

ダブルフラクチャリング法による地山応力の測定

IN-SITU STRESS MEASUREMENT BY DOUBLE FRACTURING

佐久間彰三*・菊地慎二*・水田義明**・世良田章正***

By Shozo SAKUMA, Shinji KIKUCHI, Yoshiaki MIZUTA and Shosei SERATA

In double fracturing, in contrast to the case with hydraulic fracturing where a peak pressure appears at the point of fracture initiation, the fracture length increases with a further increases in the loading pressure beyond the point of fracture initiation. Angular distribution of tangential stress around borehole boundary then changes with the fracture length and tangential stress at the points distant from the primary fracture approaches the tensile strength there and secondary fracture initiation occurs. The double fracturing system called S-100 has already been developed by the authors, being based on the above fact. This paper describes outline of the system and demonstrates applicability of the stress determination procedure employed in the system. For the demonstration, precise elastic analyses by a Boundary Element Method, the coupled Fictitious Stress and Displacement Discontinuity Methods, were carried out for crack models in consideration of stress intensity factor at crack tip.

Keywords: double fracturing stress measurement, stress determination procedure, coupled fictitious and displacement discontinuity methods, stress intensity factor

1. はじめに

大規模な地下空洞の利用が盛んに計画されるようになるにつれて、その調査や設計のために地圧を測定することが多くなってきている。地圧の測定は古くは約50年前に応力解放法を原理とするものが試みられている¹⁾。応力解放法はその後ボーリング孔を利用する初期応力測定、いわゆるオーバーコアリング法として、約30年前から広く行われるようになった。それ以来、種々の初期応力測定法が提案され、開発されてきた。最近の地圧測定、特に初期応力測定はボーリング孔を利用して行われることが多く、大きく分けて二通りの方法で実施されている。1つは、岩盤中に小口径のボーリング孔を削孔して測定用の計器を挿入または埋設したり、孔壁や孔底に貼り付けたりした後、オーバーコアリングによって地山応力を解放する方法である。この方法は応力が解放されることによって生ずる孔の形状の変化を、いくつかの標点におけるひずみ、孔径変化、標点間距離の変化などを

測定することによって検出し、岩石の弾性係数を用いて、そのような形状の変化をもたらず地山応力を逆算するものである。

もう1つは、孔壁を強制的に破壊させ、破壊条件式から地山応力を決定するものであり、流体圧で孔壁を破壊させる水圧破砕法が広く用いられている。この方法は、オーバーコアリングを必要としないので深い位置での測定が可能であり、直接に応力を測定しているので地盤の変形特性を必要としないという特徴を有している。

著者らは、この水圧破砕法の特徴を取り入れた新しい応力測定理論を構成し、測定機器の開発を行った²⁾。この方法は、柔軟なウレタンチューブを介して、ボーリング孔壁に流体圧を載荷し、孔壁を破壊させるものである。孔壁の破壊形態は、地山応力状態や地盤物性に依存している。すなわち、地盤が軟質である場合には、載荷圧の増加により、孔壁はせん断降伏し、載荷圧-孔径変化曲線は非線形性を示すが、著者らは、数値解析やその他の手法を用いて、この種の載荷曲線からも地山応力を算定している^{3),4)}。

また、一般的な硬質岩盤においては、水圧破砕と同様に、載荷圧の増加に伴って孔壁に引張破壊を生じ、ポアホール軸に沿った亀裂が発生する。水圧破砕法では亀裂内に流体が浸透し、亀裂が急激に伸展するために流体圧

* 正会員 日本国土開発(株)エンジニアリング本部
(〒107 港区赤坂4-9-9)

** 正会員 工博 山口大学教授 工学部資源工学科
(〒755 宇部市常盤台2557)

*** Ph. D. Serata Geomechanics Inc.
(4124 Lakeside Drive Richmond, CA USA)

が降下するのに対して、この方法ではウレタンチューブが流体の浸透を妨げるために流体圧が降下せず、載荷圧の増加に伴い亀裂はゆっくりと伸展し、最終的には、最初に発生した1次亀裂と直交する方向に2次亀裂が発生する。地山応力は、上記の2組の亀裂のそれぞれを発生させる条件または再開口させる条件と実際の載荷圧とから逆算されるので、この応力測定法はダブルフラクチャリング法と名付けられている。載荷圧や孔径の変化は、測定システムのプロープ内に設定された高精度の圧力トランスデューサやLVDT（差動トランス）によって計測され、得られた載荷曲線から、亀裂発生時や再開口時の載荷圧を求める。

本論文では、ダブルフラクチャリング法による応力測定を硬質岩盤に適用する際の理論的基礎、すなわち、引張亀裂発生後の応力変化や2方向の亀裂の発生過程について行った解析結果について報告する。

2. 応力測定理論

ダブルフラクチャリング法は、直接的には、ボアホール軸に垂直な平面内の地山応力を測定するものであるが、走向・傾斜の異なる3本以上のボーリング孔を利用すれば三次元応力場決定の可能性もある。図-1に示すように、孔軸に垂直な平面内において、地山応力場の最大主応力を P_0 、最小主応力を Q_0 とすれば、半径 R のボーリング孔の削孔、孔内からの載荷 P によって、ボーリング孔周辺の応力場は次のように擾乱される（圧縮が正）。

$$\sigma_r = P \frac{R^2}{r^2} + \frac{1}{2} (P_0 + Q_0) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + \frac{1}{2} (P_0 - Q_0) \left(1 - \frac{4R^2}{r^2} + \frac{3R^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \dots (1)$$

$$\sigma_\theta = -P \frac{R^2}{r^2} + \frac{1}{2} (P_0 + Q_0) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - \frac{1}{2} (P_0 - Q_0) \left(1 + \frac{3R^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \dots (2)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2} (P_0 - Q_0) \left(1 + \frac{2R^2}{r^2} - \frac{3R^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \dots (3)$$

