

JNC TY7400 2004-002

軟弱な堆積地層における力学的な初期状態と施工性の  
評価システムの開発

(核燃料サイクル公募型研究 最終詳細報告書)

2004年3月

北海道大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻  
核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター

本資料の全部または一部を複製・複製・転載する場合は、下記にお問合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49

核燃料サイクル開発機構

技術展開部 技術協力課

電話：029-282-1122(代表)

ファックス：029-282-7980

電子メール：jserv@jnc.go.jp

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to:

Technical Cooperation Section,

Technology Management Division,

Japan Nuclear Cycle Development Institute

4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184, Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)

2004

軟弱な堆積地層における力学的な初期状態と施工性の評価システムの開発  
(核燃料サイクル公募型研究 最終詳細報告書)

石島洋二\* 藤井義明\* 川北 稔\*\* 中間茂雄\*\*\* 松井裕哉\*\*\*\*

要旨

わが国には強度と剛性が小さい軟岩がかなり広く分布している。軟岩を対象としたトンネルなどの岩盤構造物の建設は、岩盤の破壊と著しい変形を伴うので、一般に、作業が困難で維持も容易でない。この問題を克服する合理的な方法は、軟岩の強度・剛性などの力学的特性と地山における初期地圧などの力学的な初期状態を明らかにし、岩盤構造物の建設に伴う力学的な擾乱を正確に予測する手法を確立し、それに基づいて設計・施工をすることである。しかしながら、軟岩の初期地圧や地山強度に関する情報は、測定が困難であるために、従来ほとんど得られていない。

このような状況に鑑み、軟岩を対象として1本のボーリング孔によって地圧と岩石の強度変形特性、ならびに孔周辺の緩み範囲と孔の時間依存性の変形を計測するシステムの開発を本研究の目的とした。そして開発した計測システムの有効性を確認するために、幌延に広く分布する珪藻質泥岩から成る声間層において原位置計測を行った。

本報告は研究で得られた多くの知見を報告するものである。

---

本研究は、北海道大学、株式会社ドーコンおよび核燃料サイクル開発機構との共同研究として実施したものである。

\* 北海道大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻

\*\* 株式会社ドーコン

\*\*\* 核燃料サイクル開発機構東濃地科学センター

\*\*\*\* 核燃料サイクル開発機構幌延深地層研究センター

March 2004

**Development of a system to measure the in-situ mechanical conditions and to evaluate easiness of  
underground construction in the weak sedimentary rock**

Yoji ISHIIJIMA<sup>\*</sup>, Yoshiaki FUJII<sup>\*</sup>, Minoru KAWAKITA<sup>\*\*</sup>, Shigeo NAKAMA<sup>\*\*\*</sup> and Hiroya MATSUI<sup>\*\*\*\*</sup>

**ABSTRACT**

The ratio of soft rock occupied in the whole rock mass in Japan is relatively high. Strata control problems occur more frequently in soft rock than in hard rock, since fracture and large deformation are easily induced in soft rock whose strength and stiffness are small in magnitude. A rational method to overcome these problems is to develop such system to measure the rock stresses as well as to evaluate the in-situ strength of the rock mass and to use these data to predict the phenomena occurred during underground constructions and to reflect them to design of the rock mass structure. However, the technique of measurements which can be used in soft rock has not been developed to this day, due to many problems to overcome.

Purpose of the present investigation is to develop a system to measure such components as the rock stress, the width of the fissured zone and the creep deformation, by using a single borehole drilled in the soft rock. To confirm the validity of this system, the in-situ measurements were conducted in the soft diatomaceous mudstone in Horonobe district, Hokkaido, Japan.

Various findings obtained in this investigation will be reported.

---

This work was performed by Hokkaido University and by Docon Cooperation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute

\* Structural and Geotechnical Engineering, Graduate School of Engineering, Hokkaido University, Japan,

\*\* Dokon Coop, Japan

\*\*\* Tono Geoscience Center, Japan Nuclear Cycle Development Institute, Japan

\*\*\*\* Horonobe Underground Research Center, Japan Nuclear Cycle Development Institute, Japan

## 目次

1. はじめに	1
2. 3次元地圧応力の測定システムー孔変形法の開発	4
2.1 測定法が満たすべき諸条件	4
2.2 測定対象となる孔変形成分と地圧応力の関係	5
2.3 測定対象となる孔変形成分を計測するセンサーの構造	6
2.4 孔変形法の観測方程式と特徴	7
2.5 測定器の構造と測定感度	9
2.5.1 測定器の全体構造	9
2.5.2 7成分の孔変形 {w} を測定する計測システム	9
2.5.3 計測値を記録するデータロガー	10
2.5.4 測定器のその他の構造	11
2.5.5 センサーの感度	11
2.5.6 センサーの感度の限界に伴う評価応力の誤差	14
2.6 ヤング率とポアソン比の評価方法	15
2.7 所与の岩石に対する地圧測定器の適応性	17
2.8 室内模型試験による地圧計測器の性能調査	18
2.8.1 室内模型試験	18
2.8.2 観測方程式	19
2.8.3 測定結果	21
2.9 軟岩に適した地圧測定システムの開発	24
2.9.1 地圧測定作業の工程	24
2.9.2 穿孔とコアの回収作業	24
2.9.3 地圧測定器の挿入方法	26
2.9.4 地圧測定限界深度	28
2.9.5 観測方程式の修正	29
3. P波速度の径方向分布を測定するシステムの開発	33
3.1 開発する測定システム	33
3.2 測定理論	33
3.3 測定プローブの開発	35
3.3.1 初期のタイプ	35

3.3.2	改良型のタイプ	36
3.4	改良されたプローブを用いた測定法	37
3.5	大型コンクリート供試体を用いた模型試験	41
4.	鉛直下向き孔で使用する孔内クリープ測定器の開発	44
4.1	開発の目的と測定器の性能	44
4.2	測定器の構造	44
4.2.1	測定器を孔内に固定する機能	44
4.2.2	径変化測定センサー	44
4.2.3	軸ひずみ測定センサー	46
4.2.4	測定器の改良	46
4.2.5	センサーの感度	47
4.2.6	測定作業	48
5.	測定システムを総合的に検証するための原位置計測	50
5.1	原位置計測の目的と計測対象となった岩盤の特徴	50
5.2	穿孔	51
5.3	地圧測定	51
5.3.1	径 40mm の観測孔の時間依存性変形挙動	51
5.3.2	オーバーコアリングに伴う観測孔の変形挙動	52
5.3.3	コア表面の亀裂	56
5.3.4	ヤング率の評価	59
5.3.5	評価された地圧応力とその正確度	59
5.3.6	コアに見られた縦割れと斜め割れの解析	62
5.4	P波速度の原位置測定	65
5.5	孔クリープ変形挙動の計測	67
5.5.1	深度 39.3m における測定結果	67
5.5.2	深度 49.9m における測定結果	70
5.5.3	孔変形挙動の解釈	71
5.6	岩石の地山の変形・強度特性の測定	72
5.6.1	岩石の地山の変形・強度特性を測定することの重要性	72
5.6.2	原位置載荷試験結果	73
5.6.3	室内試験結果	73

5.6.4 岩石試料の保存方法	74
6. おわりに	80
参考文献	83

## 1. はじめに

わが国には強度と剛性が小さい軟岩がかなり広く分布している。軟岩を対象としたトンネルなどの岩盤構造物の建設は、岩盤の破壊と著しい変形を伴うので、一般に、作業が困難で維持も容易でない。この問題を克服する合理的な方法は、軟岩の強度・剛性などの力学的特性と軟岩が地山で置かれている初期地圧などの力学的な初期状態を明らかにし、岩盤構造物の建設に伴う力学的な擾乱を正確に予測する手法を確立し、それに基づいて設計・施工をすることである。しかしながら、軟岩の初期地圧や地山強度に関する情報は、測定が困難であるために、従来ほとんど得られていない。初期地圧を計測するために、従来、種々の方法が開発されているが、それらはもっぱら硬岩や中硬岩に対して使われている。したがって、岩盤構造物の合理的な設計・施工は、硬岩に限定されているのが現状である。

本研究は、このような状況に鑑み、軟岩に適用することのできる地圧測定技術や地山強度の計測技術を開発することを研究の目標とした。

岩盤構造物を建設する際には、調査の段階で、その場所の地質状況を明らかにするために、調査ボーリングが実施される。建設現場の地圧状態や地山強度の情報は、調査段階で入手する必要があるため、調査ボーリングの一部に、これらの情報を入力する作業を組み込むのが合理的である。そこで、本研究においては、ボーリングによって軟岩の初期地圧や強度などの力学的な情報を取得するシステムを開発することを目的とする。軟岩の場合、しばしば時間依存性の変形挙動が卓越し、その大きさは、空洞支保の設計・施工に著しく影響するので、この情報の取得が望まれる。

以上を勘案し、本研究では、軟岩を対象に、地表や空洞から実施する1本のボーリング孔を用いて、深度が50mまでの地圧と岩石の強度変形特性、ならびに孔周辺の緩み範囲と孔の時間依存性の変形、の4つの計測を可能とするような穿孔一計測システムを平成13年から平成15年までの3年間で開発することを研究目標とした。

岩盤空洞の設計・施工のための力学的データを取得することが本研究の目的である。岩盤空洞として、高レベル放射性廃棄物の地層処分空洞を考えた場合、深度は300m以上になる。かかる大深度に対しては、ワイヤライン法が標準的なコアボーリング法である。計測機器がこれに適合するためには、高度の遠隔操作技術や計器の高度な耐圧性などが要求され、その開発には多額の資金を必要とする。このために、本研究では測定可能な深度を50mとし、大深度の計測を目標にしないことにし

た。

しかしながら、本研究の成果は地層処分空洞に応用できないわけではない。大深度の空洞を建設する場合、立坑や斜坑を使ってその深度に接近する。これらの掘削中に、その下の状況を探ることは重要で、得られた情報を基に、より合理的な掘削が可能になる（図 1-1(a)参照）。また、目標とする深度に到達した後、水平坑道が展開されるが、その周囲の情報は、その後の水平坑道の掘削に有用である（図 1-1(b)）。

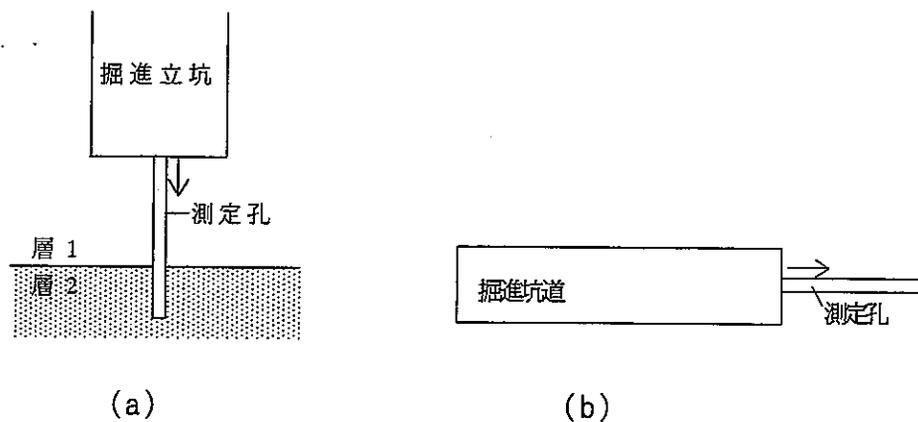


図 1-1 掘進立坑(a)や掘進坑道(b)からの計測

このような施工中の計測は、次のような条件を満たすことが望まれる。

- a) 施工に支障がないように短時間で計測作業が終了する。また、計測場所は狭いことが多いので、ボーリング機械も含めて、計測システムは大きな場所を必要としない。
- b) 3次元地圧応力状態の情報が得られる。
- c) 測定は全ての方向に可能である。立坑坑底では下向きの計測が多く、水平坑道では水平や上向きの計測が多いと考えられる。
- d) 空洞周囲にはしばしば緩み域が発達している。特に、軟岩の場合には緩み域の大きさと性状は重要である。この情報を得るには、孔に沿った (line-wise) 地圧分布の情報が得られることが望ましい (図 1-2)。

開発する計器の設計に際しては、上記の条件を満たすようにした。

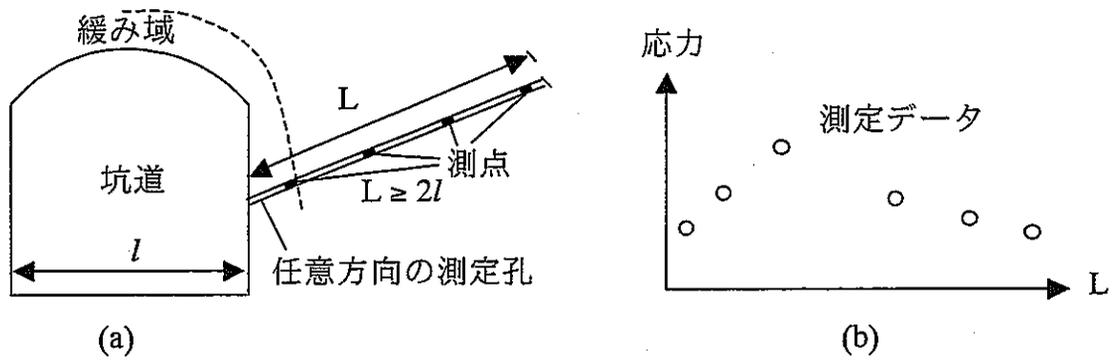


図 1-2 坑道からの計測(a)。測定孔に沿った測定から応力分布が得られる(b)

## 2. 3次元地圧応力の測定システムー孔変形法の開発

### 2. 1 測定法が満たすべき諸条件

地圧応力を測定するために、従来、多くの方法が提案されている。しかしながら、1回の測定で3次元応力状態を決定することができるのは、オーバーコアリング法 (overcoring method、図 2-13 参照) だけである。したがって、本研究においてもオーバーコアリング法を採用する。

オーバーコアリング法では、測定器を挿入する観測孔の変形、孔壁のひずみ、孔底のひずみなどが計測の対象となる。軟岩を測定対象とする場合、孔の崩壊を防ぐために、しばしば泥水が用いられる。この場合、孔壁は泥壁で覆われるので、ひずみゲージを壁面に接着する方法は不向きである。世界各国で使われている孔壁ひずみ法 (Leeman,1966 Harget,1993) や日本で使われている円錐孔底ひずみ法 (Sugawara,1999) などは軟岩には向かない。

軟岩に適した測定方法を選択する上で、測定器の剛性に対する配慮も重要である。測定器の方が測定対象となる岩石よりも剛性が大きいと、それだけ感度が低下する。また、測定器と観測孔はオーバーコアリング中、密着した状態を保たなければならないが、観測孔はオーバーコアリングにより拡がるので、この状態を保つことは軟岩では不可能に近い。したがって、測定器と観測孔のクリアランスをセメントミルクで充填する電力中央研究所の方法 (Kanagawa,1986) は、軟岩には適さない。

以上を勘案して、観測孔の変形を測定する柔構造の測定器を開発することにした。本測定器は、孔の変形を計測対象とする。従来、孔変化を測定する方法は開発されているが (Merrill,1967)、相異なる方向の径変化と地圧応力を結びつける観測方程式の独立な数は3である (Gray & Toews,1974)。したがって、1本の観測孔しか使わない場合、径変化だけの計測からは3次元地圧応力を決定することはできない。このために、本研究においては、径変化の成分以外に、孔軸方向の伸縮も計測対象とする。しかも、これらを計測するセンサーの剛性は十分に小さくなるようにした。本方法を孔変形法と名づける (Ghimire,2003)。

孔変形法の利点の一つは、観測方程式として解析解を使うことができることである。このために、正確な応力評価が可能となるほかに、必要ならば、粘弾性解を使

うことができる。また、特殊なビットを使わないで観測孔の穿孔ができる。さらに、観測孔を観察することによりオーバーコアリングを行う領域の岩石の状態がわかるので、あらかじめ岩盤の割れ目を避けた測定が可能になり、測定の成功率が向上する。

## 2. 2 測定対象となる孔変形成分と地圧応力の関係

孔変形法の観測方程式の基になる地圧応力とオーバーコアリングに伴う孔変形の関係は、次の諸仮定の下に導かれる (Fairhurst,1986)。

- a) 測定対象となる岩石はヤング率  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  の等方均質弾性体として挙動する。
- b) 測定対象となる岩盤内は一様な応力状態：

$$\{\sigma\} = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})^T \quad (2.1)$$

になっている。

- c) 十分に長い観測孔はこの一様な応力状態の中に設けられる (図 2-1 参照)。

孔変形の内径変化  $u(\theta)$  および孔壁の軸方向変位  $w(z, \theta)$  は、地圧応力  $\{\sigma\}$  と次のような関係になっている (図 2-1 参照)。

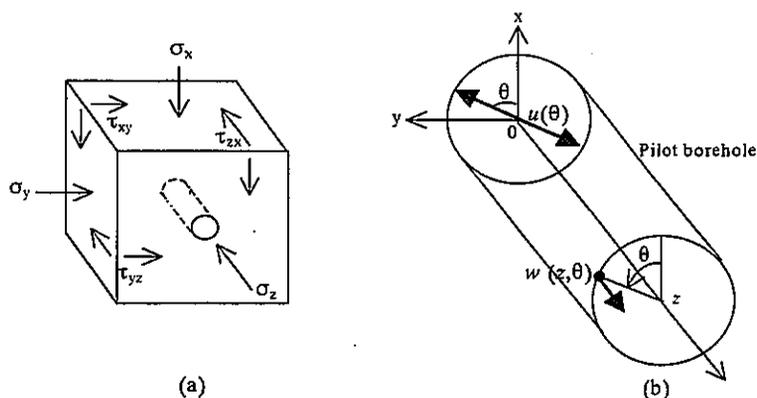


図 2-1 岩盤内の応力 (a) と孔変形の成分 (b)

$$u(\theta) = (d/E)[\{(1-\nu^2)(1+2\cos 2\theta) + \nu^2\}\sigma_x + \{(1-\nu^2)(1-2\cos 2\theta) + \nu^2\}\sigma_y + 4\sin 2\theta\tau_{xy} - \nu\sigma_z] \quad (2.2)$$

$$w(\theta, z) = (z/E)[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] + (2d/E)(1 + \nu)(\tau_{xz} \cos \theta + \tau_{yz} \sin \theta) \quad (2.3)$$

孔壁の軸方向変位は、互いに  $l$  だけ離れた 2 断面  $A(z=z_1)$ 、 $C(z=z_3)$  間 (図 2-3 参照) の相対的な値  $w(\theta)$  を測定対象とする。

$$w(\theta) = w(z_1) - w(\theta, z_3) \quad (2.4)$$

ここに、 $w(z_1)$  は断面  $A(z=z_1)$  における孔壁の軸方向変位の平均値で、(2.2)式から次のような値を持つ。

$$\begin{aligned} w(z_1) &= \{w(\theta=0, z_1) + w(\theta=180, z_1)\} / 2 \\ &= \{w(\theta=90, z_1) + w(\theta=-90, z_1)\} / 2 \\ &= (z_1/E)[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \quad (2.5)$$

(2.4)式に(2.3),(2.5)式を代入すれば、次式が得られる。

$$w(\theta) = (l/E)[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] - (2d/E)(1 + \nu)(\tau_{xz} \cos \theta + \tau_{yz} \sin \theta) \quad (2.6)$$

孔変形法では、 $60^\circ$  毎の 3 方向の径変化と  $90^\circ$  毎の 4 方向の (孔壁上の) 孔軸方向の伸縮の合計 7 成分を計測する。すなわち、測定される孔変形  $\{w\}$  は次のようになる。

$$\{w\} = \{u_{\theta=0}, u_{\theta=60}, u_{\theta=-60}, w_{\theta=0}, w_{\theta=90}, w_{\theta=180}, w_{\theta=-90}\}^T \quad (2.7)$$

### 2. 3 測定対象となる孔変形成分を計測するセンサーの構造

孔変形法で計測する孔変形成分の中で、径変化は図 2-2(a)に示すような対になった片持ち梁式変位計、孔軸方向の伸縮は図 2-2(b)に示すような  $\pi$  型変位計を使って測定する。梁の材料としては、リン青銅を使う。変位が起きると梁がたわむが、そ

の大きさは梁の表裏面に貼付した抵抗線型ひずみゲージにより受感される。このセンサーの特徴は次の通りである。

- a) センサーの剛性は梁の厚さを変えることにより、容易に調整することができる。
- b) 測定器を観測孔に挿入したときに、センサーがたわんだ状態にしておけば、孔の拡大・縮小の両方とも計測することができる。
- c) 抵抗線ひずみゲージの表面に接着剤をコーティングすることにより、高い防水性を持たせることができる（50MPaの水圧に耐える, Takahashi, 2000）。
- d) このようなセンサーを持った測定器は、これを観測孔の所定の深度に送り込んだ直後から計測可能な状態になるので、測定作業を迅速に進めることができる。
- e) センサーは安価で、修理も簡単である。

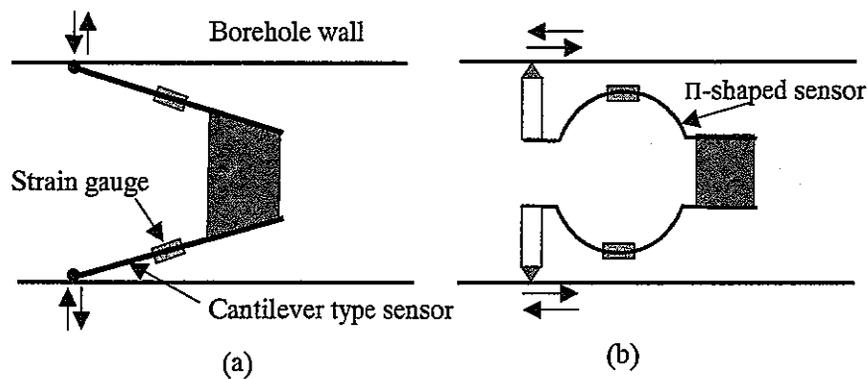


図 2-2 径変化を測る片持ち梁式変位計(a)と孔軸方向の伸縮を測るπ型変位計(b)

## 2.4 孔変形法の観測方程式と特徴

孔変形法の観測方程式、すなわち、測定対象となる地圧応力  $\{\sigma\}$  と測定する孔変形  $\{w\}$  の関係は、(2.2)、(2.6)式から次のようになる。

$$\{w\} = (d/E)[A]\{\sigma\} \quad (2.8)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} (3-2\nu^2) & (2\nu^2-1) & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu^2 & (2-\nu^2) & -\nu & 2\sqrt{3} & 0 & 0 \\ \nu^2 & (2-\nu^2) & -\nu & -2\sqrt{3} & 0 & 0 \\ -L\nu & -L\nu & L & 0 & 0 & -2(1+\nu) \\ -L\nu & -L\nu & L & 0 & -2(1+\nu) & 0 \\ -L\nu & -L\nu & L & 0 & 0 & 2(1+\nu) \\ -L\nu & -L\nu & L & 0 & 2(1+\nu) & 0 \end{bmatrix}$$

$$L = l/d \quad (2.9)$$

6つの成分から成る地圧応力  $\{\sigma\}$  は、(2.8)式に最小2乗法を適用して求める。このためには、次の方程式を解けばよい。

$$\{w^*\} = (d/E)[C]\{\sigma\} \quad (2.10)$$

ここに、 $\{w^*\}$  および  $[C]$  は次のように定義される。

$$[C] = [A]^T[A], \quad \{w^*\} = [A]^T\{w\} \quad (2.11)$$

測定された地圧応力の最大偏差は、次式で定義される  $m$  値によって評価することができる (近藤・舟阪, 1967)。

$$m = nC_{\max} \quad (2.12)$$

ここに、 $n$  は測定数、 $C_{\max}$  はマトリックス  $[C]^{-1}$  における対角要素  $C_{11}^* \dots C_{66}^*$  の中の最大値である。

孔変形法の場合、 $n=7$  であり、ポアソン比  $\nu=0.25$  における  $m$  の値は次のようになる。

$$m = nC_{\max} = 7 \times 0.143 = 1.0$$

この値は、現存する諸測定法の中で最も小さく(菅原ほか, 1985)、したがって、観測方程式のマトリックス [A] は、数学的によい状態 (well-condition) になっており、すべての応力成分について、測定誤差の小さい評価を期待することができる。

## 2. 5 測定器の構造と測定感度

### 2. 5. 1 測定器の全体構造

40mm 径の観測孔に挿入して使用する長さ 308mm の測定器 (図 2-3) は、次のようなパーツから構成されている。

- a) オーバーコアリングに伴う 7 成分の孔変形 {w} を測定する計測システム。
- b) 計測値を記録するデータロガーとそれを駆動する電池。
- c) 測定器を観測孔内の所定の深度に送り込み、その後、測定器を切り離す機構を持った挿入機器との接合部。
- d) 40mm の観測孔に測定器がスムーズに入るように、裁頭円錐形をした測定器先端部
- e) オーバーコアリング中も測定器が観測孔内で力学的に安定な状態を保てるような支持機構。

### 2. 5. 2 7 成分の孔変形 {w} を測定する計測システム

7 成分の孔変形の中で、3 成分が孔径変化、4 成分が軸方向の伸縮である。

径変化は図 2-3 の B 断面において測定する。このために、3 対の片持ち梁式変位計⑧が 60° 毎に円錐形台座⑦に固定されている。径変化は他の変形と独立して計測できるように次のような機構が採用されている。すなわち、挿入具を取り外すとき、バネ⑥の力でストッパ⑧、⑨が円錐形台座⑦から外れるので、台座は円筒形断面をした支柱⑩の動きと切り離される。

断面 A、C 間の軸方向の伸縮を計測するために、次のような機構が採用されている。断面 A では測定器が 4 枚の板バネを介して孔壁と接触しているので、バネ先端の動きに応じて断面 A 中央に置かれた球⑤も動く。この球は中央に位置しているの

で、対のバネ先端における軸変位の平均値に等しい動きをする。球⑤は円柱⑨の左端と自在継ぎ手を介して接続している。このために、断面 A の板バネが傾いても円柱⑨はこの傾きに追随せずに孔軸に平行な状態を保つ。円柱⑨の右端には円柱形台座⑩が溶接されており、台座⑩は球⑤と同じ軸変位をする。

