

JNC TJ7400 2005-045  
PNC ZJ-449-94-001

06  
~~限定資料~~

/  
図書室

# 機械掘削による影響評価試験の事前調査および 事前解析研究〔平成5年度〕

## 概要報告書

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

1994年6月

大成建設株式会社  
株式会社 大林組

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

〒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

Inquiries 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) 2005

~~この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、特に限られた関係者だけに開示する  
ものです。ついては、複製、転載、引用等を行わないよう、また第三者への開示又は内容  
漏洩がないよう管理して下さい。また今回の開示目的以外のことには使用しないよう特に  
注意して下さい。~~

本資料についての問い合わせは下記に願います。

~~〒509-51  
岐阜県土岐市泉町定林寺園戸959-31  
動力炉・核燃料開発事業団  
中部事業所  
技術開発課~~

# 機械掘削による影響評価試験の事前調査および 事前解析研究〔平成5年度〕

## 概要報告書

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

1994年6月

大成建設株式会社  
株式会社 大林組

## 機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究 [平成5年度]

山本 卓也\* 吉岡 尚也\*\*

## 要 旨

岩盤における立坑や坑道の掘削は、岩盤本来の力学的・水理学的特性に影響を与え、また、立坑や坑道周辺の水理環境の変化を促し地下水流動へ影響を与える。これらの現象を把握・評価することを目的とし、動力炉・核燃料開発事業団では昭和62年度以来、中部事業所東濃鉱山において水平坑道および立坑を掘削し、それにともない発生する周辺岩盤への影響評価研究を実施した。

これらの研究では、坑道掘削に発破工法を使用しており、掘削影響は主として発破にともなう岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。この結果を受けて、平成5年度から機械掘削による影響評価試験を実施し、発破による掘削影響との比較を行うこととした。

本研究では、機械掘削による影響評価試験の事前調査として、坑道掘削予定位置周辺岩盤の掘削前の物性を計測・評価した。事前調査は、室内試験、孔内壁面観察、孔内載荷試験、弾性波および比抵抗トモグラフィ調査、初期地圧測定である。また、既存データおよび今回の事前調査により取得されたデータに基づき、坑道掘削時の岩盤挙動を予測するための事前解析を行った。事前解析では、岩相や異方性を考慮することの有効性を検討した。

これらの事前調査を整理・分析し、坑道掘削前の岩盤の力学特性、亀裂状態、地層構造を把握した。また、最後に、今回の事前調査および事前解析で明らかとなった問題点を今後の課題として示した。

---

本報告書は、大成建設株式会社、株式会社大林組が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：050D0294

事業団担当部課室および担当者：中部事業所 環境地質課 課長 湯佐泰久

\* 大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部

\*\* 株式会社大林組技術研究所土木第四研究室

**Investigation and numerical analysis at pre-excavation stage to evaluate  
excavation effects on rock mass around a machine excavated drift**

T.Yamamoto<sup>1)</sup> H.Yoshioka<sup>2)</sup>

**ABSTRACT**

When excavating a shaft or a drift, rock properties such as deformability and permeability, of a rock mass around the opening may be changed. In order to identify the excavation disturbed zone and to understand the mechanism of creation of that zone, PNC has been carried out in-situ experiments on excavation effects due to blasting in the Tono mine since 1987. The results of these experiments suggest that the excavation effects are mainly due to blasting. Hence it becomes of importance to compare the excavation effects due to machine excavation with that due to blasting.

The objective of the investigation before the drift excavation is to identify rock mass properties and initial condition of the rock mass around the planned drift. The investigation and numerical analysis at pre-excavation stage consist of the following items:

- laboratory tests of rock properties including uniaxial strength, deformability, seismic wave velocity and electric resistivity
- in-situ tests of deformability and borehole wall observation
- measurement of initial stress
- tomography by means of seismic wave velocity and electric resistivity
- numerical analysis considering in-situ stress and the anisotropic properties of a rock mass

The results of in-situ and laboratory tests have been discussed and analyzed. The issues to be studied in the future have been summarized.

---

Work performed by Taisei Corporation and Obayashi Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

PNC Liaison : Waste Isolation Research Section, Chubu Works Yasuhisa Yusa

1) Taisei Corporation, Engineering Division

2) Obayashi Corporation, Technical Research Institute

機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究 [平成5年度]

概要報告書 目次

	頁
1. はじめに	1
2. 事前調査	2
2.1 調査概要	2
2.2 室内試験	5
2.2.1 物理試験	5
2.2.2 一軸圧縮試験	9
2.2.3 三軸圧縮試験	15
2.2.4 弾性波速度および比抵抗測定	23
2.2.5 まとめ	26
2.3 孔内壁面観察	27
2.3.1 目的	27
2.3.2 試験装置	27
2.3.3 試験および解析方法	27
2.3.4 試験結果と考察	28
2.3.5 まとめ	29
2.4 孔内載荷試験	30
2.4.1 目的	30
2.4.2 試験装置	30
2.4.3 試験方法	30
2.4.4 試験結果と考察	31
2.4.5 まとめ	32
2.5 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査	33
2.5.1 調査目的	33
2.5.2 調査方法の概要	33
2.5.3 弾性波トモグラフィ	35
2.5.4 比抵抗トモグラフィ	40

2.5.5	考察	46
2.5.6	まとめ	49
2.6	初期地圧測定	51
2.6.1	目的	51
2.6.2	測定装置	51
2.6.3	測定方法	51
2.6.4	測定結果と考察	52
2.6.5	まとめ	54
3	事前解析	55
3.1	目的	55
3.2	解析方法	55
3.3	解析結果と考察	72
3.4	まとめ	94
4	調査・解析結果のまとめ	95
4.1	室内力学試験	95
4.2	孔内壁面観察	96
4.3	孔内載荷試験	96
4.4	弾性波および比抵抗トモグラフィ調査	96
4.5	初期地圧測定	97
4.6	事前解析	98
5	調査・解析結果に関する課題の抽出	100
5.1	室内力学試験	100
5.2	孔内壁面観察	100
5.3	孔内載荷試験	101
5.4	弾性波および比抵抗トモグラフィ調査	102
5.5	初期地圧測定	102
5.6	事前解析	103
	参考文献	105

添付資料

東濃鉾山における岩盤挙動に関する研究計画の提案

議事録集

## 1. はじめに

岩盤における立坑や坑道の掘削は、岩盤本来の力学的・水理学的特性に影響を与え、また、立坑や坑道周辺の水理環境の変化を促し地下水流動へ影響を与える。これらの現象を把握・評価することを目的とし、動力炉・核燃料開発事業団では昭和62年度以来、中部事業所東濃鉦山において水平坑道および立坑を掘削し、それにもない発生する周辺岩盤への影響評価研究を実施した。

これらの研究では、坑道掘削に発破工法を使用しており、掘削影響は主として発破にともなう岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。この結果を受けて、平成5年度から機械掘削による影響評価試験を実施し、発破による掘削影響との比較を行うこととした。

本研究では、機械掘削による影響評価試験の事前調査として、坑道掘削予定位置周辺岩盤の掘削前の物性を計測・評価した。事前調査は、室内試験、孔内壁面観察、孔内載荷試験、弾性波および比抵抗トモグラフィ調査、初期地圧測定である。また、既存データおよび今回の事前調査により取得されたデータに基づき、坑道掘削時の岩盤挙動を予測するための事前解析を行った。事前解析では、岩相や異方性を考慮することの有効性を検討した。

これらの事前調査を整理・分析し、坑道掘削前の岩盤の力学特性、亀裂状態、地層構造を把握した。また、最後に、今回の事前調査および事前解析で明らかとなった問題点を今後の課題として示した。



## 2. 事前調査

### 2.1 調査概要

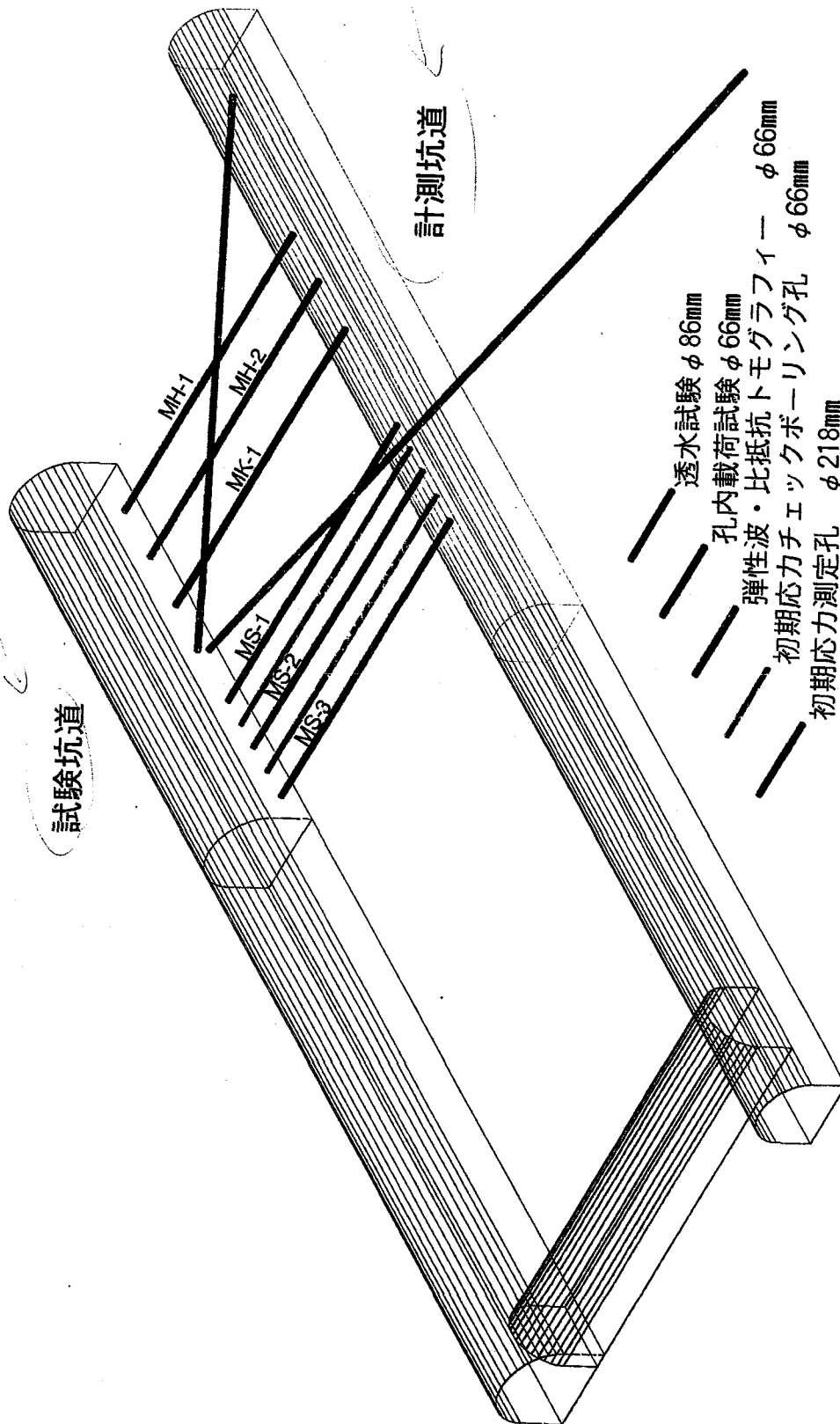
事前調査として、図-2.1.1に示す計測坑道（高さ3m、幅3m）において下記の項目につき調査・試験を行った。調査・試験項目および数量は、表-2.1.1に示すとおりである。

- (1)室内力学試験
- (2)孔内壁面観察
- (3)孔内載荷試験
- (4)弾性波および比抵抗トモグラフィ
- (5)AE法による初期応力測定

また、上記の調査・試験結果および昭和62,63年度に実施した調査・試験結果に基づき、図-2.1.1に示す試験坑道（高さ2.5m、幅2.5m）掘削時の周辺岩盤における応力状態の変化と岩盤の変位分布を推定することを目的とした事前解析を実施した。

表-2.1.1 調査・試験項目および数量

調査・試験項目	方法	数量
室内力学試験	物理試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験	一軸圧縮試験 12本 三軸圧縮試験 24本
孔内壁面観察	カメラ方式	110m
孔内載荷試験	等圧分布載荷方式	5点
トモグラフィ調査	弾性波、比抵抗	1断面
初期地圧測定	AE方式	3点



図一2.1.1 調査・試験の計画位置図

## 2.2 室内試験

試験坑道周辺の岩石の物理定数・力学特性を求めるために室内試験を実施した。室内試験では、初期応力測定孔（MS-3孔）から採取したボーリングコア（ $\phi 218\text{mm}$ ）から岩相（細粒砂岩と粗粒砂岩）毎に堆積面に対して垂直・水平の2方向で採取した供試体（ $\phi 50\text{mm}$ ）を使用した。（図-2.2.1、2参照）実施した試験は以下のとおりである。

- ・物理試験（密度）
- ・一軸圧縮試験
- ・三軸圧縮試験
- ・弾性波速度測定
- ・比抵抗測定

### 2.2.1 物理試験

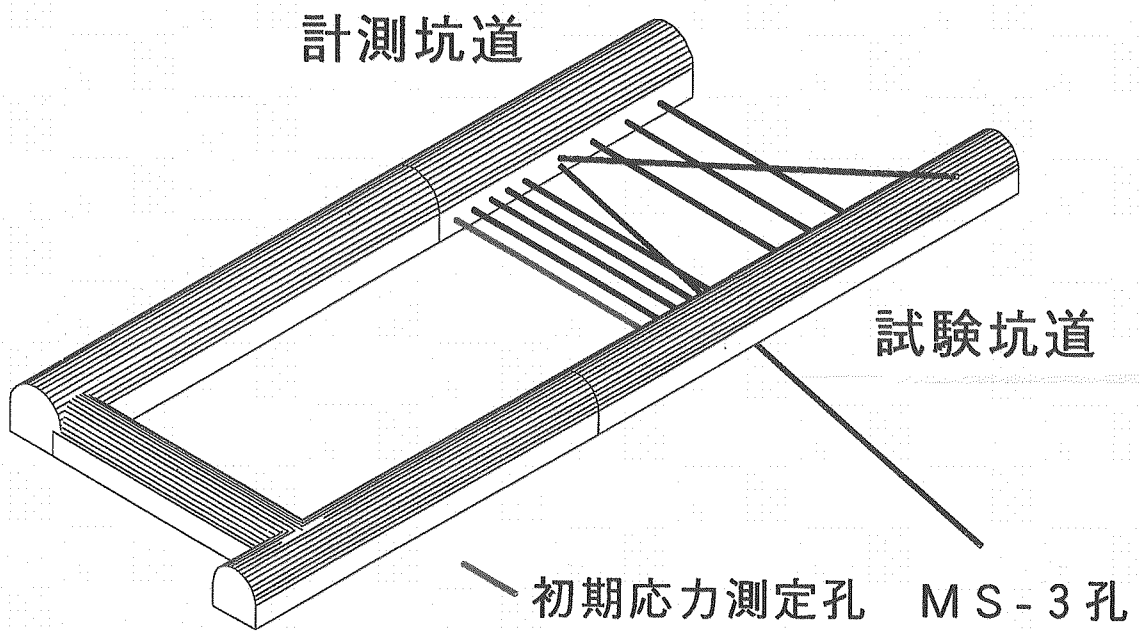
岩相毎に採取した供試体の残片を用いて物理試験を実施した。物理試験から得られた、見かけ比重、有効間隙率、吸水率を表-2.2.1.1に、土粒子の密度を表-2.2.1.2に示す。

表-2.2.1.1 物理試験結果（みかけ比重、有効間隙率、吸水率）

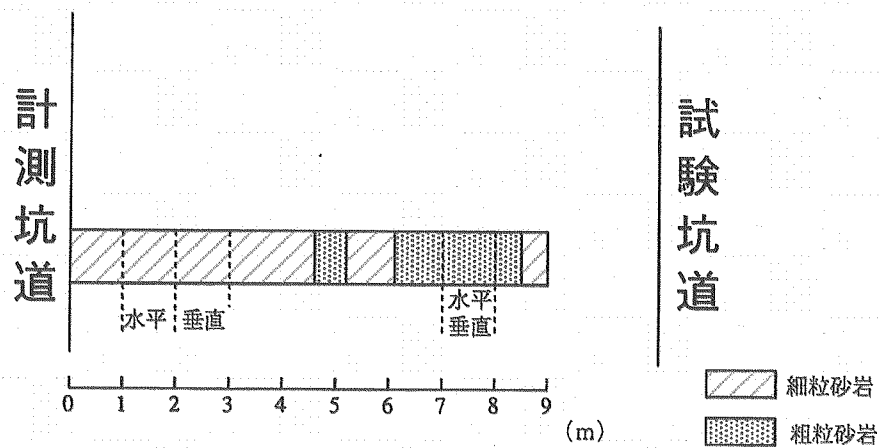
試料名	試験No	採取深度 (m)	みかけ比重			有効間隙率 (%)	吸水率 (%)
			自然状態	強制乾燥状態	強制湿潤状態		
細粒砂岩	1	1.00~2.00	1.97	1.74	2.09	34.56	19.85
	2	1.00~2.00	1.91	1.65	2.03	38.26	23.22
	3	1.00~2.00	1.86	1.55	1.97	41.80	26.93
粗粒砂岩	1	7.00~8.00	2.02	1.71	2.05	33.74	19.68
	2	7.00~8.00	2.08	1.79	2.11	32.21	17.97
	3	7.00~8.00	2.08	1.80	2.12	32.27	17.97

表-2.2.1.2 物理試験結果（土粒子の密度）

試料名	採取深度 (m)	試験No	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	平均密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
細粒砂岩	1.00~4.00	1	2.717	2.705
		2	2.691	
		3	2.706	
粗粒砂岩	6.0~8.0, 9.0~11.0	1	2.747	2.734
		2	2.744	
		3	2.711	



圖—2.2.1 初期応力測定孔



圖—2.2.2 供試体採取位置

## 2.2.2 一軸圧縮試験

### (1) 試験方法

直径50mm、高さ100mmの供試体を作成する。

供試体の体積と重量から湿潤密度を算定する。また、供試体の整形時に発生する岩片を用いて含水比測定を行った。

試験条件は土質工学会基準JSF T 523-1990に準じており、その詳細は以下のとおりである。

- ・ 供試体数：3 供試体×2 岩相×2 採取方向=12供試体
- ・ 載荷方式：ひずみ制御法
- ・ 載荷速度：0.05%/min
- ・ 記録の範囲：供試体が破壊するまで

供試体の設置概要を図-2.2.2.1に示す。今回の試験では、供試体の軸方向の変形を得るために次の2つの方法を用いた。

- ・ 供試体上下の載荷板の相対変位を外部変位計（EXT：External Deformation Transducer）で測定
- ・ 図中のA～B間の距離の変化をゲージの曲げひずみの変化として局所変位計（LDT：Local Deformation Transducer）で測定

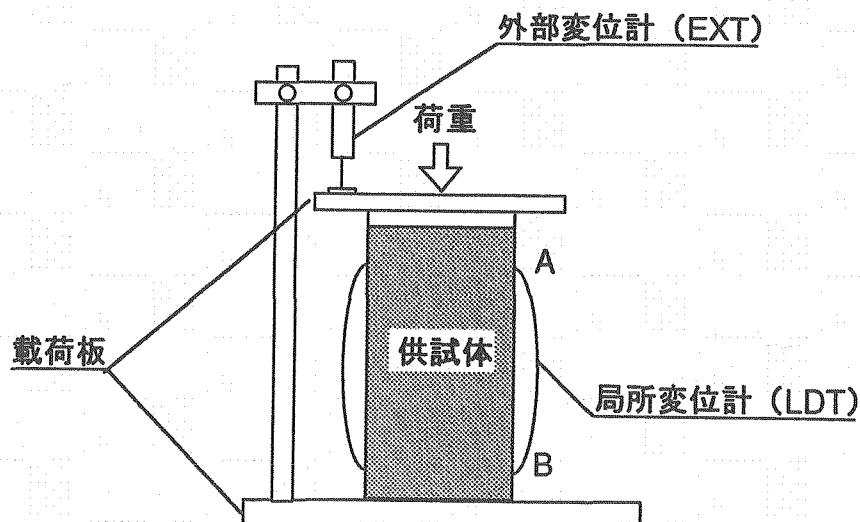


図-2.2.2.1 供試体の設置概要図

試験で得た応力～ひずみ関係から、最大強度、初期変形係数 $E_0$ および割線変形係数 $E_{50}$ を求めた。

## (2) 試験結果

一軸圧縮試験結果を、表—2.2.2.1に示す。

表—2.2.2.1 一軸圧縮試験結果一覧

試料名	一軸圧縮強度 qu (kgf/cm <sup>2</sup> )	破壊ひずみ εf (%)	初期変形係数 E0 (LDT) (kgf/cm <sup>2</sup> )	割線変形係数 E50 (EXT) (kgf/cm <sup>2</sup> )	割線変形係数 E50 (LDT) (kgf/cm <sup>2</sup> )	湿潤密度 ρt (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 w (%)	乾燥密度 ρd (g/cm <sup>3</sup> )
MS-H	41.60	0.40	16,100	12500	23,700	2.019	21.00	1.669
MS-H	40.20	0.49	19,300	10700	21,500	2.109	21.52	1.736
MS-H	53.90	0.48	40,000	13500	29,600	2.106	19.46	1.763
MS-V	77.40	0.57	34,900	16700	33,500	1.974	26.71	1.558
MS-V	75.70	0.58	36,800	16800	33,300	1.972	20.90	1.631
MS-V	86.80	0.55	40,300	19000	35,000	1.978	25.58	1.575
CG-H	28.00	0.61	9,790	5680	9,500	2.108	14.91	1.834
CG-H	25.40	0.88	4,620	3230	10,800	2.109	14.51	1.842
CG-H	31.40	0.56	7,100	6640	11,100	2.130	14.25	1.864
CG-V	33.50	0.49	10,400	7940	12,800	2.103	17.03	1.797
CG-V	27.30	0.52	6,330	6890	10,600	2.098	17.78	1.781
CG-V	34.50	0.48	12,300	8120	12,900	2.098	17.21	1.790

表中、MS：細粒砂岩 CG：粗粒砂岩 V：堆積方向に垂直 H：堆積方向に水平 を示す。  
乾燥密度は、次式から求めた

$$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{w}{100}}$$

## (3) 考察

### 1) 岩種と一軸圧縮強度の関係

図—2.2.2.2に一軸圧縮強度と岩相の関係を示す。

これより、一軸圧縮強度は、細粒砂岩の垂直方向 (MS-V) が75~90kgf/cm<sup>2</sup>、細粒砂岩の水平方向 (MS-H) が40~55kgf/cm<sup>2</sup>、粗粒砂岩 (CG) が25~35kgf/cm<sup>2</sup>である。

### 2) 一軸圧縮強度と乾燥密度の関係

図—2.2.2.3に一軸圧縮強度と乾燥密度の関係を示す。

これより、一軸圧縮強度と乾燥密度の間には、負の相関が認められる。

### 3) 強度異方性について

コア観察結果から、試験に用いた供試体は礫を多く含んでいる。

図—2.2.2.3に示したように、一軸圧縮強度と乾燥密度の間には高い相関性が見られる。一般的に、礫と土粒子では礫の方が乾燥密度が大きいことから、礫を含む岩は、礫の含有量が多くなるにつれて密度は大きくなる。反対に、強度は礫分が増えた場合、礫と土粒子の間が弱部となることから小さくなる。

したがって、今回の試験では礫の含有量の差が強度の差として生じていると判断できる。

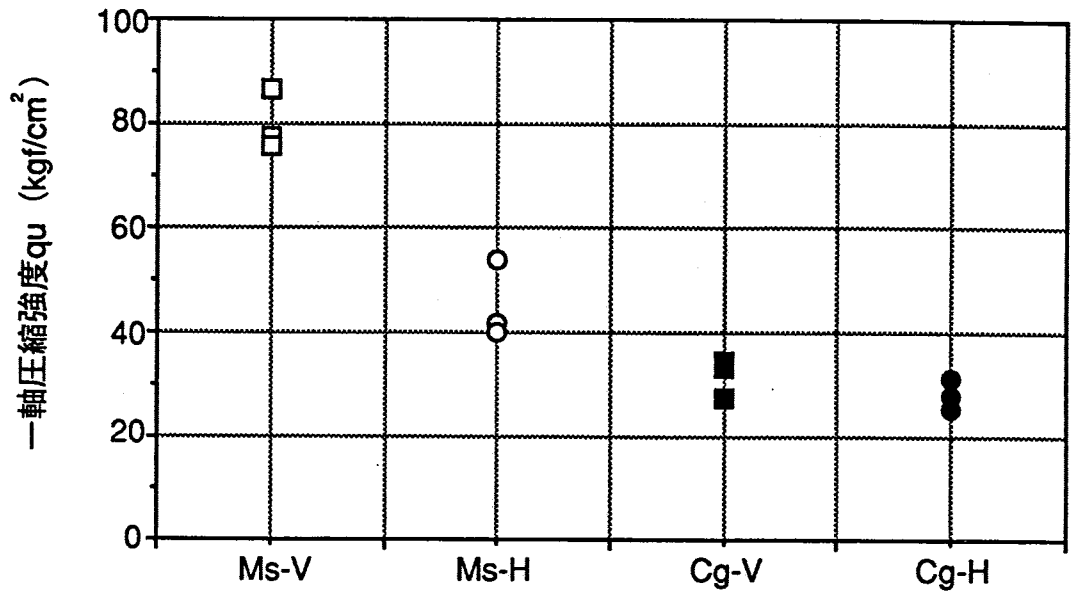


図-2.2.2.2 一軸圧縮強度と岩相関係

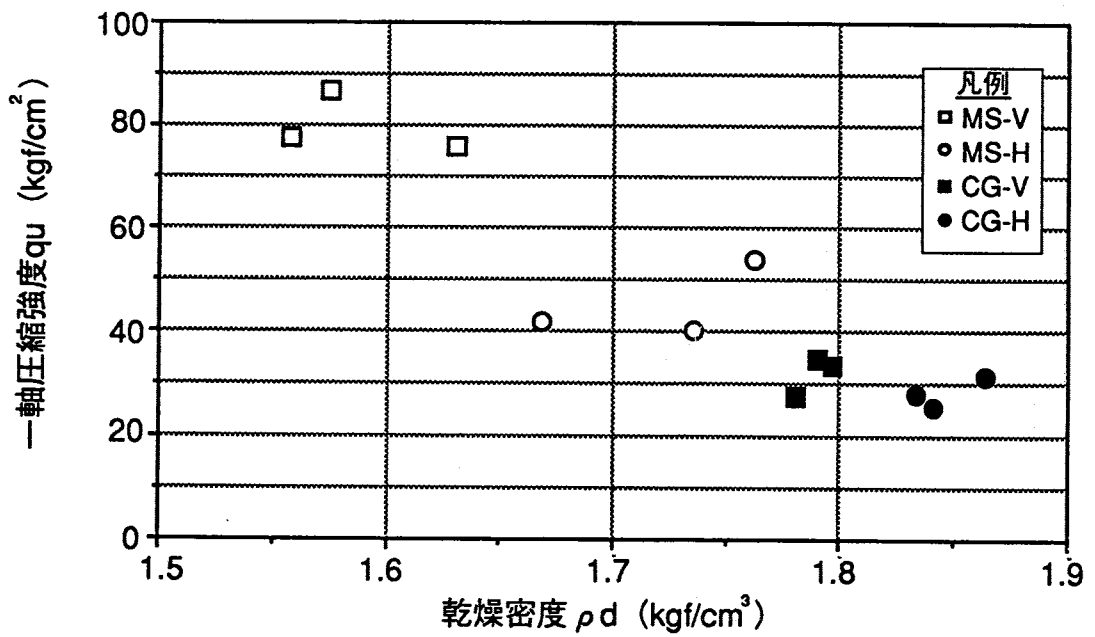


図-2.2.2.3 一軸圧縮強度と乾燥密度関係

試料採取の位置が今回の試験では、Ms-Hが採取深度1～2m、Ms-Vが2～3mと異なっている。(Cg-H,Vは採取深度が7～8m)

以上より、供試体間で生じた強度の違いは採取位置によるものか、採取方向によるものかはこの試験結果からだけでは判断できない。

#### 4) 一軸圧縮強度と割線変形係数の関係

一軸圧縮強度と割線変形係数の関係を示す。

(図-2.2.2.4 :  $q_u \sim E_{50}$  (EXT) 、 図-2.2.2.5 :  $q_u \sim E_{50}$  (LDT) )

これより、一軸圧縮強度と割線変形係数の間からも良い相関が認められた。

#### 5) $E_{50}$ (LDT) と $E_{50}$ (EXT) の関係

図-2.2.2.6に局所変位計測で求めた割線変形係数 $E_{50}$  (LDT) と外部変位計測で求めた割線変形係数 $E_{50}$  (EXT) の関係を示す。

これから、 $E_{50}$  (LDT) は $E_{50}$  (EXT) の約2倍の値となっている。

この理由としては、通常の変位計測では、供試体両端面の整形時の乱れや上下載荷板のなじみの不完全さによって変位量が大きく生じる結果、 $E_{50}$  (EXT) が小さくなることと考えられている。

この傾向は、整形の精度や岩相によって異なると考えられ、また、2倍という値も変化するものと考えられる。



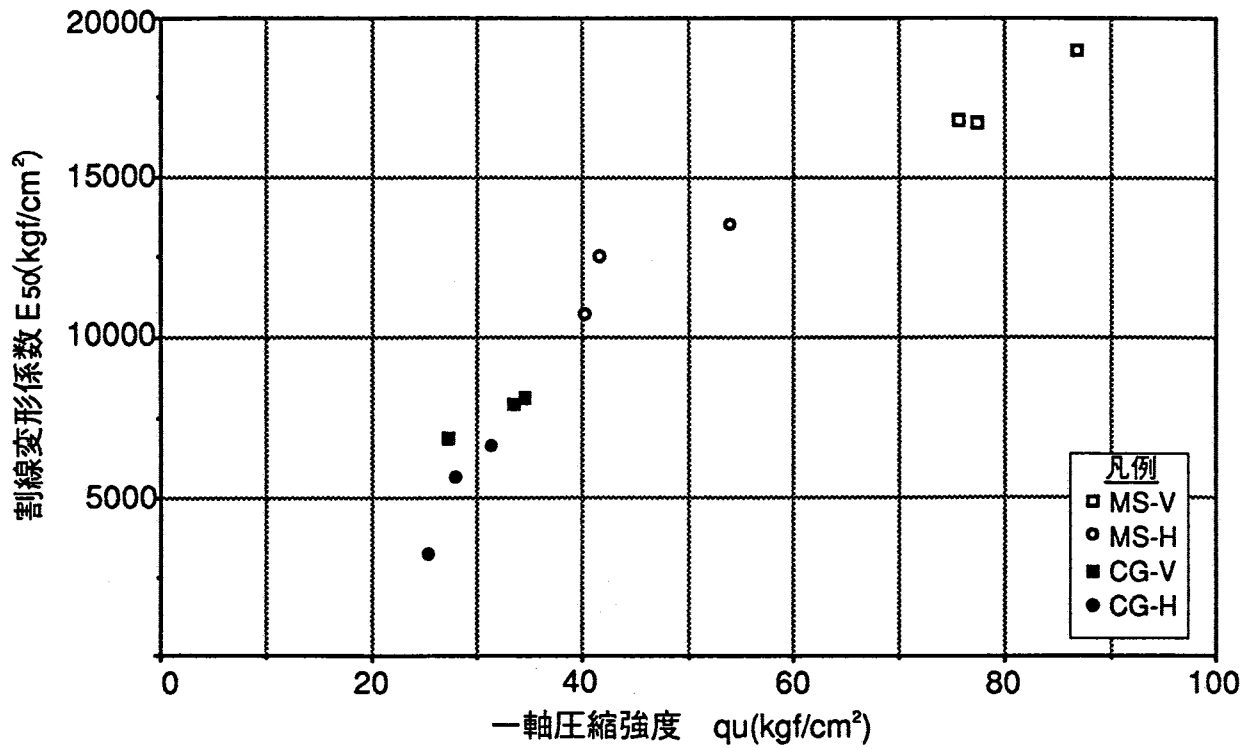


図-2.2.2.4 割線変形係数E50 (EXT) と一軸圧縮強度

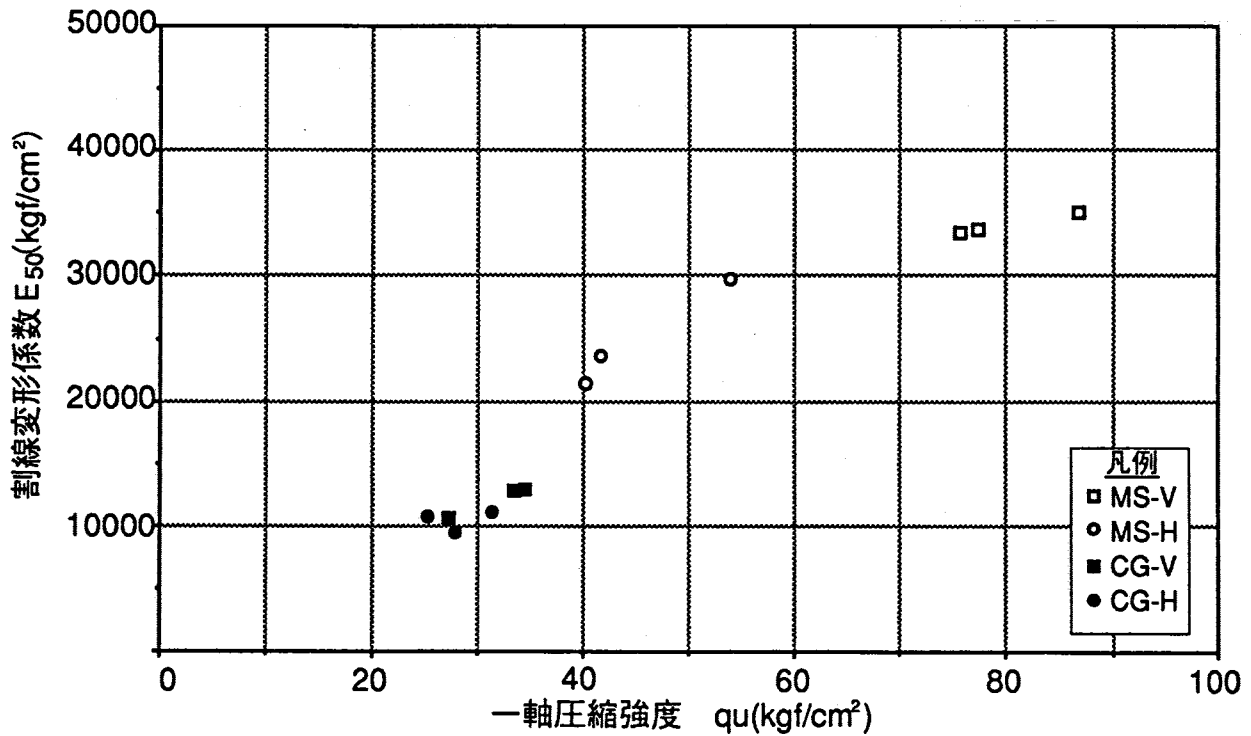


図-2.2.2.5 割線変形係数E50 (LDT) と一軸圧縮強度

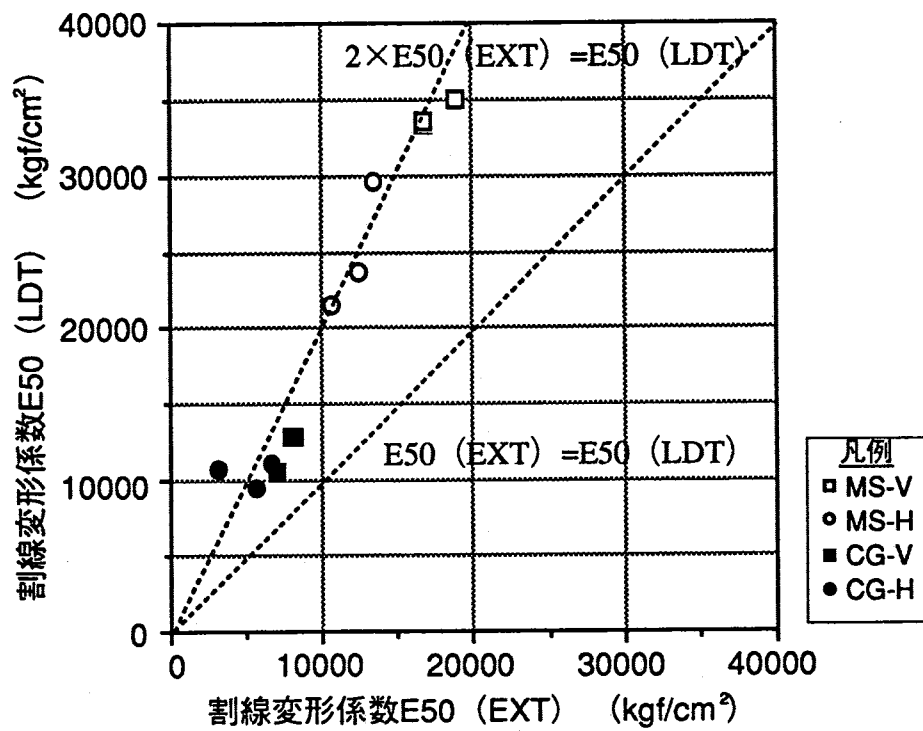


図-2.2.2.6 割線変形係数E50 (EXT) とE50 (LDT) 関係

## 2.2.3 三軸圧縮試験

### (1) 試験方法

直径50mm、高さ100mmの供試体を作成する。供試体作成時に発生する岩片を用いて物理試験を行う。また、供試体の写真撮影を試験前後に実施する。

応力～ひずみ関係から、最大軸差強度、残留強度、ポアソン比、初期変形係数 $E_0$ 、割線変形係数 $E_{50}$ を求める。なお、今回の試験の対象とする岩石は堆積軟岩に属するものであることから、その力学特性を考察する上で岩石内の間隙水の挙動を把握することが重要である。したがって、今回の試験では間隙水圧測定を実施した。なお、間隙水圧のデータを確実に取るため、事前にバックプレッシャー（3kgf/cm<sup>2</sup>程度）を作用させた。

