PNC ZJ 1449 96-007

限定資料

分置01

釜石鉱山における
掘削影響領域の評価に関する研究
(平成7年度)

(動力炉・核燃料開発事業団　委託研究成果報告書)

技術資料

開示区分	レポートNo.	受領日
Z	J1449 96-007	1997.3.3.

この資料は技術管理室保存資料です
閲覧には技術資料閲覧票が必要です

動力炉・核燃料開発事業団　技術協力部技術管理室

1996年3月

株式会社　大林組
清水建設株式会社

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、引用等を行なわないよう、また第三者への開示又は内容漏洩がないよう管理してください。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ください。

This document is not intended for publication. No public reference nor disclosure to the third party should be made without prior written consent of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

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字園戸959-31

動力炉・核燃料開発事業団

東濃地科学センター

技術開発課

PNC ZJ 1449 96-007

限定資料

釜石鉱山における
掘削影響領域の評価に関する研究
(平成７年度)

(動力炉・核燃料開発事業団　委託研究成果報告書)

1996年3月

株式会社　大林組

清水建設株式会社

限　定　資　料
PNC ZJ1449 96-007
1996年3月

釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）

吉岡尚也*　　土原久哉**
堀田政國***　木下直人****

要旨

深部岩盤内に空洞などを構築するとき、空洞近傍の岩盤は力学的・水理学的な影響を受け、空洞内や岩盤内に様々な不安定現象をもたらすことがこれまでに経験されている。本研究の目的は釜石原位置試験第2フェーズとして、深部岩盤に位置する釜石鉱山250mレベル坑道（土被り730m）の掘削によって受ける影響領域について評価することである。対象とする岩盤は栗橋花崗閃緑岩を母岩とするき裂性岩盤である。

平成7年度は試験坑道の掘削、および調査・試験のための準備として計測坑道と試錐孔の掘削を行い、予備計測（AE、Pac-Ex、振動計測）、弾性波探査、室内岩石試験、および予備解析を実施した。計測坑道は普通発破工法とスムースブラスティング工法によって掘削し、発破データの収集と掘削精度を検証した。AE計測は掘削による岩盤内のき裂発生と進展に伴うAE波を収集し、AE信号の経時的変化とその平面分布特性を把握した。また、坑道掘削時のき裂の変位とそれにともなう間隙水圧の変化とき裂の透水性の変化を測定する計測装置Pac-Ex（パッカー付き裂変位計）測定が試行され、精度のよい計測ができた。坑道掘削時に発破振動計測が試行され、加速度計の選定と設置方法に関する基礎データを得ることができた。

坑道掘削終了後に坑内弾性波探査屈折法とPS検層を行い、坑道周辺岩盤の弾性波速度分布を把握した。また、坑道内の地質・き裂調査と試錐孔のコア観察、孔壁観察を行い、対象領域の地質・き裂分布特性を調査した。さらに、試錐コアを用いて室内岩石物理・力学特性試験、およびき裂特性試験を行った。平成6年度に実施されたき裂・岩石物性データに基いた有限要素法と個別要素法による掘削解析から、坑道掘削前の対象領域における力学状態の予備的検討を行った。

以上の結果から対象岩盤の発破特性の評価と試験坑道の発破パターンの設計、種々の計測・試験法の適用性評価、発破工法の違いによる弾性波速度分布の把握、岩石と単一き裂の応力・変形挙動の定量的評価を行い、さらに対象岩盤のき裂分布特性と坑道掘削後の岩盤内応力・変形状態の推定ができた。

本報告書は、株式会社大林組と清水建設株式会社が動力炉・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：070D0159

*　　：株式会社大林組技術研究所土木第四研究室
**　　：株式会社大林組土木技術本部技術第二部
***　：清水建設株式会社電力・エネルギー本部技術第二部
****：清水建設株式会社技術研究所地下技術研究部

COMMERCIAL PROPRIETARY
PNC ZJ1449 96-007
MARCH,1996

Study on Evaluation of Excavation Disturbed Zone at Kamaishi Mine

H. Yoshioka* H. Tsuchihara**
M. Horita*** N. Kinoshita****

Abstract

In case of constructing a cavern in a deep underground, rock mass around the cavern is mechanically and hydrologically influenced by excavation. It was also experienced that various engineering instability of the cavern was observed. The purpose of this study is to evaluate the excavation disturbed zone(EDZ)in the deep underground at the EL.250m drifts in the Kamaishi Mine as Fhase II of the Kamaishi In-situ Experiments. The rock mass consists of Kurihashi granodiorite, which is fractured rock mass.

A measuring drift was derived using two blasting methods,Normal blasting method and Smooth blasting for method.Information on appropriate beating pattern was obtained by applying various blasting patterns to measuring drift excavation.Preliminary monitoring methods,such as acoustic emission monitoring,blast-induced vibration monitoring,and Pac-Ex monitoring,were performed to confirm their applicability.The occurrence of AE was observed in terms of elapsed time and two dimensional distribution. A set of Pac-Ex a Joint-Extensometer with double packers,was installed in order to check the capability of the instrument during excavation of the drift.The joint deformation and pore water pressure in the joint was monitored and permeability tests were performed in the interval of the packers before and after the excavation of the drift.The magnitude of vibration during blasting was monitored with two accelerometers and a velocimeter in the vicinity of the drift to check the capacity and capability of accelerometers and a velocimeter. PS well-logging and seismic prospecting were executed to obtain the distribution of the seismic velocity around the measuring drift.Geological mapping and joint sampling in the measuring drift,and borehole core sampling and borehole wall observation were also performed to investigate the geological conditions and joint properties in the surrounding rock mass. Furthermore,physical and mechanical specimen tests were conducted using the sampled core. Based on the test results mentioned above,the state of stress and deformation in the surrounding rock mass was predicted by means of numerical analysis, such as FEM and DEM.

As the result of study,the information which blasting plan of the test drift,applicability of various monitoring methods and estimation of the state of stress and deformation around drifts were obtained.

This work performed by Obayashi Corporation and Shimizu Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.
PNC Liaison:Geosciences Research Program,Radioactive Waste Management project:Seietsu Takeda

* :Obayashi Corporation, Technical Research Institute
** :Obayashi Corporation, Civil Engineering Technical Division
*** :Shimizu Corporation, Technical Research Institute
****:Shimizu Corporation, Power & Energy Project Division

釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）

担当者一覧表

	株式会社大林組	清水建設株式会社
実施責任者	村井喜一	飯塚友之助
実施担当者	吉岡尚也	堀田政國
研究業務担当者	三上哲司	木下直人
	木梨秀雄	中島　均
	土原久哉	
	宮崎裕光	
	丹生屋純夫	
	玉野　達	
	田中達也	

釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）

目次

１．はじめに……1-1

２．計測坑道の掘削……2-1
2.1　目的……2-1
2.2　掘削のレイアウト概要……2-1
2.3　掘削準備工……2-1
2.4　使用機械と材料……2-1
2.5　掘削のフロー……2-4
2.6　発破パターン……2-7
2.7　掘削の結果と考察……2-8
2.7.1　普通発破とスムースブラスティング……2-8
2.7.2　サイクルタイム……2-20
2.8　掘削精度……2-23
2.8.1　断面形状測定……2-23
2.8.2　のみ跡……2-32
2.8.3　穿孔精度……2-32
2.9　考察……2-35
2.9.1　発破工法……2-35
2.9.2　掘削に伴う岩盤の破壊……2-40
2.9.3　試験坑道の発破工法……2-46
（参考文献）……2-51

３．調査用試錐孔の掘削……3-1
3.1　掘削概要……3-1
3.2　掘削方法……3-1
3.3　掘削精度（孔曲がり測定）……3-1

４．き裂調査
4.1　計測坑道内の地質とき裂調査……4-1
4.2　試錐孔壁観察……4-13
4.3　試錐コア観察……4-13

（参考文献）……4-26

5．弾性波探査 ……5-1
5.1 ＰＳ検層……5-1
5.1.1 目的……5-1
5.1.2 測定方法……5-1
5.1.3 使用機械……5-4
5.1.4 解析方法……5-5
5.1.5 探査結果……5-7
5.2 弾性波探査（屈折法）……5-15
5.2.1 目的……5-15
5.2.2 測定方法……5-15
5.2.3 使用機器……5-16
5.2.4 解析方法……5-17
5.2.5 探査結果……5-19
5.3 ＰＳ検層と弾性波探査（屈折法）の比較……5-23
（参考文献）……5-23

6．予備計測……6-1
6.1 ＡＥ計測……6-1
6.1.1 目的……6-1
6.1.2 ＡＥセンサー……6-1
6.1.3 ＡＥ計測の予備試験……6-3
6.1.3.1 目的……6-3
6.1.3.2 試験方法……6-3
6.1.3.3 試験結果と考察……6-7
6.1.4 計測レイアウト……6-8
6.1.4.1 ＡＥセンサー配置レイアウト……6-8
6.1.4.2 ＡＥセンサー設置方法……6-10
6.1.5 計測システム……6-10
6.1.6 使用機材……6-13
6.1.7 ＡＥ信号処理パラメータ……6-14
6.1.8 計測結果と考察……6-16
6.1.8.1 計測概要……6-16
6.1.8.2 第1回計測……6-16

6.1.8.3　第2回計測……6-21
6.1.8.4　第3回計測……6-24
6.1.8.5　第4回計測……6-24
6.1.9　ＡＥ発生源の位置評定結果と考察……6-29
6.1.9.1　位置評定法……6-29
6.1.9.2　第1回計測……6-30
6.1.9.3　第2回計測……6-33
6.1.9.4　第3回計測……6-36
6.1.9.5　第4回計測……6-36
6.1.10　まとめ……6-40
（参考文献）……6-50
6.2　Pac-Ex計測……6-51
6.2.1　目的……6-51
6.2.2　計測方法……6-51
6.2.2.1　計測位置……6-51
6.2.2.2　Pac-Ex計の概要……6-51
6.2.2.3　設置方法……6-54
6.2.2.4　透水試験……6-56
6.2.2.5　解析方法……6-57
6.2.3　計測結果……6-60
6.2.3.1　静水圧……6-60
6.2.3.2　初期湧水……6-60
6.2.3.3　パルステスト……6-60
6.2.3.4　注水試験……6-60
6.2.3.5　変位計測……6-65
6.2.4　透水係数の評価……6-65
6.2.5　まとめ……6-66
6.3　振動計測……6-67
6.3.1　目的……6-67
6.3.2　測定方法……6-67
6.3.3　測定結果……6-77
6.3.4　測定方法の評価……6-101
6.3.5　まとめ……6-109

7．室内岩石物性試験……7-1
7.1　試験概要……7-1
7.2　岩石物理試験……7-2
7.2.1　密度試験……7-2
7.2.2　有効間隙率……7-2
7.2.3　含水量試験……7-2
7.2.4　超音波速度試験……7-3
7.2.4.1　目的……7-3
7.2.4.2　試験方法と結果の整理方法……7-3
7.3　一軸圧縮強度試験……7-4
7.3.1　目的……7-4
7.3.2　試験方法……7-4
7.4　高圧三軸試験……7-5
7.4.1　目的……7-5
7.4.2　試験方法……7-5
7.5　圧裂試験……7-7
7.5.1　目的……7-7
7.5.2　試験方法……7-7
7.6　結果と考察……7-8
（参考文献）……7-14

8．予備解析……8-1
8.1　はじめに……8-1
8.2　解析方法……8-3
8.2.1　ＦＥＭ解析モデル……8-3
8.2.2　ＤＥＭ解析モデル……8-7
8.2.3　解析ケースと解析ステップ……8-18
8.3　入力値の設定……8-19
8.4　解析結果と考察……8-24
8.4.1　FEM解析の結果と考察……8-24
8.4.2　DEM解析の結果と考察……8-40
8.4.3　解析結果に基づく計測値の予測……8-60
（参考文献）……8-65

９．まとめ……9-1
9.1　計測坑道の掘削……9-1
9.2　調査用試錘孔の掘削……9-1
9.3　き裂調査……9-1
9.4　弾性波探査……9-1
9.4.1　PS検層……9-1
9.4.2　弾性波探査（屈折法）……9-2
9.5　予備計測……9-2
9.5.1　AE計測……9-2
9.5.2　Pac-Ex計測……9-3
9.5.3　振動計測……9-4
9.6　室内物性試験……9-5
9.7　予備解析……9-6

１０．調査・試験工程表……10-1

１１．打ち合わせ議事録……11-1

図 目 次

図1.1 実施位置 ……1-2
図2.2.1 計測坑道掘削のレイアウト ……2-2
図2.5.1 雷管の構造 ……2-5
図2.5.2 親ダイの作成方法 ……2-5
図2.5.3 レッグドリル ……2-5
図2.5.4 装薬・結線方法 ……2-5
図2.5.5 ロッカーショベル ……2-6
図2.5.6 バッテリー車と鋼車 ……2-6
図2.6.1 周辺孔間隔と最小抵抗線長 ……2-6
図2.6.2 普通発破パターン ……2-9
図2.6.3 スムースブラスティング発破パターン ……2-10
図2.7.1 穿孔数の変化 ……2-13
図2.7.2 周辺孔間隔の変化 ……2-13
図2.7.3 D／Wの変化 ……2-14
図2.7.4 起爆状況のスケッチ ……2-14
図2.7.5 前段孔の周辺岩盤に及ぼす影響 ……2-15
図2.7.6 単位長さあたりの装薬量の変化 ……2-15
図2.7.7 単位体積あたりの装薬量の変化 ……2-16
図2.7.8 1発破進行長の変化 ……2-16
図2.7.9 正起爆と逆起爆 ……2-17
図2.7.10 単位長さあたりの装薬量～進行長の関係 ……2-17
図2.7.11 単位体積あたりの装薬量～進行長の関係 ……2-18
図2.7.12 単位面積あたりの穿孔数～進行長の関係 ……2-18
図2.7.13 周辺孔間隔～進行長の関係 ……2-19
図2.7.14 D／W～進行長の関係 ……2-19
図2.8.1 断面形状測定方法 ……2-25
図2.8.2 断面形状測定結果図（その1） ……2-26
図2.8.2 断面形状測定結果図（その2） ……2-27
図2.8.2 断面形状測定結果図（その3） ……2-28
図2.8.2 断面形状測定結果図（その4） ……2-29
図2.8.2 断面形状測定結果図（その5） ……2-30

図2.8.3　余掘り率とあたり率の変化 ……2-31
図2.8.4　のみ跡の状況 ……2-33
図2.8.5　のみ跡率の分布 ……2-33
図2.8.6　ルックアウト ……2-34
図2.9.1　発破時の孔周辺の損傷概念図 ……2-36
図2.9.2　孔周辺の損傷状態 ……2-37
図2.9.3　発破工法の模擬実験 ……2-37
図2.9.4　単位長さあたりの装薬量～余掘り率の関係 ……2-38
図2.9.5　周辺孔間隔～余掘り率の関係 ……2-38
図2.9.6　周辺孔間隔、周辺孔装薬量～余掘りの関係（神岡鉱山） ……2-39
図2.9.7　山はねの大きさと形状 ……2-42
図2.9.8　Rockburstの基本3ケース ……2-42
図2.9.9　土被りと山はねの発生頻度（関越トンネル） ……2-42
図2.9.10　地山強度比（Pz/σc）と山はね現象の分布 ……2-45
図2.9.11　矩形坑道の強度／応力比のコンター ……2-45
図2.9.12　試験坑道の発破パターン（普通発破工法） ……2-49
図2.9.13　試験坑道の発破パターン（スムースブラスティング工法） ……2-50
図3.1.1　試錘孔配置図 ……3-3
図3.1.2　各断面における試錘孔の配置 ……3-4
図3.3.1　孔曲がり計算方法 ……3-7
図4.1.1　き裂タイプ（その1） ……4-3
図4.1.2　き裂タイプ（その2） ……4-4
図4.1.3　き裂タイプ（その3） ……4-5
図4.1.4　計測坑道スケッチ図 ……4-7
図4.1.5　き裂のステレオ投影図 ……4-12
図4.2.1　BIPシステムの概要 ……4-14
図4.3.1　き裂の連続性（その1） ……4-18
図4.3.2　き裂の連続性（その2） ……4-19
図4.3.3　き裂の連続性（その3） ……4-20
図4.3.4　き裂の連続性（平断面図） ……4-25
図5.1.1　ＰＳ検層手法の概念図 ……5-2
図5.1.2　ＰＳ検層測定時のフローチャート ……5-3
図5.1.3　ＰＳ検層記録波形(KDA-1孔) ……5-9
図5.1.4　ＰＳ検層記録波形(KDA-2孔) ……5-10
図5.1.5　走時曲線(KDA-1孔) ……5-11

図5.1.6　走時曲線(KDA-2孔)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-12
図5.1.7　Ｐ波速度とＳ波速度の関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-13
図5.1.8　各種の岩石が持つＰ波、Ｓ波の速度・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-14
図5.2.1　坑内弾性波（屈折法）測定方法の概念・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-15
図5.2.2　壁面への受振器設置方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-16
図5.2.3　はぎとり法の概念・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-17
図5.2.4　坑内弾性波探査（屈折法）における記録波形・・・・・・・・・・・・・・5-20
図5.2.5　坑内弾性波探査（屈折法）結果①走時曲線、②解析断面・・・・5-21
図5.2.6　き裂マップと弾性波屈折法解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-22
図5.2.7　き裂指数とき裂頻度の関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5-22
図6.1.2.1　ＡＥセンサー・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-2
図6.1.2.2　一般的なＡＥセンサーの周波数特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-2
図6.1.3.1　周波数応答特性（R6センサー）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-4
図6.1.3.2　周波数応答特性（R15センサー）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-5
図6.1.3.3　センサーの距離減衰試験概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-6
図6.1.3.4　センサーの距離減衰特性試験結果（釜石鉱山、神岡鉱山）・6-7
図6.1.4.1　有限要素法掘削解析結果（異方性弾性体）・・・・・・・・・・・・・・・6-8
図6.1.4.2　ＡＥセンサーの配置・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-9
図6.1.4.3　ＡＥ用ブースタ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-11
図6.1.4.4　ＡＥセンサー固定方法（スプリングホルダー）・・・・・・・・・・・6-11
図6.1.4.5　ＡＥ計器設置・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-12
図6.1.5.1　ＡＥ計測システム・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-12
図6.1.7.1　ＡＥ信号処理パラメータ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-15
図6.1.8.1(a)　時間～最大拡幅値（第1回計測：発破直前～1,425sec）・・6-18
図6.1.8.1(b)　時間～ヒット数（第1回計測：発破直前～1,425sec）・・・・6-18
図6.1.8.1(c)　時間～ヒット計数率（第1回計測：発破直前～1,425sec）6-18
図6.1.8.2(a)　時間～最大拡幅値（第1回計測：発破直後～1,425sec）・・6-19
図6.1.8.2(b)　時間～エネルギー（第1回計測：発破直後～1,425sec）・・6-19
図6.1.8.2(c)　時間～カウント数（第1回計測：発破直後～1,425sec）・・6-19
図6.1.8.3(a)　時間～ヒット数（第1回計測：発破直後～1,425sec）・・・・6-20
図6.1.8.3(b)　時間～ヒット計数率（第1回計測：発破直後～1,425sec）6-20
図6.1.8.3(c)　各チャンネル～ヒット数
（第1回計測：発破直後～1,425sec）・・・・・・・・・6-20
図6.1.8.4(a)　時間～ヒット数（第2回計測：発破直後～2,000sec）・・・・6-22
図6.1.8.4(b)　時間～ヒット数（第2回計測：発破直前～74,337sec）・・・6-22

図6.1.8.4(c)　時間～ヒット計数率
（第2回計測：発破直前～74,337sec）・・・・・・・・6-22
図6.1.8.5(a)　時間～最大拡幅値（第2回計測：発破直前～74,337sec）・6-23
図6.1.8.5(b)　時間～エネルギー（第2回計測：発破直前～74,337sec）・6-23
図6.1.8.5(c)　各チャンネル～ヒット数
（第2回計測：発破直前～74,337sec）・・・・・・・・6-23
図6.1.8.6(a)　時間～ヒット数（第3回計測：発破直後～2,000sec）・・・・6-25
図6.1.8.6(b)　時間～ヒット数（第3回計測：発破直前～332,810sec）・・6-25
図6.1.8.6(c)　時間～ヒット計数率
（第3回計測：発破直前～332,810sec）・・・・・・・6-25
図6.1.8.7(a)　時間～最大拡幅値（第3回計測：発破直前～332,810sec）6-26
図6.1.8.7(b)　時間～エネルギー（第3回計測：発破直前～332,810sec）6-26
図6.1.8.7(c)　各チャンネル～ヒット数
（第3回計測：発破直前～332,810sec）・・・・・・・6-26
図6.1.8.8(a)　時間～ヒット数（第4回計測：発破直後～2,000sec）・・・・6-27
図6.1.8.8(b)　時間～ヒット数（第4回計測：発破直前～64,092sec）・・・6-27
図6.1.8.8(c)　時間～ヒット計数率
（第4回計測：発破直前～64,092sec）・・・・・・・・6-27
図6.1.8.9(a)　時間～最大拡幅値（第4回計測：発破直前～64,092sec）・6-28
図6.1.8.9(b)　時間～エネルギー（第4回計測：発破直前～64,092sec）・6-28
図6.1.8.9(c)　各チャンネル～ヒット数
（第4回計測：発破直前～64,092sec）・・・・・・・・6-28
図6.1.9.1　平面位置評定の原理・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-29
図6.1.9.2(a)　第1回計測の直線位置評定（CH1～CH2）・・・・・・・・・・・・・・6-31
図6.1.9.2(b)　第1回計測の直線位置評定（CH2～CH3）・・・・・・・・・・・・・・6-31
図6.1.9.3　第1回計測の平面位置評定と既存坑道のき裂分布・・・・・・・・・・6-32
図6.1.9.4(a)　第2回計測の直線位置評定（CH1～CH2）・・・・・・・・・・・・・・6-34
図6.1.9.4(b)　第2回計測の直線位置評定（CH2～CH3）・・・・・・・・・・・・・・6-34
図6.1.9.5　第2回計測の平面位置評定と既存坑道のき裂分布・・・・・・・・・・6-35
図6.1.9.6(a)　第3回計測の直線位置評定（CH1～CH2）・・・・・・・・・・・・・・6-37
図6.1.9.6(b)　第3回計測の直線位置評定（CH2～CH3）・・・・・・・・・・・・・・6-37
図6.1.9.7(a)　第4回計測の直線位置評定（CH1～CH2）・・・・・・・・・・・・・・6-38
図6.1.9.7(b)　第4回計測の直線位置評定（CH2～CH3）・・・・・・・・・・・・・・6-38
図6.1.9.8　第4回計測の平面位置評定と既存坑道のき裂分布・・・・・・・・・・6-39
図6.1.10.1　稲田花崗岩の室内ＡＥ測定結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-41

図6.1.10.2　Fracture Propagation ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-41
図6.1.10.3　切羽とセンサー間の相対距離
～各チャンネルのヒット数の関係・・・・・6-42
図6.1.10.4　切羽とセンサー間の相対距離～ヒット数の関係・・・・・・・・・・6-42
図6.1.10.5　URLにおける切羽進行に伴うＡＥイベント数の変化・・・・・・6-42
図6.1.10.6　神岡鉱山におけるAEパラメータ解析結果・・・・・・・・・・・・・・・6-44
図6.1.10.7　第2回計測におけるAEパラメータ解析結果・・・・・・・・・・・・・・6-44
図6.1.10.8　神岡鉱山地下実験場のき裂分布状態・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-46
図6.1.10.9　直線位置評定と既存坑道き裂分布・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-46
図6.1.10.10　平面位置評定と既存坑道き裂分布・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-47
図6.1.10.11　神岡鉱山における平面位置評定結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-47
図6.1.10.12　平面位置評定誤差の数値計算結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-49
図6.2.1　予備計測器設置状況と計測坑道掘削状況・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-52
図6.2.2　Pac-Ex計の概要ならびに注水装置概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-53
図6.2.3　Pac-Ex計のアンカー設置状況・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-55
図6.2.4　透水試験記号の説明図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-58
図6.2.5　t - h 曲線説明図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-58
図6.2.6　Pac-Ex計による区間水圧および変位のインターバル計測結果・6-61
図6.2.7　初期湧水量計測状況・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-62
図6.2.8　透水試験結果（Ｐ－Ｑ曲線）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-64
図6.3.1　加速度計Aの周波数特性図（Model　601）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-70
図6.3.2　加速度計Bの周波数特性図（Model　508B）・・・・・・・・・・・・・・・・6-71
図6.3.3　速度計の周波数特性図（Model　MC122）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-72
図6.3.4　測定系ブロックダイヤグラム・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-73
図6.3.5　振動計設置位置図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-75
図6.3.6　振動計設置状況図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-76
図6.3.7　データ処理の流れ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-79
図6.3.8　穿孔時の振動記録波形例（1）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-80
図6.3.9　穿孔時の振動記録波形例（2）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6-81
図6.3.10　発破振動の全波形記録（10月18日測定）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-83
図6.3.11　発破振動の全波形記録（10月20日測定）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-84
図6.3.12　発破振動の全波形記録（10月23日測定）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-85
図6.3.13　発破振動の全波形記録（10月25日測定）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-86
図6.3.14　発破振動の全波形記録（10月27日測定）・・・・・・・・・・・・・・・・・6-87
図6.3.15　フーリエスペクトル分析結果　10月18日・・・・・・・・・・・・・・・・・6-90

図6.3.16　フーリエスペクトル分析結果　10月20日 ……6-92
図6.3.17　フーリエスペクトル分析結果　10月23日 ……6-93
図6.3.18　フーリエスペクトル分析結果　10月25日 ……6-94
図6.3.19　フーリエスペクトル分析結果　10月27日 ……6-95
図6.3.20　加速度波形から変換した速度波形例 ……6-96
図6.3.21　加速度波形から変換した速度波形例 ……6-97
図6.3.22　初段の加速度,速度振幅と距離の関係……6-100
図6.3.23　周辺発破のスペクトル分析結果（10月18日測定） ……6-103
図6.3.24　周辺発破のスペクトル分析結果（10月20日測定） ……6-104
図6.3.25　周辺発破のスペクトル分析結果（10月23日測定） ……6-105
図6.3.26　周辺発破のスペクトル分析結果（10月25日測定） ……6-106
図6.3.27　周辺発破のスペクトル分析結果（10月27日測定） ……6-107
図7.2.1　超音波速度試験実施状況 ……7-3
図7.3.1　一軸圧縮試験実施状況 ……7-4
図7.4.1　高圧三軸試験実施状況 ……7-6
図7.5.1　圧裂試験実施状況 ……7-7
図7.6.1　一軸圧縮強度試験　応力～ひずみ曲線 ……7-8
図7.6.2　一軸圧縮強度試験　破壊状況 ……7-10
図7.6.3　物理特性の比較（平成６年度と平成７年度） ……7-11
図7.6.4　強度・変形特性の比較（平成６年度と平成７年度） ……7-11
図7.6.5　三軸圧縮強度試験　応力～ひずみ曲線 ……7-13
図7.6.6　モール破壊包絡線 ……7-13
図7.6.7　Hoek-Brownの破壊条件 ……7-14
図8.1.1　解析計画の流れ ……8-2
図8.2.1　解析領域の概要 ……8-4
図8.2.2(a)　FEMの解析メッシュ ……8-5
図8.2.2(b)　FEMの解析メッシュ（試験坑道周辺） ……8-6
図8.2.3　ボーリング孔の配置 ……8-7
図8.2.4　不連続面の極密度コンター ……8-12
図8.2.5　傾斜角の累積頻度分布 ……8-13
図8.2.6　発生した不連続面の分布（モデル1） ……8-14
図8.2.7　クラスター解析の結果 ……8-15
図8.2.8　半トレース長の分布 ……8-16
図8.2.9　三次元空間内の不連続面の分布 ……8-16
図8.2.10　不連続面のトレース分布（モデル2） ……8-17

図8.3.1　解析断面内の初期地圧 ……8-19
図8.3.2　孔内載荷試験結果（Ｄ２） ……8-21
図8.3.3　モールの破壊崩落線の算定 ……8-22
図8.3.4　充填物の種類による不連続面のせん断強度 ……8-23
図8.4.1　計測坑道掘削後の岩盤の変位ｺﾝﾀｰの比較（全体） ……8-25
図8.4.2　計測坑道掘削後の岩盤の変位ｺﾝﾀｰの比較（計測坑道周辺） ‥8-26
図8.4.3　計測坑道掘削後の最大せん断応力の比較 ……8-27
図8.4.4　試験坑道掘削後の岩盤の変位コンターの比較（全体） ……8-30
図8.4.5　試験坑道掘削後の岩盤の変位ｺﾝﾀｰの比較（試験坑道周辺） ‥8-31
図8.4.6　試験坑道掘削後の岩盤の変位ｺﾝﾀｰの比較（計測坑道周辺） 8-32
図8.4.7　試験坑道掘削後の岩盤の変位ﾍﾞｸﾄﾙの比較（計測坑道周辺） ･8-33
図8.4.8　試験坑道掘削後の主応力ﾍﾞｸﾄﾙの比較（試験坑道周辺） ……8-34
図8.4.9　試験坑道掘削後の主応力ﾍﾞｸﾄﾙの比較（計測坑道周辺） ……8-34
図8.4.10　試験坑道掘削後の最大せん断応力τ_{max}の比較（試験坑道） 8-36
図8.4.11　試験坑道掘削後の最大せん断応力τ_{max}の比較（計測坑道） 8-37
図8.4.12　試験坑道掘削後のL.S.Fの比較（試験坑道周辺） ……8-38
図8.4.13　試験坑道掘削後のL.S.Fの比較（計測坑道周辺） ……8-39
図8.4.14　計測坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル1） ‥‥8-41
図8.4.15　計測坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル1） ……8-42
図8.4.16　計測坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル２） ‥8-43
図8.4.17　計測坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル2） ……8-44
図8.4.18　計測坑道掘削後の最大せん断応力の比較（モデル1） ……8-46
図8.4.19　計測坑道掘削後の最大せん断応力の比較（モデル2） ……8-47
図8.4.20　試験坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル1） ‥‥8-49
図8.4.21　試験坑道掘削後の鉛直変位コンターの比較（モデル1） ‥‥8-50
図8.4.22　試験坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル1） ……8-51
図8.4.23　試験坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル2） ‥‥8-52
図8.4.24　試験坑道掘削後の鉛直変位コンターの比較（モデル2） ‥‥8-53
図8.4.25　試験坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル2） ……8-54
図8.4.26　試験坑道掘削後の不連続面のせん断変位の比較（モデル1） 8-56
図8.4.27　試験坑道掘削後の不連続面のせん断変位の比較（モデル2） 8-57
図8.4.28　試験坑道掘削後の主応力状態の比較（モデル1） ……8-58
図8.4.29　試験坑道掘削後のτ_{max}コンターの比較（モデル1） ……8-59
図8.4.30　試験坑道周辺の変位の分布（ケース1） ……8-61
図8.4.31　試験坑道周辺の変位の分布（ケース2） ……8-62

図8.4.32　試験坑道周辺の応力分布（ケース1）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・8-63
図8.4.33　試験坑道周辺の応力分布（ケース2）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・8-64

表 目 次

表1.1　実施項目一覧表 ····· 1-3
表2.4.1　計測坑道掘削使用機械一覧表 ····· 2-3
表2.4.2　計測坑道掘削使用材料一覧表 ····· 2-3
表2.7.1　計測坑道の発破データ一覧表 ····· 2-11
表2.7.2　サイクルタイム一覧表（その１） ····· 2-21
表2.7.3　サイクルタイム一覧表（その２） ····· 2-22
表2.8.1　断面形状測定器仕様 ····· 2-24
表2.9.1　発破実績一覧表 ····· 2-46
表3.1.1　試錐孔一覧表 ····· 3-2
表3.1.2　試錐実績一覧表 ····· 3-5
表3.2.1　使用試錐機等仕様一覧表 ····· 3-1
表3.3.1　孔井記録傾斜儀仕様表 ····· 3-6
表3.3.2　KDA-1孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-8
表3.3.3　KDA-3孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-8
表3.3.4　KDA-4孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-9
表3.3.5　KDS-3孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-9
表3.3.6　KDS-4孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-10
表3.3.7　KDS-5孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-10
表3.3.8　KDD-1孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-11
表3.3.9　KDF-1孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-11
表3.3.10　KDF-2孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-12
表3.3.11　KDP-1孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-12
表3.3.12　KDP-2孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-13
表3.3.13　KDA-2孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-13
表3.3.14　KDA-5孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-14
表3.3.15　KDA-6孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-14
表3.3.16　KAE-1孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-15
表3.3.17　KAE-3孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-15
表3.3.18　KAE-4孔　孔曲がり測定結果 ····· 3-15
表4.1.2　割れ目調査結果（その1） ····· 4-8
表4.1.3　割れ目調査結果（その2） ····· 4-9

表4.1.4　割れ目調査結果（その3）……4-10
表4.1.5　各き裂系の特性……4-11
表4.3.1　連続性の推定される地質構造一覧表（その１）……4-21
表4.3.2　連続性の推定される地質構造一覧表（その２）……4-22
表4.3.3　連続性の推定される地質構造一覧表（その３）……4-23
表4.3.4　連続性の推定される地質構造一覧……4-24
表5.1.1　ＰＳ検層機器仕様一覧表……5-4
表5.1.2　KDA-1,2孔のＰＳ波速度区分……5-7
表5.1.3　動弾性定数の計算結果……5-7
表5.2.1　坑内弾性波探査機器仕様……5-16
表5.3.1　ＰＳ検層と弾性波探査（屈折法）との比較……5-23
表6.1.3.1　ＡＥセンサーの仕様一覧表……6-3
表6.1.6.1　ＡＥ計測使用機材一覧表……6-13
表6.1.8.1　ＡＥ計測の全体概要……6-17
表6.1.10.1　トンネル、大規模地下空洞におけるＡＥ計測適用令一覧表 6-49
表6.2.1　パルステスト結果一覧表……6-63
表6.3.1　使用した振動計の主な仕様……6-69
表6.3.2　使用機器の主な仕様……6-72
表6.3.3　対象発破の主な仕様……6-78
表6.3.4　測定結果一覧表……6-88
表6.3.5　速度記録と加速度から変換した速度記録の振幅値……6-98
表6.3.6　発破位置と振動計との距離……6-99
表6.3.7　周辺孔発破による振動の大きさ……6-102
表7.1.1　室内試験項目一覧表……7-1
表7.2.1　超音波速度試験装置仕様……7-3
表7.3.1　一軸圧縮試験装置仕様……7-4
表7.4.1　高圧三軸装置仕様……7-5
表7.6.2　各物性値のまとめ……7-8
表7.6.1　岩石試験結果一覧表……7-9
表8.2.1　不連続面の平均間隔……8-9
表8.2.2　クラスター解析の結果……8-11
表8.2.3　解析ケース……8-18
表8.3.1　変形係数および弾性係数……8-20
表8.3.2　ポアソン比……8-21
表8.3.3　粘着力および内部摩擦角……8-22

表8.3.4　引張強度 ……………………………………………8-22
表8.3.5　不連続面に関する入力値 ……………………………8-23
表8.4.1　計測坑道掘削時の最大変位 …………………………8-40
表8.4.2　試験坑道掘削時の最大変位 …………………………8-48
表8.4.3　不連続面の開口およびせん断変位 …………………8-55
表8.4.4　試験坑道掘削時の不連続面の挙動 …………………8-60
表10.1　全体工程表 ……………………………………………10-1

1．はじめに

深部岩盤内に坑道などの構造物を構築する際、坑道周辺は掘削の影響を受けると考えられる。本研究では、釜石原位置試験第2フェーズとして、250mレベル（土被り730m）坑道において、深部岩盤の掘削影響領域の評価に関する研究を実施する。対象となる岩種は栗橋花崗閃緑岩を母岩としたき裂性岩盤である。実施位置を図1.1に示す。

平成7年度の実施概要は、試験坑道の掘削および調査・試験のための準備として計測坑道・試錐孔の掘削、および予備試験を実施した。掘削は発破工法を適用し、普通発破工法とスムースブラスティング工法に基づいた様々な発破パターンを試み、掘削精度を測定した。その結果、両工法に明確な差が現れ、本岩盤に対する適正な発破パターン設計の基本データが得られた。また、掘削と併行し、AE計測、振動計測、およびPac-Exを用いた計測を実施し、その適用性について検討した。計測坑道掘削終了後に、PS検層、坑内弾性波探査（屈折法）によって計測坑道の周辺岩盤の弾性波速度分布を把握した。試験坑道モニタリング機器埋設のための試錐孔（総計352m）を掘削してコア観察・孔壁観察を行い、計測ポイント評定のための基礎データを得た。さらに計測坑道内の地質・き裂調査によって計測坑道周辺岩盤の地質・き裂分布特性を把握した。試錐コアを用いて室内物理・力学試験、き裂特性試験を行い、岩石・単一き裂の物理・力学特性を把握した。それらのデータを基に解析モデルを作成し、数値解析（FEM,DEM）によって計測坑道、試験坑道掘削時の応力・変形状態の推定を行った。なお、全体の実施概要についてまとめたものを表1.1に示し、以下に各章における概要を示す。

第2章では計測坑道の掘削として掘削の内容とそのフロー、普通発破工法とスムースブラスティング工法、およびサイクルタイムを示し、掘削精度を評価する方法の一つとして断面形状測定結果、のみ跡測定結果を示す。

第3章では試験坑道をモニタリングするための調査用試錐孔の掘削レイアウト、掘削方法とその結果として掘削精度と試錐位置の測量結果を示す。

第4章では計測坑道内地質・き裂調査、および孔壁観察・コア観察結果から計測坑道とその周辺岩盤の地質・き裂分布特性を示す。

第5章では弾性波探査として、屈折法による坑内弾性波探査、PS検層を実施し、計測坑道周辺岩盤の弾性波速度分布とその広がりについて示す。

第6章では予備計測としてAE計測、振動計測、およびPac-Ex計測結果について示す。AE計測は計測坑道掘削過程で坑道周辺岩盤内に発生するAE波を経時的に捉え、発生位置評定の解析から直線・平面分布状態を示す。

また、坑道掘削時のき裂の変位とそれに伴う間隙水圧の変化とき裂の透水性の変化を測定する計測装置としてPac-Ex（パッカー付き裂変位計）測定が試行された。Pac-Exは坑道掘削前に設置され、掘削中のき裂変位とき裂内の間隙水圧が計測された。また、坑道掘削前後で、同パッカー区間において透水試験が実施された。また、坑道掘削中に坑道近傍の振動計測のための加速度計の選定、設置手法等に関する基礎データを得ることを目的として、計測坑道掘削時に予備計測として、計測坑道掘削時に発破振動計測が試行された。ここでは、レンジの異なる２つの加速時計と速度計が試され、適用性を検討した。

第7章では掘削前の試験坑道周辺における岩石の物理・力学試験結果を示す。

第8章ではこれまでに得られている岩石やき裂の原位置、室内試験結果を利用して、試験坑道掘削時の予測解析を行う。解析にはFEMおよびDEMを用いる。これらの解析結果より、試験坑道の変形挙動や応力状態を予測する。

第9章では今回得られた知見から今後の釜石鉱山における掘削影響領域の評価研究に関する問題点および検討事項について記する。

第10章では今回実施内容の全体工程表を示し、第11章では、これまでの議事録について記す。

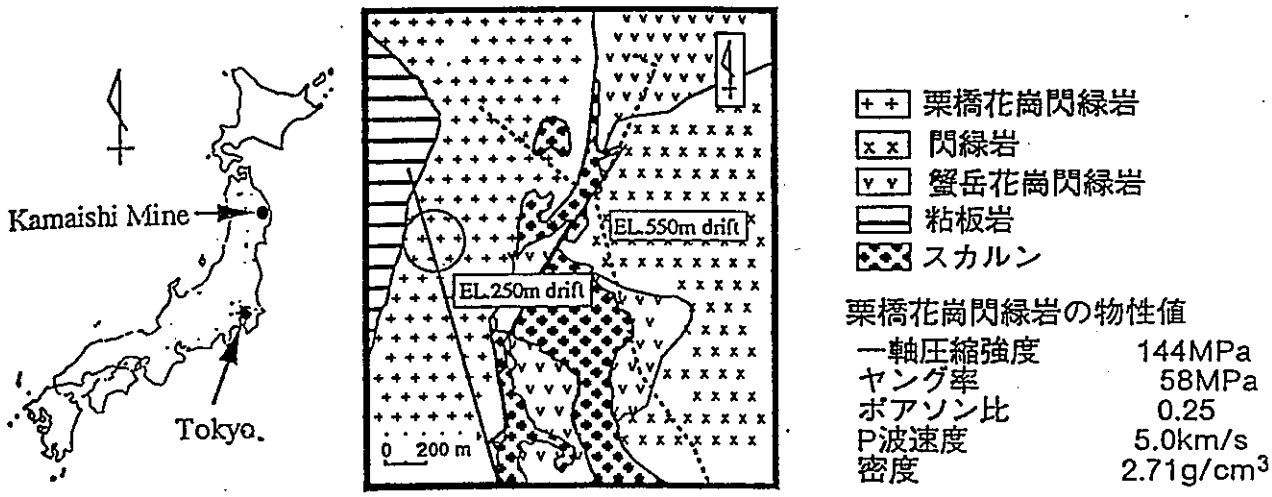


図1.1　実施位置

表1.1　実施項目一覧表

	実施項目	数　量	備　考
掘　削	計測坑道	L=30m，W=３m，H=2.5m	普通発破工法（15m）スムースブラスティング工法(15m)
	調査用試錐孔	L=352m，φ=76mm，86mm	ℓ＝５～28m
調査観察	坑内切羽観察・亀裂調査	L=30m	スキャンライン法
	コア・孔壁観察	L=352m	岩芯鑑定、ＢＴＶ
	のみ跡調査	L=30m	のみ跡率
予備計測	AE計測	４発破	５m×３ヶ所、AE信号解析、直線・平面位置評定
	Pac-Ex計測	40日間	10m×１ヶ所（KDT-2)
	振動計測	５発破	20m×１ヶ所（KDT-2)
	断面形状計測	L=30m	１mピッチ余堀り率
物理探査	PS検層	L=５m×２	20cmピッチ
	坑内弾性波屈折法	L=30m	３mピッチ
室内試験	室内物理試験	９個	単位体積重量、超音波速度、有効間隙率、含水比等
	室内力学試験	９個	一軸･三軸圧縮強度試験、圧裂試験
	き裂特性試験	10個	垂直･せん断剛性、ϕ_j、C_j等
予備解析	ＦＥＭ（２次元）	１式（計測坑道、試験坑道）	平面ひずみ弾塑性解析（Drucker-Prager)
	ＤＥＭ（２次元）	１式（計測坑道、試験坑道）	Barton-Bandis Model

2. 計測坑道の掘削

2.1 目的

計測坑道は次年度の試験坑道掘削に伴うモニタリング計器設置のために発破工法により掘削を行う。発破は普通発破工法及びスムースブラスティング工法を適用し、両工法の掘削精度を検証・比較し、火薬量、穿孔パターン等の基礎資料を収得する。さらにその資料に基づいて試験坑道に用いるべき発破パターンを決定する。また、掘削と併行して予備計測、地質・き裂調査を行う。さらに、掘削ずりの仮置きと試錐座を設けるために3箇所の坑道拡幅を行う。

2.2 掘削のレイアウト概要

図2.2.1に掘削レイアウトの平面図と計測坑道の断面図を示す。計測坑道は試錐孔掘削のための作業に支障のない大きさである。幅3.0m、高さ2.5m、形状は矩形とし、既存坑道と同じ仕様である。方向は卓越き裂の走向とし、既存坑道と直角とした。延長は試験坑道A-A' 断面の計測を考慮して30mとする。坑道の取り付け部分は削岩機、試錐機等の搬入のため、必要によっては計測坑道の坑口部坑壁を拡幅する。また、計測坑道坑口取り付け、試錐機の据え付けのために$8m^2 \times 3$箇所を拡幅した。計画掘削数量は計測坑道が$225m^3$、坑道拡幅部が$180m^3$ ($60m^3 \times 3$) の合計$285m^3$である。

2.3 掘削準備工

掘削準備工は計測坑道、および試錐孔掘削の準備のために掘削機械、資材の搬入を行った。また、発破による計測機器の防護、休憩小屋の移設・撤去を行った。発破防護を施した箇所を図2.2.1に示す。また、計測坑道の掘削に伴って坑口の天端のき裂に沿った岩盤の剥離が予想された。そのため天端に約1mのボルトを9本打設し、岩盤を支保した。

2.4 使用機械と材料

計測坑道の掘削で使用した主要な機械と材料を表2.4.1と表2.4.2にまとめた。

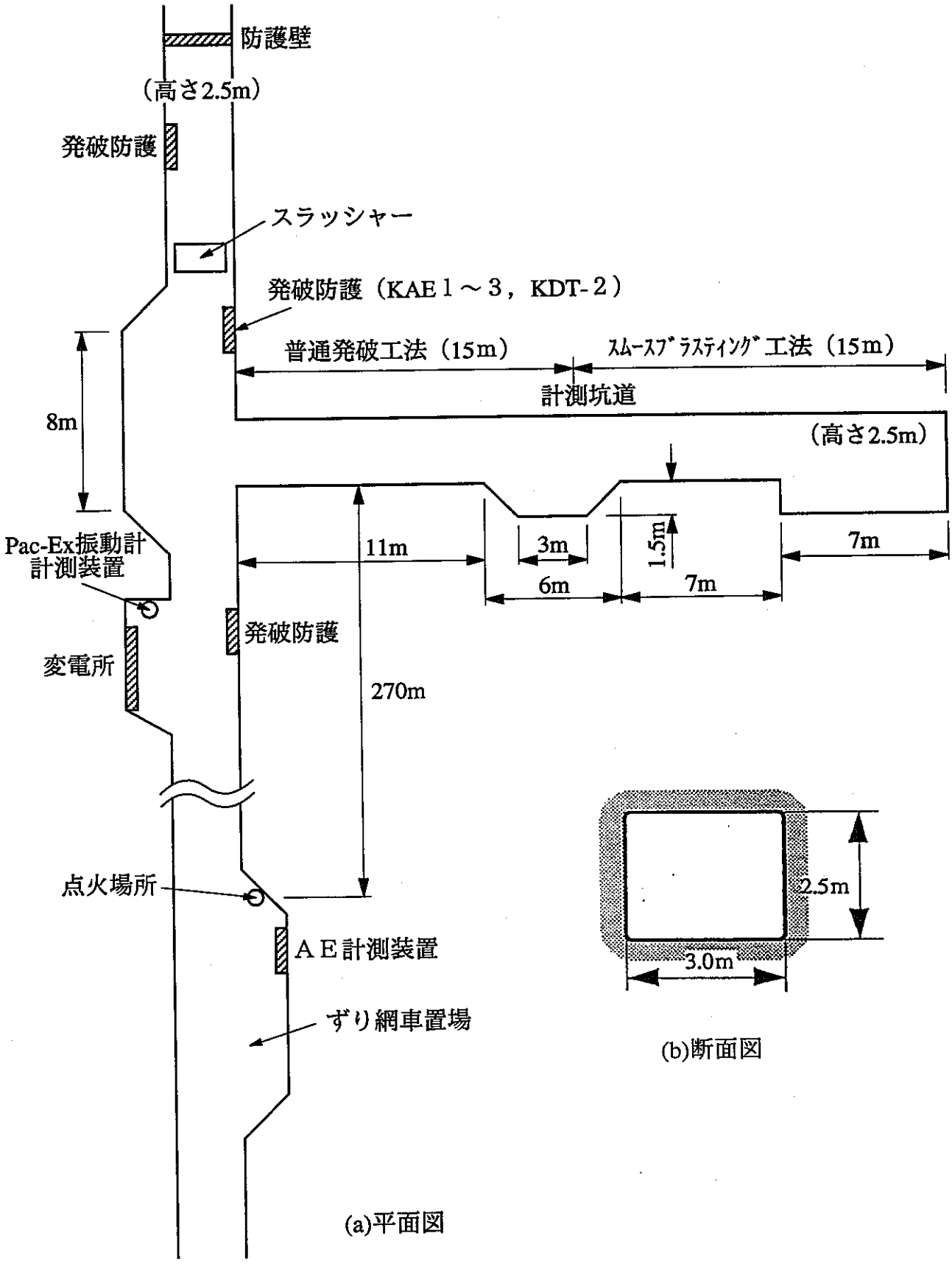


図2.2.1　計測坑道掘削のレイアウト

表2.4.1　計測坑道掘削使用機械一覧表

作業項目	名　称	単位	数量	仕　様
穿孔	レッグドリル	台	3	1台は予備
ずりだし	スラッシャー	台	1	空圧による動力も含む
ずりだし	ロッカーショベル	台	1	ベルトコンベア式
ずりだし	バッテリ車	台	1	8ton　バッテリ車
ずりだし	鉱車	台	6	2.0m^3　1,300×2,320×465

表　2.4.2　計測坑道掘削使用材料一覧表

作業項目	名　称	単位	数量	仕　様
穿孔	ロッド	本	12	1.3m
穿孔	ビット	個	15	φ35mm
発破	含水爆薬	kg	831.11	＜ｴﾅﾏｲﾄ＞仮比重1.2～1.25、φ30mm×L125mm 薬量100g、爆速5,700～6,200m/s （日本工機(株)）
発破	ｽﾑｰｽﾌﾟﾗｽﾃｨﾝｸﾞ用火薬	kg	74	＜ｽｰﾊﾟｴﾅｹﾞﾙSB＞仮比重1.2～1.25、薬量250g φ20mm×L640mm、爆速3,000～3,500m/s （日本工機(株)）
発破	導火線	本	272	工業雷管付導火線－第２種導火線、線径4.8mm 以上、燃焼秒時120～140秒/m、耐水性水深１ｍ （旭化成工業(株)）
発破	工業雷管	個	272	
発破	電気雷管	個	959	＜ｻﾝｼﾞｪｯﾄ＞DS段発電気雷管１～10段 （旭化成工業(株)）
発破	込めもの	本	5,000	アンコ
発破	発破母線	m	270	補助母線含む（切羽～鉱車仮置き場）
発破	発破器	個	1	コンデンサー型発破器（日本工機(株)）

2.5　掘削のフロー（普通発破工法とスムースブラスティング工法）

普通発破工法は基本的に通常釜石鉱山の採掘によって行われる発破パターンで行った。また、スムースブラスティング工法はこの地山の最適なパターンを選定するために試行錯誤的に火薬量、周辺孔間隔、および全体孔数をかえて行った。今回の掘削で行った両発破工法の発破からずりだしまでの詳細手順を示すと以下のようになる。

1)火薬・雷管の請求

掘削断面の火薬量、雷管数を請求伝票に記入し火薬取扱所に請求する。図2.5.1に工業雷管・電気雷管の構造を示す。雷管の基本的な違いは段差と点火方法にある。鉱山の実績から計測坑道坑口部の発破は工業雷管を用いて発破を行った。

2)親ダイの作成

雷管を含水爆薬に取り付け（図2.5.2）、雷管が爆薬包から抜けないようにビニールテープで固定した。坑口から約5mにおいては電気雷管による発破を行うと段差が短いことから飛石によって計測機器の発破防護が破壊さることが懸念された。そこで段差が長い導火線発破を第8回の発破まで適用した。

3)穿孔

穿孔は全ての区間長さ1.3m、穿孔径はφ35mmとし、レッグドリル(図2.5.3)で穿孔した。スムースブラスティング工法は周辺孔の穿孔精度を向上させるために（切羽に垂直）、切羽前のずりを仮置きし、それを足場に上半の周辺孔を可能な限り切羽に対して垂直に穿孔した。

4)漏洩電流の確認

電気雷管を使用する場合、漏洩電流によって起爆することがある。これは非常に危険であるため切羽・側壁部の漏洩電流測定を行ったが、漏洩電流は全く認められなかった。

5)装薬・結線

装薬は法規上、全て正起爆とした。増しダイを数本装薬し、続いて親ダイを装薬し、最後に確実な起爆を得るためにタンピングとして2～3本のアンコで孔口を閉塞した（図2.5.4）。なお、SB火薬も同様な装薬方法であるが、アンコを4～5本として孔内の密閉度を高め、爆発ガスの膨張力が有効に働くように行った。結線は確実に行い、結線部には断線、リーク、および短絡しないように保護キャップを取り付けた。

5)発破

導火線による発破は、ＴＭライターによって点火した。電気雷管による発破

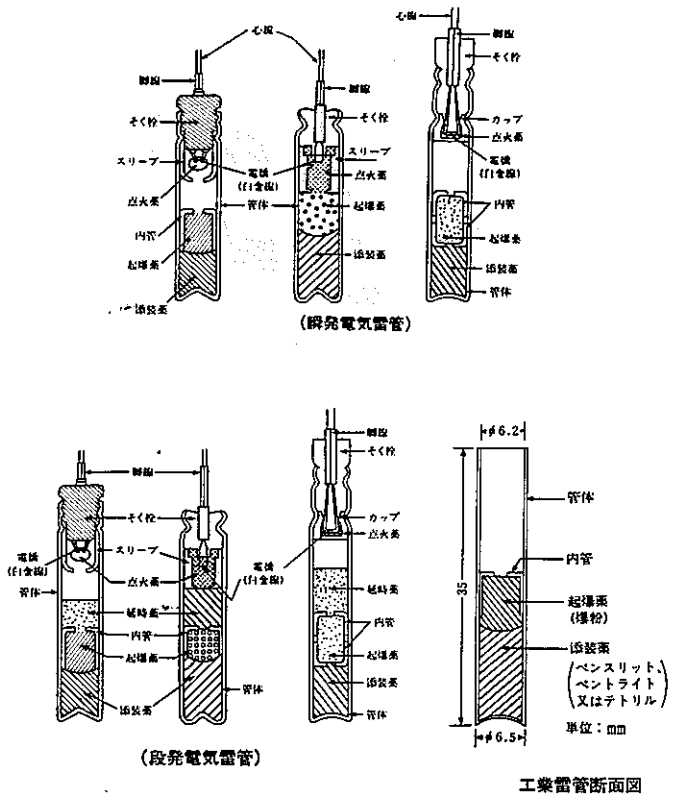


図2.5.1　雷管の構造

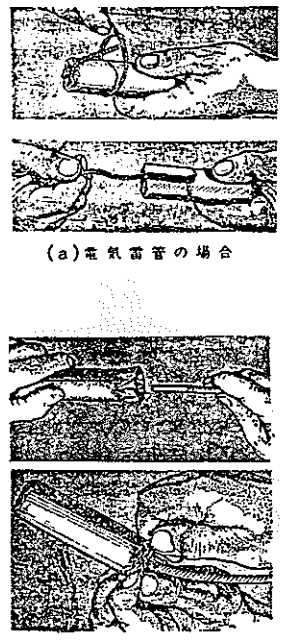


図2.5.2　親ダイの作成方法

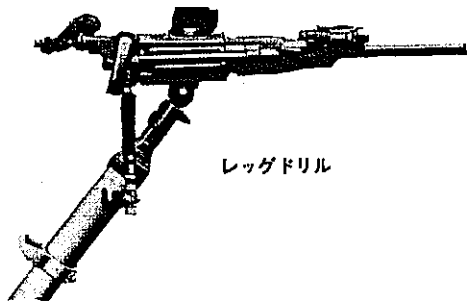


図2.5.3　レッグドリル

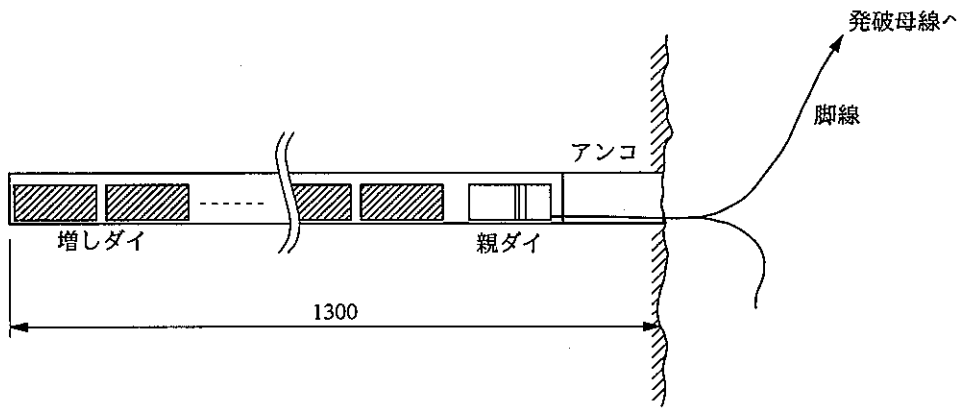


図2.5.4　装薬・結線方法

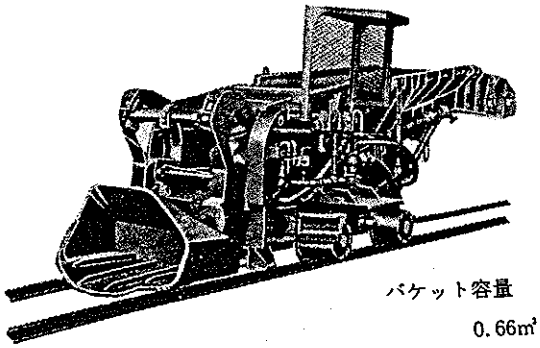
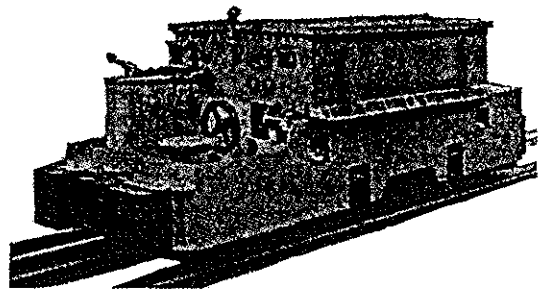
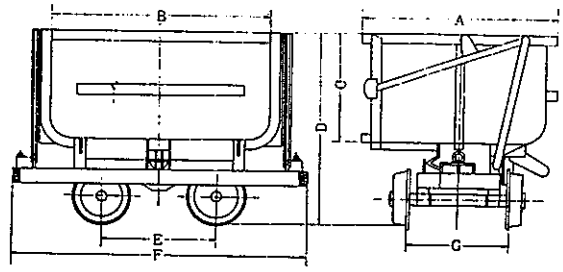


図2.5.5　ロッカーショベル



バッテリ機関車



ずり鋼車

図2.5.6　バッテリー車と鋼車

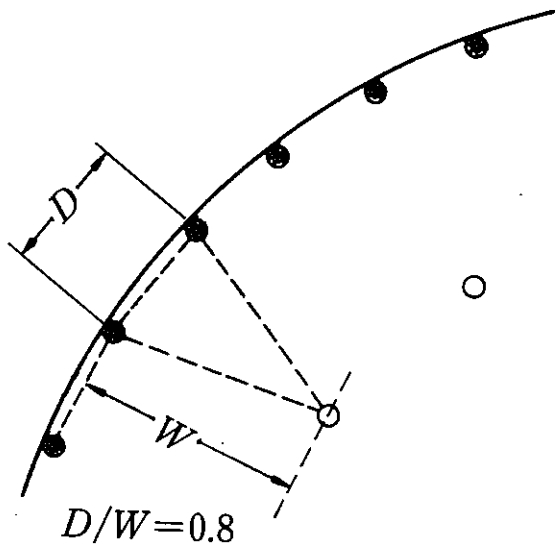


図2.6.1　周辺孔間隔と最小抵抗線長

は切羽から計測坑道坑口まで発破補助線を設け、発破母線を計測坑道坑口から既存坑道約250m離れた場所まで敷設し、点火場所を設けた。発破前には光電池式導通試験器を用いて電気雷管の導通を確認した。発破後は不発、後ガスの危険性から20分待機し、その後切羽の確認を行った。

6)浮き石除去

発破後は切羽、側壁、天端を清掃し、浮き石を確認して可能な限り除去した。

7)スラッシャー掘進

計測坑道内に生じた掘削ずりはスラシャーによって既存坑道に一次運搬した。

8)ずりだし

スラッシャーによって運搬され、積み上げられたずりはロッカーショベル（図2.5.5）によって鋼車6台に積まれ8tonバッテリー車1台（図2.5.6）によって、坑道内停車場に仮置きして、ずり捨て場に運搬した。

2.6 発破パターン

計測坑道の掘削は基本的に発破工法による全断面掘削で行った。発破工法は普通発破工法(15m)とスムースブラスティング工法(15m)の2ケースを試みた。以下にそれぞれの発破工法について概説する。

普通発破は、岩盤の破壊が目的であるから、装薬孔内に強力な爆薬を密装填して発破することにより強大な爆発エネルギーを岩盤に与え発破箇所周辺に著しい破壊を生じさせることが望ましいが、例えばトンネル、大規模地下空洞などの掘削は残壁となる岩盤にできるだけ破壊が進行しないような発破工法を選択する必要がある。このような目的で開発されたのがスムースブラスティング工法である。本工法は装薬孔周辺に及ぼす爆薬の破壊力を制御することにより、特定の方向のみ破壊効果を与えるものである。スムースブラスティング工法は装薬孔内に爆薬を低密度で装填し、爆発させこの空隙中の空気により爆薬の爆轟の際の衝撃力を弱め、爆発ガスの膨張力を有効に利用して岩盤を破砕するというよりは、むしろ切断するという考え方に基づいている。スムースブラティング工法の特徴としては、

(1)岩盤の損傷が軽減できる。

(2)平滑な掘削面が得られ余掘りが少ない。

(3)浮き石が少ない。

が挙げられるが、削孔数が増加するためサイクルタイムが増加する。

一方、普通発破工法は爆薬のエネルギーの作用する方向が十分制御されないために、地山は大きな損傷を受けて掘削面の凹凸が激しく、しかも発破による

損傷き裂が掘削面の深部まで発達することが多いとされている。この場合、トンネル工事の例では支保および余巻きの増大、浮き石処理の問題から経済面、安全面において大きな損失が生じることになる。

スムースブラスティング工法の周辺孔配置は、発破ハンドブックの標準規格から、

穿孔間隔（D）／最小抵抗線（W）≦0.8　（図2.6.1）

のとき効果的であることが経験的にわかっている[1)]。これから、W≒70cm、D≒60cmを当初計画の基本設計パターンとした。

また、穿孔径からスムースブラスティングの周辺孔の装薬密度は1mあたりの装薬量として約0.2～0.4kg/mの軽装薬で行い、薬径は20mmまでが適当であると考えられる。また、普通発破工法の装薬密度は釜石鉱山の装薬実績から、0.7～0.8kg/mが適当と考えられる。

装薬方法は導火線付き6号工業雷管を用いて親ダイを作成し、親ダイ、スラリー爆薬の順序で計画装薬量に従って装薬し、孔口をタンピングした。

図2.6.2と図2.6.3に今回適用した工業雷管を用いた普通発破工法とスムースブラスティング工法の代表的な発破データの記録シートを示す。両工法ともに穿孔径はφ35mm（レッグドリル使用）、穿孔長さは1.3m、爆薬の種類はスラリー爆薬、ＳＢ爆薬を用いた。両工法の基本的な違いとしては周辺孔の配置と装薬量を変えて行った。また、両工法ともに当初計画の進行は釜石鉱山の実績から1発破0.7m以上とした。

2.7　掘削の結果と考察

2.7.1　普通発破とスムースブラスティング

表2.7.1に計測坑道の発破に関して得られた諸データについてまとめたもの示す。この得られた個々のデータに関して第1回～31回発破での傾向について以下に考察する。なお、坑口から約7mは発破防護に対する飛石の影響が予想されたため、段差の大きい導火線発破によって掘削した。

図2.7.1に掘削断面における単位面積あたりの穿孔数の変化についてまとめたものである。坑口付近の発破は対象とする岩盤の起砕に対してどの程度の穿孔数を設定すればよいか不明であったので試験発破として穿孔数を少なく設定した。その結果、1発破進行が0.7mであったため、1mの進行を確実に得るため穿孔数を増加し、普通発破区間では約4.9孔／m^2となった。ＳＢ発破区間では

発破データシート
第５回発破　　９月１１日

雷管段数	削孔数	装薬量 １孔あたり(kg)
瞬発		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
合　計	３６	３２.５

前段孔	親ダイ	２７　本
	増しダイ	２１６　本
周辺孔	親ダイ	９　本
	増しダイ	７２　本
使用雷管	工業雷管	
削孔長	１.３　m	
掘進長	１.１　m	
進行長	４.８　m	

（備考）
普通発破工法
（導火線）

記入者

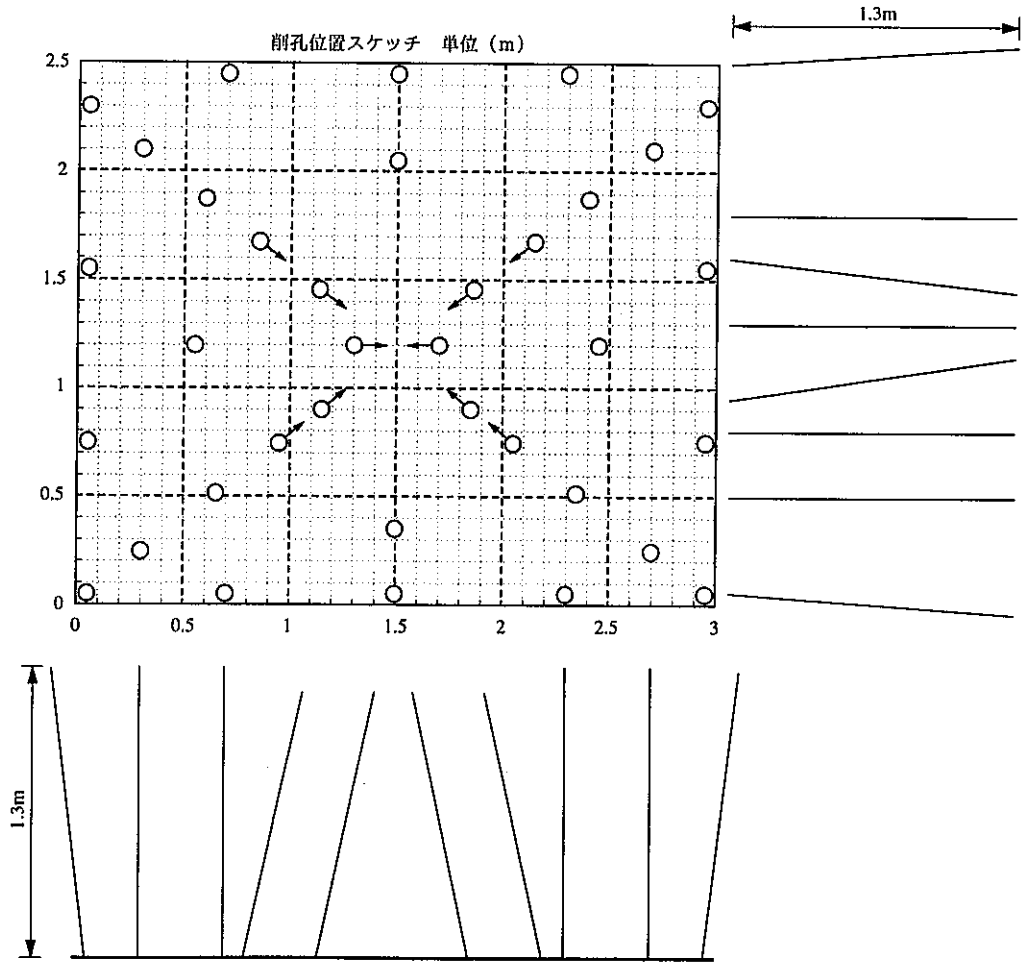


図2.6.2　普通発破パターン

発破データシート
第31回発破　　１１月２１日

雷管段数	削孔数	装薬量 1孔あたり(kg)
瞬発	4	0.8
2	4	0.8
3	4	0.8
4	4	0.8
5	6	0.8
6	4	0.8
7	１２	0.35, 0.45
8	3	0.8
9	2	0.8
10	2	0.8
合　計	４５	３１.２０

前段孔	親ダイ	３３　本
	増しダイ	２６４　本
周辺孔	親ダイ	１２　本
	増しダイ	１２　本
使用雷管	電気雷管	
削孔長		1.3　m
掘進長		1.4　m
進行長		３０.８　m

（備考）
スムースブラスティング工法

記入者

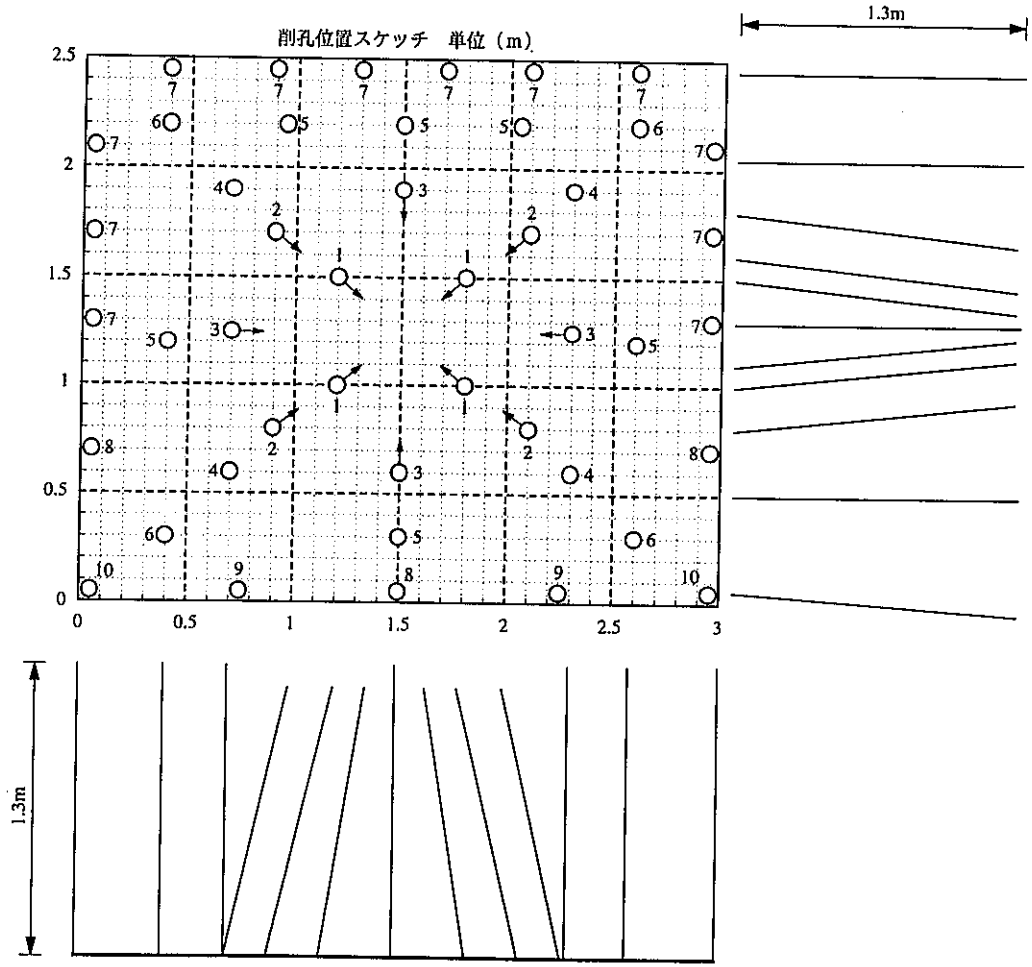


図2.6.3　スムースブラスティング発破パターン

表2.7.1　計測坑道の発破データ一覧表

	日付	時間	発破No.	装薬孔数	単位面積あたりの孔数（孔/m^2）	周辺孔間隔(m)	最小抵抗線長(m)	D／W	装薬量(kg)	1孔あたりの装薬量(kg/孔)	単位長さあたりの装薬量(kg/孔/m)	単位体積あたりの装薬量(kg/m^3)	工業雷管	電気雷管										進行(m)	掘進距離(m)
														瞬発	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
普通発破	8月28日	16:10	1	29	3.9	1.00	0.30	3.33	25.00	0.86	0.66	2.56	29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.70	0.70
	8月31日	15:35	2	32	4.3	1.00	0.30	3.33	27.50	0.86	0.66	2.82	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.70	1.40
	9月2日	15:55	3	35	4.7	0.75	0.50	1.50	30.00	0.86	0.66	3.08	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	2.40
	9月8日	15:10	4	34	4.5	0.75	0.50	1.50	27.50	0.81	0.62	2.82	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.30	3.70
	9月11日	17:05	5	36	4.8	0.75	0.40	1.88	32.50	0.90	0.69	3.33	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.10	4.80
	9月13日	12:05	6	36	4.8	0.75	0.40	1.88	30.00	0.83	0.64	3.08	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.70	5.50
	9月14日	12:40	7	36	4.8	0.75	0.40	1.88	30.00	0.83	0.64	3.08	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.80	6.30
	9月19日	15:30	8	34	4.5	0.75	0.40	1.88	27.50	0.81	0.62	2.82	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	7.30
	9月21日	15:30	9	34	4.5	0.75	0.50	1.50	27.50	0.81	0.62	2.82	0	4	4	8	4	6	4	4	0	0	0	0.60	7.90
	9月22日	16:10	10	38	5.1	0.75	0.50	1.50	27.50	0.72	0.56	2.82	0	6	6	8	4	6	4	4	0	0	0	1.10	9.00
	9月26日	14:35	11	38	5.1	0.75	0.60	1.25	30.00	0.79	0.61	3.08	0	4	6	8	6	6	4	4	0	0	0	1.00	10.00
	9月28日	15:45	12	38	5.1	0.75	0.50	1.50	30.00	0.79	0.61	3.08	0	4	6	4	4	2	4	2	4	4	4	1.00	11.00
	9月30日	14:15	13	38	5.1	0.75	0.50	1.50	30.00	0.79	0.61	3.08	0	4	6	4	4	2	4	2	4	4	4	1.00	12.00
	10月3日	15:55	14	36	4.8	0.75	0.50	1.50	30.00	0.83	0.64	3.08	0	4	4	4	4	2	4	2	4	4	4	1.30	13.30
	10月4日	16:30	15	36	4.8	0.75	0.50	1.50	28.80	0.80	0.62	2.95	0	4	4	4	4	2	4	2	4	4	4	1.00	14.30
	10月6日	15:20	16	36	4.8	0.75	0.50	1.50	28.80	0.80	0.62	2.95	0	4	4	4	4	2	4	2	4	4	4	1.10	15.40
	小計			566					462.60				272	34	42	47	38	33	38	29	28	29	30		
	平均				4.7	0.78	0.46	1.81		0.82	0.63	2.97												0.96	15.40
スムースブラスティング	10月17日	17:30	17	36	4.8	0.60	0.80	0.75	23.06	0.64	0.49	2.37	0	4	4	2	6	3	12	3	2	0	0	0.90	16.30
	10月18日	16:50	18	46	6.1	0.33	0.30	1.10	25.00	0.54	0.42	2.56	0	4	4	4	3	4	3	17	3	2	2	0.60	16.90
	10月20日	15:40	19	43	5.7	0.43	0.40	1.08	27.80	0.65	0.50	2.85	0	4	4	4	4	4	4	12	3	2	2	1.00	17.90
	10月23日	16:30	20	45	6.0	0.43	0.40	1.08	28.80	0.64	0.49	2.95	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.00	18.90
	10月25日	15:35	21	45	6.0	0.43	0.40	1.08	30.05	0.67	0.51	3.08	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.20	20.10
	10月27日	16:10	22	45	6.0	0.43	0.30	1.43	31.80	0.71	0.54	3.26	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.00	21.10
	10月31日	16:40	23	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.05	22.15
	11月2日	15:50	24	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	0.95	23.10
	11月7日	16:05	25	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	0.90	24.00
	11月9日	15:05	26	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.20	25.20
	11月13日	14:35	27	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.00	26.20
	11月15日	15:35	28	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.00	27.20
	11月17日	15:20	29	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.00	28.20
	11月20日	14:05	30	45	6.0	0.43	0.30	1.43	30.60	0.68	0.52	3.14	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.20	29.40
	11月21日	17:35	31	45	6.0	0.43	0.30	1.43	31.20	0.69	0.53	3.20	0	4	4	4	4	6	4	12	3	2	2	1.40	30.80
	小計			665					442.51				0	60	60	58	61	83	67	176	44	28	28		
	平均				5.9	0.43	0.4	1.29		0.67	0.51	3.03												1.03	30.08
	合計			1231					905.11				272	94	102	105	99	116	105	205	72	57	58		30.08

周辺孔数が増加したため約6.0孔／m^2となった。

図2.7.2に周辺孔間隔、図2.7.3にパラメータＤ／Ｗの変化を示す。普通発破区間の周辺孔間隔は0.8～1.0mで行った。ＳＢ発破区間については最初は基本設計パターン（発破No.18）に従い周辺孔間隔を0.6m、Ｄ／Ｗ＝0.75で設定したが、結果として心抜き部分のみが爆砕され、周辺孔付近の岩盤が全く爆砕不可能という結果になり、爆砕性が不良であった。そのときの切羽スケッチを図2.7.4に示す。この原因として考えられるのは、掘削断面が小さいことから当然心抜き部分も小さく、前段の起爆で岩盤自由面が小さいこと、ＳＢ区間の始まりから（15m～）は比較的堅固な岩質となり、き裂が減少してきたこと、さらにレッグドリルによる穿孔のため穿孔精度が悪いことなどが相まって起爆性が低下したものと考えられる。なお、No.19の発破はNo.18で起爆できなかった部分の追いきり発破である。

パラメータＤ／Ｗについては普通発破区間では平均で1.8であった。ＳＢ区間では当初0.75に設定して行ったが、前述のように爆砕性が充分に得られないため、周辺孔周辺に前段孔を設け、さらに周辺孔間隔を0.4mに短くした。その結果、平均でＤ／Ｗは1.3となった。その際、図2.7.5のように前段孔発破によって坑道周辺岩盤に影響を及ぼすことが懸念されたため前段孔は軽装薬とした。しかし、依然として掘削断面の周辺部分の爆砕性が悪いため、周辺孔各々にＳＢ爆薬の他にスラリー爆薬を1本増し、軽装薬で行っていた前段孔もスラリー爆薬を増し、さらに最小抵抗線長を0.1mほど短くした。その結果、爆砕性は良くなった。また、スムースブラスティングの効果としては、のみ跡も明確に残り、余掘りも減少した。なお、この結果の詳細は2.8章の掘削精度を参照されたい。

図2.7.6に装薬孔単位長さあたりの装薬量の変化を示す。普通発破区間の単位長さあたりの装薬量は0.6～0.7kg/孔/mと多くなっている。ＳＢ発破区間は周辺孔においてＳＢ用爆薬を用いたため軽装薬となり、平均で0.52kg/孔/mと減少した。図2.7.7に単位体積あたりの装薬量（kg/m^3)を示す。普通発破区間の初期段階では、前述したように試験的発破であったため、装薬量が変動しているが、次第に一定の装薬量で一定の進行長が得られた結果となっている。

次に掘削進行長を中心にしてデータ整理したものを示す。図2.7.8は各発破毎に進行長の変化を示したものである。進行長は掘削断面中心部（心抜き部）で測定されたものである。最大で1.4m、最小で0.6mであった。平均進行長は0.99mであった。掘削された切羽を観察すると孔尻が残るものが存在した。この原因としては、今回の装薬は図2.7.9に示すように正起爆法で行ったため、岩盤き裂の影響により、起爆は行われているが、カットオフ現象によって孔尻

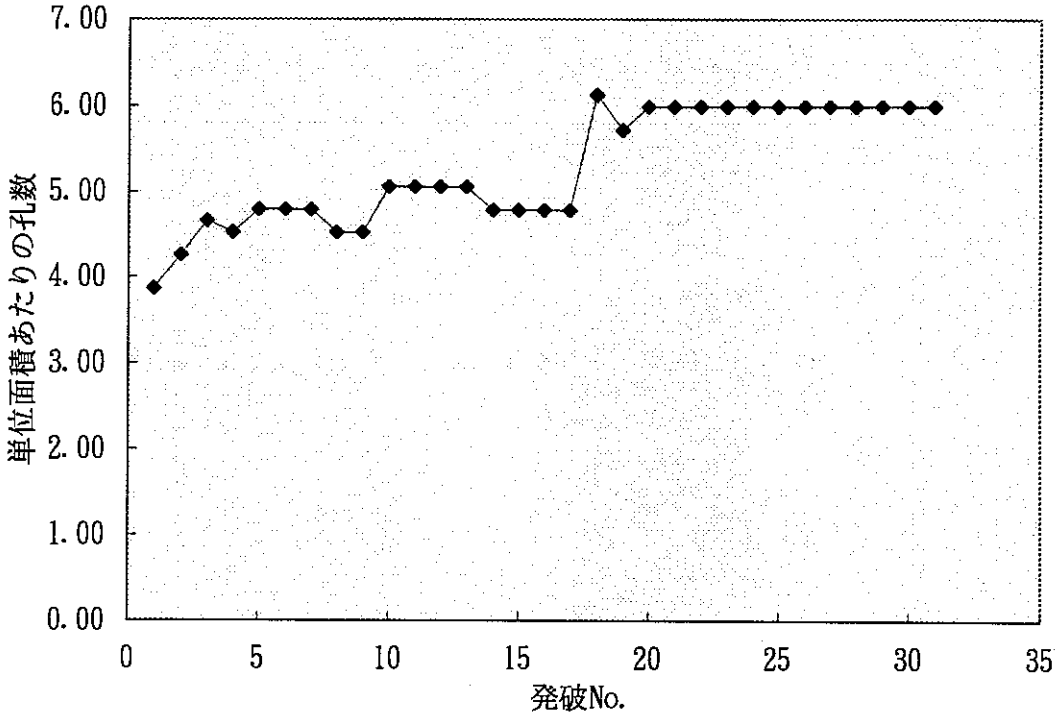


図2.7.1　穿孔数の変化

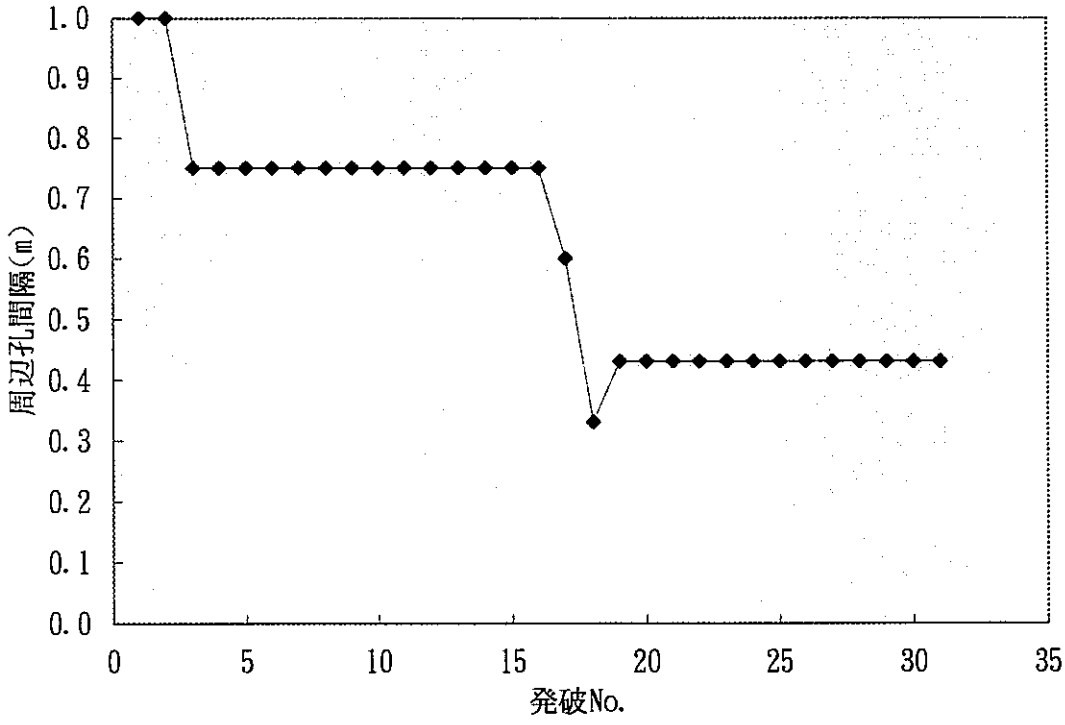


図2.7.2　周辺孔間隔の変化

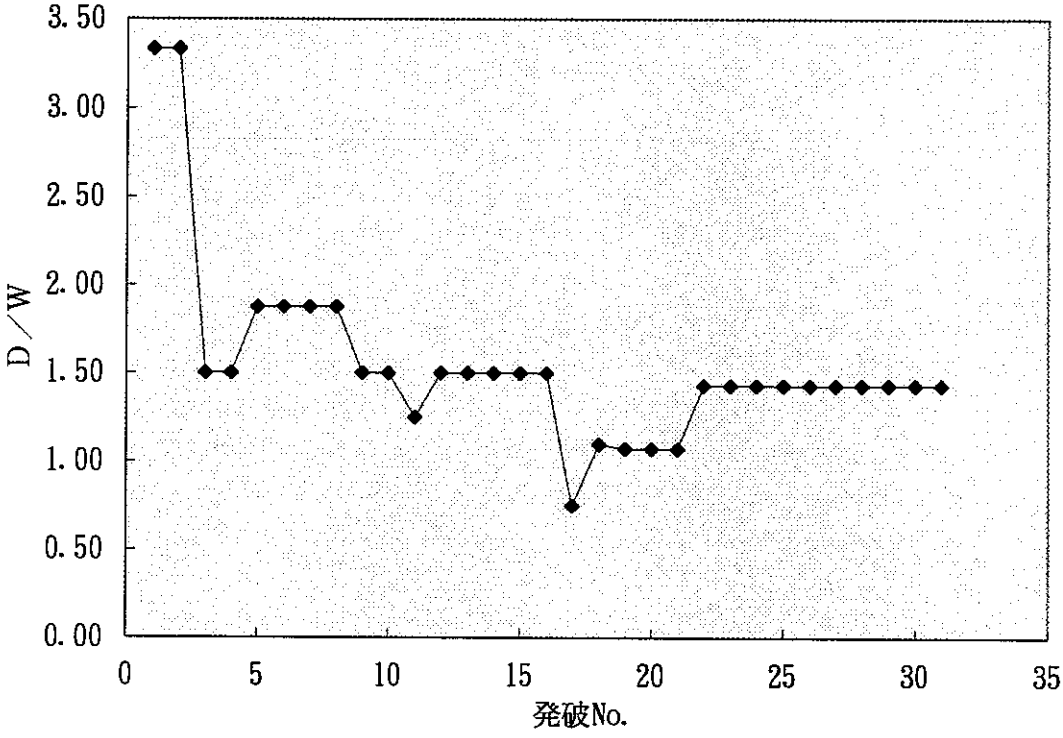


図2.7.3　D／Wの変化

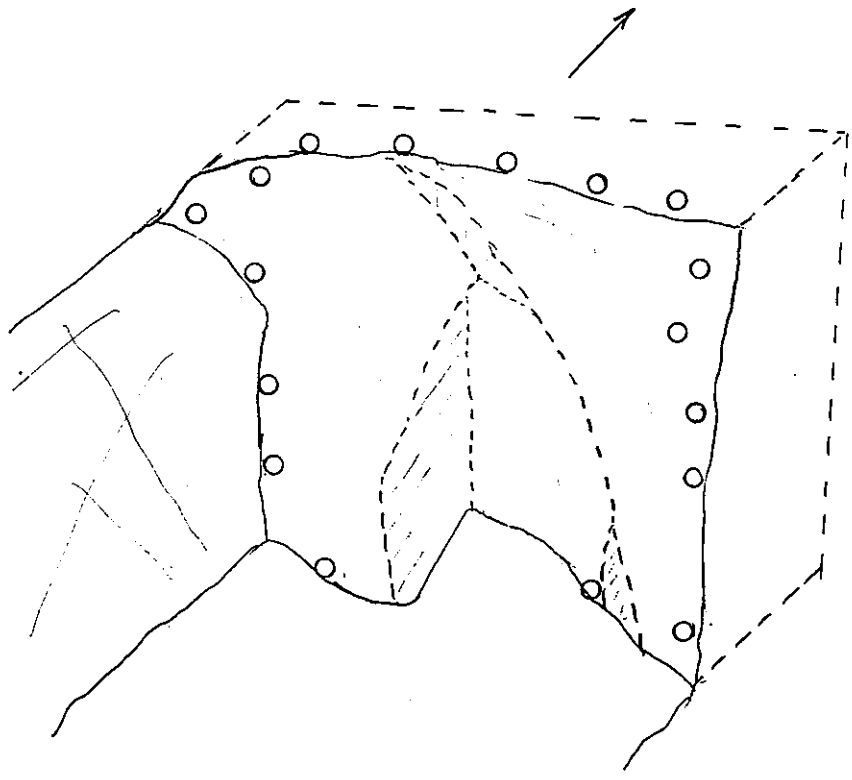


図2.7.4　起爆状況のスケッチ

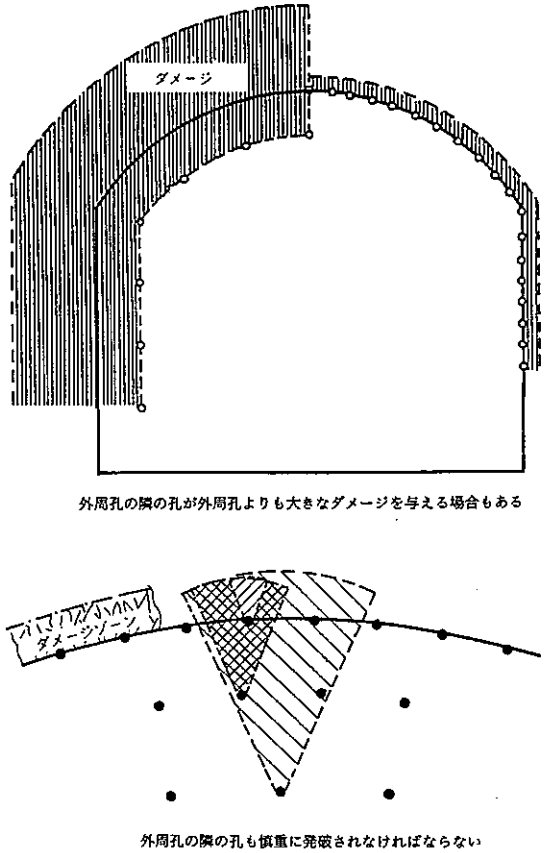


図2.7.5　前段孔の周辺岩盤に及ぼす影響

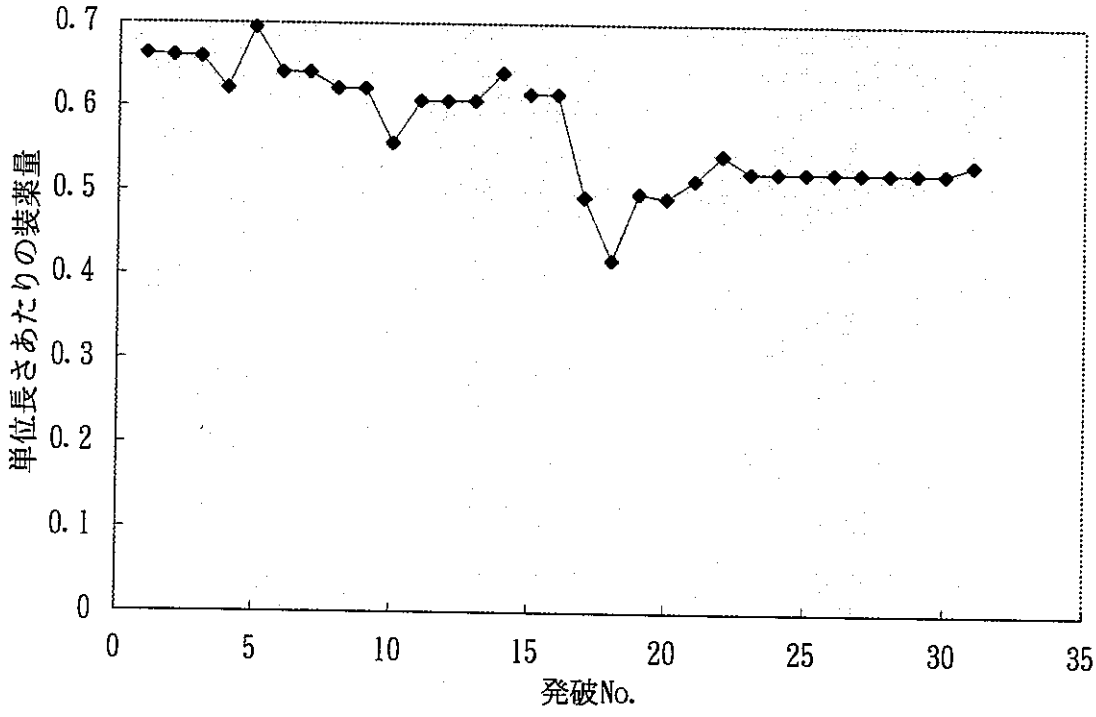


図2.7.6　単位長さあたりの装薬量の変化

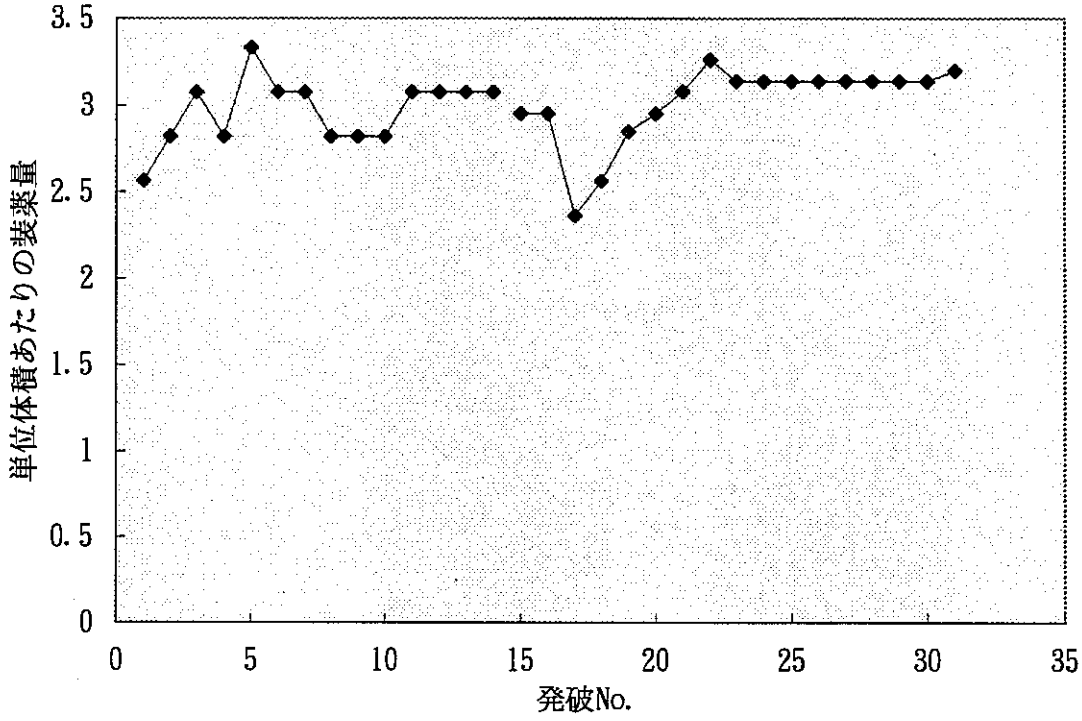


図2.7.7　単位体積あたりの装薬量の変化

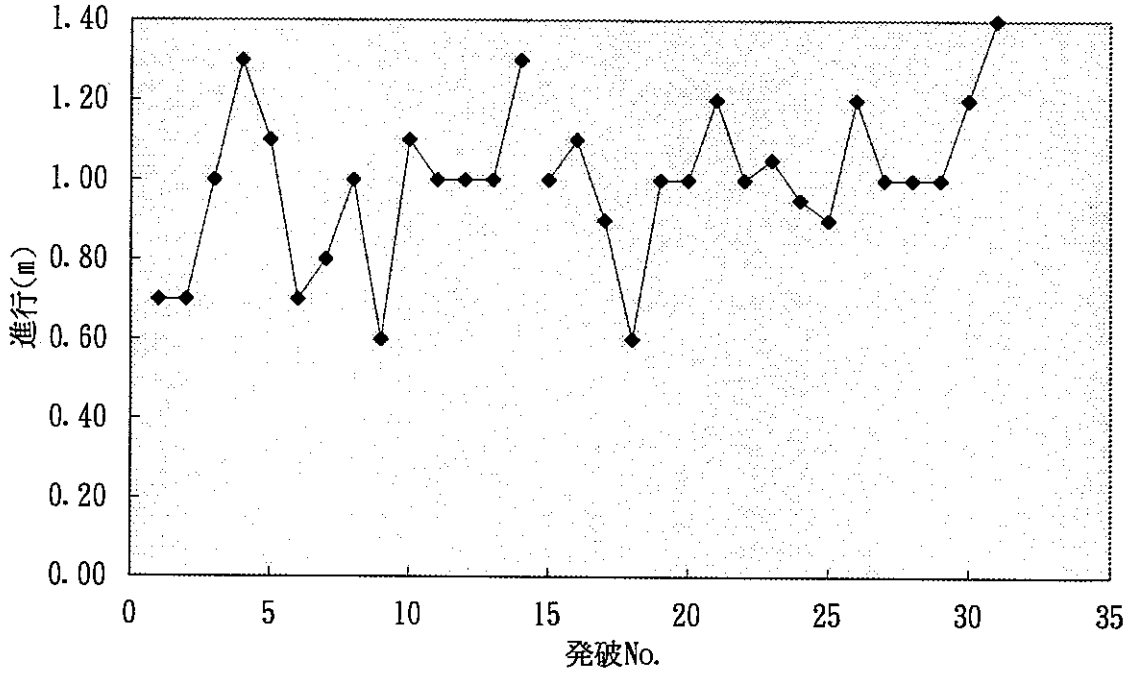


図2.7.8　1発破進行長の変化

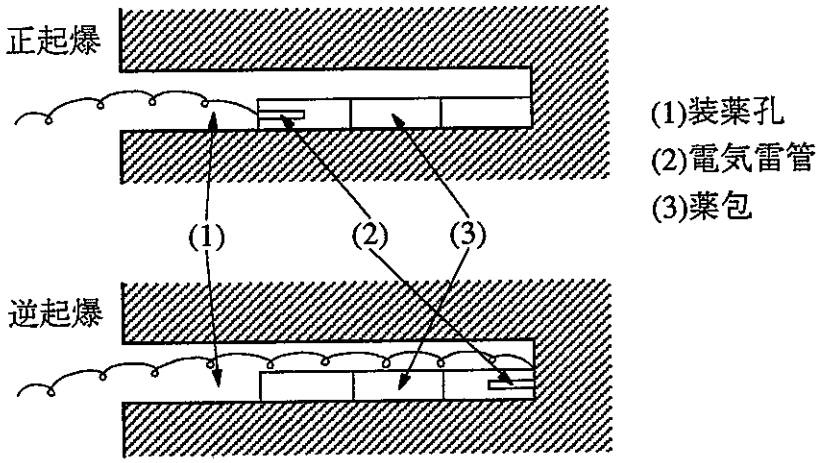


図2.7.9　正起爆と逆起爆

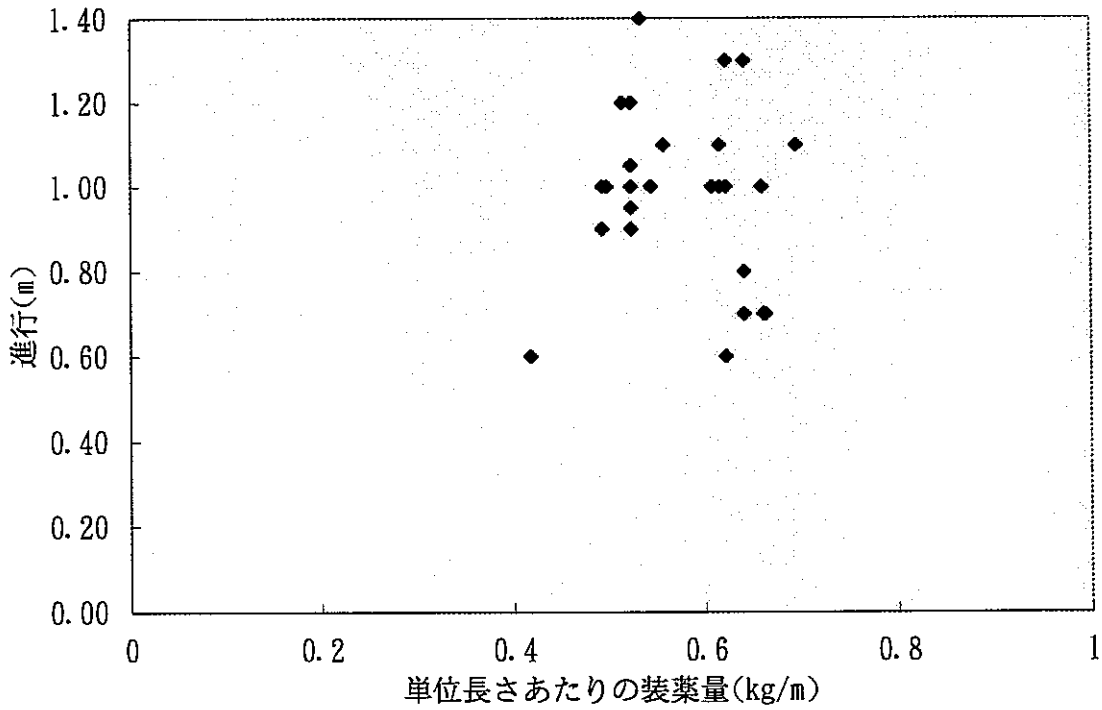


図2.7.10　単位長さあたりの装薬量～進行長の関係

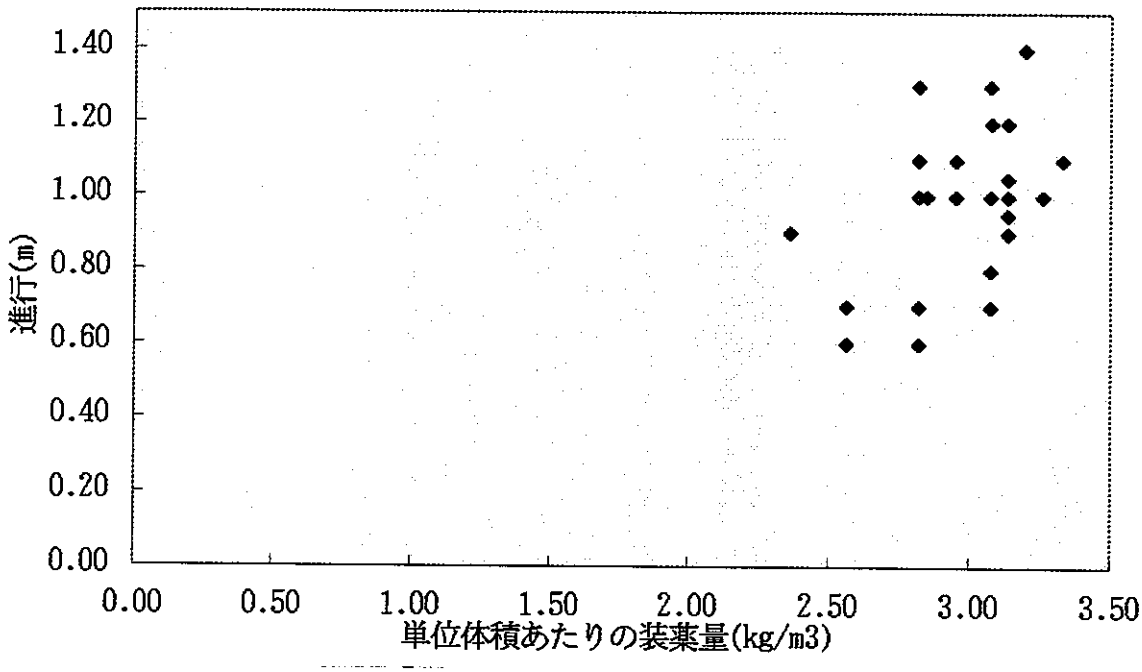


図2.7.11　単位体積あたりの装薬量～進行長の関係

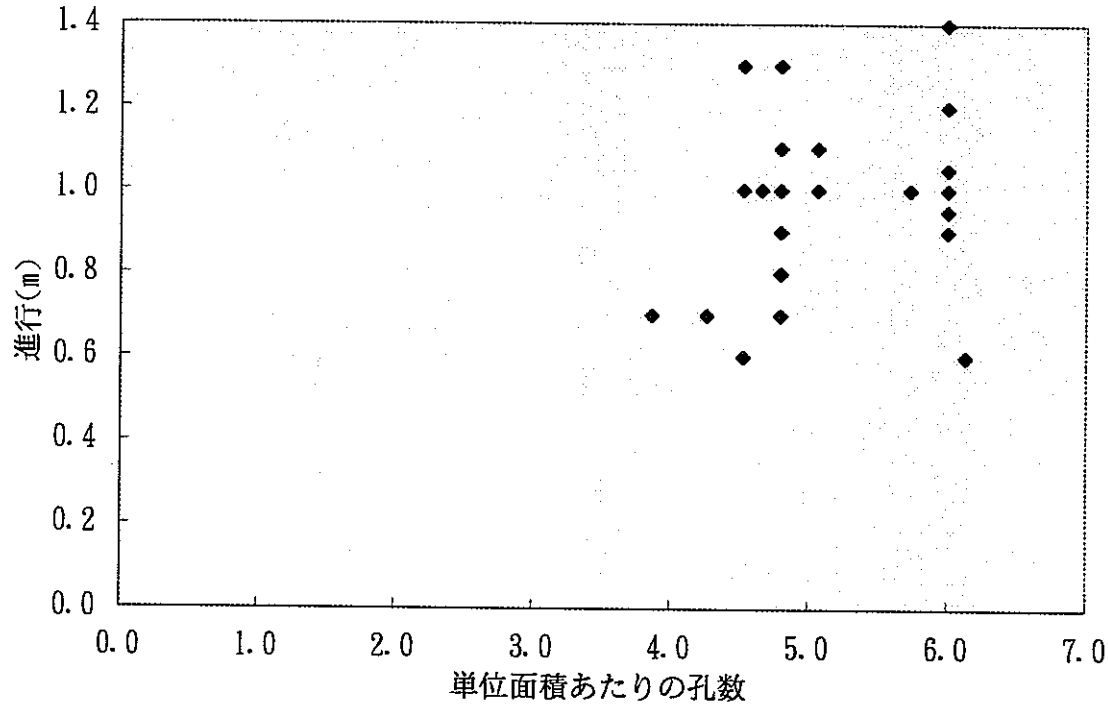


図2.7.12　単位面積あたりの穿孔数～進行長の関係

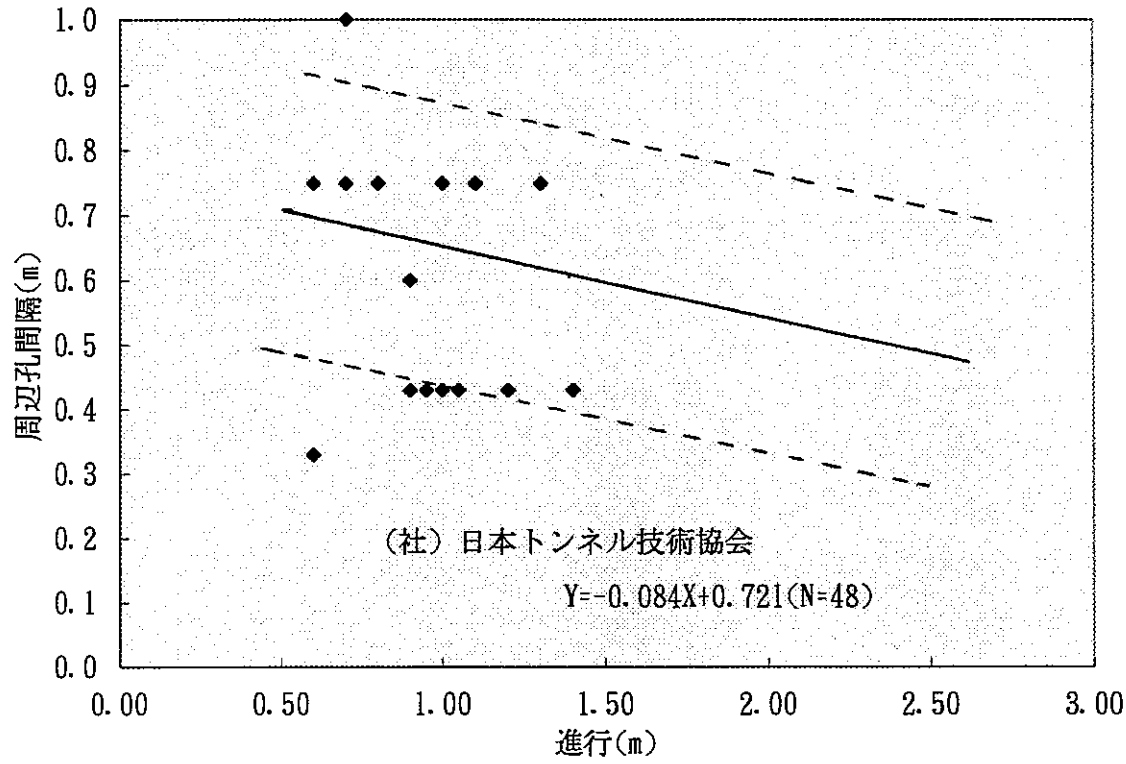


図2.7.13　周辺孔間隔～進行長の関係

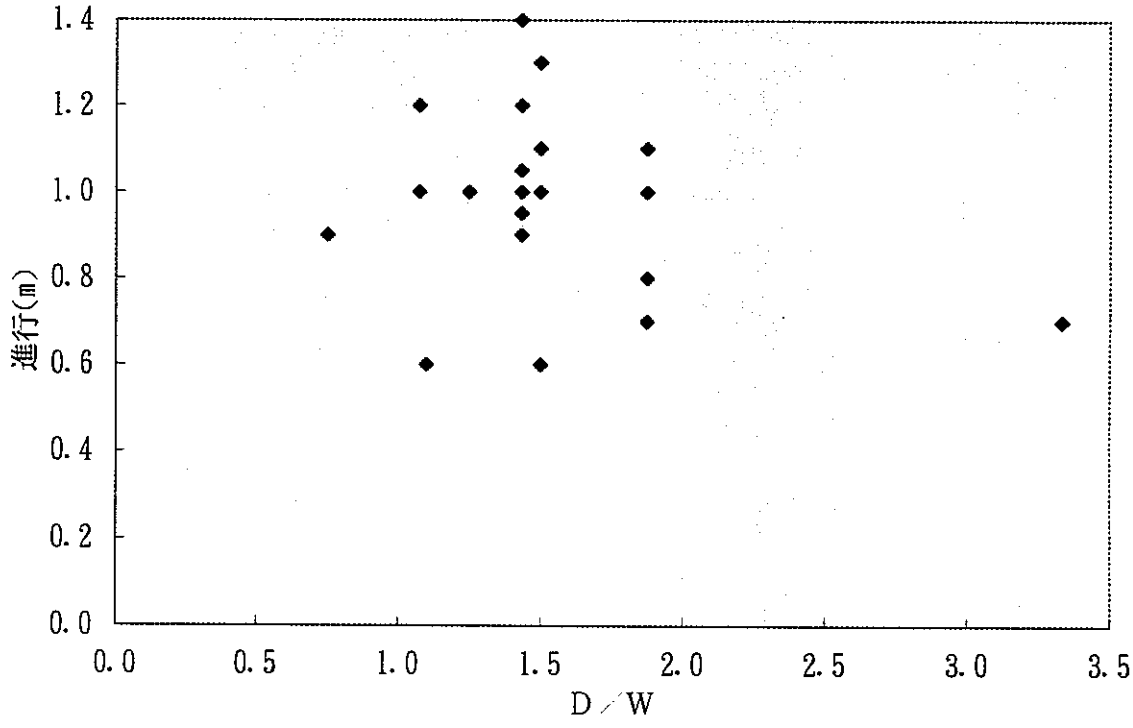


図2.7.14　D／W～進行長の関係

が残ったものと考えられる。カットオフ現象とは坑道発破のように穿孔が互いに接近していたり、岩盤き裂の存在において次段の発破孔が起爆しない内に前段の爆発で穿孔の一部が飛ばされて切断される現象であり、不発の原因や孔尻が残る。なお、逆起爆は釜石鉱山では禁止されている。

図2.7.10に装薬孔単位長さあたりの装薬量（kg/孔/m）と進行長の関係を示す。今回、1mの進行長を得ようとするならば、約0.5～0.6kg/孔/mの装薬量が最適であると考えられる。

図2.7.11に単位体積あたりの装薬量と進行長の関係を示す。この図から、$3kg/m^3$程度装薬すれば1m前後の進行が得られることがわかるが、硬岩地山の装薬密度としては若干多いようである。

図2.7.12は単位面積あたりの孔数と進行長の関係である。単位面積あたりの孔数が増加すると確実に1m以上の進行長が得られると考えられる。

また、図2.7.13に進行長と周辺孔間隔の関係を示す。図中の直線は（社）日本トンネル技術協会で調査が行われた進行長と周辺孔間隔の相関関係である[1)]。今回の発破も同様な傾向にあると考えられる。

図2.7.14はパラメータD／Wと進行長の関係である。今回の計測坑道の岩盤に対するD／Wは、普通発破工法の区間はD／W＝1.5～1.8、スムースブラスティング工法の区間はD／W＝1.0～1.4が最適であると考えられる。しかし、D／Wは断面形状・寸法、岩盤の状態（き裂、強度）、穿孔精度、心抜きによる自由面の形成領域等によって左右されることから、今回のパラメータD／Wは計測坑道特有の値を示しているものと考えられる。

2.7.2　サイクルタイム

掘削作業一連のサイクルタイム（平均タイム）を測定した。その結果のまとめを表2.7.2と表7.2.3に示す。

表2.7.2　サイクルタイム一覧表（その1）

No.	作業項目	内　容	サイクルタイム（分）
1	坑内入坑 火薬運搬	バッテリー車によって550mレベル坑口から入坑し、250mレベル坑道まで移動。また、同時に火薬取扱所（550mレベル坑口）で火薬を請求し、運搬する。	40
2	作業事項打合わせ	本日の安全事項、作業内容に関して打合わせを行う。	15
3	岩盤清掃	計測坑道内を水で洗浄し、岩盤状況を確認する。	15
4	浮き石除去	作業前に天端・側壁の浮き石を点検・除去する。浮き石の量によってサイクルタイムは変化する。	15～65
5	穿孔位置マーキング	スケールをあて、穿孔位置を発破パターン従ってマーキングする。	10
6	穿孔機械据え付け	エアパイプ、水パイプを延長し、レッグドリル（PY-90）を設置する。	15
7	穿孔	発破孔を発破パターンに従い穿孔する（φ34mm,1.3m）。発破工法によってサイクルタイムは変化する。のみ下がりは平均で４分28秒である。また、普通発破、スムースブラスティング工法ともに穿孔能率は平均で0.3孔／分であった。スムースブラスティング工法の場合、周辺孔の穿孔精度を高めるためにずりを切羽前に仮置きし、それを足場にレッグドリルを設置した。	0.3／孔数
8	穿孔機械撤去	パイプ類を外し、穿孔機械置き場に撤去する。	15

表7.2.3　サイクルタイム一覧表（その2）

No.	作業項目	内　容	サイクルタイム（分）
9	火薬装填 結線	親ダイを作成し、爆薬を装填する。最後に親ダイを装填し、アンコで発破孔口を閉鎖する。また、導火線発破の場合は線を切り詰め、電気雷管の場合は結線、保護キャップ装着し、発破母線に結線する。普通発破工法は平均0.33孔／分、スムースブラスティング工法は軽装薬で発破を行うので平均で0.61孔／分であった。	普通発破　0.33／孔数 ｽﾑｰｽﾌﾞﾗｽﾃｨﾝｸﾞ　0.61／孔数
10	発破避難	発破避難を警笛等によって作業員に知らせ、避難場所へ退避する。	5
11	点火	導火線の場合はＴＭライターで点火順序に従って点火する。その際、ＴＭライターが全部点火しなくても、直ちに避難し、発破鳴り数を確認する。また、電気雷管の場合は導通を確認する。コンデンサー式発破器に接続し、点火する。	導火線発破　3 電気雷管　2
12	切羽点検	発破後15分は切羽に近づかない。発破状況を確認する。なお、切羽点検後、岩盤清掃、および浮き石除去を行う。	5
13	切羽観察	切羽の状況をスケッチする。	15
14	スラッシャーずり積み	スラッシャーによって、計測坑道内の掘削ずりを既存坑道へ運搬する。当然のことながら、切羽が進行するに連れてサイクルタイムは伸びた。図7.14に掘進距離とサイクルタイムの関係を示す。	90～280
15	ずり積み込み 運搬	破砕ずりをロッカーショベルで鉱車６台に積み込む。積み終わった鉱車は１台ずつ８ｔバッテリ車によって牽引し、電車待機場に仮置きする。最後の鉱車６台目を待機場で連結した後に坑井へと投入する。鉱車１台の積み込み時間の平均は5分21秒であった。また、鉱車１台を待機場に仮置きするサイクルタイムは平均で4分51秒であった。全体としてずり出し（鉱車６台分）の時間は90分であった。	90／回
16	作業・発破記録	その日の作業内容・発破記録を記入し、翌日の火薬の請求を行う。	20
17	出坑 火薬返納	電源、エアー放出を確認し、出坑すると同時に残火薬を火薬取扱所に返納する。	40

2.8 掘削精度

2.8.1 断面形状測定

計測坑道の掘削精度を断面形状測定による余掘り率、およびあたり率によって評価する。余掘り率とあたり率の算定は以下のように定義する

余掘り率（%）＝余掘り面積／設計掘削断面積
あたり率（%）＝あたり面積／設計掘削断面積
設計掘削面積：7.5m^2

断面形状測定システムはミカサ（株）製のDISTOMAT Wild DIOR 3002を用いて行う。このシステムはノンプリズム型の光波距離計およびそれを回転させる機能を持つ測定器、これらを制御するパソコン(NEC-PC9801 NS/A)からなり、光波距離計から出されるビーム光がターゲットではなく直接掘削面を照射して壁面までの距離を測定する。光波距離計はパソコンの指示により測距器上で一定の角度の割合で回転し、各点で測定したデータはパソコンに自動入力され即座に断面形状をディスプレイ上に表示する。測定時間は今回の小断面の場合、設置から撤去まで1断面につき15分程度である。本測定システムの仕様を表2.8.1に示す。なお、本計測は底盤において施工機械の関係でずり搬出ができなかったため、天端から2mまで下がった領域までの余掘り、あたりの算定を行っている。計測時期は掘削終了後2日後の11/24～11/25に行った。

測定方法の概略を図2.8.1に示す。測定手順としては以下のようになる。
1）坑口付近にセンターを落とし、トランシットを据える。
2）計測坑道のセンターライン、断面測定機の機械高をトランシットより視準し、計測坑道（1mピッチ）に断面測定器を据える。
3）パソコンに設計計画断面（2.5m×3.0m）、測点、断面測定機の機械高、回転ピッチ(δ 5°)等を入力し、測定を開始する。

図2.8.2に1mピッチで計測した断面の形状を示す。また、図2.8.3に計測坑道を1mピッチで測定した余掘り率とあたり率の結果である。普通発破区間では余掘り率が多い。特に3～5m付近で約40%以上の余掘り率が発生している。この原因として考えられるのは、普通発破工法による過度の爆砕エネルギーの負荷、地山の不安定現象による浮き石の発生、坑口付近の地山荷重の集中、発破

表2.8.1　断面形状測定器仕様

距離の測定

標準偏差 σ		3mm＋1ppm
トラッキング・モード		10mm＋1ppm
四つの測定モード：		測距時間
通常の測定	DIST	3.5秒
迅速な測定	DI	0.8秒
繰返しモード	DIL	3.5秒間隔
トラッキング	TRK	0.3秒間隔
		但し、初回の測定0.8秒
測　　定		全自動
信号の減衰		全自動
光束の遮断		測定結果に影響なし

測距範囲

（ウイルド社製円形プリズムを使用した場合の値）

プリズムの素子数	気象条件		
	不良[1]	普通[2]	良好
1	約2.0km	約6.0km	約9.0km
3	約2.3km	約7.0km	約11.0km
7	約2.6km	約8.0km	約13.0km
11	約2.7km	約9.0km	約14.0km

1)不良：もやがひどく、視界が約3km程度。または、日射しが非常に強く、かげろうがひどいとき。

2)普通：軽いもやで、視界が約15km程度。または、日射しが適度で、かげろうがわずかなとき。

3)良好：もやがなく、視界が約30km程度。または、曇っていて、かげろうも出ていない。

表示部　　7桁のLCD（液晶）表示、照明つき。測定値の全桁を表示

表示値

全ての測定モード DIST DI DIL TRK
- 斜距離 ◿
- 水平距離 ◿
- 高低差 ◿
- 杭打ち(So)値との差 △◿と△◿

DIL 繰返しモード
- 相加平均値
- 測定回数
- 最終測定値の標準偏差

距離の測定単位	メートル	フィート
有効な最小単位	0.001m	0.01ft
最小表示：選択可能	小数点以下0～4、	小数点以下0～4
m→ftへの変換定数	3937÷1200	

換　　算	鉛直角の入力または高さの入力		
入力する角度単位	360°　60進	400gon	6300milまたは6400mil
入力角度の最小単位	1°～1″	1gon～0.0001gon	1mil～0.001mil
加算定数 **スケール補正** **気象補正**	不揮発性メモリーに永久保持		
加算定数(mm)	－99mm～＋99mm		1mmステップ
スケール補正(ppm)	－999ppm～＋999ppm		1ppmステップ
気象補正の入力：			
気温(℃)	－99℃～＋99℃		1℃ステップ
気圧(mb)	550mb～1050mb		1mbステップ
相対湿度	0%～99%		1%ステップ
初期値	電源をONにしたとき60%		

測定ビーム

放射源	GA-AL-ASレーザー・ダイオード
搬送波	0.900μm　赤外光
測定周波数	15MHz
測定原理	タイム・パルス

使用レーザーの分類

国際電子委員会規格	クラスⅠ、レーザー製品、安全無害

光束の散開　　2′ 36″（100mで75mm）
（光の密度が中心部の半分の範囲）

温度範囲

操作時	－20℃～＋50℃
保存時	－40℃～＋70℃

電　　源

電　　圧	12VDC

充電式Nicdバッテリーを使用：

ミニバッテリー0.5Ah	約500回測定可能
小型バッテリー2Ah	約2000回測定可能
大型バッテリー7Ah	約7000回測定可能

電子式セオドライトと組み合わせた場合は、本体から電源の供給を受ける。

傾斜範囲

DI3000＋セオドライト	約±30°
DI3000＋架台	－70°～天頂

重　　量

DI3000	1.7kg

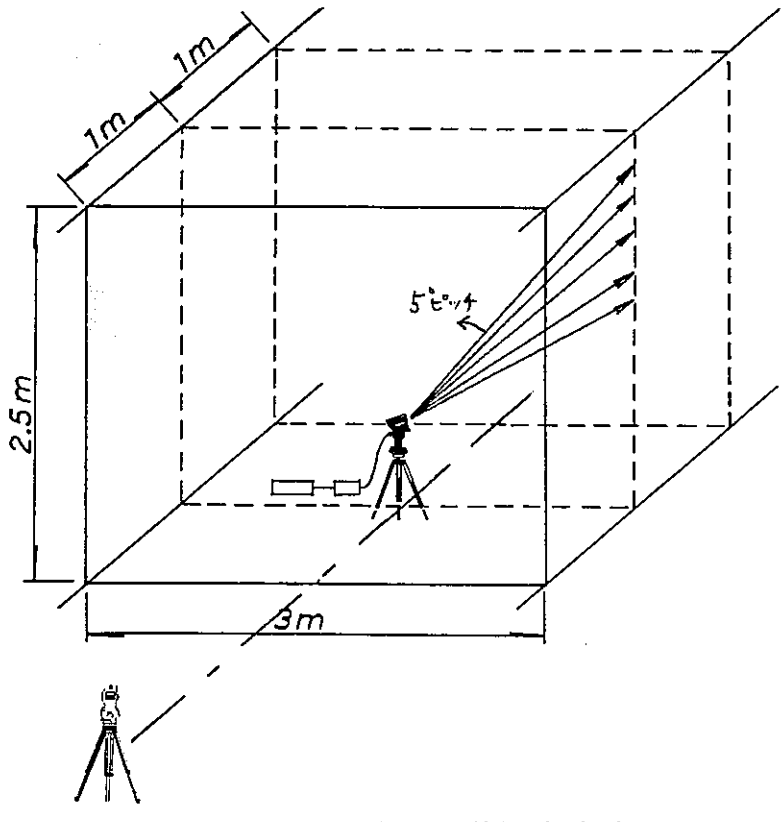
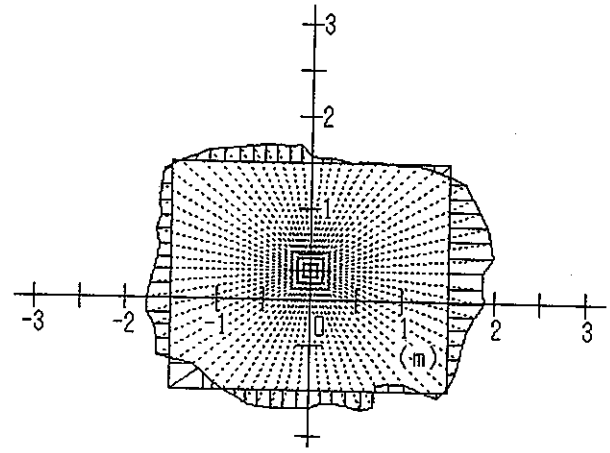
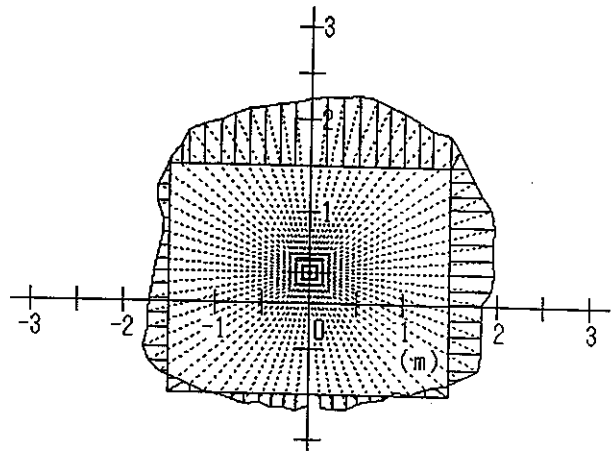


