

RMR과 일축강도를 이용한 암반 강도정수 추정식의 적용방법

The Estimation Method of Empirical Formula of Strength Parameters by RMR System and Uniaxial Strength

오 세 옥[†] · 안 병 철¹⁾

Oh, Sewook · Ahn, Byungchul

ABSTRACT : It is crucial to decide reasonably the parameters necessary for design through research on the characteristics of rock in order to analyze stability of rock structure. This article has conducted both pressure meter test, uniaxial and triaxial compression test to the areas of andesite or tuff located in local regions such as Yeosu, Gwangju, Yangsan, Busan, and Daejeon and has comparatively analyzed previously proposed estimative formulas. According to the result of estimating the deformation modulus through using the damping coefficient suggested by Nicholson & Bieniawski, when RMR is less than 60, it is desirable to use the result of the pressure meter test considering the damping coefficient. If the RMR value is over 60, however, the formula suggested by Kim Gyo-won has been proved to be the most applicable. Moreover, according to the result of comparing the RMR, adhesion, and angle of internal friction, both the adhesion and angle of internal friction best correspond to the formula proposed by Tsuchiya. Comparatively analyzing the relations between the rock deformation modulus and RMR and also suggesting the formula of calculating the shear strength parameter to use the RMR value, this study did not include the deformation modulus and shear strength parameter as factors to decide the RMR index. Since result can differ by several factors, it will be necessary afterwards to suggest practical estimative formulas applicable to the actual spots of Korea.

Keywords : Pressure meter test, RMR, Deformation modulus, Reduction factor, Strength modulus

요 지 : 암반구조물의 안정해석을 위해서는 암반의 특성을 연구하여 설계에 요구되는 매개변수를 합리적으로 결정해야한다. 본 논문에서는 여수, 광주, 양산, 부산, 대전 등의 안산암, 응회암지역을 대상으로 공내재하시험과 일축 및 삼축압축시험을 수행하고 기존에 제안된 추정식을 비교분석하였다. Nicholson & Bieniawski가 제안한 감쇠계수를 이용하여 변형계수를 추정한 결과 RMR이 60 미만인 경우에는 감쇠계수를 고려한 공내재하시험결과를 이용하는 것을 제안하며, RMR 값이 60 이상인 경우에 대해서는 김교원에 의해 제안된 식이 가장 근접하는 것으로 나타났다. 그리고 RMR과 점착력, 그리고 내부마찰각을 비교한 결과, 점착력과 내부마찰각 모두 Tsuchiya의 제안식이 가장 일치하는 것으로 나타났다. 본 연구에서 암반 변형계수와 RMR의 관계를 비교분석하고 RMR값을 이용한 전단강도정수 산정식을 제안하였는 바 변형계수와 전단강도정수는 RMR지수 산정요소에 포함되지 않아 여러 인자들에 의해 결과가 달라 질 수 있으므로 국내 현장에 맞는 실용적인 추정 식들이 제안되어야 할 것으로 사료된다.

주요어 : 공내재하시험, RMR, 변형계수, 감쇠계수, 강도정수

1. 서 론

암석은 거시적으로 볼 때 균질 등방체인 것처럼 보이나, 실제로는 비균질, 비등방성으로서 역학적 성질이 매우 복잡한 수 많은 입자와 여러 종류의 광물로 구성되어 있으므로 모든 특성을 규명하여 변형 거동을 예측하지는 못하고 있는 실정이다.

암석은 거시적으로 볼 때 균질 등방체인 것처럼 보이나, 실제로는 비균질, 비등방성으로서 역학적 성질이 매우 복잡한 수 많은 입자와 여러 종류의 광물로 구성되어 있으므로

모든 특성을 규명하여 변형 거동을 예측하지는 못하고 있다. 각종 토목공사에서 지질조사, 설계, 시공 및 감리단계에서 일관된 암반분류가 매우 중요하지만, 국내에서는 표준화된 암반분류안이 설정되어 있지 않은 실정이다. 이러한 이유로 각기 상이한 암반 분류기준을 사용하고 있으며, 참여 기술자의 이해와 경험부족, 정보교환 결여, 편리성 등에 따라서 설계의 오류, 시공 및 감리 단계에서의 판단기준 혼란 등 파생되는 많은 문제점을 내포하고 있다.

