

현지암반 초기지압의 분포특성 및 암반터널설계에의 적용

최 성 응

Characteristics of in situ stress regime measured by hydraulic fracturing technique and its application on tunnel design

Sung-Oong Choi

ABSTRACT A rock mass is usually classified by the results of geological survey and laboratory tests on rock specimens in order to obtain the adequate properties for the numerical analysis. For these purposes a rock mass strength is estimated based on the empirical criterion proposed by Hoek and Brown and a modulus of deformation is taken with the empirical relations developed by Bieniawski, Serafim and Pereira. In addition, the K_0 value which is the ratio of the horizontal stress to the vertical stress is one of the most important input data in the numerical analysis. Its role on a tunnel stability analysis could be verified with the numerical results taken by a finite difference code or a distinct element code. However, a deduced value used to be applied for the K_0 value in most of tunnel designs, even though the patterns of stress tensor are variable with regions and depths. Thus in situ stresses were measured by a hydraulic fracturing technique on several tunnel sites and applied directly to the tunnel design for the enhancement of its precision. With those informations on in situ stresses, the safe design should be obtained economically on the road or subway tunnels.

1. 서 론

도로 및 지하철 터널을 설계할 경우 암반내 축압계수에 대해서는 대부분이 추정치를 사용하여 왔으며, 이에 따라 시공과정에서 발생하는 굴착단면의 응력변화에 대하여 능동적으로 대처하지 못하여 왔다. 또한 축압계수에 대한 추정치를 사용하다 보니 설계의 신뢰성이 결여되어 왔으며, 응력이 지보능력보다 초과할 가능성이 있어 지보변경 요인이 발생하거나, 응력을 과대평가하여 과다지보를 설계할 가능성이 발생하여 왔다.

그러나, 심도 500 m 이내에서는 수평응력이 연직응력보다 비교적 크게 나타나며, 지형학적 또는 구조지질학적 영향을 받는조건에서의 초기응력은 인근지역에서라도 상당히 차이가 나는 것으로 보고되고 있으므로 (Goodman, 1989), 터널 및 지하공간 설계시 수치해석의 필수 입력자료인 축압계수는 대상지역에 따라 반드시 실측에 의한 값이 적용되어야 하며, 이러한 축압계수의 양상에 따라 가능한 주위 암반에 비슷한 응력분포를 유지하도록 조화공동의 개념을 고려하여 터널형

상을 검토하여야 할 것이다.

특히, 터널방향은 가능한한 최대 주응력방향과 직각을 이루지 않도록 하는 것이 좋으나, 대부분 터널방향은 공학적인 조건 보다는 사회적인 조건에 의하여 선정되는 경우가 많으므로, 이럴 경우에는 터널방향과 최대 수평주응력의 방향을 고려하여 적절한 굴착패턴 및 지보패턴을 선정함으로써 터널의 안정성을 도모하여야 할 것이다.

따라서, 본 연구에서는 최근의 각종 도로 및 지하철 설계구간중 암반터널 구간과 지하공간 예정부지에 대하여 수압파쇄법을 적용, 측정된 축압계수를 분석함으로써 국내 초기지압의 분포양상을 규명하고, 축압계수의 적용에 따른 터널안정성의 변화양상을 살펴봄으로써 터널설계시 적절한 축압계수 적용의 중요성을 강조코자 한다.

2. 현지암반응력(In Situ Stresses)

암반의 초기응력상태는 판구조론 및 지진해석에서 한국자원연구소 자원개발연구부 선임연구원

뿐만 아니라, 지하공간의 공학적 설계에서도 대단히 중요한 것으로 널리 인식되고 있다. 그러나 특정지점에서의 암반의 초기응력상태, 특히 수평응력상태에 대한 정량적인 평가는 사실상 곤란하다. 이는 우리가 확실히 알 수 있는 중력 성분을 제외하고는 지체력, 지각의 용기 및 침식, 열역학적 이상거동 등 수평응력성분에 영향을 미치는 요인들이 대단히 많기 때문이다. 따라서 이러한 응력성분은 현장에서의 직접적인 측정만으로 구해질 수 있는 것으로 Haimson(1988)을 비롯하여 여러 학자들에 의해 주장되고 있다.

이러한 암반의 초기응력 측정은 세계적으로 지진의 예측 및 메카니즘 규명에서 중요한 역할을 하고 있으며 (Zoback *et. al.*, 1982; Li *et. al.*, 1985), 마이크로사이즈믹 연구에서도 널리 활용되고 있다. 또한 기존의 지하공간내에서 응력에 의해 발생하는 터널의 불안정성 등이 밝혀짐에 따라 지하양수 발전소, 도수터널, 초차기 에너지 비축기지, 지하 핵폐기물 처분장, 지하유류 및 가스저장고 등과 같은 대규모 지하토목사업에서도 굴착단계 이전에 암반의 초기응력을 측정하는 것이 보편화 되고 있다(Haimson, 1979). 또한 시추공의 안정성 및 수압파쇄 균열의 방향이 대단히 중요한 요소가 되는 유전개발 현장에서도, 이미 초기응력의 측정은 일반화되어 있는 실정이다. 따라서, 암반의 초기응력 측정은 암반공학 또는 지반공학과 관련하여 부지조사 단계에 있어서 중요한 선결요건이 되고 있다.

이러한 응력은 크기 및 방향, 그리고 작용하는 면으로 규정되는 일종의 수학적 텐서량이므로 Fig. 1(a)와 같이

Table 1. Methods for rock stress determination suggested by ISRM

방법	장점	단점
Flat Jack	· 터널라이닝 내에 형성되는 응력측정에 유리함	· 불교란 상태의 응력 측정에는 부적절함
Borehole Deformation Gauge	· 서로 다른 3개의 시추공을 이용하여 완전한 응력텐서를 구할수 있음	· 암반의 탄성정수가 필요함 · overcoring의 정도가 요구됨
Soft Inclusion Strain Cell	· 1개의 시추공만으로 전체응력성분을 구할수 있음	· "
Hydraulic Fracturing	· 굴착단계 이전에 적용이 가능 · 적용심도의 제한이 없음 · 암반의 탄성정수가 필요없음	· 주응력 중의 하나가 시추공 축방향과 나란하다고 가정함

3개의 독립적인 수직응력성분(σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz})과 전단응력 성분(τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx})으로 표현될 수 있다. 그러나, Fig. 1(b)처럼 3개의 전단응력성분이 모두 소거되고 3개의 수직 응력성분이 최대치에 도달하는 어떤 특정방향에서는 이러한 응력성분이 σ_1 , σ_2 , σ_3 로 표현되는 주응력을 나타낼 때도 있다($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).