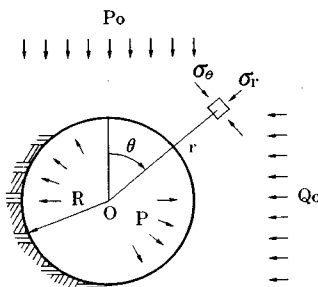


図-1 ボアホール周辺の応力状態

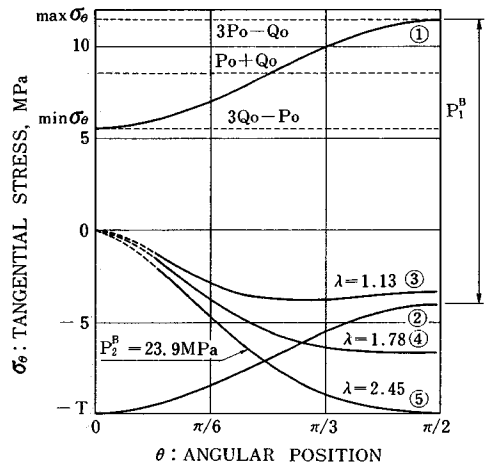


図-2 載荷圧の増大に伴う接線応力分布の変化 ($T=10\text{MPa}$)
ただし $P_0=5\text{MPa}$, $Q_0=3.5\text{MPa}$, $R=0.05\text{m}$, $K_{Ic}=0.5\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$, $P=0-23.9\text{MPa}$

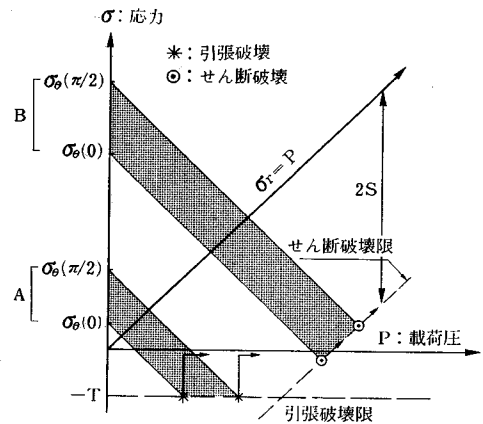


図-3 内圧の増加に伴う壁面応力の変化

ただし、図-1に示すように、 θ は P_0 方向からの角度、 r はボアホール中心からの距離である。したがって、ボアホール壁面 ($r=R$) の応力成分 ($\tau_{r\theta}=0$) は次式で与えられる。

$$\sigma_r = P \dots (4)$$

$$\sigma_\theta = P_0 + Q_0 - 2(P_0 - Q_0) \cos 2\theta - P \dots (5)$$

上式からわかるように、接線応力 σ_θ は $\theta=0, \pi/2$ でそれぞれの最小、最大となり、その応力分布は P の増大に伴って図-2の曲線①から曲線②まで変化する。また、内圧 P の増加につれて、 σ_r は直線的に増加し、 σ_θ は直線的に減少する。この関係を模式的に描くと図-3のようになる。いま、地盤の強度特性として、引張強度 T とせん断強度 S を考えよう。 $\sigma_\theta = -T$ なる直線を引張破壊限、 $\sigma_r = P$ と $2S$ 離れた直線、 $(\sigma_r - \sigma_\theta)/2 = S$ 、すなわち $\sigma_\theta = \sigma_r - 2S$ をせん断破壊限とする。初期の状態 ($P=0$) から内圧 P を増加させていくと、接

線応力は直線的に減少し、引張破壊限またはせん断破壊限に達し、孔壁は破壊する。どちらの破壊限に達するかで破壊形態は異なり、図—3のAの場合に引張破壊、Bの場合にせん断降伏となる。

一般の硬質岩においては、引張強度に比べてせん断強度が大きいので、削孔した段階で孔壁がせん断降伏していない ($\sigma_0 < 2S$) 限り、Aの引張破壊が発生するものと思われる。そこで、以後の検討は孔壁が引張破壊し、亀裂が伸展していく過程について行う。

孔壁の破壊は最初 σ_0 が小さい箇所、すなわち $\theta = 0$ の位置で発生するが、引張破壊が生じると $\theta = 0$ で $\sigma_0 = 0$ となり、次章で述べる計算によれば、たとえば図—2の条件においては、応力分布②は曲線③のように変化する。さらに内圧を増加させると、 $\theta = 0$ で発生した1次亀裂は徐々に伸展し、応力分布は1次亀裂の影響を受けながら曲線④、⑤と変化する。やがて接線応力は $0 < \theta \leq \pi/2$ でも引張強度に達し、この位置で2次亀裂が発生する。

$\theta = 0$ で1次亀裂が発生するときの載荷圧 P_1^* は、式(5)より、次式で決まる。

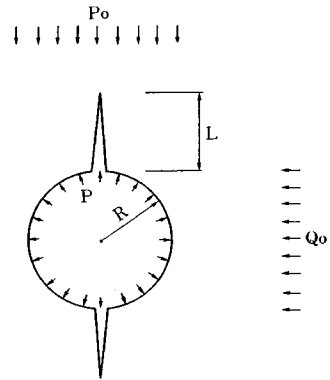
$$-P_1^* - P_0 + 3Q_0 = -T \dots\dots\dots(6)$$

亀裂が発生したときの載荷圧やそれらの亀裂を再開口させるときの載荷圧は水圧破壊法におけるブレイクダウンプレッシャやセカンダリブレイクダウンプレッシャのように明瞭には検出できない。また、著者らの計測においては載荷速度一定としているので、その制御が正確であればあるほど、載荷圧-時間曲線には原理的に表われ得ない。しかし、圧力-孔径変化曲線からは検出できる可能性がある。すなわち、1次亀裂に対しては、 $\theta = \pi/2$ に近い方向の孔径変化と圧力との関係から P_1^* と P_2^* とが検出でき、2次亀裂に対しては $\theta = 0$ に近い方向の孔径変化と圧力との関係から P_2^* と P_3^* とが検出できる。

3. 載荷に伴う内孔境界と亀裂周辺の挙動の解析

(1) 解析プログラム

ダブルフラクチャリング法による亀裂の発生および伸展過程を検討するために境界要素法を用いた応力解析を行った。三次元応力場において、主応力の方向がボアホール軸に対して傾斜している場合でも、最初に孔壁から発生する亀裂はボアホール軸に沿ってできることが確かめられている。そこで、解析は二次元問題として行っている。ボアホール境界面は、 n 個に分割された仮想応力(応力不連続)要素で表わされる。一方、内圧の増大による亀裂の伸展をモデル化するために、1次亀裂に対して n 個の変位不連続要素を導入し、それぞれの要素を組み合