断面 C では、90° 毎に配置された 4 枚の板バネの先端が孔壁に接触している。このバネの端は小円柱  $C_p$  に埋め込まれているが、この円柱  $C_p$  は  $\pi$  型変位計⑬を介して台座⑩に固定されている。小円柱  $C_p$  は、円柱形台座⑩に設けられテフロンリングで覆われた孔中を抵抗なく自由に動けるようになっている。結局、 $\pi$  型変位計は断面 C において 90° 毎に配置された 4 枚のバネ先端における軸方向の変位と断面 A における軸方向の平均的軸変位の相対的な差を受感する。

測定器を挿入する際には、挿入具の先端が小円柱  $C_p$  の右端に押し付けられるので、C 断面に接するバネや  $\pi$  型変位計は動きを拘束された状態を保つ。

A、C 断面に接触する 4 対のバネの剛性と  $\pi$  型変位計の曲げ剛性は計測対象となる岩石に合わせて適切なものを選択することが重要である。バネ剛性が小さいと、孔壁の動きに正確に追随しないが、バネ剛性が大きいと、バネの先端が孔壁内にめり込む現象が起きる。 $\pi$  型変位計の曲げ剛性が大きいと、軸変位に応じた動きをしないので、計測値の誤差が増す。

### 2. 5. 3 計測値を記録するデータロガー

孔変形の 7 成分の計測値は超小型データロガー④に記録される。このロガーは径 35mm のアルミ製のケーシング①に収まり、3V のリチウム電池③で動く。ロガーのデータサンプリングの時間間隔は、測定環境に合わせて 70s~2047s の範囲に設定することが可能で、114 組の 7 成分径変化量を記録することができる。

電池をロガーに接続し、初期値を設定する。その直後から所定の時間間隔でデータのサンプリングが開始される。オーバーコアリングが終了した後、コアを回収するが、測定器はコアに入っているため（図 2-13(f)）、これを取り出し、ロガーをパソコンに接続してデータを取り込む。

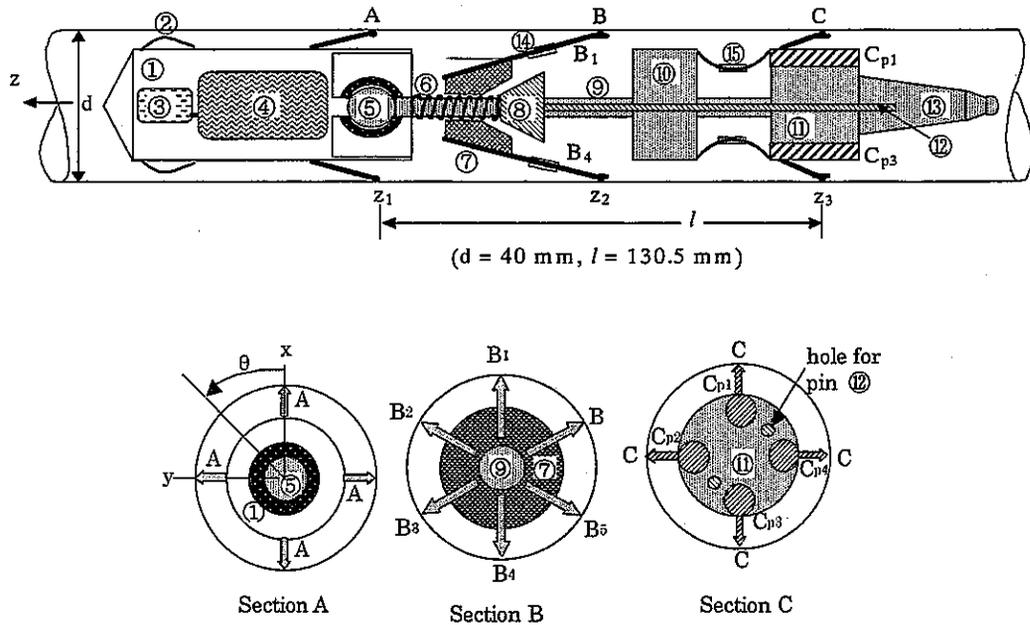


図 2-3 地圧測定器の構造模式図。上図は横断面図で下図は3つの断面図。①ケーシング、②バネ、③電池、④小型データロガー、⑤球、⑥バネ、⑦円錐形台座、⑧ストッパ、⑨支柱、⑩台座、⑪円柱形台座、⑫円錐形台座、⑬測定器後部、⑭片持ち梁式変位計、⑮π型変位計

#### 2. 5. 4 測定器のその他の構造

測定器の後部⑬は挿入機器との接合部になっている。測定器の先端に付いているバネ②は、測定器を観測孔に挿入する際に測定器が孔壁を擦らずに孔の中央に来るためのガイドの役目をする。このバネの外径は観測孔の径に比べて僅かに小さく測定中は孔壁と接触しないので、測定の支障にならない。

#### 2. 5. 5 センサーの感度

3組（センサー数は6個）の孔変形の各成分  $w_i$  について、1mm だけ長さが変わるときにセンサーに貼付した抵抗線ひずみゲージの読みの値  $s_i$  を感度と呼ぶ。第  $i$  センサーの測定値が  $\varepsilon_i$  であるとき、対応する孔変形量  $w_i$  は次のようになる。

$$w_i = \varepsilon_i / s_i \quad (2.13)$$

あらかじめ各センサーの感度を測定しておけば、(2.13)式により測定値を孔変形量に換算することができる。

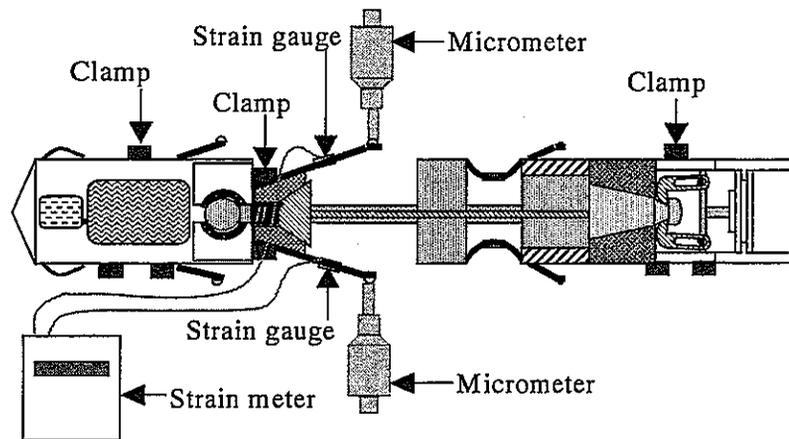
キャリブレーションと呼ぶ感度の測定作業は、図 2-4 に示す測定装置を用いて行う。各センサーにはマイクロメータによって強制変位を与え、それによって生じるひずみの値を読む。この作業により、図 2-5 に示すような強制変位-ひずみの読みの線図が得られる。各センサーとも、線図の直線性は良い。感度はこの線図の傾きとして得られる。得られた感度を表 2-1 に示す。

キャリブレーションの作業により直線性は次の範囲で成立することがわかった。

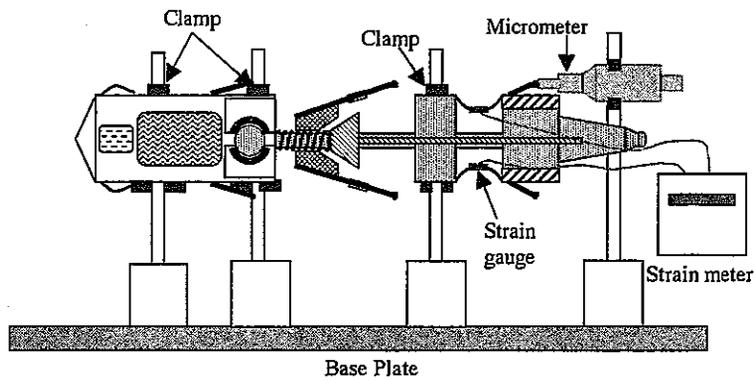
- ・ 径変化を測る片持ち梁センサー：40.0mm±2.0mm
- ・ 軸方向の伸縮を測るπ型センサー：130.5mm±1.2mm

表 2-1 各センサーの感度  $s_i$  (値は $\times 10^{-6}$ )

Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4	Sensor 5	Sensor 6	Sensor 7
$u_{\theta=0}$	$u_{\theta=60}$	$u_{\theta=-60}$	$w_{\theta=0}$	$w_{\theta=90}$	$w_{\theta=180}$	$w_{\theta=-90}$
1479.0	1368.0	1453.0	7454.0	7952.0	8299.5	7495.5



(a)



(b)

図 2-4 センサーの感度を計測するキャリブレーションの方法。(a)は径変化センサー用、(b)は軸方向の伸縮センサー用。

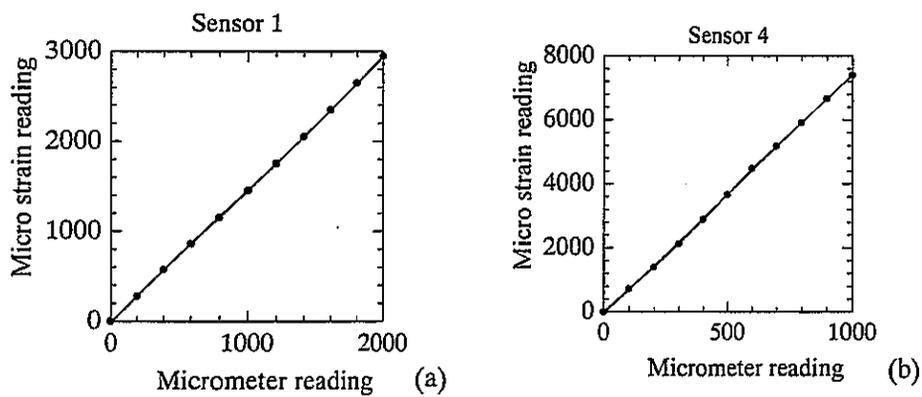


図 2-5 センサーに与えた強制変位とひずみゲージに受感されたひずみ量の関係。(a)は径変化センサー、(b)は軸方向の伸縮センサー

## 2. 5. 6 センサーの感度の限界に伴う評価応力の誤差

地圧応力は、径変形を(2.8)式の観測方程式に代入することにより評価されるので、センサーが受感するひずみに読み取り誤差があると、評価される応力にも誤差が生じる。この誤差の大きさについて検討する。

ひずみの読み取り誤差が  $e_0$  のとき、測定されるひずみ  $\{\varepsilon_m\}$  には、真の（つまり、誤差のない）ひずみ  $\{\varepsilon\}$  に読み取り誤差が含まれる。このために、測定ひずみ  $\{\varepsilon_m\}$  は次のように表すことができる。

$$\{\varepsilon_m\} = \{\varepsilon\} + e_0 \{\delta\} \quad (2.14)$$

$$\{\delta\} = (\pm 1, \pm 1, \pm 1, \pm 1, \pm 1, \pm 1, \pm 1)^T \quad (2.15)$$

測定ひずみ  $\{\varepsilon_m\}$  に対応した孔変形  $\{w_m\}$  は、(2.13)式から次のように表すことができる。

$$\{\varepsilon_m\} = [S] \{w_m\} \quad (2.16)$$

$$[S] = \begin{bmatrix} s_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & s_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & s_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & s_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & s_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_7 \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

孔変形  $\{w_m\}$  によって評価される地圧応力を  $\{\sigma_m\}$  とすれば、両者の間には(2.8)式が成立するので、(2.16)式を(2.10)式に代入することにより、次式が得られる。

$$[A]^T [S]^{-1} \{\varepsilon_m\} = (d/E) [C] \{\sigma_m\} \quad (2.18)$$

この式の両辺に  $[C]^{-1}$  を乗じることにより、次式が得られる。

$$\{\sigma_m\}=(E/d)[C]^{-1}[A]^T[S]^{-1}\{\varepsilon_m\} \quad (2.19)$$

(2.19)式の $\{\varepsilon_m\}$ に(2.14)式を代入すれば、次式が得られる。

$$\{\sigma_m\}=(E/d)[C]^{-1}[A]^T[S]^{-1}\{\varepsilon\}+\{\Delta\sigma\} \quad (2.20)$$

ここに

$$\{\Delta\sigma\}=\{(e_0E)/d\}[C]^{-1}[A]^T[S]^{-1}\{\delta\} \quad (2.21)$$

$\{\Delta\sigma\}$ は測定ひずみ $\{\varepsilon_m\}$ に含まれる誤差 $e_0\{\delta\}$ に対応した応力の誤差である。 $\{\Delta\sigma\}$ の6個の成分の最大値 $\Delta\sigma_{max}$ は、表2-1に示した( $s_1$ 、 $\dots$ 、 $s_7$ )を(2.21)式に代入して評価すると、次のようになる。ただし、ポアソン比を0.2とした。

$$\Delta\sigma_{max}=(3.74 \times 10^2 e_0 E)/d \quad (2.22)$$

最大値 $\Delta\sigma_{max}$ はヤング率 $E$ に比例することがわかる。いま、ひずみの読み取り誤差を $e_0=5\mu$ 、観測孔径を $d=40\text{mm}$ としたとき、岩石のヤング率が $E=1\text{GPa}$ 、 $10\text{GPa}$ のとき、応力の誤差の最大値 $\Delta\sigma_{max}$ は、それぞれ $0.1\text{MPa}$ 、 $1.0\text{MPa}$ となる。ひずみの読み取り誤差が $5\mu$ 程度であれば、応力の測定精度は軟岩( $E=1\text{GPa}$ )に対しても硬岩( $E=10\text{GPa}$ )に対しても十分であるといえる。

## 2.6 ヤング率とポアソン比の評価方法

孔変形法の観測方程式である(2.8)式から、地圧応力はヤング率 $E$ に比例していることがわかる。したがって、応力を正確に評価しようとするには、岩石のヤング率を正確に評価する必要がある。観測方程式は、(2.9)式が示すように、ポアソン比 $\nu$ の関数にもなっているが、この値は多少変化しても応力はさほど変化しない。したがって、ポアソン比の評価はヤング率ほど重要ではない。

周知のように、岩石は不均質なので、場所毎に異なり、また、多少の寸法効果がある。オーバーコアリング作業の終了に伴って回収される地圧測定器の入ったコア

は、正に測定を実施した岩石そのものなので、このコアの載荷試験からヤング率を求めるのがもっとも合理的な方法である。

この具体的な方法として、コアの一軸圧縮試験を提案する。地圧測定器の入ったコアが回収されたならば、ただちにコアの両端面を整形し、厚肉円筒形供試体を作製する。岩石が軟岩であれば、この作業は容易である。そして、この供試体を図 2-6 に示すような載荷装置に組み込み、一軸圧縮試験に供する。

$\sigma$  の圧縮応力を負荷したときに、供試体に入っている地圧測定器で受感された 3 方向の径変化量の平均値を  $u_m$ 、4 方向の軸方向伸縮の平均値を  $w_m$  とする。厚肉円筒の弾性解 (Poulos & Davis, 1974) によると、このコアのヤング率  $E$  とポアソン比  $\nu$  は  $u_m$ 、 $w_m$  と次のような関係になっている。

$$E = (l \sigma) / w_m$$

$$\nu = (E u_m) / (d \sigma) \tag{2.23}$$

ここに、 $l$  は断面 A,C 間の距離 (図 2-3 参照) である。

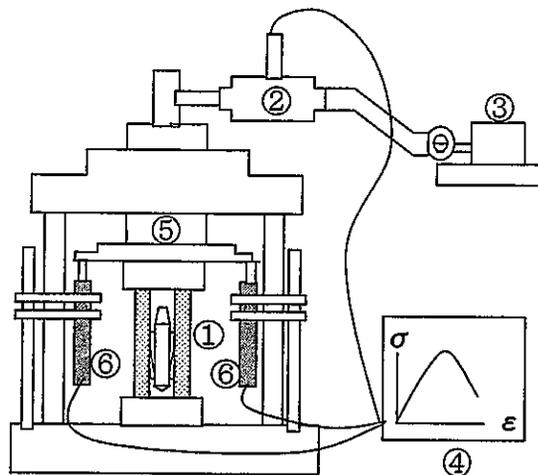


図 2-6 簡易型一軸載荷装置。①地圧測定器が入っている厚肉円筒形供試体、②圧力計、③ポンプ、④パソコン、⑤ピストン、⑥変位計

## 2.7 所与の岩石に対する地圧測定器の適応性

信頼の置ける測定結果を得るには、所与の軟岩に対して地圧測定器が予測どおりの挙動をすることの確認が必要である。この確認のための試験法について述べる。

測定器を所与の岩石で作った厚肉円筒形の供試体に挿入する。図 2-7 に示すように、この供試体に組み合わせ応力

$$\{\sigma\} = (\sigma_r = p, \sigma_z = q)^T \quad (2.24)$$

を作用させたとき、地圧測定器によって測定される孔変形  $\{w\}$  からこの組み合わせ応力を評価するための観測方程式は、厚肉円筒の弾性解(Poulos and Davis, 1974)から、次のようになる。

$$\{w\} = (d/E)[A^*]\{\sigma\} \quad (2.25)$$

$$[A^*] = \begin{bmatrix} s & -v \\ s & -v \\ s & -v \\ -svL & L \\ -svL & L \\ -svL & L \\ -svL & L \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

ここに、 $s = 2D^2/(D^2 - d^2)$ 、 $L = l_T/d$  (図 2-7 参照)

測定値を観測方程式に代入して求めた応力が実際に負荷した応力に等しければ、測定器による孔変形の測定は信頼できると判断してよい。

実際には、組み合わせ応力を負荷する必要はない。図 2-6 に示す一軸載荷でよい。この場合の組み合わせ応力は次のようになる。

$$\{\sigma\} = (\sigma_r = 0, \sigma_z = q)^T \quad (2.27)$$

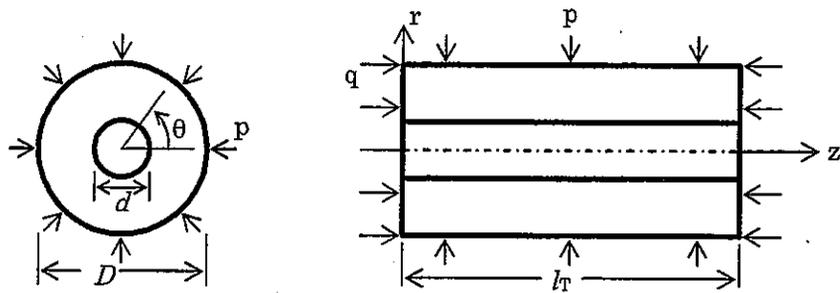


図 2-7 地圧測定器の性能を調べる試験方法

## 2. 8 室内模型試験による地圧計測器の性能調査

### 2. 8. 1 室内模型試験

開発した地圧計測器が3次元応力をどの程度正確に計測し得るかを確認するために、次のような模型試験を実施した。一辺が40cmの立方体の溶結凝灰岩ブロックを3個用意し、これに径40mmの孔を設けた。地圧測定器をこの孔に挿入した後、一軸荷重を2回、載荷・除荷した。図2-8に示すように、孔の方向と載荷方向はブロック毎に異なり、したがって孔周囲の応力状態も異なる。図2-8(a)では、xy面内の応力が、(b)ではx方向(孔軸方向)の応力が、(c)ではxz面内のせん断応力(孔軸から見て面外せん断応力)が、それぞれ卓越する。したがって、載荷は一軸載荷に限定されているが、全ての応力成分に対する地圧測定器の応答状況を調べることができる。図2-9は載荷試験の状況を示したものである。

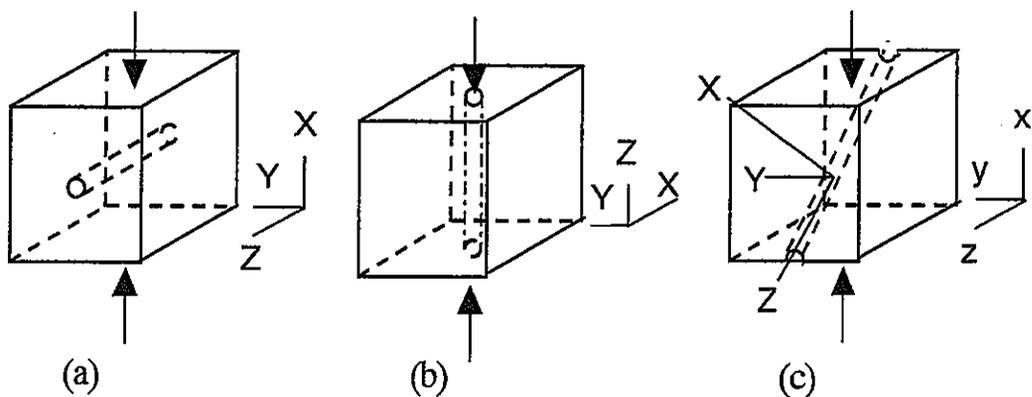


図 2-8 孔を持った岩盤ブロックの一軸載荷

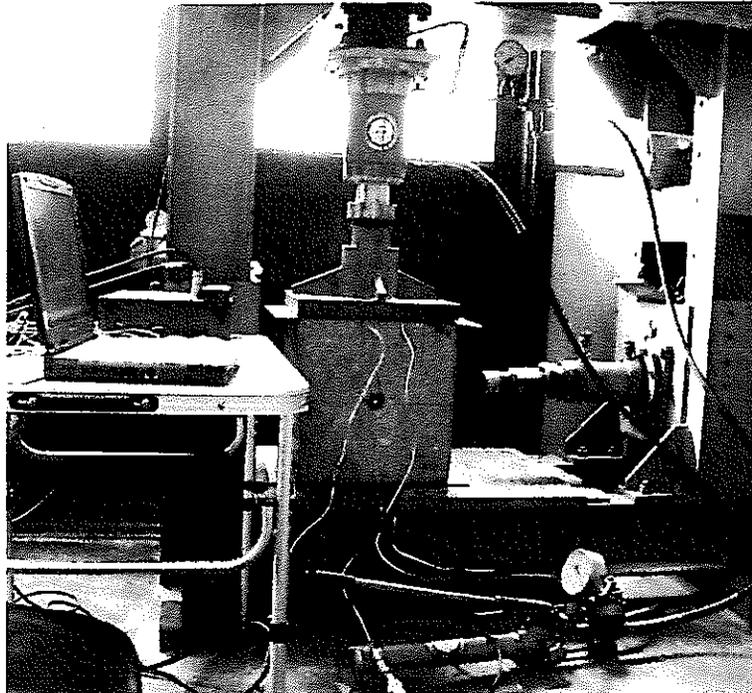


図 2-9 孔を持った岩盤ブロックの一軸載荷試験の状況。孔内には地圧測定器が挿入されている。

### 2. 8. 2 観測方程式

孔変形法の観測方程式である(2.8)式は、観測孔周囲の岩盤は無限の拡がりを持っているという仮定の下に導かれている。室内模型試験で試験に供した岩石ブロックは有限の寸法なので、(2.8)式を適用すると評価された応力に誤差が混入する。そこで、図 2-8 に示した有限の大きさのブロックに対して3次元有限要素法による応力解析を行い、観測方程式を新たに導くことにした。

すなわち、岩盤ブロックの側面に下記のような表面力を作用させ、それによって生じる孔壁の変形を解析した。

$$\{\sigma^1\} = (\sigma_x=1, \sigma_y=0, \sigma_z=0, \tau_{xy}=0, \tau_{yz}=0, \tau_{zx}=0)^T, \quad (2.28)$$

$$\{\sigma^6\} = (\sigma_x=0, \sigma_y=0, \sigma_z=0, \tau_{xy}=0, \tau_{yz}=0, \tau_{zx}=1)^T$$

岩盤ブロックの側面に $\{\sigma^1\}$ の表面力を作用させたときに生じる孔壁の変形を $(W_{11}, W_{21}, \dots, W_{71})$ とすると、岩盤ブロックの側面に表面力：

$$\{\sigma\} = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})^T \quad (2.29)$$

を作用させたときに生じる孔変形 $\{w\}$ は、次のように表される。

$$\{w\} = (d/E) [A^{**}] \{\sigma\} \quad (2.30)$$

$$[A^{**}] = \begin{bmatrix} W_{11} & W_{12} & W_{13} & W_{14} & W_{15} & W_{16} \\ W_{21} & W_{22} & W_{23} & W_{24} & W_{25} & W_{26} \\ W_{31} & W_{32} & W_{33} & W_{34} & W_{35} & W_{36} \\ W_{41} & W_{42} & W_{43} & W_{44} & W_{45} & W_{46} \\ W_{51} & W_{52} & W_{53} & W_{54} & W_{55} & W_{56} \\ W_{61} & W_{62} & W_{63} & W_{64} & W_{65} & W_{66} \\ W_{71} & W_{72} & W_{73} & W_{74} & W_{75} & W_{76} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

計算に便利なように、上式において応力 $\{\sigma\}$ と孔変形 $\{w\}$ は、それぞれ、全体座標 coordinate  $(x, y, z)$ 、局座標  $(X, Y, Z)$ で定義されている。

図 2-8 の(a)(b)(c)に対応したマトリックス $[A^{**}]$ は、次のような内容になっている。

(a),(b)の場合：

$$[A^{**}] = \begin{bmatrix} 5.71 & -1.96 & -0.07 & -0.004 & -0.002 & -0.02 \\ -1.32 & 4.14 & -0.07 & 5.97 & -0.003 & 0.002 \\ -1.32 & 4.14 & -0.07 & -5.97 & -0.004 & -0.004 \\ -0.43 & -0.35 & 3.75 & 0 & 0 & -3.42 \\ -0.44 & -0.35 & 3.75 & 0 & -3.36 & 0 \\ -0.43 & -0.35 & 3.75 & 0 & 0 & 3.35 \\ -0.44 & -0.35 & 3.75 & 0 & 3.36 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

(c)の場合：

$$[A^{**}] = \begin{bmatrix} 1.42 & -0.99 & 1.42 & 0 & 0.002 & 3.15 \\ -0.16 & 2.02 & -0.16 & 2.49 & 2.49 & 0.25 \\ -0.16 & 1.96 & -0.16 & -2.49 & -2.49 & 0.09 \\ 2.31 & -0.48 & 0.52 & -0.01 & 0.12 & -3.86 \\ 1.48 & -0.51 & 1.48 & 1.68 & -1.68 & -4.03 \\ 0.52 & -0.50 & 2.31 & -0.01 & 0.12 & -3.84 \\ 1.48 & -0.51 & 1.48 & -1.69 & 1.69 & -4.03 \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