암반의 초기응력 측정법으로, 현재까지 ISRM(1987)에서 인정하고 있는 방법에는 4가지가 있으며, 각 방법의 특징을 간단히 살펴보면 Table 1과 같다.

3. 수압파쇄에 의한 현지암반 초기응력의 측정

수압파쇄시험에서는 가능한 균열이 없거나 비교적 균열간격이 넓은 구간을 선정하기 위하여, 시추공 카메라 촬영조사(borehole TV camera) 및 시추공경 측정(borehole X-Y caliper), 또는 시추공 텔레뷰어 조사(borehole televiewer) 등을 실시하여 시험대상 구간을 선정하는데, 이와 같이 선정된 시추공내 일정구간은, 팽창가능한 패커(inflatable packers)로서 완전히 밀폐되며, 물 또는 기타 유체의 펌핑으로 가압된다. 시추공 주위의 암반이 임계치("breakdown")에 이르러 인장 파괴(tension failure) 될 때까지 펌핑압력을 계속 증가시키다가, breakdown 직후, 유체의 압입(injection)을 중지하여 시추공내의 압력저하를 관찰한다. 이러한 과정을 3~4회 이상 반복한 뒤, 압력-시간 곡선으로 부터 구

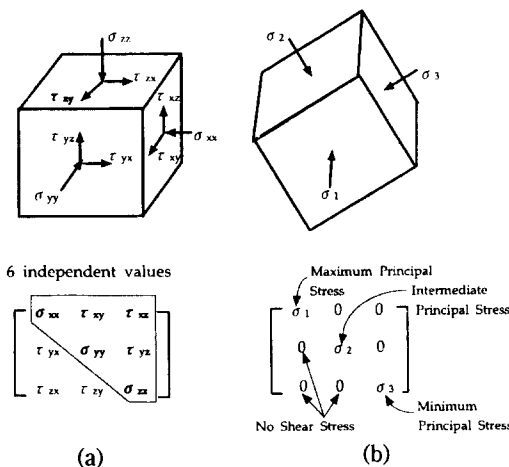


Fig. 1. Stress tensor

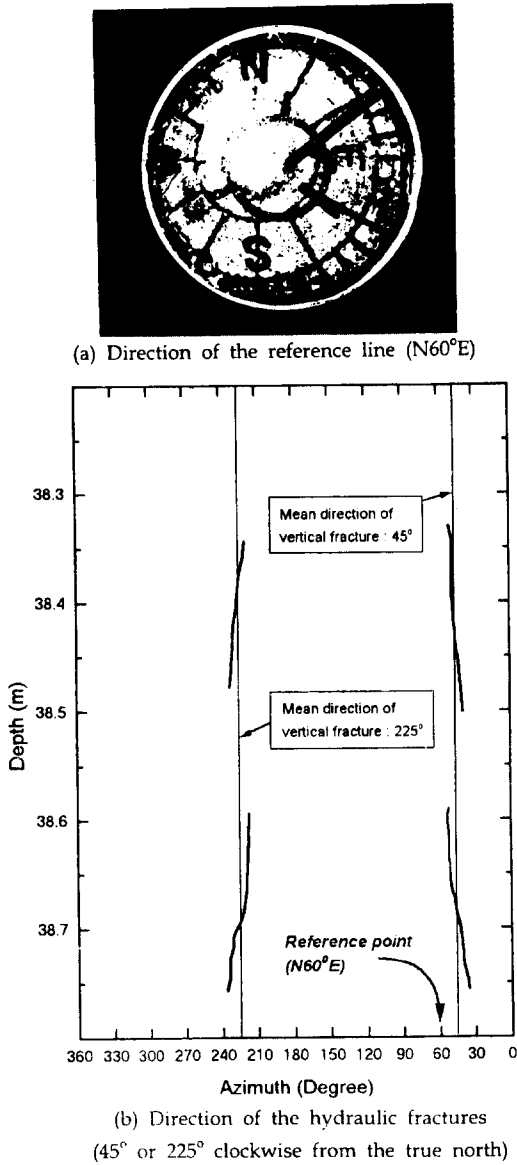


Fig. 2. Example of determining the direction of hydraulic fractures by impression packer and orientation tool

해지는 몇가지 압력변수를 사용하여 수압파쇄 해석모델로부터 최대수평주응력 및 최소수평주응력의 크기를 산정하게 되며, 또한 시추공 방향측정기(borehole orientation tool)가 부착된 압인패커(impression packer)나 시추공 텔레뷰어 등을 이용하여 균열의 방향을 측정, 주응력의 방향을 산정하게 된다.

Fig. 2에서는 시추공 방향측정기와 압인패커에 의해

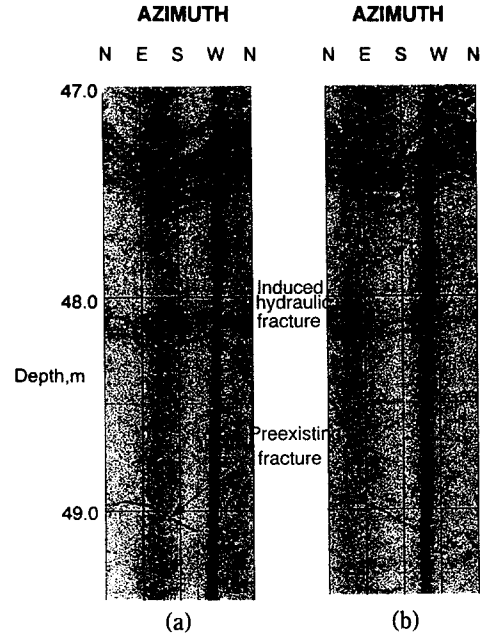


Fig. 3. Hydraulic fractures detected by borehole televiewer (a) before the test and (b) after the test

구해진 수압파쇄 균열의 방향을 나타내고 있다. 즉 Fig. 2(a)에서 굵은 실선으로 나타나는 N60°E 방향은, 압인패커와 미리 맞추어 놓은 기준선의 절대방향으로서 이를 통하여 Fig. 2(b)와 같이 압인패커상에 찍혀 나온 수압파쇄균열의 방향을 산정해 낼 수 있다. 이는 곧 최대수평주응력의 방향을 의미한다.

한편, Fig. 3에서는 시추공 텔레뷰어에 의하여 수압파쇄균열을 확인한 예를 보여주고 있는데, 수압파쇄 전후에 텔레뷰어 조사를 함으로써 수압파쇄에 의해 발생한 균열을 정확히 찾아낼 수 있다.¹⁵⁾

한편, 수압파쇄시험에 앞서 시추공 상태규명 및 시험구간 선정을 위하여 시추공 카메라 촬영조사를 실시하게 되는데, 시추공 카메라는 사용 및 해석에 있어서 매우 간편한 장비이나, 공내수가 흐리거나 탁할 경우에는 그 목적을 충분히 달성하지 못하는 경우가 많다.