図—4 解析モデル

わせている。

このような組合せ解析の手法については、Crouch and Starfield⁵⁾によって詳しく述べられているので、ここでは省略する。

(2) 亀裂の伸展による応力分布の変化

上記の境界要素法を用いて、亀裂の伸展によるボアホール周辺応力の変化を求めた。亀裂の発生する条件としては、地盤応力が地盤の引張強度を越えた場合とし、1次亀裂の伸展には、応力拡大係数の概念を用いた。すなわち、亀裂先端の応力拡大係数が地盤の破壊靱性値を越えた場合に亀裂が伸展するものとした。

解析モデルは、図—4に示すように半径 R のボアホールに最大、最小主応力 P_0 、 Q_0 と内圧 P が作用し、 P_0 方向に亀裂が伸展していくものとする。ボアホール壁面の応力は、その位置と亀裂の長さの関数となり、次式で表わされる。

$$\sigma_0 = A(\lambda, \theta)P + B(\lambda, \theta)Q_0 + C(\lambda, \theta)P_0 \dots\dots\dots(7)$$

A 、 B および C は、亀裂長さ λ のモデルにそれぞれ P 、 Q_0 および P_0 の単位載荷を行ったとき、 θ の位置に生ずる σ_0 値であって、弾性論から導かれるものである。また λ は1次亀裂の長さ L とボアホール半径 R との比である。

P 、 Q_0 および P_0 のそれぞれの単位載荷が作用している場合の亀裂の伸展に伴う応力分布の変化を図示すると図—5のようである。図からわかるように、1次亀裂の伸展の影響を大きく受けるのは、亀裂と垂直な方向の地山応力成分 Q_0 に対する応力係数であって、 P_0 に対する亀裂の影響は小さい。この図から得られる $\theta = \pi/2$ の位置での応力係数に与える亀裂の伸展の影響を図—6に示す。図からわかるように、 P_0 に対しては、亀裂が伸展してもほとんど影響を受けず、 $C(\lambda, \pi/2)$ はほぼそのままであるが、 $B(\lambda, \pi/2)$ は大きく引張側に変化する。そしてこのことが、亀裂の伸展に伴って、 $\theta = \pi/2$ またはその近傍の位置での2次亀裂の発生を促している。

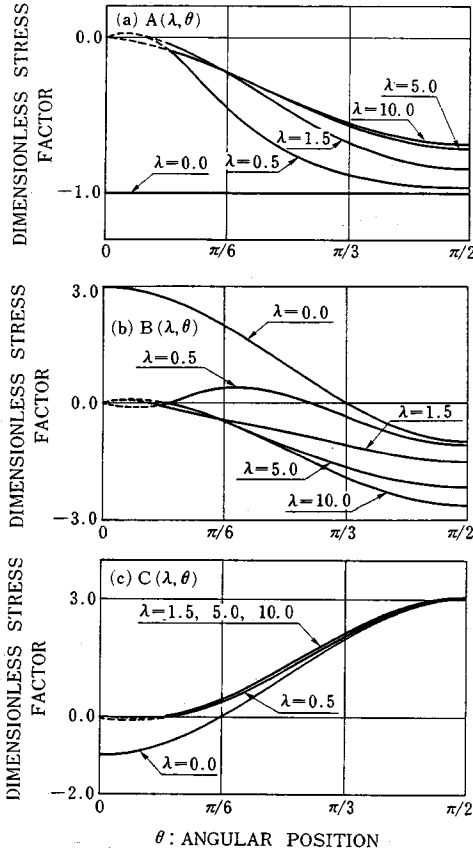


図-5 亀裂伸展に伴う応力分布の変化；(a) P の単位荷荷，(b) Q₀ の単位荷荷，(c) P₀ の単位荷荷

亀裂先端の応力拡大係数 K_I は次式で与えられる。

$$K_I/\sqrt{R} = K_A(\lambda)P + K_B(\lambda)Q_0 + K_C(\lambda)P_0 \dots\dots\dots (8)$$

それぞれの係数は、 λ の関数で、亀裂の変位から次式により計算される⁶⁾。

$$K_x = \sqrt{2\pi} \frac{1}{4(1-\nu^2)} \frac{V_x}{\sqrt{r}} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

V_x ：亀裂先端から r の位置の亀裂の開口変位

x ：P、 Q_0 および P_0 の3種類の単位荷荷に対するものの1つを表わす。

r ：亀裂先端からの距離

ν ：ポアソン比

実際に、数値解析から得られるのは亀裂先端近傍の変位であるから、変位外挿法を用いて亀裂先端部の応力拡大係数を計算した。このようにして求めた応力拡大係数の無次元化係数を図-7に示す。この図から、 $\lambda=2.0$ 以上になると応力拡大係数に及ぼす P_0 の影響はほとんどなくなることがわかる。また、 Q_0 の影響は大きく、亀裂の伸展を抑えるように作用している。

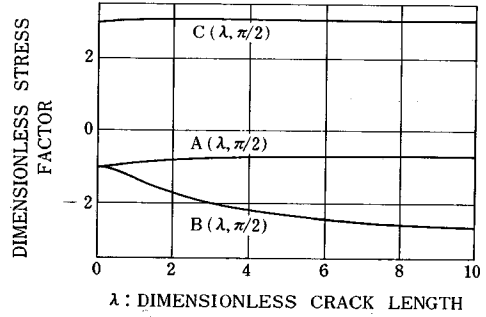


図-6 亀裂伸展に伴う応力係数の変化

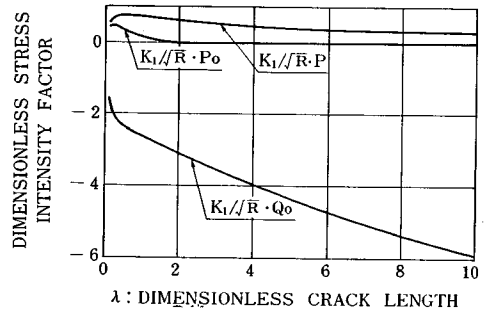


図-7 亀裂伸展に伴う応力拡大係数の変化

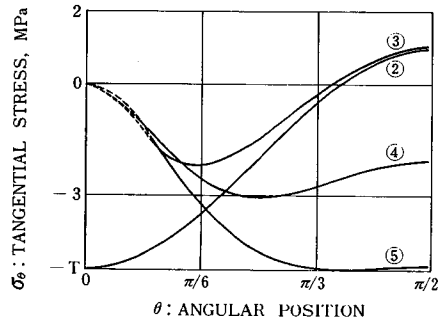


図-8 荷荷圧の増大に伴う接線応力分布の変化 ($T=5$ MPa) ただし $P_0=5$ MPa, $Q_0=3.5$ MPa, $R=0.05$ m, $K_{Ic}=0.5$ MPa \cdot m^{1/2}, $P=10.5\sim 17.4$ MPa