上記のマトリックスの評価に際してはポアソン比を 0.24 としたが、マトリックスの各要素の値はポアソン比が変わっても、大きく変化しないことを確認している。

### 2. 8. 3 測定結果

岩石ブロックの荷重試験結果を図 2-10、2-11、2-12 に示す。荷重は 2 回繰り返しているが、孔変形のいずれの成分も除荷時には元の荷重前の値に 10 $\mu$ m の誤差内で戻っており、岩盤が弾性的に挙動したことを示している。また、最大荷重時の孔変形量は 2 回の荷重ともほぼ同じ値になっており、地圧測定器は応力の変化に対して再現性のある応答をしていることがわかる。

case(c)について、荷重で生じた孔変形量、それらを(2-18),(2-21)式の観測方程式に代入して得られた応力成分、応力成分から求めた主応力の大きさと向き、をそれぞれ、表 2-2,2-3,2-4 に示す。case(a),case(b)の結果も含めて、荷重した一軸応力と評価された応力との差異は 15%以下に留まっている。主応力の向きも十分な正確度で評価されている。

応力を評価する際にはヤング率 E が必要である。このために 2.6 節で述べた方法を立方体ブロックに適用した。すなわち、ブロックの両側面にひずみゲージを貼付し、得られたひずみ値を(2.15)式に代入してヤング率 E を評価した。

以上述べたように、開発した地圧測定器は 3 次元応力を工学的に満足すべき測定精度で測定する性能を持っていることが室内模型試験で確認された。

表 2-2 地圧測定器によって測定された径変形 (case(c)の場合)。載荷の数字は載荷・除荷の順に対応している (図 2-12 参照)

No. of loading	Measured deformations (micrometer)						
	$u_0$	$u_{60}$	$u_{-60}$	$w_0$	$w_{90}$	$w_{180}$	$w_{-90}$
(1)	32.5	-5.8	-7.6	42.7	18.2	7.6	19.5
(2)	29.1	-6.6	-7.6	42.1	18.1	10.5	21.9
(3)	-33.8	6.6	6.2	-42.3	-19.7	-10.4	-22.9
(4)	-29.1	7.3	6.9	-43.9	-18.9	-11.8	-23.7

表 2-3 地圧測定器によって測定された径変形から評価した載荷応力 (case(c)の場合)。載荷の数字は載荷・除荷の順に対応している (図 2-12 参照)

Stresses (MPa)						
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_z$	$\tau_{xy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{zx}$
Applied	2.30	0	0	0	0	0
Calculated	(1) 2.47	-0.26	-0.08	-0.01	0.05	0.19
	(2) 2.27	-0.29	-0.03	-0.06	0.09	0.10
Applied	-2.30	0	0	0	0	0
Calculated	(3) -2.43	0.23	-0.11	0.07	-0.06	-0.18
	(4) -2.32	0.28	0.02	0.10	-0.09	-0.07

表 2-4 表 2-3 の応力から求めた最大主応力の大きさと向き

No. of loading	Applied stress (MPa)	Calculated principal stress (Major/Minor)	
		Amount (MPa)	$\phi/\theta$ (Degrees)
		(1)	2.30
(2)	2.30	2.28	359/88
(3)	-2.30	-2.45	359/86
(4)	-2.30	-2.32	358/88

$\phi$  は E から N に向かって測った方位、

$\theta$  は鉛直上向きから水平に向かって測った傾斜

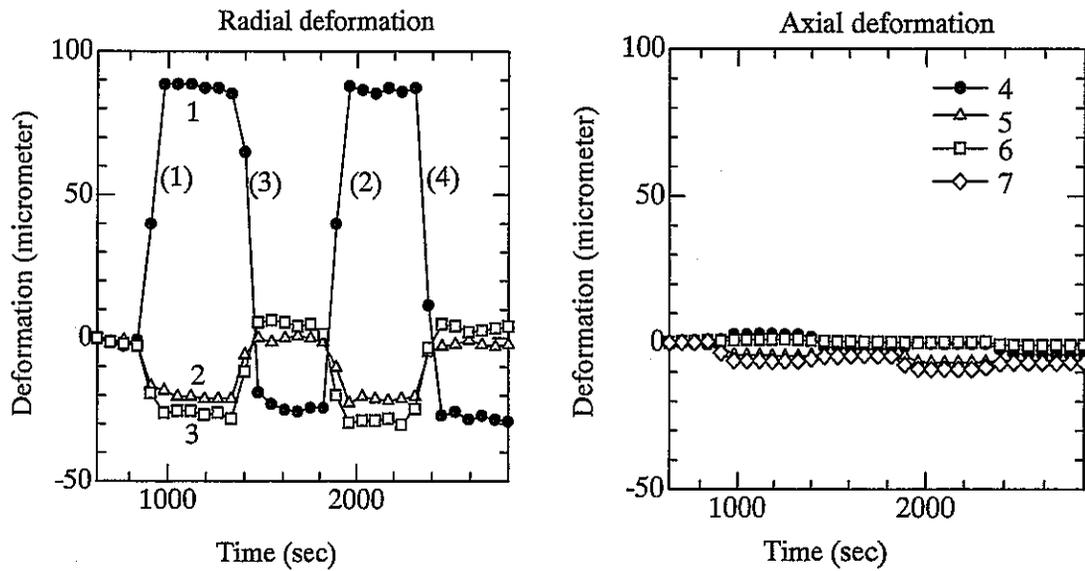


図 2-10 case(a)において地圧測定器で測定された孔変形—時間線図。数字は7個の孔変形成分 ((2.7)式参照) に対応している。( )内の数字は载荷の順を示す。

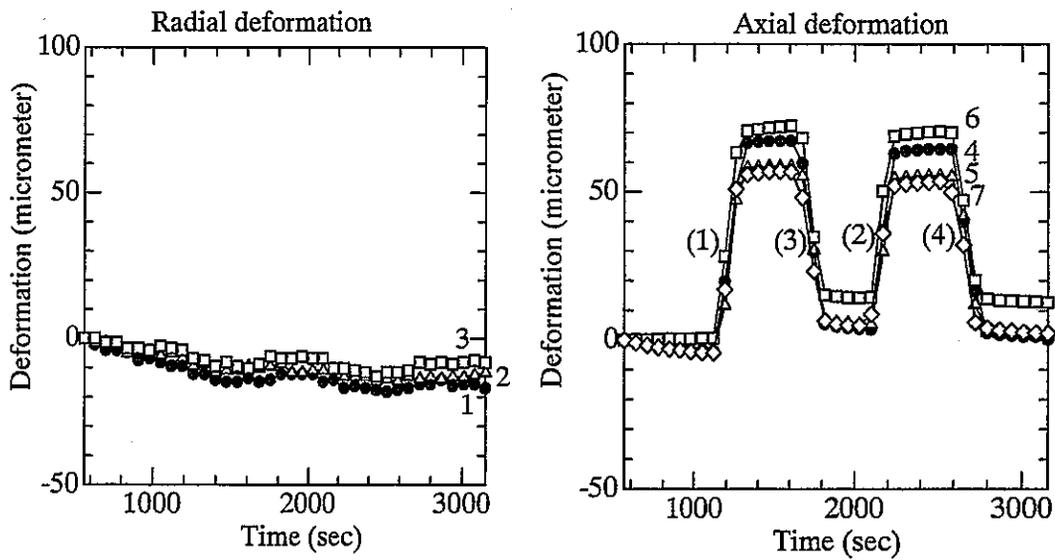


図 2-11 case(b)において地圧測定器で測定された孔変形—時間線図。数字は7個の孔変形成分 ((2.7)式参照) に対応している。( )内の数字は载荷の順を示す。

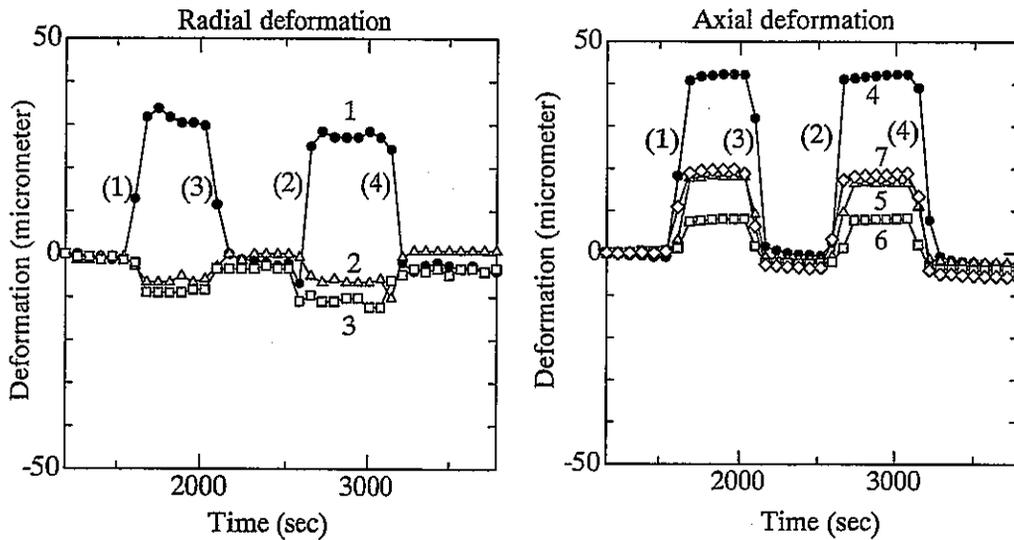


図 2-12 case(c)において地圧測定器で測定された孔変形—時間線図。数字は 7 個の孔変形成分 ((2.7)式参照) に対応している。( )内の数字は载荷の順を示す。

## 2. 9 軟岩に適した地圧測定システムの開発

### 2. 9. 1 地圧測定作業の工程

孔変形法による地圧測定法によって、1本の孔に沿った地圧応力の分布を明らかにしようとするならば、図 2-13 に示す作業を孔の奥に向かって繰り返し実施することになる。短時間で地圧測定を済ますには、図(a)~(f)の作業要素を全て能率良くかつ確実に進める必要がある。

本節では本研究で開発した各作業要素について述べる。

### 2. 9. 2 穿孔とコアの回収作業

測定深度を 50m 程度に限定した場合、穿孔作業はスピンドルタイプのボーリング機械で済ませることができる。

下向き孔の場合、大口径孔の孔底から実施する 40mm 径の観測孔の穿孔が穿孔

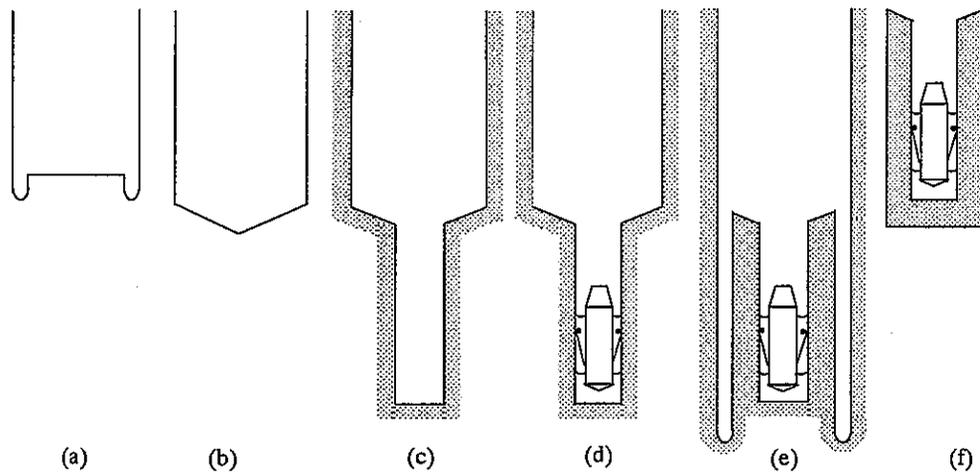


図 2-13 オーバーコアリング法に基づく孔変形法による地圧作業工程。(a)一つ前の地圧測定が終了した状態、(b)大口径孔底を円錐形に仕上げる、(c)孔底から 40mm 径の観測孔を穿孔、(d)地圧測定器を挿入、(e)ダブルコアチューブを用いたオーバーコアリング、(f)コアの回収（コア内には地圧測定器が入っている）。

作業の中で最も困難である。ノンコアビットを用いる場合、掘削ずりがしばしば孔底に溜まり、作業の続行が困難になる。また、軟弱岩の場合、孔壁が崩壊しやすく、その場合にもズリが観測孔に入る。こういった困難を回避するために、40mm 径掘削ビットは、図 2-13(a)に示すようなずり溜めの付いたロッド先端に取り付けることにした。このようなロッドを用いると泥水中に浮遊する掘削ずりの大部分は、ずり溜めに入り、観測孔底に貯まるのは僅かである。また、観測孔の穿孔長は、可能な限り短くすることが望ましいので、50cm とした。

大口径の孔底は下記に示す目的で、図 2-13(b)に示す特殊なビットを用い円錐形に仕上げる。第 1 は、観測孔が大口径の孔中心に一致するようにするためである。第 2 は、観測孔の穿孔開始時にビットがぶれないようにするためである。第 3 は、地圧測定器が容易に観測孔に入るようにするためである。

オーバーコアリングは図 2-13(c)に示すダブルコアチューブ付きの大口径ビットを用いて行う。図面の例では 146mm の孔径になっているが、硬岩や中硬岩で、地圧が大きくないために穿孔に伴ってコアが破壊しない場合には、より小さい径でもよい。

地圧測定器は、図 2-13(f)に示すように、コアと一緒に回収される。このために、コアが壊れた場合、破片がコアチューブの中で激しく動き地圧測定器を損傷させることがないように、ダブルコアチューブを用いる。こうすると、破壊したコアでも全体の形を保った状態でビニールチューブの中に収まったまま回収される。

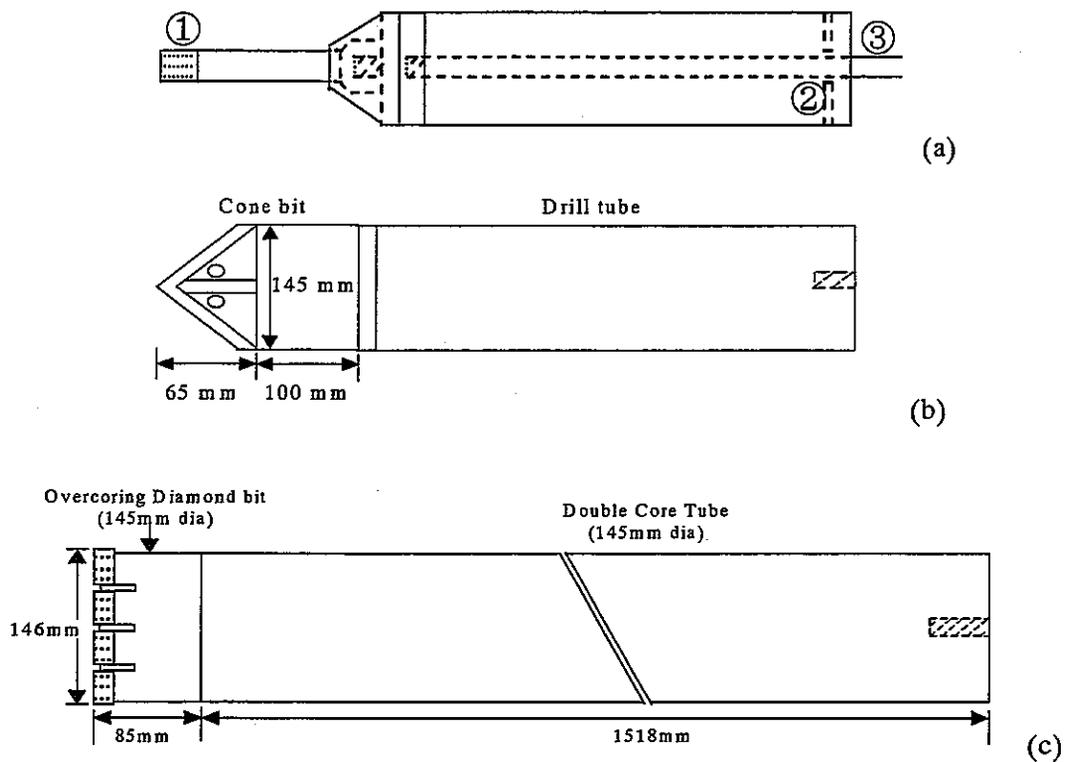


図 2-14 地圧測定のための穿孔作業に使用するビット。(a) ①の径 50mm の観測孔用のビットは②のずり溜めの付いたロッド③に付けて使用する、(b)大口径孔底を円錐形に仕上げるためのビット、(c) ダブルコアチューブが付いたオーバーコアリング用大口径ビット。

### 2. 9. 3 地圧測定器の挿入方法

地圧測定器を観測孔の所定の位置に送り込むためには、まず、地圧測定器を図 2-15 に示す挿入具先端部に接続した後、挿入具の後部をボーリングロッドに接続する。それから穿孔機械の送り出し機構を用いて、地圧測定器を所定の深度まで送る。オ

オーバーコアリングの孔底は、図 2-13(c)に示すように円錐形になっているので、地圧測定器はオーバーコアリングの孔底中心に設けられた観測孔にスムーズに入っていく。地圧測定器が所定の深度に達したならば、挿入具に内蔵されている方位測定器で地圧測定器の方位を測り、その後、地圧測定器を切り離し、挿入具をロッドともども回収する。観測孔内には、図 2-13(d)に示すように、地圧測定器だけが残る状態になる。

挿入具に内蔵されているアナログタイプの方位測定器（Dinsmore 11525）は、Hall 効果（Hall,1879）に基づく原理に立脚しており、分解能は 5° である。

地圧測定器と挿入具の着脱機構は次のようになっている。地圧測定器を挿入具に装着するときは、圧縮空気を挿入具内のラムに送り込む。するとピストン⑱が前方に移動し、⑲のクラッチ機構のツメが開く（図 2-16(b)）。その状態の挿入具の先端に地圧測定器を押し込んだ後、圧縮空気を止めると、ツメが閉じ、地圧測定器と挿入具は繋がった状態になる（図 2-16(a)）。この状態で、地圧測定器を観測孔に挿入する。地圧測定器が所定の深度に達したならば、圧縮空気を送り込むと、地圧測定器と挿入具の接続が外れた状態になるので、挿入具を引き抜く。

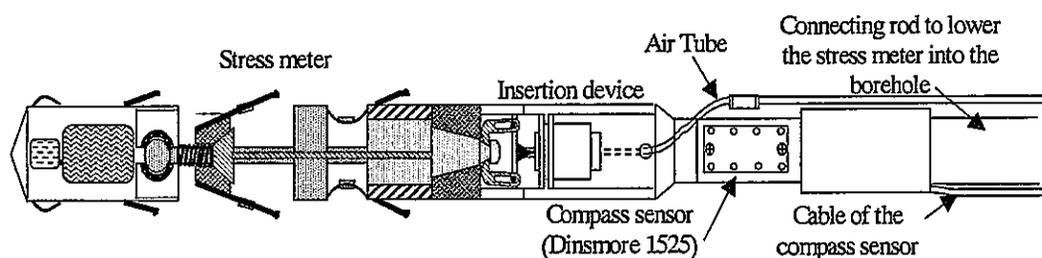


図 2-15 挿入具。先端に地圧測定器が、後端にはロッドが付いた状態になっている。挿入具に内部には、方位測定器が内蔵されている。

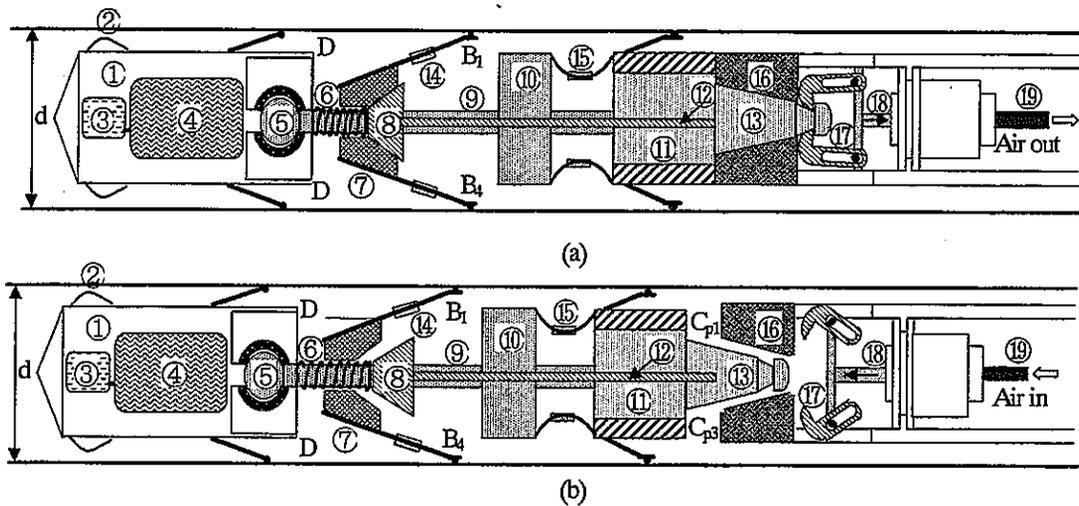


図 2-16 地圧測定器の着脱。(a)は地圧測定器が挿入具に接続した状態、(b)は地圧測定器と挿入具の接続がはずれた状態になっている。

#### 2. 9. 4 地圧測定の限界深度

地圧測定孔が水平または上向きの場合、測定可能な深度は、測定システム側からの限界はなく、専らボーリング機械の穿孔能力によって決まる。下向き孔の場合、測定器にも挿入具にも孔内を満たす泥水による水圧が作用するので、この水圧の下での諸機能の作動限界と測定器各部の耐圧性に依存して測定深度の限界が決まる。

図 2-16 に示すように、地圧測定器を着脱する機構に圧縮空気で作動するラムが使われているが、このラムは剥き出しになっているために、ピストンは水圧に打ち勝ったときに動く。ペビーコンプレッサーやポンペを使って得られる圧縮空気の最大圧は 1MPa 程度である。これ以上大きな圧力を使う際には、安全性への配慮などやっかいな問題が持ち上がる。1MPa の空気圧の下で地圧測定器の着脱装置が機能する水圧は水深に換算して 70m である。したがって、下向きの地圧測定をする場合、限界深度は 70m となる。

地圧測定器の着脱装置を本研究とは別のより大きな圧力の下でも作動する機構に代えた場合、下向きの地圧測定に対する限界深度は、地圧測定器を構成する各部分の耐圧性能によって決まる。小型データロガーと電池を収めた径 33mm の円筒形容

器（図 2-3①）は、厚さ 3.25mm のアルミ合金で出来ており、約 3MPa の水圧にまで耐えると予測される。

リン青銅製のセンサーに接着されている抵抗線ひずみゲージからのリード線とデータロガーの入力端子を繋ぐ円筒形容器（図 2-3①）の接続部分には、図 2-17 に示すような機構が採用されており、約 10MPa までの耐圧性を持っている。抵抗線ひずみゲージの貼付されたリン青銅板は、ゲージの上に接着剤が重ね塗りされており、50MPa までの水圧下で正常に機能するといわれている。

以上述べたように、現在の地圧測定器をより高い水圧に耐えるように改良することには、大きな困難は伴わないと予想される。

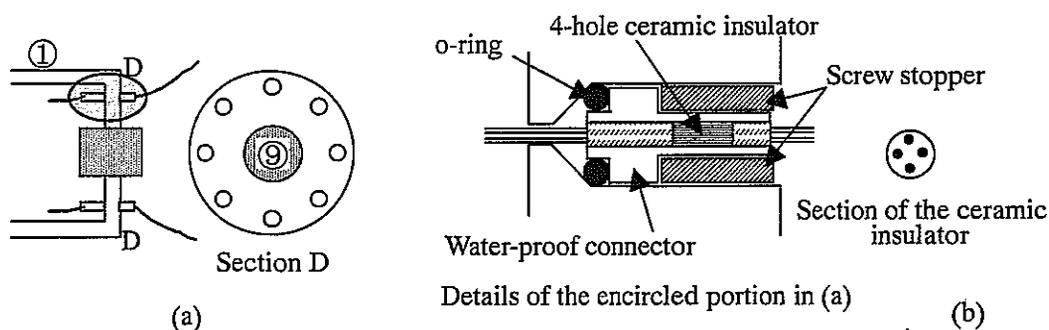


図 2-17 センサーからのリード線がデータロガーを取めた容器①に入る部分（DD については図 2-16 を参照）(a)。(b)は(a)の一部を拡大して詳細構造を示した。

## 2.9.5 観測方程式の修正

軟岩中で下向きに長い観測孔を穿孔するのは困難なので、2.9.2 節で説明したように、穿孔長を 50cm に押さえている。そうすると地圧測定器の後端は大口径孔底から約 10cm 前方に位置することになる（図 2-18 参照）。孔変形法の観測方程式を導く際には、測定器は十分に長い観測孔に入っていると仮定している（2.2 節参照）が、実際の場合ではこの仮定が満たされない。このために、実際の測定場における観測方程式は、(2.8)式で与えられるものと異なっている可能性が高い。

そこで、図 2-19(a)に示すような実際の場合に対応した観測方程式を改めて求めることにした。このために、次に述べる 6 組の応力 $\{\sigma^i\}$ が図 2-19(a)に示す領域の無限遠方に作用するときの孔変形 $\{w\}$ を 3次元有限要素法によって評価した。

$$\{\sigma^1\} = (\sigma_x=1, \sigma_y=0, \sigma_z=0, \tau_{xy}=0, \tau_{yz}=0, \tau_{zx}=0)^T, \quad (2.34)$$

$$\{\sigma^6\} = (\sigma_x=0, \sigma_y=0, \sigma_z=0, \tau_{xy}=0, \tau_{yz}=0, \tau_{zx}=1)^T$$

数値応力解析結果を基に応力：

$$\{\sigma\} = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})^T \quad (2.35)$$