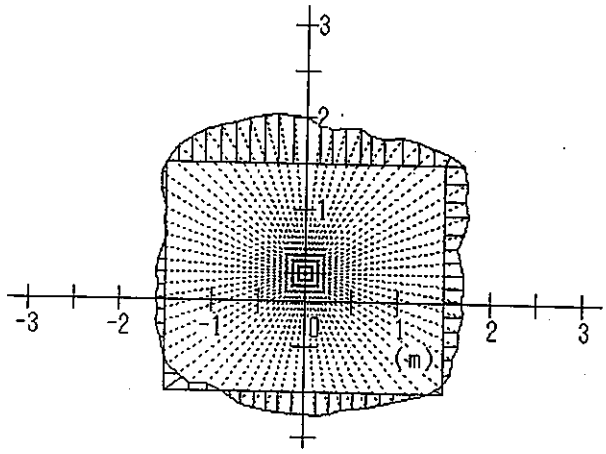
図2.8.1　断面形状測定方法



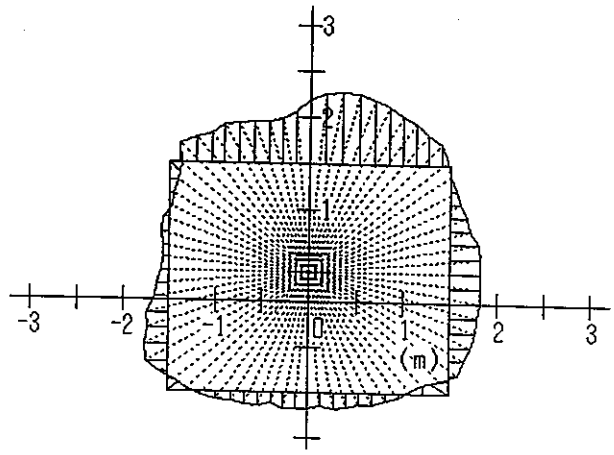
0 m



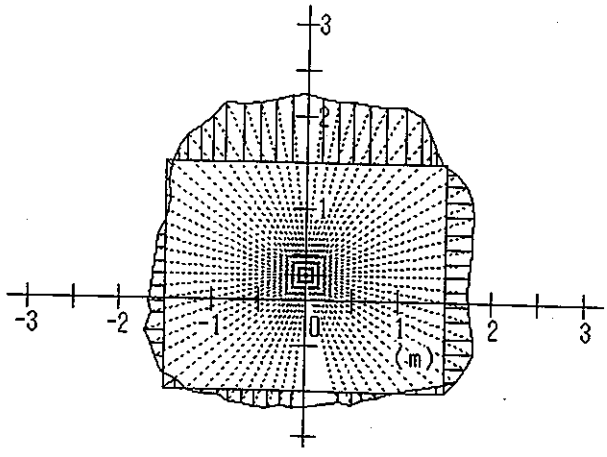
3 m



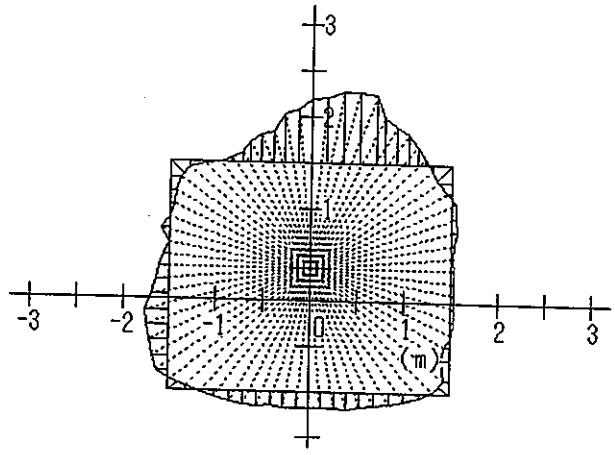
1 m



4 m

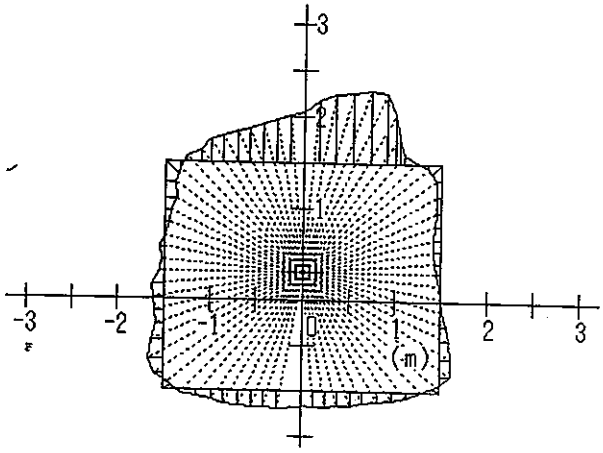


2 m

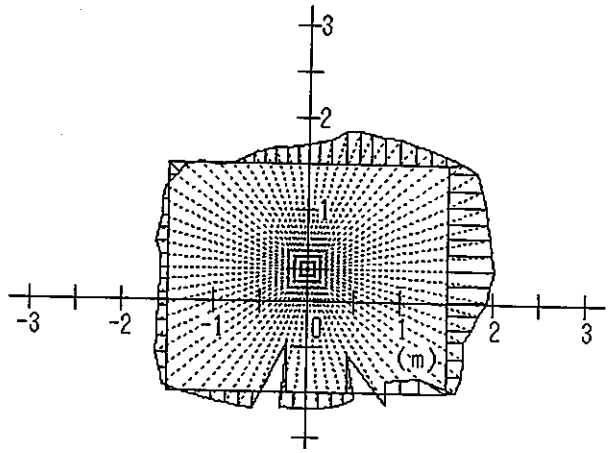


5 m

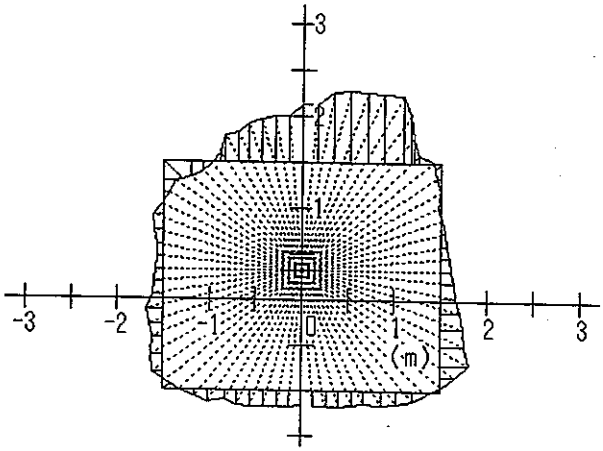
図2.8.2 断面形状測定結果図（その１）



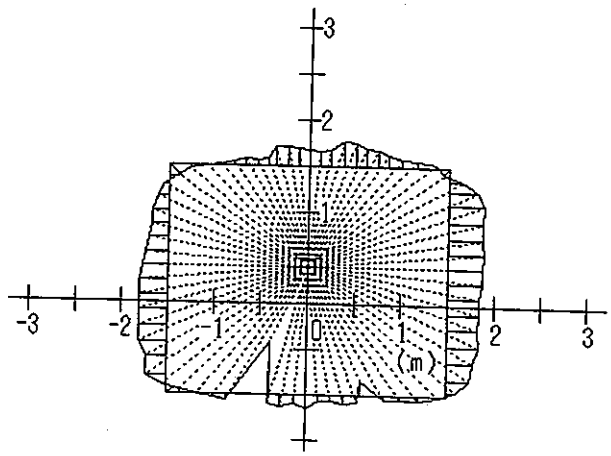
6 m



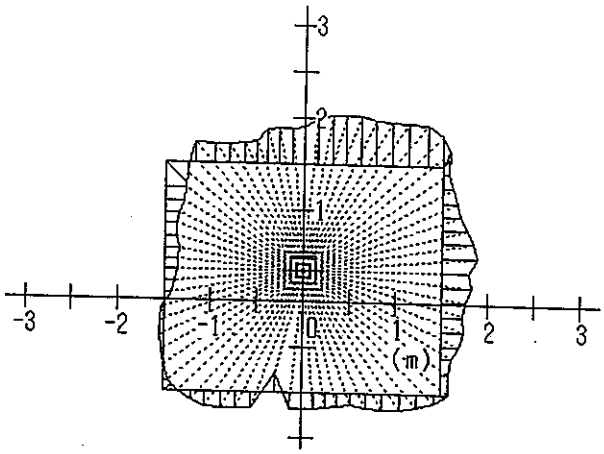
9 m



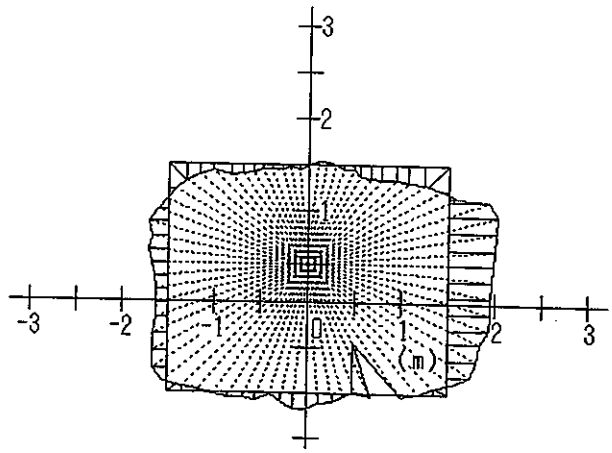
7 m



10m

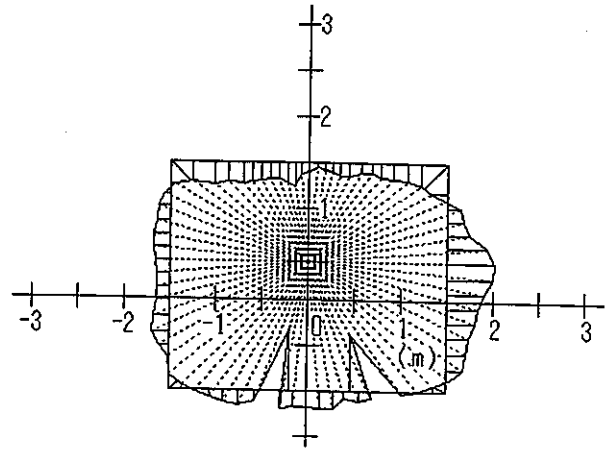


8 m

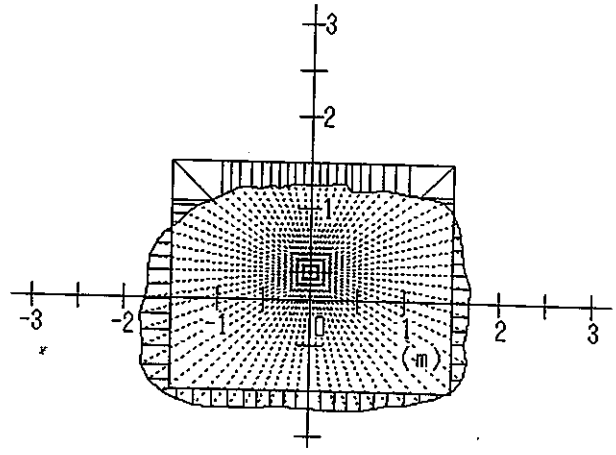


11m

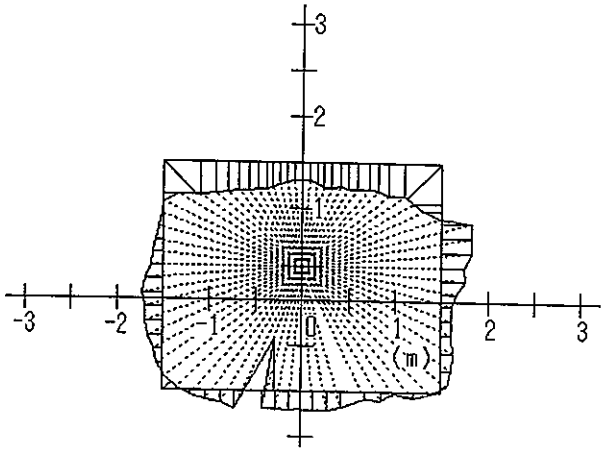
図2.8.2 断面形状測定結果図（その２）



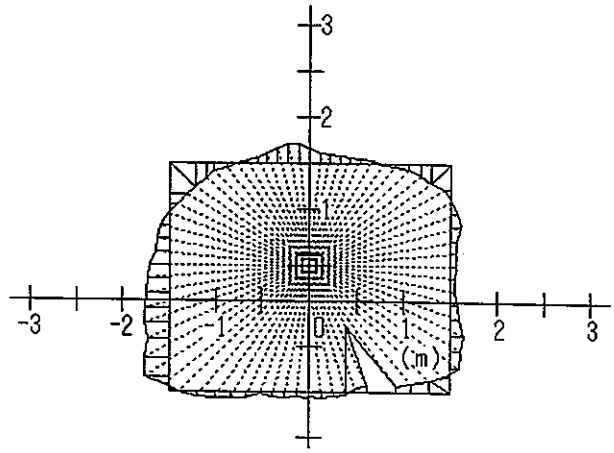
12m



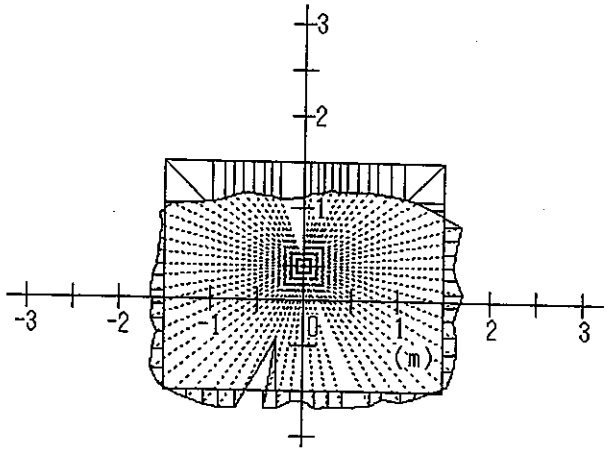
15m



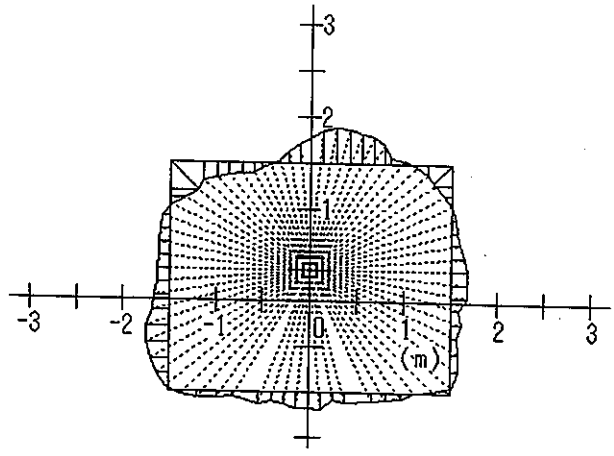
13m



16m

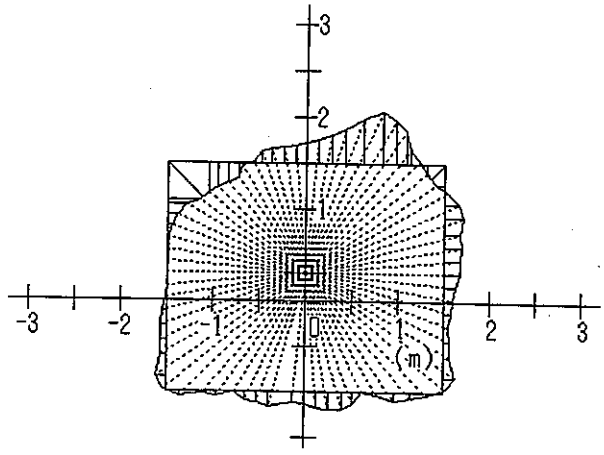


14m

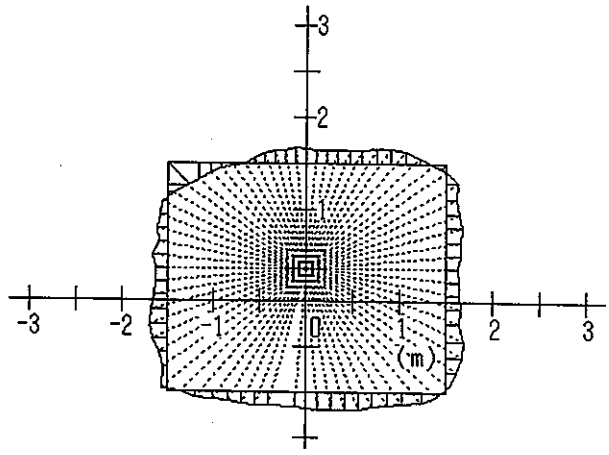


17m

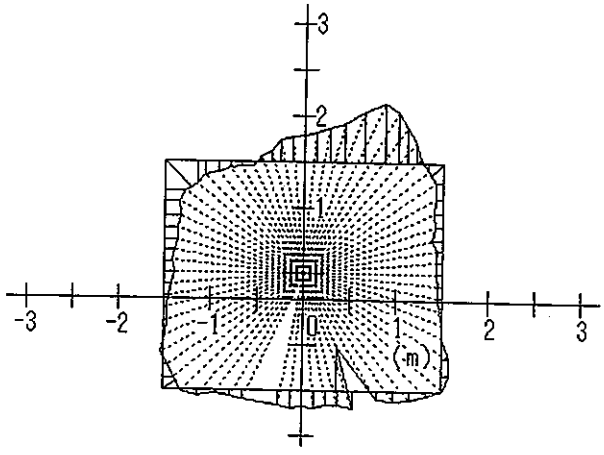
図2.8.2 断面形状測定結果図（その３）



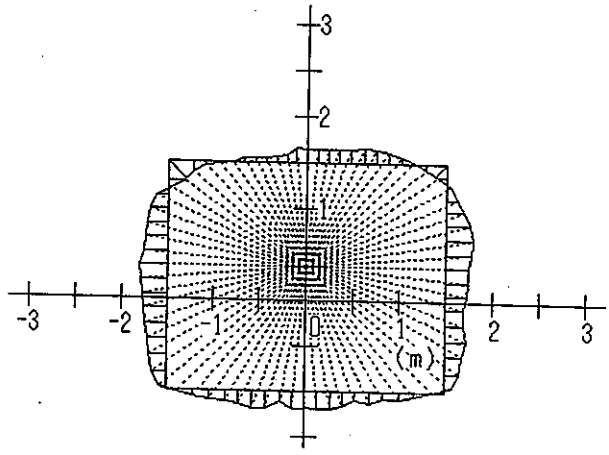
18m



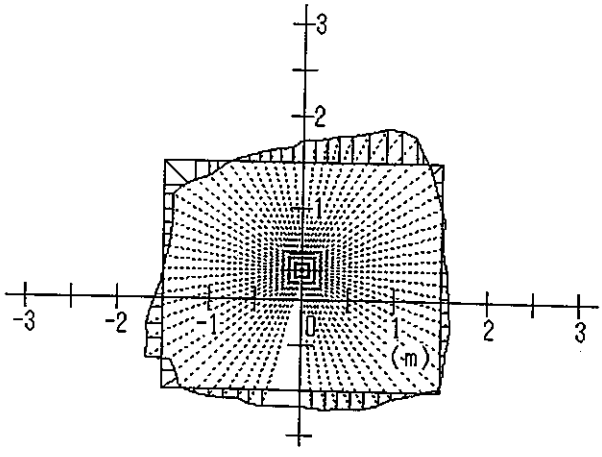
21m



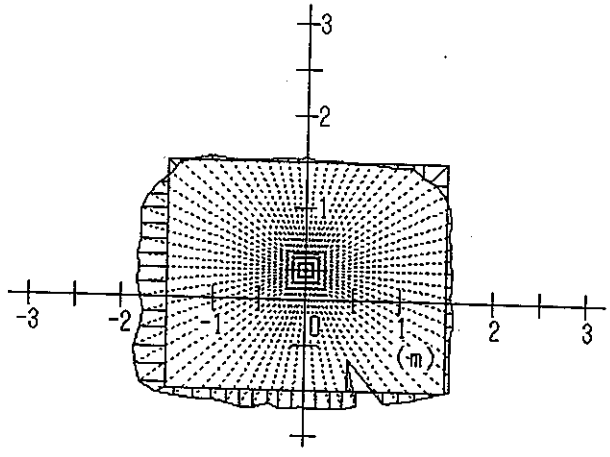
19m



22m

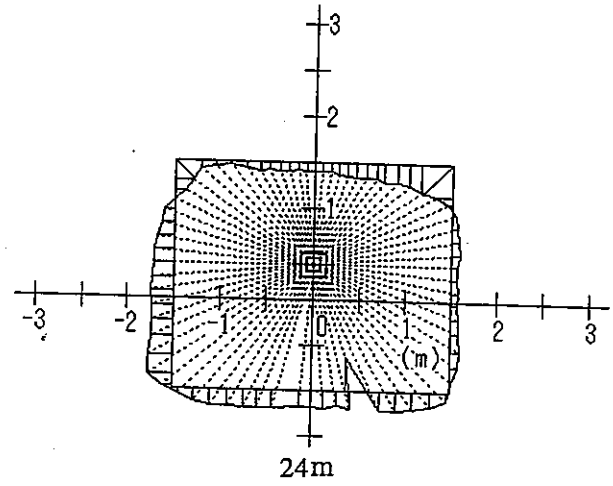


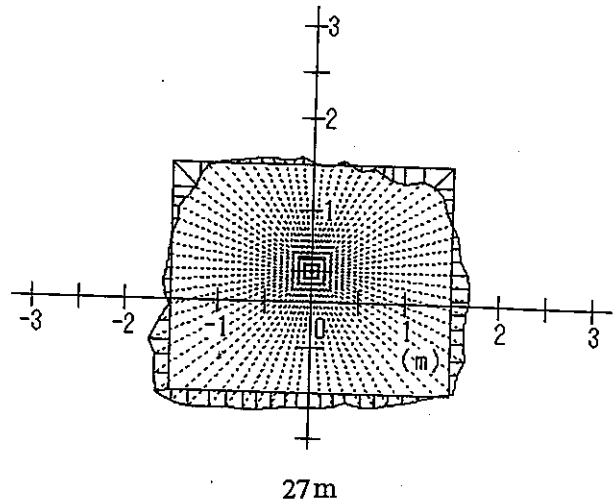
20m

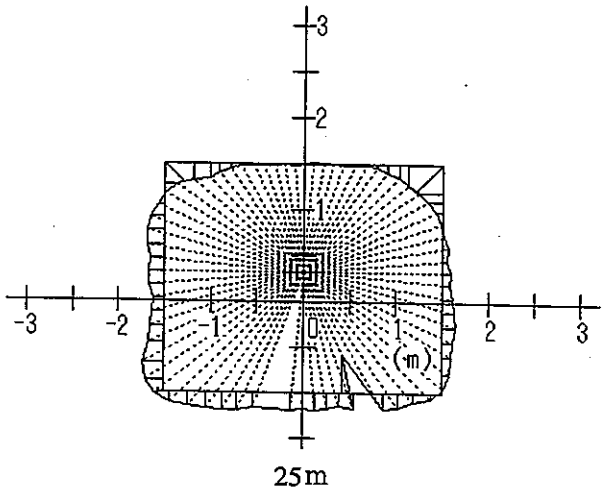


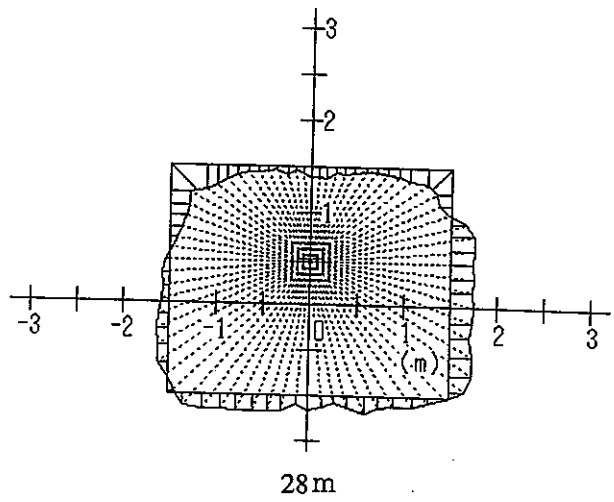
23m

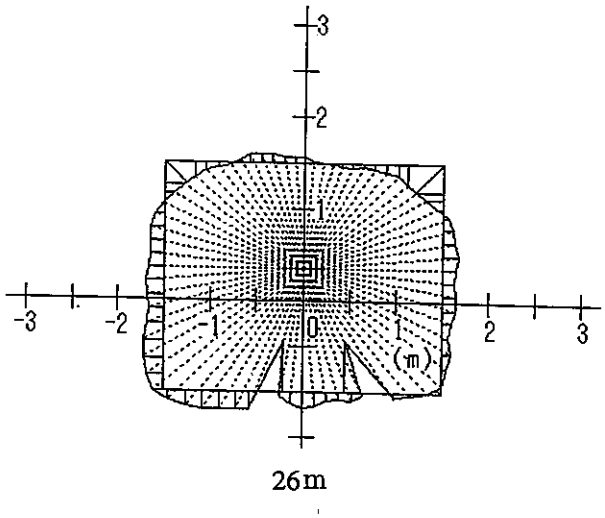
図2.8.2 断面形状測定結果図（その４）











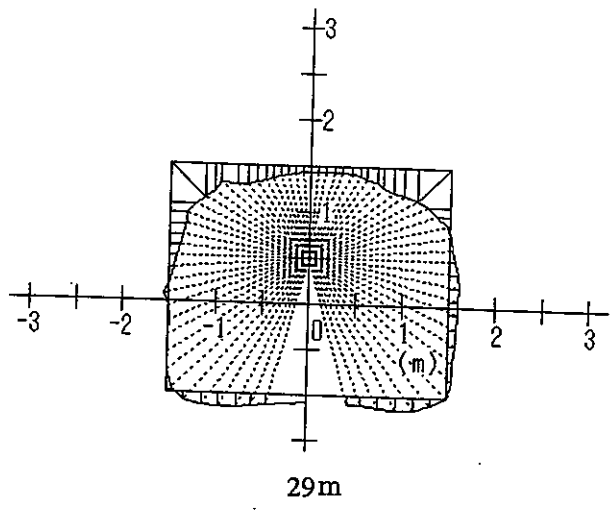


図2.8.2 断面形状測定結果図（その５）

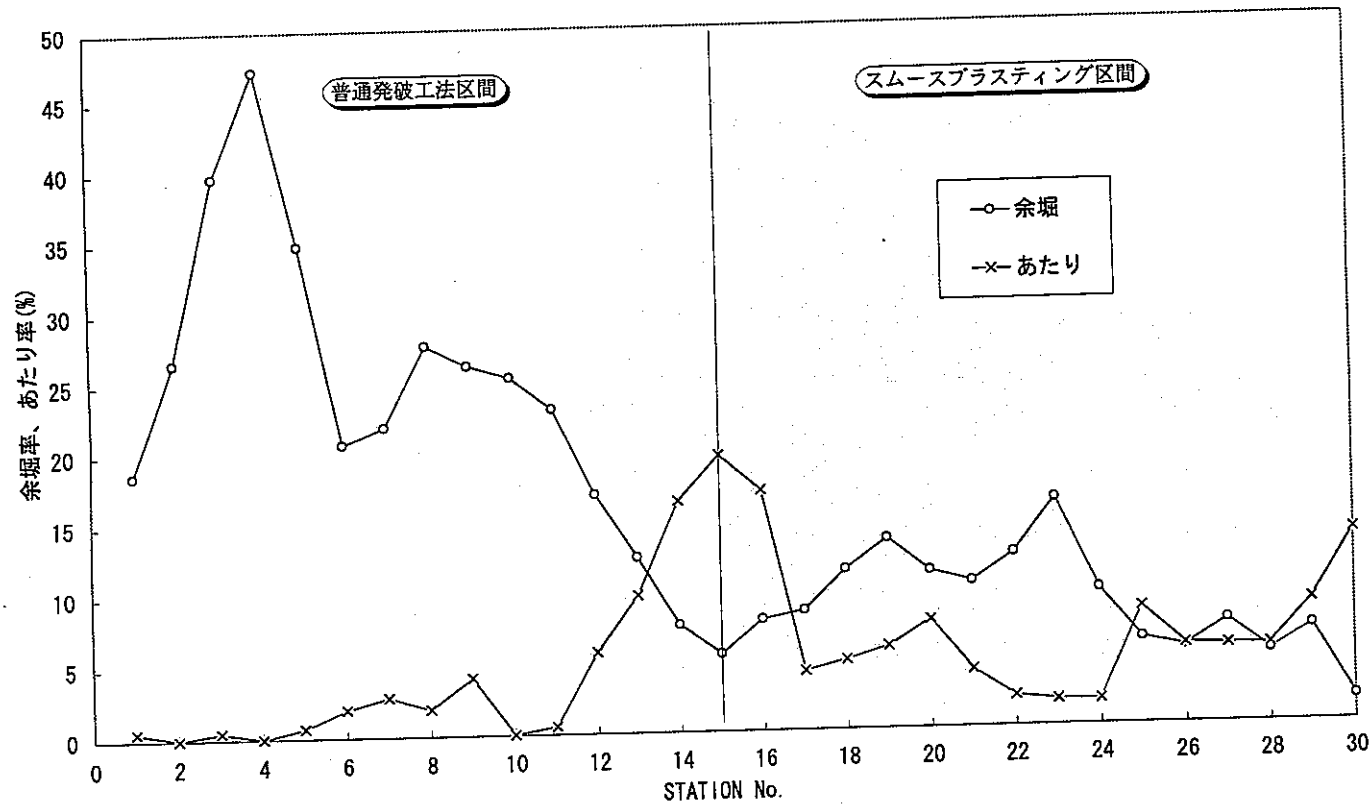


図2.8.3　余堀率とあたり率の変化

と既存き裂による影響等があげられる。なお、12～15mで余掘りが減少し、逆にあたりが増加しているのは、この付近は計測坑道掘削終了後に試錐座設置のために拡幅するため、拡幅掘削の影響による岩盤のゆるみ、浮き石の発生が予想されたため設計計画断面より小さくするために制御掘削を行ったことによるものである。

2.8.2　のみ跡

スムースブラスティング工法の効果を評価するために計測坑道掘削後にのみ跡長を求めた。スムースブラスティング工法の目的は掘削を予定している周辺孔内を軽装薬にして周辺岩盤の損傷を極力減らし、掘削計画線にそって切断することである。そのことから周辺孔の穿孔跡（のみ跡）が掘削後に残っていれば、その発破はスムースブラスティングが有効に働いたと判断される。図2.8.4に今回得られたのみ跡を示す。のみ跡長は計測坑道内でメジャーによって測定し、のみ跡率は以下のように定義した。

$$\text{のみ跡率（\%）} = \text{のみ跡長} / \text{穿孔長(1.3m)}$$

図2.8.5に普通発破工法とスムースブラスティング工法ののみ跡率（%）の度数分布を示したものである。普通発破区間はのみ跡は全体的に少なく、のみ跡率が大きくなるほどその頻度は減少傾向にあり、最大でものみ跡率は55%程度である。一方、スムースブラスティング区間は全体的にのみ跡は多く残存しており、65%以上ののみ跡率の度数が多くなっている。また、のみ跡状況をみても普通発破区間は全ての孔壁近傍が損傷されている。一方、スムースブラスティング区間は損傷していることはほとんどなく、効果的なスムースブラスティング工法によって掘削されたと考えられる。

2.8.3　穿孔精度

スムースブラスティング工法の周辺孔は掘削方向に対して平行に穿孔することが基本条件である。この平行性に影響を及ぼす要因として、周辺孔の穿孔精度がある。穿孔精度を低下させる要因としてルックアウトおよび穿孔誤差がある。ルックアウトとは、図2.8.6に示すように坑道の設計断面を確保しながら次回の穿孔作業が行えるように穿孔機械の作業スペースを掘削予定線より外側へ向けて穿孔することである。穿孔誤差は作業員の熟練度、ロッドの剛性、岩

図2.8.4　のみ跡の状況

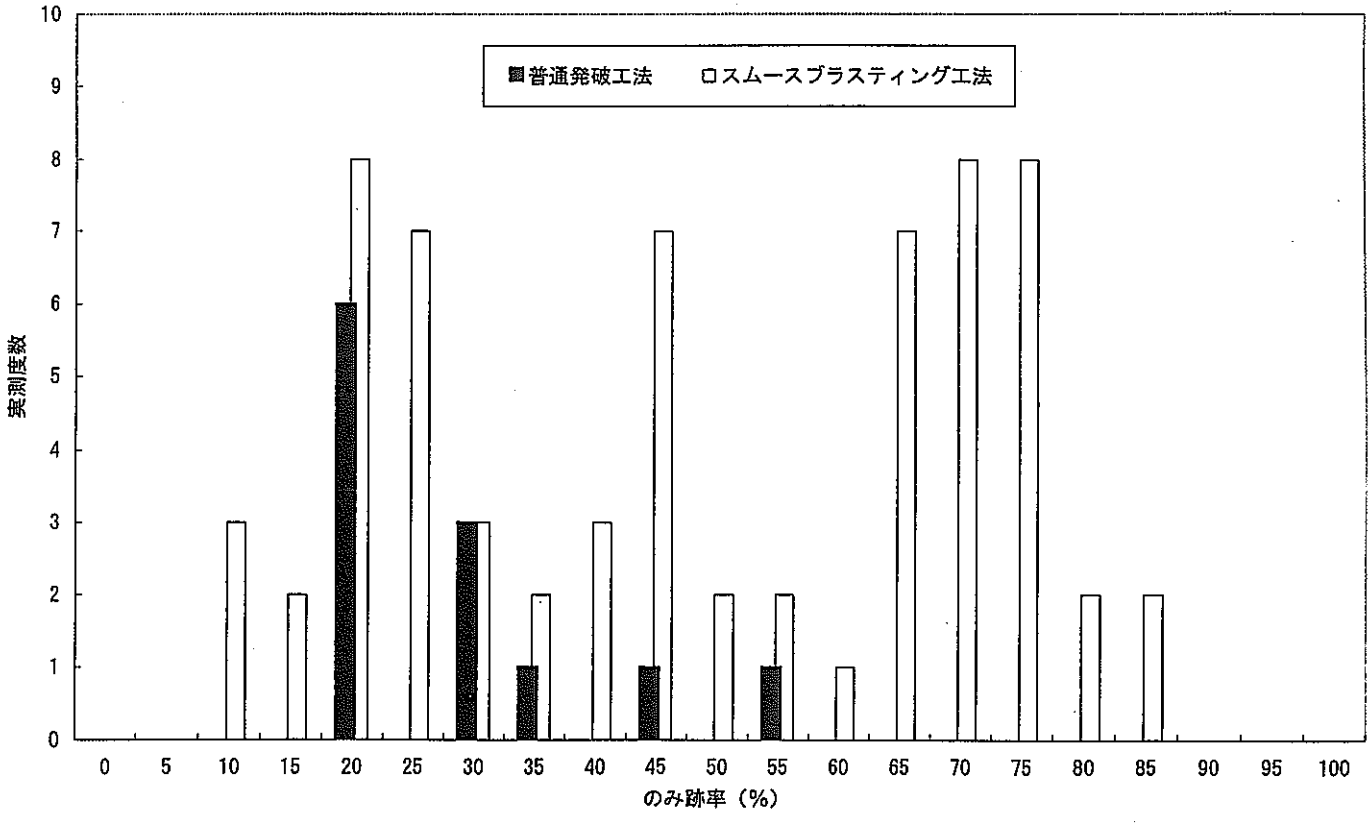


図2.8.5　のみ跡率の分布

盤の状態（き裂、不均質性、湧水等）、機械の性能により穿孔が偏心することである。今回は穿孔誤差を特に定量的に把握はしてはいないが、穿孔機械としてレッグドリルを用いたため、作業員の熟練度に負うところが大きいと考えられる。

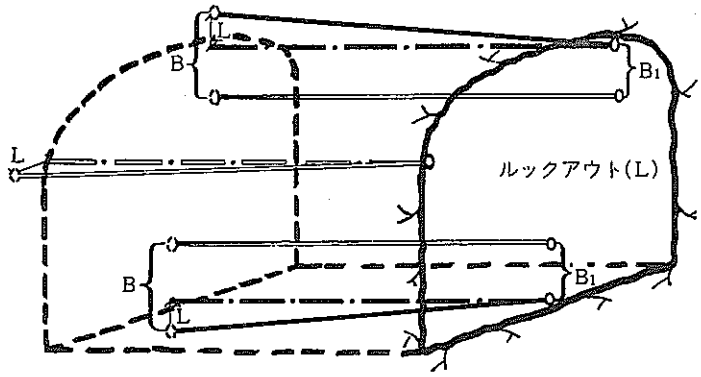


図2.8.6　ルックアウト

2.9 考察

計測坑道の掘削から得られた知見について以下に記す。

2.9.1 発破工法

計測坑道は普通発破工法とスムースブラスティング工法の２種類の発破工法によって掘進した。本章でこの違いについて考察する。

発破のメカニズムを考えると装薬孔に詰めた爆薬が爆轟現象を起こすと、爆発時に生じた高圧ガスが孔壁に強い衝撃を与え、強烈な圧力波が伝播する。装薬孔の周辺岩盤には岩盤強度を越える大きな応力が発生し、岩盤は破砕される。その応力の大きさは装薬孔から遠くなるに連れて急激に減少していると考えられるから、孔周辺では塑性から脆性的な破壊領域までが含まれ、図2.9.1に示すように破砕されている岩石の寸法は孔壁から遠くなるほど急激に大きくなる[2)]。この領域の外側で応力が岩盤の圧縮強度を越える領域では、爆発によって生じる応力場の接線方向での引張り応力（円周方向応力）成分によって半径方向の発破き裂が生じる。これらの半径方向の発破き裂は発破き裂先端部の接線方向の引張り応力が岩盤の引張強度を越えているところまで半径方向に伝播する[3)]。図2.9.2は今回の発破孔における破砕状況を示したものである。孔壁周辺において同心円上に破砕しているが、破砕部分が深部まで進展していることはなかった。また、発破き裂の発生メカニズムは岩盤の異方性、天然のき裂、初期応力状態によって影響を受けることも考慮しなければならない。

上記の観点から普通発破工法の目的は可能な限り装薬量を大きくし、強大な破壊力を岩盤に与えることであるから、孔周辺岩盤には大きな爆砕エネルギーが加わり、その影響範囲は広いと考えられる。一方、スムースブラスティング工法は周辺装薬孔、および前段孔を軽装薬にし、装薬孔内に空隙を設けることによって爆轟を弱め、周辺孔間隔を狭めて掘削周辺岩盤の損傷を極力減少させることにあることから、爆砕エネルギーの影響範囲は小さくなると考えられる。その検証実験の結果として、図2.9.3はアクリル板を用いたスムースブラスティングの模擬実験の破壊状況である[4)]。これから、スムースブラスティング孔間は放射状に発生するき裂が短く、ほぼ切断予定面上に発破き裂が進展していることが理解できる。

以上のことを踏まえ今回の計測坑道の発破工法において周辺孔間隔・装薬量と余掘率の関係から、発破工法の違いによる岩盤への影響について考察する。

図2.9.4に単位長さあたりの装薬量と余掘り率の関係を示したものである。

これから、全体的にばらつきはあるが、スムースブラスティング工法は10%程度の余掘率に集中し、ばらつきが少ないことから、余掘の少ない一定の掘削断面で仕上がったと考えられる。一方、普通発破工法は余掘率とそのばらつきの双方が大きくなっている。普通発破工法はその爆砕エネルギーが周辺岩盤の深部までに影響を及ぼしていることから、発破時および発破後の経時的な崩落によって余掘が大きくなったものと考えられる。つまり計測坑道の周辺岩盤は掘削によって応力場の再配分が経時的に進行しており、それに伴ってクリープ的な岩盤の変形挙動を示すことが特徴として考えられる。その代表的な現象としてはAE計測で得られたように長期にわたって比較的大きな振幅値が発生していることを挙げるることができる。

また、図2.9.5は周辺孔間隔と余掘率の関係を示したものである。周辺孔間隔が増加すると余掘率が増加することがわかる。特に普通発破工法区間はばらつきが大きい。図2.9.6は神岡鉱山での周辺孔間隔、周辺孔装薬量と余掘の関係である[5]。評価する尺度は異なるが、今回の発破とほぼ同様の傾向を示している。

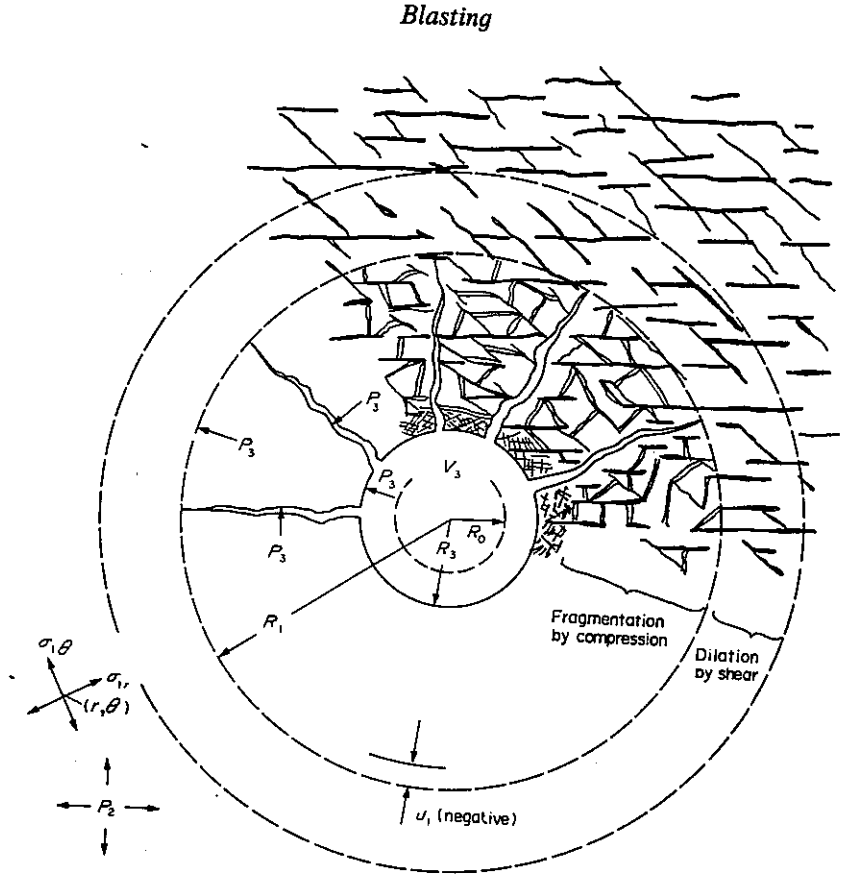


図2.9.1　発破時の孔周辺の損傷概念図

図2.9.2　孔周辺の損傷状態

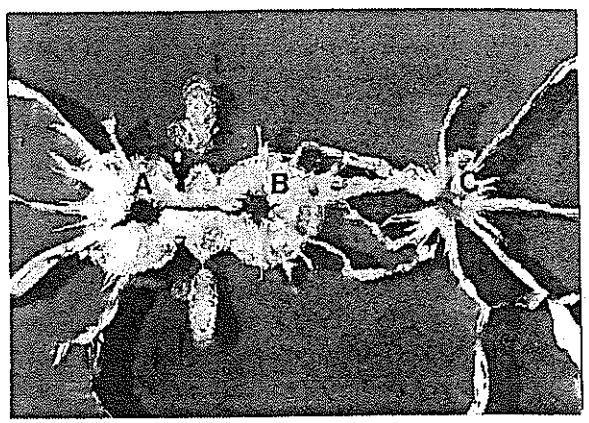


図2.9.3　発破工法の模擬実験

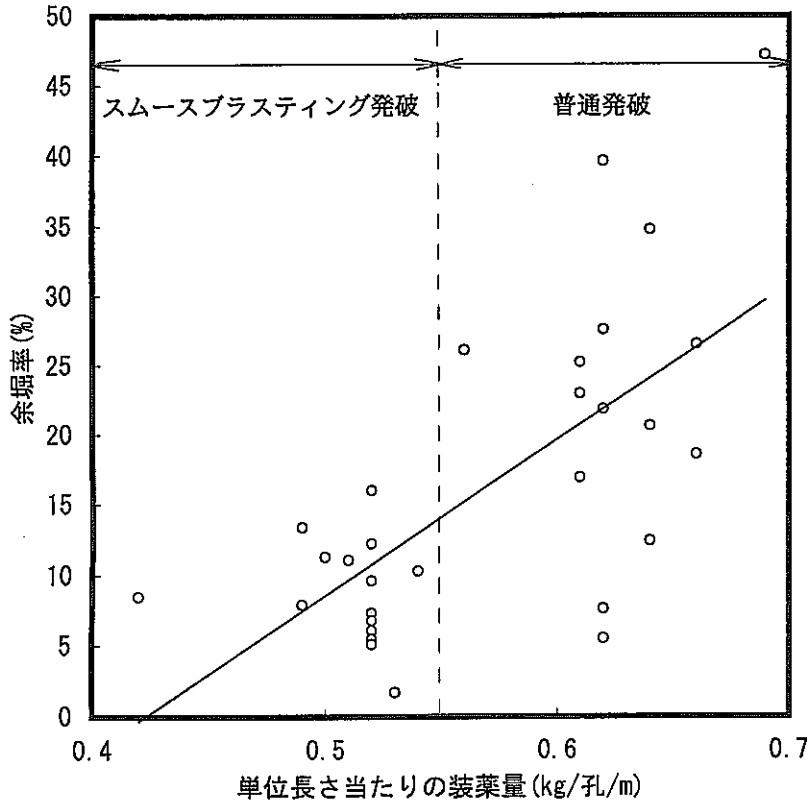


図2.9.4　単位長さあたりの装薬量～余堀率の関係

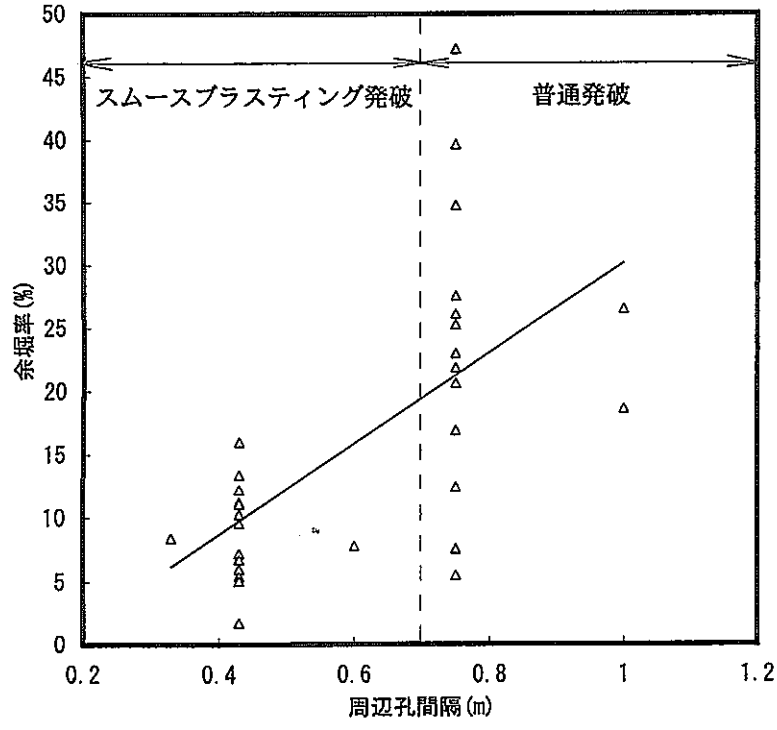


図2.9.5　周辺孔間隔～余堀率の関係

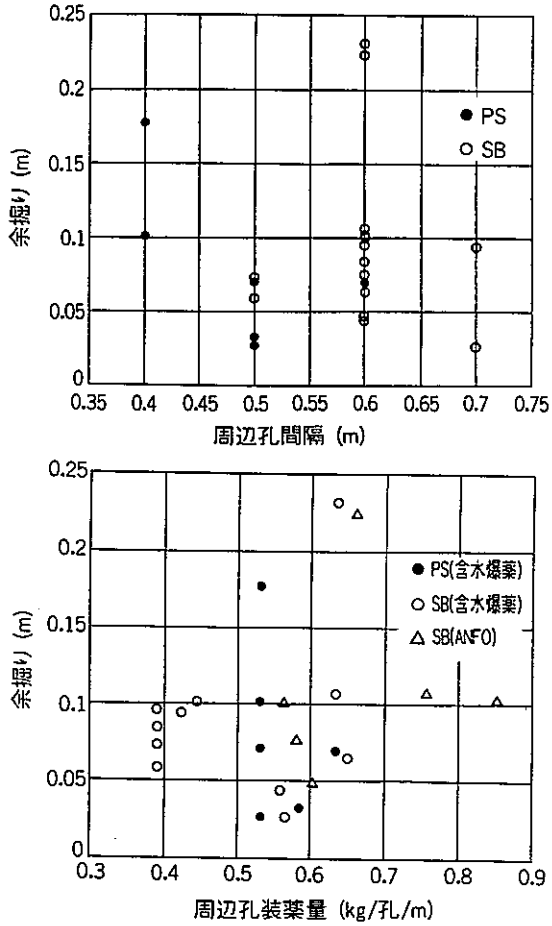


図2.9.6　周辺孔間隔、周辺孔装薬量～余堀の関係（神岡鉱山）

2.9.2　掘削に伴う岩盤の破壊

計測坑道を掘削している過程で岩盤内で山鳴り現象が発生した。また、大規模ではないが山はねと思われる現象もみられた（計測坑道坑口から5m付近）。以下に計測坑道掘削中、および掘削後に観察された諸現象についてまとめた。

1)山鳴りが時々観察された。発生音から位置推測すると計測坑道周辺の岩盤であると思われる。
2)天端において突発的な浮き石の落下現象がみられた。
3)浮き石点検・除去後、時間経過により再度、天端・切羽に浮き石が多量に発生している。
4)レッグドリルによる機械振動で浮き石が発生する。
5)切羽、天端付近の浮き石の剥離方向は岩盤面に平行であり、厚さ5～20cm、大きさ30～50cmの板状の岩片である。
6)掘削による影響（発破振動、応力場の変化等）から計測坑道近辺の既存坑道内にも浮き石、剥落が発生している。
7)浮き石発生の現象は当初は天端付近から始まり徐々に両側壁へと移動する傾向がある。
8)試錐孔掘削中に坑道内に浮き石の発生、剥離が生じた。
9)計測坑道坑口から11.5mの左側壁付近に破砕帯とき裂の開口を伴う岩盤ブロックが存在する。

このことから、計測坑道周辺は山なり、小さいながら山はね現象という深部岩盤内空洞の特徴的な挙動を有していることは明かである。しかし、山なり・山はね現象については未だ不明確な点が多いが、これまで様々な「現象」と「メカニズム」について考察されている。それらをまとめたものを以下に示す。これを参照にすることにより計測坑道周辺岩盤がどのような力学的状態にあるかを推定する一助になると考えられる。なお、あくまで既往の調査・研究の報告等の経験的なものによる考察であり、岩種や深度等が異なることから、定性的な領域を脱しない範囲での記述である。

山なり・山はね現象は様々な鉱山、トンネルで経験されており、報告されている。例えば、C.FairhustおよびE.de.St.Q.IsaacsonによるとKolar Gold Fields Mineで経験されたものは大規模で、坑道側壁の山はね、ピラーにおける山はね、時間依存性の山はねなどが観測され、さらに完全に坑道が閉塞に

至るまでの挙動などが観察されている[6) 7) 8)]。また、関越トンネル[9)]、雁坂トンネル工事[10)]、および大清水、新清水トンネル工事[11)]においても切羽・側壁において山はね現象がみられＡＥ計測によって監視された例が報告されている。これまでに山鳴り・山はねについて一般的に認識されている「現象」と「メカニズム」を以下に掲げると、

「現象」

＜山はねの大きさと岩石の形状＞

壁面にほぼ平行な薄板状（偏平形状）となることが多く[12)]、音響を伴ってとび出して破壊することがある。破壊は壁面から奥部へとその速度は大きく、伝播する現象となり、壁面で破壊すると応力再配分が行われ、次々と奥部へ破壊が拡大する（図2.9.7）[13)]。

＜時間＞

山はねは時間的にランダムに分布せず、群をなしておこる傾向がある。これは一つの山はねが連鎖的に次の山はねを引き起こす原因となることがしばしばみられる。破壊点、もしくは破壊領域から発生する激しい衝撃波は山はねの結果で起きる応力再配分を待つことなくして離れた領域の第2の山はねを引き起こすことがある[14)]。

＜衝撃波＞

Kaiser et alはRockburstについて以下の基本的な3ケースを示している（図2.9.8）[15)]。1.動的に引き起こされる岩魂の崩落、2.破壊による岩盤ダイレーション、3.動的な岩盤ブロックの突出である。そして、これらの破壊過程の様相、損傷の大きさは次のように考えられる。掘削坑道周辺の岩盤強度と初期応力に関係する破壊ポテンシャル、支保の効果、局所的な岩盤剛性の存在、応力によって引き起こされる衝撃波の加速度と速度が破壊の過程に影響を及ぼし、そして、その損傷の程度について掘削形状・寸法、および掘削方向の依存性について挙げている。

＜引金効果＞

掘削を行っていなくても、近接坑道の掘削による応力場の変化が本坑道に影響を及ぼし、山はねが引き起こされることがある。また、断層に近づくに連れて山はね現象が激しくなることがある。これに関連して、広域に渡って山はねが起こることがある。以上のことから、坑道のレイアウトや掘削順序の計画に

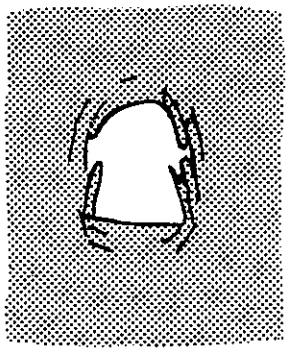


図2.9.7　山はねの大きさと形状

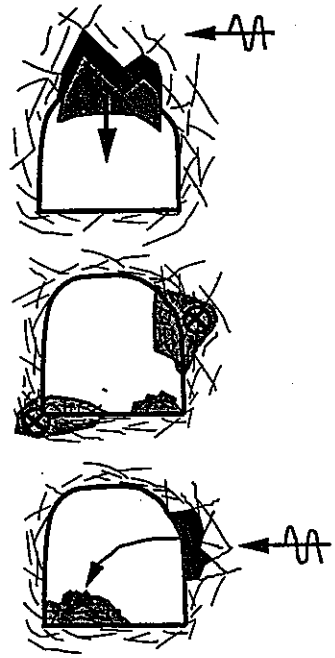


図2.9.8　Rockburstの基本３ケース

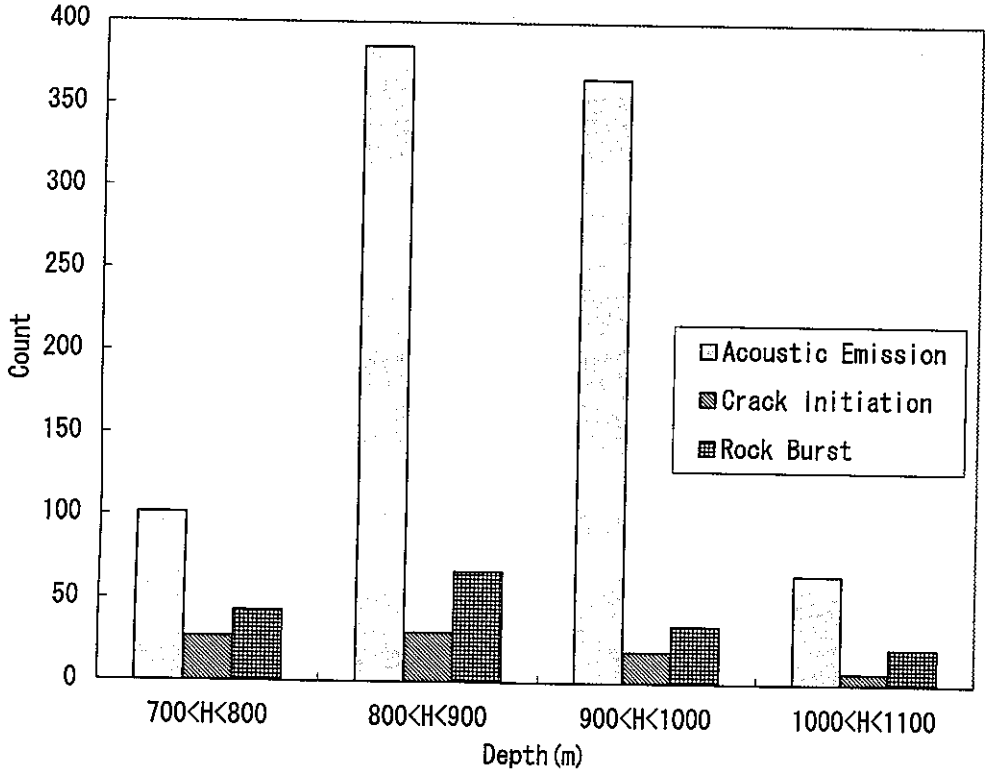


図2.9.9　土被りと山はねの発生頻度（関越トンネル）

は十分に検討する必要がある[14]。

＜土被り＞

図2.9.9は関越トンネルで山はねについて飛石、き裂発生、山なりの3種類の発生頻度を土被りを指標にまとめたものである[9]。これから、土被りが大きいほど頻度が顕著になることはない。現実として雁坂トンネルでは土被り200mで発生している。

＜コア・ディスキング＞

ボーリングコア観察からKAE-1,KAE-2孔の孔口から2～3mにコアディスキングが生じている。コアディスキングのメカニズムは未だ不明な点が多いが、岩盤内の応力と対応していると考えられている。そのことからディスキングしている付近の岩盤において山はね現象が生じた報告もある[16]。同様に計測坑道の掘削においてディスキングが生じた付近で山なり・山はねが頻繁に生じ、余堀りが増大している（坑口から3m付近）。

「メカニズム」について

＜せん断破壊＞

爆発的な破壊はほとんどせん断破壊によっておこると考えられている。複雑で非常に高いせん断応力は山鳴り山はね発生の潜在的状態にあると言われている。この状態は破壊が開始する瞬間に岩盤内に潜在するひずみエネルギーによると考えられ、例えばコアレベルでの破壊試験における破壊時の岩石のひずみエネルギー解放と対応づけられている[14) 8)]。

＜地山強度比＞

岩質が異なるが図2.9.10は非常に良質の珪岩（硬岩地山）における矩形坑道の安定度として、鉛直応力レベルと岩石の強度を指標とした、つまり地山強度比による深部地下坑道の安定性について示したものである[17]。プロットした点は坑道において側壁でSlabbingが発生したとされる場所である。Pz／σcが0.2を越えると過剰応力を受ける岩盤破壊領域は側壁全体に広がり側壁が破壊する。釜石鉱山250mレベル坑道付近の応力比[18]をプロットするとPz／σcが約0.2前後を示し、軽微な破壊現象を起こす領域にあると評価できる。

＜応力集中＞

境界要素法によって解析した矩形坑道の強度／応力比のコンター例を図2.9.11に示す[17]。坑道の尖った隅角部におけるせん断破壊は比較的小さな載荷応力レベルで始まる。しかし、この隅角部から離れるに従って、最大および最小主応力値はともに激減し、過剰応力をうける岩盤の領域の広がりは非常に限られている。

＜き裂と応力＞

山はね現象は岩盤内の主応力方向とき裂群の卓越方向（坑道の掘削方向）の間に相関性があると考えられている。つまり岩盤が初期応力状態から掘削によって応力の再配分をうけるとき裂面における垂直応力が減少し、せん断応力が増加傾向なることである。この力学的な不安定現象によって岩盤が破壊基準を満足し、山はね現象を引き起こすと考えられている[9) 19) 20)]。

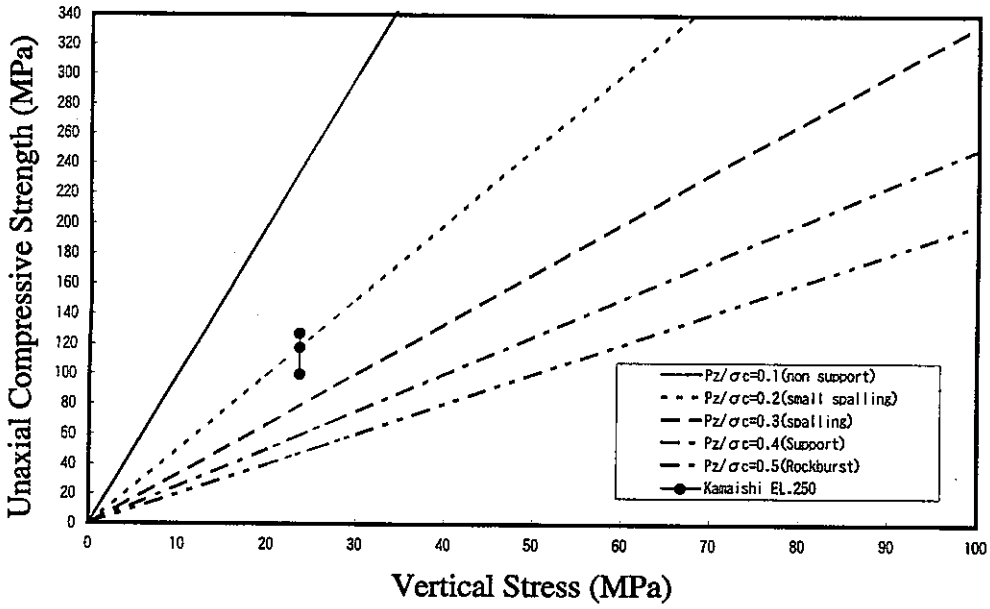
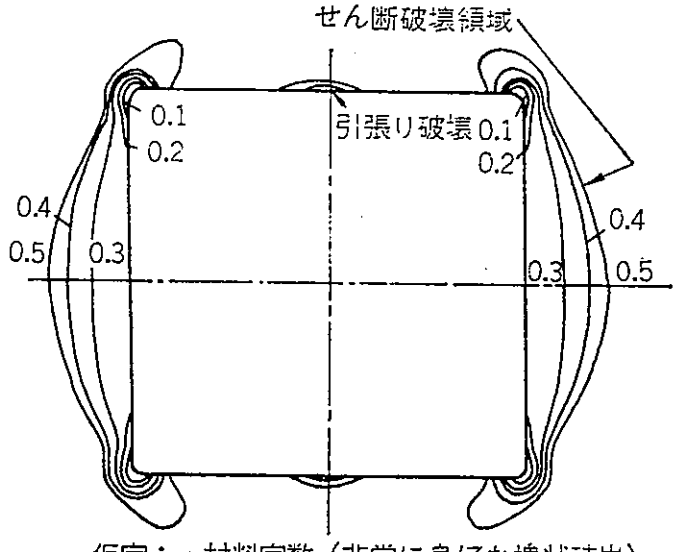


図2.9.10　地山強度比（Pz/σc）と山はね現象の分布



仮定：• 材料定数（非常に良好な塊状珪岩）
m=7.5, s=0.1
• 初期応力比　k=0.5

図2.9.11　矩形坑道の強度／応力比のコンター

2.9.3 試験坑道の発破工法

計測坑道の発破の結果を踏まえ、次年度の発破パターンについて検討を行う。計測坑道の発破データから以下の表2.9.1のような実績が得られた。

表2.9.1 発破実績一覧表

	パラメータ	単 位	普通発破区間	スムースブラスティング区間
穿孔	単位面積あたりの平均穿孔数	孔/m^2	4.7	5.9
	平均周辺孔間隔	m	0.78	0.43
	周辺孔間隔／最小抵抗線長（d/w）	−	1.81	1.29
装薬	単位体積あたりの平均装薬量	kg/m^3	2.97	3.03
	単位長さあたりの平均装薬量	kg/孔/m	0.63	0.51
	周辺孔単位長さあたりの装薬量	kg/孔/m	0.61	0.27～0.35
進行	1発破平均進行長	m	0.96	1.03

以上のことから、基本条件として全断面掘削、確実に1m／発破を設定して発破パターンを設計すると図2.9.12（普通発破工法）、図2.9.13（スムースブラスティング工法）のようになる。

また、計測坑道の発破から得られた諸問題について以下に示す。

1)穿孔

レッグドリルによる穿孔は心抜き孔のさし角（Vカット）、周辺孔の平行性等の設計発破パターンと大きな誤差を生じている可能性がある。特にVカットは孔尻を約20cm間隔にし、十分な穿孔角度（60° 程度）をとること、高爆速の爆薬を密充填することが望ましいとされている。傾斜角をもって穿孔する関係上、掘削断面寸法の制約を受け、さらに掘進長も限られる。従って、特に小断面の坑道では所定の掘進長を得ることは困難である。またレッグドリルは、人為的労力、作業環境の限界があるため穿孔数を多く設けることができない。

2)タンピング

装薬後のタンピングが不十分であると起爆力が切羽前方に解放され、爆砕力が低下する。

＜応力集中＞

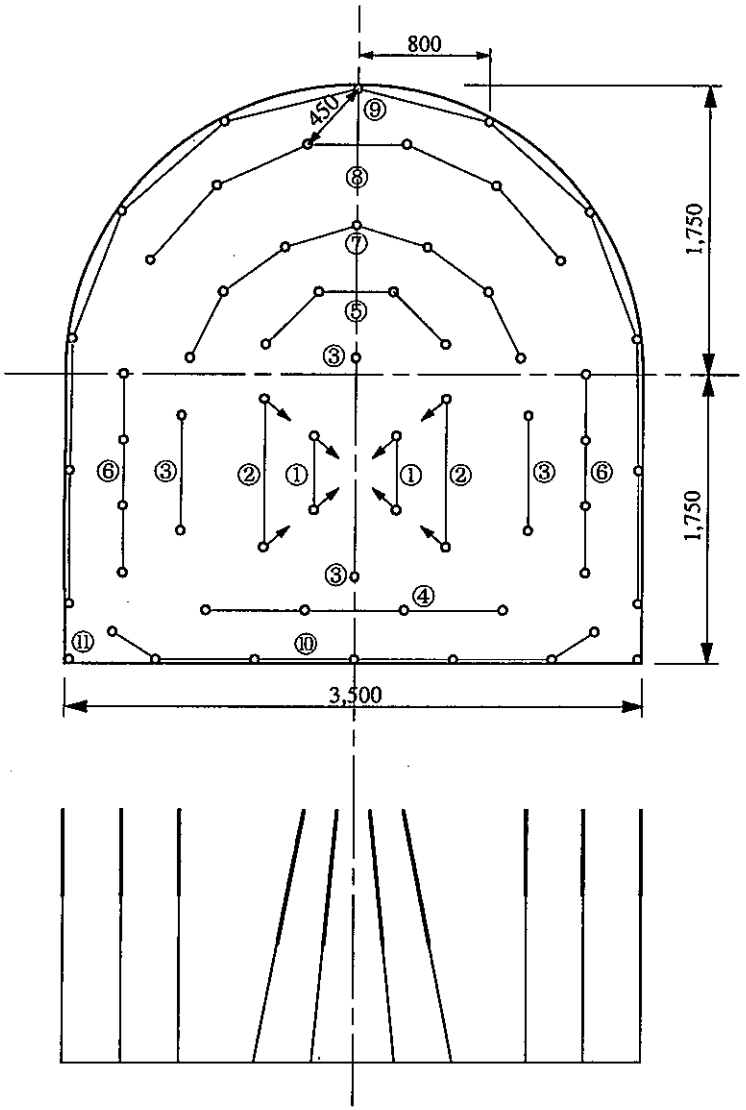
境界要素法によって解析した矩形坑道の強度／応力比のコンター例を図2.9.11に示す[17)]。坑道の尖った隅角部におけるせん断破壊は比較的小さな載荷応力レベルで始まる。しかし、この隅角部から離れるに従って、最大および最小主応力値はともに激減し、過剰応力をうける岩盤の領域の広がりは非常に限られている。

＜き裂と応力＞

山はね現象は岩盤内の主応力方向とき裂群の卓越方向（坑道の掘削方向）の間に相関性があると考えられている。つまり岩盤が初期応力状態から掘削によって応力の再配分をうけるとき裂面における垂直応力が減少し、せん断応力が増加傾向なることである。この力学的な不安定現象によって岩盤が破壊基準を満足し、山はね現象を引き起こすと考えられている[9) 19) 20)]。

3)断面寸法と岩盤の不均質性

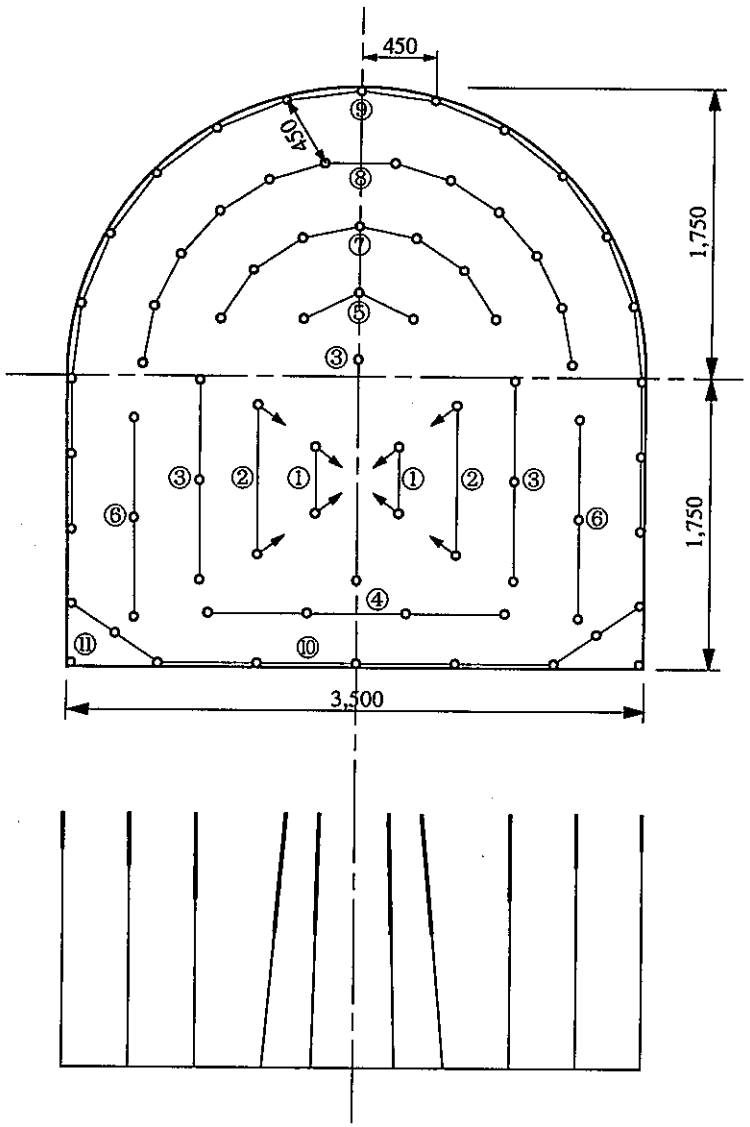
計測坑道の岩盤として非常に硬質な部分と変質やき裂等に伴って軟質化した部分が混在するような不均質性を示す領域があった。設計発破パターンに基づいて爆砕しても、岩盤の不均質性に伴って爆砕性にも不均質性が現れた。つまり、スムースブラスティング工法において周辺孔間隔、最小抵抗線長を設計指針に従って発破しても堅固な岩盤部分の起爆性は低下した。その結果、最小抵抗線長、周辺孔間隔を狭めたり、および払い孔増設や装薬量を増減して一定の起爆性が得られるように調整を計った。 以上のように岩質の変化に伴って穿孔位置、装薬量等のパターン変更の必要性が生じた。また、断面が小さいと穿孔位置が限定される結果となり、物理的に発破パターンが制約を受けることがあった。



普通発破工法　装薬量

項　目		数　量	
掘削断面積		10.933 m²	
1発破、穿孔長		1.5 m	
単位体積あたり装薬量		3.44kg/m³	
単位長さあたり装薬量		0.60kg/m	
電気雷管	穿孔数	装薬量	
		1孔あたり（kg）	小計（kg）
1	4	1.0	4.0
2	4	1.0	4.0
3	6	0.9	5.4
4	4	0.9	3.6
5	4	0.9	3.6
6	8	0.9	7.2
7	7	0.9	6.3
8	6	0.9	5.4
9	11	0.8	8.8
10	7	0.9	6.3
11	2	0.9	1.8
合　計	63		56.4

図2.9.12　試験坑道の発破パターン（普通発破工法）



スムースブラスティング工法　装薬量

項　目		数　量	
掘削断面積		10.933 m²	
1発破、穿孔長		1.5m	
単位体積あたり装薬量		3.00kg/m³	
単位長さあたり装薬量		0.43kg/m	
電気雷管	穿孔数	装薬量	
		1孔あたり（kg）	小計（kg）
1	4	1.0	4.0
2	4	1.0	4.0
3	8	0.9	7.2
4	4	0.8	3.2
5	3	0.8	2.4
6	6	0.5	3.0
7	7	0.8	5.6
8	12	0.5	6.0
9	17	0.35	5.95
10	9	0.7	6.3
11	2	0.8	1.6
合　計	76		49.25

図2.9.13　試験坑道の発破パターン（スムースブラスティング工法）

参考文献）

1)（社）日本トンネル技術協会：トンネル爆破技術指針,(1982).
2)W.L.FOURNEY:Mechanisms of Rock Fragmentation by Blasting,COMPREHENSIVE ROCK ENGINEERING *Volume* 4 EXCAVATION,SUPPORT AND MONITORING,PERGAMON PRESS,1993,pp.47-51.
3)スティグ　オフロン（最新発破技術ハンドブック編集委員会訳）：最新発破技術ハンドブックー岩を拓くー(1992)
4)緒方、松本、勝山、橋爪：線爆発電気雷管による精密制御発破に関する研究、工業火薬、Vol.53,No.4,pp.200-204,1992.
5)玉井、白旗、永久：制御発破工法と岩盤への影響度，トンネルと地下 第24巻4号，pp29-36,1993
6)C.Fairhurst:Design of excavations in high rock-stress conditions,Rockburst and Seismicity in Mines,Rotterdam ,ISBN 90 6191 1451,pp421-423,1990.
7)E.Hoek,P.K.Kaiser,W.F.Bawden:Support Underground Excavations in Hard Rock,pp.112-126
8)B.H.G.Brady and E.T.Brown :ROCK MECHNICS For underground mining Second edition,CHAPMAN & HALL,1994.
9)猪間：関越トンネルにおける山はね、応用地質 22号3号 pp.26-35,1981.
10)望月、穂刈、斉藤、粂田：土被り200mで山はね現象に遭遇、トンネルと地下 第21巻9号,pp.27-36,1990
11)多賀：関越トンネル（全断面、硬岩ＮＡＴＭ）の施工、土木技術,Vol.45.No.8,pp.99-105.1990.
12)C.D.Martin,R.S.Read & E.J.Dzik : Near-face cracking and strength around underground openings,Mechanics of Jointed and Faulted Rock,Rotterdam,1995 ,pp.765-770.
13)日本材料学会編：岩の力学　基礎から応用まで、丸善、1993
14)E.de St.Q.Isaacson著（高橋・小林共訳）：トンネル技術者のための岩盤力学入門，鹿島出版,1973
15)P.K.KAISER & D.D.TANNANT,D.R.MACCREATH :Support of tunnels in burst-prone ground,8th Congress Int.Soc.for Rock Mechanics,Japan,Baklkema,Rotterdam,pp471-477.

16)小村、池田、塚原：コア・ディスキングによる地殻応力方位の推定－足尾水圧破砕実験井における事例研究－、第9回岩の力学シンポジウム講演論文集、pp.409-412,1994.
17)E.Hoek,E.T.Brown著（小野寺、吉中、斉藤、北川共訳）：岩盤地下空洞の設計と施工、土木工学社、1985.
18)野口、張、高原、尾原：釜石鉱山における初期応力状態に関する研究（第１報）,第26回岩盤力学に関するシンポジウム,pp.181-185,1995.
19)C.D.Martin,N.A.Chandler : Stress Heterogeneity and Geological Structures,Int.J.Rock Mech.Min.Sci.& Geomech.Abstr.Vol.30,No.7,pp.993-999,1993.
20)R.Pusch,R.Stanfors : The Zone of Disturbance Around Blasted Tunnels at Depth,Int.J.Rock Mech.Min.Sci.& Geomech.Abstr.Vol.29,No.5,pp.447-456,1992.

3．調査用試錐孔の掘削

3.1　掘削概要

試験坑道の掘削が岩盤に及ぼす様々な影響を評価するため、掘削影響試験のための調査用試錐孔を掘削した。

表3.1.1に本年度に掘削を行った調査用試錐孔の数および孔長を示す。調査用試錐孔として新たに17孔、総延長325mを掘削した。各試錐孔の位置およびレイアウトは、図3.1.1および図3.1.2に示す通りである。

なお、表3.1.2に各試錐孔の試錐実績を示すが、試錐期間は平成7年8月8日から平成7年8月12日および平成7年12月5日から平成8年2月26日までである。

3.2　掘削方法

試錐に使用した試錐機とポンプの仕様を表3.2.1に示す。いずれも電動式のものである。コアチューブはダブルコアチューブを使用し、ビットは試錐孔口元では発破による坑道側壁の破砕を考慮してメタルクラウンを、それ以深ではサーフェイスビットを用いて掘削を行った。AE計測孔については、試錐孔掘削後にフラットビットを用いて、孔底を平坦に研磨した。

表3.2.1　使用試錐機等仕様一覧表

	試　錐　機		ポ　ン　プ
製　造	日本ロングイヤー社	製　造	日本ロングイヤー社
形　式	Ｌ－３８－９８	形　式	５３５ＲＱ
フィード	Max.　7 Ton	吐 出 量	Max.　140 ℓ／min.

3.3　掘削精度（孔曲がり測定）

試錐孔の方位が計画方位となるように事前に測量を実施し、試錐孔の掘削を開始した。掘削角度については、試錐機本体に備え付けられている制御器パネル（調整精度=1°）により随時確認を行いながら掘削を進めた。しかし、試錐機の設置誤差や岩盤の力学的物性の不連続等の原因で、試錐孔は孔曲がりを生じ計画方位から偏差を生じる。

本年度に掘削した新規試錐孔は掘削影響試験のための調査用試錐孔であり、今後、各種調査・試験を実施するにあたり、掘削精度や機器の設置位置を正確

表3.1.1　試錐孔一欄表

	用　途	孔名	孔径 (mm)	孔　長 (m)	方位	傾斜 (°)	備　考
A断面	振動計測	KDA-1	76	22.50	N12° 30'W	-1	d断面
	AE計測	KDA-3	86	22.50	N12° 30'W	2	d断面
		KDA-4	86	22.51	N12° 30'W	-1	d断面
	ひずみ計測	KDS-3	76	22.50	N12° 30'W	-1	b断面
		KDS-4	76	28.00	N12° 30'W	-6	b断面
		KDS-5	76	28.01	N12° 30'W	-7	b断面
	岩盤内変位	KDD-1	76	22.50	N12° 30'W	-1	a断面
	キ裂変位・透水試験	KDF-1	76	22.50	N12° 30'W	-1	c断面
		KDF-2	76	28.00	N12° 30'W	-6	c断面
	Pac-EX・透水試験	KDP-1	76	22.54	N12° 30'W	-1	a断面
		KDP-2	76	28.00	N12° 30'W	-7	c断面
B断面	振動計測	KDA-2	76	22.55	N12° 30'W	-1	e断面
	AE計測	KDA-5	86	22.50	N12° 30'W	2	f断面
		KDA-6	86	22.50	N12° 30'W	-1	f断面
予備計測	AE計測	KAE-1	86	5.0	N77° 26'E	0	
		KAE-3	86	5.0	N77° 26'E	0	
		KAE-4	86	5.0	N77° 26'E	0	
	Pac-EX	KDT-2	76	(既設)		0	
	振動計測	KDT-2	76	(既設)		0	
352.0m							
内訳　Φ=76mm掘削長　247.0m Φ=86mm掘削長　105.0m							

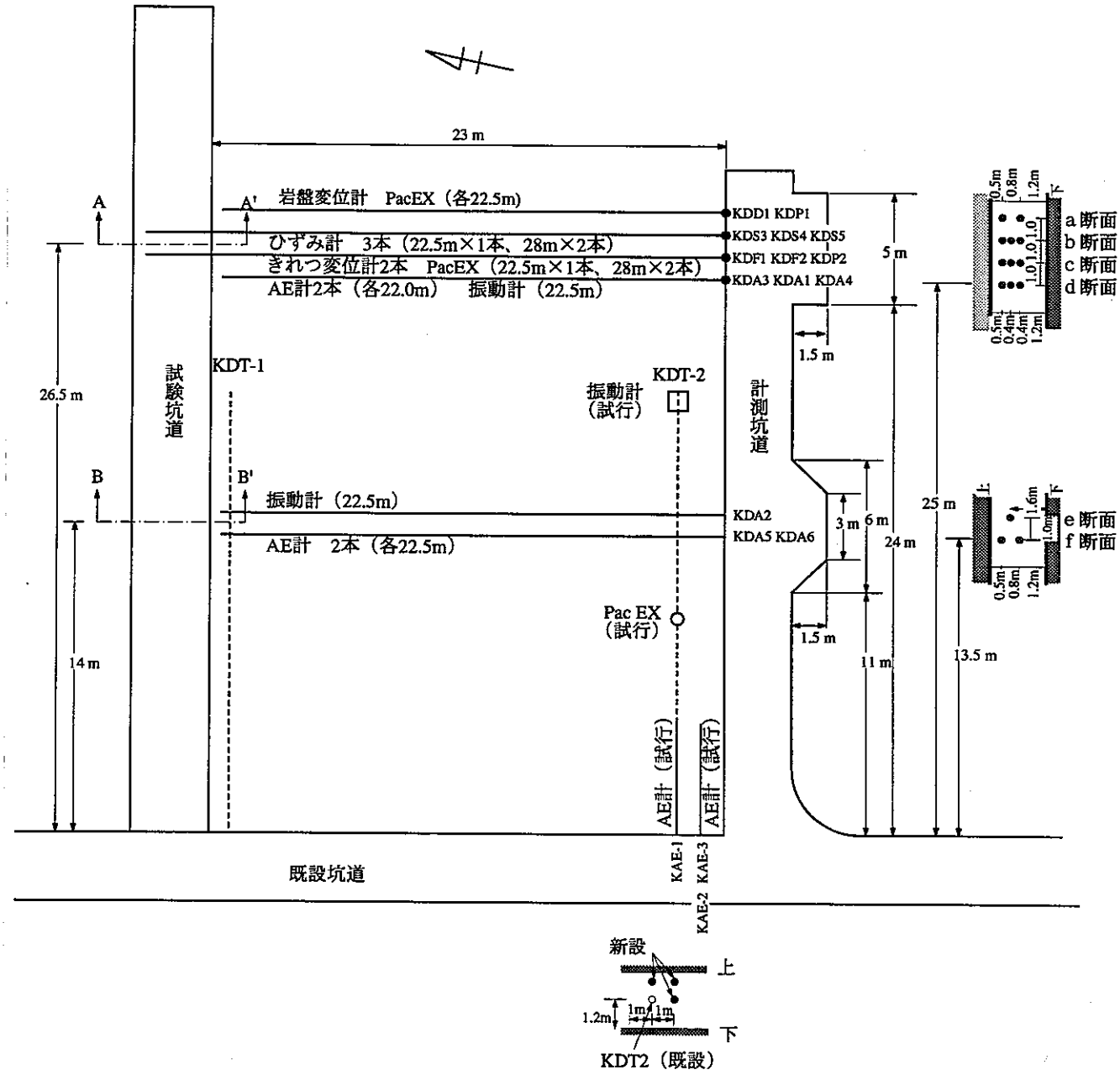

23 m
A
A'
岩盤変位計　PacEX（各22.5m）
KDD1 KDP1
ひずみ計　3本（22.5m×1本、28m×2本）
KDS3 KDS4 KDS5
きれつ変位計2本　PacEX（22.5m×1本、28m×2本）
KDF1 KDF2 KDP2
AE計2本（各22.0m）　振動計（22.5m）
KDA3 KDA1 KDA4
5 m
1.5 m
26.5 m
試験坑道
KDT-1
KDT-2
振動計
（試行）
計測坑道
B
B'
振動計（22.5m）
KDA2
KDA5 KDA6
AE計　2本（各22.5m）
3 m
6 m
24 m
25 m
Pac EX
（試行）
1.5 m
11 m
13.5 m
14 m
AE計（試行）
AE計（試行）
既設坑道
KAE-1
KAE-3
KAE-2
新設
上
下
1.2m
1m
1m
KDT2（既設）
a 断面
b 断面
c 断面
d 断面
e 断面
f 断面
0.5m
0.8m
1.2m
1.0m
0.4m
1.6m

図3.1.1　試錐孔配置図

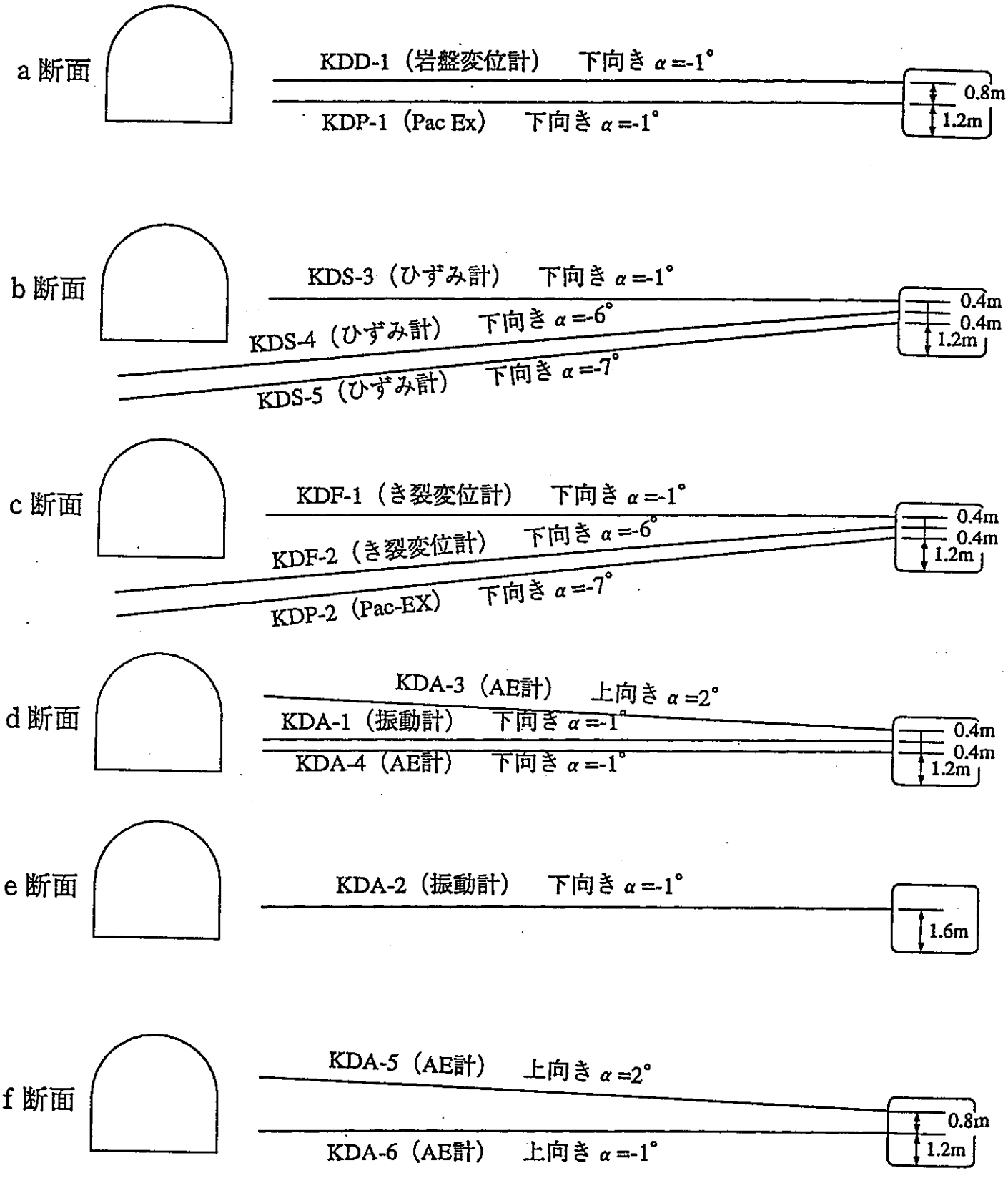


図3.1.2 各断面における試錐孔の配置

表3.1.2　試錐実績一覧表

試錐孔名	９月	１０月	１１月	１２月	１月	２月
KAE-1	―					
KAE-3	―					
KAE-4	―					
KDA-4				―		
KDA-2				―		
KDP-2				―		
KDA-5					―	
KDS-5					―	
KDP-1					―	
KDA-6					―	
KDD-1					―	
KDS-3					―	
KDA-1					―	
KDF-2						―
KDS-4						―
KDF-1						―
KDA-3						―

に把握することは重要である。そのため、新規試錐孔について孔曲がりを実施した。孔曲がりの測定には(株)村田製作所製孔井記録傾斜儀（マルチプルショット）を用いた。測定は予備計測孔であるKAE-1孔、KAE-3孔およびKAE-4孔については1.0m間隔で計測を行い、その他の試錐孔については2.0mおきに計測を実施した。表3.3.1に使用した孔井傾斜儀の仕様を示す。

表3.3.1　孔井記録傾斜儀仕様表

名　　称	孔井記録傾斜儀 (Multiple Shot Surveying Instrument)
製 作 者	（株）村田製作所
サ イ ズ	外径　35mm　　外筒　45mm 全長　1070mm 重量　約 2.6kg
フィルム	10mm ロールフィルム 最大記録量　250データ
コンパス	0−5°　0−10°　15−100° 0−3°　0−20°　0−130°
タイマー	エレクトロニクス可変式 0.5，1，2，4，8分

表3.3.2～表3.3.18に各試錐孔の孔曲がり測定結果を示す。孔曲がりの計算は、下式により行った。図3.3.1に計算方法を図に示した。

$$C.Di = C.Di-1 + (CLi - CLi-1) \times \sin(\phi i)$$

$$V.Di = V.Di-1 + (CLi - CLi-1) \times \cos(\phi i)$$

$$Di = Di-1 + (CLi - CLi-1) \times \sin(\phi i) \times \sin(\theta i)$$

$$Li = Li-1 + (CLi - CLi-1) \times \sin(\phi i) \times \cos(\theta i)$$

ϕi　：　傾斜角

θi　：　方　位

CLi　：　測定深度（掘進長）

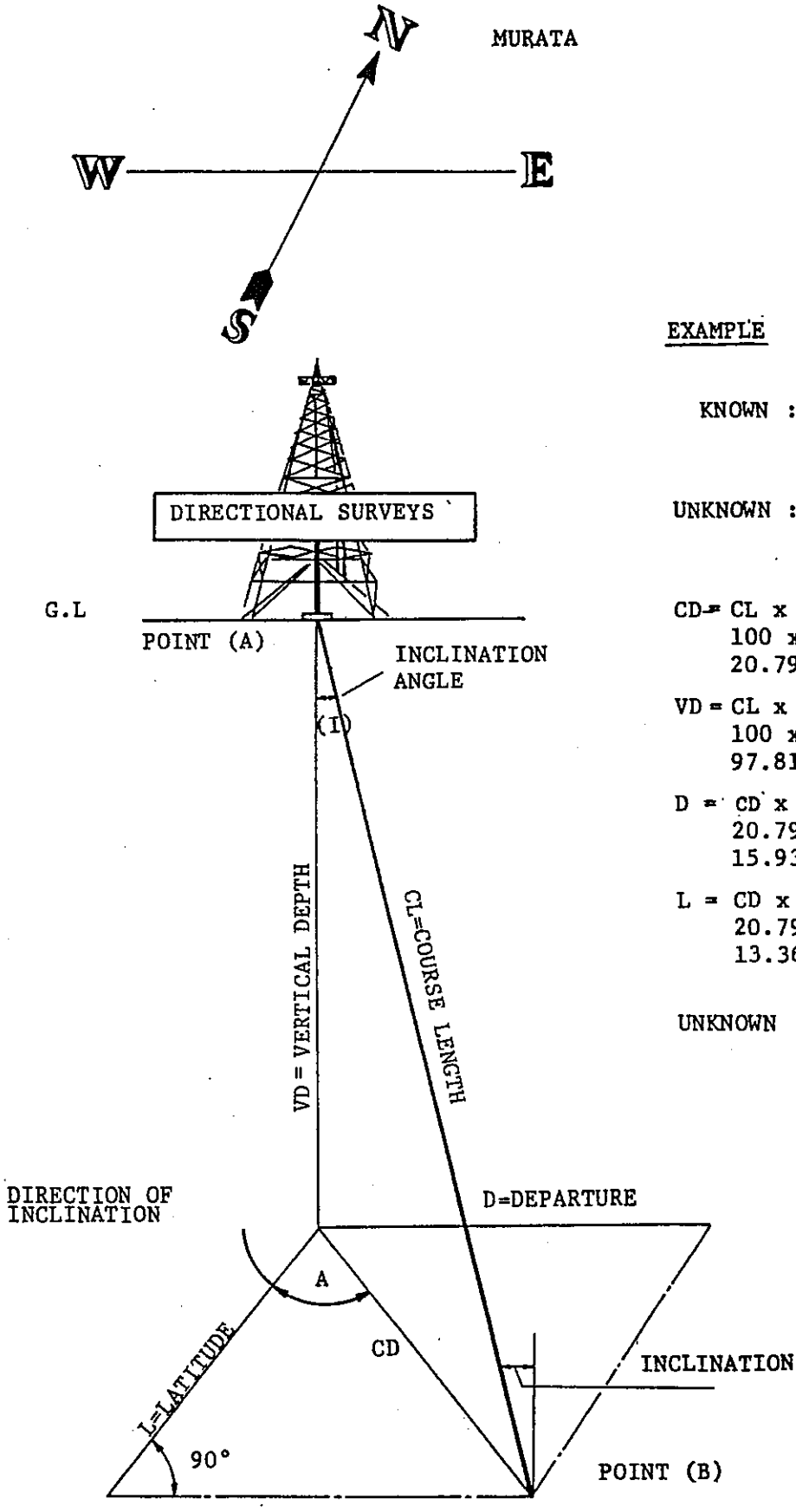
C.Di　：　水平偏距

V.Di　：　垂直偏距

Li　：　合緯距

Di　：　合経距

図3.3.2に孔曲がりの測定結果を示す。この測定結果から、各試錐孔とも概ね±１°の誤差範囲で計画方位に掘削されているものと判断される。



EXAMPLE

KNOWN : CL=100 m
I = 12°
A = 50°

UNKNOWN : VD
D
L

CD= CL x SIN I
100 x SIN 12
20.79 m

VD = CL x COS I
100 x COS 12
97.81 m

D = CD x SIN A
20.79 x SIN 50
15.93 m

L = CD x COS A
20.79 x COS 50
13.36 m

UNKNOWN VD = 97.81 m
D = 15.93 m
L = 13.36 m

図3.3.1孔曲がり計算方法

表3.3.2　KDA-1孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72384.328				
	緯　　距	-75704.184				
	標　　高	259.469				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N12° 40'W	89° 24'	2.00	-0.02	-0.44	1.95
4.0	N12° 40'W	89° 24'	4.00	-0.04	-0.88	3.90
6.0	N12° 40'W	89° 12'	6.00	-0.07	-1.32	5.85
8.0	N12° 40'W	89° 12'	8.00	-0.10	-1.75	7.80
10.0	N12° 40'W	89° 12'	10.00	-0.13	-2.19	9.76
12.0	N12° 40'W	89° 00'	12.00	-0.16	-2.61	11.71
14.0	N12° 40'W	89° 12'	14.00	-0.19	-3.05	13.66
16.0	N12° 10'W	89° 00'	16.00	-0.22	-3.47	15.62
18.0	N12° 10'W	89° 12'	18.00	-0.25	-3.90	17.57
20.0	N12° 10'W	89° 12'	20.00	-0.28	-4.32	19.53
22.0	N11° 40'W	89° 00'	22.00	-0.31	-4.72	21.48
22.5	N11° 40'W	89° 00'	22.50	-0.32	-4.82	21.97

表3.3.3　KDA-3孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72384.309				
	緯　　距	-75704.168				
	標　　高	259.883				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N12° 10'W	92° 00'	2.00	0.07	-0.42	1.95
4.0	N12° 40'W	91° 48'	4.00	0.13	-0.86	3.90
6.0	N12° 40'W	91° 48'	6.00	0.20	-1.30	5.85
8.0	N12° 10'W	92° 00'	8.00	0.27	-1.72	7.81
10.0	N12° 40'W	92° 00'	9.99	0.34	-2.16	9.76
12.0	N12° 40'W	92° 00'	11.99	0.40	-2.60	11.71
14.0	N12° 40'W	91° 48'	13.99	0.47	-3.03	13.66
16.0	N12° 40'W	91° 48'	15.99	0.53	-3.47	15.61
18.0	N12° 40'W	91° 48'	17.99	0.59	-3.91	17.56
20.0	N12° 40'W	91° 48'	19.99	0.66	-4.35	19.51
22.0	N12° 40'W	91° 48'	21.99	0.72	-4.79	21.46
22.5	N12° 10'W	91° 48'	22.49	0.73	-4.89	21.95

表3.3.4　KDA-4孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72384.311				
	緯　　距	-75704.190				
	標　　高	259.060				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N12° 10'W	89° 12'	2.00	-0.03	-0.42	1.95
4.0	N12° 10'W	89° 24'	4.00	-0.05	-0.84	3.91
6.0	N12° 10'W	89° 24'	6.00	-0.07	-1.26	5.86
8.0	N12° 10'W	89° 24'	8.00	-0.09	-1.69	7.82
10.0	N12° 40'W	89° 24'	10.00	-0.011	-2.12	9.77
12.0	N12° 40'W	89° 24'	12.00	-0.13	-2.56	11.72
14.0	N12° 40'W	89° 24'	14.00	-0.15	-3.00	13.67
16.0	N12° 10'W	89° 12'	16.00	-0.18	-3.42	15.63
18.0	N12° 10'W	89° 12'	18.00	-0.21	-3.84	17.58
20.0	N11° 40'W	89° 12'	20.00	-0.24	-4.25	19.54
22.0	N11° 40'W	89° 12'	22.00	-0.27	-4.65	21.50
22.5	N12° 10'W	89° 12'	22.50	-0.27	-4.76	21.99

表3.3.5　KDS-3孔　孔曲がり測定結果

	経　　距	72386.288				
孔口座標	緯　　距	-75703.814				
	標　　高	259.891				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N11° 40'W	89° 30'	2.00	-0.02	-0.40	1.96
4.0	N11° 10'W	89° 30'	4.00	-0.03	-0.79	3.92
6.0	N12° 10'W	89° 30'	6.00	-0.05	-1.21	5.88
8.0	N12° 10'W	89° 30'	8.00	-0.07	-1.63	7.83
10.0	N12° 10'W	89° 30'	10.00	-0.09	-2.06	9.79
12.0	N12° 10'W	89° 30'	12.00	-0.10	-2.48	11.74
14.0	N11° 40'W	89° 30'	14.00	-0.12	-2.88	13.70
16.0	N11° 10'W	89° 30'	16.00	-0.14	-3.27	15.66
18.0	N11° 40'W	89° 30'	18.00	-0.16	-3.67	17.62
20.0	N11° 40'W	89° 30'	20.00	-0.17	-4.08	19.58
22.0	N11° 40'W	89° 30'	22.00	-0.19	-4.48	21.54
22.5	N11° 40'W	89° 30'	22.50	-0.20	-4.58	22.03

表3.3.6　KDS-4孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72386.287				
	緯　　距	-75703.791				
	標　　高	259.502				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N10° 10'W	84° 36'	1.99	-0.19	-0.35	1.96
4.0	N11° 40'W	84° 36'	3.98	-0.38	-0.75	3.91
6.0	N12° 10'W	84° 36'	5.97	-0.56	-1.17	5.86
8.0	N12° 10'W	85° 00'	7.96	-0.74	-1.59	7.80
10.0	N12° 10'W	84° 36'	9.96	-0.93	-2.01	9.75
12.0	N12° 10'W	84° 36'	11.95	-1.12	-2.43	11.70
14.0	N11° 40'W	84° 36'	13.94	-1.30	-2.84	13.65
16.0	N12° 10'W	84° 36'	15.93	-1.49	-3.26	15.59
18.0	N12° 10'W	84° 36'	17.92	-1.68	-3.67	17.54
20.0	N12° 22'W	84° 36'	19.91	-1.87	-4.10	19.48
22.0	N12° 10'W	84° 36'	21.90	-2.06	-4.52	21.43
24.0	N11° 40'W	84° 36'	23.89	-2.24	-4.92	23.38
26.0	N11° 40'W	84° 36'	25.88	-2.43	-5.33	25.33
28.0	N11° 40'W	84° 36'	27.88	-2.62	-5.73	27.28

表3.3.7　KDS-5孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72386.265				
	緯　　距	-75703.697				
	標　　高	259.058				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N10° 10'W	83° 30'	1.99	-0.23	-0.35	1.96
4.0	N11° 40'W	83° 30'	3.97	-0.45	-0.75	3.90
6.0	N11° 40'W	83° 36'	5.96	-0.68	-1.15	5.85
8.0	N12° 10'W	83° 36'	7.96	-0.90	-1.57	7.79
10.0	N12° 28'W	83° 36'	9.94	-1.12	-2.00	9.73
12.0	N12° 10'W	83° 36'	11.92	-1.34	-2.42	11.68
14.0	N12° 10'W	83° 30'	13.91	-1.57	-2.84	13.62
16.0	N12° 10'W	83° 30'	15.90	-1.80	-3.26	15.56
18.0	N11° 40'W	83° 48'	17.89	-2.01	-3.66	17.51
20.0	N11° 10'W	83° 48'	19.87	-2.23	-4.05	19.46
22.0	N11° 10'W	83° 30'	21.86	-2.46	-4.43	21.41
24.0	N11° 40'W	83° 36'	23.85	-2.68	-4.83	23.35
26.0	N11° 40'W	83° 36'	25.84	-2.90	-5.23	25.30
28.0	N11° 10'W	83° 36'	27.82	-3.12	-5.62	27.25

表3.3.8　KDD-1孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72387.273				
	緯　　距	-75703.625				
	標　　高	259.885				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N11° 10'W	89° 00'	2.00	-0.03	-0.39	1.96
4.0	N11° 10'W	89° 12'	4.00	-0.06	-0.77	3.92
6.0	N12° 10'W	89° 12'	6.00	-0.09	-1.20	5.88
8.0	N12° 10'W	89° 24'	8.00	-0.11	-1.62	7.83
10.0	N12° 40'W	89° 12'	10.00	-1.14	-2.06	9.78
12.0	N12° 40'W	89° 12'	12.00	-0.17	-2.49	11.74
14.0	N12° 10'W	89° 12'	14.00	-0.20	-2.92	13.69
16.0	N12° 10'W	89° 24'	16.00	-0.22	-3.34	15.65
18.0	N12° 10'W	89° 00'	18.00	-0.25	-3.76	17.60
20.0	N11° 40'W	89° 00'	20.00	-0.29	-4.16	19.56
22.0	N12° 10'W	89° 30'	22.00	-0.30	-4.58	21.51
22.5	N12° 10'W	89° 00'	22.50	-0.31	-4.69	22.00

表3.3.9　KDF-1孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72385.314				
	緯　　距	-75704.048				
	標　　高	259.904				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N10° 40'W	89° 30'	2.00	-0.02	-0.37	1.97
4.0	N10° 40'W	89° 30'	4.00	-0.03	-0.74	3.93
6.0	N11° 10'W	89° 30'	6.00	-0.05	-1.13	5.89
8.0	N11° 40'W	89° 30'	8.00	-0.07	-1.53	7.85
10.0	N12° 10'W	89° 30'	10.00	-0.09	-1.95	9.81
12.0	N12° 10'W	89° 30'	12.00	-0.10	-2.38	11.76
14.0	N12° 40'W	89° 18'	14.00	-0.13	-2.81	13.71
16.0	N12° 40'W	89° 30'	16.00	-0.15	-3.25	15.66
18.0	N12° 40'W	89° 30'	18.00	-0.17	-3.69	17.62
20.0	N12° 10'W	89° 30'	20.00	-0.19	-4.11	198.57
22.0	N12° 10'W	89° 18'	22.00	-0.21	-4.53	21.52
22.5	N11° 40'W	89° 30'	22.50	-0.22	-4.63	22.01

表3.3.10　KDF-2孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72385.329				
	緯　　距	-75704.005				
	標　　高	259.476				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N11° 40'W	84° 48'	1.99	-0.18	-0.40	1.95
4.0	N12° 10'W	84° 30'	3.98	-0.37	-0.82	3.90
6.0	N12° 10'W	84° 30'	5.97	-0.56	-1.24	5.84
8.0	N12° 10'W	84° 30'	7.96	-0.76	-1.66	7.79
10.0	N12° 10'W	84° 30'	9.95	-0.95	-2.08	9.73
12.0	N12° 10'W	84° 30'	11.95	-1.14	-2.50	11.68
14.0	N11° 40'W	84° 30'	13.94	-1.33	-2.90	13.63
16.0	N12° 10'W	84° 30'	15.93	-1.52	-3.32	15.58
18.0	N12° 10'W	84° 30'	17.92	-1.71	-3.74	17.52
20.0	N11° 40'W	84° 30'	19.91	-1.91	-4.14	19.47
22.0	N11° 40'W	84° 30'	21.90	-2.10	-4.55	21.42
24.0	N11° 40'W	84° 30'	23.89	-2.29	-4.95	23.37
26.0	N11° 40'W	84° 30'	25.88	-2.48	-5.35	25.32
28.0	N11° 40'W	84° 30'	27.87	-2.67	-5.76	27.27

表3.3.11　KDP-1孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72387.261				
	緯　　距	-75703.609				
	標　　高	259.057				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N10° 40'W	89° 00'	2.00	-0.03	-0.37	1.97
4.0	N10° 40'W	89° 30'	4.00	-0.05	-0.74	3.93
6.0	N11° 40'W	89° 30'	6.00	-0.07	-1.14	5.89
8.0	N11° 40'W	89° 30'	8.00	-0.09	-1.55	7.85
10.0	N12° 10'W	89° 30'	10.00	-0.10	-1.97	9.80
12.0	N12° 10'W	89° 30'	12.00	-0.12	-2.39	11.76
14.0	N11° 10'W	89° 30'	14.00	-0.14	-2.78	13.72
16.0	N11° 40'W	89° 30'	16.00	-0.16	-3.18	15.68
18.0	N12° 10'W	89° 30'	18.00	-0.17	-3.61	17.63
20.0	N11° 40'W	89° 30'	20.00	-0.19	-4.01	19.59
22.0	N11° 10'W	89° 30'	22.00	-0.21	-4.40	21.55
22.5	N11° 10'W	89° 30'	22.50	-0.21	-4.49	22.04

表3.3.12　KDP-2孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72385.304				
	緯　　距	-75703.965				
	標　　高	259.076				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N12° 10'W	83° 30'	1.99	-0.23	-0.42	1.94
4.0	N12° 40'W	83° 30'	3.97	-0.45	-0.85	3.88
6.0	N12° 10'W	83° 36'	5.96	-0.68	-1.27	5.82
8.0	N12° 10'W	83° 36'	7.95	-0.90	-1.69	7.77
10.0	N12° 10'W	83° 30'	9.94	-1.13	-2.11	9.71
12.0	N12° 10'W	83° 30'	11.92	-1.35	-2.53	11.65
14.0	N12° 10'W	83° 30'	13.91	-1.58	-2.95	13.59
16.0	N12° 10'W	83° 30'	15.90	-1.80	-3.37	15.54
18.0	N11° 40'W	83° 30'	17.88	-2.03	-3.77	17.48
20.0	N12° 10'W	83° 36'	19.87	-2.25	-4.19	19.43
22.0	N11° 40'W	83° 30'	21.86	-2.48	-4.59	21.37
24.0	N11° 40'W	83° 30'	23.85	-2.71	-4.99	23.32
26.0	N11° 40'W	83° 30'	25.83	-2.93	-5.39	25.26
28.0	N11° 40'W	83° 30'	27.82	-3.16	-5.80	27.21

表3.3.13　KDA-2孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72374.093				
	緯　　距	-75706.547				
	標　　高	259.506				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N12° 10'W	89° 30'	2.00	-0.02	-0.42	1.96
4.0	N12° 10'W	89° 30'	4.00	-0.03	-0.84	3.91
6.0	N12° 10'W	90° 00'	6.00	-0.03	-1.26	5.87
8.0	N12° 10'W	89° 30'	8.00	-0.05	-1.69	7.82
10.0	N12° 10'W	89° 30'	10.00	-0.07	-2.11	9.86
12.0	N12° 10'W	89° 30'	12.00	-0.09	-2.53	11.73
14.0	N12° 40'W	89° 30'	14.00	-0.10	-2.97	13.68
16.0	N12° 10'W	89° 30'	16.00	-0.12	-3.39	15.64
18.0	N12° 10'W	89° 30'	18.00	-0.14	-3.81	17.59
20.0	N11° 40'W	89° 30'	20.00	-0.16	-4.21	19.55
22.0	N12° 10'W	89° 30'	22.00	-0.17	-4.64	21.51
24.0	N12° 40'W	89° 30'	22.50	-0.18	-4.75	21.99

表3.3.14　KDA-5孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72373.136				
	緯　　距	-75706.870				
	標　　高	259.870				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
2.0	N12° 10'W	92° 00'	2.00	0.07	-0.42	1.95
4.0	N12° 10'W	92° 00'	4.00	0.14	-0.84	3.91
6.0	N11° 40'W	92° 00'	6.00	0.21	-1.25	5.87
8.0	N12° 10'W	92° 00'	8.00	0.28	-1.67	7.82
10.0	N12° 10'W	92° 00'	9.99	0.35	-2.09	9.77
12.0	N12° 10'W	92° 00'	11.99	0.42	-2.51	11.73
14.0	N11° 40'W	92° 00'	13.99	0.49	-2.91	13.68
16.0	N12° 10'W	92° 00'	15.99	0.56	-3.34	15.64
18.0	N12° 10'W	92° 00'	17.99	0.63	-3.76	17.59
20.0	N11° 10'W	92° 00'	19.99	0.72	-4.14	19.55
22.0	N11° 40'W	92° 00'	21.99	0.77	-4.55	21.51
24.0	N11° 40'W	92° 00'	22.49	0.79	-4.65	22.00

表3.3.15　KDA-6孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72373.095				
	緯　　距	-75706.780				
	標　　高	259.095				
掘進長(m)	方位角	傾斜角	C．D．	V．D．	D	L
2.0	N11° 40'W	89° 36'	2.00	-0.01	-0.40	1.96
4.0	N11° 40'W	89° 36'	4.00	-0.03	-0.81	3.92
6.0	N11° 40'W	89° 36'	6.00	-0.04	-1.21	5.88
8.0	N11° 40'W	89° 36'	8.00	-0.06	-1.62	7.83
10.0	N11° 40'W	89° 36'	10.00	-0.07	-2.02	9.79
12.0	N11° 40'W	89° 36'	12.00	-0.08	-2.43	11.75
14.0	N12° 10'W	89° 36'	14.00	-0.10	-2.85	13.71
16.0	N12° 10'W	89° 36'	16.00	-0.11	-3.27	15.66
18.0	N12° 10'W	89° 36'	18.00	-0.13	-3.69	17.62
20.0	N12° 40'W	89° 36'	20.00	-0.14	-4.13	19.57
22.0	N12° 40'W	89° 36'	22.00	-0.15	-4.57	21.52
24.0	N12° 10'W	89° 36'	22.50	-0.16	-4.67	22.01

表3.3.16　KAE-1孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72359.388				
	緯　　距	-75706.783				
	標　　高	259.744				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
1.0	N73° 50'E	90° 18'	1.00	0.01	0.96	0.28
2.0	N74° 50'E	91° 24'	2.00	0.03	1.93	0.54
3.0	N74° 50'E	90° 12'	3.00	0.03	2.89	0.80
4.0	N75° 20'E	90° 12'	4.00	0.04	3.86	1.05
5.0	N75° 20'E	90° 12'	5.00	0.04	4.83	1.31

表3.3.17　KAE-3孔　孔曲がり測定結果

孔口座標	経　　距	72360.076				
	緯　　距	-75708.659				
	標　　高	259.019				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
1.0	N74° 50'E	90° 00'	1.00	0.00	0.97	0.26
2.0	N74° 50'E	90° 00'	2.00	0.00	1.93	0.52
3.0	N74° 50'E	90° 00'	3.00	0.00	2.9	0.78
4.0	N75° 20'E	90° 00'	4.00	0.00	3.86	1.04
5.0	N75° 20'E	89° 48'	5.00	0.00	4.83	1.29

表3.3.18　KAE-4孔　孔曲がり測定結果

	経　　距	27359.894				
孔口座標	緯　　距	-75708.708				
	標　　高	259.736				
掘進長 (m)	方位角	傾斜角	C．D． (m)	V．D． (m)	D (m)	L (m)
1.0	N75° 20'E	90° 00'	1.00	0.00	0.97	0.25
2.0	N73° 50'E	90° 12'	2.00	0.00	1.93	0.53
3.0	N74° 50'E	90° 12'	3.00	0.01	2.89	0.79
4.0	N75° 20'E	90° 00'	4.00	0.01	3.86	1.05
5.0	N75° 20'E	90° 00'	5.00	0.01	4.83	1.31

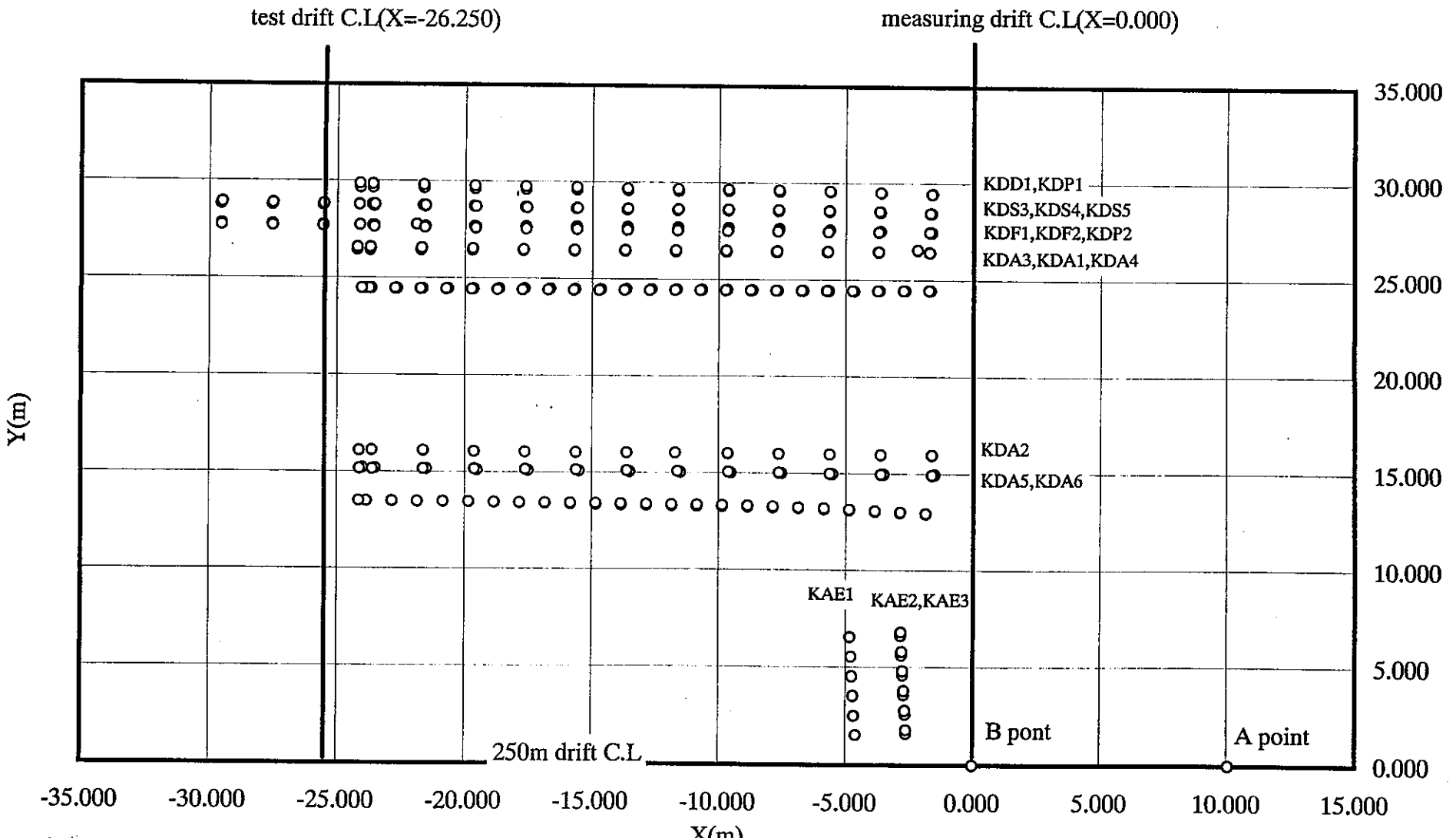


図3. 3. 2孔曲り測定結果

４．き裂調査

4.1　計測坑道内の地質とき裂調査

(1)　実施内容

岩盤の水理・力学的な挙動を予測するためには、計測坑道周辺の地質やき裂の分布状況を把握することが重要である。そのため、計測坑道の地質およびき裂の調査を実施した。

計測坑道の調査では坑道天端および側壁の地質およびき裂のスケッチを行うとともに、スキャンライン法によるき裂調査を実施した。計測坑道のスケッチは1：50のスケールで実施し、1：100のスケールに編集した。また、スキャンライン法では計測坑道北側側壁に、床面から高さ1mのところに測線を設け、この測線に交差するき裂のうち、長さ1m以上のき裂を対象にき裂調査を実施した。スキャンライン法によるき裂調査項目は、次の通りである。

(a)　深度

スキャンライン測線とき裂の交差する位置を記載した。

(b)　き裂の走向・傾斜

き裂面を平面と仮定し、その平均的な方向を測定し記載した。

(c)　開口の有無

坑道壁面において、き裂が開いているものを開口とし、以下の３つに分類し記載した。

Ｏ　：　き裂全体に開口が観察されるもの

ＰＯ：　き裂の一部に開口が観察されるもの

Ｃ　：　き裂の開口が観察されないもの

(d)　端形状

坑道側壁面内におけるき裂の端の形状を以下の4つに分類し、その組合わせを記載した。

Ｘ　：　き裂の端が調査範囲外へ連続するもの

Ｂ　：　き裂の端が調査範囲内で他のき裂から分岐するもの

Ｒ　：　き裂の端が調査範囲内で消滅するもの

Ｄ　：　き裂の端が調査範囲内で他のき裂で止まっているもの

(e)　条線の走向・傾斜

条線が観察されるき裂については、その走向・傾斜を測定し記載した。運動の方位は条線からは判別不能な場合がほとんどである。そのため、条線を線構造と仮定し測定した。

(f) 変位

き裂面に沿った見かけの変位量を記載した。また、センスが判別できるものについては以下の４通りに分類し、変位量が３次元的に把握できるものについては、（走向方向の見かけ変位量／傾斜方向の見かけ変位量）を記載した。

N ： 正断層
R ： 逆断層
S ： 左横ずれ
D ： 右横ずれ

(g) 変質の程度・色・幅

変質の程度は、林(1979)[1)]に地熱井を対象とした変質程度の分類がなされており、この分類をもとに記載した。この分類は変質の占める割合および母岩組織の乱れから、変質程度を以下の６つに分類したものである。

		変質率(%)	母岩組織の乱れ
未 変 質（F S）	:	0	流体が全く到達していない
微弱変質（VW）	:	0～10	初生鉱物の一部が変質
弱 変 質（WK）	:	10～50	母岩組織明瞭
中 変 質（MD）	:	50±	母岩組織に乱れが生じる
強 変 質（I L）	:	50～100	母岩組織が一部不明瞭
全体変質（WH）	:	100	母岩と流体が充分に反応

変質の色は、肉眼で呈する色を記載し、幅はハロー幅を記載した。

(h) 充填物の種類・幅

充填物については、量比の多い順に記載した。充填幅は坑道側壁内の最大充填幅を記載した。

(i) き裂タイプ

き裂の形態を４通りに分類し、その性状と組み合わせて記載した。図4.1.1～図4.1.3にき裂の形態および性状を示す。

(j) 半トレース長

スキャンライン測線とき裂の交差部を基点とし、坑道側壁内において、天盤側にどの程度き裂が連続するのかを測定し記載した。

(k) 交角

坑道側壁面内における、スキャンライン測線とき裂の交差する角度を記載した。

-------- 割れ目の形態 --------

A ： 割れ目のセン断作用により形成されたと推定される割れ目
B ： 割れ目の空隙に鉱物が地下水から沈積することにより形成されたと推定される割れ目
C ： 変質のみを伴う割れ目
変質とフィルム状あるいは薄層状の鉱物を伴う割れ目
D ： 変質も充填物も観察されない割れ目

