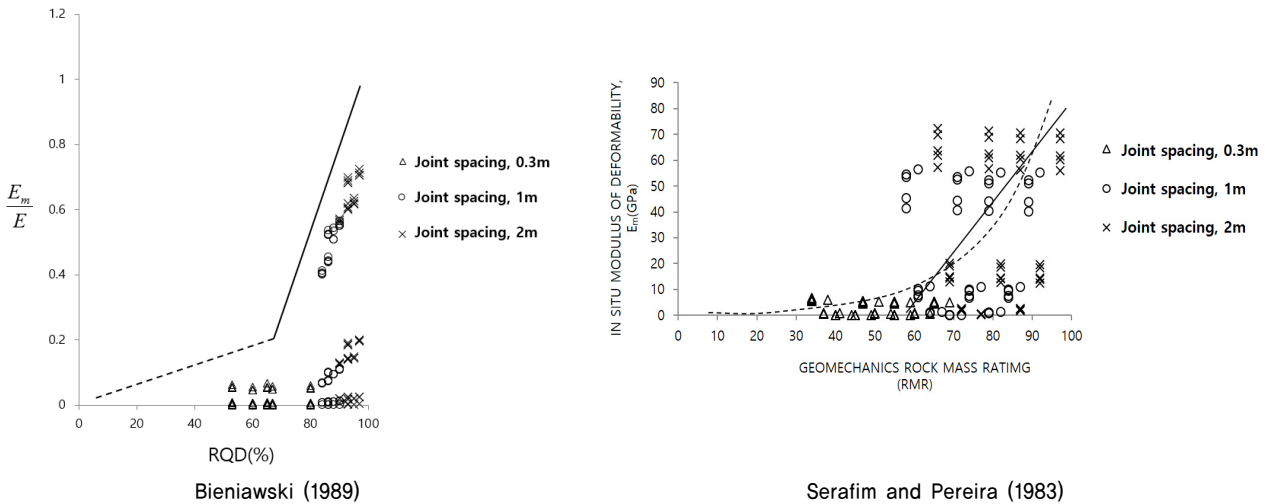


Fig. 6. Comparison between empirical relationship and numerical results (Three joint sets)