試験は、土質工学会基準JSF T 523-1990に準じ、条件は以下のとおりである。

- ・ 供試体数：2 供試体×3 拘束圧×2 岩相×2 採取方向＝24供試体
- ・ 載荷方式：ひずみ制御法
- ・ 載荷速度：0.05%/min
- ・ 拘束圧：10,20,30kgf/cm<sup>2</sup>
- ・ 排水条件：圧密非排水条件（ $\bar{C}U$ 条件） 試験中の間隙水圧を同時測定
- ・ 記録の範囲：破壊後、残留強度が一定値に収束した時点とするが、原則として最大軸ひずみの15%とする

### (2) 試験結果

三軸圧縮試験結果をまとめて、表-2.2.3.1に示す。

### (3) 考察

#### 1) 強度定数

三軸圧縮試験から求めた強度定数を図-2.2.3.1に示す。

これから、全体的な傾向として、 $C_g-H$ 以外は粘着力 $C$ 、せん断抵抗角 $\phi$ ともにはばらつきが大きい結果となった。

強度異方性については、供試体によるばらつきが供試体採取方向の差よりも大きいことから、今回の試験結果では、その有無については判断できない。

#### 2) 拘束圧と最大強度、残留強度の関係

##### ①細粒砂岩（ $M_s$ ）

表一-2.2.3.1 三軸圧縮試験結果

試料名	計測項目											強度定数			
	拘束圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	最大強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	残留強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	破壊ひずみ (%)	初期変形係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	割線変形係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	湿潤密度 (kg/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	間隙比	飽和度 (%)	C <sub>cu</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>cu</sub> (°)	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	φ' (°)
MS-H-1	10.00	82.5	38.8	0.73	15,500	15,500	0.24	2.02	26.4	0.690	103.3				
	20.00	54.7	41.9	0.71	16,000	14,700	0.45	2.08	20.3	0.564	97.2	23.24	12.70	算出不能	算出不能
	30.00	71.0	53.0	0.66	21,300	19,800	0.41	2.10	19.2	0.538	96.5				
MS-H-2	10.00	73.7	35.2	0.75	13,300	13,300	0.28	2.03	20.2	0.599	91.3				
	20.00	68.4	41.0	0.67	16,500	16,200	0.33	1.98	20.7	0.651	86.1	31.60	4.99	29.89	7.43
	30.00	75.8	49.8	0.75	20,500	18,400	0.29	2.08	20.6	0.571	97.5				
MS-V-1	10.00	84.8	41.4	0.67	15,300	15,300	0.32	1.93	29.3	0.816	97.2				
	20.00	91.2	32.3	0.85	18,200	15,400	0.31	1.93	32.0	0.850	101.8	40.19	0.00	40.19	0.00
	30.00	65.2	41.9	0.86	15,600	15,200	0.29	2.04	25.6	0.669	103.4				
MS-V-2	10.00	79.6	26.2	0.72	15,200	14,400	0.27	1.94	22.3	0.705	85.7				
	20.00	60.8	36.4	0.71	15,300	14,600	0.34	1.99	16.5	0.568	76.1	30.22	5.88	10.62	34.47
	30.00	74.2	36.3	0.68	21,700	18,800	0.40	2.01	21.1	0.632	90.1				
Cg-H-1	10.00	51.5	43.4	4.02	7,060	6,750	0.43	2.07	14.9	0.517	78.6				
	20.00	56.4	52.7	5.06	11,600	8,930	0.45	2.08	18.4	0.560	89.7	17.65	13.63	4.32	33.51
	30.00	63.8	57.4	1.91	17,300	15,100	0.30	2.10	16.3	0.515	86.6				
Cg-H-2	10.00	53.5	43.1	2.55	10,100	10,100	0.49	2.10	16.6	0.517	87.9				
	20.00	57.9	53.4	4.55	14,400	12,300	0.45	2.10	14.5	0.487	81.2	18.69	13.15	10.11	25.56
	30.00	65.3	60.5	4.71	18,400	15,100	0.45	2.11	15.9	0.504	86.3				
Cg-V-1	10.00	54.1	33.9	1.01	10,300	10,300	0.49	2.11	16.7	0.515	88.8				
	20.00	60.7	43.6	2.97	16,200	14,600	0.44	2.11	17.4	0.521	91.4	17.29	16.15	12.98	23.84
	30.00	69.5	53.9	3.30	17,200	15,600	0.43	2.12	16.4	0.504	89.1				
Cg-V-2	10.00	61.9	36.5	1.86	10,900	10,800	0.47	2.11	16.3	0.506	87.9				
	20.00	72.2	42.4	0.96	14,500	13,800	0.41	2.12	17.8	0.522	93.0	28.32	4.93	27.28	6.60
	30.00	62.4	58.6	5.29	18,400	14,000	0.45	2.12	16.9	0.510	90.7				

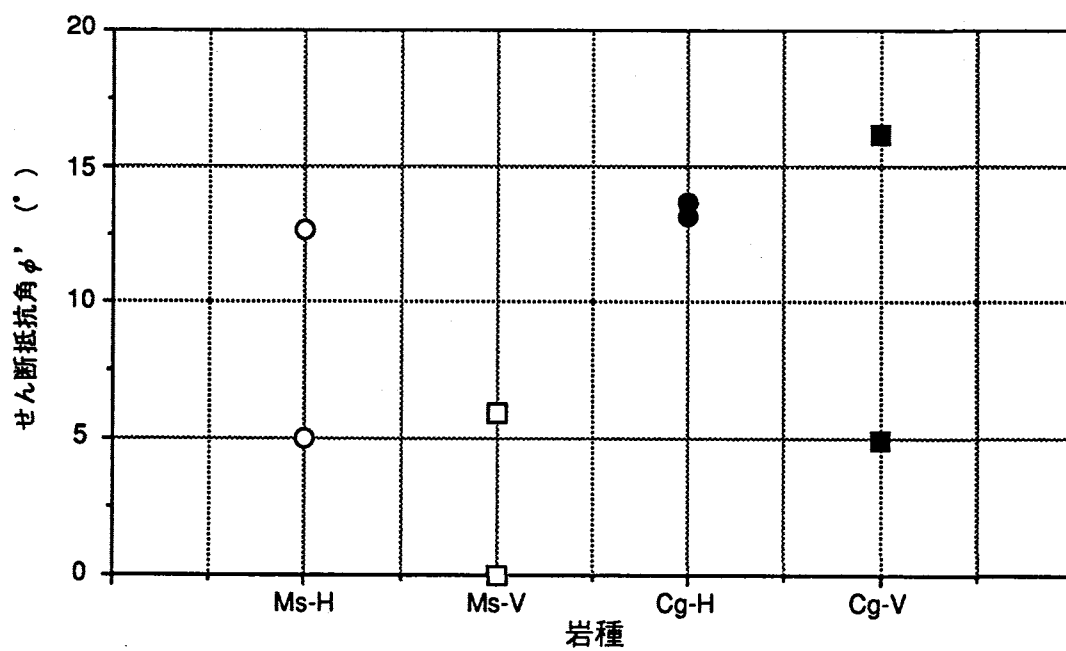
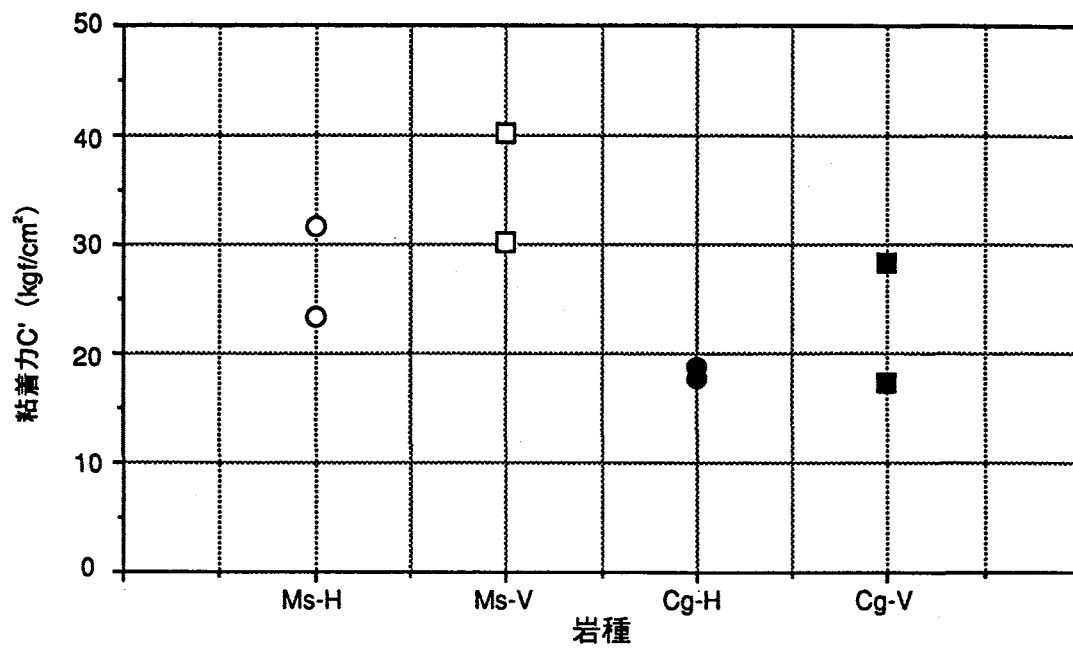


図-2.2.3.1 三軸圧縮試験から求めた強度定数

拘束圧と最大強度、残留強度の関係を図-2.2.3.2,3に示す。これから、最大強度は拘束圧の増加によらず50~90 (kgf/cm<sup>2</sup>) 程度の値となっている。

残留強度は、拘束圧の増加とともに増大する傾向が表れている。

#### ②細粒砂岩 (Cg)

拘束圧と最大強度、残留強度の関係を図-2.2.3.4,5に示す。これから、最大強度、残留強度ともに拘束圧の増加にともなって増加する傾向が表れている。

#### 3) 拘束圧と割線変形係数の関係

図-2.2.3.6,7に拘束圧と割線変形係数の関係を示す。これから、細粒砂岩、粗粒砂岩ともに拘束圧の増加によって割線変形係数も増加している。

#### 4) 拘束圧とポアソン比の関係

三軸圧縮試験から求めた拘束圧とポアソン比の関係を図-2.2.3.8,9に示す。試験結果のばらつきが大きく、ポアソン比の拘束圧依存性の有無については今回の試験結果からは判断できない。

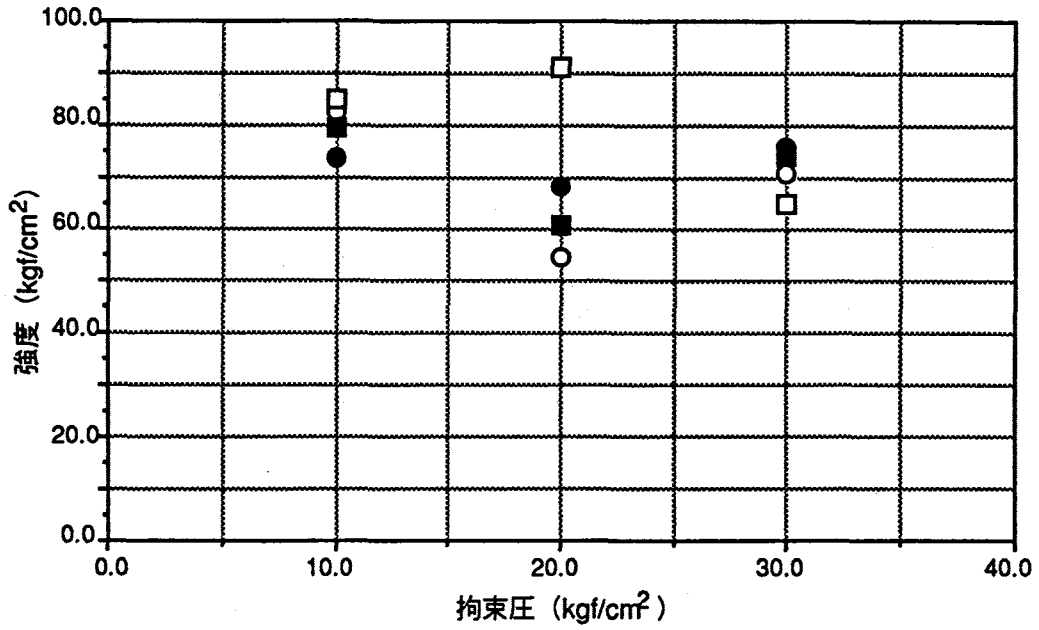


図-2.2.3.2 最大強度と拘束圧の関係 (Ms)

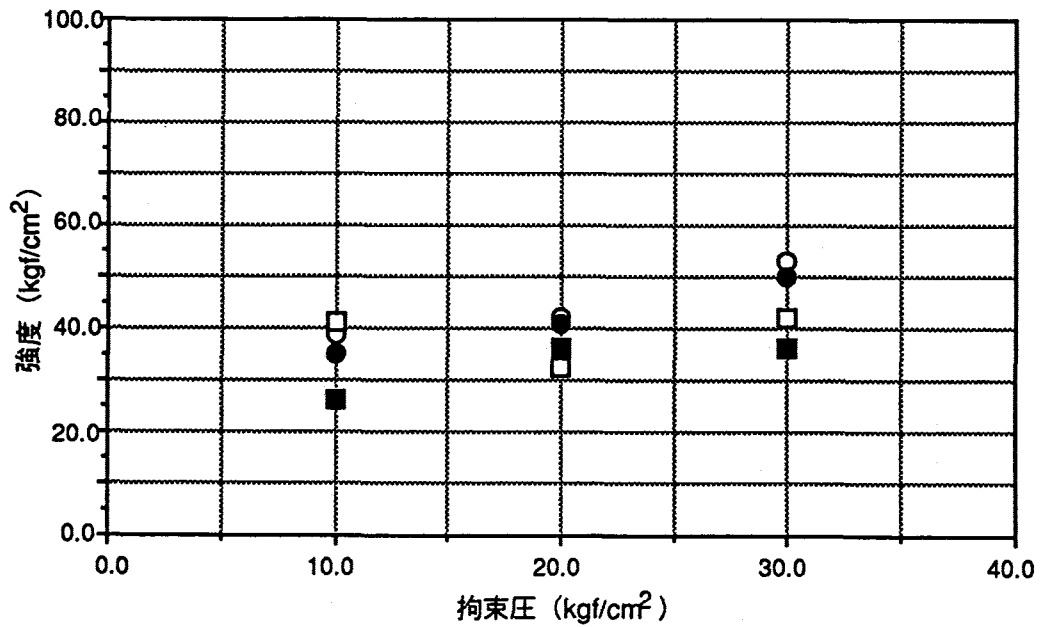
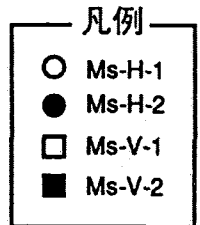


図-2.2.3.3 残留強度と拘束圧の関係 (Ms)

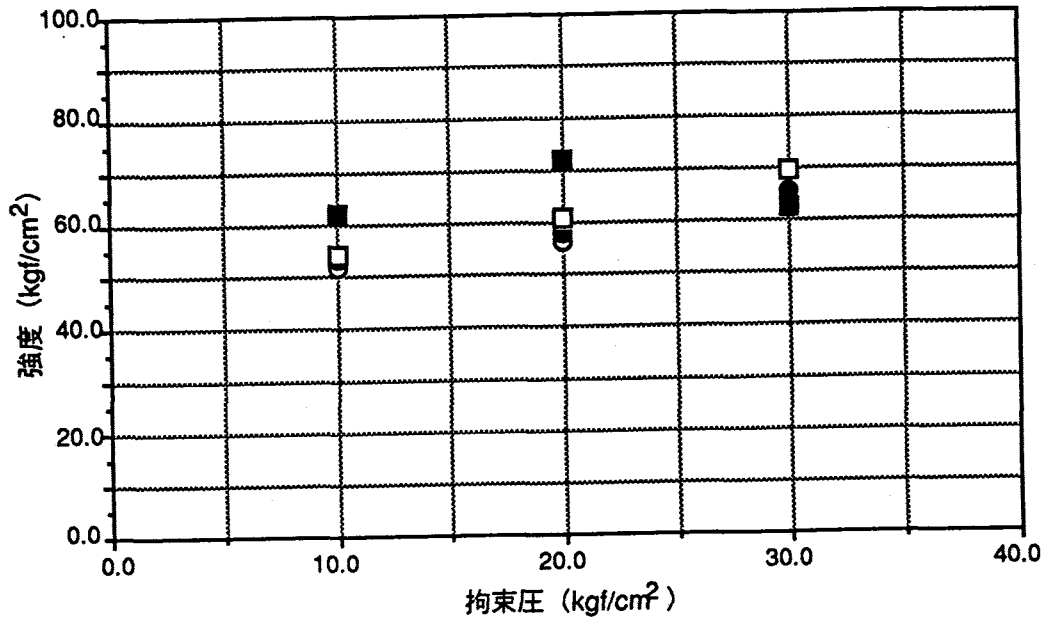


図-2.2.3.4 最大強度と拘束圧の関係 (Cg)

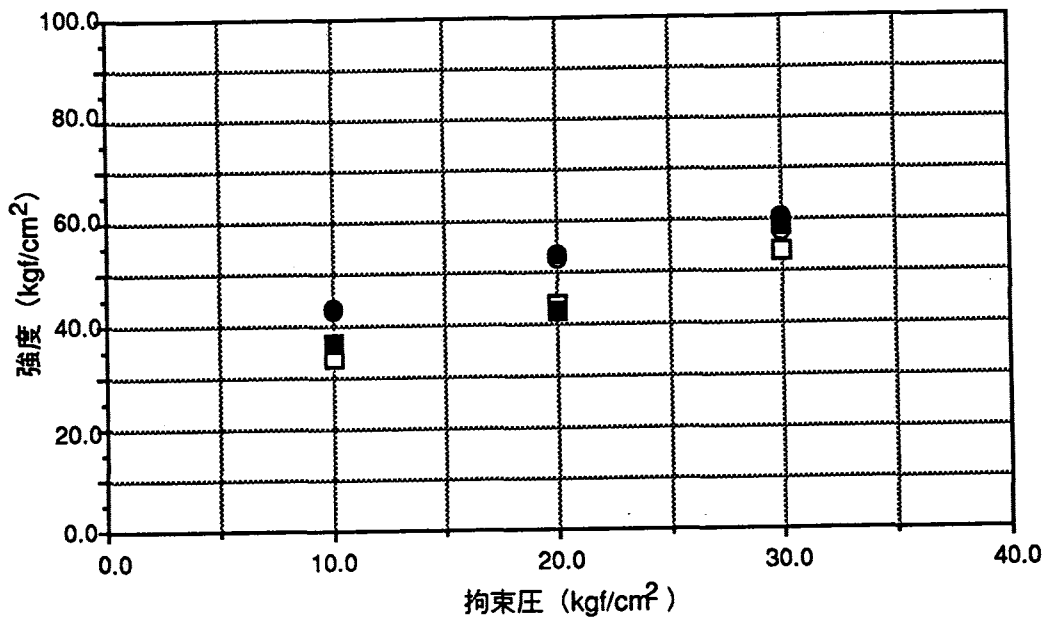
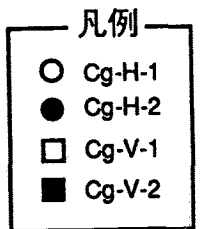


図-2.2.3.5 残留強度と拘束圧の関係 (Cg)



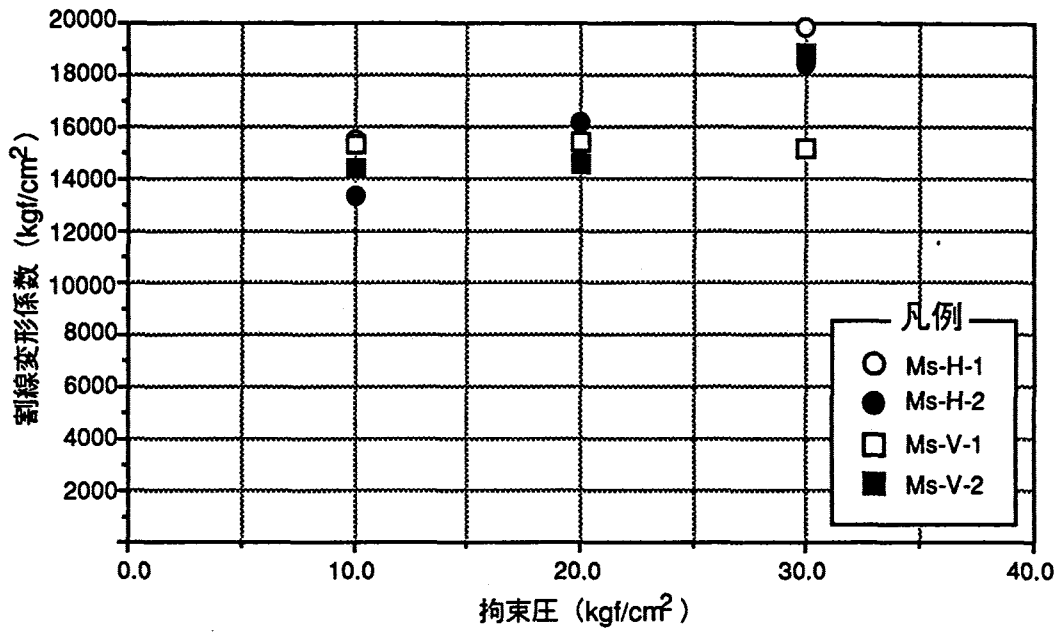


図-2.2.3.6 割線変形係数と拘束圧の関係 (Ms)

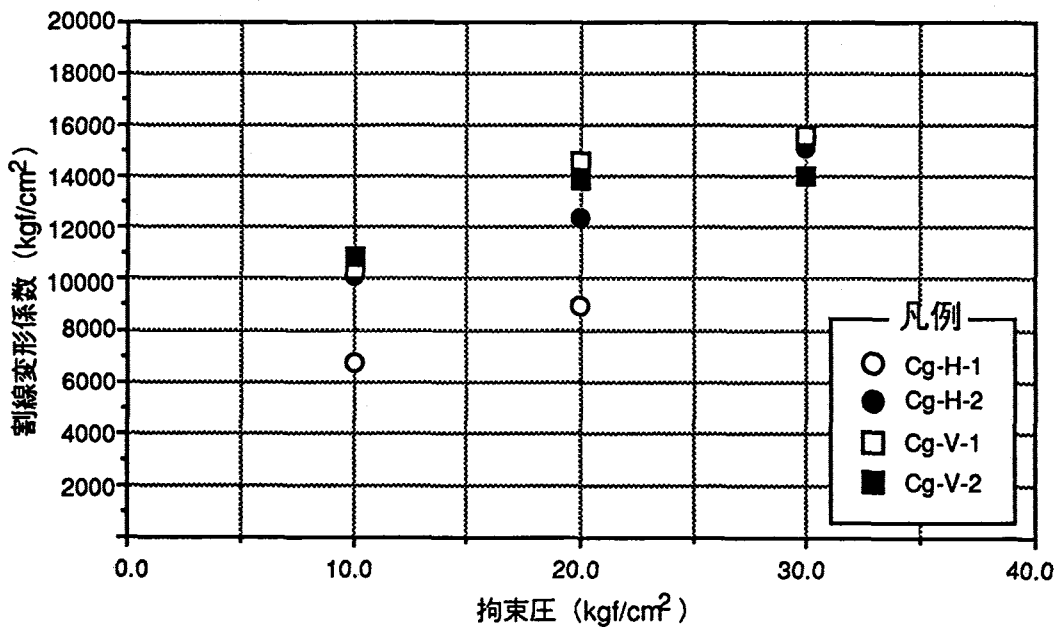


図-2.2.3.7 割線変形係数と拘束圧の関係 (Cg)

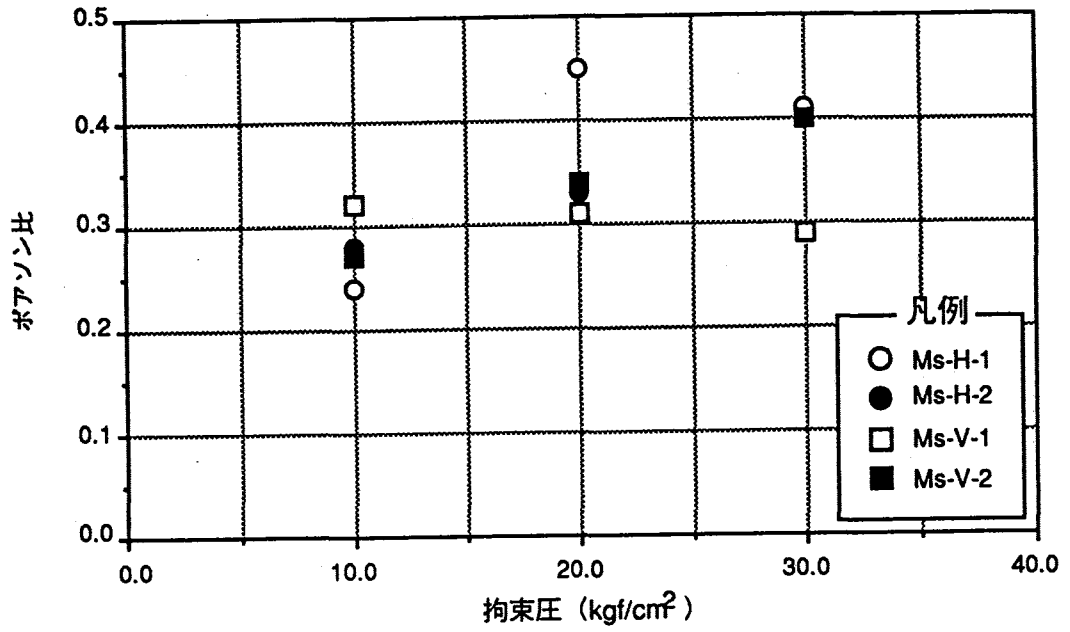


図-2.2.3.8 ポアソン比と拘束圧の関係 (Ms)

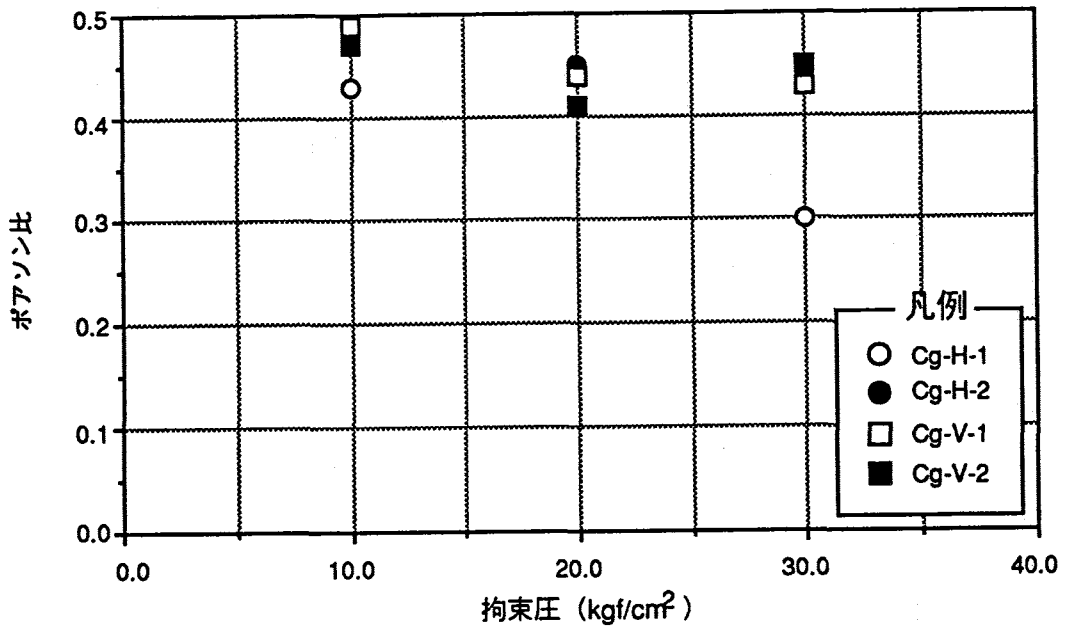


図-2.2.3.9 ポアソン比と拘束圧の関係 (Cg)

## 2.2.4 弾性波速度および比抵抗測定

### (1) 試験方法

弾性波速度・比抵抗測定には同一の供試体を使用した。

試験のフローを図-2.2.4.1に示す。

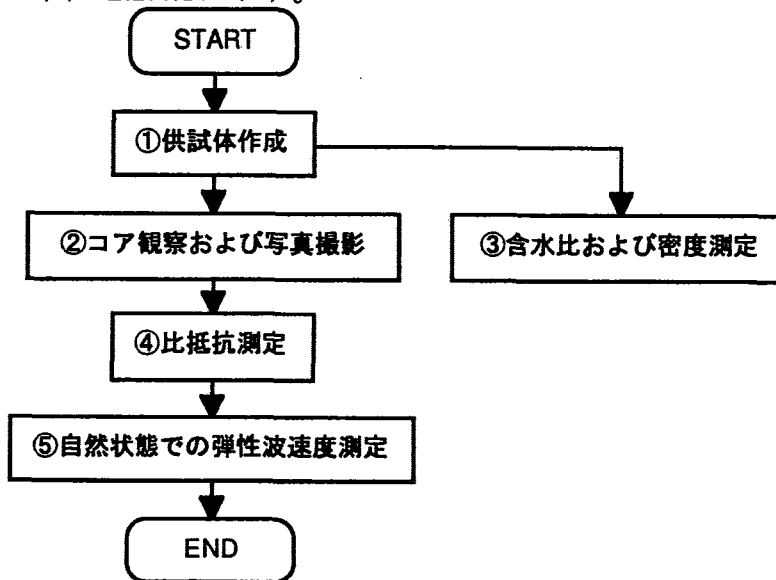


図-2.2.4.1 弾性波速度・比抵抗測定の手順

### (2) 試験結果

比抵抗測定・弾性波測定結果を表-2.2.4.1に示す。

表-2.2.4.1 弾性波・比抵抗測定結果

試料名	採取深度 (m)	湿潤密度 $\rho_1$ (g/cm <sup>3</sup> )	平均比抵抗値 ( $\Omega$ m)	P波伝播速度 $V_p$ (m/sec)	S波伝播速度 $V_s$ (m/sec)	動ポアソン比 $\nu_d$	動せん断弾性係数 $G_d$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	動弾性係数 $E_d$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
MS-H-1	1.00	1.977	11.85	2,410	1,040	0.385	21900	60700
	2.00							
MS-H-2	1.00	2.013	13.19	2,420	875	0.425	15700	44800
	2.00							
MS-H-3	1.00	2.030	13.38	2,330	984	0.392	20100	55900
	2.00							
MS-H-4	1.00	2.037	14.33	2,570	931	0.424	18000	51400
	2.00							
MS-V-1	2.00	2.028	14.83	2,190	955	0.383	18900	52200
	3.00							
MS-V-2	2.00	2.013	12.87	2,360	966	0.400	19100	53600
	3.00							
MS-V-3	2.00	1.893	8.22	2,300	837	0.425	13400	38200
	3.00							
MS-V-4	2.00	1.994	10.32	2,480	877	0.428	15700	44700
	3.00							
Cg-H-1	6.00	2.080	44.13	1,620	695	0.386	10300	28400
	7.00							
Cg-H-2	6.00	2.057	27.05	1,680	781	0.362	12800	34900
	7.00							
Cg-H-3	6.00	2.045	22.03	1,820	795	0.383	13200	36400
	7.00							
Cg-V-1	6.00	2.091	15.85	2,090	910	0.383	17700	48900
	7.00							
Cg-V-2	6.00	2.075	19.10	2,190	751	0.433	11900	34200
	7.00							
Cg-V-3	6.00	2.139	29.41	1,810	879	0.346	16900	45400
	7.00							
Cg-V-4	6.00	2.031	11.27	1,970	736	0.419	11200	31800
	7.00							

ここで、表中の採取深度は、計測坑道壁面からのボーリング深度を示す。

(3) 考察

1) 弾性波測定

図-2.2.4.2に弾性波測定結果と岩相の関係を示す。

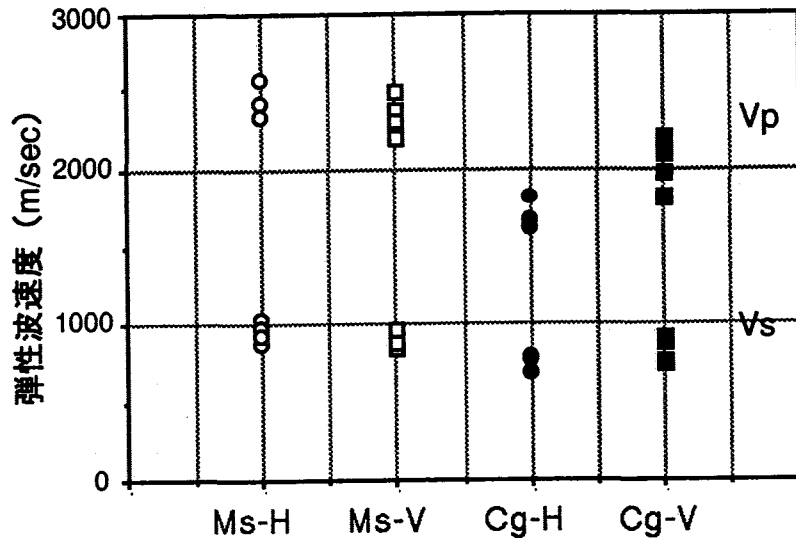


図-2.2.4.2 弾性波測定結果と岩相関係

これから、岩相毎に弾性波速度が異なっており、細粒砂岩 (Ms) の方が粗粒砂岩 (Cg) よりも弾性波速度が高いことがわかる。

岩相毎に、弾性波速度の異方性を見るために、表-2.2.4.2に、各供試体の平均弾性波速度とその水平/垂直比を示す。

表-2.2.4.2 弾性波速度平均

	平均P波伝播速度 Vp (m/sec)	平均S波伝播速度 Vs (m/sec)	水平/垂直
Ms-H	2,430	960	Vp 1.04
Ms-V	2,330	910	Vs 1.05
Cg-H	1,710	760	Vp 0.851
Cg-V	2,010	820	Vs 0.927