-------- 割れ目の性状 --------

a). Aタイプ

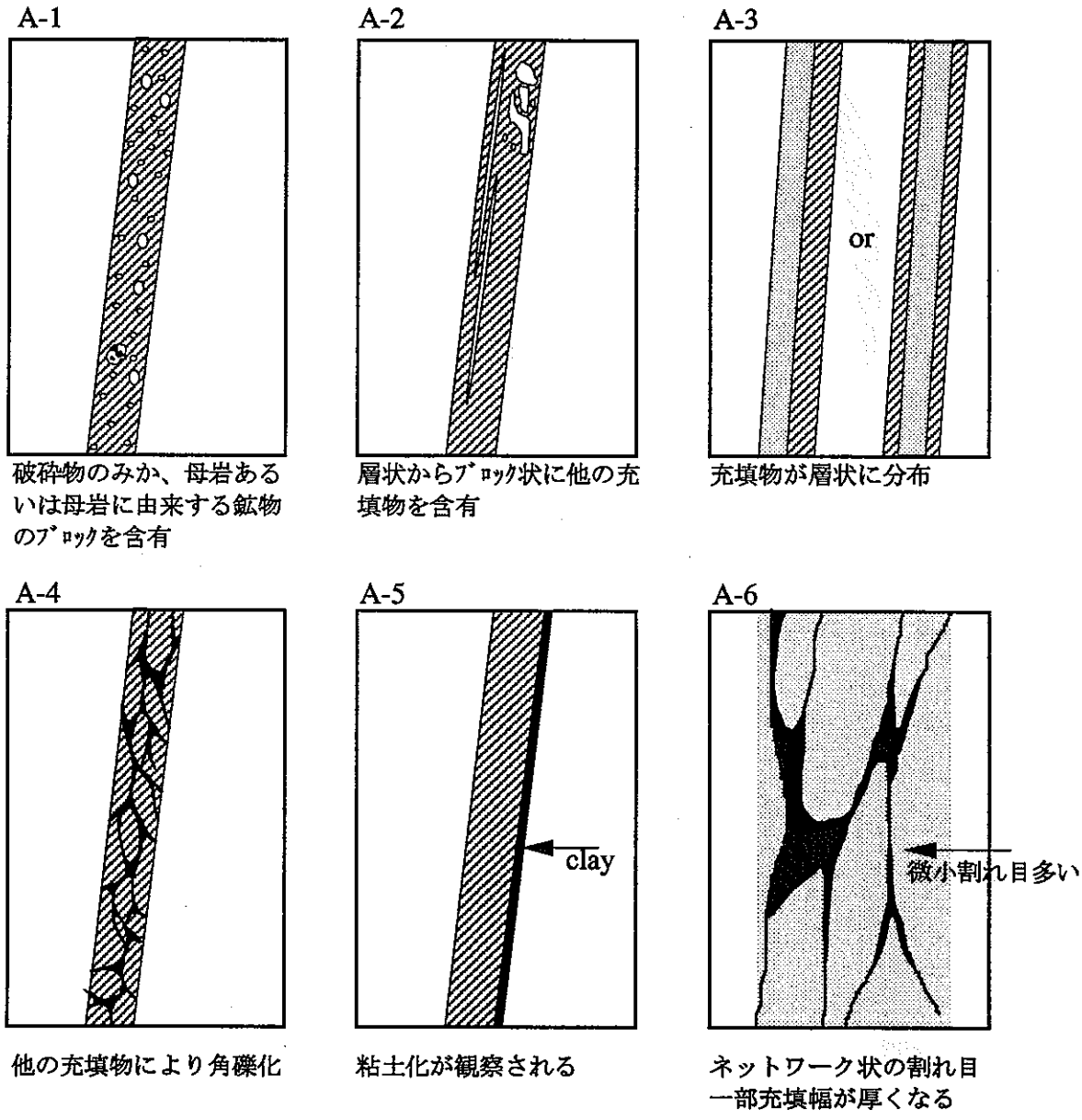
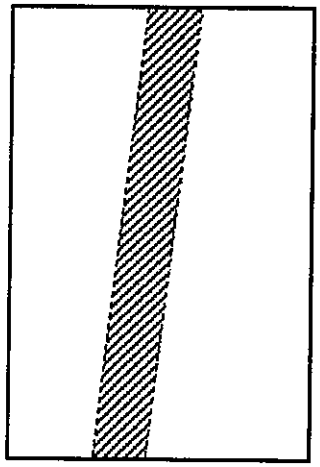


図4.1.1 き裂タイプ（その１）

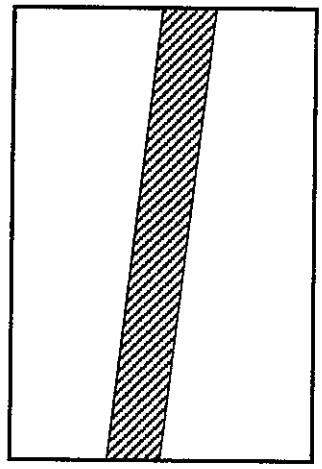
b). Bタイプ

B-1



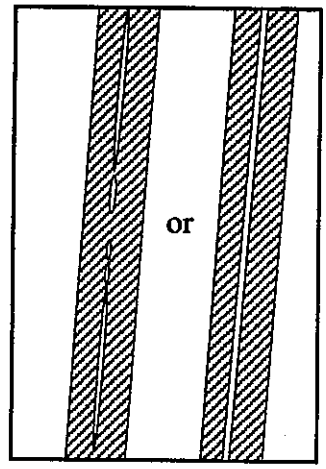
境界が不明瞭

B-2



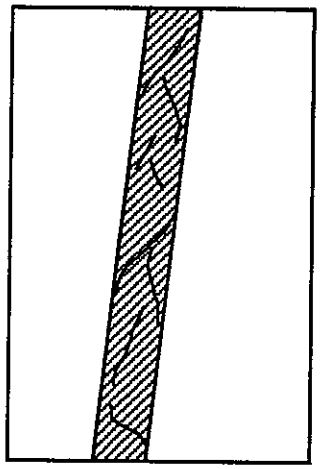
境界が明瞭

B-3



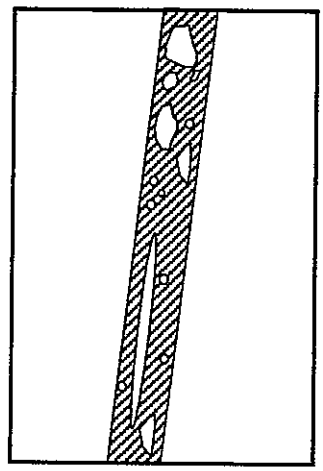
中央部にｶﾞﾏ、もしくは他の充填物

B-4



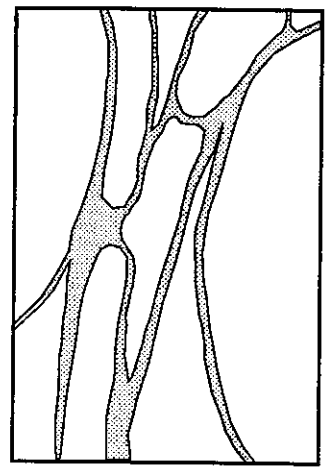
境界部や充填物中にフィルム状の鉱物を挟在

B-5



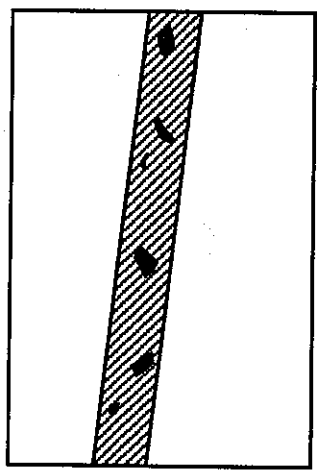
ブロック状から層状に他の鉱物を含有

B-6



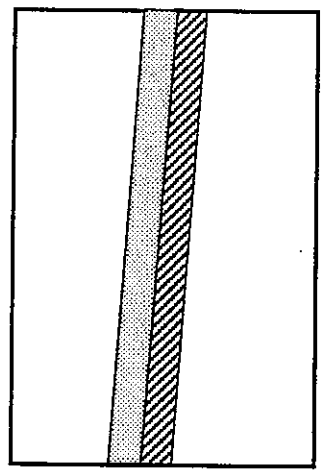
ネットワーク状に引張り割れ目もしくは変質脈が発達

B-7



充填物中に自形の有色鉱物が含有

B-8

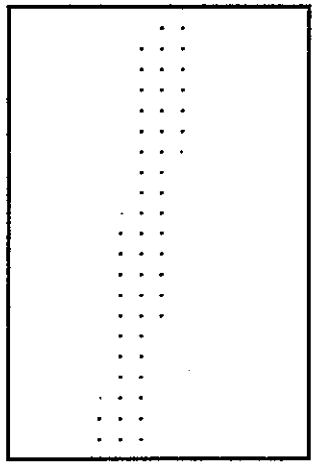


充填鉱物どうしが層状に分布

図4.1.2　き裂タイプ（その２）

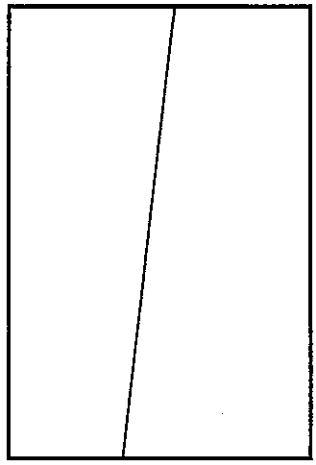
c). Cタイプ

C-1



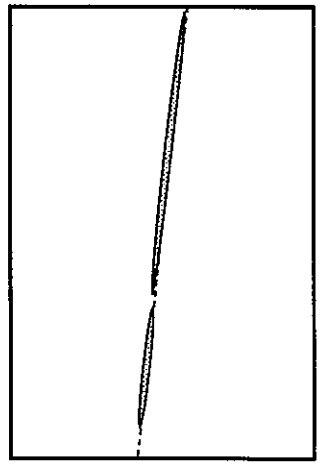
変質のみ

C-2



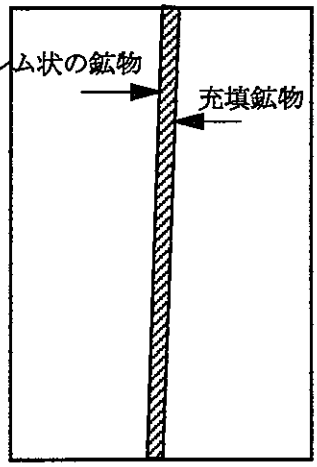
フィルム状の鉱物

C-3



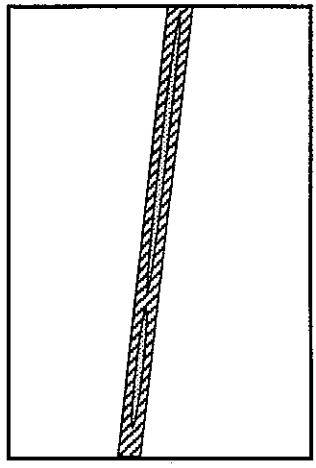
薄層状の充填鉱物

C-4



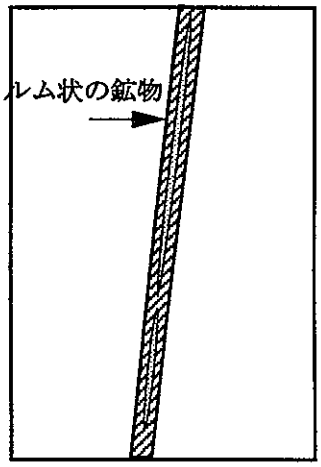
フィルム状の鉱物中に薄層状の充填鉱物が挟在

C-5



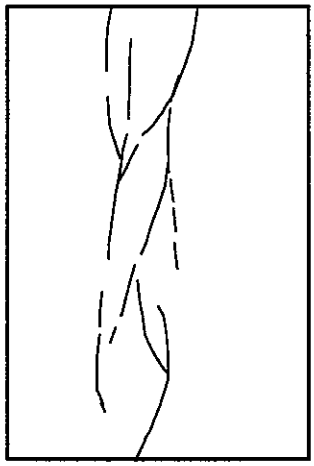
薄層状の充填鉱物中にｶﾞﾏ、あるいは他の充填鉱物が挟在

C-6



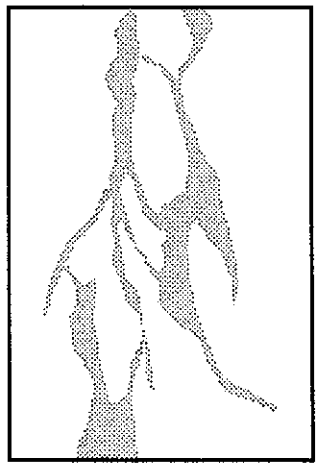
C-5の性状を持つ充填物と母岩の境界部にフィルム状の鉱物が挟在

C-7



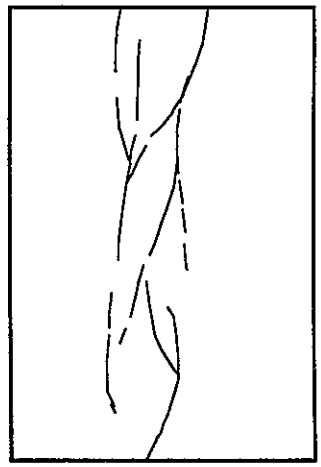
短いフィルム状の鉱物を含有する割れ目の集合体(shear)

C-8



変質鉱物がネットワーク状に発達(non-dilation)

C-9



短い薄層状の充填鉱物を含有する割れ目の集合体(dilation)

図4.1.3　き裂タイプ（その３）

(2) 調査結果

(a) 計測坑道内の地質

図4.1.4に計測坑道のスケッチ図を示す。

計測坑道内全域にわたり、栗橋花崗閃緑岩が分布している。異質岩質としては、数条の充填幅1cm程度のアプライト脈および数cm～数十cmの大きさの閃緑岩の捕獲岩が認められる。計測坑道全般的に新鮮であり、変質は深度0.0～15.0m、11.0～20.0mおよび22.0～30.0mに計測坑道に低角に交わるき裂に沿ったものが認められる程度である。

計測坑道内において観察されるき裂には、EW系、NE系およびNS系の3方向のものが観察される。EW系のき裂には、セン断作用により形成された充填物および空隙を沈積することにより形成された充填物が観察され、き裂周辺では赤色変質が認められる。多くのものは、滑り面あるいは他の充填物との境界部において開口が観察される。各々の開口量は肉眼では識別出来ない程度であるが、これらのき裂は数条のき裂が密集した形態をとるため、また、充填物の薄離性が観察されるため、岩盤の掘削による影響を受けやすいものと推測される。また、これらのき裂には変位が認められるものが多く観察され、そのセンスは例外なく左横ずれを示す。

NE系のき裂は、方解石や濁沸石、束沸石を充填物とするものが多く観察される。変質はほとんど無いかあるいは弱い白色変質を伴う。これらのき裂には晶洞が観察されるものが大半であり、岩盤中の空隙構造に強い影響を持っているものと推測される。

NS系のき裂は、充填物を有さないかあるいは幅数mm以下の束沸石、方解石、緑泥石を有するき裂である。変質はほとんど伴わないかあるいは非常に弱い白色変質を伴う程度で有る。

(b) スキャンライン法によるき裂調査結果

表4.1.2～表4.1.4にスキャンライン法によるき裂の調査結果を示す。全部で64本のき裂が観察され、その岩石・鉱物学的な記載を行った。き裂頻度は約2.1本／mであり、250mL原位置試験場の既存坑道の約0.9本／mと比較すると約2倍となっている。これは、既存坑道のき裂調査では長さ3m以上のき裂を対象に調査を行ったが、本調査では長さ1m以上のき裂を対象に調査を行ったためと考えられる。

図4.1.5にき裂の走向・傾斜のステレオ投影図を示す。ステレオ・ネットはシュミット・ネットを用い、下半球に投影して作成した。コンター・マップは1%エリアの小円をパラメーターとして作成し、2%間隔でコンターを示

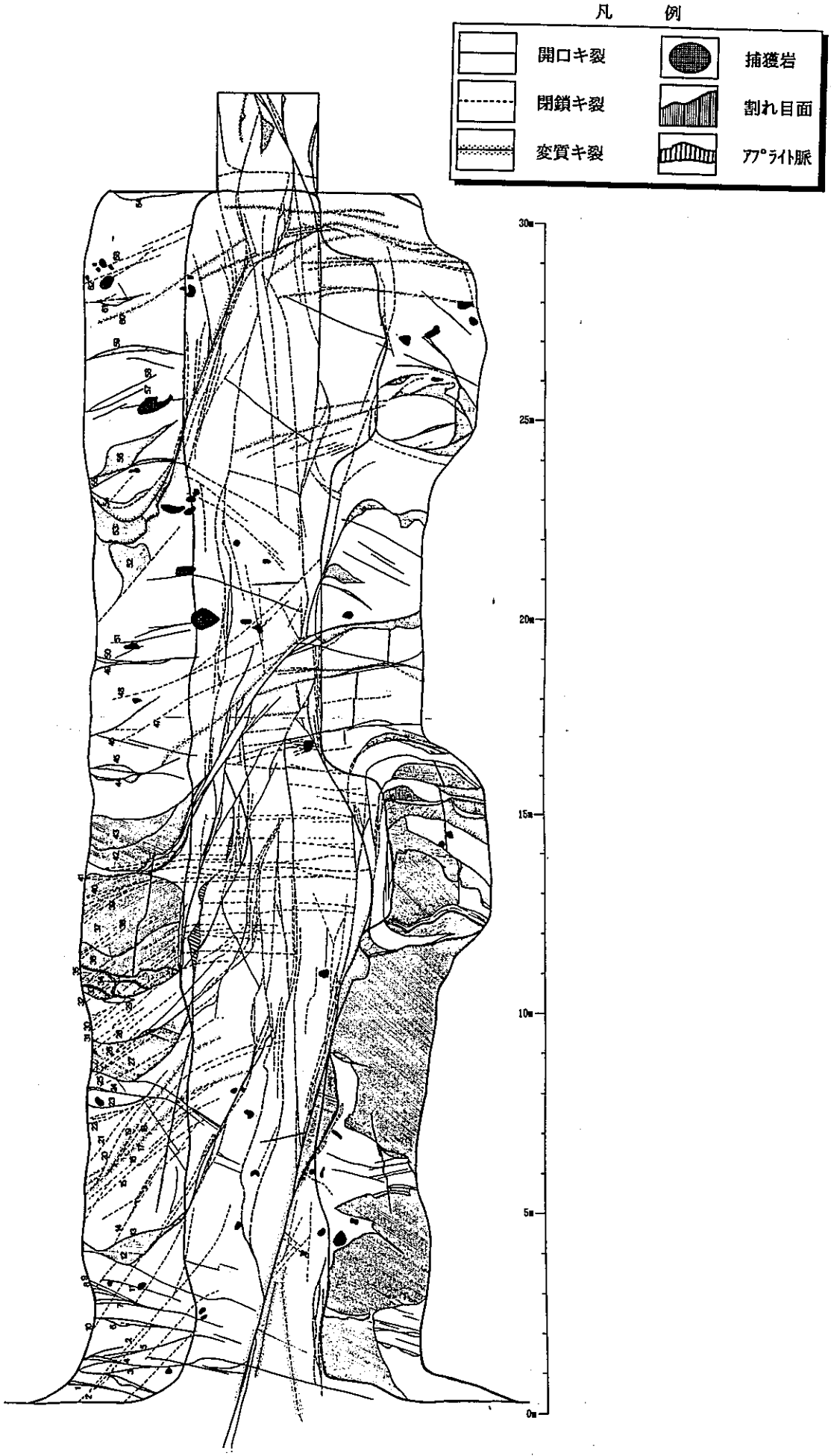


図4.1.4　計測坑道スケッチ図

表4.1.2　割れ目調査結果（その１）

No.	深度	割れ目	開口	端形状	条線	変位	変質			割れ目充填物						破砕幅	タイプ	半ﾄﾚｰｽ長	交角	備考
	(m)	走向・傾斜			走向・傾斜	(cm)	程度	色	幅(cm)	1	2	3	4	5	幅(mm)	(cm)		(cm)	(°)	
1	0.85	N08W 75NE	O	XX	無し	0.0	無し	―	―	無し					―	―	D	144	100	crack
2	1.10	N14E 40NW	C	XX	観察不可	0.0	VW	WT	1.5	無し					―	―	C-1	303	41	WTa-hc
3	1.28	N04E 88SE	O	XR	無し	0.0	(VW)	(WT)	0.2	ST	CAL				0.5	―	C-3	95	95	WTa-ST-hc
4	1.47	N11E 83SE	O	XX	無し	0.0	(VW)	(WT)	0.4	ST	CAL				1.0	―	C-3	164	99	WTa-ST+cal-hc
5	1.60	N09E 83NW	O	XB	無し	0.0	(VW)	(WT)	0.2	ST	CAL				0.5	―	C-3	181	83	WTa-ST+cal-hc
6	2.39	N32E 81SE	O	XX	無し	0.0	(VW)	(WT)	0.7	G-ST	CAL				1.2	―	C-3	182	90	WTa-ST+cal-hc
7	2.59	N02E 86NW	O	XB	無し	?	無し	―	―	G-ST	CAL				1.0	―	C-3	87	86	WTa-ST+cal-hc
8	2.80	N19E 81SE	O	XB	無し	?	(VW)	(WT)	0.6	ST	CAL				0.6	―	C-3	61	98	WTa-ST+cal-hc
9	3.03	N31E 82SE	O	XX	無し	?	無し	―	―	G-ST	CAL				1.5	―	C-3	177	92	WTa-ST+cal-hc
10	2.85	N14W 42SW	C	XB	観察不可	?	VW	WT	2.2	無し					―	―	C-1	322	37	WTa-hc
11	3.21	N05W 84NE	O	RR	無し	0.0	(VW)	(WT)	0.3	ST	CAL				0.2	―	C-3	168	99	WTa-ST+cal-hc
12	3.75	N82W 88NE	O	XB	観察不可	有	VW	WT	1.4	G-ST	CAL	GYf	Hm	L	9.1	15	C-4(B)	331	73	WTa-L+cal-b-GYf
13	4.11																			No.12の派生
14	4.08	N04W 35SW	C	DX	観察不可	0.0	VW	WT	2.2	無し					―	510	C-1	271	27	WTa-hc
15	5.53	N02E 45NW	C	XX	観察不可	0.0	VW	WT	1.6	無し					―	(510)	C-1	260	40	WTa-hc
16	5.72	N03E 48NW	C	RR	観察不可	0.0	VW	WT	1.5	無し					―	(510)	C-1	72	41	WTa-hc
17	6.03	N11W 31SW	C	XX	無し	0.0	WK	OR	8.5	GYf	L				1.1	(510)	C-3	239	39	ORa-GYf-hc
18	6.33	N09E 35NW	C	BR	観察不可	0.0	VW	WT	1.3	無し					―	(510)	C-1	187	32	WTa-hc
19	6.45	N09W 21SW	C	BB	観察不可	0.0	VW	WT	1.6	無し					―	(510)	C-1	151	29	WTa-hc
20	6.92	N10W 33SW	C	XX	観察不可	0.0	VW	WT	1.3	無し					―	(510)	C-1	47	28	WTa-hc
21	7.27	N23E 40NW	C	XB	観察不可	0.0	VW	WT	1.5	無し					―	(510)	C-1	81	42	WTa-hc
22	7.68	N08E 59NW	C	XR	観察不可	0.0	VW	WT	1.2	無し					―	(510)	C-1	107	48	WTa-hc
23	7.77	N35W 82SW	O	XR	無し	?	無し	―	―	CAL	ST	L			2.2	―	C-3(B)	128	90	CAL-hc
24	7.96	N22E 81SE	O	XR	無し	0.0	無し	―	―	ST					0.2	―	C-2	167	98	ST-hc
25	8.42	N25W 58SW	C	XR	観察不可	0.0	VW	OR	5.5	無し					―	(510)	C-1	132	49	ORa-hc

表4.1.3　割れ目調査結果（その２）

No.	深度	割れ目	開口	端形状	条線	変位	変質			割れ目充填物						破砕幅	タイプ	半ﾄﾚｰｽ長	交角	備考
	(m)	走向・傾斜			走向・傾斜	(cm)	程度	色	幅(cm)	1	2	3	4	5	幅(mm)	(cm)		(cm)	(°)	
26	8.60	N10E 42NW	C	XD	観察不可	0.0	VW	OR	20.0	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	71	41	ORa-hc
27	8.43	N62W 87NE	O	XX	81° E	?	VW	WT	1.7	G-ST	CAL	BKf	L		3.1	8.0	C-2(B)	210	63	WTa-ST+cal-hc
28	9.50	N13W 50SW	C	XR	観察不可	0.0	VW	WT	1.8	無し					― ― ―	(510)	C-1	153	46	WTa-hc
29	9.70	N10E 52NW	C	XX	観察不可	0.0	VW	RE	2.0	無し					― ― ―	(510)	C-1	228	46	REa-hc
30	10.18	N30E 58NW	C	XD	観察不可	0.0	WK	WT	1.4	無し					― ― ―	(510)	C-1	196	42	WTa-hc
31	9.33	N 63W 81SW	O	BX	無　し	?	WK	WT-OR	2.1	G-ST	CAL	L			8.2	― ― ―	C-3(B)	204	52	WTa-G-ST-L-hc
32	10.68	N11E 61 NW	C	XX	観察不可	0.0	WK	OR	1.9	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	195	51	ORa-hc
33	10.49	N84W 86NW	O	XB	観察不可	?	無し	― ― ―	― ― ―	L(P)	DGf				8.0	70.0	C-4(B)	92	97	L-sand-DGf-hc
34	10.68	N88W 89NE	O	XB	観察不可	?	WK	WT-OR	2.6	ST	L				4.8	(70.0)	C-3(B)	195	51	ST+L-hc
35	10.73	N80W 88NE	O	XB	観察不可	?	WK	OR	3.1	L(P)	CAL	ST			13.8	(70.0)	C-3(B)	152	76	ST+L-hc
36	10.95	N72W 88NE	O	XX	観察不可	?	WK	WT-OR	2.2	G-ST	L(P)	CAL			3.6	(70.0)	C-3(B)	190	62	ST+L-hc
37	11.30	N66W 87NE	O	X X	観察不可	?	WK	WT-OR	2.1	G-ST	L(P)	CAL			9.2	― ― ―	C-3(B)	143	71	ST+L-hc
38	11.48	N18W 48SW	C	XR	観察不可	0.0	WK	RE	3.5	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	91	47	REa-hc
39	12.62	N17E 59NW	C	XB	観察不可	0.0	VW	OR	1.2	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	48	51	ORa-hc
40	12.77	N11E 68NW	C	XR	観察不可	0.0	VW	OR	1.2	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	87	62	ORa-hc
41	13.33	N04E 74NW	C	XB	観察不可	0.0	VW	WT	1.3	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	138	72	WTa-hc
42	13.68	N68W 83NE	O	XX	WEEK	?	WK	WT-OR	2.6	L(P)	DGf	CAL			12.0	30	C-4(B)	202	61	WTa-L+cal-sa-DGf
43	14.21	N75W 87NE	O	XX	無　し	?	WK	OR	3.8	DGP	PRE	L	CAL	DGf	23.5	(30)	A-1	237	50	DGP(pre)-breccia
44	15.61	N64W 68SW	O	XB	53° E	?	WK	OR	3.1	DGf	L(P)	CAL	PRE		5.1	― ― ―	C-4(B)	48	51	WTa-L+cal-sa-DGf
45	16.00	N43E 80SW	O	XX	無　し	?	(VW)	(WT)	0.8	ST	G-ST	CAL			1.8	― ― ―	C-3	123	71	WTa-ST+CAL-hc
46	16.97	N52W 71NE	O	XR	無　し	?	無し	― ― ―	― ― ―	ST					0.1	― ― ―	C-3	63	70	ST-hc
47	17.24	N43W 80SW	C	XX	観察不可	0.0	WK	OR	3.5	DGf					3.8	― ― ―	C-2(B)	143	69	ORa-DGf-hc
48	18.00	N62W 88SW	C	XR	観察不可	0.0	VW	WT	1.2	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	123	72	WTa-hc
49	18.84	N21E 85NW	O	XR	無　し	?	(VW)	(WT)	0.5	CAL	ST				2.2	― ― ―	C-3(B)	90	90	WTa-ST+CAL-hc
50	18.84	N24E 78NW	O	BX	無　し	?	(VW)	(WT)	1.2	ST	CAL				0.5	― ― ―	C-3	107	74	WTa-ST+CAL-hc

表4.1.4　割れ目調査結果（その３）

No.	深度	割れ目	開口	端形状	条線	変位	変質			割れ目充填物						破砕幅	タイプ	半トレース長	交角	備考
	(m)	走向・傾斜			走向・傾斜	(cm)	程度	色	幅(cm)	1	2	3	4	5	幅(mm)	(cm)		(cm)	(°)	
51	19.34	N24E 85NW	O	RR	無し	?	無し	― ― ―	― ― ―	ST					0.2	― ― ―	C-3	101	88	ST-hc
52	20.74	N70E 74NW	O	XR	70° W	?	VW	WT	1.1	CHL	L				0.2	― ― ―	C-4	58	35	WTa-L-b-CHL-hc
53	22.31	N82W 90	O	XX	9° E	?	IL	RE	4.5	DGP	YGP	CAL	L	ST	38.0	single	A	185	42	YGP-DGP-dep.
54	22.68	N80W 79SW	O	XB	10° W	?	VW	WT-OR	1.0	G-ST	CAL	L(P)	DGf		8.9	― ― ―	C-4(B)	163	63	ORa-L-CAL-b-DGf
55	23.70	N30E 83NW	O	XX	無し	?	無し	― ― ―	― ― ―	G-ST					0.5	― ― ―	C-3	130	90	G-ST-hc
56	23.70	N77W 80SW	O	XD	無し	?	無し	― ― ―	― ― ―	L(W)					0.2	― ― ―	C-3	146	82	L-hc
57	25.15	N20E 78NW	O	RB	無し	?	VW	WT	0.8	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	53	82	WTa-hc
58	25.27	N22E 77NW	O	XR	無し	?	VW	WT	1.3	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	115	79	WTa-hc
59	26.68	N29E 78NW	O	XX	無し	?	VW	WT	1.8	st	chl				0.2	― ― ―	C-3	128	80	WTa-ST+(CHL)-hc
60	27.18	N87W 82SW	C	XR	観察不可	0.0	WK	OR	4.0	ep					1.8	― ― ―	C-3(B)	220	53	ORa-ep-hc
61	27.43	N35E 65NW	O	RR	12° S	?	VW	OR	1.2	PRE					0.2	― ― ―	C-2	29	62	ORa-pre-hc
62	28.85	N19W 60SW	C	XR	観察不可	0.0	VW	WT	2.5	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	160	58	WTa-hc
63	29.08	N22W 63SW	C	RR	観察不可	0.0	VW	WT	3.0	無し					― ― ―	― ― ―	C-1	139	52	WTa-hc
64	30.66	N30E 78NW	O	XX	無し	?	(VW)	(WT)	0.8	G-ST	ST	CAL			0.8	― ― ―	C-3	156	76	WTa-ST+CAL-hc

した。

ステレオ投影図から、計測坑道内にはEW系、NS系およびNEN系の3方向のき裂系が発達していることが伺え、各々の方位に6～10%程度のき裂の集中が認められる。表4.1.5に各々のき裂系の特性を記載する。

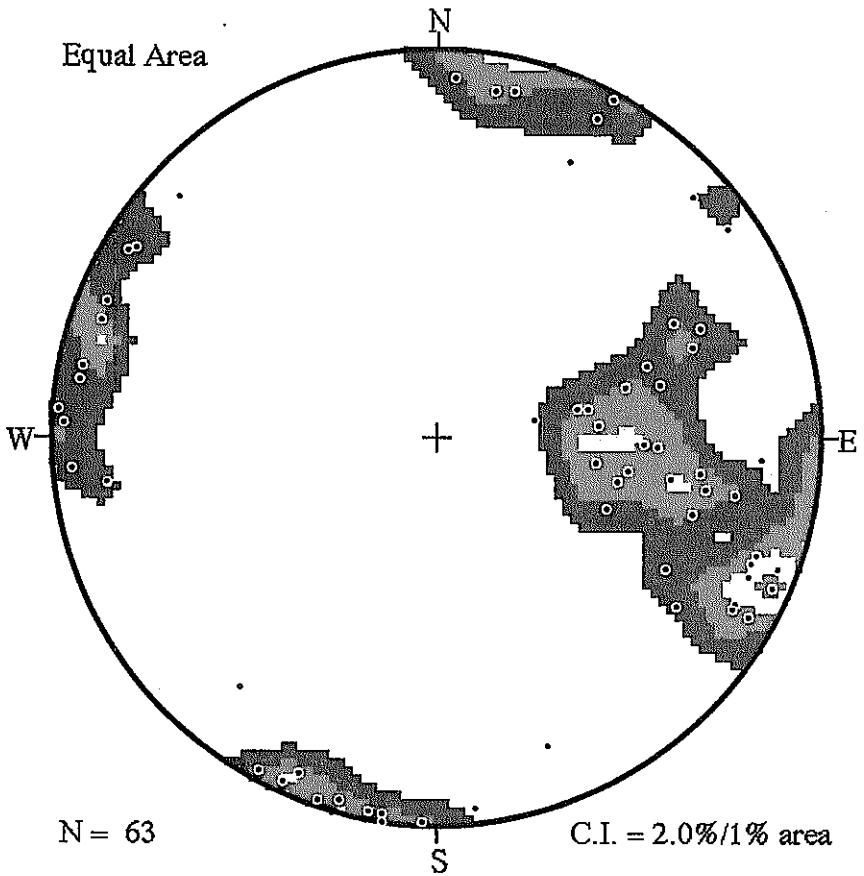
表4.1.5　各き裂系の特性

き裂系	系を構成するき裂	き裂のタイプ	充填幅
EW系	・暗緑色部，黄緑色部を充填物とするき裂 ・フィルム状の鉱物を充填物とするき裂 ・束沸石+方解石を充填物とするき裂 ・濁沸石，緑簾石を充填物とするき裂	A C-2 B(C-3) (C-3)	20mm以上 3.8-12.0mm 3mm以上 0.2-1.8mm
NEN系	・束沸石+方解石を充填物とするき裂	C-3	2mm以下
NS系	・変質のみをともなうき裂 （白色変質、オレンジ色変質）	C-1	0.0-1.0mm

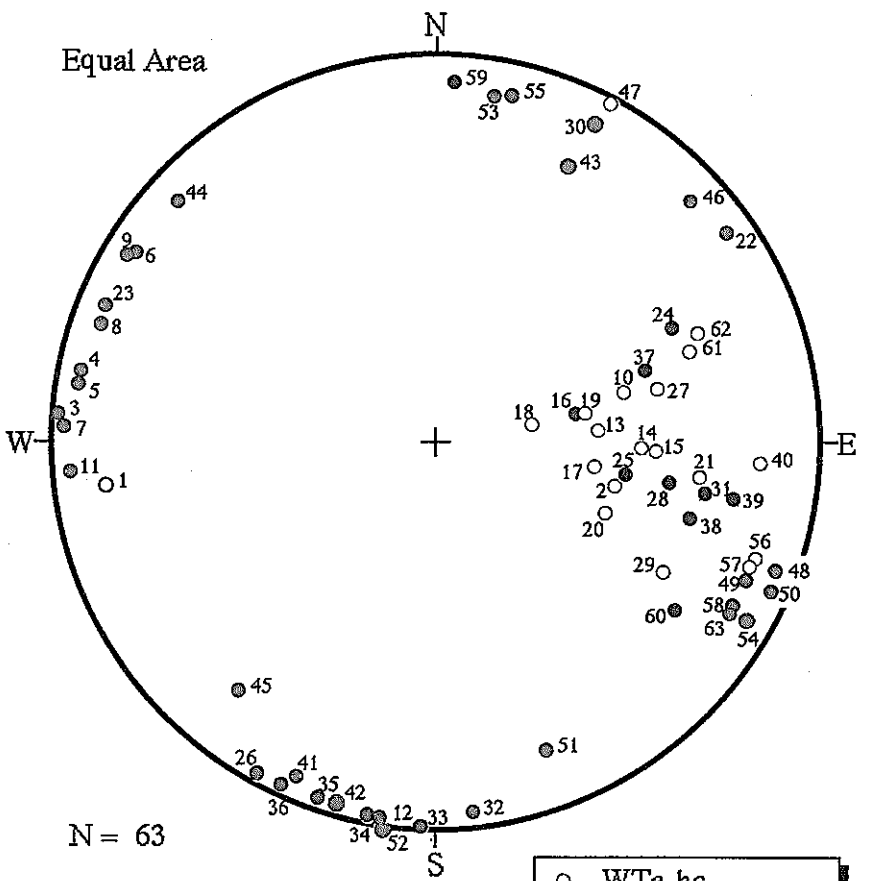
EW系のき裂系は、セン断を伴うと推定されるき裂、充填幅3mm以上の束沸石および方解石を充填物とするき裂および緑簾石あるいは濁沸石の比較的高温で生成される鉱物を有するき裂で構成されている。NEN系のき裂系は充填幅が2mm以下の束沸石および方解石を充填物とするき裂、NS系のき裂系は変質のみを伴うき裂で構成されている。

き裂群は計測坑道に平行に発達しているためスキャンライン法の調査の対象とならなかったが、計測坑道内にはこの他にもNE系のき裂系が認められる。NE系のき裂系は方解石、束沸石および濁沸石を充填物とするき裂で、変質および変位はなく、充填幅が10～30mmと大きいき裂で構成されている（Bタイプのき裂）。

(a) コンターマップ



(b) き裂面の極の投影図



シュミット・ネット，下半球投影

図4.1.5　き裂のステレオ投影図

4.2 試錐孔壁観察

本年度、掘削を行った新規試錐孔について、BTVによる孔壁観察を実施した。孔壁観察では、BIPシステム（Borehole Image System）を用いて、孔壁の状況、湧水箇所およびき裂の走向・傾斜、開口幅を観察した。孔壁の状況については、展開画像も併せて作成した。

BIPシステムの概略図を図4.2.1に示す。き裂の走向・傾斜は展開画像上で最小２乗法によりsin-curveに近似して求めた。開口幅は展開画像上で実距離を測定することにより求め、幅0.5mm以上のき裂を対象とした。

BTVによる孔壁観察結果は資料集に付す。

4.3 試錐コア観察

(1) 調査内容

試錐孔のき裂の分布状態および連続性は、試験坑道掘削時の岩盤の挙動に影響を与えるものと推測される。そのため、試錐孔間のき裂の連続性を把握することおよび各試錐孔の基礎的なデータを取得することを目的とし、新規試錐孔のコア観察を実施した。

コア観察の調査項目は以下の通りである。

(a) 試錐孔コアに関する情報

（財）日本建設情報総合センターが発行している「ボーリング柱状図作成要領（案）－解説書－」[2)]に準じて、コア観察を実施した。

1. R.Q.D.(%)

長さ10cm以上のコアが１mあたりに占める割合を測定した。

2. 岩種区分

コアに出現する岩石の種類を記載した。

3. 色調

「黒、褐、赤、橙、黄、緑、青、紫、灰、白」を基本色とし、基本色以外は基本色の組み合わせを記載した。また、必要に応じて「濃」および「淡」の形容詞をつけるとともに、黒みを帯びる時は「暗」の形容詞をつけて記載した。

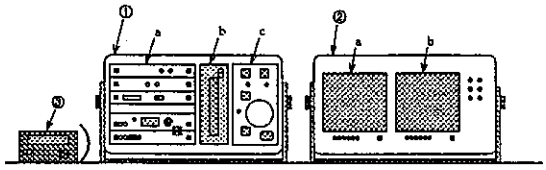
4. 硬軟

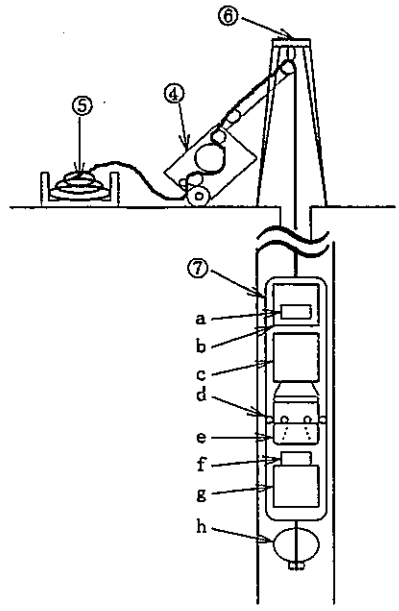
それぞれのコア性状の代表部分について、ハンマー打撃により岩片の硬軟を測定した。分類基準は以下の通りとした。

A ： 極硬 － ハンマーで容易に割れない

図. 2-1. ＢＩＰシステムのシステム構成図

＜現場システム＞





＜画像処理ユニット部＞

① 画像処理ユニット

a. 各種画像処理ボード

b. ＭＯドライブユニット

c. プローブコントローラー

② ２連モニター

a. 孔壁画像モニター

b. 展開画像モニター

③ ＭＴドライブユニット（オプション）

＜画像取り込・降下装置部＞

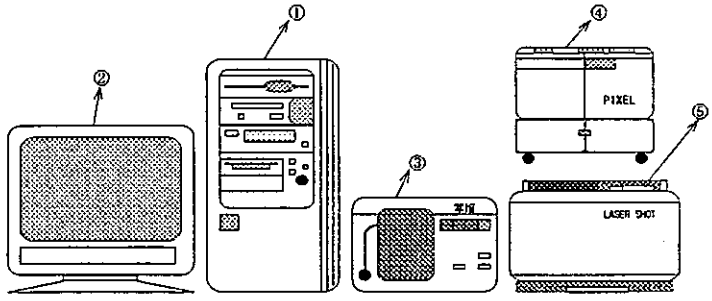
④ 簡易型ウインチ（プローブ降下装置）　⑤ 複合ケーブル　⑥ 三脚

⑦ 標準型プローブ（φ50㎜・60㎜）

a. 内部制御ユニット　b. 方位センサー　c. ＴＶカメラユニット　d. 照明ユニット

e. コーン型ミラー　f. 方位コンパス　g. バッテリー　h. セントラライザ

＜室内解析システム＞



① レアックス社製タワー型統合パソコン486DX/66i（IBM-AT互換機）

② １４～１７インチマルチスキャンカラーモニター

③ フィルムレコーダー（３５ｍｍフィルム・ポラロイド）

④ カラーレーザープリンター（カラーコピー機）

⑤ レーザープリンター

⑥ Ｘ－Ｙプロッター

図4.2.1　BIPシステムの概要

B ： 硬　－ ハンマーで金属音

C ： 中硬 － ハンマーで容易に割れる

D ： 軟　－ ハンマーで容易にボロボロに砕ける

E ： 極軟 － マサ状、粘土状

5. コア形状

コア形状は主に割れ目頻度を表現するもので、以下の８通りに区分して記載した。

Ⅰ ： 長さ50cm以上の棒状コア

Ⅱ ： 長さが50～15cmの棒状コア

Ⅲ ： 長さが15～5cmの棒状～片状コア

Ⅳ ： 長さが5cm以下の棒状から片状コアでかつコアの外周の一部が認められるもの

Ⅴ ： 主として角レキ状のもの

Ⅵ ： 主として砂状のもの

Ⅶ ： 主として粘土状のもの

Ⅷ ： コアの採取ができないもの。スライムを含む。

6. き裂の状態

コアに発達するき裂の状態を、以下の４通りに区分して記載した。

a ： 密着しているあるいは分離しているがき裂沿いの風化・変質は認められない

b ： 割れ目沿いの風化・変質は認められるが、岩片はほとんど風化・変質していない

c ： 割れ目沿いの岩片に風化・変質が認められ軟質となっている。

d ： 割れ目として認識できない角レキ状、砂状、粘土質コア

7. 風化

コアの風化の状態を、以下の５通りに分類して記載した。

α ： 非常に新鮮である。造岩鉱物の変質は全くない。

β ： 新鮮である。有色鉱物の周辺に赤褐色化がある。長石の変質はない。

γ ： 弱風化している。有色鉱物の酸化汚染がある。長石の部分的な変質（白色化）がある。

δ ： 風化している。有色鉱物が黄金色あるいは周辺が褐色粘土化している。長石の大部分が変質している。

ε ： 強風化している。石英および一部の長石を除きほとんど変質し原岩組織は失われている。

8. 変質

コアの変質の状態を、以下の４通りに区分して記載した。

１ ： 非変質 － 肉眼的に変質鉱物の存在が認められないもの。

２ ： 弱変質 － 原岩組織を完全に残し、変質程度（脱色）が低いもの。あるいは非変質部の割合が高いもの（肉眼で50%以上）。

３ ： 中変質 － 肉眼で変質が進んでいると判定できるが、原岩組織を明らかに残し、原岩判定が容易なもの。または非変質部をのこすものおよび網状変質部。

４ ： 強変質 － 構成鉱物、岩片等が変質鉱物で完全に置換され、原岩組織を全く～殆ど残さないもの。

(b) き裂に関する情報

1. き裂深度

コアの中心線とき裂の交差する位置を、き裂の位置として記載した。

2. 開口の有無

コアが分離しているものを開口とし、以下の３通りに分類して記載した。

Ｏ ： 開口割れ目

ＰＯ ： 部分開口割れ目

Ｃ ： 閉鎖割れ目

3. 角度

試錐孔の掘削方向に対するき裂面の長軸の角度を記載した。

4. 形状

AECLのき裂分類基準に準拠しき裂を分類した。この分類では、基本的な以下に示す４つの主要グループと５つの副パターンの組み合わせにより、き裂の形状を表記するものである。

（主要グループ）

Ｐグループ ： き裂面の形状が平面のもの

Ｃグループ ： き裂面の形状が曲面のもの

Ｉグループ ： き裂面の形状が不規則なもの

Ｓグループ ： き裂面の形状が階段状のもの

（副パターン）

ｍパターン ： 毛状き裂を伴わない単一のき裂

ｉパターン ： 短い毛状割れ目を伴うき裂

jパターン　：　長い毛状き裂を伴うき裂

pパターン　：　平行な毛状き裂を伴うき裂

5. 変質の程度・色・幅

変質の程度は、林(1979)[1]に地熱井を対象とした変質程度の分類がなされており、この分類をもとに記載した。この分類は変質の占める割合および母岩組織の乱れから、変質程度を以下の６つに分類したものである。

		変質率(%)	母岩組織の乱れ
未変質（FS）	：	0	流体が全く到達していない
微弱変質（VW）	：	0～10	初生鉱物の一部が変質
弱変質（WK）	：	10～50	母岩組織明瞭
中変質（MD）	：	50±	母岩組織に乱れが生じる
強変質（IL）	：	50～100	母岩組織が一部不明瞭
全体変質（WH）	：	100	母岩と流体が充分に反応

変質の色は、肉眼で呈する色を記載し、幅はハロー幅を記載した。

6. 充填物種・幅

充填物種を量比の多い順に記載した。充填幅は観察される最大値を記載した。

(2) 調査結果

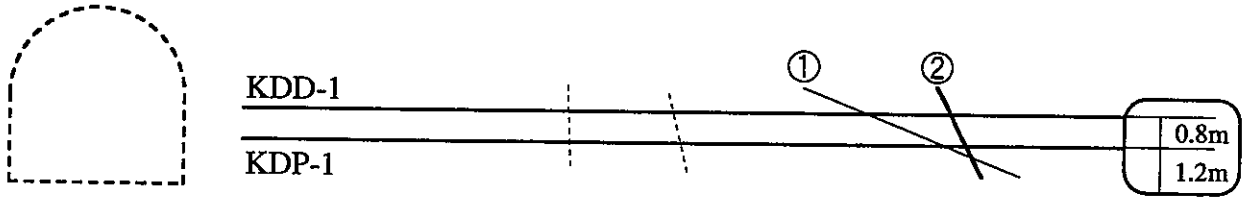
各試錐孔の柱状図およびコア観察結果は資料集に付す。

図4.3.1～図4.3.3に各試錐孔間におけるき裂の連続性を、表4.3.1～表4.3.4にそれらの地質学的な特性を示す。6本のき裂について2本以上の試錐孔にまたがる連続が確認された。②-④のき裂、⑤-⑨のき裂および⑦-⑪のき裂は比較的規模の大きなき裂である。その他のき裂はアプライト脈である。

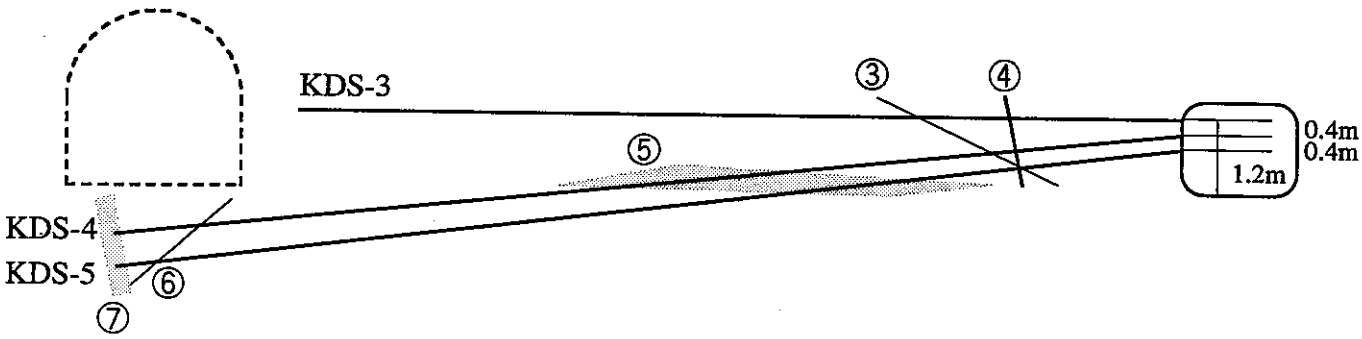
図4.3.4に新規試錐孔周辺のき裂分布を示すが、⑤-⑨のき裂は計測坑道、KDH-3孔およびKDT-2孔への連続が予測される。また、⑦-⑪のき裂は既存坑道の35～38mに位置するき裂帯に連続が推定される。

計測坑道および新規試錐孔周辺において、試錐孔あるいは坑道で連続性が確認されているき裂は全てEW系のき裂である。また、計測坑道のき裂分布から、EW系のき裂とき裂の間にNE系のき裂が発達していることが推定される。これらのことから、計測坑道周辺ではEW系のセン断の要素の強いき裂が最も支配的であり、それらの間にNE系の引張りの要素の強いき裂が発達したき裂系であるものと推測される。

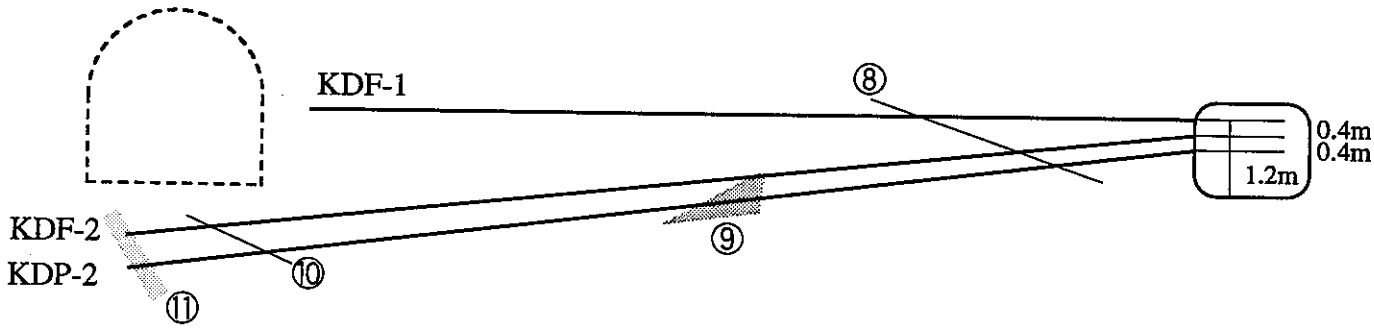
(a). A断面



(b). B断面



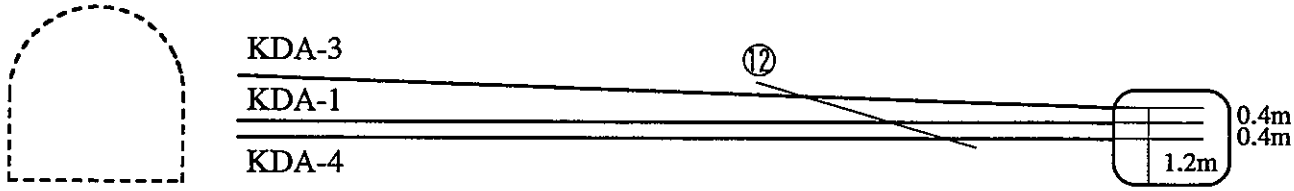
(c). C断面



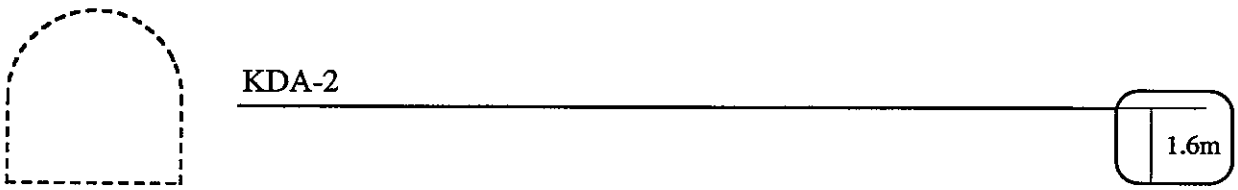
SCALE = 1 : 2 0 0

図4.3.1 き裂の連続性（その１）

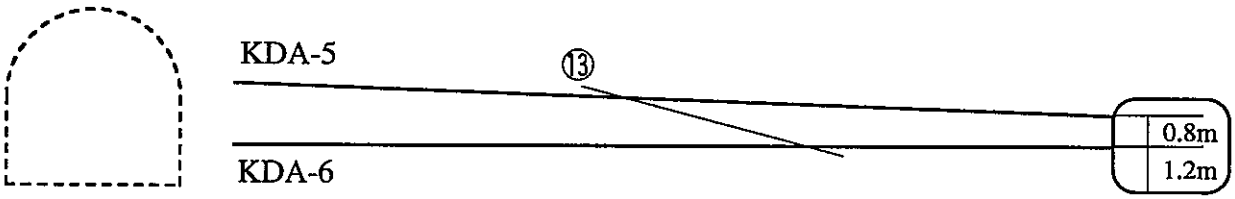
(d). D断面



(e). E断面



(f). F断面



SCALE = 1 : 2 0 0

図4.3.2 き裂の連続性（その２）

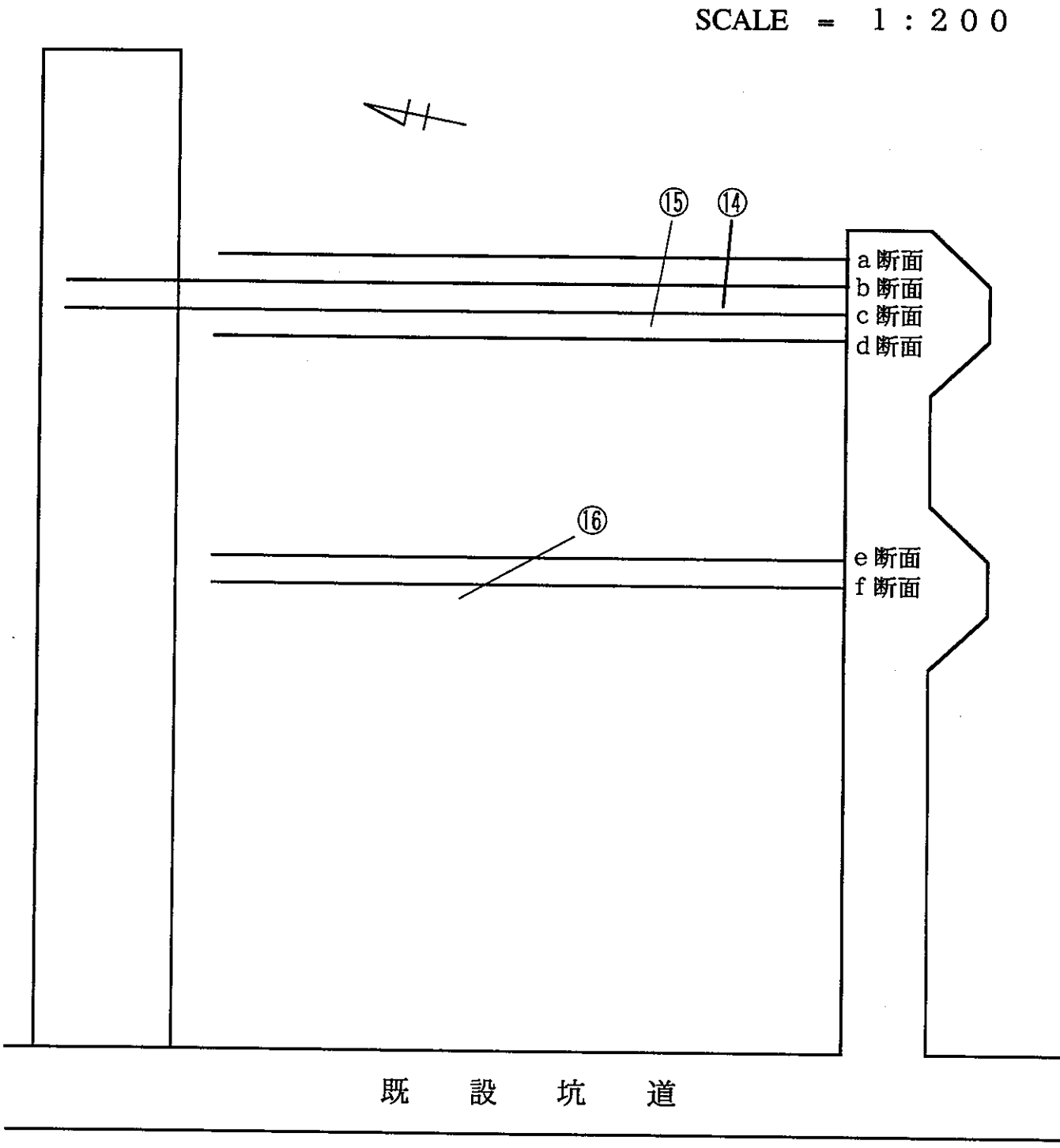


図4.3.3 き裂の連続性（その３）

表4.3.1　連続性の推定される地質構造一覧表（その１）

No.	位　置		地質学的な特性 （方向性、変質、割れ目形態、充填物など）	備　考
	試錐孔名	深　度		
1	KDD-1 KDP-1	6.635m 4.657m	約20°程度の傾斜を持ち、計測坑道方向に傾斜が認められるアプライト脈が存在する。 アプライト脈の幅は、およそ1.5cmである。	a 断面
2	KDD-1 KDP-1	4.277m 4.087m	約75°の傾斜をもつ割れ目で、充填物の厚さが21～35mmと厚いのが特徴的である。 充填物はLa，Cal，Chからなり、変質は中程度である。また、ハロー幅も6～7.5cmと厚い。	a 断面
3	KDS-3 KDS-4 KDS-5	6.815m 4.842m 4.535m	約20°の角度と、計測坑道への傾斜方向を有するアプライト脈が認められる。 アプライト脈の幅は、約1.5cmである。	b 断面
4	KDS-3 KDS-4 KDS-5	4.465m 4.287m 4.335m	約75°の傾斜をもつ割れ目で、KDS-3と4には弱い鏡肌が認められる。充填物は、La，Cal，Chで変質は中程度。充填物の厚さは15～40mmで、ハロー幅は4～9cmである。	b 断面
5	KDS-4 KDS-5	10.5075～ 14.9875m 7.075～ 9.970m	この区間には、充填物としてレピドートが認められる。	b 断面

表4.3.2　連続性の推定される地質構造一覧表（その２）

No.	位　置		地質学的な特性 （方向性、変質、割れ目形態、充填物など）	備　考
	試錐孔名	深　度		
6	KDS-4 KDS-5	25.557m 26.750m	角度約25°のアプライト脈が計測坑道方向に傾斜している。 アプライト脈の幅は、0.8～1.5cmである。	b断面
7	KDS-4 KDS-5	27.897m 以深 27.510以深	左記の深度から、中～強変質帯、および破砕帯となっている。コアはほぼ角礫状を呈し、また鏡肌が目立っている。	b断面
8	KDF-1 KDF-2 KDF-2	7.105m 4.44m 3.697m	約20°の傾斜と、計測坑道への方向を有するアプライト脈が認められる。 アプライト脈の幅は、1～1.5cmである。	c断面
9	KDF-2 KDP-2	11.225～ 11.400m 11.200～ 12.812m	この区間には、充填物としてレピドートが認められる。	c断面
10	KDF-2 KDP-2	25.6m 24.125m	約20°の傾斜と、計測坑道への方向を有するアプライト脈が認められる。 アプライト脈の幅は、1cmである。	c断面

表4.3.3　連続性の推定される地質構造一覧表（その３）

No.	位　置		地質学的な特性 （方向性、変質、割れ目形態、充填物など）	備　考
	試錐孔名	深　度		
11	KDF-2 KDP-2	27.73以深 27.05以深	中～強変質の破砕帯が、左記深度以深より認められる。 岩の脱色が著しく、また割れ目には鏡肌が卓越している。	c断面
12	KDA-3 KDA-1 KDA-4	8.322m 5.925m 4.587m	傾斜が20°程度、方向が計測坑道方向のアプライト脈である。 アプライトの幅は、1.5～2cm程度である。	d断面
13	KDA-5 KDA-6	12.925m 8.125m	約20°の傾斜と、計測坑道への方向を有するアプライト脈が認められる。 アプライト脈の幅は、2～3cmである。	f断面
14	KDD-1 KDS-3	4.277m 4.465m	No.2，4に記載した割れ目の水平方向への連続であり、計測坑道終点から既設坑道方面へ計測坑道から離れていくような方向に連続する。	a断面 b断面
15	KDD-1 KDS-3 KDF-1	6.635m 6.815m 8.125m	No.1，3，8に記載したアプライト脈についての水平方向への連続であり、計測坑道終点から既設坑道方面へ計測坑道から離れていくような方向に連続する。	a断面 b断面 c断面

表4.3.4　連続性の推定される地質構造一覧表（その４）

No.	位　置		地質学的な特性 （方向性、変質、割れ目形態、充填物など）	備　考
	試錐孔名	深　度		
16	KDA-2	11.040m	No.13に記載したアプライト脈の水平方向への連続であり、計測方向出口方向へ計測坑道に近づくような方向に連続する。	e断面
	KDA-6	8.125m		f断面

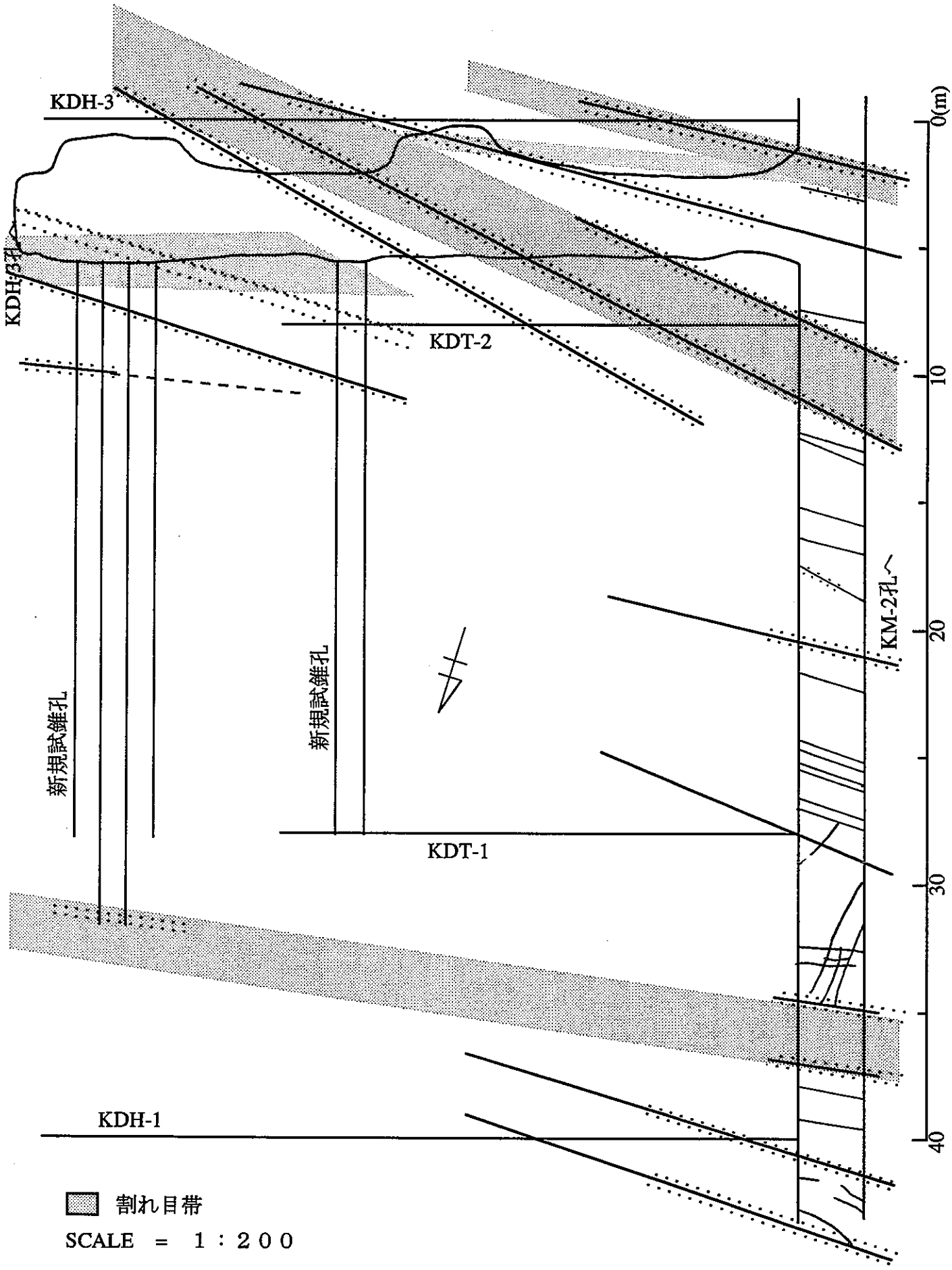


図4.3.4　き裂の連続性（平断面図）

参考文献）

1)　林正雄，地熱井コアスライムの定量的記載：日本地熱学会誌，Vol.No.2, pp.103-116, (1979)

2)　（財）日本建設情報総合センター，ボーリング柱状図作成要領（案）－解説書－，建設大臣官房技術調査室監修：昭和61年11月

5. 弾性波探査

5.1 PS検層

5.1.1 目的

PS検層は、一般に試錐孔周辺や試錐孔間の地盤におけるP波とS波と呼ばれる２種類の弾性波の伝播速度を求め、地盤の物理的性質を探査する手法である。この測定結果からは、地盤の動的な弾性定数（動ポアソン比、動剛性率、動弾性係数、動体積弾性率）が算出できる。

今回のPS検層は、計測坑道の壁面に水平試錐孔を掘削し孔周辺岩盤の動的弾性定数の分布を求め、坑道壁面近くと壁面から離れたところの値を比較し、坑道掘削による影響領域の広がりを把握することを目的とする。

5.1.2 測定方法

PS検層方法の概念図を図5.1.1に示す。孔中に挿入した受振器をエアージャッキで孔壁に押し当て、坑道壁面から発生させたP波およびS波を受振器で測定する。今回の測定の詳細を以下に示す。

(1)探査地点は、計測坑道内から水平方向に掘削された2ヶ所の試錐孔として

スムースブラスティング工法：KDA-1孔

普通発破工法：KDA-2孔

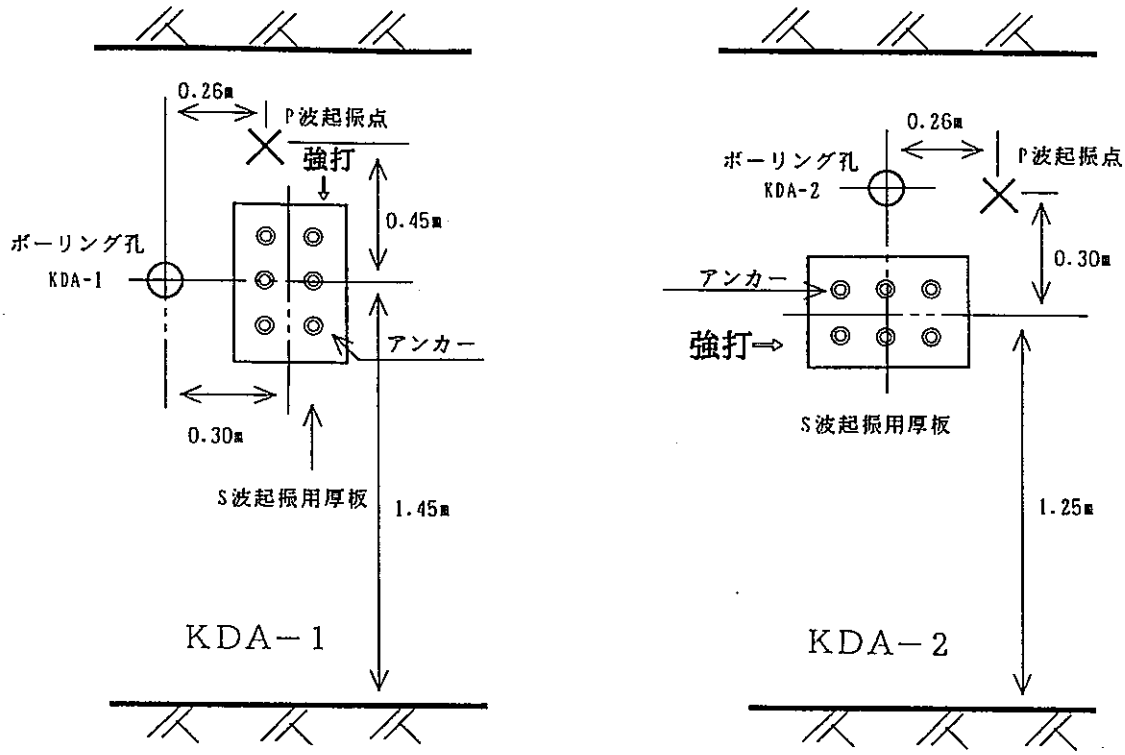
とした。

(2)測定は受振器を0.5m間隔ごとに孔中にセットし、起振と受振を繰り返して孔底深度10m～5mまで行う。5m～孔口までは掘削影響領域内で測定点を多く設定するように0.2m間隔に狭めて測定を行った。

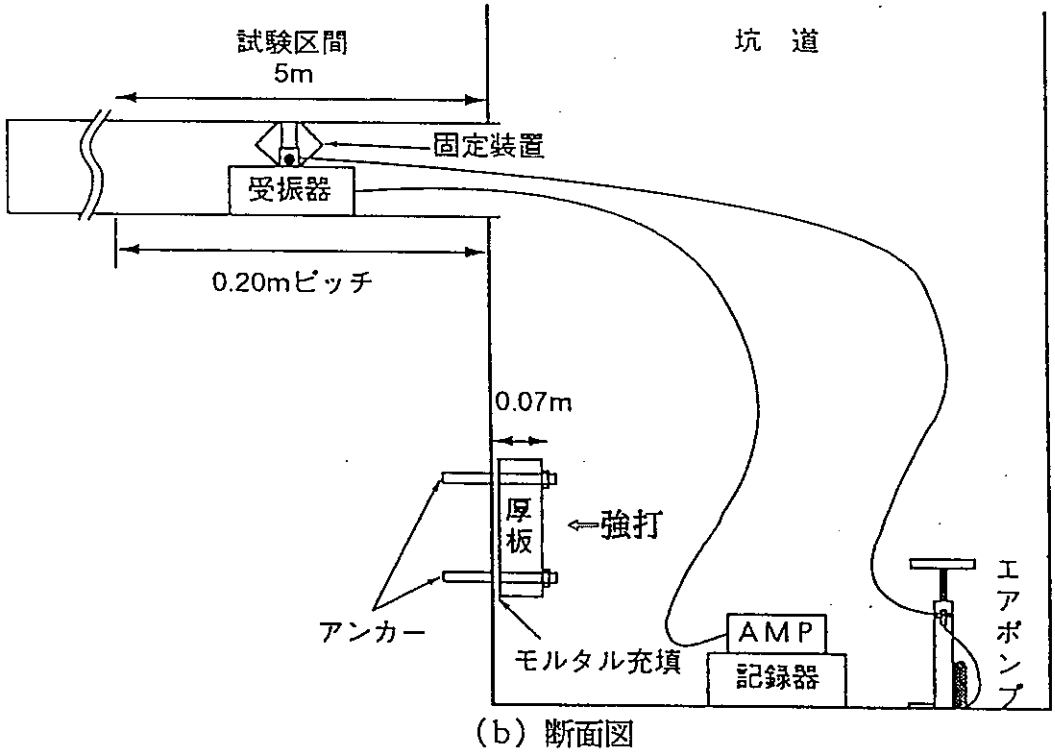
(3)P波の発生は試錐孔より1.0m離れた地点の坑道壁面をハンマーで強打する方式とした。

S波の発生は試錐孔より0.3m離れた坑道壁面に木製厚板(0.6×0.3×0.05m)を設置して、板の両端（位相の反転を確認するため）をハンマーで強　打する方式とした。厚板と坑道壁面の密着を良くするため壁面と厚板の間に　はモルタルを充填し１日硬化を待った。

(4)起振された波動は岩盤内を伝播し、その後受振器に達する。受振器で検出された振動は電気信号に変換され、アンプで増幅された後デジタル装置で収録した。また、モニター記録器により記録状況をチェックしながら行った。



（a）正面図



（b）断面図

図5.1.1　PS検層手法の概念図

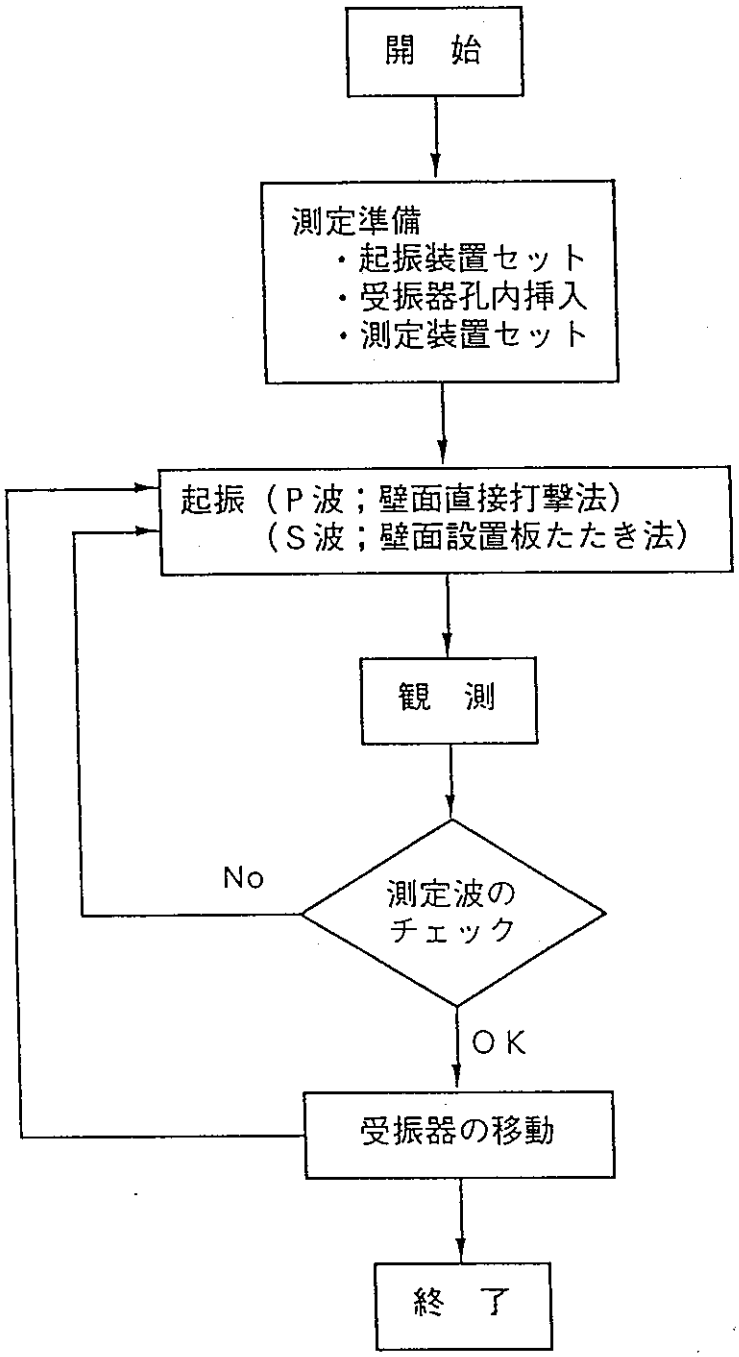


図5.1.2　PS検層測定時のフロチャート

(5)記録のS/N比の状況に応じて記録を数回重ねるスタッキング方式による測定を行った。n回重ねるスタッキング方式によるとS/N比は√ｎに増加す　る。測定のフローチャートを図5.1.2に示す。

5.1.3 使用機械

使用機械は7成分のデジタル収録ができる装置であり、モニター記録器も備え、データ収録状況がチェックできるものである。表5.1.1に主な機器の仕様を示す。なお、サンプリング間隔は50μsec(20kHz)とした。

表5.1.1　PS検層機器仕様一覧表

項　目	型　式	仕　様	メーカー
増幅器	MTA-0722	チャンネル数　7ch 利　得　20～116db(4dbｽﾃｯﾌﾟ) 入力ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ　10KΩ 出力ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ　60Ω 周波数特性　VEL　0.18～100Hz DIS　積分開始　0.8Hz SEISMIC　16～300Hz フィルター　LPF　25，100Hz CAL 発振器　1.5Hz正弦波 電　源　7.5V (UM I×10本) 重　量　7kg 外形寸法　410(W)×226(D)×145(H)mm	B.S社
ボアホールピック アーム式 受振器	SPUM2-6	固有周波数　28Hz 感　度　0.2V/INCH/sec ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ　215Ω 3 成 分　(上下1、水平2) ×1 ｱｰﾑ式圧着方式 (空圧) ガスボンベ、コントローラー 外形寸法　65mm 重　量　4.8kg×2	Geo-Space
地上固定用ピック	HS-J	固有周波数　28Hz ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ　215Ω	Geo-Space
記録装置	PC-286LE-STD	A/D　変換　12bit チャンネル数　16ﾁｬﾝﾈﾙ RAM　640K ﾌﾛｯﾋﾟｰﾃﾞｨｽｸ　1M/640Kﾊﾞｲﾄ両用 3.5ｲﾝﾁ2ﾄﾞﾗｲﾌﾞ ﾃﾞｨｽﾌﾟﾚｲ　NTN型白液晶 電　源　D.C12V	エプソン
S 波発生	板たたき	坑道壁面アンカーボルト板設置 (100cm×30cm×5cm)	
P 波発生	ﾊﾝﾏﾘﾝｸﾞ	坑道壁面直接打撃	

5.1.4 解析方法

PS検層の解析概要を以下に示す。

(1)P波、S波伝播速度

PS検層により得られたデジタル記録はパソコン(PC-9801)を用いて各深度毎に波形のトレース図を作成した。さらにこのトレース図からS波であることを位相反転で確認し、S波が確認されたあとにその位相の伝達時間を求めた。P波については初動の位相を確認し、S波と同様の方法で伝達時間を求めた。次に、伝達時間と伝播距離の関係をグラフ化した走時曲線を作成し、その傾きから岩盤のP波、S波速度分布を求めた。なお、P波速度、S波速度、伝播距離は次の式から求めた。

伝播距離 （R） ；

$$R = \sqrt{a^2 + z^2} \quad \text{(m)} \tag{5.1.1}$$

ただし、a ；起振点から調査孔までの水平距離（m）

z ; 測定深度（m）

P波速度 （V_P） ；

$$V_P = \frac{R}{T_P} \quad \text{(m／sec)} \tag{5.1.2}$$

ただし、T_P ; P波の伝搬時間（sec）

S波速度 （V_S） ；

$$V_S = \frac{R}{T_S} \quad \text{(m／sec)} \tag{5.1.3}$$

ただし、T_S ; S波の伝搬時間（sec）

(2)動弾性定数

動弾性定数は、波形より得られたP波速度（V_P）、S波速度（V_S）と単位体積重量（γ_t）、重力加速度（g）m/s^2から次式によって求められる。

動ポアソン比

$$\nu = \frac{\frac{V_P^2}{2V_S^2} - 1}{\frac{V_P^2}{V_S^2} - 1} \tag{5.1.4}$$

動弾性係数

$$E = \frac{\gamma_t (3V_P^2 - 4V_S^2) \cdot V_S^2}{g(V_P^2 - V_S^2)} \tag{5.1.5}$$

ただし、γ_t；単位体積重量（kgf/cm^3）

動剛性率

$$G = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_S^2 \tag{5.1.6}$$

動体積弾性率

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \tag{5.1.7}$$

5.1.5 探査結果

図5.1.3および図5.1.4にそれぞれKDA-1孔、KDA-2孔におけるPS検層の記録波形を示す。ここで、図中の左側がP波で右側がS波となっている。この記録波形より初動走時（図中黒丸印）を読み取った。そして、起振点が試錐孔の孔口から約0.3m離れているため、送・受振点間の距離の補正を行うことによって、図5.1.5（KDA-1孔）および図5.1.6（KDA-2孔）に示す走時曲線が得られた。図中の●印がP波走時、○印がS波走時を示す。

図5.1.3および図5.1.4を見ると、P波は割合なめらかに減衰していくのに対して、S波は少々いびつな波形で減衰している。これは今回設置した厚板と壁面との密着性が若干悪く、明確なS波が発振されなかったためであると考えられる。ただし、本探査の目的であるS波の初動を捉えるためには問題ないと判断した。

図5.1.5を見ると、KDA-1孔におけるP波およびS波の走時曲線は、坑壁から深度0.70m付近に変曲点があると判断される。一方図5.1.6の走時曲線から変曲点は坑壁から深度0.50mであると判断される。したがって、この走時曲線の直線回帰の傾きよりP波、S波の速度が求められる。P波、S波の速度区分を表5.1.2に示す。

次に、式(5.1.4)～式(5.1.7)を用いて求めた動弾性定数を表5.1.3に示す。
ここで、坑道壁面から走時曲線の変曲点までの領域を第１層、変曲点以深の領域を第２層とする。また、計算では単位体積重量として今回実施した岩石試験の供試体より得られた値の平均値2.78kgf/cm^{3}を用いた。

表5.1.2　KDA-1,2孔のPS波速度区分

孔番号	掘削工法	深度(m)	P波速度(km/sec)	S波速度(km/sec)
KDA-1	SB工法	0～0.7	2.7	1.3
		0.7～10.0	6.0	3.0
KDA-2	普通発破工法	0～0.5	2.8	1.4
		0.5～10.0	6.0	3.2

表5.1.3　動弾性定数の計算結果

孔No.	領域	深度(m)	動ポアソン比	動弾性係数(GPa)	動剛性率(GPa)	動体積弾性率(GPa)
KDA-1 SB工法	第1層	0～0.7	0.35	12.68	4.70	14.09
	第2層	0.7～10.0	0.33	66.72	25.02	65.41
KDA-2 普通発破	第1層	0～0.5	0.33	14.53	5.45	14.25
	第2層	0.5～10.0	0.30	74.09	28.47	61.73

図5.1.7に各種岩石のP波とS波速度の一般的な関係を示す。図中のνはポアソン比を表す。ここで、ポアソン比は一軸圧縮強度で得られたポアソン比の平均値0.267を用いると、今回の探査結果は図5.1.7において深成岩類・半深成岩類が分布する領域内に存在し、妥当な値であると判断することができる。

次に、各種の岩石が持つP波とS波の速度を図5.1.8に示す。この図によると、花崗岩類におけるP波速度は3.0～6.0km/secの範囲にあり、S波速度は2.0～3.5km/secの範囲である。

これに対して、今回の第２層領域におけるP波およびS波の速度値は、共に花崗岩類の速度分布の中で最も大きい範囲内に属している。

一方、第１層のP波およびS波の速度値は第２層における速度値の約半分であり、P波速度の場合は花崗岩類の速度分布の最下位に属しているがS波速度は最下位を下回る値となっている。

今回の探査では坑道壁面から深度5mまでの測定間隔を0.2mに狭めて行ったが、深度0.5～0.7mまでを掘削影響領域と考えた場合、この区間の計測点が2～3点しかなく、弾性波速度が速い岩盤の狭い区間での速度変化を捉えるためには計測点が不足している。

また今回のような高速度岩盤の場合、起振点から受振器までの弾性波の到達時間が短いため、受振波の到達時間の読み取り誤差が大きくなる。この誤差を減らすためには周波数の高い弾性波を起振させることが有効であるが、今回のようなハンマリング方式には限界があり、最近ではシュミットハンマーによる高周波弾性波の起振方法も提案されている。

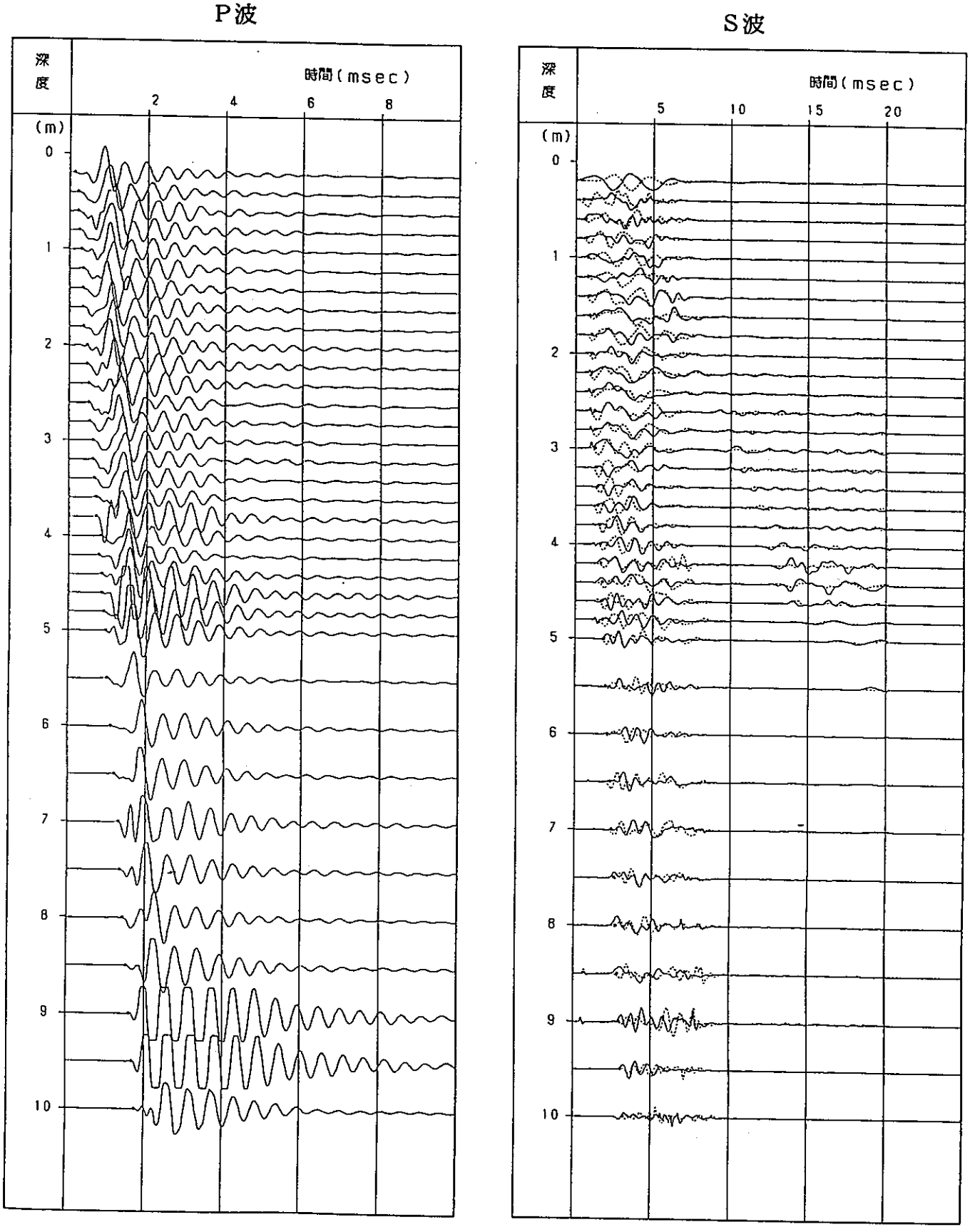


図5.1.3　PS検層記録波形（KDA-1孔）

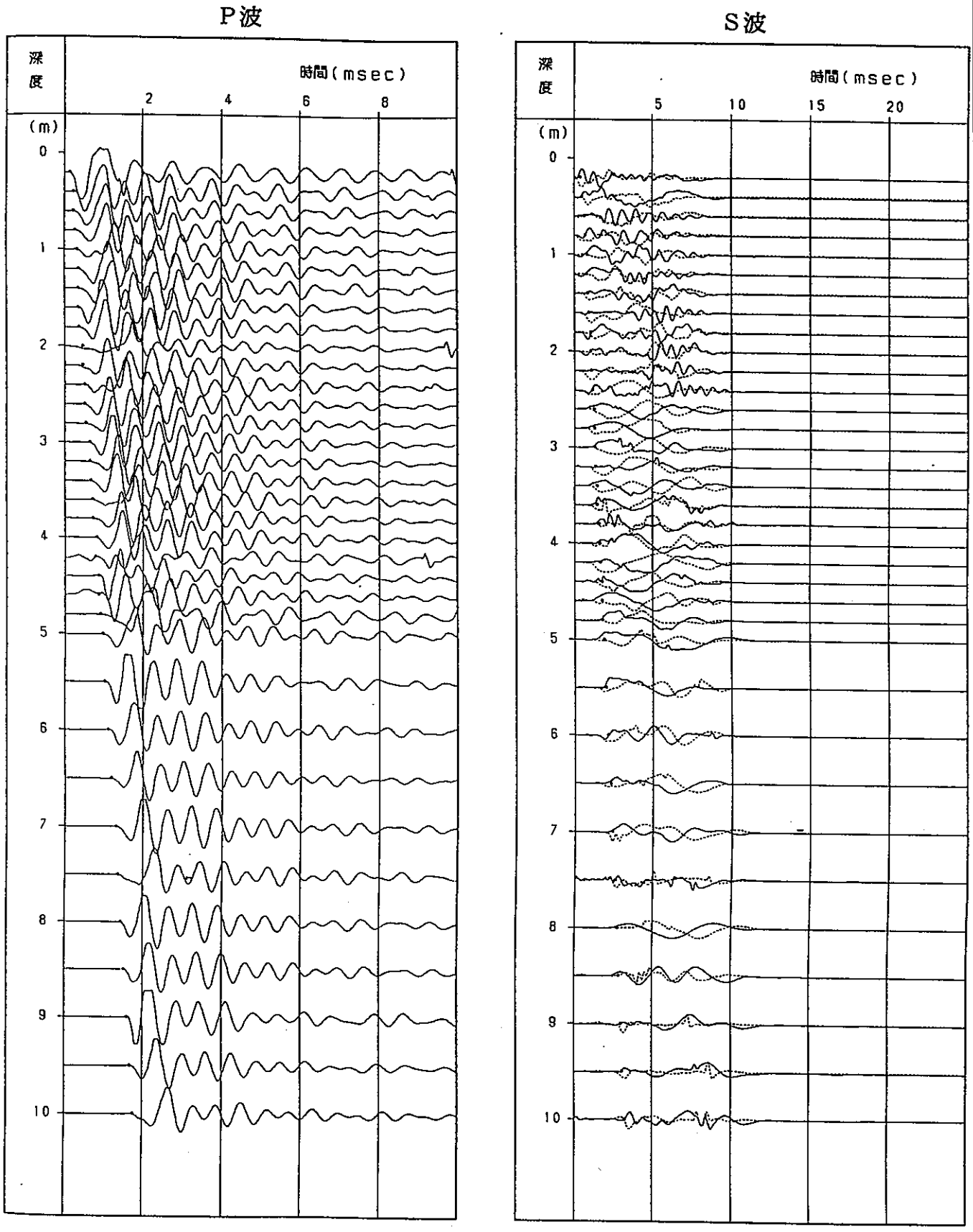


図5.1.4　PS検層記録波形（KDA-2孔）

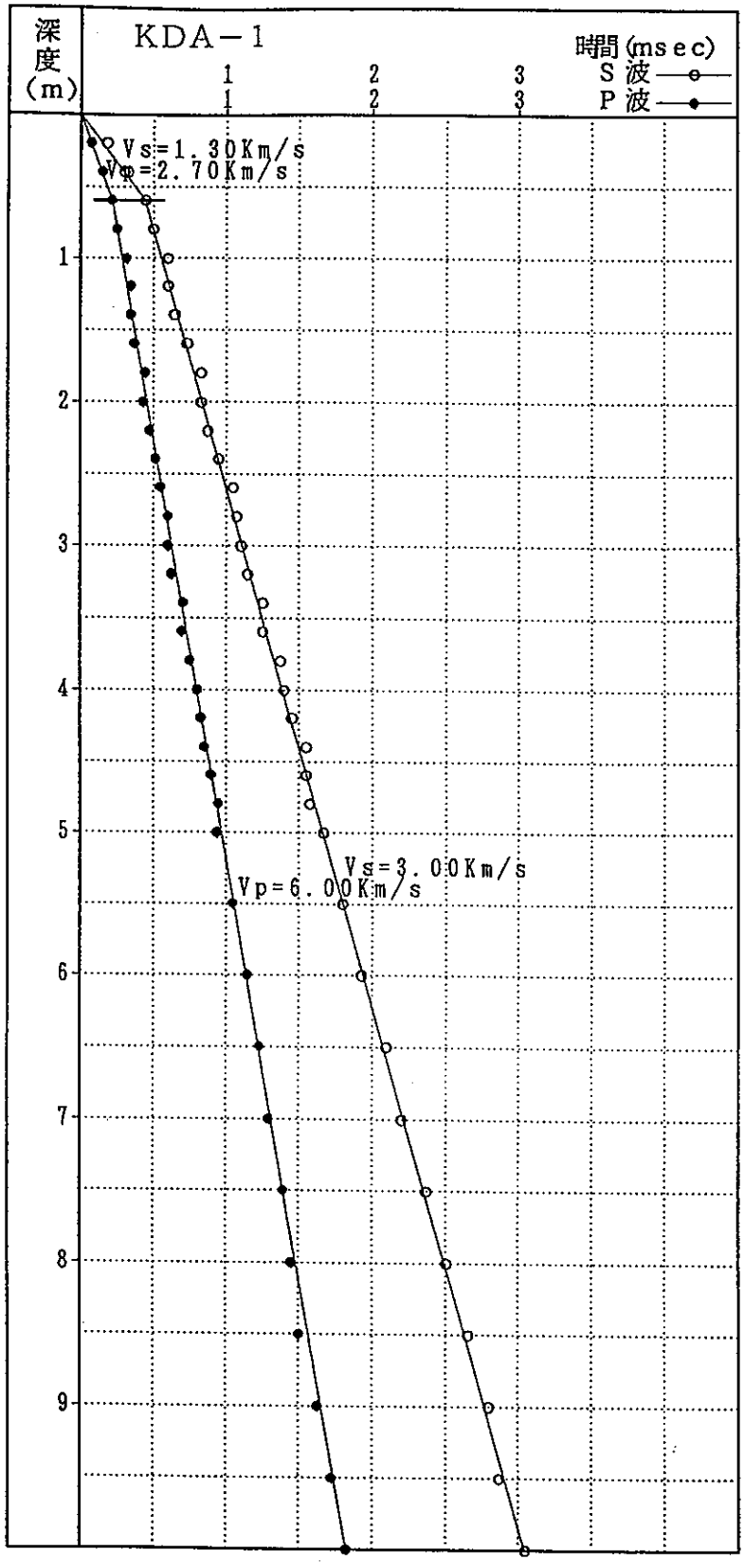


図5.1.5　走時曲線（KDA-1孔）

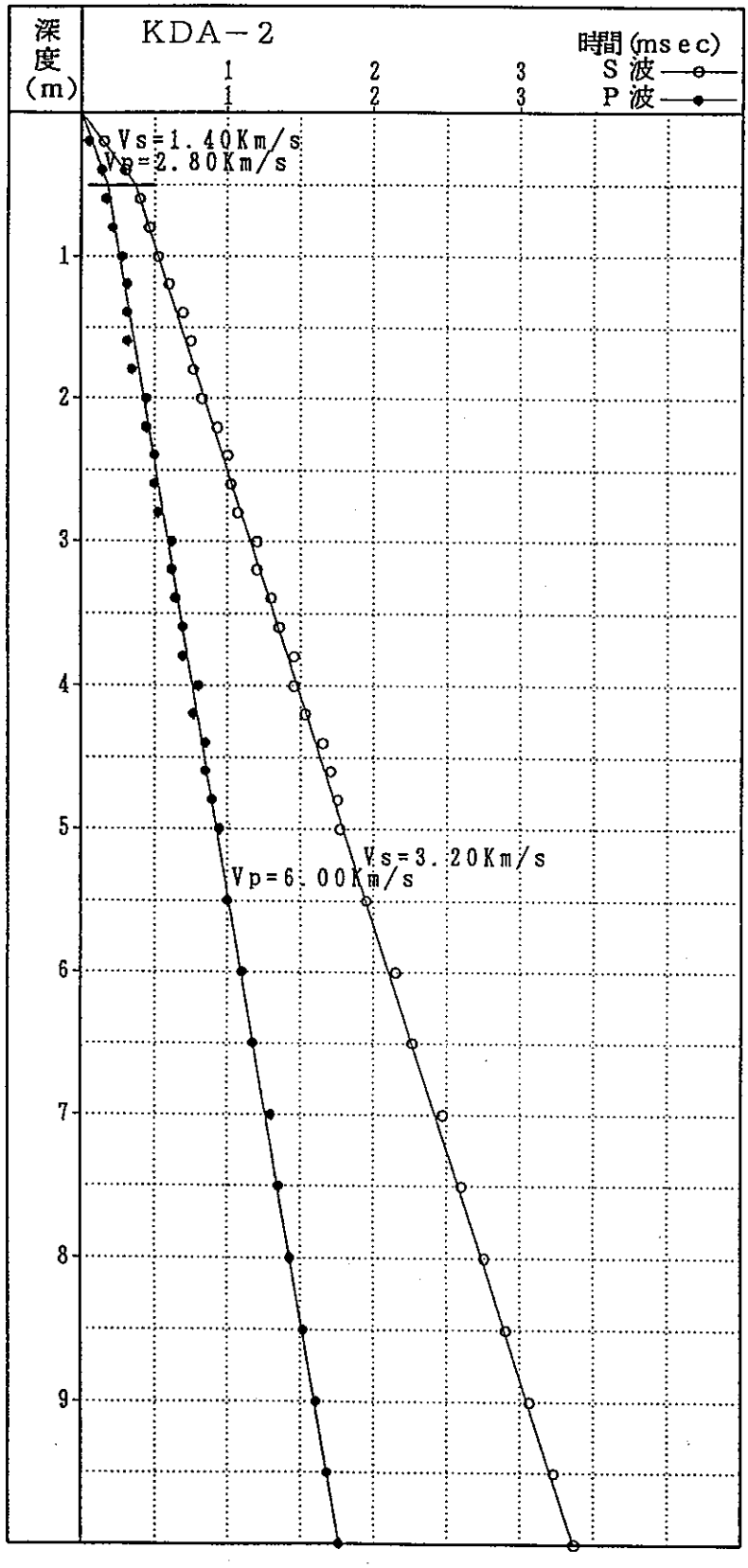


図5.1.6　走時曲線（KDA-2孔）

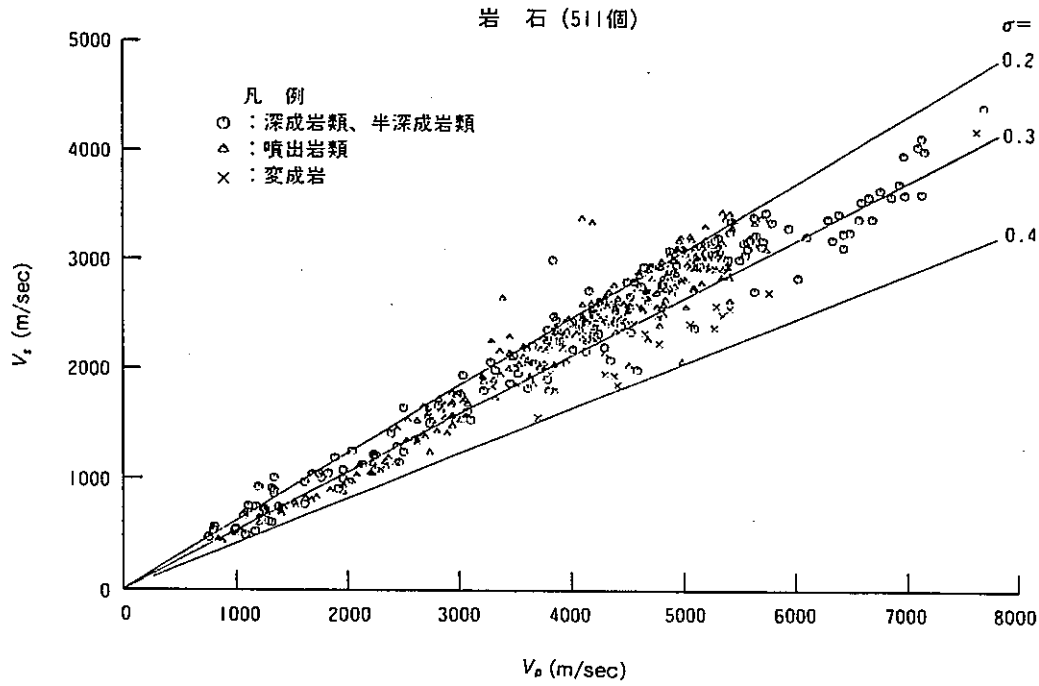


図5.1.7　P波速度とS波速度の関係

図5.1.8 各種の岩石が持つＰ波、Ｓ波速度

5.2 弾性波探査（屈折法）

5.2.1 目的

弾性波探査（屈折法）は、人工的に起した弾性波中の屈折波を利用し、比較的浅い地層や岩盤の構造、物性、および岩盤のひび割れの度合の判定をしようとする手法である。屈折法は観測記録の一番早く到達した波の走時を利用するため、速度の速いP波が用いられる。

ここでは、坑道壁面より水平方向に対する速度層境界からの屈折波を解析し、掘削影響領域の範囲を把握することを目的とする。

5.2.2 測定方法

振源により発生した波動を壁面上に等間隔でセットした複数の受信器を用いて測定した。今回の測定方法は以下の通りである。

(1)探査地点は計測坑道の左側（試験坑道側）の壁面上に測線を設定した。

(2)測定には24成分の弾性波探査装置を用い、1展開は12mとした。測定方法の概念図を図5.2.1に示す。

(3)起振源はハンマーによるスタッキング方式を用いる。起振点間隔は3mとした。

(4)受信器は水平・上下兼用型を用いて0.5m間隔ごとに壁面アンカー方式でセットした。図5.2.2に壁面の受信器設置方法を示す。

(5)起振された波動は地盤内を伝播し、その後受信器に達する。受信器で検出された振動は電気信号に変換され、アンプで増幅された後デジタル装置で収録する。

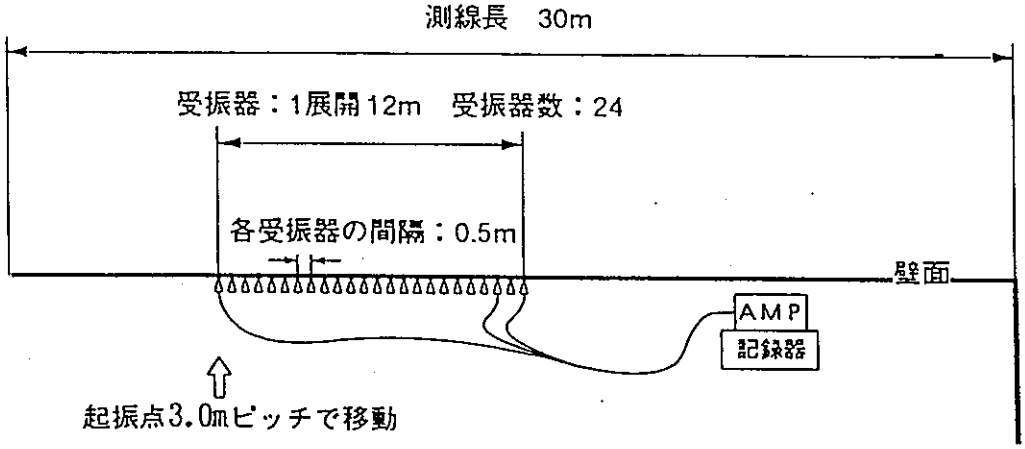


図5.1.2　坑内弾性波（屈折法）測定方法の概念

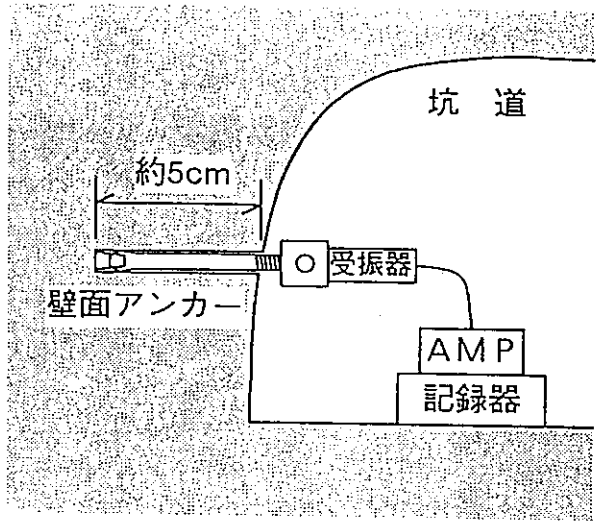


図5.2.2　壁面への受振器設置方法

5.2.3 使用機器

使用機器のデジタル収録装置は24成分を有する装置でありモニター記録器でデータ収録状況がチェックできるものである。表5.2.1に主な機器の仕様を示す。なお、測定時のサンプリングレートは50μsec(20kHz)とした。高い周波数でサンプリングした理由は、PS検層と同様に速い弾性波速度の岩盤の読み取り誤差を少なくするためである。

表5.2.1　坑内弾性波探査機器仕様

項　目	型　式	仕　様	メーカー
地震探査装置（屈折法）	McSEIS -170F	チャンネル数 24ch 利　得 34～80db(8dbｽﾃｯﾌﾟ) 入力ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ 600Ω ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞﾚｰﾄ 25,50,100,200,500,1000 2000μsec ﾒﾓﾘｰｻｲｽﾞ 1024ﾜｰﾄﾞ A／D分解能 12ﾋﾞｯﾄ ﾌﾟﾘﾝﾀｰ印字 ｻｰﾏﾙ方式 電　源 DC10.5～13.5V 重　量 7kg	OYO
受振器	HS-J	使用個数 24個 固有周波数 28Hz ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ 215Ω	Geo-Space
P波発生	ﾊﾝﾏﾘﾝｸﾞ	坑道壁面直接打撃	

5.2.4 解析方法

弾性波探査屈折法の解析概要を以下に示す。

(1)走時曲線作成

測定により得られたデジタル記録はパソコンを用いて各測定点波形のトレース図を作成する。このトレース図よりP波の初期走時を読み取り、各起振点に対する走時曲線図を作成する。

(2)掘削影響領域推定断面図作成

図5.2.3において震源Aから受振点Pに至る屈折波走時をT_{AP}、震源BからPに至る屈折波走時をT_{BP}、AB間の全走時をT_{AB}とすれば、

$$T_{AP} = \frac{Z_A \cos\theta}{V_1} + \frac{A'P'}{V_2} + \frac{Z_P \cos\theta}{V_1} \tag{5.2.1}$$

$$T_{BP} = \frac{Z_B \cos\theta}{V_1} + \frac{B'P'}{V_2} + \frac{Z_P \cos\theta}{V_1} \tag{5.2.2}$$

$$T_{AB} = \frac{Z_A \cos\theta}{V_1} + \frac{A'B'}{V_2} + \frac{Z_B \cos\theta}{V_1} \tag{5.2.3}$$

である。

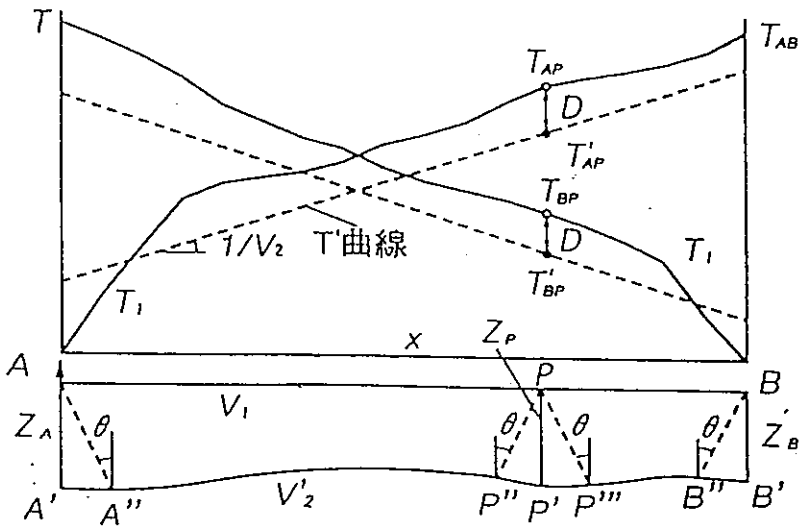


図5.2.3　はぎとり法の概念

第二層の凹凸が比較的緩やかで

$$A'B' \fallingdotseq A'P' + B'P' \fallingdotseq AB$$

とみなせるとし、$(T_{AP}+T_{BP}-T_{AB})/2$ という量を考え、これをDとすると、(2.2.8)～(2.2.10)式より

$$D = \frac{Z_P \cos\theta}{V_1} \tag{5.2.4}$$

となる。T_{AP}，T_{BP}からDを減じたものをT'_{AP}，T'_{BP}とすると、

$$T'_{AP} = T_{AP} - D = \frac{Z_A \cos\theta}{V_1} + \frac{A'P'}{V_2} \tag{5.2.5}$$

$$T'_{BP} = T_{BP} - D = \frac{Z_B \cos\theta}{V_1} + \frac{B'P'}{V_2} \tag{5.2.6}$$

となる。ここで、$A'P' \fallingdotseq AP = x$とすると、

$$T'_{AP} = \frac{Z_A \cos\theta}{V_1} + \frac{x}{V_2} \tag{5.2.7}$$

$$T'_{BP} = \frac{Z_B \cos\theta}{V_1} + \frac{(AB - x)}{V_2} \tag{5.2.8}$$

となってT'_{AP}とT'_{BP}から第二層の速度V_2が求めらる。このように、二つの震源によって得られた走時曲線を用いて、第二層以下の速度と深度走時を求める方法をはぎとり法という。

(2.2.11)式より受振点Pにおける第一層の厚さは

$$Z_P = D \cdot \frac{V_1}{\cos\theta} \qquad \left(\sin\theta = \frac{V_1}{V_2}\right) \tag{5.2.9}$$

で求められる。これを用いて掘削影響領域の推定断面図を作成する。

5.2.5 探査結果

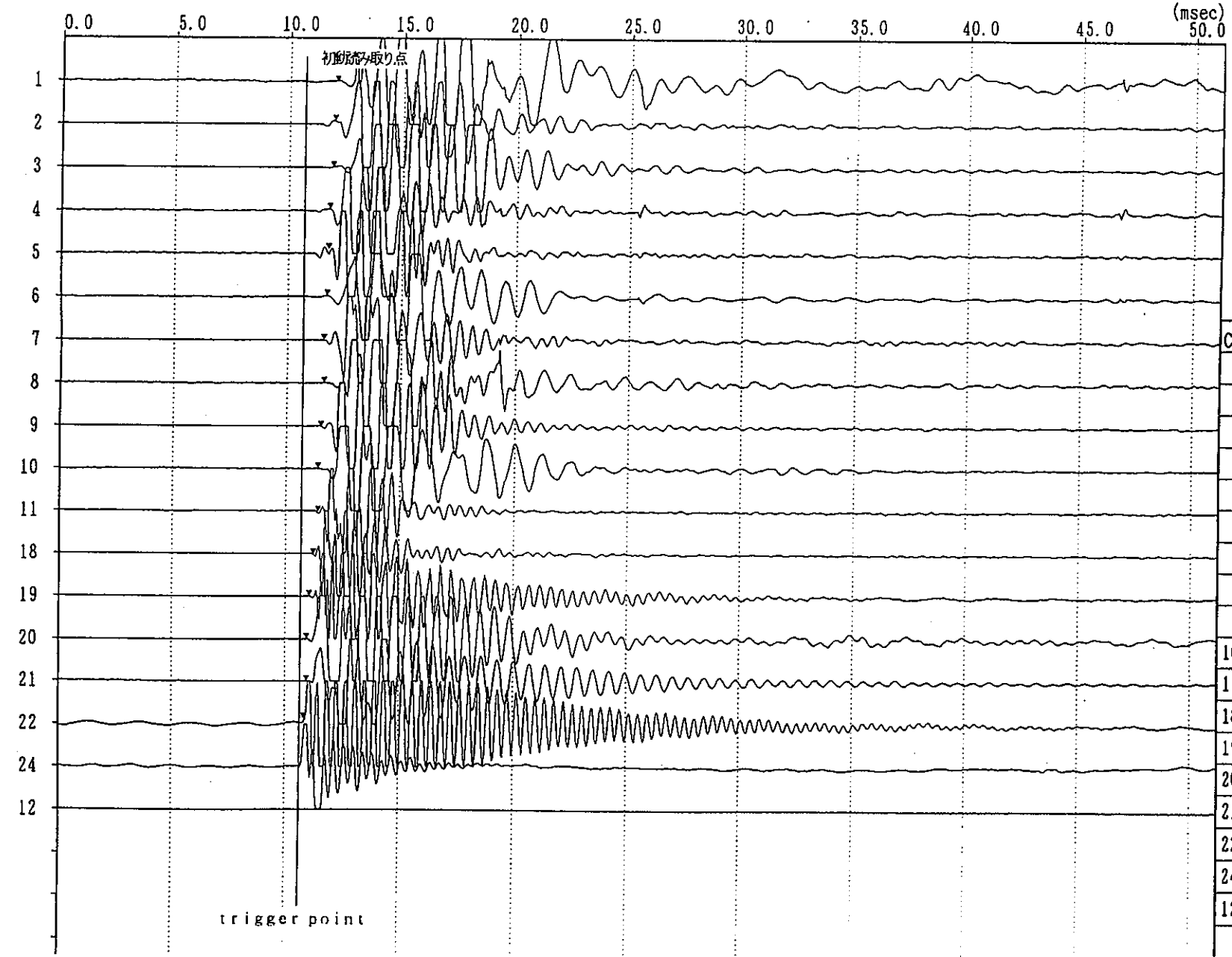
今回の探査で得られた代表的な記録波形を図5.2.4に示す。

各起振源の記録波形より初期走時を読み取り、坑道壁面の凹凸の測量結果を考慮した上で縦軸に走時、横軸に測線上の受振点位置をプロットした走時曲線（図5.2.5①）を作成した。この走時曲線において、各走時曲線（はぎとり線）の変曲点が１ヶ所のみ存在すると判断できるので、探査領域の速度層は２層構造であると言える。ここで、この２つの層を坑道壁面側より第１層、第２層とする。第１層の弾性波速度は走時曲線図より走時曲線毎に値(1.5～3.3km/sec)が得られた。そしてA走時曲線図に対して"はぎとり法"を用いて求めた第２層の弾性波速度は6.0km/secであった。また、第１層と第２層の境界面の深度、すなわち第１層の層厚を各測定点毎に求め、図5.2.5②の解析断面図を作成した。この境界面の深度は場所によって多少の違いはあるが、0.3～0.7mの範囲内となっている。この範囲を掘削影響領域であると判断できる。

第２層の弾性波速度は全域において一様な6.0km/secであるが、第１層の弾性波速度は場所によって異なる値を示す。しかし第１層の速度分布を見ると、探査測線の測定点ST-1から測定点ST-16付近まで1.8～2.5km/sec、測定点ST-16付近から測定点ST-30まで2.5～3.3km/secを示し、測定点ST-16付近を境に異なる傾向にある。これは、ST-0～ST-15までは普通発破掘削、ST-15～ST-30まではスムースブラスティング工法で掘削したことにより、掘削影響領域内におけるゆるみの程度（弾性波速度の違いによる）に違いが現れたといえる。

また、第１層の層厚を見てもST-16～ST-30までの方がST-0～ST-16までよりも薄く、第１層すなわちゆるみ域の広がり方についても普通発破とスムースブラスティング発破の違いが明確に現れている。

坑内弾性波探査結果から得られた速度値には岩盤の種々の地質的、き裂分布特性、および力学的特性が反映されていると考えられる。図5.2.6に弾性波速度分布と計測坑道のき裂分布を示す。この図から普通発破区間とスムースブラスティング区間においてき裂分布状態に違いがあり、速度分布と対応していることが憶測されるのがわかる。この定量的な評価の手段として岩盤の風化度やき裂の分布状態を速度値の低下の程度と関連付けたき裂指数が比較的よく用いられる[1)]。き裂指数は探査等の原位置試験から得られた弾性波速度をvとし、新鮮な岩石コアなどの物理的・力学的影響の比較的少ない弾性波速度をVとするとv/Vの速度比であらわすことができる。図5.2.7にき裂指数とき裂頻度（本/m）の関係を示す。き裂頻度は弾性波探査屈折法の測線（計測坑道底盤から1m上がり）をスキャンラインとして算出したものである。また、岩石コアの



Mc170FP ID No. : 020
Sampling point : 1024
Sampling time : 0.050msec
Delay time : −10.7msec
Filter
Low cut : 30 Hz
High cut : 4000 Hz
Notch : 0 Hz
Operator's note

発振点：30.0m

Ch.	dB	P.U	Time-1	Time-2
1	70	22.0	1.40	
2	70	22.5	1.35	
3	70	23.0	1.25	
4	70	23.5	1.15	
5	70	24.0	1.10	
6	70	24.5	1.00	
7	70	25.0	0.95	
8	70	25.5	0.90	
9	70	26.0	0.85	
10	70	26.5	0.75	
11	70	27.0	0.65	
18	70	27.5	0.50	
19	70	28.0	0.10	
20	70	28.5	0.35	
21	70	29.0	0.25	
22	70	29.5	0.15	
24	70	30.0	0.00	
12	70			

図5.2.4 坑内弾性波探査（屈折法）における記録波形

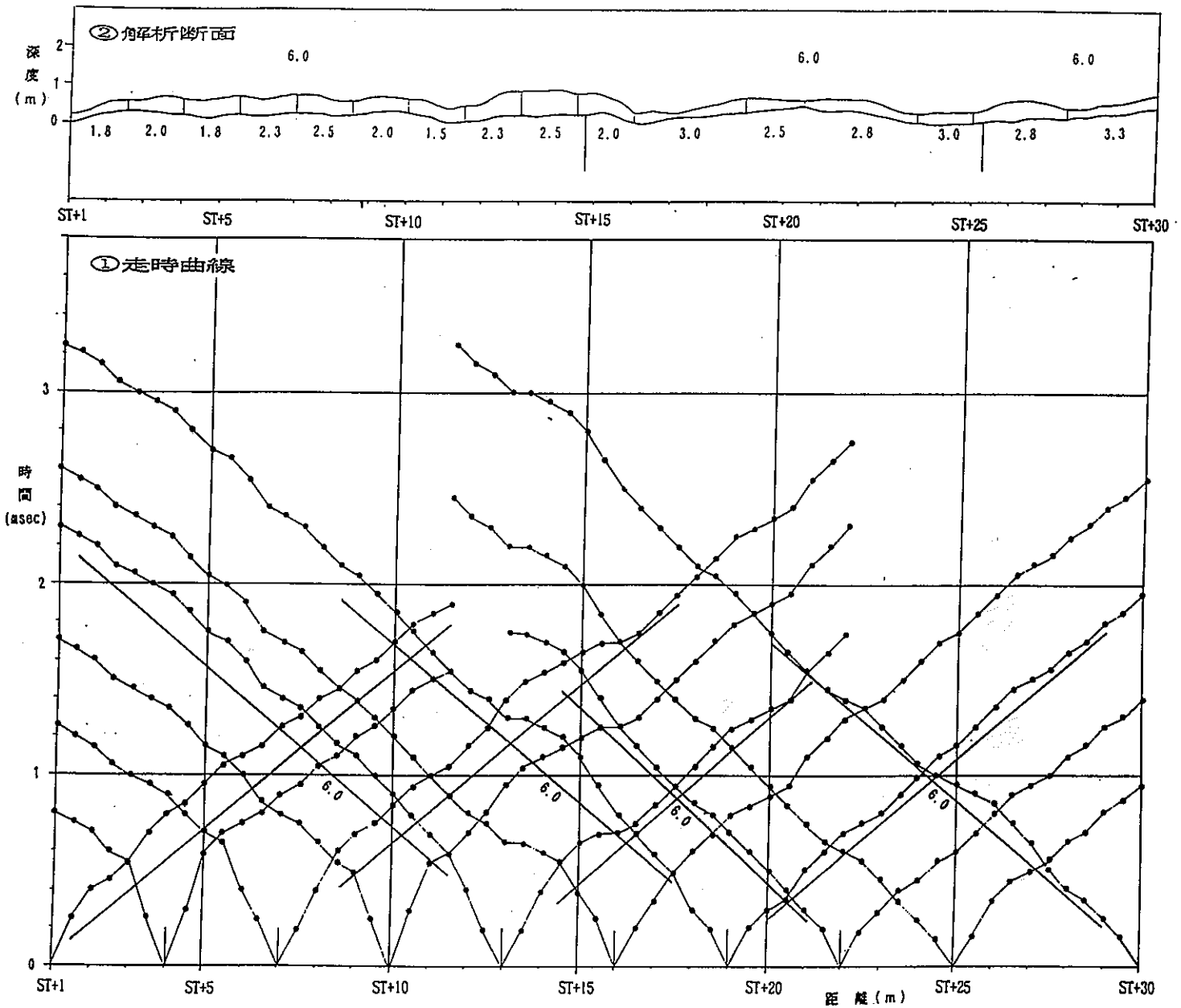


図5.2.5 坑内弾性波探査（屈折法）結果　①走時曲線

②解析断面

弾性波速度VはKDA-2,KDS-3孔の20m以深のP波速度平均値（5.81km/sec）を用いた。この図から、ばらつきはあるもののき裂指数が増加するに連れてき裂頻度は低下する傾向にある。また、普通発破とスムースブラスティング発破はそれぞれ図中内の分布する領域が明確に異なっている。

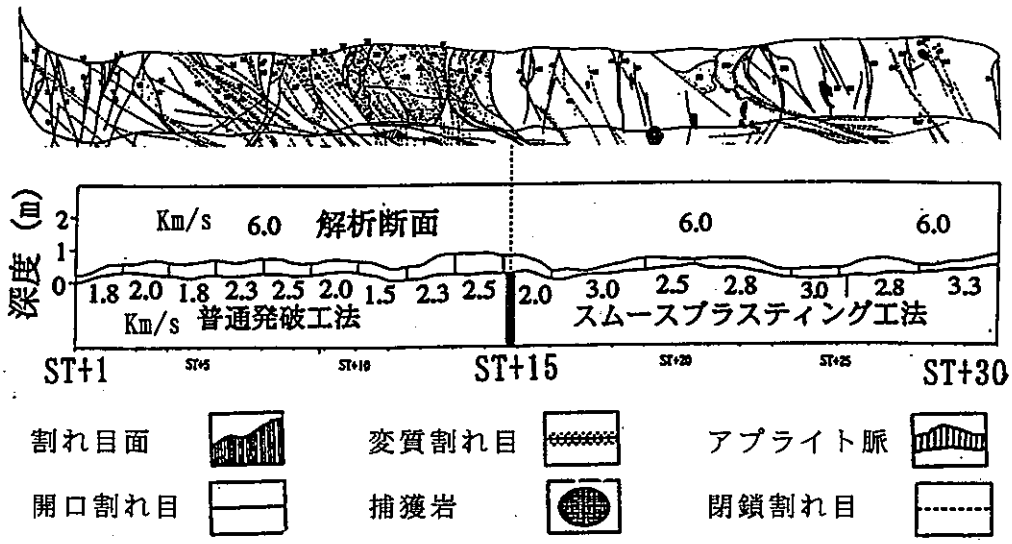


図5.2.6　き裂マップと弾性波屈折法解析結果

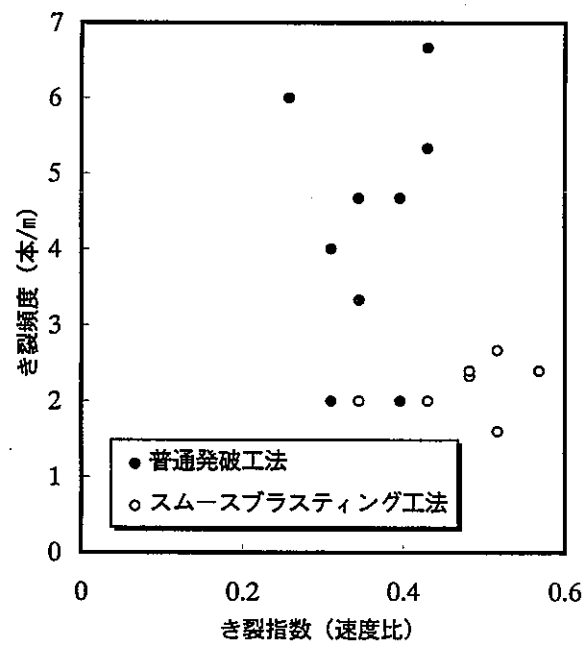


図5.2.7　き裂指数とき裂頻度の関係

5.3 PS検層と弾性波探査（屈折法）の比較

表5.3.1にPS検層と弾性波探査（屈折法）と比較してまとめたものを示す。表5.3.1から普通発破区間とスムースブラスティング区間において第1層を掘削損傷領域、第2層を損傷を受けていない領域とすれば、両発破工法、両探査法ともに第1層の弾性波速度は第2層の1/4～1/2に低下している。また、弾性波探査（屈折法）の結果から両工法の第1層のP波速度の差は1km/sであった。一方、PS検層は受振器設置の物理的限界（0.2mピッチ）と対象岩盤そのものの速度レベルが非常に速いことが関連し、測定機器の測定限界により損傷域における速度値の詳細把握は困難である。

表5.3.1 PS検層と弾性波探査（屈折法）との比較

発破工法	探査手法	領域	深度(m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)
普通発破	PS検層	第1層	0～0.5	2.8	1.4
	屈折法		0.18～0.65	1.5～2.5	---
	PS検層	第2層	0.5～10.0	6.0	3.2
	屈折法		0.65～	6.0	---
スムースブラスティング	PS検層	第1層	0～0.7	2.7	1.3
	屈折法		0.11～0.51	2.0～3.3	---
	PS検層	第2層	0.7～10.0	6.0	3.0
	屈折法		0.51～	6.0	---

参考文献）

1）物理探査学会：〝土と岩〟の弾性波速度－測定と利用－、1990.5.