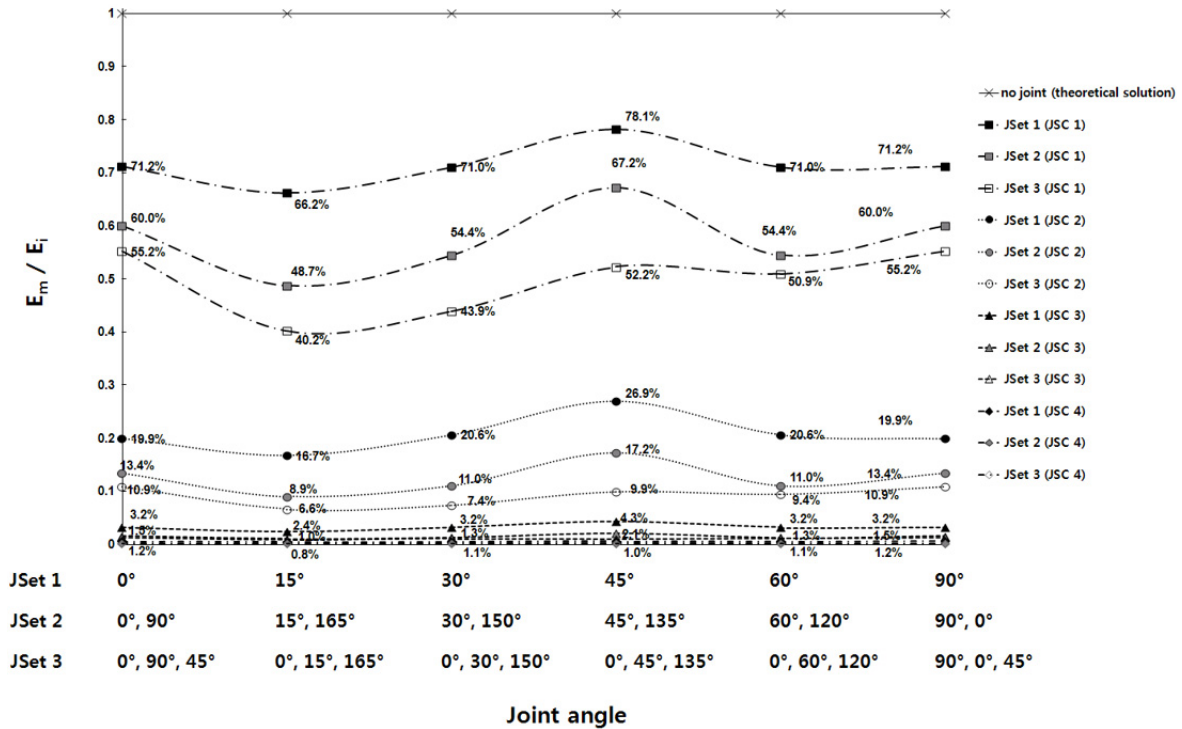


Fig. 7. Relationship between the ratio E_m/E_i and joint angle for different joint sets and joint shear conditions (joint spacing = 1 m, E_m : Deformation modulus of rock mass, E_i : Elastic modulus of intact rock) in hard rock

변화를 보여주고 있다.

그림에서 보는 바와 같이 절리군의 수가 증가하고 절리 전단강도가 작을수록 암반지층의 변형계수가 크게 감소한다는 것을 알 수 있으며 또한 절리각도에 따라라도 산정된 변형계수가 영향을 받는다는 것을 알 수 있다. 변형계수의 변화폭은 절리군의 수가 작을수록 그리고 절리 전단강도가 클수록 증가한다는 것을 알 수 있으며 절리의 전단강도가 절리군의 수보다 변형계수에 더 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있다. 절리상태가 매우 불량한 경우(JSC 4)의 변형계수는 그 값이 매우 작을 뿐만 아니라 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수의 영향을 거의 받지 않는 것으로 나타났다. Fig. 8은 경암에서의 절리 전단조건, 절리각도, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 변형계수의 변화를 종합적으로 보여주고 있다.

절리군이 하나(JSet 1)인 경우에 있어서 절리 전단조건이 양호할 경우(JSC1), 변형계수는 절리간격 2m에서 절리가 없는 경암의 변형계수(E_i)에 비해 절리각도에 따라 작게는 약 79%에서 크게는 약 92%로 나타났으며 절리간격이 0.3m로 감소한 경우 변형계수는 15-25% 범위까지 크게 줄어들었다. 절리군이 한 개(JSet 1)에서 세 개(JSet 3)로 증가한 경우 암반지층의 변형계수는 더 크게 감소하는 것으로 나타났다. 절리 전단조건이 양호(JSC 1)하고 절리간격이 2m인 경우에 있어서 변형계수는 절리가 없는 경우에 비해 작게는 약 56%에서 크게는 약 71%로 나타났으며 절리간격이 더 작은 0.3m인 경우는 약 5% 정도로 감소하였다. 절리군의 수가 한 개에서 세 개로 증가함에 따라 변형계수는 절리간격이 2m인 경우는 추가적으로 약 21-23% 줄어들었으며 절리간격이 0.3m인 경우는 추가적으로 10-20% 줄어들었다. 절리각도에 따른 발생변위는 절리군의 수에 관계없이 절리각도 15°(75° 포

함)를 포함한 조합에서 상대적으로 작게 나타났으며, 절리각도 45°를 포함한 조합에서 상대적으로 크게 나타났다. 또한 절리군의 수와 관계없이 절리 전단조건이 점점 불량해짐에 따라 변형계수 또한 크게 감소하는 경향을 나타냈으며, 절리 전단조건이 매우 불량한 경우(JSC4) 변형계수는 절리간격이 2m인 경우에도 불구하고 절리가 없는 경우에 비해 하나의 절리군에서 1-3%, 세 개의 절리군에서 0.3% 이하로 떨어졌다. 이를 통해 절리 전단조건(절리 전단강도)이 터널 굴착 하중조건 하에서 암반지층의 변형계수에 가장 큰 영향을 미치는 요소인 것을 파악할 수 있었다.

