

파괴역학모델을 이용한 수압파쇄시험 결과의 해석에 관한 연구

최용근¹⁾ · 배성호¹⁾ · 박배한²⁾ · 이정인³⁾ · 전석원³⁾

Analysis of Hydro-Fracturing Test Results Using a Mechanical Crack Model

Yongkun Choi, Seongho Bae, Paehan Park, Chungin Lee and Seokwon Jeon

Abstract. In this study, the fracture mechanics model as well as the elastic model was reviewed theoretically and four field case studies were conducted to investigate the feasibility of fracture mechanics model for hydraulic fracturing test. There was a difference between the result by fracture mechanics model and the one by elastic model. And the smaller initial crack length is, the larger the difference is. It is considered that the fracture mechanics model can be applied to the specific case of which the crack length is known. In this study, the rock tensile strength is measured using fracture mechanics model, brazilian test and elastic model. The measured tensile strength by the fracture mechanics model is the largest and the elastic model is the smallest. This result is due to the size effect of the each test. And the tensile strength from the elastic model for hydraulic fracturing test can be used to estimate the in-situ rock tensile strength.

Keywords: fracture mechanics model, elastic model, hydraulic fracturing, tensile strength

초 록. 이 연구에서는 수압파쇄시험 결과의 해석에 대한 파괴역학모델의 적용성을 검토하기 위해 시험결과의 해석에 주로 이용되고 있는 탄성모델과 함께 파괴역학모델을 이론적으로 고찰하였으며, 국내에서 실시된 4개 현장의 측정결과를 이용하여 각 모델의 해석 결과를 비교·검토하였다. 파괴역학모델로부터 얻어진 해석 결과는 탄성모델에 의한 계산 값과 차이를 보였으며, 이러한 차이는 기존 균열의 길이가 작을수록 크게 나타났다. 파괴역학모델은 균열 길이의 판단이 가능한 경우와 같이 특수한 조건에 대해서만 적용이 가능할 것으로 판단된다. 암석의 인장강도는 파괴역학모델에 의한 값이 가장 크게 나타났으며, 압열인장시험, 탄성모델에 의한 값의 순서로 크게 나타났다. 이러한 현상은 시험 규모에 따른 크기효과 때문이며, 따라서 수압파쇄시험의 탄성모델로부터 얻어진 암석의 인장강도는 현지암반의 인장강도를 추정할 때 이용될 수 있을 것으로 보인다.

핵심어: 파괴역학모델, 탄성모델, 수압파쇄시험, 현지암반 인장강도

1. 서 론

현지암반의 응력상태를 조사하기 위한 수압파쇄 시험에서는 3~4차례의 가압과 가압중지(shut-in)를 반복하는 동안 발생하는 시추공 내 유체압력의 변화를 측정한다. 이때 얻어지는 시간 - 유체압 변화로부터 응력계산을 위한 몇 개의 특정 수준 압력(균열발생압력; P_w , 균열폐쇄압력; P_c , 균열개구압력; P_p)을 얻게 되며, 얻어진 압력값을 적절한 해석모델에 적용하여 현지암반의 응력상태를 평가하게 된다.

수압파쇄 시험으로부터 현지암반의 응력상태를 평가하기 위해서는 암반과 시험조건에 따라 다음의 4가지 해석모델이 적용된다. 암반을 탄성체로 가정하고 암반으로 유체의 침투가 없는 경우에 적합한 탄성모델(elastic model; Haimson & Fairhurst, 1967), 시추공 내에서 가압된 유체가 암반 내로 침투하는 경우에 적합한 공극탄성모델(poroelastic model; Haimson, 1978), 암반 내 기존균열이 수압파쇄 균열발생에 영향을 미치는 경우에 적합한 파괴역학모델(fracture mechanics model; Abou-Sayed *et al*, 1978; Rummel, 1987), 기타 균열가압모델(fracture pressurization model; Cornet & Valette, 1984) 등이다.

국내에서는 1993년 국내 기술에 의한 최초의 수압파쇄 시험이 실시된 이후 시험결과의 해석에는 주로 탄성모델이 적용되었다. 국내에서 탄성모델의 적용은

¹⁾정회원, (주)지오제니컨설팅 이사

²⁾정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 연구원

³⁾정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수

접수일 : 2000년 11월 6일

심사 완료일 : 2001년 7월 19일

Haimson(1978, 1980)이 지적한 것처럼 화성암류와 같이 암반내로의 유체 침투가 무시할 수 있을 정도로 작고, 암반의 이방성 정도가 심하지 않은 경우 암반을 등방의 탄성체로 가정할 수 있다는 논리를 바탕으로 이루어졌다.

그러나 Detournay & Carbonell(1994)은 수압파쇄 균열이 발생하기(breakdown) 이전에 시추공의 지름이 상당한 크기의 비선형 변형을 나타내는 사례가 있으므로 수압파쇄 균열은 시추공 내 압력이 최대값에 도달하기 이전에 발생할 수 있다고 지적하였다. 따라서 Abou-Sayed et al.(1978), Rummel & Hansen(1989), Detournay & Carbonell(1994) 등은 균열발생압력이 인장파괴가 발생하는 시점이라는 탄성모델의 가정이 정확하지 않을 수 있으며, 수압파쇄에 의한 균열발생 과정을 정확히 설명하고 기존 균열이 인장균열의 발생에 미치는 영향을 평가하기 위해 파괴역학 모델이 도입되어야 한다고 지적하였다.

수압파쇄시험과 관련하여 지금까지 개발된 파괴역학 모델에는 Abou-Sayed et al.(1978)과 Rummel(1987)이 있다. 국내에서는 신중호(1990)와 최성용 외(1995)가 모델실험 결과의 해석에 파괴역학모델을 적용한 바가 있으나 응력평가를 위해 직접적으로 활용되지 못했으며, 현장시험 결과의 해석에 파괴역학모델이 적용된 사례는 전무하다.

따라서 이 연구에서는 수압파쇄시험 결과의 해석에 대한 파괴역학모델의 적용성을 검토하기 위해, 국내에서 주로 이용되는 탄성모델과 Rummel(1987)의 파괴역학모델을 이론적으로 고찰하였으며, 국내 4개 측정 사례에 대해 탄성모델과 Rummel(1987)의 파괴역학모델을 적용하여 현지암반의 응력상태를 평가하고 해석 결과를 비교·검토하였다.