が無限遠方で作用するときの孔変形 $\{w\}$ を評価すると次のようになる。

$$\{w\} = (d/E)[A^{**}]\{\sigma\} \quad (2.36)$$

ここに

$$[A^{**}] = \begin{bmatrix} (3-2\nu^2) & (2\nu^2-1) & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu^2 & (2-\nu^2) & -\nu & 2\sqrt{3} & 0 & 0 \\ \nu^2 & (2-\nu^2) & -\nu & -2\sqrt{3} & 0 & 0 \\ -\alpha L\nu & -\alpha L\nu & L & 0 & 0 & -2\beta(1+\nu) \\ -\alpha L\nu & -\alpha L\nu & L & 0 & -2\beta(1+\nu) & 0 \\ -\alpha L\nu & -\alpha L\nu & L & 0 & 0 & 2\beta(1+\nu) \\ -\alpha L\nu & -\alpha L\nu & L & 0 & 2\beta(1+\nu) & 0 \end{bmatrix} \quad (2.37)$$

$$\alpha = 0.918, \beta = 0.910$$

(2.36)式で与えられる観測方程式を(2.8)式で与えられる本来の観測方程式は、形が全く同じであり、係数マトリックス $[A]$ 、 $[A^{**}]$ が一部異なっているだけである。両者を比べると次のことがわかる。

a) 径変化に対応するマトリックスの要素は両者で同じである。

b) 観測孔長が有限になることにより、孔変形は孔軸に関する応力成分 (  $\sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  ) に対して約 10%程度、感度が落ちる。

オーバーコアリングの進行に対して発生する孔変形を図 2-19(b),(c)に示す。線図の特徴は、観測孔長が無限に長い場合と同じであることがわかる。

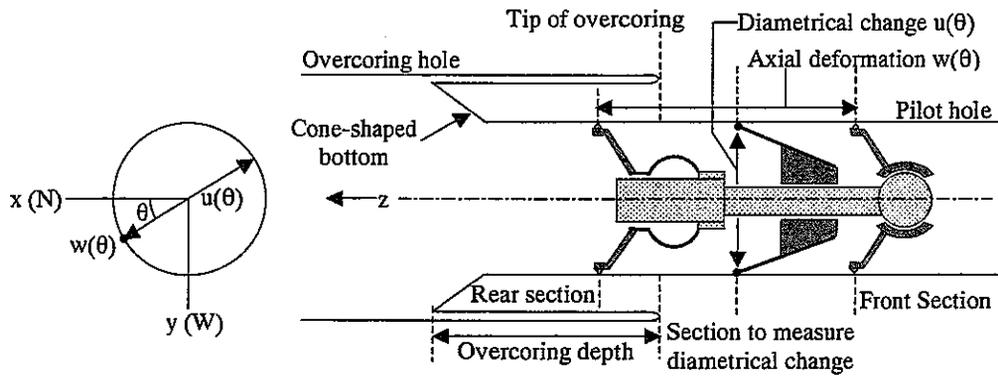


図 2-18 観測孔内における地圧測定器の標準的な位置

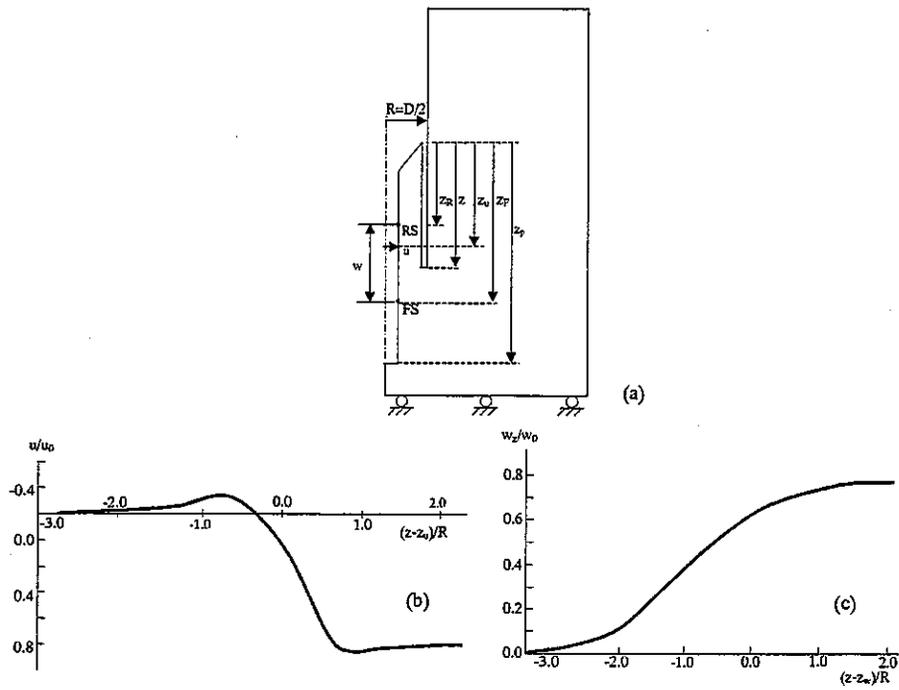


図 2-19 オーバーコアリングのシミュレーションをするための軸対称モデル(a)。  
 (b)は遠方の応力が $\sigma_r=\sigma_0$ であるときのオーバーコアリングに伴う径変化。  
 (c)は遠方の応力が $\sigma_z=\sigma_0$ であるときのオーバーコアリングに伴う軸変位。

### 3. P波速度の径方向分布を測定するシステムの開発

#### 3. 1 開発する測定システム

図 3-1(a)に示すように、孔周囲に弾性波速度の異なる領域が形成されているものとする。このような状態は、孔周囲に破壊域が形成された場合に起こりえる。破壊した岩盤の弾性波速度は、そうでない地山状態の岩盤のそれよりも一般に遅くなる。本研究の目的は、この低速度領域の寸法と緩みの程度を弾性波速度の径方向の分布を測定することにより評価する計測システムを開発することにある。本システムは孔内の任意の深度において、その断面における緩み域を測定する計測装置（プローブ）と結果を記録・解析する装置から構成されている。

#### 3. 2 測定理論（社団法人地盤工学会,2000, 物理探査学会,1991）

図 3-1(a)に示すように、孔周囲（半径方向）に厚さ  $d$  の緩み域が発生しているものとする。緩み域内の P 波速度を  $V_{p1}$ 、その外の地山状態になっている領域の P 波速度を  $V_{p2}$  とする。

図 3-1(b)に示すように、孔壁に発振子と受信子を並べて配置し、発振子から弾性波を発振させるとき、受信子が最初に受け取る波の種類は、距離に応じて次のようになる。

a) 両者の距離  $h$  が短いときには、図 3-1(b)①の経路を辿り、緩み域の表面を直線的に進む波が最初に伝わる（このような波を直接波という）。

b) 両者の距離  $h$  が長いときには、緩み域からその奥の地山域を通り、再び緩み域を通して受信子に達するような図 3-1(b)②の経路を辿る波（このような波を屈折波という）の方が、①の直進波よりも早く到達する。緩み域に入った波が最も短い時間で地山に辿りつく条件から緩み域内を進む波の角度  $\theta$  は自ずと決まる。

a),b)における波の伝播時間  $t$  と距離  $h$  の関係は次のようになる。

a)の場合：

$$h = V_{p1} t \quad (3.1)$$

b)の場合 :

$$h = V_{p2} t - m \quad (3.2)$$

$$m = \{ 2d (V_{p2}^2 - V_{p1}^2)^{1/2} \} / V_{p1}$$

(3.1),(3.2)式は、弾性波の伝播時間と発振子-受信子間の距離の関係が、図 3-1(c)に示すように、折れ線となることを意味する。また、折れ曲がる前の線図の傾きから緩み域での P 波速度  $V_{p1}$ 、折れ曲がり後の線図の傾きから地山域での P 波速度  $V_{p2}$  が評価される。

折れ曲がり点では、(3.1),(3.2)式が等しくなるので、次式が得られる。

$$h = 2d \{ (V_{p2} + V_{p1}) / (V_{p2} - V_{p1}) \}^{1/2} \quad (3.3)$$

以上より、次のような測定から、緩み域での P 波速度  $V_{p1}$ 、地山域での P 波速度  $V_{p2}$ 、緩み域の厚み  $d$  を評価することができる。

発振子と受信子の距離  $h$  を幾通りかに変え、その都度、弾性波の伝播時間  $t$  を計測する。測定結果を、発振子-受信子の距離  $h$  と伝播時間  $t$  の座標にプロットする。測点が折れ曲がり線に乗れば、折れ曲がり線の傾きと交点から、(3.1),(3.2),(3.3)式を用いて緩みの厚さ  $d$  を評価することができる。

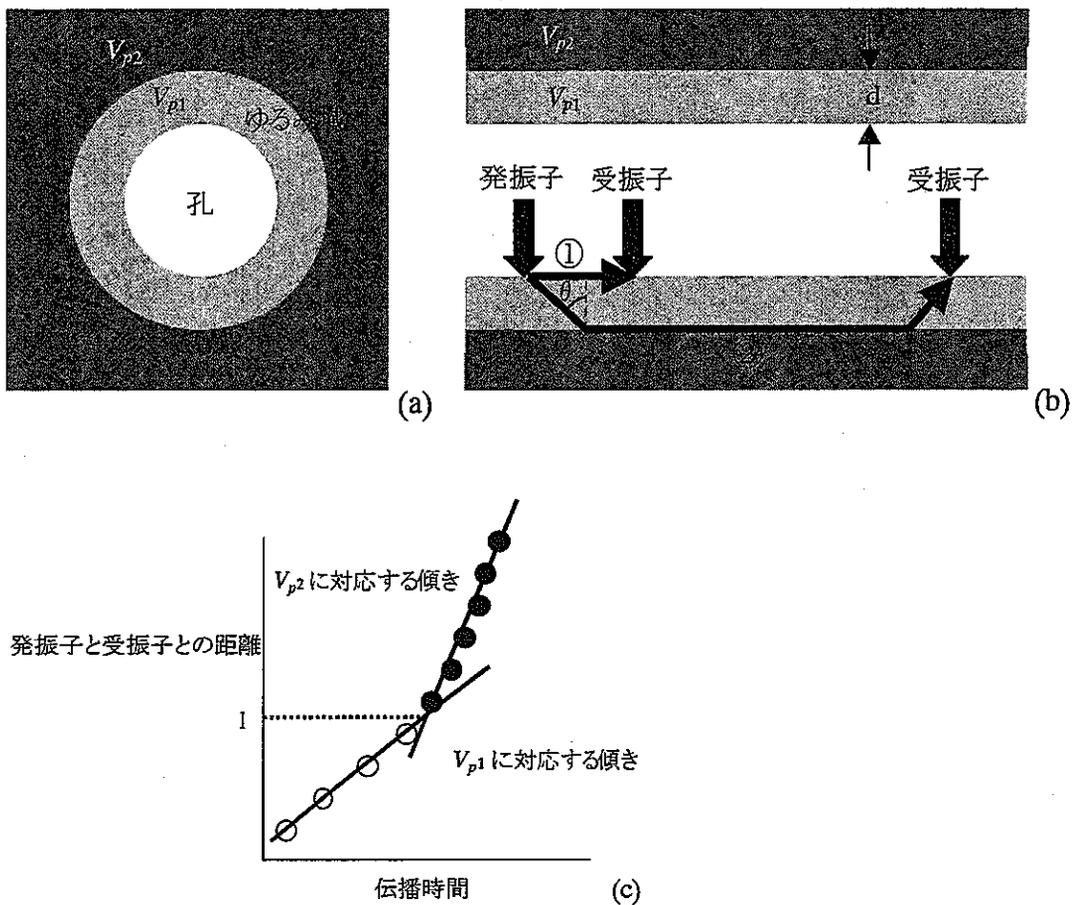


図 3-1 孔壁周辺で緩みが生じている岩盤と孔壁を軸方向に伝播する P 波 (a は断面図 b は側面図)。発振子—受信子の距離と P 波の伝播時間の関係は c のようになる。

### 3. 3 測定プローブの開発

径 110 mm の下向きボーリング孔内での使用を前提とした測定プローブを開発した。

#### 3. 3. 1 初期のタイプ

P 波速度の径方向分布を測定する測定プローブの最初のモデルでは、両端に置いた 2 個の発振子と 5 個の受信子がアルミ合金製の円筒形容器に収まった構造をして

いる（図 3-2）。所定の深度に達したならば、エアシリンダーを用いて固定板を孔壁に押し付け、電磁ソレノイドを利用した発振子から孔壁に打撃を加え、加速度センサーで受振する。

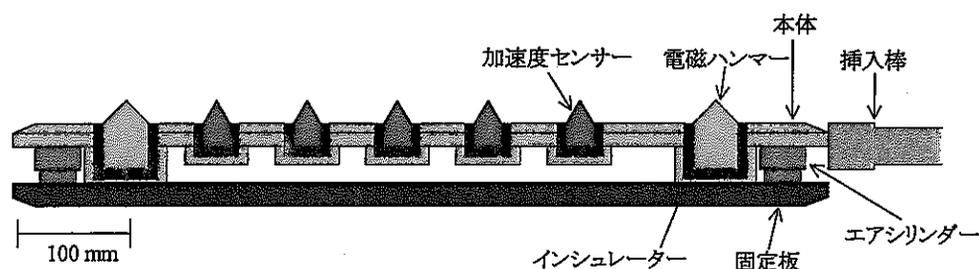


図 3-2 P 波測定プローブの模式図(初期のタイプ)

発信子－受信子の距離数は多ければ多いほど P 波速度分布に関する情報が増す。最初に右端の発信子を用いた測定をする。この測定で、受振子との距離が 5 つ異なる情報が得られる。次に、左端の発信子を用いた測定をする。この測定で、受振子との距離が 5 つ異なる情報が得られる。右端発信子とその隣の受信子間の距離と左端発信子とその隣の受信子間の距離は互いに異なっている。このために、発信子－受信子の距離が異なる 10 個の測定データが得られる。

しかしながら本器プローブは、室内試験や原位置試験を通して次のような欠点を有することがわかった。

- a) 発振子から出た波が岩盤だけでなく、プローブ本体にも伝わり、後者の波が岩盤を伝播する波に先行して受信子に受感されるために、S/N 比が悪い。
- b) 発振子と受振子の距離が 5 cm 刻みで固定されており、10 個の測定データしか得られない。

### 3. 3. 2 改良型のタイプ

最初のタイプが持つ欠点を克服するために、次に述べる構造と性能を持ったプローブを新たに作製した（図 3-3）。このプローブを用いた測定システムを図 3-4 に示す。

受振子は平行に配置された2本の塩ビ管のガイドを上下に移動できるようになっている。このために、発振子-受振子間の距離は自由に設定することができる。受振子を所定の位置に移動させたなら、圧縮空気を送って発振子と受振子に組み込まれているエアシリンダーを働かせ、発振子と受振子を孔壁に押し付ける。圧縮空気はコンプレッサーから供給する(図3-4)。

次に、発振子から次のような方法で弾性波を発振させる。発振子の上部には砲弾型の錘があり、その上端はバネを介してワイヤーに接続している。孔口でワイヤーを手動で引き上げた後に離すと、錘が発振子に当たり、その先端から弾性波が岩盤に放出される。この方式で得られる発振出力は、初期の方式で得られるものより大きい。ただし波形は再現性に若干劣る。

発振子受振子も発振子も剥き出し状態になっているので、初期のタイプのように、発振子から出た波が測定器を伝わって受信子に受感されることはない。

図3-5は測定のプロック図を示したものである。受振した信号はローノイズプリアンプ(NF回路設計ブロック製9913、100 Hz~20 MHz、40dB)で増幅され、さらに、ディスクリミネーター(NF回路設計ブロック製AE-9922)でHPF 100 kHz、LPF 200 kHzのフィルターを掛けて50 dB増幅する。その後、発振波のトリガーによりデジタルストレージオシロスコープ(IWATSU製DS-8812、100 MHz、8 bit)に表示すると同時に、コンパクトフラッシュカードに記録する。

### 3. 4 改良されたプローブを用いた測定法

プローブをワイヤーで吊り下げ孔に挿入する。

1 サイクル当たりの測定作業は以下のようにになっている(図3-6)。

- 1) 所定の深度に達したら圧縮空気を、発振子と受振子に組み込まれたエアシリンダーに送る。これによって両者は孔壁に押し付けられ固定される。
- 2) 手動でワイヤーを引っ張り、離す。これにより発振波が出る。
- 3) 受振した波形を発振波形とともにオシロスコープ上で表示し、伝播時間を読み取る。
- 4) 波形をコンパクトフラッシュカードに記録する。
- 5) 発振子と受振子のエアシリンダーを緩め、所定の距離まで下げる。

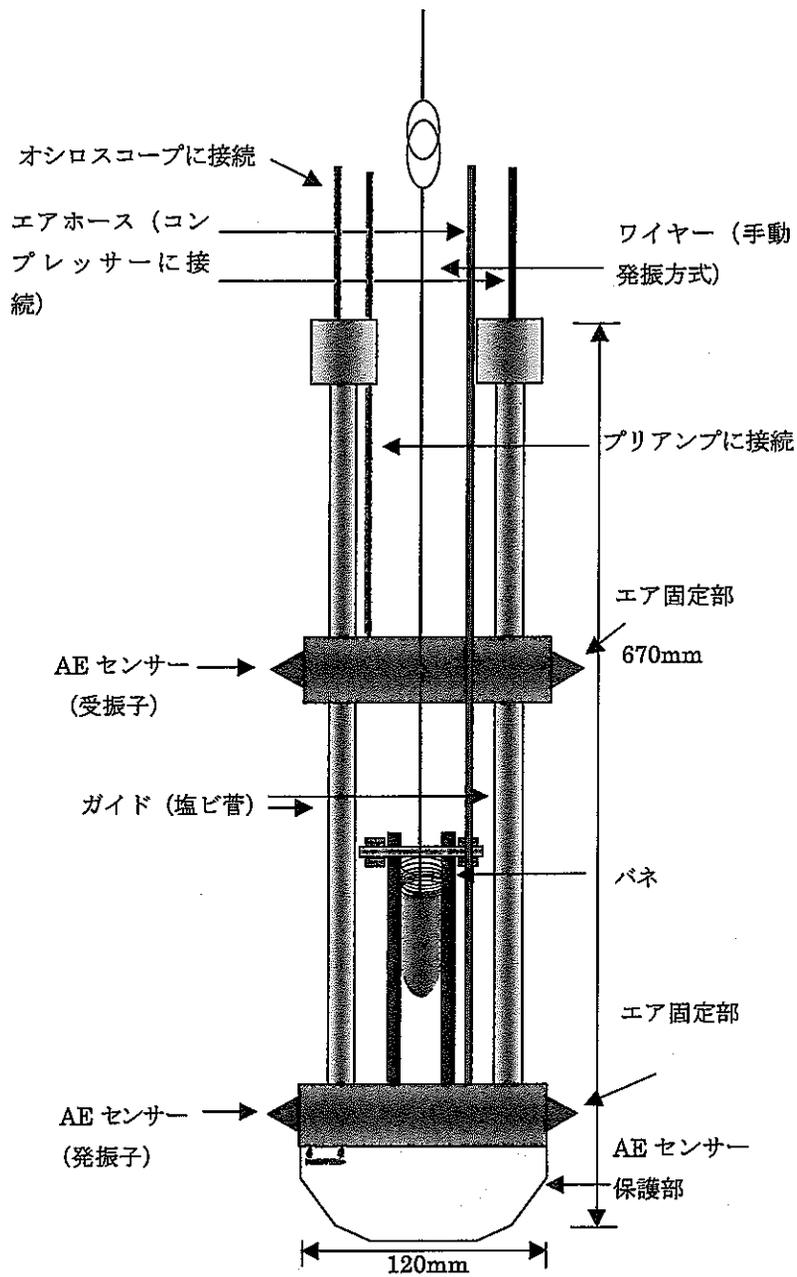


図 3-3 新型の弾性波プローブ

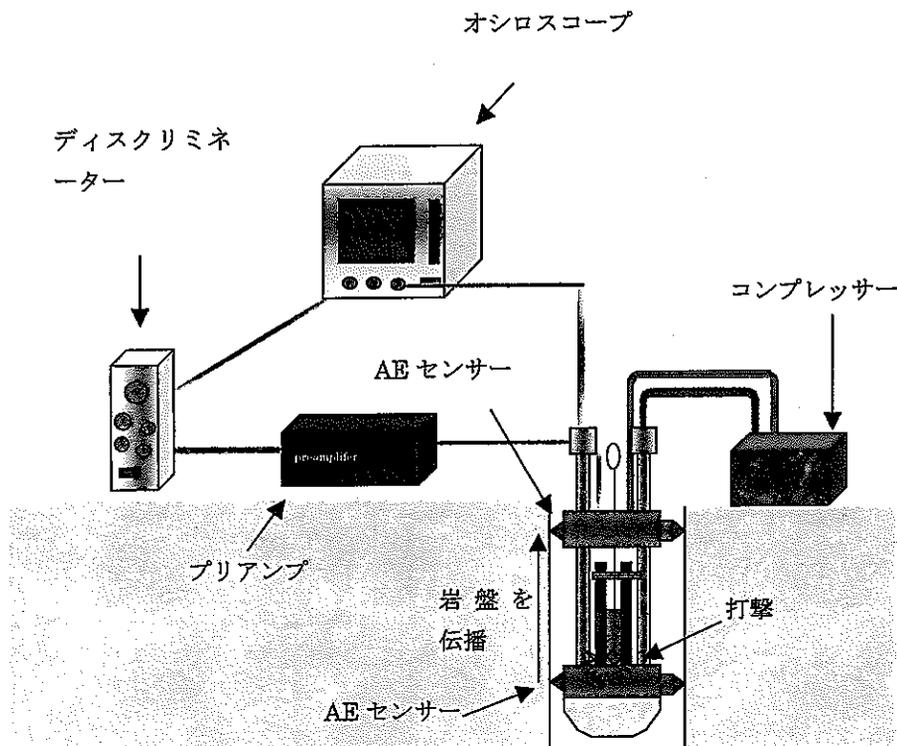


図 3-4 測定の様式図

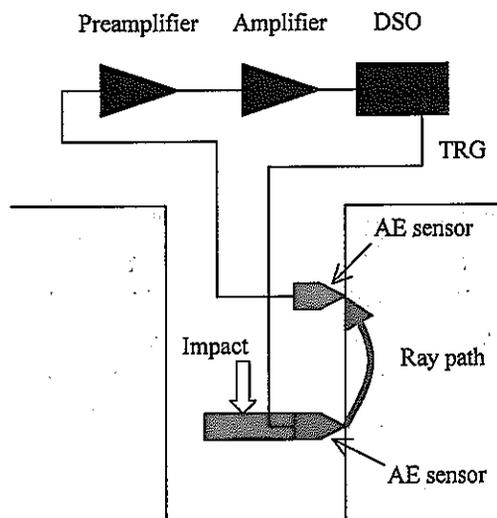
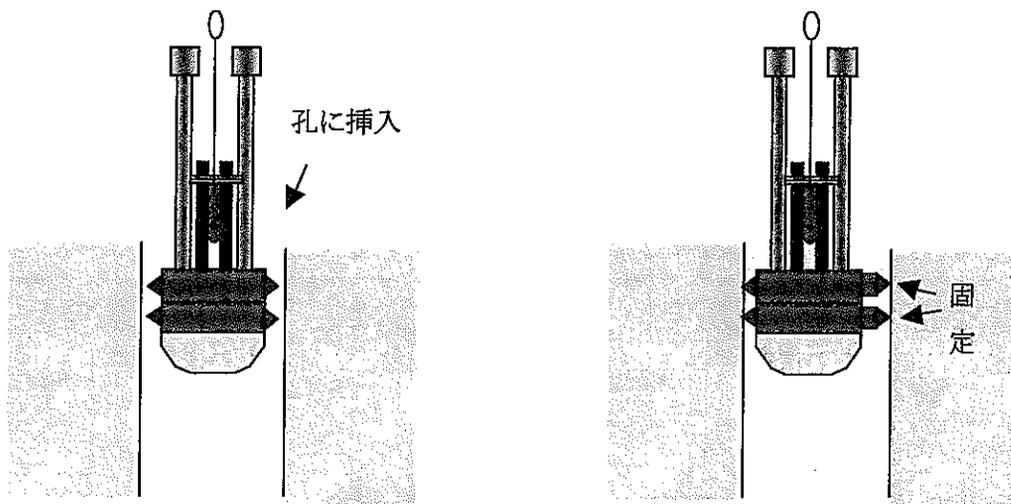
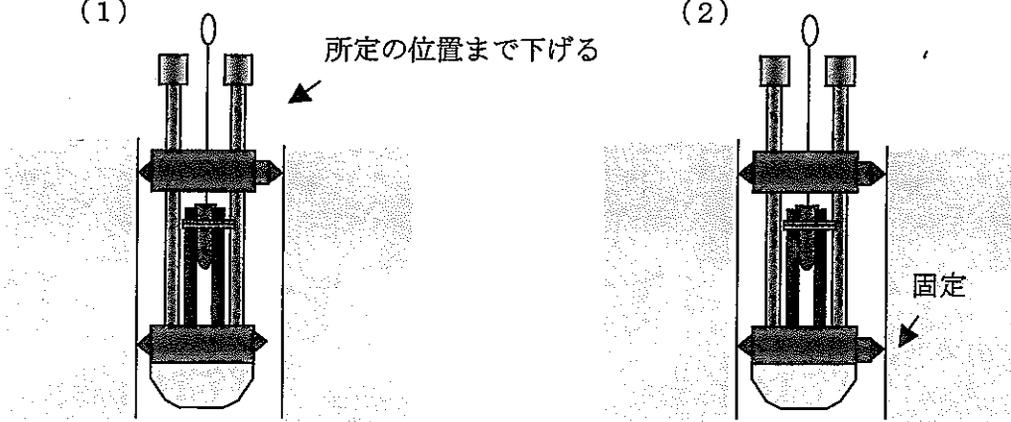


図 3-5 測定のプロック図



(1)

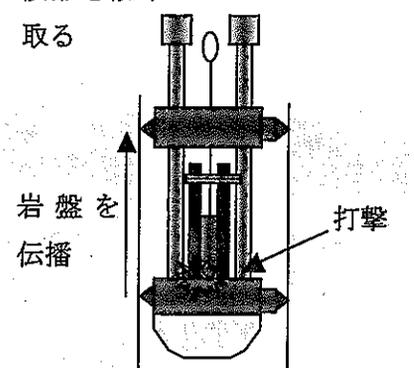
(2)