これより、Msでは異方性が無いと判断できる。CgはMsと比較すれば異方性が表れているがその程度は小さく明瞭では無い。

## 2) 比抵抗測定

図-2.2.4.3に比抵抗測定結果と岩相の関係を示す。

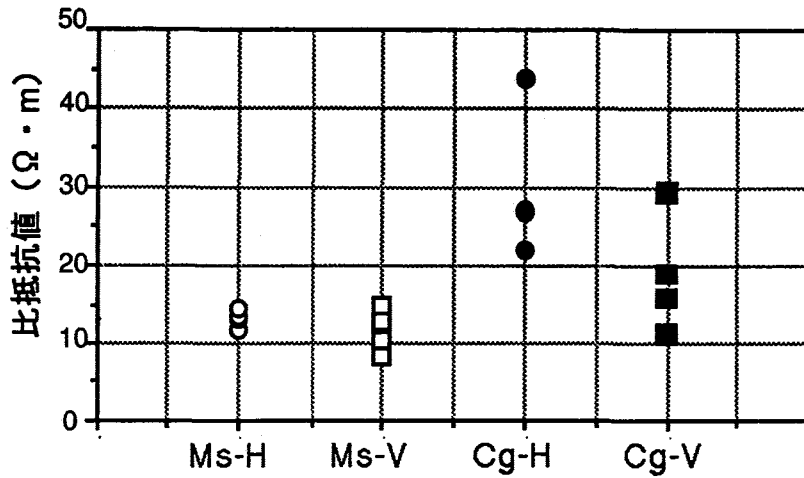


図-2.2.4.3 比抵抗測定結果と岩相関係

これから、岩相毎に比抵抗値が異なっており、細粒砂岩 (Ms) より粗粒砂岩 (Cg) の方が大きな値を示している。

体積含水率と比抵抗値の関係について考察する。岩相毎に得た比抵抗値と体積含水率の関係を表-2.2.4.2に示す。

表-2.2.4.2 比抵抗値と体積含水率関係

試料番号	比抵抗値 (Ωm)	含水比 w (%)	間隙率 n (%)	飽和度 Sr (%)	平均比抵抗値 (Ωm)	平均比抵抗値 水平/垂直	体積含水率 (%)	平均体積含水率 (%)	平均体積含水率 垂直/水平
MS-H-1	11.85	18.39	36.80	85.43	MS-H Av 13.19	13.19/11.56 =1.141	31.43	33.62	36.51/33.62 =1.086
MS-H-2	13.19	18.20	35.70	88.67					
MS-H-3	13.38	21.63	37.20	98.77					
MS-H-4	14.33	20.05	36.10	96.00					
MS-V-1	14.83	15.55	34.60	79.51	MS-V Av 11.56	31.07/25.21 =1.232	27.50	36.51	34.56/26.82 =1.288
MS-V-2	12.87	20.08	37.60	90.14					
MS-V-3	8.22	32.97	47.00	100*					
MS-V-4	10.32	23.12	39.80	94.60					
Cg-H-1	44.13	14.30	32.10	82.70	Cg-H Av 31.07	31.07/25.21 =1.232	26.54	26.82	34.56/26.82 =1.288
Cg-H-2	27.05	14.11	32.90	78.68					
Cg-H-3	22.03	15.56	34.10	82.21					
Cg-V-1	15.85	18.16	34.40	94.68					
Cg-V-2	19.10	37.41	44.00	100*	Cg-V Av 25.21	31.07/25.21 =1.232	44.00	34.56	34.56/26.82 =1.288
Cg-V-3	29.41	14.49	30.20	91.56					
Cg-V-4	11.27	19.86	37.30	91.27					

注1) 飽和度は次式で算定しており、比重は物理試験結果を流用している。  

$$S_r = \frac{G_s \cdot w}{n} (100 - n)$$

注2) 表中の\*印は、上式を用いた計算の結果、飽和度が100%以上となったので、ここでは100%と仮定した。

注3) 体積含水率=間隙率×飽和度/100

これより、平均比抵抗値、平均体積含水率ともに、採取方向の比に高い相関がある。したがって、今回の試験では、試験毎の比抵抗値の相違は、採取方向の差による体積含水率の相違を表しているものと判断できる。

## 2.2.6 まとめ

今回、実施した室内試験から得られた知見についてまとめる。

### (1) 一軸圧縮試験

- ・一軸圧縮強度は、細粒砂岩の垂直方向 (MS-V) が75～90kgf/cm<sup>2</sup>、細粒砂岩の水平方向 (MS-H) が40～55kgf/cm<sup>2</sup>、粗粒砂岩 (Cg) が25～35kgf/cm<sup>2</sup>である。
- ・一軸圧縮強度と乾燥密度には高い相関性が見られる。
- ・細粒砂岩については、採取方向で強度の違いが見られる。しかしながら、この違いが採取位置で生じたものか、採取方向で生じたものかは今回の試験結果からは判断できない。
- ・局所変位計測で求めた割線変形係数は、外部変位計測で得たものの約2倍の値であった。

### (2) 三軸圧縮試験

- ・強度定数は同一岩相間でばらつきが大きく、異方性の有無は判断できない。
- ・最大強度の拘束圧依存性は、細粒砂岩では見られない。  
粗粒砂岩では、拘束圧の増加に伴って強度も増加する。
- ・割線変形係数の拘束圧依存性は、細粒・粗粒ともにみられ、拘束圧の増加に伴って割線変形係数も増加する。
- ・ポアソン比の拘束圧依存性は、細粒・粗粒ともに今回の試験からでは判断できない。

### (3) 弾性波測定

- ・岩相毎に、弾性波速度は異なっており、細粒砂岩の方が粗粒砂岩よりも弾性波速度は大きい。
- ・弾性波速度の異方性は、各方向の平均値で比較すれば、粗粒砂岩で表れている。しかし、その程度は小さく、明瞭ではない。

### (4) 比抵抗測定

- ・岩相毎に、比抵抗値は異なっており、粗粒砂岩の方が細粒砂岩よりも大きい値を示した。
- ・供試体の方向別の体積含水率と比抵抗値を比較した結果、両者には高い相関関係が見られ、今回の試験結果からでは、異方性の有無は判断できない。

## 2.3 孔内壁面観察

### 2.3.1 目的

本調査は、機械掘削が計画されている北延NATM坑道において掘削前の地質状況やき裂分布を把握することを目的としている。これにより得られる情報は、岩盤のモデル化、孔内載荷試験などの試験実施位置の決定、試験結果の評価のための基礎情報となる。

### 2.3.2 試験装置

本調査では、コーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIP (Borehole Image Processing) システムを採用した。この方式の特徴は、分解能はスキャナ方式とほぼ同程度であるが、円周画像と展開画像が同時にリアルタイムで観察できるところにある。円周画像は、コーン型反射鏡に映る画像のことで、ドーナツ型に表示される。これは、ボーリング孔を覗いた形となり、コアのイメージ化や湧水場所の即時確認に利用できる。一方、展開画像は、円筒状であるボーリング孔の壁面を柱状に展開した画像であり、き裂の形状を把握するために有効である。

展開画像からのき裂の情報抽出はパソコンのモニタ上で行うため、分解能はA/D変換精度や表示解像度などに影響される。室内システムにおけるパソコンのモニタ上では、展開画像を最大360×400ドットで表示するため、今回のように孔径70mm、縦200mmの展開画像での分解能は、1ドット当たり0.61mmとなる。

### 2.3.3 試験および解析方法

プローブをボーリングロッド先端に装着し、手動式ウインチを用いて所定のボーリング孔内に漸次押し込み孔壁の観察を行った。この時、ウインチからの同期信号をもとに、画像展開処理装置で連続した展開画像を再構成し、磁気テープにデジタル記録した。また、全周画像と展開画像をビデオテープに収録した。観察は全部で7孔あり、表-2.3.3.1に数量などを示す。

表-2.3.3.1 観察孔および数量

孔番名称	ボーリング 孔径 (mm)	ボーリング 長さ (m)	観察長さ (m)	備 考
MH-1	86	12.0	11.9	透水試験用、傾斜角-1°
MH-2	86	12.0	11.0	透水試験用、傾斜角-1° 11m付近でボーリング孔壁の崩壊があった。
MK-1	66	12.0	11.5	孔内載荷試験用、傾斜角+1°
MT-1	66	26.0	22.6	弾性波・比抵抗トモグラフィー用、傾斜角+25° 16m以深でボーリング孔壁の崩壊があった。
MT-2	66	24.0	23.1	弾性波・比抵抗トモグラフィー用、傾斜角-15° 23m付近でボーリング孔壁の崩壊があった。
MC-1	66	12.0	11.6	初期地圧測定チェック用、傾斜角+3°
MC-2	66	12.0	11.6	初期地圧測定チェック用、傾斜角+3°
合計		110.0	103.3	

注) ・各孔の位置関係は図-2.1.1 に示す。

得られた画像データは、後日室内システムによって壁面のプリント出力と、き裂情報の抽出を行った。き裂の走向、傾斜、型および開口幅は、孔壁面の展開画像をモニタ表示し、画像上でそれぞれを求めた。

#### 2.3.4 試験結果と考察

全ボーリング孔の孔壁展開図からき裂を抽出し、まとめたものが表-2.3.4.1である。表中、各ボーリング孔におけるき裂の出現頻度と走向傾斜の卓越極を示した。

展開図および撮影画像の観察結果から、ほぼ全孔において凝灰質砂岩、レキ岩および泥岩が分布していることがわかった。各岩種の境界面は、坑道先端に近いMH-1孔とMH-2孔付近ではほぼ水平であり、手前部分のMC-1孔とMC-2孔付近では、NS25° E前後の走向傾斜をなしていた。き裂の出現本数は、



MH-1孔とMH-2孔付近では1m当たり3本以上、MK-1孔付近では1m当たり2本程度、そしてそれ以外の孔では1m当たり1本前後であった。NATM坑道の北側ほどき裂の本数が多くなることから、坑道先端部の方が手前部に比べて岩盤の不連続性は顕著になるものと考えられる。

表-2.3.4.1 各ボーリング孔におけるき裂の出現頻度と卓越方向

孔番名称	MH-1	MH-2	MK-1	MT-1	MT-2	MC-1	MC-2
観察長 (m)	11.9	11.0	11.5	22.6	23.1	11.6	11.6
き裂本数 (本)	42	35	22	11	31	9	11
出現頻度 (本/m)	3.5	3.2	1.9	0.5	1.3	0.8	0.9
走向傾斜 の卓越極	N3W89E	N8E76E	N15E79E	N58W37E	N1W65W	N14E42E	N35W86W

### 2.3.5 まとめ

北延NATM坑道のMH-1孔、MH-2孔、MK-1孔、MT-1孔、MT-2孔、MC-1孔およびMC-2孔の7孔でBIPシステムによる孔内壁面観察を実施した。得られた観察結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 凝灰質砂岩、レキ岩および泥岩が分布している。
- 2) 開口幅5mm未満のき裂は観察されたき裂総数の94%を占め、おおむね走向は南北方向で傾斜は鉛直方向と推定された。ただし、観察孔の方向が影響している可能性がある。
- 3) 今回観察されたき裂の卓越方向は、月吉断層の走向とほぼ直交する関係にあった。

## 2.4 孔内載荷試験

### 2.4.1 目的

原位置における岩盤の変形特性を把握することは、掘削に伴う空洞の安定性を予測したり、現場での変位計測などを通じて空洞の安定性を評価する上で重要である。

そのため、ここでは孔内載荷試験を行うことにより、空洞の掘削が予定されている地点における岩盤の変形特性を把握することを試みた。孔内載荷試験は、ボーリング孔内でゴムチューブ等を膨らませてボーリング孔壁を加圧し、加圧力と孔壁の変位とを測定することにより、岩盤の強度・変形特性を求めることができるものである。

### 2.4.2 試験装置

今回の試験においては、岩石の一軸圧縮強度が $100\text{kgf/cm}^2$ 以下であることや非常にもろいレキ岩層があることから、ボアホール壁が一様に仕上がらないことが考えられる。そのため、等変位載荷法では載荷板がボアホール壁に一様に接触しない可能性があるため、等分布載荷法を採用した。使用した機器は「プレシオ200B型」と呼ばれる岩盤用の高圧プレシオメータである。このプレシオ200B型の測定器では、測定管に水を注入したときの加圧力と水の注入容積が測定できる。

### 2.4.3 試験方法

孔内載荷試験の載荷パターンは、岩盤状況により適宜定められることが多いが、今回の孔内載荷試験においては、変形係数のほかに接線弾性係数も求めることとしたため、段階載荷パターンで試験を実施した。

試験位置は、既設の坑道掘削に伴う応力再配分の影響が少ない既設坑道壁面から6m以上離れ、しかも載荷部分にき裂がないところに設定することとした。そこで、ボアホールテレビによる観察結果に基づき、これらの条件を満足する5箇所の試験位置を設定した。すなわち、図-2.1.1 に示すMK-1と称するボーリング孔における既存坑道からの距離がそれぞれ、

- (1) 7.00m
- (2) 8.37m
- (3) 9.40m
- (4) 10.41m
- (5) 11.47m

となる位置とした。なお、試験位置の岩種は、11.47mが細粒砂岩で、その他はレ

キ岩である。

#### 2.4.4 試験結果と考察

プレシオ200B型のプレッシャーメータを使用した孔内載荷試験において、変形係数などは以下の式を用いて算出できる。

$$D_b, E_t = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) / ((dV/dP) - \alpha) \quad (2.4.4.1)$$

ここに、 $D_b$ ：変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_t$ ：接線弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\nu$ ：ポアソン比 (これまでの室内試験結果を考慮して0.3とした)

$V_0$ ：測定管の初期容積 (cm<sup>3</sup>)

$V_m$ ：測定管に送られた水の容積 (cm<sup>3</sup>)

$\alpha$ ：測定系の圧縮補正係数 (cm<sup>3</sup>/kgf/cm<sup>2</sup>)、ここではホース長を考慮して0.102

$dV/dP$ ：増分圧力と増分容積の比 (cm<sup>3</sup>/kgf/cm<sup>2</sup>)

を表わしている。

上式により求めた変形係数および接線弾性係数をそれぞれ表-2.4.4.1に示す。

表-2.4.4.1 孔内載荷試験から得られた変形係数

測定深度 (m)	7.0	8.37	9.40	10.41	11.47
変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	6568	6276	9130	7491	6148

表-2.4.4.1より、得られた変形係数は6000~9000kgf/cm<sup>2</sup>程度の範囲でバラツキを持っている。これには以下のような原因が考えられる。すなわち、この地層における岩石の含水比が20~40%と高いため、岩石の空隙部分が多いことを意味している。したがって、載荷時には空隙部分が閉塞するため、載荷に伴う変位が、こ

の影響を大きく受けることになる。そのため、空隙の分布のバラツキが変形係数のバラツキとして現れたものと考えられる。

#### 2.4.5 まとめ

原位置におけるボーリング孔を利用した孔内載荷試験から得られた計測結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 得られた変形係数および接線弾性係数のバラツキは、岩盤内の空隙状態や岩盤の固結度が不均一であるためと考える。
- 2) 得られた変形係数の値から判断すると、岩盤分類上は非常に悪い岩に属していることが明らかになった。

## 2.5 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査

### 2.5.1 調査目的

本調査は、機械掘削による影響評価試験が計画されている北延NATM坑道において、坑道を掘削する前の地盤の弾性波速度および比抵抗の分布を把握することを目的とする。この事前調査の解析結果と坑道掘削後のそれとを比較することにより、坑道掘削によって発生する影響を把握することができる。また、この結果を昭和62、63年度に調査した発破掘削による影響領域と比較することにより、掘削方法による影響の違いを把握することができる。

### 2.5.2 調査方法の概要

#### (1) 位置と地質

図-2.5.2.1 に調査位置見取り図を示す。弾性波トモグラフィおよび比抵抗トモグラフィ用調査孔は、機械掘削予定坑道を挟むように配置された、MT-1孔およびMT-2孔である。孔曲がりの量は調査孔MT-1ではその長さに対して0.86%程度、調査孔MT-2ではその長さに対して1.29%程度であり、両孔は共に坑道壁に対してほぼ鉛直面内にあると考えられる。両孔共に孔先端部で上下方向に0.2m程度の孔曲がりが生じているものの、観測孔深度に対する孔曲がりの割合は1/100以下である。従って、弾性波・比抵抗トモグラフィに対する孔曲がりの影響は少ないものと判断される。

調査地点の地質は、瑞浪層群土岐夾炭累層に属する礫混じり砂岩、砂岩、泥質岩より構成される。MT-1孔で得られたコアの地質観察結果によれば、地層は主に灰色を呈する細粒～中粒の花崗岩質砂岩から構成されており、深度（孔口からの距離）8～9m付近、21～23m付近に泥質岩が、深度15～16m付近、18～19.5m付近に礫混じり砂岩が挟在するほか、深度23m以深は黒色を呈する炭質砂岩で構成されている。MT-2孔で得られたコアの地質観察結果では、地層は主に緑灰色～暗灰色を呈する泥質岩～細粒砂岩から構成され、深度2.5～4m付近、深度21～22m付近には礫混じり砂岩が、深度18～18.7m付近には粗粒砂岩が挟在する。また、深度5～7m付近には黒色を呈する炭質泥質岩が認められた。

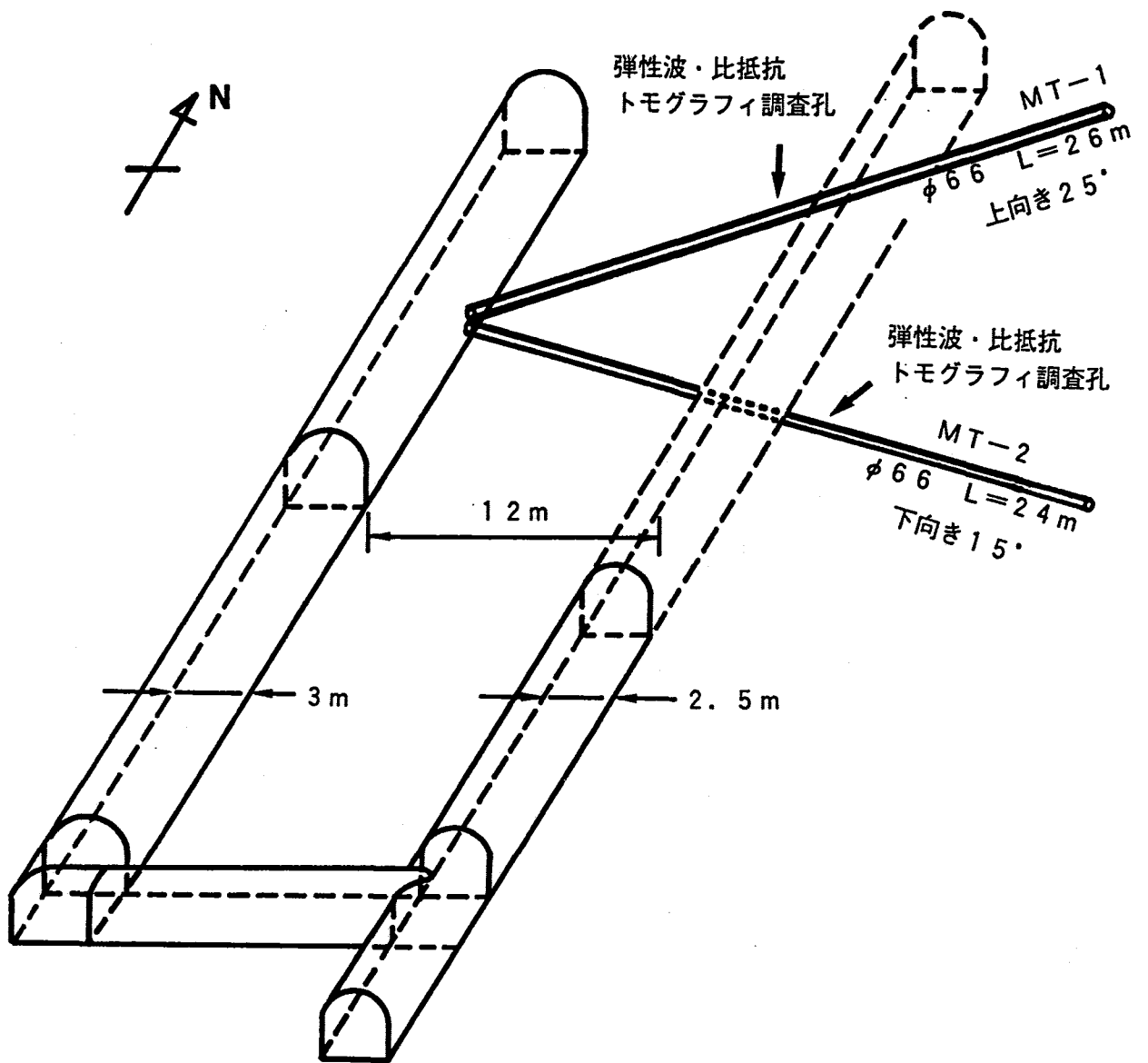


図-2.5.2.1 トモグラフィ調査位置／見取り図

(2) 孔内計測の方法

本調査における調査孔内での測定は、孔内を水で満たして実施した。MT-2 調査孔については、孔内を自然湧水で満たしたが、MT-1 調査孔についてはケーシングに止水用のアタッチメント（フランジ）を装着して孔内に水を満たして測定を行った。

### 2.5.3 弾性波トモグラフィ

#### (1) 測定方法

##### 1) 発振点・受振点の配置

測定は、既存坑道壁より掘削された2本の調査孔(MT-1、MT-2)にて行った。弾性波トモグラフィにおいては、対象領域に多方向・多数の波線が通過するよう発振点、受振点を配置しなければならない。今回の調査においては、図-2.5.3.1、図-2.5.3.2に示すような発振点、受振点の配置をとり、対象領域に多方向・多数の波線が通過するようにした。

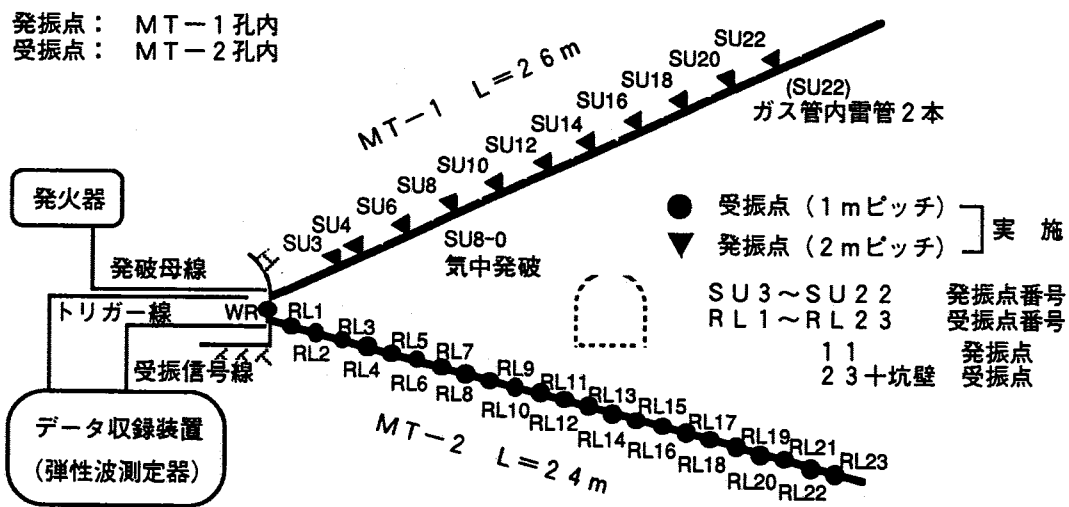


図-2.5.3.1 弾性波測定点番号 (MT-1 孔内発振、MT-2 孔内受振)

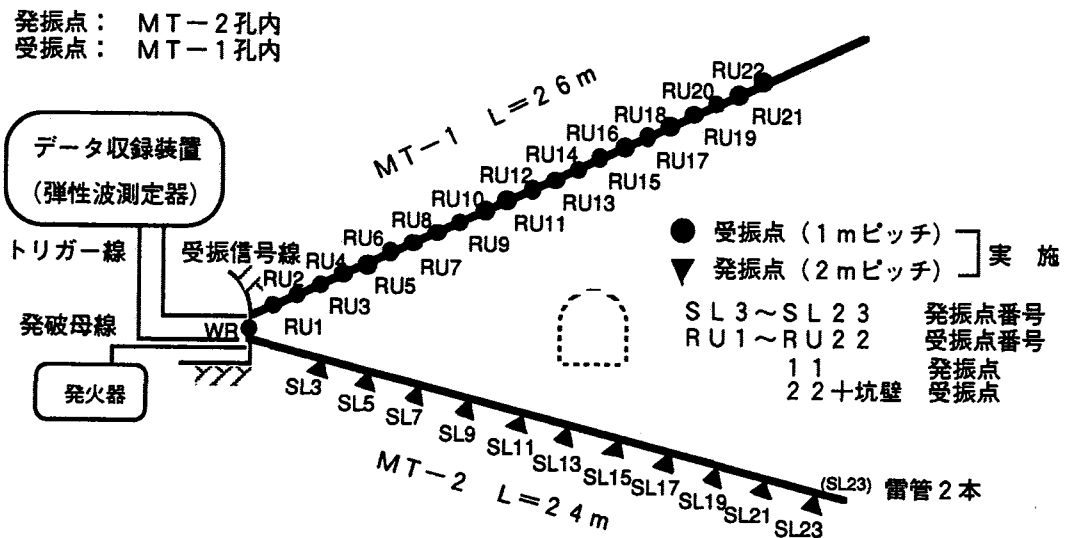


図-2.5.3.2 弾性波測定点番号 (MT-2 孔内発振、MT-1 孔内受振)

## 2) 受振子の設置方法

調査孔内での弾性波測定には、図-2.5.3.3 に示すような速度検層用多連受振子（固有周波数28Hz、速度計）を用い、水を介して伝播波を検出した。

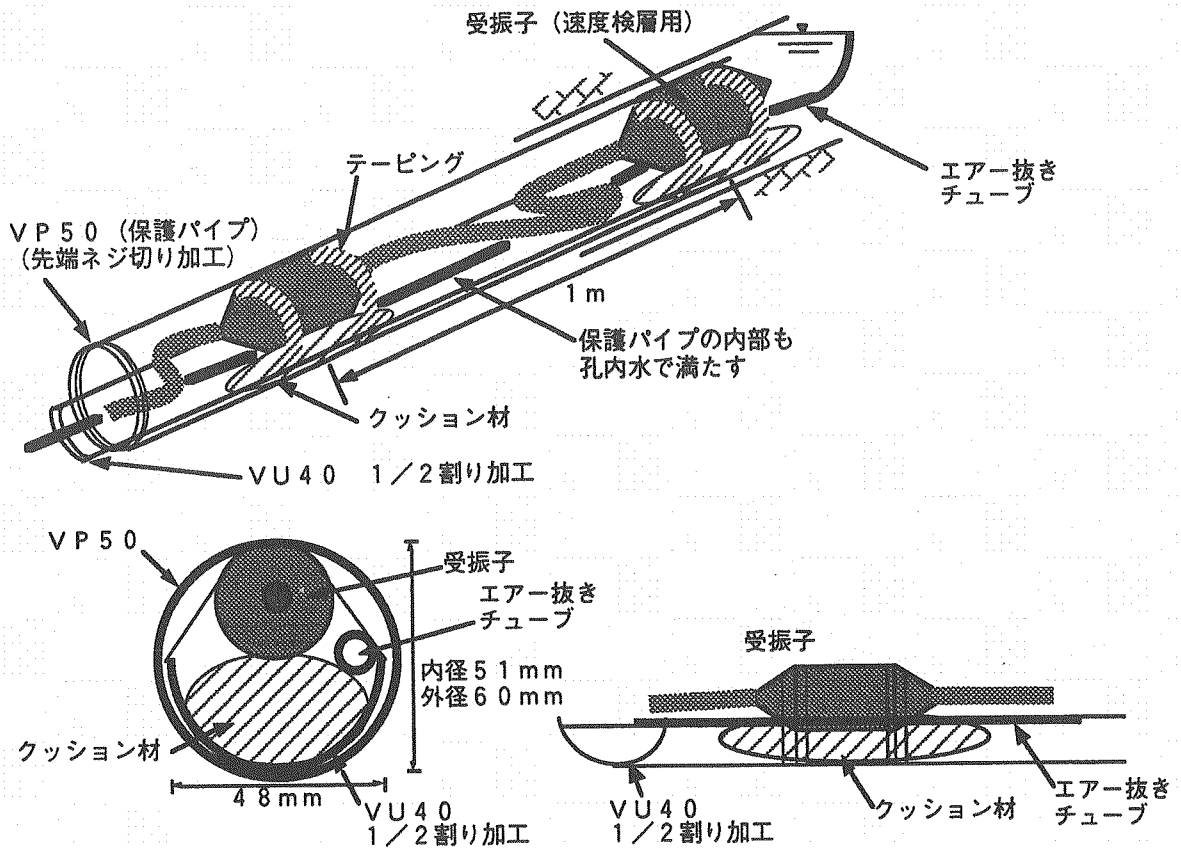


図-2.5.3.3 受振子設置概略図

## 3) 発振源の設置方法

MT-1孔における発振は図-2.5.3.4 に示すように、発振用ロッド（ガス管）の先端に装着した電気雷管の点火により行った。トリガーには電気雷管点火時に生じるイオンを検出してショットマークとするイオンギャップ法を用いた。

### (2) 測定結果

波形記録からP波初動を目視により読取り、解析に使用した。この際の読み取り誤差は、最小目盛の1/10で0.025 msecであった。測定波形は全般的に良好で、シャープなP波初動が記録された。



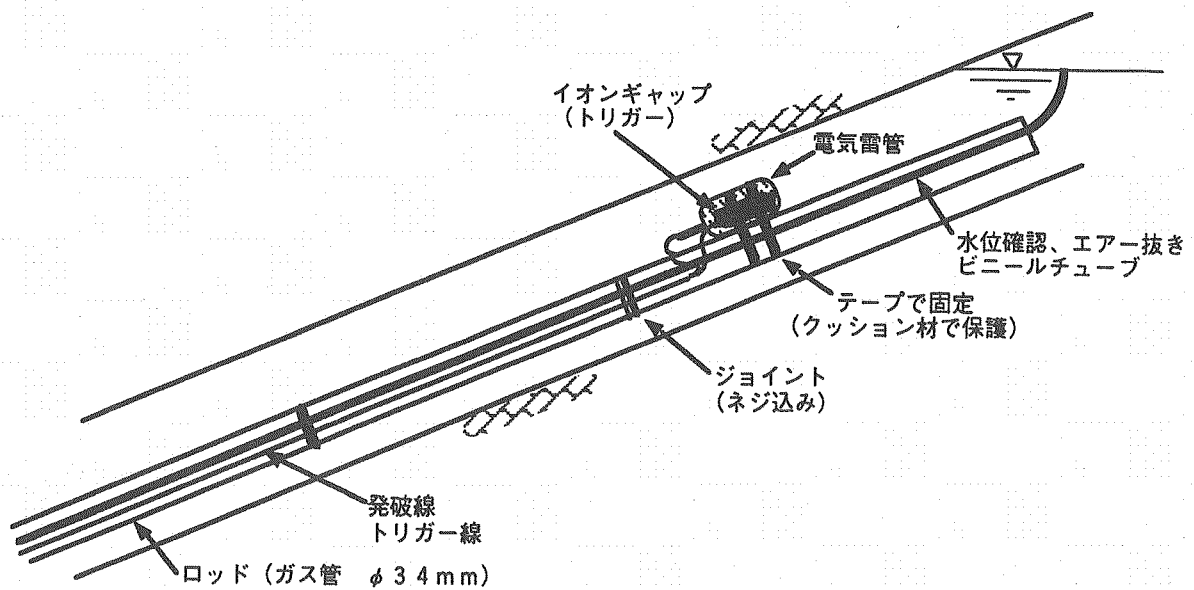


図-2.5.3.4 MT-1孔内発振部設置概略図

### (3) 解析方法

弾性波トモグラフィは、地盤内部の2次元断面上に配置された全ての発振点、受振点を含む長方形要素を設定し、発振点-受振点間での測定走時を基にしてメッシュ内部(格子点)の弾性波速度分布をスローネス分布(速度の逆数)としてインバージョンを行うものである。この際、逆算された弾性波速度分布より計算される走時と、対応する測定走時の差が十分小さくなるまで弾性波速度分布を修正する繰り返し計算を行なう。

#### 1) データセットの作成

解析に用いるデータセットの作成のため、まず、測定によって得られた波形記録から読み取った初動走時データと測量および孔曲がり測定により得られたデータを基に計算した発振点・受振点の位置座標データを入力した。

解析断面は受振点・発振点を含むやや大きめの矩形領域を対象領域とし、この領域を分割し、速度値を計算する格子点を定義した。格子点での速度値を用いて波線上の点を線形補間することにより波線追跡(ray trace)を行なっているため、対象領域の分割を細かくすればより詳細な速度分布を表現できるが、波線数が少ないと解析精度が低下する。従って、格子点数(未知数)は、波線数の半分以下となるように設定した。解析に用いたデータ数は517波線であり、このうち121組(242

波線) については往復走時データが得られている。往復走時データは、後述する往復走時補正の基本データとして使用した。

## 2) 往復走時補正

データセットの作成・入力終了した後、往復走時の補正を行った。すなわち、ある発振点で得られた走時に共通な誤差が含まれていると仮定し、往復走時が得られたデータについて、最小2乗法により走時の差が最小となる発振点の走時誤差を計算し、これによって求められた各発振点毎の走時の誤差を全ての走時データに加えることにより往復走時補正後の走時データとした。

## 3) 理論走時計算・速度分布の修正

初期値として与えた速度分布に従い、波線の屈折を考慮して理論的に測定されるべき走時を計算した。この理論走時と実際の測定走時との差(実際は、RMS残差)が最小となるように速度分布の修正を行った。ここでは、修正アルゴリズムとして共約勾配法(CG法)を用い、スローネス(速度の逆数)の修正・更新を行った。この一連の計算は、後述する収束条件が満たされるまで繰り返し実行した。

## 4) 波線追跡方法

弾性波伝搬経路(波線)の屈折を考慮し、調査領域内のスローネスに基づいて波線を計算し、その波線に沿って走時を計算した。

## 5) 収束判定・解析結果出力

繰り返し計算の収束の判定は、走時のRMS残差が十分小さくなるまで、あるいは繰り返し計算毎のRMS残差に減少が見られなくなるまで、とした。解析では、繰り返し計算の回数が10回程度になると、計算ごとに出力されるRMS残差が定常状態になり、しかもRMS残差の値が0.15 msec以下となった。これを収束と判断し、最終解析結果とした。また、解析は、往復走時補正を行なわなかった場合(ケース1)と補正を行った場合(ケース2)の2ケースについて実施した。

#### (4) 解析結果

##### 1) 往復走時補正結果

1 2 1 組の未補正の往復走時データについて、MT-2 孔発振点を基準として、往復走時および往復走時補正後の誤差分布を求めた。往復走時未補正の場合は、誤差分布は、0 msecを中心として正規分布を示しており、誤差はほとんどが±0.3 msec以内に納まっている。誤差の絶対値の算術平均は0.141 msec、誤差の標準偏差は0.185 msecであった。また、往復走時補正後の誤差分布では、補正前と同様、0 msecを中心とした正規分布を示し、全ての誤差が±0.3 msec以内に納まっており、90%以上のデータが誤差±0.2 msec以下となっている。誤差の絶対値の算術平均は0.074 msec、誤差の標準偏差は0.100 msecであった。したがって、往復走時補正により誤差の補正が有効に行われていることが明らかである。

##### 2) ケース1 / 測定走時 (往復走時-未補正) 解析結果

往復走時未補正の走時を用いて解析した。RMS残差および最大残差は、繰り返し計算回数に対して単調に減少しており、繰り返し計算回数5回目以降は残差の減少量は少なく、繰り返し計算回数10回において十分収束していると判断した。この時、RMS残差は0.136 msecであり、最大残差は0.986 msecであった。また、繰り返し計算回数9回目と10回目のRMS残差の低下量は0.1 μsec以下であった。したがって、この計算結果を最終結果とした。

最終結果として得られた弾性波速度の平均値は2.25 km/secであり、最小値は1.54 km/sec、最大値は2.74 km/secであった。解析断面における速度分布は、一様に2.2～2.4 km/secの値を示すが、既存坑道周囲に速度が低い部分、MT-2 孔深度20 m付近に速度が高い部分が認められた。なお、既存坑道の坑壁付近では2.0 km/sec以下という低速度となっており、NATM工法による掘削の影響の可能性がその1つの理由として考えられる。

##### 3) ケース2 / 測定走時 (往復走時-補正済) 解析結果

往復補正走時を用いて解析した。RMS残差および最大残差は、繰り返し計算回数に対して単調に減少しており、計算回数5回目以降は残差の減少量は少なく、繰り返し計算回数10回において十分収束していると判断した。この時、RMS残差は

0.123 msec で、最大残差は0.964 msec であった。また、繰り返し計算回数9回目と10回目のRMS残差の低下量は0.1  $\mu$  sec 以下であった。したがって、繰り返し計算回数10回目の計算結果を最終結果とした。

最終結果として得られた弾性波速度の平均値は2.23 km/sec であり、最小値は1.53 km/sec、最大値は2.89 km/sec であった。解析断面における速度分布は、一様に2.2～2.4 km/sec の値を示すとみなせるが、既存坑道周囲およびMT-1孔深度22m付近にやや速度が低い部分が認められた。また、MT-1孔の深度14m付近、並びにMT-2孔の深度20m付近に2.4 km/sec 以上のやや速度が高い部分が見られた。

#### 4) 解析結果の比較

速度分布は両ケースとも同じ傾向を示しており、坑道掘削予定部周辺は2.2 km/sec前後の値を示して、ほぼ一様である結果となった。しかし、既存坑道周辺の速度の低い部分はケース2ではやや拡大している。これは、既存坑道の掘削の影響であると考えられる。また、MT-1孔の深度22m付近で周囲に比較して0.4～0.6 km/sec速度が低い部分が、一方MT-2孔の深度14m付近に周囲に比較して0.2 km/sec以上速度の高い部分が現われていることがケース1と異なっている。ケース2の収束状態が良かったこと、およびMT-1孔の深度22m付近において調査孔の崩壊が著しかったことに対応していると判断される速度が低い部分がケース2で認められたことを考慮すると、解析結果としてはケース2（往復走時補正）が妥当であると判断される。弾性波トモグラフィ調査に関する最終結果はコア調査結果と共に図-2.5.5.1に示す。