또한 최근에 와서 스웨덴 및 일본 등지에서는 디지털 카메라에 의한 시추공벽 영상처리기술이 활발히 연구되고 있으며, 이를 수압파쇄시험 전후에 적용함으로써 수압파쇄에 의한 균열의 확인에도 사용되고 있다.¹⁶⁾

3.1 수압파쇄 시험장비

ASTM standard D4645-87(1989)에 의하면,

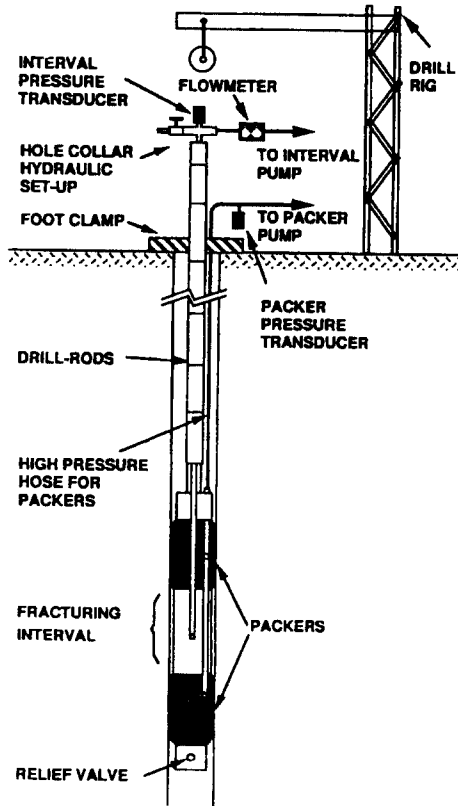


Fig. 4. Drill-rod type hydraulic fracturing system (After Haimson 1979)

1974년 Haimson 등이 제작하여 사용했던 drill-rod type을 제시하고 있다. 즉, 스트래들패커를 시험대상구간에 위치시키기 위해서 시추용 로드를 사용하며, 가압구간내의 압력변화양상은 압력변환기를 통하여 계측된다. 또한 수압파쇄균열을 찍어내기 위해 "key sub" 부착되어 있는 균열압인패커를 시험했던 구간에 내린 뒤, 경사 및 방향계, 타이머, 카메라 등이 내재되어 있는 방향측정기를 로드 내로 투입하여 균열을 측정한다.

이와 같이 로드를 이용하는 시스템은 시추공 상태가 불량한 경우(패커의 jamming이 우려되는 경우 등)에 효과적으로 사용될 수 있으나, 설정심도까지 스트래들패커를 내리기 위해 로드를 계속 연결해야 하고, 이들 로드의 연결부위에서의 압력누실을 방지하기 위해 연결작업에 신중을 기해야 하는 등, 시간이 많이 소요된다는 단점이 있다(Fig. 4 참조).

이러한 문제점들이 지적되면서, Rummel 등(1983)은 Fig. 5에서와 같이 스트래들패커와 균열압인패커를 시추공내로 내리기 위해 steel-cable을 사용하는 시스

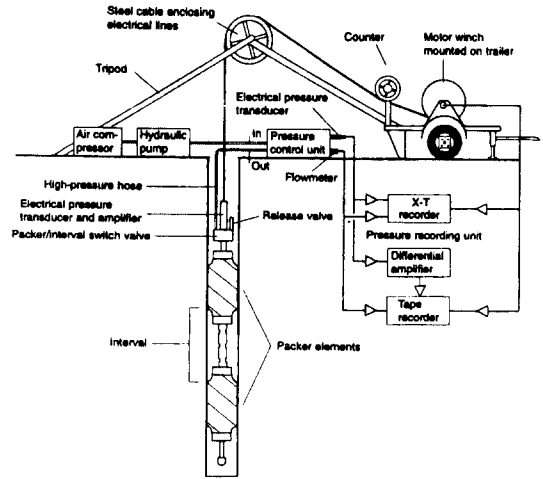


Fig. 5. Wireline type hydraulic fracturing system (After Rummel et al., 1983.)

템을 개발한 바 있다. 이러한 wireline type 시스템의 개발로 인해 많은 시간적 절약이 가능하게 되었으며, 또한 압력계를 패커 바로 위에 부착함으로써, 고압호스내의 마찰저항에 의한 압력손실을 제거하여 측정데이터의 신뢰도를 높이는 했으나, 패커가 시추공내에서 jamming 되었을 경우, 패커의 회수가 매우 곤란한 문제점이 지적되기도 한다.

본 연구에서는 현장시험 여건을 감안하여 Fig. 4와 같은 rod-type 시스템과 Fig. 5와 유사한 wireline-type 시스템을 적절히 병행하여 사용하였다. 두 방법 공히 시험방법은 동일하며, 시험방법은 Choi 등(1996)을 참고하기 바란다.

3.2 수압파쇄 자료해석

일반적으로 수압파쇄 자료해석에 있어서 필수적인 변수로는 초기파쇄압력(initial breakdown pressure, P_b)과 균열폐쇄압력(shut-in pressure, P_s), 균열확장압력(또는 균열개구압력, fracture propagation pressure, P_p 또는 P_f), 그리고 수압파쇄에 의한 균열의 방향 등이 있다.

이들로부터 최소수평주응력(S_h) 및 최대수평주응력(S_H) 그리고 현지압반 인장강도(T)는 다음 식과 같이 구해질 수 있다.

$$S_h = P_s$$

$$S_H = 3S_h - P_f$$

$$T = P_b - P_f$$

(1)

그러나, 압력-시간 곡선으로부터 이러한 압력들을 유추해 내는데는 해석자의 주관적 판단이 포함될 가능성이 매우 크므로, 최근에 와서는 확률론적 접근방법을 통하여 각각의 변수들을 결정, 이를 통해 주응력의 크기 및 방향을 구하고 있다(Ryu *et al.*, 1996).

한편, 기존의 균열을 따라 수압파쇄에 의해 균열이 확장되었거나, 경사 또는 준수평의 수압파쇄균열이 발생하였을 경우에는 (1)식에 의한 주응력 산정이 곤란하므로 새로운 자료해석기법을 적용해야 한다. 즉, 3차원 공간 내에서의 응력에 관한 이론을 사용하여 균열에 수직인 응력(fracture-normal stress, 이하 “균열수직응력”이라 칭함)은 심도 및 균열방향으로 표시되는 비선형 함수로 표현할 수 있으며, 이때 응력텐서를 정의하기 위해 6개의 미지변수의 형태로 나타낼 수 있다. 즉, 심도 D에서의 응력상태는 다음과 같은 텐서로 표시될 수 있다.

$$\begin{aligned} (S) &= \begin{pmatrix} S_{xx} & S_{xy} & 0 \\ S_{xy} & S_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & S_v \end{pmatrix} \\ &= \begin{pmatrix} (A_{xx}+B_{xx}D) & (A_{xy}+B_{xy}D) & 0 \\ (A_{xy}+B_{xy}D) & (A_{yy}+B_{yy}D) & 0 \\ 0 & 0 & \gamma D \end{pmatrix} \\ &= \begin{pmatrix} A_{xx} & A_{xy} & 0 \\ A_{xy} & A_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} B_{xx} & B_{xy} & 0 \\ B_{xy} & B_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \gamma \end{pmatrix} D \\ &= (A) + (B)D \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, γ 는 암반의 평균밀도이고, D는 심도이다.