(6)

(7)

波形を読み  
取る



(3),(4),(5)

図 3-6 1 回当たりの測定作業手順

### 3. 5 大型コンクリート供試体を用いた模型試験

図 3-7 に示すようなコンクリート製の大型供試体を用いて試験を行った。供試体は径 1100 mm、高さ 1000 mm の円柱形をしており、中心に径 107 mm の円孔が設けられている。コアドリルを用いて、径 107 mm の円孔を径 153 mm に拡孔した。円孔周囲は厚さ 100 mm の低強度コンクリートの層、その外側は高強度コンクリートの層になっている（図 3-1(a)(b)のような 2 層構造になっている）。高強度コンクリートと低強度コンクリートのサンプルピースの P 波速度は、低強度コンクリートで 3.09 km/s、高強度コンクリートで 4.70 km/s であった。

円孔内に測定プローブを挿入し、次のような要領で測定をした。発振子-受振子間の距離を 40 mm~490 mm までの範囲に限定した。距離 40mm に対する測定を最初に行った後、距離を 25 mm ずつ増しながら繰り返し測定した。1 つの距離に対して図 3-8 に示した 3 方向の P 波伝播時間を測定した。

計測された波形の例を図 3-9 に示す。P 波の立ち上がりは概ね明瞭に読み取ることができた。得られた伝播時間-距離の結果を図 3-10 に示す。伝播時間-距離の測点は、明らかに折れ線の上に乗っていることがわかる。測点を折れ曲がる以前、折れ曲がり以降に分け、それぞれに回帰直線を当てはめる。3.2 節で述べたように、両方の線について、各々の傾きの逆数として、低強度コンクリートと高強度コンクリートの P 波速度  $V_1$ 、 $V_2$  が評価される。また両回帰直線の交点における距離  $h$  から、低強度コンクリートの厚さ  $d$  が(3.3)式を用いて求められる。



図 3-7 大型コンクリート供試体

得られた結果を表 3-1 に示す。ばらつきはあるものの、高強度コンクリートの P 波速度と低強度コンクリートの厚さについての評価は概ね良好である。低強度コンクリートの P 波速度は実測値の約 7 割の値を示しているがこれは、昨年度からの劣化や表面の測定であること等が影響しているものと考えられる。

表 3-1 大型供試体で得られた試験結果

		低強度コンクリートの P 波速度 (km/s)	高強度コンクリートの P 波速度 (km/s)	低強度コンクリートの厚さ (mm)
得られた値	方向 1	2.0	3.6	54
	方向 2	2.3	6.6	78
	方向 3	2.4	4.5	55
	平均	2.2	4.9	62
実際の値		3.1	4.7	74

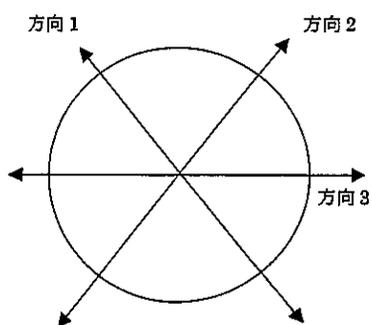


図 3-8 測定方向

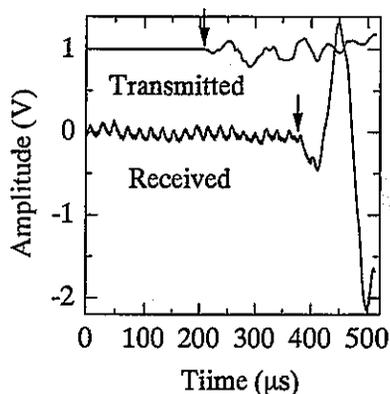
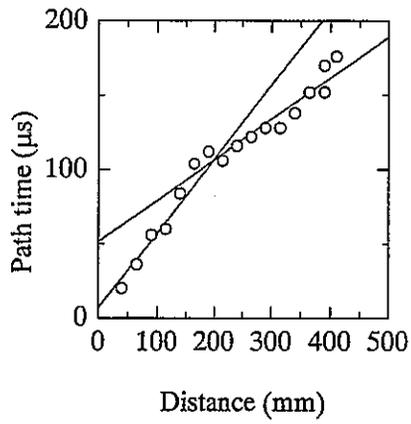
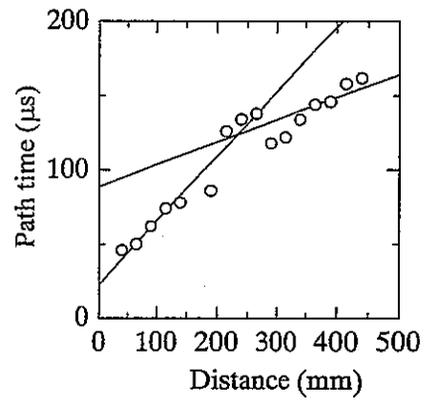


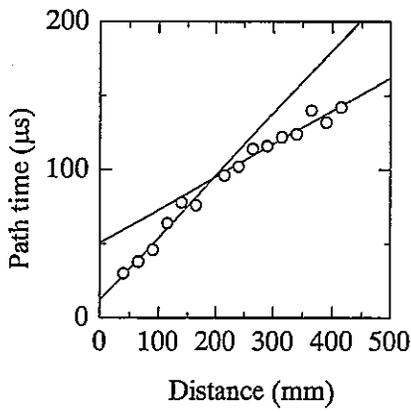
図 3-9 波形の例



(a) 方向 1



(b) 方向 2



(c) 方向 3

図 3-10 伝播時間—発振子と受振子間距離 (○は測定結果)。方向については  
図 3-8 を参照されたい。

## 4. 鉛直下向き孔で使用する孔内クリープ測定器の開発

### 4. 1 開発の目的と測定器の性能

軟岩中に施工された空洞はしばしば長期間、変形を続ける。変形速度が大きい空洞は維持が困難である。調査段階で実施するボアホールの経時的変形の計測結果は、空洞で発生する経時的な変形の大きさを予測する上で有益な資料を提供する。このような測定が行えるように、下向きに作孔した径 146 mm のボアホールを対象に、孔内の任意の深度で、45° 毎 4 方向の孔径変化と 120° 毎 3 方向の孔壁上の軸ひずみを一定期間、計測する測定器（孔内クリープ測定器）を開発した。

下向き孔は水没状態が普通なので、測定器は防水仕様とする。軟岩に設けた孔は崩壊しやすいので、測定器の挿入・回収時には、測定器が孔壁と接触しないように、「縮まった状態」にし、所定の深度に達したときに、測定器を孔壁に固定し、計測するような機能を持たせる（図 4-1）。

### 4. 2 測定器の構造

#### 4. 2. 1 測定器を孔内に固定する機能

測定器が孔内の所定の深度に達したならば、エアシリンダ③に圧縮空気を送り込むとジャバラの運動により、3 対のグリッパ②が拡がり、孔壁に押し付けられる（図 4-2）。グリッパの底面と孔壁の摩擦によって測定器は支えられる。圧縮空気を抜くと、グリッパが縮まり、測定器は孔内を移動することができる状態になる。

#### 4. 2. 2 径変化測定センサー

径変化は、リン青銅板に抵抗線ひずみゲージを貼付した片持ち梁式の変位センサー⑤によって測定される（図 4-2）。合計 8 枚の片持ち梁式の変位センサーは、一つの断面上に 45° 毎に配置されている。対の片持ち梁式の変位センサーが固定されている基部は、エアハンド④（図 4-2）に圧縮空気を出し入れすることにより、回転

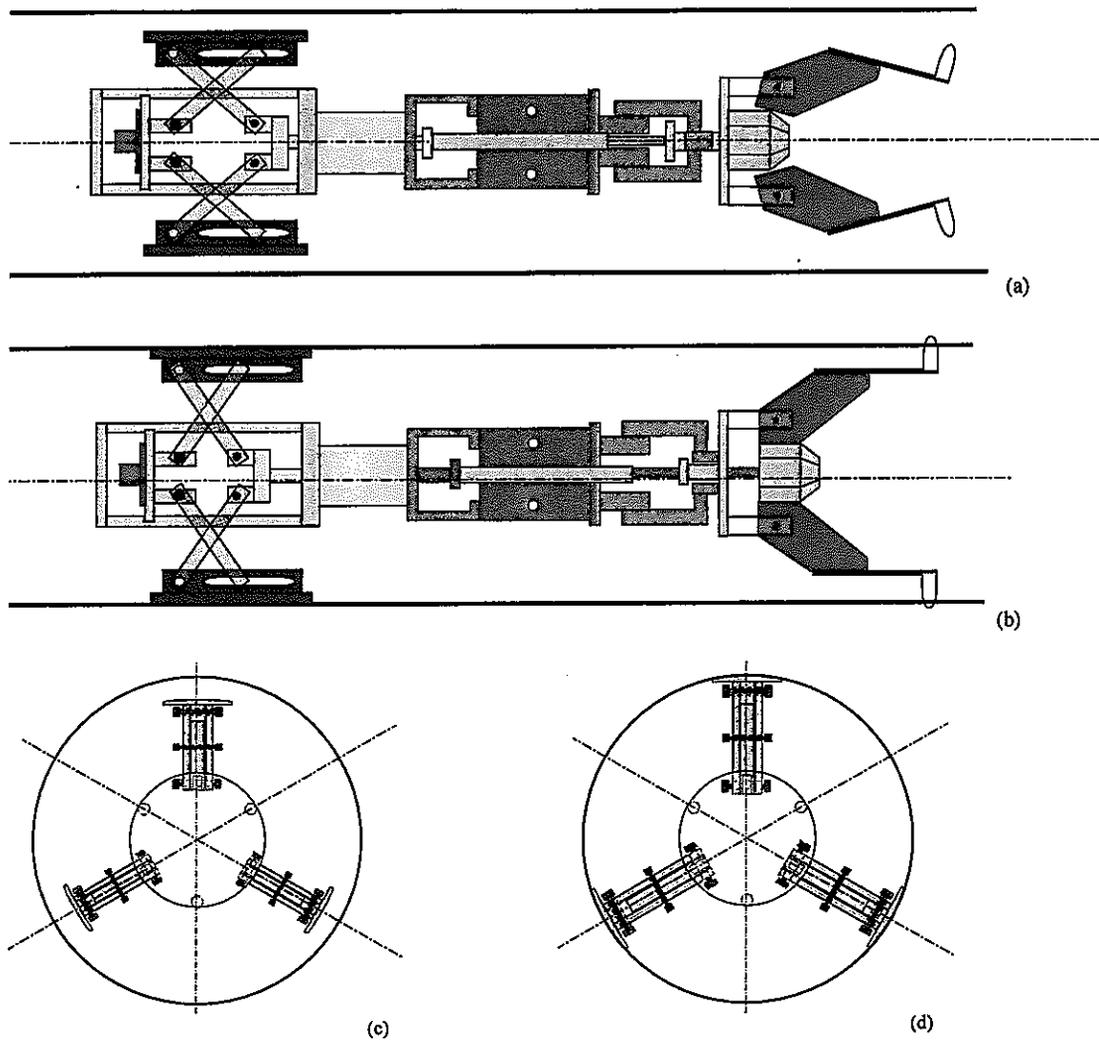


図 4-1 孔内クリープ計の側面図 (a, b) と断面図 (c, d)。a, c は挿入・回収時の状態で、計器は測定孔より小さい。b, d は測定時の状態。

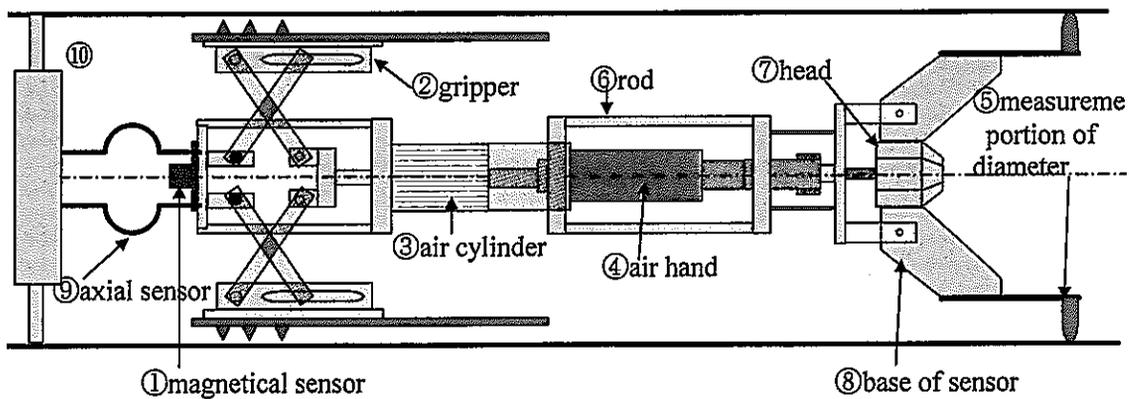


図 4-2 測定器の概略構造 (赤で示した箇所は改良されている)

するので、対になった片持ち梁式変位センサーの先端間の距離は、図 4-3 に示すように、広がったり短くなったりする。測定器の挿入・回収時には閉じた状態にする。測定時の広がった状態のときには、ピン型をしたセンサーの先端は孔壁に接しており、孔壁の拡大・縮小を受感をする。

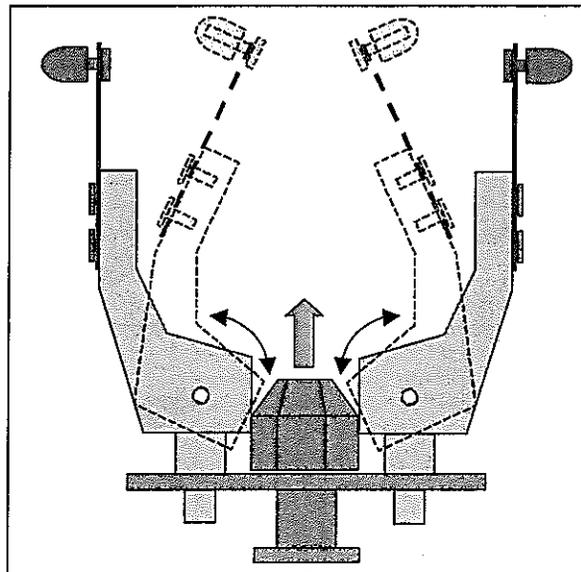


図 4-3 径変化センサー部の構造

#### 4. 2. 3 軸ひずみ測定センサー

軸ひずみは、 $\pi$ 形をしたリン青銅板に抵抗線ひずみゲージを貼付したセンサー⑨によって測定される。この変位センサーは、 $120^\circ$  毎に合計 3 枚が一つの断面上に配置されている。変位計の一端はエアシリンダ⑩に固定されている。圧縮空気を送り込むと、シリンダが伸び孔壁に固定される。センサーはエアシリンダ⑩とグリッパ②の間の距離の変化を計測する。測定器の挿入・回収時には圧縮空気を抜き、シリンダを縮める。

#### 4. 2. 4 測定器の改良

最初に試作した測定器は、原位置測定に供した結果、幾つかの不具合点が見出さ

れたので、以下に述べる改良を施した。

a) グリッパの改良

測定器が重い割には、グリッパの長さが不足していたために、測定器を孔壁にし  
っかり固定させるのが困難であった。また、グリッパの長さの不足は、測定器が傾  
いて固定される原因ともなった。そこでグリッパと孔壁の摩擦力が増えるように、  
グリッパの長さを延長するとともに、孔壁に接するグリッパの底面にはスパイクを  
付けた。

b) 径変化を測るセンサ先端部の改良

センサ先端部は小球の形をしており、壁面内にめり込んだり、滑ったりする危険  
があるために、球の径を大きくし、孔壁に接する面には十字の切れ目を入れ、大き  
な摩擦力が生じるようにした。

c) 抵抗線ひずみゲージの張替え

ゲージの貼付が不十分で、温度に対するドリフトが大きいことがわかった。そこ  
で、純正の接着剤を使用し、接着後、80℃の恒温槽に 24 時間以上放置して硬化さ  
せた。

#### 4. 2. 5 センサーの感度

4 方向の径変化センサーと 3 方向の軸ひずみセンサーについてキャリブレーション  
を行い、センサーの感度を調べた。すなわち、マイクロメータによってセンサー  
に強制変位を与えながら、その都度、抵抗線ひずみゲージの読みを記録する。図 4-  
4 はキャリブレーションの一例を示したものであるが、強制変位とひずみの関係は  
直線的になっている。直線の傾きとして感度が得られる。このようにして求めた感  
度を表 4-1 に示す。径変化センサーは、1 $\mu\text{m}$  の径変化に対して 2.5 $\mu$  の出力ひずみが、  
軸ひずみセンサーは 1 $\mu\text{m}$  の軸方向伸縮に対して 20 $\mu$  の出力ひずみが、それぞれ出て  
いる。

表 4-1 各センサーの感度

	1ch	2ch	3ch	4ch	軸 1ch	軸 2ch	軸 3ch
出力 ( $\mu\text{m}/\mu\text{strain}$ )	0.5098	0.5722	0.5273	0.5071	0.122649	0.113636	0.112275

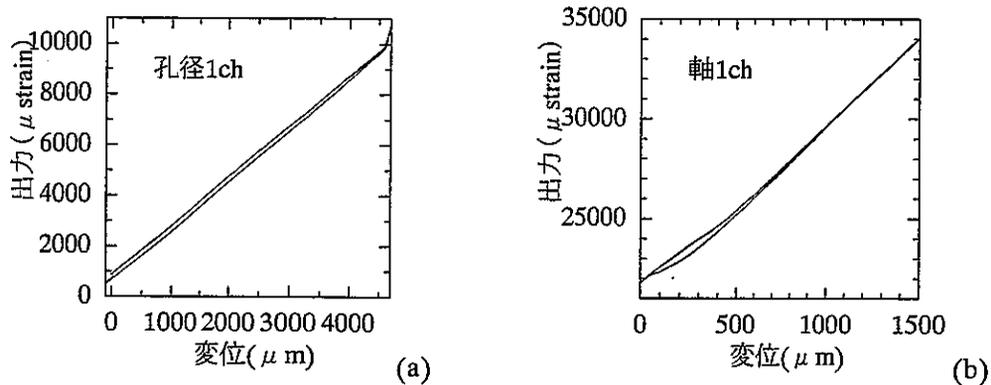


図 4-4 センサーのキャリブレーション結果。(a)は径変化センサー(b)は軸ひずみセンサー

#### 4. 2. 6 測定作業

前節で説明したように、測定器を縮めたり、測定時にセンサーを押し出して孔壁に押し付けたりする作業は、圧縮空気で駆動するエアピストンの押し引き運動の操作によってなされる。3系統あるエアピストンの操作は、孔口元に置いた分岐弁の開閉により行う。圧縮空気はガスボンベから供給される(図 4-5 参照)。

センサーが捉えた情報は全てケーブルで地表に送り、孔口元に置いたデータレコーダに記録させる方式を採用している。ケーブルがコネクタで繋がれていると、測定器が孔内を移動する際に支障になるので、コネクタを用いない方式とした。

測定器には、3種類の線(測定信号を送るケーブル、圧縮空気を送るエアチューブ、測定器を上下させるワイヤ)が接続している。測定器を孔内の所定に位置に送り、あるいは回収する作業は、作業者がワイヤを操作して行う。深度が大きい箇所の測定時には、線が長くなり重量が増すので、こういった場合にはケーブルとエアチューブを孔口元で支持し、これらの重量が測定器に作用しないようにする。

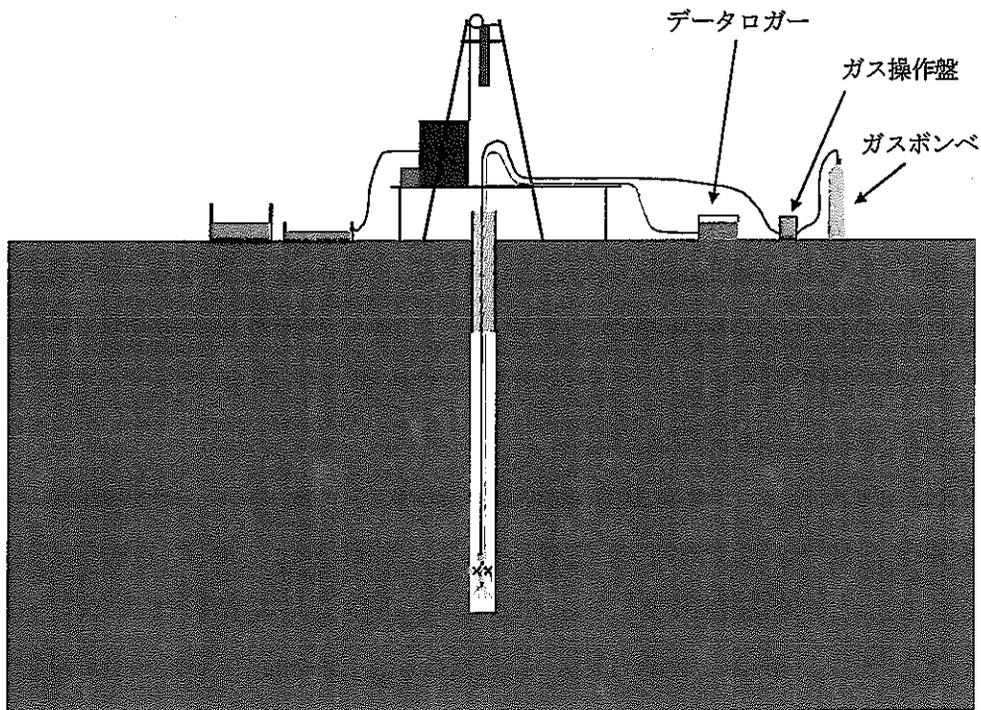


図 4-5 測定作業の模式図



## 5. 2 穿孔

穿孔にはスピンドルタイプのボーリング機械（東邦地下掘削機械(株)製 D2-JS-58）を用いた。地表から 20m までは、岩盤が著しく破碎しているために、捨て掘りし、径 300mm のケーシングを入れた。その下部を測定対象とした。

深度が 50m に達するまで、地圧測定を繰り返した。地圧測定の後には径 146mm（オーバーコアリング径に等しい）の孔が出来上がる。この孔を利用して弾性波速度の測定や孔のクリープ変形の測定を実施した。

146mm 径のコアボーリングの際には、ダブルコアチューブを用いた。深度が 30m になるまでは、コアは著しく破碎していたが、このような状態のコアもビニールチューブに保護された状態で回収された。

## 5. 3 地圧測定

地圧測定は深度 50m の孔に沿った 7 箇所を実施した。深度が 38.80m～46.25m 間では、100%に近い RQD が得られるなどコアの状態がよかった。この深度では 3 回、深度を変えて地圧計測をしたが合計 8 時間の作業で済ませることができた。条件がよければ極めて高い作業能率で測定が可能であることがわかった。得られた主な結果を以下に述べる。

### 5. 3. 1 径 40mm の観測孔の時間依存性変形挙動

一般に軟岩は大きなクリープ変形をするとされている。クリープ変形があると、孔変形法で評価した地圧測定結果にはクリープ変形量に比例した誤差が発生する。なぜならば、孔変形法では、測定対象となる岩石は弾性的変形のみをするという仮定を用いているからである。したがって、軟岩中で地圧測定をする場合には、事前にクリープ変形を計測し、その大きさを評価しておくことが望まれる。

22.6m～23.8m の深度において、径 40mm の観測孔の経時変化を地圧測定器によって計測した。データのサンプリング間隔は 70 秒とした。開発した地圧測定器の利点は種々あるが、観測孔の経時変化の計測に使えることも一つの利点に挙げるこ

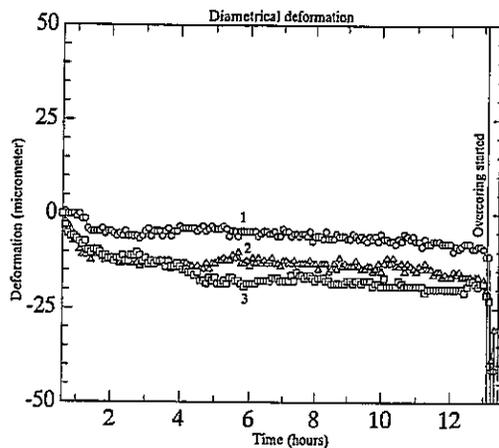


図 5-2 径 40mm の観測孔において 12.5 時間の間を生じた 3 方向の径変化。  
 (径変化の符号は伸びが-、縮が+である)

ができる。図 5-2 に示した測定結果から、測定期間中に生じた径変化の最大値は 15  $\mu\text{m}$  であることがわかる。オーバーコアリングに要する時間は最大でも 45 分程度である。上記の測定結果を使うならば、この間の径変化量は最大でも 0.9  $\mu\text{m}$  と見積もられる。この大きさは無視できる。したがって当現場においては、得られた孔変形量から地圧を評価する際には、クリープ変形を考慮する必要が無いと判断できる。

### 5. 3. 2 オーバーコアリングに伴う観測孔の変形挙動

7 測点で得られたオーバーコアリングに伴う観測孔の変形挙動を図 5-3 に示す。各グラフには 2 本の下向きの矢印が示されている。岩盤が弾性体であれば、オーバーコアリングに伴う孔変形は、この 2 本の矢印で区切られた領域内に留まるはずである (2.9.5 節の図 2-19 参照)。

最初の測点の深度は 22.60m~23.75m である。地表付近の著しい岩盤の破碎はこの深度にも及んでいるために、3 方向の径変化のみを計測する地圧計を使用し、まず観測孔のクリープ変形を 12.5 時間の間、実施した。その後、オーバーコアリング作業を行った (図 5-2)。

オーバーコアリングが終了した後も、3 方向の径変化は収まっていない (図 5-

3(a))。回収したコアには破面が入っていた (図 5-4(a))。同じ挙動と現象は、31.70m~32.85m の測定深度でも見られる (図 5-3(b),5-4(b))。さらに、オーバーコアリングが終了した後も孔変形が収まらない挙動は、48.00m~49.00m 測定深度 (図 5-3(f)の径変化  $u_{60}$ ) と 49.10m~50.10m の測定深度 (図 5-3(g)の軸の伸縮  $w_{270}$ ) でも見られる。両者とも回収されたコアには亀裂が生じている (図 5-4(f),(g))。