암반분류는 RMR과 Q방법을 적용하는 것이 일반적인데 각각 장단점이 있으므로 가능하면 두 가지 방법을 모두 적

† 정희원, 경북대학교 이공대학 토목공학과 교수(E-mail : osw@knu.ac.kr)

1) 정희원, 충청대학교 소방안전과 겸임교수

용하여 암반분류와 이에 따른 보강 방안을 모두 비교, 검토한 후 현장여건에 맞는 최적의 보강방안을 강구하는 것이 합리적이다.

Bieniawski(1978)는 수많은 사례분석을 통해 RMR 평점과 원위치 변형계수의 상호 관련성을 확인하였으며, Serafim과 Pereira(1983)는 RMR과 변형계수의 관계식을 제안하였다. Goodman(1989)등은 실내에서 일축압축강도 시험을 실시하여, 상관관계식을 제안하였다.

본 논문에서는 지금까지 사용되고 있는 암반정 기법들과 실내시험을 통하여 기존 상관관계식과의 비교를 통해 보다 합리적인 설계강도정수를 결정하는 것을 목적으로 하였다.

2. 이론적 배경

2.1 RMR과 변형계수

Bieniawski(1978)은 RMR 평점과 원위치 변형계수 사이에 다음과 같은 관련성이 있다고 제안하였다. 이 관계식은 RMR이 50이상에서 신뢰성을 가진다고 보고하고 있다.

$$E_m = 2 \times R - 100 \text{ (GPa)} \text{ (RMR > 50)} \quad (1)$$

Serafim과 Pereira(1983)는 RMR이 50 이하인 경우에 대한 많은 사례분석을 통하여 다음과 같은 상관계수를 제안하였다. 이 식은 비교적 양호한 암반에 대해서는 잘 맞지만 불량한 암반에 대해서는 변형계수가 너무 높게 나오는 경향이 있다.

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (GPa)} \text{ (RMR < 50)} \quad (2)$$

김교원(1993)은 국내 암반실험결과를 대상으로 RMR분류에서 절리방향 보정과 지하수상태 보정을 제외하여 변형계수를 구하는 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$E_m = 300 \times \exp(0.07RMR) \times 10^{-3} \text{ (Gpa)} \quad (3)$$

Aydan(1989)은 다음과 같은 상관계수를 제안하였으며, 이외에도 많은 학자들에 의해 암반의 변형계수와 RMR과의 상관관계가 제안되었다.

$$E_m = 0.0097RMR^{3.54} \times 10^{-3} \text{ (Gpa)} \quad (4)$$

여기서, E_m : 원위치 변형계수(MPa)

2.2 RMR과 강도정수

Tsuchiya(1984)는 다음과 같은 추정방정식을 제안하였다.

$$C_m = -1.93Y + 2.07Y^2 + 0.035Y^3 \quad (5)$$

$$\phi_m = 23.6 + 2.347Y^2 \quad (6)$$

여기서, $Y = (\log E(\text{kgf/cm}^2) - 2.25) / 0.35$

Trueman(1988)은 이 RMR과 강도정수와의 상관관계를 이용하여 식 (7), (8)과 같은 추정방정식을 제안하였다.

$$C_m = 0.25 \exp(0.05RMR) \text{ (MPa)} \quad (7)$$

$$\phi_m = 0.5RMR + 5 \text{ (degree)} \quad (8)$$

김교원(1993)은 식 (9), (10)와 같은 추정방정식을 제안하였다.

$$C_m = 0.02 \exp(0.08RMR) \quad (9)$$

$$\phi_m = 0.25RMR + 27.5 \quad (10)$$

2.3 Hoek-Brown 이론

Hoek와 Brown(1988)은 절리가 발달된 암반의 전단강도를 암반내 블록들의 결합력 및 절리면의 조건에 의거하여 산출하는 식을 발표하였으며, 이후 지질강도지수 GSI(geological strength index)라는 새로운 분류기준을 도입하여 RMR 분류결과 및 암석시료에 대한 일축, 삼축압축시험결과를 이용하여 불연속면을 포함한 암반의 강도정수를 산출하였다(Hoek & Brown, 1997).