만약, A_1 과 A_2 는 지표면 ($D=0$)에서의 수평주응력이고, 진폭에 대한 A_1 의 방향은 γ_A 로, (B)의 eigenvalue는 B_1 과 B_2 로, A_1 에 대한 B_1 의 eigenvector는 γ_B 로 나타낼 때, 각각의 수직($i=j$) 및 전단($i \neq j$)응력성분 $S_{ij}(i,j = x,y)$ 는 다음과 같이 6개의 미지의 주성분 $A_1, A_2, B_1, B_2, \gamma_A, \gamma_B$ 에 의해 표현될 수 있다(Jaeger & Cook, 1976).

$$\begin{aligned} S_{xx} &= \frac{A_1 + A_2 + (A_1 - A_2) \cos 2\lambda_A}{2} \\ &\quad + \frac{B_1 + B_2 + (B_1 - B_2) \cos 2(\lambda_A + \lambda_B)}{2} D \\ S_{yy} &= \frac{A_1 + A_2 - (A_1 - A_2) \cos 2\lambda_A}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &+ \frac{B_1 + B_2 - (B_1 - B_2) \cos 2(\lambda_A + \lambda_B)}{2} D \\ S_{xy} &= \frac{(A_1 - A_2) \sin 2\lambda_A}{2} + \\ &\quad \frac{(B_1 - B_2) \sin 2(\lambda_A + \lambda_B)}{2} D \end{aligned} \quad (3)$$

한편, 균열의 양상 (경사 ϕ_i , 경사방향 ψ_i)을 통하여 i 번째 균열에서의 균열수직응력, $S_{n,i}$ 는 다음과 같이 구해질 수 있다. 즉,

$$\begin{aligned} P_{s,i} = S_{n,i} &= (n)^T (S) (n) \\ &= \gamma D_i \cos^2 \phi_i + \frac{1}{2} \sin^2 \phi_i [A_1 + A_2 + (B_1 + B_2) D_i \\ &\quad + (A_1 - A_2) \cos 2(\psi_i - \lambda_A) + \\ &\quad (B_1 - B_2) D_i \cos 2(\psi_i - (\lambda_A + \lambda_B))] \end{aligned} \quad (4)$$

따라서, 동일한 응력상태내에서 최소한 6개 이상의 구간에 대하여 수압파쇄시험을 수행함으로써, 전술한 6개의 미지수가 결정될 수 있으며, 이러한 6개의 미지수를 통하여 수평응력에 대한 3개의 독립적인 성분 (S_{xx}, S_{yy}, S_{xy})을 심도에 대한 함수로 구할 수 있다.

따라서, 수평주응력의 크기 및 방향은 다음과 같이 계산된다.

$$\begin{aligned} S_H &= \frac{1}{2} [A_1 + A_2 + (B_1 + B_2) D_i + \Delta] \\ S_h &= \frac{1}{2} [A_1 + A_2 + (B_1 + B_2) D_i - \Delta] \\ S_{Hdir} &= \frac{1}{2} \arcsin \left[\frac{(B_1 - B_2) D_i \sin 2\lambda_B}{\Delta} \right] + \lambda_A \end{aligned} \quad (5)$$

여기서,

$$\begin{aligned} \Delta &= \sqrt{[(A_1 - A_2)^2 + (B_1 - B_2)^2 D_i^2 + \\ &\quad 2(A_1 - A_2)(B_1 - B_2) D_i \cos 2\lambda_B]} \end{aligned}$$

기존균열에 대한 수압파쇄시험 해석에서는 단지 3개의 변수만을 사용하는데, 심도 D_i 와 균열폐쇄압력 $P_{s,i}$, 그리고 균열의 방향(경사 ϕ_i , 경사방향 ψ_i)이며, 암반의 물성치는 필요없다. 또한 수압파쇄에 의한 초기파쇄압력 역시 알 필요 없기 때문에 새로운 수압파쇄균열을 만들 필요는 없다. 따라서, 적절한 해를 구하기 위해 여러 가지 방향의 기존균열들이 선택될 수 있으며, 또한 시추공 양상과는 관계없이 균열의 절대방향만이 해석

에 사용되기 때문에, 가압되는 균열 또는 시추공은 수직일 필요가 없다.

4. 시험결과 및 분석

최근 국내 도로 및 지하철터널 그리고 기타목적의 터널구간에 대하여 실시한 수압파쇄시험으로부터 상기 해석방법에 의해 초기지압을 측정하였다.

Fig. 6은 3.2 절의 해석방법을 토대로 Visual Basic

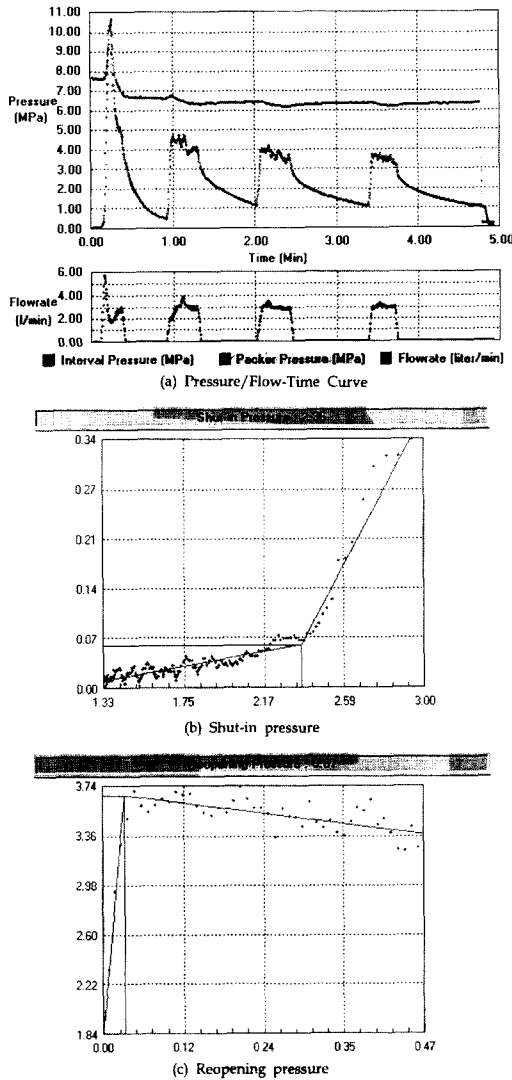


Fig. 6. Examples for determination of shut-in pressure and reopening pressure from hydraulic fracturing tests

에 의해 코딩된 프로그램을 이용하여 균열폐쇄압력 및 균열개구압력을 구한 예이며, 이들로부터 시험대상 암반의 최소수평 주응력 및 최대수평 주응력을 구할 수 있다. 프로그램에 대한 자세한 내용은 Ryu 등(1996)을 참고하기 바란다.