これらの孔変形挙動は、オーバーコアリング作業中に新たな破面が生じ、それらが開口したりずれたりすることによりもたらされると解釈される。

深度が 38.8m~46.25m の間に設けられた 3つの測点で得られたオーバーコアリングに伴う孔変形は、2本の矢印で挟まれた領域内にほぼ収まっている (図 5-3(c),(d),(e))。

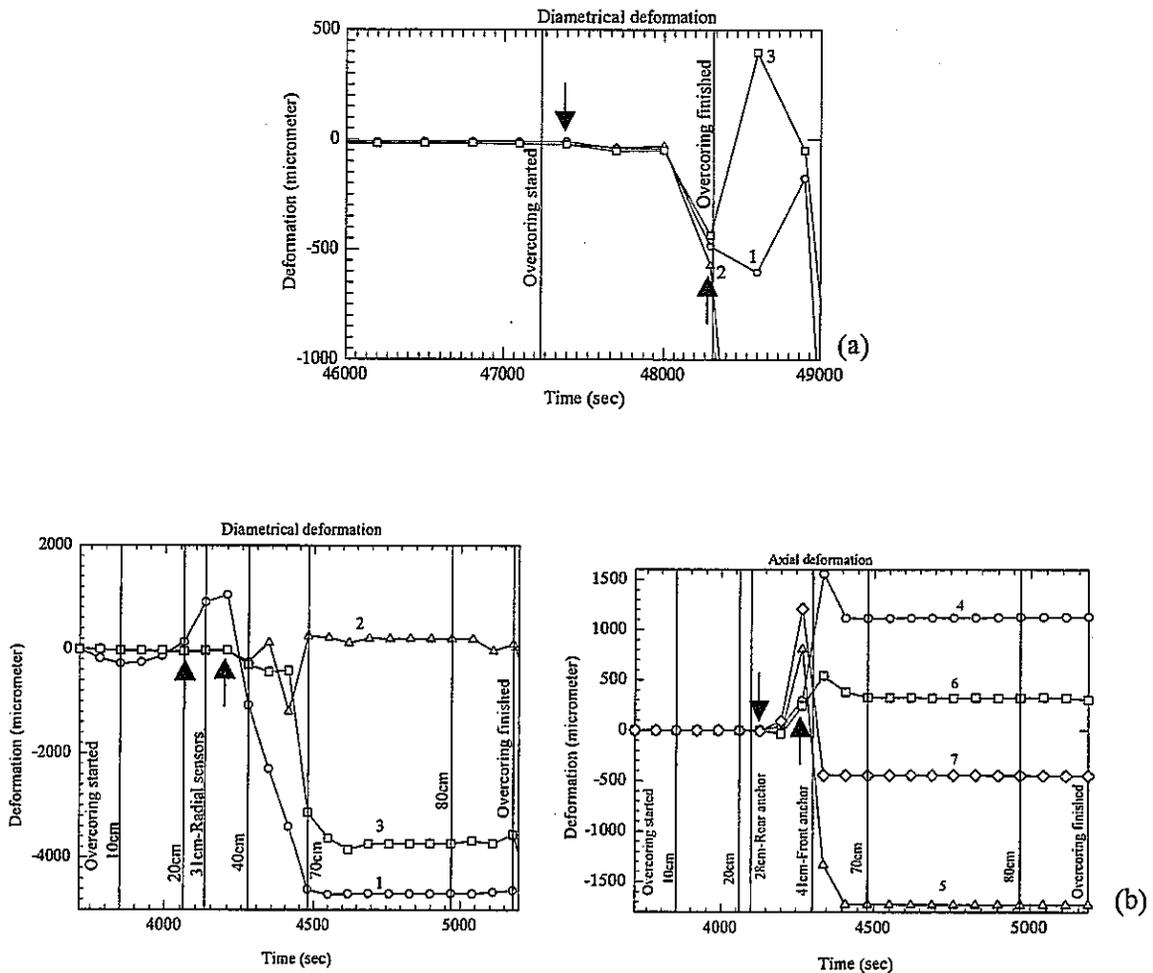


図 5-3(1) 時間 (オーバーコアリングの進行) に伴う観測孔の変形

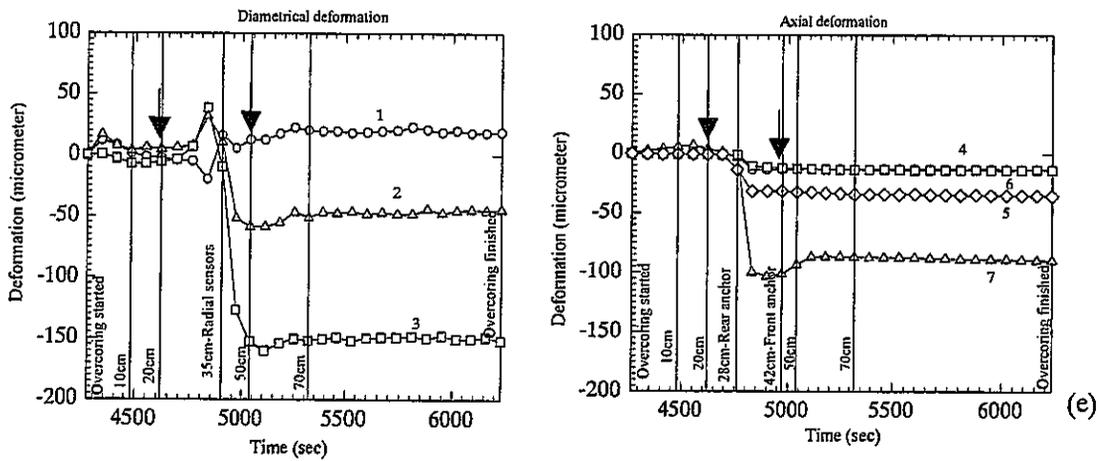
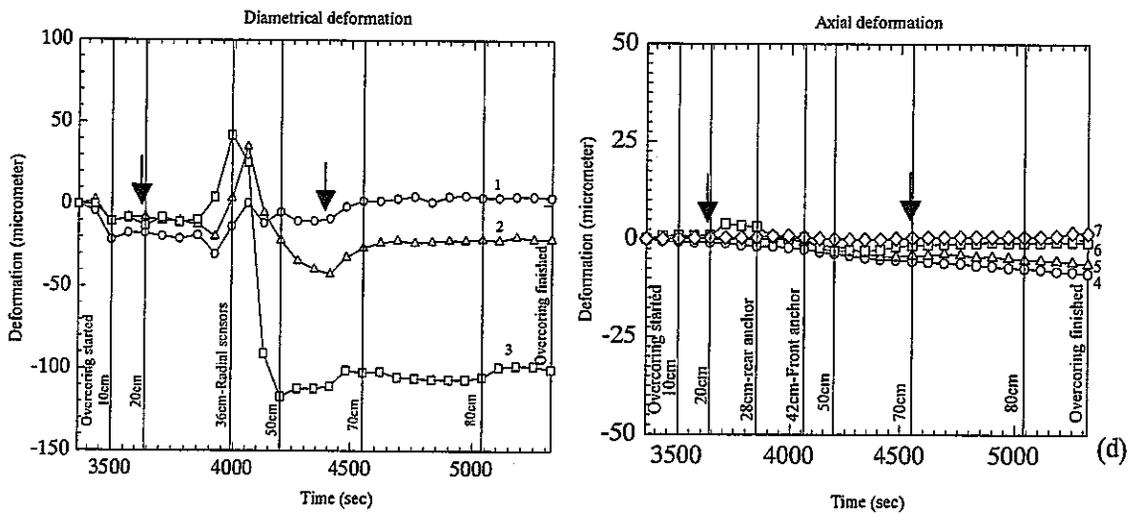
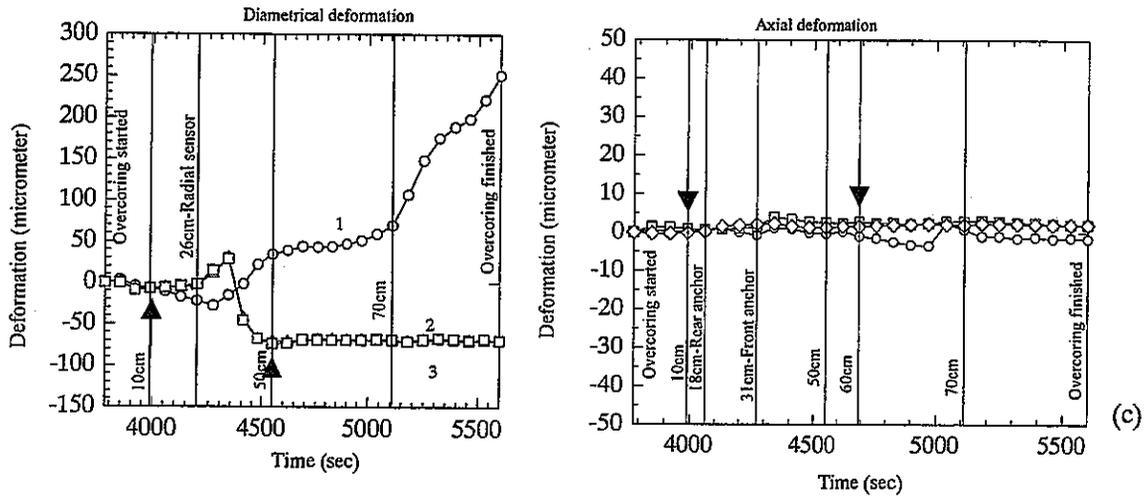


図 5-3(2) 時間（オーバコアリングの進行）に伴う観測孔の変形

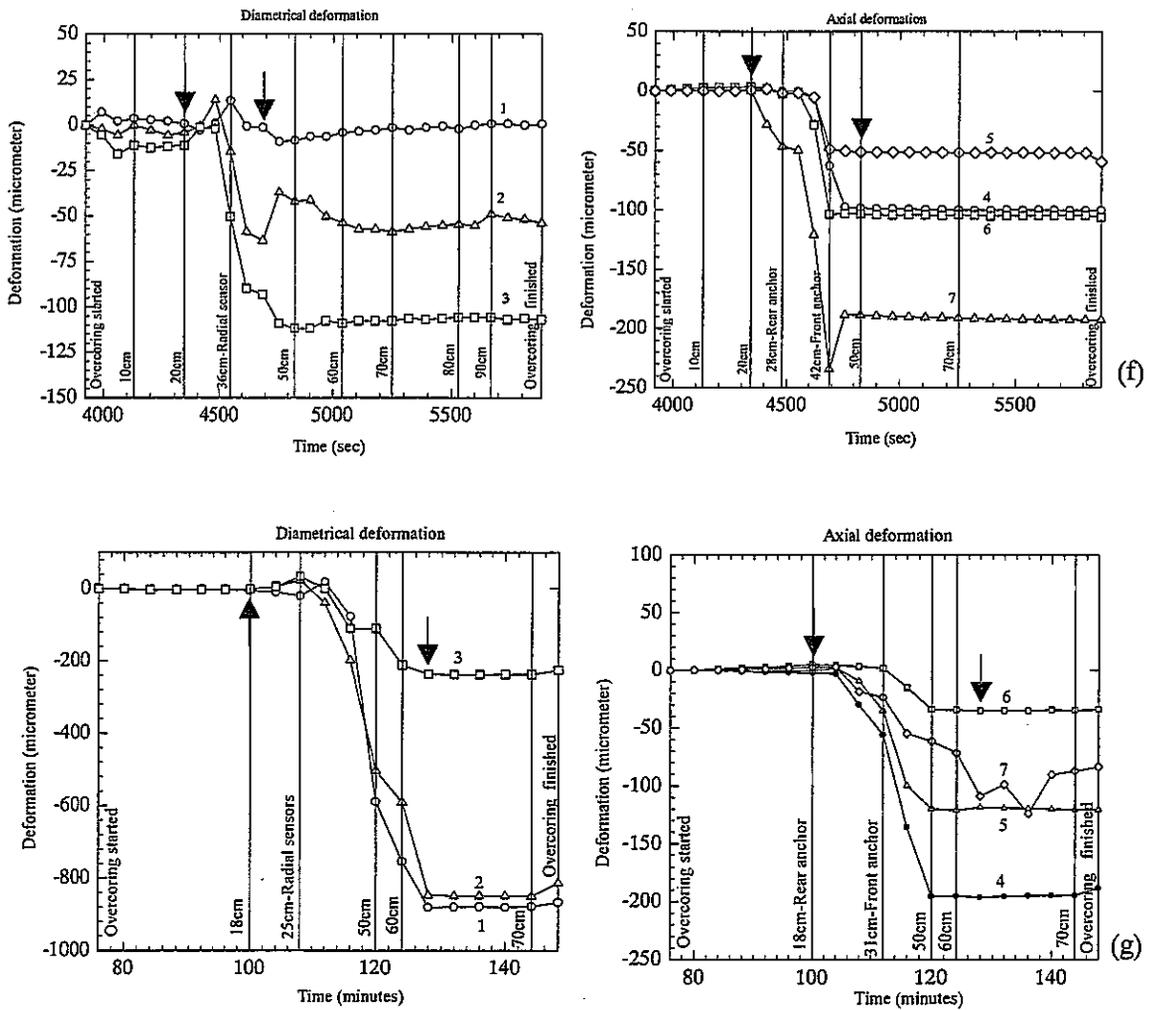


図 5-3(3) 時間（オーバーコアリングの進行）に伴う観測孔の変形。グラフに付けた数は径変形成分に対応している：1= $u_0$ ，2= $u_{60}$ ，3= $u_{-60}$ ，4= $w_0$ ，5= $w_{90}$ ，6= $w_{180}$ ，7= $w_{270}$ 。下向きの2本の矢印は、弾性体であればオーバーコアリングに伴う径変形が現れる範囲を示している。変形は+が縮み、-が伸びを表す。横軸の時間は、地圧測定器内のデータロガーを作動させた時刻を0としている。

しかしながら、そうならない挙動も少し認められる：深度が 38.8m~39.80m の測点では、オーバーコアリング通過後、径変化  $u_0$  は一度取まった後に再び動いている。深度が 39.90m~40.90m の測点では、軸の伸縮成分が全て小さく、オーバーコアリングが通過した後も変形が止まっていない。

### 5. 3. 3 コア表面の亀裂

図 5-4 は、7つの地圧測定箇所で作られたコアを示したものである。測定深度が 31.70m~32.85m のコアに現れた亀裂には2つのタイプが認められる(図 5-4(b))。1つは縦亀裂(亀裂が孔軸方向を向いている)、もう一つは斜め亀裂(亀裂が孔軸に対して斜めに入っている)である。同じ亀裂は測定深度が 48.00m~49.00m のコアにも認められる(図 5-4(f))。このコアの斜め亀裂は、同一方向で等間隔に分布している。測定深度が 49.10m~50.10m のコアにはやはり等間隔に配置した斜め亀裂と縦亀裂が認められる(図 5-4(g))。

測定深度が 38.8m~39.80m のコアの表面には、亀裂が認められない(図 5-4(c))。しかし、輪切りにしたコアの切断面を鏡下で観察したところ、観測孔壁から放射状に走る小さな亀裂の存在が確認された(図 5-5)。この微小亀裂は、縦亀裂と同様、孔軸方向に平行である。

測定深度が 39.90m~40.90m のコアの表面には、コアを回収した直後には亀裂が見えなかったが、時間が経過した後で現れた(図 5-4(d))。

測定深度が 45.15m~46.25m のコアだけは亀裂が認められなかった(図 5-4(e))。

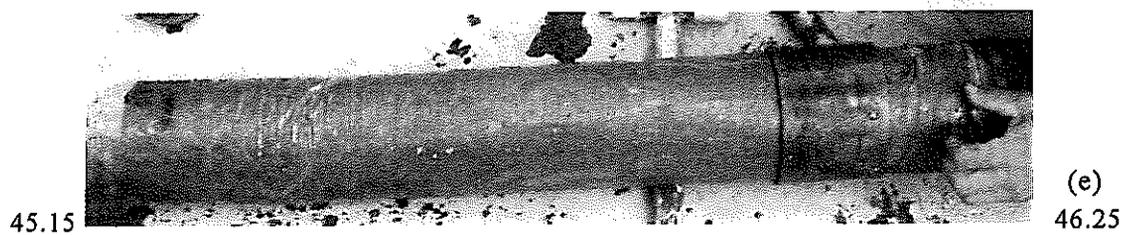
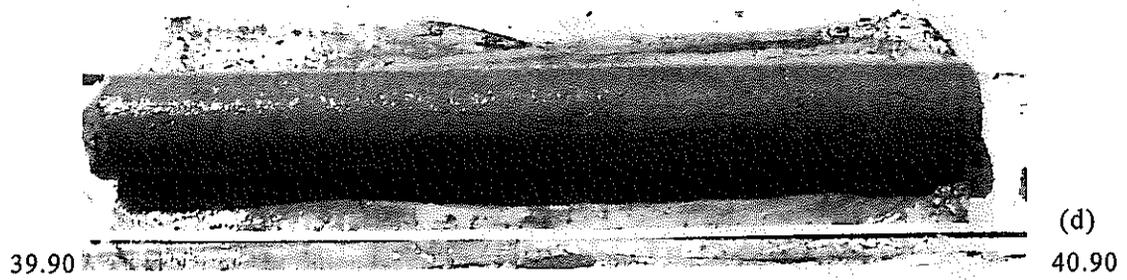
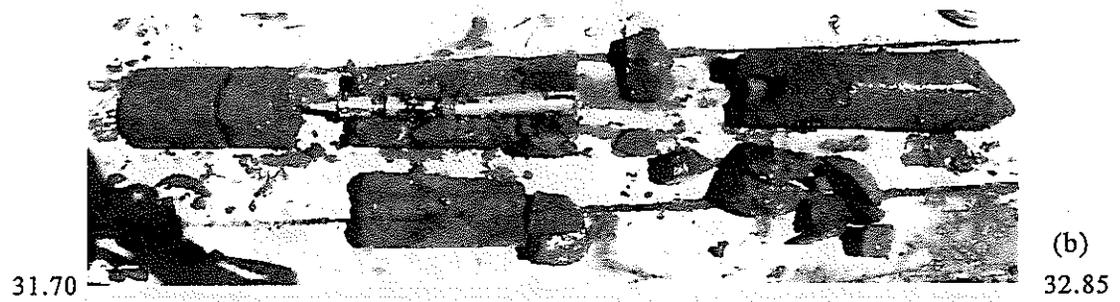


図 5-4(1) オーバーコアリング後に回収されたコア。

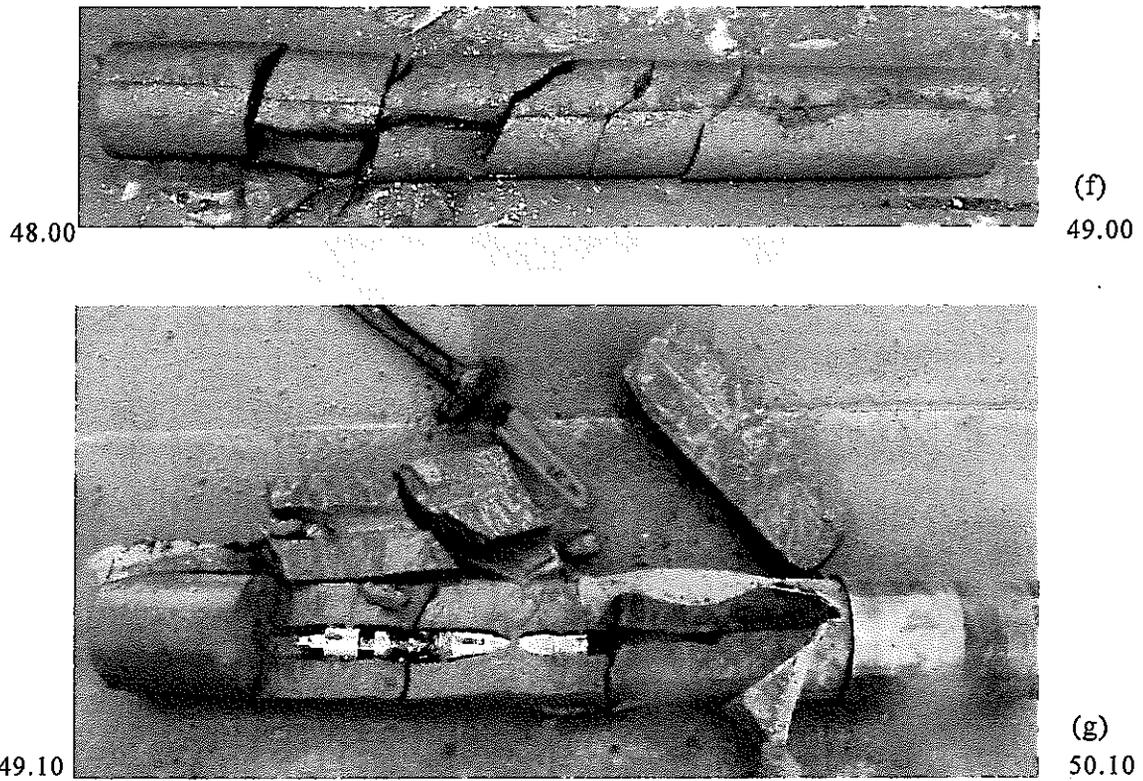


図 5-4(2) オーバーコアリング後に回収されたコア。(o)のコアは地圧測定器を取り出すためにハンマーで壊している。

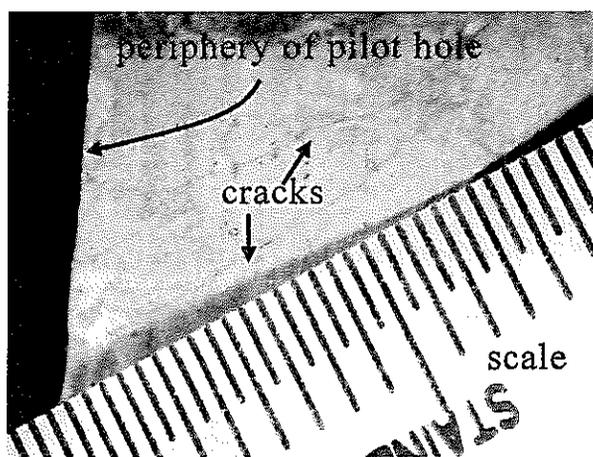


図5-5 観測孔壁に生じた亀裂。

### 5.3.4 ヤング率の評価

孔変形法では観測方程式がヤング率とポアソン比の関数になっている。特に、(2.30)式に示すように、応力はヤング率に比例するので、ヤング率の評価は重要である。軟岩の場合、オーバーコアリング終了後、まだ地圧測定器が中に入っている回収コアを用いてヤング率を評価するのが理想的である(2.6節参照)。

しかしながら、上述のように、亀裂が入っているコアが多いために、理想的な評価は実施できなかった。次善の方法として、測定を行った深度に近い箇所のコアを試料として、これから抜き出した径 30mm の円柱形供試体を載荷試験して得られたヤング率を用いた。

載荷試験は原位置と室内で実施した。原位置ではコア採取後、直ちに実施した。室内で使った供試体は次のような処置をした。すなわち、コア採取後、直ちに水没状態で保存し、室内試験直前にコアを水中から取り出し供試体を作製した。原位置と室内で得られた一軸圧縮強度は、次のようであった：

原位置	3.27MPa	(標準偏差 1.25MPa)	供試体数 10
室内	3.21MPa	(標準偏差 0.61MPa)	供試体数 140

幌延泥岩は、水中で保存すると劣化が防げるようである(5.4節参照)。両者で、値に差異がないことから、室内試験で得られた結果を用いることにした。原位置試験結果の数は、時間的な制約のために、室内での試験数より圧倒的に少ないことがその理由である。

### 5.3.5 評価された地圧応力とその正確度

5.3.2節で述べたように、オーバーコアリングに伴って生じる孔変形には、弾性モデルから予想される範囲内に収まるものと、収まらないものの2つのタイプがある。測定結果の信頼性は、弾性的挙動をしている前者の方が後者より高いと考えられる。

オーバーコアリングで回収されたコアの多くには、亀裂が認められた。後で考察するように、縦割れと斜め割れの2種類の亀裂は、オーバーコアリング中に生じた可能性が高い。これらの亀裂がオーバーコアリング中に生じたものであれば、変形はその影響を受けるので、評価される応力には誤差が入るであろう。

オーバーコアリングは7測点で実施したが、4測点では、上記の非弾性的な変形

挙動を示し、かつ回収されたコアには割れがあったので、測定結果の信頼性は低いと判断される。

38.80m～46.25m の深度で行った3測点では、孔変形が弾性に近い挙動をし、コアには割れが少なかった。したがって、これらの3測点における測定結果は信頼性が高いと判断される。これらの3測点で得られた測定結果を(2.30)式の観測方程式に代入して評価した地圧応力を表 5-1,5-2、図 5-6 に示す。

これら3者の応力状態には、次に述べる2点が共通して認められる。

- a) 最小主応力が小さく0に近いために2軸応力状態になっている。
- b) 最大主応力がほぼ水平にあり、東西方向を向いている。

どのような場所においても、地圧の鉛直成分は被り圧に等しいとされている。これは測定した応力の正確度を測る尺度として使うことができる。地表からの深度  $Z$  (m)における被り圧  $\sigma_v$  は、当サイトの場合、次のようになる。

$$1) Z \leq Z_0 (= 24 \text{ m}) \text{ (岩石の単位体積当たりの重量は } 1.00 \text{ gf/cm}^3\text{)}$$

$$\sigma_v = 0.0098Z \text{ (MPa)}$$

$$2) Z_0 \leq Z \text{ (岩石の単位体積当たりの重量は } 1.49 \text{ gf/cm}^3\text{)}$$

$$\sigma_v = 0.0098 Z_0 + 0.0145(Z - Z_0) \text{ (MPa)} \quad (5.1)$$

深度 45.15m～46.25m の測定で得られた鉛直応力成分は  $\sigma_z=0.44\text{MPa}$  である。一方、この深度の被り圧は  $\sigma_v=0.55\text{MPa}$  である。両者は略一致しており、この深度の測定結果の信頼性は高いと判断される。