### 2.5.4 比抵抗トモグラフィ

#### (1) 測定方法

##### 1) 比抵抗測定概要

掘削予定坑道を挟む調査孔（MT-1、MT-2）での比抵抗測定に加えて、既存坑道周縁における比抵抗の予備測定を行なった。なお、比抵抗測定の方法は、調査孔での測定、既存坑道での測定共、ポール・ポール法（二極法）を用いた。

## 2) 調査孔電極接地方法および電極配置

MT-2孔においては、この計測ロッドを調査孔に直接挿入、固定し、地盤と電極との接地は、孔内に自然に貯留された地下水（自然孔内水）を介して行った。一方、MT-1孔においては、計測ロッドを孔口アタッチメントを通して挿入し、孔口で止水後、強制的に水を注入することで電極と地盤の接地を確保した。この際、両観測孔における孔内水の電気的特性を等しくするため、坑内水に微量の食塩を溶かすことにより注入水の電気伝導度をMT-2孔での自然孔内水（ $0.2\text{mS/cm} / 25^\circ\text{C}$ ）前後になるように調整して、MT-1孔にポンプで注入した。

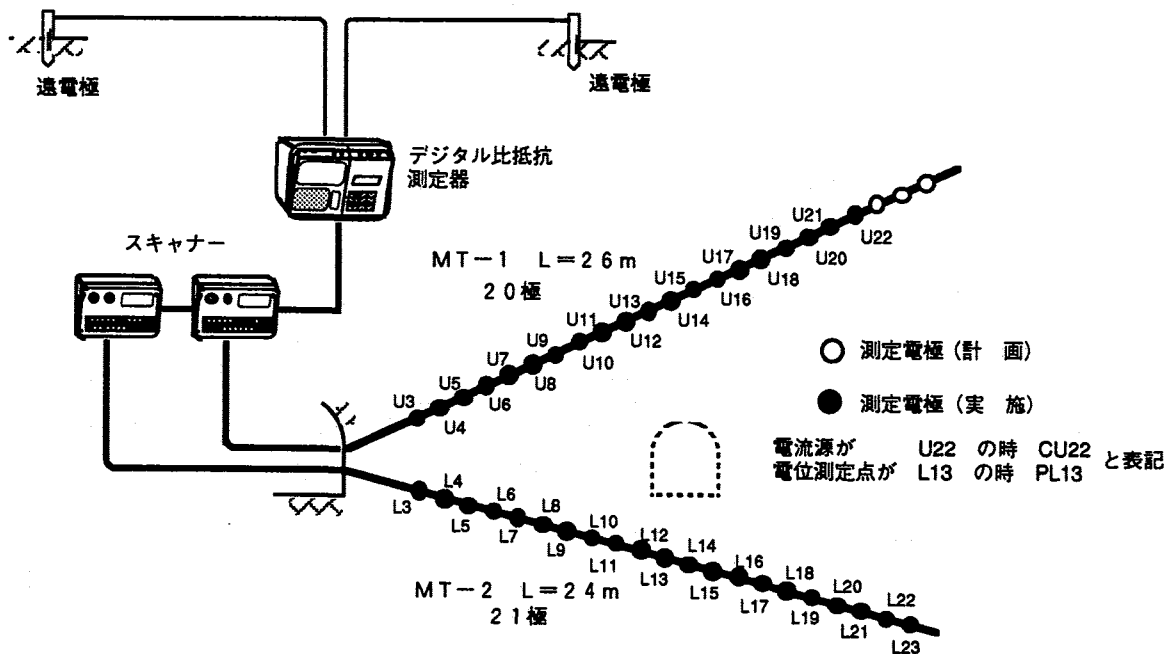


図-2.5.4.1 比抵抗測定システムおよび電極配置

電極間隔は基本的に1mピッチとし、調査孔の孔口より3mの地点から電極をMT-1孔に20極（深度22m）、MT-2孔に21極（深度23m）の計41極を設置した（図-2.5.4.1）。

## 3) 既存坑道周縁電極接地方法および電極配置

坑道周縁の電極は、図-2.5.4.2に示すように2m間隔の3断面（A～C断面）に計27極配置した。このうち、B断面は調査孔MT-1、MT-2を含む断面と同一平面にある。

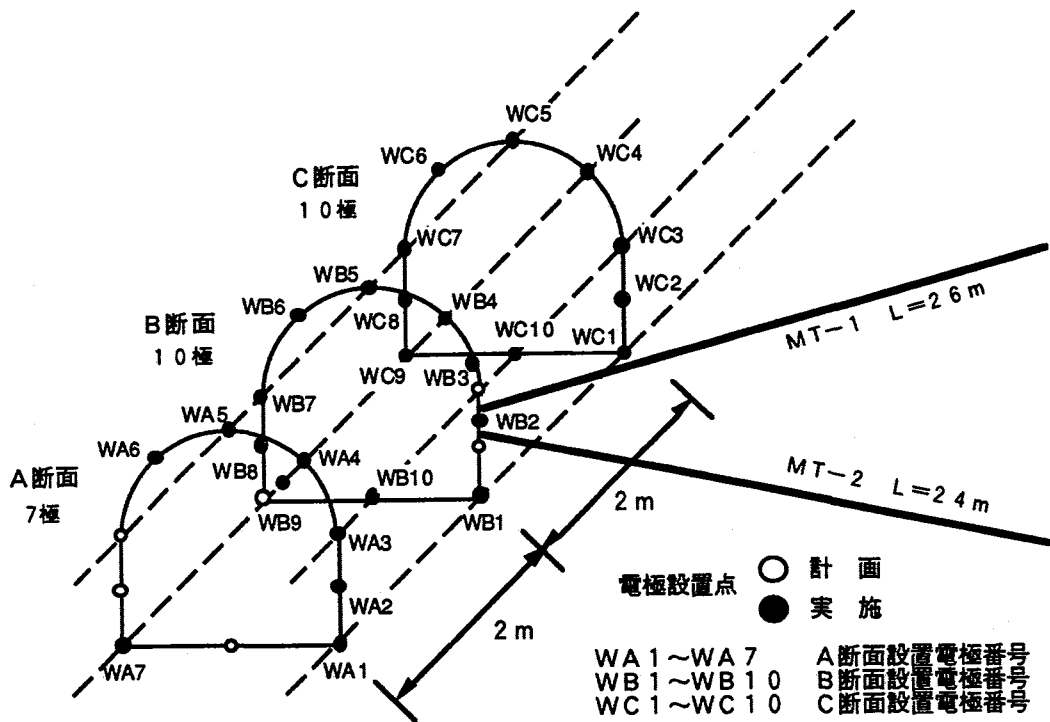


図-2.5.4.2 坑道周縁比抵抗測定電極配置

#### 4) 遠電極の設置

測定地点が坑道の先端部に位置すること、また坑道内にはレールや支保など比抵抗測定に影響を与えると推定される既存構造物が存在することより、遠方電流・電位電極は地表に設定した。

#### 5) 測定方法

スキャナーを介して順次電極の組み合わせを換えることにより、調査の対象となる地盤の比抵抗を測定した（測定値は、電流・電位）。ここで、特に、調査孔内での測定において、電流電極、電位電極とも同一孔内の電極が選択された場合、この測定は電気検層に相当する。また、調査孔内での電極は、同一孔内、孔間にまたがる全ての組み合わせについて設定した。

測定においては、地盤に流す電流を50~200mAに設定し、測定電位がなるべく高い値となるようにしたほか、2~4回スタッキングを行ない、測定データの信頼性確保に努めた。

## (2) 測定結果

測定では、両測定波形は一致しており、迷走電流などによる測定波形の乱れは認められず、測定値のばらつきも0.5%以内であった。電位測定値は電流電極と測定電位電極の距離に反比例して値が低下し、電極の接地異常等による異常な測定値は認められなかった。

### 1) 坑道周縁予備測定結果

坑道周縁での測定結果は、電極の組み合わせ測定のうち、隣接した電極間で測定した抵抗値と電極間の距離の積(単位 $\Omega\text{m}$ )を求め、その値を坑道の測定位置で比較することにより測定結果の整理を行なった。A断面での測定結果は坑道アーチ部での測定値が0.65~1.45 $\Omega\text{m}$ を示し、側壁での測定結果は0.7~0.9 $\Omega\text{m}$ の値を示した。B断面での測定結果は、坑道アーチ部での測定値が0.8~1.55 $\Omega\text{m}$ 程度であるのが、坑道下端へ移るに従い徐々に測定値が減少する傾向が見られ、インバート部では0.35 $\Omega\text{m}$ の値を示した。C断面での測定結果はB断面測定結果と同様に、測定値は坑道アーチ部で最も高く、下端へ移行するに従い値が低下する傾向が認められた。測定値はA~Cの3断面において0.5~1.5 $\Omega\text{m}$ の値を示した。以上、各断面で検討を行なった結果、いずれの断面においても抵抗値と電極間距離の積は坑道アーチ部で高く、インバート部で低い値を示した。

### 2) MT-1、MT-2孔測定結果

同一調査孔内における電極間(電極間隔1m、2m)での測定結果を用いて見かけ比抵抗値を求め、各調査孔内において相当する深度にプロットした結果を図-2.5.4.3に示す。

各観測孔での結果の検討を行なった結果、MT-1孔測定結果はMT-2孔に比較して、全体的に見かけ比抵抗値が高いことより、両者観測孔近傍での地質特性は異なるものと考えられる。またMT-2孔測定結果がMT-1孔に比較して、電極間距離による見かけ比抵抗値の差異が小さくなる傾向が現われたのは、MT-2孔近傍がMT-1孔近傍に比較して、地質状況の変化が小さいためであると推察される。

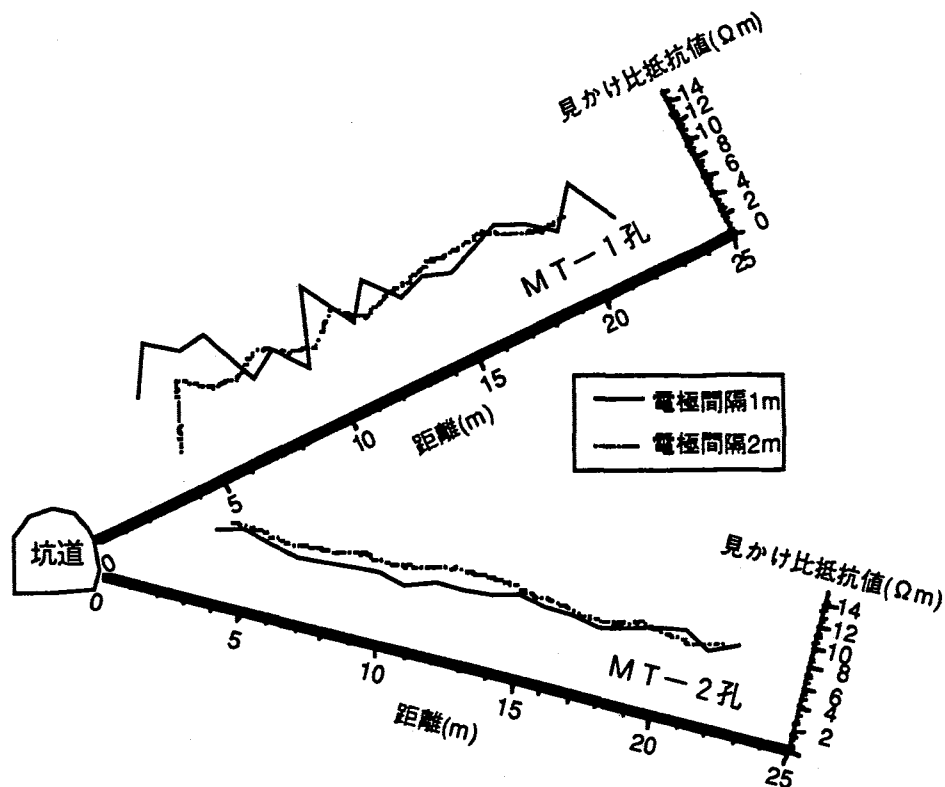


図-2.5.4.3 MT-1孔・MT-2測定結果（電極間隔 1m、2m）

### (3) 解析方法

解析においては、測定値を理論的に計算する方法として有限要素法を、測定値から比抵抗分布を推定する過程において、安定化条件付き最小二乗法を用いた。有限要素法における電位の計算は、解析断面が奥行き方向に連続すると仮定した疑似3次元計算で行なっている。

#### 1) 解析メッシュの作成

解析に用いた断面は縦85m、横100mの長方形領域とし、この領域の中央にMT-1孔とMT-2孔に挟まれた調査対象領域を設定した。三角形要素は解析対象内で最小の辺の長さを50cmとしている。解析メッシュの要素数は4153、節点数は2126、ブロック区分数は384であり測定データ数の半分である。



## 2) 測定結果の遠電極補正

測定電位を $V$ 、補正後の電位を $V'$ としたとき、 $V' = f V$ とする補正係数 $f$ により遠電極補正を行った。この際、第1次近似として地表面は水平であり、比抵抗 $\rho$ の均質な地盤であると仮定した。

## 3) 収束判定・解析結果出力

繰り返し計算は、測定値と計算値の残差が十分小さくなるまで、もしくは所定の繰り返し計算回数になるまで行なった。解析においては、繰り返し計算回数を10回に設定し、許容残差を測定値と計算値の誤差に関してその絶対値の算術平均の10%以下とした。

## 4) 解析ケース

解析は調査対象断面において、使用データが孔間測定結果のみの場合（ケース1）と孔間測定結果および坑道周縁部予備測定結果を使用した場合（ケース2）の2ケースについて実施した。

### (4) 解析結果

#### 1) ケース1およびケース2の解析結果

孔間測定データのみの場合の解析において、繰り返し計算10回目の結果を最終結果とした。また、孔間および坑道周縁部測定データを用いた場合の解析において、繰り返し計算10回目の結果を最終結果とした。

#### 2) 解析結果の比較

最大誤差はケース1に比較してケース2の値が大きいものの、平均誤差はケース1の値に比較してケース2の値が若干小さい。また、ケース2ではケース1の場合に比較して標準偏差が若干小さく、全データに対する電位測定値と電位計算値の誤差が±10%以内に収まるデータの割合が多い。

次に調査対象領域での比抵抗分布は両ケース共ほぼ同じ傾向を示しているものの、坑道掘削予定部より上部は、ケース2の方が5～10Ωm高い値を示している点が異なっている。また、調査対象領域より外部では両ケース共、低比抵抗値帯が分布し

ているが、この分布はケース1に比較してケース2の方が広範囲である。これはケース2において坑道周縁測定結果を用いたため、坑道周縁での比抵抗分布がケース1に比較して詳細に現われたものとも考えられる。

両ケースの結果を比較すると、ケース2の収束状態が良く、ケース2はMT-1、MT-2孔近傍のデータが坑道周縁測定結果として取り入れられていることを考えると、解析結果としてはケース2（使用データは孔間・坑道周縁部測定結果）が妥当であると判断される。比抵抗トモグラフィ調査に関する最終結果をコア調査結果と共に図-2.5.5.2に示す。

## 2.5.5 考察

### (1) トモグラフィ解析結果と地質状況

MT-1孔およびMT-2孔の地質柱状図を弾性波トモグラフィ解析結果（ケース2）とともに図-2.5.5.1に示す。同図より、調査断面全体として見ると、弾性波速度が2.0～2.6 km/secの値を示すことが判る。坑道掘削予定地点周辺では2.0～2.4 km/secの値を示す。また、MT-1孔付近では2.0～2.4 km/sec、MT-2孔付近では2.2～2.6 km/secの値を示す。

ボアホールテレビ調査結果によると、調査孔内の亀裂本数は0.4本/m（MT-1孔）、1.4本/m（MT-2孔）と少なく、また亀裂の大半は密着していることが確認された。これより、地山の弾性波速度は岩石の弾性波速度に近い値を示すことが予測される。室内での弾性波速度測定結果によれば、細粒砂岩は2.2～2.6 km/sec、粗粒砂岩は1.6～2.2 km/secの値を示した。

以上の結果から、地質状況を大局的に見れば、調査断面内では細粒砂岩が卓越しているものと推定される。

### (2) 比抵抗トモグラフィ解析結果と地質状況

MT-1孔およびMT-2孔の地質柱状図を比抵抗トモグラフィ解析結果（ケース2）とともに図-2.5.5.2に示す。同図より、調査断面全体として見ると10～20  $\Omega\text{m}$ 程度の値を示すことが判る。また、MT-1孔付近では概ね10  $\Omega\text{m}$ 以上の比抵抗分布を示し、MT-2孔付近では10  $\Omega\text{m}$ 以下の値を示す。

室内での比抵抗測定結果によれば、細粒砂岩は10～15  $\Omega\text{m}$ 、粗粒砂岩は15

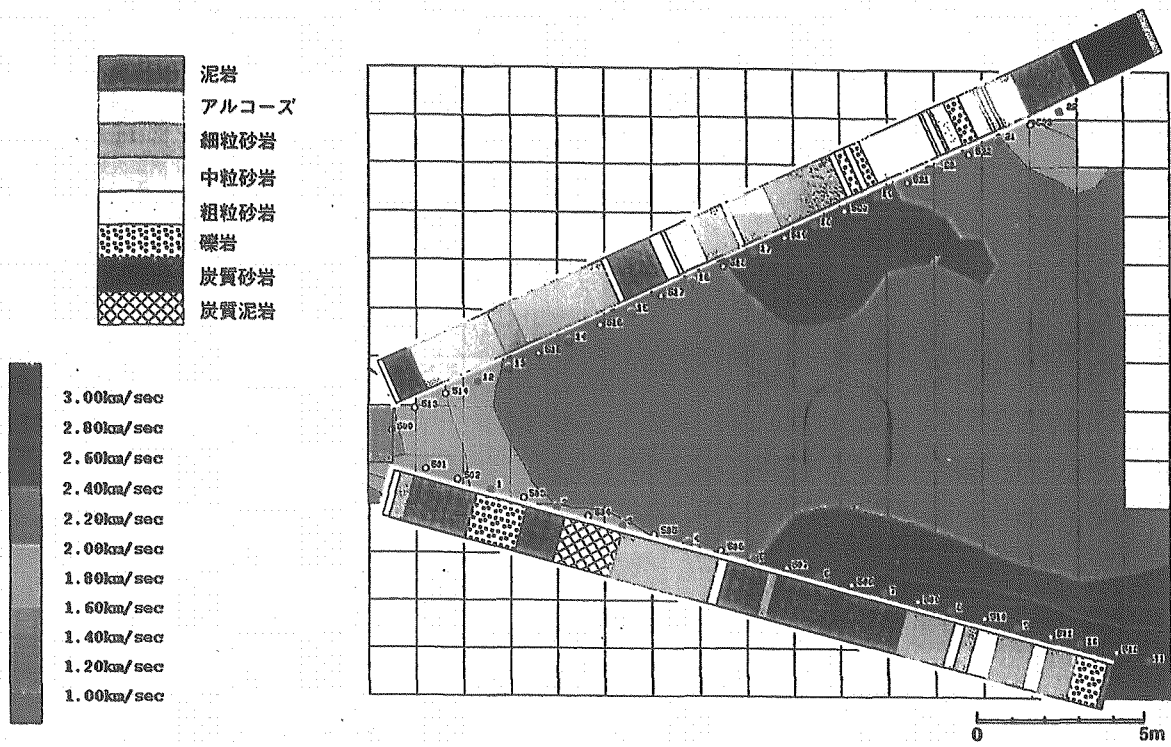


図-2.5.5.1 弾性波トモグラフィ解析結果およびコア調査結果

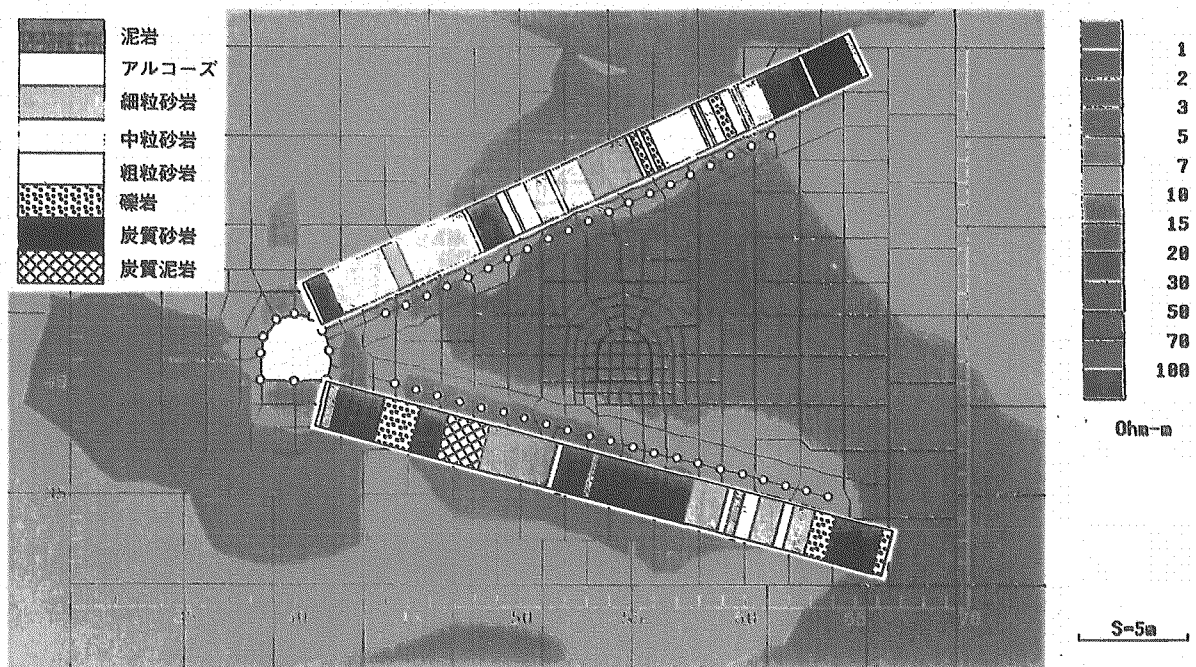


図-2.5.5.2 比抵抗トモグラフィ解析結果およびコア調査結果

$\Omega\text{m}$ 以上の値を示した。室内試験における比抵抗値が、原位置の岩盤状況に近い条件で測定されたものとするれば、調査断面内では細粒砂岩が卓越し、一部粗粒砂岩が存在するものと推定される。

### (3) 既往調査結果との比較・解析結果の妥当性の検討

今回の調査を実施した坑道に隣接する坑道（掘削予定坑道の切羽から3.7 m移動した位置）において、昭和62、63年度に弾性波トモグラフィ調査が実施された。

調査位置は異なるが、今回実施した弾性波トモグラフィの調査結果から得られた弾性波速度の範囲「2.2～2.6 km/sec」は、前回の結果から得られた弾性波速度の範囲「2.2～2.4 km/secのほぼ一様な速度分布」と比較して同様の値となっている。

#### 2.5.6 まとめ

今回の調査により得られた弾性波トモグラフィおよび比抵抗トモグラフィの解析結果を以下にまとめる。

##### (1) 弾性波トモグラフィの解析結果

調査断面全体として見ると、弾性波速度が2.0～2.6 km/secの値を示すことが判った。また、MT-1孔では2.0～2.4 km/sec、MT-2孔では2.2～2.6 km/sec、坑道掘削予定地点周辺では2.0～2.4 km/secであった。

ボーリングコアの観察結果やポアホールテレビによる亀裂観察結果から調査域の地盤内に亀裂は少ない状態であるため、原位置の弾性波速度は岩石の値に近いものと考えられる。したがって、調査断面内の概略の地質は細粒砂岩が卓越しているものと推定される。

##### (2) 比抵抗トモグラフィの解析結果

調査断面全体として見ると、10～20  $\Omega\text{m}$ 程度の値を示すことが判った。また、MT-1孔付近で概ね10  $\Omega\text{m}$ 以上、MT-2孔付近で10  $\Omega\text{m}$ 以下、坑道掘削予定地点周辺では10～15  $\Omega\text{m}$ 程度であった。室内の岩石試験結果が原位置の岩盤に近い状況で実施されたと仮定すれば、調査断面内の概略の地質は、細粒砂岩

が卓越し、一部粗粒砂岩が存在するものと推定される。

(3) 調査断面内の地質状況

上述した結果を、以下の表-2.5.6.1にまとめる。

両トモグラフィ調査結果および室内試験結果等から判断して、調査断面内では細粒砂岩が卓越しているものと推定される。

表-2.5.6.1 トモグラフィ調査結果

	MT-1	孔間部	MT-2
弾性波 トモグラフィ	2.0~2.4 km/sec	2.0~2.4 km/sec	2.2~2.6 km/sec
室内実験 弾性波速度	2.0~2.2 km/sec	~2.0 km/sec (粗粒~礫混じり砂岩)	2.2~2.6 km/sec
昭和62~63年 弾性波速度	2.2~2.4 km/sec		
比抵抗 トモグラフィ	>10 Ωm (15~20)	10~15 Ωm	<10 Ωm (7~10)
室内実験 比抵抗	>10 Ωm (~20)	>15 Ωm (粗粒~礫混じり砂岩)	<15 Ωm (10~15)
亀裂観測	最大3本/m 平均0.4本/m	---	最大3本/m 平均1.4本/m
	亀裂が少ない		
RQD	多様	---	~70%
岩質	中粒~粗粒 砂岩	細粒砂岩	泥質~細粒 砂岩

## 2.6 初期地圧測定

### 2.6.1 目的

初期地圧を測定する方法には応力解放法や水圧破碎法のように原位置で実施されるものと、アコースティック・エミッション (Acoustic Emission: 以下AEと略す) 法や変形率変化法のように室内で実施できるものがある<sup>1), 2)</sup>。AEとは材料内部に蓄えられたエネルギーの一部が音響パルスとなり伝播する現象であり、初期地圧測定のためには、カイザー効果と呼ばれる「履歴荷重を受けた材料に載荷する場合、先行荷重値を越えるまではほとんどAEは発生しない」現象<sup>3)</sup>を利用する。

本研究の目的は、北延NATM坑道において、数値解析の外力条件となる初期地圧をAE法から求めることである。

### 2.6.2 測定装置

初期地圧測定装置は、AE計測器、マイクロコンピュータおよび載荷試験機からなる。この内、AE計測器はトランスデューサ、アンプ、ディスクリミネータおよびカウンタからなる。

AE信号波形の計数方法には、1つのAE信号波形を包絡線検波し計数するイベント計数法を用いている。通常、1つの閾値でイベントの判定を行っているが、ここでは、反射波などの影響を少なくするために2つの閾値を用いた。載荷には、応力制御が可能な高剛性圧縮試験機を利用し、実際の荷重検出には5tロードセルを用いた。

### 2.6.3 測定方法

初期地圧測定のための供試体は、MS-3測定孔から採取した直径19.7cmの試錐コアの内、深度5.0~5.7mのものを使用した。ここでは、3次元主応力を算定するため、試錐コア軸をx、直交する方向をy、鉛直方向をz、xyzの3つの平面内で45°の角度をなす3つの方向をそれぞれxy、yz、zxとする6方向から円柱供試体を整形した。

つぎに、それぞれの円柱供試体に荷重制御により0.98MPa/minの荷重速度で破壊まで単調荷重し、応力、変位およびAEを計測した。得られるデータは、マイクロコンピュータで処理され、応力と変位およびAE累積数の関係を示す曲線が出力される。

#### 2.6.4 測定結果と考察

x、y、z、xy、yzおよびzxの6方向における全測定結果を表-2.6.4.1に示す。表-2.6.4.1において、測定方向によっては値に大きなバラツキを含んでいる。そこで、統計学的方法を導入し、測定値の棄却（危険率5%）<sup>4)</sup>ができるかどうかについて検討した。統計処理を施した各方向の測定値から算術平均値を求め、それらの値を各方向の初期地圧成分とし、3次元主応力を求めた。その結果、最大主応力 $\sigma_1$ が3.49MPa、中間主応力 $\sigma_2$ が2.23MPa、最小主応力 $\sigma_3$ が1.54MPaとなった。得られた結果を、上半球投影によるウルフネットに表示したものが図-2.6.4.1である。

最大主応力に着目すると、土被り圧2.3MPaの約1.5倍の大きさを有する主応力が、西南西の方向から傾斜15°程度で作用しているものと考えられる。試料採取近傍には、月吉断層(N80° E60° S)が存在しており、この月吉断層の走行傾斜と最大主応力の作用方向がほぼ等しいことがわかった。また、最大主応力の作用方向は、2.3の孔内壁面観察結果から得られた北延NATM坑道周辺におけるき裂の卓越方向(N7° E)とほぼ直交する結果になった。つぎに、主応力比に着目すると $\sigma_1/\sigma_3=2.3$ 、 $\sigma_2/\sigma_3=1.6$ となり、当地域の応力場は、異方的な応力状態にあるものと考えられる。

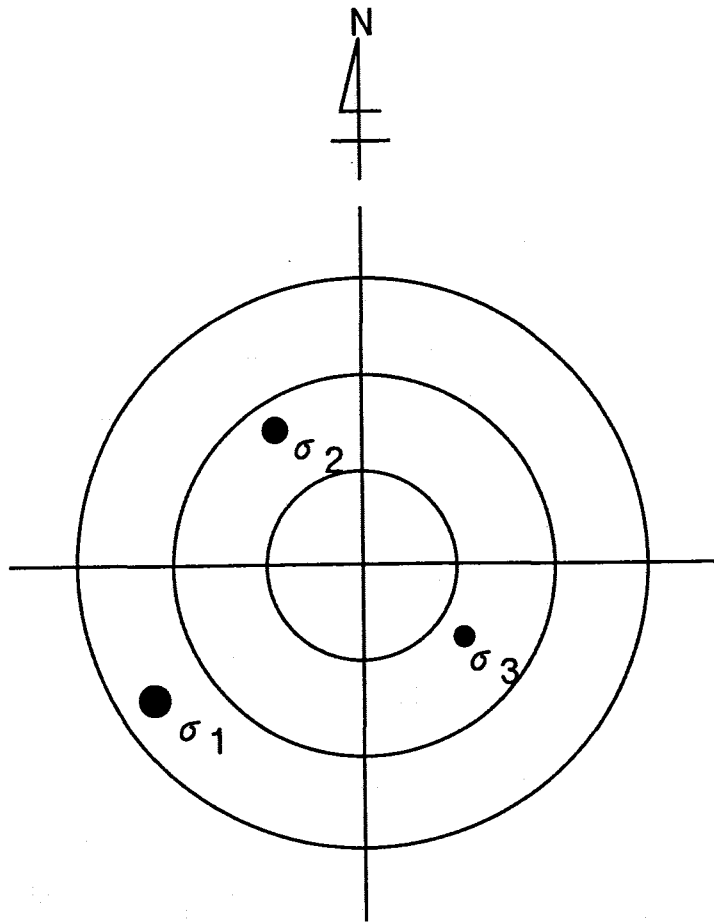
表-2.6.4.1 初期地圧測定結果

試料採取深度 (m)	ボーリング 孔番号	供試体番号		供試体整形深度* (m)	供試体寸法 (cm)		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	カイザー効果から推定された初期地圧成分 (MPa)
					直径	高さ		
5.00 ~ 5.70	MS-3	x	2	5.25	2.98	5.94	18.5	2.61
			3	5.25		6.03	18.4	3.05
			4	5.25		6.38	18.4	3.20
			5	5.25		6.03	18.4	2.64
		y	1	5.12		5.44	18.5	2.36
			2	5.12		5.49	18.4	2.61
			3	5.12		5.31	18.5	2.46
			4	5.25		6.16	18.6	2.66
		z	1	5.02		5.81	18.2	1.88
			2	5.02		5.78	18.3	3.05**
			3	5.15		5.92	18.5	1.76
			4	5.17		5.74	18.4	1.78
			5	5.02		6.37	18.4	2.10
			6	5.17		6.29	18.5	1.73
		xy	1	5.05		5.99	18.4	4.08
			2	5.25		6.39	18.5	3.93
			3	5.25		6.47	18.5	3.12
			4	5.03		6.28	18.5	2.45
		yz	2	5.12		6.01	18.6	1.94
			3	5.18		5.87	18.5	2.10
			4	5.12		5.84	18.5	2.32
		zx	1	5.15		5.78	18.4	2.69
			2	5.15		5.98	18.5	2.62
			3	5.15		6.12	18.6	2.94
			4	5.13		5.85	18.4	3.06

注意) \* 便宜上、供試体長手方向の中心位置を供試体整形深度とした。

注意) \*\*統計処理によりこの値は棄却した。





$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 3.49 \text{MPa} & (l_1, m_1, n_1) &= (0.80, 0.56, 0.20) \\ \sigma_2 &= 2.23 \text{MPa} & (l_2, m_2, n_2) &= (0.37, -0.73, 0.58) \\ \sigma_3 &= 1.54 \text{MPa} & (l_3, m_3, n_3) &= (0.48, -0.39, -0.79) \end{aligned}$$

図-2.6.4.1 3次元主応力分布（上半球投影）

### 2.6.5 まとめ

北延NATM坑道のMS-3孔から採取した試錐コアを用い、AE法による初期地圧測定を実施した。得られた試験結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 水平方向の初期地圧成分は鉛直方向の初期地圧成分に比べて1.2～1.7倍大きくなったことから、当該地点の初期地圧状態は異方的であると言える。
- 2) 最大主応力の作用方向は月吉断層の走向にほぼ等しく、北延NATM坑道でのき裂の卓越方向とはほぼ直交することがわかった。

### 3. 事前解析

#### 3.1 目的

本解析は、坑道掘削時の周辺岩盤における応力状態の変化と岩盤の変位分布を予測することを目的とする。解析に用いる、岩盤のモデル化では、その地質構造をできる限り忠実に反映するため、岩相や異方性を考慮した。また、解析用物性値の設定では、平成5年度に取得したデータを用いて設定した。

#### 3.2 解析方法

##### 3.2.1 解析モデルの設定

###### (1) 解析対象断面

解析の対象とする断面は、将来、機械掘削を行う際に坑道の掘削に伴う変形計測を行う断面の近傍であることと、モデル化の際にMT-1およびMT-2孔のコア観察結果が利用できることから、トモグラフィ調査断面とした。また、解析手法は2次元平面ひずみ状態での有限要素法による弾塑性解析とした。

###### (2) 岩盤のモデル化

解析コードは、要素の変形特性の直交異方性を考慮できる電力中央研究所作成のNONSACを用いた。

事前解析のための岩盤のモデル化を以下の方法により行った。

①計測坑道での切羽観察図を三次元的に配置し、大まかな地質構造を把握する。

計測坑道および昭和63年度に掘削した坑道での切羽観察図から地質構造のおおまかな把握を行った。

- ・堆積面は東から西方向に約 $10^{\circ}$ ～ $20^{\circ}$ 落ちるような傾斜を示す。また、トンネル軸方向では地層のうねりが見られるが、第一次近似としてほぼ水平とみなすことができる
- ・地層は大きく分けて、細粒で固結度の高い岩盤と、粗粒で固結度の低い岩盤の2つの岩相から成っている

②解析断面における地質構造図を推定する。

解析断面における地質構造図の推定のためにトモグラフィ用ボーリング孔(MT-1およびMT-2)のコア観察図およびコア写真を利用した。コア観察図は資料

集に、また、コアの写真は写真集に示す。

トモグラフィ用ボーリング孔の地質柱状図を図-3.2.1.1に示す。また、トモグラフィ用ボーリング孔のコア形状図を図-3.2.1.2に示す。これらの図は、コア観察図から作成したものである。ここでは、岩石の固結度は岩相よりもコア形状と対応しているものと考え、コア形状図に基づき、地質構造を図-3.2.1.3に示すように層状に分割した。

細粒グループと粗粒グループの分類については、コアの写真を参考にして、コア形状がⅠ～Ⅲのものを細粒グループ、コア形状がⅣ～Ⅵのものを粗粒グループとした。モデル化の上で細粒グループとみなした岩相の内訳を図-3.2.1.4に、粗粒グループとみなした岩相の内訳を図-3.2.1.5に示す。細粒グループでは、泥岩と細粒砂岩の2つで半分以上を占める。また、粗粒グループでは、アルコーズとレキ岩の2つで半分以上を占める。

### ③解析断面における地質構造図を簡略化、単純化して解析モデルを設定する。

今回の解析では、解析の対象とする岩盤の構造をできるだけ忠実に解析モデルに反映するため、岩相や異方性を考慮した。しかしながら、解析対象領域の広さ、坑道断面の大きさ、変位計測点間の距離（最小50cm）などから、解析最小メッシュの大きさを50cmとしたことから、層厚の基準値として50cmを設定し、図-3.2.1.3に示す解析モデル上の地層のうち、その厚さが50cmを下回るものは今回のモデル化では考慮しないものとして省略した。厚さ50cmを下回る層は坑道の規模と比較して十分小さいため、その影響が無視し得るものと考えられる。

簡略化、単純化を行い最終的に得られた解析モデルを図-3.2.1.6に示す。解析領域としては坑道の掘削径（D）の3倍以上を坑道壁面からそれぞれ上下左右に確保した。また、坑道の掘削に伴って岩盤内変位の計測点を解析メッシュ上の節点として考慮した。