(3) 2次亀裂発生位置

2次亀裂発生位置は次のものに関する。

- 1) 最大主応力 P_0
- 2) 最大・最小主応力比 $k=Q_0/P_0$
- 3) 岩盤の引張強度 T
- 4) 岩盤の破壊靱性値 K_{Ic}

ダブルフラクチャリング法による荷荷過程を境界要素法を用いて解析し、上記の項目の影響を検討する。解析条件は、次のように設定した。また、引張強度は2ケースを考慮して引張強度の影響を求めた。

- ポアホール半径 $R=0.05$ m ($\phi 100$)
 最大主応力 $P_0=5$ MPa

最小主応力 $Q_0 = 3.5 \text{ MPa}$
 引張強度 $T = 5 \text{ MPa}, 10 \text{ MPa}$
 破壊靱性値 $K_{Ic} = 0.5 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$

前述の図-2は $T = 10 \text{ MPa}$ の場合の載荷圧の増大に伴う接線応力分布の変化を示したものである。また、 $T = 5 \text{ MPa}$ の場合のそれは図-8に示されている。当然のことながら1次亀裂は P_0 の方向 ($\theta = 0$) で発生し、このときの載荷圧は式(6)より計算できる。すなわち、

$$T = 10 \text{ MPa} \text{ のとき } P_1^0 = 15.5 \text{ MPa}$$

$$T = 5 \text{ MPa} \text{ のとき } P_1^0 = 10.5 \text{ MPa}$$

このときの応力分布が図-2と図-8の曲線②である。

$\theta = 0$ で亀裂が発生した後、亀裂先端の応力拡大係数が破壊靱性値に等しくなるまで亀裂は伸展する。 $T = 10 \text{ MPa}$ の場合の上記の載荷圧における亀裂の伸展長は $L = 5.6 \text{ cm}$ ($\lambda = 1.13$) と大きく、そのため応力分布も大きく変わる。これが前述の図-2の曲線③である。これに対して、 $T = 5 \text{ MPa}$ では $L = 1.5 \text{ cm}$ ($\lambda = 0.3$) 程度と小さく、図-8の曲線③に示されるように、 $\theta = \pi/2$ の応力変化も小さい。さらに載荷を増大させると、亀裂が伸展しながら応力は引張側へ変化する。この変化の大きさは図-8においても $\theta = \pi/2$ で最も大きい(曲線④)。

さらに載荷圧を上昇させると、図-2では $\theta = \pi/2$ 、図-8では $\theta < \pi/2$ の位置で接線応力が引張強度に達する(曲線⑤)。このときの載荷圧、亀裂長、亀裂発生位置を表-1に示す。 $T = 10 \text{ MPa}$ の場合には応力分布が1次亀裂の影響のため、完全に逆転し、 $\theta = \pi/2$ で2次亀裂が発生する。一方、 $T = 5 \text{ MPa}$ では、引張強度が小さいために、 $\theta = 65^\circ$ で2次亀裂が発生する。なお、2次亀裂が発生するときの1次亀裂の伸展長は、 $T = 10 \text{ MPa}$ で約 12 cm ($\lambda = 2.4$) である。

図-7からもわかるように、亀裂がどれほど伸展するかは、破壊靱性値のほかに、孔径や亀裂長の絶対値にも関係する。しかし、無次元化された1次亀裂の長さ λ と無次元化された孔壁接線応力の最小値 $\min \sigma_\theta / P_0$ および無次元化された応力拡大係数 $K_{I1} / \sqrt{R} \cdot P_0$ との関係はそれぞれの絶対値が何であろうと成立する。そこで次に、単位半径(1 m)のボアホール、地山応力の最大主応力が単位の大きさ(1MPa)のモデルについて2次亀裂発生位置の検討を行った。

地山応力状態として、最大・最小主応力比 k を次のように仮定した。

$$k = 0.1, 0.2, \dots, 0.9$$

また P_0 方向からの角度 θ を次のように設定し、
 $\theta = 30^\circ, 40^\circ, \dots, 90^\circ$

種々の長さに仮定した1次亀裂の長さに対して、上記のそれぞれの角度(位置)で接線応力が最小となるような載荷圧を求めた。

求められた載荷圧から接線応力と応力拡大係数を算出し、1次亀裂長との関係をプロットすると、 $k = 0.8$ の場合、図-9のようになる。図-9から、ただちに、1次亀裂の伸展長が長くなるにつれて、 $\theta = \pi/2$ で2次亀裂が発生するときの接線応力が小さくなるのがわかる。また、1次亀裂がボアホール半径分伸展した場合に、

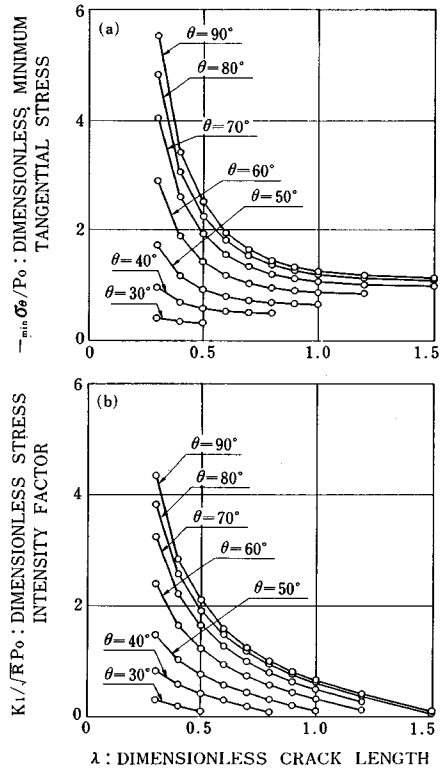


図-9 設定されたそれぞれの位置(θ)に最小接線応力が現われるときの、(a) 最小接線応力および (b) 1次亀裂先端応力拡大係数、と亀裂長の関係

表-1 境界要素法による計算結果一覧

引張強度 T (MPa)	1次亀裂発生時		2次亀裂発生時の		簡易式により算定された	
	載荷圧 P (MPa)	載荷圧 P (MPa)	1次亀裂長 (cm)	亀裂発生位置 ($^\circ$)	最大主応力 P_0 (MPa)	最小主応力 Q_0 (MPa)
10.0	15.5	23.9	12.0	90.0	5.9	3.8
5.0	10.5	17.4	7.0	65.0	5.3	3.6