6. 予備計測

6.1 AE計測

6.1.1　目的

空洞の掘削に伴う応力場の再配分によるき裂の変化、発生状況、位置を捉える手法に、非破壊検査法の１つであるアコースティック・エミッション（AE）がある[1]。本研究ではAEを利用して釜石鉱山の坑道掘削影響領域の把握を試み、その有効性について評価する。

6.1.2　AEセンサー

AEセンサーの一般的な特性を以下に概説する。AE波がAEセンサーで変換され、電気信号になった後は増幅器（プリアンプ、メインアンプ）で増幅し、フィルターを経て検出される（図6.1.2.1）。ここで、AE信号を歪ませず、かつ、雑音電圧の影響を受けにくくするために、AEセンサー近くにプリアンプを設置する。増幅器（アンプ）による増幅率はゲインとよばれ、dB単位で表せる。その関係は以下のようになる[2]。

dB＝20Log（出力電圧／入力電圧）＝10Log（出力電力／入力電力）

このように増幅量が示されている。一般のAE計測ではプリアンプとメインアンプを合計して、60～100dB程度増幅することから、1,000倍、100,000倍に相当することがわかる。AEセンサーとして一般的に使用されている圧電素子を用いた変換子は10^{-9}mm程度の波動振幅を10^{-6}V程度の電圧に変換されているといわれている。センサーに求められるのは感度と周波数特性である。図6.1.2.2に示すのはセンサー較正による完全な周波数応答特性である。しかし、このような応答が必ずしも与えられるとは限らず、材料やセンサーの接触状態によってその特性は変化する。また、同図は(a)広域型センサーと(b)共振型センサーとの周波数特性の例を示したものである[2] [3]。広い周波数帯域を対象とすてば全体の感度は低くなり、周波数特性を絞れば感度は良くなるという特徴を示している。今回の計測では減衰が大きいと考えられる原位置岩盤AE計測に対して汎用実績があり、決まった計測範囲内を確実に捕らえるために高感度センサーとして共振型センサーを用いることにした。

また、今回の測定環境としては岩盤の爆砕という厳しい環境にあり、AEセンサーは発破時に少なくとも1000G程度の衝撃加速度が発生するものと考えられる。外部プリアンプとともに用いられる通常のAEセンサーは、10,000G程度までの衝撃に耐えることができるが、現場でよく用いられるプリアンプ内蔵型センサーは、500G程度の衝撃にしか耐えられないとされている。以上のセンサー特性、計測環境、そして6.1.3章で得られる予備試験結果、神岡鉱山におけるAE原位置計測結果から、最適なAEセンサーを抽出する。

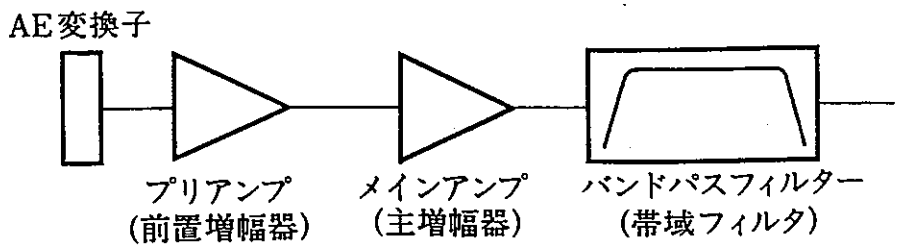


図6.1.2.1　AEセンサー

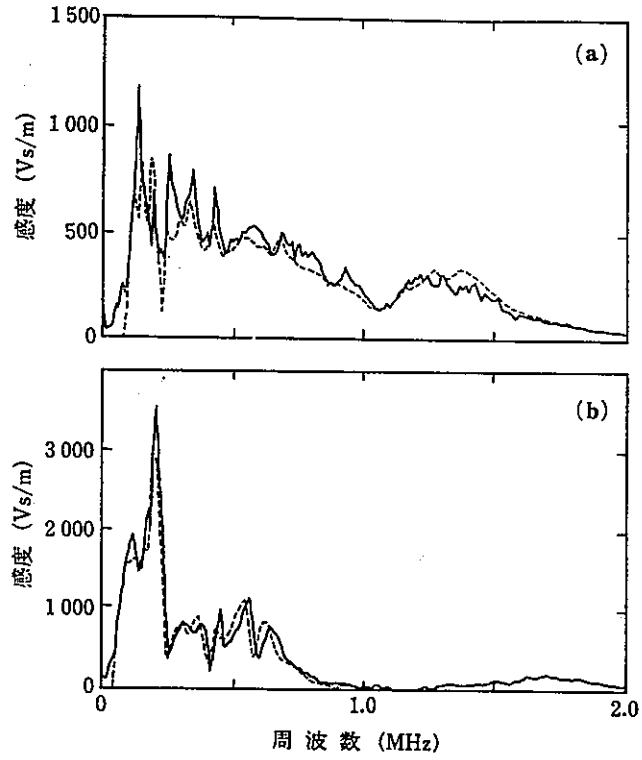


図6.1.2.2　一般的なAEセンサーの周波数特性

6.1.3　AE計測の予備試験

6.1.3.1　目的

AEセンサーの選択について神岡鉱山での予備試験、計測実績、および釜石鉱山での予備試験を踏まえて検討する。神岡鉱山では坑道側壁（片麻岩種）において疑似AE信号としてシャープペンシル芯圧折音を入力する予備試験を行った。この際、計測周波数帯域を3～100kHzのR6センサー（共振周波数60kHz）で約1m程度の距離まで表面波を検出することができた。ここで、岩盤表面上は極めて凹凸状の粗い面であることから、表面波の伝播時に生じる減衰は、平坦な表面を伝播する場合に比べかなり大きいと考えられる。また、岩盤の2～3m程度の領域内を確実に計測するために、神岡鉱山では計測周波数帯域が3kHz以上をもつセンサーを使用した。今回、釜石鉱山のAE計測は花崗岩種が対象となることから、計測に最適なAEセンサーを選択するために岩盤のAE波の伝播（減衰）特性を調査した結果について詳述する。

6.1.3.2　試験方法

AEセンサーとして、R6とR15の2種類を用意した。そのセンサーの仕様を表6.1.3.1に示す。図6.1.3.1と図6.1.3.2にそのセンサーの周波数特性を示す。R6は、60kHz付近に最大感度をもつ60kHz共振型センサーである。図6.1.3.1から解るように数kHzから約100kHzまでにある程度の感度を有する。従って、実用的な使用周波数帯域は、数kHz～100kHzと考えてよい。

一方、R15は150kHz付近に最大感度をもつ150kHz共振型センサーである。このセンサーの実用的な周波数帯域は図6.1.3.2から明かなように数10kHzから300kHz程度までの帯域である。今回の計測ではいずれのセンサーにおいても、できる限り広い周波数帯域で計測が行えるようにプリアンプ、メインアンプとも3kHzハイパスフィルターを通じて信号を検出した。

表6.1.3.1　AEセンサーの仕様一覧表

形式	ピーク感度(dB)	周波数帯域(kHz)	最高耐熱温度(℃)	寸法(mm)
R6	-85	30～300	100	φ17.4×16.3
R15	-68	100～500	100	φ17.4×16.3

PHYSICAL ACOUSTICS CORPORATION

A. E. SENSORS

ACOUSTIC EMISSION • EDDY CURRENT • RESISTIVITY • ULTRASONICS • VIBRATION • PIEZOCERAMICS • R & D APPLICATIONS

R6 - LOW FREQUENCY SENSOR

SPECIFICATIONS:

Average Peak Sensitivity (Pressure Units)... -66.0 dB ref 1V/ubar At 90 kHz

Average Peak Sensitivity (Velocity Units)... 78.0 dB ref 1V/(m/s) At 50 kHz

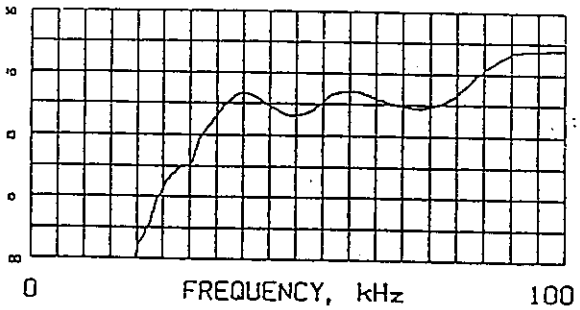
Dimensions - Dia. * Height (inches)... .750 * .850

Operating Temperature Range... -65C TO +177C

Connector Type... 10-32 (MICRO-DOT)

PRESSURE

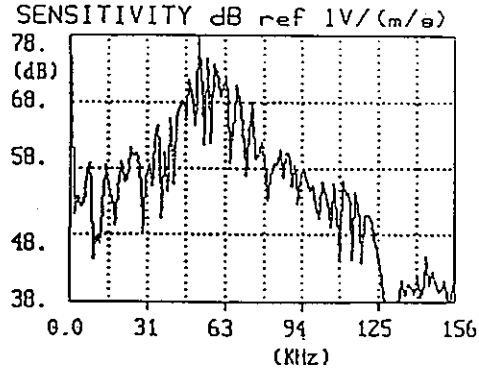
SENSITIVITY dB ref 1V/ubar



Calibration methodology based on ASTM standard E976 - ''Standard Guide For Determining the Reproducibility of Acoustic Emission Sensor Response''.

RAYLEIGH WAVE (VELOCITY)

SENSITIVITY dB ref 1V/(m/s)



Calibration methodology based on ASTM standard E1106 - ''Standard Guide for Primary Calibration of Acoustic Emission Sensors''

図6.1.3.1　周波数応答特性（R6センサー）

PHYSICAL ACOUSTICS CORPORATION

A. E. SENSORS

ACOUSTIC EMISSION • EDDY CURRENT • RESISTIVITY • ULTRASONICS • VIBRATION • PIEZOCERAMICS • R & D APPLICATIONS

R15

THE INDUSTRY STANDARD

SPECIFICATIONS:

Average Peak Sensitivity (Pressure Units)... -64.0 dB ref 1V/ubar At 153 kHz

Average Peak Sensitivity (Velocity Units)... 69.0 dB ref 1V/(m/s) At 70 kHz

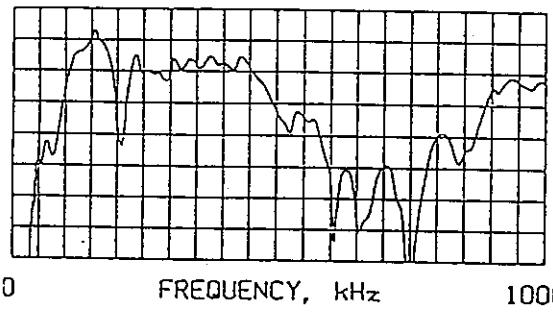
Dimensions - Dia. * Height (inches)... .690 * .660

Operating Temperature Range... -65C TO +177C

Connector Type... 10-32 (MICRO-DOT)

PRESSURE

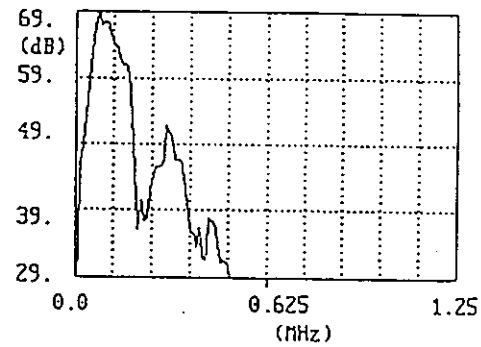
SENSITIVITY dB ref 1V/ubar



Calibration methodology based on ASTM standard E976 - ''Standard Guide For Determining the Reproducibility of Acoustic Emission Sensor Responce''.

RAYLEIGH WAVE (VELOCITY)

SENSITIVITY dB ref 1V/(m/s)



Calibration methodology based on ASTM standard E1106 - ''Standard Guide for Primary Calibration of Acoustic Emission Sensors''.

図6.1.3.2　周波数応答特性（R15センサー）

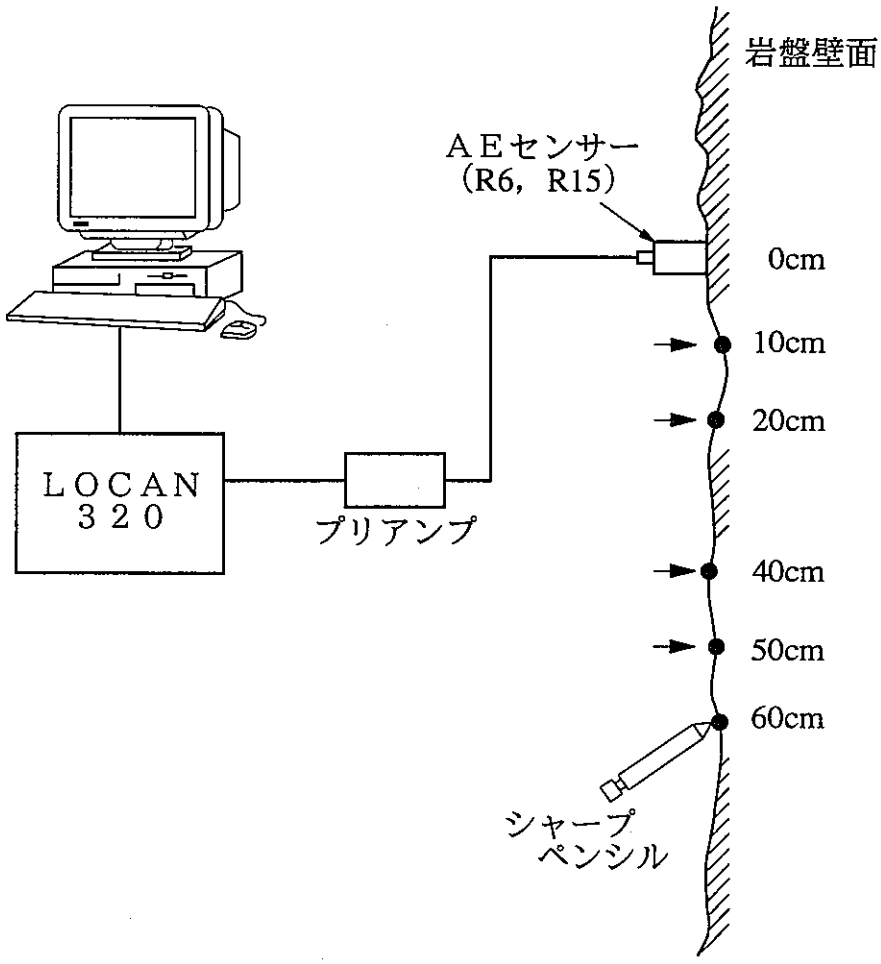


図6.1.3.3　センサーの距離減衰試験概要

図6.1.3.3に試験方法の概念図を示す。岩盤表面の凹凸から、表面波の伝播時に生じる減衰は平坦な表面を伝播する場合に比べてかなり大きいと考えられる。このことを考慮し、岩盤壁面にR6,R15センサーを取り付け、両センサーからそれぞれ10cm,20cm,40cm,50cm,60cm離れた位置でシャープペンシル芯の圧折を行うことにより疑似AE信号を入力し、AE波の岩盤壁面における減衰特性を調べた。

6.1.3.3　試験結果と考察

図6.1.3.4はシャープペンシル芯を10回程度圧折し、その時に計測される最大振幅値の平均値とセンサーからの距離との関係を示したものである。これからわかるように、いずれの距離で疑似信号を入力した場合でもR15センサーに比べR6センサーで検出される信号の振幅値は大きく、また距離に対する減衰傾向は小さい。従って、より低周波側に計測周波数帯域をもつR6センサーの方がR15センサーに比べ信号検出特性に優れ、より実用的な計測が行えると考えられる。また、R6センサーで得た減衰曲線から1mの距離で疑似信号入力により検出される最大振幅値は約45dB程度であると推定される。同図の神岡鉱山での予備試験によれば1m離れた位置でシャープペンシル芯の圧折によるAE疑似信号のR6センサーで検出される最大振幅値は約44dBであり、今回の計測値とほぼ同様である。その際、神岡鉱山でのAE計測で最大センサー間距離は約3mであり、6個のR6センサーを用いて3kHzハイパスフィルターを通した信号を検出することにより、3次元位置評定が可能であった。従って、今回の計測もR6センサーによって充分な範囲における計測が可能であると予想される。このことから、今回の計測における全てのセンサーはR6センサーを適用する。

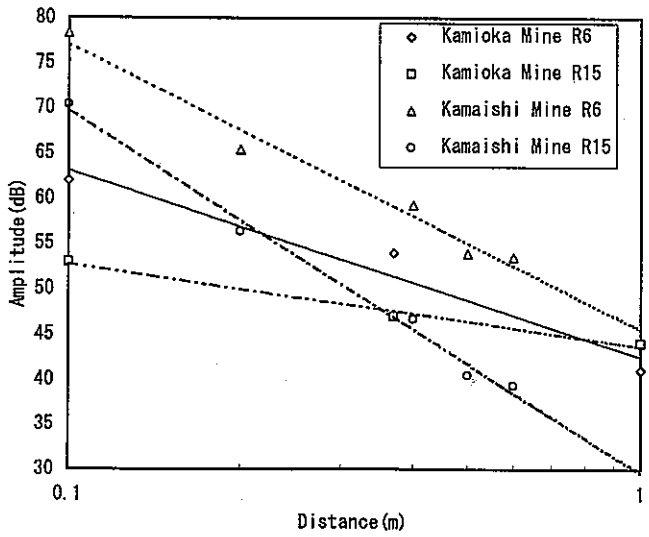


図6.1.3.4　センサーの距離減衰特性試験結果（釜石鉱山、神岡鉱山）

6.1.4　計測レイアウト

6.1.4.1　AEセンサー配置レイアウト

AEセンサーの配置を決定する際に、以下の4つの事項によって検討した。

1)AEセンサーの検出の可能な範囲（予備試験結果）

予備試験から2～3mの範囲は検出可能であると考えられる。

2)有限要素法による計測坑道の掘削解析によりAEの発生が予想される範囲

図6.1.4.1は有限要素法による異方性を考慮した弾性解析を行った最大せん断応力コンターの結果である[4)]。これより掘削後の最大せん断応力は坑道の隅角部に集中していることから、センサーはこの周辺に配置することにした。

3)試錐機の設置場所

既存坑道内で試錐機による試錐孔掘削可能な位置は、底盤から1.2～2.0mと非常に限られている。

4)余掘り

計測坑道坑口から15mまでは普通発破区間であることから、側壁部分にある程度の余掘りが生じると考えられる。よって、側壁からは約1mの距離を置くことにした。

以上の検討事項から総合的に判断して図6.1.4.2に示すような配置計画とした。

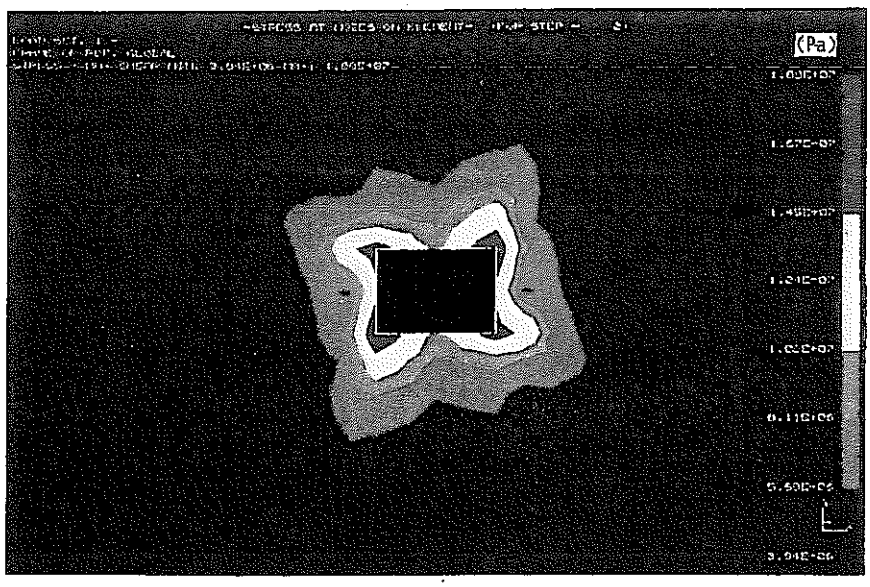
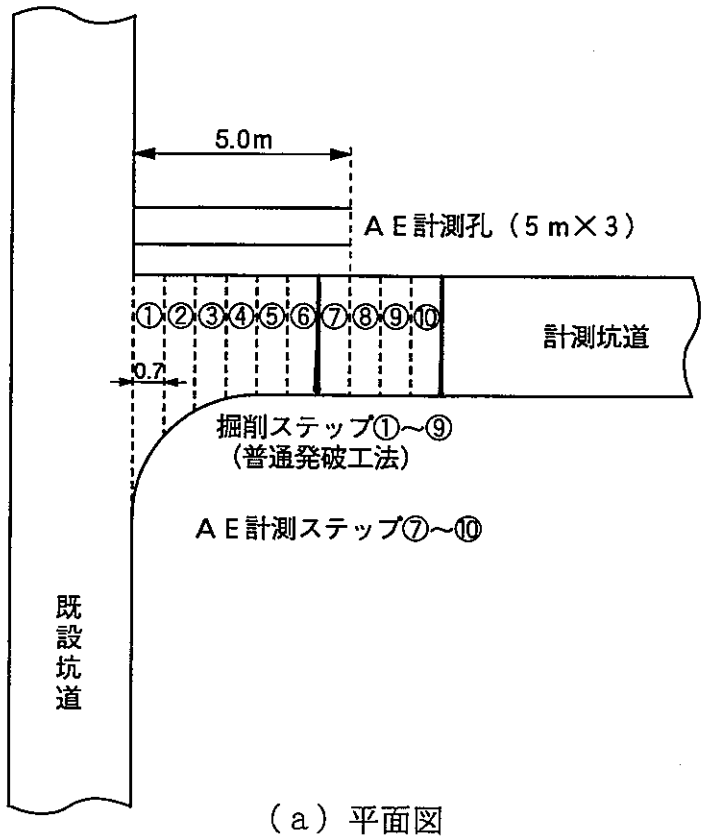
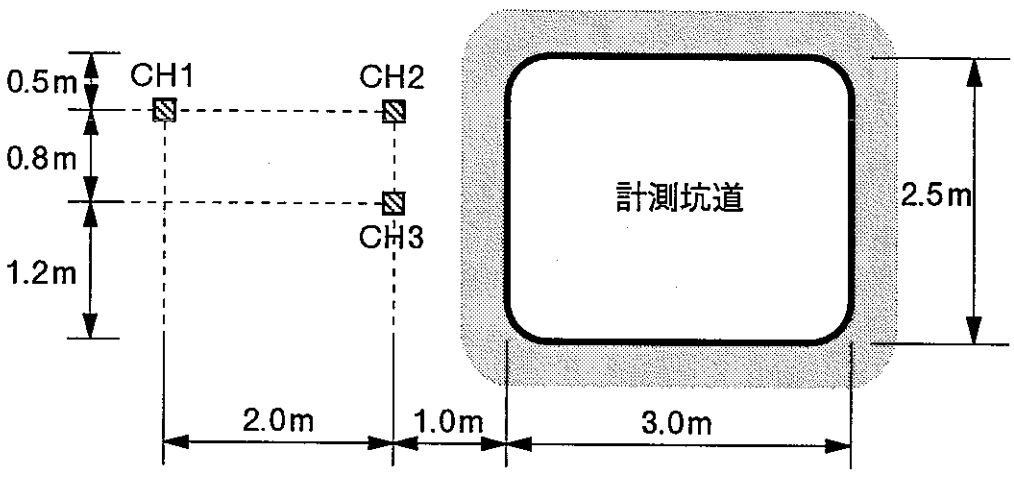


図6.1.4.1　有限要素法掘削解析結果（異方性弾性体）



（ａ）平面図



（ｂ）断面図

図6.1.4.2　AEセンサーの配置

6.1.4.2　AEセンサー設置方法

図6.1.4.3に示すように、AEセンサーおよびプリアンプは内径76mmのステンレス製パイプで製作したセンサーブースターに格納される。ブースタ内の先端にAEセンサーを取り付け方法は神岡鉱山での結果を踏まえて改良した。神岡鉱山での取り付け方法はマグネットホルダーによって端面に取り付けたが、発破の衝撃によってマグネットホルダーが外れ、計測不可能になるセンサーが発生した。そのため、今回のセンサー取り付け方法は、図6.1.4.4のようにセンサーのプラスチック製のホルダーをスプリングを介して固定しつつ、且つ発破の衝撃を緩和する構造へと改良した。

また、センサーブースターと孔底の密着性を良くするために、試錐孔先端をフラットビットによって平滑に研磨し、平坦精度をファイバースコープによって確認した。センサーブースターは試錐孔先端面に経時固形型のシリコンパウンドを用いて固着し、さらに、口元でアンカーによって固定させた(図6.1.4.5)。また、ブースタが水没することも想定してシーリングテープによって防水処理を施して使用した。

6.1.5　測定システム

通常、原位置AE計測システムはAEセンサー、プリアンプ、AE計測装置および波形記録・解析装置からなる。システムの概要図を図6.1.5.1に示す。

本システムはＰＡＣ社製ＬＯＣＡＮ　AE計測システムを用いる。このシステムはヒット、カウント、エネルギー、振幅値、信号立ち上がり時間、信号継続時間など通常用いられるAE計測パラメータをデータセットとして、その発生時刻とともにすべて取り込み、その全ての組み合わせについてAE源の発生位置のほか履歴、分布、相関などを任意に選んでリアルタイムに解析可能である。本システムは各掘削ステップでの坑道周辺の岩盤内に発生、進展するき裂より生じるAEを最大6チャンネルのAEセンサーで検出し、カウント、エネルギーなどのAEパラメータを用いてき裂の発生、進展のモニターを試みる。さらに、掘削ステップとともに生じる坑道周辺の応力再配分の過程をリアルタイムに捉え、AE発生の経時的な変化を評価する。計測時間は発破直前または直後から約1時間とし、発破直後のAEを検出するために安全な場所に計測装置を設置し、AEブースタと計測装置の間はケーブルによって接続することにする。

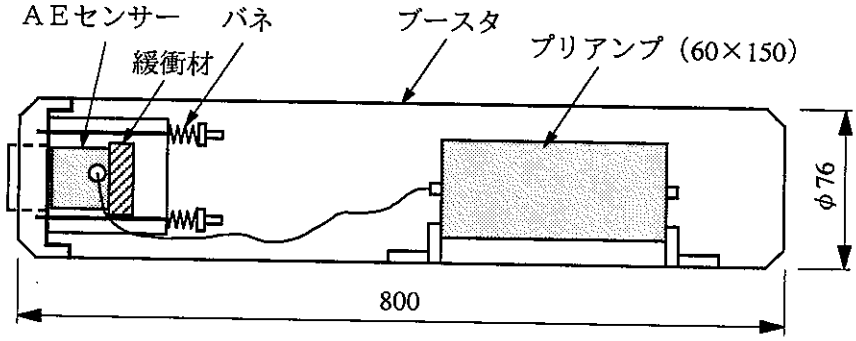


図6.1.4.3　ＡＥ用ブースタ

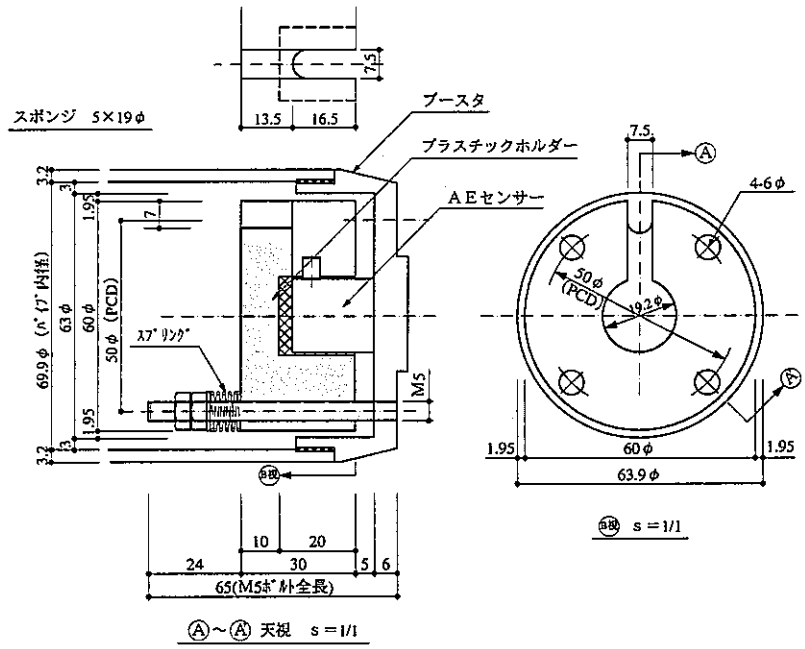


図6.1.4.4　ＡＥセンサー固定方法（スプリングホルダー）

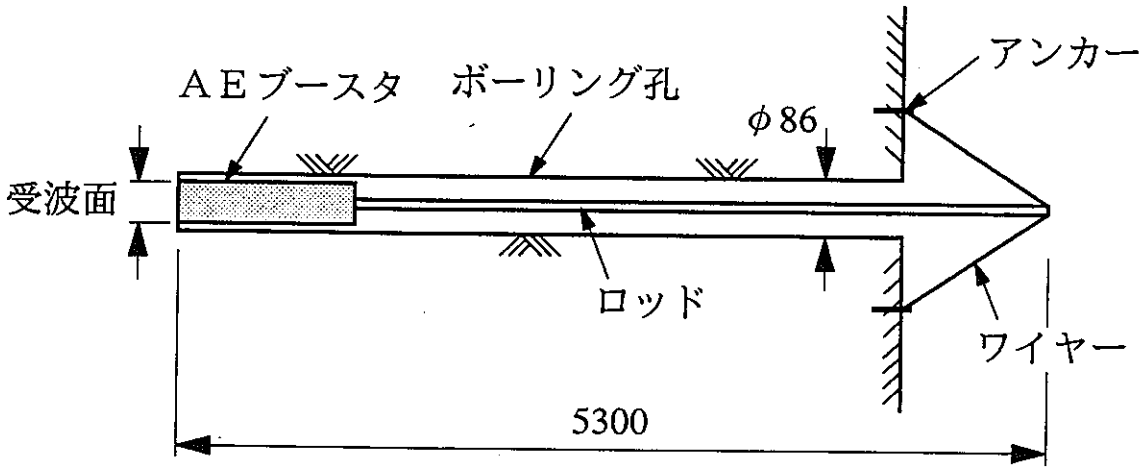


図6.1.4.5　AEセンサー計器設置

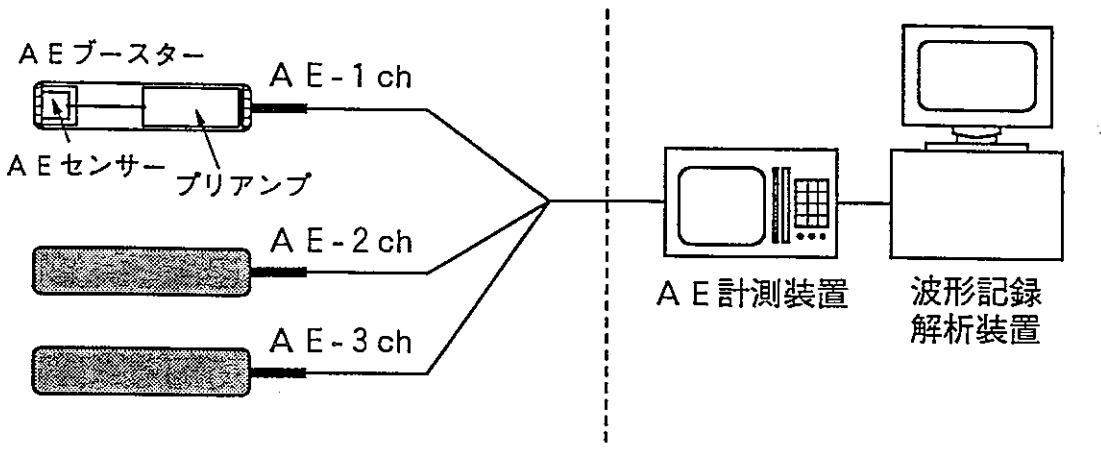


図6.1.5.1　AE計測システム

6.1.6　使用機材

計測で用いた使用機材の一覧を表6.1.6.1に示す。

表6.1.6.1　AE計測使用機材一覧表

	内　訳	個数	備考
ＡＥブースタ	一式（３分割）	４台	１台は予備
ケーブル	150m	４本	１本は予備
	10m	４本	１本は予備
	Ｉ型ディバイス	10個	150mと10mの接続用
ロッド	２m	６本	
	１m	４本	予備ロッド
	0.5m	３本	
ブースタ固定金具類	ワイヤーケーブル	10m	アンカー備品
	ホールインアンカー	20個	アンカー備品
	電動ドリル	1	アンカー備品
	テンション調整用スクリュー	20個	アンカー備品
	フック	20個	アンカー備品
	座金	20個	アンカー備品
備　品	シーリングテープ	３巻	ブースタおよびロッドつなぎ目の防滴
	パラフィルム	１巻	ＢＮＣ端子保護
	非硬化型シリコンゴム	２本	孔底とブースタとの接触をよくする
	硬化型シリコンゴム	２本	ブースタおよびロッドつなぎ目の防滴
	テスター	１台	ケーブル導通テスト

6.1.7　AE信号処理パラメータ

発破直後より検出されたAE信号をＬＯＣＡＮシステムに入力した。今回の計測に用いたAE信号処理パラメータは1)カウント数（リングダウン計数）、2)エネルギー、3)ヒット数（イベント計数）、4)AE信号の最大振幅値、5)信号立ち上がり時間、6)信号継続時間、7)AE発生源位置評定である。以上のパラメータの持つ意味とその特徴について以下に記し、その概念図を図6.1.7.1に示す[5)]。

1)カウント数(Count)

しきい値を越えたAE波の全ての振動回数のことである（リングダウン計数)。AE事象の振幅の重み付けとしての意味を持つが、AE波形は伝播媒体やセンサーの周波数特性に依存する。AE発生箇所および計測箇所が同じ場合には、一般にカウント数の大きなものほど大きいエネルギー（最大振幅値）を持つと考えてよい。

2)エネルギー(Energy)

エネルギーは実効値電圧（Root Mean Square電圧）として評価され、電圧の振幅値の2乗を継続時間に関して積分して2乗平均を取ったもので、入力したAEの包絡線検波波形の面積と定義され、波形のもつ相対的なパワーに関係した量である。今回は便宜的に10Vのピーク値1msec続いたときの波形、すなわち高さ10V、長さ1msecの矩形波が入力したときに1000カウントのエネルギーを持つと定め、これを参照値（単位dB, もしくはV）として用いている。このパラメータは発生したAE事象のエネルギーを相対的に比較するのに最適である。一般的にカウント数と類似の挙動を示す。

3)ヒット(Hit)

ヒット数はセンサーに入力したAE信号波のかたまりを1ヒットと数える（イベント計数）。従って、発生したAE事象が1個であっても複数個のセンサーに信号が入力される場合、その個数分だけヒット数が計測されることになる。突発型のAE事象を生ずる発生源の頻度や発生形態を知るのに適したパラメータである。ただし、ヒットそのものは入力した信号のエネルギーには全く関係しない。また、ヒット計数率は単位時間あたりのヒット数である（count/sec）。

4)最大振幅値(Amplitude)

最大振幅値（Ａmax）はAEを生じた事象がセンサーに振動の与える大きさ、すなわち地震の震度に相当する情報を与える。統計的処理を行うことにより振幅分布が得られ、発生したAE事象間の相対的エネルギーレベルの比較が行える。これを用い、異なるAE発生機構を識別できる場合がある。また、振幅分布上において、直線部を外れる領域にみられる高振幅事象の連続性は、影響の

大きいき裂の成長に対応している可能性がある。以上のように最大振幅値はAE事象の危険度を知る重要な尺度となる。

5)信号立ち上がり時間(Rise Time)

信号が入力したとき、最初のしきい値のクロス時から最大振幅値に至るまでの時間のことである。各信号の立ち上がりの鋭さに関する情報を与える。この情報をもとに、本来のAEと機械的ノイズなどの識別を行える場合がある。

6)信号継続時間(Duration)

信号入力時、最初のしきい値のクロス時から最後のしきい値のクロス時までの時間Td、すなわち1ヒットの継続時間と定義される。この値と信号立ち上がり時間および最大振幅値を総合して、入力した信号のおおまかな波形に関する情報を得ることができる。この情報をもとに、異なるAE発生源を識別できる場合がある。

7)AE発生源の位置評定(Source Location)

センサー間の信号到達時間差をもとにAE発生源の位置を求めることができる。通常、直線上の評定の場合には、2個のセンサー、平面評定の場合には3個のセンサー、空間位置評定は6個でグループを作成して解析を行う。ただし、グループ内のセンサー全てに信号が入力したときに初めて本解析が可能であり、AEイベントが発生したとみなされ、その発生位置を評定することができる。従ってAE信号が小さく、グループ内のセンサーが全てがそれを検出できないときには、この方法で位置を決定することはできず、また極めて短時間内に集中してAEが発生するときには、解析が困難になる。また、到達時間差により位置を算定する際に、AE伝達媒質の弾性波速度がパラメータとなっていることから速度が位置評定の重要な影響因子となる。位置評定については、6.1.9章で詳述する。

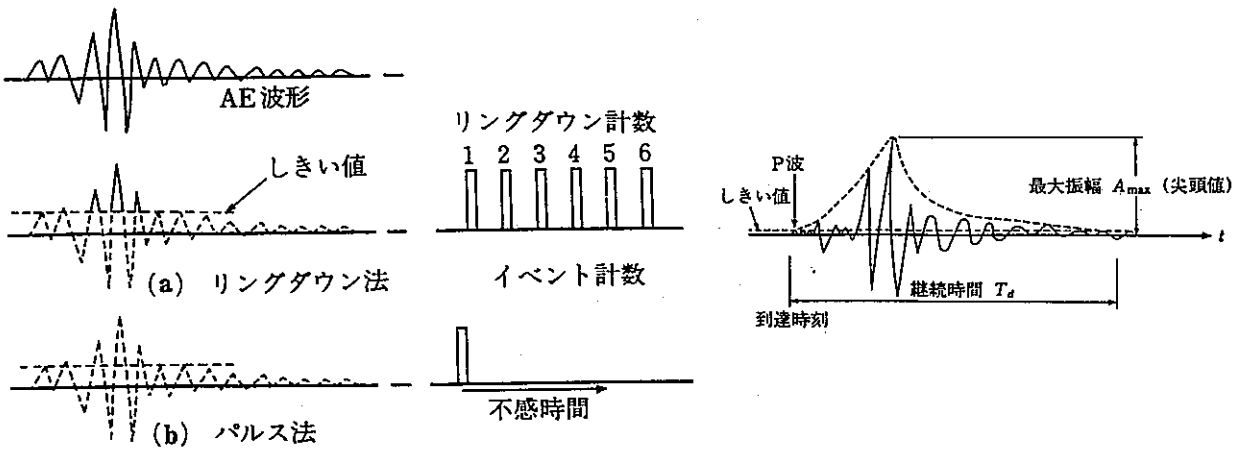


図6.1.7.1 AE信号処理パラメータ

6.1.8　計測結果と考察

6.1.8.1　計測概要

計測結果について第1回～第4回までの計測結果について順を追って以下に詳述する。計測の全体概要を表6.1.8.1に示す。

6.1.8.2　第1回計測

第1回計測は切羽位置が孔口から約4.8mにあることから、ほぼセンサーの設置位置断面の延長上に切羽があることになる。図6.1.8.1に発破直前から計測を開始し、23分45秒間に検出された(a)AE信号の振幅値、(b)ヒット数、及び(c)単位時間あたりのヒット数としてヒット計数率の履歴が示されている。この結果の中には約2分30秒におよぶ発破中に計測されたデータが含まれており、図6.1.8.1(a)から明確なように、100dBに至る極めて大きな振幅値をもつ大量のAEの発生の継続が認められている。発破中に検出されるAEは発破そのものによって爆砕された岩盤のAEが含まれるため、発生源を特定することは困難である。よって同じ計測データファイルに対して、時間に関してフィルターをかけて発破時のAEを除去し、発破終了直後からのみを解析する。

図6.1.8.2はデータメモリー容量の関係から発破終了直後(導火線段発終了後)から計測された(a)振幅値、(b)AEエネルギー、および(c)カウント数の履歴（単位時間のカウント数）が、また、図6.1.8.3に(a)AEのヒット数、(b)ヒット計数率の履歴、および(c)各チャンネルごとに検出されたヒット数が示されている。これらの図から明らかなように発破終了直後より計測開始後400秒付近に至るまで、比較的大きい振幅値を持つAEが発生するが、時間の経過とともにAE活動は次第に低下するのが観察される。しかしながら、計測開始から450秒（発破終了後150秒）経過し、全体的なAE活動の程度がかなり低下した後にも80dBを越える大振幅値のAEが、約計測開始700秒後、1,350秒付近に発生している。この結果から、掘削によって本計測坑道周りに応力再配分に起因したと考えられる岩盤内のき裂（AE波）は、主として発破終了後100～150秒間で発生するが、それ以降も微小なき裂（AE）発生活動が継続するという特性をもった岩盤であることが理解される。実際に、掘削後の約12時間後の岩盤状況の観察から、岩盤き裂音（山鳴り）、および多量の浮き石の発生が生じたのは事実であり、天端付近で余掘りが増加している。

また、図6.1.8.3(c)に示される、各チャンネルごとに検出されたヒット数のデータから、新たに掘削された坑道に近い位置にあるCH2およびCH3に比べ、

表6.1.8.1　AE計測の全体概要

計測 No.	発破 No.	月　日	掘進距離	進行(m)	計測時間	穿孔数	装薬量	しきい値 (dB)
第１回計測	5	9月11日	3.7m→4.8m	1.10	23分45秒	36	32.5kg	45
第２回計測	6	9月13日 ～ 9月14日	4.8m→5.5m	0.70	20時間38分57秒 (ずり出しのため中断有)	36	30.0kg	55
第３回計測	7	9月14日 ～ 9月18日	5.5m→6.3m	0.80	92時間26分50秒	36	30.0kg	55
第４回計測	8	9月19日 ～ 9月20日	6.3m→7.3m	1.00	17時間48分12秒	34	27.5kg	55

第1回計測においてしきい値を45dBとした場合、装置のデータメモリー容量が不足したため、第2回計測以降のしきい値を55dBに設定した。

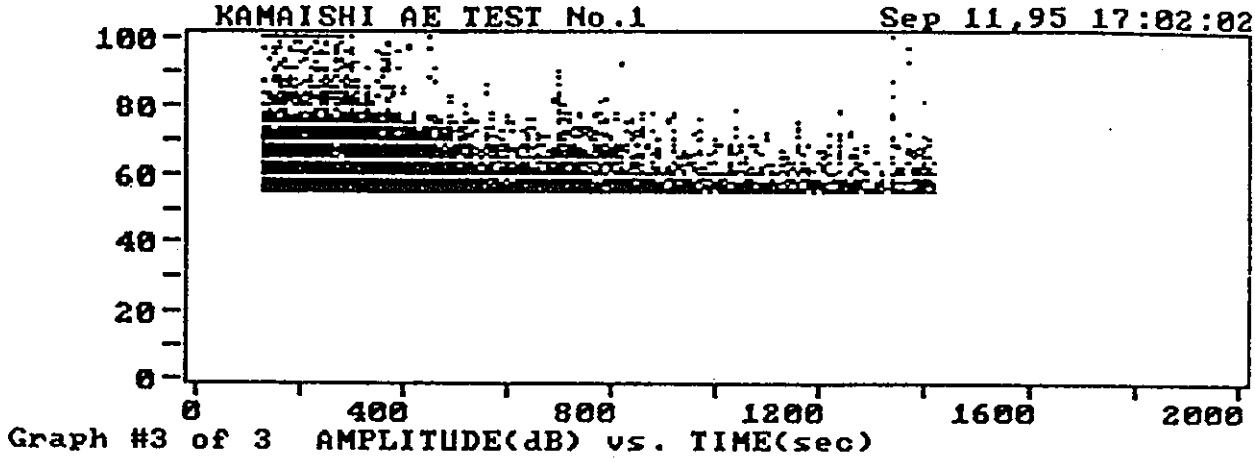


図6.1.8.1(a)　時間(sec)～最大拡幅値（第 1 回計測：発破直前～1,425sec)

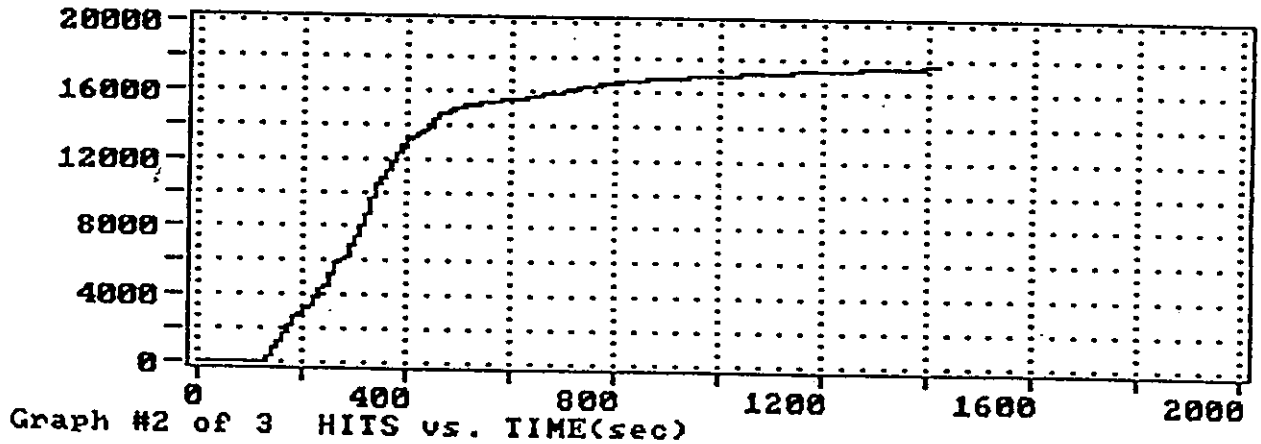


図6.1.8.1(b)　時間(sec)～ヒット数（第 1 回計測：発破直前～1,425sec)

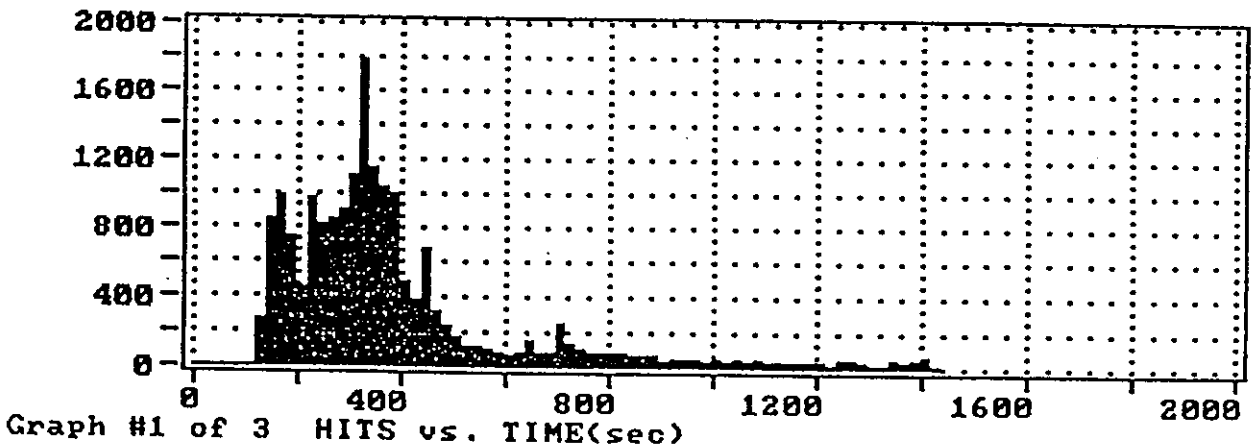


図6.1.8.1(c)　時間(sec)～ヒット計数率（第 1 回計測：発破直前～1,425sec)

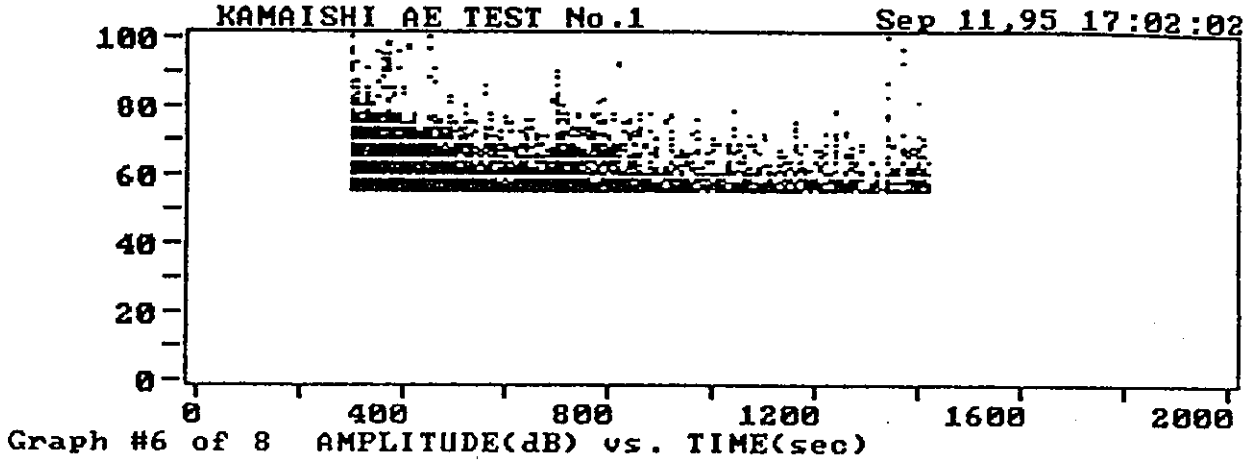


図6.1.8.2(a)　時間(sec)～最大拡幅値（第 1 回計測：発破直後～1,425sec)

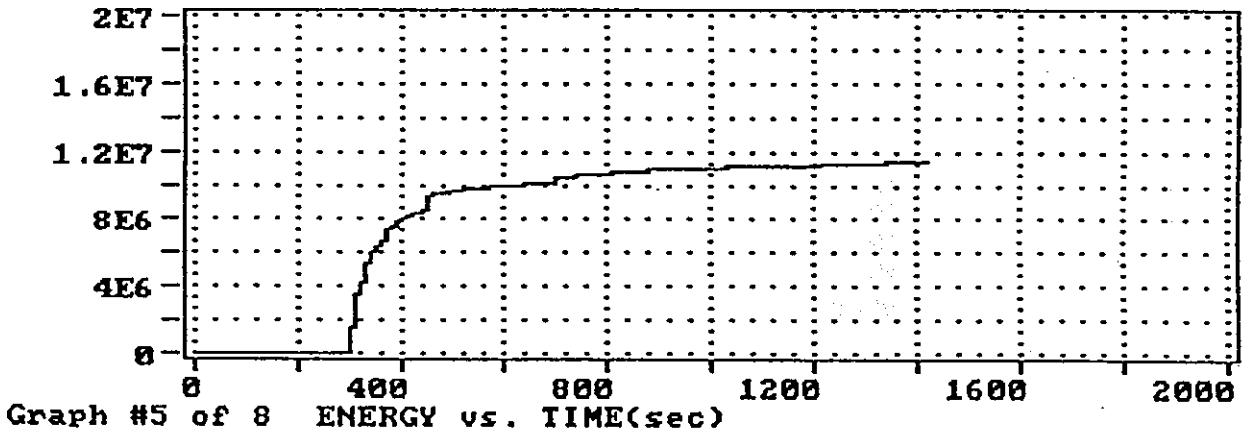


図6.1.8.2(b)　時間(sec)～エネルギー（第 1 回計測：発破直後～1,425sec)

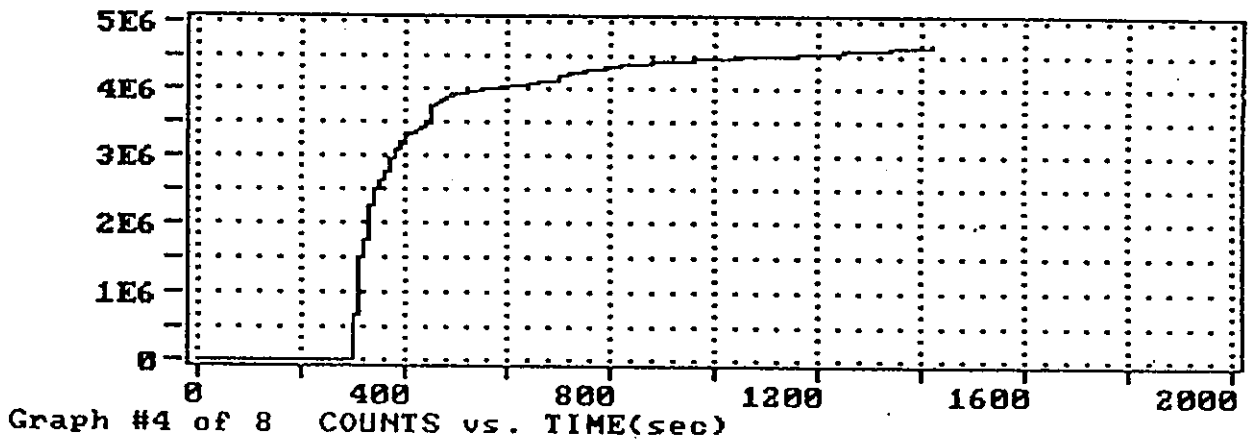


図6.1.8.2(c)　時間(sec)～カウント数（第 1 回計測：発破直後～1,425sec)

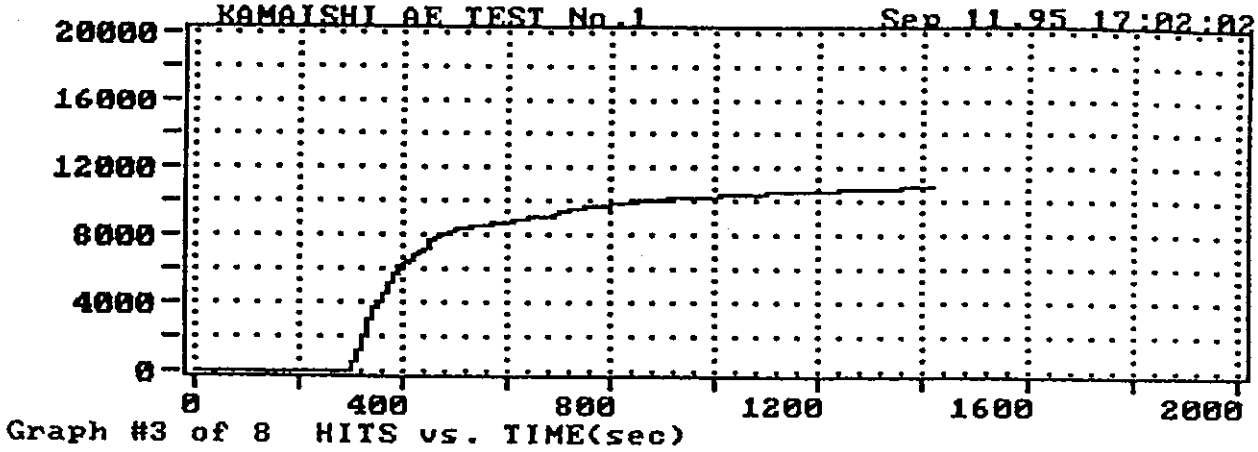


図6.1.8.3(a)　時間(sec)～ヒット数（第 1 回計測：発破直後～1,425sec)

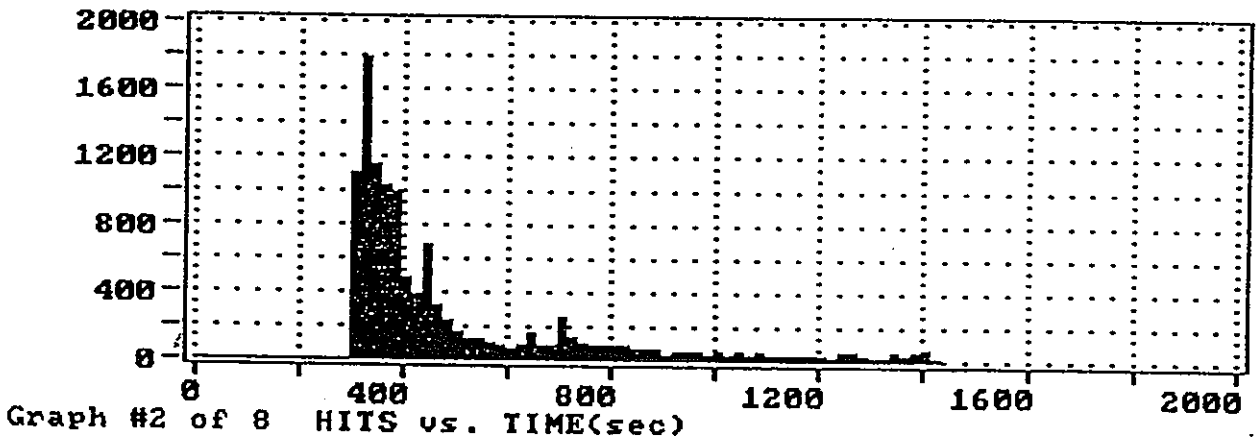


図6.1.8.3(b)　時間(sec)～ヒット計数率（第 1 回計測：発破直後～1,425sec)

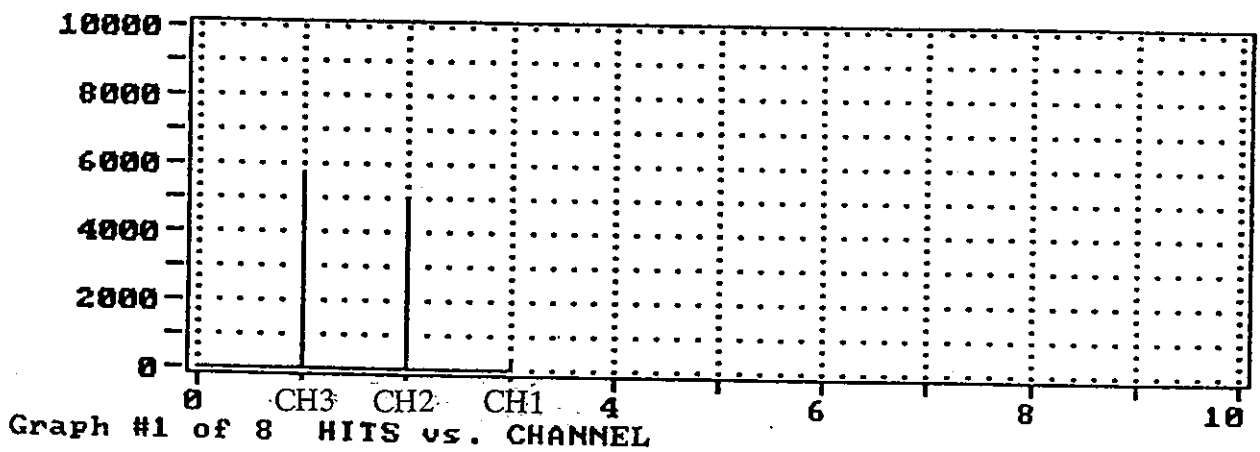


図6.1.8.3(c)　各チャンネル～ヒット数（第 1 回計測：発破直後～1,425sec)

約3m離れた位置にあるCH1におけるAE検出は、はるかに小さい結果となった。

6.1.8.3　第2回計測

第2回計測時の切羽はセンサー埋設位置から約0.5m離れている。図6.1.8.4に発破直後から約2,000秒間の(a)ヒット数の履歴、および(b)全計測時間（20時間38分57秒）で計測されたヒット数の履歴、さらに(c)ヒット計数率の履歴が示されている。また、図6.1.8.5には、全計測時間で計測された(a)振幅値と(b)エネルギーの履歴、及び(c)各チャンネルで検出されたヒット数が与えられている。ここで、発破終了後の約1時間25分から2時間23分にわたりずりだし作業を行っており、この間は環境ノイズの影響を受けないようにAE計測は中断した。以上の図から理解できるように大量のAEが発破後200秒以内に発生し、以後その活動は継続しているが、次第にヒット数、エネルギーは平衡状態になっている。図6.1.8.5(a)から計測開始から約10,000秒後、20,000秒後、40,000秒、63,000秒（17時間30分）後においても80dBを越える大きい振幅値を持つAEが周期的に検出されている。第1回計測と同様に岩盤内で微小き裂（AE）が継続的に発生していることが考えられる。それに対応して図6.1.8.4(c)からも周期的にヒット計数率が突出しているが、その傾向は第1回計測と比して急激に計数率は減少している。また、図6.1.8.5(c)からCH3のAE検出は第1回計測と同様に他のチャンネルと比して少ない。また、依然とき裂音（山鳴り）、浮き石は発生しておりAEの経時的な発生状況と対応している。

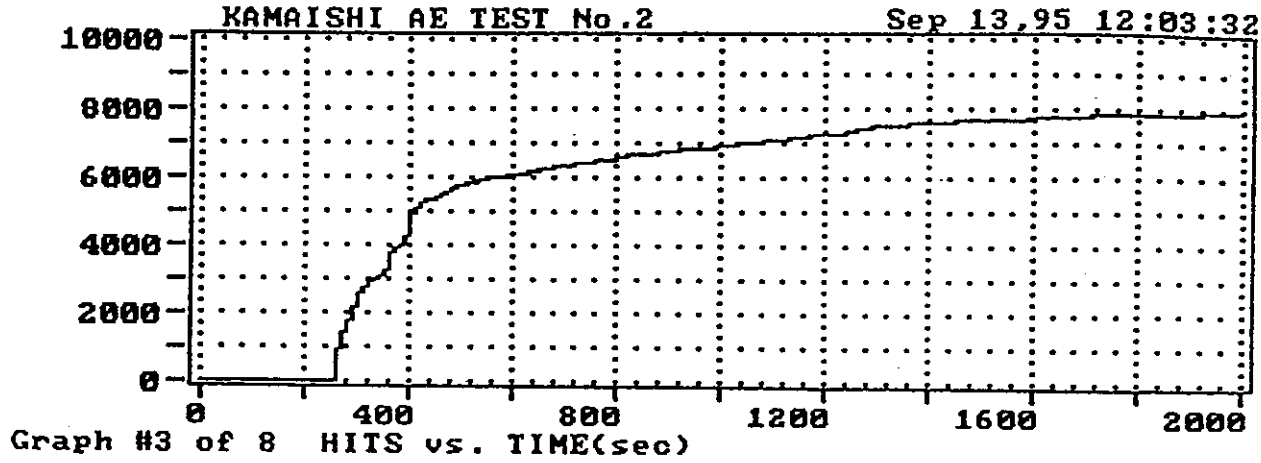


図6.1.8.4(a)　時間(sec)～ヒット数（第２回計測：発破直後～2,000sec)

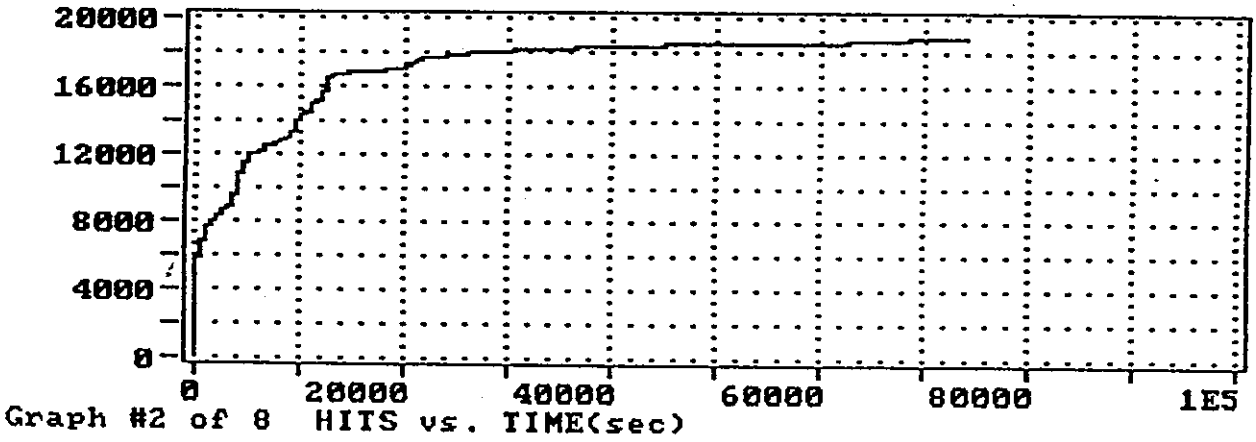


図6.1.8.4(b)　時間(sec)～ヒット数（第２回計測：発破直前～74,337sec)

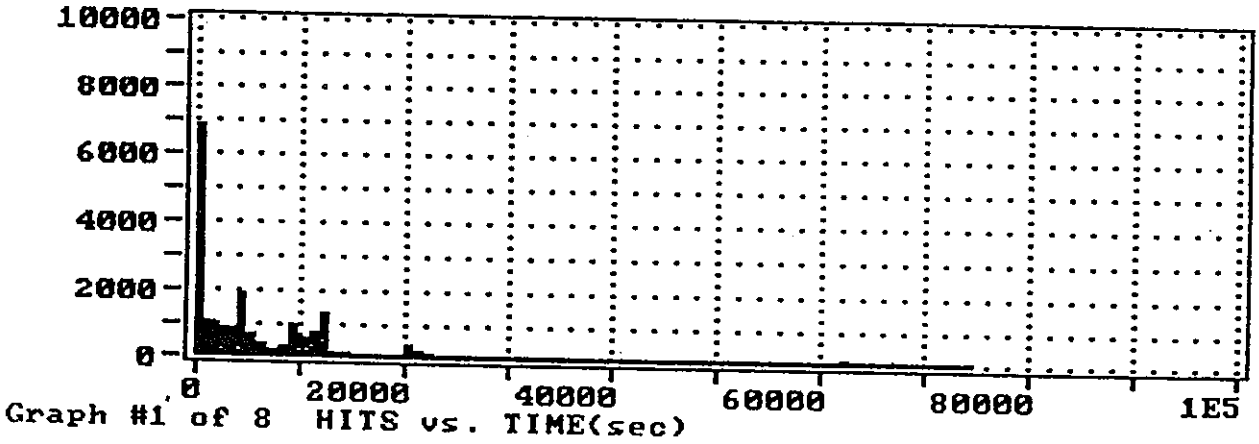


図6.1.8.4(c)　時間(sec)～ヒット計数率（第２回計測：発破直前～74,337sec)

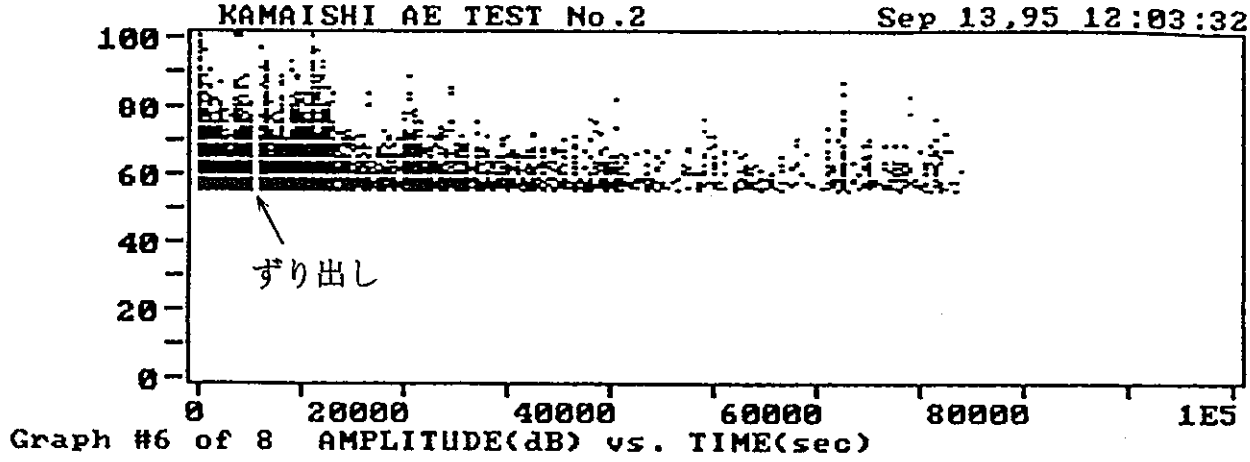


図6.1.8.5(a)　時間(sec)～最大拡幅値（第２回計測：発破直前～74,337sec)

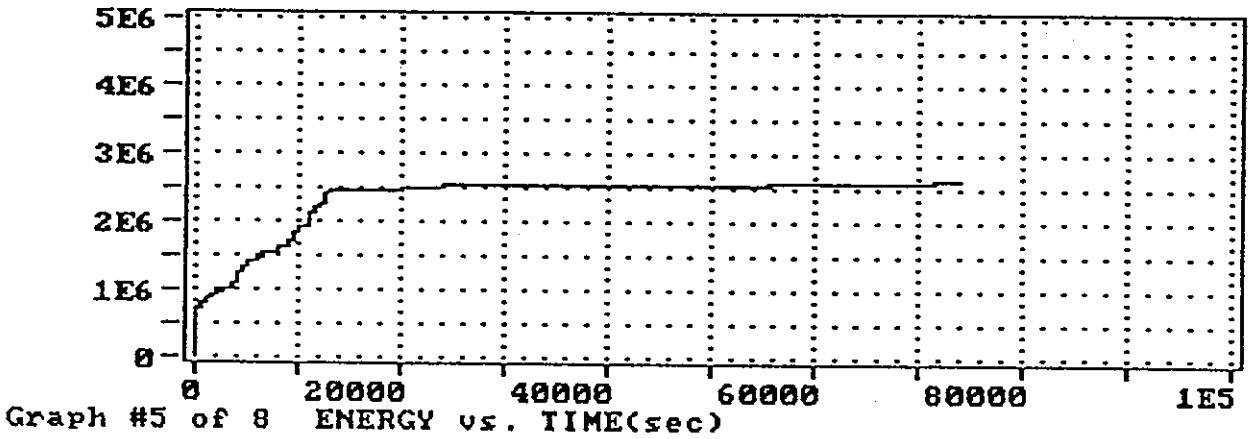


図6.1.8.5(b)　時間(sec)～エネルギー（第２回計測：発破直前～74,337sec)

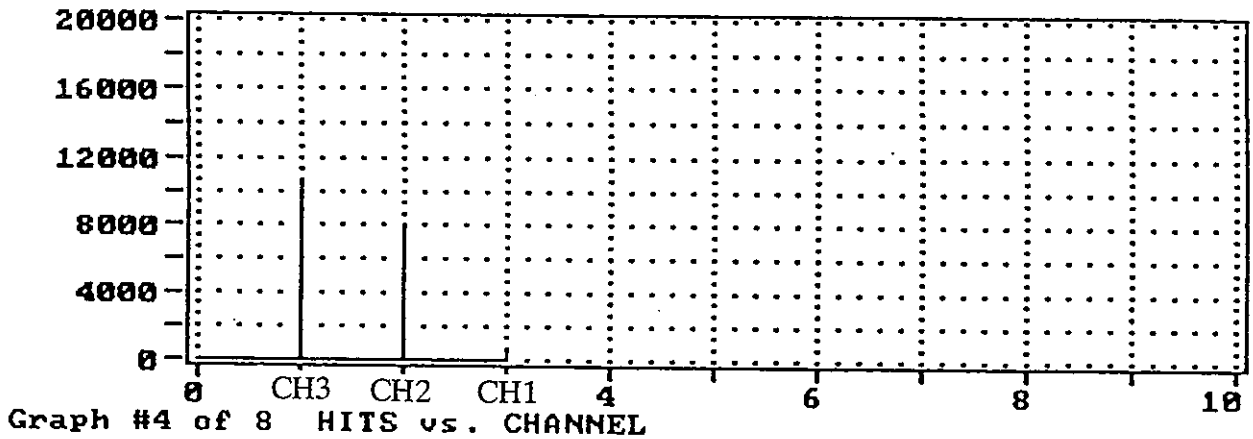


図6.1.8.5(c)　各チャンネル～ヒット数（第２回計測：発破直前～74,337sec)

6.1.8.4　第3回計測

第3回AE計測は掘削後の切羽とセンサー埋設位置の離間距離は約1.3mである。第3回計測時間は本計測中で最も長いの92時間26分50秒である。図6.1.8.7(a)から発破後108,000秒（30時間）を越え、180,000秒（50時間）以上経過しても、80dB以上の大きい振幅値をもつAEが周期的に検出されていることが観察された。このことから計測坑道周辺の岩盤内において長期にわたってき裂（AE）が発生することが理解でき、掘削によるクリープ破壊的な可能性が伺える。計測坑道内では依然とき裂音（山鳴り）、浮き石は発生している。しかし、図6.1.8.6,図6.1.8.7でわかるように第3回の計測では全体的に計測されたAEのエネルギー、ヒット数、ヒット計数率は減少している結果となった。また、各チャンネル毎のヒット数は相変わらず1CHが小さいが、2CHが3CHに比べて減少し、これまでの傾向と異なっている。

6.1.8.5　第4回計測

第4回AE計測ではセンサー埋設位置と掘削後の切羽位置の離間距離は約2.3mである。図6.1.8.8に(a)発破直後のヒット数と(b)全期間のヒット数、(c)ヒット計数率の履歴、図6.1.8.9に(a)振幅値と(b)エネルギーの履歴、および(c)各チャンネルのヒット数を示す。図6.1.8.9(a)からわかるように発破後のAE発生の傾向は前回までと基本的に同様であり発破後約49,000秒（13.6時間）で80dB以上の振幅の大きいAEが少ないながらも発生している。また、図6.1.8.8からヒット数は極端に減少しているが、ヒット計数率の履歴は第2回の計測と似たような傾向を示している。図8.9から、エネルギーは第1～3回計測と比して低下した。各チャンネルのヒット数は3CHが小さいが、ヒット数レベルは他の計測に比して極端に低下している。

上記のように全体的にAEのサンプリングは減少傾向にあることから、切羽とAEセンサーの離間距離が大きくなったことによるものと考えられる。

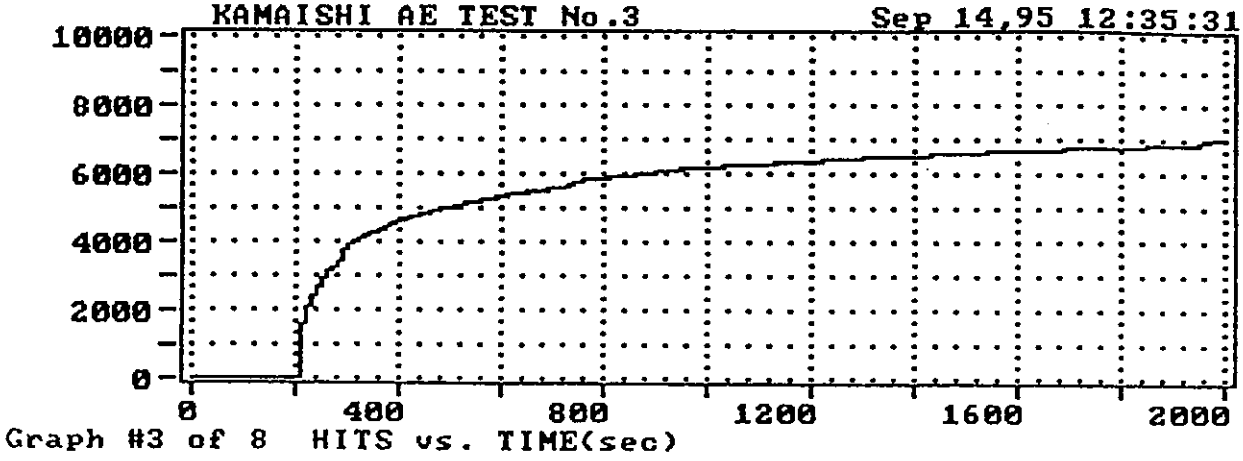


図6.1.8.6(a)　時間(sec)～ヒット数（第３回計測：発破直後～2,000sec)

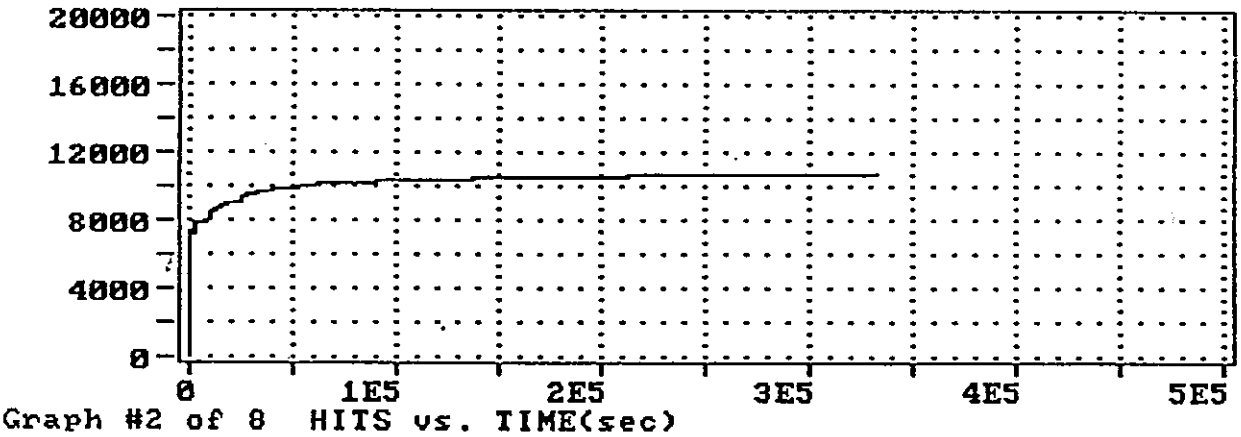


図6.1.8.6(b)　時間(sec)～ヒット数（第３回計測：発破直前～332,810sec)

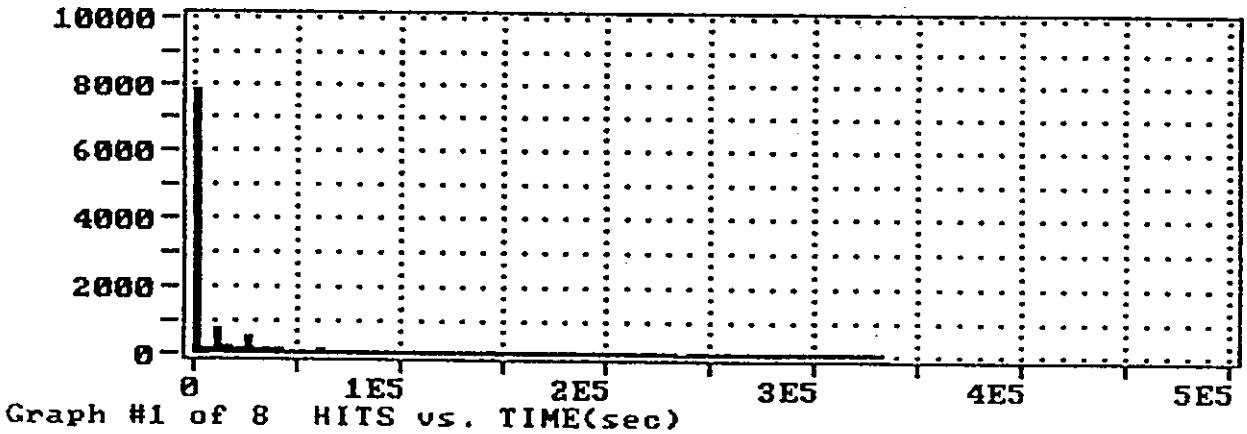


図6.1.8.6(c)　時間(sec)～ヒット計数率（第３回計測：発破直前～332,810sec)

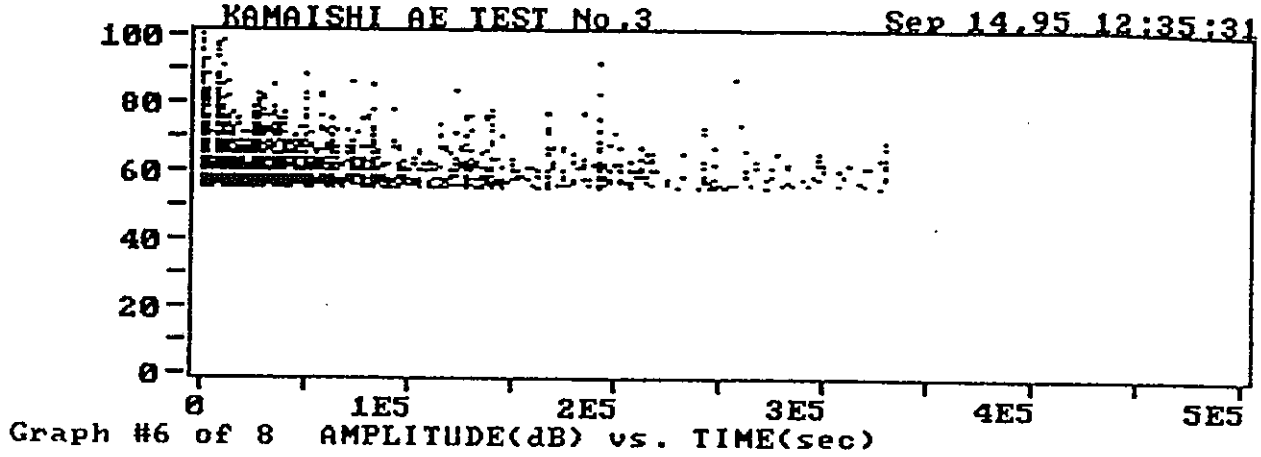


図6.1.8.7(a) 時間(sec)～最大拡幅値（第３回計測：発破直前～332,180sec)

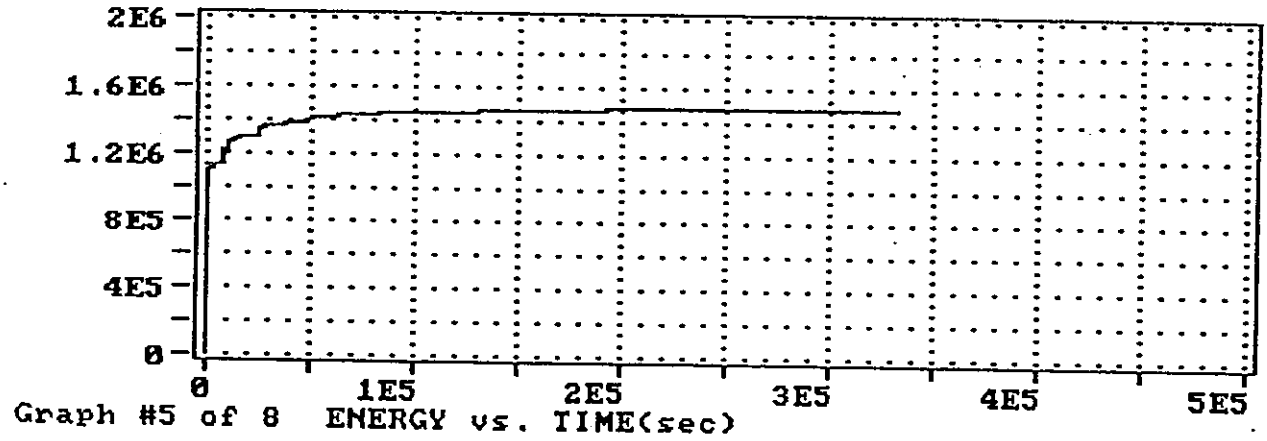


図6.1.8.7(b) 時間(sec)～エネルギー（第３回計測：発破直前～332,810sec)

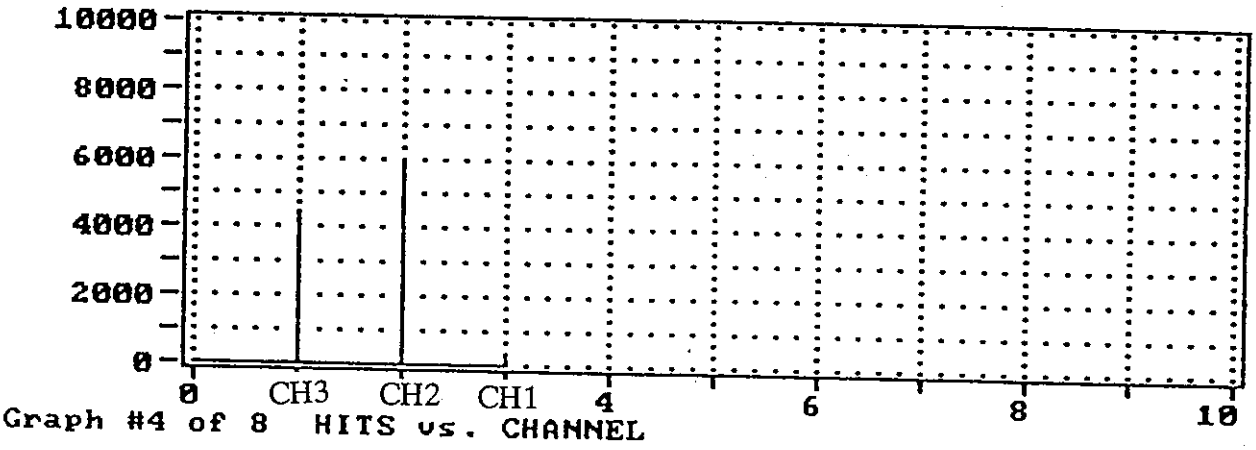


図6.1.8.7(c) 各チャンネル～ヒット数（第３回計測：発破直前～332,810sec)

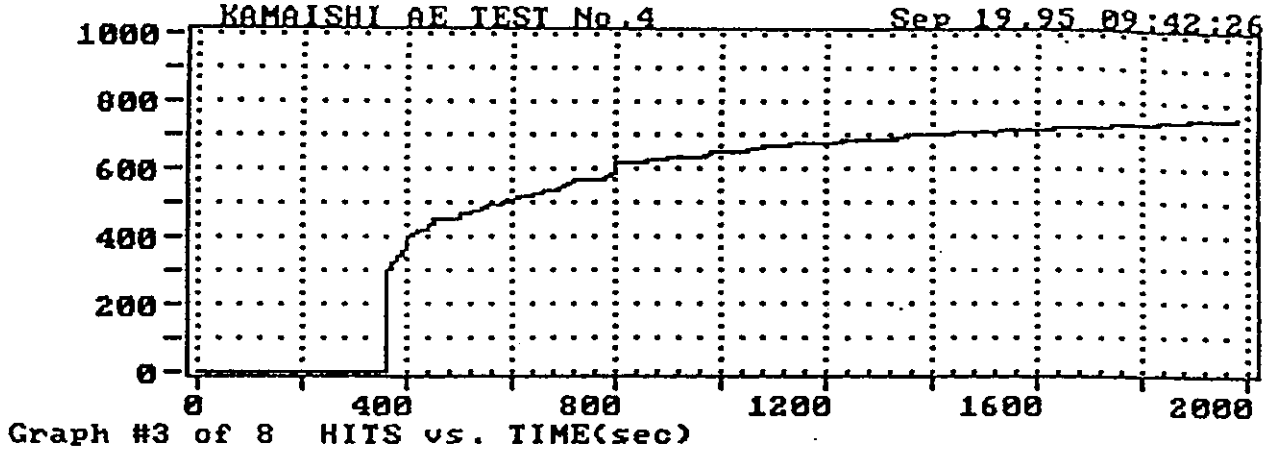


図6.1.8.8(a)　時間(sec)～ヒット数（第４回計測：発破直後～2,000sec)

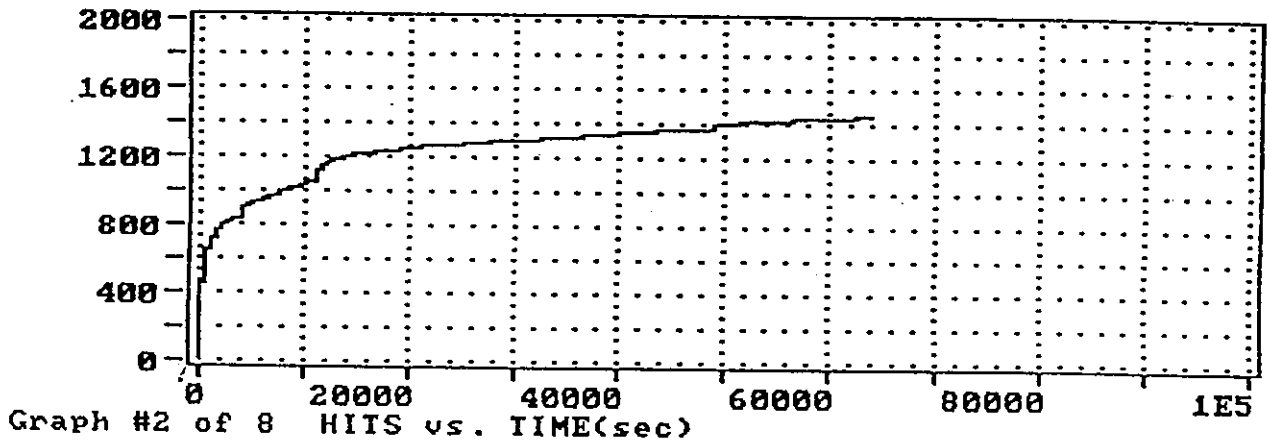


図6.1.8.8(b)　時間(sec)～ヒット数（第４回計測：発破直前～64,092sec)

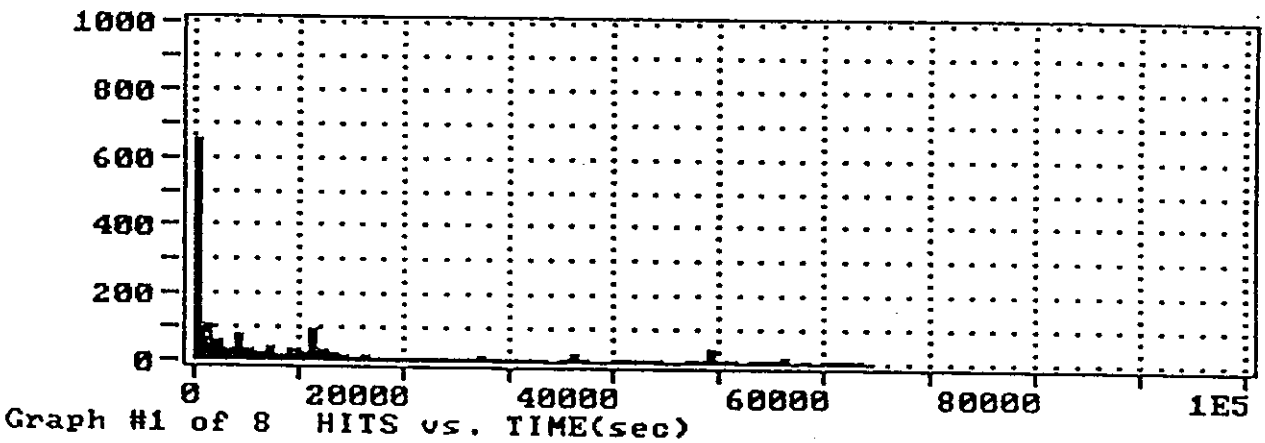


図6.1.8.8(c)　時間(sec)～ヒット計数率（第４回計測：発破直前～64,092sec)

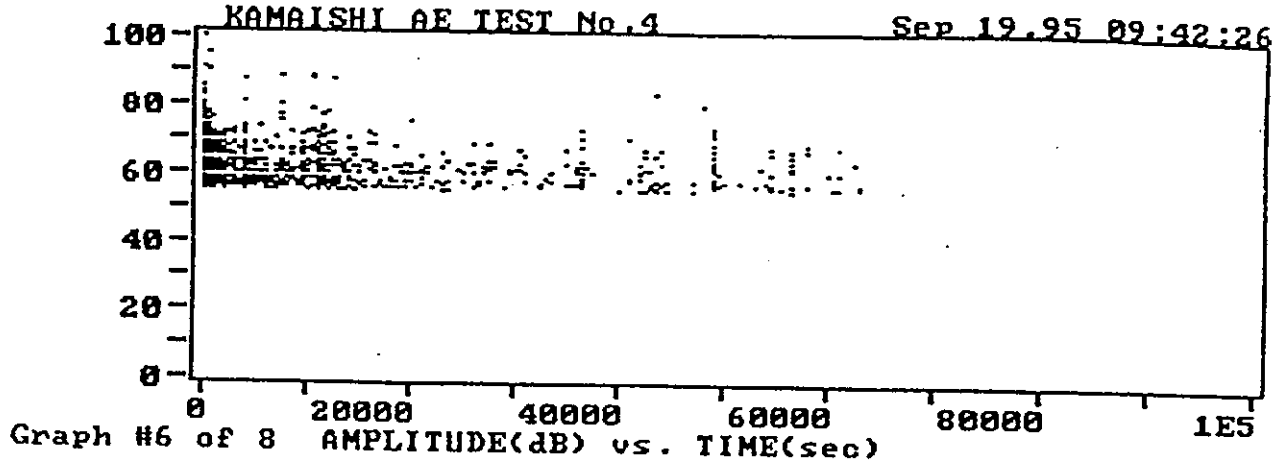


図6.1.8.9(a)　時間(sec)～最大拡幅値（第４回計測：発破直前～64,092sec)

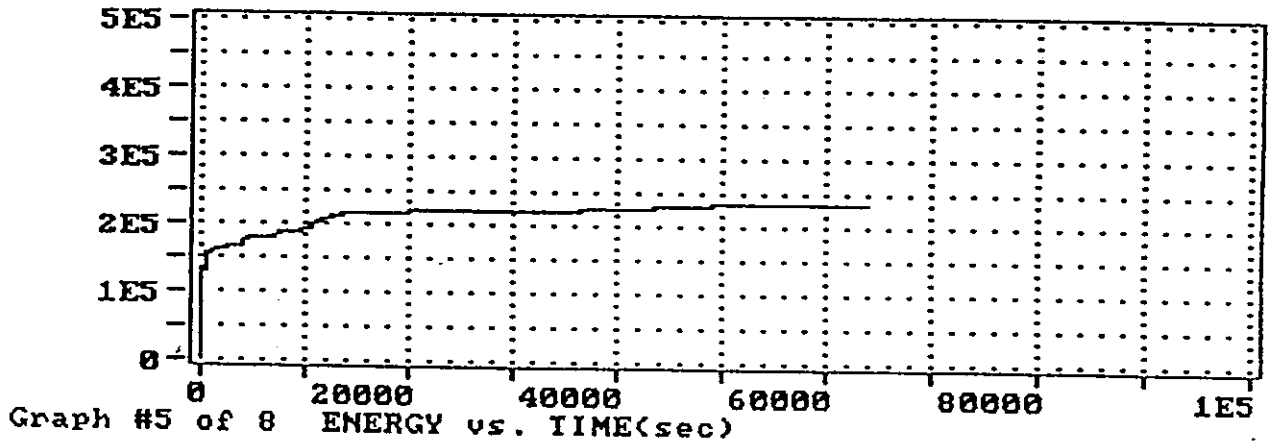


図6.1.8.9(b)　時間(sec)～エネルギー（第４回計測：発破直前～64,092sec)

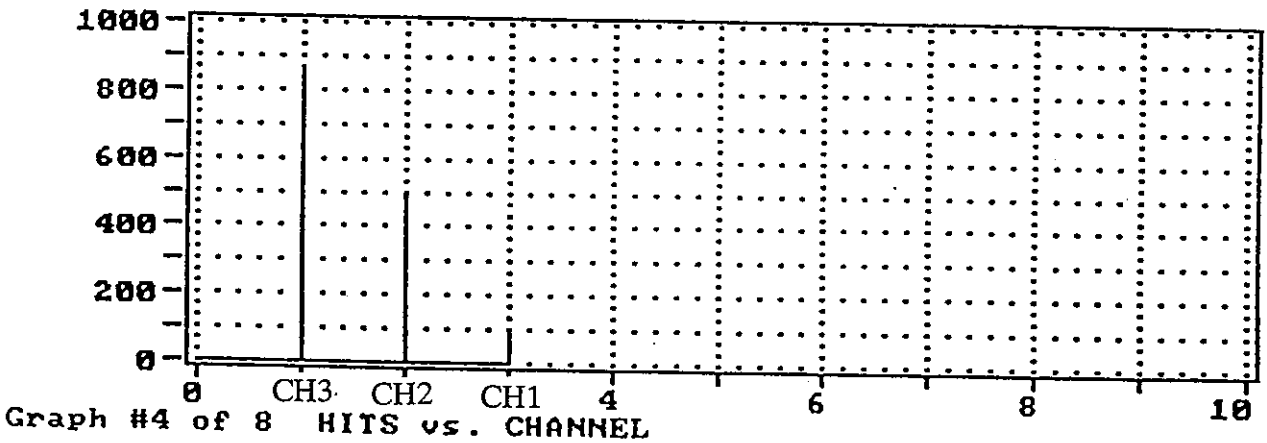


図6.1.8.9(c)　各チャンネル～ヒット数（第４回計測：発破直前～64,092sec)

6.1.9　AE発生源の位置評定結果と考察

6.1.9.1　位置評定法[3) 6)]

AE発生源の位置評定はセンサー間の信号到達時間差をもとに求められる。通常、直線上評定の場合には２個、また、平面評定の場合には３個のセンサーで計測すべき領域を選定し、解析を行う。評定の際のAEの配置はランダムでもよいが、データ処理精度から規則的に配置するのが一般的である。例えば図6.1.9.1に示すように４個のAEセンサーをi,j,k,lへの到達時間をそれぞれ t_i, t_j, t_k, t_lとすると、ｘ軸上のセンサーi,j間の時間差△ t_xが一定になる点は双曲線１上にあり、ｙ軸上のセンサーk,l間の時間差△ t_yが一定となる点は双曲線２の上にある。AE源はこれらの２つの双曲線の交点として求められる。いま、媒体の縦波の伝播速度をＶとすると、AE源からi,jおよびk,lへの距離の長さは一定であるから、

$$\Delta L_x = \Delta t_x V = (t_i - t_j)V \qquad (6.1.1)$$

$$\Delta L_y = \Delta t_y V = (t_k - t_l)V \qquad (6.1.2)$$

でとなる。AE源の位置を（x_{ae}, y_{ae}）とすると

$$x_{ae} = a_1\sqrt{(b_1^2 + a_2^2)b_2^2 / d} \qquad (6.1.3)$$

$$y_{ae} = a_2\sqrt{(a_1^2 + b_2^2)b_1^2 / d} \qquad (6.1.4)$$

となる。ただし、

$$a_1 = \Delta L_x / 2, \quad a_2 = \Delta L_y / 2$$

$$b_1^2 = h^2 - a_1^2, \quad b_2^2 = h^2 - a_2^2, \quad d = b_1^2 b_2^2 - a_1^2 a_2^2 \qquad (6.1.5)$$

である。3個のAEセンサーによる位置評定も同様の原理となる。以上の解析手法を用いて位置評定を行う。なお、

今回の解析では到達距離算定の弾性波速度値は岩石コアから得られた数値を用いており、平成６年度の室内試験において掘削の影響を受けていないと考えられる3.00m以深で得られた平均速度値Ｖp＝5.68km/secを利用している。

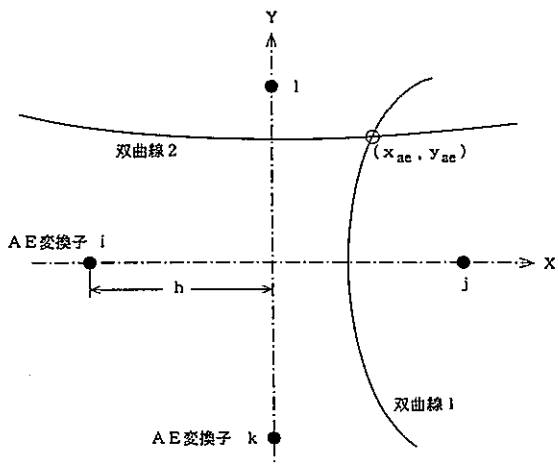


図6.1.9.1　平面位置評定の原理

6.1.9.2　第1回計測

位置評定の解析結果は1CH～2CHと2CH～3CH間の直線位置評定、そして1CH、2CH、3CHから得られたデータをもとに解析した平面位置評定を示す。直線位置評定結果は、CH1～CH2間、およびCH2～CH3間におけるAE発生位置(cm)～計測時間ステップ(sec)～AEイベント個数の関係を示して考察する。また、平面位置評定は3チャンネル間におけるAEの幾何学的な発生位置の分布をプロットして考察する。

図6.1.9.2(a)にCH1～CH2間の直線位置評定結果が示されている。発破終了後はCH1～CH2間の全体に拡がってAEは発生しているが、時間の経過とともにCH2から約20cmでのみ発生している。全体的にみて減少する傾向ではあるが1,300秒後においても突発的に発生している。

図6.1.9.2(b)にCH2～CH3間の直線位置評定結果を示す。これから明らかなように計測開始後350～450秒（発破終了後50～150秒）において、CH1～CH2間の0.55m付近に極めて多くのAEが集中的に発生している。また、その後は経時的に減少していることが観察されているが、広い領域にわたってAEが発生している。

CH1～CH2間とCH2～CH3間（図6.1.9.2(a),(b)）のAE発生位置分布量を比較すると明確に差がある。これは、CH3のセンサーが遠距離（坑道側壁から3m）であるため差が表れたものと考えられる。このことは、第2回以降の計測も同様な傾向として表れた。

図6.1.9.3に平面位置評定した結果を示す。これから明かなようにCH2とCH3間を中心に多くのAEが集中的に発生しており、その分布領域は計測坑道側壁から水平に約1.5mである。CH2付近は分散してAEが発生しており、発破、もしくは掘削による応力再配分の影響による岩盤内の新たなき裂の発生と推定できる。一方、CH3付近は密にAEが発生している結果となり、掘削による潜在き裂の変形挙動と考えられる。また、分布は少ないが側壁から約3mの領域にも発生しているのがわかる。

以上の結果から、総合的に判断すると発破終了後50～150秒の間にCH1～CH2の中央部付近で集中的なAE活動を与えるき裂の発生などの事象が連続的に生じたものと考えられる。

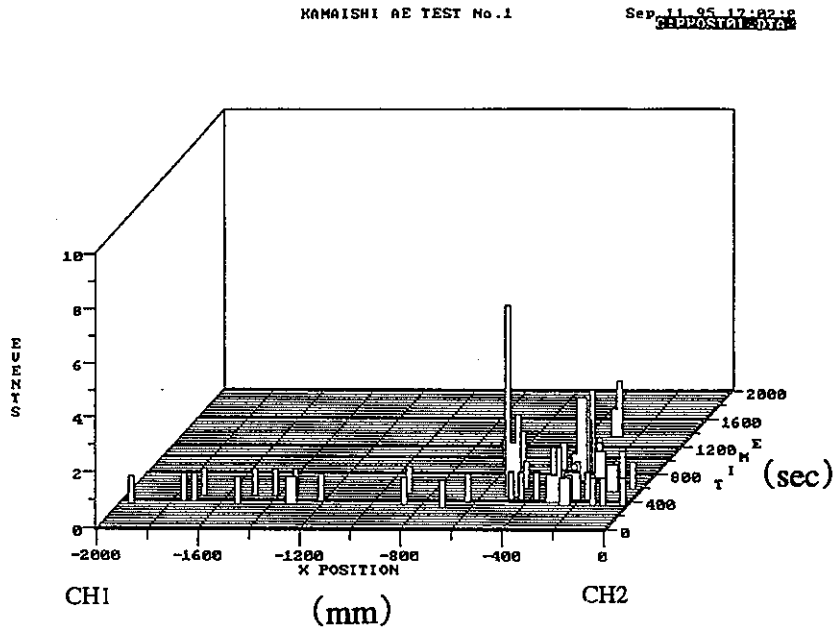


図6.1.9.2(a)　第 1 回計測の直線位置評定（CH1～CH2）

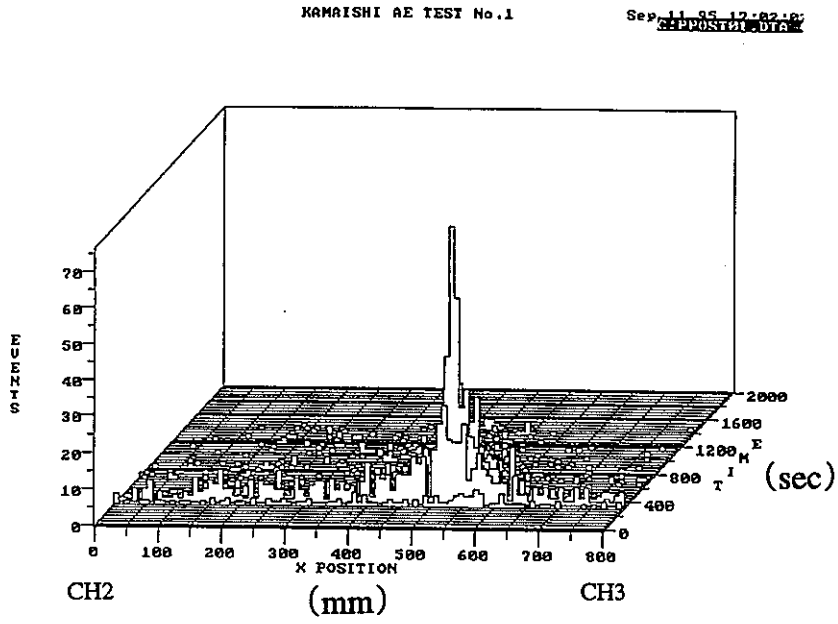
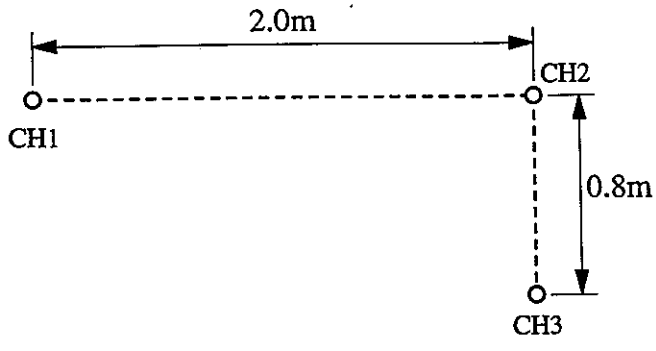


図6.1.9.2(b)　第 1 回計測の直線位置評定（CH2～CH3）



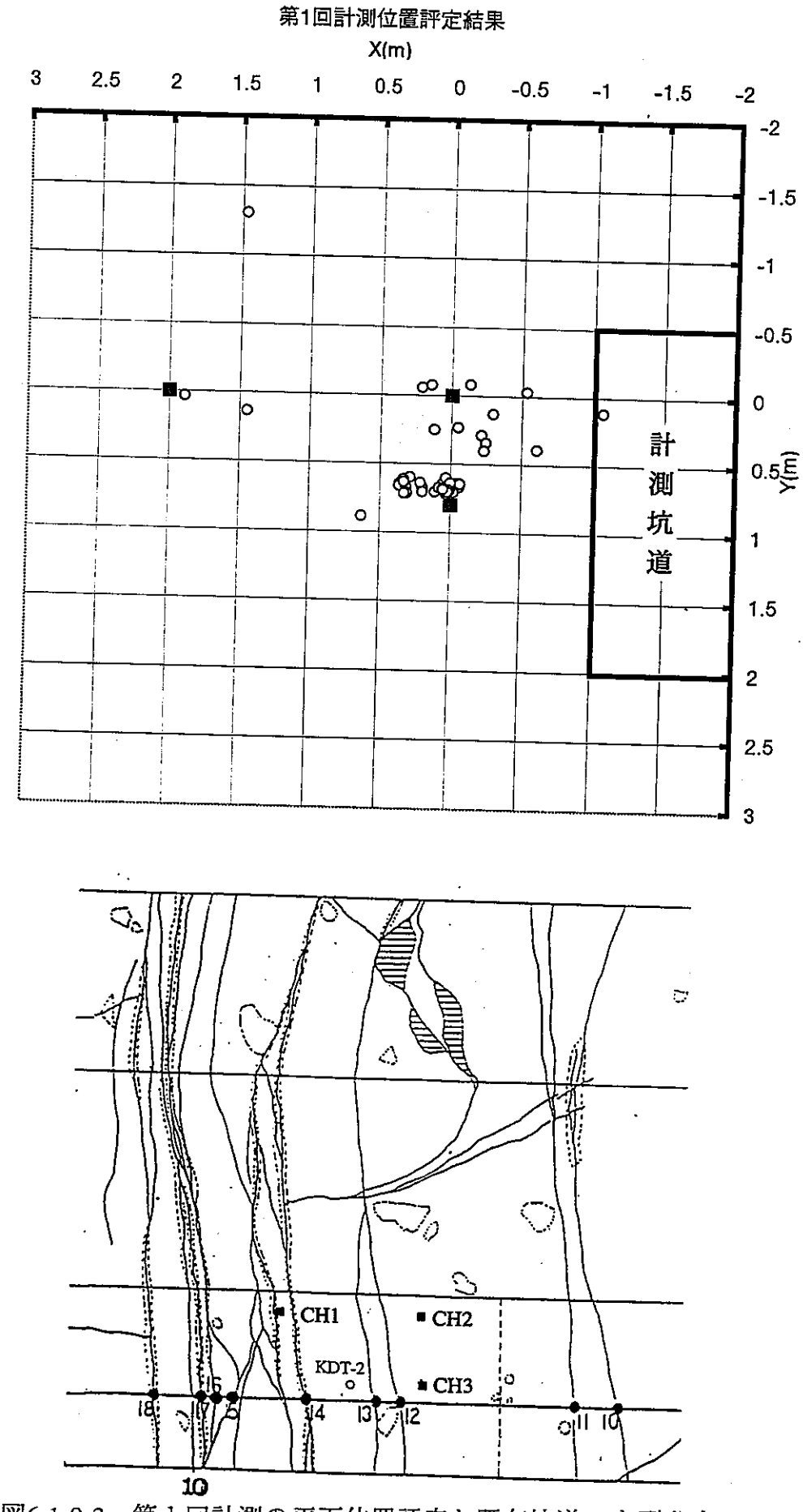


図6.1.9.3　第１回計測の平面位置評定と既存坑道のき裂分布

6.1.9.3　第2回計測

図6.1.9.4(a)に第2回計測結果のCH1～CH2で2,000秒毎の時間ステップ中に検出されたAE信号の直線位置評定結果の経時的変化を示す。初期段階ではCH2から約20cm付近で集中的に発生しているとともに、CH1～CH2間の全体に広がってAEは発生している。約63,000秒後（17時間30分）程度経過した時点では、途中に発生が認められない時間が存在し、その後CH1により近い位置で数個のAEが発生していることがわかる。

図6.1.9.4(b)はCH2～CH3間で同様の解析を40秒毎のステップで行った結果である。2チャンネル間でイベントの発生は分散しており、特に集中している領域は認められず、第1回の位置評定結果とは異なった分布形状を示している。これは、岩盤内のき裂の発生が第1回の計測ではある部分にき裂の挙動が集中し、第2回の計測では広域にわたって微小き裂が生成されているものと考えられる。

図6.1.9.5に平面位置評定結果を示す。AEは主としてCH2とCH3付近で発生している。第1回の計測と比較して発生個数は減少している。また、AEは側壁から水平距離約1.5mまでのところに分散しており、第1回計測と比べると集中している領域は見あたらない。切羽は前回より約0.7m進行し、掘削による岩盤の挙動は一時的に落ち着いたものと考えられ、AEの発生が集中した影響領域は約1.2mとなり第1回計測に比べて狭い範囲に留まっている。

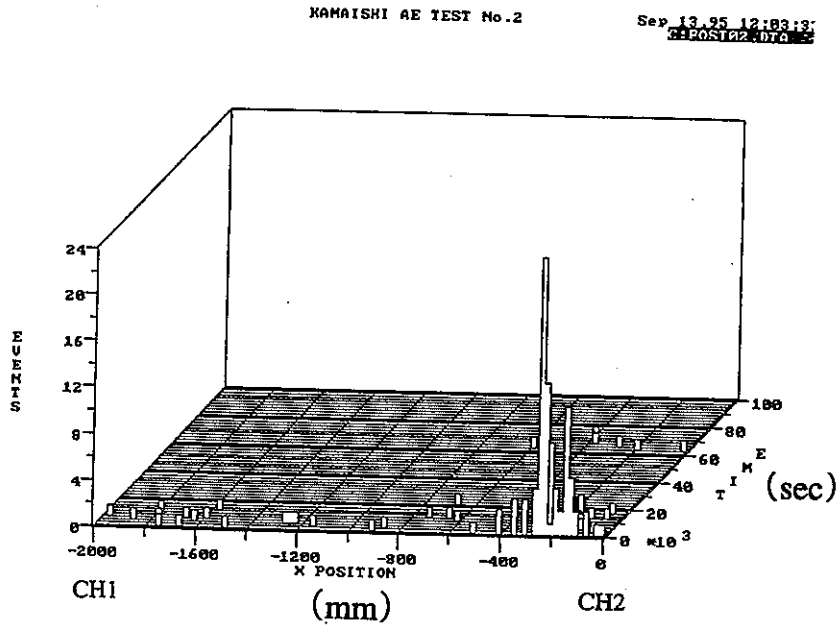


図6.1.9.4(a)　第２回計測の直線位置評定（CH1～CH2）

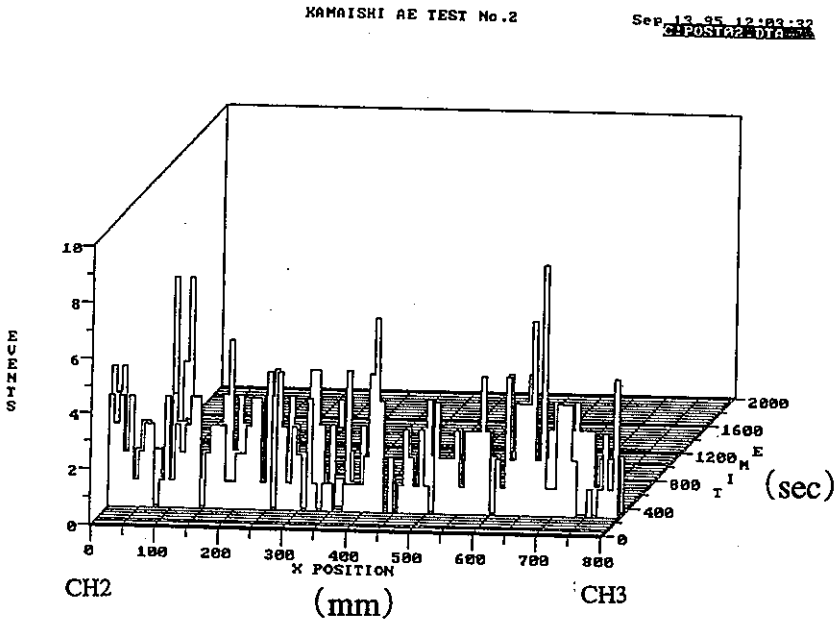
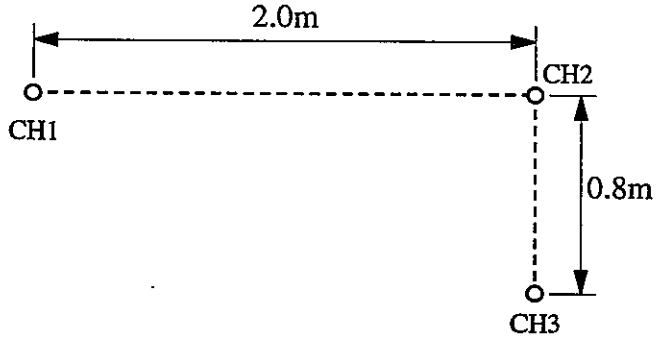


図6.1.9.4(b)　第２回計測の直線位置評定（CH2～CH3）



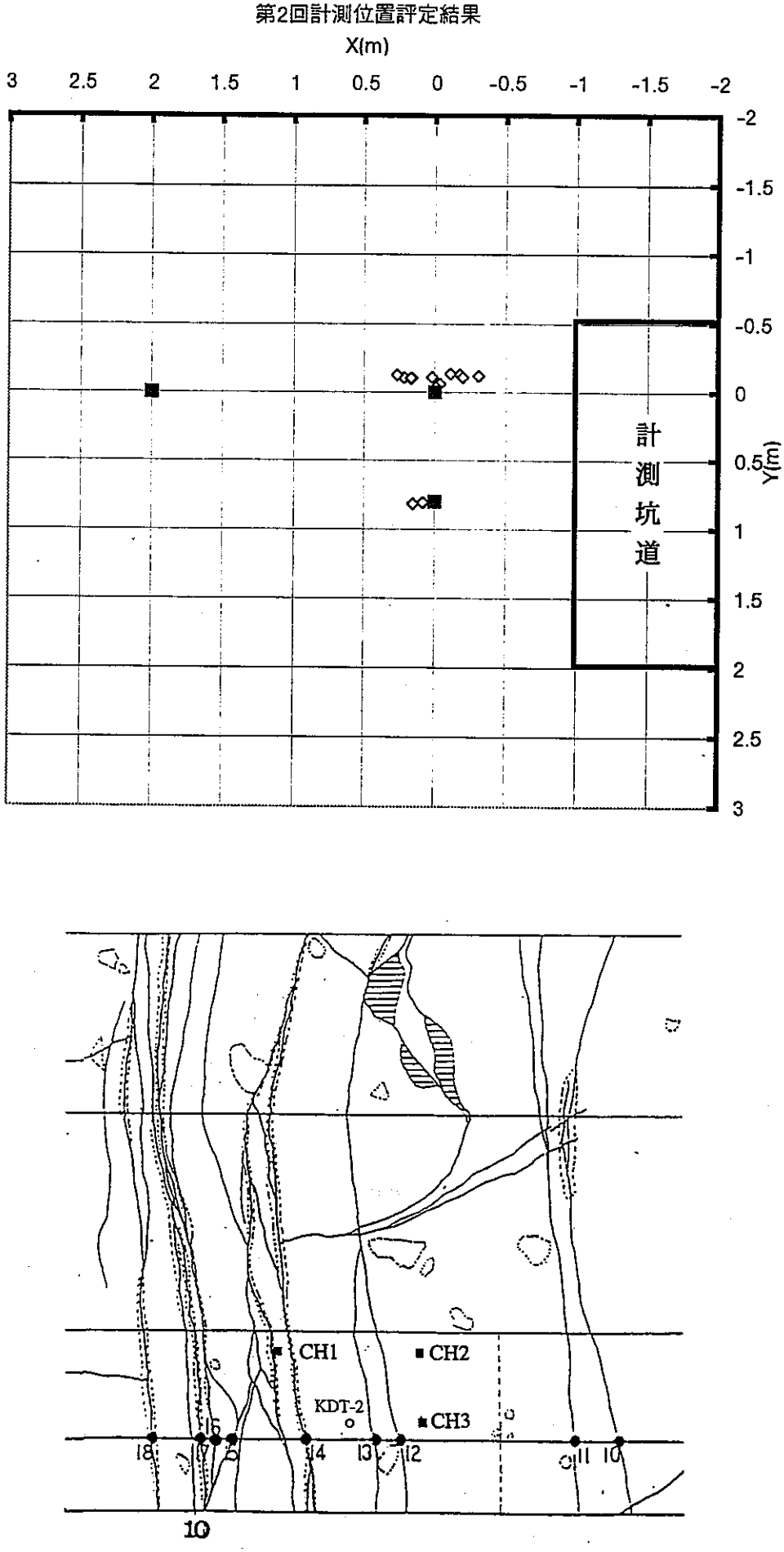


図6.1.9.5　第２回計測の平面位置評定と既存坑道のき裂分布

6.1.9.4　第3回計測

図6.1.9.6(a)にCH1～CH2間における直線位置評定結果を示す。評定可能なAEのイベント個数が少ない。図6.1.9.6(b)にCH2～CH3間の直線位置評定結果を示す。初期段階では第2回計測と同じ様な傾向であり、チャンネル間で平均してAEが発生している。しかし、平均的に発生したAEが25,000秒後、80,000秒後に突発的に発生していることから、経時的なき裂の進展が存在したものと考えられる。なお、位置評定の解析で推定可能な発生個数としてはこれまでの結果と比べて激減している。

平面位置評定は直線位置評定で評定可能な個数が少ないのと関連して評定不可能な結果となった。しかし、前章でも明かなように80dB以上の振幅値をもつAEがしばしば検出されていることから、位置は特定できないが、坑道周辺の岩盤内に掘削に伴うき裂が発生していると考えられる。

6.1.9.5　第4回計測

図6.1.9.7(a)にCH1～CH2間における直線位置評定結果を示す。初期状態でCH2から0.4mまでの範囲にAEが集中して発生しており、第1～2回の測定結果とほぼ似ている。また、図6.1.9.7(b)にCH2～CH3間での直線位置評定結果を示す。初期段階でCH3近辺の0.3mまでの領域で多く発生している。その後は平均的にAEが発生しているが、経時的に減少した後の60,000秒にCH3から0.3m付近までの領域で突発的に発生している。このことから、初期段階で集中発生したき裂（AE）の位置と60,000秒後のそれががほぼ同じ位置であることから経時的な掘削による応力再配分の過程でき裂の進展があったものと考えられる。また、第4回計測は切羽とセンサーの離間距離が大きくなり（約2.3m）、検出されるAEが減少したことから、直線位置評定では第1回、第2回と比して減少している結果となった。

図6.1.9.8には平面位置評定した結果を示す。個数は少ないが坑道側壁から約2mの範囲に広く分布している。切羽はセンサー埋設断面位置から約2.3mとなり発破による影響は少ないと考えられる。しかし、若干第2回計測より発生領域は広がっており、掘削による応力再配分の影響が進展していると考えられる。