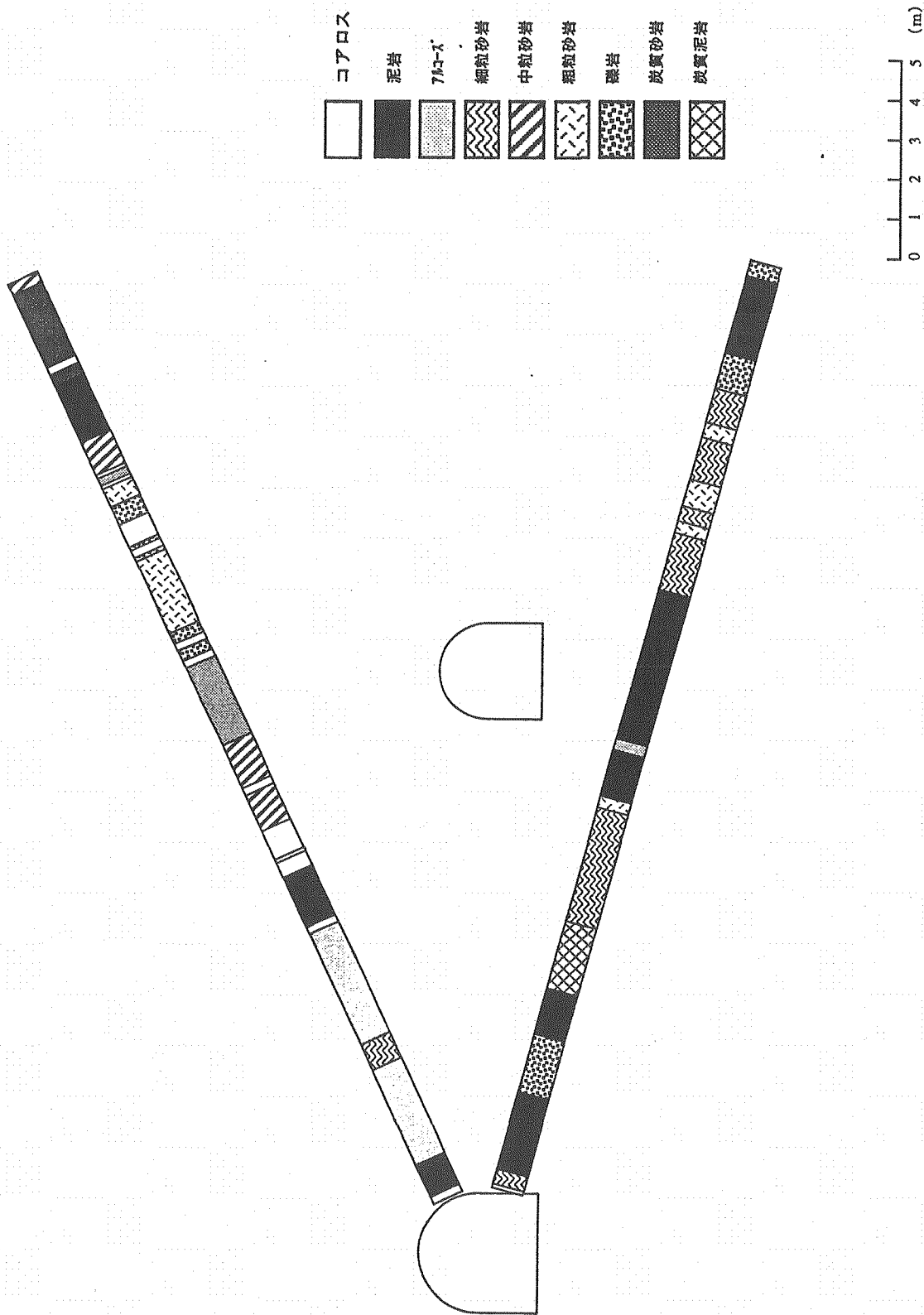
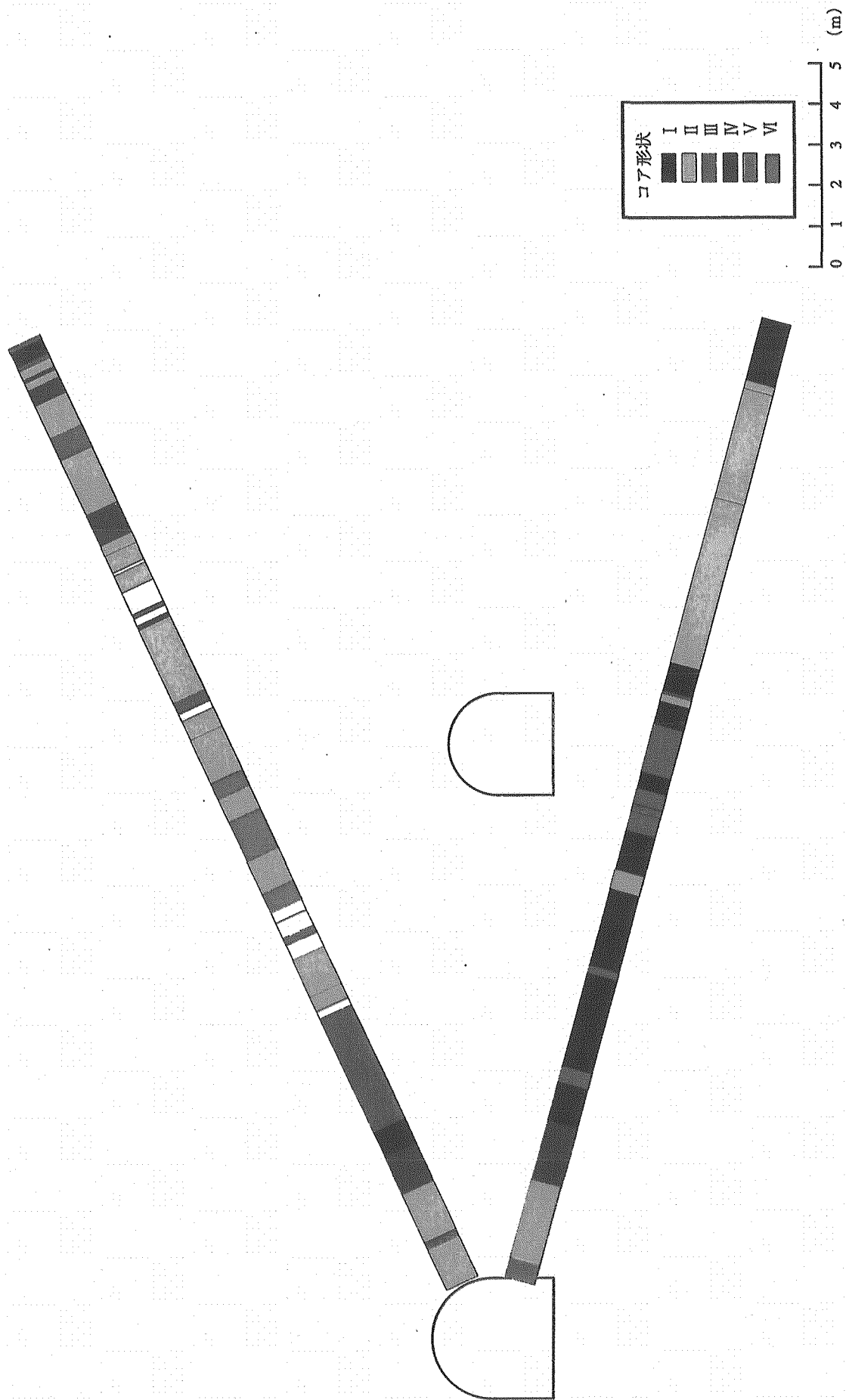
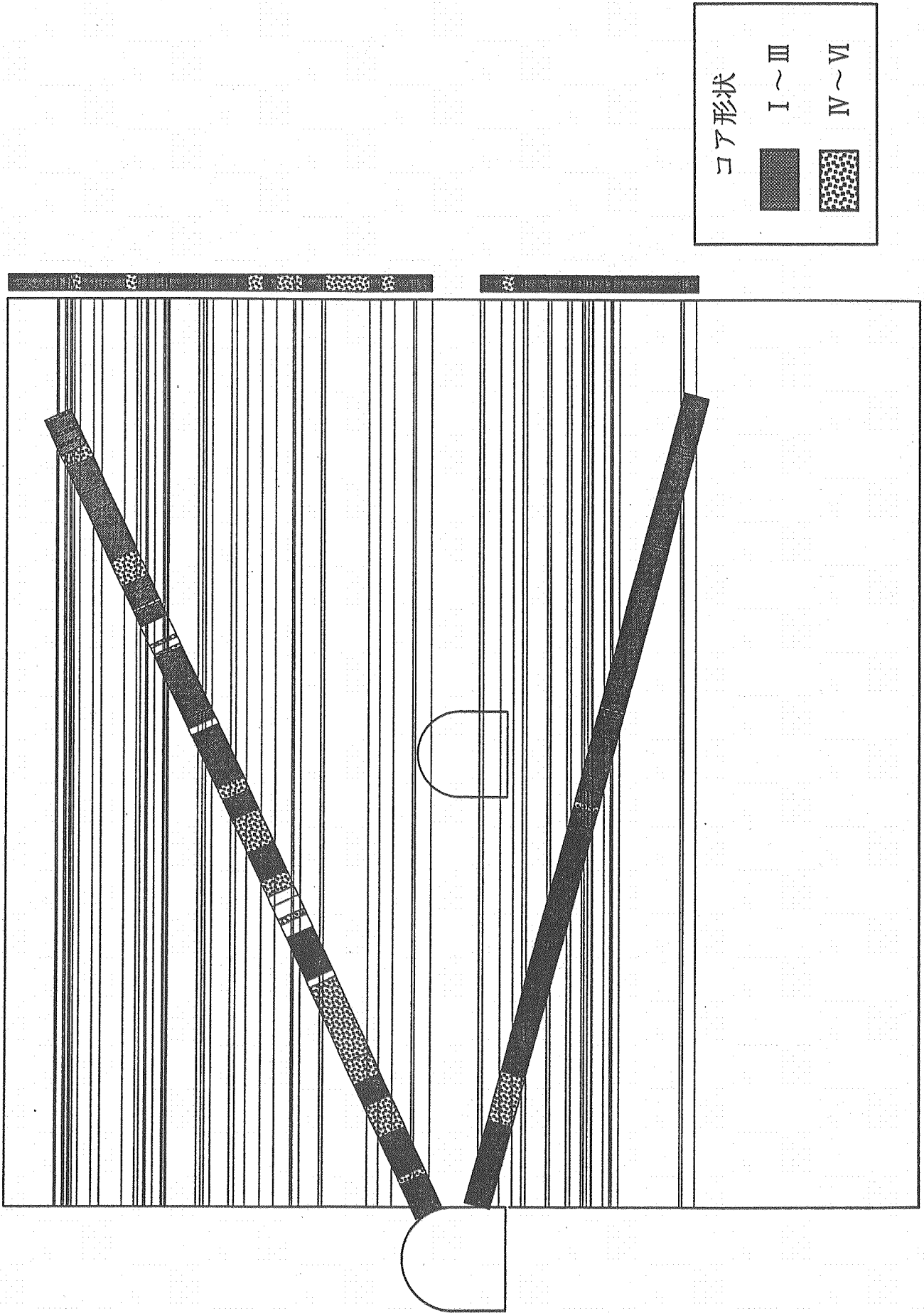


図-3.2.1.1 トモグラフ用ボーリング孔地質柱状図



図—3.2.1.2 トモグラフィ用ボーリング孔コア形状図



図一3.2.1.3 地質構造のモデル化 (その1)

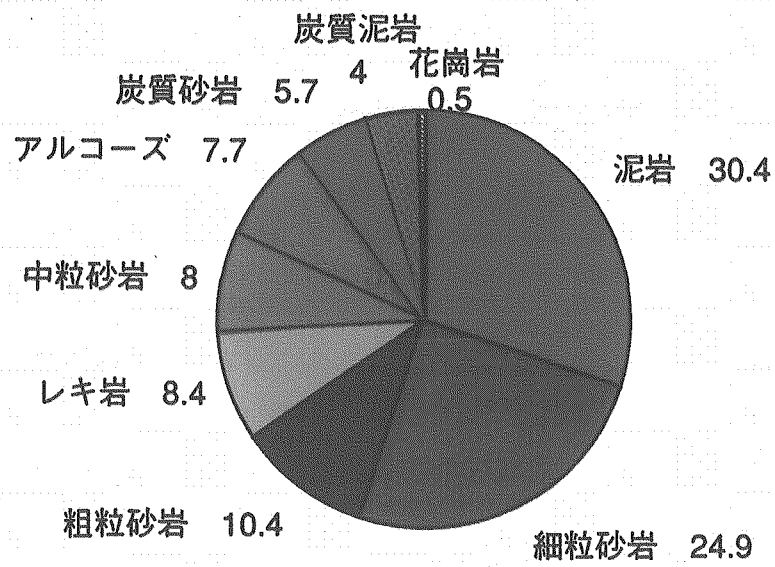


図-3.2.1.4 細粒グループ内訳 (単位：%)

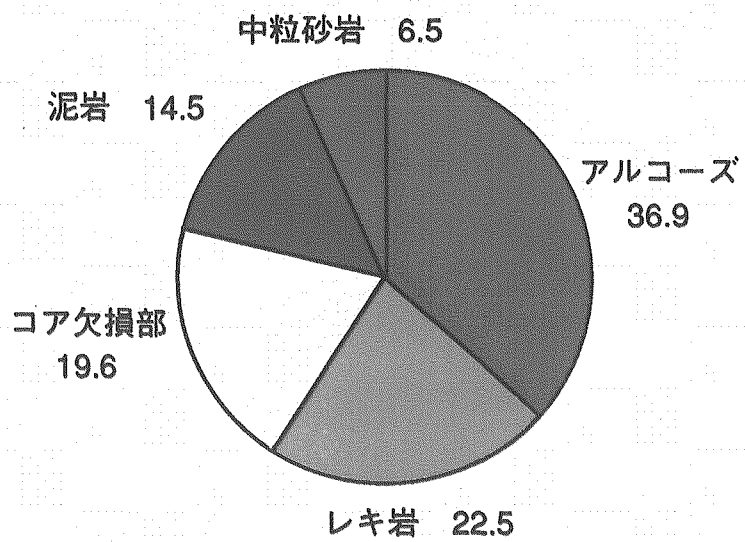
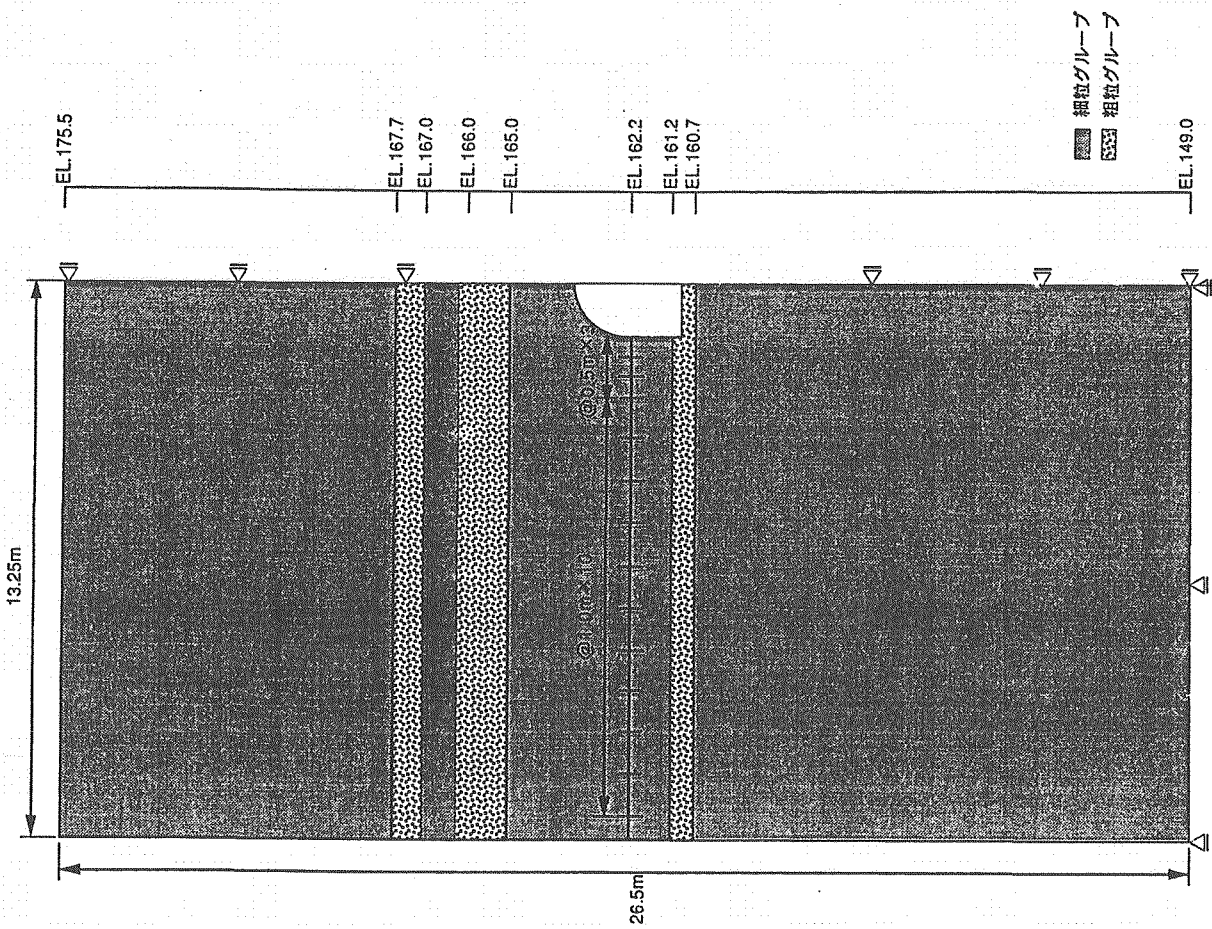
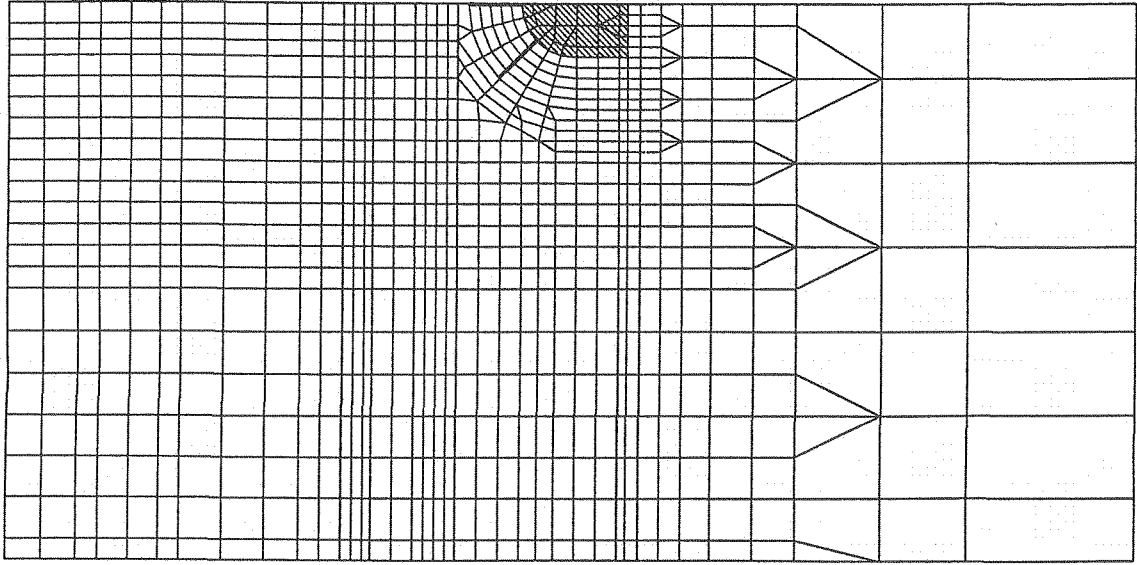


図-3.2.1.5 粗粒グループ内訳 (単位：%)



地層モデル



要素分割図

図—3.2.1.6 解析モデル



### 3.2.2 解析用物性値の設定

坑道を掘削する地点の地質状況は、3.2.1での検討から、大きく分けて2つの岩相から成っているとみなすことができる。このため、坑道掘削が周辺岩盤に与える影響を事前に正確に把握する上で、坑道周辺の岩盤を構成する岩石の基本的な特性を確認しておくことは重要である。

そこで、解析の対象とする地点の地質を構成する主な岩相であると考えられる粗粒砂岩および細粒砂岩の室内試験結果から解析用物性値を設定した。

#### 3.2.2.1 岩石の強度・変形特性

##### (1) 室内試験結果

今回、事前解析用の物性値を設定する目的で、2つの岩相から得られた岩石コアの一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施した。

##### 1) 強度特性

今年度実施した三軸圧縮試験結果から得られた強度定数は以下のとおりである。

細粒砂岩 (鉛直)	$C=35\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=3^\circ$
細粒砂岩 (水平)	$C=26\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=20^\circ$
粗粒砂岩 (鉛直)	$C=23\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=11^\circ$
粗粒砂岩 (水平)	$C=18\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=13^\circ$

##### 2) 変形特性

解析の対象とする岩盤の深度に対応した拘束圧 ( $\sigma_3=30\text{kg/cm}^2$ ) における割線変形係数およびポアソン比を解析用物性値とするのが適切であると考え、 $\sigma_3=30\text{kg/cm}^2$  における割線変形係数  $E_{50}$  の平均値を基に設定した。

細粒砂岩 (鉛直)	$E_{50}=17,000\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu=0.35$
細粒砂岩 (水平)	$E_{50}=19,200\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu=0.35$
粗粒砂岩 (鉛直)	$E_{50}=14,800\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu=0.44$
粗粒砂岩 (水平)	$E_{50}=15,100\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu=0.38$

## (2) 強度・変形特性の解析用物性値

### 1) 強度特性

今回実施した三軸圧縮試験の結果に基づき解析用物性値を設定した。今回の解析では岩相および異方性を考慮することがどの程度坑道の変形挙動に影響を与えるかを確認することが第一の目的であるため、強度定数は以下のような丸めた数値とした。

細粒砂岩 (鉛直)  $C=40\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi = 0^\circ$

細粒砂岩 (水平)  $C=30\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi = 10^\circ$

粗粒砂岩 (鉛直)  $C=20\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi = 10^\circ$

粗粒砂岩 (水平)  $C=20\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi = 10^\circ$

### 2) 変形特性

今回実施した三軸圧縮試験の結果のうち、解析の対象とする岩盤の深度に相当する拘束圧 ( $\sigma_3=30\text{kg/cm}^2$ ) における割線変形係数  $E_{50}$  を基に解析用物性値を設定した。今回の解析では岩相および異方性の効果を確認することが第一の目的であるため、モデルの弾性係数及びポアソン比ともに丸めた数値とした。

細粒砂岩 (鉛直)  $E=20,000\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.40$

細粒砂岩 (水平)  $E=20,000\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.40$

粗粒砂岩 (鉛直)  $E=15,000\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.40$

粗粒砂岩 (水平)  $E=15,000\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.40$

### 3.2.2.2 支保工の解析用物性値

機械掘削を行う坑道では、坑道の安全確保のため支保工として、吹付けコンクリートとロックボルトを打設する予定である。このため、今回の解析でもこれらの支保工を考慮することとし、支保工の解析用物性値を以下のように設定した。

- ・吹付けコンクリート（厚さ：7cm）

モデルの弾性係数：34,000kg/cm<sup>2</sup>、ポアソン比：0.167

- ・ロックボルト（1=1.5m×3本）

モデルの弾性係数：2,100,000kg/cm<sup>2</sup>、断面積：5.067cm<sup>2</sup>

吹付けコンクリートは坑道の掘削後早期に打設するため、モデルの弾性係数として若材齢のものを採用することとし34,000kg/cm<sup>2</sup>とした。ロックボルトのモデル上の弾性係数は鋼の弾性係数とした。解析上は、吹付けコンクリートをビーム材で、ロックボルトをトラス材でモデル化した。

### 3.2.2.3 初期応力

#### (1) 北延NATM坑道での今年度の結果

今年度、北延NATM坑道で実施したAE法による初期応力の測定結果で得られた主応力値は、

$$\sigma_1=35.5\text{kg/cm}^2, \sigma_2=22.7\text{kg/cm}^2, \sigma_3=15.7\text{kg/cm}^2$$

であり、解析対象断面に投影した成分は、

$$\sigma_1=17.1\text{kg/cm}^2, \sigma_2=31.1\text{kg/cm}^2, \theta=21.2^\circ$$

$$(\sigma_x=29.3\text{kg/cm}^2, \sigma_z=18.9\text{kg/cm}^2, \tau_{xz}=4.74\text{kg/cm}^2)$$

となる。深度方向の応力値は、平成元年度に応力解放法により求めた $\sigma_v$ とほぼ同等の値であった。

#### (2) 本解析での初期応力の設定

解析対象断面のごく近傍でAE法による初期応力が測定されていることから、本解析では、この測定値を基に初期応力を設定した。主応力の方向は、水平方向から約20°程度傾いているが、今回の解析では第一次近似として、主応力の方向は水平および鉛直方向であると仮定した。

したがって、以下の値を深度EL162.2mにおける初期応力として設定した。

$$\sigma_x=29.3\text{kg/cm}^2, \sigma_v=18.9\text{kg/cm}^2$$

解析領域における初期地圧は、深度方向については地表面での値を0とし、AE法

による値 (18.9kg/cm<sup>2</sup>) を用いて線形補間した。水平成分については、AE法により得られた側圧係数 (29.3/18.9=1.55) を採用した。

$$\text{深度方向} : \sigma_v = 0.137 \times (300 - H)$$

$$\text{水平方向} : \sigma_h = \sigma_v \times 1.55$$

の式から初期応力を算定した。ただし、Hは標高 (m) である。

### 3.2.2.4 解析用物性値のまとめ

本解析における解析用物性値 (基本ケース) を表-3.2.2.1にまとめて示す。

表-3.2.2.1 解析用物性値一覧表

	岩盤物性値				支保工物性値				初期応力
	変形特性		強度特性		吹付けコンクリート		ロックボルト		
	E	$\nu$	C	$\phi$	E	$\nu$	E	A	$\sigma_v, \sigma_h$
	(kgf/cm <sup>2</sup> )		(kgf/cm <sup>2</sup> )	(°)	(kgf/cm <sup>2</sup> )		(kgf/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )
MS-V	20,000	0.4	40	0	34,000	0.167	2,100,000	5.067	$\sigma_h = 1.55 \sigma_v$ $\sigma_v = 0.137(300-H)$ H:標高(m)
MS-H	20,000	0.4	30	20					
CG-V	15,000	0.4	20	10					
CG-H	15,000	0.4	20	10					
設定根拠	$\sigma_3=30$ kgf/cm <sup>2</sup> のときのE50の平均値から設定	$\sigma_3=30$ kgf/cm <sup>2</sup> のときの $\nu$ の平均値から設定	三軸圧縮試験から求めた強度定数から設定		弱材齢に対応する弾性係数を設定	一般的なコンクリートのポアソン比	一般的な鋼の弾性係数	D25の公称断面積	AE法により求めた値から設定

### 3.2.3 施工段階のモデル化

坑道の掘削問題を有限要素法を用いた数値解析により検討する場合、経済的な理由や実績から二次元の平面ひずみの仮定に基づいた解析が行われることが多い。しかしながら、坑道の切羽近傍の挙動は三次元的であることから、何らかの方法で坑道周辺の岩盤の三次元的な挙動を考慮する必要がある。

三次元の連続弾性体中に円形トンネルが掘削された場合、初期応力が静水圧的であったとすれば、トンネル切羽近傍の内空変位は、図-3.2.3.1に示すような変化をする。図において縦軸の変化は、切羽存在の影響がないときの、すなわち二次元平面ひずみの解析において素堀りで円形トンネルが掘削されたときの最終的な内空変位を100%として正規化したものである。また、横軸は切羽と解析対象断面との距離を示しており（ $D$ は円形トンネルの直径）、負の値は切羽が未だ解析対象断面に達していないことを、そして正の値は切羽が断面を通過していることを示す。図-3.2.3.1に示した特性曲線は、本来、地表面の形状やトンネルの位置、初期応力状態により異なった性状を示すものであるが、これを解析的に求めることは現段階では困難である。ここでは、軸対称の有限要素法を用いて、静水圧状態に近い条件の解析を行って得られた特性曲線を用いた。

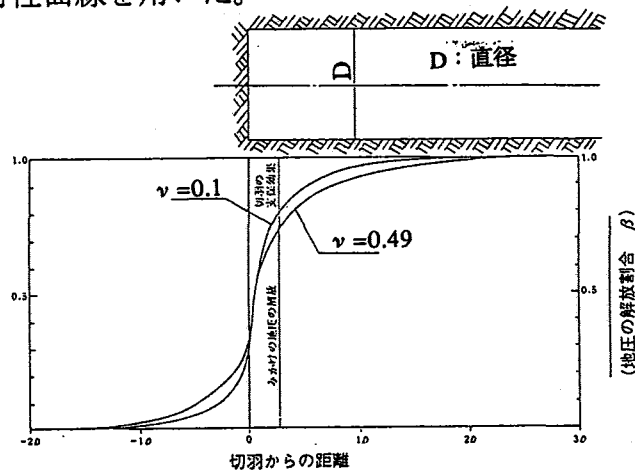


図-3.2.3.1 特性曲線

図-3.2.3.1に示した特性曲線により、切羽の影響を二次元平面ひずみの解析において評価する方法を以下に示す。

いま、トンネルの掘削を瞬時に行ったと仮定したときの掘削解放力を $P_0$ とすると、二次元の解析では、トンネル掘削部に切羽の進行に対応して、

$$P = \beta P_0$$

なる力を作用させることにより、切羽の進行を考慮した解析対象断面の変形状態を再現することができる。ここに、 $\beta$ （掘削解放率）は図-3.2.3.1の縦軸に示した変位の割合である。この場合、支保工の施工時期の効果は、支保工の施工位置と切羽からの距離に対応した時期に、支保工の剛性を掘削部へ付加することにより評価する。

以上のことから、今回の解析では施工段階を以下の3つのステージにモデル化した。

STAGE-1：初期応力の設定（切羽位置-2D）

STAGE-2：坑道掘削（全断面）、掘削解放率  $\beta = 80\%$  作用（切羽位置0.33D）

STAGE-3：支保工打設、掘削解放率  $(100 - \beta) = 20\%$  作用（切羽位置3D）

### 3.2.4 解析ケース

今回の解析の目的は、岩相や異方性を考慮した場合の、坑道掘削時の周辺岩盤における応力状態の変化と岩盤の変位分布を求めることである。岩相を考慮することに対する影響を検討するためには、均質条件の場合との比較が必要である。また、異方性を考慮することに対する影響を検討するためには、異方性を考慮しない場合、すなわち、等方条件との比較が必要であり、さらに、異方性の程度を変化させた場合との比較も必要である。

以上のことから次の4ケースを解析ケースとして考える。

表-3.2.2.2 解析ケース一覧

	CASE1		CASE2		CASE3		CASE4	
	E(kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	E(kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	E(kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	E(kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$
MS-V	15000	0.4	20000	0.4	20000	0.4	10000	0.4
MS-H	15000	0.4	20000	0.4	10000	0.4	20000	0.4
CG-V	15000	0.4	15000	0.4	15000	0.4	7500	0.4
CG-H	15000	0.4	15000	0.4	7500	0.4	15000	0.4
内容	均質岩盤 岩相考慮せず 異方性を考慮せず		岩相考慮 異方性考慮せず		岩相考慮 異方性考慮 Eh=Ev/2		岩相考慮 異方性考慮 Ev=Eh/2	

### 3.3 解析結果と考察

#### 3.3.1 主応力分布

解析結果のうち、初期応力設定時の主応力図を図-3.3.1.1に示す。また、坑道掘削時の主応力図を図-3.3.1.2に示す。図中の坑道の天端、側壁、隅角部および岩相の境に○印を付し、その要素の主応力とその傾きを求めた。 $\sigma_{max}$ は最大主応力、 $\sigma_{min}$ は最小主応力をそれぞれ示す。また、 $\theta$ は最大主応力の、鉛直上方から反時計方向を正とした場合の傾きを表す。

各ケースについて、坑道掘削時の天端、側壁、隅角部の3箇所での応力集中の程度（坑道掘削時の最大主応力値/初期の最大主応力値）は以下のとおりである。

表-3.3.1.1 応力集中の程度

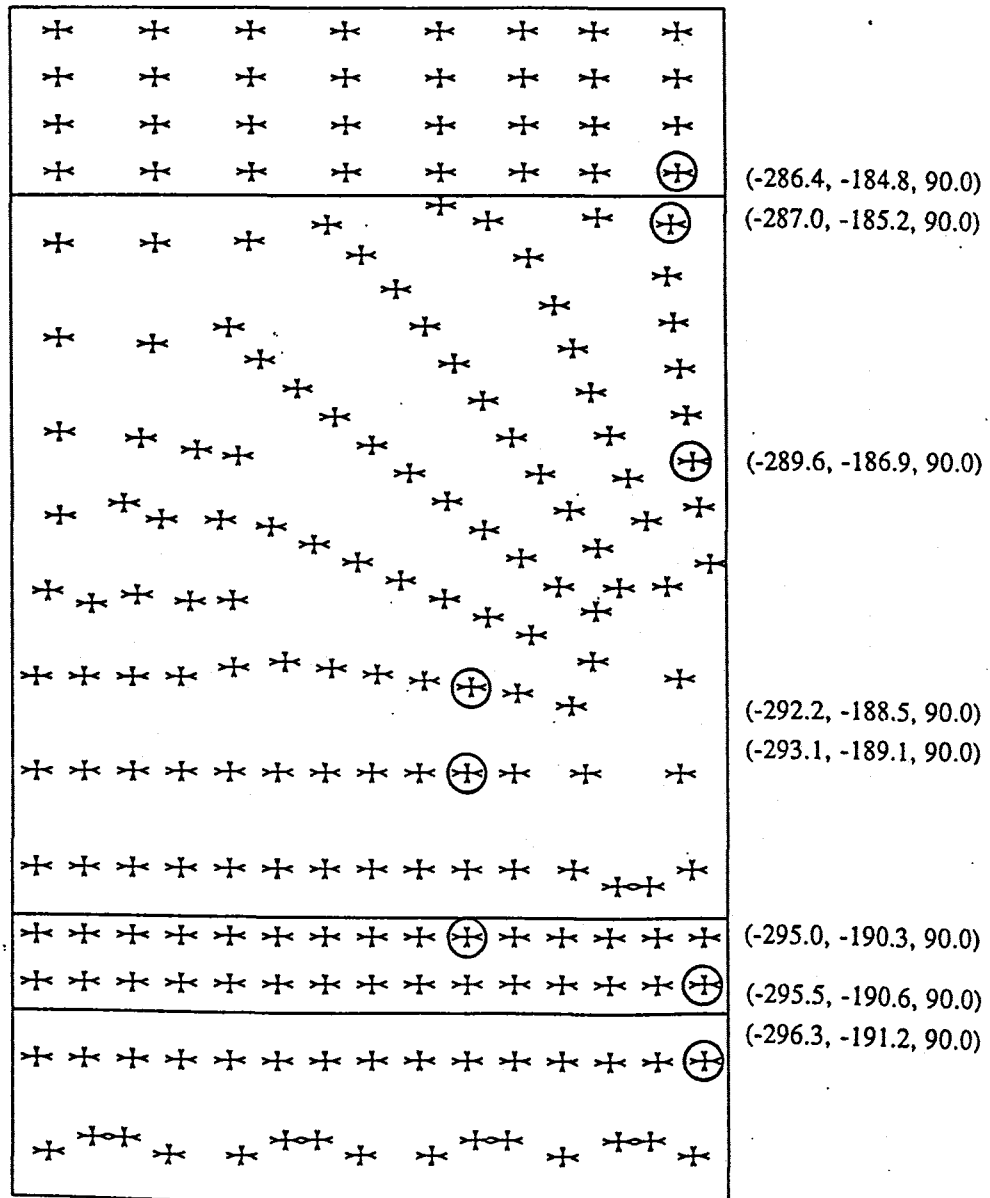
		天端	側壁	隅角部
CASE-1	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	563.2	177.9	579.3
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	289.6	293.1	295.0
	応力集中度 (①/②)	1.94	0.61	1.96
CASE-2	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	574.1	181.9	545.3
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	289.6	293.1	295.0
	応力集中度 (①/②)	1.98	0.62	1.85
CASE-3	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	538.4	132.8	586.6
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	289.6	293.1	295.0
	応力集中度 (①/②)	1.86	0.45	1.99
CASE-4	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	594.7	204.6	523.9
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	289.6	293.1	295.0
	応力集中度 (①/②)	2.05	0.70	1.78