地圧測定を実施した場所の広域応力場は、活褶曲の向き (Active faults in Japan,1991) や、浅部で発生した地震初動の押し引き分布 (Moriya,1999, Kasahara,1999, Takamura,2003) から、最大主応力が東西を向いた状態になっている。また、HDB-3 孔の深部で観察された break-out 現象からも同じ推定がなされている (Matsui,2003)。以上述べた知見と今回の測定で得られた最大主応力の向きは調和的である。このことから、測定結果の信頼性はあるといえる。

表 5-1 測定された地圧の主応力の大きさと方向

測定深度 (m)	主応力の大きさ (MPa)			方向 (°)*	
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\phi (\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3)$	$\varphi (\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3)$
38.80 - 39.80	0.25	0.15	-0.07	0/90/270	90/23/68
39.90 - 40.90	0.30	0.21	-0.04	31/160/284	61/42/63
45.15 - 46.25	0.69	0.40	-0.17	176/41/291	47/53/66

\*  $\phi$  は東から北に向かって測った方位角、  
 $\varphi$  は鉛直上向きから水平に向かって測った傾斜

表 5-2 地圧測定 of 正確さに影響する指標

測定深度 (m)	DSP	$\sigma_z/\sigma_v$
38.80 - 39.80	低い	0.27
39.90 - 40.90	低い	0.38
45.15 - 46.25	高い	0.80

DSP = オーバーコアリングに伴う孔変形が弾性モデルで予想される範囲に留まっている程度

$\sigma_z$  = 鉛直応力成分  $\sigma_v$  = 被り圧

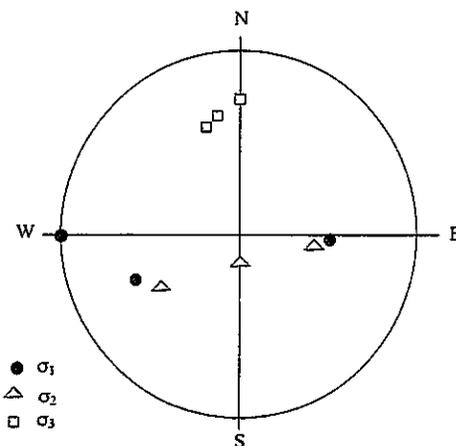


図 5-6 ウルフネットに表示した主応力の向き。

### 5. 3. 6 コアに見られた縦割れと斜め割れの解釈

オーバーコアリングで回収されたコアの多くに、縦割れと斜め割れの2種類の亀裂が認められた。これらの亀裂がオーバーコアリング中に生じた可能性について検討する。

このために、図 5-7(a)に示すようなオーバーコアリングの穿孔が観測孔の中央断面付近に到達したときの応力状態を、有限要素法を用いた弾性応力解析によって求めた。図中の座標系  $(x,y,z)$  では、 $z$  軸が鉛直孔軸、最小主応力が  $x$  軸、最大主応力が  $y$  軸にそれぞれ一致するものとし、 $y$  軸は東西を向き、オーバーコアリングの穿孔先端のなす面が  $z=0$  に一致するものとしている ( $z=0$  は水平面に平行である)。この座標系は、最大主応力と最小主応力がほぼ水平面内にあり、最大主応力が東西を向いているという地圧測定結果を考慮して導入されている。孔から離れた遠方では次の2種類の応力状態になっているものとし、これらの境界条件の下で生じる応力状態を解析する。

$$\text{case 1} \quad (\sigma_x=\sigma_3=0, \sigma_y=\sigma_1=1, \sigma_z=\sigma_2=0),$$

$$\text{case 2} \quad (\sigma_x=\sigma_3=0, \sigma_y=\sigma_1=0, \sigma_z=\sigma_2=1)$$

case 1 の境界条件下で得られた応力分布を図 5-7(b),(c),(d)に示す。観測孔の近傍では、応力成分  $\sigma_x$  と  $\sigma_z$  が引張りになっていることが注目される。応力解析から、次のことがわかる。

$z=0$  面上の観測孔壁と  $y$  軸の交点では、接線応力  $\sigma_\theta$  と軸方向の応力  $\sigma_z^*$  は、遠方の応力状態  $\{\sigma\}$  が、

$$\{\sigma\} = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)^T$$

のとき、次のようになる。

$$\sigma_{\theta} = 0.029\sigma_x - 0.872\sigma_y - 0.015\sigma_z \quad (5.2)$$

$$\sigma_z^* = 0.208\sigma_x - 0.555\sigma_y + 0.913\sigma_z \quad (5.3)$$

地圧応力（遠方の応力）が表 5-1 に示すような状態であれば、(5.2)式で定義される接線応力  $\sigma_{\theta}$  は引張りになる。したがって、この引張応力の下で、 $x=0$  面に平行な引張破面が発生する可能性が高い。これがコアで観察された東西を向いた縦割れとして現れていると解釈することができる。この解釈は次の2点からも支持されると考えられる。

a) オーバーコアリングの深度が 38.80m~39.80m で得られらコアには観測孔周囲に東西を向いた短い縦亀裂が発生していた。このコアは相対的に強度が大きかったことなどのために、発生した縦亀裂は他のようにコアを貫通するほどには発達せず、短い長さで止まってしまったのであろう。

b) 縦亀裂は東西を向いているが、地圧の最大主応力も東西を向いている。

(5.3)式から、 $\sigma_y$  ( $\sigma_1$ )が  $\sigma_x$  ( $\sigma_3$ ) や  $\sigma_z$  ( $\sigma_2$ ) に比べて大きいときには、軸方向応力成分  $\sigma_z^*$  は引張りになる。この下で発生する引張亀裂は孔軸に垂直になる。実際には、このき裂が斜め亀裂として観察されると考えられる。亀裂の向きが孔軸に垂直でなく斜めになっているのは、岩石強度の示す異方性などの影響があるものと解釈できる。コアデスキングは穿孔に伴って生じる引張り割れであるが、斜め割れはこのコアデスキングと同じ（あるいは似た）機構（Haimson,1997）で発生しているのであろう。

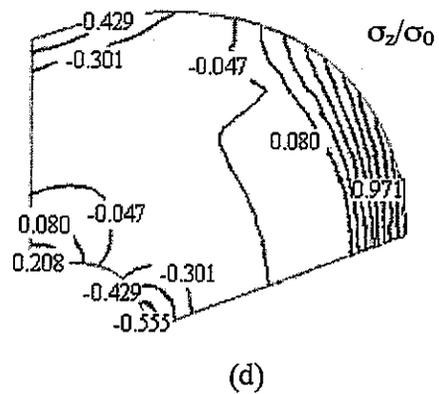
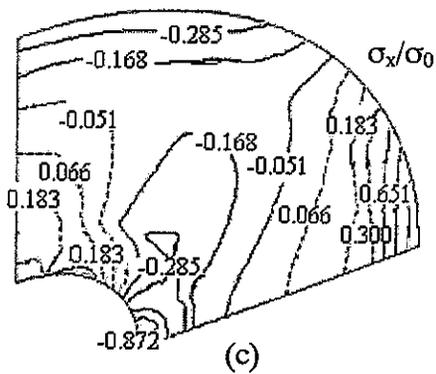
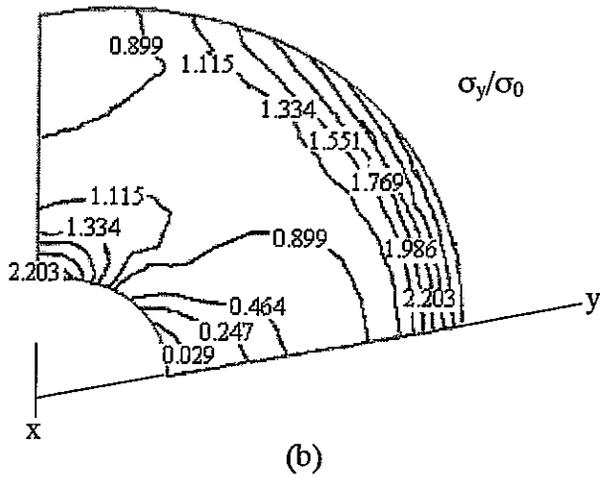
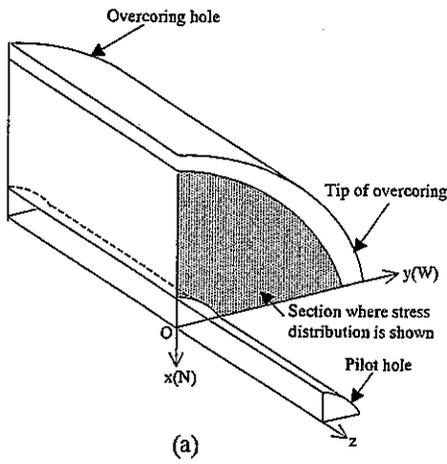


図5-7 (a)観測孔をオーバーコアリングの孔が通過している状況の鳥瞰図（全体の1/4が示されている）。(b),(c),(d) 遠方で $\sigma_y = \sigma_0 = 1$ の応力状態になっているときに、オーバーコアリングの孔先端に一致する面上の応力  $\sigma_y/\sigma_0$ ,  $\sigma_x/\sigma_0$ ,  $\sigma_z/\sigma_0$  の等高線。応力の符号は(+)が圧縮(-)が引張。

#### 5. 4 P波の原位置測定

深さ 50m、径 146mm の孔に沿った 23.81 m、25.98 m、27.54 m、44.90 m、45.90 m、46.90 m の合計 6 深度を P 波の原位置測定の測点に選んだ。ワイヤーを使って、各深度まで測定器を下ろした後、コンプレッサーでエアシリンダーに圧縮空気を送りプローブを固定し、測定を実施した。

図 5-8 に示した計測波形の例からわかるように、P 波の立ち上がりは概ね明瞭に認められる。いくつかの測点では、走時曲線の形状が折れ曲がっていたり、線の傾きが徐々に小さくなるものが認められる（図 5-9）。

走時曲線を基に評価した損傷域の速度  $V_1$ 、健全部の速度  $V_2$ 、損傷域の厚さ  $d$  を表 5-3 に示す。深度が 20～30 m から採取したコアは、亀裂の密度が大きかった。特に、深度 23.75m～24.75m で得たコアの RQD は 39% しかなかった。この深度における計測では、1 箇所損傷域の存在が示唆された。40～50 m の深度で得られた走時曲線は、折れ曲がり点のはっきりしないものの、距離が大きくなると線の傾きがやや小さくなっている。そこで、折れ曲がり点の存在を仮定して解析を行った結果を表 5-2 に示す。表が示すように、損傷域はかなり大きい、このような損傷域の存在は考えにくい。したがって、この場合の低速度域は、損傷域というよりも半径方向応力が解放された領域を示しているという解釈も可能である。より詳細な検討は今後の課題として残されている。

表 5-3 P 波測定結果

深度 (m)	損傷域の P-波速度(km/s)	地山の P-波速度(km/s)	損傷域の厚さ (cm)
23.81	---	1.69	0
25.98	---	1.76	0
27.54	1.15	1.92	70.2
44.90	2.04	3.02	75.0
45.90	1.78	3.11	93.6
46.90	1.73	2.99	90.4

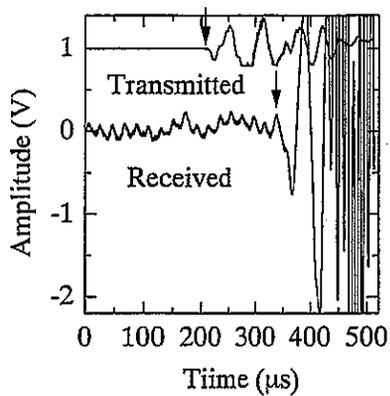
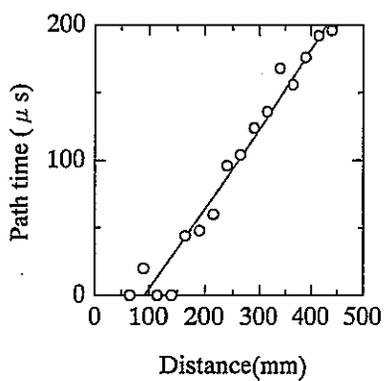
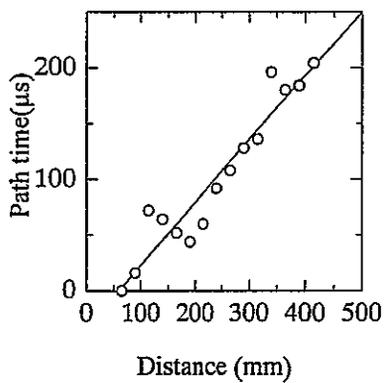


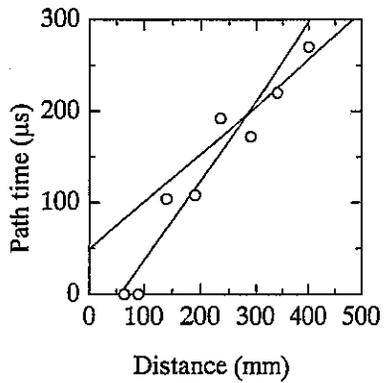
図 5-8 計測された波形の例



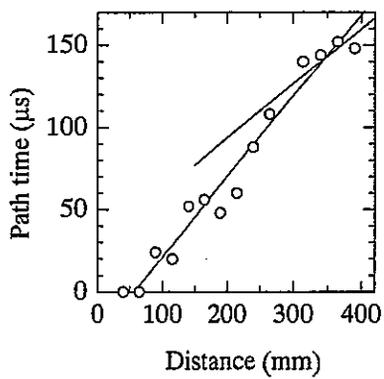
(a)



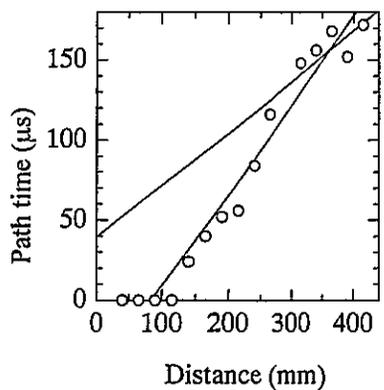
(b)



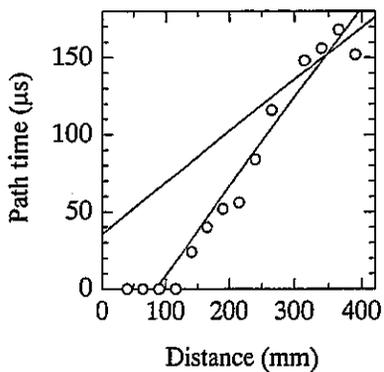
(c)



(d)



(e)



(f)

図 5-9 走時曲線。測定深度は、(a)=23.81m, (b)=25.98m, (c)=27.54m, (d)=44.90m, (e)=45.91m, (f)=46.90m。

## 5.5 孔クリープ変形挙動の計測

孔のクリープ測定をするために、穿孔した 146mm 径の孔内に測定器を挿入・固定し、20～25 時間の間、2 分のサンプリングタイムで、4 方向の径変化、3 方向の軸ひずみおよび水温を計測した。変形の符号は縮みを+、伸びを-とした。

### 5.5.1 深度 39.3m における測定結果

測点をビットが通過してから 1 時間後に（つまり、穿孔後、速やかに）測定を開始し、20.5 時間の間、計測を続けた。測点から得たコアの RQD はほぼ 100% で、コア表面にき裂は認められなかったが、図 5.10 に示すように、表面は滑らかでなく、比較的大きな凹凸が随所にみられる。

測定期間中の水温の変化は、図 5.11 に示すように、1°C 以下に留まっている。時間の進行に伴う径変化と軸方向の距離変化を図 5.12,13 に示す。

図 5.11 の径変化を見ると、最初の 3 時間は変化が激しいが、特に一定の傾向は認められないので、この間は、測定器が孔内に入ってから周囲の環境に馴染むまでの過渡的な変化が起きていると解釈することができる。そうすると、最初の 3 時間を除いた後の変形が孔の真の挙動を捉えていると考えることができる。このような考えの下に、測定器挿入後 3 時間経したときを時間の原点とした孔径の経時変化を図 5.14 に示す。これを孔の断面の変形として図示したのが図 5.15 である。

図 5.13 に示すように、軸方向の変位についても、最初の 3 時間は変化が激しいが、これを除くと、2 個のセンサーは縮み、1 個のセンサーはときどき大きな変化をするものの、速やかに元の状態に戻り、全計測時間を通してみると、ほとんど変化していない。3 個のセンサーの平均を取ると、変化は 0.3mm 程度に収まっており、一定方向への変化は見られない。

図 5.14 をみると、2 個のセンサー（1ch と 4ch）の孔径はほとんど変化していない。センサー（2ch）は、全計測時間中に 0.2 $\mu$ m の伸びを示しているが、この間、2 回、急激な変化が生じている。センサー（3ch）は、全計測時間中に 0.3 $\mu$ m の縮みを示している。センサー（2ch）で受感した 2 回目の急激な変化発生時に、センサー（3ch）でも変化を受感している。2 個のセンサー（2ch、3ch）は互いに 45° 離れており、比較的に近い位置にあるが、この急激な変化の原因については不明で

ある。可能性としては、次のようなことが考えられる。

- a) 孔壁に凹凸がある（図 5-10）ことから、センサーの先端がこの凹凸近傍に位置しており、凹凸部が破壊した。
- b) 孔壁が破壊した。

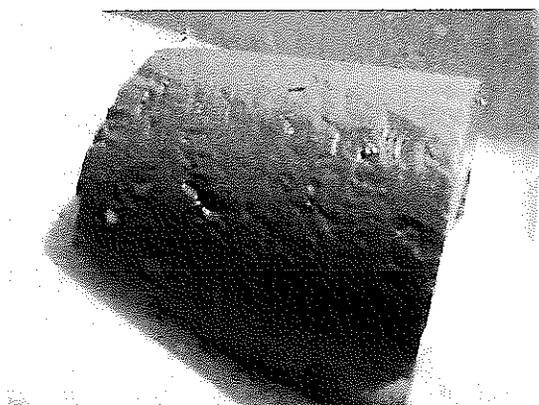


図 5-10 測点におけるコア

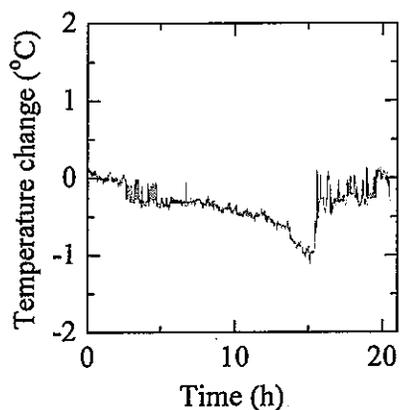


図 5-11 水温の経時変化

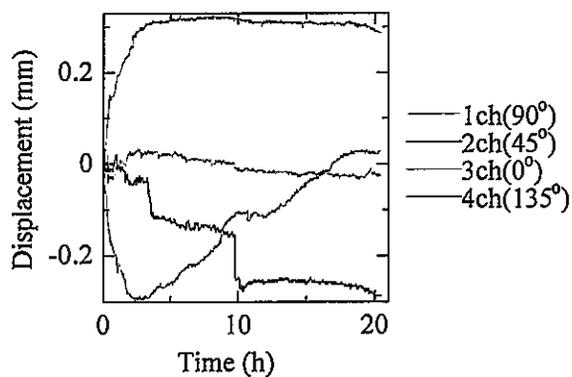


図 5-12 径方向変位の経時変化  
（括弧内の方位は北から時計回りの値）

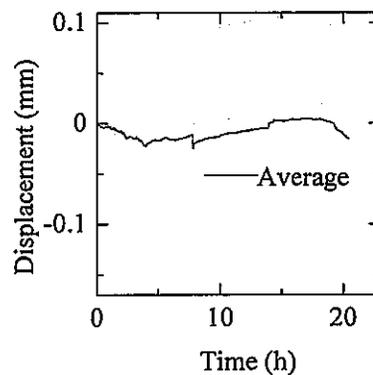


図 5-13 軸方向変位の経時変化

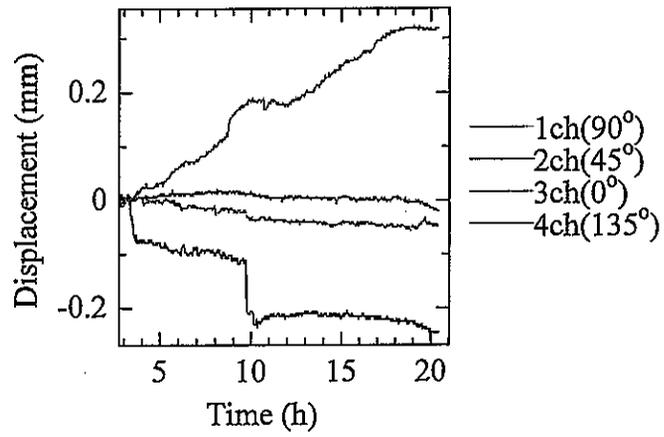


図 5-14 測定の開始 3 時間後からの孔径の経時変化

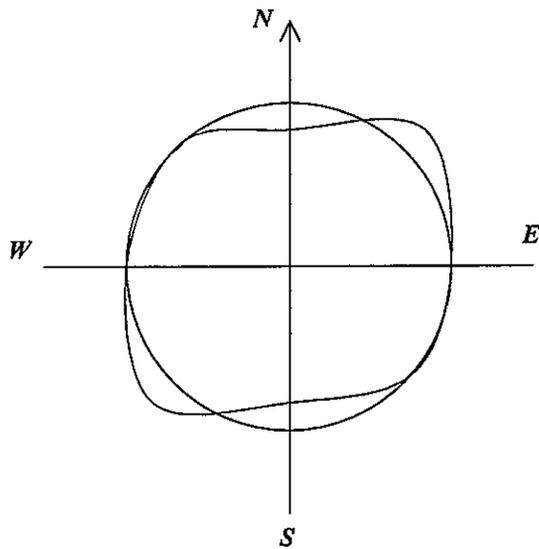


図 5-15 孔の形状の変化 (測定の開始 3 時間後からの測定結果を使用)

### 5. 5. 2 深度 49.9m における測定結果

測定点をビットが通過してから 45 分後に測定を開始し、23 時間の間、計測を続けた。

測定期間中の水温は、図 5.16 に示すように、5°C 変化しているが、上昇や下降といった一定の傾向はなく、変動しているだけである。時間の進行に伴う径変化と軸方向の距離変化を図 5.17, 18 に示す。

この測点でも、最初の 6 時間は孔変形の変化が比較的に大きい。最初の 6 時間を除いた後の孔径の経時変化を図 5.19 に示す。これを孔の断面の変形として図示したのが図 5.20 である。

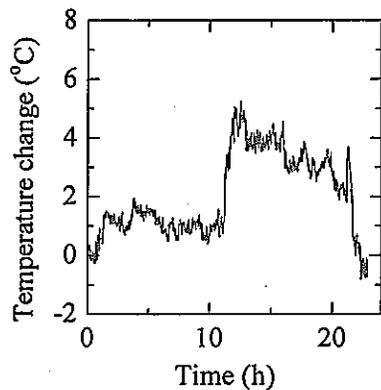


図 5-16 水温の経時変化

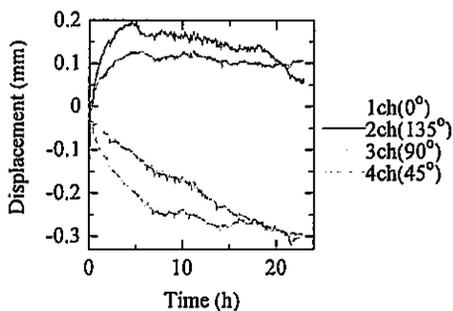


図 5-17 孔径の経時変化  
(括弧内の方位は北から時計回りの値)

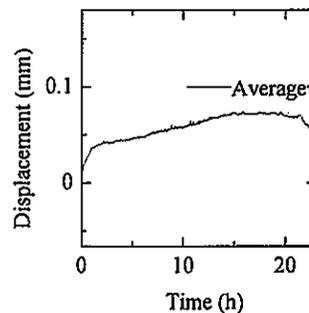


図 5-18 軸方向距離の経時変化

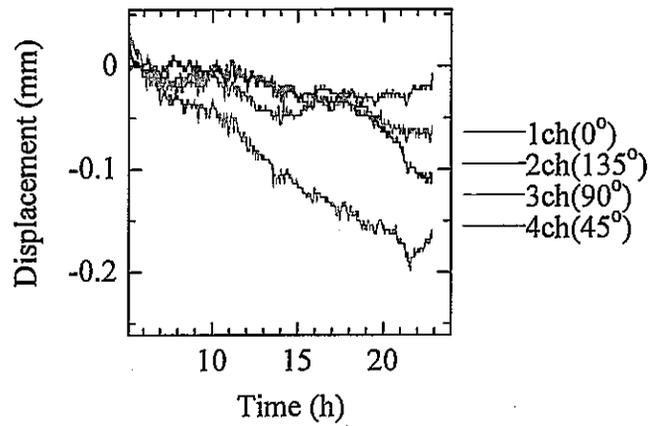


図 5-19 測定開始 6 時間後からの孔径の経時変化

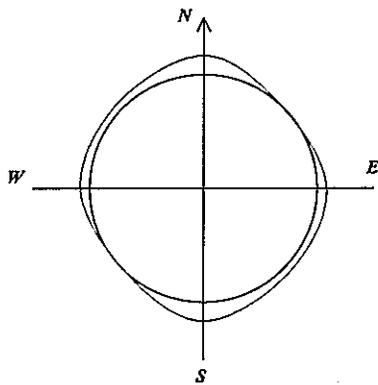


図 5-20 孔の断面の形状変化（測定開始 6 時間後からの孔径の経時変化を使用）

### 5. 5. 3 孔変形挙動の解釈

2 測点のいずれにおいても孔軸の寸法の変化は極めて小さい。孔軸の地圧成分は穿孔前後で変化しない。また、孔軸方向は穿孔により、境界条件が変化しない。弾性理論によれば、穿孔により孔軸のひずみは生じない。したがって、口元から離れた深部では、孔軸方向の距離の変化はないはずである。実測はこの予測と合っていると見える。