이상과 같은 방법으로 지난 한해동안 국내 각 지역에서 측정된 초기지압의 양상을 Table 2에 정리하여 나타내었으며, Fig. 7에서는 이들 측정치로부터 심도에 따른 수평주응력의 변화양상을 그래프로 나타내었다. 또한 Fig. 8에서는 이들 측정치의 평균값에 대해서 위치별로 주응력의 대표적 방향을 지도상에 나타내었다.

여기서 보는 바와 같이 비교적 천부에 해당되는 100 m 이내에서는 수직응력에 대한 수평응력의 비, 즉 축압계수는 다소 크게 나타나고 있으며 그 절대치에 있어서도 지역에 따라 일정한 경향성을 부여하기 곤란한 것으로 나타나고 있다. 특히 60~100 m 심도에서는 수평응력이 상당히 크게 나타나고 있지만 측정횟수가 이들 심도의 대표값을 나타낸다고 할 정도로 많지 않기 때문에 뚜렷한 객관성을 부여하기는 곤란할 것으로 사료된다. 향후 계속될 현장시험을 통하여 측정치의 축적을 꾀할 예정이다.

5. 수치해석

지하 암반내에 구축되는 구조물의 안정성 평가를 위하여 종래에는 탄성학을 이용한 이론해로써 응력의 상태를 근사적으로 예측하고, 실제 굴착을 해 나가면서 지반의 상태 및 거동을 관찰함으로써 경험적인 판단을 실시하였으나, 최근에는 컴퓨터의 발달과 함께 수치해석에 의한 안정성 평가를 실시하는 것이 점차 보편화되고 있다.

지반의 거동을 예측하기 위하여 사용되는 프로그램에는 여러가지가 있으나, 최근 지반거동 해석용 프로그램의 발달로 인하여 해석결과는 적용 프로그램의 정확성 보다는 입력자료의 정확성에 좌우된다고 할 수 있다.

해석결과에 영향을 미치는 주요 입력자료는 현지지반의 강도 및 변형특성, 초기지압의 상태 (특히 수평/수직 응력의 비), 터널의 단면형태, 그리고 보강패턴 등이다.

본 연구에서는 지반거동 해석 프로그램 중에서 유한차분법을 이용하는 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)과 개별요소법을 이용하는 UDEC (Universal

Table 2. Results for the hydraulic fracturing stress measurements in several areas

Site	Depth	S_v	S_h	S_H	T^*	K_0	Orientation**
Seoul	29.0	0.78	1.00	1.20	4.80	1.28-1.54	$45^\circ \pm 10^\circ$
	33.0	0.88	1.78	2.28	2.83	2.02-2.59	
	38.5	1.04	1.96	2.70	3.09	1.88-2.59	
Kyung-Nam	10.0	0.27	0.24	0.33	0.35	0.89-1.22	$60^\circ \pm 10^\circ$
	18.0	0.48	0.54	0.73	0.50	1.12-1.52	
Kyung-Buk(I)	11.0	0.30	0.61	0.63	1.08	2.03-2.10	$76^\circ \pm 6^\circ$
	15.0	0.40	0.84	0.99	0.87	2.10-2.48	
	16.0	0.43	1.85	2.78	0.76	2.85-3.52	
Kyung-Buk (II)	58.0	1.55	0.89	1.47	-	0.57-0.95	$60^\circ \pm 10^\circ$
	61.0	1.63	0.57	0.91	3.38	0.35-0.56	
	64.0	1.71	0.56	0.68	1.55	0.33-0.40	
Jeon-Nam(I)	39.5	1.06	2.38	3.26	4.78	2.25-3.08	$85^\circ \pm 5^\circ$
	69.5	1.86	3.97	6.65	3.73	2.13-3.58	
	81.5	2.18	4.50	6.16	1.01	1.78-2.83	
	87.5	2.35	4.19	4.59	4.61	1.78-1.95	
	93.5	2.51	3.17	3.46	1.20	1.26-1.38	
Jeon-Nam(II)	33.9	0.91	1.79	2.44	3.95	1.96-2.68	$135^\circ \pm 10^\circ$
	36.9	0.99	1.62	2.48	6.10	1.64-2.50	
	50.9	1.36	1.82	2.01	4.49	1.34-1.48	
	53.9	1.44	1.46	1.97	5.59	1.01-1.37	
	56.9	1.53	1.45	2.09	4.74	0.95-1.37	
Jeon-Buk	11.0	0.30	0.54	-	0.93	1.80-?	$63^\circ \pm 3^\circ$
	14.5	0.39	0.74	0.96	1.12	1.89-2.46	
Choong-Nam	25.5	0.68	1.92	2.29	3.18	2.82-3.37	$85^\circ \pm 5^\circ$
	27.0	0.72	1.25	2.12	1.18	1.74-2.94	
	28.5	0.76	1.55	2.32	1.50	2.04-3.05	
	45.0	1.21	2.28	2.56	3.49	1.88-2.12	
	48.0	1.29	2.01	2.65	4.52	1.56-2.05	
Choong-Buk	22.5	0.60	0.88	1.14	1.22	1.46-1.90	$95^\circ \pm 5^\circ$
	28.0	0.75	1.39	1.53	1.03	1.86-2.02	
	33.5	0.90	1.42	1.57	1.19	1.57-1.75	
Kyung-Ki(I)	19.2	0.52	0.68	1.07	0.53	1.31-2.06	$45^\circ \pm 5^\circ$
	25.5	0.68	1.12	2.05	0.71	1.64-3.01	
	27.1	0.73	1.34	1.86	0.90	1.84-2.55	
Kyung-Ki(II)	34.5	0.93	2.48	2.64	4.31	2.67-2.84	$100^\circ \pm 10^\circ$
	36.0	0.97	3.03	4.77	5.86	3.12-4.85	
	40.5	1.09	3.10	5.25	3.75	2.84-4.82	
	48.0	1.30	3.27	4.47	6.83	2.52-3.44	
Kyung-Ki(III)	121.0	3.27	4.16	4.35	3.33	1.27-1.33	$95^\circ \pm 5^\circ$
	130.0	3.51	3.37	4.14	3.95	0.96-1.18	
	136.0	3.67	3.64		3.90	0.99-1.05	
Kang-Won	120.5	3.23	1.71	3.01	3.64	0.53-0.93	$65^\circ \pm 10^\circ$
	126.5	3.39	2.11	2.77	2.68	0.62-0.82	
	132.5	3.55	2.68	4.89	2.78	0.76-1.36	
	138.5	3.71	2.33	2.99	4.08	0.62-0.82	

*In situ tensile strength calculated by the initial breakdown pressure and the reopening pressure.