2. 해석모델에 대한 이론적 고찰

2.1 탄성모델

일반적으로 수압파쇄 시험결과는 Fig. 1과 같은 그래프의 형태로 얻어진다. Haimson & Fairhurst(1967)는 이러한 시추공 내 수압의 변화양상을 이용하여 지하 암반의 어느 한 점에서 현지암반의 주응력을 계산하는 식을 탄성이론에 근거하여 유도하였다. 이 식은 암반이 등방성이고 균질하며, 선형탄성의 거동을 한다는 가정 하에 만들어졌으며, 이 식을 해석에 적용하기 위해서는 암반이 정수압이 아닌 응력장에 놓여져 있어야 한다. 즉, 시추공의 축을 따라서 수직방향으로 1개의 주응력이 위

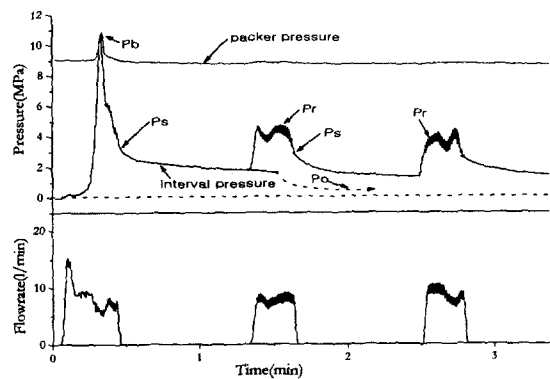


Fig. 1. Typical recording of pressure and flowrate for a hydraulic fracturing operation in a poroelastic rock formation. P_0 = pore pressure, P_b = breakdown pressure, P_r = reopening pressure, and P_s = shut-in pressure or fracture closure pressure.

치해야 하며, 나머지 두 개의 주응력은 시추공과 수직으로 만나는 수평면에 있어야 한다.

Haimson & Fairhurst(1967)에 따르면 응력이 어떤 원인에 의해 교란되기 이전에 지하 암반의 어느 한 점에서의 주응력 상태는 (1)식과 같이 나타난다.

$$\begin{aligned} S_H &= \sigma_{11} + P_o \\ S_h &= \sigma_{22} + P_o \\ S_v &= \sigma_{33} + P_o \end{aligned} \quad (1)$$

여기서 S_H 와 S_h 는 수평면에서 현지암반의 최대 및 최소주응력이고, S_v 는 수직방향의 주응력, σ_{11} , σ_{22} , σ_{33} 는 각 방향의 유효주응력($\sigma_{11} > \sigma_{22}$), P_o 는 암반내 공극의 유체압력이다(압축방향을 +로 놓는다).

이러한 조건의 암반에 반경이 r_w 인 수직 시추공이 만들어지면 초기의 응력상태는 교란되고, 시추공 주변에 새로운 응력장($S_{ij}^{(1)}$, $i, j=r, \theta$)이 (2)식과 같이 형성된다.

$$\begin{aligned} S_{rr}^{(1)} &= \sigma_r^{(1)} + P_o \\ S_{\theta\theta}^{(1)} &= \sigma_{\theta\theta}^{(1)} + P_o \\ S_{r\theta}^{(1)} &= \sigma_{r\theta}^{(1)} + P_o \end{aligned} \quad (2)$$

여기서 $S_{rr}^{(1)}$, $S_{\theta\theta}^{(1)}$, $S_{r\theta}^{(1)}$ 는 각각 시추공의 벽면에 작용하는 반경방향응력, 접선방향응력, 전단응력이며, $\sigma_r^{(1)}$, $\sigma_{\theta\theta}^{(1)}$, $\sigma_{r\theta}^{(1)}$ 는 Kirsch solution을 이용해서 구해진다. 이러한 응력성분들은 시추공의 중심으로부터의 거리 r 과 S_H 의 방향으로부터 반시계방향으로 계산된 각도 θ 에 따

라서 다른 값으로 나타난다.

이때 패커로 밀봉된 시추공에 유체가 주입되면 두 개의 추가적인 응력이 발생한다. 만약 펌프의 가압에 의해 시추공 내의 수압 P_o 가 P_w 까지 증가하면, 시추공의 벽면에 다음의 (3)과 같은 새로운 응력장($S_{ij}^{(2)}$, $i, j = r, \theta$)이 만들어진다.

$$\begin{aligned} S_{rr}^{(2)} &= \frac{r_w^2}{r^2} P_w \\ S_{\theta\theta}^{(2)} &= -\frac{r_w^2}{r^2} P_w \\ S_{r\theta}^{(2)} &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

여기서 p_w 는 가압된 유체의 압력 P_w 와 암반 내 공극 수압 P_o 와의 차이이다. 주입된 유체가 암반 내로 침투할 수 있다면, 이러한 압력차이(p_w)는 유체가 암반 내로 방사상 유동을 하게 되는 원인이 된다. 만약 주입된 유체가 암반내 공극수와 유사한 성질을 가지고 있으며, 축대칭의 유동(방사상 유동)이 일어난다고 가정하면 공극 탄성(poroelasticity) 이론이 적합하게 되지만, 유체가 암반 내로 침투하지 않는다고 가정할 경우 시추공 주변의 응력분포는 위의 두가지 응력식을 중첩시키면 구할 수 있다.

$$S_{ij} = S_{ij}^{(1)} + S_{ij}^{(2)} \quad (4)$$

수평면상의 최대주응력(S_H)의 방향을 $\theta = 0^\circ$ 로 하면, 시추공벽($r = r_w$)에서의 응력성분은 다음의 (5)와 같이 된다.

$$\begin{aligned} S_{rr} &= P_o + p_w = P_w \\ S_{\theta\theta} &= \sigma_{\theta\theta} + P_w = 3\sigma_{22} - \sigma_{11} + P_o - p_w \\ S_{r\theta} &= 0 \end{aligned} \quad (5)$$

(5)식을 다시 정리하면 S_H 방향에서 접선방향의 유효 응력 $\sigma_{\theta\theta}$ 는

$$\sigma_{\theta\theta} = 3\sigma_{22} - \sigma_{11} \quad (6)$$

이 되며, 이로부터 시추공 내 수압이 증가할 때 시추공벽 주변이 가장 먼저 인장응력상태에 도달함을 알 수 있다. 시추공벽 주변에서 접선방향의 유효응력이 암석의 인장강도(T)에 도달할 때 시추공벽에 균열이 발생한다고 가정하면

$$\sigma_{\theta\theta} = -T \quad (7)$$

수압파쇄 균열은 S_H 에 수직인 면을 따라서 수직방향으로 전파된다.