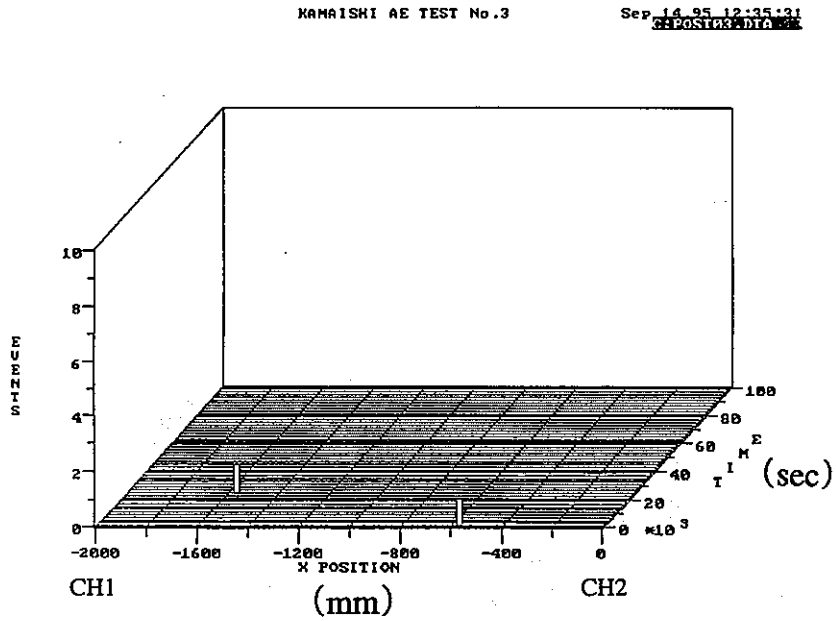


図6.1.9.6(a)　第３回計測の直線位置評定（CH1～CH2）

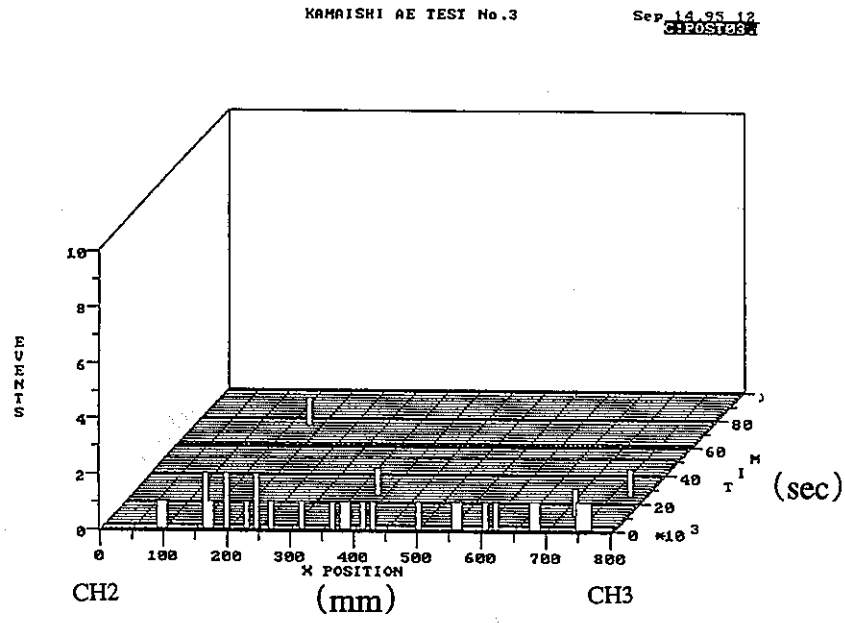
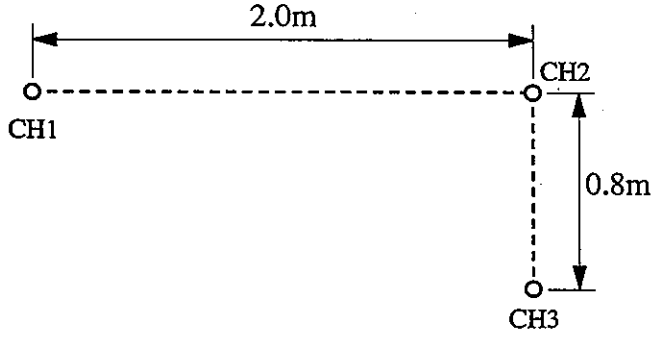


図6.1.9.6(b)　第３回計測の直線位置評定（CH2～CH3）



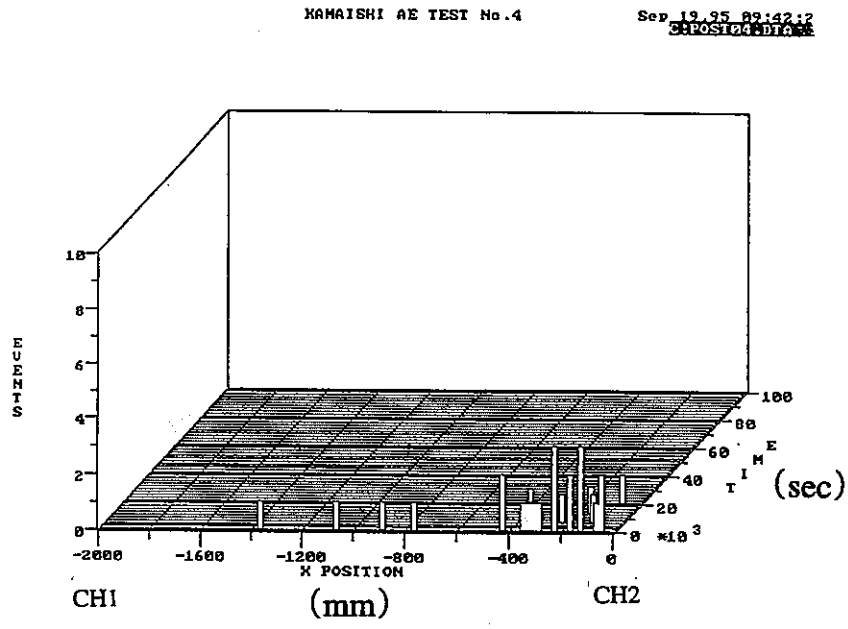


図6.1.9.7(a)　第4回計測の直線位置評定（CH1～CH2）

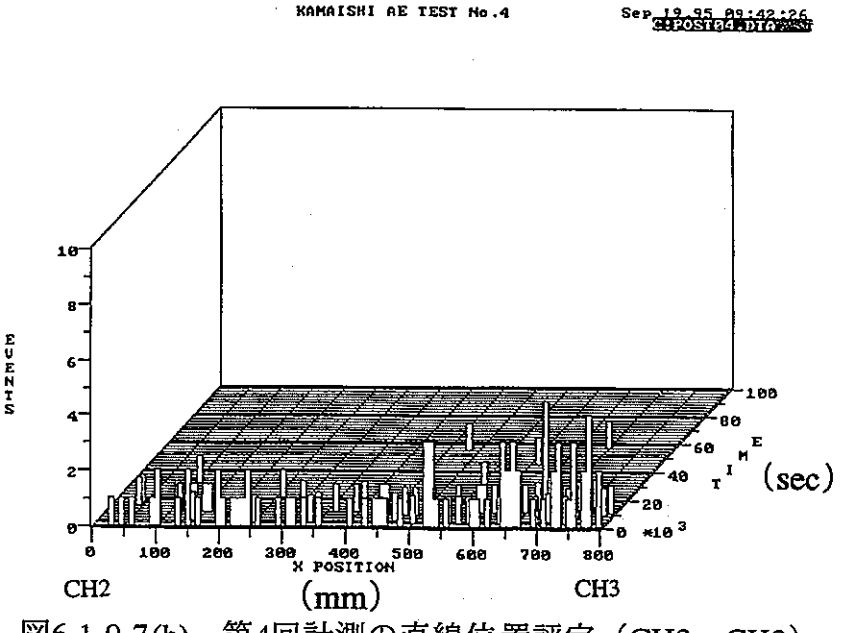
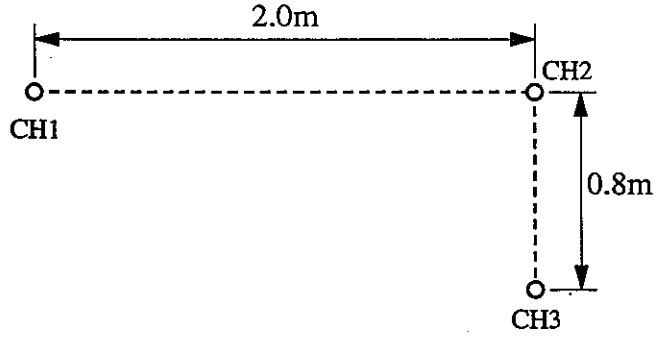
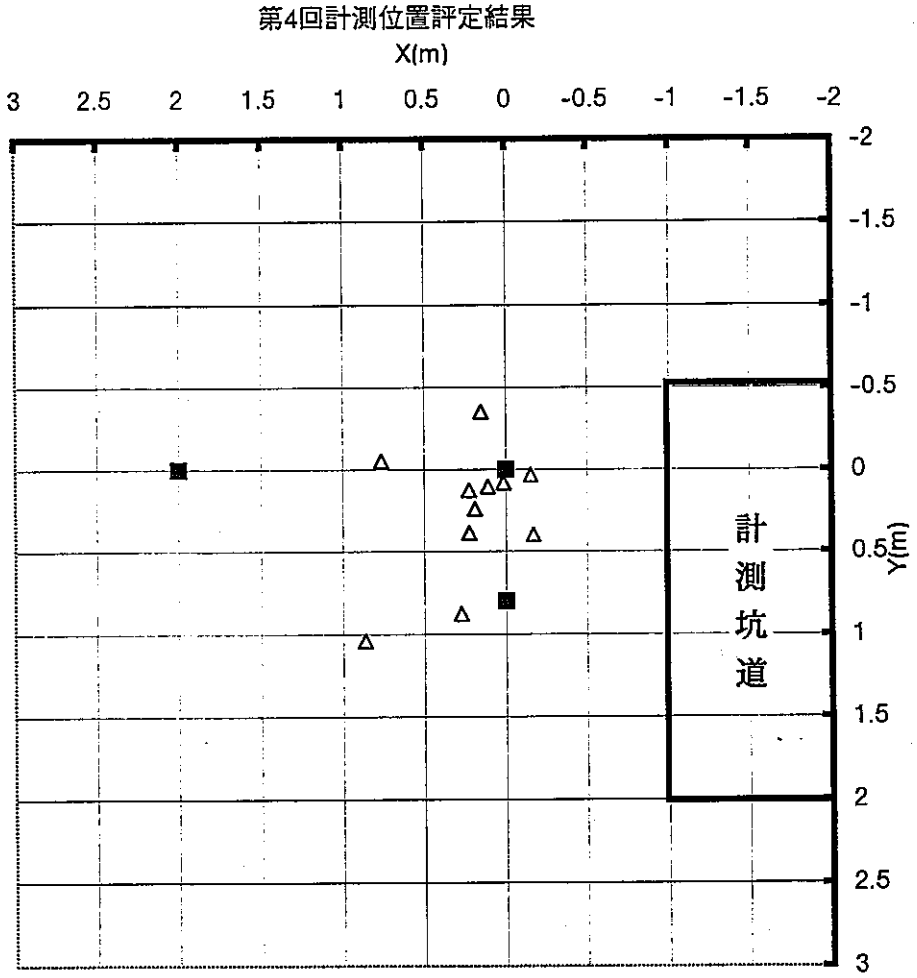


図6.1.9.7(b)　第4回計測の直線位置評定（CH2～CH3）





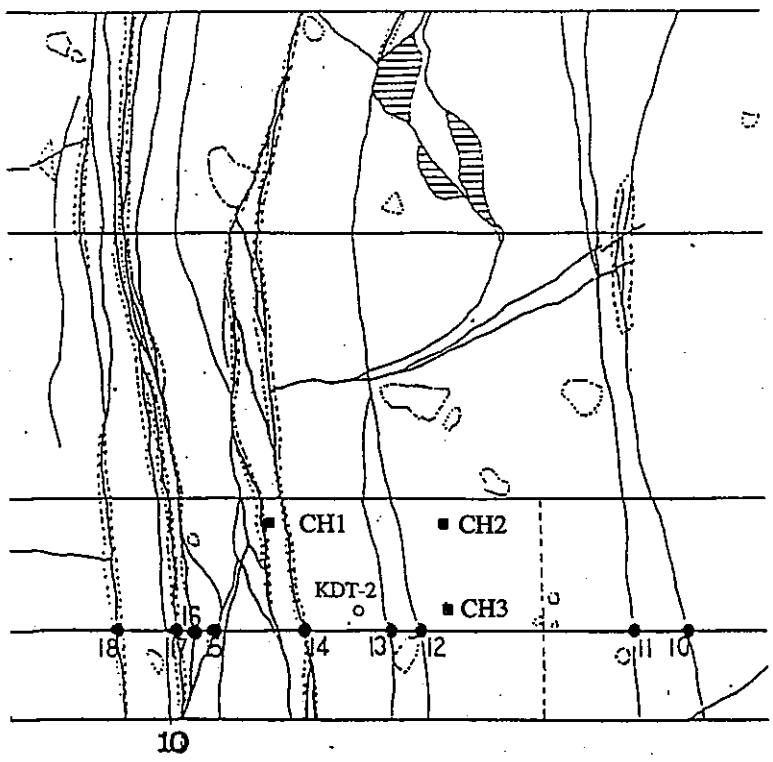


図6.1.9.8　第4回計測の平面位置評定と既存坑道のき裂分布

6.1.10　まとめ

AE計測によって得られた知見についてまとめると以下のようになる。

1)最大振幅値とヒット数

第1回から第4回の計測において比較的大きい最大振幅値が周期的に入力されている。このとき80dBという値に注目してみると、稲田花崗岩を用いた室内破壊試験によれば載荷時において破壊ひずみの80%でのAE発生頻度は飛躍的に増大し、破壊にいたることが測定されている[7]。そのときの結果を図6.1.10.1に示す。破壊近傍の210sec以降に80dB程度の振幅値のAE発生が顕著になっていることからこのときの状態はFracture Propagation（図6.1.10.2）から不安定な状態（unstable）と考えられる。そしてこの物理的現象としての意味は微小き裂が明確なき裂へと遷移する状態と考えられる。よって、今回計測された80dB以上の振幅値から推測すると岩盤内挙動として考えられるのは新しいき裂の発生、潜在き裂の進展が想定される。また、実際に計測坑導内において、軽徴ではあるが結果として山はね・山なり現象が長期間にわたって現れている（2.9.2章参照）。

次年度の計画では試験坑道の設計断面寸法は計測坑道より大きくなることから、掘削影響領域の広がりは大きくなると考えられ、それに追随して上記の岩盤挙動も増長されると予想される。前例からいえばSpalling,Slabbing,Rockburst等が考えられる[8]。一方、AE計測の歴史を顧みると1938年にAEの創始者の一人であるObertによって鉱山の落盤予知として鉱山保安管理にもちいられていたことが報告されている[5]。

以上の岩盤長期的挙動、安全衛生管理を考えれば、次年度の試験坑道におけるAE計測期間は監視領域周辺の掘削期間だけでなく、可能な限り長期的なAE計測を実施する必要性があると考えられる。しかし、長期的にAE計測を行う場合、今後以下の検討課題が挙げられる。

1）AEセンサー（ブースタ）埋設方法

2）人為的、機械的ノイズの排除

3）AE計測による安全管理システムの構築

今回の計測において切羽位置とセンサー埋設断面間の距離は約-0.2～+2.3mである。その時の各チャンネルに入力したヒット数の変化を図6.1.10.3に示す。各計測時間に差はあるが、切羽から近いCH2,CH3はほぼ同様な傾向を示している。また、切羽から最も遠方にある1CHは100～1,000個程度入力している。

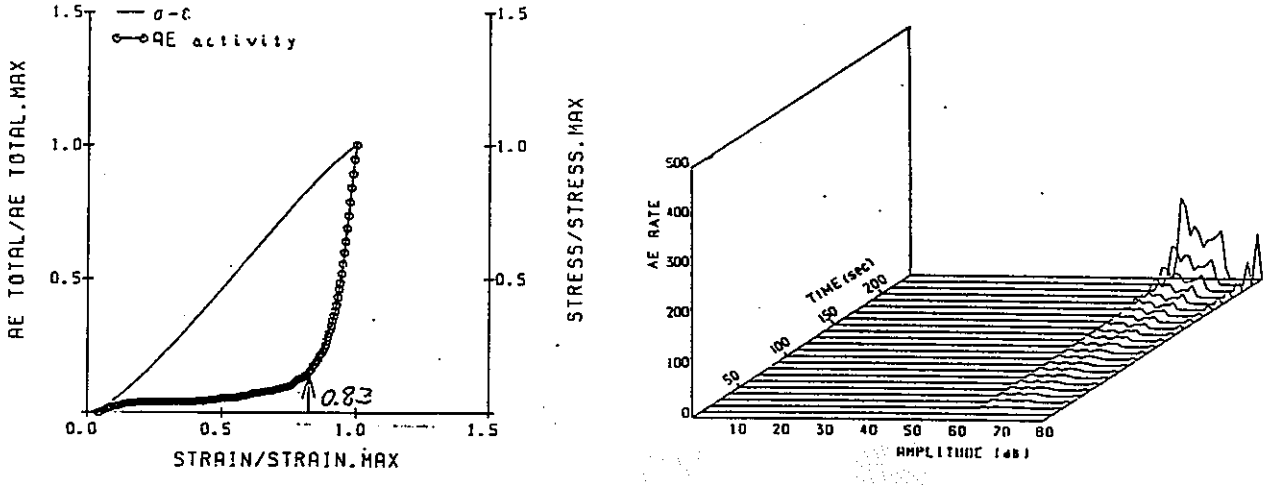
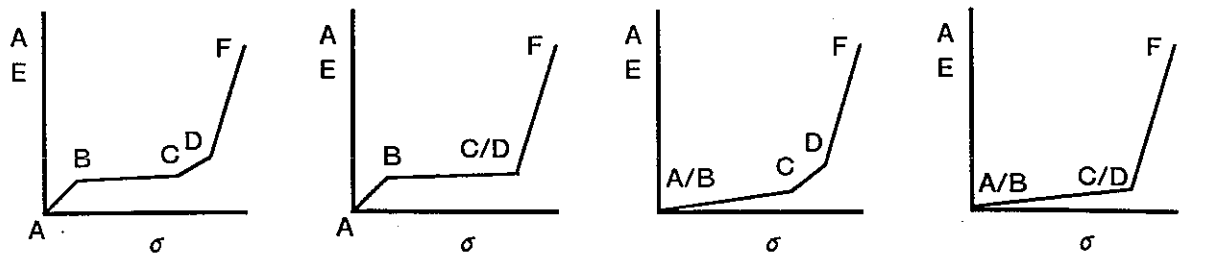


図6.1.10.1　稲田花崗岩の室内AE測定結果



Region A-B : closing of cracks

Region B-C : linear elastic deformation

Region C-D : stable fracture propergation

Region D-F : unstable fracture propergation

図6.1.10.2　Fracture Propagation

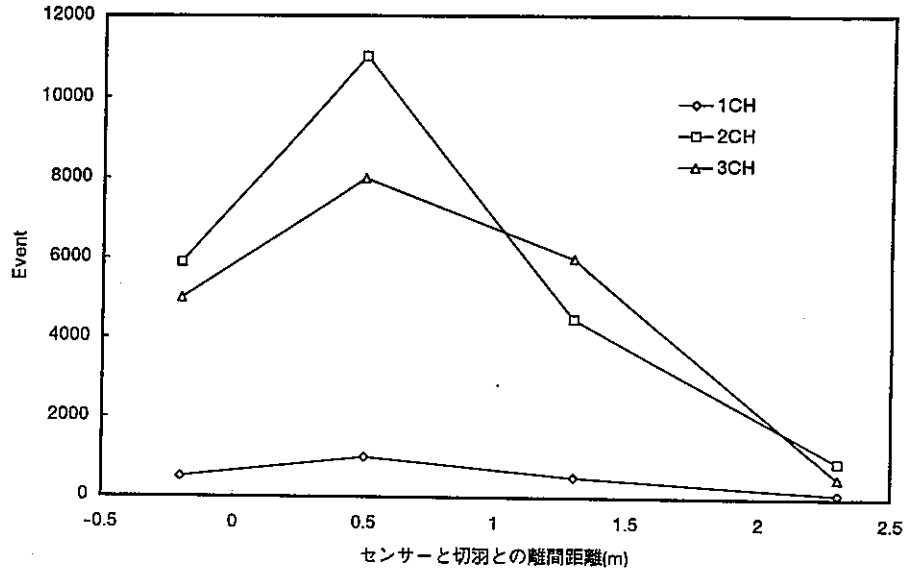


図6.1.10.3　切羽とセンサー間の相対距離～各チャンネルヒット数の関係

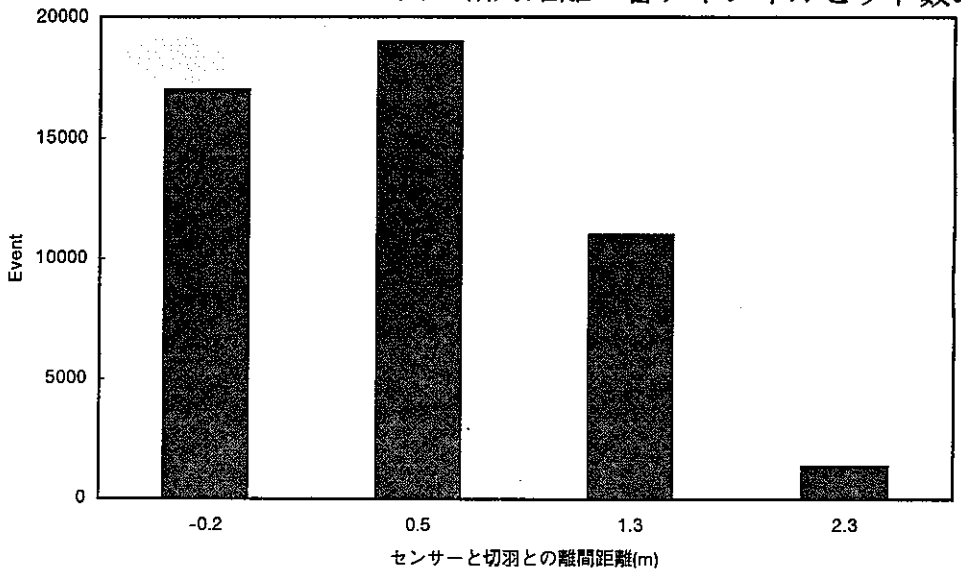


図6.1.10.4　切羽とセンサー間の相対距離～ヒット数の関係

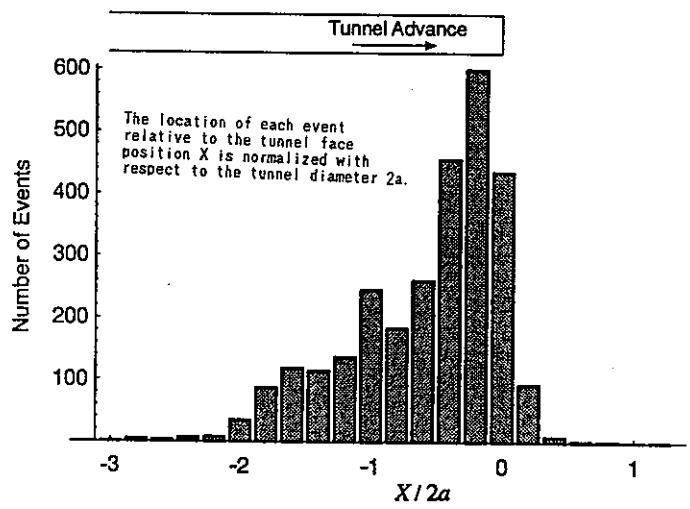


図6.1.10.5　URLにおける切羽進行に伴うAEイベント数の変化

このことから、減少傾向は切羽が約2m離れても激減することなく、取得データの個数としては問題ないと考えられる。神岡鉱山でのAE計測においても同様な結果が得られており[5]、位置評定、モーメントテンソル解析を行うにあたって妥当なデータ数であった。

また、ヒット数が定常状態になったときの総数を第1回から第4回までの変化を図6.1.10.4に示す。切羽がセンサー位置に近いとき20,000個に近いヒットが入力されており、切羽とセンサー間距離が遠ざかるほど極端に減少しているのがわかる。これは、センサーが埋設してある周辺岩盤における応力再配分が第4回計測以降は落ち着き、それに連れてヒット数が減少したこと、切羽が進行したため発破による影響（発破損傷）が低減したものと考えられる。同様な傾向として図6.1.10.5にURLにおける切羽進行に伴うAEイベントの変化を示す[9]。僅かな切羽進行とともにイベントが激減してるのがわかる。

2)神岡鉱山との比較

図6.1.10.6(a),(b),(c)は神岡鉱山におけるパラメータ解析の結果である[5]。図6.1.10.7(a),(b),(c)は比較の意味で第2回の計測結果（発破中は除く）パラメータ解析結果である。両者ともにセンサーは切羽近傍にある。両鉱山の岩質、坑道断面寸法、火薬量が異なるが、累積イベントカウントは神岡鉱山は数十分で収束しているのに対して、今回は収束するのに5時間程度であった。累積リングダウンカウントも神岡鉱山では発破直後に収束しているが、今回は3時間程度で収束している。また、最大振幅値は神岡鉱山の場合は数十分後に振幅値は落ち着きを見せているが、今回の計測では長時間経過後も周期的に大振幅が表れている。これらの違いについて要因となるのは坑道断面の形状と大きさ、火薬量、岩盤内応力が挙げられる。また、き裂を要因として挙げれば、神岡鉱山は釜石鉱山と比較して相対的に短いき裂が多いのに対して（図6.1.10.8）、計測坑道付近には連続するき裂が発達している（第4章参照）。これから、き裂の進展挙動がAE信号処理パラメータに反映していると仮定すれば、計測坑道掘削後の応力再配分によって連続性のあるき裂が長時間にわたって進展し、一方、神岡鉱山では、掘削後に短いき裂の進展が早期に収束しているものと考えられる。以上のようにAE信号処理パラメータの特性による違いが岩盤内のき裂進展挙動と対応しているものと推定される。

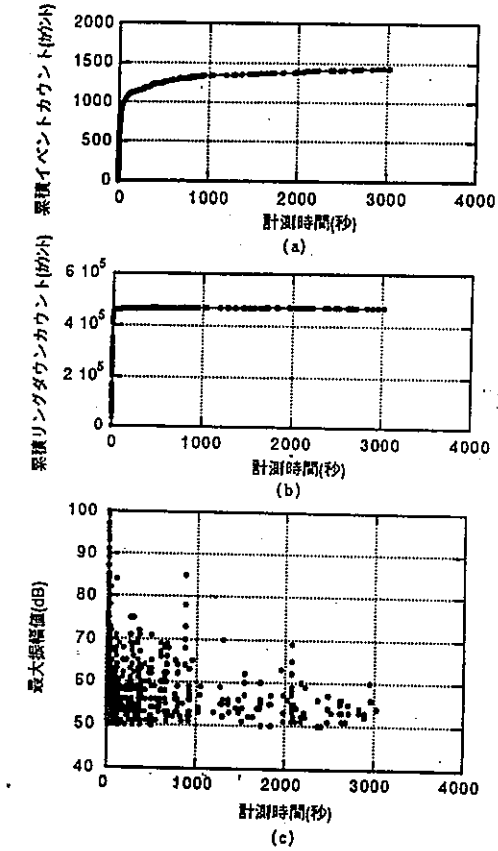


図6.1.10.6　神岡鉱山におけるAEパラメータ解析結果

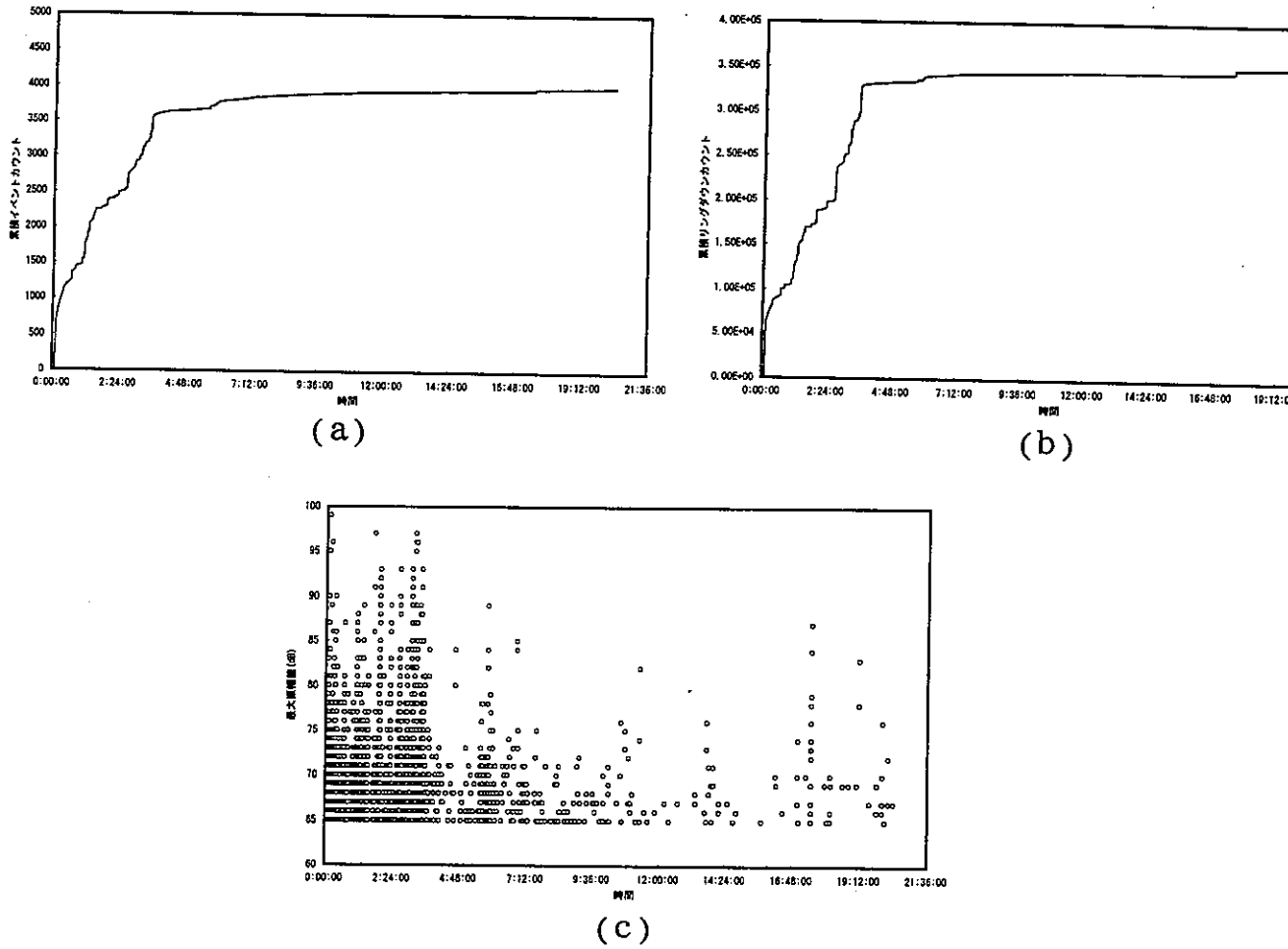


図6.1.10.7　第2回計測結果におけるAEパラメータ解析結果

3)AEとき裂

AE発生の直線位置評定、平面位置評定解析結果からき裂の発生が集中している領域の推定が可能である。図6.1.10.9は既存坑道き裂マップのNo.12、No.13が図中の走向・傾斜をもって計測坑道と平行に連続性があると仮定して、第1回計測のCH1～CH2間における直線位置評定結果と併記したものである。CH2から40cmの間にAEイベントが集中していることからNo.12の比較的大きい潜在き裂の進展を捉えたものと考えられる。同様に第1～4回全体の平面位置評定解析とき裂マップを比較したものを図6.1.10.10に示す。AEの分布は計測坑道側壁からNo.12の卓越き裂を境界（側壁から1.5m）として集中している。CH3付近のAE発生源は局所的に集中していることからNo.12の卓越き裂の進展挙動と考えられる。一方、CH3付近に広く分布しているAE発生源は岩盤内における新たなき裂の発生と考えられ、その方向性は計測坑道側壁近傍から斜め上方に分布する傾向にある。これは、図6.1.10.11に示すように神岡鉱山で得られた平面位置評定結果とほぼ同様な傾向にあると考えられる[5)]。

4)位置評定の誤差

正確な位置評定を行うには、適切なAE変換子（AEセンサー）配置とそれにあった評定計算法、および正確なAE変換子間信号到達時間差が必要となる。このうち、AE変換子配置と評定計算法については、一般的に用いられる試験片や構造物、例えば球面、円筒面、３次元実体に対して、すでに適切と考えられる方式が開発されており、多方面で使用されている。従って、現時点で評定精度を左右するのは、主として正確な信号到達時間差、すなわち各変換子への信号到達時刻が求められるかどうかということになる。正確な信号到達時刻を求めるには、理想的なAE波伝播媒体において、理想的なAE変換子取り付け状況のもとでAE計測を行う必要がある。しかしながら、このような理想環境は、実際上得ることが困難な場合が多いために評定誤差が生じる。こうした誤差の原因としては、

1）AE信号の伝播減衰やAE変換子の感度、しきい値設定などの起因する到達時刻の測定誤差

2）計測装置の時間分解能に起因した、到達時刻の測定誤差。

3）伝播媒体の不均質性、異方性などによる弾性波速度の設定誤差

4）AE変換子の取り付け位置の誤差

などが考えられる。

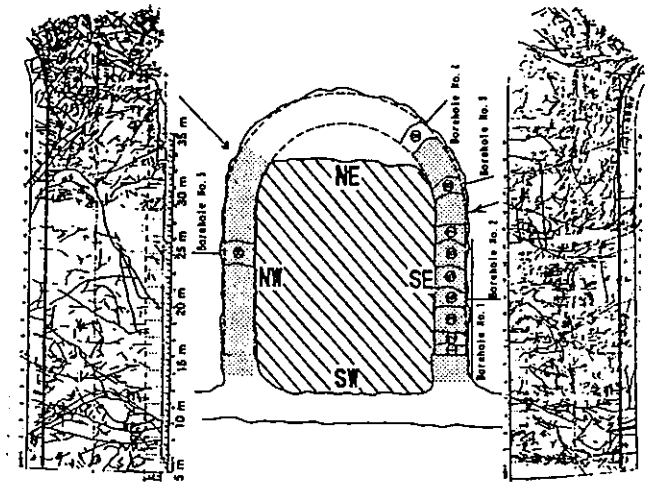
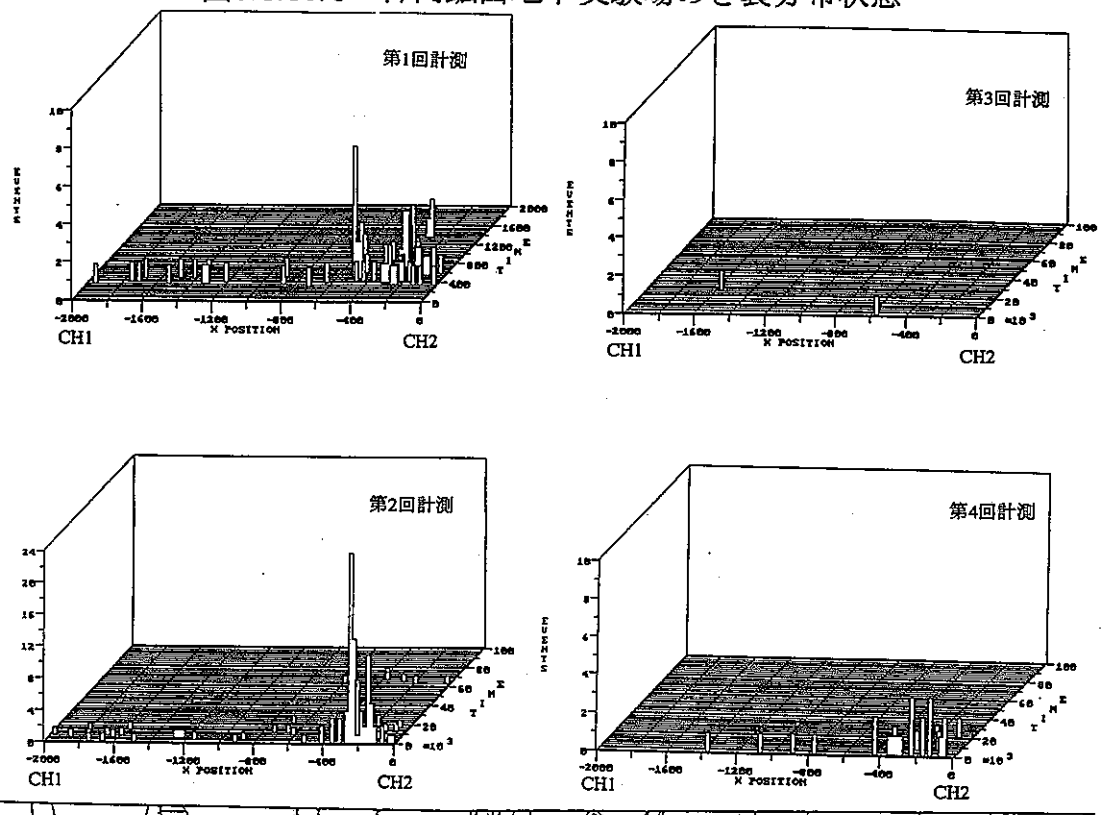
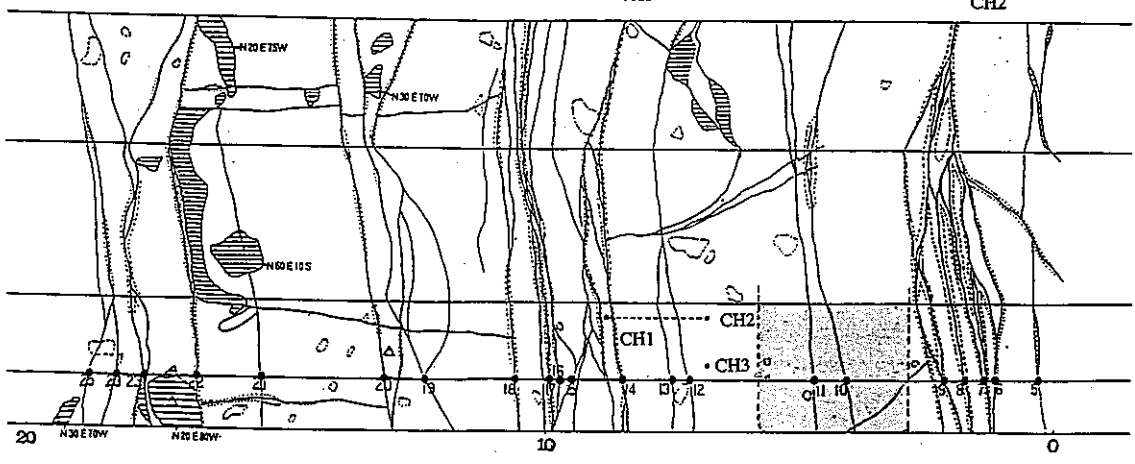


図6.1.10.8　神岡鉱山地下実験場のき裂分布状態





割れ目帯：　割れ目面：　異質岩（ホルンフェルス　ランプロファイアー）
湧水ポイント（▲：坑壁が湿る程度・○：水滴が落ちる程度・●：それ以上）

図6.1.10.9　直線位置評定と既存坑道き裂分布

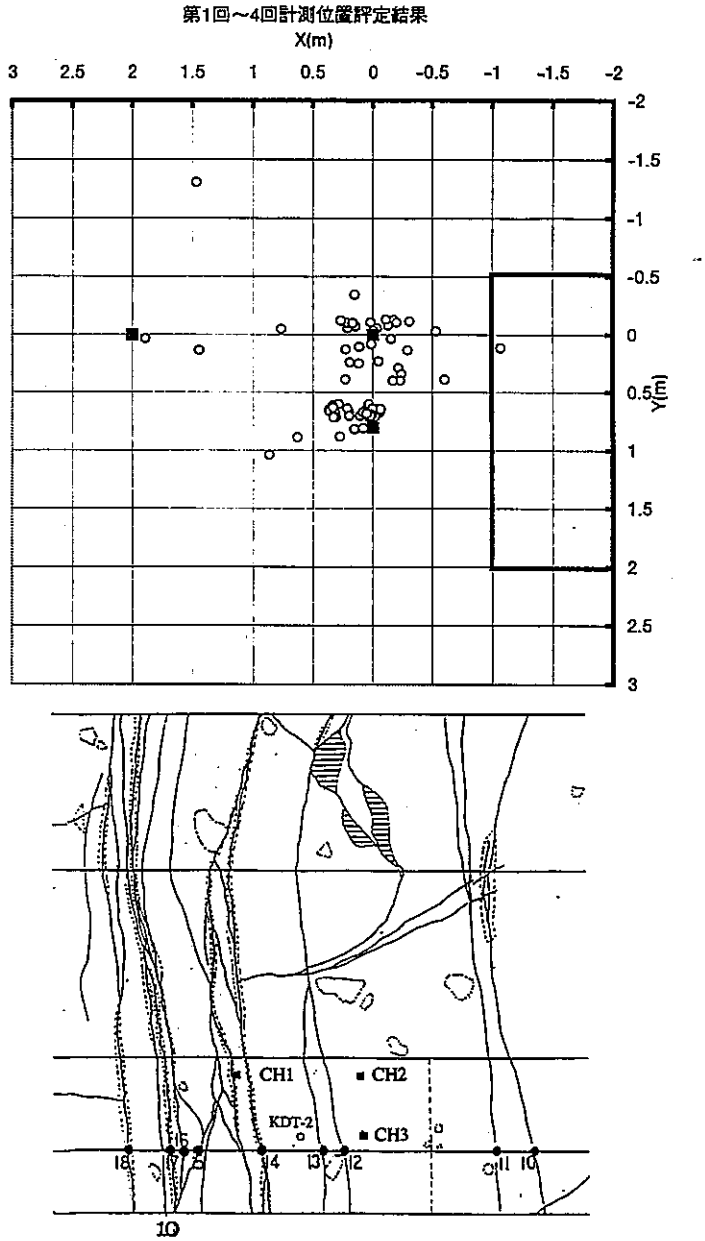


図6.1.10.10　平面位置評定と既存坑道き裂分布

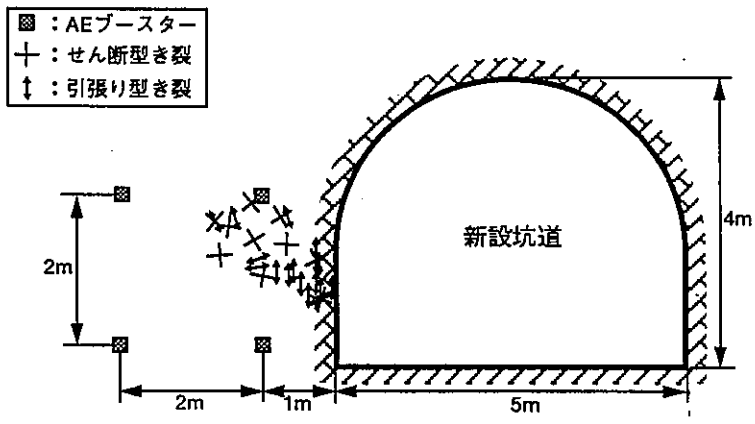


図6.1.10.11　神岡鉱山における平面位置評定結果

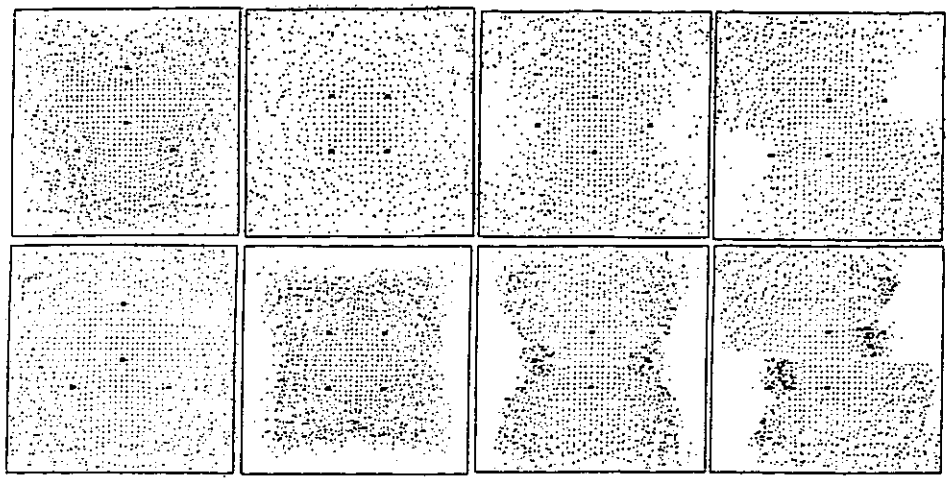
図6.1.10.12に弾性波速度の誤差として±5%、また信号到達時間差とし+1%を与えたときに、様々な近接する4つのAE変換子による平面位置評定法で生ずる評定誤差を数値計算で求めたときの結果を示す[6)]。評定誤差が全くない場合は評定点は正確に整列することになるはずであるが、・印で示されるAE変換子位置から離れた場所において大きな誤差が生じていることになる。しかし、センサーに囲まれた領域は評定誤差を与えても乱れや評定不可能な部分は少ないことがわかる。

このように、位置評定を行う際に、種々の要因で混入する位置評定誤差を完全に防ぐことは不可能である。一般的に、形状が単純なために比較的理想的な環境状態にちかい条件下で評定が行えるとされるタンク、圧力容器においても、また、入力したAE波形のP波到達時刻を直接読みとるために精度の高い測定が行える実験室におけるコアレベルでの位置評定も数%程度の評定誤差は、避けることはできないとされている。以上のことから、とりわけ、不連続性岩盤などの不均質媒体の位置評定は誤差がある程度含んだものとして評価を行うべきと考えられる。

また、J.F.Labuzらは、4つのセンサーによる位置評定誤差のシミュレーションを行っている[10)]。その結果から、次の3項目の影響について述べている。第1にセンサーの配列によっては誤差が含まれ、また、人為的に生じる微振動のイベントが精度へ影響を及ぼすことが問題になる。第2にP波速度は速度異方性を持つことから、位置評定に非常に影響与える。第3に室内試験においてセンサーのサイズ（径）がセンサーと発生源間の距離によっては問題になると考えられる。

5)原位置におけるAE計測の適用例

トンネル、大規模地下空洞において原位置のAE計測が多く適用されている。表6.1.10.1はその適用例についてまとめた結果である[11) 12) 13) 14)]。計測の目的としては、ゆるみ域の推定と山はね現象の監視に大別される。これから、AE計測は比較的よく岩盤挙動をモニタリングしており、その結果ゆるみ域の推定による岩盤支保の選定、山はねの安全管理システム構築と山はね地山区間の支保改良等に反映されている。また、山はねを応力状態とき裂の幾何学的分布からその発生メカニズムを捉えていることが報告されている。同様に今回の計測結果は計測坑道周辺で山なりを起こすような明確な岩盤不安定現象を比較的よく反映するデータを取得していることから岩盤内挙動を評価するための有効な計測手法であると考えられる。



$\Delta V = \pm 5\%$; $\Delta T = +1\%$（上段が ＋, 下段が －）

図6.1.10.12　平面位置評定誤差の数値計算結果

表6.1.10.1　トンネル・大規模地下空洞におけるAE計測適用例一覧表

工事名	寸　法	地質・強度	土被り	対　象	備　考
折爪トンネル （岩手県）	90m^2	火山礫凝灰岩 シルト質凝灰岩 0.9MPa	80m	ゆるみ領域 (8m)	ＡＥセンサー内蔵型ＫＫＴ
Ａトンネル	H＝5.0m W＝4.5m	流紋岩 砂岩 角礫岩		ゆるみ領域 (2.5～3.5m)	掘削に伴う切羽先方での計測（天端） m値によるトンネル掘削に伴うゆるみ域の形成と ＡＥパラメータの変動
久慈 石油備蓄基地 （岩手県）	H＝22m W＝18m	花崗閃緑岩 37.8～108.5MPa	150m	ゆるみ領域	m値によるゆるみの基準 掘削に伴う周辺岩盤のゆるみ拡大をモニタリング
大河内 地下発電所 （兵庫県）	H＝46.6m W＝24.0m L＝134.5m	ひん岩 （ＣＨ級）	280m	掘削に伴う 岩盤挙動の監視	埋設型ＡＥセンサー 掘削によって生じた２次応力が進行に伴って岩盤内で移行する応力再配分現象を捉えている
関越トンネル （新潟～群馬）	84m^2 21m^2	石英閃緑岩 200～250MPa	230m＜ σ_1＝37.2MPa σ_2＝9.3MPa σ_3＝8.0MPa	山はね監視	ＡＥイベント数最大拡幅と山はね状況の相関性強 ＡＥが活発になってから１～２発破後に山はねが活性化 不連続面分布と山はねの相関性
雁坂トンネル （山梨～埼玉）	60m^2 18.2m^2	花崗閃緑岩 150～200MPa	200m σ_1＝14.3MPa σ_2＝8.3MPa σ_3＝0.1MPa	山はね監視	山はね発生場所①湧水がほとんどない②切羽天端部分 ③断層前④土被り200m以上 ２日間ほど断続的な山はね・山なり現象 不連続面分布と山はねの相関性

参考文献）

1）尾上：アコースティック・エミッションの基礎と応用、(1976)、コロナ社

2）大津：コンクリート工学におけるアコースティック・エミッション（AE）研究の歴史と現状,土木学会論文集No.496/V-24,pp．9-19,1994.8

3）勝山他：現場技術者のためのAE技術の応用、(1994)、アイピーシー

4）動力炉･核燃料開発事業団委託研究成果報告書（PNC ZJ1201 94-003）：掘削影響評価のための亀裂系岩盤のモデル化に関する研究、1994(3).

5）畑・吉岡・木梨・藤原：AE計測に基づいた空洞掘削時のき裂進展解析、第２６回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.306-310、(1995).

6）仲左著：アコースティックエミッションの理論と実際－非破壊検査におけるフラクタル評価法－、地人書館　ニューエンジニアリングライブラリー、pp.61-108.

7）道廣・畑・藤原・吉岡：AEによる岩盤破壊予知のための基礎的考察，材料第39巻 第442号,1990.7

8）E.Hoek,P.K.Kaiser,W.F.Bawden：Support Underground Excavations in Hard Rock,pp．112-126.（1995）

9）S.R.CARLSON,R.P.YOUNG :Acoustic Emission and Ultrasonic Velocity Study of Excavation-Induced Microcrack Damage at the Underground Research Laboratory,Int.J.Rock Mech.Min.Sci.& Geomech.Abstr.Vol.30,No.7,pp.901-907,1993.

10）J.F.Labuz,H.S.Chang,C.H.Dowding,and S.P.Shah：Parametric Study Emission Location Using Only Four Sensors, Rock Mechanics and Rock Engineering 21,139-148,(1988)

11）多賀：関越トンネル（全断面，硬岩ＮＡＴＭ）の施工、土木技術45巻8号、1990,pp.99-105.

12）K.Aoki,M.Toida and K.Koshizuka :The behaviour of the loosened zone around rock caverns monitored by acoustic emission.Proceedings of ISRM International Symposium,Dynamic and Static Consideration,23-28(1990)

13）金川、石田、打田：AE測定による地下空洞掘削時の岩盤挙動とゆるみ域の推定、電力土木No.257,pp72-78,1995.5.

14）猪間：関越トンネルにおける山はね、応用地質、22(3),pp.26-35,(1981).

6.2 Pac-Ex 計測

6.2.1 目的

次年度に実施予定の坑道掘削にともなう周辺岩盤の掘削影響評価の一環において、岩盤内のき裂挙動の評価が必要である。カナダのＵＲＬにおいては坑道掘削時のき裂の挙動を測定する計測装置としてPac-Ex計を用いている。[1)]
Pac-Ex 計はダブルパッカーを要するき裂変位計であり、試錐孔の中に設置し、き裂を含む特定区間の変位、間げき水圧をモニターできる。また、同一パッカー区間において透水試験が可能である。

今年度は、このPac-Ex 計の適用性を調べるために、計測坑道掘削時に、予備計測として、このPac-Ex 計を用いてき裂変位と水圧のモニターを実施した。また、坑道掘削前後の透水試験も試行した。

6.2.2 .計測方法

6.2.2.1 計測位置

計測地点位置を図 6.2.1 に示す。計器は、計測坑道の左 2m、床より1.2mに計測坑道と平行に削孔されたKDT-2 孔の中に設置した。KDT-2孔の孔径は 76 mmで深度は20mである。本試験は、Pac-Exシステムの試行の意味も含むため、透水性の変化が期待されるクラックを試験対象として選定した。孔内テレビ観測の結果、深度9.5m～10.0mに開口クラックが計測されたので、9.5m～10.0mを水圧計測区間とした。また、変位計測用の機械式アンカーは深度8.7m～10.7mに設置した。

6.2.2.2 Pac-Exの概要

計測は、Pac-Exシステム（カナダAECL製）を使用して行った。

図 6.2.2 にPac-Exシステムの概要図を示す。Pac-Exシステムは、２本のエアパッカーと、その両端につく機械式アンカーシステム、アンカー間の変位計（LVDT）、水圧を計測する間隙水圧計よりなる。

各計測器の仕様は以下のようになる。

１）間隙水圧計： Pressure Transducer (Z/716-25), Serial=226155
最大水圧：500 PSI (35 kgf/cm^2)

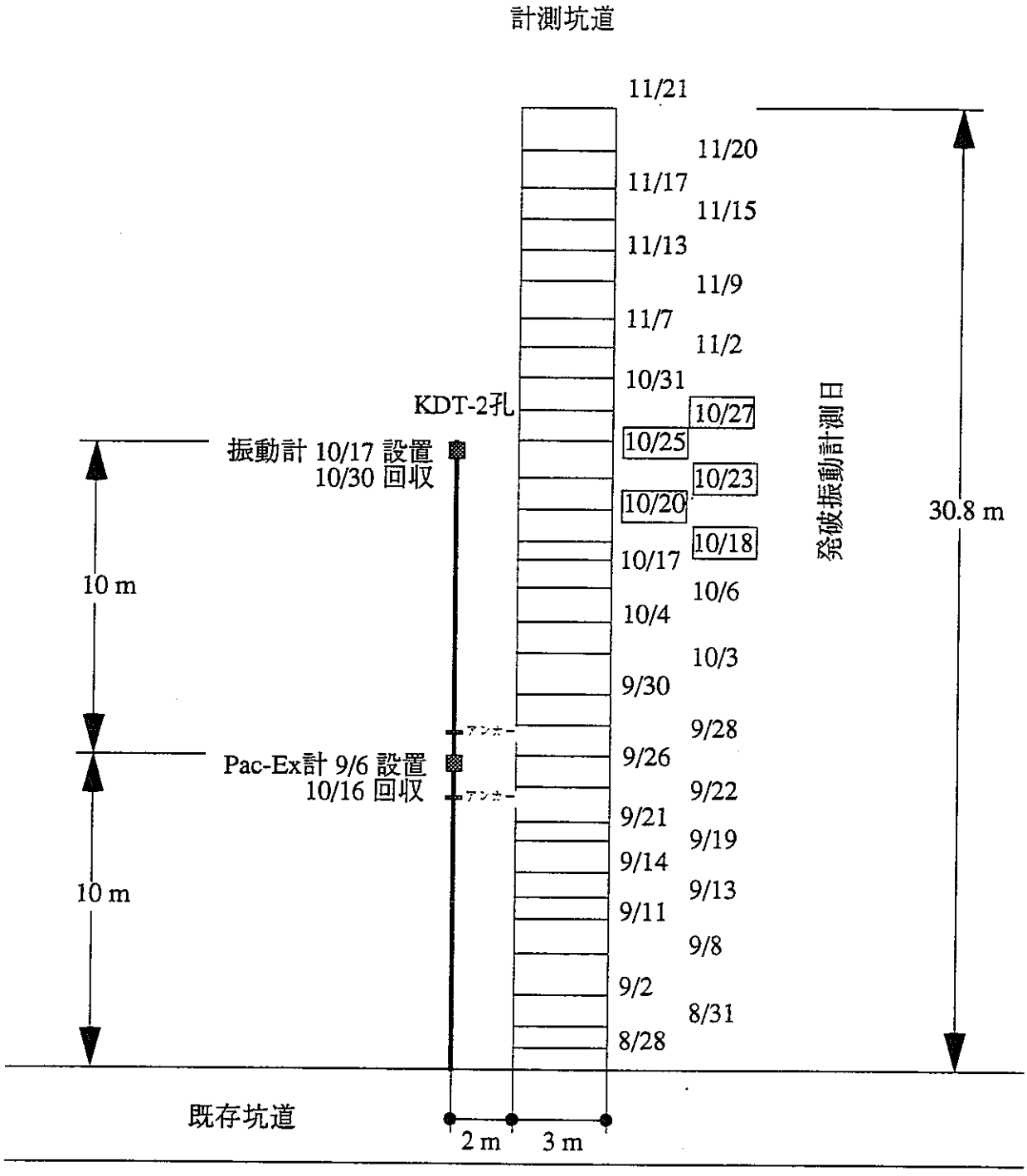


図 6.2.1　予備計測計器設置状況と計測坑道掘削状況

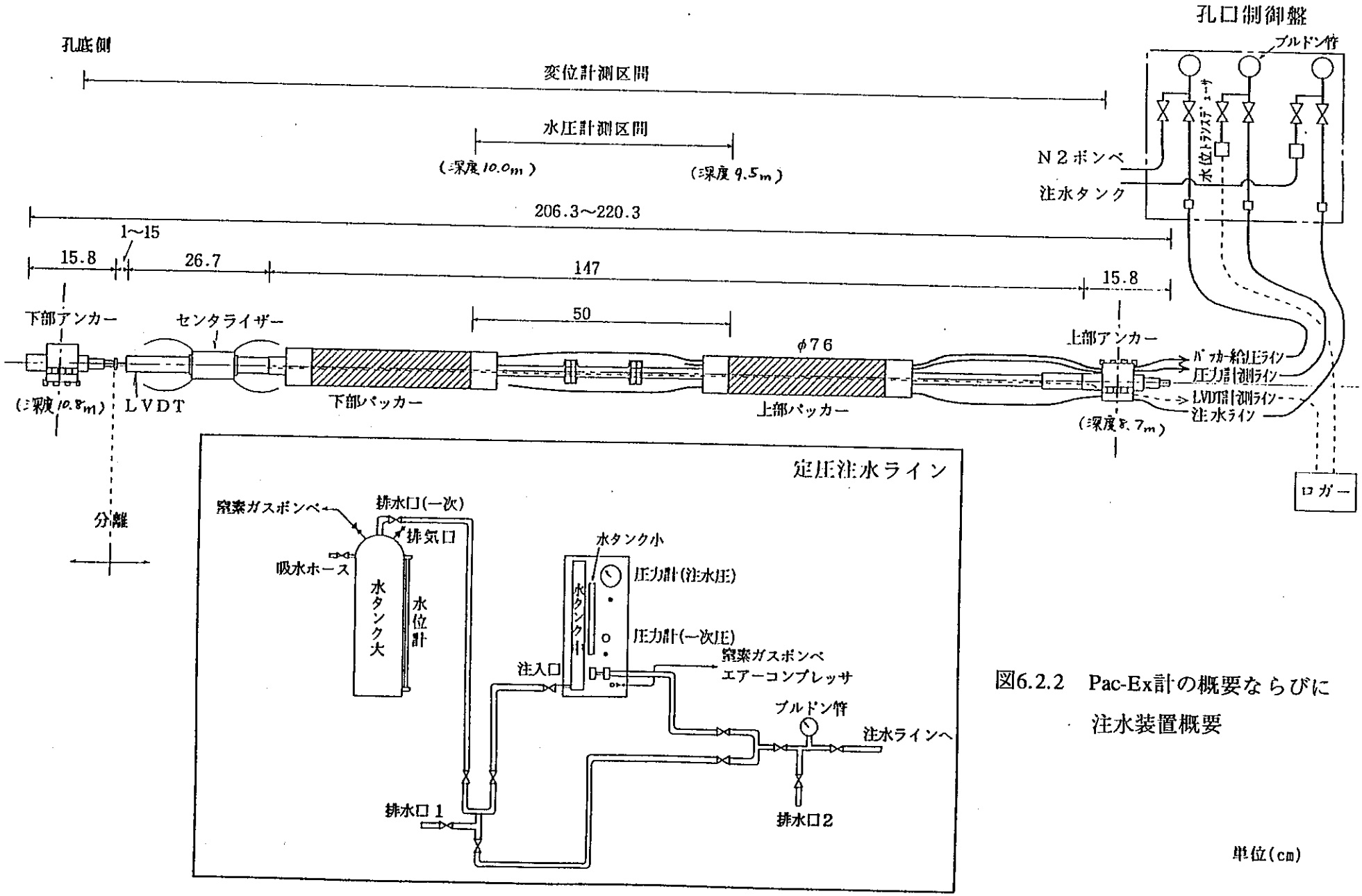


図6.2.2　Pac-Ex計の概要ならびに注水装置概要

単位(cm)

精度：0.3 %SF

SENSOTEC製

2）変位計：LVDT (Serial=9490)

測定レンジ：±6mm

精度：0.5% FS

Schaevitz Transducer製

3）データレコーダ：全天候型データーロガー（TDS-101R）

東京測器研究所製

システムは直径70mmであり、試験孔の最小適用径は76mmである。透水試験区間は上部と下部の２本のパッカーに挟まれた50cmの区間であるが、この間隔は調整が可能である（最小間隔 50cm）。変位は、システムの両端のアンカー間の変位を下部パッカーと下部にアンカーの間に設置してあるLVDTによって検出する。下部アンカーとLVDTは分離しており、試験孔内に別々に挿入し、中央部を孔内で接触させるように設置する。そこで、LVDTにはセンタライザーが付けられたおり、LVDTとアンカーが中央で接触できるよう工夫されている。

透水試験区間の圧力は、3.4mmのナイロンチューブで孔口まで導かれ、孔口に設置された孔内制御盤に接続される。孔内制御盤には、パッカー圧、透水区間圧、注水圧をモニターするブルドン管や、バルブが取り付けられており、間隙水圧計もこの制御盤に取付ける。また、パッカーを膨らますための N_2 ボンベや注水タンクからのラインもこの制御盤に接続される。

LVDT及び間隙水圧計からの出力は、アンプを介してデータロガーに接続され、ここで記録される。

6.2.2.3 設置方法

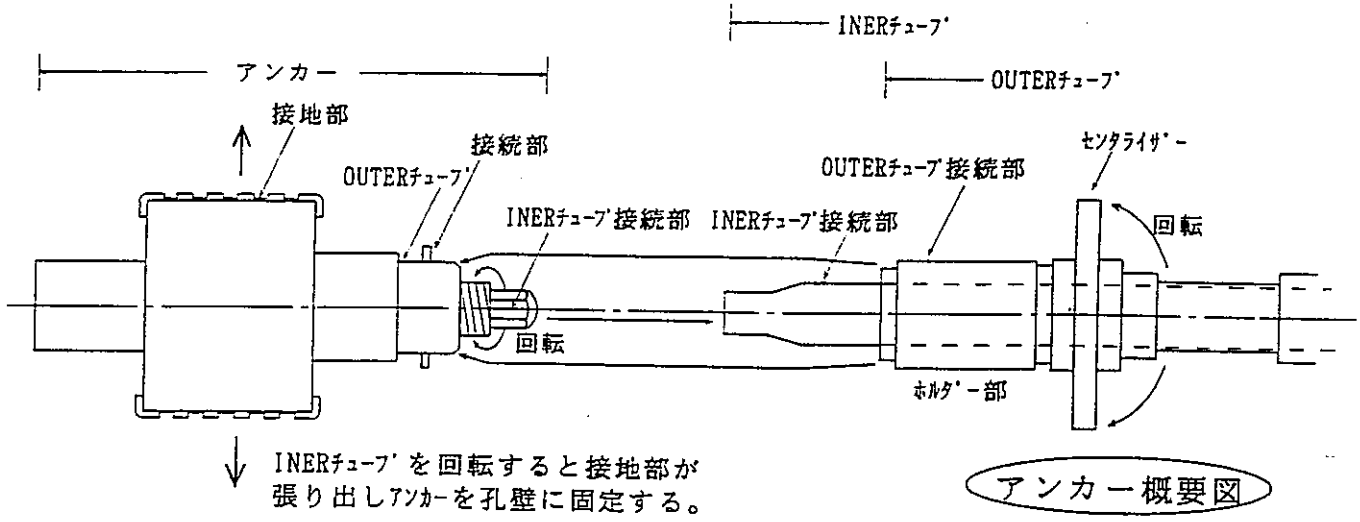
Pac-Exの設置は、以下の手順で行った。

1）パッカー、LVDT、上部アンカーを組み上げ、ラインの接続を行う。

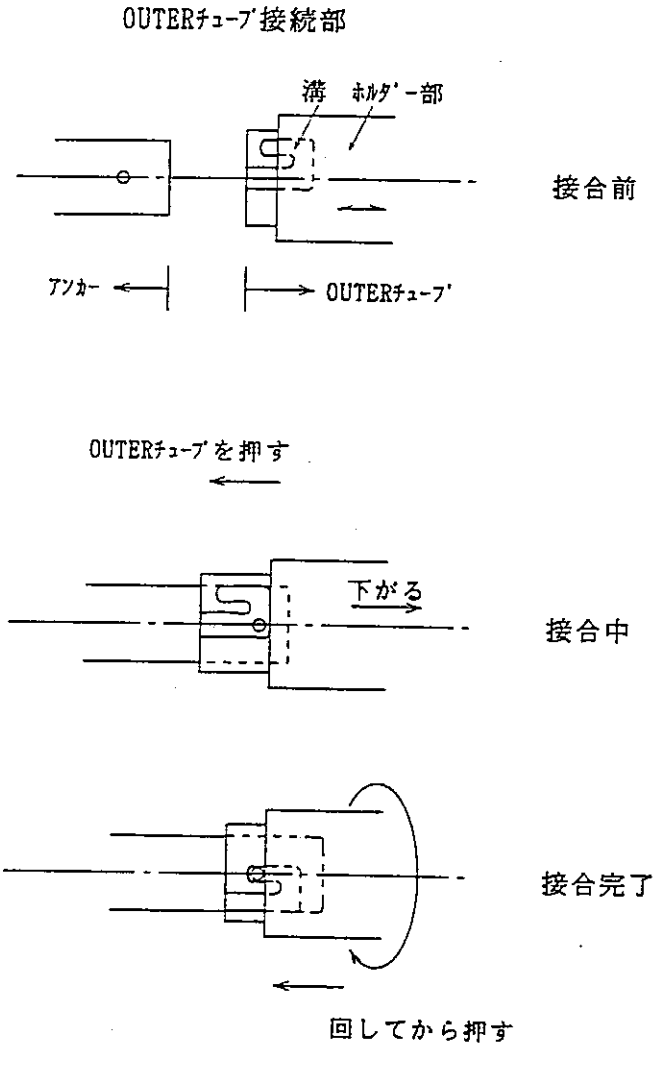
2）下部アンカーをOUTERロッド及びINNERロッドを使用して所定深度（深度10.7m）に設置する。設置する際に、透水試験区間との距離に注意する。アンカーの設置方法は図6.2.3に示す。

2-1) アンカーにアンカー設置用のINERロッド、アンカー位置決め用のOUTERロッドを着け、計測孔に挿入する。

2-2) OUTERロッドを固定し、INERロッドのみを回転させ、アンカーを固定する。トルクレンチを用いて固定トルクを確認する。（70Nm)



アンカー概要図



アンカー接合状況図

図6.2.3　Pac-Ex計のアンカー設置状況

2-3) OUTERロッドを押しながら回転し、アンカーとOUTERロッドを分離する。

2-4) OUTERロッド及びINERロッドを回収する。

3）LVDT、パッカー、上部アンカーを組んだものを、上部アンカーの方を孔口に向け、OUTERロッドを使用して試験孔に挿入する。

4）LVDTにモニターに接続し、出力が± 0mmになるようにモニターしながら上部アンカーの位置を調整する。

5）パッカー給圧ラインに窒素ボンベを接続しパッカーを膨らます。給圧は試験予定圧力＋自然水圧を越える必要がある。(今回は14kgf/cm^2)

6）上部アンカーを広げ、所定深度に設置する。（70Nm)

7）OUTERロッド及びINERロッドを回収する。

6.2.2.4 透水試験

図6.2.2のように注水装置を接続し、以下の手順で試験を行った。

1）注水ライン、圧力計測ラインを解放し、エア抜きを行う。

2）圧力計測ラインを閉塞し、注水ラインからの湧水量が安定するまで計測する。（初期湧水試験)

3）注水ラインを閉塞し圧力が安定するまで放置する。（静水圧の計測）

4）注水ラインより、一定時間、一定圧で注水した後、注水ラインを閉塞、その後の圧力変化を計測する。これを、注水圧を何段階か変化させ試験を行う。試験終了は、圧力変化が安定するまでを原則とした。本試験では、２～５分で行った。（パルステスト）

5）注水ラインより、一定圧で連続注水し、その後の圧力変化と湧水量を計測する。これを、注水圧を何段階か変化させ試験を行う。試験終了は、湧水量が安定するまでを原則とした。本試験では、２～５分で行った。（注水試験)

6）試験終了

本試験では、施工工程との関係から、掘削後の初期湧水試験は行えなかった。掘削前の試験終了後、掘削後の試験開始までの期間は、施工の進行に伴う水圧、変位の変化を計測する目的で10分間隔のインターバル計測を行った。

6.2.2.5 解析方法

（1）パルステスト

一定圧で一定時間注水し、その後閉塞する状況は、変水位の単孔式現場透水試験と状況が酷似しているので、ここでは単孔式現場透水試験の式を使用して解析を行った。[2)]

単孔式現場透水試験の解析式は透水層と透水区間の状況によって式が異なるが、ここでは、透水区間がパッカーによって仕切られていることから、不透水層の下の透水層で、透水層厚と透水試験区間が一致する場合を採用した。

試験状況の概要・記号を図 6.2.4 に示す。

解析式は以下のように示される。記号は図 6.2.5 に準ずるものとする。また、単位は長さがcm、時間がsecである。

$$k = \frac{R^2 \ln(R_0/R)}{2L_3(t_2-t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

k=透水係数（cm/sec）

R=ケーシング内径の半径（cm）→本試験ではナイロンチューブの内径3.4mmであることよりR＝0.17cmを使用

Ro=影響半径（cm）

→実測されていない場合Ro/R=200とする。[3)]

L_3=透水試験区間長（cm）→本試験ではパッカー区間長50cmを使用

t_1, t_2, h_1, h_2=

試験結果を横軸を時間の対数、縦軸を平衡水位（基準水位）からの水位差とした片対数でプロットし、その傾きが直線となる部分の上端及び下端の時間（t_1, t_2)秒、水位（h_1, h_2）cm

（図6.2.5 参照）

一般に、水位変動を与えた初期の部分の直線の傾斜を使用して計算するが、ある程度時間が経過し定常状態となった部分にも直線部が認められる場合がある。この場合は、初期の部分を（初期）、定常状態と考えられる部分を（定常）として区分し計算を行った。

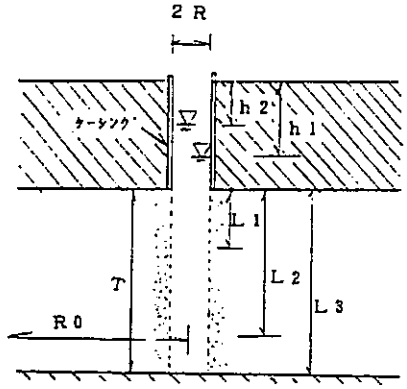


図6.2.4　透水試験記号の説明図

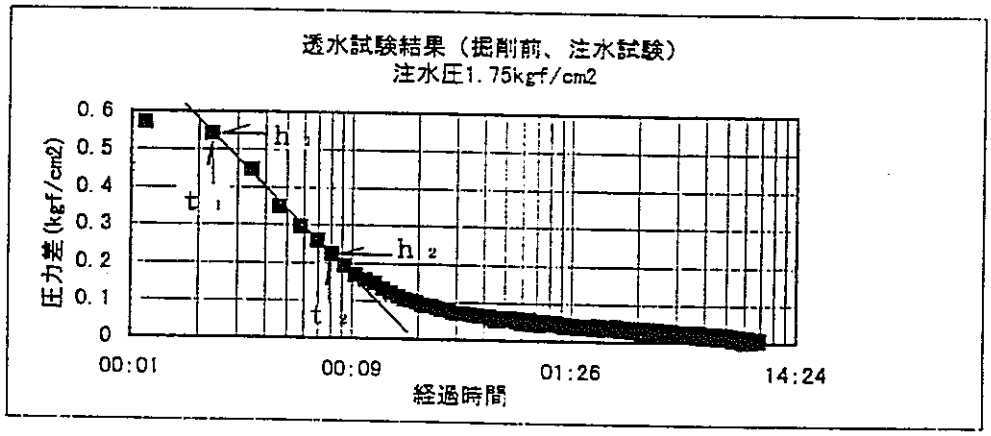


図6.2.5　t - h 曲線説明図

（2） 注水試験

注水試験の湧水量および湧水圧は、低圧ルジオン試験のそれぞれ注入量および注入圧の負の値に位置づけられることから、両方法とも同じ解析方法を用いた。

解析にあたりDarcy則が適用できると仮定し、Darcy則をもとに、透水係数(k)を求めた。Darcy則は次の式が成り立つものをいう。[4)]

$$Q = k \cdot A \cdot \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \cdots\cdots ①$$

ここに、Q ：透水量(cm^3/sec)

k ：透水係数（cm/sec）

A ：透水断面積(cm^2)

①式により透水係数kは、

$$k = \frac{Q}{2\pi \cdot L \cdot P} \cdot \ln\left[\frac{L}{r}\right] \text{（但し、} L \geqq 10r\text{）} \quad \cdots\cdots ②$$

ここに、k ：透水係数（cm/sec）

Q：注入量（湧水量）(cm^3/sec)

L：試験区間長（cm）

r：試験孔半径(cm)

P：注入圧（湧水圧）から換算した水頭（cm）

ここで②式を展開すると、

$$P = \frac{\ln\left[\frac{L}{r}\right]}{2\pi \cdot L \cdot k} \cdot Q \quad \cdots\cdots ③$$

となり、注入圧力Pと流量Qは直線関係になる。その時の傾きをNとすると、

$$N = \frac{\ln\left[\frac{L}{r}\right]}{2\pi \cdot L \cdot k} \quad \cdots\cdots ④$$

よって、④式より、透水係数kは、次のようになる。

$$k = \frac{\ln\left[\frac{L}{r}\right]}{2\pi \cdot L} \cdot \frac{1}{N} \quad \cdots\cdots ⑤$$

実際の試験では、圧力Pと流量Qの関係図（P－Q図）を作成し、直線部の傾きを最小二乗法により求め、透水係数kを算出した。

6.2.3 計測結果

6.2.3.1 静水圧

図 6.2.6 のインターバル計測結果によると、掘削前の安定した間隙水圧は、1.056kgf/cm^{2}であった。土被り（約730m）から考えて、10m程度の水頭はかなり小さな値であると考えられる。

6.2.3.2 初期湧水

図 6.2.7 に初期湧水試験の結果を示す。初期湧水は、パッカー区間の湧水圧が0.188kgf/cm^{2}の時、孔口での湧水量が1.6cm^3/secであった。

6.2.3.3 パルステスト

計測結果より前述のパルステスト評価式を用いて求められた透水係数を表 6.2.1 にまとめている。掘削前の透水試験は1.0 x 10^{-4} ～1.75 x 10^{-4}cm/secであった。一方、掘削後の試験結果において透水係数は、初期勾配で3.60 x 10^{-5}～4.53 x 10^{-3}cm/sec、定常時勾配で8.33 x 10^{-7}～5.0 x 10^{-7}cm/secとなっている。

掘削前後の比較では、初期勾配の透水係数で掘削前が相加平均1.42×10^{-4} cm/sec、掘削後が相加平均3.19×10^{-4}cm/sec（1秒サンプリングのみ）であり、掘削後の方が透水係数が大きくなっている。

注水圧の増加や、サンプリング間隔に伴う透水係数の変化に有意性は認められなかった。

6.2.3.4 注水試験

注水試験の試験結果は図 6.2.8 にＰ－Ｑ曲線として示している。この曲線の傾きから求めた透水係数は、掘削前1.76×10^{-5}cm/sec、掘削後＝1.87×10^{-5} cm/secであった。

図 6.2.8 の試験結果のP－Q線図において、掘削前の試験結果が圧力の増加に伴って、注入量が減少する傾向が認められている。これは、十分な時間をおいていないため、注入量が一定になっていないためであると考えられる。データシートを見ても、掘削後のデータでは、10分間の注入量がほぼ一定であるのに対して、掘削前は、注入量がまだ減少傾向の途中にあるように見える。そこで、

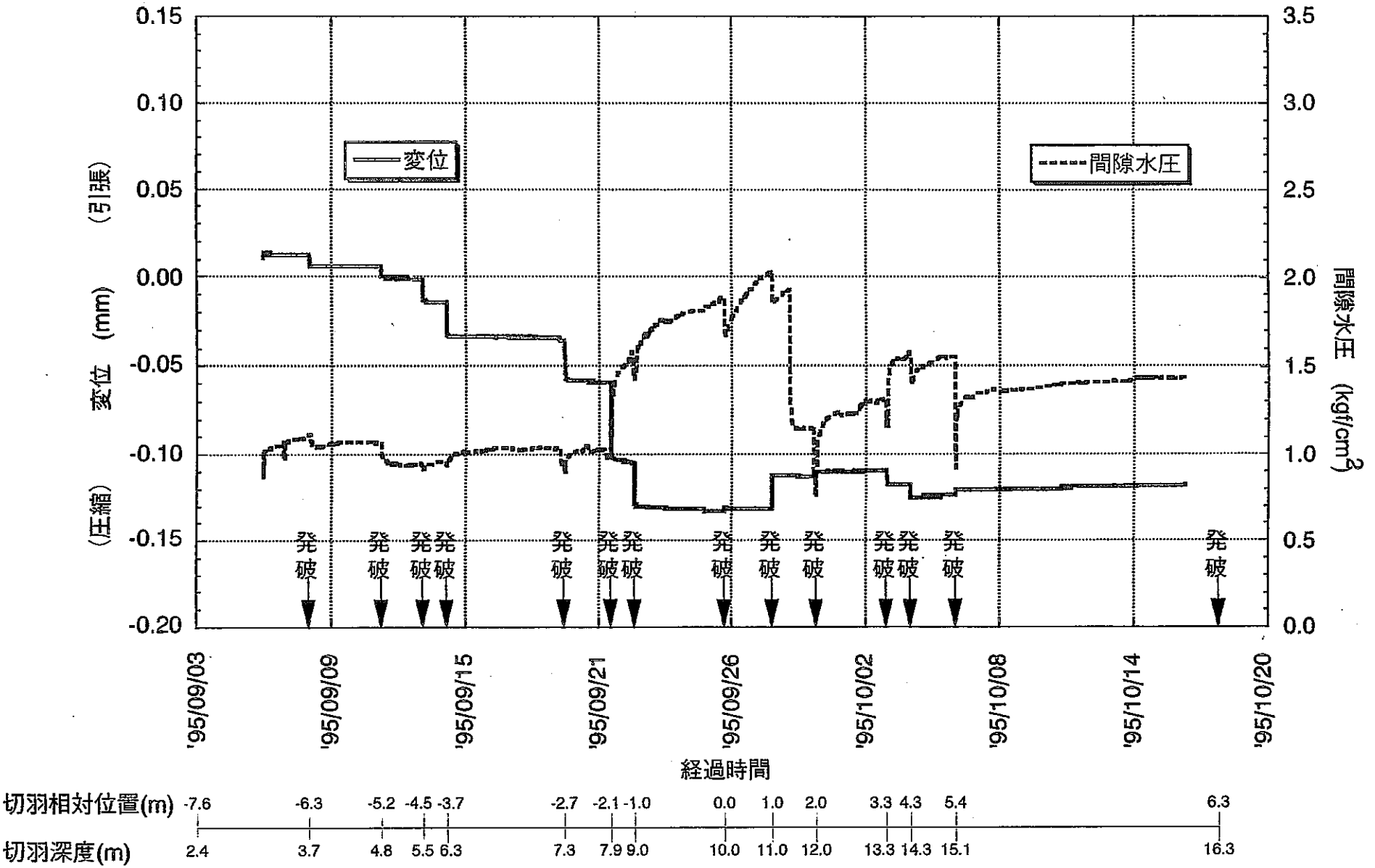


図６．２．６　Pac-Ex計による区間水圧および変位のインターバル計測結果

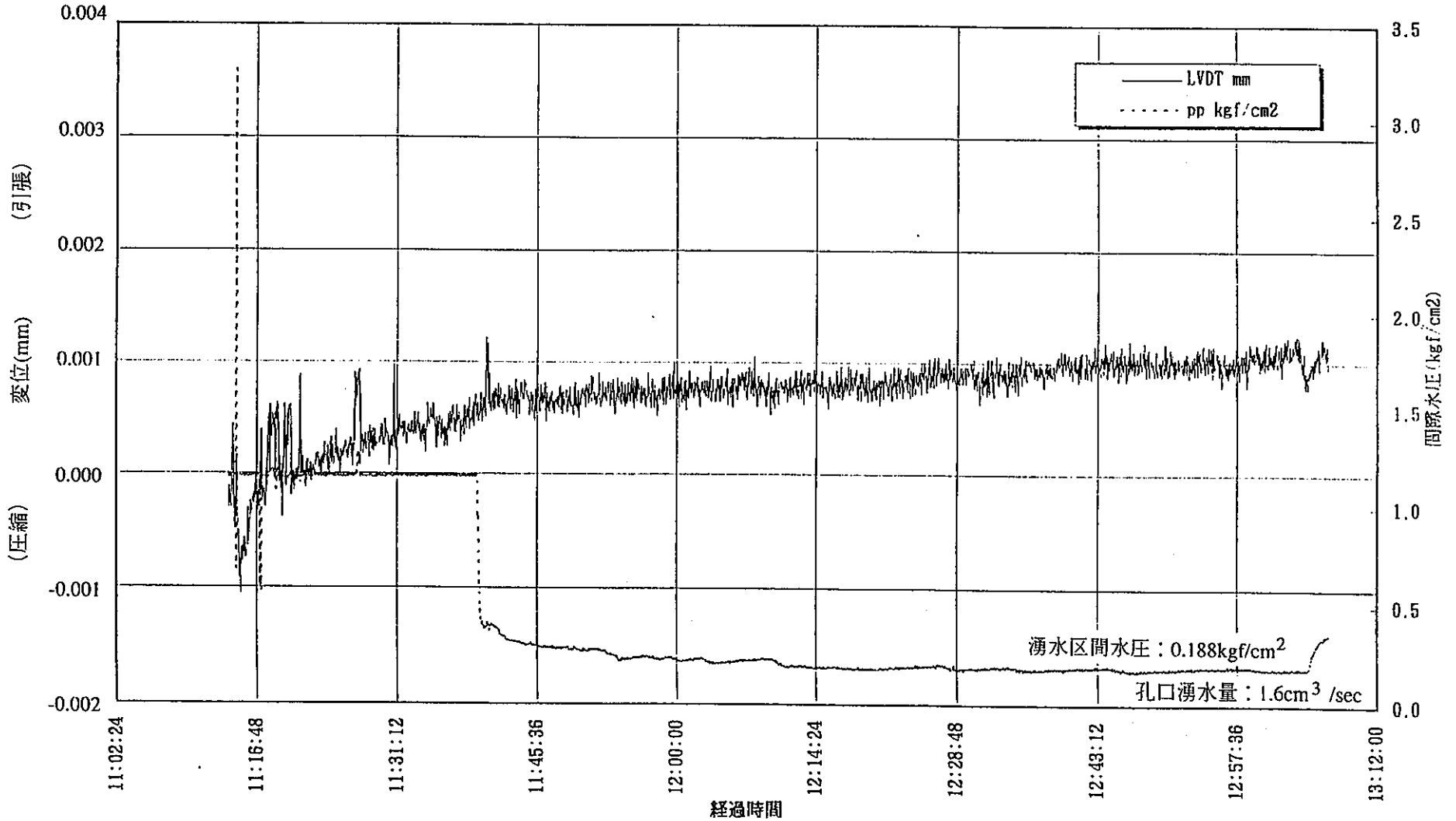


図6.2.7　初期湧水量計測状況

表６．２．１　パルステスト結果一覧表

注水圧 kgf/cm^2	掘削前透水係数(cm/sec)		掘削後透水係数(cm/sec)		
	（初期）	（定常）	（初期）	（定常）	備考
1.15	1.75×10^{-4}				
1.75	1.00×10^{-4}				
2.00			4.53×10^{-3} 2.31×10^{-4} 1.38×10^{-4}	 2.10×10^{-6} 2.08×10^{-6}	5秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ 1秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ(1) 1秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ(2)
2.50	1.72×10^{-4}				
3.00			1.51×10^{-4} 4.96×10^{-4}	8.33×10^{-7} 5.00×10^{-6}	5秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ 1秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ
4.00			3.60×10^{-5} 4.12×10^{-4}	1.28×10^{-6} 4.25×10^{-6}	5秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ 1秒ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ
注入試験（定常）	1.76×10^{-5}		1.87×10^{-5}		

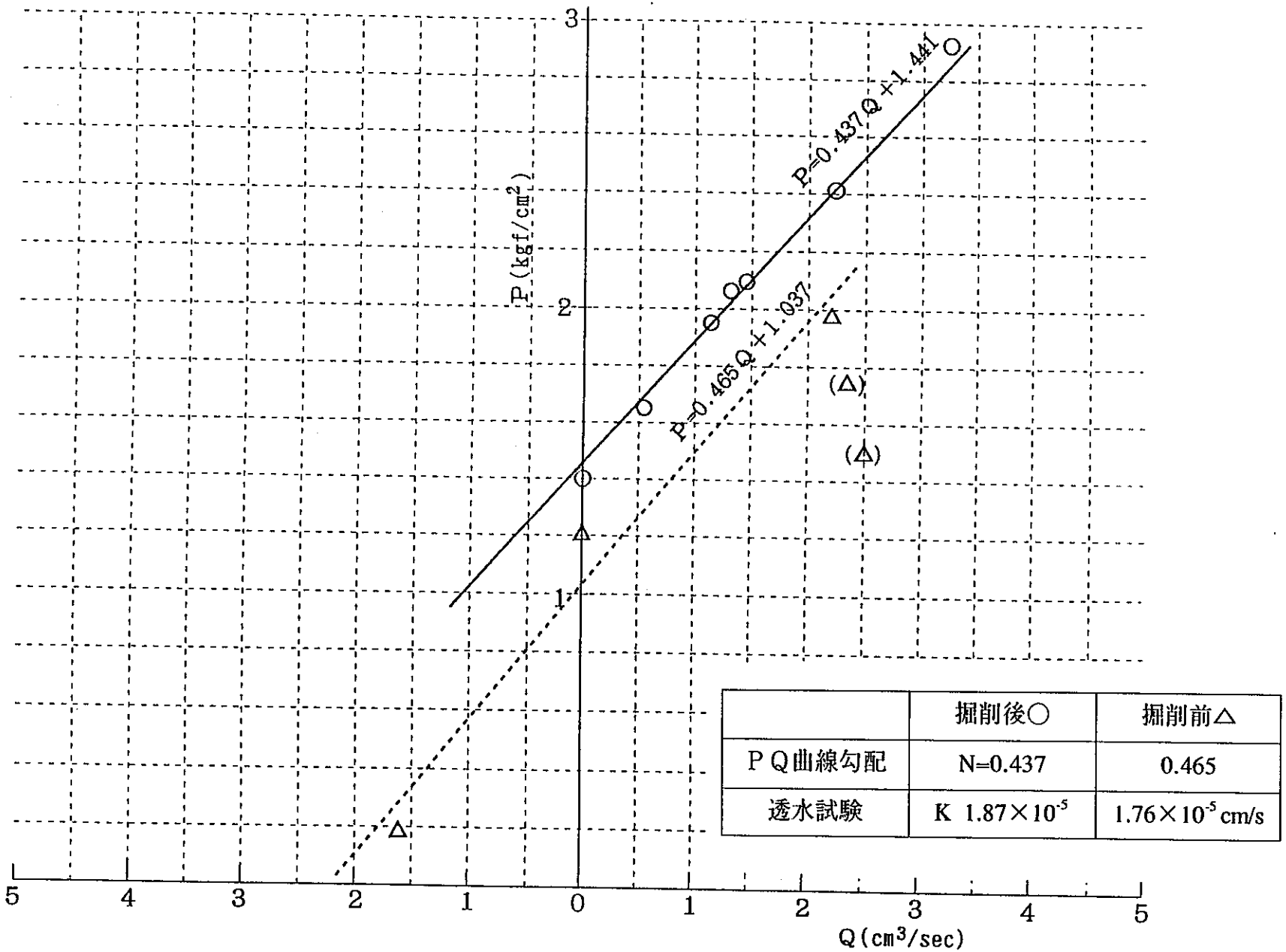


図6.2.8　透水試験結果（P－Q曲線）

掘削前の透水係数を算出するに際して、注水圧が高いほど安定化する時間が短いものと判断し、図6.2.8 に示すように最も注水圧が大きい2kgf/cm^{2}の値と、自然湧水のデータを利用して、透水係数を推定した。注水圧が大きい2kgf/cm^{2}の値も、完全に安定した値とはいえないので、実際の掘削前の透水係数は、本試験結果より大きいものと推定される。

6.2.3.5 変位計測

図 6.2.6 に変位計測の計測結果を示した。

間隙水圧は、掘削前は1.056kgf/cm^{2}であったが、9/22の施工で大きく増加し、9/28には2kgf/cm^{2}にまで増加する。9/29の施工で1.2kgf/cm^{2}に減少するが、その後施工と思われる各段階毎に値が増加し、10/6には1.5kgf/cm^{2}にまで増加する。10/6に施工で大きく変動するが、その後微増しつづけ、10/16には1.42kgf/cm^{2}となっている。

変位は、切羽進行に伴って、圧縮方向に変位する。間隙水圧が急増した9/22には、0.05mmの大きな圧縮変位が生じている。9/28に0.02mm引張側に変位し、それにひきつづき間隙水圧が減少している。その後、10/3から10/4 にかけて施工に連動して圧縮側に変位する。10/4以降は、大きな変化はなく、掘削前から10/16 までの全変位量は圧縮側に0.14mmとなっている。

一般に、トンネルの切羽進行に伴うトンネル軸方向の変位は、切羽が接近するまでは圧縮、切羽通過後は引張となる。今回の計測変位は、引張が小さいが、ほぼ同様な関係を示している。

変位と間隙水圧の関係では、9/22に圧縮に変位が生じた時に間隙水圧が増加、9/30に引張に変位が生じた時に間隙水圧が減少、10/3から10/4にも変位と間隙水圧の間に相関関係が認められる。全体に圧縮変位が生じた時に間隙水圧が増加、引張変位が生じた時に間隙水圧が減少する傾向が認められる。

6.2.4 透水係数の評価

掘削前後の透水係数は、パルステスト・注水試験ともに、掘削前の方が掘削後より大きな値を示す。これは、圧縮変位により透水性を有していたクラックが閉塞し、透水性が悪くなったためと考えられる。これは、間隙水圧の増加にも現われている。

掘削前後では、透水係数で約10倍、間隙水圧では0.35kgf/cm^{2}程度の差が認められる。

パルステストと注水試験の透水係数について、比較すると、パルステストでは、掘削前が1.49×10^{-4} cm/sec、掘削後が3.19×10^{-4} cm/secとなっている。また、注水試験では、掘削前が1.76×10^{-5}cm/sec、掘削後が1.87×10^{-5}cm/secとなっていおり、掘削後の透水係数が掘削前の透水係数よりも大きくなっている。なお、パルステストにより求められた透水係数は、注水試験で求められた透水係数よりも10倍程度大きな値を示した。これは、パルステストにおけるパッカーやチューブ等のシステム自体の圧縮性（システムコンプライアンス）に起因すると考えられるため今後の検討が必要である。今回のパルス試験では圧力低下はほぼ10秒～20秒程度で終了してしまうことと、注水試験のＰ－Ｑ曲線がほぼ直線になることを考え合わせると、今回の透水試験においては注水試験結果の方が信頼性が高い。

6.2.5　まとめ

次年度の掘削影響試験の準備として，Pac-Ex （パッカー付き裂変位計）の適用性を確認するため、計測坑道掘削時にPac-Exを用いた計測 が試行し、以下の結果を得た。

1）機械式変位アンカーおよび止水用パッカーとも設置は簡単であり、深度１ｃｍ以下の精度で設置が可能である。

2）坑道掘削中のき裂変位の計測精度は１μｍ以下であった。今回の計測坑道掘削にともなう変位は０．１５ｍｍ程度であった。変位計の計測範囲は±６ｍｍであった。変位は各発破に対応して生じることも確認された。

3）パッカー区間の水圧は０．１kgf/cm^2 以下精度で計測された。計測坑道掘削期間における水圧変化の範囲はほぼ１kgf/cm^2 であった。

4）Pac-Ex 設置直後の透水試験（注水試験）の結果はバラツキが大きく、精度の良い透水試験を行うためには設置後１日以上おく必要があることがわかった。

5）パルステストから求めた透水性は注水試験から求めた透水性よりもかなり大きくなっている。これはパルステストにおけるシステムコンプライアンスに起因すると考えられる。

6）坑道掘削後の透水試験（注水試験）より、透水係数１．９×１０$^{-5}$ cm/sec程度の岩盤ではでは、Pac-Exは十分有意義な試験結果を与えることがわかった。

6.3 振動計測

6.3.1 目 的

次年度に実施する予定の掘削影響試験においては、坑道掘削の周辺岩盤への影響を評価する一環として、発破による振動の岩盤への影響を把握する必要がある。今年度は、その準備として、今後の本測定に際しての振動計の選定、設置等に関する基礎データを得ることを目的として、計測坑道掘削時に、予備測定として発破振動の測定を実施した。

6.3.2 測定方法

（1）振動計と測定系

発破振動の岩盤への影響を把握しようとする場合、発破点から振動計までの距離が1～2mといった近距離で発破振動の測定を行う必要がある。しかし、これまでのところ、そのような近距離で発破振動を測定した例は非常に少ないので、予測される振動の大きさ、周波数等に関しては不確定要素が多い。一般に行われている発破振動測定では、測定位置が切羽から数十m以上離れているため、振動の周波数は数百Hz程度であるが、今回のように発破位置の近くでは数千Gを越える衝撃的なパルス状の振動が発生し、周波数領域も数十kHz程度の振動が発生するものと予想される。このため振動計の選定にあたっては、これらの不確定要素をカバーし、貴重なデータを取り逃さないようにすることを念頭に置いて検討を行った。

発破振動による構造物や岩盤の損傷について検討を行う場合、一般に振動速度値を用いることが多い。その理由は、振動速度が直接応力と対応づけられる量であるということによる。今回の場合も、速度値を測定することが望ましいと考えられる。しかし、現在製作されている速度計は、機構的に高周波数帯域まで平坦な特性をもたせることが困難であり、最大1kHz程度までしか周波数特性が伸びていないことから、高周波成分まで正確に捉える目的には使用できない。そこで、振動計としては、高周波数帯域までの応答特性を有する圧電型加速度計をメインとし、耐衝撃性が大きく、測定レンジ幅が極力広い加速度計（以下加速度計Aと呼ぶ）を選定した。ただ発破によって発生する振動の大きさは発破方法や岩盤状況によって大きく異なるため、発生する振動のレベルが予想外に小さい場合、加速度計Aでは良好な記録が得られないことが考えられ

る。このため測定レンジは小さいが感度の高い加速度計（以下加速度計Bと呼ぶ）も一緒に設置した。

また、振動の高周波成分は伝播により急激に減衰するため、ある程度の距離以上になれば、高周波成分の振動の測定がそれほど重要ではなくなる可能性も残されているので、比較的低周波成分を対象とした速度計（動線輪型）を併せて設置した。

使用した各振動計の基本仕様を表6.3.1に示す。また、選定した振動計の周波数特性を図 6.3.1～図6.3.3に示す。

測定は、上記の振動計を設置した後、振動計に適合したプリアンプ、記録器を接続して行った。図6.3.4に測定系をブロックダイヤグラムで示す。

当初、データの収録器としては、ディジタルオシロスコープ等の測定器を使用し、発火器からの信号により自動計測する方式を検討したが、段発発破全体の記録を収録するためには約500kword/ch（サンプリング周波数50kHzの時）のメモリーが必要であり、多チャンネルの場合、既往の機器では対応できないため、今回の測定ではディジタルデータレコーダーを使用して、全ての記録を磁気テープに収録する方式を用いた。また現場では、計測終了後、FFTアナライザーならびにペンレコーダーを用いて、収録した記録の良否のチェックを行った。表6.3.2に使用機器の基本仕様を示す。

（2）振動計の設置方法

振動計設置位置を図6.3.5に示す。計測坑道側壁から2mの距離において、計測坑道と平行に掘削されたボーリング孔（KDT-2孔　孔径76mm、長さ20m）を使用し、このボーリング孔の先端位置に振動計を設置した。埋設した振動計からの出力ケーブルは、ボーリング孔口から約50m離れた既設坑道拡幅部まで伸ばし、この位置に計測機器を設置してデータを収録した。

選定した3個の振動計（加速度計A、加速度計B、速度計）は、ϕ 50mm×L=500mmの塩ビ管内に、所定の方向を向けて固定し、エポキシ系の樹脂を充填して固めた。さらに図6.3.6に示すように、この塩ビ管の外側にゴム製のリングを取り付けてパッカーとし、ボーリング孔先端まで別の塩ビ管を接続して挿入した後、グラウトを行い、埋設した。

振動計の受感方向はいずれも水平方向で、2つの加速度計はボーリング孔軸に直交方向、速度計はボーリング孔軸方向とした（図6.3.6に矢印で示す）。振動計はすべて最も振幅が大きい孔軸直交方向に配置したかったが、速度計の長手寸法が8cmあり、孔軸方向にしか設置できなかった。

表6.3.1　使用した振動計の主な仕様

センサの種類	加速度計A	加速度計B	速度計
型番	601	508B	MC122
メーカー	ティアック	ティアック	応用地質
応答周波数	～30kHz	2Hz～30kHz	28Hz～
共振周波数	約60kHz	約45kHz	—
使用最大加速度	±10，000G	±212G	—
耐衝撃性	20，000G	10，000G	—
感度	3.01PC/G	9.93mV/G	0.354V/kine
サイズmm	9HEX×10.5H	12.7HEX×23.4H	φ31.7×63.5H
重量	2.7g	12g	80g

（G：重力加速度）

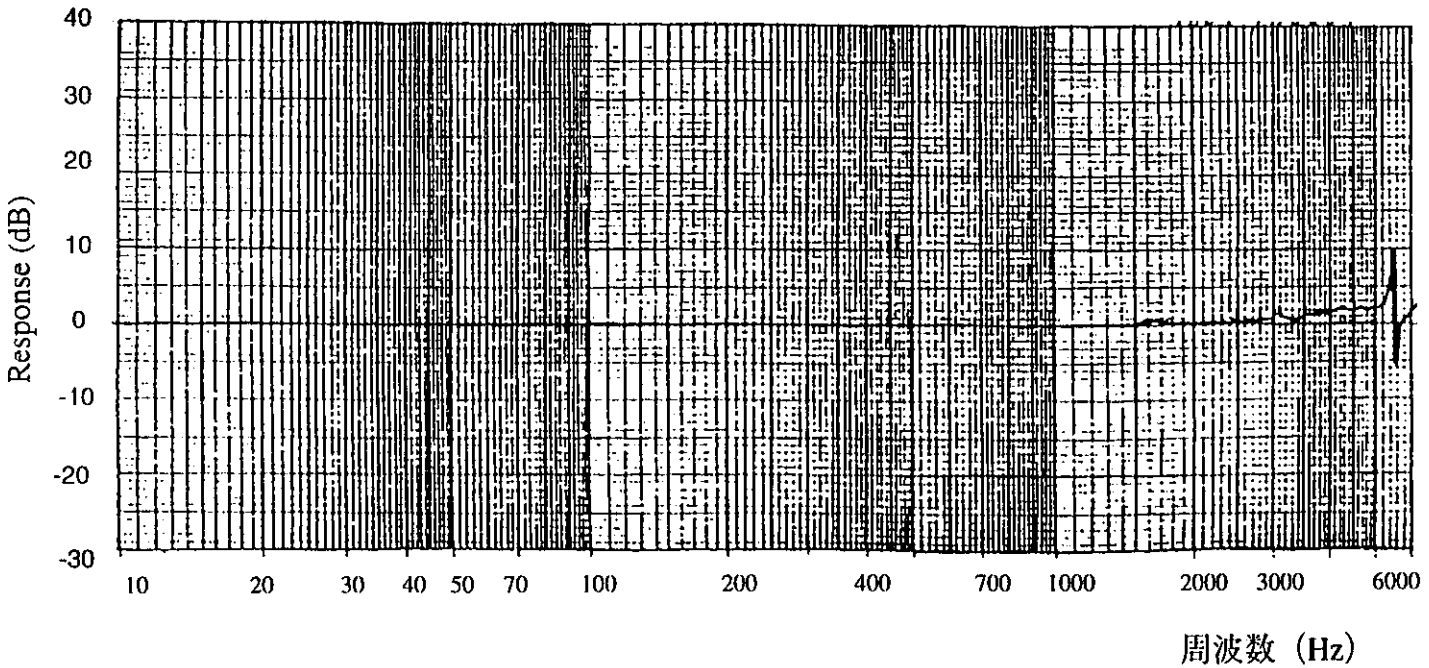


図6.3.1 加速度計Aの周波数特性図
(Model 601)

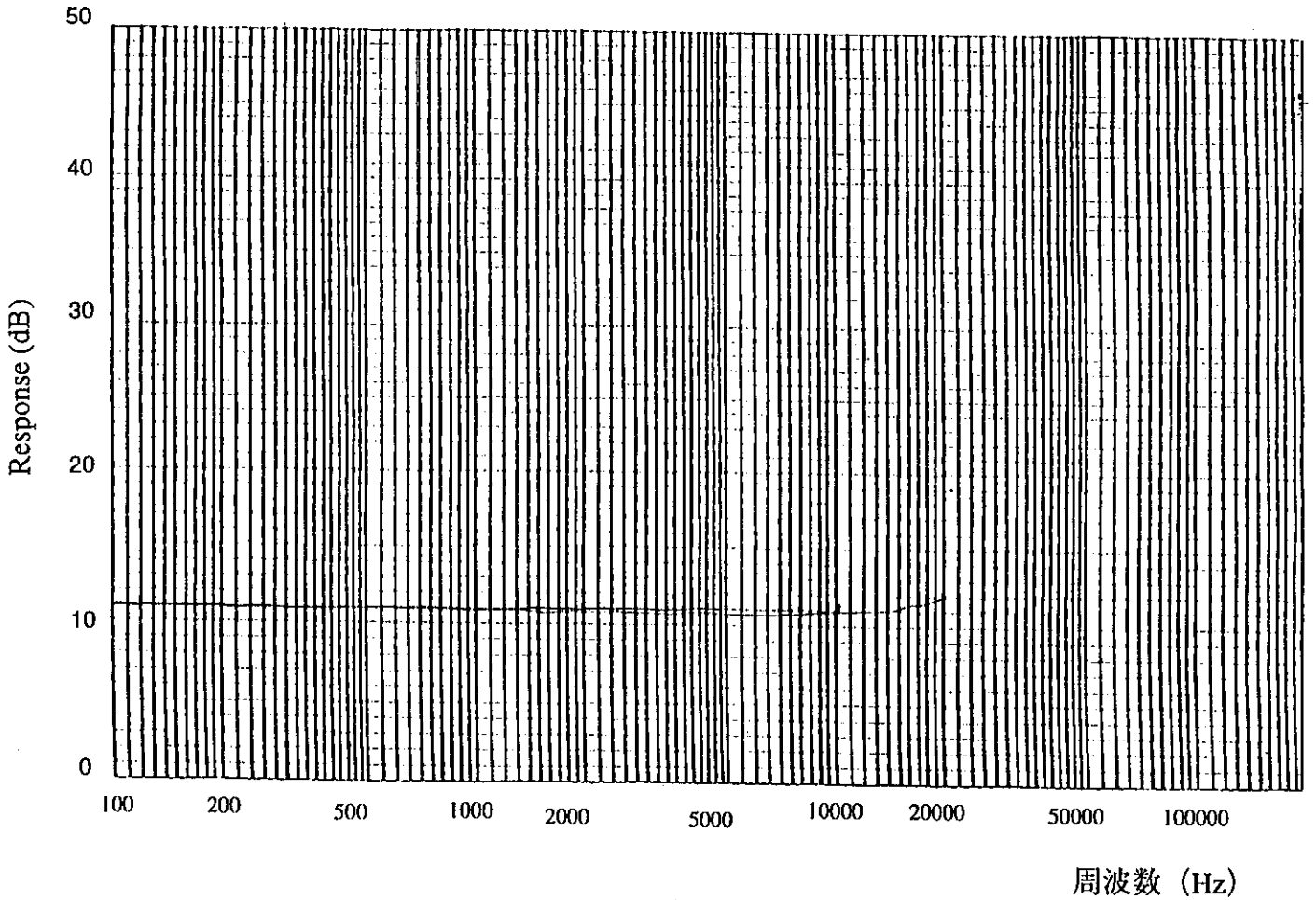


図6.3.2 加速度計Bの周波数特性図
（Model 508B）

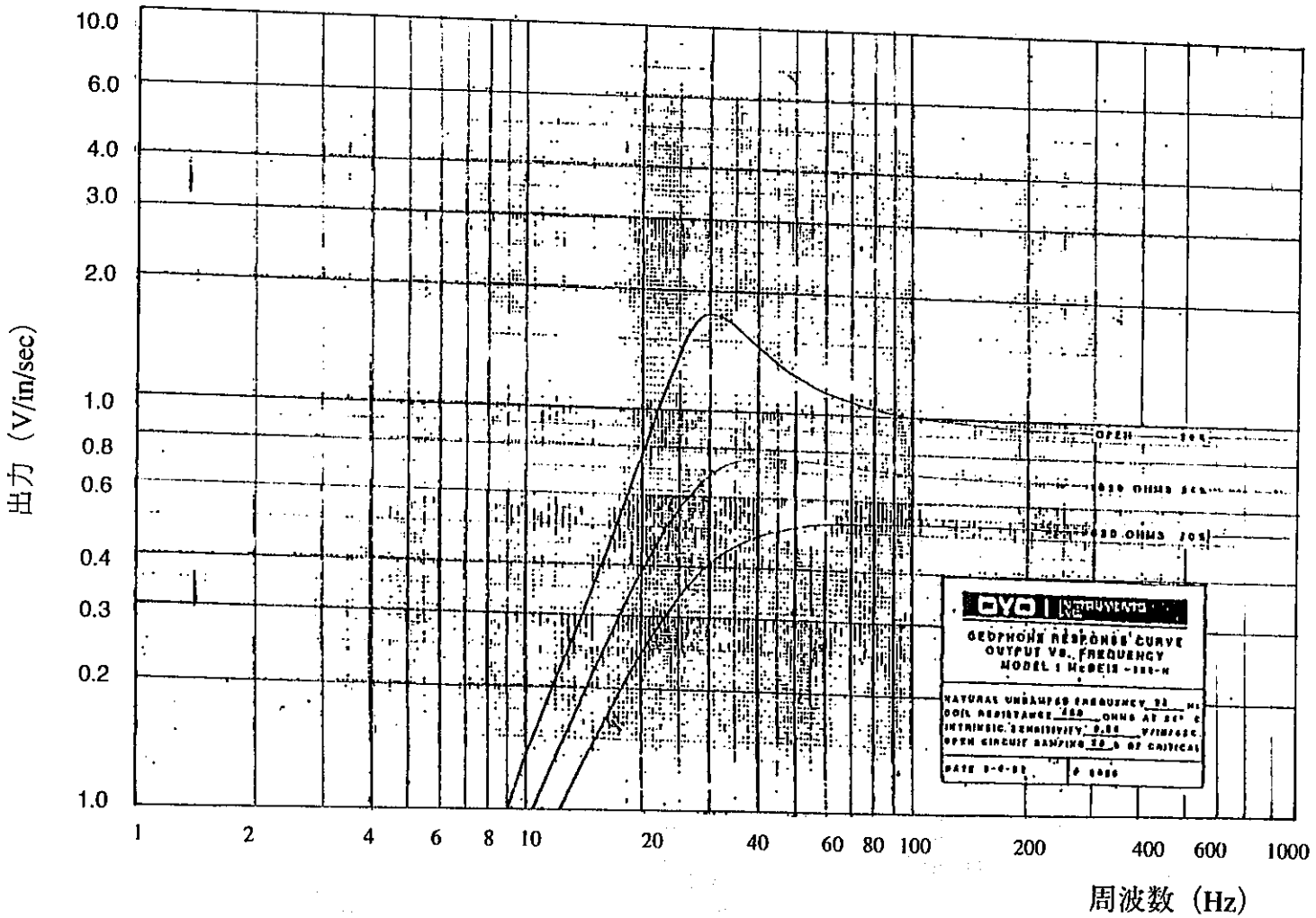


図6.3.3 速度計の周波数特性図
(Model MC122)

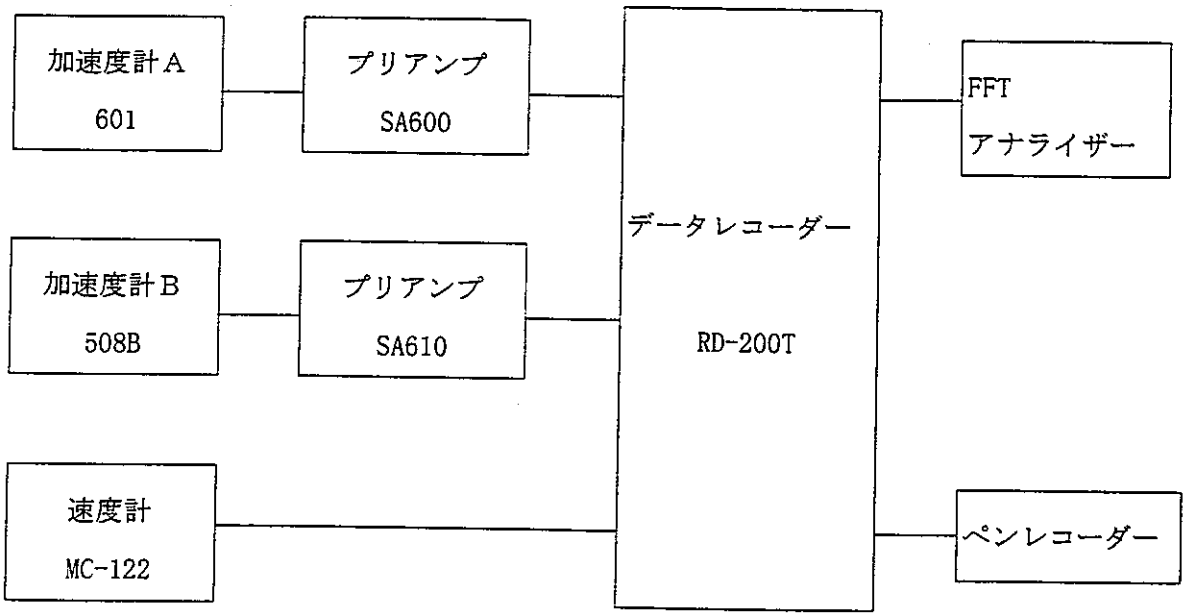


図6.3.4　測定系ブロックダイヤグラム

表6.3.2　使用機器の主な仕様

名　称	形　式	製造社名	主 な 仕 様
プリアンプ	SA600	TEAC	周波数特性：1Hz～50 kHz 最大出力：±10V 適応感度：0.1～99.9pC/G 加速度測定レンジ：±0.01～±3000G
プリアンプ	SA610	TEAC	周波数特性：1Hz～30 kHz 最大出力：±10V 適応感度：0.1～99.9pC/G 加速度測定レンジ：±0.01～±1000G
データレコーダー	RD-200T	TEAC	周波数範囲：DC～20 kHz 記録・再生方式：多重化PCM方式 量子化ﾋﾞｯﾄ数：16ﾋﾞｯﾄ ﾁｬﾝﾈﾙ数：16ﾁｬﾝﾈﾙ 記録時間：２時間
FFTアナライザー	CF-350Z	小野測器	周波数範囲：1Hz～40KHz ﾀﾞｲﾅﾐｯｸﾚﾝｼﾞ：90dB 量子化ﾋﾞｯﾄ数：16ﾋﾞｯﾄ ﾁｬﾝﾈﾙ数：2ﾁｬﾝﾈﾙ 処理関数：ﾌｰﾘｴ，逆ﾌｰﾘｴ，相関関数，ｲﾝﾊﾟﾙｽﾚｽﾎﾟﾝｽ 周波数応答関数，確率密度他

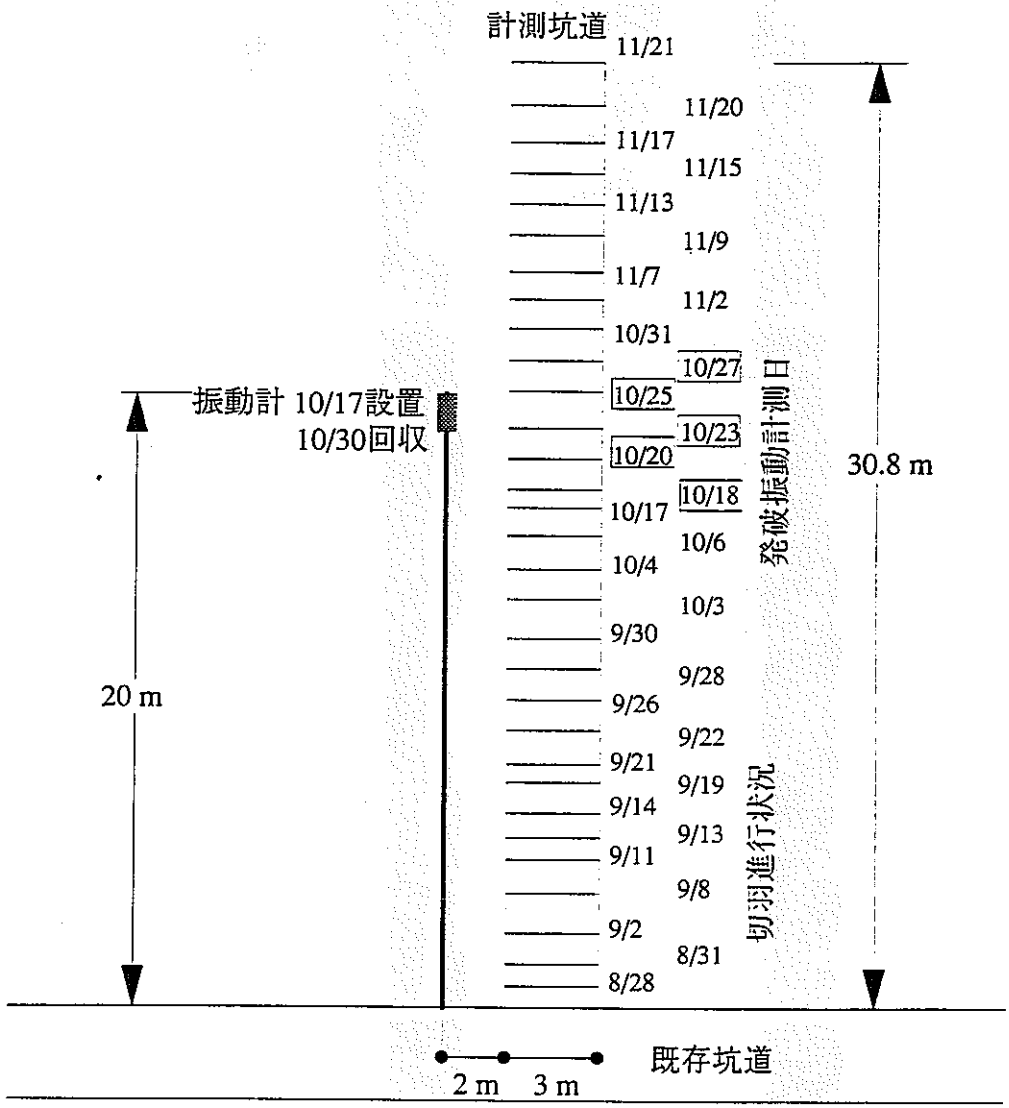


図6.3.5 振動計設置位置

〔平面図〕

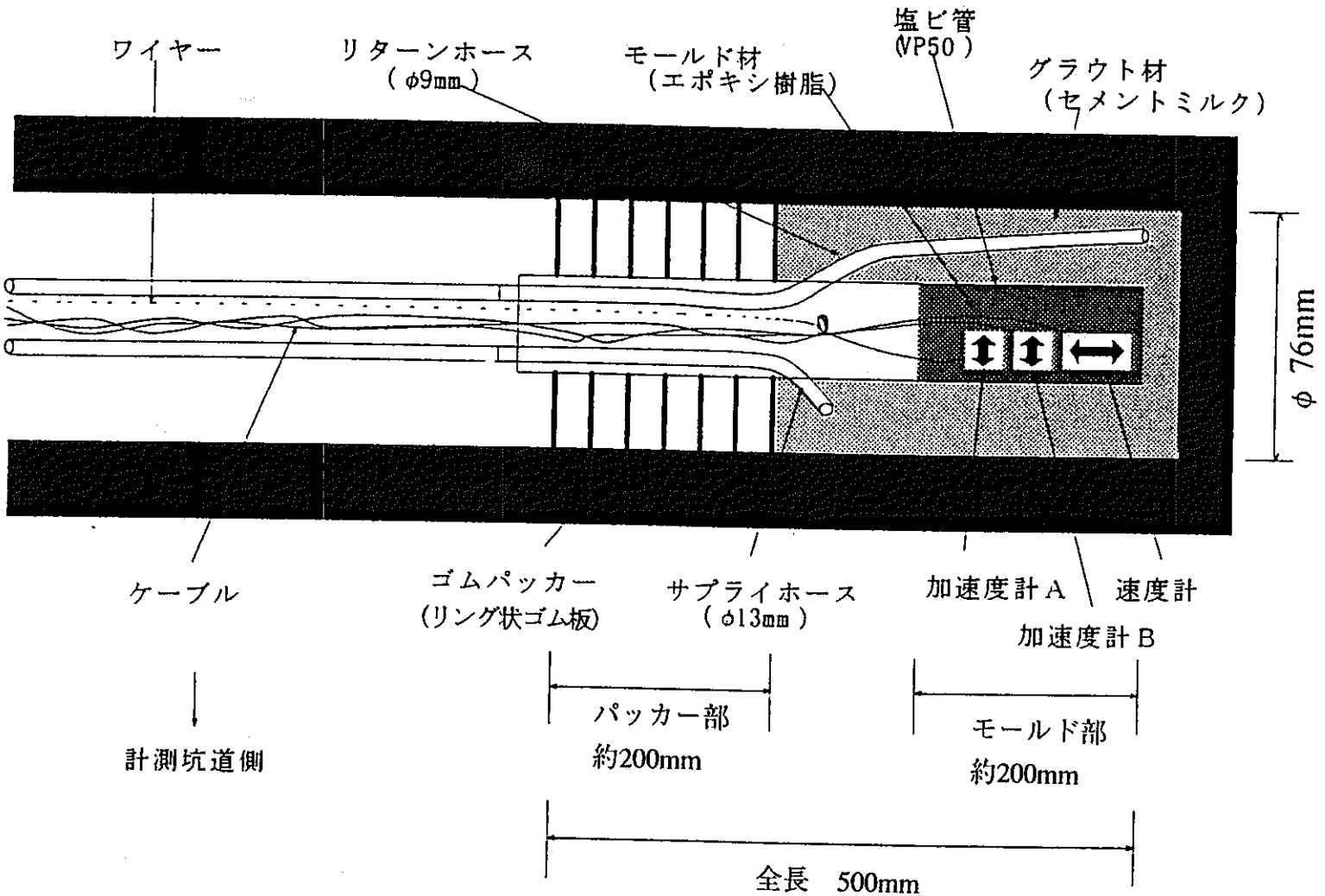


図6.3.6　振動計設置状況図

埋設に使用したグラウト材は、セメントミルクとし、水１に対し早強セメント0.45の比率で配合した。なお、測定終了後グラウトに使用したホースは、ジョイント部にて切断し、またセンサーからの出力ケーブルは、振動計近くのケーブルに固定したワイヤーを引張って切断し回収した。

（３）測定対象発破と測定方法

今回の測定は、１０月１８日～１０月２７日間に実施された発破の内、５日間の発破を対象に行った。表6.3.3に測定を行った発破の主な仕様を示す。

測定は、振動計からのケーブルとプリアンプ、データーレコーダーとを接続した後、発破孔削孔時の振動を利用して、埋設振動計ならびに各機器の動作チェックを行うとともに入力レベルの調整を行った。その後発破準備の完了とともに各機器の電源をＯＮにし、データレコーダーをレコード状態にして発破作業終了まで退避場所に退避した。

発破作業終了後、計測地点に戻り、データの収録状況を確認した。なお、収録した磁気テープは、坑内の湿度等による変質を避けるため、データ収録確認後地上に持ち帰り保管した。

6.3.3 測定結果

（１） 記録の解析方法

収録したデータは、室内に持ち帰り図6.3.7のフローにしたがい、発破振動の振幅値、フーリエスペクトルならびに加速度波形の積分等の解析を行った。なお解析では、磁気テープに収録したディジタルデータをGP-IBインターフェースを使ってパソコンに転送し、図化、スペクトル計算等の作業を行った。

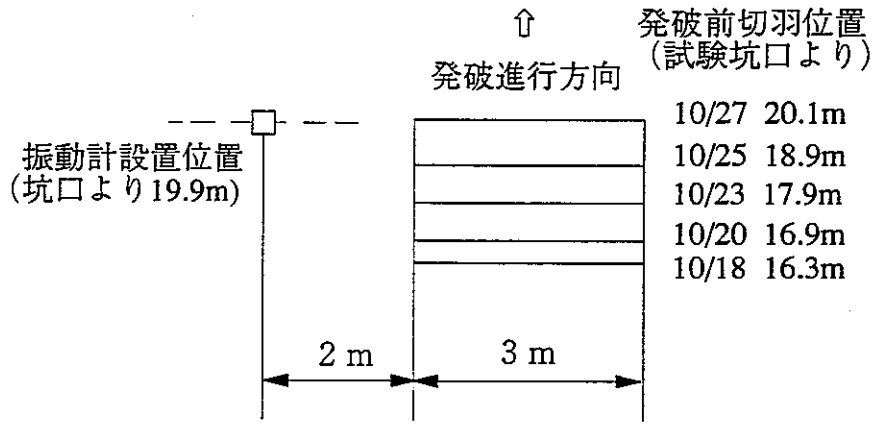
（２）振動計の設置状況の確認

発破振動測定に先立ち、埋設した振動計が計画通りに設置できているかを確認するため、発破孔削孔時の振動測定を行った。測定日ならびに測定時の切羽の相対位置を図6.3.5に示している。

この時収録した記録の一例を、図6.3.8、図6.3.9に示す。図より分かるように、加速度計Ａと加速度計Ｂとでは、測定時の結線が逆であったため位相が反

表6.3.3　対象発破の主な仕様

回数	月日	発破前切羽	掘進長	装薬量	段数	備　　考
1	10/18	16.3m	0.6m	25.0kg	10段	ｽﾑｰｽﾞﾌﾞﾗｽﾃｨﾝｸﾞ工法
2	10/20	16.9m	1.0m	27.8kg	10段	〃
3	10/23	17.9m	1.0m	28.8kg	10段	〃
4	10/25	18.9m	1.2m	30.05kg	10段	〃
5	10/27	20.1m	1.0m	31.8kg	10段	〃