4.3 연암에서의 변형계수 비교

Fig. 9는 연암에서의 절리 전단조건(JSC), 절리각도 및 절리군의 수(JSet)에 따른 변형계수 변화를 보여주고 있으며 Fig. 10은 연암에서의 절리 전단조건, 절리각도, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 변형계수의 변화를 종합적으로 보여주고 있다.

그림에서 보는 바와 연암에서의 변형계수에 관한 전체적인 경향은 경암에서와 유사하다는 것을 파악할 수 있다. 절리군이 하나(JSet 1)인 경우에 있어서 절리 전단조건이 양호할 경우(JSC1), 변형계수는 절리간격 2m에서 절리가 없는 경우 연암의 변형계수에 비해 절리각도에 따라 작게는 약 79%에서 크게는 약 91%로 나타났으며 절리간격이 0.3m로 감소한 경우 변형계수는 15-25% 범위까지 크게 줄어들었다. 경암에서와 유사한 비로 변형계수가 감소하였으며 이는 변형계수가 절리가 없는 관련 지반을 기준으로 비례적으로 줄어들었기 때문이다. 절리군이 한 개(JSet 1)에서 세 개(JSet 3)로 증가한 경우 암반지층의 변형계수는 보다 크게 감소하는 것으로 나타났다. 절리 전단조건이 양호(JSC 1)하고 절리

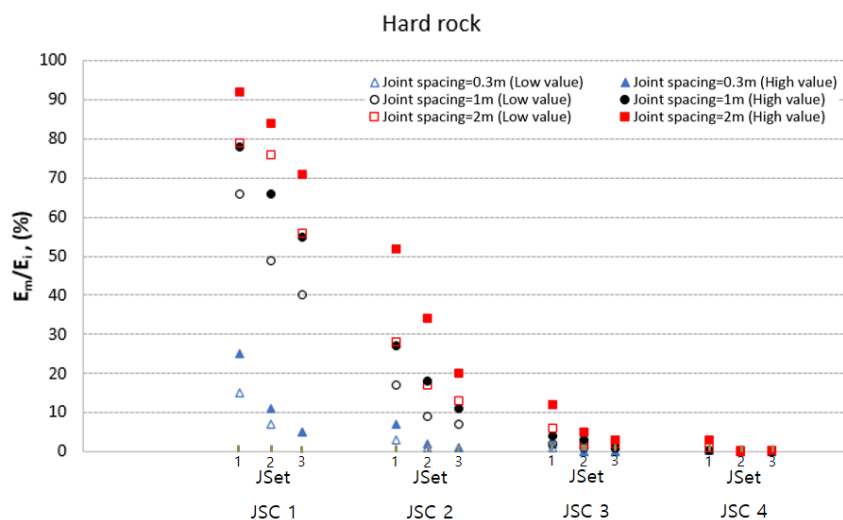


Fig. 8. The variation of deformation modulus in hard rock (E_m : Deformation modulus of rock mass, E_i : Elastic modulus of intact rock)