表-3.3.1.1から、すべてのケースについて、天端および隅角部での応力集中の度合いが1.9~2.0倍となり、側壁では逆に0.5~0.7程度に減少することが分かる。応力集中の度合いが最も大きいのは、CASE-4の天端で2.05倍である。

#### 3.3.2 変位分布

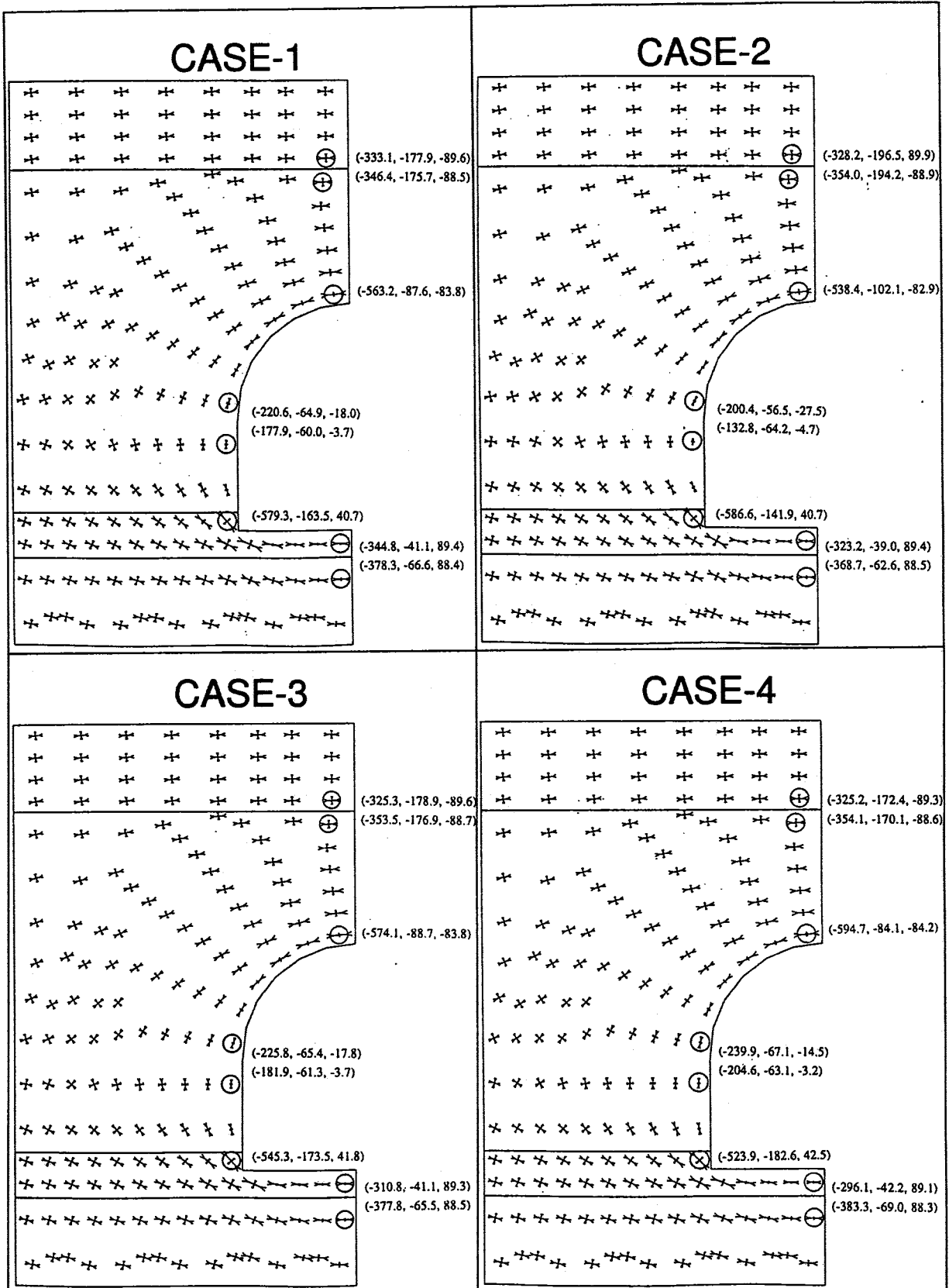
解析結果のうち、坑道掘削時の変位分布を図-3.3.2.1に、支保工打設時の変位分布を図-3.3.2.2に示す。図中のxは水平右方向を正、yは鉛直上方向を正とする。

計測地点における地中変位分布を図-3.3.2.3に示す。



図一3.3.1.1 主応力図 (STAGE-1: 初期応力設定時)

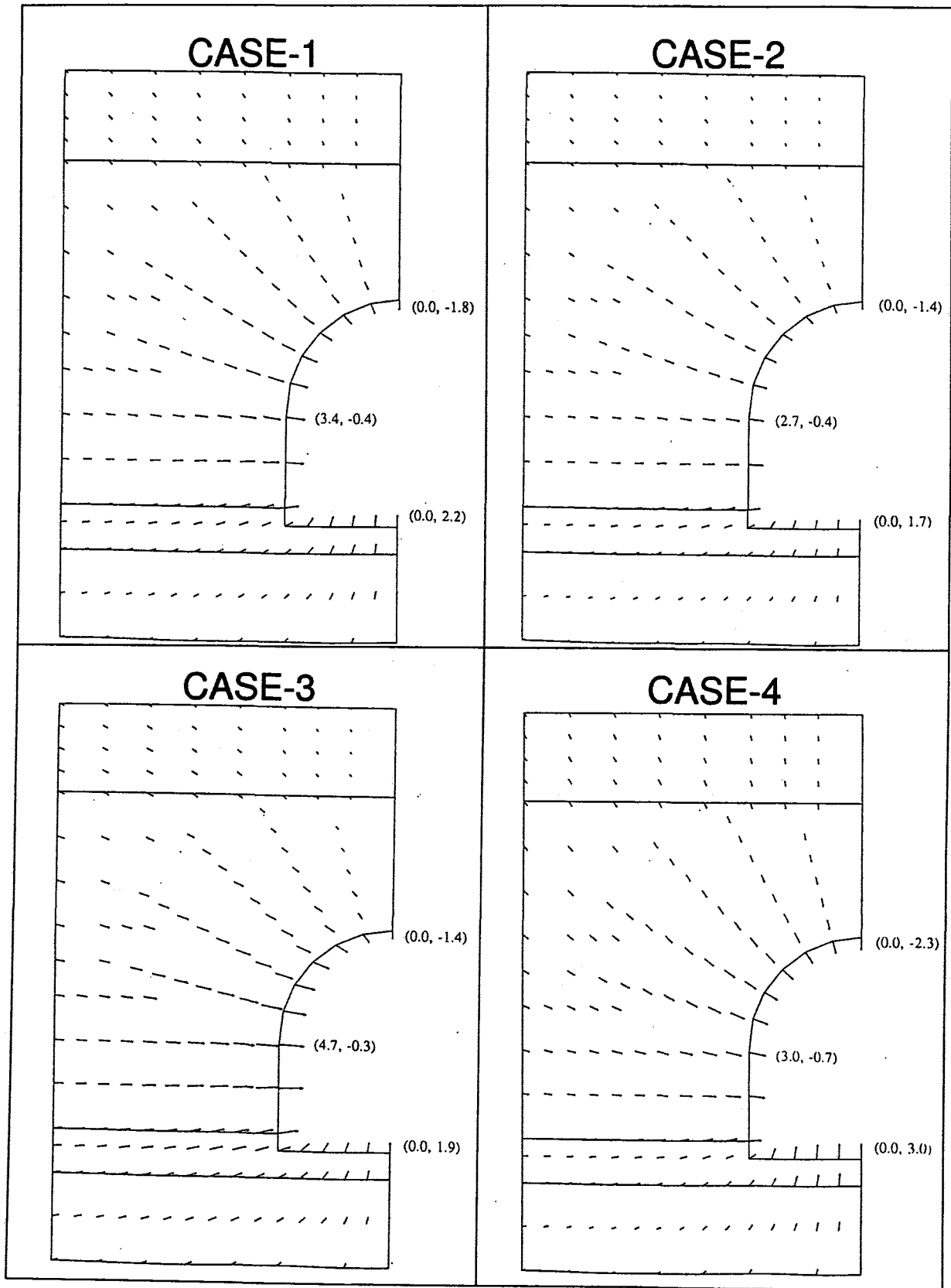




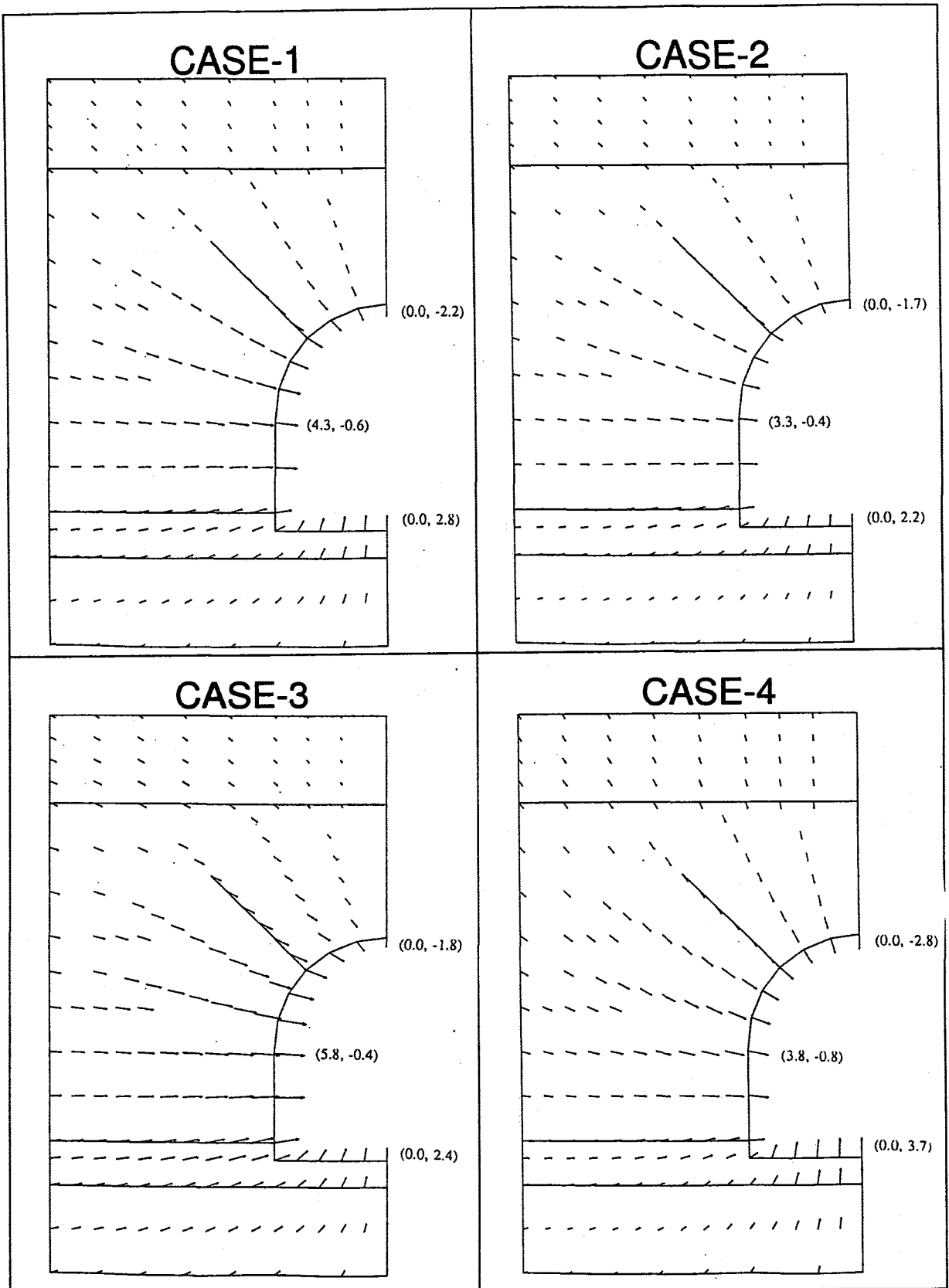
$(\sigma_{max}, \sigma_{min}, \theta)$   
 $= (tf/m^2, tf/m^2, deg)$

1500tf/m<sup>2</sup>

图—3.3.1.2 主应力图 (STAGE-2: 坑道掘削時)



图—3.3.2.1 变位图 (STAGE-2: 坑道掘削時)



図一3.3.2.2 変位図 (STAGE-3 : 支保工打設時)

(1) 坑道掘削による変位増分

坑道掘削時から支保工打設時までの変位増分が、坑道掘削後に測定できる変位である。表-3.3.2.1に、図-3.3.2.1および図-3.3.2.2から読み取った天端沈下、水平方向の内空変位、底版の浮上りの3つの変位をケースごとにまとめて示す。

表-3.3.2.1 坑道掘削後の変位 (単位: mm)

		天端変位 ( $\Delta y$ )	側壁変位 ( $\Delta x$ )	底版変位 ( $\Delta y$ )
CASE-1	①坑道掘削時 (mm)	-1.8	3.4	2.2
	②支保工打設時 (mm)	-2.2	4.3	2.8
		天端沈下(mm) 0.40	内空変位(mm) 1.80	底版浮上がり (mm) 0.60
CASE-2	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	-1.4	2.7	1.7
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	-1.7	3.3	2.2
		天端沈下(mm) 0.30	内空変位(mm) 1.20	底版浮上がり (mm) 0.50
CASE-3	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	-1.4	4.7	1.9
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	-1.8	5.8	2.4
		天端沈下(mm) 0.40	内空変位(mm) 2.20	底版浮上がり (mm) 0.50
CASE-4	①坑道掘削時応力 (tf/m <sup>2</sup> )	-2.3	3.0	3.0
	②初期応力 (tf/m <sup>2</sup> )	-2.8	3.8	3.7
		天端沈下(mm) 0.50	内空変位(mm) 1.60	底版浮上がり (mm) 0.70

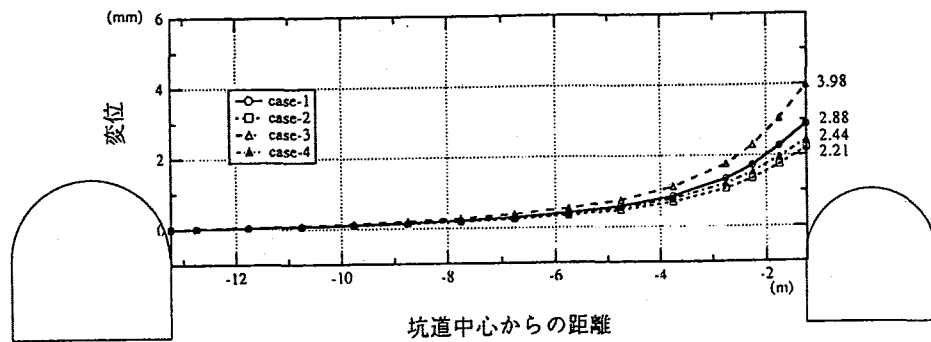
表-3.3.2.1によれば、天端沈下および底版浮上りについてはCASE-4がそれぞれ0.5mm、0.7mmで最も大きく、水平方向の内空変位についてはCASE-3が2.2mmで最も大きい。CASE-4が鉛直方向のモデルの弾性係数が小さい場合であり、CASE-3が水平方向のモデルの弾性係数が小さい場合である。

(2) 地中変位分布

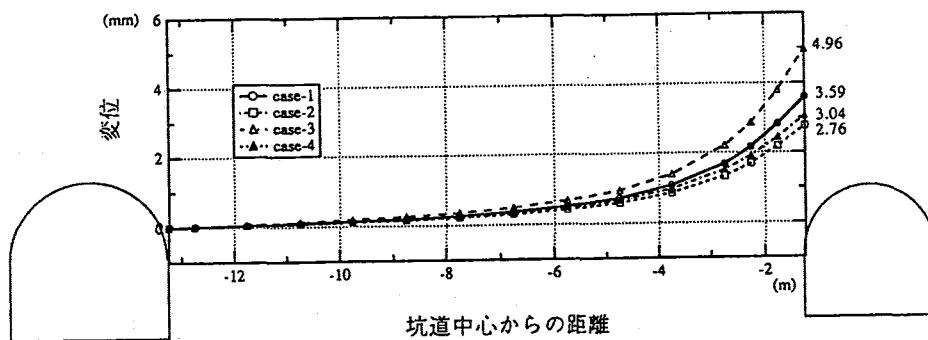
計測地点における地中変位分布を図-3.3.2.3に示す。これらの図に示す変位の値は、測定地点の変位の解析値から、水平および鉛直の成分ごとに求めた相対変位である。

水平方向の地中変位は、試験坑道の壁面で最大となり、奥に向かうにつれて0に漸近するような分布を示す。このような分布から、坑道周辺の岩盤は弾性状態に近い状態にあると考えられる。水平方向の地中変位はCASE-3の場合が最大で、その値は3.98mm (内空方向) である。

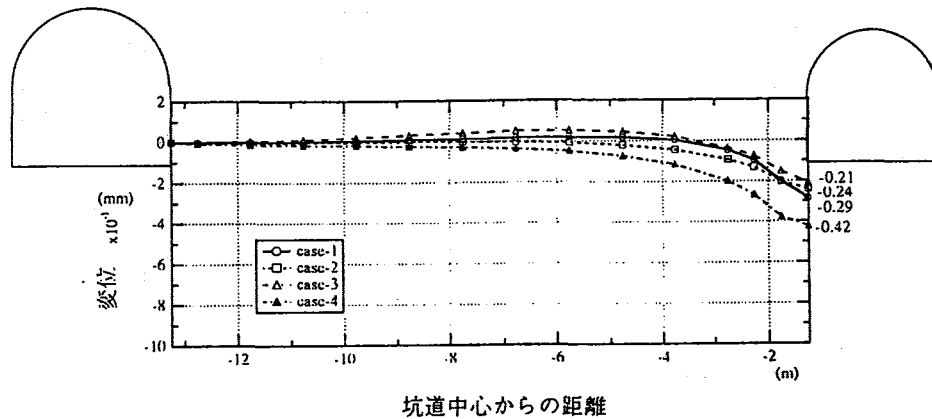
鉛直方向の地中変位は、試験坑道の壁面で最大となり、奥に向かうにつれて0に漸近するような分布を示す。鉛直方向の変位はCASE-4の場合が最大でその値は-0.42mm (下向き) である。



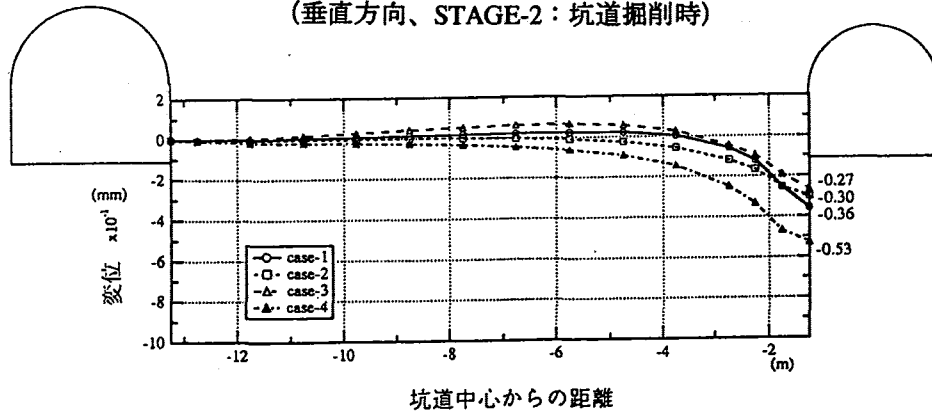
(水平方向、STAGE-2：坑道掘削時)



(水平方向、STAGE-3：支保工打設時)



(垂直方向、STAGE-2：坑道掘削時)



(垂直方向、STAGE-3：支保工打設時)

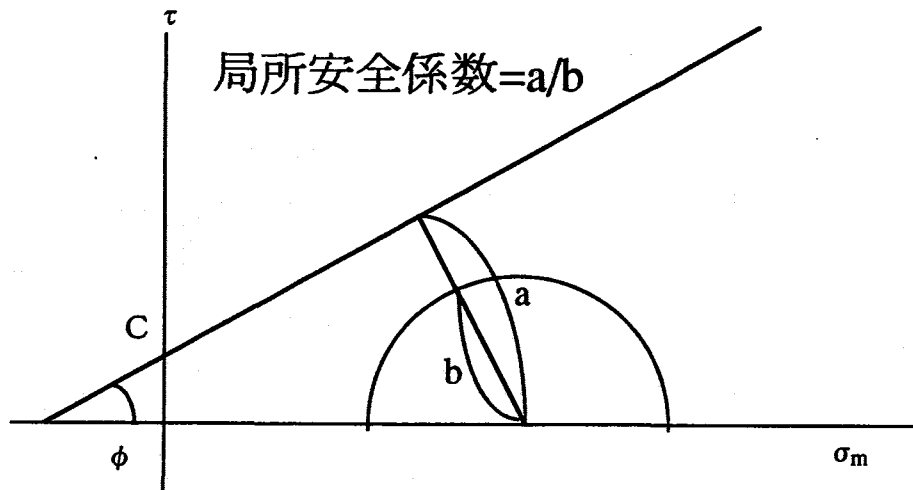
図一3.3.2.3 地中変位分布図

### 3.3.3 坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布

細粒グループでは2種類の強度定数が存在するが、今回用いた解析コードでは、方向によって異なる強度定数を正確に設定できないため、局所安全係数については2種類の局所安全係数を設定した。坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布を図-3.3.3.1,2に示す。

図-3.3.3.1は、細粒グループの強度定数が $C=40\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=0^\circ$ の場合を、図-3.3.3.2は、細粒グループの強度定数が $C=30\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=20^\circ$ の場合を示す。

局所安全係数は次式により定義されるもので、その値が1.0を下回るとき、数値解析上は塑性状態にあることを示す。

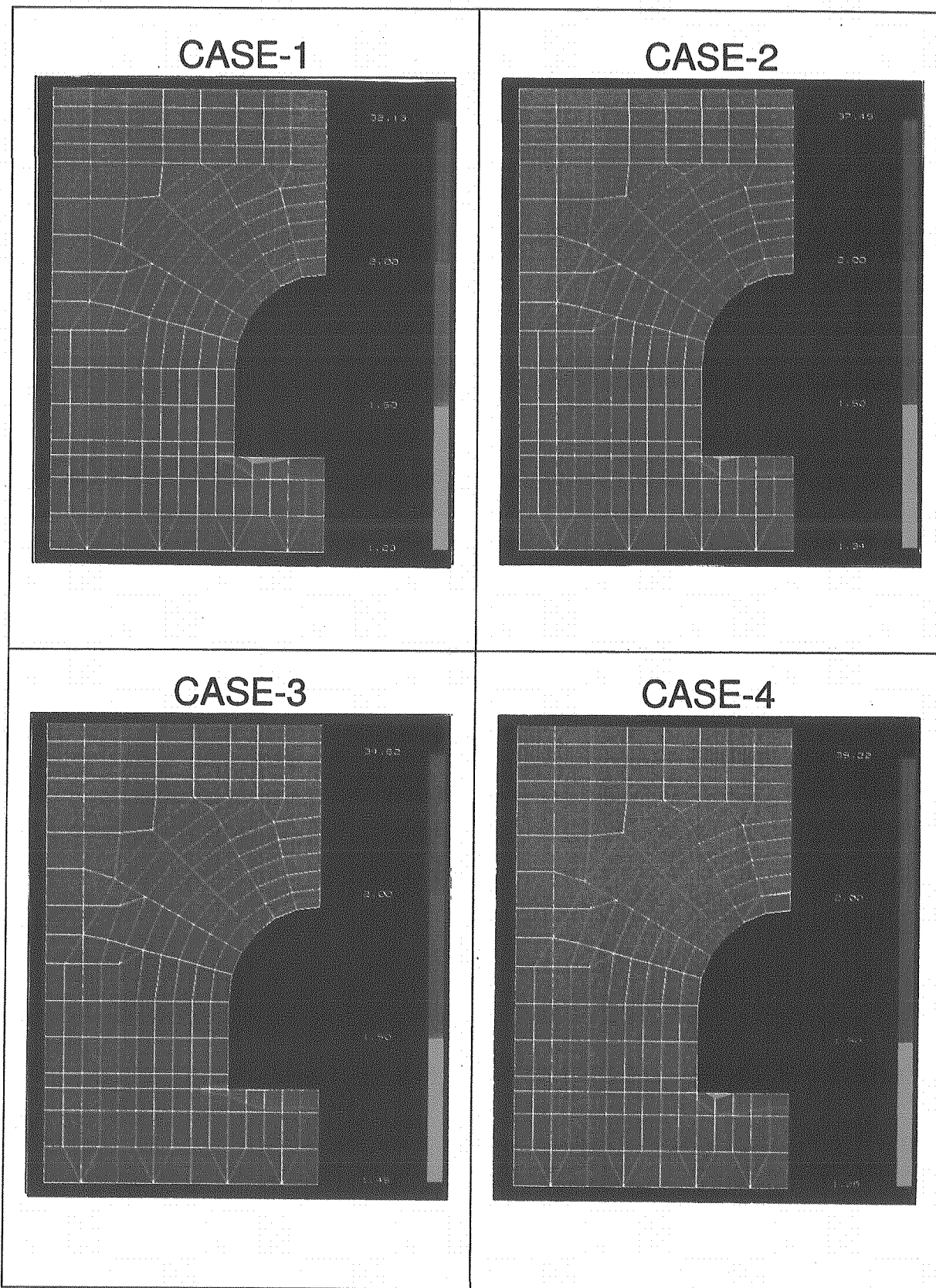


以下に、局所安全係数の分布状況、坑道掘削時から支保工打設時への変化、強度定数の違いによる局所安全係数の相違について述べる。

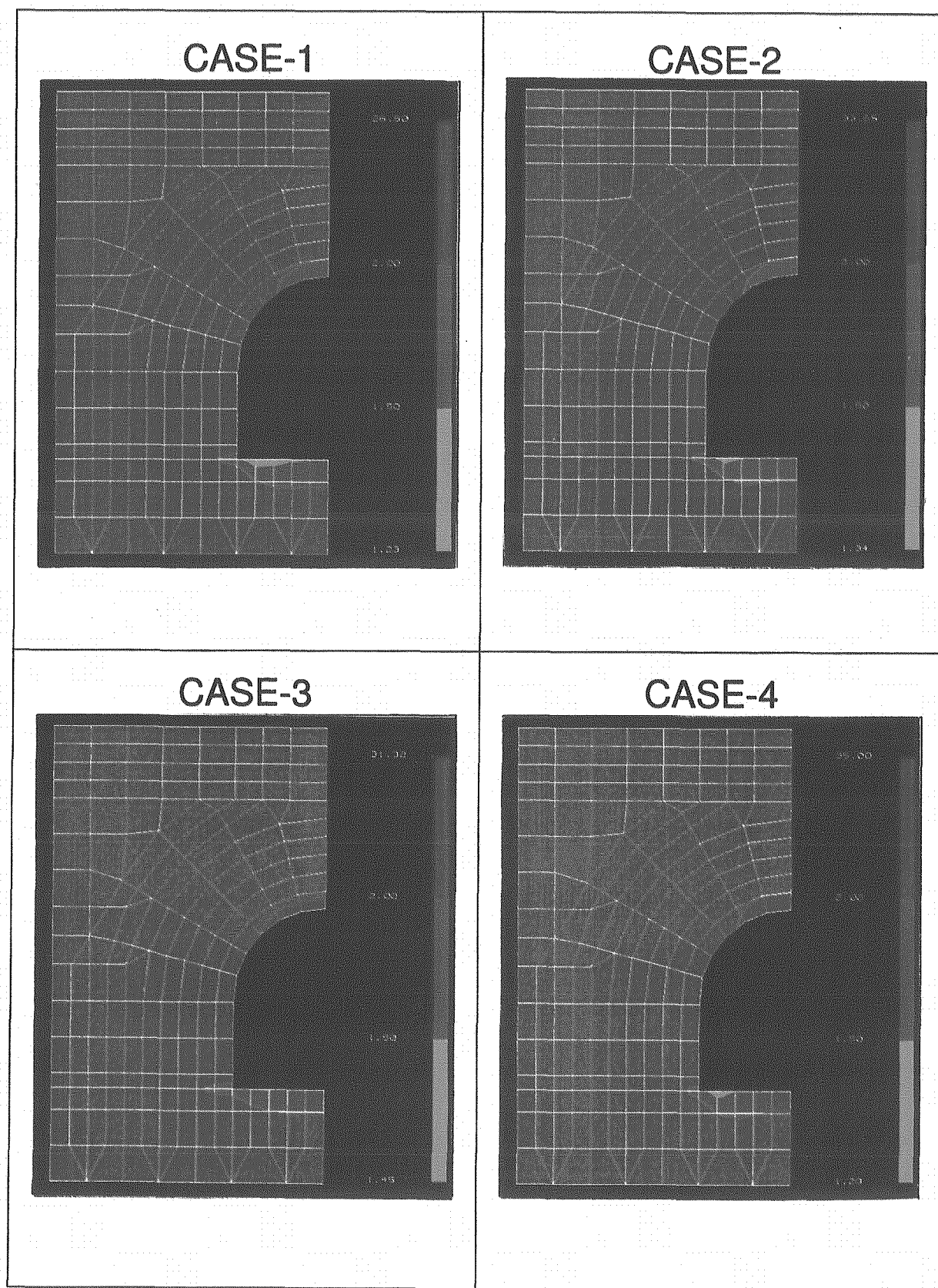
#### (1) 局所安全係数の分布状況（坑道掘削時）

局所安全係数1.0の値は坑道の安定性を示す1つの指標とみなされている。ここでは、局所安全係数1.0を下回る領域の範囲について述べる。また、坑道の安定性の確認のため、局所安全係数が2.0、1.5の場合についても述べる。

局所安全係数が1.0を下回る領域は存在しないため、坑道の掘削による応力解放では、緩み領域はほとんど生じないことが予測される。局所安全係数が2.0を下回る領域は、すべてのケースについて、坑道の天端と底盤部に限られる。その領域が坑道壁面から最も深くまで達しているものは、CASE-1であり、その深さは約30cmである。また、局所安全係数が1.5を下回る領域は、すべてのケースについて、坑道の底



図一3.3.3.1 局所安全係数分布図（細粒グループ、 $C=40\text{kgf/cm}^2$  STAGE-2：坑道掘削時）



図一3.3.3.2 局所安全係数分布図（細粒グループ、 $C=30\text{kgf/cm}^2$  STAGE-2：坑道掘削時）



盤部のみに存在し、その深さは最大約10cmである。

## (2) 強度定数の違いによる局所安全係数の相違

細粒グループでは、2種類の強度定数が存在することから、局所安全係数についてはそれぞれの強度定数について2種類の局所安全係数を算定した。粗粒グループの強度定数は一定である。

細粒グループの強度定数が ( $C=40\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=0^\circ$ ) から ( $C=30\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=20^\circ$ ) になることにより、局所安全係数が2.0を下回る領域は特にインパートの部分において増大する。

### 3.3.4 坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布

坑道の安定性は通常、応力によって規定される。3.3.3において示した方法はその1つで、モール・クーロンの破壊基準に対して局所安全係数を定義し、坑道の安定性を評価する方法である。

これに対し、岩盤の破壊はそこに発生するひずみによって生じるという考え方から、岩盤に発生しているひずみを限界ひずみと比較して坑道の安定性を評価する手法もある。ここでは、この方法により坑道掘削時の安定性を検討した。

限界ひずみ $\gamma_0$ は、一軸圧縮試験の結果から便宜的に以下の式により求められる。

$$\gamma_0 = (1 + \nu) \varepsilon_0$$

ここに、 $\nu$  : ポアソン比

$\varepsilon_0$  : 一軸圧縮状態での限界ひずみ ( $= \sigma_c / E$ )

$\sigma_c$  : 一軸圧縮強度

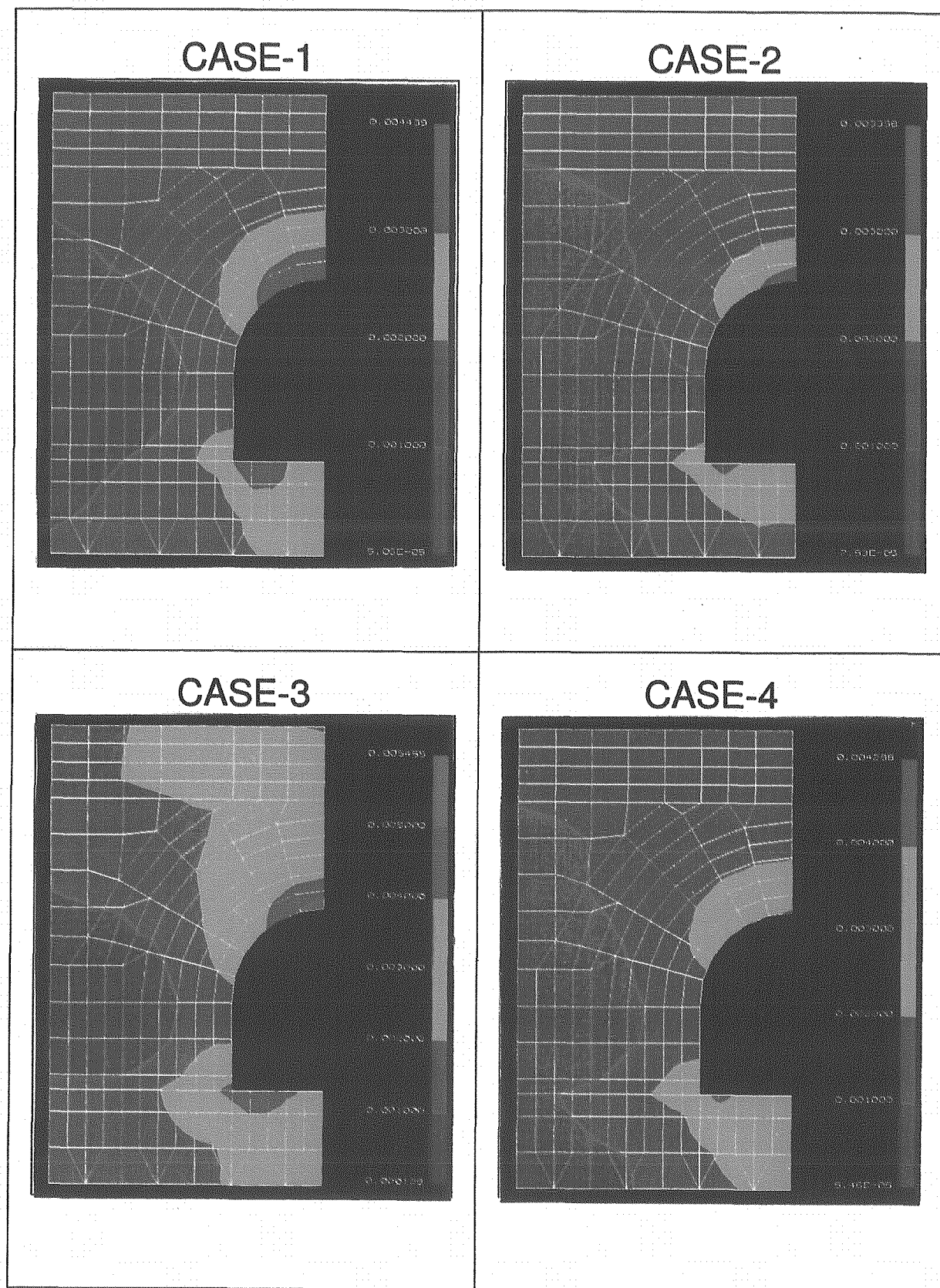
$E$  : 割線変形係数

この限界ひずみ $\gamma_0$ を岩盤に発生している最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ と比較することにより、坑道の安定性を評価できる。