이제 (5)식과 (7)식을 결합하면 균열발생압력(P_b)은 다음과 같이 된다.

$$P_b = T + 3\sigma_{22} - \sigma_{11} + P_o \quad (8)$$

(8)식은 (1)식에 의해 수평방향의 최대와 최소주응력인 S_H, S_h 를 이용해서 표현될 수 있다.

$$P_b = T + 3S_h - S_H + P_o \quad (9)$$

(9)식은 인장강도를 0으로 놓으면, 균열개구압력(P_r ; fracture reopening pressure)을 계산하는데도 사용될 수 있다. 때때로 균열개구압력은 Fig. 1에서 3차 가압 사이클 이후에서 계산되기도 한다. 이때 화강암과 같이 단단하고, 유체의 침투성이 매우 낮은 암석에서는 Schmitt and Zoback(1989)에 의해 (9)식에서 공극수압 $P_o = 0$ 으로 놓을 수 있으므로 (9)식은

$$P_b = T + 3S_h - S_H \quad (10)$$

이 된다.

이상의 결과에 따르면, 탄성모델에 기초한 해석에서 균열발생(breakdown)이라는 것은 암반의 탄성한계로서 인장파괴가 발생하는 시점으로 이해된다. 그러나 Detournay and Carbonell(1994)은 수압파쇄과정에서 발생하는 균열은 시추공 내 압력이 최대값에 도달하기 이전에 발생할 수 있다고 지적하였으며, 따라서 전술한 균열발생압력은 균열발생 개시점(breakdown criteria)이 아닌 균열확대 개시점(fracture initiation criteria)으로서 이해되는 것이 옳을 수도 있다는 결론에 도달했다. 또한 탄성모델에서는 균열발생압력을 계산하는 식 중 어느 것도 시추공의 크기나 가압속도 등에 대한 고려가 전혀 이루어지지 않고 있다는 지적도 하였다.

2.2 파괴역학모델

수압파쇄시험에서 파괴역학 이론은 시추공벽에 존재하는 암반 내 기존 균열이 수압파쇄시험 결과에 미치는 영향을 해석하기 위해 적용되기 시작했으며, Abou-Sayed *et al.*(1978)과 Rummel(1987)의 파괴역학모델이 개발되었다. 수압파쇄시험에 파괴역학을 적용한 연구는 Hayashi & Sakurai(1989)에서도 찾을 수 있지만, 이 연구에서는 파괴역학모델을 이용하여 압력-시간 곡선에 나타나는 shut-in 곡선의 형태가 암반 내 유체의 침투율, 장비의 특성 및 균열의 닫힘 거동과 관련이 있음을 밝혀내는 것에 머물렀다. 따라서 이 연구에서는 Rummel

(1987)의 모델을 중심으로 수압파쇄시험에 대한 파괴역학의 적용성을 검토하였다.

Rummel(1987)은 현지암반에서 응력성분과 균열발생압력의 관계식을 선형탄성 파괴역학을 적용하여 다음의 (11)식과 같이 유도하였다. (11)식은 시추공 내 압력이 균열발생압력(P_b)에 도달할 때 불안정한 균열이 전파하게 됨을 나타낸다.

$$P_b = \frac{K_{IC}}{(h+i)\sqrt{r}} + k_1 S_h + k_2 S_H \quad (11)$$

여기서 K_{IC} 는 Mode I에서 암석의 파괴인성이며, k_1 과 k_2 는 각각

$$k_1 = \frac{g}{h+i} \quad (12)$$

$$k_2 = \frac{f}{h+i} \quad (13)$$

또한 $b = 1 + a/R$,

(a: 암반내 기존균열의 길이, R: 시추공의 반경)

$$f = -2\sqrt{(b^2-1)/\pi b^7}$$

$$g = \sqrt{\pi b} \left(1 - \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \frac{1}{b} \right) + 2(b^2+1) \sqrt{\frac{b^2-1}{\pi b^7}}$$

$$h = 1.3 \frac{b-1}{1+b^{3/2}} + 7.8 \frac{\sin\left(\frac{b-1}{2}\right)}{2 \times b^{3/2} - 1.7}$$

이때 i 는 균열 내 유체압력의 분포형태에 따라서 달라지는 함수로서 다음과 같이 되며, 이 연구에서는 v 를 1로 설정하여 균열내 유체압력이 일정하다고 가정한 경우에 대해서만 해석을 실시하였다.

$$\textcircled{1} i = \sqrt{\pi b} \left(1 - \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \frac{1}{b} \right),$$

균열 내 유체압력이 일정하다고 가정할 경우

$$\textcircled{2} i = v \times \sqrt{\pi b} \left(1 - \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \frac{1}{b} \right), 0 \leq v \leq 1 \text{ 균열 내 유체압력}$$

이 시추공 내 압력보다 일정한 비율만큼 작은 경우

(11)식에서 $S_h = S_H = 0$ 이라면, 암석이 현지암반의 응력으로부터 개방된 상태가 되므로 P_b 는 “hoop stress”에 의한 암석의 인장강도와 같게 된다. 즉,

$$T = \frac{K_{IC}}{(h+i)\sqrt{R}} \quad (14)$$

3. 수압파쇄 시험대상 암석의 조직 및 미세균열 조사와 파괴인성 조사

3.1 암석의 조직 및 미세균열에 대한 현미경 조사

3.1.1 태백지역 석회암 (심도 275 m)