孔径の経時変化は、縮みよりも伸びを示したものが多い。地圧計測器を用いた観測孔の経時変化の測定においても、伸びが観測された（図 5-2 参照）。

地圧応力場は圧縮となっているので、この応力の下で、孔は一般に、縮む挙動を

するはずである。したがって、伸びが観測されたのは、次のような解釈が可能である。クリープ計も地圧計測器も、径変化は片持ち梁式センサー（図 2-2(b)）で測定する方式が採用されている。孔壁に接するこのセンサーの先端部は、伸びも縮みも計測できるように、計測時には、ある大きさの力で孔壁に押し付けられた状態になっている。またセンサーが孔壁に接する先端部は球状をしている。一方、孔の穿孔時には、清水を用いると壁の崩壊が起こるので、泥水が使用されている。このために孔壁は強度がない薄く泥壁で覆われた状態になっている。泥壁の剛性は極めて小さいので、球状をしたセンサーの先端部は容易に泥壁にめり込むであろう。その結果が伸びとして受感される。

径変化を解釈する際には、以上の推測を考慮すべきであると考えられる。

地圧測定結果によると、ここでは最大主応力が EW 方向を向き、最小主応力（その値はほぼ 0 に近い）が NS 方向を向いている。このような応力場に設けた孔は、EW 方向が縮み、NS 方向が伸びる挙動をすると予想される。

深度 39.3m の孔断面の変形（図 5-15）は、SE 方向が縮み、NE 方向が伸びている。方向が 45° ずれているが、それを無視すれば、応力場に合った変形が観測されたといえる。深度 49.9m の孔断面の変形（図 5-20）は、僅かの量の伸びを除くと、上記の予想通りの変形挙動が捉えられている。

## 5. 6 岩石の地山の変形・強度特性の測定

### 5. 6. 1 地山状態に置かれた岩石の変形・強度特性を測定することの重要性

幌延泥岩（新第三紀に属する声問層の珪藻質泥岩）は典型的な軟弱岩である。軟弱な堆積岩は、しばしば水に敏感で、また地山から取り出した岩石は風化が著しく進行する。室内試験で得られる岩石の変形・強度特性が地山状態の値と違う場合には、後者の値を評価することが重要である。もし、室内試験結果を空洞の設計・施工など工学的な問題に使用すれば、間違った評価をする危険がある。

孔変形法のような応力解放法で地圧を測定する場合の観測方程式は、ヤング率とポアソン比の関数になっている。(2.8)式で与えられる観測方程式を見ると、応力はヤング率に比例する。したがって、ヤング率の正確な評価、すなわち地山状態にお

ける値の評価、が望まれる。しかも、岩石は不均質であり場所ごとに値が変わるので、その場所のヤング率を測定することが重要である。このために、岩石の地山の変形・強度特性を測定する手段を開発することが望まれる。

取り出した直後のコアを用いてその場で迅速な測定を実施する方法は、風化の影響を最小限に押さえる上で有効であろう。本研究では、この方法の開発を試みた(2.6節参照)。しかしながら、このような原位置計測は、いくつか問題がある。例えば、地圧測定をしている場合には、力学的定数を測定するための原位置計測に時間を割きマンパワーを回すことが難しい。また、原位置の載荷試験装置は簡易型にならざるを得ない。室内試験のように、精密な制御の下での試験は期待できない。

このような問題の解決策として、地山状態を保てるような保存方法を開発し、この方法で保存した岩石を用いて室内試験をすることが考えられる。本研究は、これの試みについても述べる。

#### 5.6.2 原位置載荷試験結果

コアをコアチューブから取り出した後、原位置で、直ちに、コアボーリングして径 30mm のコアを取り出し(図 5-21(a))、図 5-21(b)のように、コアを鋼製の厚肉円筒容器に入れ、端面の整形をして供試体とする。この供試体を、図 2-6 に示す簡易型載荷試験装置を用いた載荷試験に供する。試験結果、図 5.22 に示すような応力-ひずみ線図が得られ、圧縮強度やヤング率を求めることができる。

地圧測定時に実施して得られた原位置試験結果を表 5-3 に示す。

#### 5.6.3 室内試験結果

コアチューブから取り出したコアは、原位置試験に供さない場合には、直ちに、塩ビ製の円筒容器に入れ、水を容器の口元まで満たした後、蓋を閉め、室内に持ち帰り、試験直前まで、その状態を保つ。

試験直前にコアを取り出し、直径 30mm の供試体を整形する(図 5-23)。そして直ちに載荷試験に供する。

試験後の破壊した供試体を図 5-24、得られた応力-ひずみ線図の例を図 5-25 に示す。試験結果を表 5-4 に示す。

図 5-26 は強度やヤング率の深度依存性を示したものである。深度方向にかなりのばらつきのあることがわかる。

#### 5.6.4 岩石試料の保存方法

原位置試験、室内試験で得られた圧縮強度を比較したところ、5.3.4 節に示すように、両者で差異がないことがわかった。これは試料の保存状態が適切で、保存期間中に風化が進行しなかったことを意味する。

図 5-27 は、深度 30m の孔内試験で得た P 波速度、および原位置測定後、7 週間に亘って室内試験を実施して得た P 波速度を示したものである。室内試験では各供試体について軸方向と 3 つの径方向の P 波速度を測定した。室内試験で用いた供試体は、深度 30m から得たコアを水中保存し、試験直前に取り出して作製した。図から、P 波速度の経時変化は小さいこと、原位置測定と室内試験とで値の差異が小さいことがわかる。この結果も、試料の保存方法が適切であったことを示している。

表 5-3 原位置載荷試験で得られた結果

深度 (m)	一軸圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	供試体の向き
19.00	1.05	0.292	Horizontal
24.50	4.50	0.290	Horizontal-1
	3.90	0.433	Horizontal-2
	3.80	0.506	Vertical
32.50	2.35	0.533	Horizontal
40.80	3.45	0.345	Vertical
	3.55	0.394	N-S
	4.35	0.414	E-W
46.00	2.33	0.465	N-S
	2.45	0.233	E-W

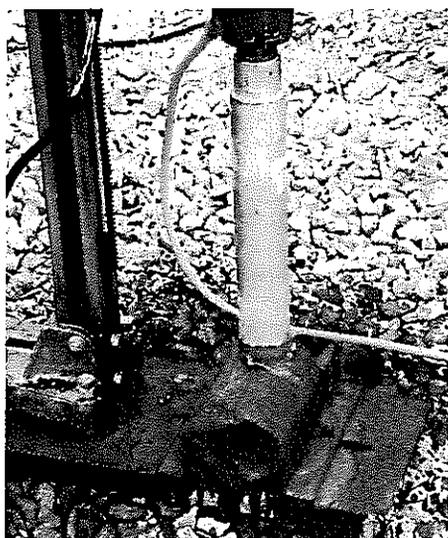
表 5-4 室内載荷試験で得られた結果 (その 1)

深度 (m)	ヤング率 (GPa)			ポアソン比			圧縮強度 (MPa)		
	Vert	N-S	E-W	Vert	N-S	E-W	Vert	N-S	E-W
26	0.54	0.53	0.58	0.16	0.08	0.13	3.53	2.98	3.20
29	0.54	0.53	0.61	0.12	0.10	0.13	3.59	4.40	3.58
35	0.41	0.47	0.50	0.20	0.07	0.15	2.78	2.74	2.55
41	0.33	0.50	0.50	0.15	0.13	0.12	2.54	3.01	2.89
46	0.49	0.55	0.40	0.12	0.15	0.07	2.22	2.87	3.02
50	0.60	0.76	0.64	0.17	0.16	0.09	3.67	3.74	4.43

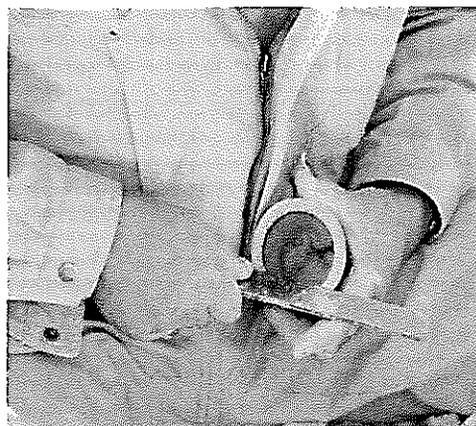
供試体軸の方向：Vert=鉛直、N-S=水平 NS 方向、E-W=水平 EW 方向

表 5-4 室内載荷試験で得られた結果 (その 2)

深度 (m)	かさ密度 (g/cm <sup>3</sup> )			引張強度 (MPa)			
	Vert	N-S	E-W	Vert (N-S)	Vert (E-W)	N-S	E-W
26	1.50	1.50	1.50	0.47	0.40	0.48	0.41
29	1.50	1.48	1.50	0.47	0.55	0.59	0.55
35	1.49	1.51	1.51	0.41	0.34	0.40	0.32
41	1.49	1.50	1.47	0.27	0.43	0.40	0.37
46	1.49	1.50	1.50	0.34		0.41	0.39
50	1.48	1.47	1.47	0.67	0.50	0.59	0.60



(a)



(b)

図 5-21 原位置試験に供する供試体の整形。(a)はコアを抜き作業、(b)は端面の整形作業。

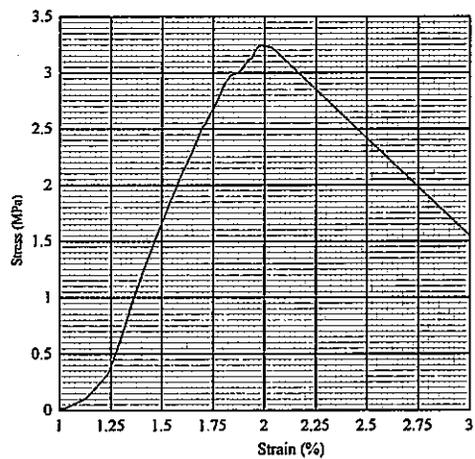


図 5-22 原位置載荷試験で得られた応力-ひずみ線図

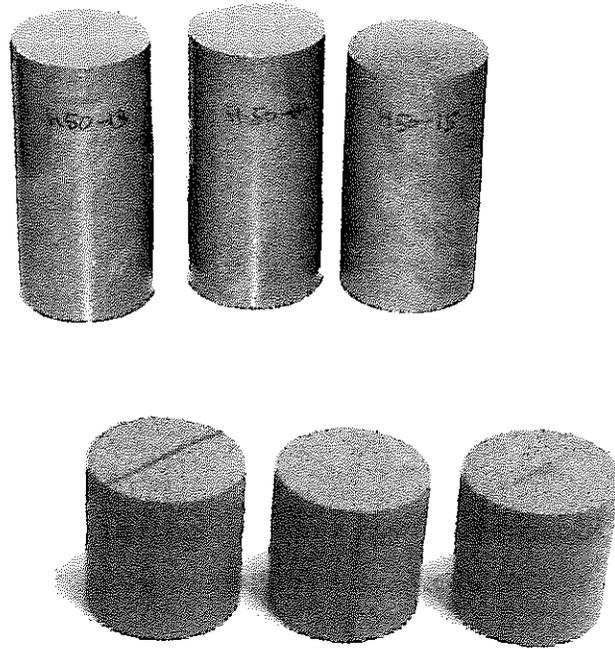


図 5-23 室内試験の供試体。上段は一軸圧縮試験用、下段は圧裂試験用。

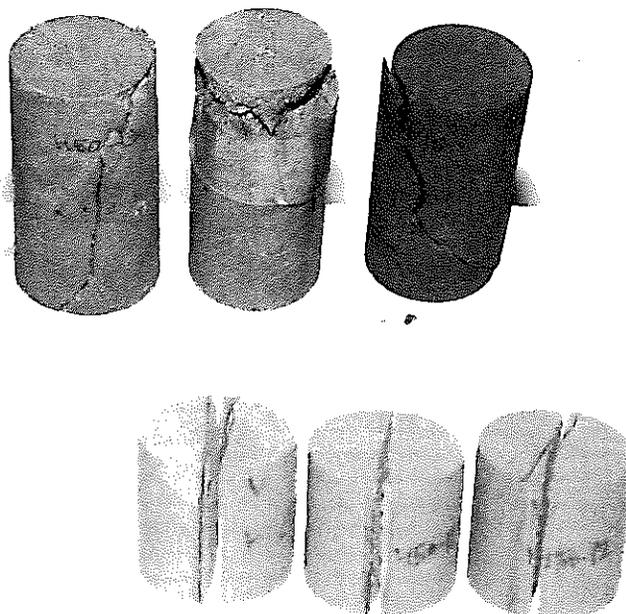


図 5-24 載荷試験後の供試体。上段は一軸圧縮試験結果、下段は圧裂試験結果。

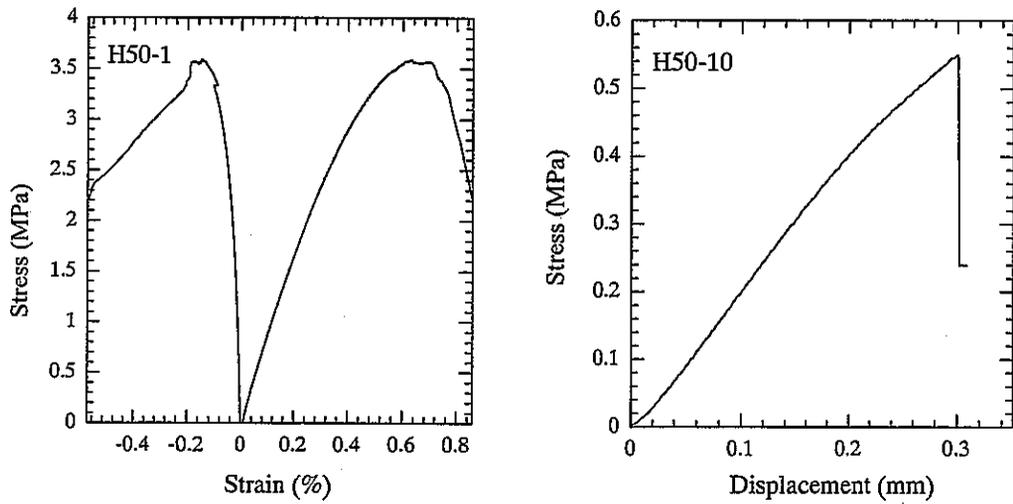


図 5-25 室内载荷試験で得られた応力-ひずみ線図の例。左は一軸圧縮試験、右は圧裂試験で得られた。

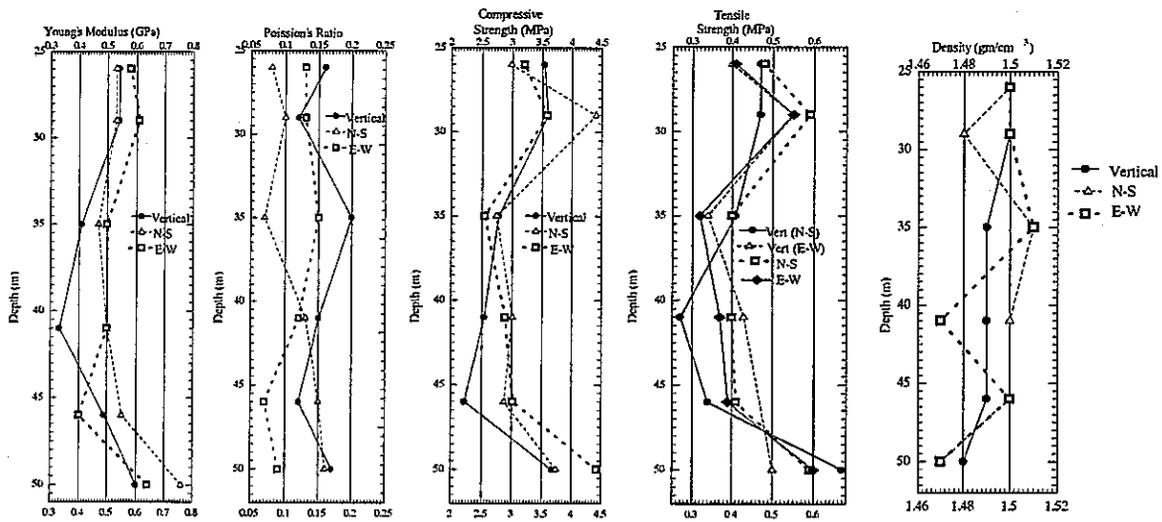


図 5-26 強度やヤング率、密度の深度依存性。

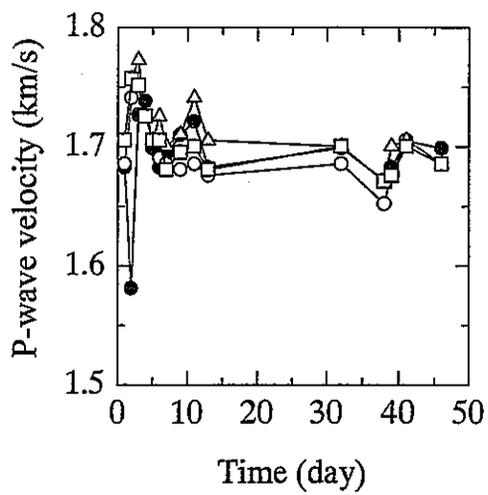


図 5-27 P 波速度の経時変化。時刻 0 の測定は原位置試験で得られた。それ以外は室内試験で得られた。 ● : 軸方向、○ : 径方向 1、△ : 径方向 2、□ : 径方向 3

## 6. おわりに

本研究では、軟弱岩石に空洞などを建設するのに先駆けて、力学的な初期状態と施工によって起こる時間依存性の変形や緩みを計測によって評価する計測システムを開発し、実際に原位置で使うことによって、その有効性を確認することを研究の目的とした。

研究で得られた主な成果を以下に示す。

### (1) 3次元地圧応力の測定技術

孔変形法と名づけたオーバーコアリングに基づく測定システムを開発した。この測定システムは次のような特徴を持っている。

- a) 径 40mm の観測孔に挿入して使用し、孔変形の 7 成分（3 方向の径変化と 4 方向の孔壁の軸ひずみ）を計測し記憶する測定器は、1 回のオーバーコアリング作業で 3 次元地圧応力を決定することができる。
- b) この測定システムは硬岩から軟岩まで幅広い岩種に応用することが可能である。
- c) 測定器を観測孔に挿入した後、直ちにオーバーコアリング作業に取りかかることができ、本作業終了後のコアを回収する際に、コア内に収まった測定器も一緒に回収される。1 回あたりの測定作業を短時間で済ますことができる。
- d) オーバーコアリング法で必要となるヤング率は、回収されたコアを使って合理的かつ迅速に評価することが可能である。
- e) 任意方向の測定が可能である。

本測定システムの有効性は、典型的な軟弱地層である珪藻質泥岩からなる声問層を対象に実施した原位置計測によって確認された。幌延町において、地表から深度 50m の孔を設け、この孔に沿った地圧測定実施した。岩盤の状況がよく、RQD が 100% に近いコアが取れる条件下では、1 日 8 時間の作業で、深度の異なる 3 測点での地圧測定を実施することができ、本測定法が高い実用性を持っていることを証明した。測定結果は、最大主応力が東西を向き、最小主応力が 0 に近い 2 軸状態になっていることを示したが、この特徴は他の方法で得た知見と調和的である。

## (2) 径方向に分布する P 波速度の測定技術

地圧が岩盤強度より高い状態に置かれている岩盤に設けた孔の周囲は破壊し、いわゆる緩み域が発達している可能性がある。この緩み域では地山に比べて弾性波速度が低下しているであろう。このような速度分布を持った岩盤では、弾性波が屈折して伝播する性質を利用することにより、2種類の P 波速度の大きさと、孔を囲む緩み域の幅を評価することができる。孔変形法による地圧測定が終了した 146mm 径の孔を利用して、径方向に分布する P 波速度を測定する技術を開発した。

開発した測定システムは、孔内に P 波の発振子と受信子を同じ向きに並べ、両者の距離を可変にできる構造になっている。最初に受信子に到達する P 波は、距離が長くなるにつれて、直接波から屈折波に変わり、折れ曲がった走時曲線が得られる。

大型模型を使った室内試験で、本測定法の有効性を確認した。

幌延の原位置試験サイトにおいて、地圧測定の合間に、合計 7 測点で P 波速度の測定を実施した。深度が大きい測点では、折れ曲がった走時曲線が得られた。

## (3) 孔のクリープ変形の測定技術

軟弱な岩盤の場合、ここに掘削した空洞壁が長期に亘って押し出してくる現象がしばしばみられる。あらかじめ、このような変形速度がわかると、支保などの設計に有用である。地圧測定の終了した孔を利用して、4方向の孔径と3方向の軸ひずみの経時変化を長期に測定する測定器を開発した。

軟弱岩に設けた孔は壁面が崩壊しやすいので、測定器は、挿入時と回収時には縮めた状態にして孔壁をこすらないようにし、測定点でのみ開き孔壁に接した状態で計測するような機構を採用した。

幌延の原位置試験サイトにおいて、地圧測定の合間に、合計 2 測点で孔のクリープ変形の測定を実施した。1回当たりの測定時間は 22 時間前後である。孔軸方向の変形は予想通りほとんど生じなかった。径方向の変化は、地圧測定結果と調和的な挙動を示した。なお、地圧測定器も観測孔の経時変化を数時間、計測することが可能である。この測定も含めて、径方向では、わずかながら、測定センサーの球形をした先端部が孔壁に入っていく挙動が計測された。これには次のような背景がある。

すなわち、径方向の測定センサーは片持ち梁構造になっており、ある大きさの押し付け力で孔壁に接している。一方、孔の設けられた岩盤は軟弱なことに加えて、孔は泥水を使って掘削されているために、孔壁は薄く弱い泥壁で覆われている。このために、センサー先端部のめりこみ現象が起こったのであろう。

#### (4) 地山状態の岩石の弾性定数や強度を測定する技術

径変形法では、観測方程式がヤング率やポアソン比の関数になっている。この方程式では、地圧応力がヤング率に比例するので、ヤング率の評価が重要である。径変形法では、測定器が中に収まった状態でコアが回収されるので、このコアを載荷すれば、地圧測定をした箇所の弾性定数を評価することができる。

堆積軟岩は、その物理的性質が水分の変化に敏感であり、一般に風化が急速に進行する。通常の室内試験では、地山状態における岩石の弾性定数や強度を評価できていない可能性がある。原位置の穿孔作業において、コアを取り出したならば速やかに載荷試験を実施するならば、地山状態に近い値を評価できる可能性がある。この原位置載荷試験を試みた。

室内試験は、理想的な制御条件の下で載荷試験を実施することができるという利点がある。コアを地山に近い状態で保存することができれば、室内試験で地山状態に近い値を評価することが可能である。コアをコアチューブから取り出した段階で、直ちに水没状態で保存する方法の有効性を確認するために、この方法で保存したコアを使い、載荷試験とP波速度を実施した。

幌延泥岩の圧縮強度は、室内試験と原位置試験で有意差がないことがわかった。また、コア採取後45日間、適当な間隔でP波速度を測定した。室内で得られた測定値と原位置で得られた値の間には差異が認められなかった。以上より、幌延泥岩（珪藻質泥岩）の場合、コアを水没して保存する方法は、有効であるとの予測を得た。

## 参考文献

- Fairhurst C., 1986, *In-situ stress determination- an appraisal of its significance in rock mechanics. Proceedings of International Symposium on Rock Stress & Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 September.*
- Ghimire H. N., Ishijima Y. and Sugawara T., 2003, *Development of 3-dimensional rock stress meter suitable for soft rocks. Third International Symp. on Rock Stress, RS Kumamoto-03, 175-180.*
- Gray W. M. and Toews N. A., 1974, *Optimization of the design and use of triaxial strain cell for stress determination. In Field-testing and Instrumentation of Rock, ASTM STP 554, 116-133.*
- Haimson B. C., 1997, *Borehole breakouts and core diskings as tools for estimating in situ stress in deep holes. Proc. International Symp. on Rock Stress, Kumamoto, 35-42.*
- Hall E. H., 1879, *On a New Action of the Magnet on Electric Current. Am. J. of Mathematics, 2/3, Sept.*
- Herget G., 1993, *Overcoring techniques. In lecture notes of the short course on modern in-situ stress measurement methods at the 34<sup>th</sup> US Symp. Rock Mech., Madison, Wisconsin.*
- Kanagawa T., Hibino S. and Ishida T., 1986a, *In-situ stress measurements by overcoring method. Development of 8-element gauge for 3-dimensional estimation. CRIEPI Rep. E385033*
- Kasahara M. and Takahashi H., 1999, *Tectonics of Hokkaido region from the viewpoint of recent crustal movements. The Earth monthly, 27, 194-199.*
- 近藤良夫・舟阪渡編 (1967), 技術者のための統計的方法, 共立出版, p.582-588.

Leeman E. R and Hayes D. J., 1966, *A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. Proc. 1<sup>st</sup> Int. Soc. Rock Mech. (ISRM), Lisbon, 17-24.*

Matsui Y., 2003a, *Development on the rock mechanics investigations in the Horonobe project of research on deep strata. Local symposium of Sigen to Sozai in Hokkaido, 51-52.*

Merrill R. H., 1967, *Three component borehole deformation gage for determining the stresses in rock, UB Bureau of Mines Report of Investigation RI 7015.*

Moriya T., 1999, *Stress field of the sub surface zone estimated by the earthquake mechanism of Hokkaido and around. The Earth monthly, 21, 9, 557-564.*

Poulos H. G. and Davis E. H., 1974, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics.*

Sugawara K., Obara Y., Okamura H. and Wang Y., 1985, *The determination of the Complete State of Stress in Rock by the Measurement of Strains on a Hemispherical Borehole-bottom. J. Min. Metall. Inst. Jpn., 101/1167, (In Japanese), 277-282.*

Sugawara K. and Obara Y., 1999, *Draft ISRM suggested method of in-situ stress measurement using the compact conical-ended borehole overcoring (CCBO) technique. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst., 36, 307-332.*

Takahashi M., Li X. and Lin W., 2000, *Calibration for LTD. J. Association of Innovative Technology, Japan, No.43.*

Takamura M., Kasahara M. and Moriya T., 2003, *The micro-seismicity and crustal structure in Northern Hokkaido inferred from Temporal Observation. Earthquake, 55, 337-350.*

The research group for active faults of Japan, 1991, *Active faults in Japan. Univ. Tokyo Press, 80-81.*

社団法人地盤工学会（2000）,地盤工学・実務シリーズ 1 4 地盤工学への物理探査技術  
の適用と事例

物理探査学会（1991）, 図解 物理探査