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(GSI-10)/40} \text{ (GPa)} \quad (\text{단, } \sigma_{ci} < 100) \quad (11)$$

여기서 σ_{ci} 는 암반의 일축압축강도

이 식은 암반이 불량한 경우 무결합 암반 자체의 변형이 전체변형과정에 기여한다는 사실을 고려하였다는 점에서 Serafim & Pereira 제안식보다 합리적으로 적용된다고 알려져 있다.

2.4 실내시험 보정변형계수

Nicholson & Bieniawski(1990)는 암반의 RMR과 실험실에서 구한 영계수를 이용하여 암반의 변형계수를 구하기 위한 경험식을 제안하였다.

$$\frac{E_m}{E_{int}} = RF = 0.0028RMR^2 + 0.9 \exp\left(\frac{RMR}{22.82}\right) (\%) \quad (12)$$

여기서, $E_m = RF \times E_{int}$

E_m : 변형계수 보정치

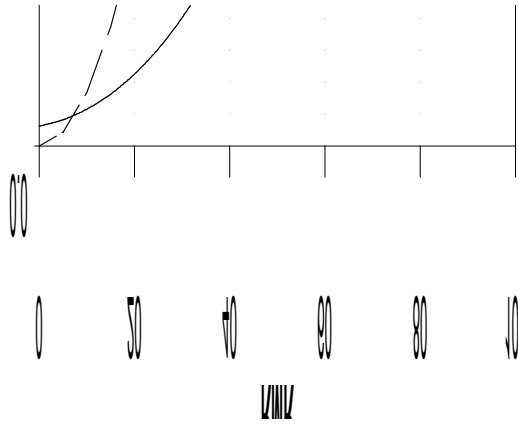


Fig. 1. RMR and reduction factor

RF : 감쇠계수(Reduction Factor)

E_{int} : 실내시험에 의한 무결암 탄성계수

한편, Mitri et al.(1994)는 RMR을 이용하여 현지암반상태를 표현하기 위하여 다음 식을 이용하여 실내시험에 의한 암반의 변형계수를 보정하는데 사용하였다.

$$\frac{E_m}{E_{int}} = RF = 0.5 \times \left[1 - \left\{ \cos \left(\pi \times \frac{RMR}{100} \right) \right\} \right] \quad (13)$$

Fig. 1은 RMR분류에 따른 감쇠계수를 나타낸 그림으로 각 Nicholson & Bieniawski(1990)의 제안식과 Mitri et al.(1994)의 제안 식에 의한 감쇠계수의 차이를 보여주고 있다.

3. 현장 및 실내 시험결과 분석

3.1 RMR과 변형계수

Fig. 2는 현장에서 수행한 공내재하 시험결과를 이용하여 변형계수를 산정하는 경우에 나타나는 상관성을 나타낸 그림으로, 상관관계에서 얻어지는 상관식은 공내재하시험 위치에서의 RMR과 변형계수간의 회귀분석을 수행하여 얻은 변형계수 추정치를 나타낸 것이다. 그림에서 나타났듯이 RMR 값이 60미만에서는 Aydan, Sera-fim & Pereira에 의해 제안된 식, 김교원 식 등은 서로 잘 일치하고 있으나, RMR값이 60이상의 경우 RMR이 증가함에 따라 공내재하시험 값이 과대평가되고 있는 것으로 나타나 이에 대한 적정수준의 감쇠계수를 적용할 필요가 있다.

Fig. 3은 Nicholson & Bieniawski가 제안한 감쇠계수를 이용하여 변형계수를 추정하는 것으로 RMR 70이상에서 약간 과대평가되는 것으로 나타났다. 이는 기존에 제안된 추정식이 회귀 분석식을 사용한 변형계수의 역산형태로 표현되기 때문에 실제 지층의 변형계수를 나타내지 못하고 이상화된