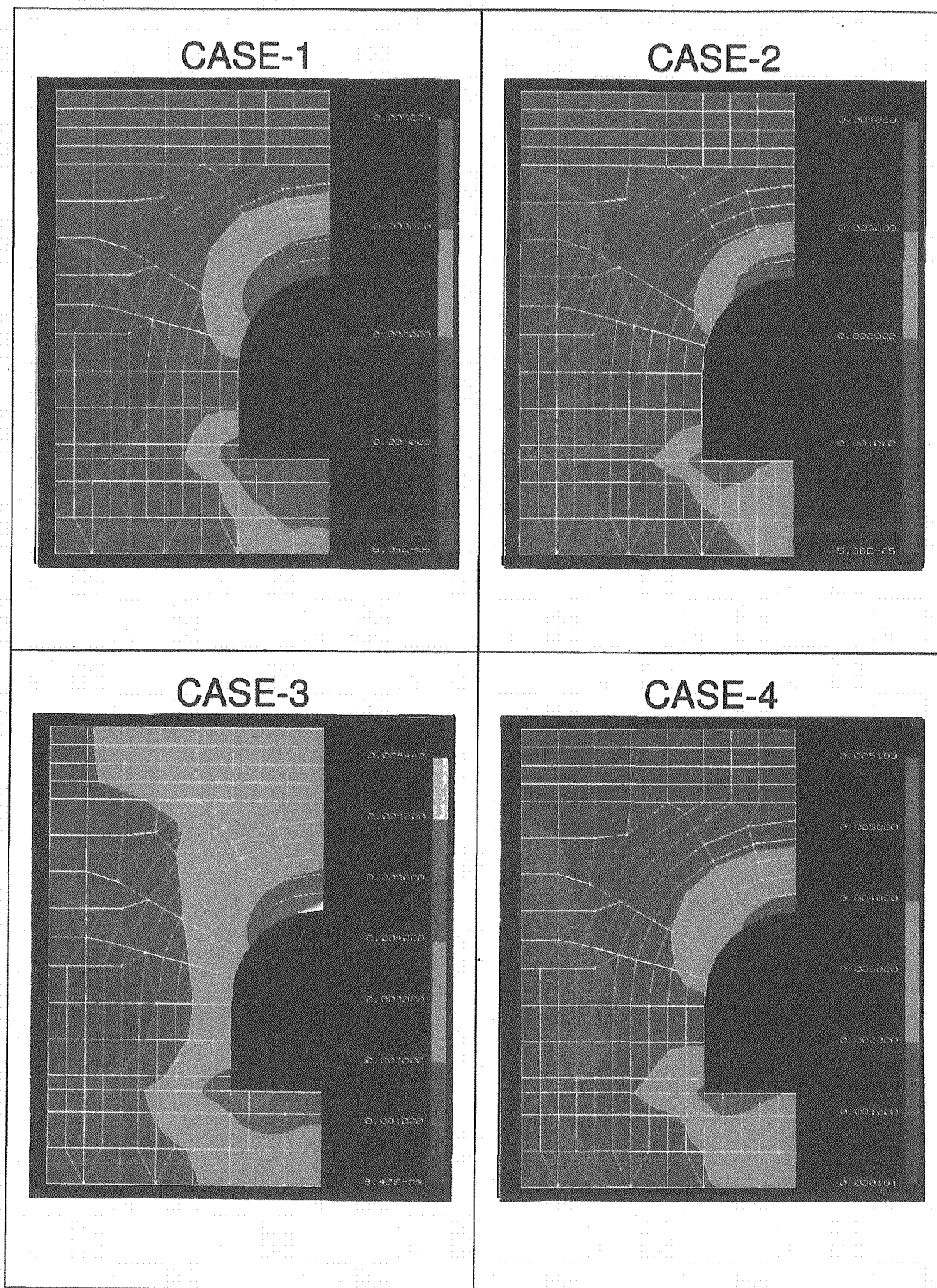
今回の対象とする岩石の限界ひずみは、ポアソン比を0.4と仮定すれば細粒グループで0.6%程度で、粗粒グループで0.9%程度である。

解析結果のうち、坑道掘削時の坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布を図-3.3.4.1に、支保工打設時の坑道周辺岩盤の最大せん断ひずみの分布を図-3.3.4.2に示す。

以下に、坑道掘削時の最大せん断ひずみの分布状況と、坑道掘削時から支保工打



図一3.3.4.1 最大せん断ひずみ分布図 (STAGE-2: 坑道掘削時)



図一3.3.4.2 最大せん断ひずみ分布図 (STAGE-3 : 支保工打設時)

設時への最大せん断ひずみの分布状況の変化について示す。

(1) 最大せん断ひずみの分布状況 (坑道掘削時)

坑道掘削時にはCASE-3で最大せん断ひずみが0.5%を超える領域が坑道の天端部分にわずかに存在するのみである。この値は細粒グループの限界ひずみ0.6%を下回るものであり、坑道掘削により発生する不安定領域はごくわずかであると推定される。

(2) 坑道掘削時から支保工打設時への最大せん断ひずみの分布状況の変化

坑道掘削時から支保工打設時へ移行すると、CASE-3で最大せん断ひずみが0.6%を超える領域が発生するが、坑道の天端部分にわずかに存在するのみである。したがって、坑道掘削により発生する不安定領域はごくわずかであると推定される。

### 3.3.5 支保工応力分布

解析結果のうち、ロックボルトの軸力分布を図-3.3.5.1に、吹付けコンクリート応力の分布を図-3.3.5.2に示す。

(1) ロックボルトの軸力

図-3.3.5.1によれば、ロックボルトの軸力はいずれのケースについても引張で、壁面に最も近い部分で最大値となり、奥に向かうにつれて次第に小さくなる。また、ロックボルトに発生する軸力はCASE-3の場合に最大となり、その値は天端で3.44tf、肩部で4.13tfである。続いて、CASE-1、CASE-4、CASE-2の順に小さくなる。CASE-3は水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2とした場合であり、変位量がCASE-3の場合に最大値を示すことと対応している。つまり、変位量の大きいケースでは、ロックボルトに発生する軸力もそれに追従して大きくなっている。

(2) 吹付けコンクリートの応力

図-3.3.5.2によれば、吹付けコンクリートに発生する応力は、CASE-1、CASE-2、CASE-3の場合には天端において最大値を示す。CASE-4の場合のみ、隅角部で最大値を示す。4つのケースのうち、最大値はCASE-3の天端で2.71kg/cm<sup>2</sup>である。

天端における変位はCASE-4が最大であるが、上記の結果はこの事象とは対応していない。

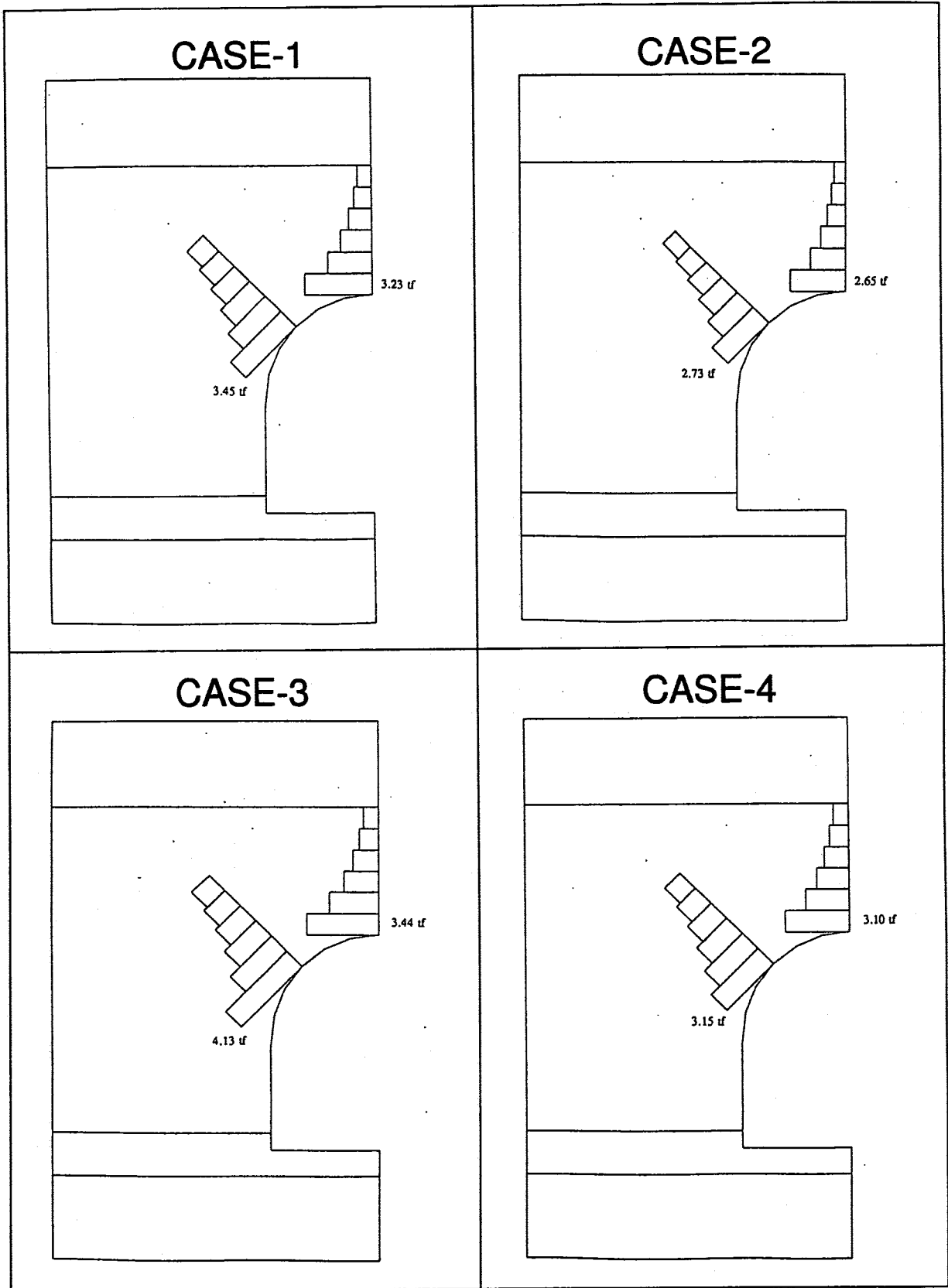
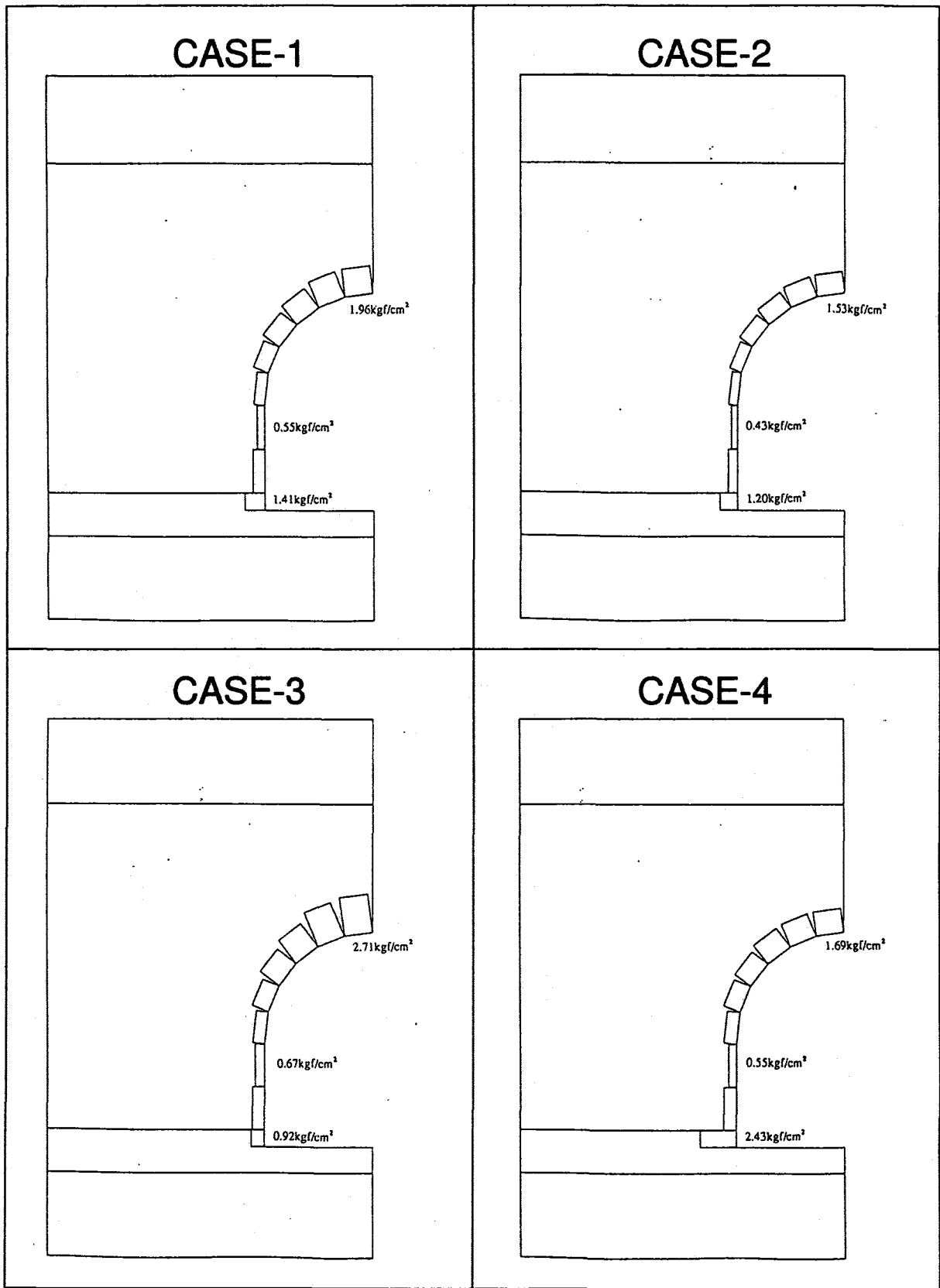


図-3.3.5.1 ロックボルト軸力分布図



図—3.3.5.2 吹付けコンクリート応力分布図

### 3.4 まとめ

試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤における応力状態の変化と岩盤の変位分布を予測することを目的とし、岩相や異方性を考慮した事前解析を実施した。

事前解析により得られた結果をまとめると以下のようなになる。

- (1) 地中変位分布や局所安全係数の分布等から判断して、試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤は弾性的な挙動を示すことが分かった。
- (2) 内空変位の計算値は最大で2.2mm、坑道掘削時の地中変位の計算値は最大で3.98mmとなった。いずれも水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2倍とした場合 (CASE-3) である。
- (3) 異方性を考慮したケースのうち、水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2倍とした場合 (CASE-3) は、水平方向の地中変位および水平方向の内空変位が最大となった。また、応力集中の程度は側壁で最小、隅角部で最大となった。ロックボルトの軸力は斜め方向で最大となった。
- (4) 異方性を考慮したケースのうち、鉛直方向のモデルの弾性係数を水平方向の1/2倍とした場合 (CASE-4) は、天端沈下量および底盤浮上り量が最大となった。また、応力集中の程度は天端および側壁で最大となった。
- (5) 今回の4つのケースの解析結果を総括し以下のことが明らかとなった。
  - 1) 等方均質の場合に比べ、岩相を考慮した場合は、応力集中は同程度であるが、内空変位が小さくなる。
  - 2) 岩相を考慮し、水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2とした場合は、側壁での応力集中度が減少し、内空変位は大きくなる。
  - 3) 岩相を考慮し、鉛直方向のモデルの弾性係数を水平方向の1/2とした場合は、側壁での応力集中度が増加し、天端沈下及び底盤浮上りが大きくなる。

## 4. 調査・解析結果のまとめ

### 4.1 室内力学試験

今回実施した室内試験から得られた知見についてまとめる。

#### (1) 一軸圧縮試験

- ・一軸圧縮強度は、細粒砂岩の垂直方向 (MS-V) が75~90kgf/cm<sup>2</sup>、細粒砂岩の水平方向 (MS-H) が40~55kgf/cm<sup>2</sup>、粗粒砂岩 (Cg) が25~35kgf/cm<sup>2</sup>である。
- ・一軸圧縮強度と乾燥密度には高い相関性が見られる。
- ・細粒砂岩については、採取方向で強度の違いが見られる。しかしながら、この違いが採取位置で生じたものか、採取方向で生じたものかは今回の試験結果からは判断できない。
- ・局所変位計測で求めた割線変形係数は、外部変位計測で得たものの約2倍の値であった。

#### (2) 三軸圧縮試験

- ・強度定数は同一岩相間でばらつきが大きく、異方性の有無は判断できない。
- ・最大強度の拘束圧依存性は、細粒砂岩では見られない。粗粒砂岩では、拘束圧の増加に伴って強度も増加する。
- ・割線変形係数の拘束圧依存性は、細粒・粗粒ともにみられ、拘束圧の増加に伴って割線変形係数も増加する。
- ・ポアソン比の拘束圧依存性は、細粒・粗粒ともに今回の試験からでは判断できない。

#### (3) 弾性波測定

- ・岩相毎に、弾性波速度は異なっており、細粒砂岩の方が粗粒砂岩よりも弾性波速度は大きい。
- ・弾性波速度の異方性は、各方向の平均値で比較すれば、粗粒砂岩で表れている。しかし、その程度は小さく、明瞭ではない。

#### (4) 比抵抗測定

- ・岩相毎に比抵抗値は異なっており、粗粒砂岩の方が細粒砂岩よりも大きい値を示した。



- ・ 供試体の方向別の体積含水率と比抵抗値を比較した結果、両者には高い相関関係が見られた。したがって、今回の試験結果からでは、比抵抗値の異方性の有無は判断できない。

#### 4.2 孔内壁面観察

北延NATM坑道のMH-1孔、MH-2孔、MK-1孔、MT-1孔、MT-2孔、MC-1孔およびMC-2孔の7孔でBIPシステムによる孔内壁面観察を実施した。得られた観察結果をまとめると以下のようなになる。

- (1) 凝灰質砂岩、レキ岩および泥岩が分布している。
- (2) 開口幅5mm未満のき裂は観察されたき裂総数の94%を占め、おおむね走向は南北方向で傾斜は鉛直方向と推定された。ただし、観察孔の方向が影響している可能性がある。
- (3) 今回観察されたき裂の卓越方向は、月吉断層の走向とほぼ直交する関係にあった。

#### 4.3 孔内載荷試験

原位置におけるボーリング孔を利用した孔内載荷試験から得られた計測結果をまとめると以下のようなになる。

- (1) 得られた変形係数および接線弾性係数のバラツキは、岩盤内の空隙状態や岩盤の固結度が不均一であるためと考える。
- (2) 得られた変形係数の値から判断すると、岩盤分類上は非常に悪い岩に属していることが明らかになった。

#### 4.4 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査

今回の弾性波および比抵抗トモグラフィ調査により得られた結果を以下にまとめ

る。

#### (1) 弾性波トモグラフィ調査結果

調査断面全体として見ると、弾性波速度が2.0～2.6 km/secの値を示すことが分かった。また、MT-1孔では2.0～2.4 km/sec、MT-2孔では2.2～2.6 km/sec、将来の坑道掘削地点周辺では2.0～2.4 km/secであった。

ボーリングコアの観察結果や、ボアホールテレビによる亀裂観察結果から、当地点は亀裂が比較的少ない状態であるため、原位置の弾性波速度は岩石の値に近いものと考えられる。したがって、調査断面内の概略の地質は細粒砂岩が卓越しているものと推定される。

#### (2) 比抵抗トモグラフィ調査結果

調査断面全体として見ると10～20  $\Omega$ m程度の値を示すことが分かった。また、MT-1孔では概ね10  $\Omega$ m以上、MT-2では10  $\Omega$ m以下、将来の坑道掘削地点周辺では10～15  $\Omega$ m程度であった。室内の岩石試験結果が原位置の岩盤に近い状況で実施されたと仮定すれば、調査断面内の概略の地質は、細粒砂岩が卓越し、一部粗粒砂岩が存在するものと推定される。

#### (3) 調査断面内の地質状況

両トモグラフィ調査結果および室内試験結果等から判断して、調査断面内では細粒砂岩が卓越しているものと推定される。

### 4.5 初期地圧測定

北延NATM坑道のMS-3孔から採取した試錐コアを用い、AE法による初期地圧測定を実施した。得られた試験結果をまとめると以下のようなになる。

- (1) 水平方向の初期地圧成分は鉛直方向の初期地圧成分に比べて1.2～1.7倍と大きくなったことから、当該地点の初期地圧状態は異方的であるといえる。

- (2) 最大主応力の作用方向は月吉断層の走向にほぼ等しく、北延NATM坑道でのき裂の卓越方向とはほぼ直交することがわかった。

#### 4.6 事前解析

試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤における応力状態の変化と岩盤の変位分布を予測することを目的とし、岩相や異方性を考慮した事前解析を実施した。

事前解析により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 地中変位分布や局所安全係数の分布等から判断して、試験坑道掘削時の坑道周辺岩盤は弾性的な挙動を示すことが分かった。
- (2) 内空変位の計算値は最大で2.2mm、坑道掘削時の地中変位の計算値は最大で3.98mmとなった。いずれも水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2倍とした場合 (CASE-3) である。
- (3) 異方性を考慮したケースのうち、水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2倍とした場合 (CASE-3) は、水平方向の地中変位および水平方向の内空変位が最大となった。また、応力集中の程度は側壁で最小、隅角部で最大となった。ロックボルトの軸力は斜め方向で最大となった。
- (4) 異方性を考慮したケースのうち、鉛直方向のモデルの弾性係数を水平方向の1/2倍とした場合 (CASE-4) は、天端沈下量および底盤浮上り量が最大となった。また、応力集中の程度は天端および側壁で最大となった。
- (5) 今回の4つのケースの解析結果を総括し以下のことが明らかとなった。
- 1) 等方均質の場合に比べ、岩相を考慮した場合は、応力集中は同程度であるが、内空変位が小さくなる。
  - 2) 岩相を考慮し、水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2とした場合は、側壁での応力集中度が減少し、内空変位は大きくなる。

3) 岩相を考慮し、鉛直方向のモデルの弾性係数を水平方向の1/2とした場合は、側壁での応力集中度が増加し、天端沈下及び底盤浮上りが大きくなる。

## 5. 調査・解析結果に関する課題の抽出

### 5.1 室内力学試験

今回、事前解析において用いる解析用物性値を設定する目的で、今後掘削する予定の試験坑道周辺岩盤を構成する代表的な岩石の室内力学試験を実施した。

室内力学試験では、異方性の有無を検討するため、水平方向と鉛直方向の2方向の力学特性を求めた。また、供試体の軸方向変位を測定するため、試験的にLDTと呼ばれる変位計を適用した。その結果、LDTによる変形係数は、供試体全体の変位から算定した変形係数よりも大きな値を示すことが分かった。供試体の軸方向変位の正確な測定方法を検討するため、供試体に直接ひずみゲージを添付する等の方法とLDTによる方法との比較が今後必要である。

比抵抗トモグラフィの結果と対比する目的で岩石の比抵抗測定を実施した。岩石の比抵抗値は密度との相関が良いことが分かった。今後、岩石中の水の伝導度や化学分析も併せて実施し、岩石の比抵抗値の意味を検討する必要がある。

以上の結果を踏まえ、今後検討すべき課題を以下にまとめて示す。

(1) 供試体の軸方向変位の正確な測定方法の検討

(2) 岩石中の水の伝導度や化学分析も含めた岩石の比抵抗値の検討

### 5.2 孔内壁面観察

BIPシステムによる孔内壁面観察では、円周画像と展開画像が同時にリアルタイムで観察できるため採取コアのイメージ化や湧水状況などの把握には有効である。分解能に関しては、画像記録の段階まではスキャナ方式とほぼ同程度である。また、ボーリング孔内に水がある場合には、両方式とも清水でなければ壁面を観察することができない。一方、超音波を利用した孔壁観察方法がある。この方法では、ボーリング孔内の水は清水である必要はなく、濁水であっても観察は可能であるが、超音波が伝播できる媒体（例えば水）で満たされていなければならない。

今回、孔内壁面観察のためのボーリング孔の位置は、図-2.1.1.1に示す通りである。そのため、ボーリング孔に平行なき裂は観察しにくいことになり、これを裏付けるように各ボーリング孔でのき裂の卓越方向はボーリング孔にほぼ直交する南北方向であった。孔内載荷試験などを実施する位置を決定するための地質とき裂に関する情報を取得する目的は達成したが、北延NATM坑道周辺地山における3次元的なき裂状況を把握するには不十分であったと考えられる。

以上の事柄を踏まえ、今後検討すべき課題を以下に列挙する。

- (1) 超音波を利用した孔壁面観察方法の適用
- (2) 1方向のボーリングデータから3次元的なき裂状況を算定する方法の検討
- (3) き裂分布を把握するための適切なボーリング孔レイアウトの検討

### 5.3 孔内載荷試験

今回計測されたように、岩盤の変形特性が試験位置ごとに異なる場合がある。このような変形特性の不均質性は、岩盤の地質学的な不均質性が影響していることが考えられる。したがって、変形特性に影響を与える地質学的な特性として、どのようなものがあるか評価しておく必要がある。

以上の事柄を踏まえ、今後検討すべき課題を以下に列挙する。

- (1) 試験位置のボーリングコアを用いた含水比、間隙率などの物理的性質と原位置における岩盤の変形特性との関係把握
- (2) 偏光顕微鏡観察による岩石の組成や変質の程度と原位置における岩盤の変形特性との関係把握

#### 5.4 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査

測定時に孔内を水で満たすことは、弾性波トモグラフィにおいては地盤に有効に弾性波を伝播させるため、また比抵抗トモグラフィにおいては孔壁と電極の接地抵抗による影響を低減させるために有効な方法であると考えられる。したがって、事後調査においても同様の方法で測定を実施することが必要である。

弾性波および比抵抗トモグラフィ調査では、測定点の位置や測定点の設置方法は、測定される波形または測定値に影響を与え、さらに、弾性波速度および比抵抗の分布状態にも影響を与える。したがって、測定点の適切な設置位置および設置方法を事前にチェックしておく必要がある

比抵抗トモグラフィ調査では、調査結果と岩石の比抵抗値との対比を行い調査断面内の地質状況を推定した。この際、岩石の比抵抗値は原位置の含水状態と対応した条件で求めることが必要である。また、室内試験の節での調査の結果、体積含水率との相関が良いことが分かったため、室内試験の際には岩石の体積含水率を測定しておくことが必要である。

以上の結果を踏まえ、それぞれのトモグラフィについて明らかになった課題を以下にまとめて示す。

(1) 両トモグラフィ調査での測定点の位置および設置方法に関する検討

(2) 原位置の含水状態に対応した岩石の比抵抗値の測定

#### 5.5 初期地圧測定

AE法を利用した方法は、応力解放法など原位置試験に比較すれば非常に簡便な方法である。しかし、カイザー効果の評価方法や時間依存性、さらには測定値に影響を及ぼす要因や他の方法による結果との比較などの検討といった解決しなければならない問題点を多く抱えているのが現状である。これらの内、カイザー効果の評価方法については、対象となる岩石に適したAE試験条件（閾値と感度）を利用すればカイザー効果を明瞭にでき、先行応力の算

出に個人誤差が含まれない利点のあることを示した。また、試料採取後の時間経過に伴いカイザー効果から推定される応力値は小さくなる現象、いわゆるカイザー効果の時間依存性については把握し、対象となる岩石にあわせたAE試験期間の提案をした。

ところで、本研究で採用したAE試験方法によれば、先行応力を±3%の誤差範囲で測定できる。しかし、得られた結果の多くが大なり小なりバラツキを有している。このバラツキが何に起因しているのかを把握することが今後重要になるものと考えられる。

以上の事柄を踏まえ、今後検討すべき課題を以下に列挙する。

- (1) 含水率とカイザー効果の関係把握
- (2) 組織の不均質性とカイザー効果の関係把握
- (3) 初期地圧の局所性の確認

## 5.6 事前解析

坑道を掘削した際の変位分布や応力状態を予測することを目的とし、事前解析を行った。事前解析での特徴は岩相と異方性を考慮した点である。その結果、地中変位は水平方向のモデルの弾性係数を鉛直方向の1/2とした場合が最大で、坑道壁面と固定点との相対変位は約4mmとなること、局所安全係数が2.0を下回る領域は坑道の天端と底盤部に限定されること等が分かった。

事前解析の段階で検討しておくべき事項として、掘削影響領域の物性値を健全部から低減させた場合の検討、初期応力の傾斜を考慮した場合の検討、層構造の傾斜を考慮した場合の検討等が考えられる。また、地質構造のモデル化を行う際には、坑道の規模と比べてどの程度の層厚であればモデルとして考慮するかといった問題がある。

以上の結果を踏まえ、今後検討すべき課題を以下にまとめて示す。この中で事前解析の意義から見た優先度を考えた上で検討すべきであると考えられる。



- (1) 掘削影響領域の物性値を健全部から変化させた場合の検討
- (2) 初期応力方向の傾斜を考慮した場合の検討
- (3) 層構造の傾斜を考慮した場合の検討
- (4) 層構造をモデル化する際の坑道規模と層厚の関係の検討

## 参考文献

### 2.3 孔内壁面観察

- 1) 畑浩二、平間邦興、丸山誠：ボアホールテレビによる岩盤調査の一例、第37回土木学会年次学術講演会講演概要集(第3部)、pp.639～640、1982.
- 2) 亀和田俊一、遠藤努、国分英彦、西垣好彦：BIPシステムの装置とその能力について、第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.196～200、1989.1)
- 3) 丸山誠、村上治 (1992)：地面の下を掘る－ハイテク地質調査機器ボアホールスキャナーと地質画像処理システムの概要－、画像ラボ、Vol.3、No.9、pp.23～26.
- 4) J.Zemanek, E.E.Glenn, L.J.Norton, and R.L.Caldwell (1970)：Formation Evaluation by Inspection with the Borehole Televiewer, Geophysics, Vol.35, No.2, pp.254～269.
- 5) 岩の力学連合会編 (1985)：日本語訳 ISRM指針、vol.3、岩盤不連続面の定量的記載法

### 2.4 孔内載荷試験

- 1) 土木学会 (1988)：孔内載荷試験法の現状と課題－指針化の試み－、第2章
- 2) Z.T.Bieniawski (1984)：Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, A.A.BALKEMA, Ch.6.

### 2.6 初期地圧測定

- 1) 資源・素材学会地下計測部門委員会編 (1991)：コアを用いた応力計測ワークショップ論文集
- 2) 土木学会編 (1992)：初期地圧測定方法の現状と課題
- 3) J.Kaiser (1953)：Untersuchungen uber das auftreten gerauschen beim zugversuch, Archiv fur das Eisenhüttenwesen, Vol.24, pp.43～45
- 4) 動力炉・核燃料開発事業団委託研究成果報告書 (1993)：立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査 (IV) ～堆積岩の掘削に伴う特性変化に関する基礎的研究～、PNC ZJ1449 93-003

5)畑浩二、木梨秀雄、杉原弘造、佐藤稔紀（1994）：新第三紀堆積岩における  
カイザー効果の時間依存性、第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、  
pp.235～240

6)日本材料学会編（1978）：建設材料実験、pp.33～38

### 3.2 解析方法

1)本島 睦、日比野 敏、林 正夫（1978）：岩盤掘削時の安定解析のための  
電子計算プログラムの開発—直交異方性、材料非線形性、ロックボルトに  
よる補強を考慮した解析プログラム—、電力中央研究所報告377012

2)吉田英一、大澤英昭（1991）：深部花崗岩盤中の割れ目解析—割れ目記載法  
について—、PNC TN7410 90-007、28pages

添付資料

東濃鉾山における岩盤挙動に関する研究計画の提案

# 東濃鉦山における岩盤挙動に関する研究計画

## 提案テーマ一覧

### I. 大成建設からの提案

#### 1. 岩盤力学特性研究

- 1) 岩盤の変形挙動に関する原位置計測技術の高度化
- 2) 坑内地質調査技術の高度化

#### 2. 掘削影響評価研究

- 1) 岩盤の載荷試験技術の高度化
- 2) 連成解析を用いた空洞掘削時の岩盤挙動の予測解析
- 3) 立坑プラグ周囲の岩盤挙動に関する研究
- 4) 坑道掘削に伴う弾性波速度・ひずみの連続測定
- 5) 掘削影響試験に関する既往の調査・試験データの再評価

#### 3. 長期岩盤挙動研究

- 1) 原位置計測機器の耐久性調査
- 2) 岩盤ひずみの長期測定

### II. 大林組からの提案

#### 1. 岩盤力学特性研究

- 1) 岩盤力学特性研究に係わる変形特性の計測
- 2) 岩盤力学特性研究に係わるき裂調査

#### 2. 掘削影響評価研究

- 1) 掘削影響試験における緩み域生成メカニズムの解明
- 2) 掘削影響試験におけるS波速度と掘削振動の計測による緩み域の計測
- 3) 掘削影響試験における地山の評価
- 4) 高精度計測機器の開発

#### 3. 長期岩盤挙動研究

- 1) 堆積軟岩の時間依存変形特性の把握
- 2) 岩盤の長期変形挙動の測定

## I-1-1) : 岩盤の変形挙動に関する原位置計測技術の高度化

### (1) 研究の目的

掘削時の岩盤挙動計測などで用いられている計測技術を改良し、得られるデータの量や質の向上を図る。特に、変形が小さい岩盤における変位計測や、間隙水の影響を受けやすい岩盤での間隙水圧計測に重点を置き、東濃鉦山での原位置計測技術の高度化に貢献する。

### (2) 研究内容

#### ・岩盤内の変位計測方法の改良

既存の地中変位計では微小な変位が精度良く計測できない。このため、地中変位計の構造上の問題を抽出し、改良することにより微小変位を計測できる岩盤変位計を開発する。

#### ・岩盤内の間隙水圧計測方法の改良

既存の間隙水圧計は大きいため計測に時間を要したり、ボーリング孔の掘削による乱れが計測値に影響を与える等の問題がある。このため、計測機器の小型化を図り、細いボーリング孔でも設置できるようにしてボーリング孔の掘削による乱れの影響をできるだけ小さくするとともに、計測時間を短縮する。

### (3) 得られる成果

- ・改良された岩盤内変位計による微小変形の計測、および間隙水圧計（岩盤内設置型）による間隙水圧の計測の精度の向上により、解析結果を精度よく検証できる。

## I-1-2) : 坑内地質調査技術の高度化

### (1) 研究の目的

地下構造物およびその周辺岩盤の挙動特性を正確に把握するためには、地山を構成する地質（岩質・岩相）および層理面や割れ目などの地質学的特徴を詳細かつ正確に把握しておくことが必要である。この点から、坑内における地質調査技術の向上は本研究において極めて重要である。

ここでは、坑内地質調査技術の高度化の一環として、正確にかつ迅速に不連続面を調査する技術の向上を目的とした自動クリノメータ（ジャイロコンパス）測定器の開発を提案する。

## (2) 研究内容

- ・自動クリノメータ（ジャイロコンパス）測定器の開発

## (3) 得られる成果

- ・自動クリノメータ（ジャイロコンパス）測定器の開発により、不連続面に関する情報を正確かつ迅速に測定し、坑内における地質調査技術の向上を図る。

### I-2-1) : 岩盤の載荷試験技術の高度化

#### (1) 研究の目的

空洞周辺では掘削に伴い間隙水圧が変化し、この変化が岩盤の変形性に影響を与えていることが考えられる。また、逆に、掘削に伴い生じる変形が間隙水圧に影響を与えることも考えられる。しかし、既存の載荷試験では岩盤の変形性と間隙水圧との関係は考慮されていない。このため、間隙水圧との関係を考慮した載荷試験技術を開発し、空洞周囲の岩盤における変形性の分布や緩み域を精密に調べることができる手法を構築する。

#### (2) 研究内容

- ・空洞を利用した載荷試験の考案（変形と間隙水圧の高精度測定）
- ・ボーリング孔を利用した載荷試験の改良（変形と間隙水圧の高精度測定）
- ・載荷試験中の岩盤の変形および間隙水圧の計測レイアウトの検討
- ・岩盤の変形と間隙水圧の関係を考慮した数値解析による載荷試験結果の解釈

#### (3) 得られる成果

- ・空洞載荷試験手法が開発でき、原位置における岩盤の変形と間隙水圧の関係を把握できる。
- ・東濃鉦山で岩盤の変形と間隙水圧を同時に測定し、その関係を評価するための試験レイアウト案が得られる。

### I-2-2) : 連成解析を用いた空洞掘削時の岩盤挙動の予測解析

#### (1) 研究の目的

岩盤の変形と間隙水圧の関係を考慮した解析手法を用い、間隙水の存在を考慮した場合の、空洞掘削時の岩盤変形などを予測する。また、この手法により、間隙水圧を考慮した上での岩盤の変形に対する空洞の形状などの影響や、載荷試験時の間

隙水の挙動などについても検討する。

## (2) 研究内容

- ・岩盤の変形と間隙水圧の関係を表わす支配方程式の検討
- ・不飽和状態にある岩盤への上記の支配方程式の拡張
- ・岩盤の変形と間隙水圧の関係を考慮した解析に必要なパラメータおよびその計測・評価方法の検討
- ・岩盤の変形と間隙水圧の関係を考慮した解析の実施と検証

## (3) 得られる成果

- ・連成解析により、空洞掘削時の岩盤の変形と間隙水圧の変化が予測できる。
- ・空洞の形状や掘削方法が岩盤の力学的挙動に与える影響をより詳細に評価することが可能となる。
- ・連成解析を用いて、空洞の載荷試験時の間隙水圧の変化や岩盤の変形性に対する水圧の変化の影響が評価できる。

## I-2-3) : 立坑プラグ周囲の岩盤挙動に関する研究

### (1) 研究の目的

立坑プラグ周囲の岩盤はできるだけ掘削の損傷を受けないように施工されなければならない。プラグの形状は複雑であるため、掘削に伴う岩盤の力学的挙動は2次元解析では正確に評価できない可能性がある。

このため、本研究ではプラグ周辺の掘削損傷領域（坑道掘削とプラグ施工により影響を受ける領域）の発生のメカニズムを明らかにするため、掘削手順・支保手順を考慮した3次元解析を行い、可能な限り掘削損傷領域を少なくするための設計・施工方法を検討する。また、発生した掘削損傷領域の改良方法、プラグ自体の材料及び施工方法についても検討する。