$\theta = \pi/2$ で最小となる応力値は $\sigma_\theta = -1.25 P_0$ である。したがって、このような1次亀裂の伸展が考えられる場合には、地盤の引張強度が最大主応力の1.25倍以上あれば $\theta = \pi/2$ で2次亀裂が発生する。一方、1次亀裂長が0.6より小さい場合には、 $\theta = \pi/2$ の位置に最大の引張応力が現われるときの応力が急激に大きくなる。したがって、このような場合でも $\theta = \pi/2$ で2次亀裂が発生するためには、地盤が大きな引張強度を有していなければならない。

以上のことから、1次亀裂の伸展の大きさは地盤の引張強度や破壊靱性値に関係し、伸展が大きいほど2次亀裂の発生位置は $\theta = \pi/2$ に近づく。図-10は、図-9を整理して応力拡大係数と引張接線応力最大値との関係を示したものである。この図から、 $K_{Ic}/\sqrt{R} \cdot P_0 = 0.5$ の場合、 $k = 0.8$ では $T = 1.2 P_0$ 以上であるとき、2次亀裂は $\theta = \pi/2$ の位置に発生することがわかる。

(4) 亀裂再開口時の載荷圧を用いた応力算定

ダブルフラクチャリング法で地山応力を算定する1つの方法として、1次亀裂と2次亀裂が発生する場合の載荷圧を用いることが考えられる。また、その場合でも、用いられる方程式は簡単である方が望ましい。そこで、2次亀裂が発生する直前の応力分布に1次亀裂の影響がないとして、すなわち、式(7)において $A = -1$, $B = -1$, $C = 3$ において算定された地山応力が表-1に示されている。これを見ると、 $T = 10\text{MPa}$ の場合には、最大主応力で18%程度大きく算定される。また $T = 5\text{MPa}$ では、約6%程度大きくなる。

一方、岩盤の引張強度、1次亀裂の長さおよび2次亀裂の発生位置がわかると、亀裂発生時の載荷圧 P_1^E と P_2^E から地山応力を算定することができる。しかし、一般に岩盤は不均質であり、強度は組織感性であるから、亀裂が生じる箇所の引張強度を一意的に定めることは難しい場合が多い。このため、著者らの通常の測定においては、1回目の載荷で1次および2次亀裂を十分に長く伸展させ、亀裂位置での引張強度 $T = 0$ とした後、再び載荷を繰り返し、2方向の亀裂がそれぞれ開き始めるときの載荷圧 P_1^E , P_2^E から地山応力を算定するものとする。このとき、 $\theta = \pi/2$ の位置に2次亀裂が発生するものと考え、次式を用いる。

$$-P_1^E - P_0 + 3Q_0 = 0 \dots\dots\dots(10)$$

$$A(\lambda, \pi/2)P_2^E + B(\lambda, \pi/2)Q_0 + C(\lambda, \pi/2)P_0 = 0 \dots\dots(11)$$

そこで、2次亀裂の開口時の載荷圧に対する1次亀裂長の影響と2次亀裂が $\theta = \pi/2$ 以外の位置に発生した場合の影響について検討した。ただし1回目の載荷で亀裂が発生した位置での地盤物性は次のように仮定した。

- 引張強度 $T = 0$
- 破壊靱性値 $K_{Ic} = 0$

解析は、主応力比(側圧比)を種々仮定し、種々に設定された位置(θ)で接線応力 $\sigma_\theta = 0$ となり、かつ1次亀裂先端の応力拡大係数が $K_I = 0$ となるような載荷圧を求めた。図-11に2次亀裂が開くときの載荷圧と側圧比との関係を示す。またこの図には、1次亀裂の影響がないもの(式(7)において $A = -1$, $B = -1$, $C = 3$)として計算した場合の2次亀裂再開口時の載荷が破線で示されている。このような簡易式と式(10)とから地山応力を算定した結果が表-2に示されている。

ダブルフラクチャリング法による載荷では、 $\theta = 0$ と $\theta = \pi/2$ の両方で亀裂が入ることが期待されている。また、この2つの亀裂の再開口時の載荷圧から地山応力を

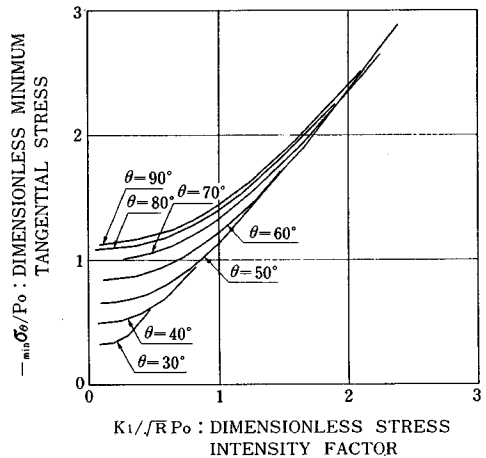


図-10 設定されたそれぞれの位置(θ)に最小接線応力が現われるときの最小接線応力と応力拡大係数との関係 ($k = 0.8$)

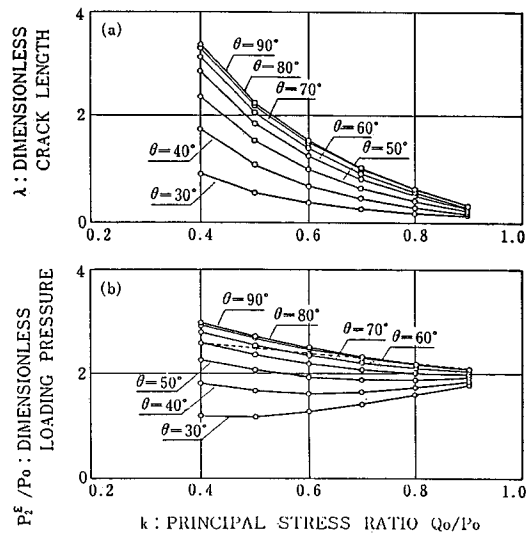


図-11 2次亀裂再開口時の、(a)1次亀裂開口長さおよび (b) 載荷圧、と側圧比の関係

詳細に決定するためには、接線応力に影響を与える1次亀裂の開口長さを求めなければならないが、2次亀裂が開口する瞬間の1次亀裂の開口長さは、図-11を利用すれば、 k と P_2^E および λ との関係から逐次近似的に λ を決定することができる。実際、著者らは、地下1000mの k が非常に小さい地点において、このような方法で地圧計測を行った。また、このときには三次元応力場の決定も試みている⁷⁾。