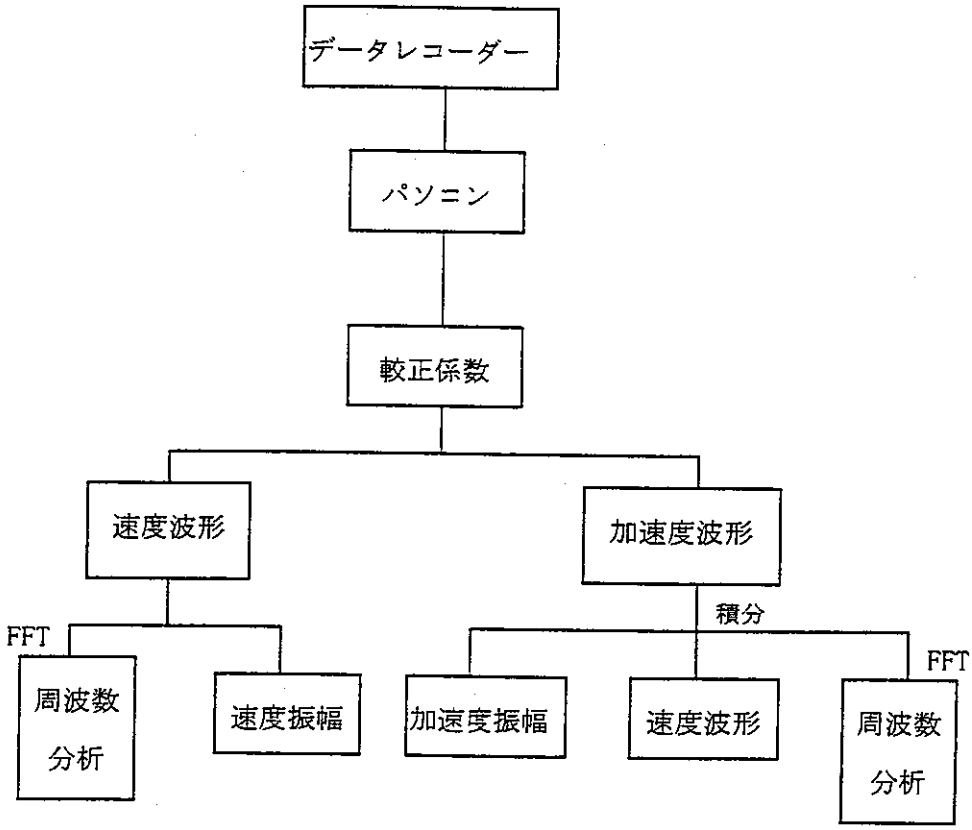


図6.3.7　データ処理の流れ

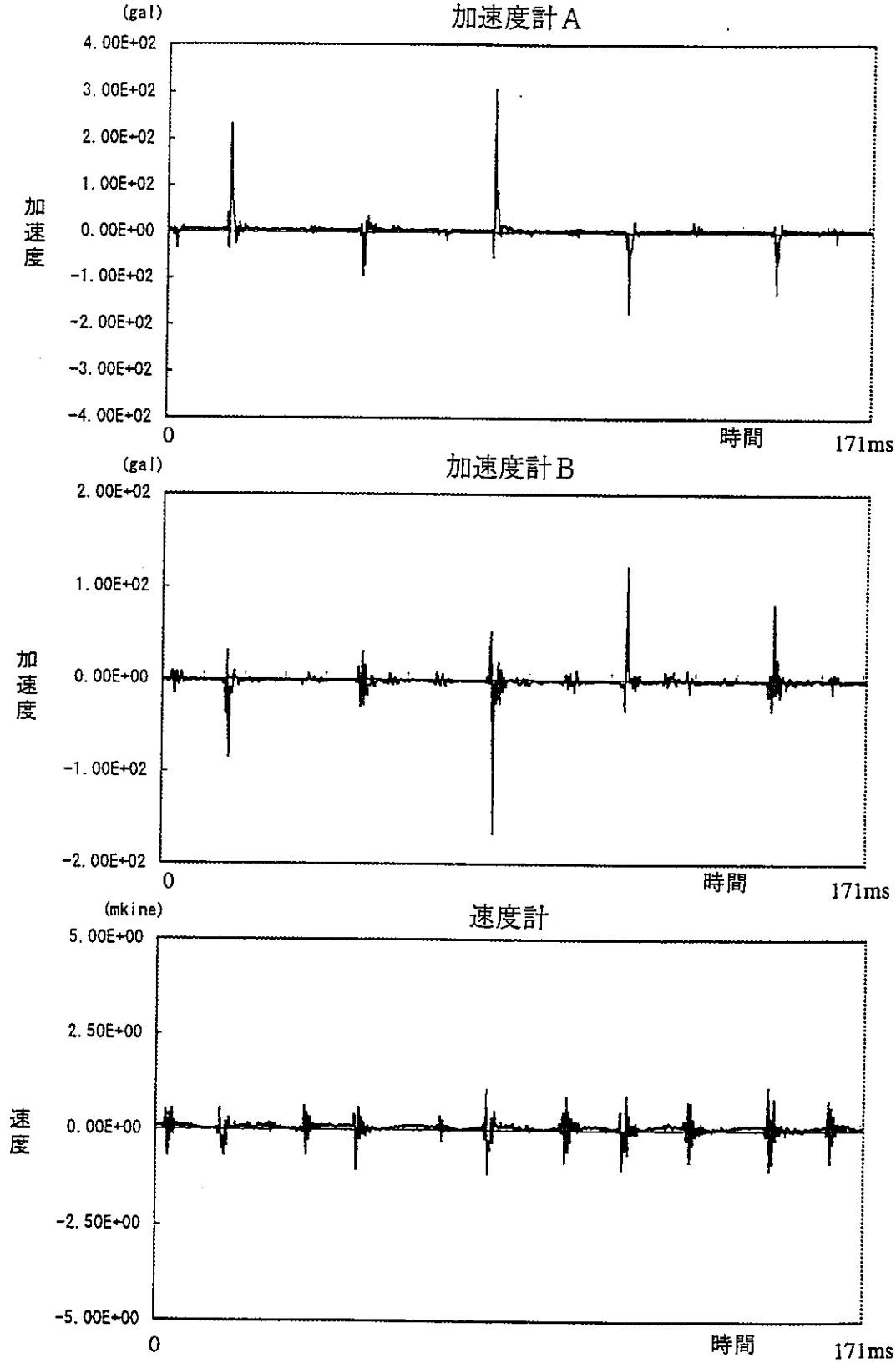


図6.3.8　穿孔時の振動記録波形例（1）

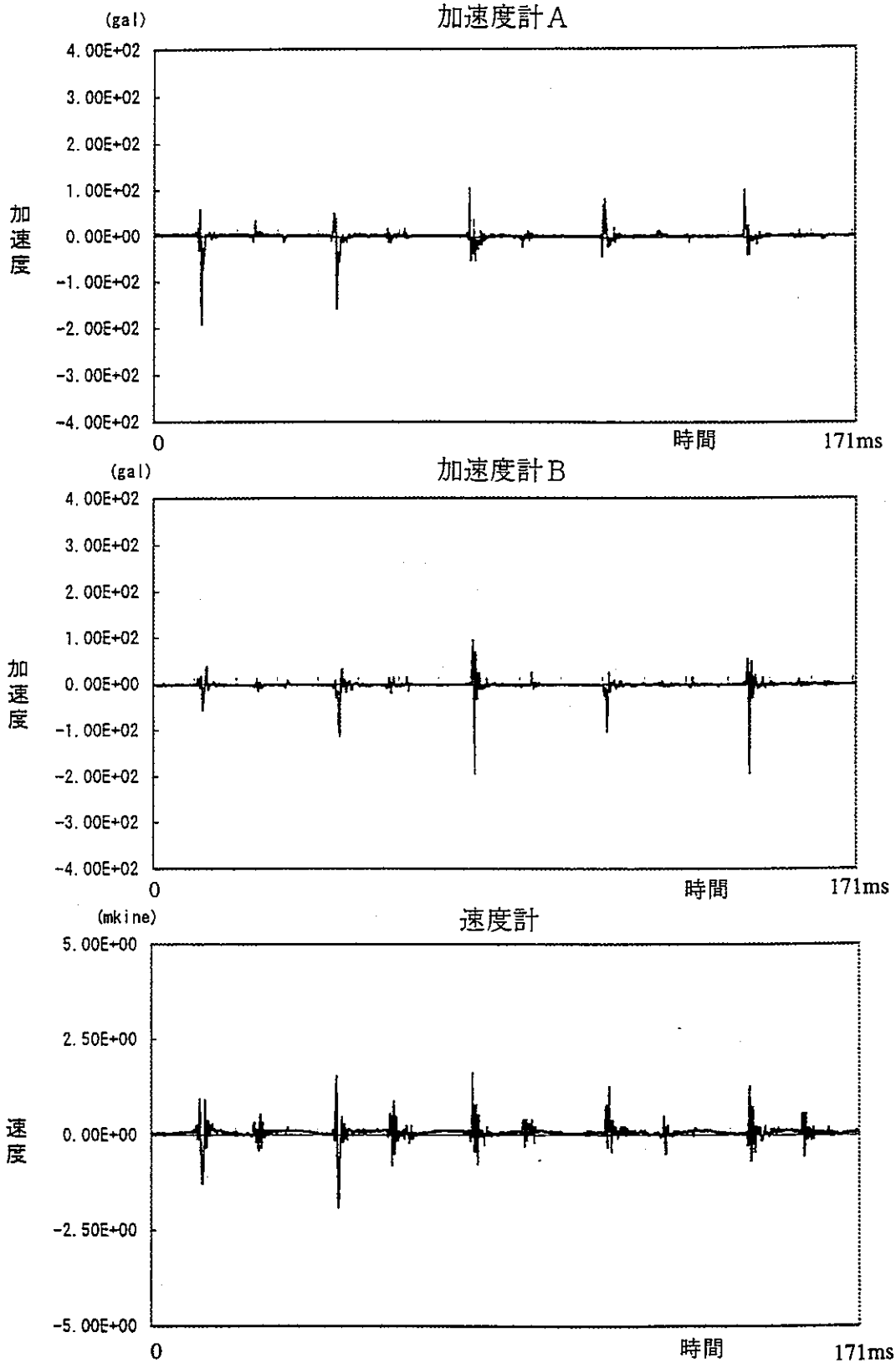


図6.3.9　穿孔時の振動記録波形例（2）

転しているが、ほぼ同じような動きを示している。また速度計の記録は、加速度計の記録に比べると衝撃的な動きは小さいが、時系列的には加速度計と同じ動きを示している。このことから、今回設置した振動計は、問題なく設置されたことを確認した。

（3）発破振動の振幅値

3つの振動計により得られた発破振動の全波形記録を、図6.3.10～図6.3.14に示す。図中上段の加速度計Aの記録には、①、②、．．．．のように番号を添付したが、解析ではこの部分の時間軸を拡大し、振幅値を求めた。巻末の波形記録集にこれらを拡大した波形記録を示す。また求めた各振動計の振幅値（番号を付した振動波形における最大値）を、表6.3.4に一覧にして示す。

以下に今回得られた発破振動の特徴について記す。

・加速度計Bは、測定可能な最大加速度値が212Gであるため、初段（芯抜き）の発破に対する応答により飽和状態となり、正確なデータを取得することができなかった。

・段発発破の初段から最終段までは、およそ2.5秒である。

・各発破とも初段から4段目程度までは、0.25秒間隔で発破間隔はほぼ一定しているが、後段になるにしたがい発破時刻にばらつきが見られる。特に8段目以降のばらつきは大きく、得られた振動波形が、どの段差における発破によるかを識別することさえ困難な場合が多い。

・初段だけは、複数の発破孔からの振動が重なっているが、2段目以降は、大部分の場合、発破孔毎に分離した振動波形が得られている（DS雷管の秒精度は、50～120 ms 程度であるため、発破時刻にばらつきが生じたものと考えられる）。

・同一の距離で比較すれば、一般に装薬量が同じであれば、初段(芯抜き)による発破振動が最大になるとされている。今回も、初段の発破時には、比較的大きな振幅を示しているが、必ずしも最大とはなっておらず、8段目以降の発破による振動が最大になっている場合もある。例えば、今回の計測において得られた加速度の最大値は１０月２０日の１０段目の発破によるものであり、1030Gの値を示している。

・7段目（１０月１８、２０、２３、２７日の記録中では⑥と⑦の間、１０月２５日の記録では⑧と⑨の間）の発破による振動は、他の発破と顕著に異なり、非常に振幅が小さくなっている。7段目の発破は周辺孔での発破に対応しており、今回測定の対象とした5回の発破はいずれも

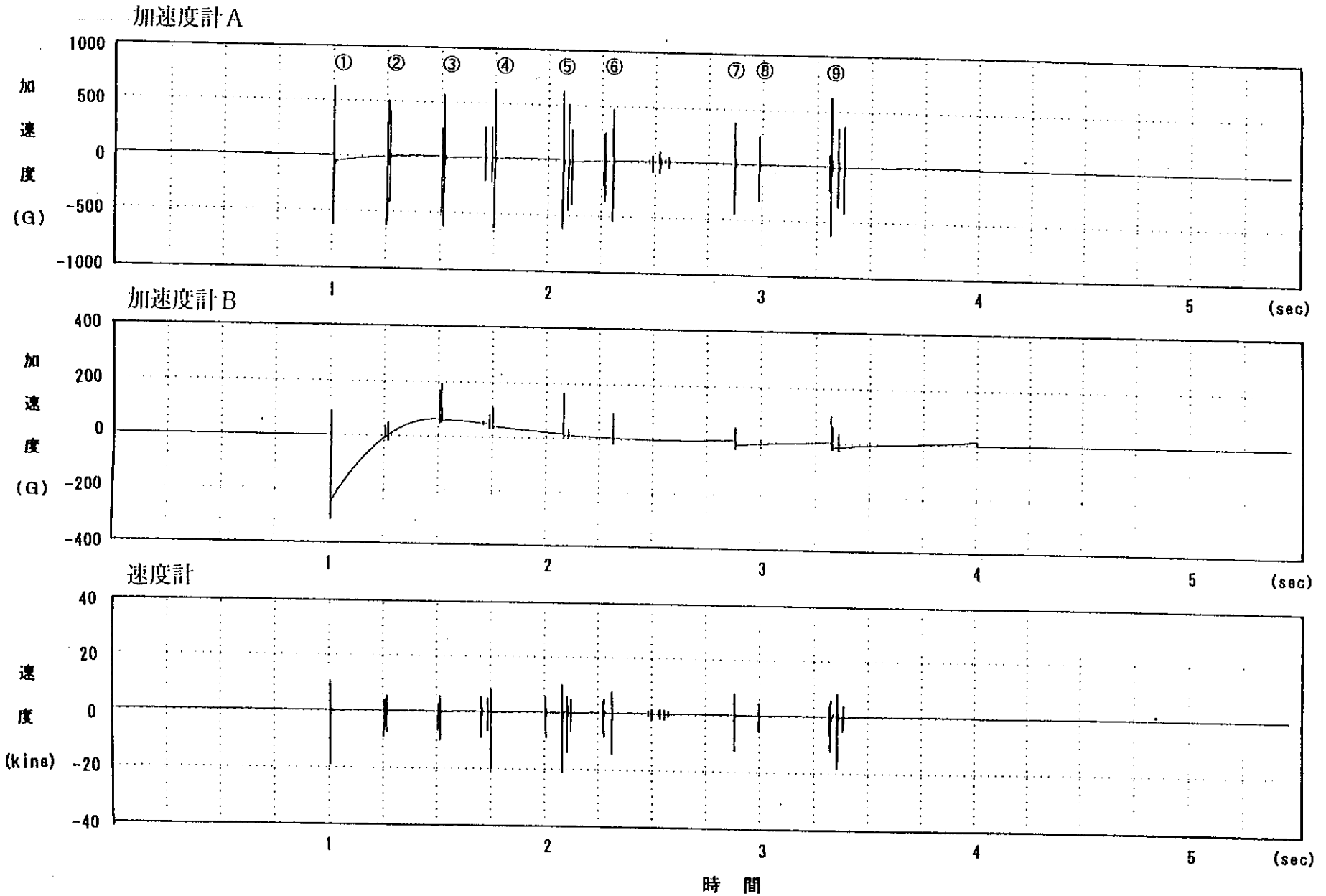


図6.3.10　発破振動の全波形記録（測定日：平成７年10月18日）

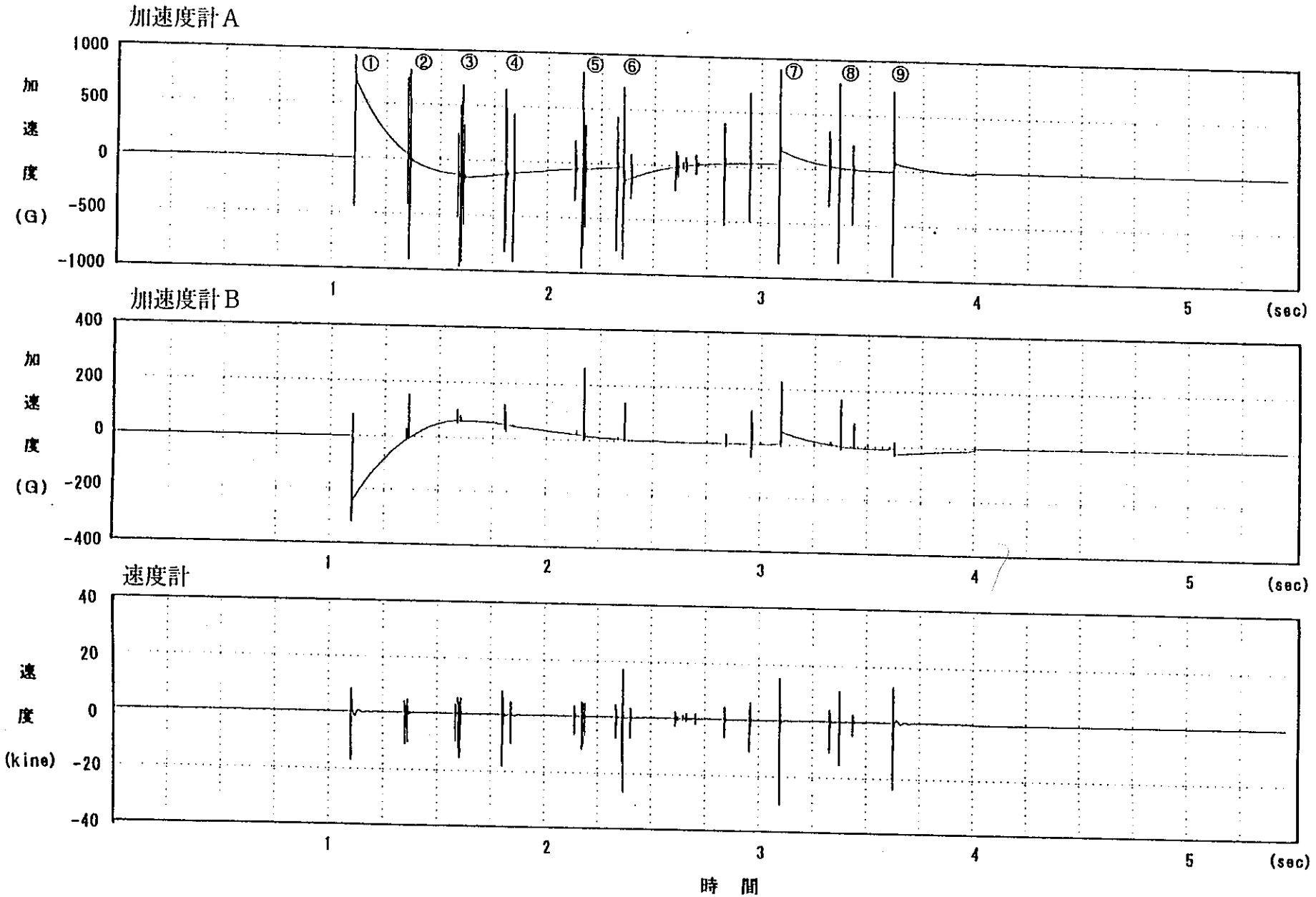


図6.3.11　発破振動の全波形記録（測定日：平成７年10月20日）

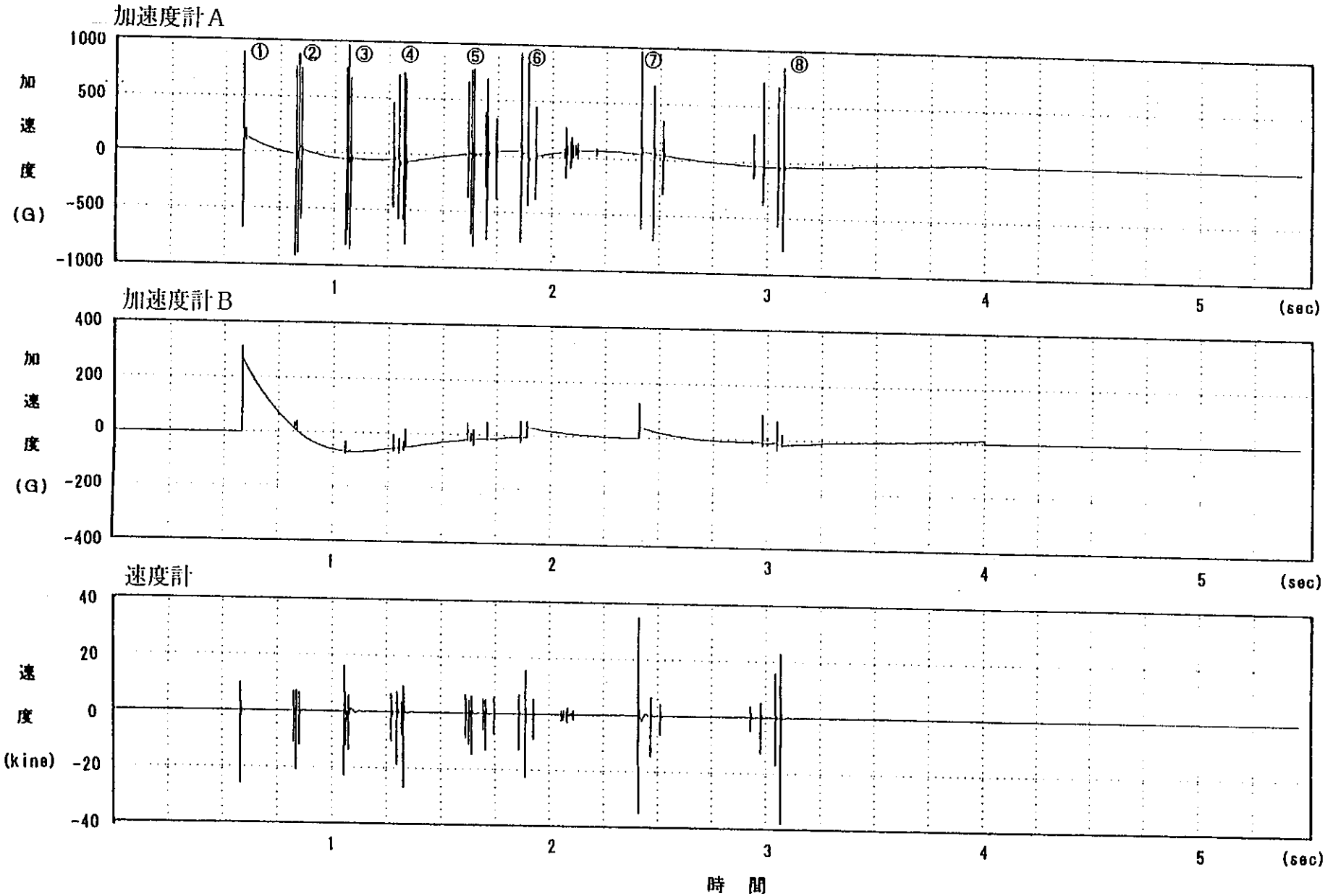


図6.3.12　発破振動の全波形記録（測定日：平成７年10月23日）

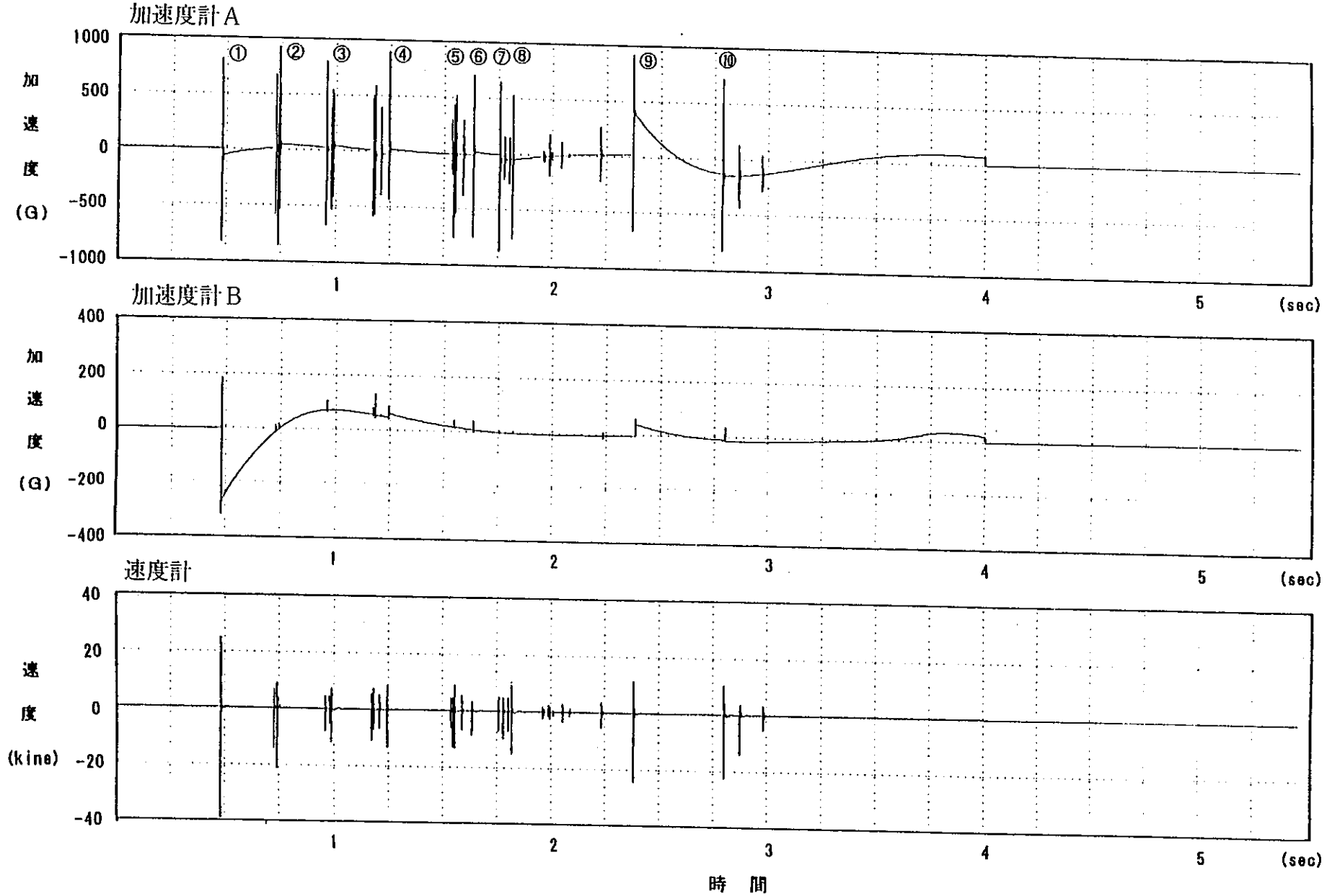


図6.3.13　発破振動の全波形記録（測定日：平成７年10月25日）

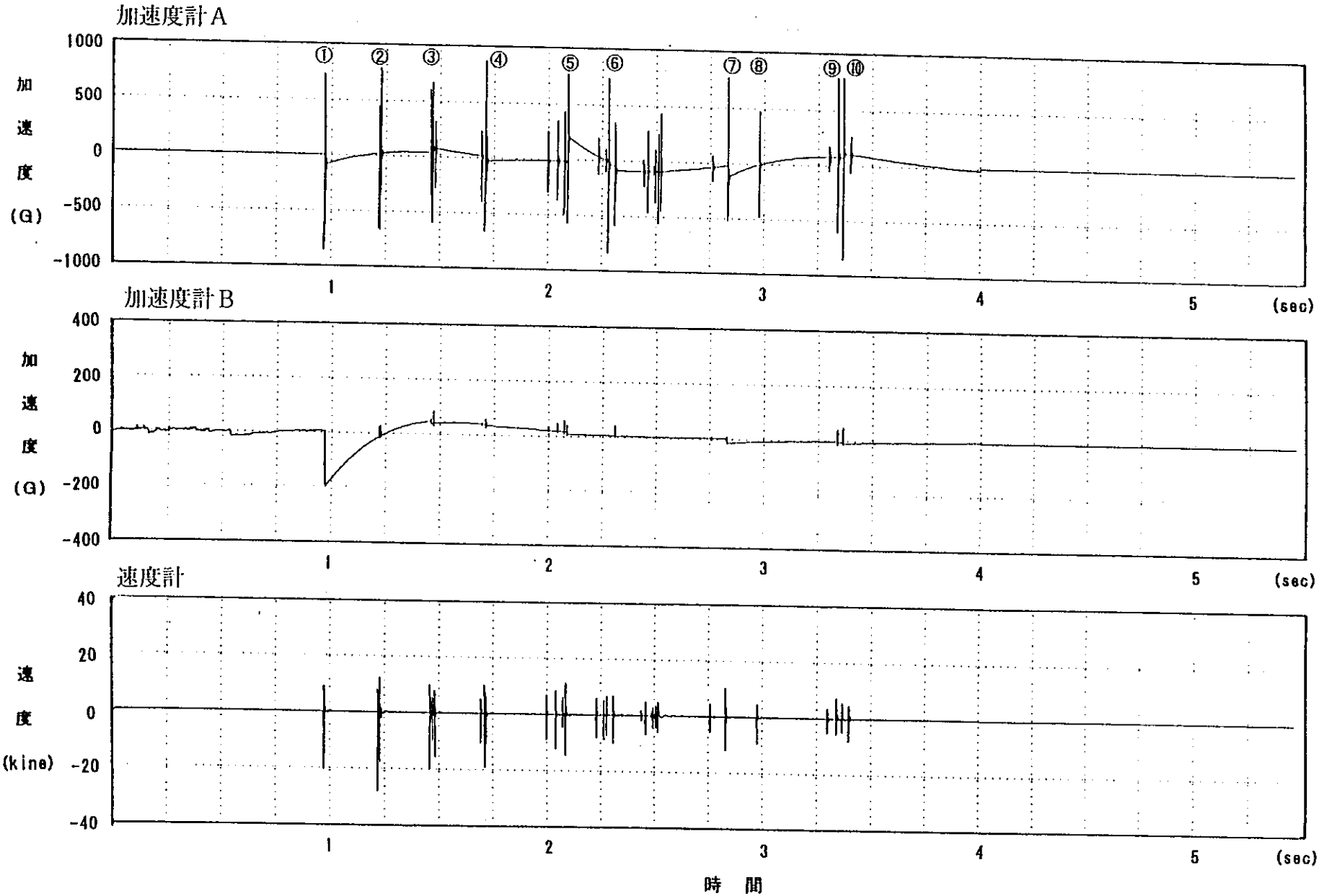


図6.3.14　発破振動の全波形記録（測定日：平成７年10月27日）

表6.3.4　測定結果一覧表

	記録番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	初段からの時間	0	250	503	746	1067	1296	1865	1979	2302	
10月18日	加速度（G）	635	635	635	635	635	546	455	326	635	
	速　度（kine）	19	9	10	20	21	14	13	6	6	
	初段からの時間	0	248	481	698	1060	1250	1981	2260	2510	
10月20日	加速度（G）	949	922	973	834	964	871	913	859	1030	
	速　度（kine）	17	11	12	19	12	27	30	16	24	
	初段からの時間	0	244	475	750	1050	1279	1833	2492		
10月23日	加速度（G）	909	927	987	803	813	948	995	861		
	速　度（kine）	26	21	23	27	15	13	35	38		
	初段からの時間	0	263	479	694	1069	1154	1275	1335	1892	2308
10月25日	加速度（G）	843	936	809	591	765	757	883	768	927	830
	速　度（kine）	39	10	8	11	13	9	7	15	24	23
	初段からの時間	0	249	485	738	1119	1308	1858	2004	2371	2396
10月27日	加速度（G）	856	801	675	682	784	832	782	484	804	850
	速　度（kine）	21	28	20	19	15	7	12	10	7	6

初段からの時間は，msecである。

スムースブラスティング（ＳＢ）工法を用いているのでその効果が顕著に現れていると考えられる。

（４）周波数分析結果

周波数分析は、各発破の初段部分の加速度計Ａならびに速度計の記録について実施した。分析は、各記録ともデータ長2048データとした。サンプリング周波数は、使用したデータレコーダーのサンプリング周波数の関係から、加速度計Ａについては48ｋHz、速度計については24ｋHzとした。またスペクトルの計算には、ＦＦＴ法（Fast Fourier Transform、高速フーリエ変換法）を用いた。

結果を図6.3.15～図6.3.19に示す。以下に分析結果の特徴について記す。

・加速度計Ａによる卓越周波数は、概ね8kHz～10kHzに見られる。

・速度計による卓越周波数は、加速度計の結果に比べると非常に低く、800Hz～1 kHzにある。これは今回使用した速度計の周波数特性が、1 kHz程度までしか伸びていないためである。

・スペクトルの最大ピークの位置を見ると、10月18日が8.2 kHz、10月23日が8.7kHz, 10月25日が9.8 kHz、10月27日が10 kHzと発破点との距離が小さい方が卓越する周波数が高くなる傾向が見られる。ただ、スペクトルの形状は、発破点と計測位置との距離にあまり差がないこともあり、明確な相違は認められない。

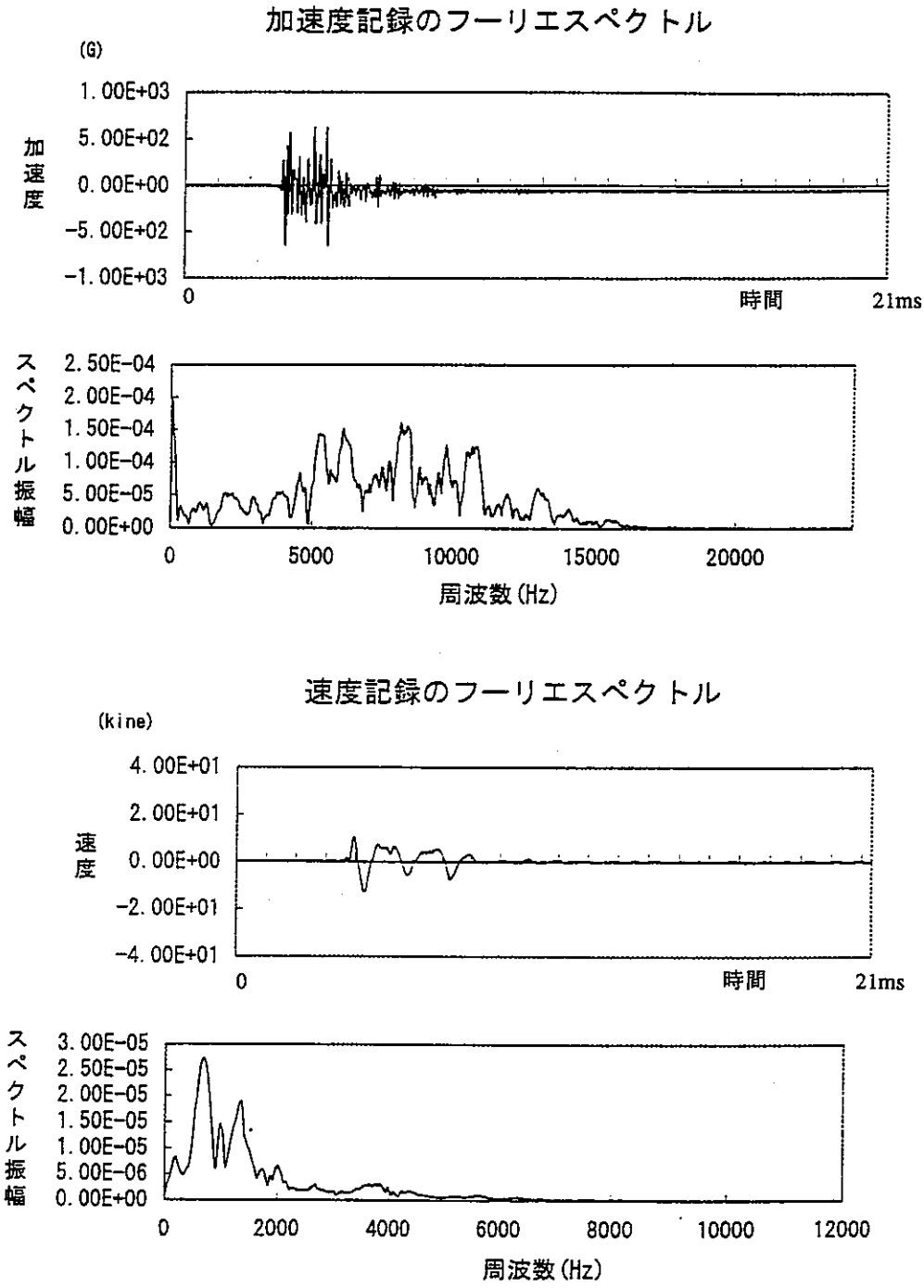


図6.3.15　フーリエスペクトル分析結果

10月18日

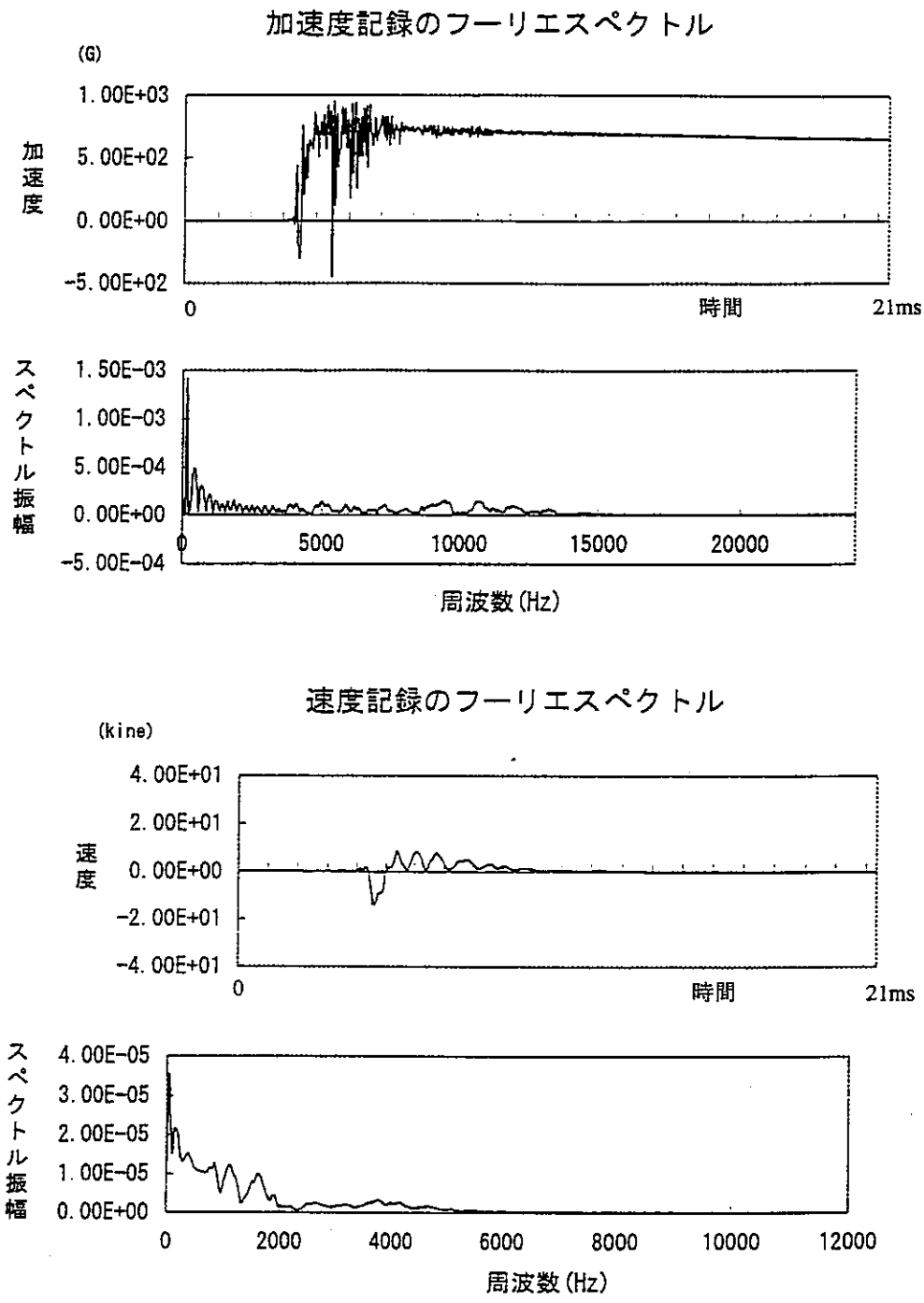


図6.3.16　フーリエスペクトル分析結果

10月20日

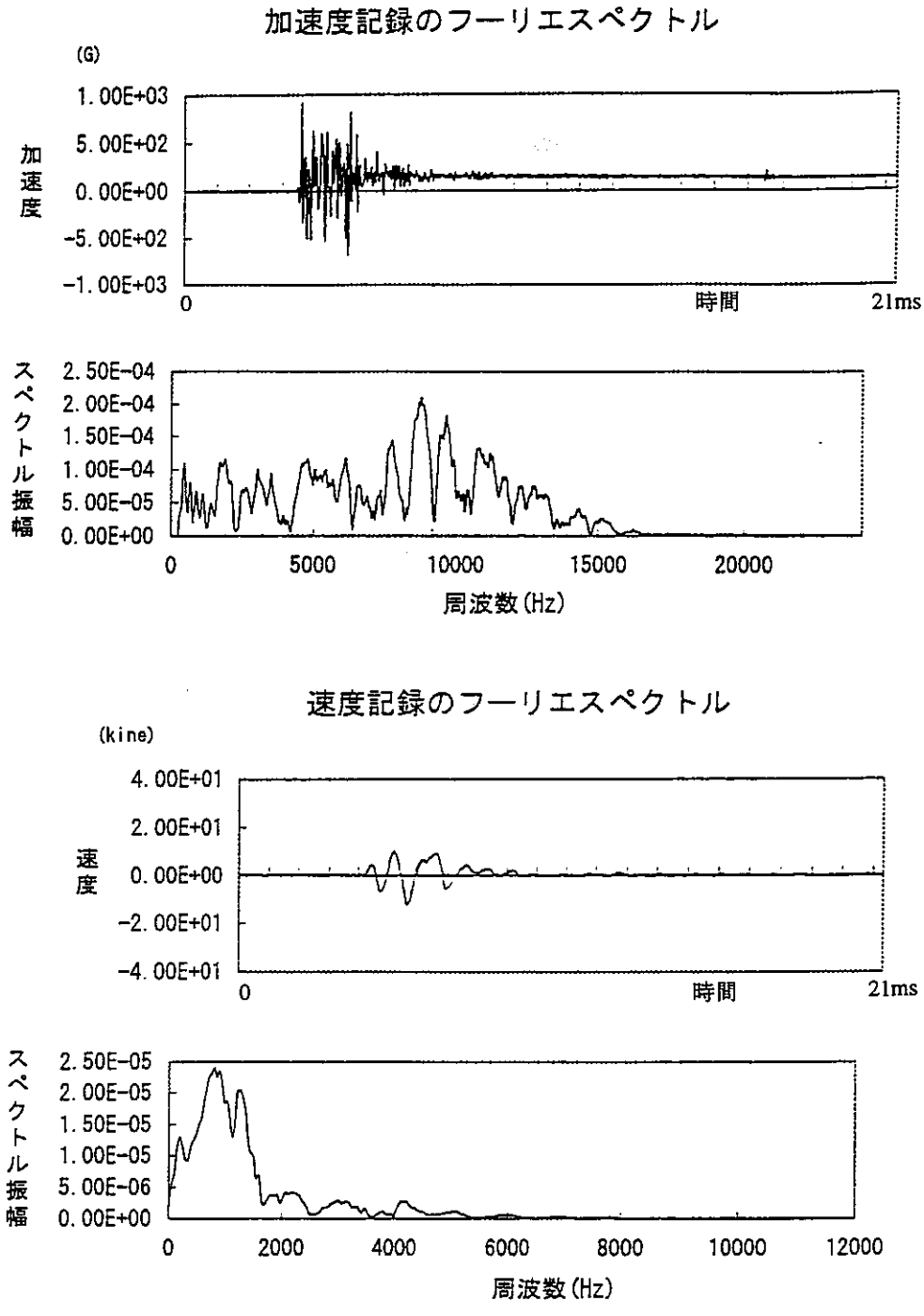


図6.3.17　フーリエスペクトル分析結果

10月23日

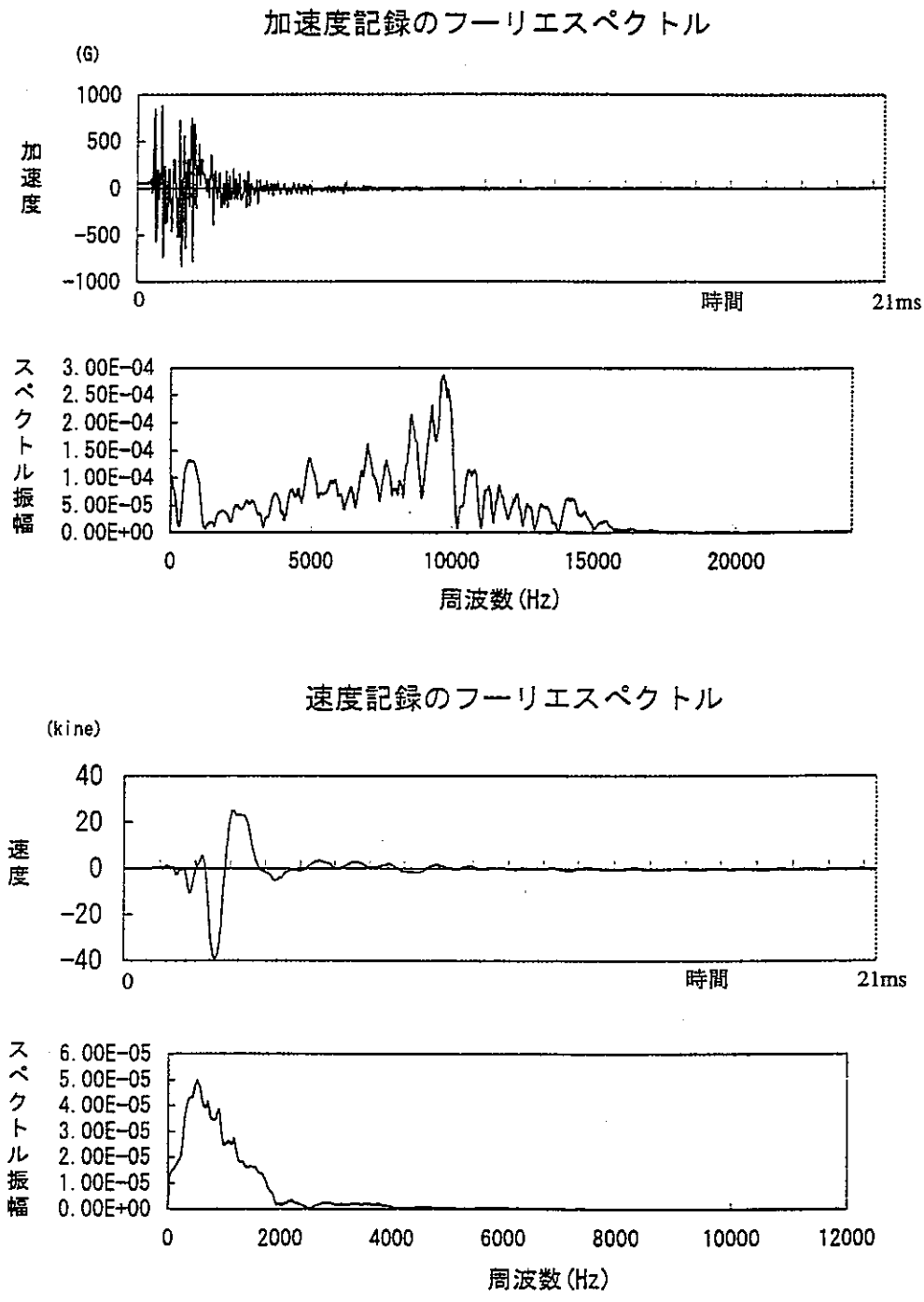


図6.3.18　フーリエスペクトル分析結果

10月25日

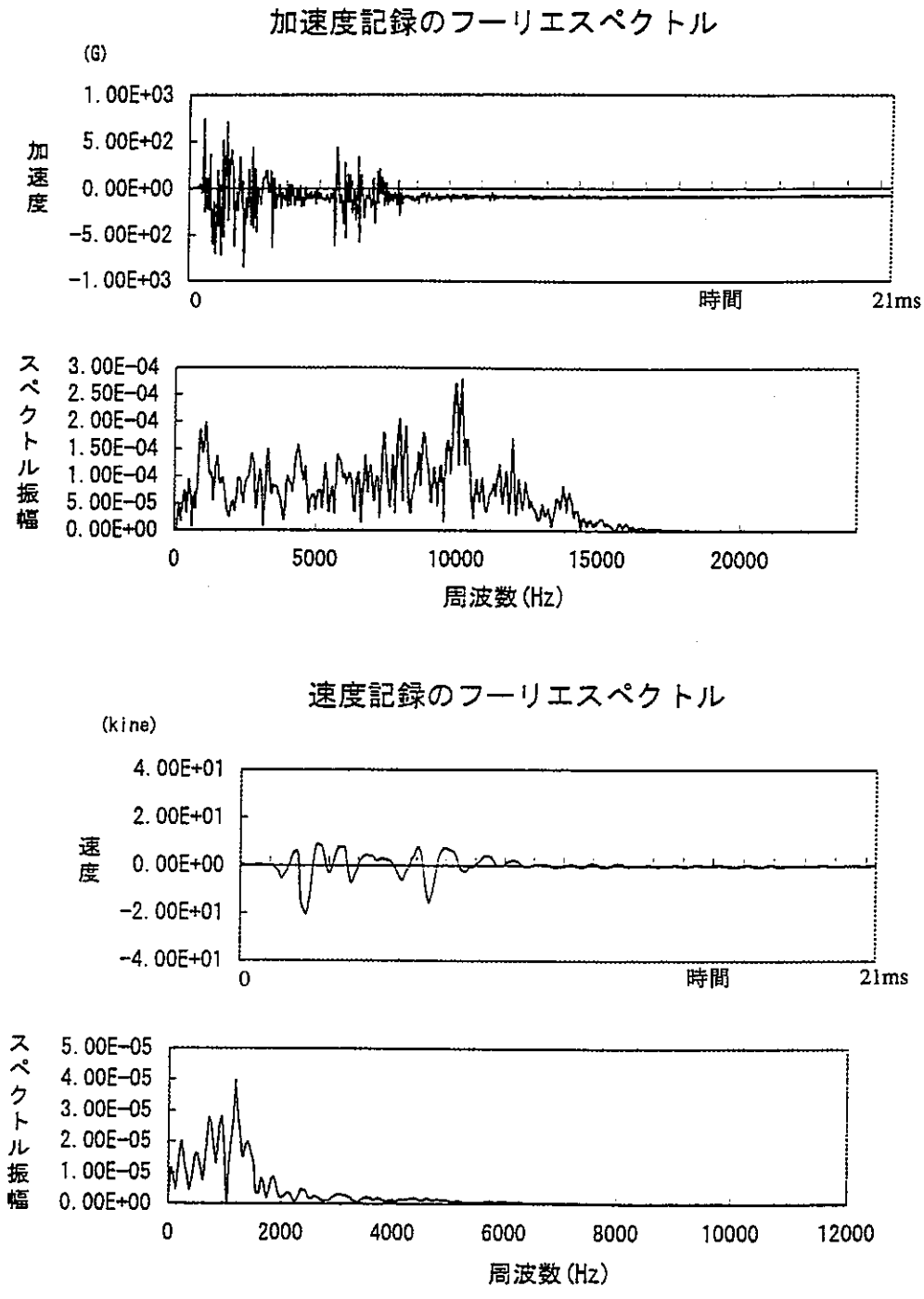


図6.3.19　フーリエスペクトル分析結果
10月27日

（５）加速度波形から速度波形への変換

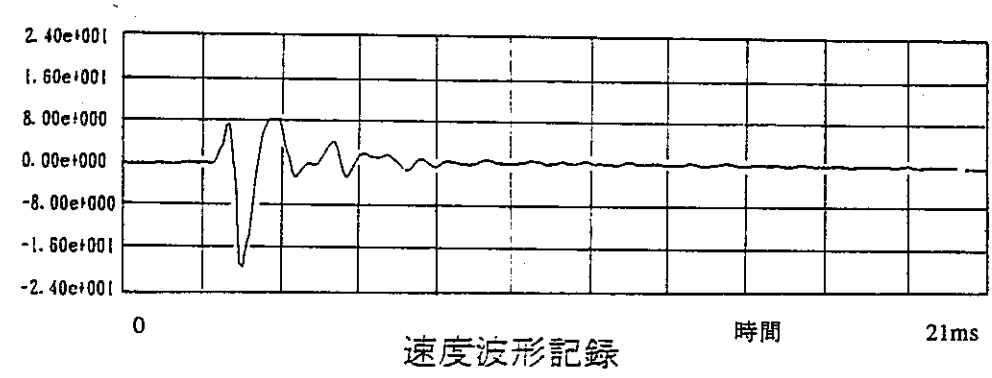
各発破毎の加速度計Ａの記録の内、初段とそれ以外の振幅の大きな波形を選定し、数値積分により速度波形記録に変換した。結果の一例を、図6.3.20,図6.3.21に示すとともに、変換した全ての結果を巻末に示した。なお、積分に際しては、バンド幅を数種類変えたバンドパスフィルターを通した後、計算を行った。

結果より分かるように、速度計の周波数特性が1kHzより高い領域では感度が落ちているため、バンド幅600～3000Hzのフィルターを通した波形の積分結果が、速度計の記録に最も近い。ただ、加速度計の記録から変換した速度波形と速度計の波形では、位相や細かな形状にかなりの相違が見られる。

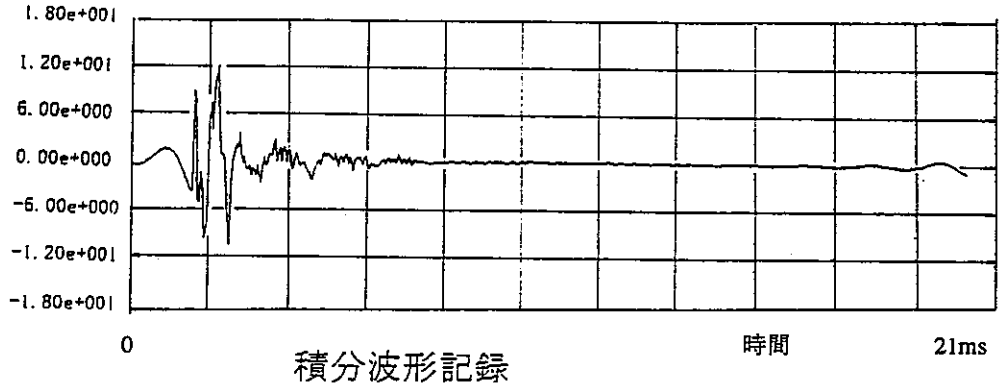
表6.3.5に速度計による振幅と加速度波形から変換した速度波形の振幅とを比較して示した。同表から分かるように、加速度波形から変換した速度波形の場合、バンド幅を狭くし、高周波成分をカットするにしたがって振幅値は小さくなっている。最も影響が大きい場合、３kHz 以上の周波数成分をカットすることにより,振幅が約１／２になっている。したがって、振幅を正確にと求めるためには, 高周波成分（10kHz 前後）まで測定する必要がある。

加速度波形から変換した速度振幅と、速度計による振幅とを比較すると、測定方向や周波数特性が異なっていることもあって、オーダー的には一致しているものの、前者の方が振幅が大きい場合も後者の方が振幅が大きい場合もある。両者の間には、最大４倍程度の振幅の違いが見られる。

以上の検討から、振幅をきちんと求めるためには、高周波成分まで測定する必要があり、そのためには、加速度計を用いて測定した加速度記録から、数値積分あるいは積分回路等を用いて速度波形に変換する方法が良いと考えられる。なお、数値積分によって変換する場合、フィルターの幅等によって波形や振幅値が変化するため、積分に際しては、予め最適なバンド幅を求めておくことが必要である。

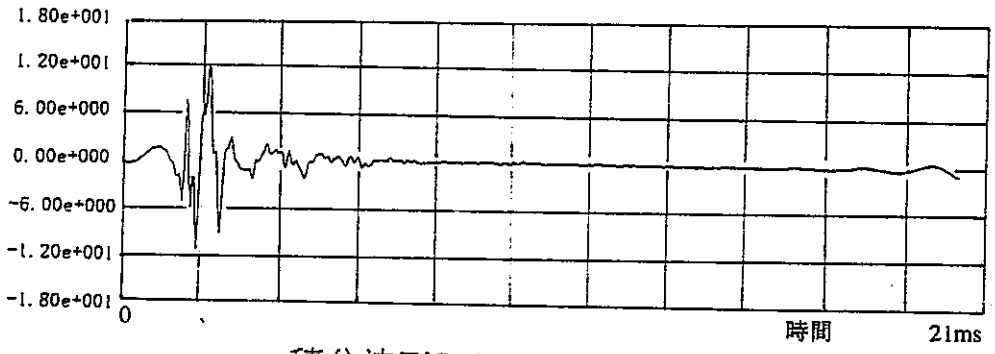


速度波形記録



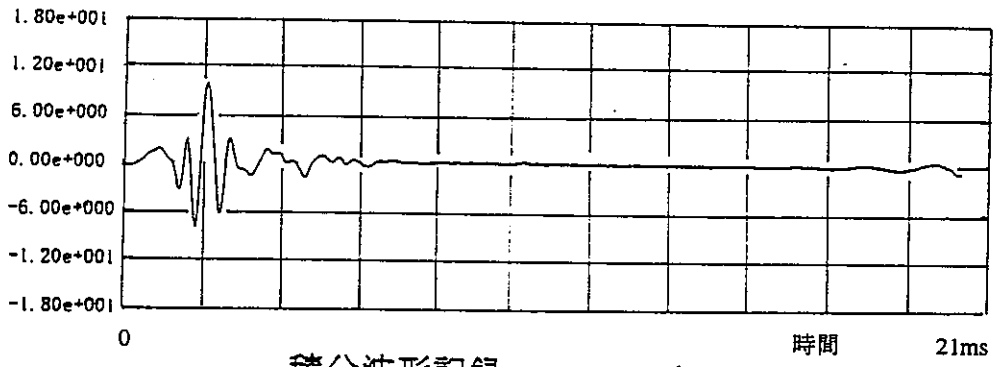
積分波形記録

バンド周波数(600～12000Hz)



積分波形記録

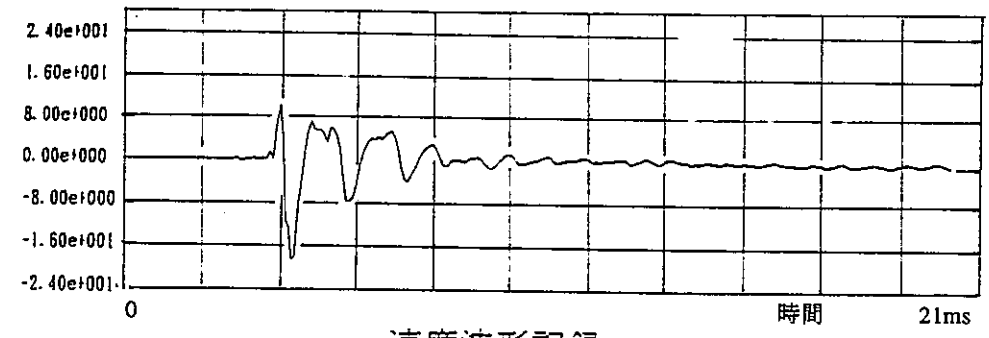
バンド周波数(600～6000Hz)



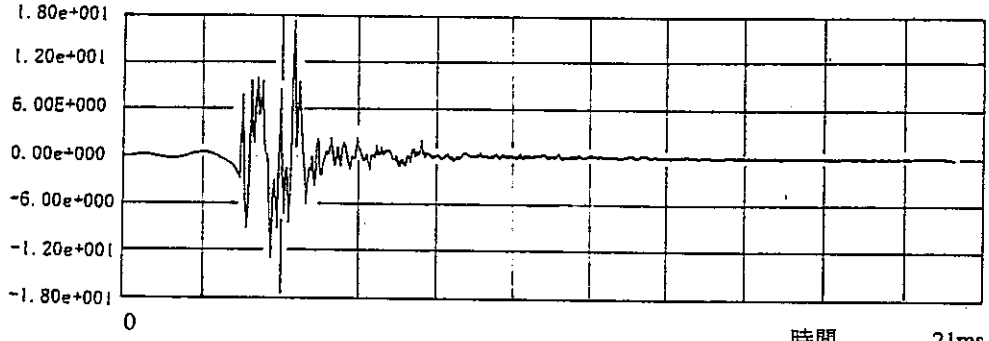
積分波形記録

バンド周波数(600～3000Hz)

図6.3.20　加速度波形から変換した速度波形例

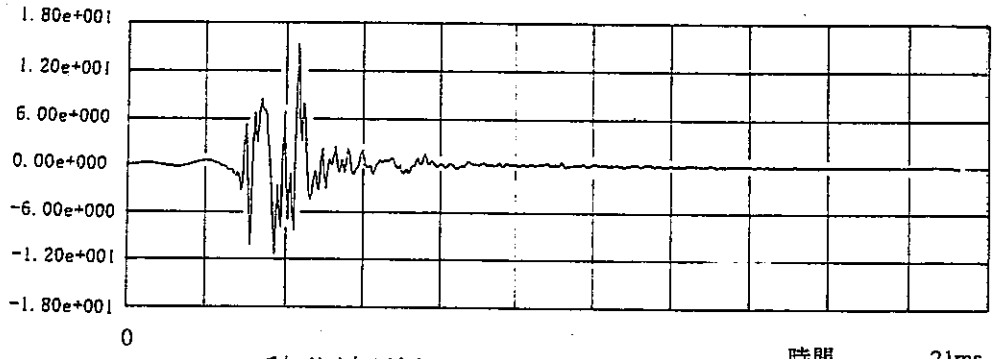


速度波形記録



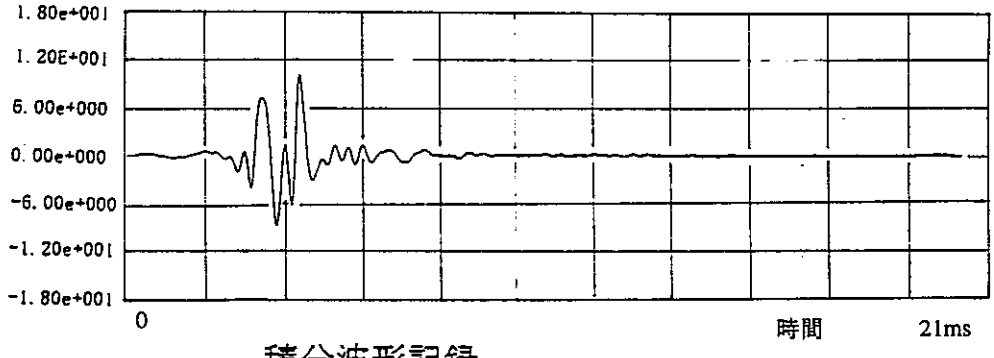
積分波形記録

バンド周波数(600～12000Hz)



積分波形記録

バンド周波数(600～6000Hz)



積分波形記録

バンド周波数(600～3000Hz)

図6.3.21　加速度波形から変換した速度波形例

表6.3.5　速度記録と加速度から変換した速度記録の振幅値

測定月日	記録番号	速度計の波形	加速度記録から変換した速度波形		
			600～3000Hz	600～6000Hz	600～12000Hz
10/18	①	19kine	10kine	15kine	17kine
	④	20	9	12	12
10/20	①	17	35	40	40
	⑨	24	11	16	19
10/23	①	26	17	23	23
	⑦	35	29	34	40
10/25	①	39	24	26	26
	②	10	20	23	26
10/27	①	21	26	29	30
	⑩	6	24	24	25

（6）振幅と距離の関係

前に述べたように、今回得られた発破振動の記録の場合、初段だけは、複数の発破孔からの振動が重なっているが、2段目以降は、大部分の場合、発破孔毎に分離した振動波形が得られている。したがって、今回のような近距離における発破振動の振幅と距離の関係について定量的に検討するためには、各発破孔毎に振幅、距離、装薬量を求め、それらの関係について検討する必要がある。しかし、今回の測定では、各発破孔毎の振動波形を測定する計画にはなっておらず、このような検討を行うことはできなかった。そこで、複数の発破孔からの振動が重なっている初段について、参考までに、加速度計Aならびに速度計で得られた最大振幅値と切羽からの距離との関係を求めてみた。その結果を図6.3.22に示す。初段の発破の場合、発破孔が4孔あり、それぞれ振動計からの距離が異なるため、ここでは以下のように切羽の中心部分に振動源があるものとし、距離Lは発破掘削部中心からセンサまでの直線距離とし、次式で求めた。

$$L=\sqrt{\left\{(R+\Delta R/2-20)^2+(2+r)^2\right\}}$$

R：発破前の切羽の位置(m)

ΔR：掘削長(m)

r：計測坑道の半径(m)　ただし坑道 半径rは、1.5mとする。

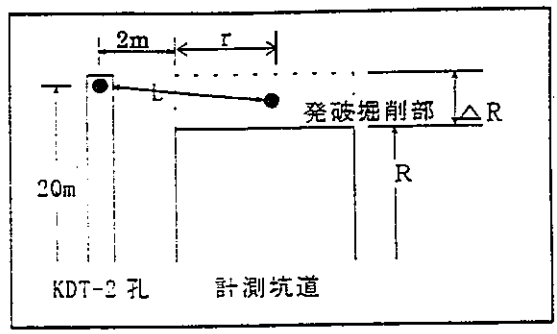
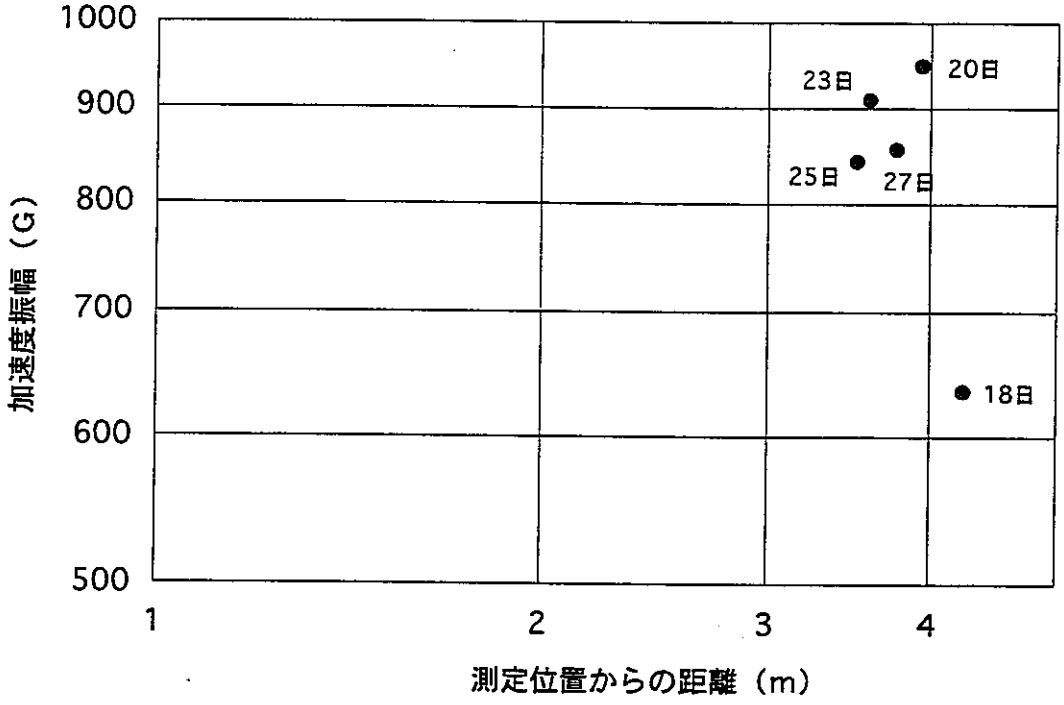


表6.3.6に各発破時の振動計の位置と切羽との関係を示す。また、加速度振幅、速度振幅と距離の関係を図6.3.22に示す。測定点と発破点との距離の変化が小さいこと、今回は1箇所にしか振動計を設置していないことなどから、振動の距離減衰についてはっきりしたことは分からないが、距離とともに振動の大きさが減衰する傾向が認められる。

表6.3.6　発破位置と振動計との距離

測定月日	切羽位置(R)	削孔長(△R)	距離(L)
10/18	16.3m	1.3m	4.24m
10/20	16.9m	1.3m	3.94m
10/23	17.9m	1.3m	3.59m
10/25	18.9m	1.3m	3.51m
10/27	20.1m	1.3m	3.77m



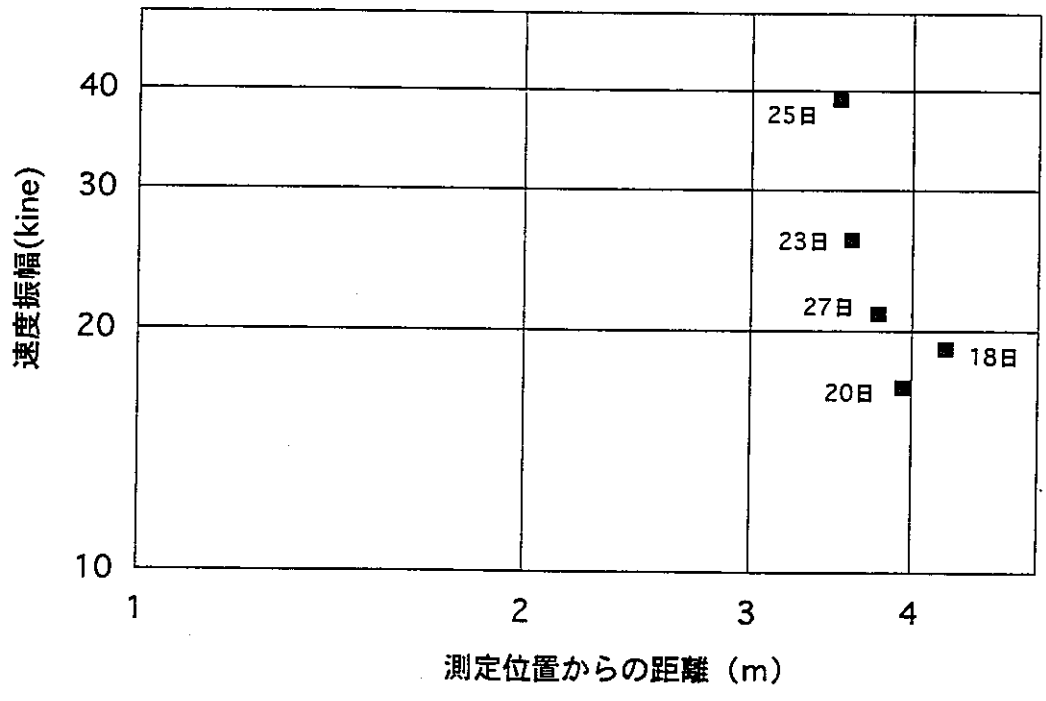


図 6.3.22　初段の加速度、速度振幅と距離との関係
（ともに両対数表示）

（7）周辺孔発破時の振動

（3）に示したように、7段目に対応する周辺孔での発破による振動は、他段の発破による振動の大きさに比較するとかなり小さい。このため、記録よりこの部分のデータを切り出し、振幅の大きさならびに周波数分析を実施した。求めた振幅の値を表6.3.7に、周波数分析結果を図6.3.23～図6.3.27に示す。なお波形記録については、巻末に示した。

振幅の大きさを見ると、１０月２７日の発破では、初段発破時の加速度値が856Gであるのに対し、周辺孔の発破時の加速度は564Gとそれほど大きな違いはないが、それ以外の日の発破では、他段の発破に比べ周辺孔の発破時の加速度は1/5～1/4とかなり小さいことが分かる。なお、前にも述べたように、今回の発破では、後段になるにしたがい発破時刻のばらつきが顕著になっているので、１０月２７日の発破において、7段目と判定した振動波形が、6段目または8段目の発破による振動波形である可能性も否定できない。

次に、周波数分析結果を見ると、どの日の発破でも8ｋHz～10ｋHz付近にスペクトルのピークが見られ、初段ならびに最大振幅時のスペクトルとそれほど大きな相違は認められない。

6.3.4 測定方法の評価

（1）振動計の設置方法

前に述べたように、今回の測定では、埋設した振動計は正常に作動しており、特に設置方法による問題はなかった。周波数が数十ｋHzといった非常に高周波の振動を正確に捉えるためには、振動計を岩盤と一体となるように固定することが重要であり、今回のようにセメントミルク等で完全にグラウトする方法が最良の方法であると考えられる。

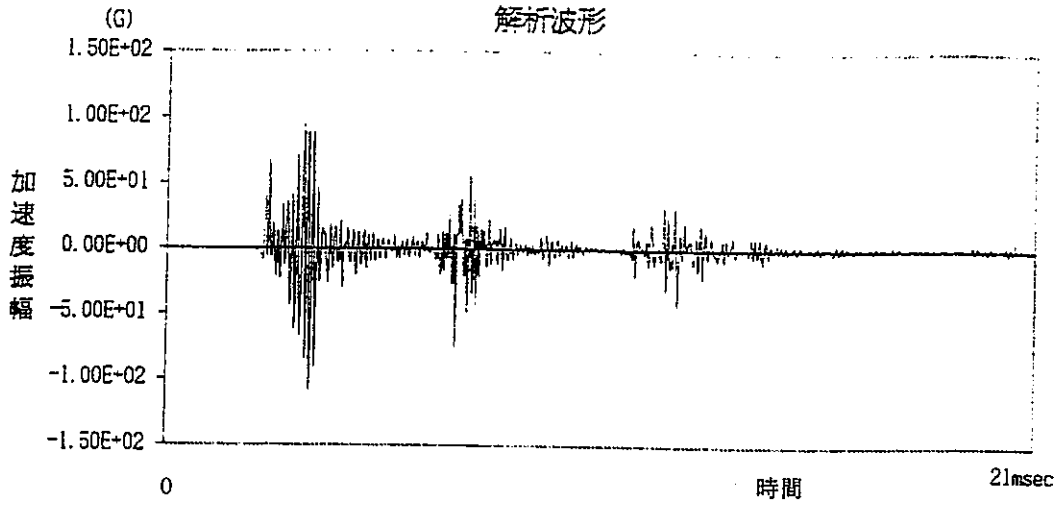
（2）振動計について

今回の測定では、感度の異なる２種類の圧電型加速度計（加速度計Ａと加速度計Ｂ）と動線輪型の速度計の３つの振動計を埋設した。

今回測定された加速度最大値は約1000Ｇである。加速度計Ｂは、測定可能な最大振幅が212Ｇと小さいので、データを取得することができなかった。加速度計Ａは、測定可能な最大振幅が10000Ｇなので、まだ充分な余裕がある。来

表6.3.7　周辺孔発破による振動の大きさ

	10月18日	10月20日	10月23日	10月25日	10月27日
加速度振幅	100G	126G	265G	192G	564G
速度振幅	2kine	2kine	3kine	4kine	7kine



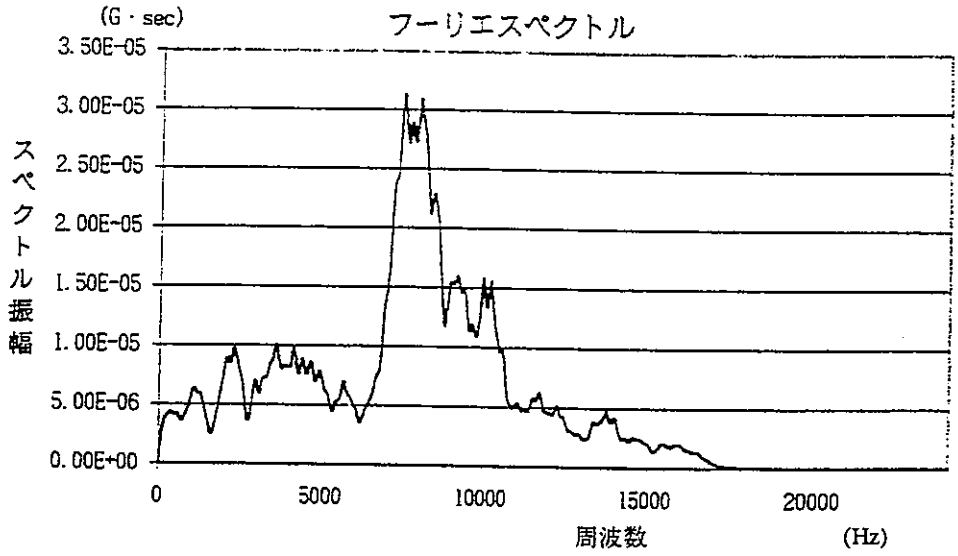
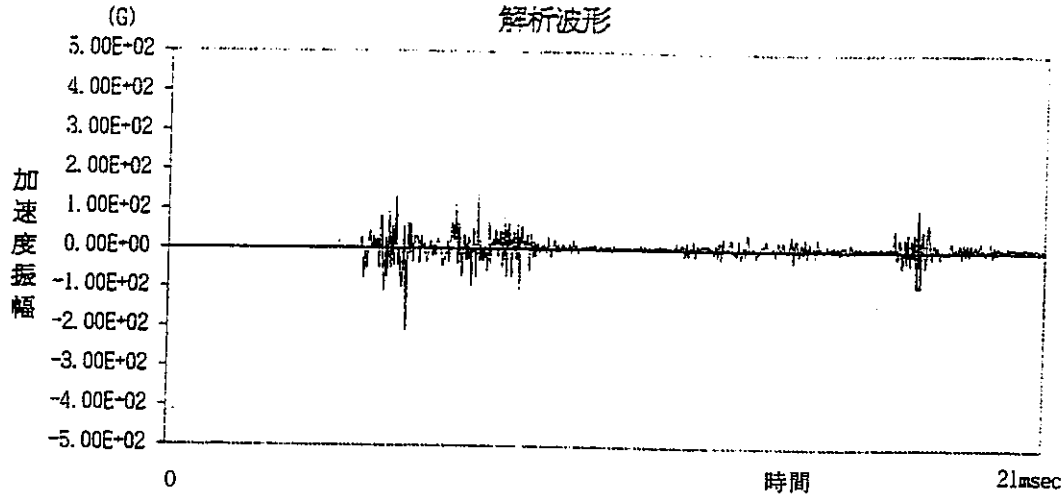


図6.3.23　周辺発破のスペクトル分析結果
（10月18日測定）



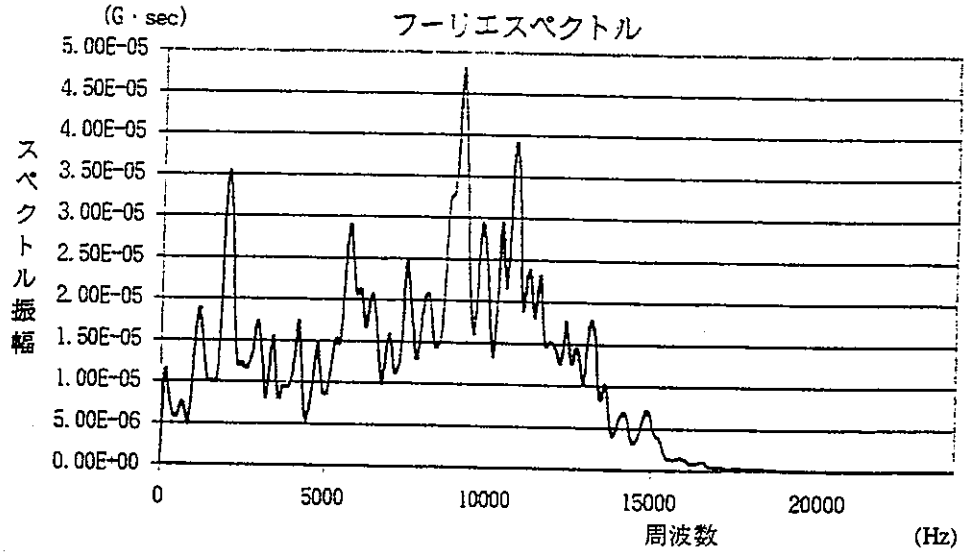
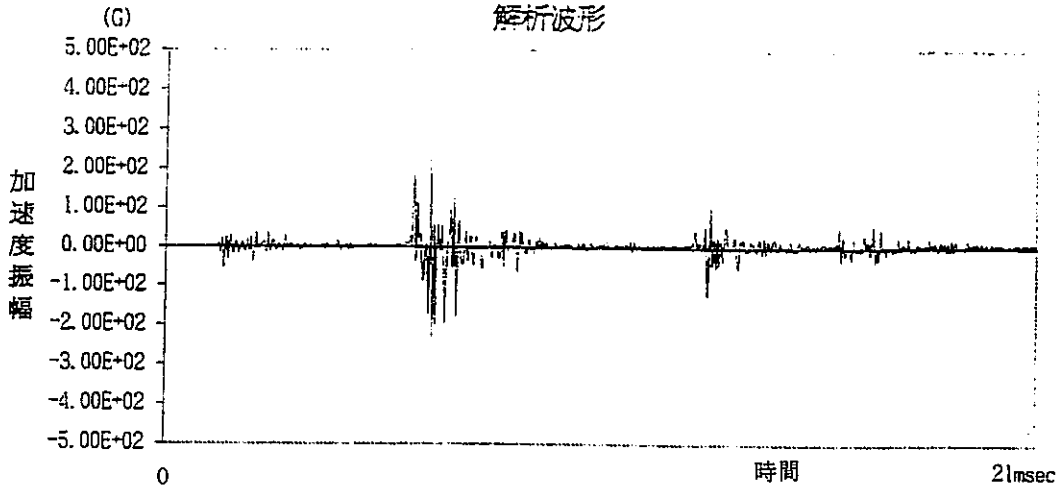


図6.3.24　周辺発破のスペクトル分析結果
（10月20日測定）



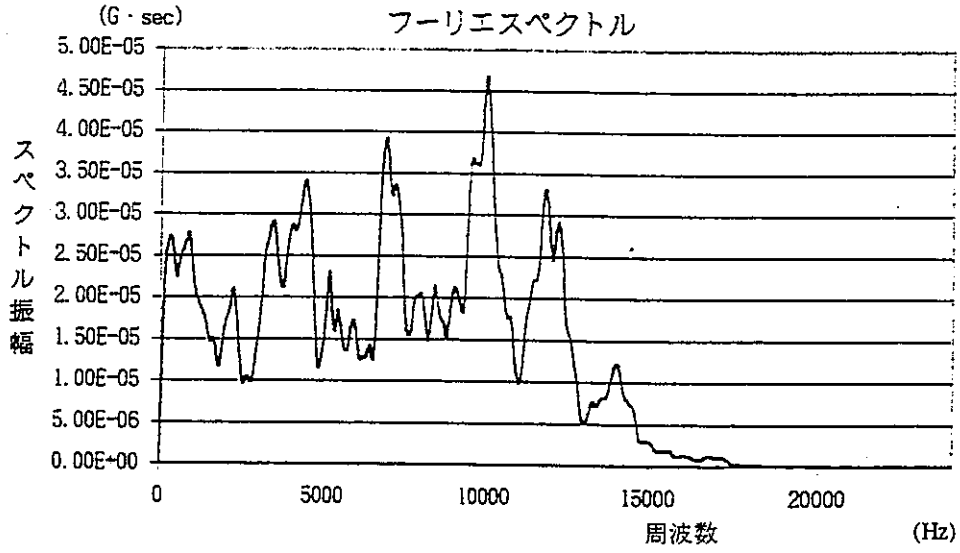
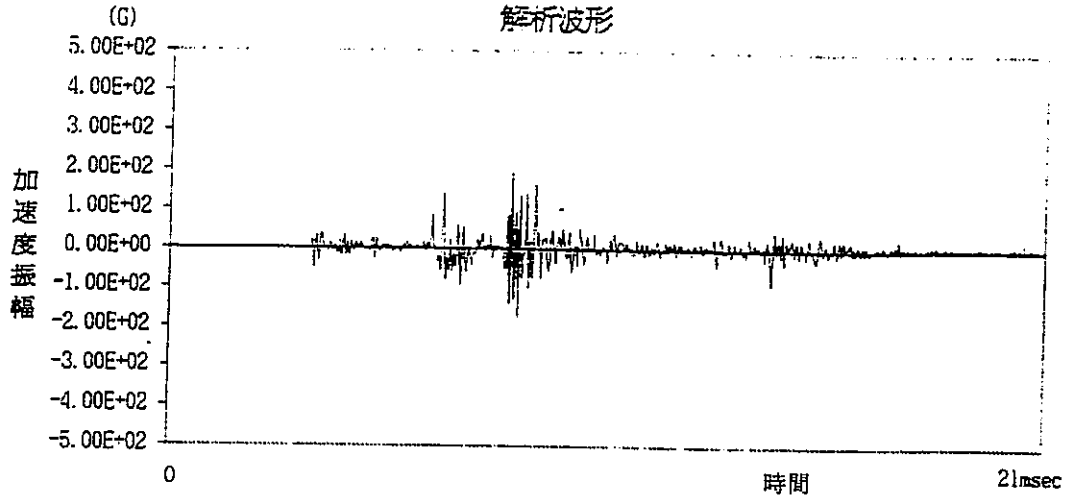


図6.3.25　周辺発破のスペクトル分析結果
（10月23日測定）



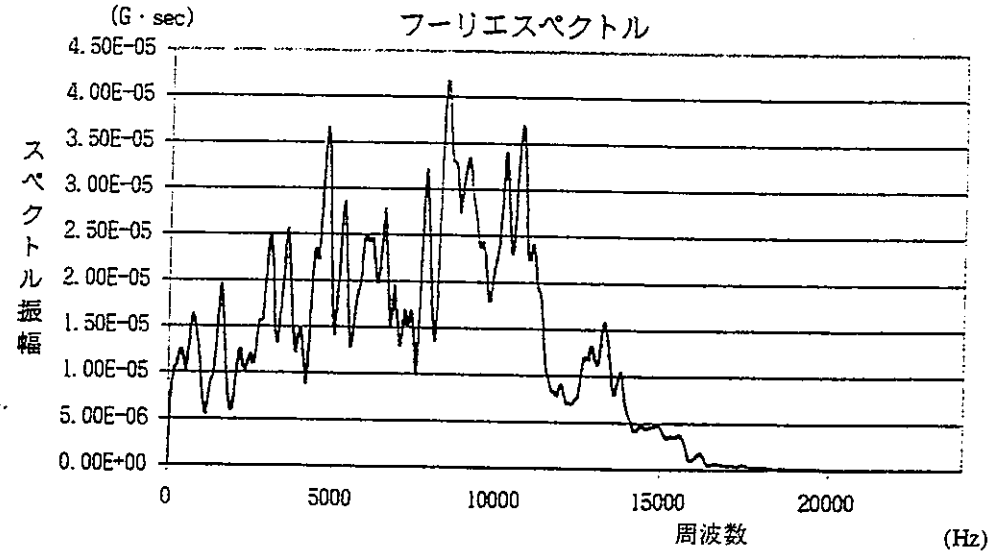
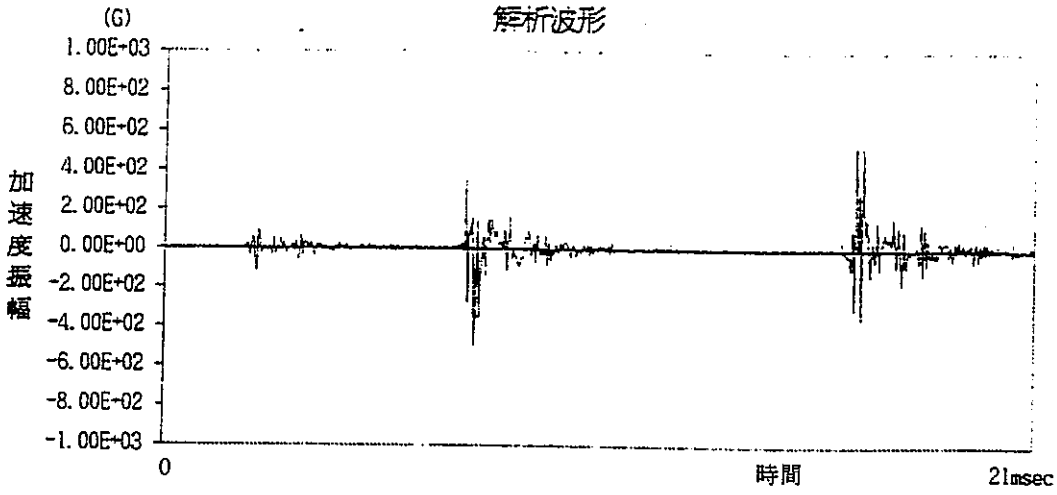


図6.3.26　周辺発破のスペクトル分析結果
（10月25日測定）



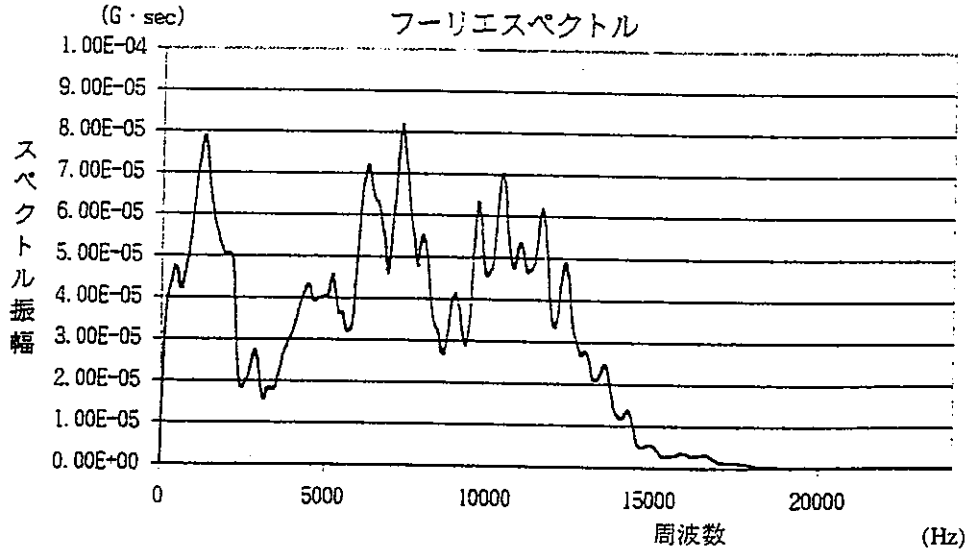


図6.3.27　周辺発破のスペクトル分析結果
（10月27日測定）

年度の試験においては、より近接した距離において測定を実施する予定であることを考慮すると、加速度計Aを用いて測定を行うのが適当であると考えられる。ただし、加速度計Aの場合、衝撃的な振動とともにﾄﾞﾘﾌﾄのような非常に低周波のノイズが生じる場合が多かった。このノイズは、全記録に見られるものではなく、幾つかの記録の中に見られることから、振動計ではなくアンプによるノイズと考えられる。したがって、今後加速度計Aを用いる場合にはノイズ対策について検討する必要がある。

一方速度型のセンサーは、今回の測定では最も安定したデータが得られており、周波数特性等が満足出来れば、今回のような測定には速度計が適している。しかし、速度計については、前に述べたように、今回使用したものも含めて、機構的に高周波数帯域まで平坦な特性を持たせることが難しく、現在製作されているものでは、測定可能な周波数が最高1kHz程度までである。加速度計Aによる振動測定データについて周波数分析を行った結果によれば、卓越周波数は8～10kHzであるという結果が得られており、周波数1kHzでは明らかに低すぎる。また速度計は加速度計に比べると大きさが大きいため、1孔に多数の振動計を設置する場合には、設置が困難となる場合もある。したがって、近接発破の場合に最も一般的に行われている方法である、充分に高周波成分まで測定を行うことのできる加速度計を用いて測定を行い、それを積分することによって速度波形に変換するという方法が最も適当であると考えられる。

ところで今回の測定では3種類の振動計のいずれについても、水平動1成分だけの測定を行った。一般に、近接発破振動の測定を行う場合、掘削の進行に伴い、発破点と振動計の設置位置との関係が変化するので、振動が最大になる方向も変化する。したがって、1成分のみの測定で、振動が最大となる方向と振動の最大値を求めることはできない。今後同様な測定を行う場合は、3成分の測定を行うことが必要であると考えられる。

（3）計測システムについて

今回の測定結果を見ると、加速度計による卓越周波数が10kHz程度と非常に高いため、少なくとも周波数特性が20kHz程度の記録装置が必要である。また、段発発破の場合、段数が多くなると収録するデータ数が非常に多くなる。したがって、このような測定を行うには、今回と同様に、ディジタルデータレコーダーを用いるのが適当であると考えられる。

今後はさらに多成分の測定を同時に行うことが予想されるが、それに対応できる記録器としては、例えば、8mmﾋﾞﾃﾞｵﾃｰﾌﾟ等を使用したディジタルデータ

レコーダーがある（最近のものでは、16ch、32chでサンプリング周波数48ｋHzのものがある）。

（４）振幅～距離～装薬量関係について

発破による構造物や岩盤の損傷を問題にする場合、一般に、測定データから振幅～距離～装薬量関係を求め、それに基づいた検討を行っている。今回の測定では、以下の二つの理由により振幅～距離～装薬量関係を正確に求めることができなかった。

・前に述べたように、各センサーについて、１成分の測定しか行っていないので、振幅の最大値を把握することが困難であった。

・今回の測定により明らかになったことは、近接した発破の場合、一般に発破孔毎に分離した振動波形が得られるということである。したがって、このような近距離における発破振動の振幅と距離の関係について定量的に検討するためには、各発破孔毎に振幅、距離、装薬量を求め、それらの関係について検討する必要がある。しかし、今回の測定では、各発破孔毎の振動波形を測定する計画になっておらず、個々の振動波形について、対応する発破孔の位置を特定することが困難であった。

来年度の試験時において、振幅～距離～装薬量関係について定量的に検討を行うことができるようにするためには、３成分についての測定を行うことおよび個々の振動波形について、発破孔の位置が特定できるような方法で発破を行うことが重要である。

6.3.5　まとめ

次年度に実施する予定の掘削影響試験の準備として、計測坑道掘削時に、今後の本測定に際しての振動計の選定、設置等に関する基礎データを得ることを目的として、計測坑道掘削時に、予備測定としての発破振動の測定を実施した。その結果次のことが明らかになった。

１）今回の測定では、加速度レンジの大きな（最大加速度１万Ｇ）の加速度計が最良の結果を与えた。周波数が数十ｋHzといった非常に高周波の振動を正確に捉えるためには、加速度計を岩盤と一体となるように固定することが重要であり、今回のようにセメントミルク等で完全にグラウトする方法が最良の方法であると考えられる。

２）加速度計による振動測定の結果、卓越周波数は、概ね8kHz～10kHzに見

られ、振幅を正確に求めるためには、高周波成分まで測定することが重要であることがわかった。そのためには、今回と同様な加速度計を用いて測定する方法が良いと考えられる。速度計の場合、測定可能な周波数が明らかに低すぎ、今回のような測定には適さない。

3）今回測定された加速度最大値は約1000Gである。来年度の試験においては、より近接した距離において測定を実施する予定であることを考慮すると、今年度使用した加速度計Aのように、測定可能な最大振幅が10000G程度の加速度計を用いて測定を行うのが適当であると考えられる。

4）今回のような近距離発破の場合、基本的には、発破孔毎に分離した振動波形が得られることがわかった。したがって、近距離における発破振動の振幅と距離の関係について定量的に検討するためには、各発破孔毎に振幅、距離、装薬量を求め、それらの関係について検討する必要がある。そのためには、今回の測定とは異なり、個々の振動波形について、発破孔の位置が特定できるような方法で発破を行うこと、および3成分についての測定を行うことにより振幅を正確に求めることが重要である。

7.室内岩石物性試験

7.1　試験概要

室内岩石物性試験は、対象岩盤の母岩の基本的物性値を求めるとともに原位置試験結果と併せて掘削影響領域の評価するデータの取得、掘削解析を行う際の岩盤物性の入力データの取得を目的としている。そこで、室内試験に用いる試料の採取は以下の点を考慮して実施した。

1)き裂・変質部のないインタクト部の供試体とする。

2)供試体は次年度に掘削する試験坑道の掘削影響領域の評価を勘案して、試験坑道周辺領域から採取する。

これらの条件に基づいて採取した供試体の採取位置と実施した試験項目等のまとめたものを表7.1.1に示す。

表7.1.1　室内試験項目一覧表

試験項目	試験基準	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞNo.	No.	深　度	備　考	
物理試験	KDK S 0503 JIS A 1203	KDA-2	1	20.70～20.82m	一軸用	
		KDA-2	2	20.82～20.88m	引張用	
		KDA-2	3	20.88～21.00m	三軸用	
		KDA-2	4	21.00～21.12m	一軸用	
		KDA-2	5	21.12～21.18m	引張用	
		KDA-2	6	21.18～21.30m	三軸用	
		KDA-2	7	21.46～21.58m	一軸用	
		KDA-2	8	21.58～21.64m	引張用	
		KDA-2	9	21.88～22.00m	三軸用	
		KDA-2	10	20.08～20.20m	三軸用予備	
		KDA-2	11	22.00～22.12m	三軸用予備	
		KDS-3	12	20.00～20.12m	一軸用予備	
		KDS-3	13	20.88～21.00m	一軸用予備	
		KDS-3	14	21.88～22.00m	一軸用予備	
一軸圧縮強度試験	JIS M 0302	KDA-2	1	20.70～20.82m	一軸用	
		KDA-2	4	21.00～21.12m	一軸用	
		KDA-2	7	21.46～21.58m	一軸用	
		KDS-3	12	20.00～20.12m	一軸用	
		KDS-3	13	20.88～21.00m	一軸用	
		KDS-3	14	21.88～22.00m	一軸用	
引張圧裂強度試験	JIS M 0303	KDA-2	2	20.82～20.88m	引張用	
		KDA-2	5	21.12～21.18m	引張用	
		KDA-2	8	21.58～21.64m	引張用	
高圧三軸強度試験	ISRMの指針	KDA-2	3	20.88～21.00m	側圧	10MPa
		KDA-2	6	21.12～21.38m		20MPa
		KDA-2	9	21.88～22.00m		40MPa

7.2 岩石物理試験

採取した全ての岩石に対して、基本的物理量を測定する。

7.2.1 密度試験

体積をノギス（キャリパー法）によって算出し、湿潤密度ρtを次式によって求めた。

$$\rho t = \frac{m}{V}\left(g/cm^3\right) \tag{7.2.1}$$

7.2.2 有効間隙率

試料として50gf以上の任意形状の魂を選定する。まず、自然状態の試料の空中重量（W1）を選定後、試料を72時間以上水浸する。水浸後の強制湿潤状態の水中重量（W4）を測定する。次に、試料を水浸容器から取り出し、湿った布で表面の水を拭き取ってから、強制湿潤状態の空気中重量（W3）を測定する。このとき、表面水のみを拭うとともに岩片を紛失しないように気をつける。この試料を乾燥炉に入れ80～110℃の設定温度で24時間以上乾燥した後、デシケーターに入れ室温にまで冷却する。この強制乾燥状態の空中重量（W2）を測定する。有効間隙率n_eは次式のようになる。

$$n_e = W_3 - W_2 / W_3 - W_4(\%) \tag{7.2.2}$$

7.2.3 含水量試験

含水比は、岩片を用いてJIS A 1203(1978)「土の含水量試験法」に準拠する。この方法では、湿潤試料をＷｃの容器に入れ、試料と容器の合計の重量(Ｗａ）を測定し、次に110℃で一定質量になるまで炉乾燥し、デシケータ内で室温まで冷ました後、再び重量（Ｗｂ）を計る。含水比Ｗｎは

Ｗｎ=湿潤試料中の水の重量／強制乾燥試料の重量

$$= \frac{Wa - Wb}{Wb - Wc}(\%) \tag{7.2.3}$$

7.2.4　超音波速度試験

7.2.4.1　目的

本試験は岩石の動的な特性を把握するために、超音波を用いて弾性波速度を求めることを目的としている。

7.2.4.2　試験方法と結果の整理方法

(1)試験方法

超音波速度試験には超音波パルスが岩石試料内部を伝播する速度を直接測る透過法と境界面での反射パルスを利用する反射法があるが、今回はパルスの波長に比して十分に長い岩石試料を透過する超音波によって速度を決定する前者の方法を用いた。今回の試験で用いた機器の仕様を表7.2.4.1に示す。

表7.2.1　超音波速度試験装置仕様

機器名	機種名	メーカー	備考
パルス発生器	NSPG-50A	開発電子（株）	
振動子	USD-30WN	開発電子（株）	100KHz
	UPD-30W		100KHz
シンクロスコープ	SS-6611	岩崎通信機（株）	

(2)結果の整理方法

超音波速度試験では、試験で得られる弾性波の透過時間と供試体の長さからP波およびS波の速度V_P、V_Sが求められる。また、V_P、V_Sと単位体積重量γ_tから動弾性係数が求められる。

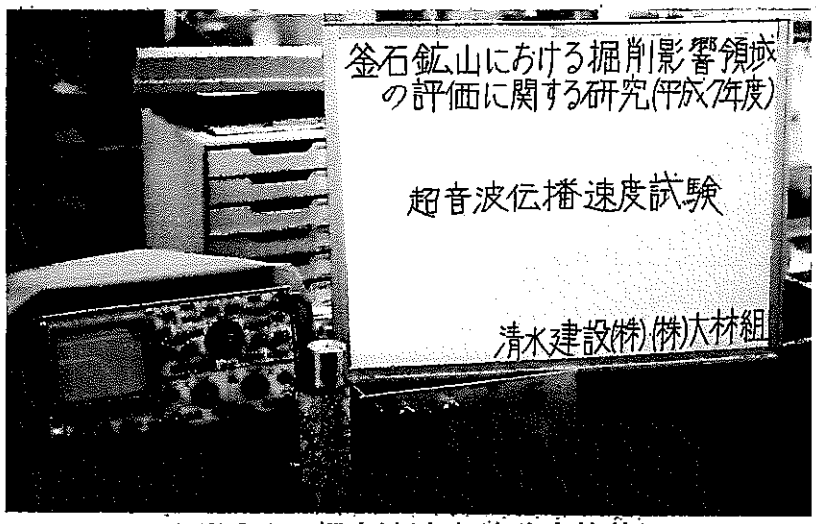


図7.2.1　超音波速度試験実施状況

7.3　一軸圧縮強度試験

7.3.1　目的

一軸圧縮強度を求めるとともに解析で用いる母岩の力学的入力定数を得ることを目的とする。

7.3.2　試験方法

本試験はJISの「M 0302-岩石の圧縮強さ試験方法」に基づいて実施した。
試験装置の仕様を表7.3.1に示す。

表7.3.1　一軸圧縮試験装置仕様

機器名	機種名	メーカー	備考
圧縮試験器	MAC-100	（株）森試験器製作所	最大荷重100t
荷重計	CLP-100S	（株）東京測器研究所	
動ひずみ測定器	DPM-611A	（株）共和電業	
ひずみゲージ	KFG-10-120-D16-11,他	（株）共和電業	
計測、記録装置	PC-286VG	エプソン	

図7.3.1　一軸圧縮試験実施状況

7.4　高圧三軸試験

7.4.1　目的

三軸圧縮応力下における岩石の強度を測定することを目的とし、この試験によって破壊包絡線を決めるのに必要な値を得る。この包絡線から求められる内部摩擦角φ(度)とみかけの粘着力C(MPa)のせん断特性は弾塑性解析における Drucker-Prager破壊基準（α, κ）に供される。

7.4.2　試験方法

本試験はISRM指針の「４．岩石の三軸圧縮試験法の指針」に基づいて実施した。　試験時の側方向圧力は、試料採取位置の土被り（約730m）と単位体積重量（約27kN/m^3)から計算される上載圧σ=20MPaとし、0.5σ、σ、2σの3段階として試験を行った。高圧三軸装置の仕様を表7.4.1に示す。

表7.4.1　高圧三軸装置仕様

機種名	メーカー	備考
MIS-235-5-77	（株）圓井製作所	高剛性電気油圧サーボ方式 載荷フレーム形式：一体型 最大軸要領荷重：200tf（φ=100mm） 150tf（φ=50mm） 三軸セル最大側圧：500kgf/cm^2 試験試料寸法：φ50×100mm φ100×200mm 載荷ストローク：60mm 載荷速度：0.02～2mm/min 圧力検出法　軸圧：油圧センサー 側圧：油圧センサー 油圧装置　油圧力：210kgf/cm^2 油温冷却：水冷式 制御方式：電気油圧サーボ 軸圧制御内容：変位制御、荷重制御、 応力制御、ひずみ制御、 比例制御、他 データ収録：油圧等各センサーにADコンバータ付属収録用マイコンソフトにより収録

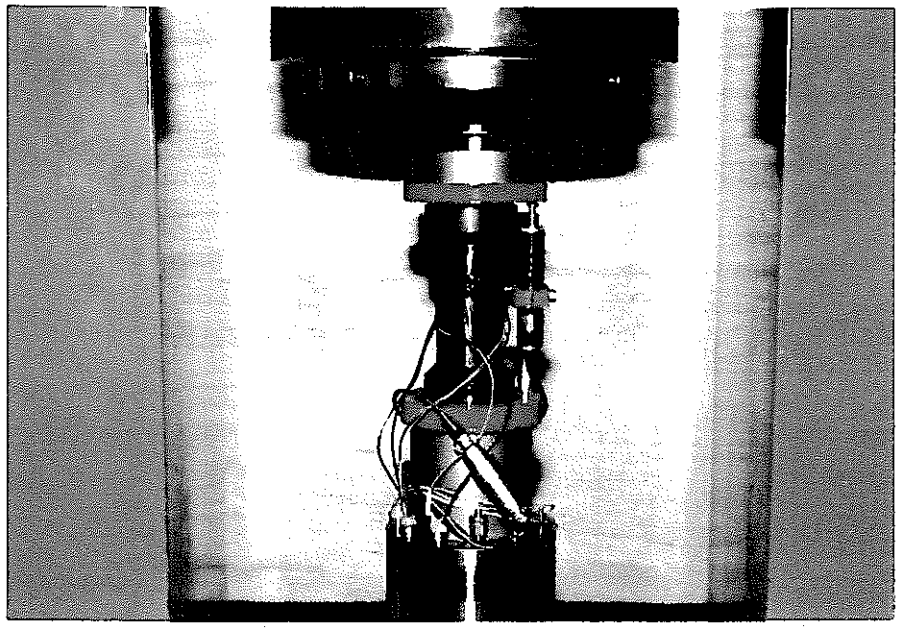


図7.4.1　高圧三軸試験実施状況

7.5　圧裂試験

7.5.1　目的

岩石試料の引張強度と解析に用いるべき入力物性値を求めることを目的とする。

7.5.2　試験方法

本試験はJISの「M 0303-岩石の引張強さ試験方法」に基づいて実施した。なお、圧裂試験装置は一軸圧縮試験と同じ（株）森試験器製作所製のMAC-100を用いた。

図7.5.1　圧裂試験実施状況

7.6　結果と考察

表7.6.1に室内試験結果の物性値一覧表を示す。また、表7.6.2に各物性値の平均値等を示す。

表7.6.2　各物性値のまとめ

物性	個数	単位	最大値	最小値	平均値
見掛比重（自然状態）	9	----	2.822	2.798	2.809
吸水率	9	%	0.27	0.23	0.25
有効間隙率	9	%	0.76	0.65	0.70
含水比	9	%	0.16	0.19	0.18
飽和度	9	%	76.79	57.89	69.97
密度	14	g/cm^3	2.789	2.769	2.783
P波速度	14	km/s	6.04	5.63	5.81
S波速度	14	km/s	3.41	3.13	3.25
一軸圧縮強度	6	MPa	149.8	144.9	146.4
静弾性係数	6	GPa	69.0	58.5	64.1
静ポアソン比	6	----	0.390	0.252	0.293
圧裂引張強度	3	MPa	10.79	8.51	9.69

図7.6.1に一軸圧縮強度試験の応力～ひずみ関係を示し、破壊状況を図7.6.2にを示す。すべての供試体が140MPaレベルの載荷圧で脆性破壊しているのがわかる。

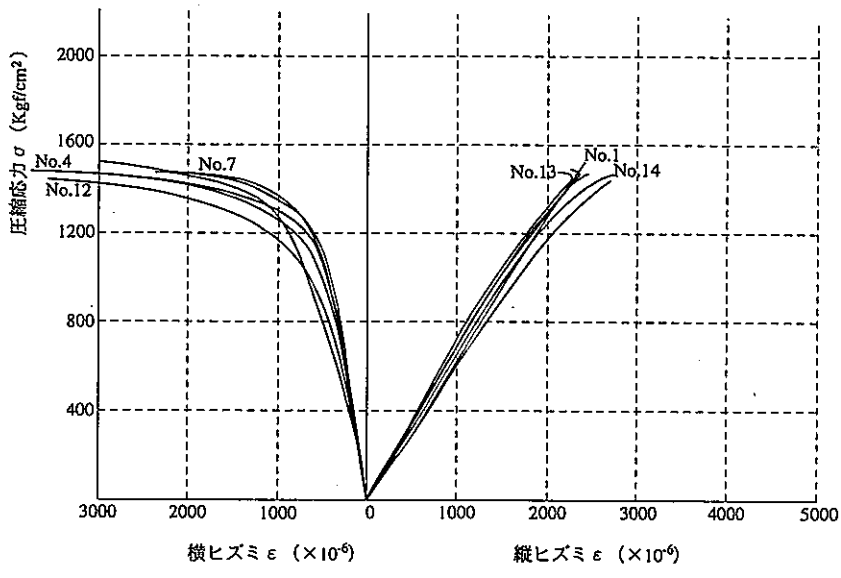


図7.6.1　一軸圧縮強度試験　応力～ひずみ曲線

表7.6.1　岩石試験結果一覧表

試料番号			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14
ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ孔名			KDA－2											KDS－3		
深　度（m）			20.70～20.82	20.82～20.88	20.88～21.00	21.00～21.12	21.12～21.18	21.18～21.30	21.46～21.58	21.58～21.64	21.88～22.00	20.08～20.20	22.00～22.12	20.00～20.12	20.88～21.00	21.88～22.00
物理特性	見掛比重	自然状態	2.799	2.800	2.798	2.803	2.809	2.809	2.822	2.818	2.821	予備試料				
		湿潤状態	2.801	2.802	2.800	2.805	2.810	2.811	2.824	2.821	2.824					
		乾燥状態	2.794	2.795	2.793	2.798	2.803	2.804	2.817	2.813	2.816					
	吸水率（%）		0.25	0.24	0.23	0.24	0.25	0.24	0.23	0.27	0.27					
	有効間隙率（%）		0.70	0.68	0.65	0.67	0.71	0.68	0.66	0.76	0.76					
	含水比（%）		0.19	0.18	0.16	0.18	0.19	0.18	0.16	0.18	0.16					
	飽和度（%）		76.79	73.33	66.67	74.14	75.86	72.22	66.67	66.13	57.89					
	密度（g/cm³）		2.785	2.783	2.784	2.788	2.789	2.785	2.787	2.787	2.778	2.783	2.777	2.780	2.769	2.786
	超音波伝播速度	VP（km/sec）	5.83	5.82	5.83	5.83	5.81	5.79	5.83	5.79	5.85	5.85	5.81	5.63	6.04	5.67
		VS（km/sec）	3.26	3.25	3.27	3.28	3.24	3.23	3.26	3.22	3.29	3.29	3.25	3.13	3.41	3.16
		動ヤング率(GPa)	75.4	74.9	75.7	76.1	74.6	74.1	75.4	73.8	76.4	76.5	74.7	69.5	81.6	71.4
		動ポアソン比	0.273	0.273	0.270	0.268	0.274	0.274	0.273	0.276	0.269	0.269	0.272	0.276	0.266	0.275
		動せん断弾性係数（GPa）	29.6	29.4	29.8	30.0	29.3	29.0	29.6	26.8	30.1	30.1	29.3	27.3	32.3	27.9
力学特性	一軸圧縮試験	圧縮強度（MPa）	149.8	－	－	144.9	－	－	146.3	－	－	－	－	146.4	146.3	144.9
		静ヤング率(GPa)	61.0	－	－	66.4	－	－	66.1	－	－	－	－	58.5	69.0	63.7
		静ポアソン比	0.390	－	－	0.287	－	－	0.266	－	－	－	－	0.307	0.256	0.252
	三軸圧縮試験	側圧σ_3（MPa）	－	－	9.915	－	－	19.839	－	－	39.217	－	－	－	－	－
		軸差応力σ_1-σ_3（MPa）	－	－	247.6	－	－	307.2	－	－	408.6	－	－	－	－	－
		粘着力C（MPa）	38.5													
		せん断抵抗角ϕ（°）	47.0													
	圧裂引張強度試験（MPa）		－	9.76	－	－	10.79	－	－	8.51	－	－	－	－	－	－

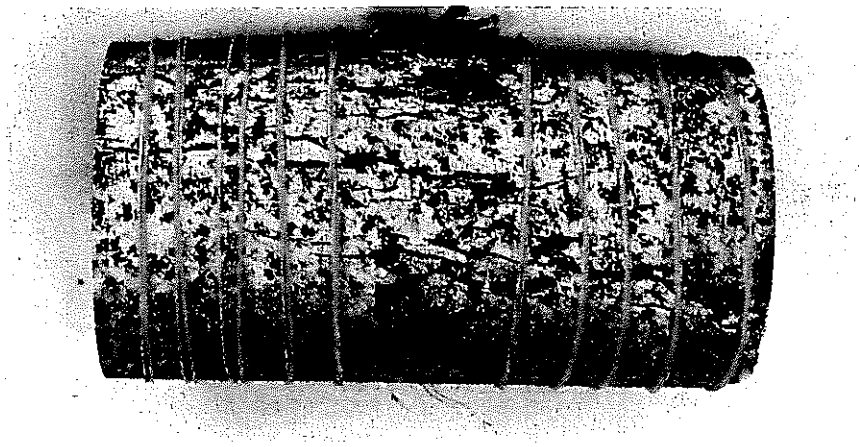


図7.6.2　一軸圧縮強度試験　破壊状況

以下に平成6年度に行った室内試験結果との比較を行う。平成6年度は既存坑道付近のKDK-1，KDK-2，KDK-3孔から採取した試料であり、採取深度は最大で4mである。図7.6.3は深度を指標に平成６年度と平成７年度の物理特性試験結果を比較したものである。超音波速度値の変化は特に認められない。一方、平成６年度の有効間隙率・含水比の試験結果はばらつきが多く、平成７年度のそれの試験結果は若干低下し、有効間隙率が0.70%、含水比が0.18%に落ちついている。図7.6.4は強度特性の比較を行ったものである。一軸圧縮強度について平成７年度の試験結果は平成６年度の試験結果に比べ、20MPa程度の強度増加が認められる。また、圧裂引張強度、変形特性（弾性係数、ポアソン比）については顕著な変化は見られない。以上の物理特性、強度・変形の物性値の比較から、平成7年度の母岩の諸特性は平成6年度と比べ若干異なっており、この要因としては試料採取深度を勘案すると掘削影響の有無による物性値の差が現れたものと考えられるが、ある物性値のみに差を示すだけで掘削影響が明確な要因として断定することはできない。

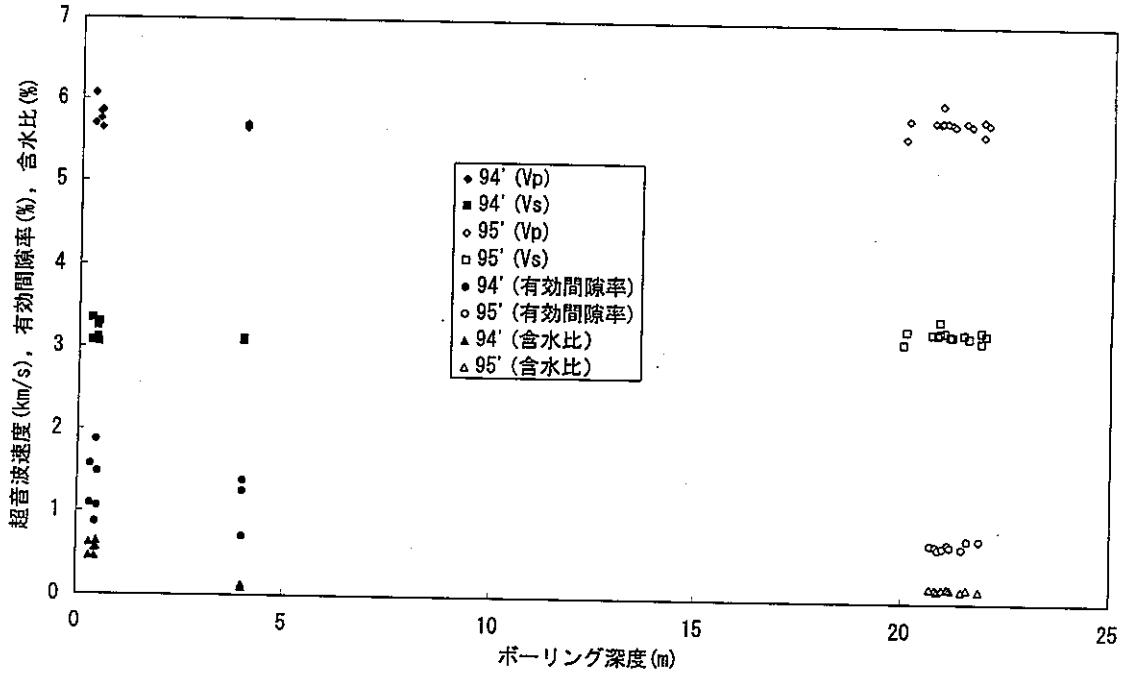


図7.6.3　物理特性の比較（平成6年度と平成7年度）

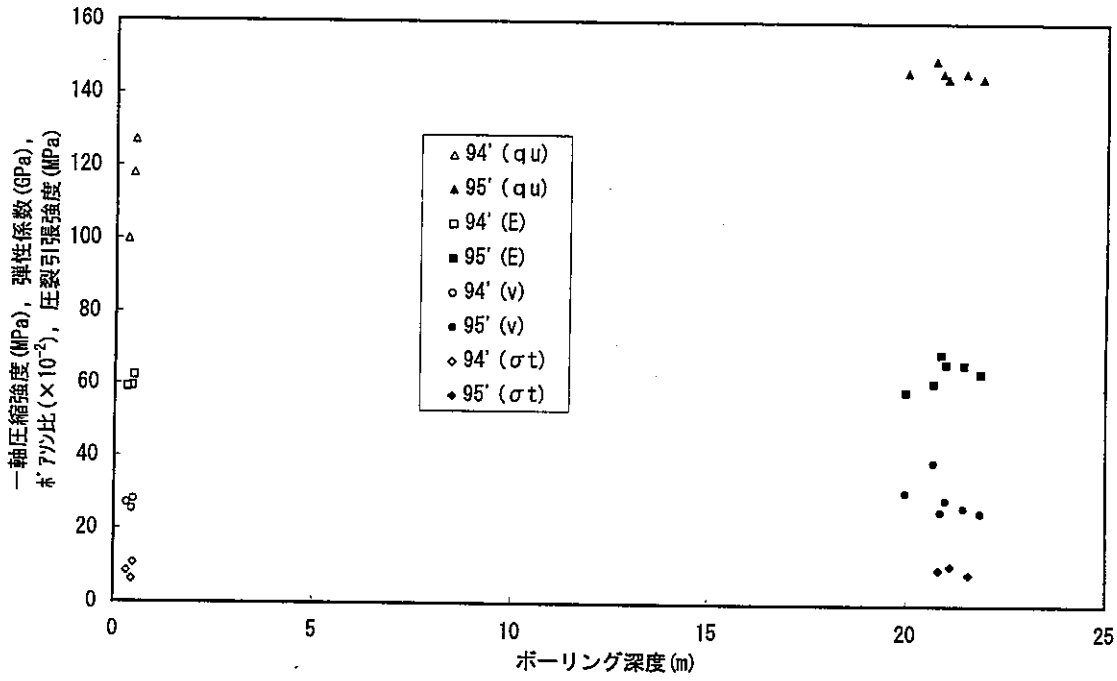


図7.6.4　強度・変形特性の比較（平成6年度と平成7年度）

図7.6.5は三軸圧縮強度試験の軸差応力～ひずみ関係を示す。高い拘束圧下にも係わらず延性破壊ではなく脆性破壊を起こしている。また、図7.6.6にモールの破壊包絡線を示す。これから粘着力(C)として38.5MPa、内部摩擦角(ϕ)が47°となり、平成6年度の結果（C=37MPa、ϕ=45°）より若干向上した。

図7.6.7にデータ量は少ないが、強度試験結果からHoek-Brownの破壊条件を求めたものである。図中には併せて平成6年度の結果に基づく破壊条件も示している。Hoek-Brownの破壊条件式は次式のように経験的な主応力関係を持つ。

$$\sigma 1 = \sigma 3 + (m \cdot \sigma c + s \cdot \sigma c^2)^{1/2} \qquad (7.6.1)$$

$\sigma 1$：破壊時の最大主応力

$\sigma 3$：破壊時の最小主応力

σc：一軸圧縮強度

m,s：岩石の性質と破壊の程度に依存する係数（ｲﾝﾀｸﾄ岩石　s=1）

Hoek-Brownの破壊条件は数多くの室内試験データからまとめられたものでGriffith理論と合致していることが報告されているが、Griffith理論のように明確な理論はなく、岩石の物理的特性と破壊に関する経験的な定数で特徴づけている。インタクトロックとして上式の係数mについてはこれまでの実験結果から岩質が以下のように分類されている。

a)m≒7：石炭などの結晶のへき開が発達している（石灰岩、白雲岩、大理石等)。
b)m≒10：粘土質が固化したもの（泥岩、シルト岩、頁岩、粘板岩）。
c)m≒15：強い結晶をもつ砂質系と結晶のへき開が未発達なもの（砂岩、珪岩)。
d)m≒17：粒度の揃った多鉱物の結晶質火成岩（安山岩、粗粒玄武岩、輝緑岩、流紋岩）。
e)m≒25：粗粒の多鉱物な火成岩と変成岩（角閃岩、はんれい岩、片麻岩、花崗岩、結晶閃緑岩等）

平成7年度の試験結果を最小二乗近似するとm=19.23となり、結晶質火成岩の部類となる。一方、平成６年度の試験結果はm=10.15となり粘土質が固化した値と同じレベルへ強度低下している。しかし、データ数が少ないことから、今回の試験、および平成6年度の試験結果だけでは破壊条件の信頼性は低いと考えられる。今後さらに様々な拘束圧の条件で、数多くの試験結果を用いて評

価すべきである。また、岩石のHoek-Brownの破壊規準を参考に以下のような岩盤破壊の評価について報告されている[1)]。AECLのURLでは掘削による岩盤内のき裂発生に関する応力レベルと岩石のHoek-Brownの破壊規準とを併せて比較した。原位置での岩盤破壊の応力レベルは一軸圧縮強度の約半分であり、さらに坑道周辺岩盤の破壊は応力経路に依存していることを言及している。そして、「PHASES」と呼ばれる2次元のハイブリッド解析（境界要素法、有限要素法）を行い、Hoek-Brownの破壊規準を基に坑道周辺の掘削に伴う局所的な破壊を推定している。

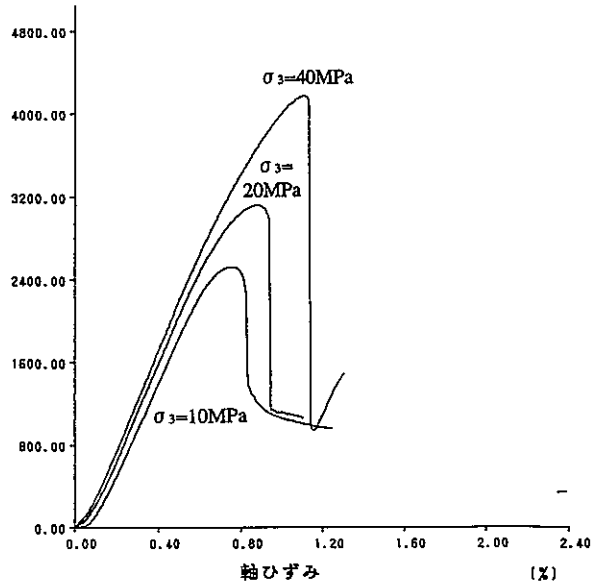


図7.6.5　三軸圧縮強度試験　応力～ひずみ曲線

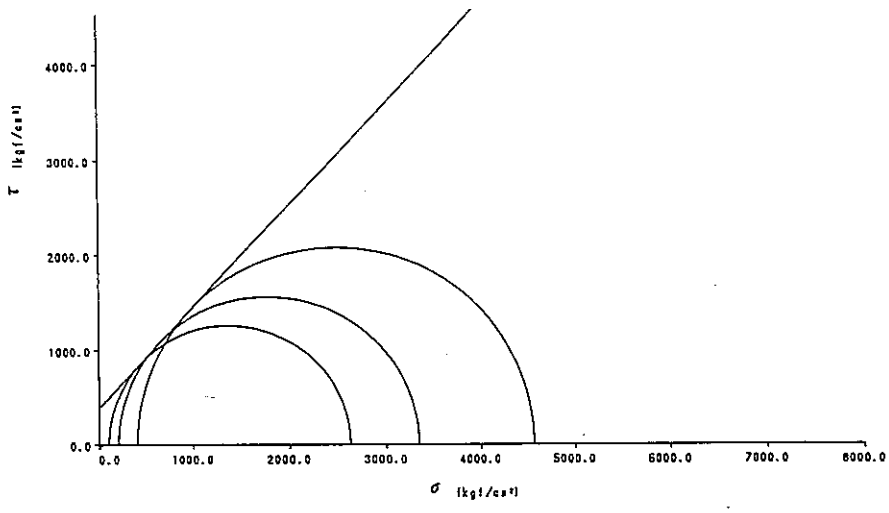


図7.6.6　モール破壊包絡線

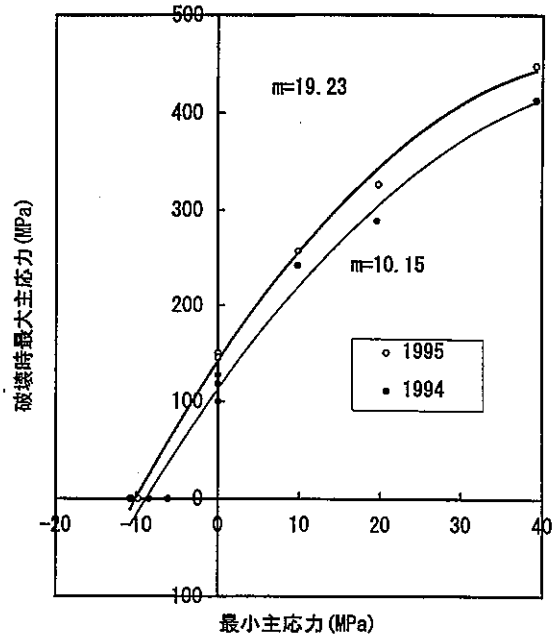


図7.6.7　Hoek-Brownの破壊条件

参考文献)

1)B.H.G.Brady and E.T.Brown:Rock Mechanics For Underground Mining second edition.1993.pp.111-114.