간격이 2m인 경우에 있어서 변형계수는 절리가 없는 연암의 경우에 비해 작게는 약 55%에서 크게는 약 70%로 나타났으며 절리간격이 더 작은 0.3m인 경우는 약 5% 정도로 감소하였다. 절리군의 수가 한 개에서 세 개로 증가함에 따라 변형계수는 절리간격이 2m인 경우는 추가적으로 약 21-24% 줄어들었으며 절리간격이 0.3m인 경우는 추가적으로 10-20% 줄어들었다. 절리각도에 따른 발생변위는 경암에서와 마찬가지로 절리군의 수에 관계없이 절리각도 15°(75° 포함)를 포함한 조합에서 상대적으로 작게 나타났으며, 절리각도 45°

를 포함한 조합에서 상대적으로 크게 나타났다. 또한 절리군의 수와 관계없이 절리전단조건이 점점 불량해짐에 따라 변형계수 또한 크게 감소하는 경향을 나타냈으며, 절리 전단조건이 매우 불량한 경우(JSC4) 변형계수는 절리간격이 2m인 경우에도 불구하고 절리가 없는 경우에 비해 하나의 절리군에서 6-12%, 세 개의 절리군에서 2-3% 이하로 떨어졌다. 이를 통해 절리 전단조건(절리 전단강도)이 터널굴착 하중조건 하에서 암반지층의 변형계수에 가장 큰 영향을 미치는 요소인 것을 파악할 수 있었다. 경암과 비교할 때 절리

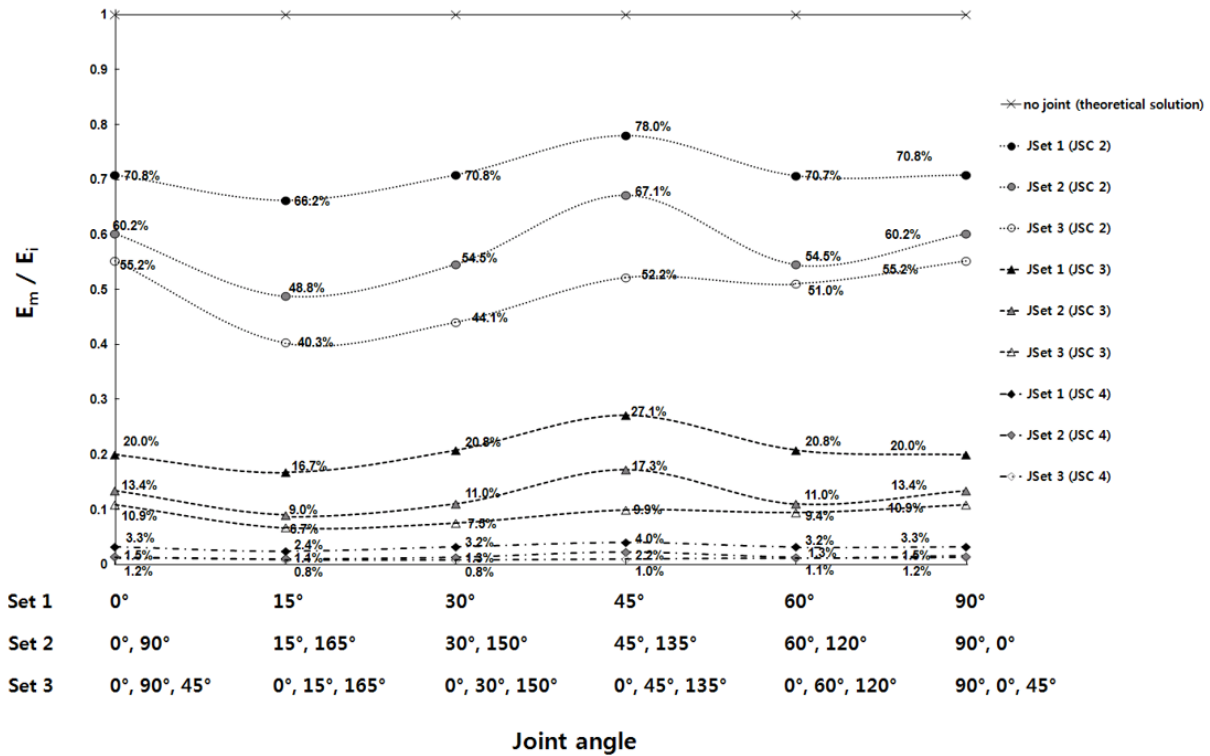


Fig. 9. Relationship between the ratio E_m/E_i and joint angle for different joint sets and joint shear conditions (joint spacing = 1 m, E_m : Deformation modulus of rock mass, E_i : Elastic modulus of intact rock) in soft rock