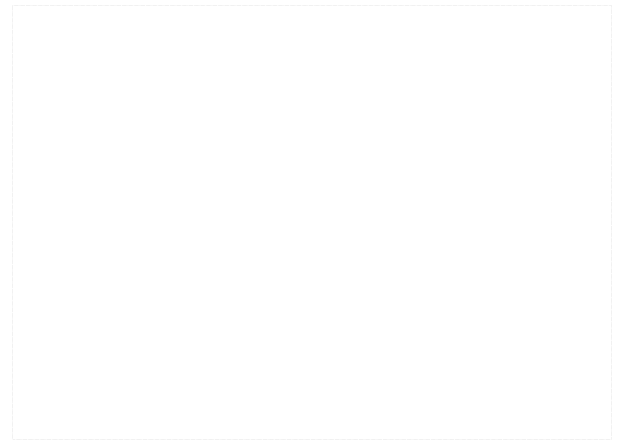


Fig. 2. Comparison of deformation modulus obtained from GMT and the other theory

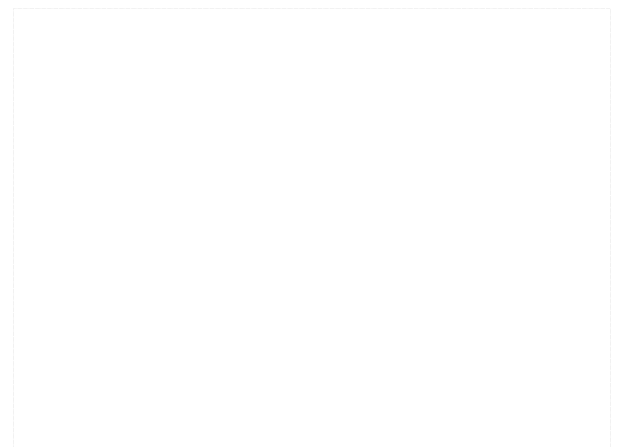


Fig. 3. Comparison of deformation modulus allow for reduction factor by Bieniawski (1978)

지반상태의 RMR에 따른 변형계수를 나타내게 됨으로써 발생하는 오차로 사료된다. 따라서 공내재하시험 결과에 의해 산정된 변형계수와 여러 학자들에 의해 제안된 식으로부터 추정된 값을 비교하여 RMR이 60미만인 경우에는 감쇠계수를 고려한 공내재하시험결과를 이용하는 것을 제안하며, RMR 값이 60 이상인 경우에 대해서는 김교원에 의해 제안된 식이 가장 근접하는 것으로 나타났다.

Nicholson & Bieniawski가 제안한 감쇠계수를 적용하여 도출된 변형계수 추정 식은 다음과 같다.

$$E_m = 0.024e^{0.1RMR} \quad (14)$$

여기서, E_m : 원위치 변형계수(GPa)

Fig. 4는 Mitri(1994)가 제안한 감쇠계수를 이용하여 변형계수를 추정하는 것으로 RMR 40이상에서 실험결과와 큰 차이를 보이고 있으므로 Nicholson & Bieniawski가 제안한 감쇠계수를 적용할 것을 제안한다.



Fig. 4. Comparison of deformation modulus allow for reduction factor and theoretical (Miltri, 1994)

3.2 RMR과 강도정수

Fig. 5와 Fig. 6에서 보여주는 바와 같이 RMR과 점착력, 그리고 내부마찰각을 비교한 결과, 점착력과 내부마찰각 모두 Tsuchiya의 제안식이 가장 일치하는 것으로 나타났다. 그러나 Tsuchiya의 제안식이 탄성계수를 반영한다는 점에서 암반의 정확한 탄성계수 값이 강도정수 추정에 많은 영향을 미칠 수 있을 것으로 예상된다.

Fig. 6은 RMR분류에 따른 암반의 내부마찰각의 변화를 보여주고 있으며, 그림에서 보는바와 같이 실험에 의한 값과 Tsuchiya의 제안식은 RMR값과 관계없이 45°를 넘지 않는 것으로 나타났다. Trueman식과 김교원의 제안식은 RMR의 증가에 따라 선형적으로 증가하는 경향을 보이고 있으며, 삼축압축 실험결과와 비교했을 때 과대평가되는 것으로 나타났다.

본 연구의 삼축실험에 대한 점착력과 내부마찰각은 RMR 값에 대하여 비선형 형태를 가지고 있기 때문에 다음과 같은 비선형 회귀모형을 적합 시켰으며, 각각의 값에 대하여 비선형회귀모형을 적합시킨 결과는 다음과 같다.

$$y = \alpha + \exp(\beta \times RMR) \quad (15)$$

여기서, α : 절편, β : 점착력의 증가 속도

Table 1은 점착력과 내부마찰각에 대한 비선형 회귀모형을 적합 시킨 후 예측값과 관측값 간의 상관계수와 절편을 정리한 것으로 상관계수는 점착력이 0.7562, 내부마찰각이