8. 予備解析

8.1 はじめに

本章では、計測坑道および計測坑道の掘削についての数値解析について述べる。本研究における数値解析の計画に関する全体的な流れを示したものが図8.1.1である。本研究で主に対象としている数値解析手法は、有限要素法（以下ではFEM）および個別要素法（以下ではDEM）である。FEM[1]は、岩盤・地下空洞の解析の分野においてもっともよく用いられている解析手法であり、適用実績が豊富である。また、FEMは入力値の設定や解析結果の解釈が比較的容易である。一方、現実の岩盤は連続体を仮定して解析するだけでは不十分な場合もある。不連続性岩盤を対象とする場合は、不連続面を解析に考慮することで個々の不連続面の挙動に着目し空洞の安定性や岩盤の挙動を解析することが重要となる。そこで、本研究では不連続面の配置や力学特性を考慮できるDEM[2]を選定した。図8.1.1に示したように、平成7年度はこれまでの原位置調査や試験結果を利用して、FEMおよびDEMによる計測坑道および試験坑道の掘削解析を行う。

トンネルやその他の地下発電所の掘削工事の経験から明らかなように、掘削前に岩盤の特性や挙動を完全に把握することは困難なため、掘削の進行に伴い岩盤に関する情報を取り込んで支保などの設計の見直しが行われている。本研究においても、平成7年度の計測坑道の掘削や多数のボーリング調査の結果から得られる情報を取り込んで解析の入力値を見直す必要がある。したがって、図8.1.1に示したように、平成8年度・9年度にかけて次のステップの解析計画が作成されている。

FEMおよびDEM解析で使用する解析コードおよび解析条件は以下のとおりである。

・FEM：汎用型FEM解析コードＳＩＧＮＡＳを使用する。2次元平面ひずみ弾塑性解析を実施し、塑性降伏条件としてDrucker-Pragerの基準を用いる。

・DEM：個別要素解析コードＵＤＥＣ-ＢＢを使用する。２次元平面ひずみ条件で実施する。岩盤は弾性体とし、不連続面の力学特性はBarton-Bandisモデルにより評価する。

以下では、FEMおよびDEMによる計測坑道および試験坑道の掘削解析について述べる。

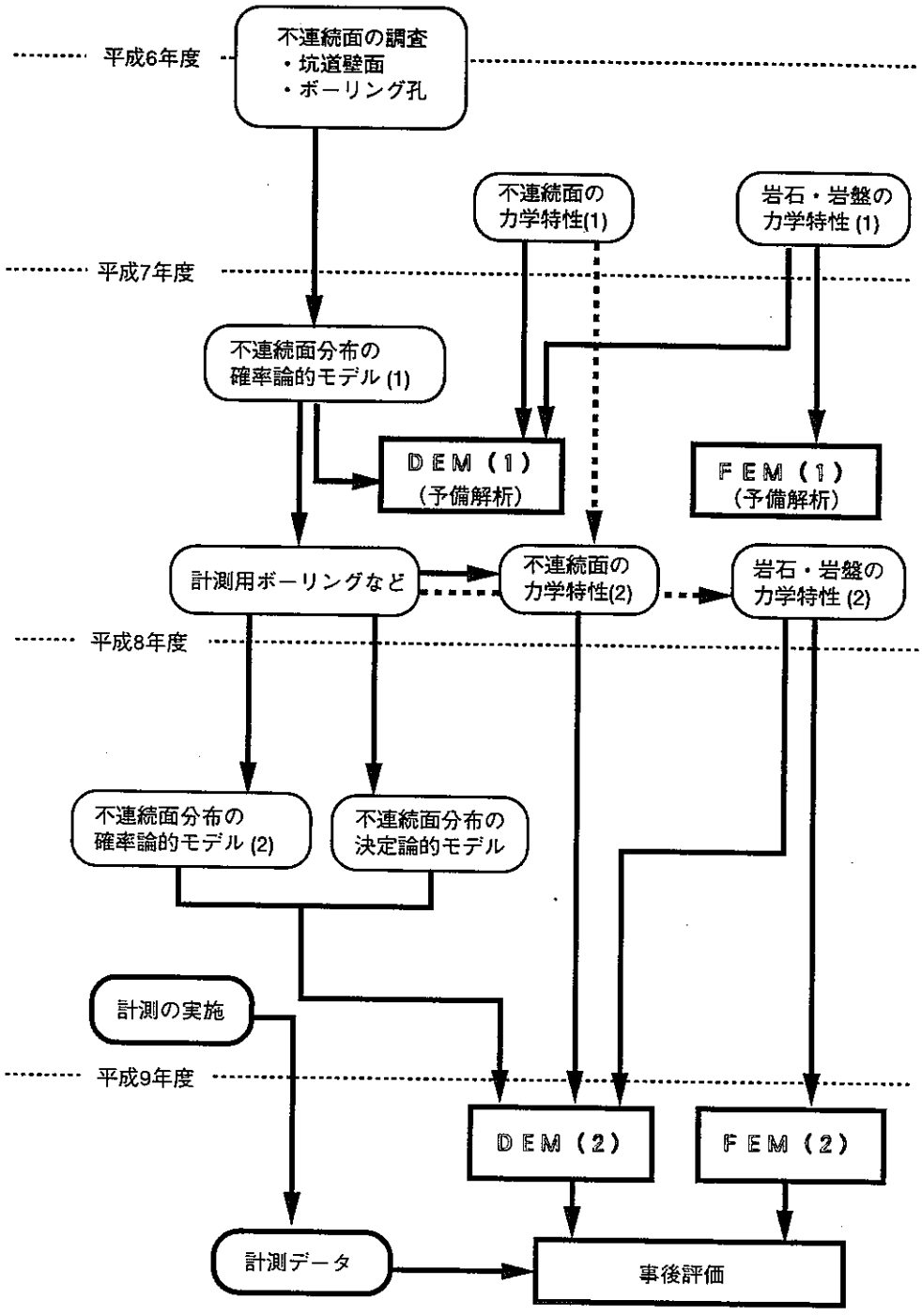


図8.1.1　解析計画の流れ

8.2　解析方法

8.2.1　FEM解析モデル

(1) 解析領域

FEMおよびDEM解析は、各種の計測が予定されている断面を対象とし、いずれも2次元平面ひずみ条件で実施する。解析領域の概要を図8.2.1に示す。解析領域は、計測坑道および試験坑道を中央に配置するよう配慮した。試験坑道の左側壁から解析領域の境界までを17.5m(試験坑道の幅の5倍)とし、計測坑道の右側壁から解析領域の境界までを15m（計測坑道の幅の5倍）とした。また、試験坑道の底盤および天端から解析領域の境界まで30mとする。この解析領域は、FEMおよびDEMにおいて共通とする。試験坑道の断面は予定されている幌型形状とし、計測坑道については矩形断面である。

(2) FEM解析メッシュ

FEMの解析メッシュを図8.2.2(a)に示し、試験坑道周辺の拡大を図8.2.2(b)に示す。図8.2.2(b)のように、試験坑道の周囲は側壁から3mまでを0.5m間隔、5mまでを1m間隔に要素を設定し、それより外側の領域に比較して詳細な応力変化や変位を把握できるようにした。

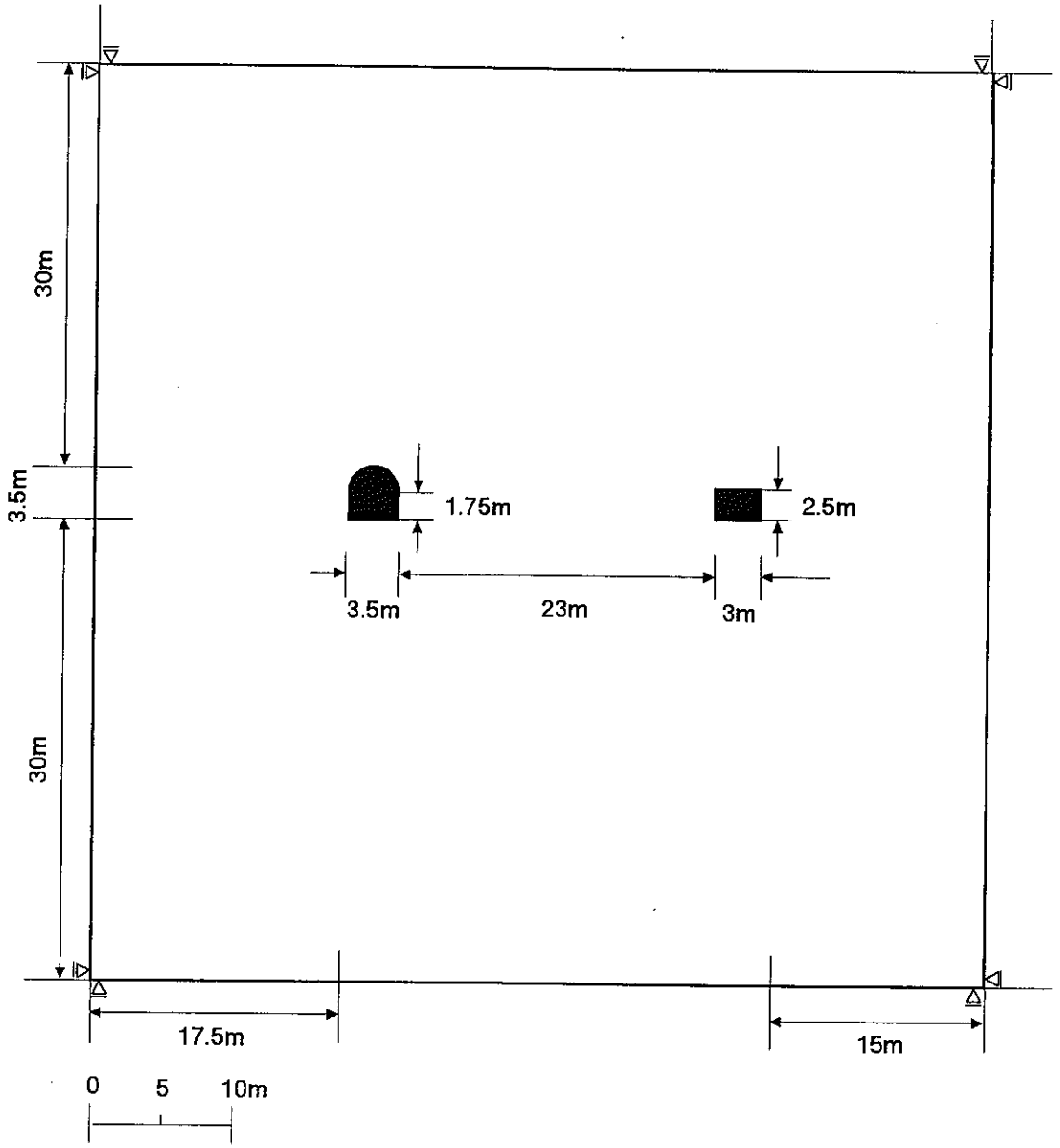


図 8.2.1　解析領域の概要

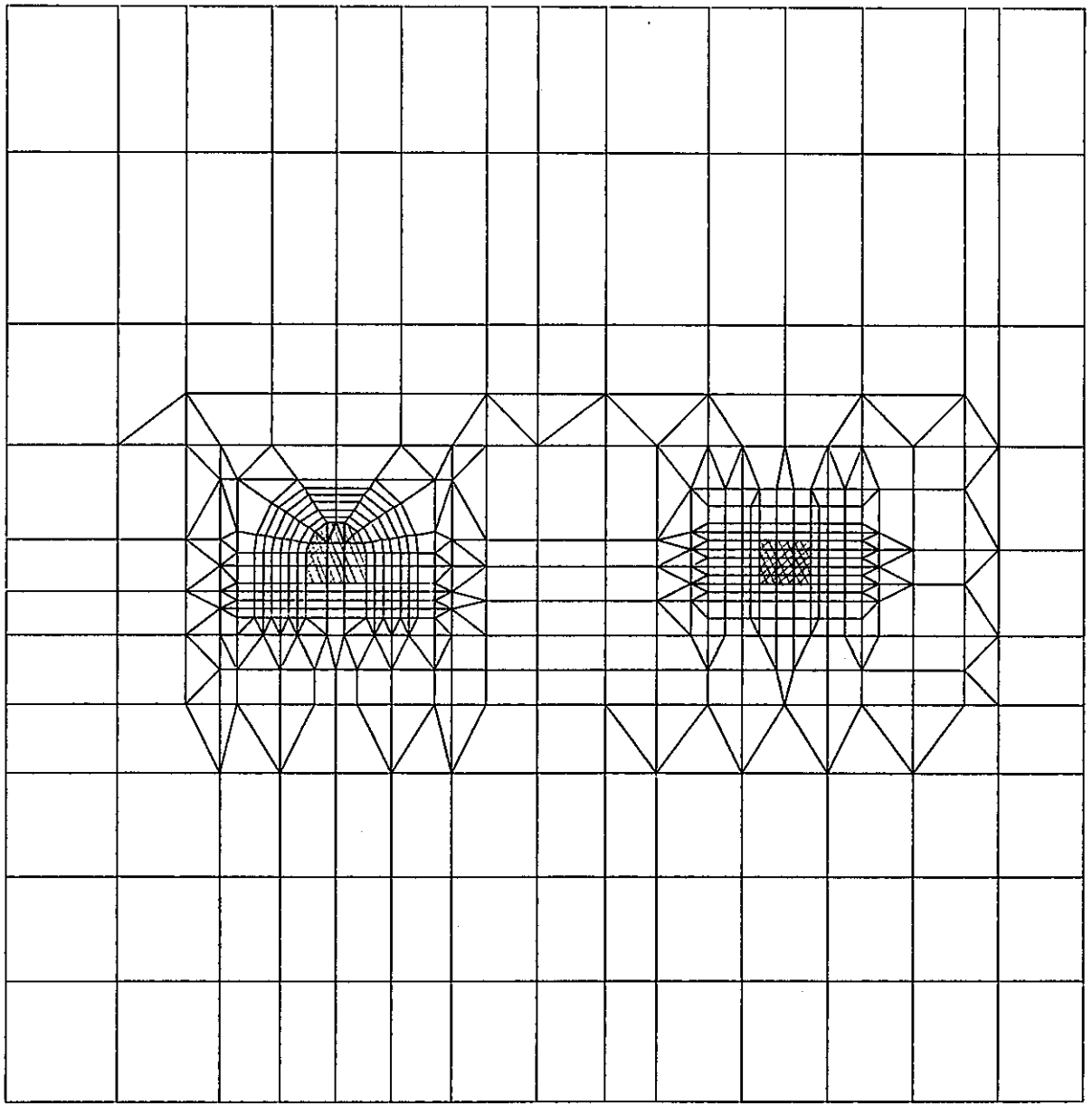


図8.2.2 (a)　FEMの解析メッシュ

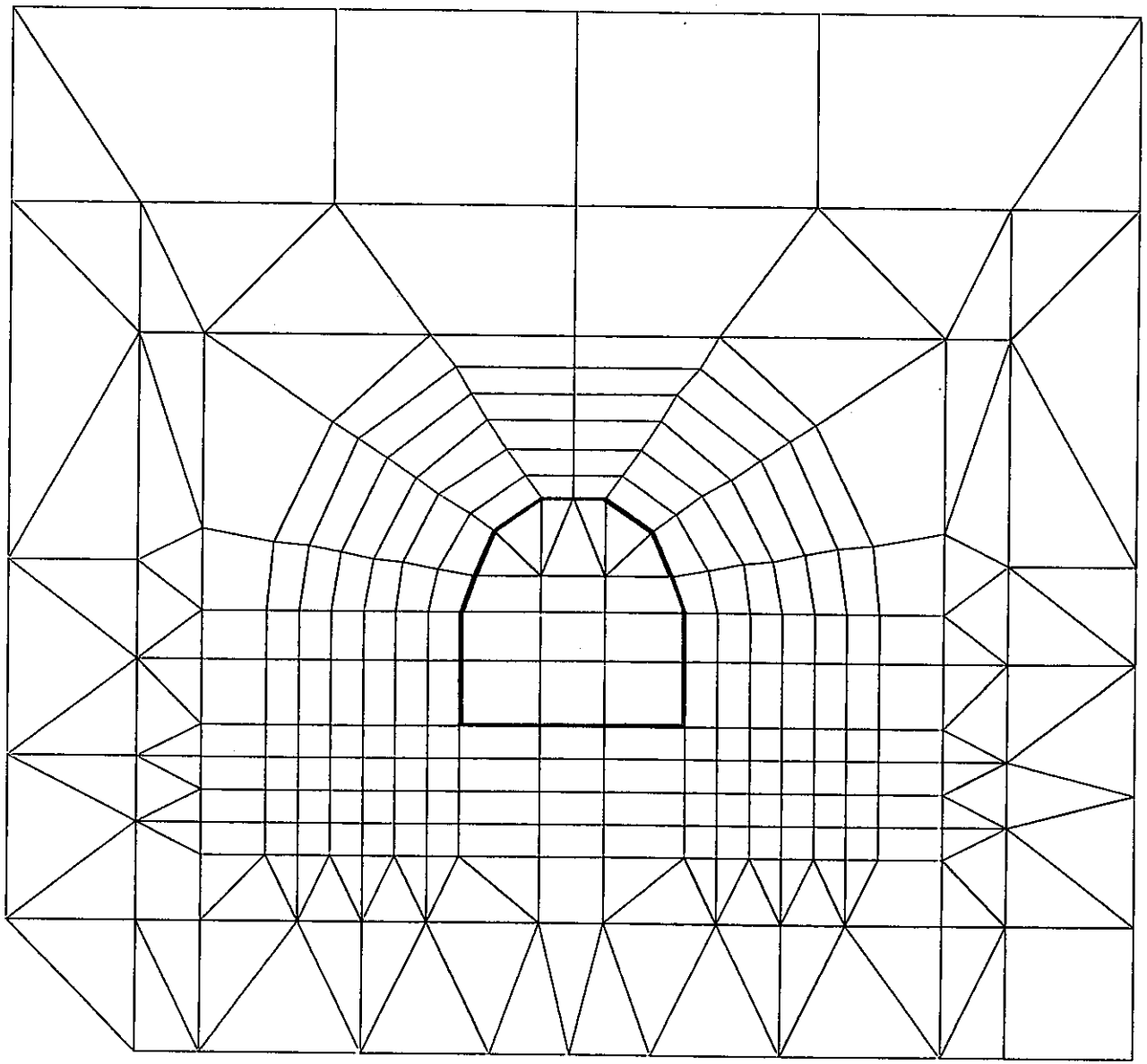


図8.2.2 (b)　FEMの解析メッシュ　　(試験坑道周辺)

8.2.2　DEM解析モデル

DEM解析では、不連続面の幾何学的な配置を考慮する。そのために、原位置における不連続面の調査結果を利用したモデル化を行う必要がある。ここでは、以下のような原位置における不連続面の調査結果を利用する。

・250mレベル坑道における壁面スキャンライン調査結果[3)]

スキャンラインの総延長：450m

不連続面の総数：519本

・250mレベル坑道における8孔（図8.2.3参照）のボーリングコアの観察結果（岩芯鑑定結果）

ボーリング孔の総延長：190m

不連続面の総数：154本

これらの結果から得た不連続面の走向・傾斜の極密度コンターを図8.2.4(a)、(b)にそれぞれ示す。また、両者を併せたものを図8.2.4(c) に示す。図8.2.4(a)～(c)より、走向がN9°EおよびN69°Wの3つのクラスター、および卓越方向の認められない「その他」の不連続面が把握できる。ここでは、スキャンラインやボーリングの方向による不連続面のサンプリングの偏りを補正している。

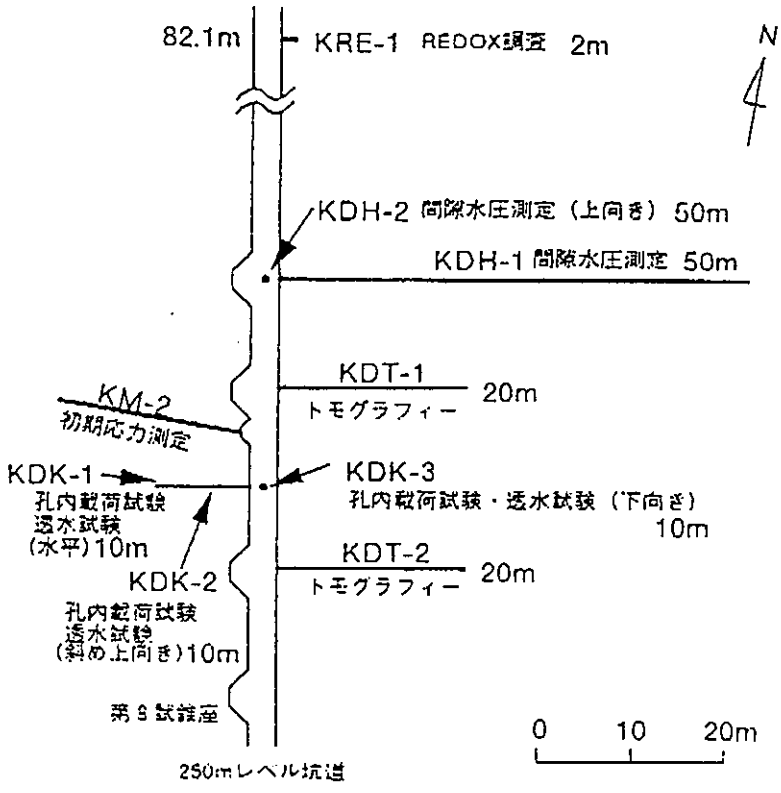


図8.2.3　ボーリング孔の配置

Priestら[4]は、スキャンラインと不連続面の法線の方向の関係から、両者の交差角に基づいて不連続面がサンプリングされる確率を次式の様な重みwで表している。

$$w = \frac{1}{\cos\delta}\delta \quad \delta < 90(\text{deg.}) \tag{8.2.1}$$

ここで、δはスキャンラインと不連続面の法線がなす交差角で、次式より求める。

$$\cos\delta = \left|\cos(\alpha_n - \alpha_s)\cos\beta_n\cos\beta_s + \sin\beta_n\sin\beta_s\right| \tag{8.2.2}$$

ここで、α、βはそれぞれ走向・傾斜であり、添字のn,sはそれぞれ不連続面およびスキャンラインを指す。式(8.2.1)からわかるように不連続面とスキャンラインが直交する場合（δ=0）はもっともサンプリングされやすく、重みwは1となる。一方、δが90°に近づくにつれ重みwは急激に大きくなる。δ=90°の場合はwが無限大となり現実的でない。Priestはw=10を上限として処理することを提案している。

不連続面のモデル化については、解析領域に存在する全ての不連続面を同定し、モデル化することが理想的と考えられるが、実際には調査の及ばない領域が多くを占める。したがって、現状では不連続面の配置を確率論的にモデル化する手法が用いられている。

原位置における不連続面の観察経験からわかるように、不連続面は3次元空間内において平面または曲面として存在しており、掘削面などの露頭においては直線または曲線を呈するトレースとして存在している。また、DEMのような解析を対象とし、不連続面の幾何学的配置をモデル化することは、ブロックの形状や寸法をモデル化することに他ならない。現状の解析技術のレベルから考えると、3次元空間内において不連続面は円盤としてモデル化することが合理的であり[5]、断面におけるトレースは直線として考える。

本研究では、不連続面のモデル化にあたり2つの方法を提案する。ひとつは、スキャンライン調査から得られる統計量に基づいて、2次元的に不連続面のトレースを発生させてブロック化を行うものである[6]。ここで、ブロックは不連続面により分割される個々のブロックを指している。もう一つは、不連続面が3次元空間内の面であることを前提に円盤としてモデル化するものである。このモデルでは、フラクチャーネットワークの手法により円盤を確率論的に発生し、任意の断面を取り出すことによりDEMの解析モデルを作成する[7]。

前者は、NGI(Norwegian Geotechnical Institute) などが行った地下空洞のDEM解析[8]で用いられる解析モデルに近いものである。一方、後者は不連続性岩盤

の浸透流解析において用いられる不連続体的なモデル化手法の一つである[9]。以下では、前者をモデル1、後者をモデル2と呼ぶこととし、それらのモデル化方法を述べる。

(1) モデル1の作成方法

モデル1の場合、不連続面の配置は不連続面の卓越方向と頻度により設定する。ここでは、不連続面をトレースとして扱う。以下に、本研究におけるモデル1の作成手順を述べる。

1)250mレベル坑道におけるスキャンライン調査、およびボーリング調査の結果から不連続面のクラスター解析を行い、クラスターを把握した結果、3つのクラスターおよびこれらに含まれない「その他」の不連続面の4つに分類して不連続面の方向を設定した。以下では、「その他」不連続面もクラスターと同様に扱う。

2)原位置調査の結果から得られている不連続面の走向・傾斜から、解析断面内の傾斜角θの分布をクラスターごとに求めた。各クラスターにおける傾斜角θの累積密度分布を示したものが図8.2.5である。

3)解析断面内に各クラスターごとの不連続面の中点を水平方向および鉛直方向別々に不連続面の平均間隔ごとに設定した。不連続面の平均間隔は水平および鉛直方向それぞれ、スキャンライン調査および鉛直方向のボーリング調査の結果から求めた。各クラスターの不連続面の平均間隔を表8.2.1に示す。

4)個々の不連続面の中点に対し、乱数を利用して確率密度分布に従う傾斜角θを与えた。

5)不連続面のトレース長については、上記の平均間隔と傾斜角θから個々のブロックが合理的に分割されるように繰り返しき裂の発生を行い設定した。今回の場合、トレース長を5mとした。

6)不連続面の力学特性として、充填物の種類をAタイプとおよびその他（B,C,Dタイプ）の2種類を考慮する。ボーリング調査の結果から、Aタイプの

表8.2.1　不連続面の平均間隔

	平均間隔(m/本)	
	水平方向	鉛直方向
クラスター1	1.3	1.4
クラスター2	11.5	4.6
クラスター3	17.3	15.0
その他	3.4	4.6

不連続面はクラスター1のみに17％の頻度で含まれていた。そこで乱数を用いてクラスター1のうちの17％がAタイプの不連続面となるように発生させた。

7)最後に、不連続面の端点処理を行った。これは、近接する2つの不連続面の端点、および解析領域の境界とその近傍にある不連続面の端点の延長による連結処理である。この処理では、延長距離をトレース長の1/4以内に限定した。

以上の手順から設定したモデル1における不連続面の配置を示したものが図8.2.6である。

(2) モデル2の作成方法

モデル2では、3次元領域内の個々の不連続面をその方向・大きさ・位置により設定した。不連続面の方向は円盤の傾斜方位と傾斜角で決まり、大きさは円盤の直径、位置は円盤の中心位置を指している。以下にそれらのデータ処理方法を述べる。

1)クラスター解析の結果から、3セットのクラスターが認められた。また、それぞれのクラスターごとにFisher分布[9]を用いて卓越方位およびその分散であるFisher定数Kを求めた。クラスター解析の結果を図8.2.7および表8.2.2に示す。なお、モデル1の場合と同様にタイプAの不連続面をモデル化の対象としている。この卓越方位およびFisher定数Kに基づいて、モデル化する領域内の不連続面の方向を確率論的に与えた。

2)坑道壁面のスキャンライン調査の結果から半トレース長を求め、その分布から円盤で表現した不連続面の直径を対数正規分布を仮定することにより決定した。その流れは以下のようである。

1.円盤の直径の平均および標準偏差を入力

2.坑道壁面での円盤のトレース長の分布を計算

3.半トレース長の分布を計算

4.原位置で得られた半トレース長の分布と比較し、誤差の2乗和を考慮して対数正規分布を仮定した円盤の直径と標準偏差を決定する。

スキャンライン調査の結果から求めた半トレース長の総数は203であった。上記1～4の結果、円盤の直径の平均は2.0m、標準偏差は2.0となった。半トレース長の分布を示したものが図8.2.8である。

3)不連続面の位置は、円盤の中心の位置で定義した。ここでは、モデル化する領域内において、円盤の中心が一様に分布するものとした。また、不連続面の3次元的な密度を坑道壁面における2次元的な調査から推定することは困難である。そこで、モデル化を行う際に、領域内の任意の位置にスキャンラインを模擬した直線を設定し、この直線と交差する不連続面の密度が原位置のスキャンライン調査による密度と一致するまで不連続面の発生を繰り返す。

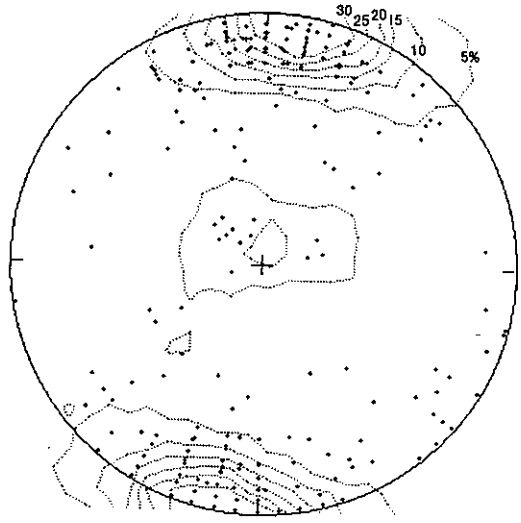
以上のような手順を経て発生した3次元空間内の不連続面分布を図8.2.9に示す。このモデルから解析領域中央部の断面を取り出すことにより、不連続面のトレース分布を得た。さらに、トレースの端点処理を行って作成したブロック分割モデルを図8.2.10に示す。

表8.2.2 クラスター解析の結果

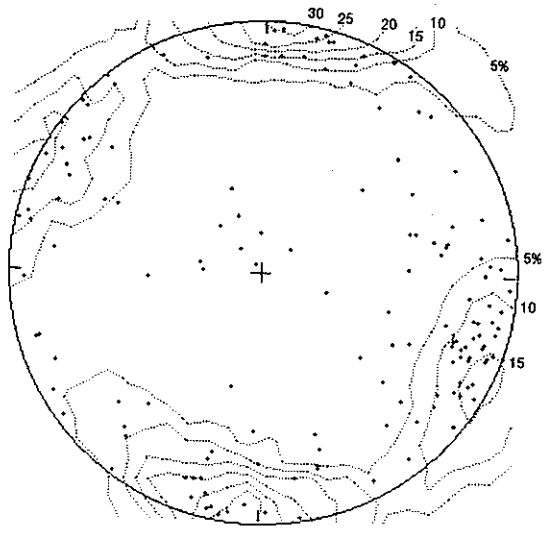
		卓越法線方位*	傾　斜**	Fisher定数K
クラスター1	タイプA	9.17	-0.40	33.33
	タイプB,C,D	189.07	-0.39	15.50
クラスター2		111.76	8.05	24.28
クラスター3		343.19	83.05	23.29
ランダム		---	---	---

＊　　北から時計回り。

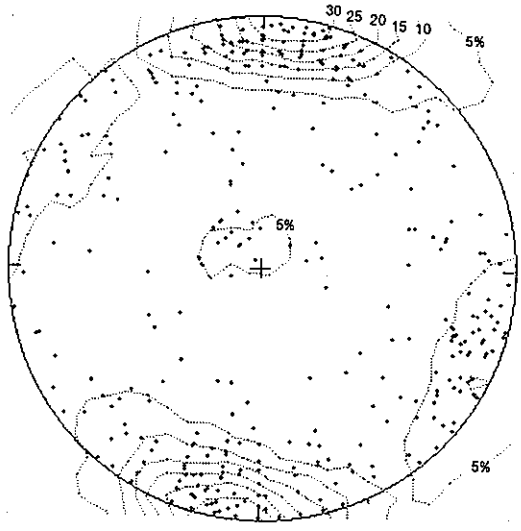
＊＊　水平面から鉛直上向きを正とする。



(a) 坑道壁面の不連続面

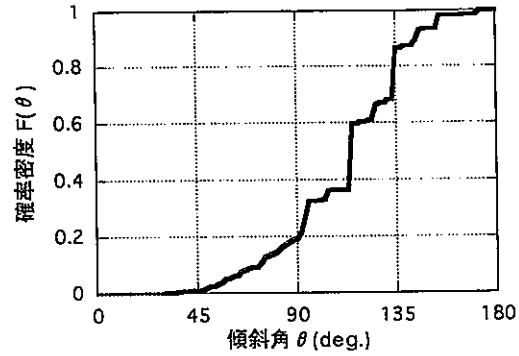


(b) ボーリング孔内の不連続面

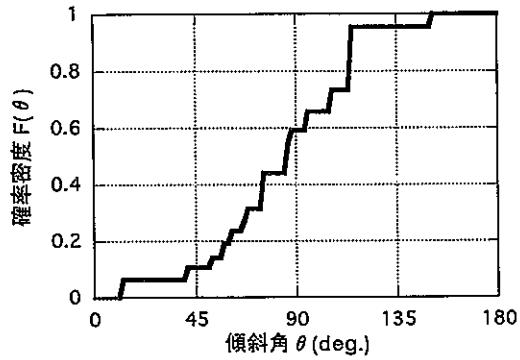


(c) 全ての不連続面

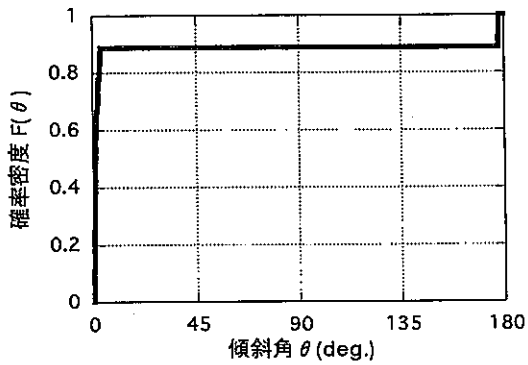
図8.2.4　不連続面の極密度コンター



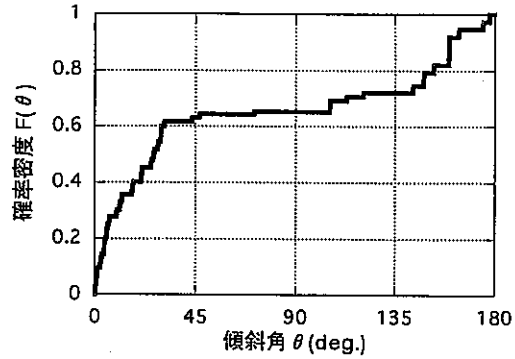
(a) クラスター1



(b) クラスター2



(b) クラスター3



(c) その他

図8.2.5　傾斜角の累積頻度分布

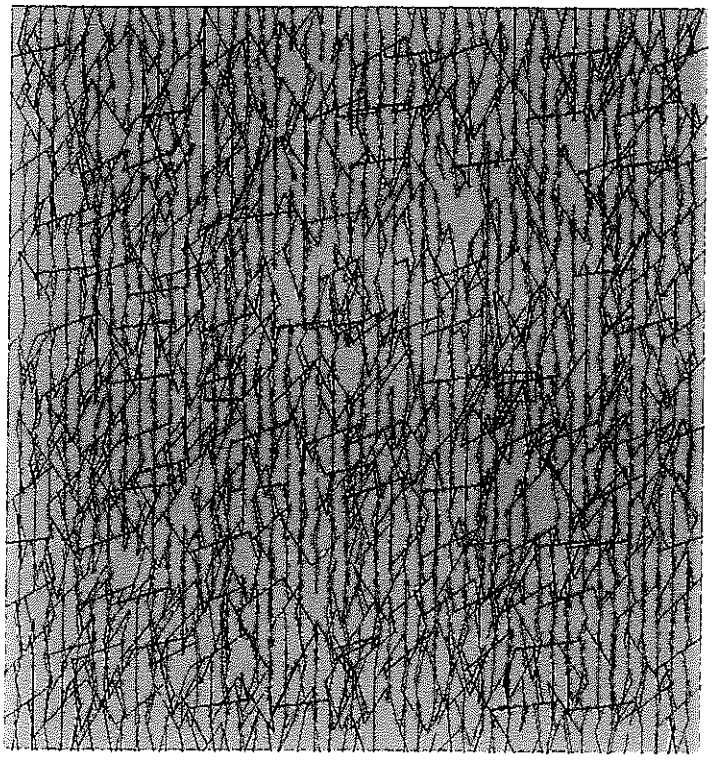
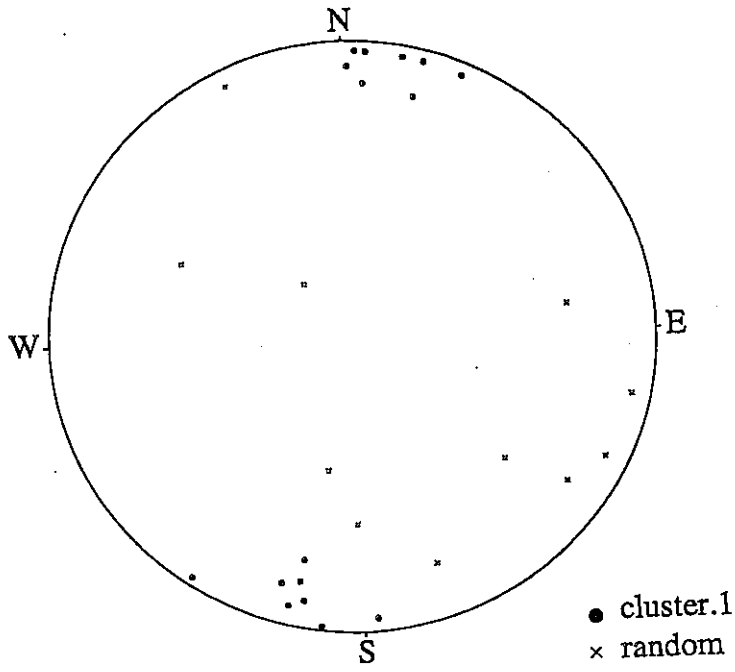
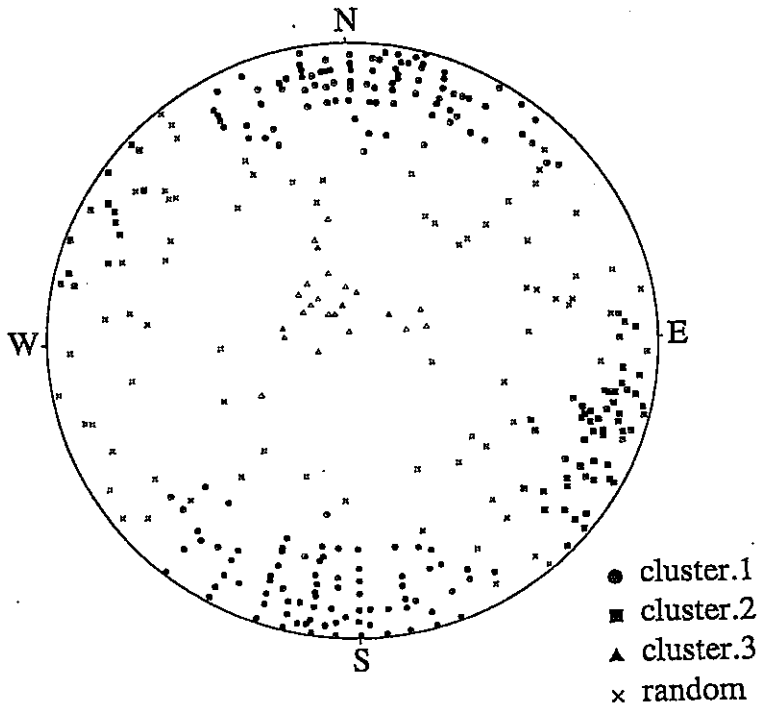


図8.2.6　発生した不連続面の分布（モデル1）



(a) Aタイプ



(b) B,C,Dタイプ

図8.2.7　クラスター解析の結果

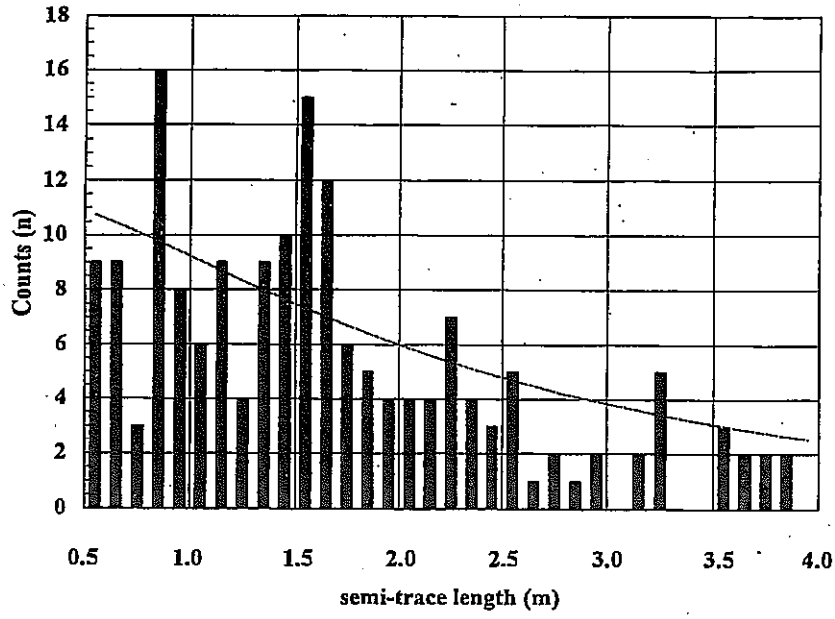


図8.2.8　半トレース長の分布

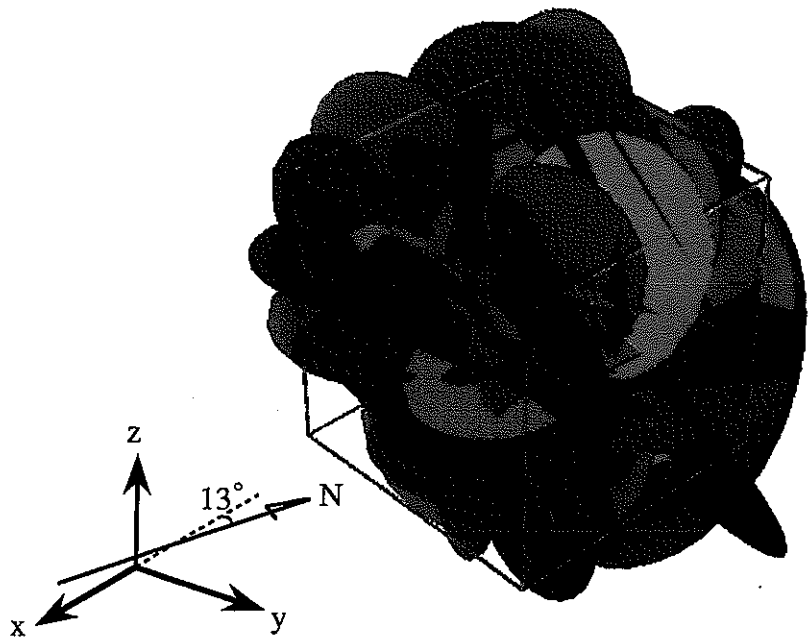


図8.2.9　三次元空間内の不連続面の分布

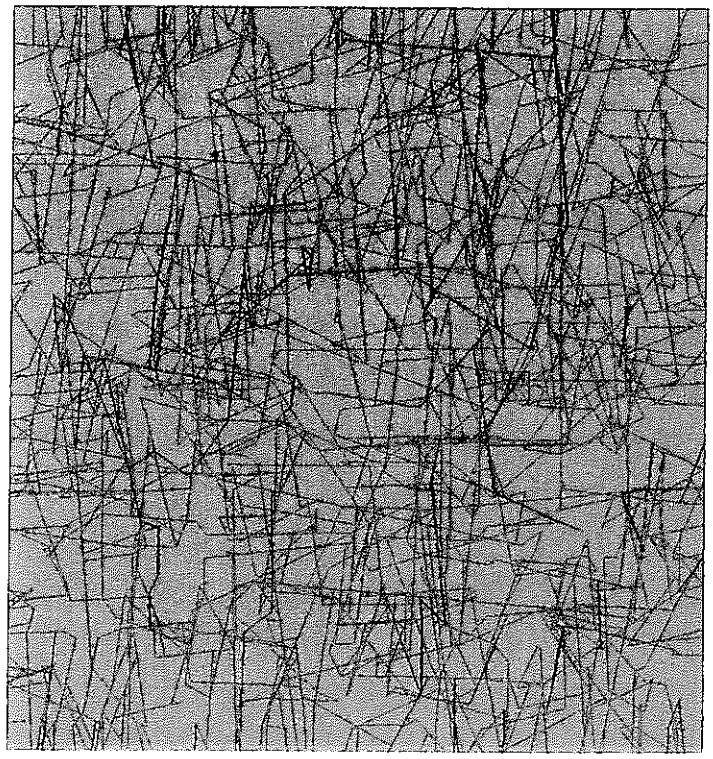


図8.2.10　不連続面のトレース分布（モデル2）

8.2.3　解析ケースと解析ステップ

FEMおよびDEMにおいて解析ステップは以下のように3つに分ける。

・STEP1:初期地圧の負荷

・STEP2:計測坑道の掘削

・STEP3:試験坑道の掘削

ただし、掘削は1度に100％の応力解放を行う。

FEMおよびDEMにおける解析ケースを表8.2.3に示す。両解析において入力する初期地圧を円錐孔底ひずみ法および水圧破砕法による測定結果の2ケースの解析を行う。また、DEM解析においては2種類の解析モデルを用いる。したがって、解析ケースは合計6つである。

表8.2.3 解析ケース

	FEM	DEM	
		モデル1	モデル2
ケース1	円錐孔底ひずみ法による初期地圧を使用		
ケース2	水圧破砕法による初期地圧を使用		

8.3　入力値の設定

1）初期地圧

FEMおよびDEM解析に入力する初期地圧は、250mレベル坑道において平成6年度までに得られている円錐孔底ひずみ法、および水圧破砕法の結果を使用する。両手法による初期地圧測定結果から、解析断面における主応力状態を表示したものが図8.3.1である。比較すると、主応力およびそれらの方向が整合していない。しかしながら、現状ではいずれの結果が妥当であるかの判断は困難である。

そこで、FEMとDEMそれぞれにおいて、円錐孔底ひずみ法、および水圧破砕法の結果を入力する場合の2ケースを実施し、初期地圧の違いによる解析結果への影響を検討する。

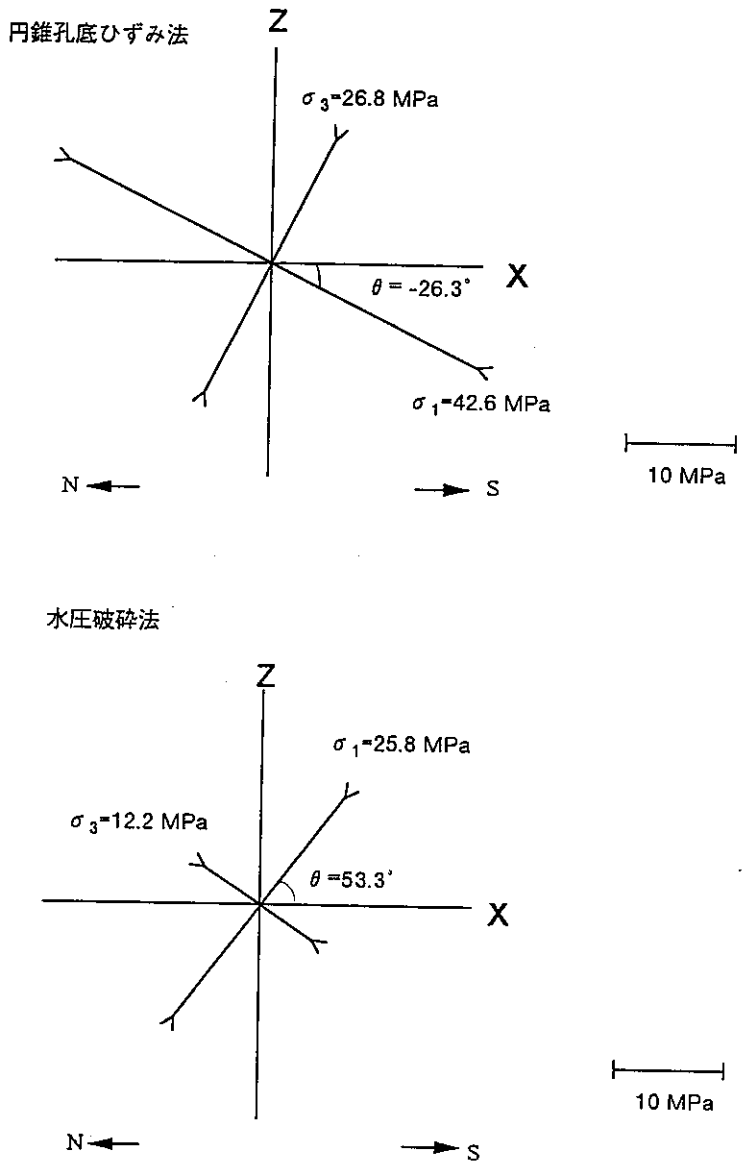


図8.3.1 解析断面内の初期地圧

2）岩盤の密度

平成6年度の室内試験結果から、湿潤密度は2.744～2.799gf/cm^{3}の範囲にあり、平均値は2.77gf/cm^3=27.15kN/m^{3}であった。この平均値を解析に用いる。

3） 弾性係数

平成6年度に実施したKDK-1～3孔、および動燃殿がKM-2において別途実施した孔内載荷試験(KKT)の結果をまとめると表9.3.1のようである。既設坑道の掘削の影響を受けていないと考えられる健岩部の変形性を考慮するため、解析では壁面から2m以深のデータを用いることとする。

一般に、変形係数Dは載荷に伴うマイクロクラックの閉塞を考慮した岩盤の変形性を示すものであり、弾性係数Eは岩盤の基質部の変形性を示すものである。平成6年度のKKTはき裂の観察されない位置で実施されており、D1とE2およびD2とE3の差は比較的小さい。ここでは、より大きな荷重レベルまで考慮した変形係数としてD2を解析で用いることとする。動燃殿が別途実施したKM-2孔の結果も含めると、深度2mより奥のD2の平均値は14.82GPaである（図8.3.2参照）。

表8.3.1　変形係数および弾性係数

	深度2mまでの回帰線	深度2m以深の直線	掘削領域の深度 (m)
D1	y=3949.4EXP(0.64505x) R=0.49459	y=7.362×10^3	0.965
D2	y=6143.9EXP(0.85651x) R=0.62732	y=1.482×10^4	1.028
E1	y=2268.2EXP(0.70076x) R=0.60479	y=4.240×10^3	0.893
E2	y=5223.5EXP(0.6114x) R=0.50983	y=9.605×10^3	0.996
E3	y=6613.6EXP(0.91356x) R=0.69833	y=1.761×10^4	1.072

y:変形係数または弾性係数(MPa), x:深度 (m), R:相関係数

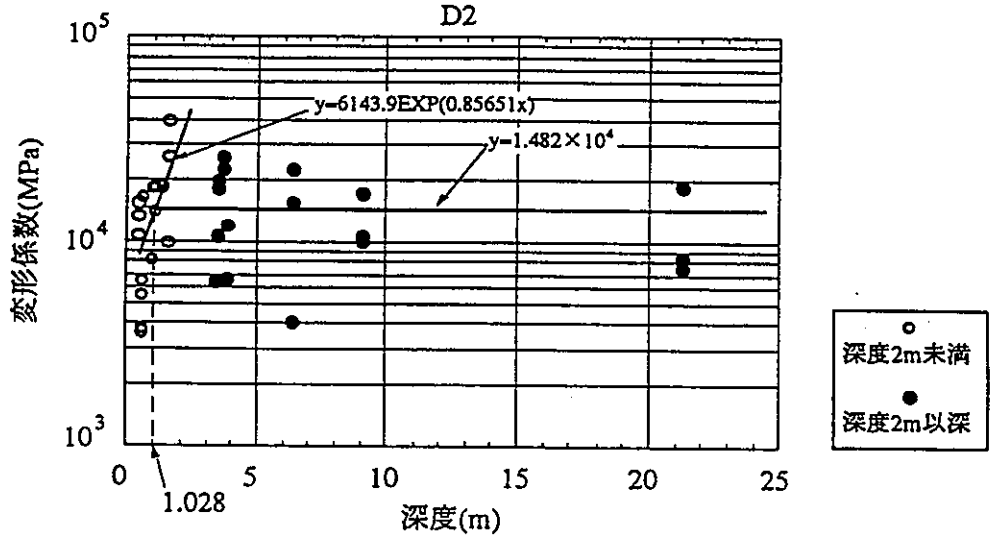


図8.3.2 孔内載荷試験結果（D2）

4） ポアソン比

一軸圧縮試験から求めた静ポアソン比を以下ではポアソン比と呼ぶことにする。表8.3.2は動燃殿が別途実施したKM-2、および平成6年度の結果のポアソン比を比較したものである。平成6年度の結果は、KM-2のデータとほぼ同等である。平成6年度のデータは個数が少ないものの、結果はほぼ妥当と考え、平均値の0.27を解析に用いることとする。

表8.3.2 ポアソン比

	個　数	最大値	最小値	平均値
KM-2	9	0.32	0.22	0.27
平成6年度	3	0.25	0.28	0.27

5） 粘着力および内部摩擦角

平成6年度に実施した高圧三軸試験から粘着力および内部摩擦角が得られている。

これらとKM-2のデータを表8.3.3に示す。平成6年度に実施した高圧三軸試験では、側圧が10～40MPaの条件下で実施されたものである。一方のKM-2の場合は、側圧が5～20MPaの条件下で実施されたものである。両者のデータを用いて全てのモールの応力円に接する破壊崩落線を求めると（図8.3.3参照）、c＝40MPa、ϕ＝45°となる。この結果を解析で用いることとする。

表8.3.3 粘着力および内部摩擦角

	粘着力(MPa)				内部摩擦角(deg.)			
	個数	最大値	最小値	平均値	個数	最大値	最小値	平均値
KM-2	2	32.6	31.7	32.2	2	51.2	53.5	52.4
平成6年度	1	—	—	37	1	—	—	45

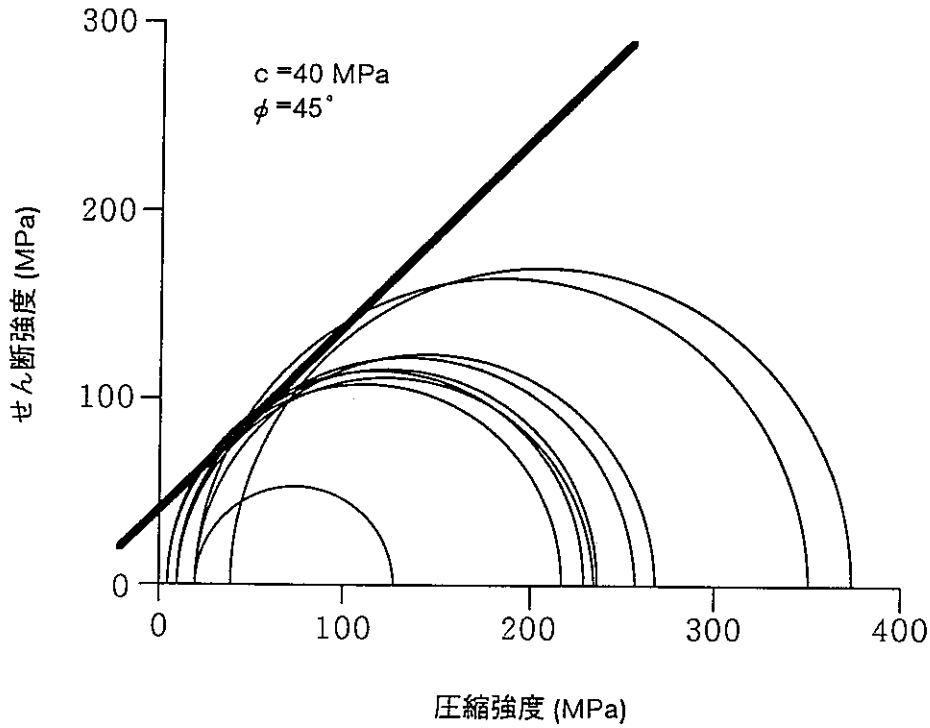


図8.3.3 モールの破壊崩落線の算定

6) 引張強度

引張強度は、圧裂引張試験により表8.3.4のように求められている。両者の結果の平均値は、9.1MPaとなる。解析では、この平均値を用いることとする。

表8.3.4 引張強度

	個　数	最大値 (MPa)	最小値 (MPa)	平均値 (MPa)
KM-2	5	10.5	9.1	9.7
平成6年度	3	10.6	6.2	8.4

7）不連続面に関する入力値の設定

平成6年度に実施した不連続面に関する室内力学試験から、表8.3.5のような結果を得ている。表8.3.5は、充填物の種類ごとの不連続面の入力値を示している。また、充填物の種類ごとの不連続面の強度を図8.3.4に示す。今回は、強度が他に比べやや小さいAタイプおよびそのほかの不連続面の2種類を解析で考慮する。

DEM解析において、不連続面の力学的挙動は、Barton-Bandisのジョイントモデル（B-Bモデル）を用いる。

表8.3.5　不連続面に関する入力値

充填物の種類	A	B	C	D	B,C,Dの平均値
初期垂直剛性K_{ni} (MPa/mm)	49.2	60.9	58.1	44.8	54.6
せん断剛性K_s (MPa/mm)	4.0	3.9	2.3	7.0	4.4
摩擦角ϕ_j (deg.)	45.5	54.8	57.0	56.0	55.9
粘着力c_j (MPa)	0.08	0.11	0.14	0.11	0.12
JCS_0 (MPa)	45.3	57.1	63.2	68.8	63.0
JRC_0	5.3	6.2	7.1	4.5	5.9

注)

A: 充填物のほとんどが粘土鉱物で、母岩および充填鉱物の分離や破壊があるもの。

B: 充填物のほとんどが鉱物で、母岩および充填鉱物の分離や破壊がないもの。

C: フィルム状の充填物を含むもの。または、充填物を含まず弱い変質があるもの。

D: 充填物を含まず変質がないもの。

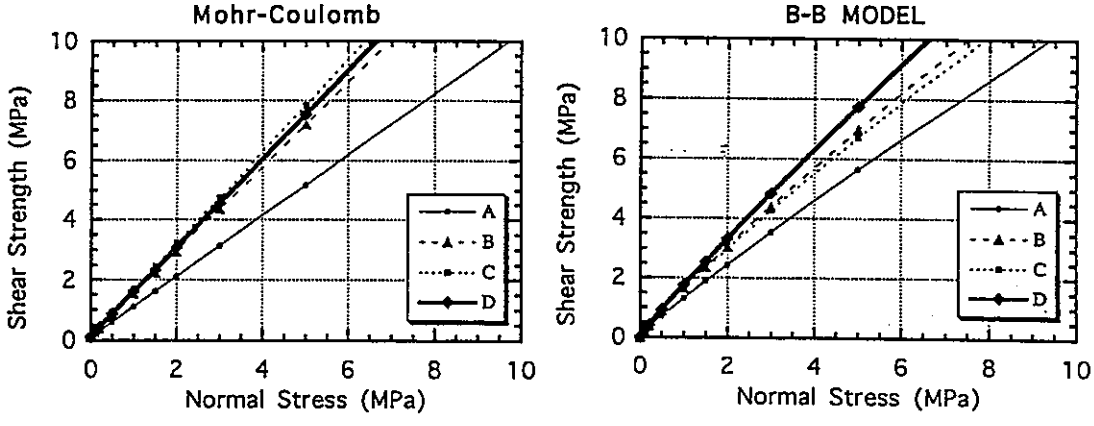


図8.3.4 充填物の種類による不連続面のせん断強度

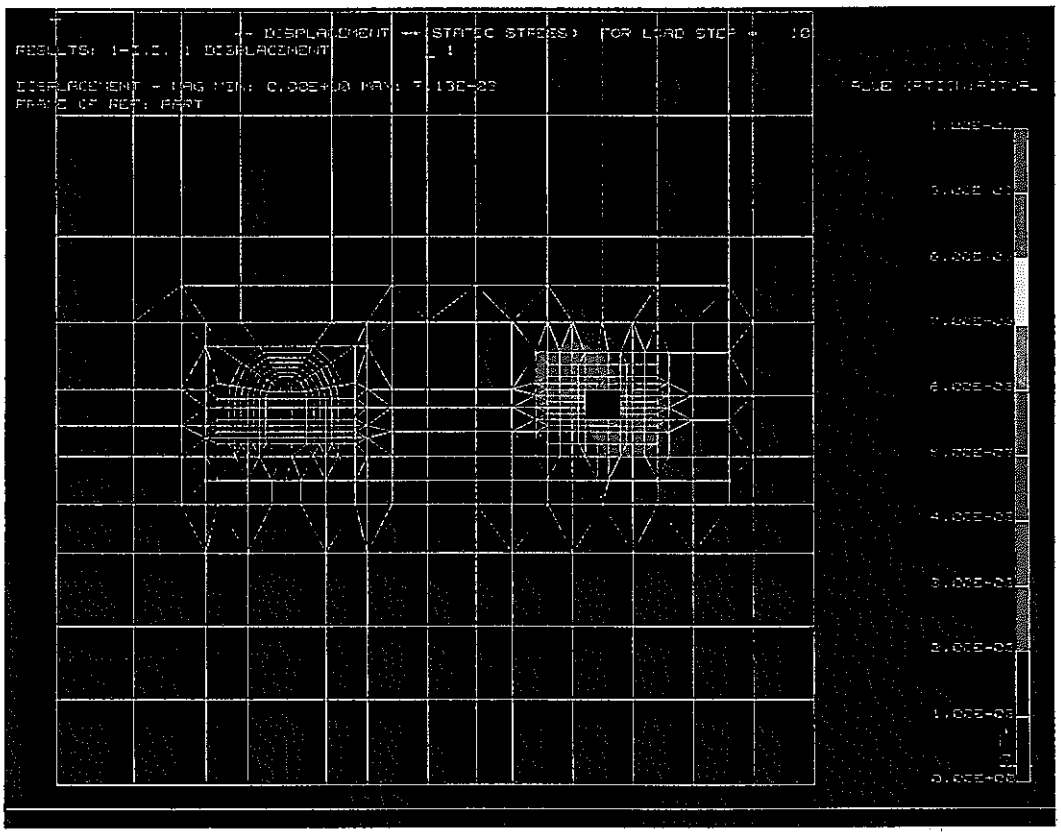
8.4 解析結果と考察

8.4.1 FEM解析の結果と考察

（1）計測坑道の掘削

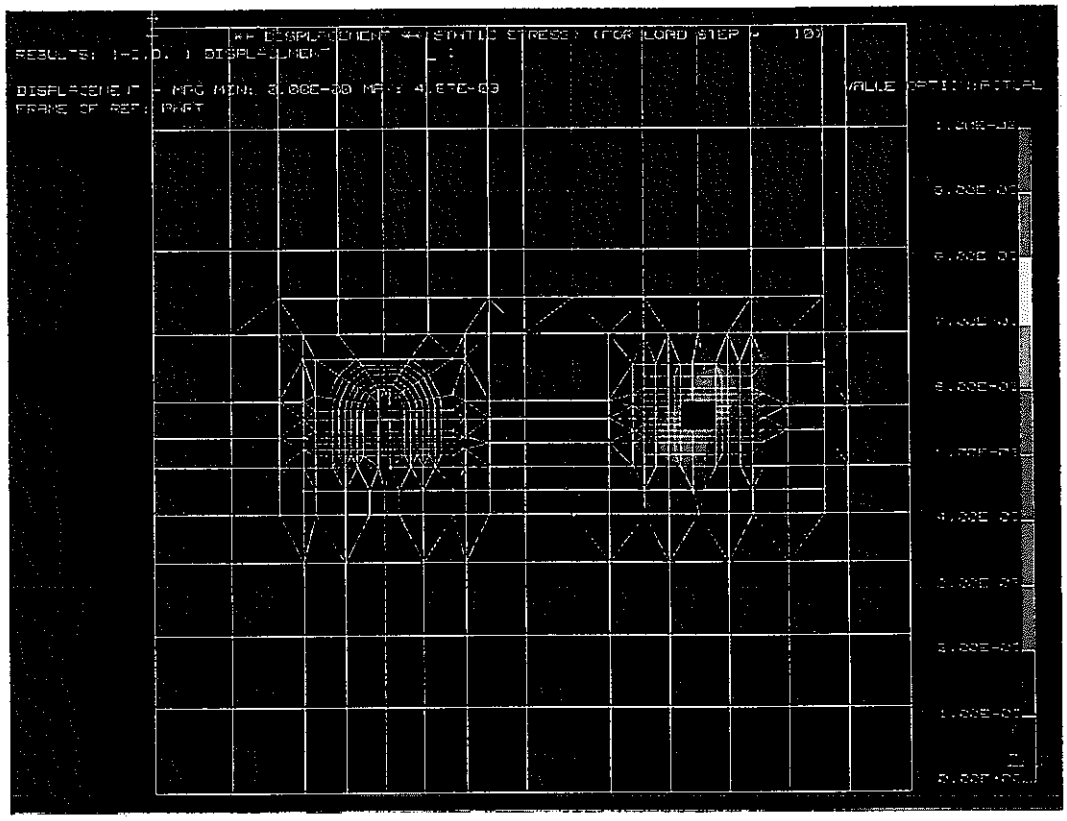
計測坑道の掘削後におけるケース1およびケース2の変位コンターを比較したものが、図8.4.1(a),(b)および図8.4.2(a),(b)である。図8.4.1(a)および図8.4.2(a)より、ケース1の場合は計測坑道の左上側と右下側の変位が大きいことがわかる。一方、図8.4.1(b)および図8.4.2(b)より、ケース2の場合は計測坑道の右上側と左下側の変位が大きいことがわかる。これらの傾向は、初期地圧の方向に依存している。すなわち、計測坑道周辺の岩盤は初期地圧の最大主応力σ_1方向に変位している。ケース1の場合、岩盤の変位は左側壁部で最大となり7.1mmである。ケース2の場合、変位は天端部で最大となり4.9mmである。ケース1とケース2の変位の差は、初期地圧の大きさの差によるものと考えられる。すなわち、ケース1はケース2に比べ初期地圧が大きいためと考えられる。

計測坑道の掘削後におけるケース1およびケース2の最大せん断応力τ_{max}を比較したものが、図8.4.3(a),(b)である。図8.4.3(a)より、ケース1の場合のτ_{max}は、右上および左下の隅角部で大きいことがわかる。また、図8.4.3(b)より、ケース2の場合のτ_{max}は、左上および右下の隅角部で大きいことがわかる。すなわち、計測坑道周辺で最大せん断応力の大きい位置は初期地圧の最小主応力σ_3方向とほぼ一致していることがわかる。両ケースにおいて、応力状態は弾性範囲内にあり、塑性域は発生しなかった。



(m)

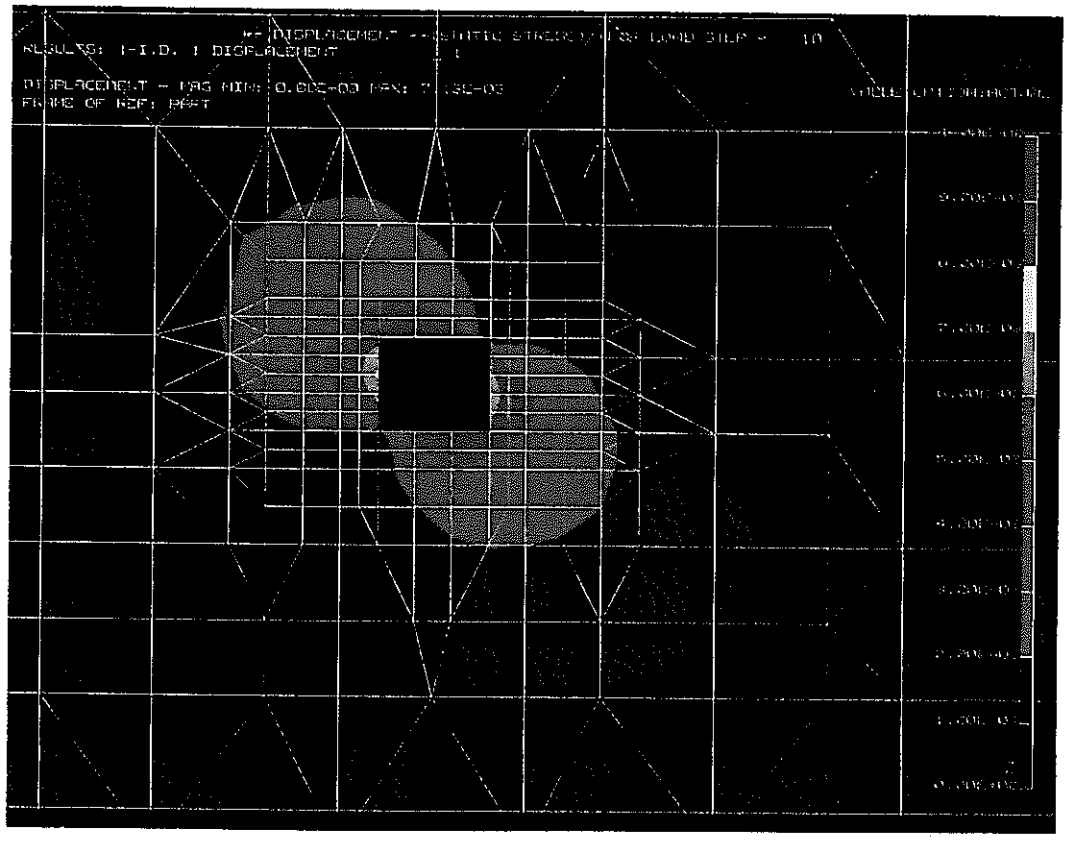
(a)　ケース1



(m)

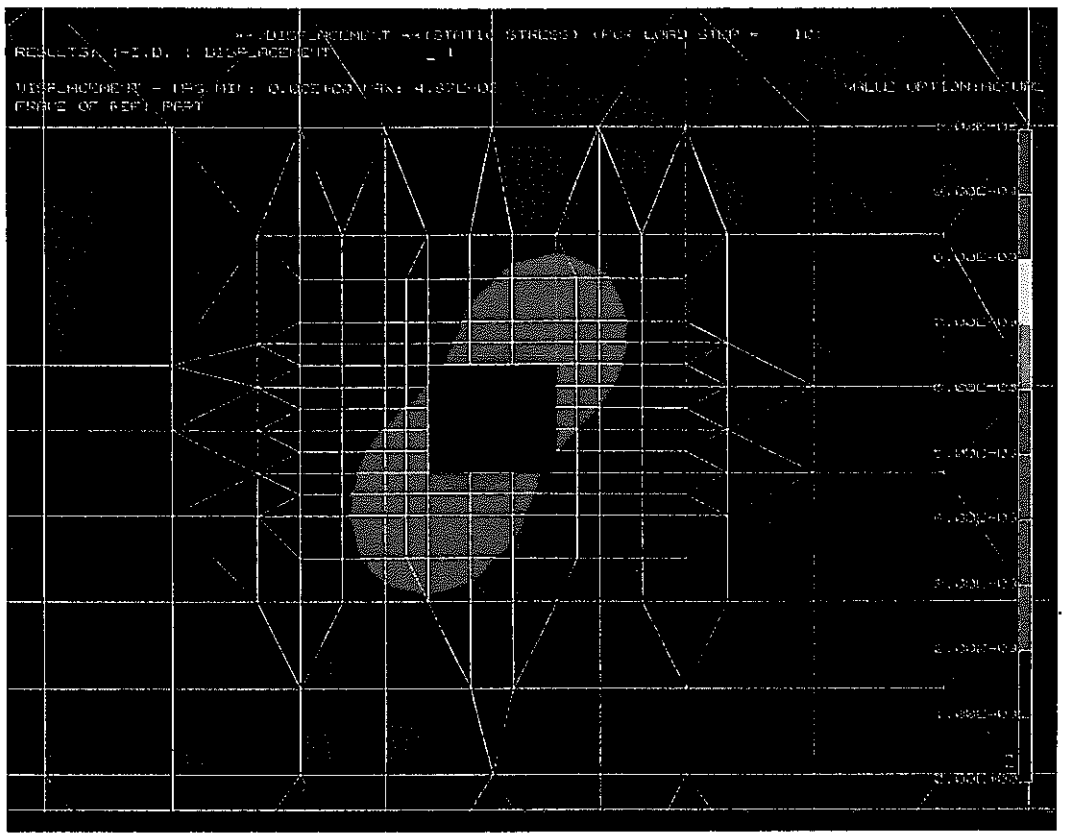
(b)　ケース2

図8.4.1　計測坑道掘削後の岩盤の変位コンターの比較（全体）



(m)

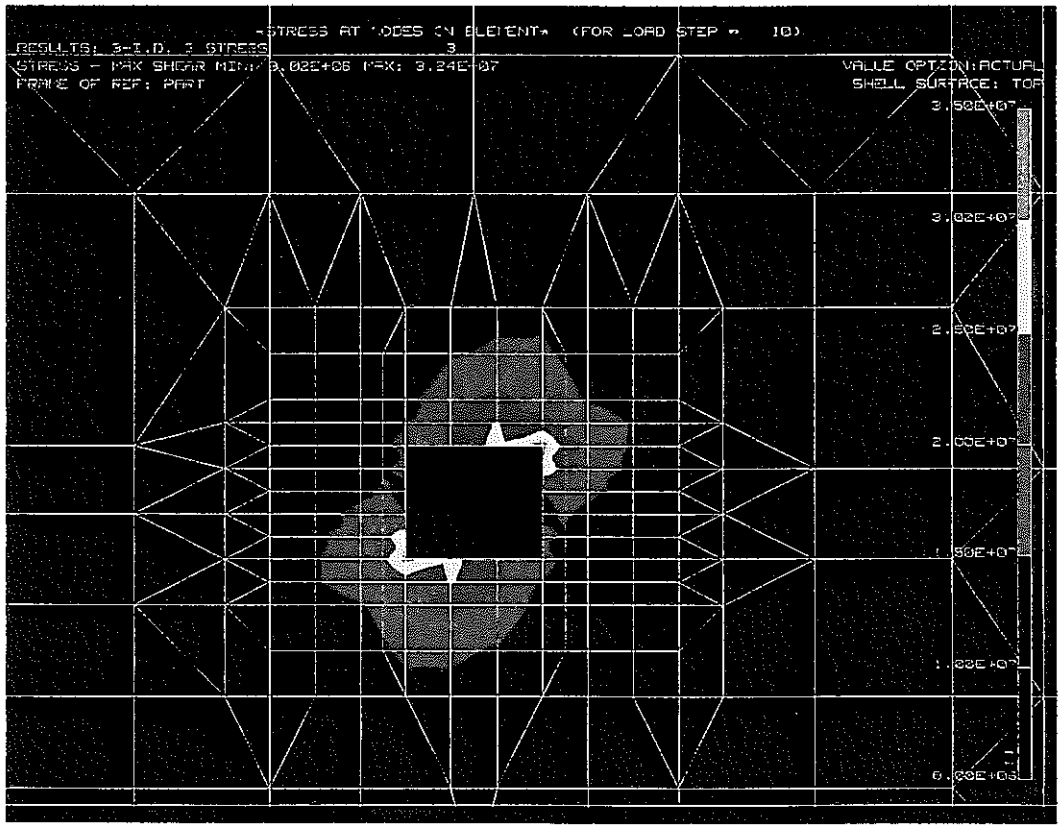
(a) ケース1



(m)

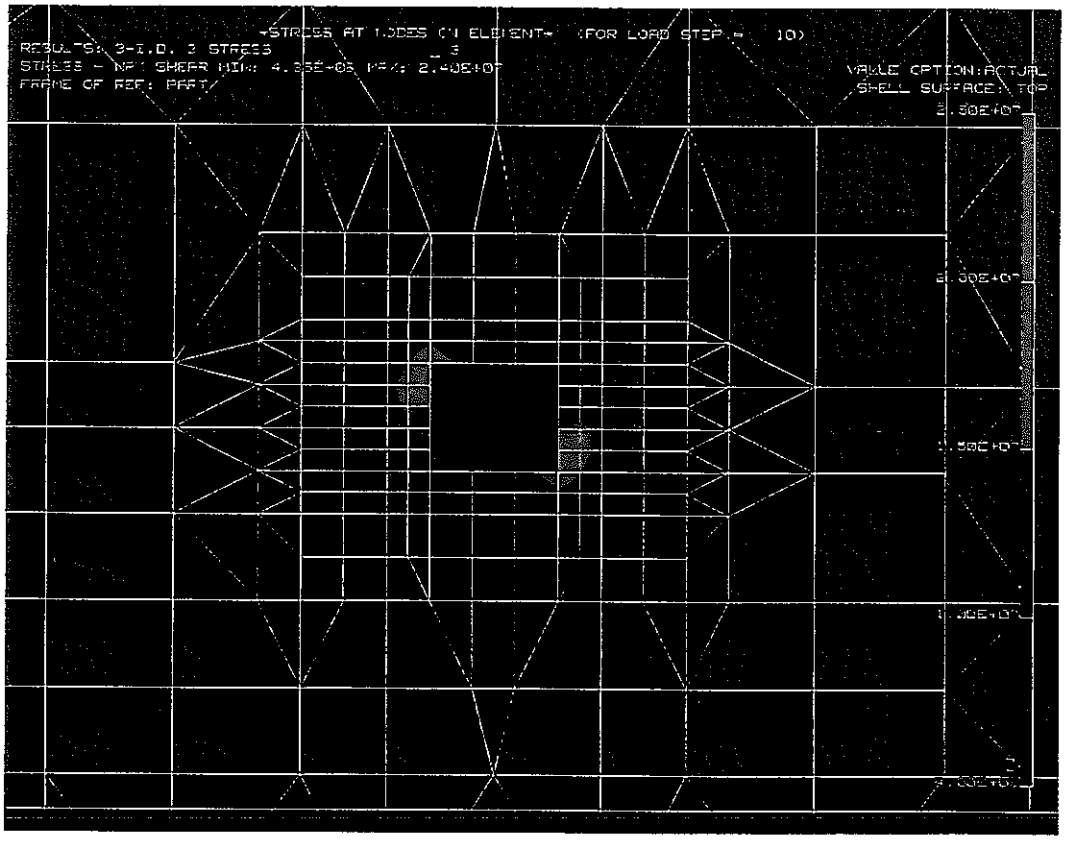
(b) ケース2

図8.4.2 計測坑道掘削後の岩盤の変位コンターの比較（計測坑道周辺）



(Pa)

(a) ケース1



(Pa)

(b) ケース2

図8.4.3 計測坑道掘削後の最大せん断応力の比較

（2）試験坑道の掘削

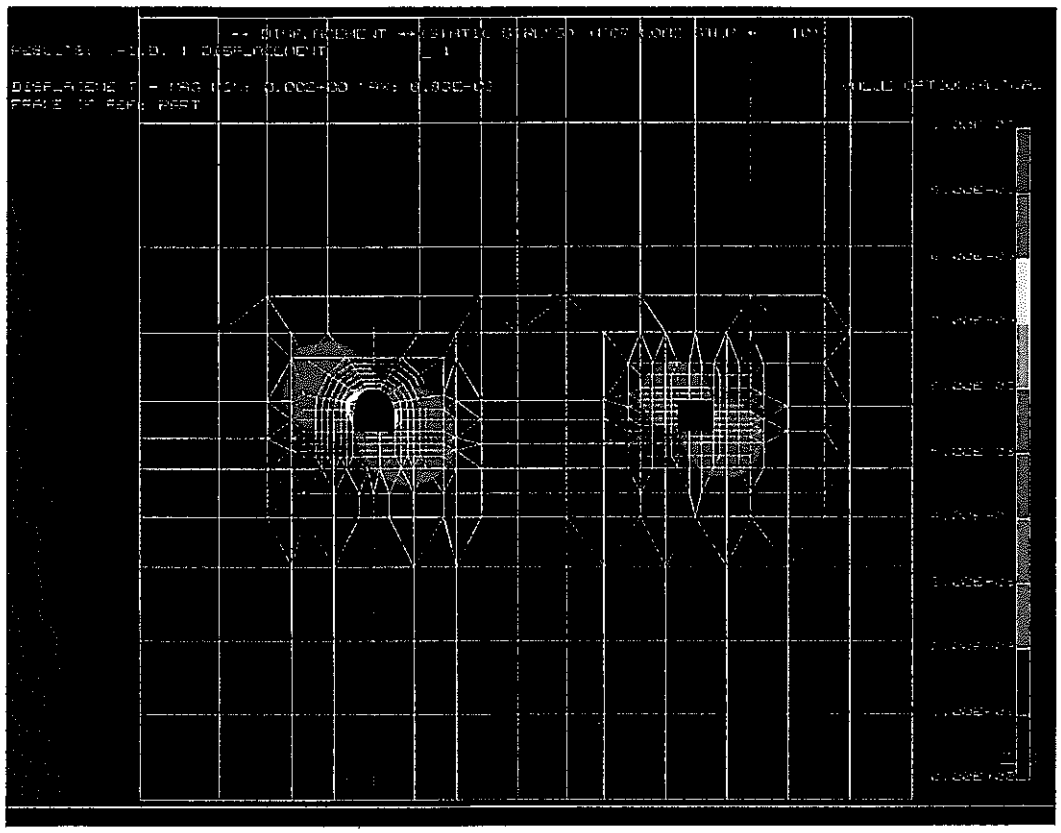
試験坑道掘削後における、ケース1およびケース2の変位コンターを比較したものが、図8.4.4(a),(b)である。また、試験坑道付近および計測坑道付近の変位コンターを比較したものが、それぞれ図8.4.5(a),(b)、図8.4.6(a),(b)である。図8.4.4(a),(b)より、岩盤が変位する方向に関しては計測坑道掘削時と同様に初期地圧の影響を受けていることがわかる。1mm以上の変位が発生する領域については、両ケースとも計測坑道に比べ試験坑道の方が大きいことがわかる。図8.4.5(a),(b)により試験坑道周辺の変位を比較すると、ケース1では左アーチ部で最大となり、8.9mmである。ケース2では底盤左部で最大となり、5.4mmである。一方、図8.4.6(a),(b)により計測坑道周辺の変位を比較すると、ケース1では右側壁部で最大となり、6.7mmである。ケース2では天端および底盤部で最大となり、4.4mmである。ケース1では計測坑道掘削時に比べ最大変位が0.4mm減少し、その位置は左側壁部から右側壁部に変わっている。ケース2でも試験坑道を掘削することにより計測坑道の変位が0.5mm減少している。このような傾向は、計測坑道と試験坑道を掘削することによる変位の干渉と考えられる。そこで、ケース1とケース2における計測坑道周辺の変位ベクトルを比較したものが、図8.4.7(a),(b)である。図8.4.7(a)より、ケース1の場合は計測坑道の左下方の変位ベクトルが試験坑道側に向かっていることがわかる。また、図8.4.7(b)より、ケース2の場合は計測坑道の右上方の変位ベクトルが試験坑道側に向かっていることがわかる。したがって、試験坑道を掘削することにより計測坑道近傍の岩盤には新たな変位が発生している。

つぎに、ケース1とケース2の最大主応力σ_1ベクトルを比較したものが、図8.4.8(a),(b)および図8.4.9(a),(b)である。これらの図から、いずれも掘削に伴う応力再配分の結果、坑道周辺にグランドアーチが形成されていることがわかる。図8.4.8(a)より、ケース1の場合は試験坑道周辺において右アーチ部および左下部で応力が大きいことがわかる。これらの領域においては、初期地圧状態の2.2倍程度のσ_1となっている。一方、図8.4.8(b)より、ケース2の場合は試験坑道周辺において左アーチ部および右下部で応力が大きく、初期地圧状態の2.4倍程度のσ_1となっている。図8.4.9(a)および(b)より、計測坑道周辺においても試験坑道周辺と同様の主応力状態であることがわかる。

ケース1およびケース2における最大せん断応力τ_{max}のコンターを比較したものが、図8.4.10(a),(b)および図8.4.11(a),(b)である。図8.4.10(a)から、ケース1の場合は右アーチ部でτ_{max}が大きいことがわかる。また、図8.4.10(b)から、ケース2の場合は左アーチ部でτ_{max}が大きいことがわかる。

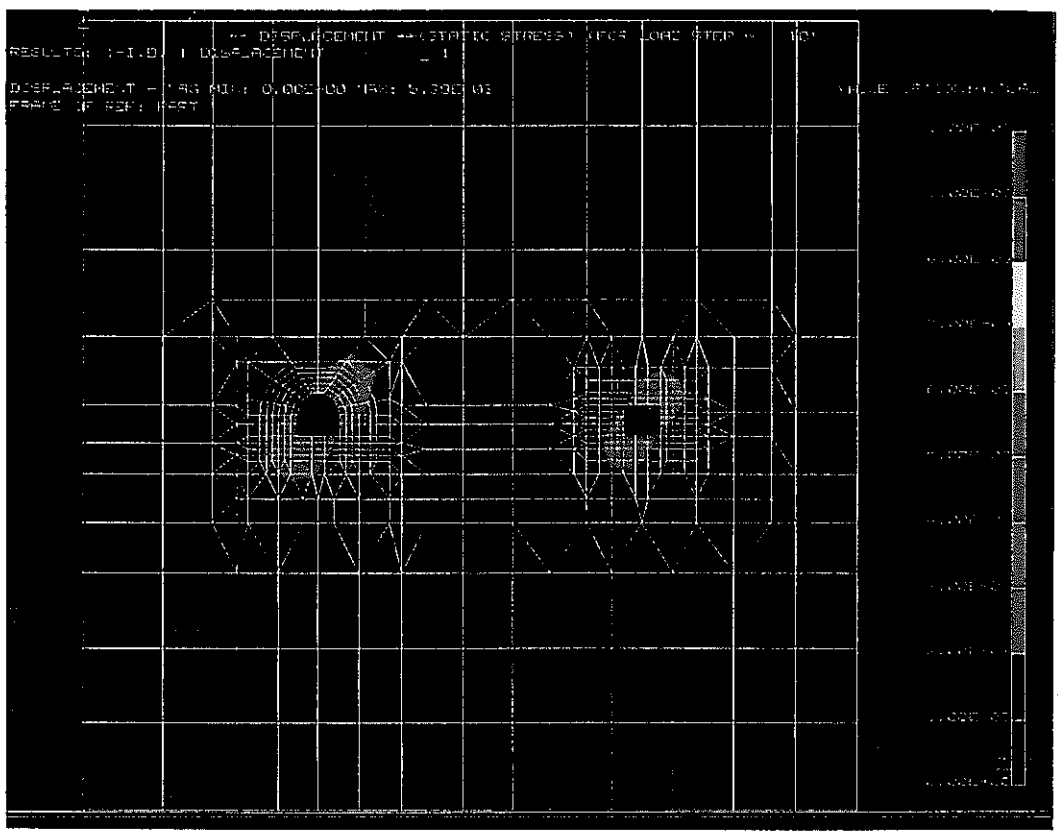
ケース1およびケース2における局所安全率L.S.F.を比較したものが、図

8.4.12(a),(b)および図8.4.13(a),(b)である。いずれの場合も、L.S.F.が1より小さい塑性域は見られない。図8.4.12(a)から、ケース1の試験坑道周辺では右アーチ部および底盤の左側でL.S.F.が小さく、壁面から0.5m以内の領域のL.S.F.が1.6～2.0程度となっていることがわかる。図8.4.12(b)から、ケース2の場合は左アーチ部および底盤の右側でL.S.F.が小さく、壁面から0.5m以内の領域のL.S.F.が2～3程度となっていることがわかる。図8.4.13(a)から、ケース1の計測坑道周辺では底盤の右側でL.S.F.が小さく、壁面から0.5m以内の領域のL.S.F.が2.0程度となっていることがわかる。図8.4.13(b)から、ケース2の場合は右側壁部でL.S.F.が小さく、壁面から1m以内の領域のL.S.F.が2～3程度となっていることがわかる。したがって、両ケースとも計測坑道の右側でL.S.F.が小さくなっている。これは、試験坑道を掘削すると計測坑道の左側壁の岩盤は変位が減少し、右側壁の変位が増加したことと対応しているものと考えられる。



(m)

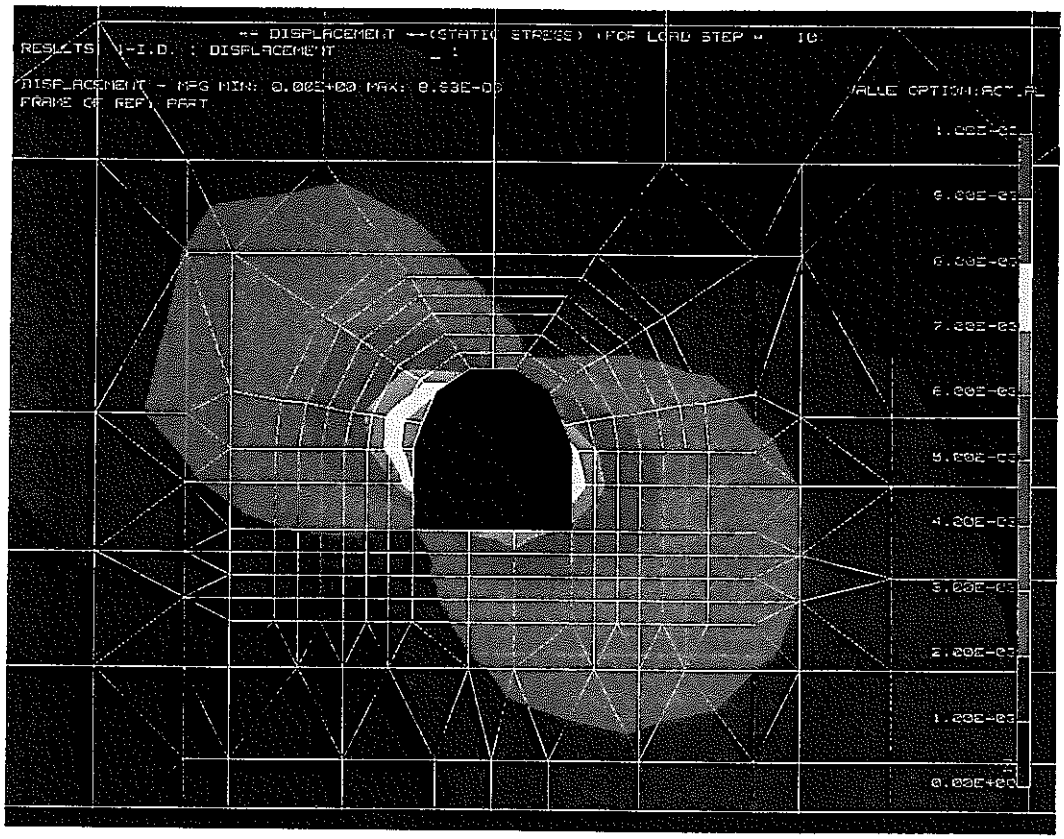
(a) ケース1



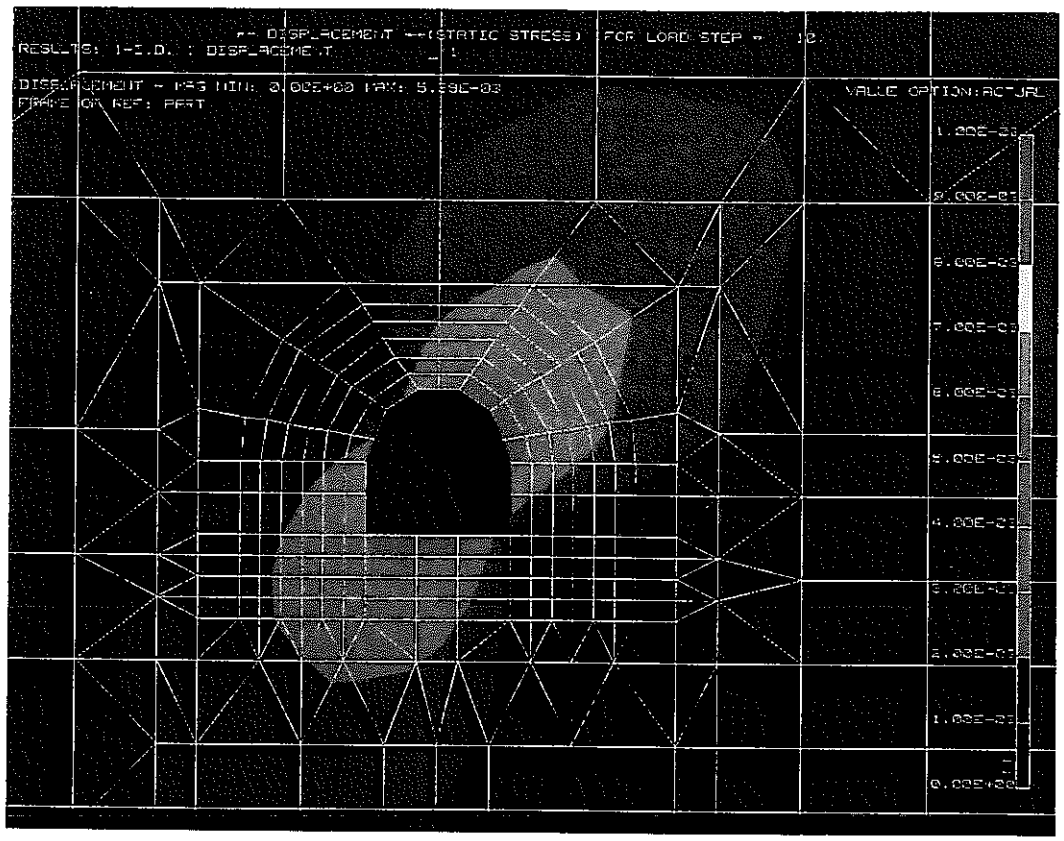
(m)

(b) ケース2

図8.4.4 試験坑道掘削後の岩盤の変位コンターの比較（全体）

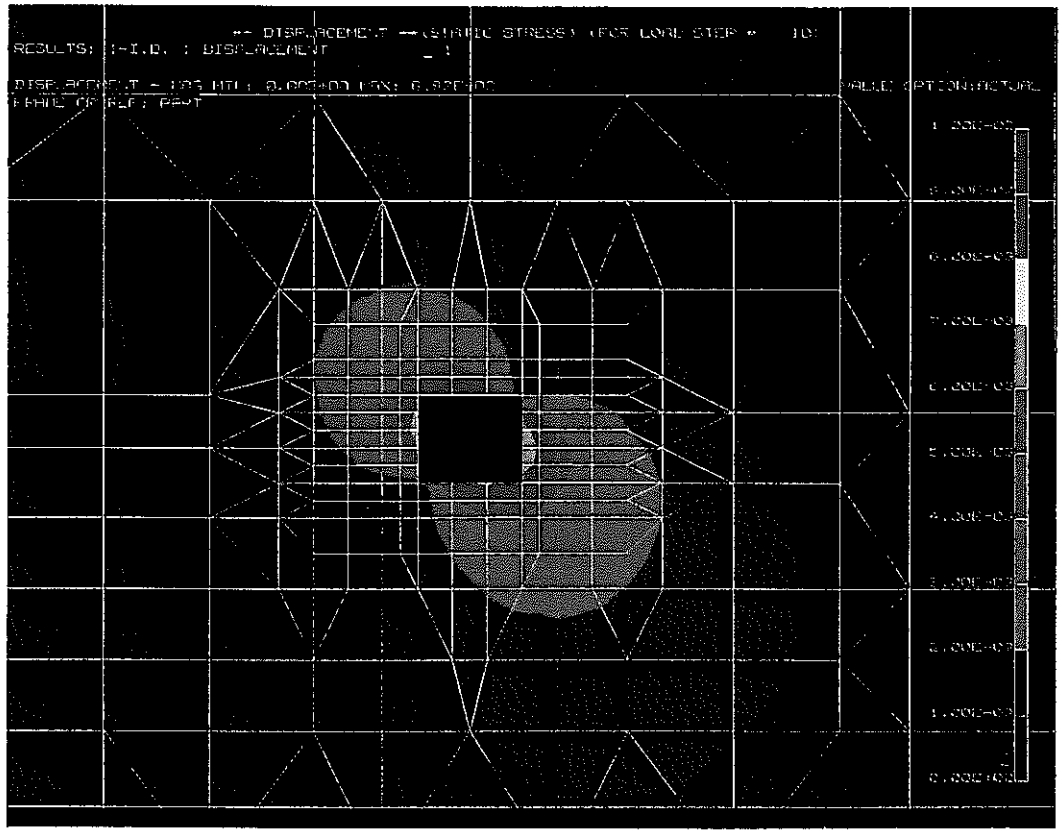


(a) ケース1



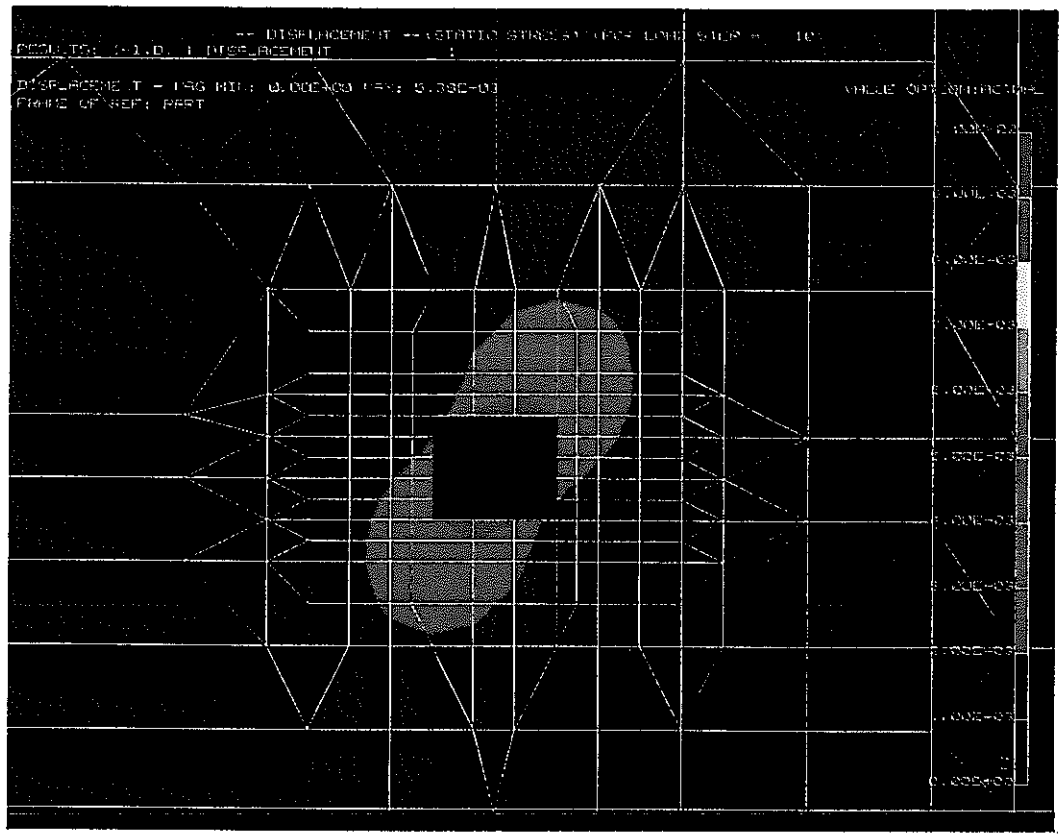
(b) ケース2

図8.4.5 試験坑道掘削後の岩盤の変位コンターの比較（試験坑道周辺）



(m)

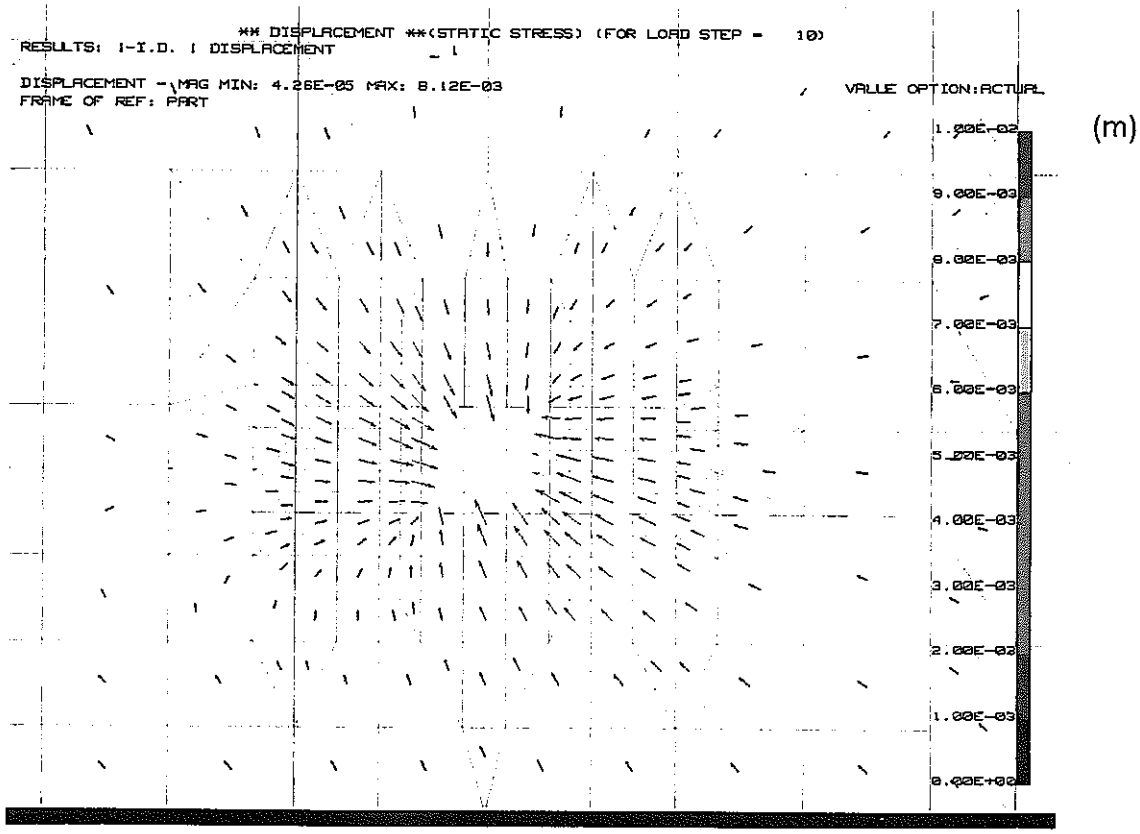
(a)　ケース1



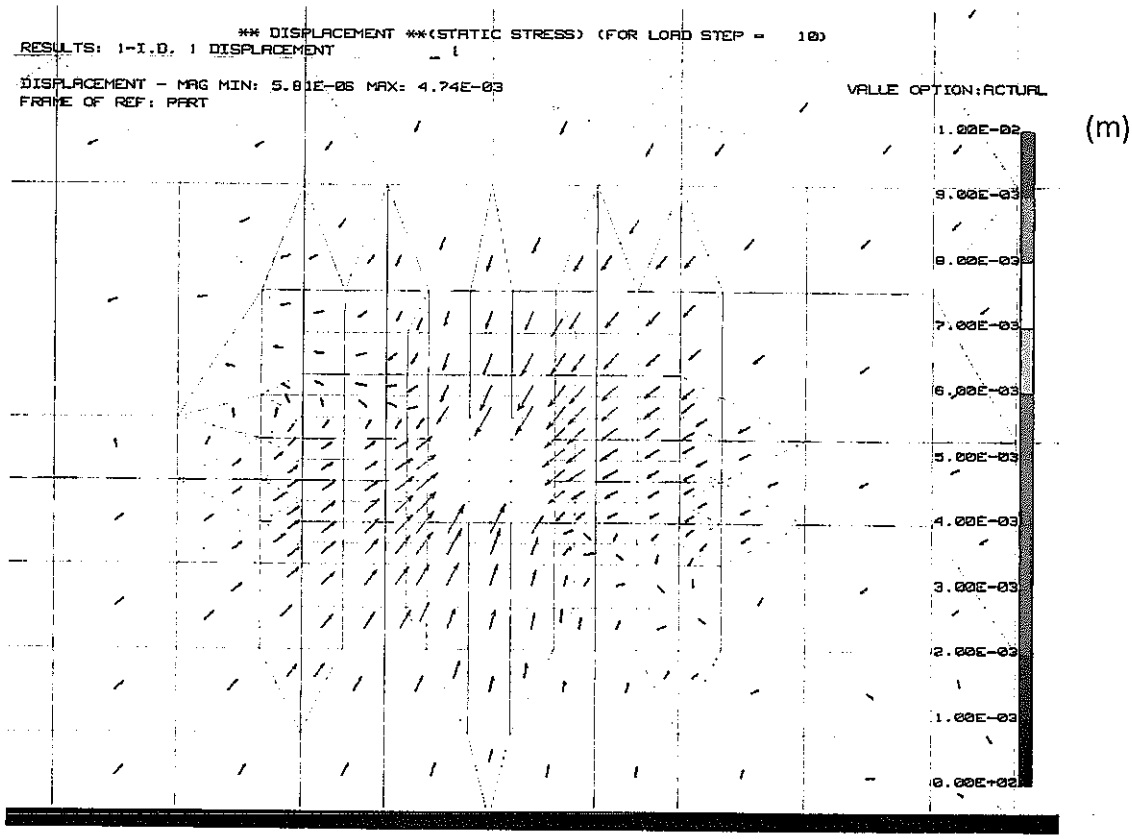
(m)

(b)　ケース2

図8.4.6　試験坑道掘削後の岩盤の変位コンターの比較（計測坑道周辺）

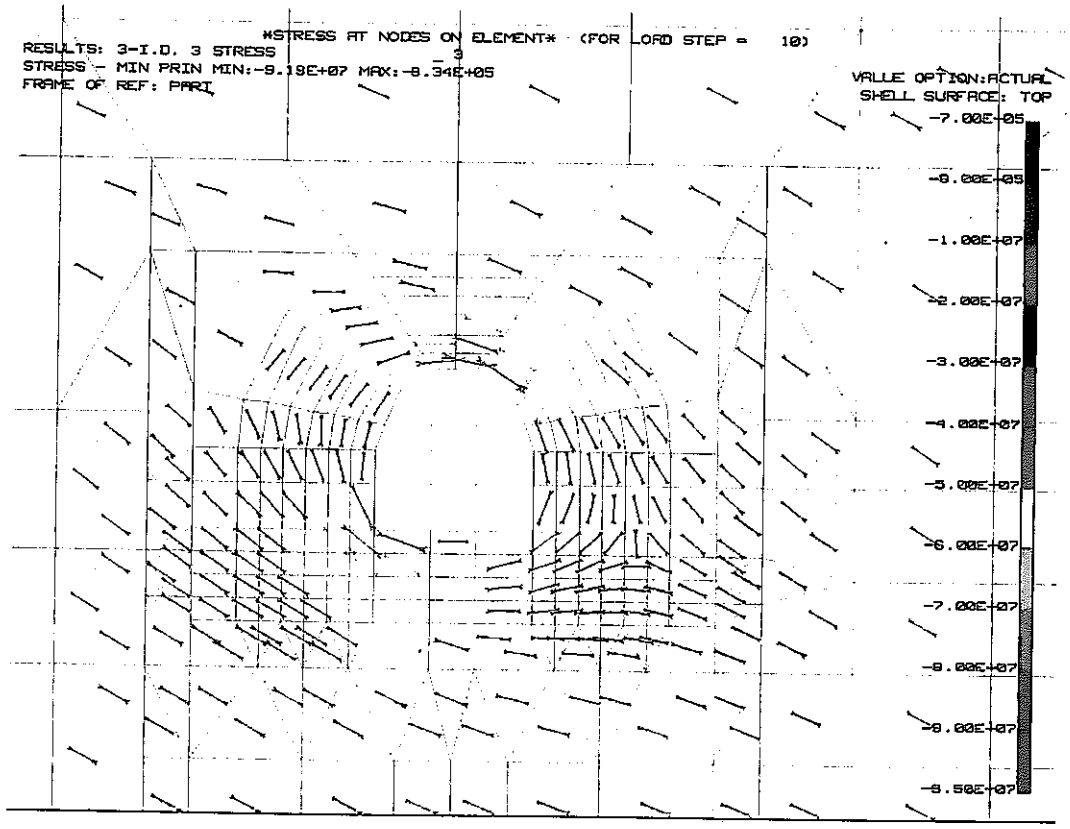


(a) ケース1



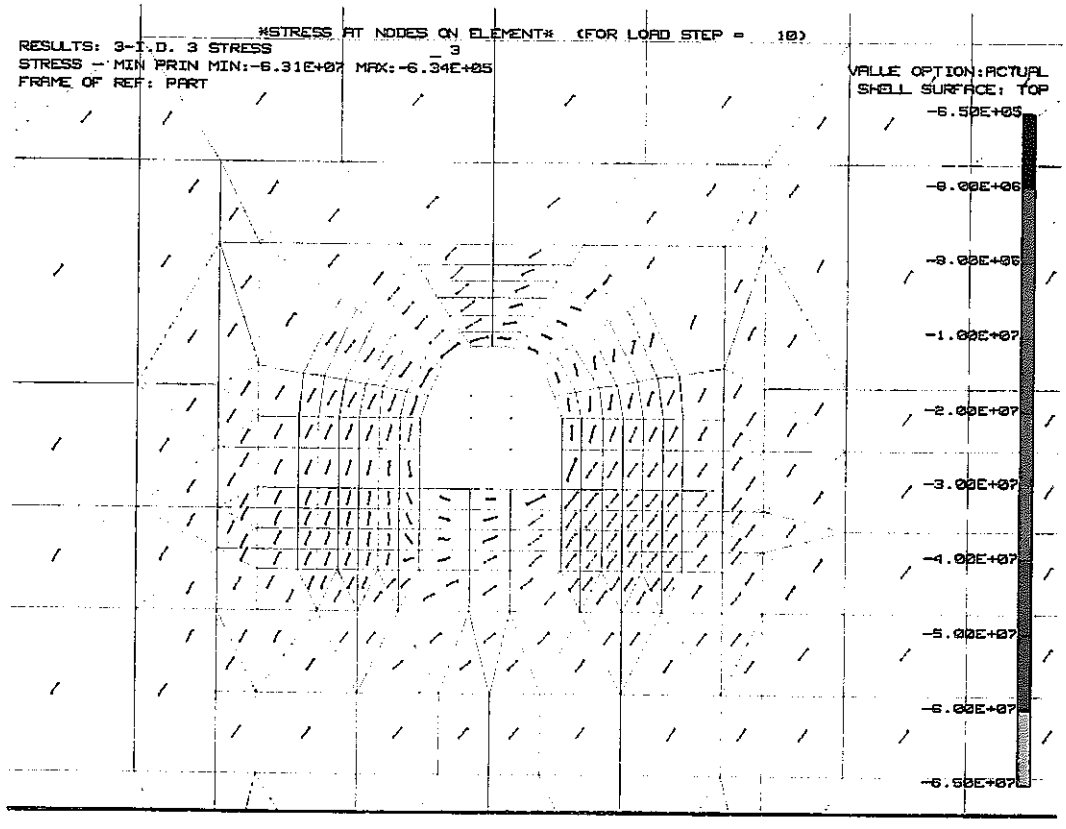
(b) ケース2

図8.4.7 試験坑道掘削後の岩盤の変位ベクトルの比較（計測坑道周辺）



(Pa)

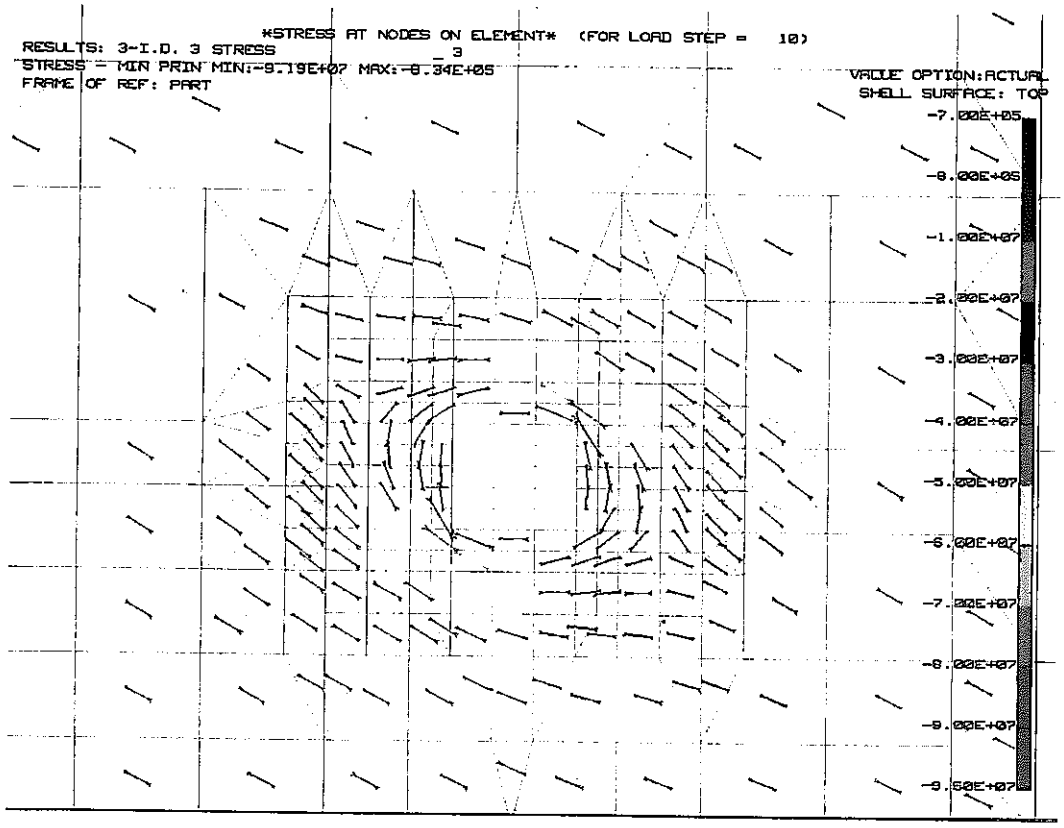
(a) ケース1



(Pa)

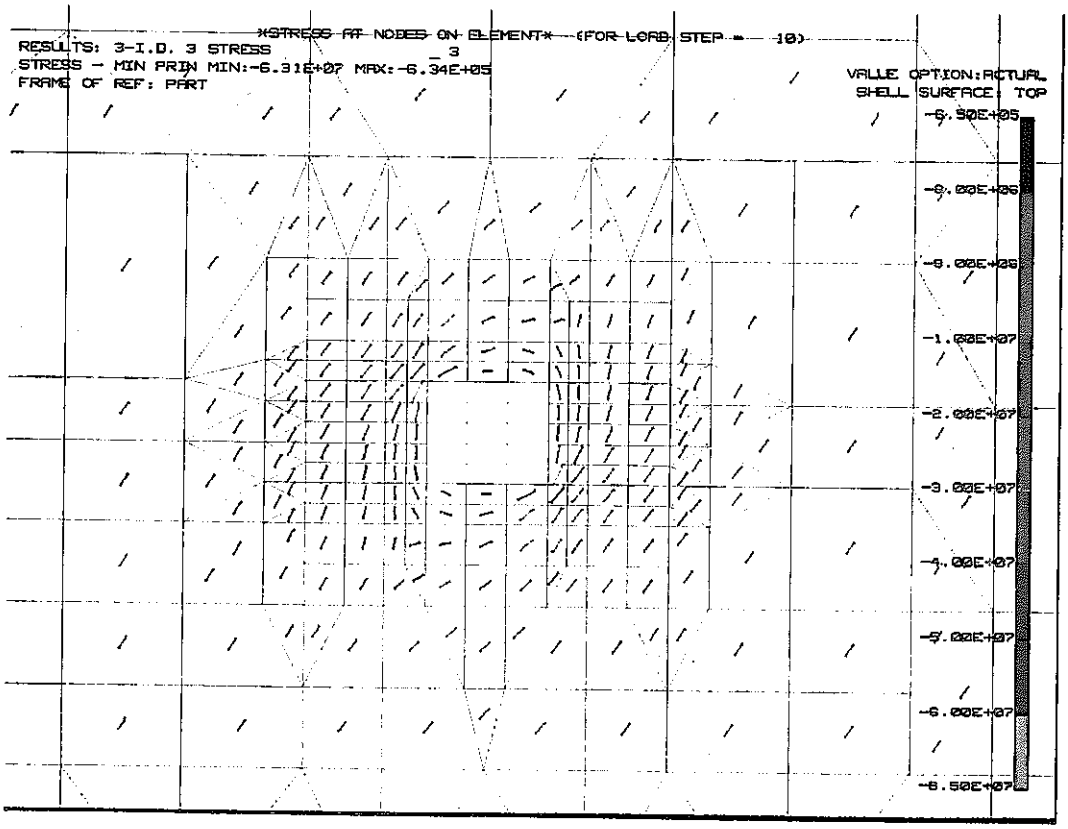
(b) ケース2

図8.4.8 試験坑道掘削後の主応力ベクトルの比較（試験坑道周辺）



(Pa)

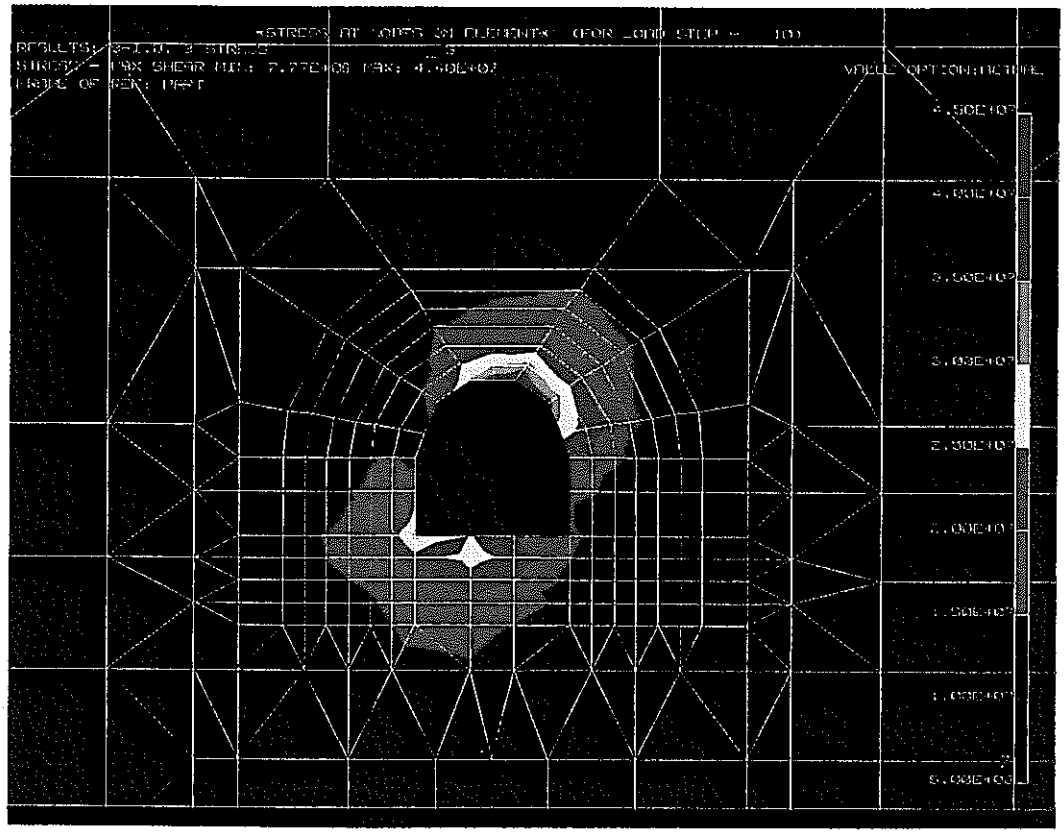
(a) ケース1



(Pa)