しかし、表-2に示すように、1次亀裂開口長の影響を無視した簡易式によって応力を算定しても、 $k=0.5$ 以上であれば、最大8%程度の誤差しかない。したがって、主応力比が異常に大ききなところであれば、式(7)の代わりに次の簡易式を用いてもよいと思われる。

$$-P_2^E - Q_0 + 3P_0 = 0 \dots\dots\dots(12)$$

また、表-2には2次亀裂が $\pi/2$ 以外の位置に発生した場合に、式(12)を用いて応力を算定した結果も合わせて示されている。これを見ると、 $\theta=50^\circ$ の位置に2次亀裂が発生した場合には、ほとんどのケースで10%以上の誤差が認められる。さらに、 $\theta=30^\circ$ では、かなり大きな誤差を伴って応力が算定される。しかし、 $\theta=60^\circ$ 以上の位置に2次亀裂が発生した場合には、誤差は8%以下である。したがって、 $0.5 < k < 1$ かつ $60^\circ < \theta < 90^\circ$ であれば、式(13)を用いても十分な精度をもって応力を算定できるとと思われる。

4. 測定システムの概要

このような載荷圧の増加による孔径の変化を測定する

ために、プローブには45°間隔にLVDTが配置されている。したがって、4方向で検出された孔径変化と圧力との関係、すなわち4種類の圧力-変位曲線が得られることになる。図-12は次章で述べる現場検証試験から得られた一例で、このような図から亀裂が発生および再開口したときの載荷圧を読み取るわけである。

表-2 簡易式を用いた場合の応力算定

Q ₀ /P ₀	P ₁ ^E	項目	二次き裂の発生する角度θ(°)			
			30	50	70	90
0.4	0.2	P ₂ ^E	1.160	2.260	2.794	2.975
		P ₀	0.46	0.87	1.07	1.14
		Q ₀	0.22	0.36	0.42	0.45
0.5	0.5	P ₂ ^E	1.156	2.073	2.555	2.715
		P ₀	0.50	0.84	1.02	1.08
		Q ₀	0.33	0.45	0.51	0.53
0.6	0.8	P ₂ ^E	1.264	1.948	2.363	2.511
		P ₀	0.57	0.83	0.99	1.04
		Q ₀	0.46	0.54	0.60	0.61
0.7	1.1	P ₂ ^E	1.419	1.896	2.224	2.344
		P ₀	0.67	0.85	0.97	1.02
		Q ₀	0.59	0.65	0.69	0.71
0.8	1.4	P ₂ ^E	1.602	1.901	2.124	2.212
		P ₀	0.78	0.89	0.97	1.00
		Q ₀	0.73	0.76	0.79	0.80
0.9	1.7	P ₂ ^E	1.800	1.943	2.056	2.102
		P ₀	0.89	0.94	0.98	1.00
		Q ₀	0.80	0.88	0.89	0.90

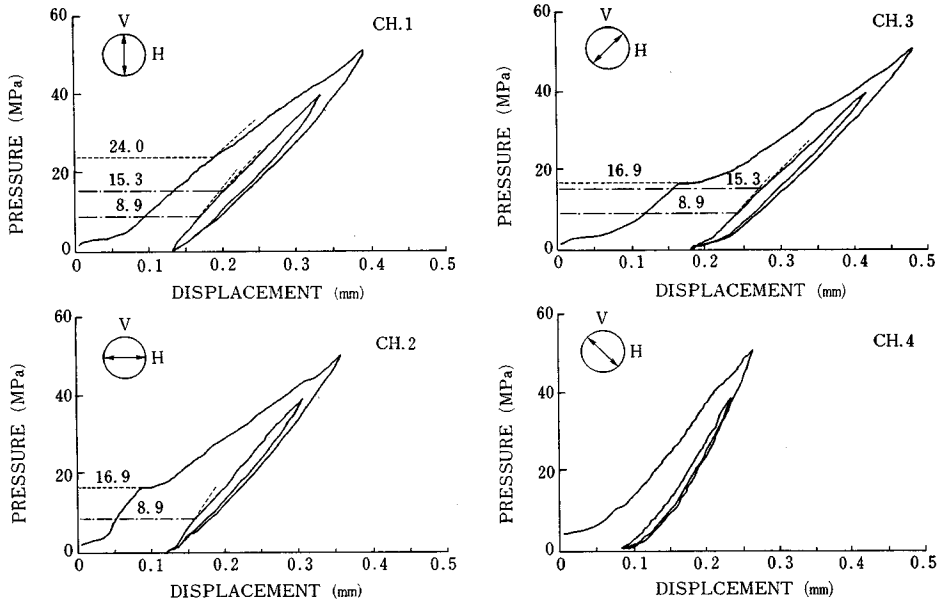


図-12 現場実証試験における載荷曲線から検出された(1次および2次)亀裂発生時と再開口時の載荷圧

図からわかるように、2つの亀裂の発生時や1次亀裂再開時の載荷圧は曲線の偏向点として比較的明瞭に読み取られるが、2次亀裂再開時の偏向点は、2次亀裂の長さが十分でないために、このままでは判定できない場合も多い。そこで、2次亀裂再開時の偏向点は、繰り返し載荷を数多く行うなど載荷方法を工夫したり、図を拡大するなど読み取り方法を工夫したりして検出を行っている。

一方、孔径変化量は、最大主応力方向において最も大きく、最小主応力方向において最も小さいので、4方向の孔径変化から P_0 と Q_0 の方向を推定することができる。また、 P_0 、 Q_0 の方向をより明確にしたい場合には、同じ位置でプローブを回転させて計測すればよい。

測定システム S-100 (図-13) は、プローブ (S-100 本体)、油圧載荷装置、データ収集装置 (DDR-200) およびデータ解析用コンピュータ (HP-87) で構成されている。