주로 방해석(calcite)으로 구성되어 있으며, 특히 크기가 $4 \mu\text{m}$ 이하인 미크라이트(micrite)로 구성되어 있고, 조립의 입자가 많지 않은 석회 머드스톤(lime mudstone)으로 구분된다. 발견되는 조립 입자의 크기는 $60 \mu\text{m}$ 정도이다. 미크라이트는 미정질의 방해석을 말하며, 탄산염 중 세립질의 기질을 구성한다. 대부분은 세립의 입자로 구성되어 있으나, 간혹 조립질의 결정이 관찰되기도 한다(Fig. 2의 좌측, 40배율). Fig. 2의 중간부분에는 균열과 균열을 채우고 있는 방해석의 결정도 나타난다. 이 방해석의 결정 내에서는 약 120° 를 이루는 두 방향의 벽개도 관찰된다. 또한 Fig. 2의 좌측에는 우측에 비해 조립질의 결정이 주를 이루고 있는데, 이들의 경계부에는 검은색의 stylolite가 나타난다. Stylolite는 전단면이나 압축면을 따라서 부분 용융이 일어난 면으로 주로 세립의 석회암에서 많이 관찰되며, 특히 암맥이나 균열과 연관되어 나타난다. 압축면을 따라서 발달한 stylolite는 주응력 방향과 수직으로 나타나며, Fig. 2에서 균열과 stylolite는 거의 직각을 이루고 있으므로 stylolite와 균열이 같은 주응력 하에서 형성되었음을 알 수 있다.

3.1.2 밀양지역 화강암 (심도 65 m)

이 암석의 주 구성광물은 석영, 장석, 사장석으로 이루어져 있으며, 부 구성광물로 흑운모와 불투명광물이 나타난다(Fig. 3, 40배율). 구성광물의 크기는 1~2 mm 이상이며, 석영은 약 35%의 구성비로써 거의 타원형으로 나타나고, 정장석은 35%로써 반자형 또는 타형, 사장



Fig. 2. Microphotograph of Taebak Limestone (depth = 275 m) : $\times 40$.



Fig. 3. Microphotograph of Milyang Granite (depth = 65 m); $\times 40$.



Fig. 5. Microphotograph of Milyang Granite (depth = 173 m); $\times 40$.

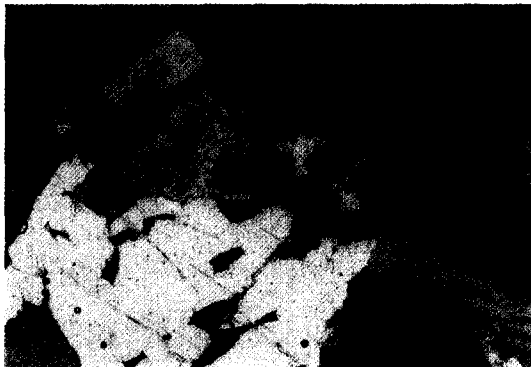


Fig. 4. Microphotograph of Milyang Granite (depth = 112 m); $\times 40$.

석은 약 30% 구성비로써 자형~반자형으로 나타난다. 또 일부 결정에서 쌍정(Fig. 3의 우측)이 관찰된다. 석영, 정장석, 사장석의 구성비로 볼 때 이 암석은 화강암(two-feldspar granite)에 속한다.

3.1.3 밀양지역 화강암 (심도 112 m)

주 구성광물은 석영, 정장석, 사장석이다. 암석의 종류는 앞의 밀양지역 화강암(심도 69 m)과 같은 two-feldspar granite에 해당한다. 석영은 약 30%의 구성비를 가지고 있으며, 타형을 이루고 있다. 정장석의 비율은 약 45% 정도로서 반자형~타형으로 나타나며, 25%의 구성비를 갖는 사장석은 대부분 자형~반자형으로 나타난다. 40배율의 현미경사진에서 거시적 균열은 찾아볼 수 없지만, 결정들의 경계부에 균열이 있는 것을 볼 수 있으며, 결정의 경계부에서 시작되어 균열의 내부로 발전한 여러개의 균열들이 관찰된다.

3.1.4 밀양지역 화강암 (심도 173 m)

앞의 밀양지역 화강암(심도 112 m)과 마찬가지로 석

영, 정장석, 사장석으로 이루어진 two-feldspar granite에 속하며, 석영이 35%, 정장석 40%, 사장석 25% 정도의 구성비를 갖는다(Fig. 5). Fig. 5의 중앙부에는 결정의 장축과 평행한 쌍정이 잘 발달되어 있으며, 결정의 크기는 1~2 mm 이상이다. Fig. 5의 하부에 있는 결정의 내부에서는 수직으로 발달한 2개의 미세균열이 관찰된다.

3.2 암석의 파괴인성 조사

수압파쇄시험이 실시된 위치에서 회수된 암석시료를 이용해 암석의 파괴인성을 추정하였다. 파괴인성은 장수호(1998)와 Guo et al.(1993)에 따라 균열이 없는 압열인장시험편을 이용한 방법(uncracked Brazilian Disk Test, BDT)으로 추정하였으며, 다음의 (15)식으로부터 파괴인성이 계산된다.

$$K_{IC} = B \cdot P_{min} \cdot \Phi_{max}(c/R) \quad (MPa\sqrt{m}) \quad (15)$$

여기서

$$B = \frac{2}{\pi^{3/2} \cdot R^{1/2} \cdot t \cdot \alpha}$$

t, R, c : 각각 시험편의 두께, 반지름, 균열길이(mm)
 α : 시험편과 가압판과의 접촉각/2 (radian)

$$\Phi(c/R) = \left(\frac{c}{R}\right)^{1/2} \int_0^{c/R} \left[\phi(r/R) \sqrt{\left(\frac{c^2}{R^2} - \frac{r^2}{R^2}\right)^{1/2}} \right] d\left(\frac{r}{R}\right)$$

$$\text{여기서 } \phi(r/R) = \frac{(1-(r/R)^2)\sin 2\alpha}{1-2(r/R)^2\cos 2\alpha+(r/R)^4} - \tan^{-1} \left[\frac{1+(r/R)^2 \tan \alpha}{1-(r/R)^2 \tan \alpha} \right]$$

가 되며, r 은 압열인장시험편의 중앙으로부터 반경방향

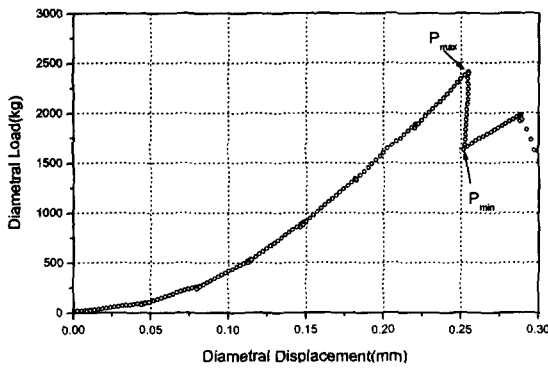


Fig. 6. Tensile failure curve of Taebak Limestone (depth = 275 m).