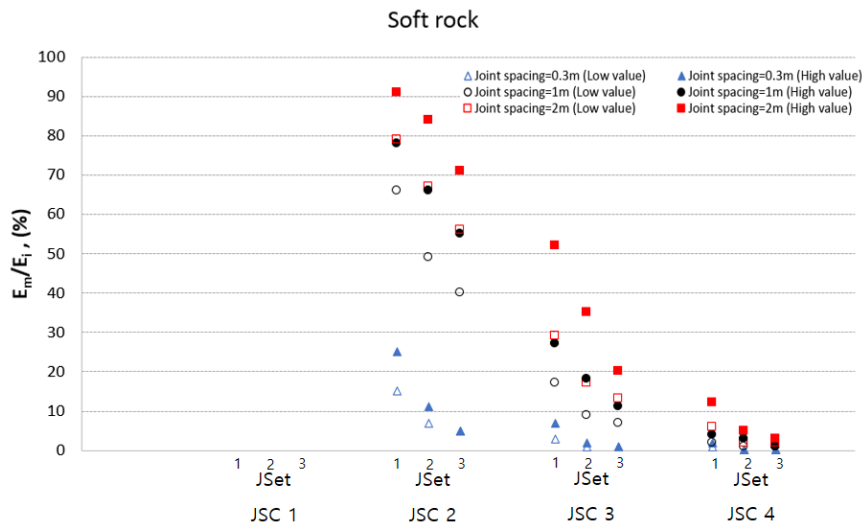


Fig. 10. The variation of deformation modulus in soft rock (E_m : Deformation modulus of rock mass, E_i : Elastic modulus of intact rock)

전단조건이 매우 나쁜 경우의 변형계수 감소폭이 줄어들었는데 이는 원시반인 연암의 변형계수가 경암에 비해 훨씬 작았기 때문이다.

절리 전단조건, 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 연암에서의 변형계수의 변화는 경암에서와 마찬가지로 절리상태가 나빠질수록 변형계수는 급격히 줄어들었으며 절리 전단조건(절리 전단강도)이 터널굴착 하중조건 하에서 암반지층의 변형계수에 가장 큰 영향을 미치는 요소인 것을 파악할 수 있었다. 또한, 암반지반의 절리상태가 나빠질수록 절리경사각, 절리각도 및 절리군의 수에 따른 영향이 점점 감소한다는 것을 파악할 수 있었다.

4.4 풍화암에서의 변형계수 비교

Fig. 11은 풍화암에서의 절리 전단조건(JSC), 절리각도 및 절리군의 수(JSet)에 따른 변형계수 변화를 보여주고 있으며 Fig. 12는 풍화암에서의 절리 전단조건, 절리각도, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 변형계수의 변화를 종합적으로 보여주고 있다.