Table 1. Results of non-linear regression analysis

triaxial test		β	
cohesion(Mpa)	11.2433	0.0233	0.7562
friction angle(°)	40.3771	0.0187	0.7731



Fig. 5. Relationship between cohesion and RMR

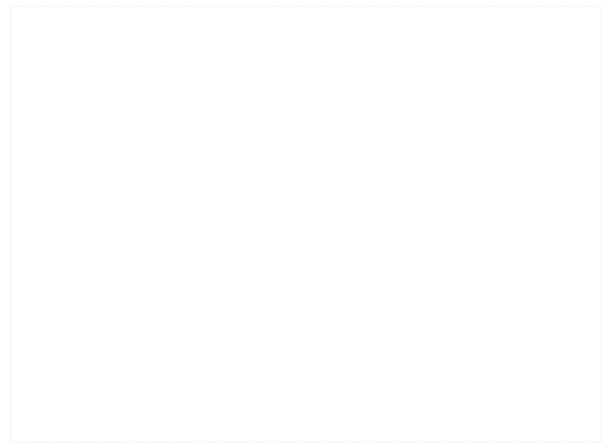


Fig. 6. Relation between friction angle and RMR

0.7731로 각각 나타났다. 점착력의 경우 절편이 11.2433이며, RMR 증가 시 점착력의 증가 속도가 0.0233으로 나타났으며, 내부마찰각의 경우 절편이 40.3771이며, RMR 증가 시 내부마찰각의 증가 속도가 0.0187로 나타났다.

본 연구에서는 RMR 분류를 이용하여 다음과 같은 강도정수 추정 식을 도출하였다.

$$\text{내부마찰각 } \phi = 11.2 + \exp(0.02 \times RMR) \quad (16)$$

$$\text{점착력 } c = 40.4 + \exp(0.019 \times RMR) \quad (17)$$

3.3 일축압축강도와 강도정수

Fig. 7과 Fig. 8은 각각 일축압축강도와 내부마찰각, 점착력의 상관관계를 도시한 그림으로 선형 관계를 가지고 있는 것으로 나타났다. 각각의 그림에서 일축강도(q_u)와 마찰각(ϕ), 일축강도(q_u)와 점착력(c)과의 관계식 및 상관계수(ρ)는 다음과 같이 나타났다.

$$\phi = 0.0834q_u + 44.254 \quad \rho = 0.6361 \quad (18)$$



Fig. 7. Relation between uniaxial strength and friction angle

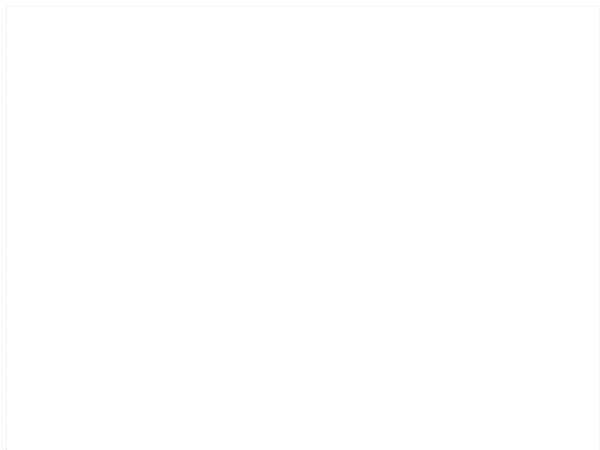


Fig. 8. Relation between uniaxial strength and cohesion

$$c = 0.8249 q_u + 80.625 \quad \rho = 0.7791 \quad (19)$$

내부마찰각의 경우 암반의 일축압축강도에 따른 증가속도가 0.0834로 비교적 완만하게 증가하는 것으로 나타났으며, 점착력의 경우에는 증가속도가 0.8249로 내부마찰각보다 일축압축강도에 따라 영향을 크게 받는 것으로 나타났다.