의 거리($0 \leq r \leq R$)이다. 이때 ISRM 추천시험법에 따른 압열인장시험에서 시험편과 하중재하점의 접촉각도를 10° 로 유지($\alpha = 5^\circ$)하면, $\Phi_{max}(c/R) = 0.112$ 이 된다. 또한 P_{min} 은 Fig. 6에서와 같이 변위제어에 의한 압열인장시험에서 최대하중 직후 나타나는 첫 번째의 국부적인 최소값에 해당한다.

Table 1에는 BDT로부터 구해진 암석시료의 파괴인성과 (14)식에 의한 암석의 이론적 인장강도 및 압열인장강도, 그리고 수압파쇄시험으로부터 탄성모델에 의해 계산된 현지압반의 인장강도($P_b - P_r$)를 나타내었다.

4. 수압파쇄 시험결과 및 고찰

4.1 시험결과

Fig. 7은 태백지역 석회암(심도 275 m)에서 얻어진 수압파쇄시험 결과이다. 총 4차례의 가압과 폐쇄(shut-in) 과정을 통해서 시험이 이루어졌으며, 14.61 MPa의 균열 발생압력(P_b)을 얻었다. 결과의 해석은 Lee & Haimson(1989)이 제시한 통계적 방법에 따라 이루어졌다. Fig.

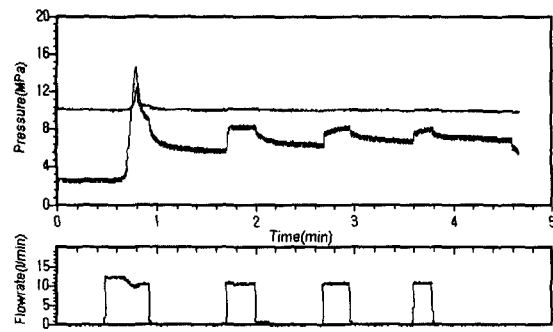


Fig. 7. Recording of pressure and flowrate versus time for a hydraulic fracturing operation in Taebak Limestone (depth = 275 m).

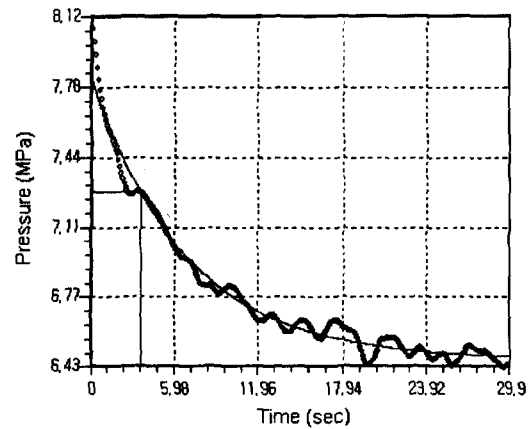


Fig. 8. Determination of P_s by exponential pressure-time decay method; Taebak Limestone (depth = 275 m), $P_s = 7.26 \sim 7.82$ MPa.

8과 Fig. 9는 태백지역 석회암(심도 275 m)에서 측정된 자료에 대해 Lee & Haimson(1989)이 제시한 지수압력 감쇠법과 이중선형 압력감쇠속도법에 따라 균열폐쇄압력(P_s)을 결정하는 과정을 나타내며, Fig. 10은 같은 시

Table 1. The mode I fracture toughness and tensile strength.

Test Site, Rocktype (Depth)	K_{Ic} (MPa \sqrt{m})	Crack size ^{a)} (grain size)	Tensile Strength (MPa, T_s)			
			Fracture Mechanics		Brazilian test	Hydraulic Fracturing $T_s = P_b - P_r$ ^{b)}
			$T_s = \frac{K_{Ic}}{(h+i)\sqrt{r}}$			
Taebak, Limestone (275 m)	1.62	60 μm	98.4	11.0	6.50	
Milyang, Granite (65 m)	1.34	2 mm	9.1	9.61	2.64	
Milyang, Granite (112 m)	1.58	1.5 mm	12.5	10.7	6.98	
Milyang, Granite (173 m)	1.59	2 mm	10.8	9.60	4.34	

^{a)}Grain boundaries are potential cracks.

^{b)}Section 4 for reference.

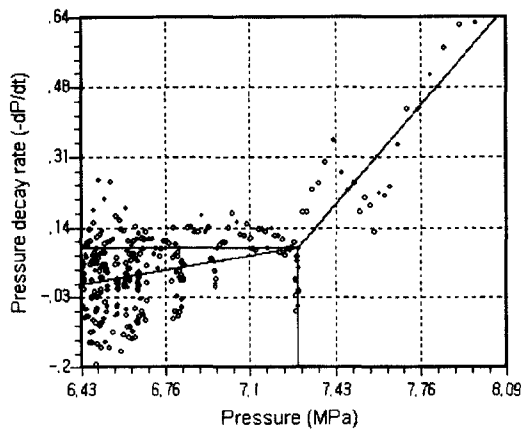


Fig. 9. Determination of P_i by bilinear pressure decay rate vs. pressure method; Taebak Limestone (depth = 275 m), $P_i = 7.28$ MPa.