**Clockwise from the true north.

Distinct Element Code)을 사용하여 측압계수가 전체해 석 결과에 미치는 영향을 살펴보았다.

5.1 FLAC에 의한 해석

터널의 시공단계를 고려하여 지반에 발생한 변화의

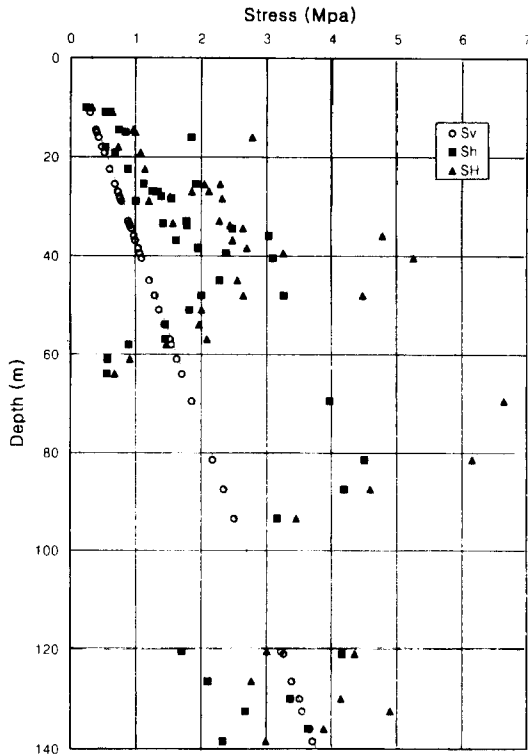


Fig. 7. Variation of principal stresses with depth measured by hydraulic fracturing tests

순서대로 1) 초기 평형단계, 2) 우측터널 굴착, 3) 좌측 터널 굴착의 3단계 해석을 수행하였으며, 보강은 고려하지 않았다.

터널부지의 지층은 암분류상 상부로 부터 풍화토, 풍화암 및 기반암(연암)으로 구성되어 있는 것으로 가정하였으며, 이들의 물성은 대략 RMR=60을 기준으로 국내 일반적인 지질조건을 가정하여 Table 3 과 같이 산정하였다. 실험실 시험결과로 부터 현지암반 강도를 산정하는 방법은 Hoek & Brown(1988)에 의해 제안된 일련의 과정을 따르는 것이 일반적이나, 이 경우 봉압 (σ_3 , confining pressure)이 작은부분에서 내부마찰각이 다소 크게 나오는 경향이 있으므로, 암반의 장기적인 강도저하(creep에 의한 파괴)와 암반의 불균질성 및 불확실성을 감안하면 tension cut-off를 가진 Mohr-Coulomb 직선파괴식에 맞추어 강도 parameter를 산정하는 것이 바람직할 것이다.

해석 요소망은 약 3500개의 요소로 풍화토, 풍화암, 기반암을 표현하였으며, 폭 10 m의 편도 2차선 터널이 20 m의 거리를 두고 평행하게 굴착되어 있고, 터널 천

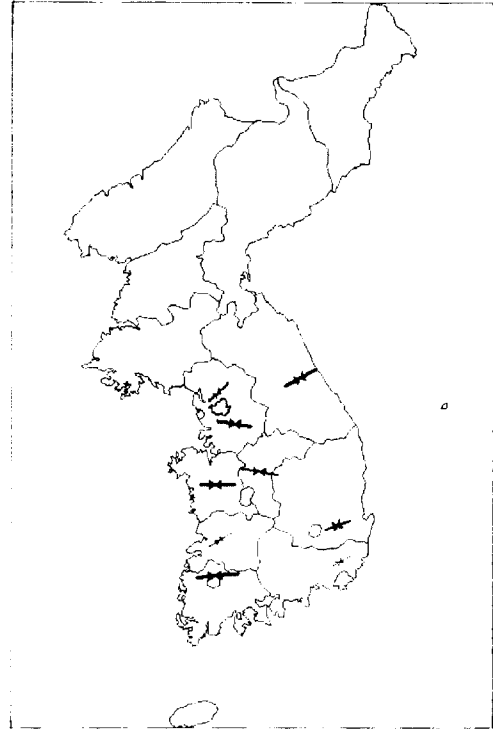


Fig. 8. Generalized stress map of South Korea; Thick arrows are shown for average stress directions which are based on at least five stress observations with uniform orientations, moderate arrows are for average directions three to five consistent orientations and thin arrows are for average stress directions based on less than three observations.

Table 3. Input data for in situ properties used in the numerical analysis by FLAC

	Residual soil	Weathered rock	Moderate rock
Density (kg/m ³)	2,000	2,200	2,400
Bulk modulus(Pa)	4.09e9	12.25e9	65.33e9
Shear modulus(Pa)	1.05e9	5.65e9	39.20e9
Friction angle(°)	25	30	35
Cohesion(Pa)	0.10e6	0.50e6	0.80e6
Tensile strength(Pa)	0.05e6	0.20e6	0.30e6

단에서 지표까지는 약 75 m이다. 계산의 효율적인 수행을 위하여 터널주변에서는 요소의 크기를 1 m×1 m로 하였고, 공동에서 멀수록 크게 하여 최대크기는 2.5 m×3.5 m로 요소망을 작성하였다. 또한 요소망의 좌우 경계에서는 수평방향의 변위를 구속하였고, 요소망의 하부경계는 수평 및 수직방향 변위를 구속하였다. 터널

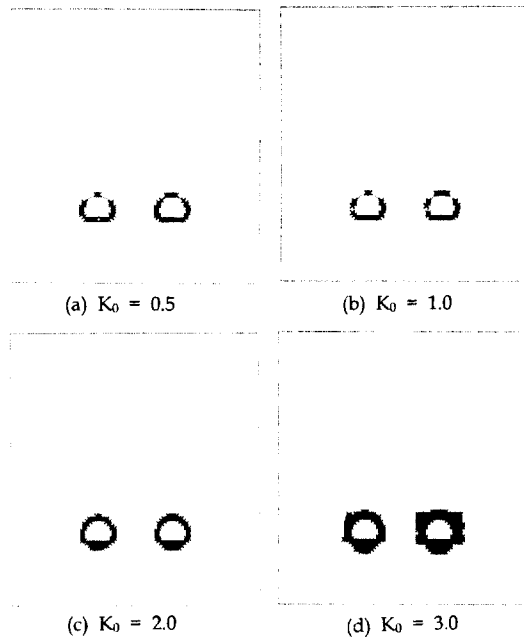


Fig. 9. Different patterns of plasticity indicator according to the different k_0 values as an input data

부지의 초기응력은 수직방향 응력은 암반자중에 의한 것으로 가정하였고, 수평방향 응력은 K_0 값을 0.5, 1.0, 2.0, 3.0의 4가지 경우로 가정하여 해석결과가 K_0 값의 변화에 따라 달라지는 양상을 관찰하였으며, 이를 Fig. 9에서와 같이 소성영역발생 분포도로 비교하였다.