測定ではプローブを測定位置に設定後、まず、油圧載荷装置 (電動油圧ポンプ) から油圧ホースを経てプローブに油圧が供給され、プローブの載荷部が膨張してボーリング孔壁に到達し、加圧されていく。このときの圧力とボーリング孔の変位量はセンサーで感知されコントロールチャンバー内の電子回路に送られて信号処理された後、電気ケーブルを介してデータ収集装置 (DDR-200) に転送される。この信号は A/D 変換されて DDR-200

内のメモリーチップに集積される。測定データは、現場で DDR-200 とパーソナルコンピュータを接続してパソコンへ転送し、データ編集後に図化処理される。また、フロッピーディスクへ記録される。

図-14 にプローブの断面模式図を示す。S-100 プローブの特徴は、載荷部のウレタンチューブに4個のLVDTを取り付け、孔径変位量を直接測定している点である。この4個のLVDTは110mm間隔で45°ごとに方向を変えて配置されており、前述のように個々のLVDTごとに独立した圧力-変位の関係を得ることができる。

エンドキャップは、載荷部であるウレタンチューブと非載荷部との境界にあり、ウレタンと金属の剛性の違いに起因するウレタンチューブの破損を防ぐ構造となっている。このエンドキャップが約70MPaという高圧載荷を可能にさせている。

5. 現場検証試験

ダブルフラクチャリング法による応力測定は、1983年から本格的に開始し、室内実験や現場実験による検証を行うのと並行して種々の岩盤での実測に適用してきた。本論文では理論解析から得られた亀裂伸展・発生条件と現場検証実験において観察された結果との比較検討を行うことにする。

検証実験においては、1次亀裂の伸展長さや2次亀裂

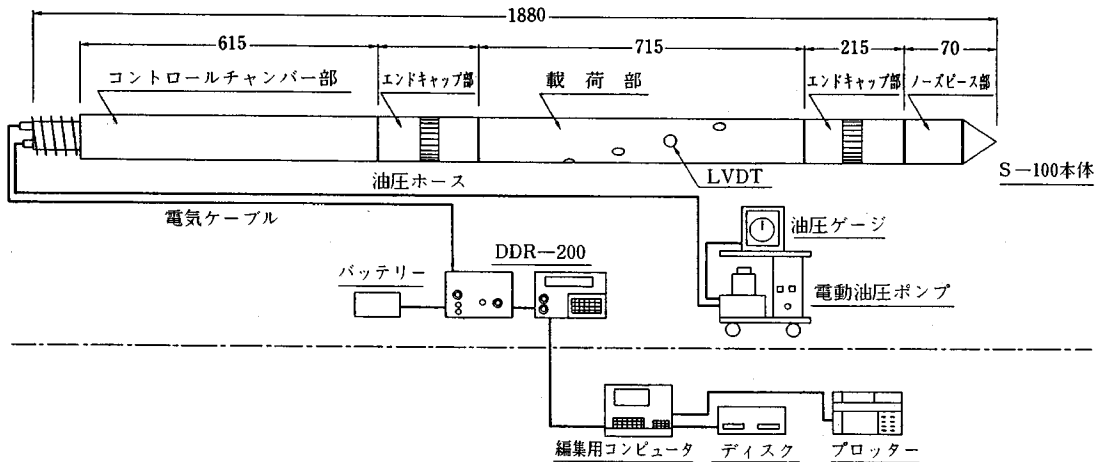


図-13 測定システム構成の概要図

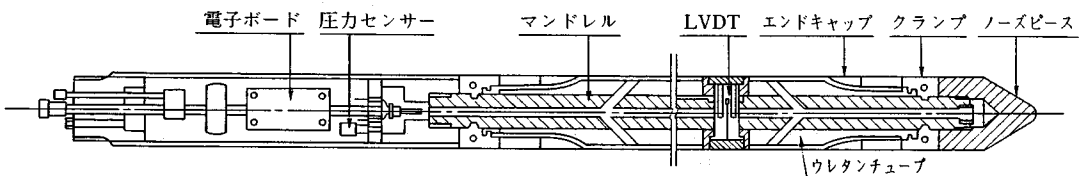


図-14 プローブ断面図

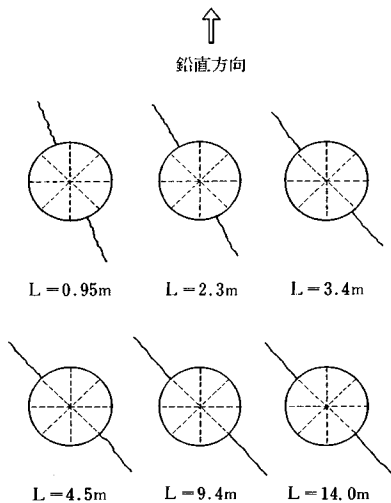
の発生位置を実際に観察するために、かなり均質な岩盤を利用して載荷実験を行った後に、大口径のオーバーコアリングを行った。ボーリングは地下の坑道内から水平方向に行った。以下に実験の手順を示す。ただし、通常の測定手順は①～⑤であって、手順⑥と⑦は亀裂検証のために特に実施されたものである。

- ① 空洞壁面より径 100 mm の水平ボーリングを行う。
- ② コアの観察から既存亀裂状況を把握する。
- ③ 型取りチューブを取り付けたプローブを挿入し、低圧で既存亀裂の型取りを行い、既存亀裂の確認を行う。
- ④ 再び型取りチューブを取り付けたプローブを挿入し、載荷試験を行う。
- ⑤ 型取りチューブを取りはずし、載荷によって発生した亀裂の確認を行う。
- ⑥ 径 480 mm のオーバーコアリングを行い、載荷試験箇所のコアサンプリングを行う。
- ⑦ 載荷試験によって発生した 1 次、2 次亀裂の確認を行う。

コアの観察や事前の型取りチューブの結果から、実験箇所の岩盤は、既存亀裂が少なく、かなり均質なものであった。室内実験から得られた岩石の強度は、次のようであった。

- 一軸圧縮強度 $Q_u=84.3\text{MPa}$
- 圧裂引張強度 $T=8.0\text{MPa}$
- 破壊靱性値 $K_{Ic}=0.71\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$

載荷後の型取りチューブから、 P_0 方向の亀裂（1 次亀裂）は大きく、明瞭に判別できるが、2 次亀裂は小さいため、型取りチューブで検出するのは困難であった。



図—15 実証試験における 1 次亀裂の方向 (L: 坑道壁面からの距離)