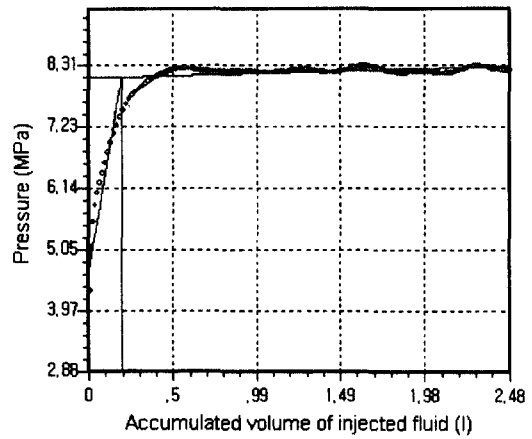
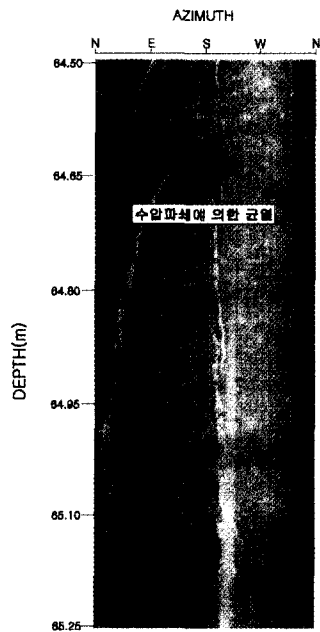


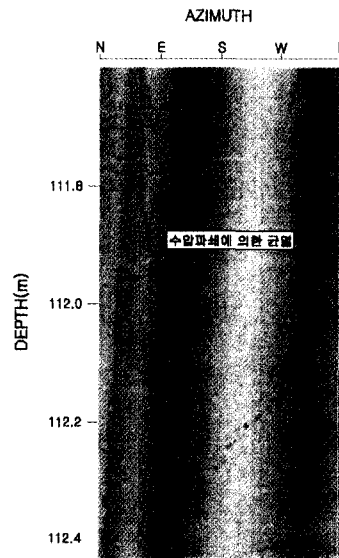
Fig. 10. Determination of P_i by pressure-volume bilinear method; Taebak Limestone (depth = 275 m), $P_i = 8.11$ MPa.

험에 대해 압력-부피 이중선형법에 의한 균열개구압력 (P_i)의 결정과정을 나타낸다. 밀양지역 화강암(심도 65 m) 및 밀양지역 화강암(심도 112 m), 밀양지역 화강암(심도 173 m)의 시료에 대해서도 동일한 방법으로 P_i 및 P_c 를 결정하였다. 시추공벽에 발생한 균열은 임프레션 팩커(impression packer)나 시추공영상촬영장치(BIPS) 및 시추공텔레뷰어(borehole Televiewer)에 의해

조사되었다. Fig. 11은 밀양지역 화강암(심도 65 m, 112 m)에 대한 균열 조사 결과이다. 수압에 의해 수직에 가까운 균열이 발생한 것을 볼 수 있으며, 임프레션 팩커를 이용한 태백지역 석회암(심도 275 m) 및 밀양지역 화강암(심도 173 m)에서도 같은 결과를 얻을 수 있었다. 국내 4개 현장에서의 수압파쇄시험 결과는 Table 2와 같다.



(a) Milyang Granite(depth=65m)



(b) Milyang Granite(depth=112m)

Fig. 11. Hydraulic fractures; (a) BIPS image, (b) borehole televiewer image.

Table 2. Summary of key test parameters.

Test site, Rock Type(depth)	P_b (MPa)	P_i (MPa)	P_r (MPa)	S_H^{90} Direction (°)
Taebak, Limestone (275 m)	14.61	7.28	8.11	96°
Milyang, Granite (65 m)	9.43	3.71	6.79	19°
Milyang, Granite (112 m)	13.01	3.51	6.03	112°
Milyang, Granite (173 m)	14.26	6.19	9.92	140°

^a S_H : Horizontal maximum stress(degree from the North)

Table 3. Maximum and minimum horizontal stress.

Test Site, Rock Type (depth)	Crack size ^{a)} (grain size)	Maximum horizontal stress (S_H , MPa)		Minimum horizontal stress(S_h , MPa)
		Elastic Model	Fracture Mechanics Model	
Taebak, Limestone (275 m)	60 μ m	13.73	134	7.28
Milyang, Granite (65 m)	2mm	4.34	11.3	3.71
Milyang, Granite (112 m)	1.5mm	4.50	10.1	3.51
Milyang, Granite (173 m)	2mm	8.65	11.8	6.19

^aGrain boundaries are potential cracks.

4.2 현지암반의 응력 계산

4.2.1 탄성모델을 이용한 계산

탄성모델을 이용한 수평방향의 최대응력 계산에는 (9)식이 이용된다. (9)식에서 암반의 공극수압(P_o)은 암반이 매우 치밀하여 암반 내에서 유체의 유동이 없고, 발생한 균열면에 암반 내 유체압이 작용하지 않는다면 0으로 가정할 수 있으므로 (9)식은 다음과 같이 된다.

$$S_H = 3S_h - P_b + T \tag{16}$$

(16)식에서 탄성이론에 따라 $P_b - T = P_r$ 이며, 현지암반의 수평방향 최소응력 S_h 는 P_s 와 같으므로 (16)식은

$$S_H = 3P_s - P_r \tag{17}$$

이 된다. (17)식을 이용하여 계산된 현지암반의 수평방향 최대응력은 Table 3과 같다.

4.2.2 파괴역학모델을 이용한 계산

파괴역학모델을 이용한 암반 내 수평방향 최대응력은 (11)식에 의해서 (18)식과 같이 계산된다.

$$S_H = \frac{P_b - \frac{K_{IC}}{(h+i)\sqrt{r}} - k_1 S_h}{k_2} \tag{18}$$

여기서 k_1 과 k_2 및 K_{IC} 는 앞에서 정의된 바와 같으며,

수평방향의 최소응력 S_h 는 균열폐쇄압력(P_s)과 같다. 균열내 수압분포는 시추공 내 수압분포와 같은 것으로 가정하였으며, 암석내 존재하는 미세균열의 길이는 Table 1에 제시된 결과를 이용하였다.