절리가 없는 풍화암의 변형계수와 비교하여 절리 전단조건, 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수에 따른 변형계수의 변화 비는 전체적으로 경암이나 연암에서 발생한 변화비와 유사한 특징을 나타냈다. 단지, 절리 전단조건이 나빠

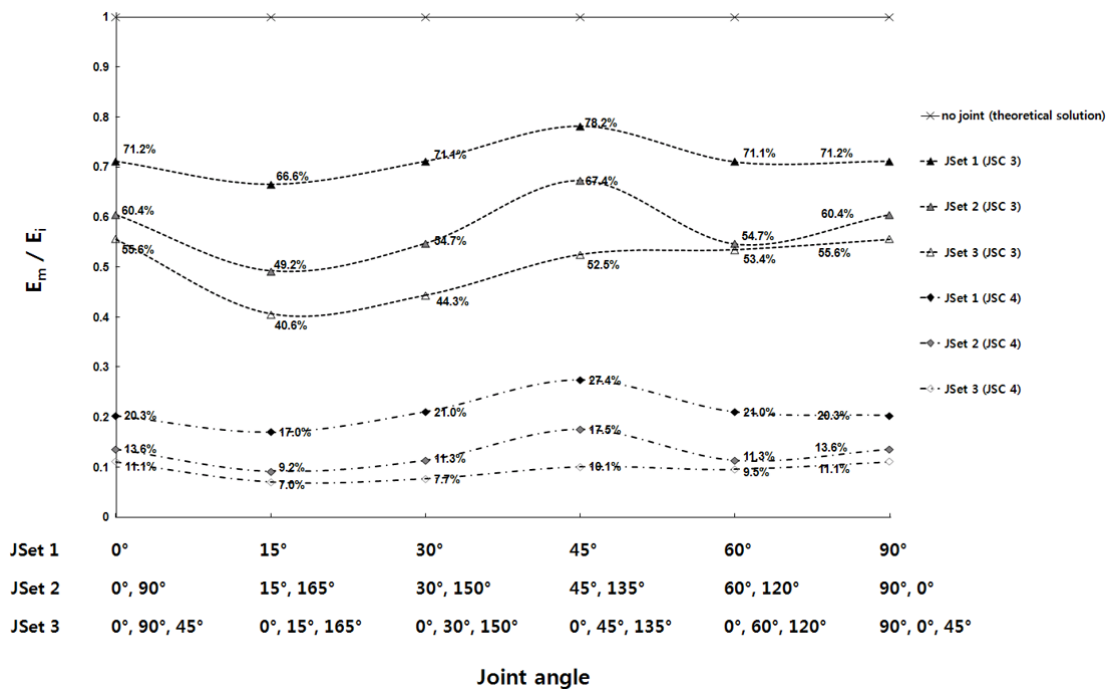


Fig. 11. Relationship between the ratio E_m/E_i and joint angle for different joint sets and joint shear conditions (joint spacing = 1 m, E_m : Deformation modulus of rock mass, E_i : Elastic modulus of intact rock) in weathered rock

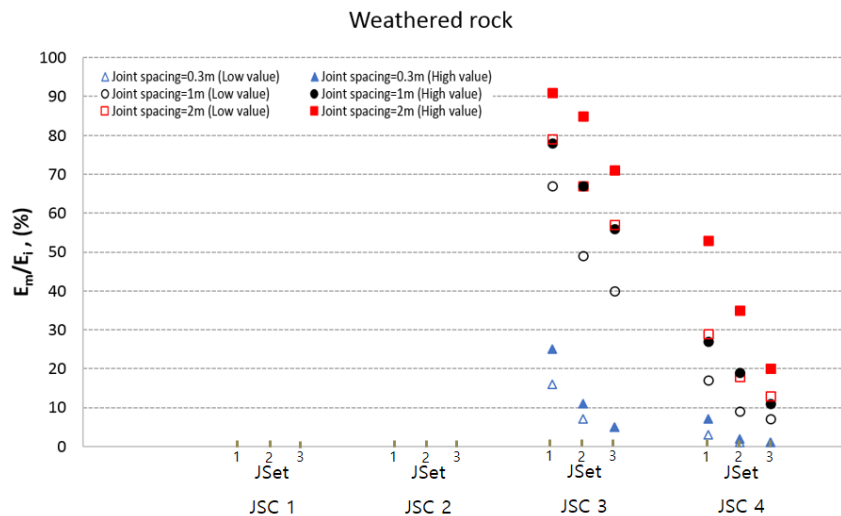


Fig. 12. The variation of deformation modulus in weathered rock (E_m : Deformation modulus of rock mass, E_i : Elastic modulus of intact rock)

지더라도 절리가 없는 풍화암 원지반의 변형계수가 매우 작은 관계로 인해 절리 전단조건 및 절리간격에 따른 변형계수의 감소 비는 경암 및 연암과 비교하여 상대적으로 작은 것으로 나타났다.