ボーリング孔の各深度で検出された 1 次亀裂の方向を図—15 に示す。1 次亀裂の方向は、最大主応力方向を表わしている。坑道の影響が少ないボーリング孔深度のデータから主応力方向を求めると、鉛直より左側に 45° 傾いた方向で、どの深度でもほぼ一致している。一方、坑道壁面に近づくにつれて最大主応力は鉛直方向に傾いてくる。これは、坑道の影響で坑道断面の接線応力が集中しているためと思われる。

亀裂の確認のために径 480 mm のオーバーコアリングを行った。写真—1 にコアを輪切りにして、亀裂状況を観察した結果を示す。1 次亀裂は大きく、オーバーコアを貫通している。これに対して、2 次亀裂は小さく、ボアホール半径の 2 倍程度の長さとなっている。また、写真左側の 2 次亀裂の発生位置は、1 次亀裂から 90° の方向であり、右側の 2 次亀裂は、若干はずれたものであった。

この位置で得られた載荷曲線はすでに図—12 に示されている。1 次亀裂や 2 次亀裂の再開口圧は、次のようになる。

$$P_1^f=8.9\text{MPa}$$

$$P_2^f=15.3\text{MPa}$$

これより、簡易式を用いて応力を算定すると最大、最小主応力 P_0, Q_0 は次のようになる。

$$P_0=6.85\text{MPa}$$

$$Q_0=5.25\text{MPa}$$

1 次亀裂の発生時の載荷圧 $P_1^f=16.9\text{MPa}$ から引張強度を算定すると、

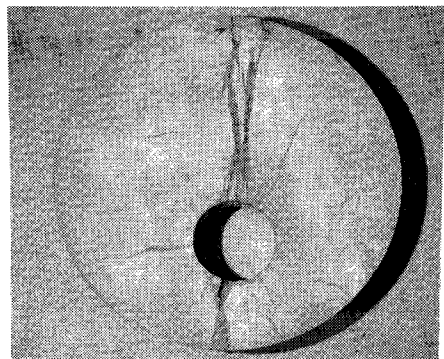
$$T=16.9-8.9=8.0\text{MPa}$$

これは、岩石の圧裂引張強度と同じ値であり、この岩盤は、既存亀裂が非常に少ないことがわかる。

また、2 次亀裂の発生時の載荷圧 $P_2^f=24.0\text{MPa}$ から引張強度を算定すると、

$$T=24.0-15.3=8.7\text{MPa}$$

となり、1 次亀裂の値から算定した値より若干大きな値を示している。これは 1 次



写真—1 オーバーコアによる亀裂の観察

亀裂の伸展に伴う応力分布変化の影響を受けたためと思われる。

なお、この実験において1次亀裂を伸展させ得るときは無次元化された応力拡大係数は、 $K_{Ic}/\sqrt{R \cdot P_0} = 0.46$ である。また $k = 0.77$ であり、2次亀裂を発生させ得る接線応力は、 $T/P_0 = 1.17$ であるから、図-13より、2次亀裂は $\theta = \pi/2$ からいくらか傾く可能性もあることがわかる。

6. ま と め

地山応力の測定方法として、種々の方法が開発、改良される中で、多少の亀裂性岩盤や軟岩に適用でき、比較的深い深度においても測定できることを目的としてダブルフラクチャリング法の開発を行ってきた。この方法は、孔壁の亀裂に流体が浸透しないようにチューブを介して流体圧を作用させると互いに直交する2方向の亀裂が発生することに注目している。また、あらかじめ岩盤を破壊させることによって、応力の算定時には不均質な岩盤の物性をできるだけ取り入れないように工夫し、応力算定の精度を高めるようにした。さらに、LVDTや信号処理システムの開発を行い、精度の良い载荷曲線が得られるようにした。

一方、この応力測定法の基本原理である互いに直交する2方向の亀裂発生については、理論解析から、岩盤の引張強度がある程度大きければ成立すること、また、1次亀裂に対してたとえある程度傾いて発生しても、あまり問題にならないことなどを確かめた。さらに、原位置試験後の大口径オーバーコアリングにより、実際の1次亀裂の伸展状況および2次亀裂の発生条件が解析結果と調和的であることを確かめた。

また、1次亀裂の開口長増大による応力係数の変化に基づく誤差は地山主応力比が極端に小さい場合などの特殊な条件を除けば、それほど大きくないことも確かめた。さらに、そのような特殊な条件下でも、解析結果に基づく逐次近似を行えば、問題なく地山応力を算定できるこ

とを示唆した。なお、異なる方向のボアホールが3本以上あれば、三次元応力場の決定も不可能ではない。

現在、システムのレベルアップを行うとともに、大深度に適用できる機器の開発を行っており、今後はさらに精度が高く、容易に多量のデータが得られるような計測システムと確立していくつもりである。

謝 辞：本研究を始めて以来、終始山口大学工学部建設工学科教授 中川浩二博士にご指導とご鞭撻を頂いた。実証実験の坑内現場は住友セメント（株）小倉事業所に提供して頂いた。また、現場の岩石の破壊靱性値の試験は徳山工業高等専門学校講師 橋本堅一氏にお願いした。ここにこれらの各位に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) J. タロプル：岩盤力学，森北出版，昭和42年2月。
- 2) 菊地慎二，ほか：孔内载荷システムとコンピュータを利用した岩盤の応力測定，第16回岩盤力学シンポジウム，昭和59年2月。
- 3) 菊地慎二・中村哲也：岩塩鉱山における原位置応力と物性の計測例，第6回岩の力学シンポジウム，昭和59年12月。
- 4) Serata, S. and Bellman, Jr, R. A. : Development of the SERATA Stress-Measuring System for Application to Both Hard-Brittle and Soft-Ductile Grounds, 24th U. S. Symposium on Rock Mechanics, 1983.
- 5) Crouch, S. L. and Starfield, A. M. : Boundary Element Methods in Solid Mechanics, George Allen & Unwin, 1983.
- 6) 石田 誠：き裂の弾性解析と応力拡大係数，培風館，昭和56年。
- 7) Mizuta, Y., Sakuma, S., Katoh, H. and Kikuchi, S. : Stress and Stress Change Measurements by Hydraulic Fracturing and Double Fracturing for Safe Underground Excavation, 2nd Work Shop on Hydraulic Fracturing Stress Measurement, 1988.

(1988.6.11・受付)