4.3 고찰

4.3.1 탄성모델, 파괴역학모델 및 압열인장시험에 의한 인장강도의 비교

암석의 인장강도는 파괴역학모델에 의한 값이 가장 크며, 수압파쇄시험의 탄성모델에 의한 값이 가장 작게 평가되었다. 그러나 밀양지역 화강암(심도 65 m)에서는 압열인장시험에 의한 값이 파괴역학모델에 의한 값보다 크게 평가되었다.

탄성모델에 의한 인장강도가 가장 작은 것은 수압이 가해지는 시험구간이 60 cm가 됨으로써 나타나는 크기 효과 때문인 것으로 판단된다. 또한 탄성모델에 의한 인장강도는 태백지역 석회암(심도 275 m)과 밀양지역 화강암(심도 112 m)에서와 같이 암석 내 존재하는 균열의 크기(또는 grain size)가 작을수록 크게 평가되었으며, 압열인장강도와 파괴역학모델에 의한 인장강도에서도 같은 결과를 보인다. 이러한 현상은 암석을 구성하는 입자의 경계부가 암석파괴의 잠재적인 균열로 작용함으로써 입자의 크기가 클수록 인장강도가 감소하기 때문이다. 또한 상대적으로 입자사이의 결합력이 약하고, 입자 경계부가 치밀하게 결합되지 못하는 석영의 함량이 높

을수록 암석의 인장강도가 감소하는 것으로 나타난 것은 Merriam *et al.*(1967)의 연구와도 일치한다.

4.3.2 수평방향의 최대응력 산정에 대한 비교

Rummel(1987)에서는 (14)식의 역산에 의해 해석에 필요한 균열길이의 초기값을 추정하는 방법을 제시하였으나, 이 연구에서는 균열길이의 초기값으로써 광물 입자의 크기를 이용하였다. 이는 역산에 의해 균열 길이를 추정하였을 경우 태백지역 석회암에서 균열 길이가 1 m를 넘게 평가되는 등 비현실적이며, 암석을 구성하는 광물 입자의 경계부를 인장하중에 대한 잠재적인 균열로 볼 수 있다는 Rummel(1987) 등에 따른 것이다.

파괴역학모델에 의한 수평방향 최대응력값은 탄성모델에 의해 계산된 값보다 비교적 크게 나타났다. 특히 균열길이의 초기값으로 60 μm 를 입력한 태백지역 석회암(심도 275 m)의 경우에는 파괴역학모델에 의해 계산된 수평방향 최대응력이 134 MPa로써 비현실적인 결과를 보였다.

탄성모델과 파괴역학모델에 의한 수평방향 최대응력값의 차이는 계산시 입력한 균열의 길이가 클수록 작아지는 경향을 보이고 있다. 그러나 밀양지역 화강암(심도 112 m)의 경우 입력한 균열길이 1.5 mm 대신 2 mm를 계산에 이용하면 S_H 는 10.1 MPa에서 5.8 MPa로 급격히 감소하며, 밀양지역 화강암(심도 65 m)의 경우는 3 mm를 입력하면 7.45 MPa로, 밀양지역 화강암(심도 173 m)의 경우는 3 mm를 입력할 경우 6.8 MPa로 급격히 감소하는 등 균열길이의 초기값에 따라서 S_H 가 민감하게 반응하는 결과를 보인다.

계산에 사용된 균열길이 변화에 대한 S_H 의 변화는 균열길이가 작을수록 심한 것으로 나타났다. 예를 들면, 암석의 파괴인성이 1.58 및 1.59 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ 로 유사한 밀양지역 화강암(심도 112 m, 173 m)에서 균열길이를 2 mm로 계산한 밀양지역 화강암(심도 173m)의 경우 균열길이를 3 mm 증가시켰을 때 S_H 가 10 MPa 감소하는 반면, 1.5 mm로 계산한 밀양지역 화강암(심도 112 m)의 경우는 1.5 mm를 증가시켰을 때 10 MPa이 감소하는 것으로 계산되었다. 이러한 차이는 (11), (12), (13) 식에서 볼 수 있듯이 균열길이와 시추공 반지름의 비(a/r)가 작을 경우 균열길이의 변화에 따라 계산에 이용되는 무차원함수 f , g , h 가 심한 변동을 일으키기 때문이며, 이는 Rummel(1987)의 파괴역학모델이 가지고 있는 특징이다.

따라서 실측이나 역산에 의해 수압파쇄시험 구간 암석에 존재하는 기존 균열의 길이를 판단하는 것이 어렵

거나, 균열의 길이가 시추공의 반지름에 비해 작은 경우에는 파괴역학모델을 시험 결과의 해석에 적용하기는 어려울 것으로 판단된다. 또한 Detournay & Carbonell (1994)이 지적한 “수압파쇄시험 결과에 영향을 미칠 수 있는 균열길이”라는 것도 실험적으로 증명되어야 할 것이다.

심도별 수평방향 응력은 시추공의 위치가 서로 다르므로 일관성 있는 변화를 기대할 수는 없지만, 탄성모델 해석의 경우 밀양지역 화강암 65 m와 112 m에서는 심도 별로 차이가 거의 없거나, S_H 값은 오히려 112 m에서 더 작은 값을 나타내고 있다. 파괴역학모델에서도 112 m에서의 S_H 값이 65 m에서의 값보다 작게 나타나고 있음을 볼 수 있다. 심도에 따라서 수평방향 응력이 일관성 있는 증가를 보이지 않는 이유는 여러 가지가 있겠지만, 특히 암반 내 절리 상태의 변화나 주변의 단층 등에 의한 영향으로 나타난다(Zoback *et al.*, 1980).

5. 결 론

이 연구에서는 수압파쇄시험 결과의 해석에 적용가능한 탄성모델과 파괴역학모델의 이론적 배경에 대해 고찰하였으며, 국내의 서로 다른 4개 현장에서 획득된 시험결과를 바탕으로 파괴역학모델에 의해 얻어진 응력값들을 탄성모델에 의한 결과와 비교 분석하여 현장 자료의 해석시 파괴역학모델의 적용 가능성과 신뢰성을 검토하였다. 이로부터 얻어진 결론은 다음과 같다.