4. 결 론

본 연구에서는 보다 합리적인 강도정수 결정을 위하여 지금까지 사용되고 있는 암반정 기법들과 실내시험을 통하여 상관관계를 분석하였으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 공내재하시험에 의한 암반의 변형계수와 RMR과의 상관성을 분석한 결과 RMR이 40이상인 경우 기존의 제안식에 비해 과대평가되는 것으로 나타났다. 따라서 설계에 변형계수를 추정하여 적용할 경우 Nicholson &

Bieniawski가 제안한 감쇠계수를 적용한 다음 식을 제안하였다.

$$\text{원위치 변형계수 } E_m = 0.024e^{0.1RMR}$$

- (2) 이론식과 실험에 의한 강도정수 산정결과, 점착력은 Tsuchiya의 이론이 가장 일치하는 것으로 나타났으나, Tsuchiya의 제안식이 탄성계수를 반영한다는 점에서 암반의 정확한 탄성계수 값이 강도정수 추정에 많은 영향을 미칠 수 있을 것으로 예상된다. 따라서 본 연구결과와 추정식을 사용한다면 탄성계수에 관계없이 RMR값으로 변형계수의 추정이 가능할 것으로 기대된다.
- (3) 여수, 광주, 양산, 부산, 대전 등의 안산암, 응회암지역을 대상으로 공내재하시험을 수행하고 RMR분류결과를 비교분석하여 다음과 같은 비선형 예측식을 제안하였다.

$$\text{내부마찰각 } \phi = 11.2 + \exp(0.02 \times RMR)$$

$$\text{점착력 } c = 40.4 + \exp(0.019 \times RMR)$$

- (4) 일축압축강도 증가에 따른 내부마찰각과 점착력의 증가경향을 검토한 결과 일축강도(q_u)와 마찰각(ϕ), 점착력(c)과의 관계식 및 상관계수(R^2)는 다음과 같다.

$$\phi = 0.0834 q_u + 44.254 \quad R^2 = 0.6361$$

$$c = 0.8249 q_u + 80.625 \quad R^2 = 0.7791$$

본 연구에서 암반 변형계수와 RMR의 관계를 비교분석하고 RMR값을 이용한 진단강도정수 추정 식을 제안하였는데 변형계수가 RMR이외의 다른 매개변수에 의해 영향을 받을 수도 있음을 알게 되었다. 진단강도정수도 RMR지수 뿐만 아니라 암종 등의 영향을 받을 수 있으므로 보다 많은 데이터를 분석하여 국내 현장에 맞는 실용적인 추정 식들이 제안되어야 할 것으로 사료된다.

참 고 문 헌

1. 김교원 (1993), 지공학적 암반분류의 재평가, *한국지반공학회 분학술발표대회논문집*, pp. 33~40.
2. Aydan, O. (1989), *The Stabilization of Rock Engineering Structures by Rockbolts*, Ph.D. Thesis of Nagaya University, Nagaya University, pp. 115~164.
3. Bieniawski, Z. T. (1978), Determining Rock Mass Deformability -Experience from Case Histories, *Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics Abstract*, Vol. 15, pp. 237~247.
4. Goodman, R. E. (1989), *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd ed. John Wiley & Sons, New York, pp. 141~177.
5. Hoek, E., and Brown, E. T. (1988), The Hoek-Brown Failure Criterion, *Proceeding of 15th Can. Rock Mechanic Symposium*,

- Toronto, pp. 31~38.
6. Hoek, E., and Brown, E. T. (1997), Practical Estimates of Rock Mass Strength, *Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics Abstract*, Vol. 34, No. 8, pp. 1165~1186.
 7. Mitri, H. S., Edrissi and J. Henning (1994), Finite Element Modelling of Cable-Bolted Slope in Hard Rock Underground Mines. *Presented at the SME Annual Meeting*, New Mexico, pp. 1~14.
 8. Nicholson & Bieniawski (1990), A Nonlinear Deformation Modulus Based on Rock Mass Classification, *Int. J. Min. & Geological Engineering.*, Vol. 8, pp. 181~202.
 9. Serafim J. L. & Pereira J. P. (1983), Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski, *Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, LNEC, Lisbon, Vol. 1(II), pp. 33~34.
 10. Trueman, R. (1988), *An Evaluation of Strata Support Techniques in Dual Life Taterroads*, Ph. D. Thesis. University of Wales Cardiff., pp. 81~102.
 11. Tsuchiya, T. (1984), A Design Program for a Tunnelling Method Using Bolts and Shotcrete, *ISBM Symposium-Cambridge*, U.K. 3-6, British Geotechnical Society, pp. 120~130.

(접수일: 2009. 6. 29 심사일: 2009. 9. 3 심사완료일: 2009. 10. 27)