5. 결 론

본 연구를 통해서 다음과 같은 결론을 제시하고자 한다.

- (1) 터널굴착 하중조건 하에서 다양한 암석 및 절리특성(절리 전단조건, 절리경사각, 절리간격, 절리군의 수)을 고려한 암반지층의 변형계수를 추정하는 방법을 제시하였다. 이를 이용하여 다양한 암석 및 절리로 이루어진 암반지층의 변형계수 변화도를 조사하기 위해 수치해석적 매개변수연구를 수행하였고 그 결과를 종합하여 터널굴착 하중조건 하에서 다양한 암반지층의 변형계수를 실무적으로 추정하는데 도움을 줄 수 있는 암석 및 절리특성에 따른 변형계수 변화 결과도표를 제시하였다.
- (2) 터널굴착 하중조건 하에서 얻어진 세 개의 절리군에 대한 본 연구의 해석결과를 기존의 암반지층에서 변형계수를 추정하기 위한 경험적인 방법들과 비교한 결과, 같은 값의 RQD(Rock Quality Designation) 및 RMR(Rock Mass Rating)을 가지더라도 발생한 변형계수 값은 다양한 분포를 나타내고 있음을 알 수 있었다. 따라서 향후 터널과 같은 굴착하중 조건 하에서 암반지층의 변형계수를 추정하기 위해서 기존의 경험적인 방법들을 사용할 때는 상당한 주의가 필요하다는 것과 암석과 절리특성을 보다 종합적으로 고려해야 한다는 것을 알 수 있었다.
- (3) 암석의 종류에 관계없이 절리군의 수가 증가하고 절리 전단강도가 작을수록 암반지층의 변형계수는 크게 감소한다는 것을 알 수 있었으며 또한 절리각도에 따라서도 산정된 변형계수가 영향을 받는다는 것을 알 수 있었다. 변형계수의 변화폭은 절리군의 수가 작을수록 그리고 절리 전단강도가 클수록 증가한다는 것을 알 수 있었으며 절리의 전단강도가 절리의 다른 특성보다 변형계수에 더 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있었다. 또한, 암석 및 절리상태가 불량해질수록 변형계수는 그 값이 줄어들 뿐만 아니라 절리경사각, 절리간격 및 절리군의 수의 영향을 점점 받지 않는 것으로 나타났다.

References

1. 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.
2. 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.
3. Bieniawski, Z. T. (1989), *Engineering rock mass classification*, John Wiley & Sons, NY.
4. 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.
5. Chun, B., Lee, Y. and Jung, S. (2006), The evaluation for estimation method of deformation modulus of rock mass using RMR system, *J. of Korean Geo-Environmental Society*, Vol. 7(2), pp. 25~32.
6. 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.
7. Goodman, R. E. (1989), *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
8. 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.
9. 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.
10. 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.
11. Kirsch, G. (1898), *Die theorie der elastizitat und die bedurfnisse der festigkeitslehre*, Veit. Ver. Deut. Ing., Vol. 42(28), pp. 797~807.
12. 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.
13. 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.
14. 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.
15. Son, M., Lee, W. and Hwang, Y. (2014), Estimation of elastic modulus of jointed rock mass under tunnel excavation loading, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol. 30(7), pp. 17~26.
16. UDEC User's Manual. (2004), ITASCA Consulting Group, Minnesota, U.S.A 2004.