① 파괴역학모델로 얻어진 결과는 탄성모델에 의한 계산값과 차이를 보였으며, 이러한 차이는 입력된 기존 균열의 길이가 작을 수록 크게 나타났다. 이는 파괴역학모델의 이론적 특징으로써 응력값의 크기를 결정하는 주요 매개 변수들이 균열길이에 크게 영향을 받기 때문이다.

② 해석결과의 신뢰성이 균열길이에 절대적으로 영향을 받는 파괴역학모델의 기본적 특성을 고려해 볼 때, 실측이나 역산에 의해 균열의 길이를 판단할 수 있는 경우와 같이 특수한 조건의 해석에 대해서만 파괴역학모델을 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 수압파쇄 시험 결과에 영향을 미칠 수 있는 기존 균열의 길이에 대해 실험적·정량적 연구가 필요하다.

③ 암석의 인장강도는 파괴역학모델에 의한 값이 가장 크며, 탄성모델에 의한 값이 가장 작게 평가되는 경향을 보였다. 탄성모델에 의한 인장강도가 가장 작은 것은 시험규모에 따른 크기효과 때문이다. 따라서 수압파쇄시험의 탄성모델로부터 얻어진 암석의 인장강도는 현

지압반의 인장강도를 추정할 때 이용될 수 있을 것으로 판단된다.

④ 현장시험 자료의 분석 결과 수평방향의 응력이 심도에 따라서 일관성 있는 증가를 보이지 않는 현상이 나타났다. 이러한 현상은 주변의 단층 등으로 인해 국부적으로 응력이 개방되어 나타난 것으로 보인다.

참고문헌

1. 신중호, 1990, 수압파쇄에 의한 삼차원 암반응력측정과 균열전파특성에 관한 모형실험 및 수치해석적 연구, 서울대학교 박사학위논문, 154.
2. 장수호, 이정인, 1999, 인장, 전단 및 혼합모드에서 디스크 시험편을 이용한 암석의 파괴인성 측정에 관한 연구, 한국암반공학회지, 9(4), 315-327.
3. 최성웅, 이희근, 1995, 인공슬롯을 고려한 수압파쇄 균열의 발전양상에 관한 연구, 한국암반공학회지(터널과 지하공간), 5, 251-265.
4. Abou-Sayed, Brechtel C. E. and Clifton R. J., 1978, In situ stress determination by hydrofracturing: a fracture mechanics approach. *J. Geophys. Res.*, 83, B6, 2851-2862.
5. Cornet F. H and Valette B., 1984, In-situ stress determination from hydraulic injection test data, *J. Geophys. Res.*, 89, 11527-11537.
6. Detournay E. and Carbonell R., 1994, Fracture mechanics analysis of the breakdown process in minifrac or leak-off test, in *Proc. Eurock '94 : Int. Symp. on Rock Mech. in Petrol. Eng., Delft, Holland, Balkema, Rotterdam*, 399-407.
7. Guo H., Aziz N. I. and Schmidt L. C., 1993, Rock Fracture toughness determination by the Brazilian test, *Engineering Geology*, 33, 177-188.
8. Haimson B. C. and Fairhurst C., 1967 Initiation and extension of hydraulic fractures in rocks. *Soc. Petrol. Eng. J.*, Sept., 310-318.

9. Haimson B. C., 1978, The hydrofracturing stress measuring method and recent field results, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 25, 167-178.
10. Haimson B. C., 1980, Near surface and deep hydrofracturing stress measurement in the Waterloo quartzite, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 17, 81-88.
11. Hayashi K. and Sakurai I., 1989, Interpretation of hydraulic fracturing shut-in curves for tectonic stress measurements. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 26, 477-482.
12. Lee M. Y. and Haimson B. C., 1989, Statistical evaluation of hydraulic fracturing stress measurement parameters, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 26(6), 447-456.
13. Merriam R., Herman H. Rieke III. and Kim Y. C., 1967, Tensile strength related to mineralogy and texture of some granitic rocks, *Proceedings of Geotechnical Conference, Oslo, Vol I*, 155-160.
14. Rummel F., 1987, Fracture mechanics approach to hydraulic fracturing stress measurements, *Fracture Mechanis of Rock*, Academic Press, Orlando, ch.6, 534.
15. Rummel F. and Hansen J., 1989, Interpretation of hydrofrac pressure recordings using a simple fracture mechanics simulation model. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 26, 483-488.
16. Schmitt D. R. and Zoback M. D., 1989, Poroelastic effects in the determination of the maximum horizontal principal stress in hydraulic fracturing tests - A proposed breakdown equation employing a modified effective stress relation for tensile failure, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 26(6), 499-506.
17. Zoback M. D., Tsukahara H. and Hickman S., 1980, Stress measurements at depth in the vicinity of the San Andreas fault : Implication for the magnitude of shear stress at depth, *J. Geophys. Res.*, 6157-6173.

최 용 근

1994년 서울대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
1996년 서울대학교 대학원 자원공학과, 공학석사

Tel : 02-3472-2261
E-mail : ykchoi@geogeny.com
현재 (주)지오제니컨설턴트 이사

배 성 호

1989년 서울대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
1991년 서울대학교 대학원 자원공학과, 공학석사

Tel : 02-3472-2261
E-mail : shbae007@geogeny.com
현재 (주)지오제니컨설턴트 이사

박 배 한

1998년 전남대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
2001년 서울대학교 대학원 지구환경시스템 공학부, 공학석사

Tel : 017-612-7107
E-mail : paehan@hanmail.net
현재

이 정 인

1963년 서울대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
1965년 서울대학교 대학원 자원공학과, 공학석사
1974년 일본 동북대학 대학원 자원공학과, 공학박사

Tel : 02-880-7221
E-mail : cilee@plaza.snu.ac.kr
현재 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수

전 석 원

1987년 서울대학교 공과대학 자원공학과, 공학사
1989년 서울대학교 대학원 자원공학과, 공학석사
1991년 미국 캘리포니아 주립대학, 공학석사
1996년 미국 아리조나 주립대학, 공학박사

Tel : 02-880-8807
E-mail : sjeon@rockeng.snu.ac.kr
현재 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수