### (2) 研究内容

- ・三次元掘削解析による立坑プラグ周囲の掘削損傷領域の範囲の検討
- ・立坑プラグ設置場所の掘削方法およびプラグ周辺岩盤の支保方法の検討
- ・立坑プラグ周囲の掘削損傷領域のグラウト等による改良方法の検討
- ・立坑プラグの材料及び施工方法の検討

### (3) 得られる成果



- ・立坑プラグ設置場所の掘削方法およびプラグ周辺岩盤の支保の設計例
- ・立坑プラグ周囲の掘削損傷領域の改良方法の提案
- ・立坑プラグの材料および施工方法の提案

#### I-2-4) : 坑道掘削に伴う弾性波速度・ひずみの連続測定

##### (1) 研究の目的

本研究では、坑道掘削に伴う緩み域（掘削に伴い物性が変化する領域）の発生と進展の測定法を開発することを目的とする。既往の研究を整理すると、地下空洞掘削に伴って発生する緩み域の把握を目的に使用された主な手法は以下のとおりである。

- ・ AE測定
- ・ 地中変位測定
- ・ BTV観察
- ・ 岩盤ひずみ測定
- ・ 透水／透気試験
- ・ 孔間弾性波測定

しかしながら、従来の研究のほとんどが結晶質岩中の掘削を対象としている。そこで、堆積岩中の掘削を対象とした場合には、実績が豊富で有用なデータが得られる可能性が高いこと、測定精度が高いことから、地中変位測定、岩盤ひずみ測定、孔間弾性波測定が有効と考えられる。また、従来の研究では、測定手法毎に単独で緩み域についての考察が行われており、同一平面内において多数の計測結果からこれを考察した報告がほとんどない状態である。そこで、同一平面内の計測結果から緩みの評価を行う。

また、従来の東濃鉦山における緩み域の計測は、トンネル軸に直交する平面内で行われていた。ここでは、坑道軸方向の平面内で以下のような緩み域の計測を行うことにより、3次元的な緩み域の計測を行う。

##### (2) 研究内容

以下のような測定を実施する。

- －地中変位の連続測定
- －孔間弾性波測定

### －岩盤ひずみ測定

研究の長所は、孔間距離を短く設定（5～10m程度）することにより、地質状況の把握が簡単で、切羽の進行に伴う緩み域の進展状況の計測が可能なことである。

#### （3）得られる成果

- ・地中変位の連続測定、孔間弾性波測定、岩盤ひずみ測定の3者を同時に高精度で実施することにより、緩み域の評価手法に関する知見が得られる。
- ・現在、計画されているジオトモグラフィーによる調査断面と、これと直交する平面内での緩み域を計測することによって、切羽の進行に伴う3次元的な岩盤の緩みの発生とその進展が把握できる。

## I-2-5) : 掘削影響試験に関する既往の調査・試験データの再評価

### （1）研究の目的

掘削に伴う周辺岩盤の変形挙動や岩盤特性の変化を評価することを目的とし、東濃鉱山の北延坑道および第2立坑における掘削影響試験でこれまでに取得された調査・試験データの見直しを行う。これにより、室内試験結果に基づいた原位置試験の解釈などが可能となり、掘削影響領域の特性評価に反映することができる。

### （2）研究内容

- ・立坑掘削影響試験のうち岩盤挙動の調査（IV）での室内試験やそれ以前の室内試験結果の原位置試験結果への適用  
たとえば、
  - －応力と透水性の室内試験結果から得られた知見を用いて、原位置透水試験結果の解釈を行う
  - －応力と変形性の室内試験結果から得られた知見を用いて、孔内載荷試験結果の解釈を行う
  - －飽和度と弾性波速度の室内試験結果から得られた知見を用いて、孔間弾性波試験結果の解釈を行う

### （3）得られる成果

- ・原位置で実施された既往の掘削影響試験結果を再評価することにより、掘削が岩盤の特性に与える影響を詳細に検討することが可能となる。
- ・既往の掘削影響試験結果を解釈する上で新たに必要な原位置試験または室内試

験が抽出できる。

### I-3-1) : 原位置計測機器の耐久性調査

#### (1) 研究の目的

深地層試験場では数十年にわたり、また、地層処分場では百年以上にわたって原位置計測が行われると予想される。従来の土木構造物を対象として開発された原位置計測機器はこのような長期間の耐久性を考慮して設計されているものは少ないが、中には計測が十年以上継続されているものもある。

本調査では、現状の原位置計測機器のこれまでの使用実績を調査し、それぞれの耐久性についてまとめ、また、耐久性を向上させるための機器設計上のポイントを明らかにすることを目的とする。

本調査の成果は、岩盤の長期挙動の計測に用いるための計測機器の改良や開発に反映される。

#### (2) 研究内容

- ・ 深地層試験場で使用されると予想される原位置調査・試験機器のリストアップと耐久性に関する使用実績調査
- ・ 耐久性に関する機器の材料、構造、設置方法における問題点の調査・検討
- ・ 耐久性向上に関する機器の改良・改造の検討

#### (3) 得られる成果

- ・ 深地層試験場で使用される原位置調査・試験機器およびその耐久性に関するデータベースが得られる。
- ・ 耐久性向上に関する機器の改良・改造計画が得られる。
- ・ いくつかの新型機器の開発案が得られる。

### I-3-2) : 岩盤ひずみの長期測定

#### (1) 研究の目的

地下空洞の掘削に伴い種々の計測が実施されているが、計測期間は本体空洞の施工期間中の1～2年間程度である。岩盤の長期挙動を対象とした研究においては、従来の場合と比較して長期にわたる計測期間が必要である。

ここでは、現段階での岩盤挙動の計測手法のうち埋設型ひずみ計に着目し、岩盤

の長期挙動を評価する手法の確立を目的とする。

(2) 研究内容

- ・ボーリング孔内に埋設する埋設型ひずみ計により長期計測を行う。
- ・ボーリング孔内の温度、湧水量を上記と併せて測定する。
- ・ボーリング孔内のひずみ計と比較する目的で人工材料内にひずみ計を設置し、耐久性試験を実施することによりドリフト現象の解明に資する。

(3) 得られる成果

- ・岩盤の長期的なひずみの計測データを取得し、岩盤の長期挙動を予測する上での基礎的な情報とする。
- ・岩盤の長期的なひずみの計測に用いる手法を開発する。

## Ⅱ-1-1) : 岩盤力学特性研究に係わる変形特性の計測

### (1) 研究の目的

原位置岩盤の変形特性は、ボーリング孔を利用した孔内載荷試験によって簡便に調査することができるが、種々なタイプの孔内載荷試験装置があるため、岩盤の種類、測定目的等によって使い分けなければならない。このことから、各孔内載荷試験装置の各種岩盤への適用性について検討し、今後の研究開発に資する。

### (2) 研究内容

- ・種々な孔内載荷試験法の適用および測定結果の精度、品質の比較
- ・載荷段階の設定方法や載荷方法の検討

### (3) 得られる成果

- ・地山の状態に応じた最適な試験装置の選定が可能となる。
- ・数値解析のための入力定数を決定する上で、対象岩盤に対する適正な入力定数としての精度の向上が図られる。

#### 注) 主な孔内載荷試験装置

- ・プレシオメータ
- ・エラストメータ
- ・KKT
- ・グッドマン型

## Ⅱ-1-2) : 岩盤力学特性研究に係わるき裂調査

### (1) 研究の目的

ボーリング孔を介して、岩盤内に存在するき裂を調べる方法として、光学的手法によるボアホールテレビ、ボアホールスキャナと超音波を利用したボアホールテレビュアーがある。これらの3つの方法によって得たき裂情報を比較し、得られたデータの信頼性や精度について検討することによって、それぞれの手法の特徴を把握し、今後の調査に役立てることを目的とする。

### (2) 研究内容

- ・数100mの深さを有するボーリング孔を利用して、上記3手法によりき裂、間隙幅などの情報を取得し、ボーリングコア観察結果との比較検討を行う。
- ・得られたデータとボーリングコアを用いた力学的性質等との相関性の検討

### (3) 得られる成果

- ・き裂の方向、間隙幅などの情報を得るための最適な手法を選定できる。
- ・き裂の方向、間隙幅以外に、亀裂の奥行きや岩盤強度などの付加価値的な情報が取得できる。

## II-2-1) : 掘削影響試験における緩み域生成メカニズムの解明

### (1) 研究の目的

応力再配分によって既存の不連続面がさらに開口したり、岩盤が塑性化することにより緩み域（岩盤の特性が変化する領域）が発生するものと考えられる。そのため、原位置においてAEの発生を監視し、応力再配分の現象を捉え、緩み域の生成との関連性を明らかにする。

### (2) 研究内容

- ・掘削に伴う微小破壊音（AE）を計測し、イベント数の増加を新たな亀裂の発生とみなして緩み域の生成との関連性を考察する。
- ・AEセンサーの配置は、原位置において試験掘削による予備試験を実施して決める。

### (3) 得られる成果

- ・緩み域とAE発生域の関係が明らかとなり、緩み域発生に係るプロセスについての情報が得られる。
- ・発破掘削と機械掘削のそれぞれについて掘削に伴うAE測定を行うことにより、掘削方式の違いによる緩み域の生成過程の違いが把握できる。

## II-2-2) : 掘削影響試験におけるS波速度と掘削振動の計測による 緩み域の評価

### (1) 研究の目的

掘削によって発生する緩み域内の物性値やその範囲を調べるためにいろいろな計測方法を適用してきたが、決め手となる方法のないのが現状である。それゆえ、これまでに用いていない計測方法を適用し、緩み域内の物性値やその範囲を正確に把握できる方法の適用性を検討する。

### (2) 研究内容

- ・岩盤内の含水状態にほとんど影響されないS波速度に着目した検層を行い、緩み域の範囲を調査する。
- ・掘削に伴う振動が緩み域に与える影響を把握するため、振動速度を計測する。

### (3) 得られる成果

- ・掘削影響評価に対する各手法の適用性が評価できる。
- ・緩み域の発生に影響を与える因子が抽出できる。

## II-2-3) : 掘削影響試験における地山の評価

### (1) 研究の目的

掘削に伴う影響領域は、空洞の大きさや形状、掘削方式、地山の状態などに左右されるものと考えられる。そのため、既存手法により地山の状態を定量的に評価し、その適用性を検討するとともに、東濃鉱山の堆積岩を世界的基準に基づき分類する。

### (2) 研究内容

- ・パートンらが提案したトンネルの安定度を示す指数Q値の適用性の検討

Q値は、次式により定義される。

$$Q = (RQD / J_n) (J_r / J_a) (J_w / SFR)$$

ここに、RQD：ディアの提案によるRock Quality Designation

$J_n$ ：不連続面系の数を表わすパラメータ

$J_r$ ：不連続面の粗さを表わすパラメータ

$J_a$ ：不連続面の充旗物、不連続面壁の性質を表わすパラメータ

$J_w$ ：不連続面の水の状態を表わすパラメータ

SFR：不連続面の応力減少状態を表わすパラメータ

### (3) 得られる成果

- ・掘削影響試験が行われる地点の地山状態を世界的に通用する基準に基づき、定量的に分類できる。
- ・地山を分類しておくことにより、海外における掘削影響試験結果との比較が可能となる。

## II-2-4) : 高精度計測機器の開発

### (1) 研究の目的

掘削による緩み域を正確に把握するために、掘削影響による岩盤の微小変形をモニタリングできるような高精度精密計測機器（地中変位計、内空変位計）を開発し、測定技術を確立する。

### (2) 研究内容

- ・計測坑道より掘削予定位置へ向けて水平ボーリングを削孔し、差動トランスを利用した高精度地中変位計を設置することによって、掘削に伴う壁面と測定点間の相対変位を電気信号に変換して自動計測を行う。
- ・計測坑道において、レーザー変位計と反射板を用いて掘削に伴う内空変位を高精度でかつ自動で計測する。

### (3) 得られる成果

- ・岩盤の微小変形をモニタリングすることによって地下空洞周辺岩盤の変形のより精度の高い評価を行い、最終的には高精度計測機器を用いたモニタリングシステムを確立する。
- ・岩盤の微小な変位を高い精度で測定することにより、比較的早期に岩盤の変形の有無およびその傾向をとらえることができる可能性がある。
- ・高精度の計測結果が利用できるようになり、事前解析結果の検証、さらに数値解析時の入力物性値の評価、解析手法の改良・開発が可能となる。

## II-3-1) : 堆積軟岩の時間依存変形特性の把握

### (1) 研究の目的

空洞の建設から閉塞までの数～10数年におけるクリープ特性と閉塞後の風化・劣化に伴う長期間の変形特性を把握する。

### (2) 研究内容

- ・クリープ計測等の原位置試験と室内試験から得られる粘弾性定数の比較を行い、空洞変形を予測する手法の検討を行う。
- ・変位拘束状態で水浸した岩石試料の崩壊等の劣化状態を把握する。

### (3) 得られる成果

- ・掘削に伴う空洞のクリープ変形が推定できる。
- ・空洞閉塞後の劣化に伴う充填材を圧縮するような岩盤挙動が推定できる。



## II-3-2) : 岩盤の長期変形挙動の測定

### (1) 研究の目的

岩盤の長期的な強度、変形特性を把握することにより、岩盤内空洞の設計、および性能評価へ資する情報を得る。

### (2) 研究内容

- ・岩盤応力を考慮した規模のピラーを機械掘削によりつくり、ピラーの支持範囲分の土被り荷重がピラーに作用するものとして、以下のような測定を含む岩盤の長期クリープ試験を行う。
- ・測定項目はピラー表面のひずみ、変位、ピラーの変位、ピラーの応力（絶対応力、応力変化）、水分変化とする。
- ・計測期間として数年間程度を考える。

### (3) 得られる成果

- ・比較的長期間の岩盤挙動を予測するための基礎データが取得できる。
- ・岩盤の長期挙動評価手法の開発・確立に必要なデータが取得できる。

東濃鉦山における岩盤挙動に関する研究計画の提案

議事録集

認印		
動燃	大成	大林

# 打合せ議事録

No.

設計番号	
整理番号	

件名	機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成5年度〕試験計画の検討	出席者	配属	役職・氏名
打合せ年月日	平成6年3月4日(金) 自 14:00 至 17:30		動燃事業団 中部事業所	杉原、榊
打合せ場所	大成建設本社 18階216会議室		大成建設	下茂、本間、青木 杉原、山本
配布先			大林組	三上、吉岡、丸山 畑、玉野
			篠塚研究所	亀村
				(敬称略)

## 打合せ事項

- 配布資料-1 岩盤挙動研究の現状  
配布資料-2 岩盤挙動研究についての基本的考え方・計画(案)
- 会議の趣旨説明(動燃中部、杉原氏)  
今後、事業団殿が東濃鉦山を活用して地層科学研究を進めていきたい。このため今回を含め4回の会議で、これまでの研究委託先の大成、大林から意見を頂きながら、今後の研究の進め方についての議論を行いたい。
  - 確認事項
    - 地層科学研究は地質環境の特性に関する試験研究、および地質環境の長期安定性に関する調査研究の二つの領域で進められている。
    - 研究対象として、地下1000mまでの岩盤を考える。
    - 次の研究成果のとりまとめは2000年頃。当面はそれまでの成果をどうまとめていくかが重要課題である。
    - 岩盤挙動研究や調査・試験機器に関する情報を各社から紹介し、これをベースの情報として今後の方針を議論していきたい。ただし、研究のオブリゲーションは問わない。
    - 処分研究開発の骨子の技術に関する議論は必要だが、現段階では明確でないのが重要課題とはならない。岩盤挙動研究として研究項目に落ちがなく、研究のグレードがそろった状態を目指したい。
  - 研究紹介の際のキーワード  
以下のキーワードを参考にして、各社から研究紹介を行う。
    - 岩盤力学特性研究  
深度1000mまでの力学特性、三次元、初期応力
    - 掘削影響評価研究  
亀裂・応力再配分・不飽和領域の発生と特性変化、左記項目に対する計測  
上記項目に対する解析(異方性、不均質性、亀裂特性)、連成挙動の評価
    - 長期岩盤挙動研究  
岩盤の長期挙動の評価方法
  - 次回の予定  
日時：平成6年4月12日(火)午後、場所：大林組技研

認 印		
動燃	大成建設	大林組

# 打合せ議事録

No.

件名	機械掘削による影響評価試験の事前調査 および事前解析研究 第2回試験計画の検討	出席者	配属	氏名
打合せ年月日	平成6年4月12日(火) 自13:30 至17:30		動燃事業団 中部事業所	杉原、石島
打合せ場所	大林組 技術研究所 本館第2プロジェクト室		大成建設	青木、里、小川 杉原、山本、羽出山
配付先			篠塚研究所	亀村
			大林組	丸山、吉岡、畑、鈴木 三上、白旗、玉野
(敬称略)				

打合せ事項	
配付資料-1	第2回試験計画の検討会議 議事次第(案)
配布資料-2	第1回打合せ議事録
配付資料-3	第2回試験計画検討会議用資料(大林組)
配布資料-4	第2回試験計画の検討会議 発表論文リスト(大成建設)
<p>1. 前回議事録の確認            前回打合せ議事について大成建設山本氏による報告があり、内容について動燃事業団杉原氏より修正事項が挙げられた。</p> <p>2. 各社研究内容の紹介            前回打合せにおいて挙げられたキーワードを参考に、各社から研究の紹介が行われた。</p> <p>大林組</p> <p>(1)神岡鉾山における原位置試験による研究開発の概要 <span style="float: right;">三上</span></p> <p>(2)応力解放法、AE法による地圧の測定 <span style="float: right;">畑</span></p> <p>(3)調査結果に基づく亀裂分布のモデリング <span style="float: right;">白旗</span></p> <p>(4)質疑応答</p> <p>PNC: 空洞の合理的設計とはどういうことなのか。</p> <p>大林: 岩盤特性を正確に把握し、空洞の設計、施工に最大限に生かす。</p> <p>PNC: 力学と水理学の連成についてはどう考えているか。</p> <p>大林: 検討中。</p> <p>PNC: AEのメカニズムについて理論化されているのか。</p> <p>大林: 明確には理論展開されていない。</p> <p>PNC: 地圧の測定に関して測定手法上の誤差と場所的なばらつきはどの程度なのか、また</p>	

打合せ事項

それについて基礎的研究は行われているのか。

大 林：今後の検討課題であり、現段階では捉えきれていない。予備実験は行われている。予備実験は、試験対象岩石にカイザー効果が存在することの確認と、カイザー効果の評価をより明確にし、初期地圧を算出し易くするための試験条件を設定する目的で実施される。岩石に先行応力を繰り返し载荷により作用させ、その後、AE装置の条件、特にしきい値と感度の組み合わせを種々変えてAE試験を行う。カイザー効果から推定される応力と、作用させた先行応力がほぼ等しくなるようなしきい値と感度の組み合わせを決定する。ただし、先行応力の大きさは、3パターン程度変えて行い、結果の中から最適条件を導く。

大 成：AE計測に関して、試料の含水比は測定しているのか。

大 林：測定している。試料採取時も注意をはらっている。

大 成：軟岩の地圧を測定する際に問題となる事項は何か。

大 林：応力解放法についてはゲージの接着。AE法については含水比の変化をおさえること。

PNC：水圧破碎法による測定結果がでなかった原因は何か。

大 林：潜在的な亀裂の存在のため。

PNC：亀裂調査項目に成因を加えた理由は何か。

大 林：成因の違いによる分布特性の相違が現れると考えたため。

PNC：UDE Cの結果と実測値について何を比較するのか。

大 林：ジョイント変位計、地中変位計計測結果と解析結果との比較を考えている。

PNC：ジョイントモデルから解析メッシュを作成する際、すなわちジョイントをのばしてブロックを生成する際にどのような処理をしているのか。

大 林：経験的なノウハウがあるので現在試行錯誤中である。

PNC：UDE Cの解析結果では何が出力されるのか。

大 林：ブロックの変位、変形である。

PNC：掘削影響評価をどういう試験によって行ったのか。

大 林：PS検層、孔内载荷試験、余掘り調査により行った。

大成建設

- |                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| (1)高レベル放射性廃棄物の地層処分に関連する技術項目について    | 山本  |
| (2)クラックテンソルと岩盤の変形・透水性の関連性          | 羽出山 |
| (3)岩石のダイラタンシー                      | 里   |
| (4)ボーリング孔壁の安定に対する岩石の強度・変形特性の異方性の影響 | 青木  |
| (5)岩石の熱伝導率に及ぼす水分量の影響               | 青木  |
| (6)熱を考慮した弾塑性解析                     | 小川  |

打合せ事項

(7) 質疑応答

PNC：クラックテンソルにおいて開口幅は考慮されているのか。

大成：式の要素として含まれていない。透水テンソルでは、透水性と開口幅が関連づけられている。

PNC：岩石のダイラタンシーの研究で、空洞掘削に伴う間隙水圧の変化はどのように扱うか。

大成：空洞掘削は瞬間的に行われ、間隙水圧は掘削直後に0となると仮定した。

PNC：岩石の熱伝導率の測定で、飽和度の評価を水、空気、マトリクスの3つに分けた研究例はあるか。

大成：あまり実施されていない。そのような評価は今後の課題である。

PNC：ボーリング孔壁の安定に対する岩石の強度・変形特性の異方性について、主応力比とボーリング孔軸方向との関係はどうなっているか。

大成：現在、その件に関しパラメータ・スタディを一部実施している。

3. 次回会議の予定、内容検討

動燃事業団で独自に実施している研究の紹介によりゼネコンでの研究開発との接点を見つけに行ってはどうか、という提案が出された。

次回、大林組は亀裂の特性評価、解析についての研究を紹介する予定。

日時：5月下旬

場所：大成建設

認印		
動燃	大成	大林

# 打 合 せ 議 事 録

No.

設計番号	
整理番号	

件名	機械掘削による影響評価試験の実施調査および事前解析研究 第3回試験計画の検討	出席者	配属	役職・氏名
打合せ年月日	平成6年5月24日 (火) 自 13:30 至 17:30		動燃事業団 中部事業所	杉原、石島
打合せ場所	大成建設 技術研究所 本館第7会議室		大林組	三上、丸山、鈴木、木梨 玉野
配布先			大成建設	里、今井、小川、服部 杉原、山本、羽出山  (敬称略)

## 打 合 せ 事 項

- 配布資料-1 第3回試験計画の検討会議 議事次第 (案)  
 配布資料-2 第2回打合せ議事録  
 配布資料-3 第3回試験計画の検討会議用資料 (PNC)  
 ・東濃鉾山における初期応力測定について  
 ・3次元FEMによる掘削影響試験の力学的予測解析

### 1. 前回議事録の確認

前回打合せ議事について大林組三上氏より報告があった。  
 修正事項がある場合には、大成建設山本氏へ連絡することで承認された。

### 2. 研究紹介

大林組

①神岡鉾山への不連続体解析 (UDEEC-BB) の適用について

木梨

質疑応答

PNC: 不連続面をその開口幅で3つのクラスに分けているがそのクラス毎の幾何学データに関するばらつきはどの程度であったか。

大林: 現在検討中である。

観察結果として、亀裂の方向は試験坑道観察結果と調査坑道観察結果で良い相関を示した。一方、亀裂密度は、試験坑道の方が大きく観察された。これは、発破による損傷が原因と考えられる。

PNC: 不連続体解析のモデル化で、亀裂の取り扱いはどのようにするのか

大林: 孔内壁面観察・コア観察から観察可能な亀裂は確定論的にモデル化し、岩盤内の亀裂 (観察不可能な物) は統計的にモデル化する。

PNC: 亀裂の力学特性を原位置でどのように取得するのか

大林: 各クラス毎に実験を実施してデータを得る。

PNC: 亀裂内の充填物の有無はどう評価しているのか

大林: 亀裂のクラス分けを亀裂幅だけで評価しており、介在物を含んだ状態では実験していない。

その他、UDEECの適用性検討として、底面摩擦モデル実験の解析シミュレート例が示された。

打合せ事項

②不連続性岩盤と鏡下観察 鈴木

質疑応答

- PNC: バイオタイトについては検討していないのか  
 大林: 2次鉱物の発生が斜長石にみられたので、それに着目して時間変化を追った。バイオタイトも明らかに劣化しているが2次鉱物発生は検討していない。  
 PNC: 透水性が時間経過に伴って大きくなることはどう説明するのか  
 大林: マイクロクラックの量、連結性および斜長石や雲母自身の劣化に伴う透水性の変化などが影響するものと考え。  
 PNC: マイクロクラックのトレース方法はどのようにしているのか  
 大林: 顕微鏡写真を拡大してトレースを取っている。  
 PNC: クラックが進展してくるメカニズムはどうか  
 大林: 鉱物間の熱膨張量の差によってクラックが発生すると考える。  
 PNC: 供試体(乾燥)の弾性波速度の計測方法の詳細は  
 大林: サンプルを乾燥させた上で計測を実施している。(粘土鉱物内の水分を可能な限り除去している)  
 PNC: マイクロクラックの観察上の問題点は何か  
 大林: 薄片によっては観察ができないことがある。また、薄片作成時にもクラックが発生する場合がある。  
 PNC: 経過時間1000日で透水係数が飛躍的に変化したのは、供試体の保管条件(化学反応速度)で決まるのではないか。  
 大林: 考えられる要因の一つである。  
 PNC: 経過時間2000日で透水係数が飛躍的に変化しないのはなぜか  
 大林: 開口幅の変化が飛躍的ではないためであろう  
 PNC: 透水係数の測定はどのように実施しているのか  
 大林: 定水位法で透水係数を測定している。(供試体上面で水圧3kgf/cm<sup>2</sup>)  
 PNC: 亀裂の進展に伴うモデル化については検討しているか  
 大林: 現在は、検討していない

動力炉核燃料開発事業団中部事業所

①東濃鉱山における初期応力測定について

杉原

質疑応答

- 大成: 同一のボーリング孔で2手法による計測を実施しているが相関はどうか  
 PNC: 検討していない  
 大成: 東濃地区における初期応力の傾向はどうか  
 PNC: 最大主応力と最小主応力比が2.0程度であることは、どの計測法でも見られる傾向である。最小主応力の方向は南である。  
 大林: 計測法とし、水圧破碎法と応力解放法ではどちらが良いか  
 PNC: 応力の大きさは水圧破碎法、方向は応力解放法が計測に適していると考えている。

②3次元FEMによる掘削影響試験の力学的予測解析

石島

質疑応答

- 大成: 掘削に伴う変位量は絶対変位量か  
 PNC: 絶対変位量で示している。  
 大成: 計測結果との比較をする場合には、相対変位量で整理すれば両者は一致するのであろう(意見)  
 大林: 断層のモデル化上で問題となった点は  
 PNC: 断層幅は50cm、その物性も仮定している。  
 大林: 断層部を採取して力学試験を実施しなかったか  
 PNC: 供試体が採取できなかったために実施していない。  
 大成: 立坑掘削に伴う断層部分の変位量は計測していないのか  
 PNC: 計測は行っていない  
 大林: 掘削に伴う影響範囲を2Dとした理由は何か  
 PNC: 掘削に伴う応力増分がほとんど無いことから判断した。



## 打合せ事項

### 3. 東濃鉱山における試験計画

岩盤挙動研究について事業団としての考え方について PNC 杉原

#### 1) 位置づけ

岩盤挙動研究は、地層科学研究の「岩盤の力学特性に関する研究」に位置づけられる。この研究課題は、時系列的にみて3つに分類できる。

- |                  |               |
|------------------|---------------|
| ①地下施設建設前の状況      | 岩盤の深度別の力学特性把握 |
| ②地下施設建設から閉鎖までの状況 | 掘削の岩盤への影響評価   |
| ③地下施設閉鎖後の状況      | 岩盤の超長期挙動の評価   |

#### 2) 研究の構成

岩盤挙動研究の課題は、研究対象期間から2つに区分でき、3つの研究で構成される。

##### A. 閉鎖前を対象とした調査研究

- A-1. 岩盤力学特性研究
- A-2. 掘削影響評価研究

##### B. 閉鎖後を対象とした調査研究

- B-1. 長期岩盤挙動研究

#### 3) 研究内容

##### A-1. 岩盤力学特性研究

- ①力学特性パラメータの選定
- ②力学特性計測法の開発
- ③力学特性データの取得

##### A-2. 掘削影響評価研究

- ①掘削影響領域の計測手法の開発
- ②掘削影響領域の特性評価
- ③掘削影響に係わるメカニズムの解明

##### B-1. 長期岩盤挙動研究

- 長期挙動評価手法の開発

#### 4) 研究目標

地層科学研究の「岩盤の力学特性に関する研究」の目標は、「深部岩盤の力学特性を評価する」と「深部岩盤の挙動を評価する」の2項目が挙げられている。これに基づき、研究項目毎に次の目標を設定する。

- ①地下1000mまでの岩盤の力学特性を計測する手法を開発し、データを取得し、モデルデータセットを作成する。
- ②掘削影響領域の広がり・特性についての事例データを取得し、掘削影響の発生メカニズムを解明し、掘削影響に関連する要因の重要度を明らかにする。
- ③岩盤の長期挙動の評価手法を開発し、その有効性を確認する。

次回の打合せでは、各社が研究課題を提案する。

ただし、その提案は、上記したPNCの研究課題にリンクさせて検討する。

研究課題の提案方法は、PNC杉原氏が作成し各社へ事前に送付する。

#### 4. 次回会議の予定、内容

今回は、平成6年6月下旬（20日の週）に大林組東京本社にて行う  
内容は、各社から研究項目の提案を実施する

認 印		
動燃	大成建設	大林組
●	●	●

# 打合せ議事録

No.

件名	機械掘削による影響評価試験の事前調査 および事前解析研究 第4回試験計画の検討	出席者	配属	氏名
打合せ年月日	平成6年6月24日(金) 自13:30 至17:00		動燃事業団 中部事業所	杉原、石島
打合せ場所	(株)大林組 東京本社 センチュリータワー 南棟14階 第二中会議室		大成建設	杉原、山本、本間、里、羽出山
配付先			大林組	吉岡、畑、木梨 三上、玉野、田中
(敬称略)				

打合せ事項	
配付資料-1	第4回試験計画の検討会議 議事次第
配付資料-2	第3回打合せ議事録
配付資料-3	東濃鉱山における岩盤挙動に関する研究計画案 (大成建設株式会社)
配付資料-4	東濃鉱山における岩盤挙動に関する研究計画提案 (株式会社大林組)
1. 前回議事録の確認 前回打合せ議事録について大成建設羽出山氏より報告があった。	
2. 研究内容の提案及び討議	
1) 岩盤力学特性研究	
・岩盤の変形挙動に関する原位置計測技術の高度化	
	大成建設 里 (配付資料-3, P.1)
PNC: 既存の測定装置の欠点、問題点は?	
大成: 変位計では計測点の固定方法に精度が影響される問題がある。ボアホール内の間隙水圧の計測では計測値が安定するまでに時間がかかることが問題である。	
・坑内地質調査技術の高度化	
	大成建設 本間 (配付資料-3, P.2)
PNC: 自動クリノメータは既に存在するのか? その原理は?	
大成: 東大資源工学科で開発され、雑誌紹介もされている。但し、高価格である。計測の原理には、ジャイロコンパスの原理を応用している。	
・岩盤力学特性研究に係わる変形特性の計測	
	大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号1)

打合せ事項

PNC：孔内載荷試験法の問題点とは？

大林：プレシオメータについては孔壁面に荷重が作用し始める点を見きわめるのが困難等、それぞれ試験法に問題がある。それらを調査するのが今回の提案である

- ・岩盤力学特性研究に係わるき裂調査

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号2)

PNC：ボアホールテレビア- 検層より得られる付加価値的な情報としての反射波強度とは？

大林：弾性係数、一軸圧縮強度と対応することが考えられる。

- ・断層及び断層破碎帯の分布特性に関する研究

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号3)

2) 掘削影響評価研究

- ・岩盤の載荷試験技術の高度化

大成建設 里 (配付資料-3, P. 3)

PNC：内空変位を詳細に測定するというイメージか。

大成：岩盤内の変形係数の分布を調査する。掘削影響試験の逆を行う様な研究。

- ・連成解析を用いた空洞掘削時の岩盤挙動の予測解析

大成建設 里 (配付資料-3, P. 4)

PNC：一連の連成解析とどのように違うのか。

大成：従来の連成解析のほとんどが地盤(土)を対象としており、岩盤を対象とした例は少ない。岩盤を対象とした支配方程式の検討や、現象の計測手法の開発が重要である。

- ・立坑プラグ周辺の岩盤挙動に関する研究

大成建設 里 (配付資料-3, P. 5)

- ・坑道掘削に伴う弾性波速度・ひずみの連続測定

大成建設 羽出山 (配付資料-3, P. 6)

PNC：数mの波長の弾性波で1m程度の範囲の岩盤を調査できるのか？

大成：ここで示した計測孔の間隔は仮であり、波長にあった計測孔間隔を設定することで対処可能と考えている。また、この研究については、岩盤を長期間放置することなく連続的に計測することに重点を置いている。

- ・掘削影響試験に関する既往の調査・試験データの再評価

大成建設 山本 (配付資料-3, P. 8)

PNC：研究内容を具体的に示せば？

大成：透水性及び変形性について室内試験と原位置試験による結果の違いを調べる。

打 合 せ 事 項

- ・掘削影響試験におけるゆるみ域生成メカニズムの解明

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号4)

PNC : 応力計として圧力セルを用いる理由は?

大林 : ひずみを計測するのではなく、圧力を直接計測するためである。

PNC : 資環研のAEセンサーとの違いは? また、フラットジャッキの使用は?

大林 : 周波数の違いである。フラットジャッキは掘削後のみしか対応できない。

- ・掘削影響試験におけるゆるみ域の計測

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号5)

PNC : どういう成果が狙いか。

大林 : S波速度の分布によるゆるみ域の同定である。

- ・掘削影響試験における地山の評価

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号6)

PNC : Q値による調査はどれぐらいのピッチで実施するのか。

大林 : 毎回の切羽に対して調査する。

- ・高精度計測機器の開発

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号7)

PNC : レーザーの内空変位計および地中変位計の精度はどの程度か。また、誤差は問題ないか。

大林 : 内空変位計の精度は1/500mm程度、レーザーの波長は短いので誤差は問題ないと考えられる。また、地中変位計の精度は1/200mm程度である。

2) 長期岩盤挙動研究

- ・原位置計測機器の耐久性調査

大成建設 里 (配付資料-3, P. 9)

PNC : 調査の対象とする計測機器の絞り込みを実施しないと難しいのでは?

大成 : 例えば、これまでに東濃鉱山において使用された計測機器について調査するのも1つの方法である。

- ・岩盤ひずみの長期測定

大成建設 羽出山 (配付資料-3, P. 10)

PNC : 埋設型のひずみ計とは、どのようなものか?

大成 : 初期応力測定に用いるひずみ計を改良した1成分のひずみ計である。

PNC : ドリフトの問題は?

大成 : 開発されて間もない計測器であり、課題である。

PNC : 計測項目に温度、湧水量を挙げている理由は?

大成 : ひずみの測定値に影響を与える要因として考えられるためである。

打 合 せ 事 項

・長期岩盤挙動研究に係わる広域ひずみ観測

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号8)

PNC : 国家三角点を利用したひずみ計測は既に行われていないのか。

大林 : 国家三角点だけではなく、目的に合わせて計測点をとることも考えている。

PNC : 地表面のひずみと地下深部のひずみの関係は？

大林 : 現在のところわからない。検討する必要がある。

PNC : ジョイント変位計の耐久性および精度は？

大林 : 防水性も配慮してあるが、1、2年位と予想される。壊れたら入れ換えることができるシステムになっている。また、精度は1/200mm 程度である。

・堆積軟岩の時間依存変形特性の把握

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号9)

・岩盤の長期変形挙動の測定

大林組 吉岡 (配付資料-4, 整理番号10)

PNC : 岩盤内の湿潤状態の変化が効いてくることが予想され、その評価が問題となるだろう。

各社の研究課題の提案に関してのPNC杉原氏の総評は以下のとおりである。

- ・応力測定についての提案がなかった。手法利用のストラテジーを明確にしたい。
- ・もう少し具体的であって、しかも室内試験、原位置試験、解析と三位一体となったコンセプトをもつ提案が望ましい。
- ・既存手法の問題点を挙げて、技術的な比較を行ってほしい。
- ・掘削影響評価研究については、海外において実際の研究が進んでいるため、そういう情報も取り入れてほしい。(AECL, HRL, NAGRA)
- ・動燃事業団としては性能評価を中心に考えている。その中で既存の技術手法の有効性を検討して、有効なものは積極的に利用し、現存しないが必要である技術は開発するというスタンスを基本としている。

3. 平成6年度計画案の説明

平成6年度計画案についてPNC杉原氏より説明があった。項目は以下のとおりである。

- 1) 北延NATM坑道における事前調査及び解析の継続
- 2) 第2立坑第1計測坑道における掘削影響評価の予備調査
- 3) 岩盤の条件と特性の関係の評価

以上