K_0 값이 0.5일 경우, 터널 측벽에서는 전단파쇄가 발생하고, 곡률반경이 큰 바닥부에서 인장파쇄가 발생하는 등, 터널경계부에서 소성영역이 발생하고 있는데, 이 소성영역의 분포가 좌우대칭이 아닌 것은 좌우측 터널의 굴착시점 차이에 기인한 것이며, 대개 도로터널의 경우 방수 및 천반낙석방지 등의 목적으로 영구라이닝이 설치되기 때문에 이러한 정도의 소성영역은 충분히 보강될 것이다.

한편, K_0 값이 1에서 3까지 증가함에 따라 터널 주변에서의 소성영역이 증가하는 경향을 나타내고 있는데, K_0 값이 1일 경우 터널 경계부에 약간의 파쇄대가 발생하나, 활동성 파쇄대는 발생하지는 않고 있으며, K_0 값이 2가 되면서 터널의 천반부와 바닥에서 활동성 전단 파쇄영역이 출현하기 시작하고, K_0 값이 3으로 증가하면서 소성영역이 상하로 성장하는 경향을 보이고 있다. 또한 K_0 값의 증대에 따라 터널 경계부로부터 파쇄대의 깊이도 함께 증가하고 있음을 알 수 있다.

탄성화적인 측면만을 고려하면 축압의 증가에 따른 터널 상하부의 전단파쇄대의 발생 및 성장을 억제하기 위하여 터널 단면의 종횡비(W/H)를 K_0 값과 같게하는 것이 좋으나, 터널의 단면형태는 안정성과 더불어 경제성과 실용성을 잃지 않아야 하므로 실현성이 없다. 또한 곡률반경이 큰 면에 대하여 수직방향으로는 터널 벽면에서의 거리가 멀어짐에 따른 응력집중의 저하정도가 매우 느리게 나타나므로 수직응력의 크기가 예상보다 큰 경우에는 터널 경계부에서 꽤 깊은 곳까지 파쇄대가 발전할 위험도 있다.

따라서 이러한 문제의 해결을 위해서는 터널 천반부와 바닥부의 보강을 강화하여야 할 것이다.

5.2 UDEC에 의한 해석

개별요소법에서는 암반을 절리나 단층 등으로 나누어진 블록들의 집합체로 간주하여 블록들간의 접촉면에서 발생하는 힘과 변위의 관계를 운동방정식에 의거 해석함으로써 블록들의 거동을 예측한다.

UDEC에서는 절리에 의한 블록을 생성시킨 후에 개의 블록을 변형가능 블록으로 가정하고 해석을 실시하는데, 이 해석의 특징은 우세한 지질특성(주절리, 단층 및 파쇄대 등)을 블록으로 경계짓고 소규모 불연속면(부절리, 엇리 등)들은 암반물성에 흡수시켜 해석한다는 것이다. 따라서 지형 및 지질조건 이외에도 블록을 이루는 암체의 물성이 중요하다.

해석에 사용된 요소망은 현재 국내에서 사용중인 표준단면 중에서 하나를 선정하여 구축하였는바, 터널의 폭은 15 m이고 터널 천반에서 지표까지의 거리는 약 60 m이다. 터널부지의 지층은 상부로부터 풍화암, 기반암으로 구성되었다고 가정하였으며 이들의 물성은 RMR 값을 대략 50으로 하여 국내의 일반적인 지질조건을 가정하여 계산하였다. 해석에 사용된 강도 및 변형계수와 절리면에 대한 입력자료는 Table 4와 같다.

해석에 사용한 블록의 형성은 2개조의 절리를 가정하여 생성시켰는데 절리면이 수평축과 시계반대 방향으로 이루는 각도를 각각 60° , 140° 로 하였으며 절리의 연장은 30 m로 동일하게 주었고 절리면의 간격은 각각 6 m, 5 m로 하고 표준편차를 1.5 m로 하였다. 절리면에 의해 형성된 블록 내부의 암체는 변형가능한 요소망으로 분할하였는데 터널주변에서부터 바깥쪽을 향하여 요소의 최대 변길이를 2.5 m, 3.0 m, 4.0 m, 5.0 m 이하로 분할하였다.

Table 4. Input data for in situ properties used in the numerical analysis by UDEC

	Weathered rock	Moderate rock
Density(kg/m ³)	2,200	2,700
Bulk modulus(Pa)	5.55e9	5.55e9
Shear modulus(Pa)	4.14e9	4.14e9
Friction angle(°)	30	35
Cohesion(Pa)	7.17e5	7.17e6
Tensile strength(Pa)	5.26e3	5.26e4
Joint normal stiffness (GPa/m)		2.0
Joint shear stiffness (GPa/m)		2.0
Joint friction angle(°)		30
Joint cohesion(GPa)		10.0
Joint tensile strength(GPa)		10.0

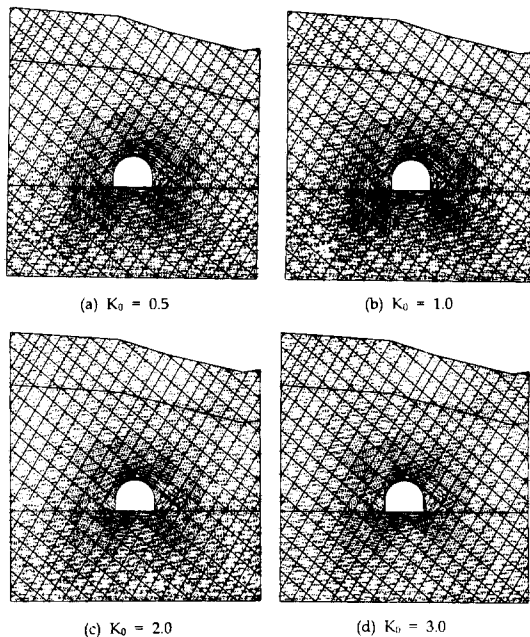


Fig. 10. Different patterns of principal stresses according to the different K_0 values as an input data

또한 요소망의 좌우경계에서는 수평변위를 구속하였고 하부경계에서는 수평 및 수직변위를 구속하였다. 터널부지의 초기응력은, FLAC에 의한 해석에서와 마찬가지로, K_0 값을 0.5, 1.0, 2.0, 3.0으로 변화시키면서 K_0 값의 변화에 따른 터널의 안정성 여부를 검토하였는데, Fig. 10에서와 같이 주응력도를 통하여 이를 비교하였다.

즉, 그림에서 보는 바와 같이 K_0 값이 0.5인 경우, 터

널 천반부와 바닥의 좌우측에 압축응력이 집중되어 있으며 터널측벽 하부 및 터널바닥 중앙에 응력의 이완이 발생하기 시작하여 인장응력이 미세하게 발달하고 있다.

한편, K_0 값이 1에서 3까지 변화함에 따른 터널 주변에서의 주응력 분포를 보면, 압축응력은 K_0 값에 관계없이 터널의 정점부와 터널바닥의 좌우측에 집중되어 나타나고 있으며, 터널측벽부와 바닥의 중앙부에서는 응력의 이완이 발생하여 인장응력이 나타나고 있는데 K_0 값이 증가함에 따라 인장응력의 크기 및 분포지역이 확대되어 가고 있다. 터널 좌측이 우측보다 인장응력이 크게 발달하는 것은 좌측의 지표고가 우측보다 크기 때문으로 생각된다.

6. 결 론

터널단면 설계를 위한 수치해석 입력자료로서의 현 지암반물성을 산정하기 위하여, 지질조사결과 및 시추코아에 대한 실험실 시험결과를 바탕으로 암반평가를 실시하고, 시추코아에 대한 실험실 시험결과로부터 강도 및 변형계수를 구하게 된다. 이 때 암반의 등급에 대한 정량적 자료를 근거로 Hoek & Brown(1988)에 의한 현지암반 강도추정식 및 Bieniawski(1978), Serafim & Pereira(1983)에 의한 현지암 변형계수 추정식 등에 의거, 강도 및 변형계수를 산정하는 것이 일반적이다.

한편, 이와 같은 강도 및 변형계수와 함께, 필수적인 입력자료중의 하나가 측압계수인데, FLAC(연속체 모델) 및 UDEC(불연속체 모델)에 의한 해석에서도 알 수 있듯이 터널안정성에 대한 측압계수의 영향은 상당히 뚜렷하게 나타나고 있다.

그러나, 지금까지 국내에서는 대부분의 터널설계에 있어서 측압계수의 추정치를 사용하여 왔으며, 몇가지 추정치($K=0.5, 1.0, 1.5$ 등)에 대한 터널안정성 해석결과를 토대로 안전율을 고려한 설계를 해온 것이 사실이다.

하지만, 전술한 바와 같이 암반 또는 지반의 측압계수의 양상은 지역별 또는 심도별로 상당히 변화무쌍한 것으로 보고되고 있다.

따라서, 본 연구에서는 도로 및 지하철터널 그리고 기타목적의 터널지역에 대하여, 수압파쇄에 의한 초기 지압 측정을 실시, 터널예정지반의 측압계수의 양상을 사전에 조사하여 터널설계에 직접 반영함으로써 설계의 정밀도를 향상시키고, 향후 야기될 수 있는 설계변

경요인을 사전에 억제, 설계의 내실화를 강조하고자 하였다.

특히, 최근 3차원 지반거동해석 프로그램들이 확대적용 되면서, 기존의 2차원 해석에서 3차원적 효과를 거두기 위해 하중분담을 등을 적용한 것과는 달리, 3차원 해석에서는 직접 굴착과정을 시뮬레이션하기 때문에, 경계조건으로서의 측압계수의 크기 및 방향은, 요소망 구축시는 물론, 전체해석단계에서 더욱 중요하게 적용되어야 할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. ASTM Desination D4645-87, 1989, Standard test method for determination of the in-situ stress in rock using the hydraulic fracturing method, Annual Book of ASTM Standards, 4.08, pp.851-856.
2. Bieniawski, Z. T., 1978, Determining rock mass deformability: Experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15, pp.237-247.
3. Choi, S. O., K. C. Han, C. Park, and H. S. Shin, 1996, In-situ stress measurement by hydraulic fracturing for highway tunnel, Proc. the Korea-Japan Joint Symp. on Rock Engineering, pp. 217-220.
4. Goodman, R. E., 1989, Introduction to rock mechanics. 2nd ed., John Wiley & Sons.
5. Haimson, B. C., 1979, Field measurements and laboratory tests for the design of energy storage caverns, Proc. 4th ISRM Congress, pp. 195-201.
6. Haimson, B. C., 1988, Current hydraulic fracturing interpretation, How correctly does it estimate the maximum horizontal crustal stress?, *Trans. Am. Geophys. U.* **69**, 1454.
7. Hoek, E. and E. T. Brown, 1988, The Hoek-Brown Failure Criterion-a 1988 Update, Rock Engineering for Underground Excavation, Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symp. pp.31-38.
8. ISRM, 1987, Suggested methods for rock stress determination, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 24, pp.53-73.
9. Jaeger, J. C. and N. G. W. Cook, 1976, Fundamentals of rock mechanics, 2nd Ed., Chapman and Hall, London.
10. Li, F., Q. Zhai, M. D. Zoback, B. C. Haimson and M. Y. Lee, 1985, Stress measurement in the Red River Fault Region of Yunnan province, China, *Trans. Am. Geophys. U.*, **66**, 1060.
11. Rummel, F., Baumg rtner, J. and Alheid, H.J., 1983, Hydraulic fracturing stress measurements along the eastern boundary of the SW-German Block, Proc. Hydraulic Fracturing Stress Measurements, Monterey, National Academy Press, Washington, DC, pp.3-17.
12. Ryu, D. W., H. K. Lee, and S. O. Choi, 1996, Development of intergrated hydrofracturing data processing program by statistical approach, Proc. the Korea-Japan Joint Symp. on Rock Engineering, pp.225-230.
13. Serafim, J.L. and J.P. Pereira, 1983, Considerations of the geomechanical classification of Bieniawski, Proc. of Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Vol. 1, pp.33-42.
14. Zoback, M. D. and S. H. Hickman, 1982, In situ study of the physical mechanisms controlling induced seismicity at Monticello Reservoir, South California, *J. Geophys. Res.*, **87**, pp. 6959-6974.
15. 한국자원연구소 보고서, 1996, 곤지암 지하암반 저장 시설 신축 제시험 및 안정성 해석, 254p
16. 한국자원연구소 보고서, 1997, 지하에너지 저장시설 구축 및 유지기술연구, 과학기술처 연차보고서, 440p.