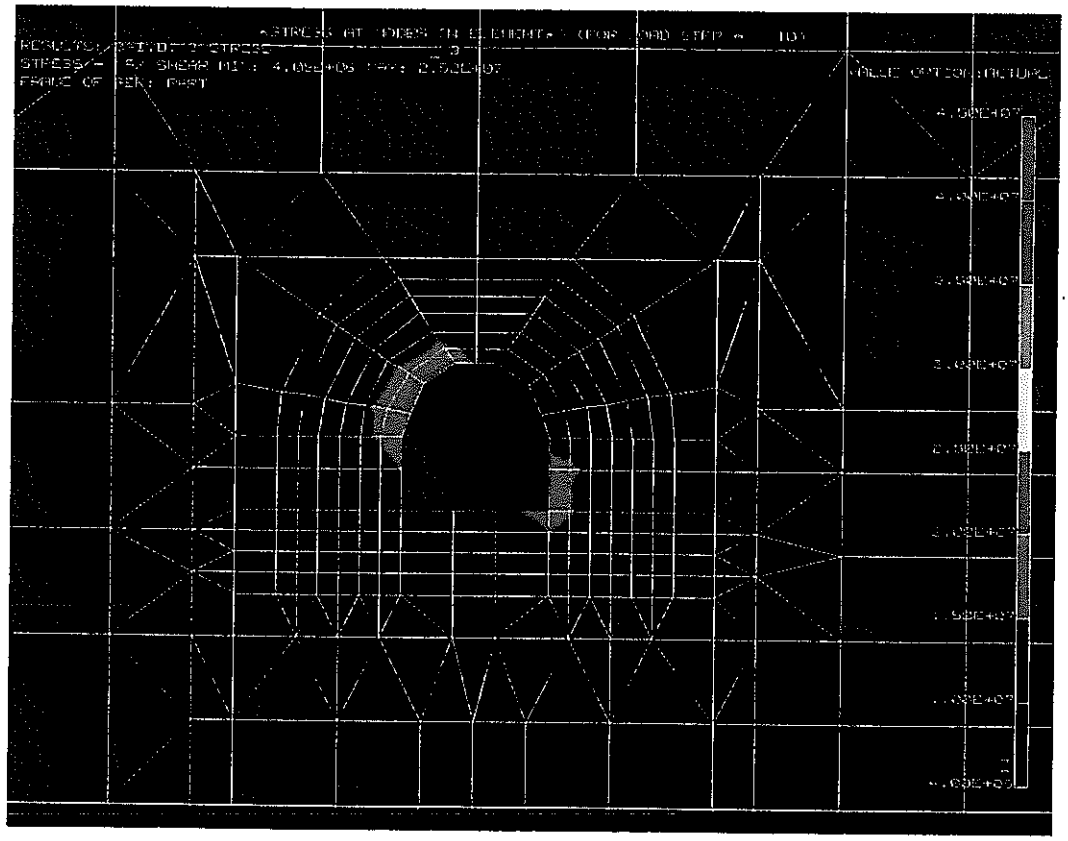
(b) ケース2

図8.4.9 試験坑道掘削後の主応力ベクトルの比較（計測坑道周辺）



(Pa)

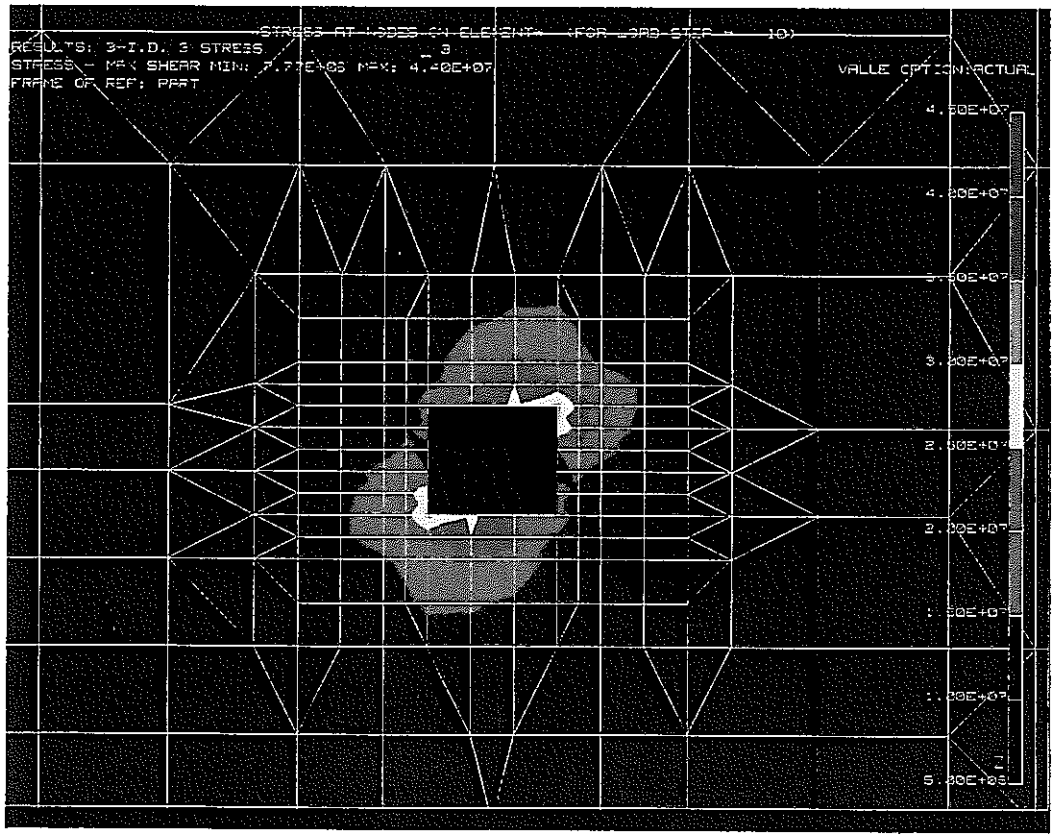
(a) ケース1



(Pa)

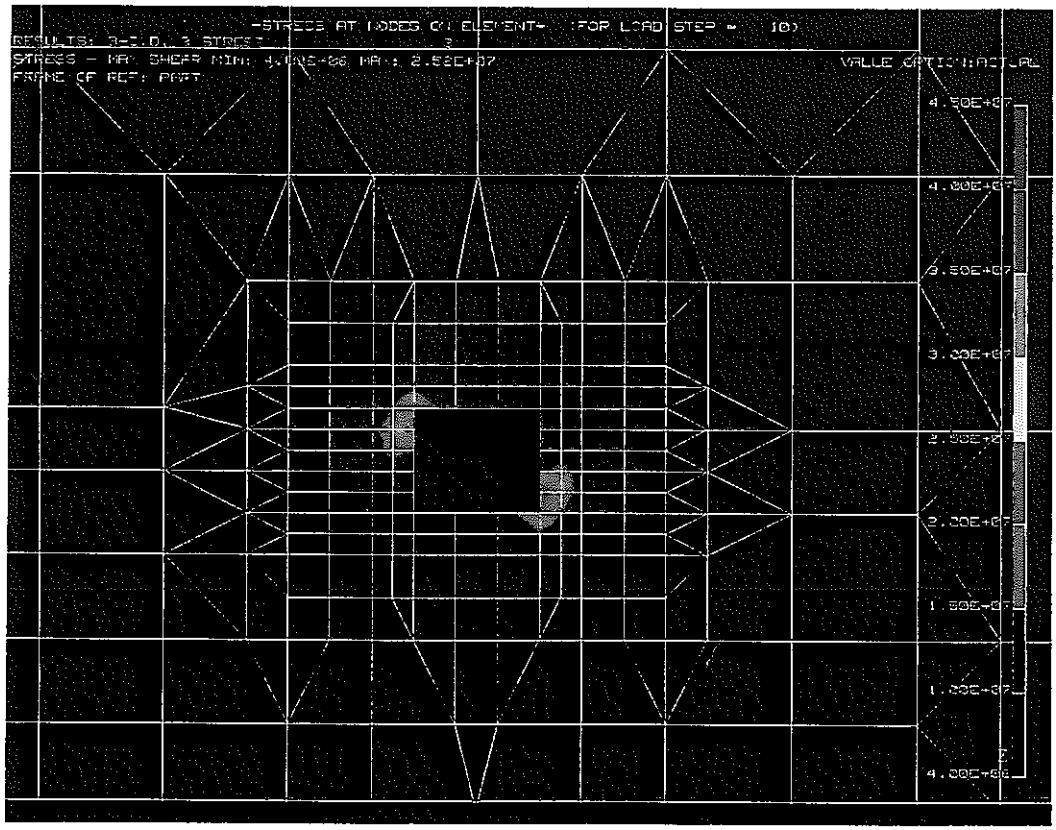
(b) ケース2

図8.4.10 試験坑道掘削後の最大せん断応力τ_{max}の比較（試験坑道周辺）



(Pa)

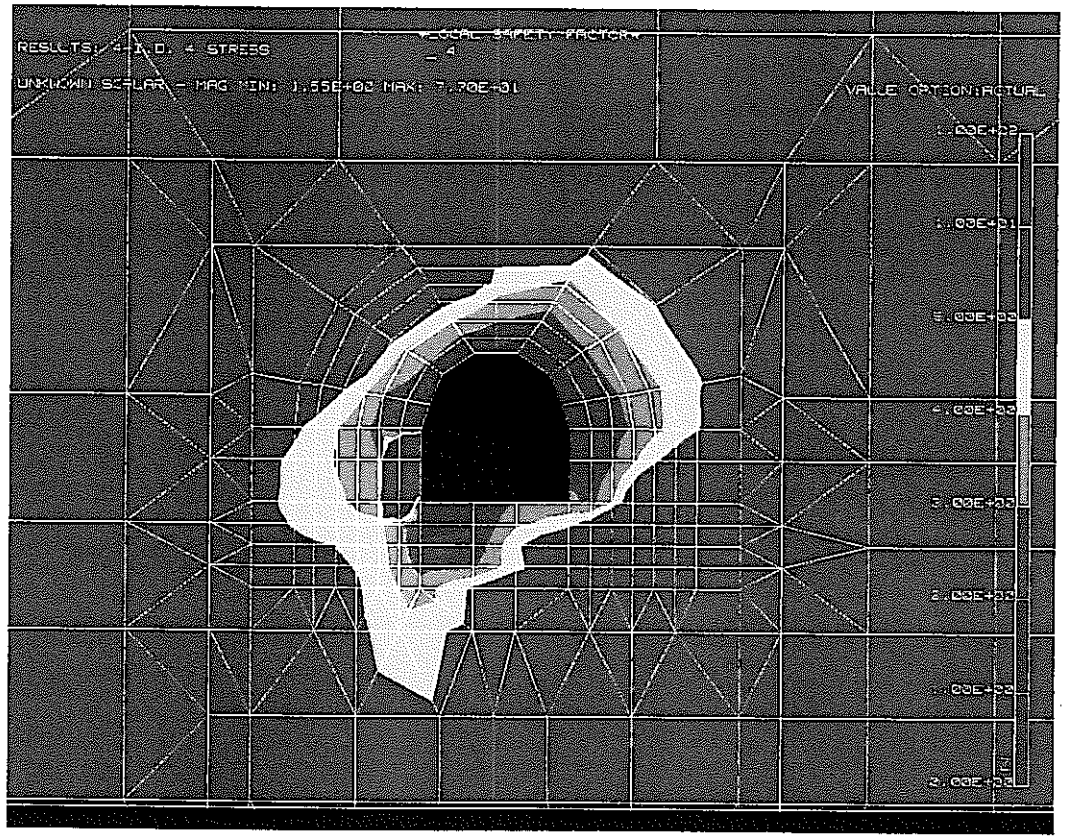
(a) ケース1



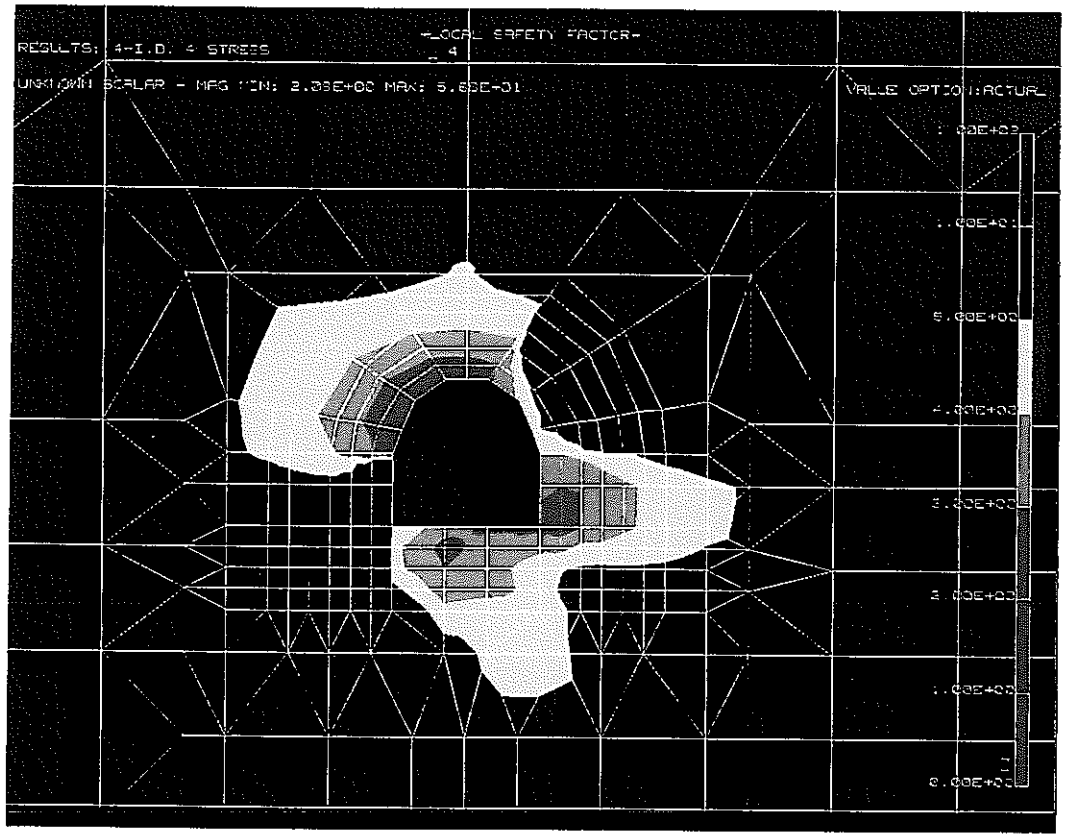
(Pa)

(b) ケース2

図8.4.11 試験坑道掘削後の最大せん断応力τ_{max}の比較（計測坑道周辺）

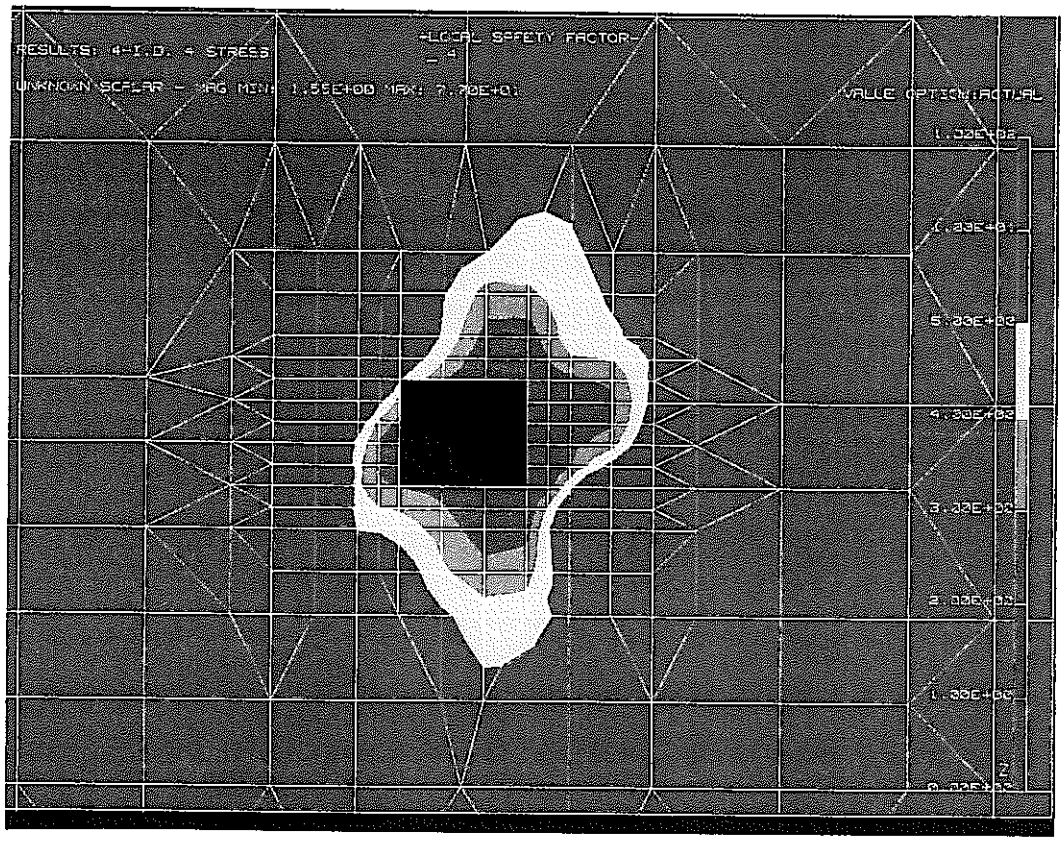


(a)　ケース1

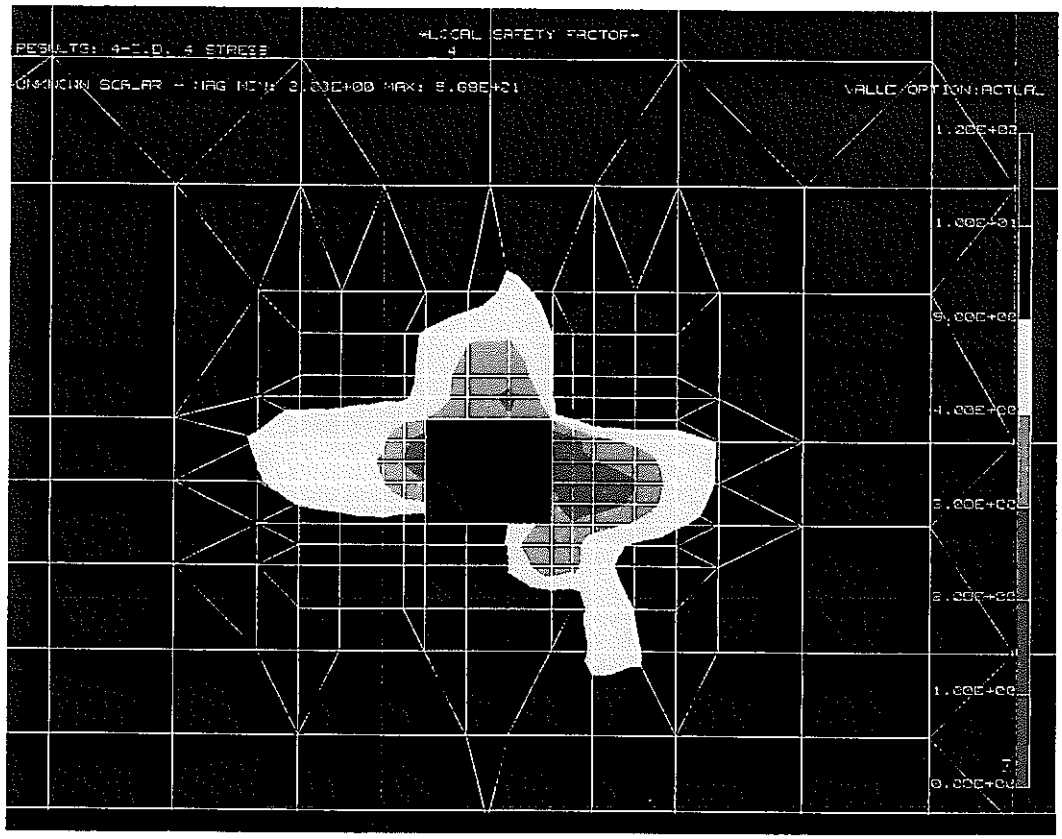


(b)　ケース2

図8.4.12　試験坑道掘削後のL.S.Fの比較（試験坑道周辺）



(a) ケース1



(b) ケース2

図8.4.13 試験坑道掘削後のL.S.Fの比較（計測坑道周辺）

8.4.2　DEM解析の結果と考察

（1）計測坑道の掘削

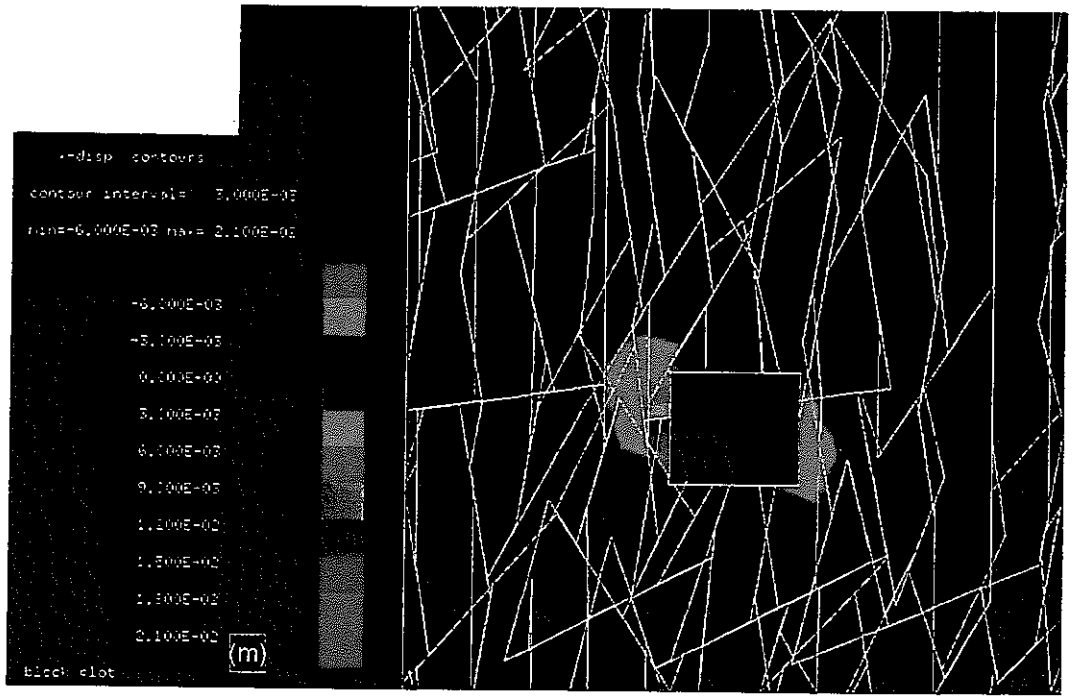
モデル1を用いたDEM解析の結果から、計測坑道の掘削後におけるケース1、2の岩盤の水平方向の変位コンターを比較したものが、図8.4.14(a),(b)である。また、変位ベクトルを比較したものが、図8.4.15(a),(b)である。図8.4.14(a)と図8.4.15(a)より、ケース1の場合は計測坑道の左上側と右下側の変位が比較的大きいことがわかる。この傾向はFEM解析の結果と同様である。岩盤の変位は左側壁部で最大となり24.3mmである。一方、図8.4.14(b)と図8.4.15(b)より、ケース2の場合も左側壁部で最大となり21.6mmである。両ケースにおいて変位コンターは、初期地圧の最大主応力σ_1の方向に広がる傾向がある。

つぎに、モデル2を用いたDEM解析の結果から、計測坑道の掘削後におけるケース1、2の岩盤の水平方向の変位コンターを比較したものが、図8.4.16(a),(b)である。また、変位ベクトルを比較したものが、図8.4.17(a),(b)である。図8.4.16(a),(b)より、掘削時の岩盤の変位はFEM解析やモデル1の場合と同様に初期地圧の影響を受けていることがわかる。モデル2の場合はモデル1の場合のように坑道壁面付近に流れ目の不連続面が存在しないため、これに起因した局所的に大きな変位は見られない。

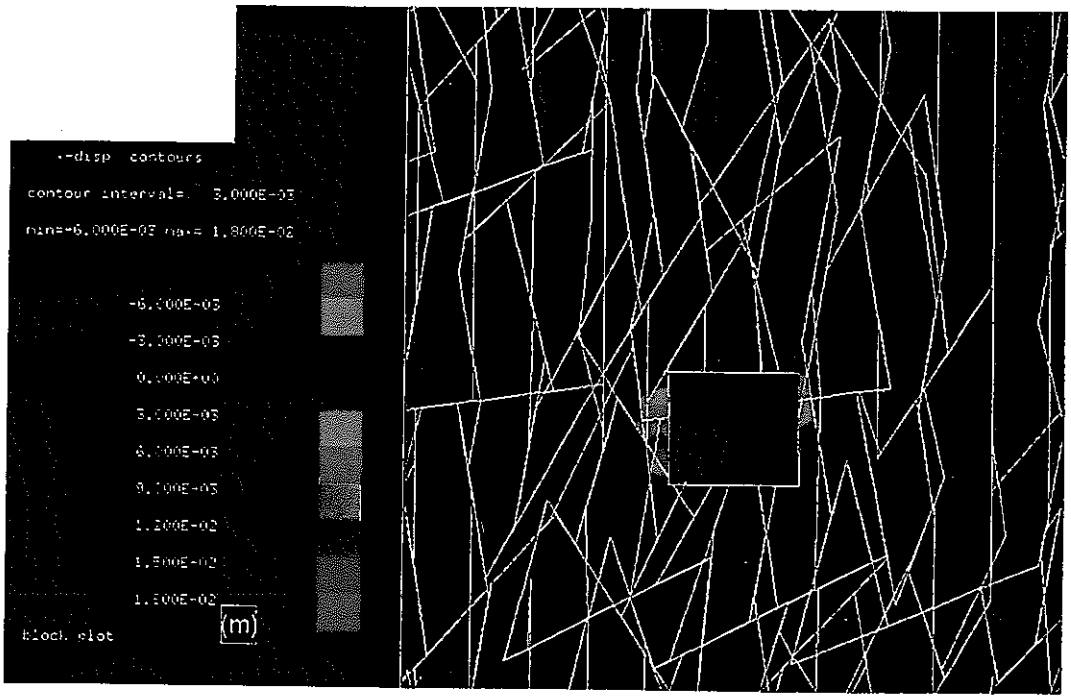
計測坑道掘削時の岩盤の最大変位について、2ケースのDEM解析およびFEM解析の結果を比較すると表8.4.1のようになる。この表から、DEM解析のモデル1の場合はFEM解析の結果に比べ大きな変位が認められる。これは、坑道壁面の不連続面の影響と考えられる。モデル2の場合は不連続面の影響は小さく、FEM解析の結果と大差がない。このように、坑道周辺の不連続面の存在が掘削時の岩盤の変位に影響することがわかる。

表8.4.1　計測坑道掘削時の最大変位 (mm)

DEM解析				FEM解析	
モデル1		モデル2		ケース1	ケース2
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2		
24.3	21.6	6.6	5.5	7.1	4.9

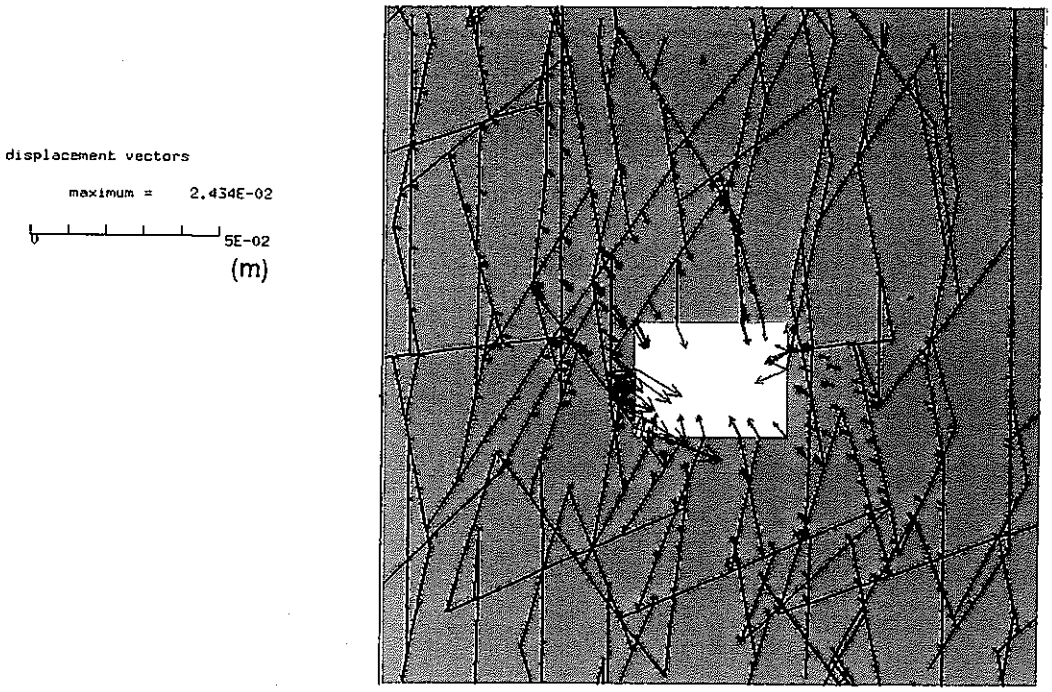


(a) ケース1

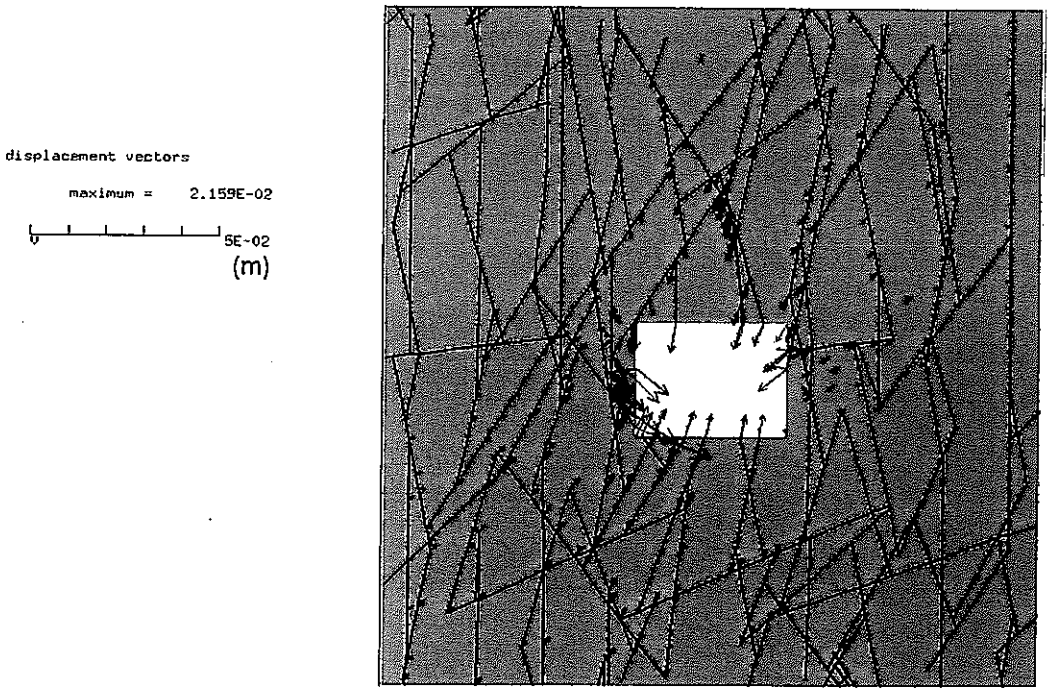


(b) ケース2

図8.4.14 計測坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル1）

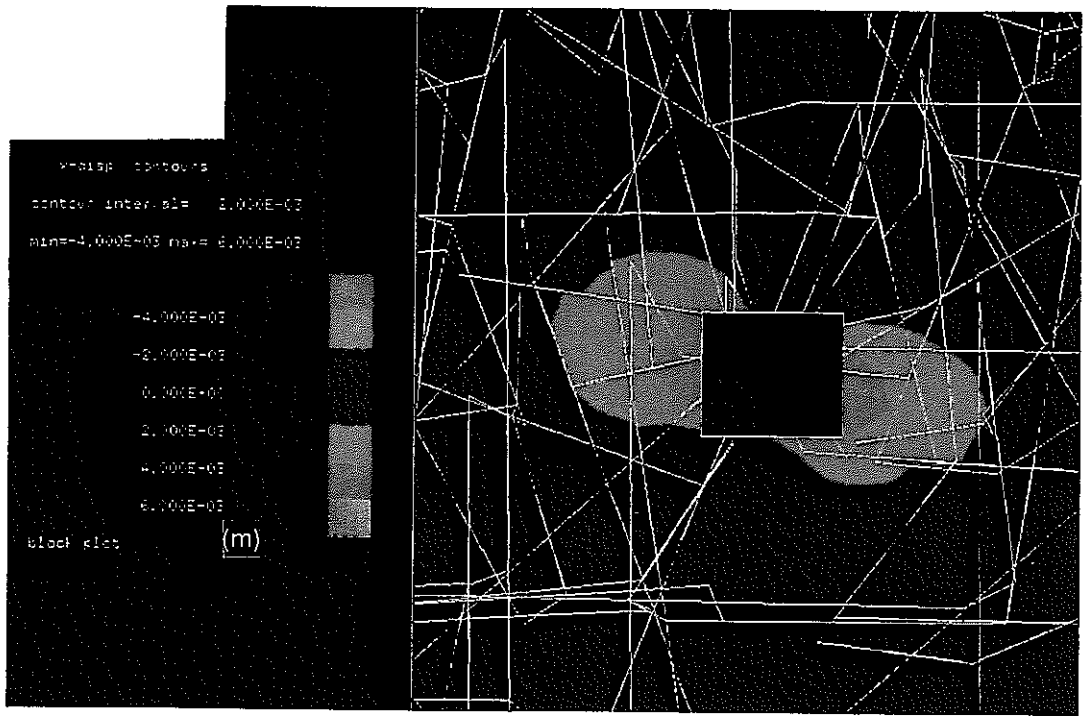


(a) ケース1

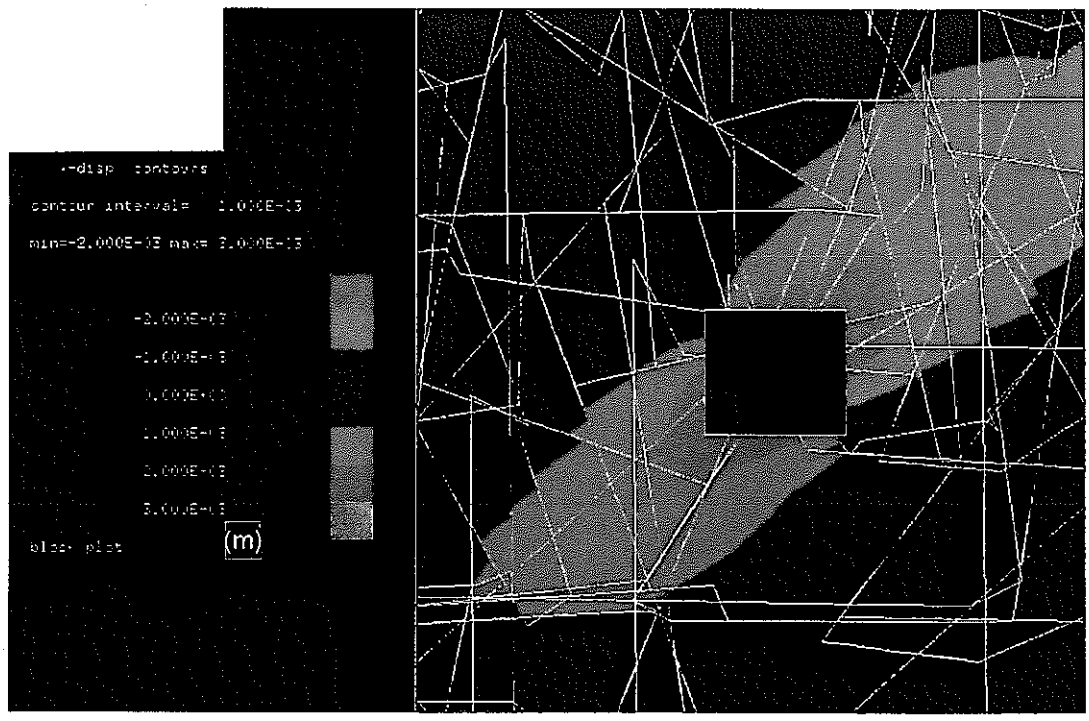


(b) ケース2

図8.4.15 計測坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル1）

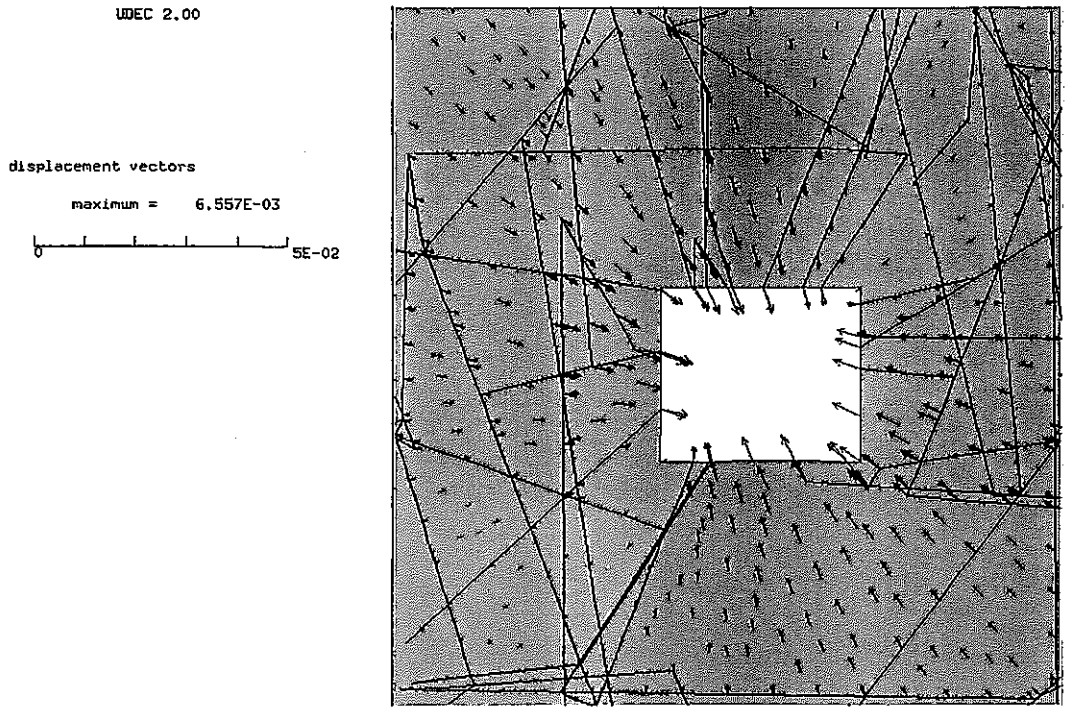


(a) ケース1

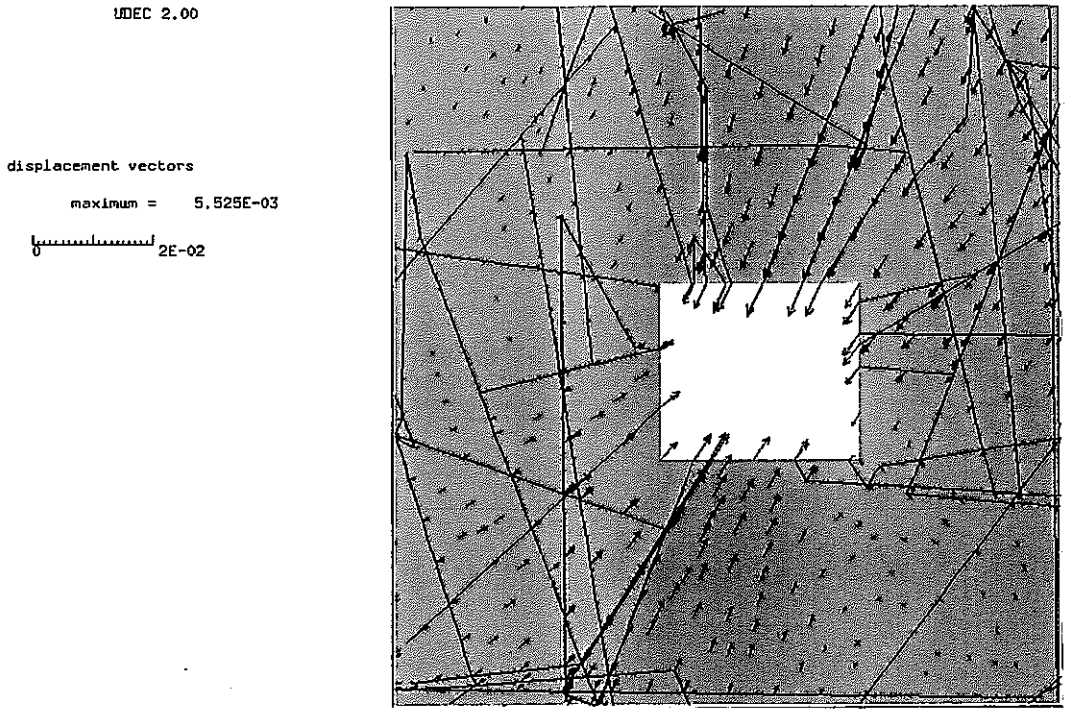


(b) ケース2

図8.4.16 計測坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル2）



(a) ケース1

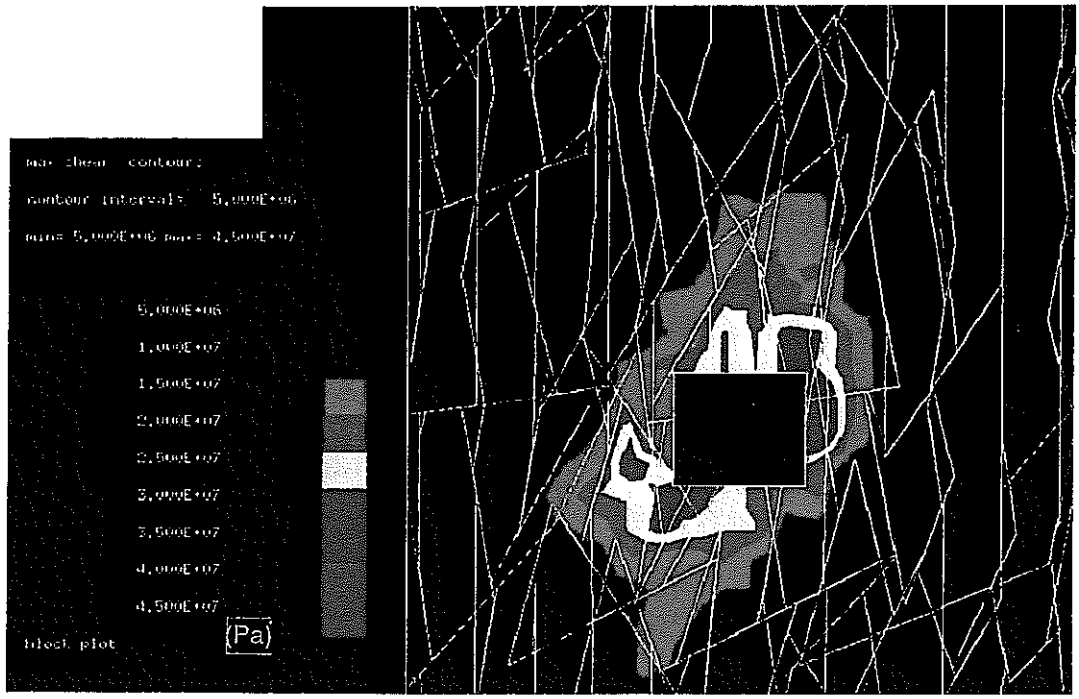


(b) ケース2

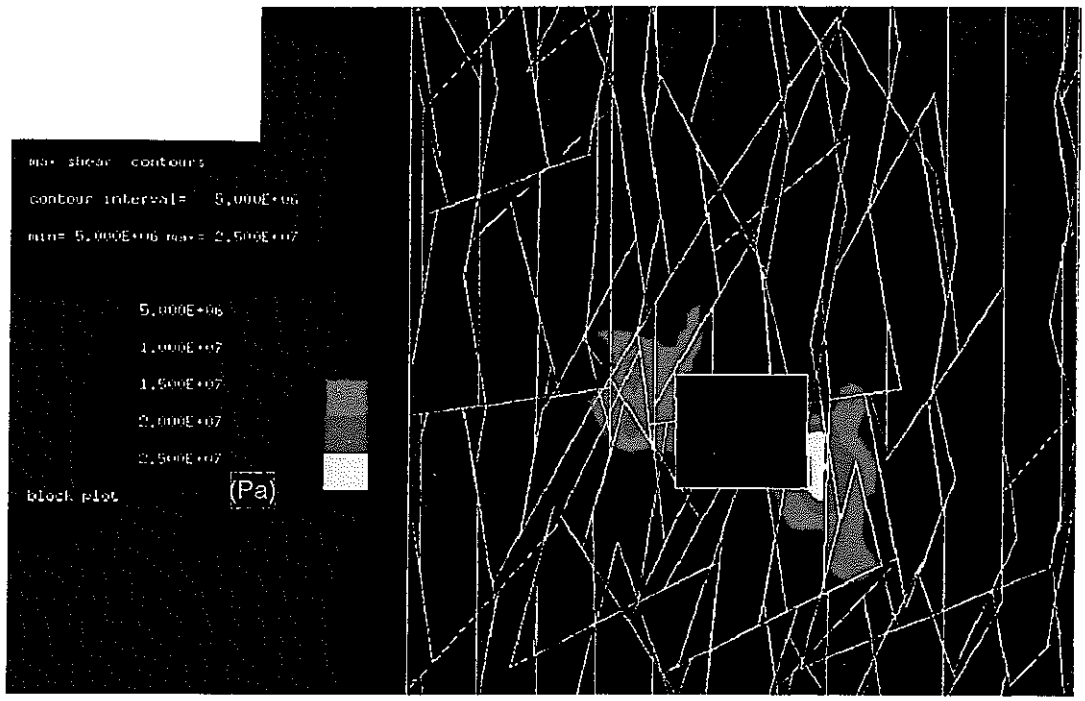
図8.4.17 計測坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル2）

モデル1を用いたDEM解析の結果から、計測坑道の掘削後におけるケース1およびケース2の最大せん断応力τ_{max}を比較したものが、図8.4.18(a),(b)である。図化処理プログラムの都合で、DEMの結果についてはFEMの場合のτ_{max}の2倍で表示されている。図8.4.18(a)より、ケース1の場合のτ_{max}は、右上および左下の隅角部で大きいことがわかる。また、図8.4.18(b)より、ケース2の場合のτ_{max}は、左上および右下の隅角部で大きいことがわかる。すなわち、計測坑道周辺で最大せん断応力の大きい位置は初期地圧の最小主応力σ_3方向とほぼ一致していることがわかる。この傾向はFEMと同様である。

つぎに、モデル2を用いたDEM解析の結果から、計測坑道の掘削後におけるケース1およびケース2の最大せん断応力τ_{max}を比較したものが、図8.4.19(a),(b)である。τ_{max}が集中する位置についてはモデル1やFEM解析の場合と同様である。このようなτ_{max}の集中する位置を考慮すると、解析で用いた初期地圧（ケース1とケース2）の違いにより、たとえば肌落ちの起こりやすい位置が変わってくる。すなわち、ケース1からは計測坑道の右上角部および左下角部において、応力集中によるクラックの発生や肌落ちが起こりやすいと予測される。また、ケース2の場合は左上角部および右下角部において、応力集中によるクラックの発生や肌落ちが起こりやすいと予測される。

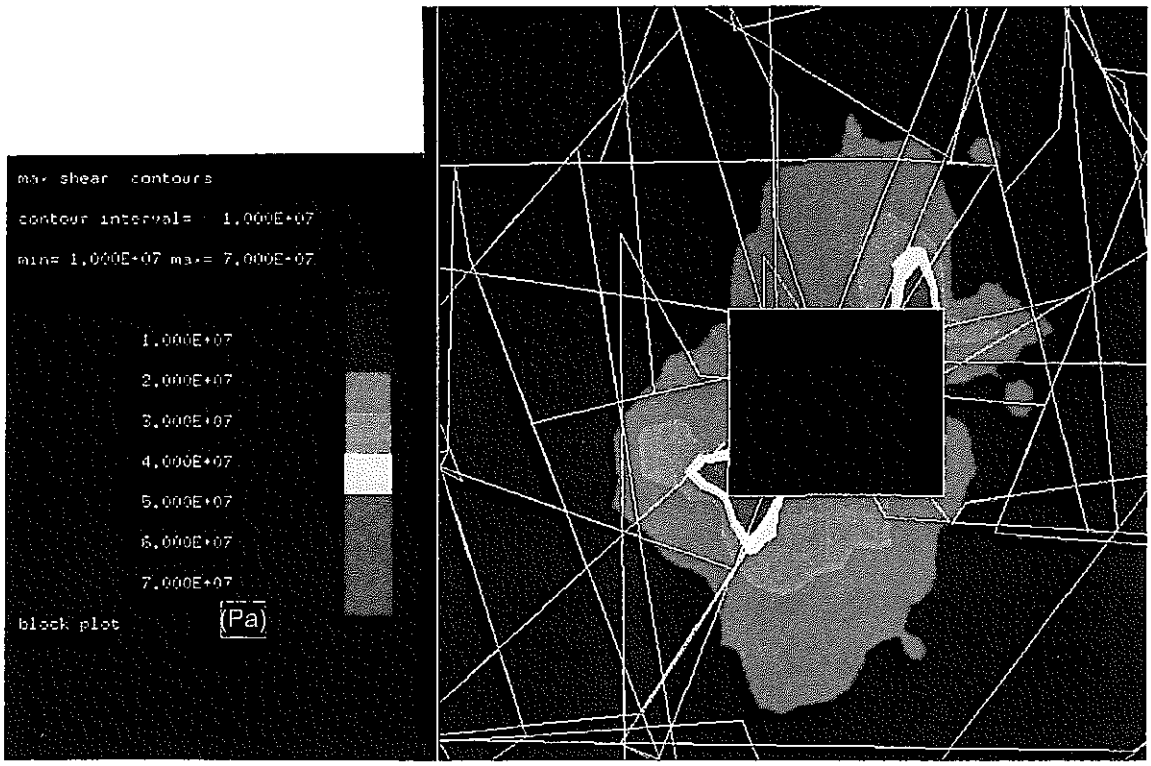


(a) ケース1

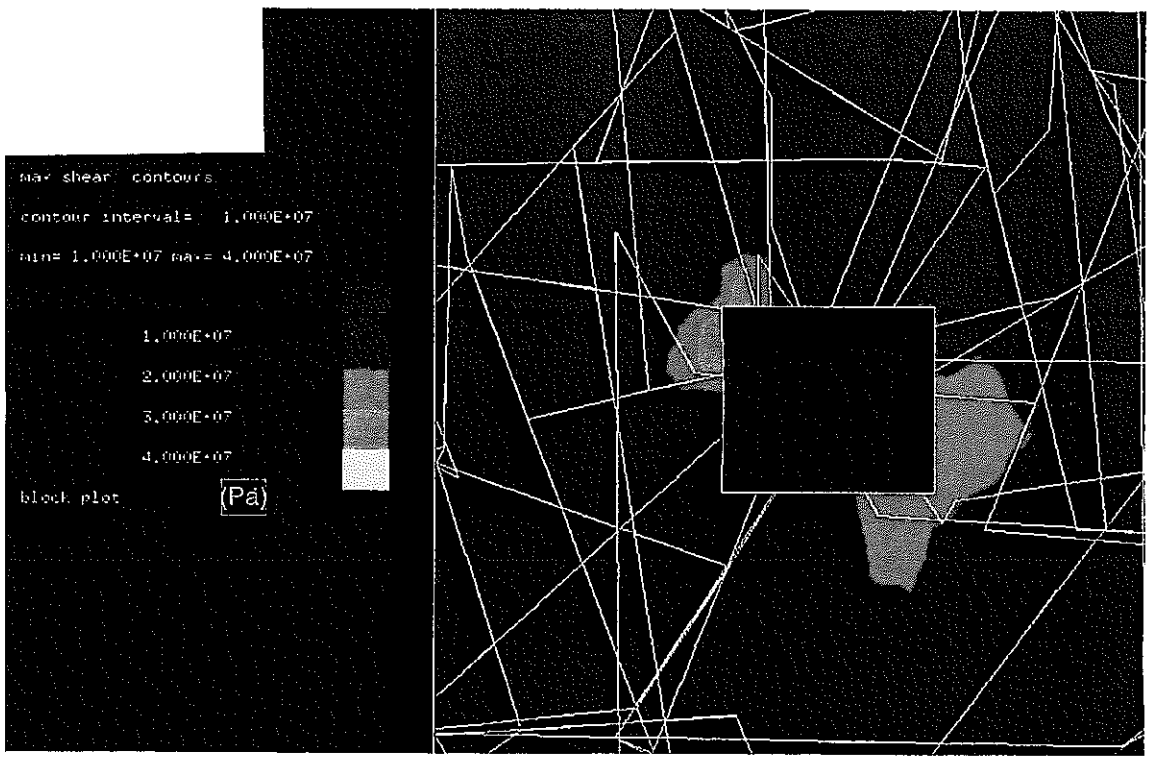


(b) ケース2

図8.4.18 計測坑道掘削後の最大せん断応力の比較（モデル1）



(a) ケース1



(b) ケース2

図8.4.19 計測坑道掘削後の最大せん断応力の比較（モデル2）

（2）試験坑道の掘削

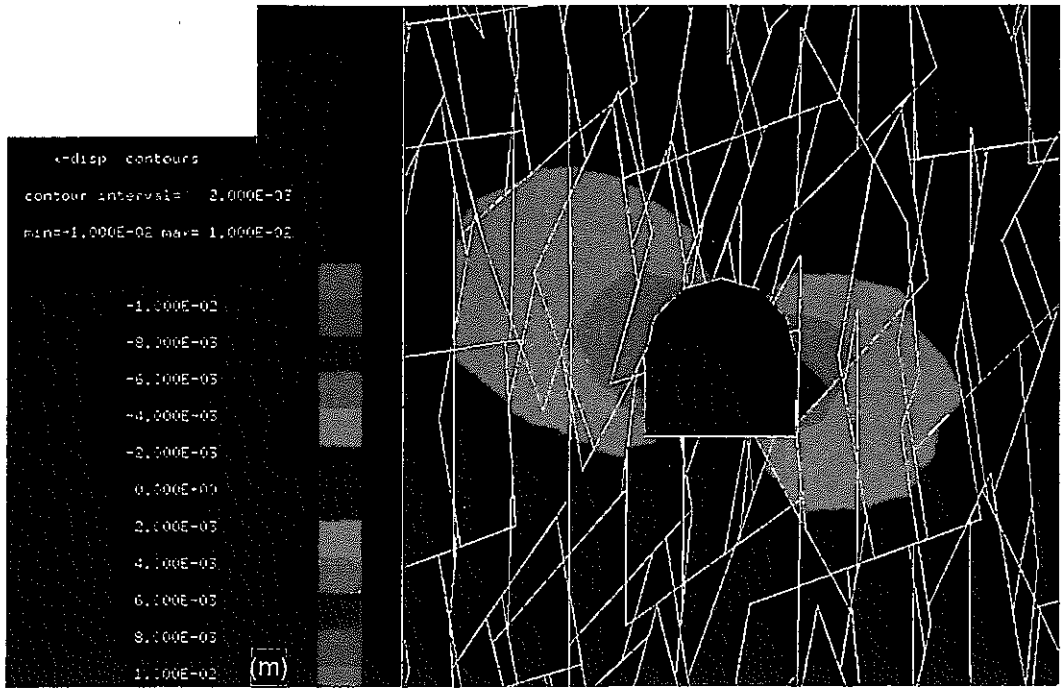
モデル1を用いたDEM解析の結果から、試験坑道掘削後におけるケース1およびケース2の水平および鉛直方向の変位コンターを比較したものが、それぞれ図8.4.20(a),(b)、図8.4.21(a),(b)である。また、変位ベクトルを比較したものが図8.4.22(a),(b)である。これらの図から、FEM解析の結果と同様に初期地圧の影響を受けていることがわかる。図8.4.22(a)から、ケース1の場合は岩盤の変位は左右側壁部で大きくなっており、最大値は11.9mmである。図8.4.22(b)から、ケース2の場合も岩盤の変位は左右側壁部で大きくなっており、最大値は14.2mmである。FEM解析の結果と比較すると岩盤の変位は大きくなっており、不連続面の影響が認められる。

一方、モデル2を用いたDEM解析の結果から、試験坑道掘削後におけるケース1およびケース2の水平および鉛直方向の変位コンターを比較したものが、それぞれ図8.4.23(a),(b)、図8.4.24(a),(b)である。また、変位ベクトルを比較したものが図8.4.25(a),(b)である。ケース1では左アーチ部で変位は最大となり、10.6mmである。ケース2でも左アーチ部で変位は最大となり、9.6mmである。このように、モデル2の場合も岩盤の変位はFEM解析の結果に比べると大きくなっており、不連続面の影響が局所的に現れているためと考えられる。

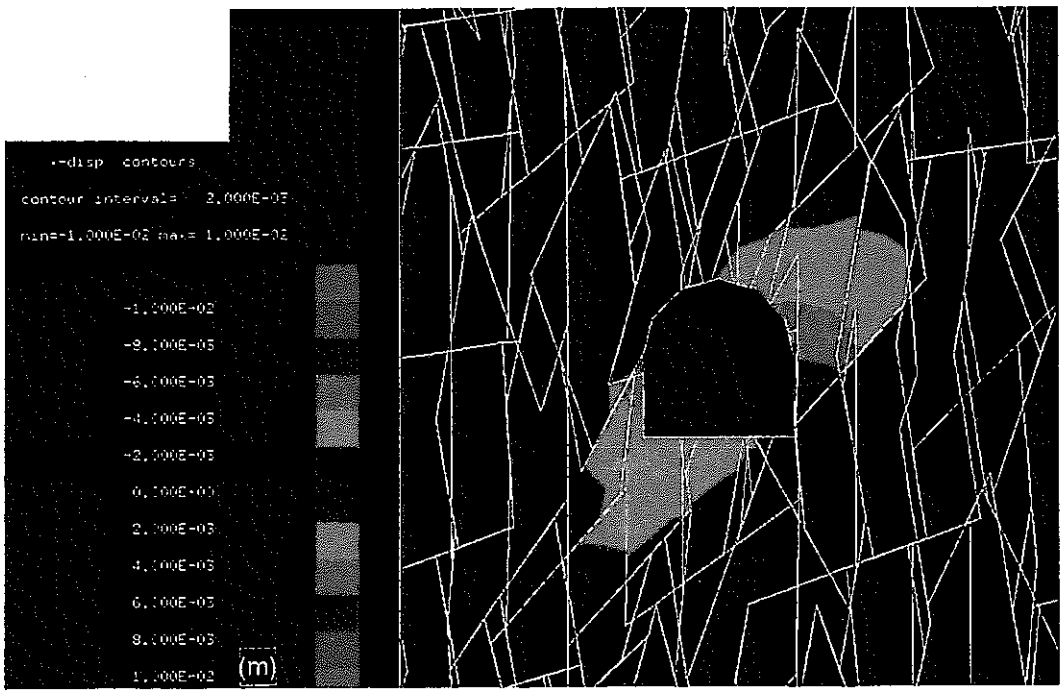
試験坑道掘削時の岩盤の最大変位について、2ケースのDEM解析およびFEM解析の結果を比較すると表8.4.2のようになる。この表から、FEMおよびDEM解析の結果を比較すると、DEMの結果の方が変位が大きくなっていることがわかる。これらの傾向は、坑道周辺に存在する不連続面の影響と考えられる。試験坑道周辺に実在する不連続面を解析モデルに取り込むことにより、解析の予測精度も向上するものと考えられる。

表8.4.2　試験坑道掘削時の最大変位 (mm)

DEM解析				FEM解析	
モデル1		モデル2		ケース1	ケース2
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2		
11.9	14.2	10.6	9.6	8.9	5.4

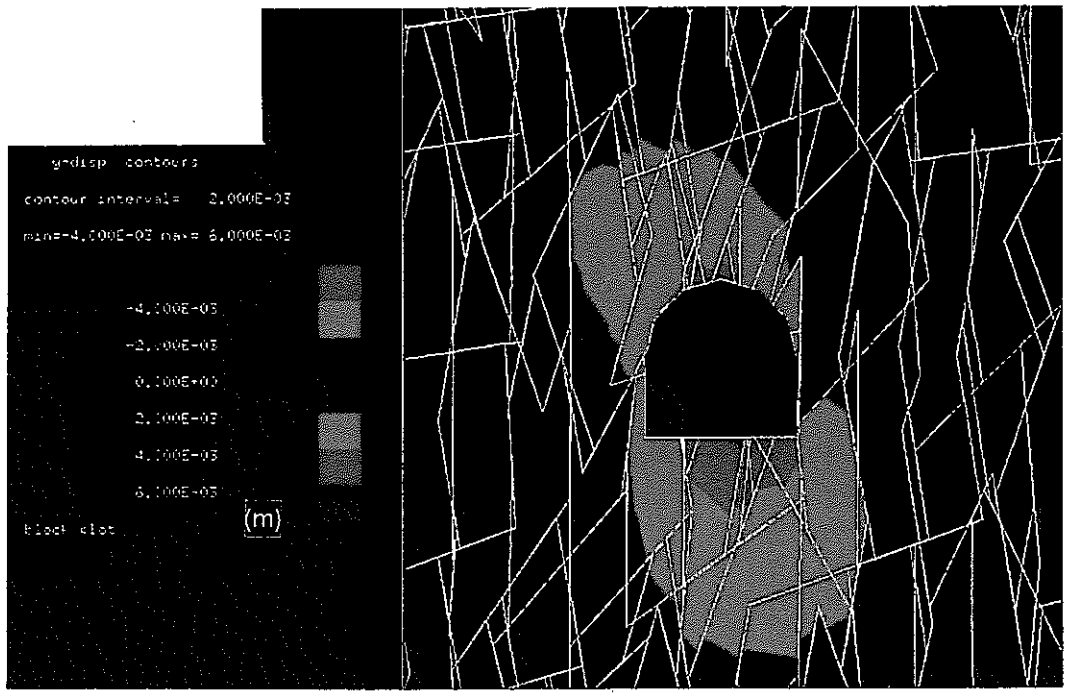


(a) ケース1

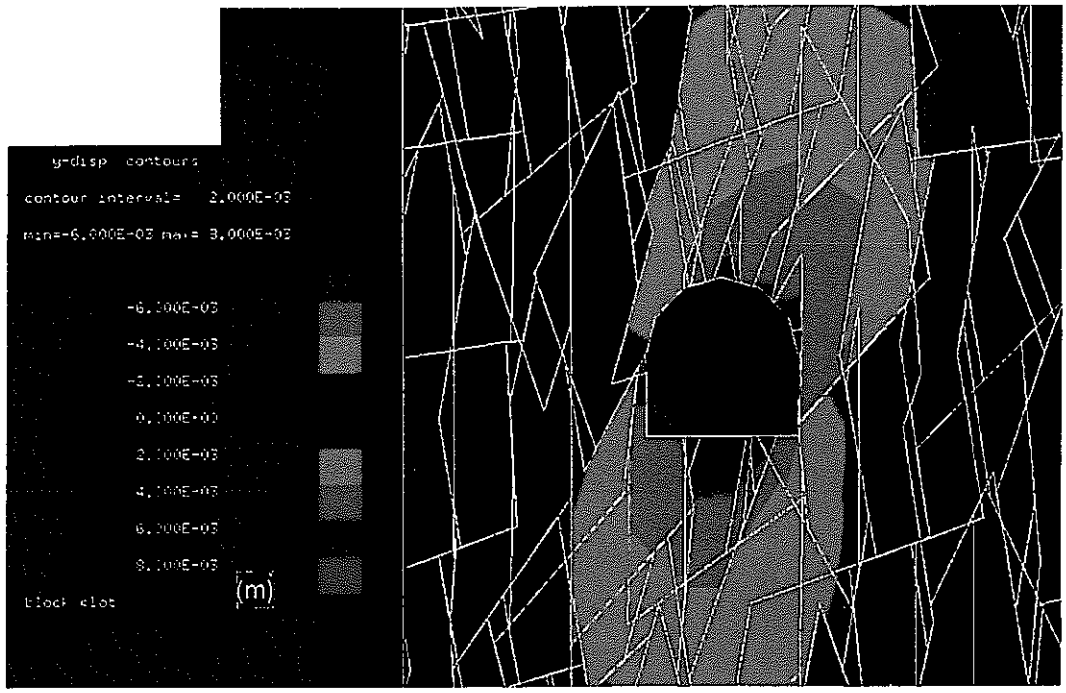


(b) ケース2

図8.4.20 試験坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル1）

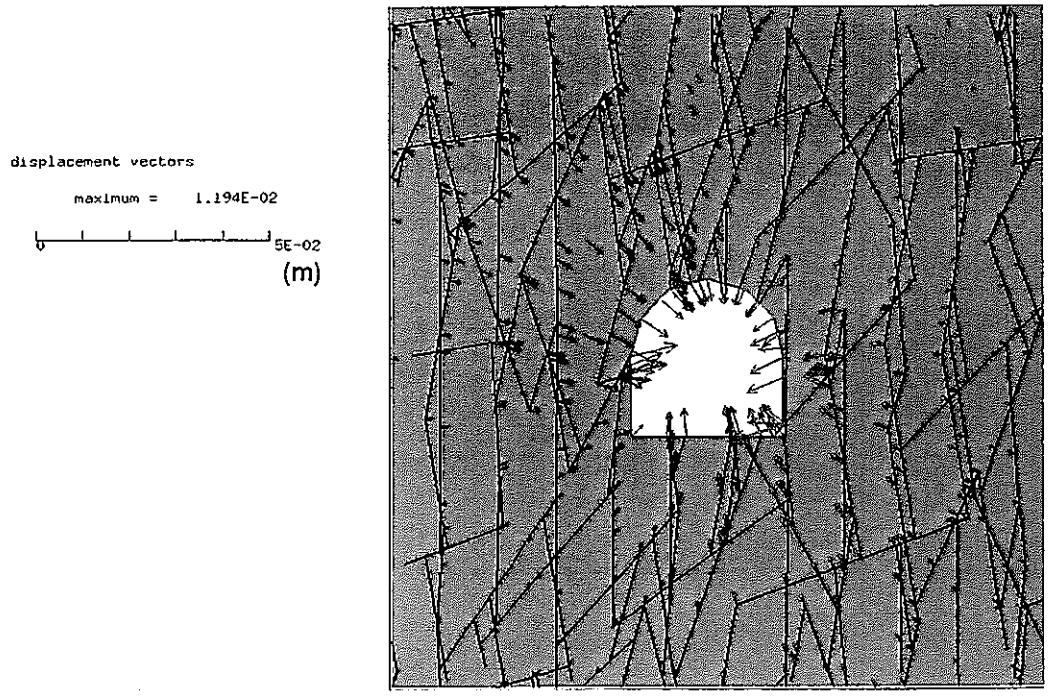


(a) ケース1

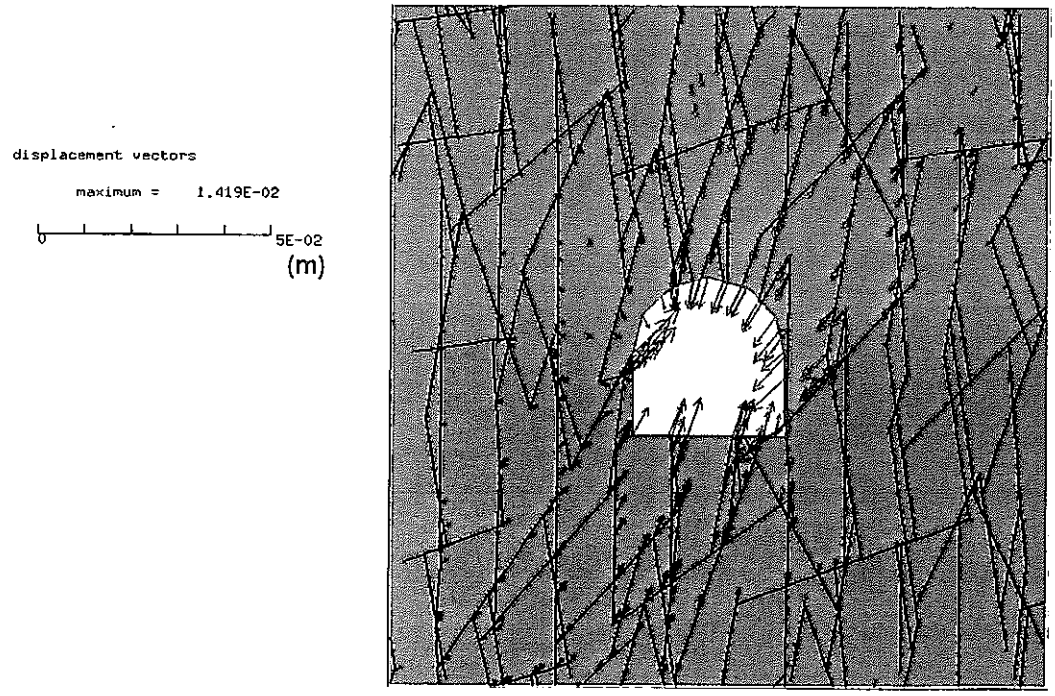


(b) ケース2

図8.4.21 試験坑道掘削後の鉛直変位コンターの比較（モデル1）

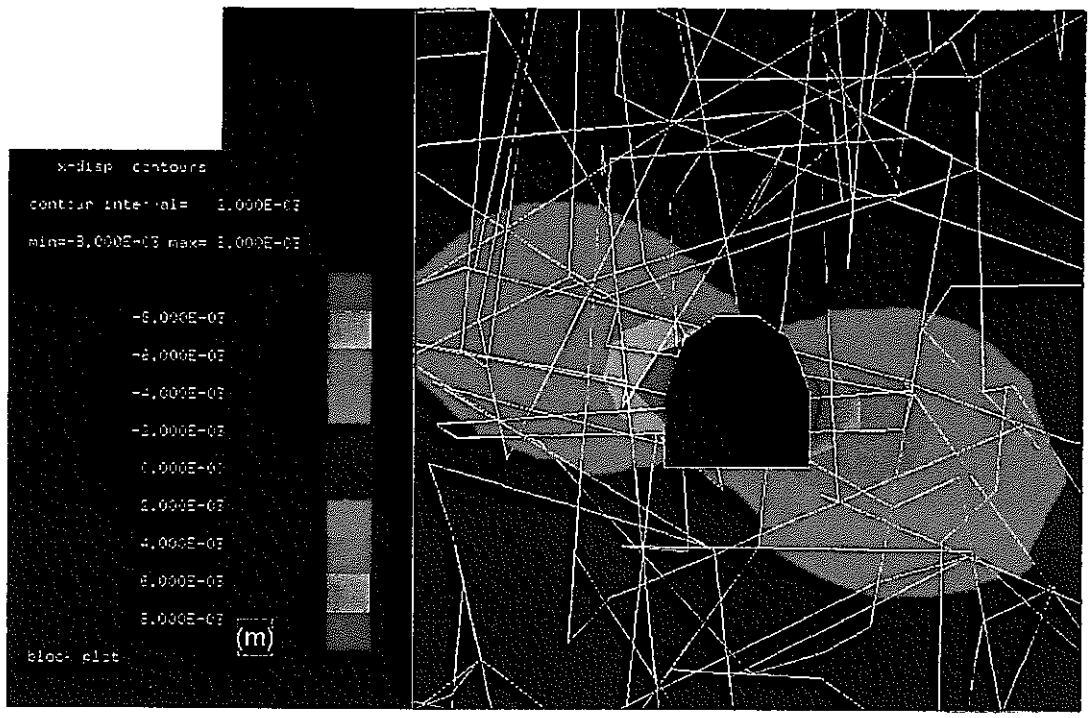


(a) ケース1

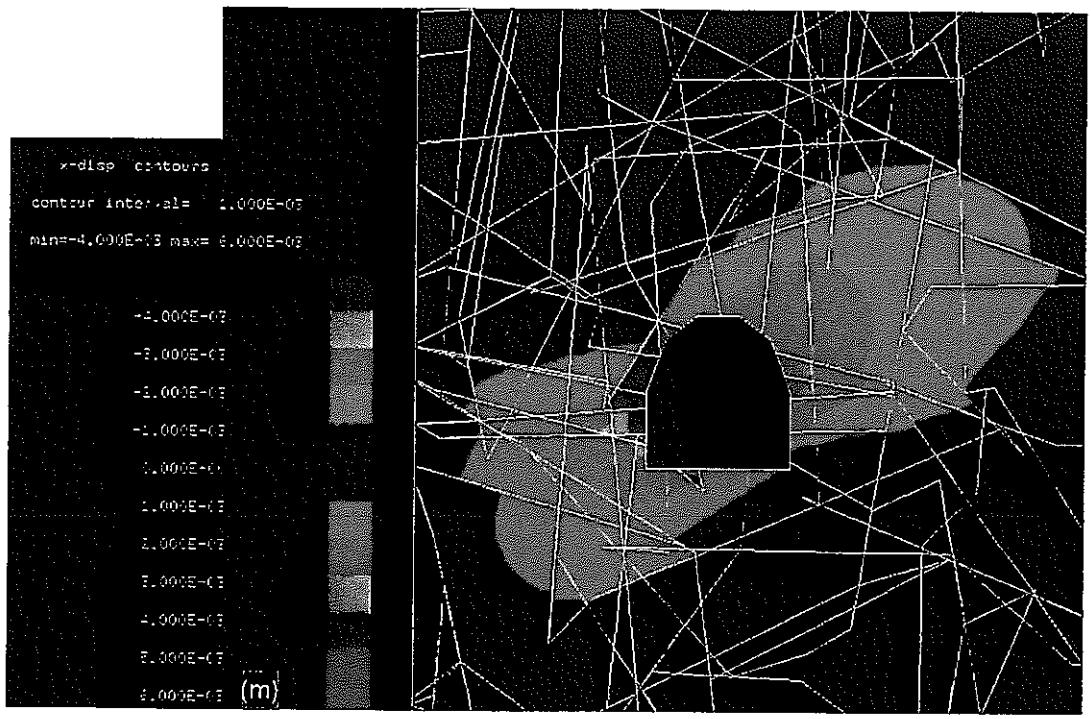


(b) ケース2

図8.4.22 試験坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル1）

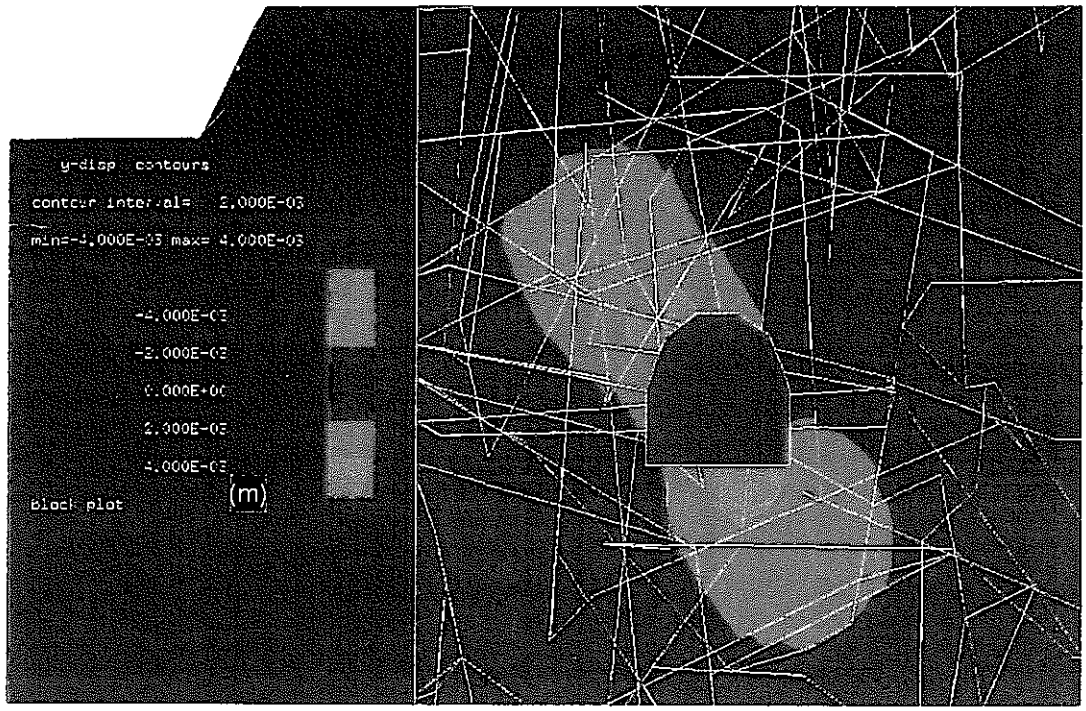


(a) ケース1

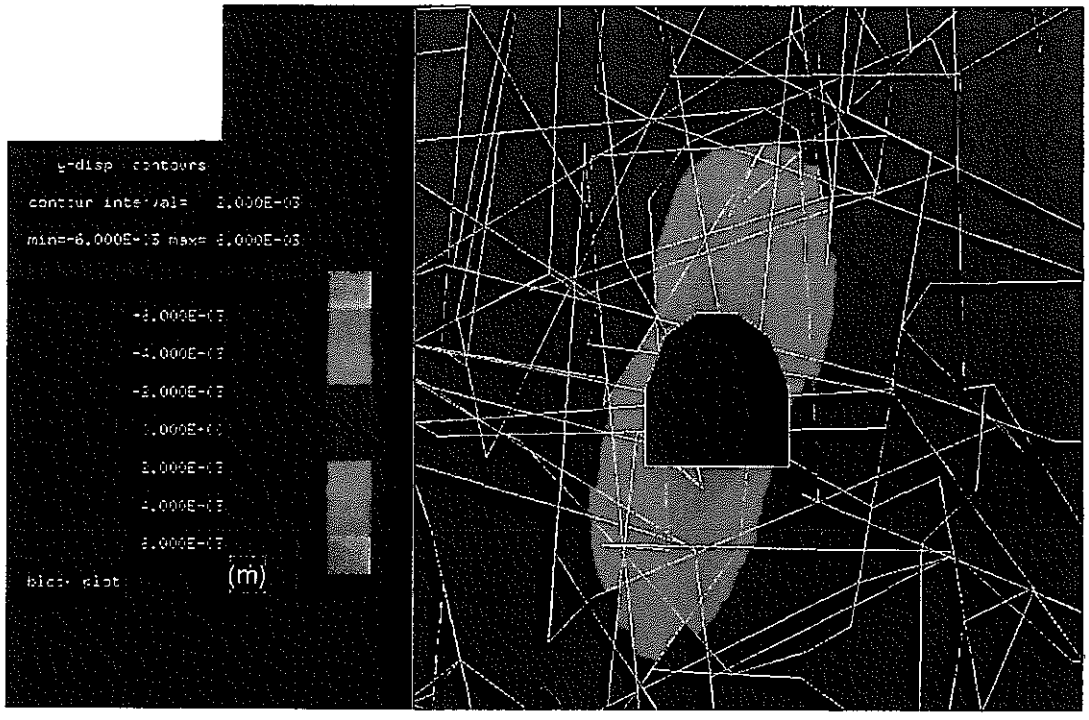


(b) ケース2

図8.4.23 試験坑道掘削後の水平変位コンターの比較（モデル2）

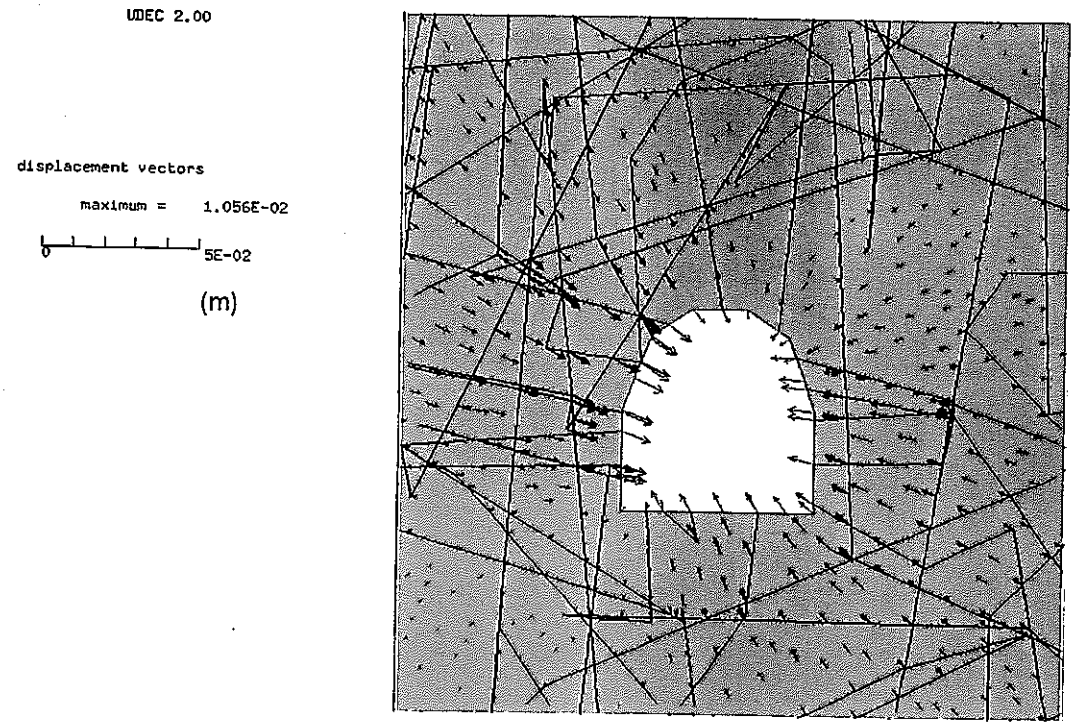


(a) ケース1

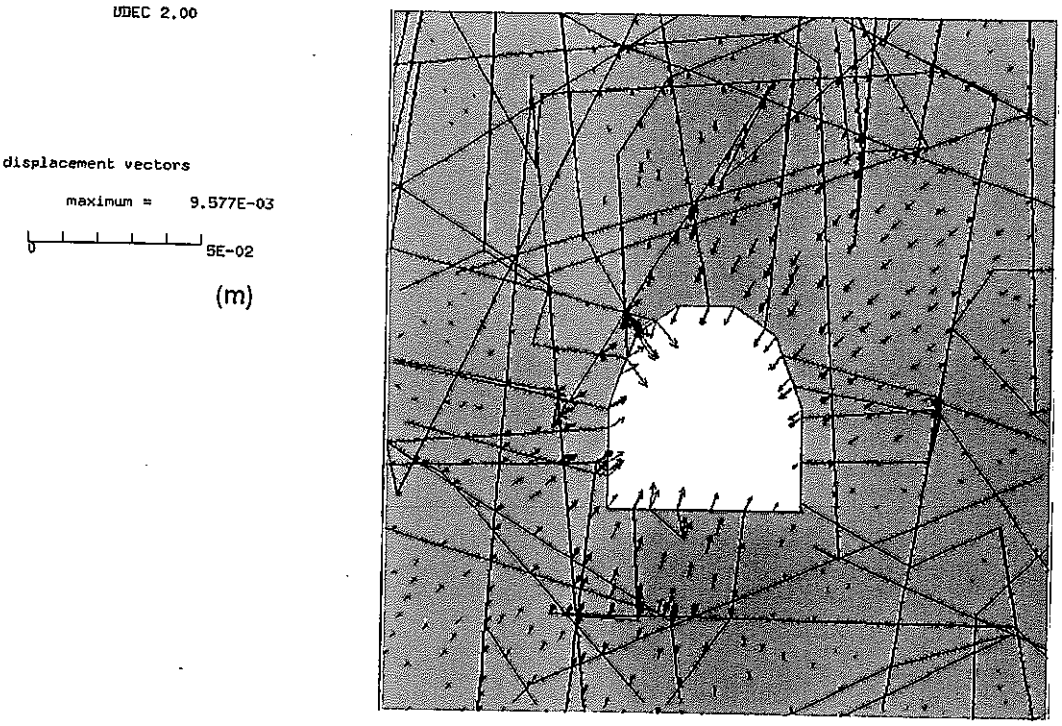


(b) ケース2

図8.4.24 試験坑道掘削後の鉛直変位コンターの比較（モデル2）



(a) ケース1



(b) ケース2

図8.4.25 試験坑道掘削後の変位ベクトルの比較（モデル2）

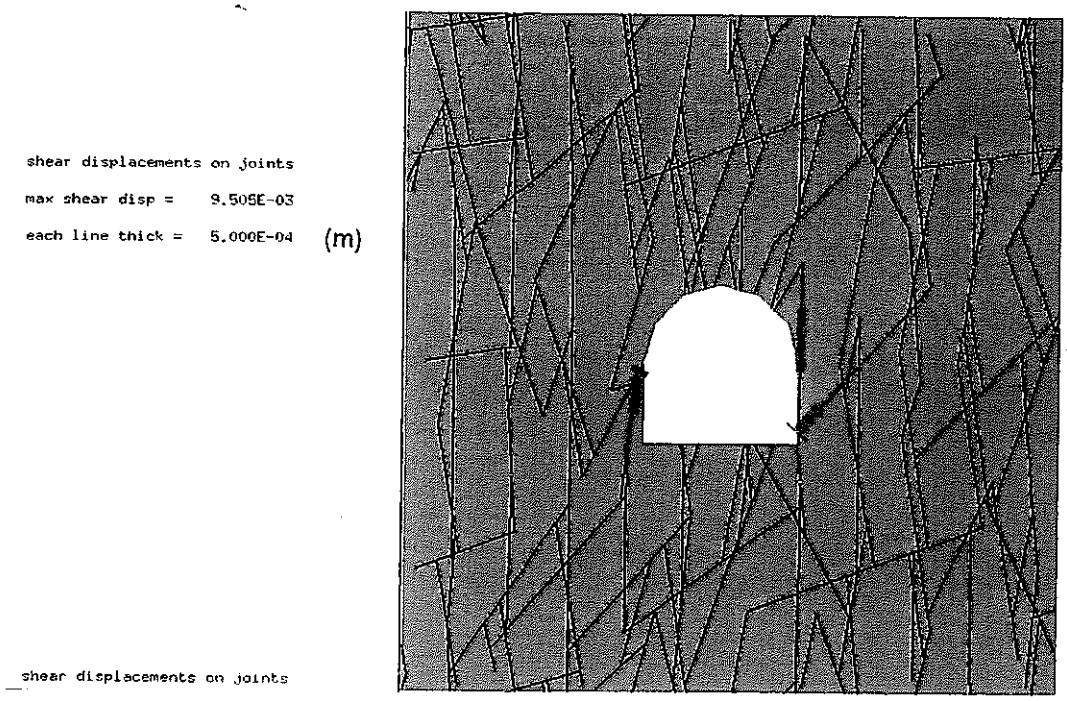
つぎに、モデル1およびモデル2における不連続面のせん断変位を比較したものが、それぞれ図8.4.26(a),(b)および図8.4.27(a),(b)である。これらの図においては、不連続面上の線の厚さがせん断変位の大小を表している。また、試験坑道掘削時の不連続面の開口およびせん断変位（最大値）を比較したものが表8.4.3である。図8.4.26(a),(b)・図8.4.27(a),(b)および表8.4.3よりモデル1およびモデル2を比較すると、モデル2の方がモデル1よりも不連続面のせん断変位が大きいことが分かる。また、モデル1およびモデル2のそれぞれにおいてケース1およびケース2を比較すると、初期応力が異なると試験坑道周辺の不連続面のせん断変位が大きくなる位置が変わることがわかる。これは、不連続面のせん断変位が初期地圧の最大主応力方向に大きくなるためである。さらに、ケース1とケース2の初期地圧の主応力比（σ_1/σ_3）は、それぞれ1.6および2.1でありケース2の方が大きい。これも不連続面のせん断変位が大きくなる要因の一つと考えられる。土被りが730mと大きいため、局所的な不連続面の変位を除けば全体的には不連続面の変位は小さい。

モデル1におけるケース1およびケース2の主応力ベクトルを比較したものが、図8.4.28(a),(b)である。これらの図から、いずれも掘削に伴う応力再配分の結果、坑道周辺にグランドアーチが形成されていることがわかる。図8.4.28(a)より、ケース1の場合は試験坑道周辺において右アーチ部および左下部で応力が大きいことがわかる。これらの領域においては、初期地圧状態の1.6倍程度のσ_1となっている。一方、図8.4.28(b)より、ケース2の場合は試験坑道周辺において左アーチ部および右下部で応力が大きく、初期地圧状態の1.3倍程度のσ_1となっている。これらの傾向はFEM解析の結果と同様である。なお、モデル2の場合も主応力状態について同じような結果が得られた。

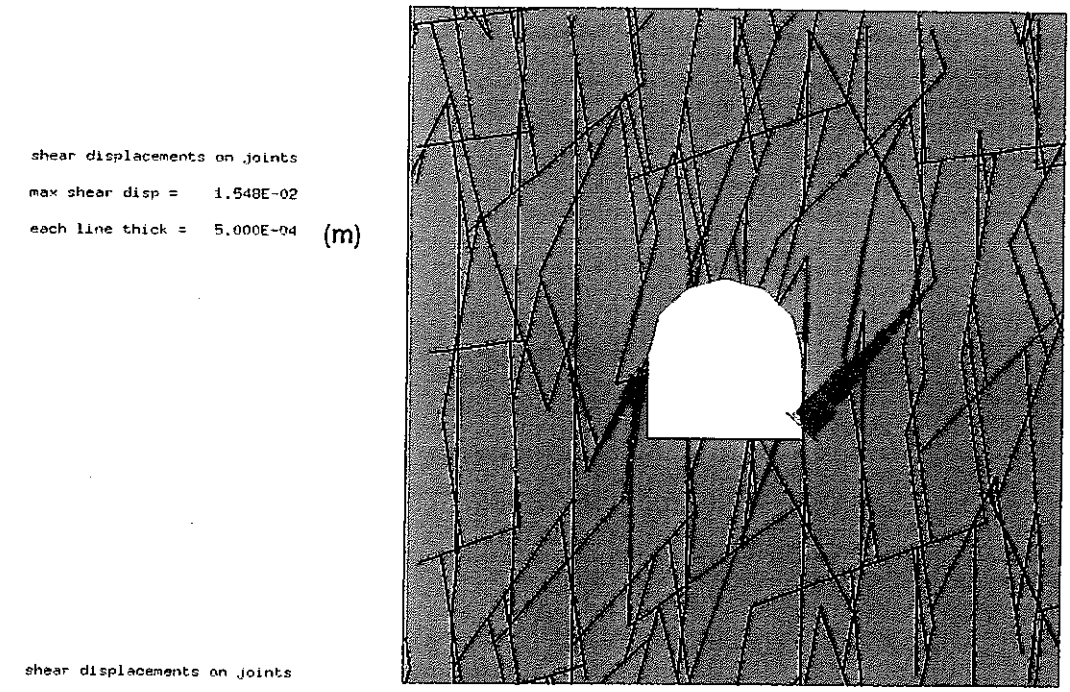
モデル1における、ケース1およびケース2における最大せん断応力τ_{max}のコンターを比較したものが、図8.4.29(a),(b)である。両ケースにおいて初期地圧の方向に依存したτ_{max}が集中する位置など、FEM解析と同様の結果が得られている。

表8.4.3　不連続面の開口およびせん断変位 (mm)

	モデル1		モデル2	
	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
開口変位	2.9	2.3	1.5	2.7
せん断変位	9.5	15.5	4.32	10.92

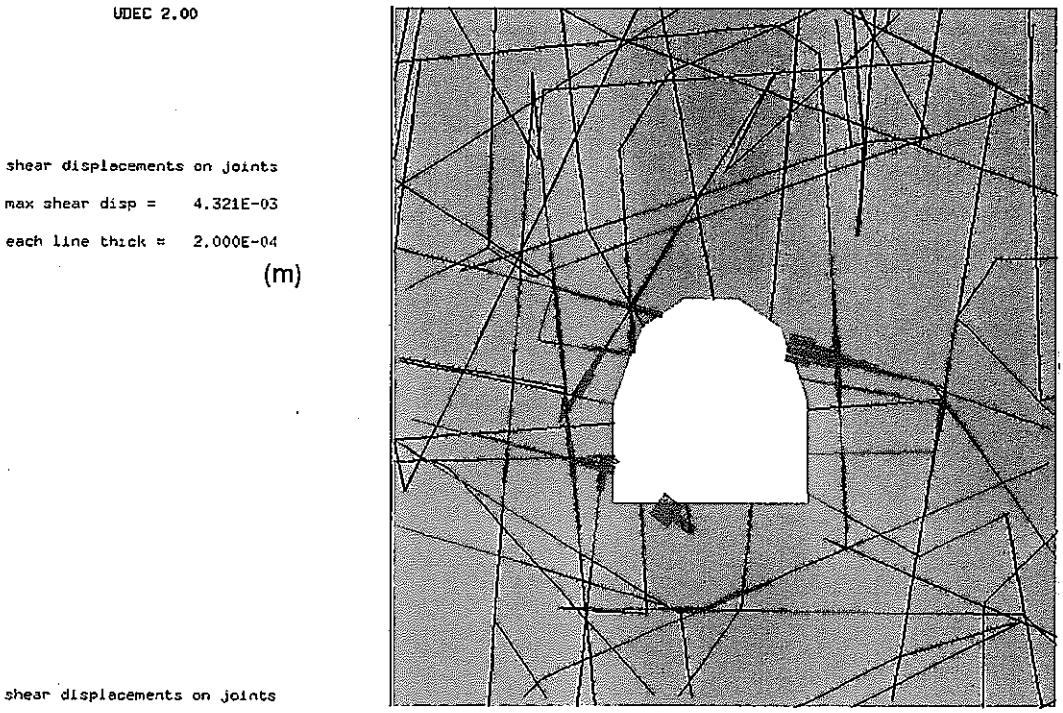


(a) ケース1

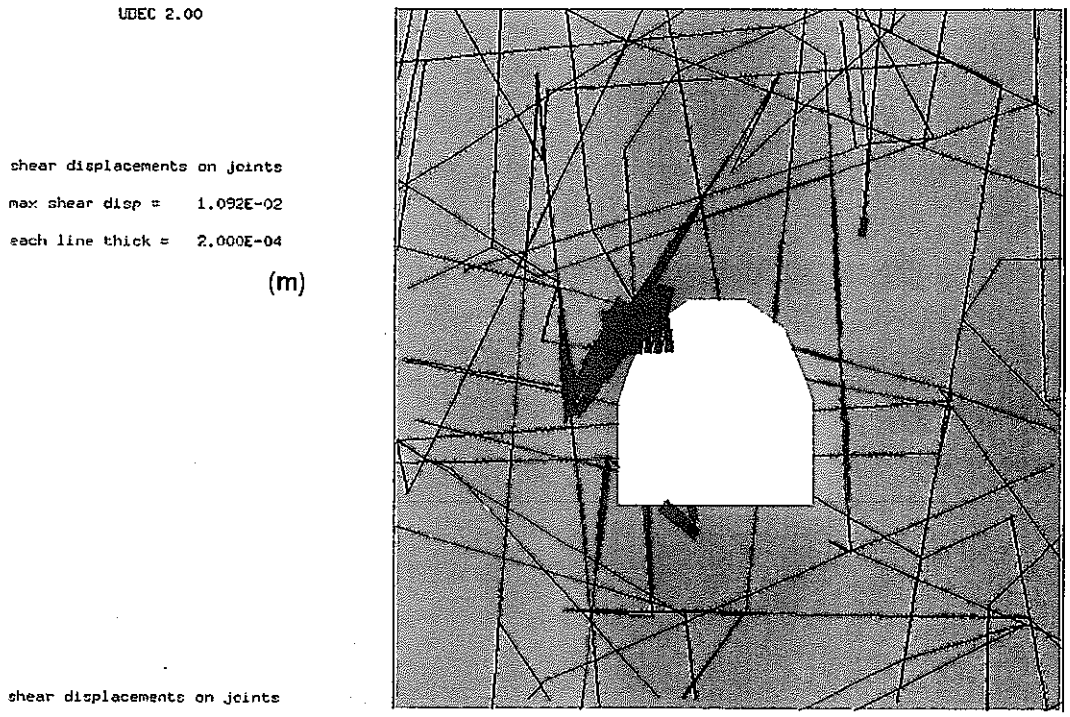


(b) ケース2

図8.4.26 試験坑道掘削後の不連続面のせん断変位の比較（モデル1）

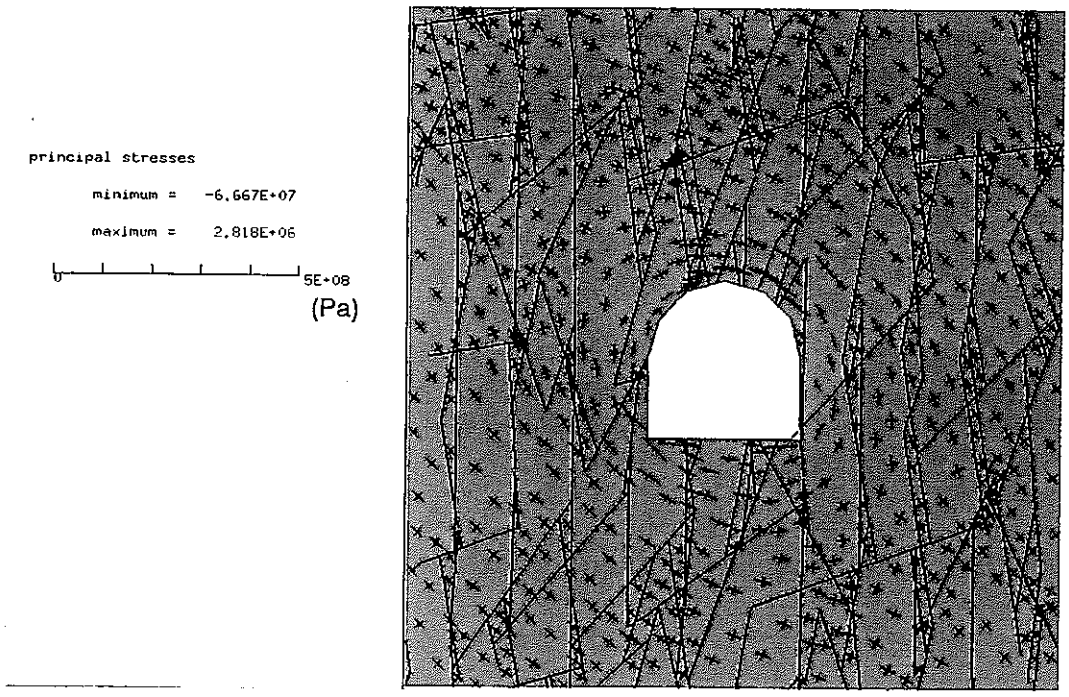


(a) ケース1

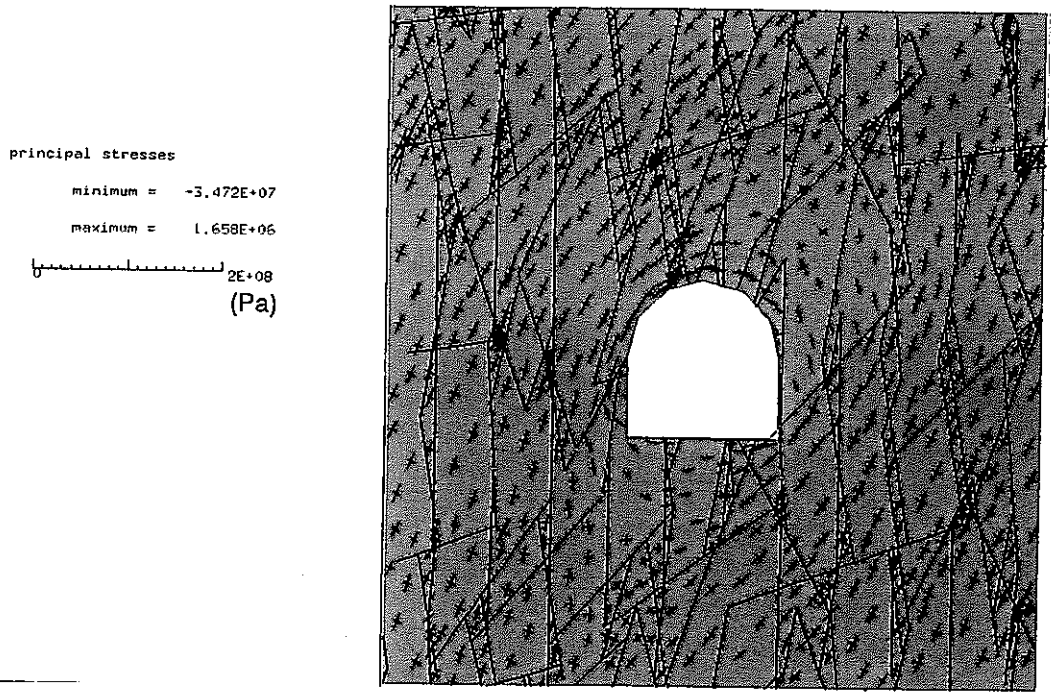


(b) ケース2

図8.4.27 試験坑道掘削後の不連続面のせん断変位の比較（モデル2）

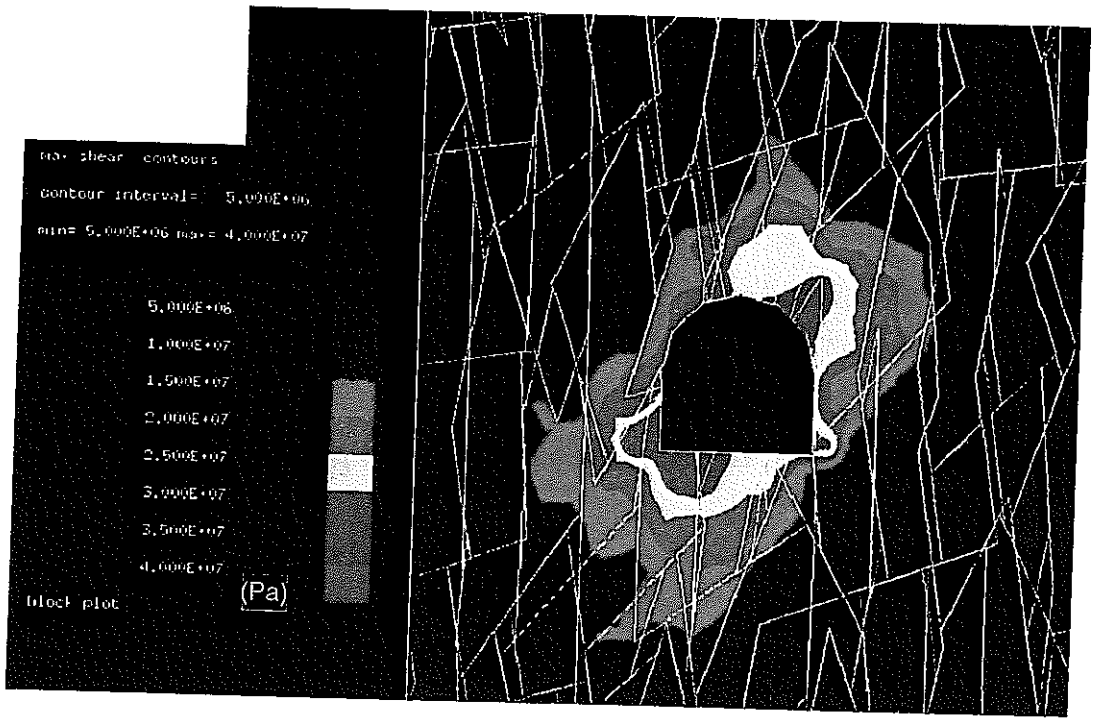


(a) ケース1

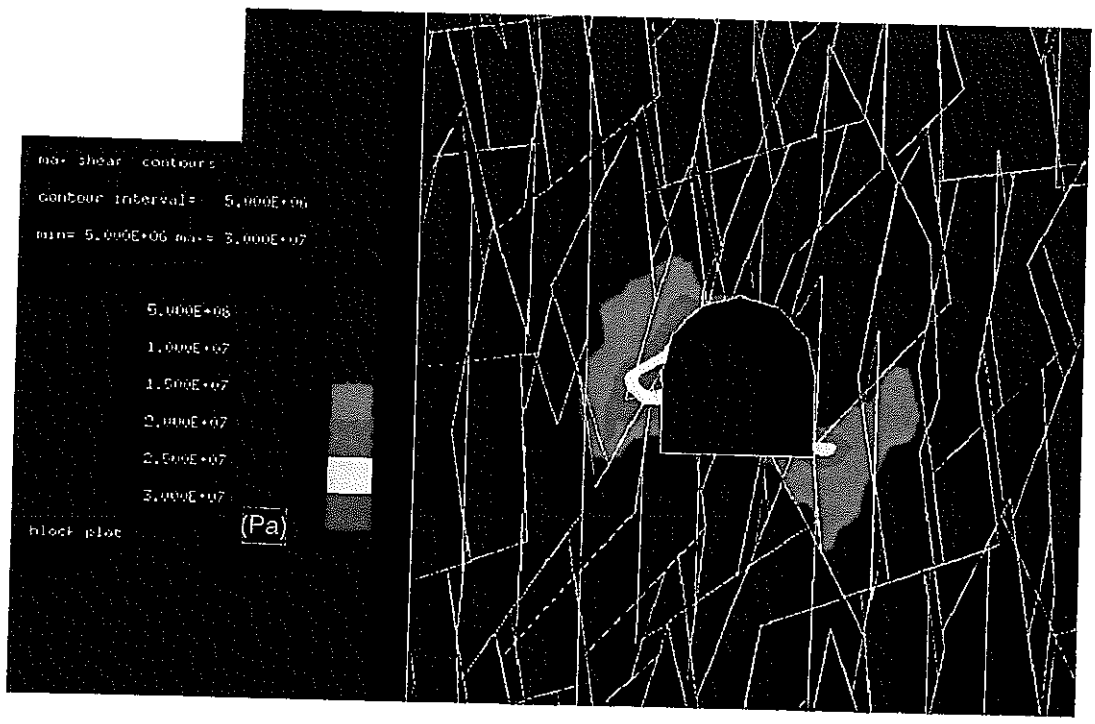


(b) ケース2

図8.4.28 試験坑道掘削後の主応力状態の比較（モデル1）



(a) ケース1



(b) ケース2

図8.4.29 試験坑道掘削後のτ_{max}コンターの比較（モデル1）

8.4.3　解析結果に基づく計測値の予測

前節までにFEMおよびDEM解析の結果を示し、岩盤の変位や応力状態について述べた。ここでは、試験坑道掘削時の計測の実施に先立ち、解析結果から周辺岩盤の変位および応力状態に関する予測値を示す。

（1）試験坑道周辺の岩盤内変位

解析結果から試験坑道の左右側壁部、および天端部の岩盤内変位をケース1とケース2それぞれについて図8.4.30および図8.4.31に示す。両図において、左右側壁部は変位の水平方向成分、天端部は鉛直方向成分を示している。図8.4.30および図8.4.31より、いずれの場合も変位は試験坑道の掘削面上で最大となり、15～20mはなれると変位はほぼ0となる。また、ケース1に比べケース2の初期地圧は小さいため、変位も小さくなっている。

（2）試験坑道周辺の岩盤内応力

試験坑道周辺の岩盤内応力の分布を図8.4.32および図8.4.33に示す。両図でFEMの結果に着目すると、掘削面の近傍では応力成分は解放または上昇しているが、掘削面から離れるに従い初期地圧の値に漸近することがわかる。この場合、左右側壁部では掘削面上でσ_xが解放され、逆に天端部ではσ_yが解放されている。DEMの場合は、不連続面が存在するため坑壁からの距離と応力変化の関係がFEMの結果のように滑らかではないが、傾向としては坑壁から離れるに従い初期地圧の値に漸近している。

（3）試験坑道周辺の不連続面の挙動

試験坑道の掘削に伴う不連続面の挙動について表8.4.4にまとめる。解析結果の考察でも述べたが、今回対象とする領域では初期地圧が高いため、不連続面の挙動は顕著ではなかった。表8.4.4の平均開口量は0.1mmより小さく、せん断破壊した不連続面はなかった。

表8.4.4 試験坑道掘削時の不連続面の挙動

	モデル1		モデル2	
	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
最大開口変位 (mm)	2.9	2.3	1.5	2.7
最大せん断変位(mm)	9.5	15.5	4.32	10.92
平均開口変位 (mm)	0.02	0.09	0.05	0.07
平均せん断変位(mm)	0.04	0.07	0.04	0.05
開口した接触点数	34	101	84	41
せん断破壊した不連続面数	0	0	0	0

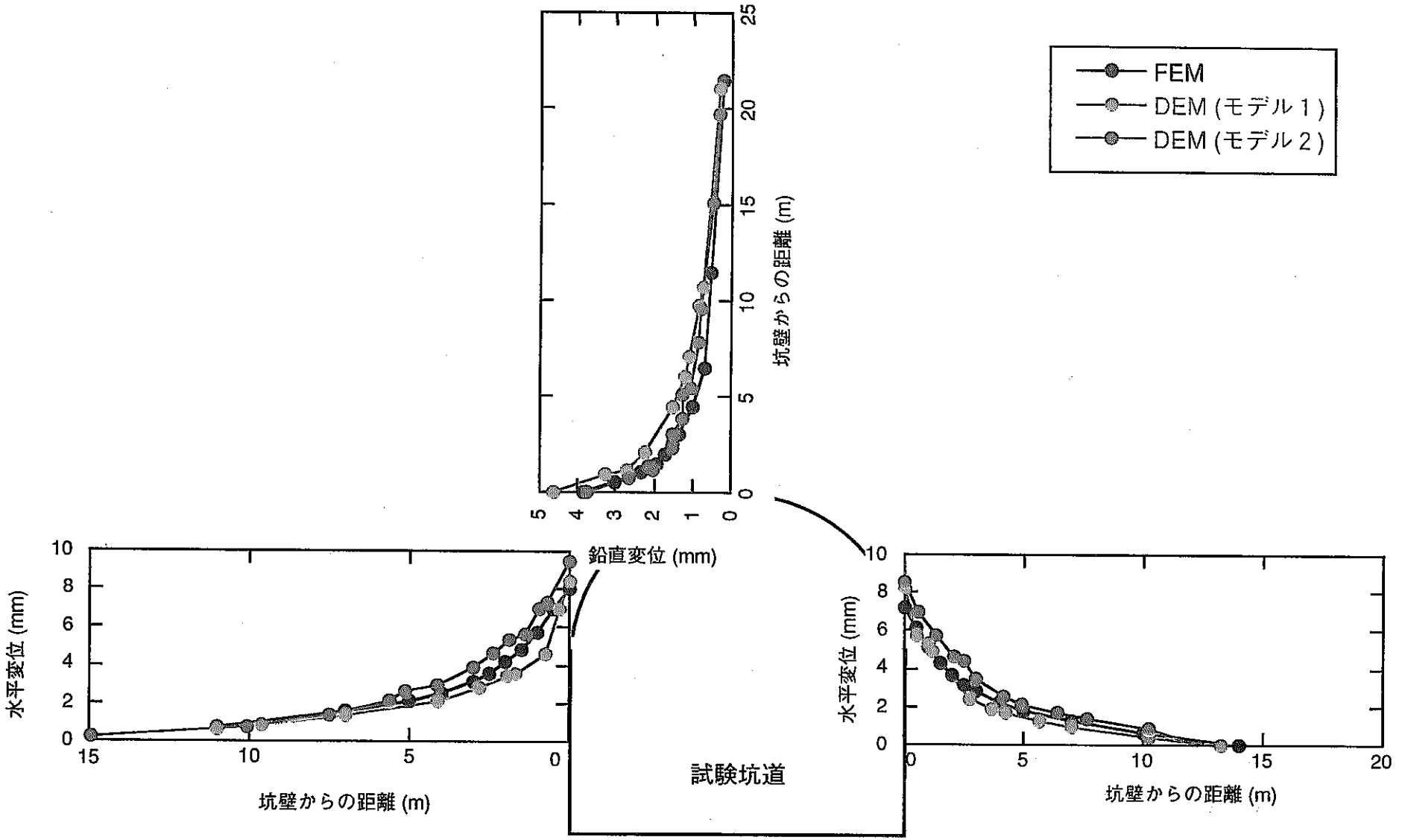


図8.4.30　試験坑道周辺の変位分布　（ケース1）

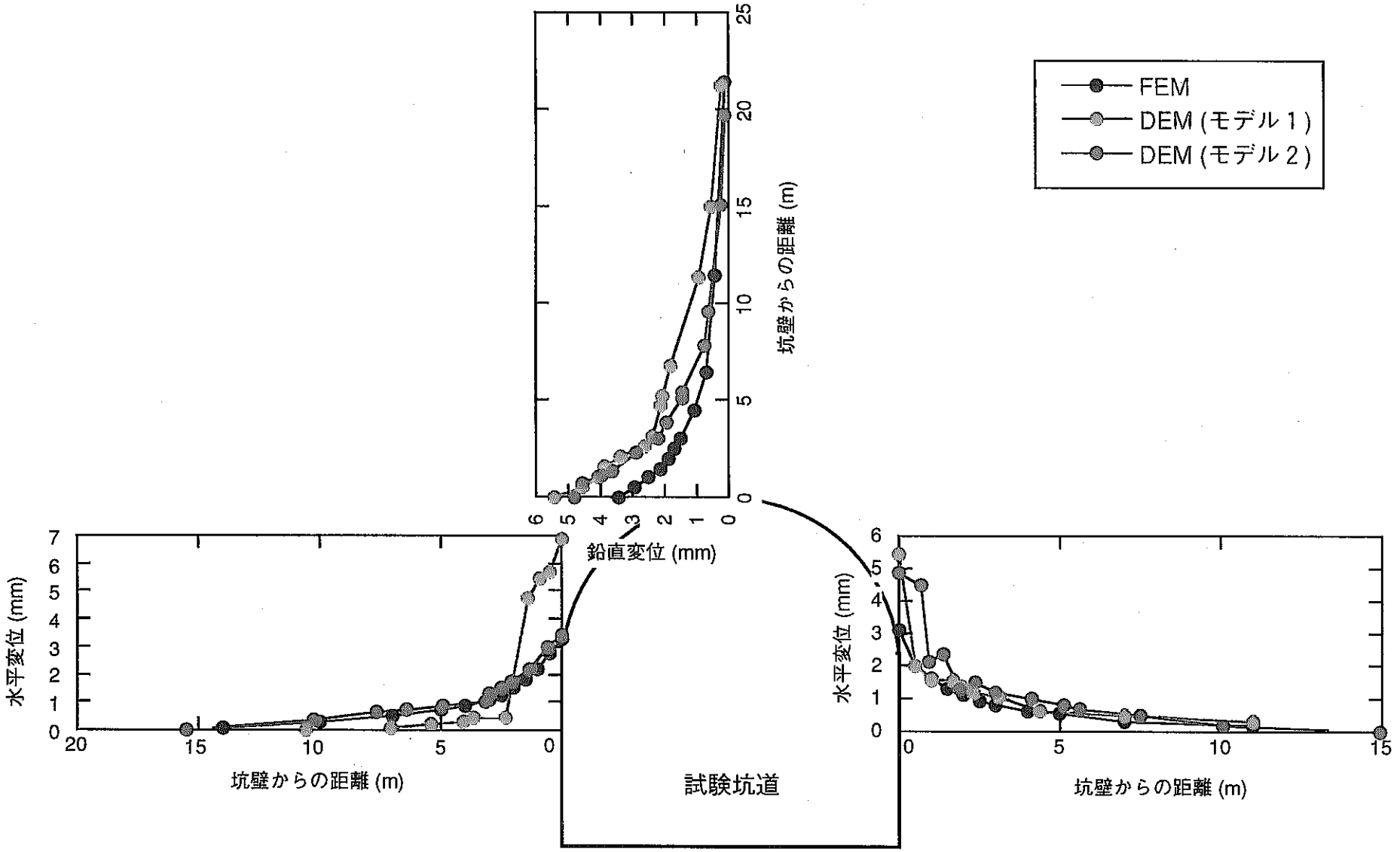


図8.4.31　試験坑道周辺の変位分布　（ケース2）

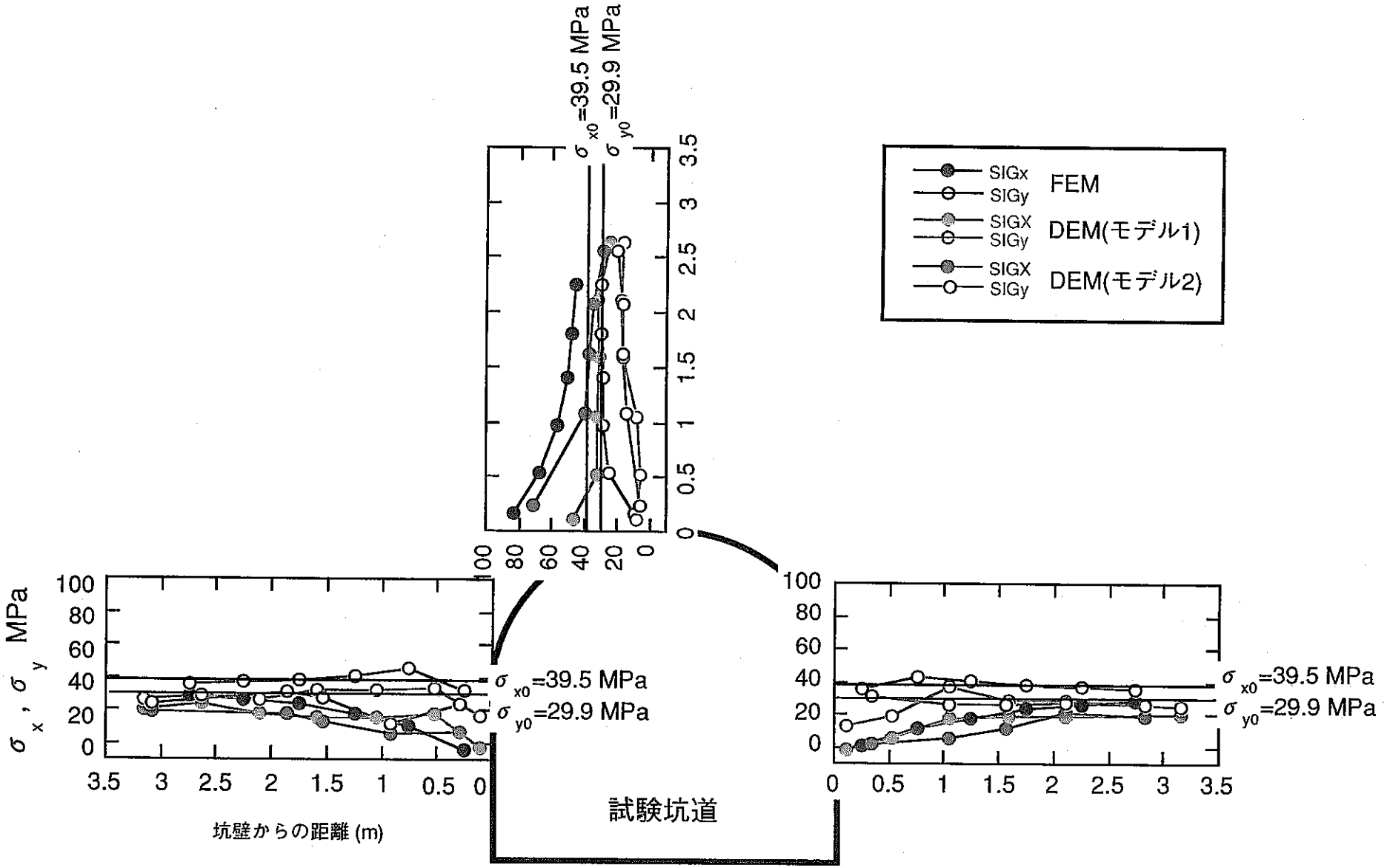


図8.4.32　試験坑道周辺の応力分布　（ケース１）

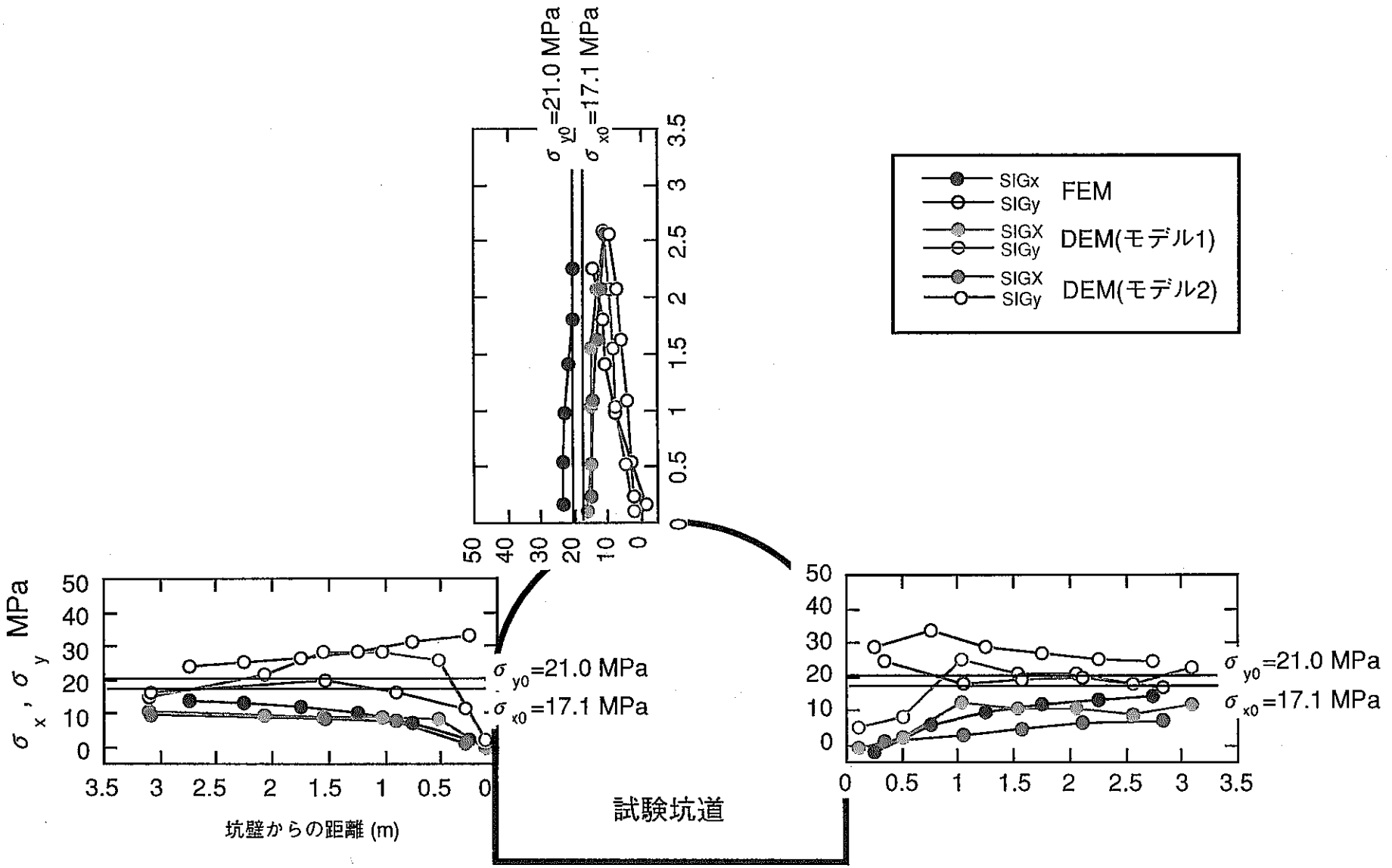


図8.4.33　試験坑道周辺の応力分布　（ケース２）

参考文献

1) Zienkiewicz O.C. and Y.K.Cheung: The Finite Element Method in Structual and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, 1971

2) Cundall, P.A : A Computer Model for Simulating Progressive Large-Scale Movements in Blocky Rock Systems , Proc. Int.Symp.ISRM, Nancy, Vol. 2, pp.129-136, 1971

3) 動燃事業団中部事業所：釜石鉱山250mレベル坑道における割れ目特性の予察的調査、PNC TN7410 93-032、1993

4) 大西有三、鍵本宏之、西野賢治：岩盤節理情報の処理とその浸透流解析への適用について、土木学会論文報告集、第376号、第3部門-6, pp.241 - 247, 1986

5) 木梨秀雄、白旗秀紀、永久和正、玉野達、田中達也：原位置き裂調査に基づく岩盤内き裂分布の推定とDEM解析への応用、第26回岩盤力学に関するシンポジム講演論文集、 pp.431 - 435, 1995

6) 天野悟、木梨秀雄、田中達也：不連続性岩盤におけるケーブルボルトの作用効果に関する解析的検討、第5回トンネル工学研究発表会論文・報告集、pp.155 - 160, 1995

7) Barton. N and V Choubey : The Infulence of Joint Properties in Modelling Jointed Rock Masses , Proc. Int.Symp.ISRM, Session 2 Keynote Lecture Tokyo,, 1995

8) 田中達也、渡辺邦夫、前川恵輔、中村直昭：地質構造を基礎としたフラクチャーネットワークモデルの開発（その１）、応用地質、Vol.35, No.3, pp.22 - 23, 1994

9.まとめ

9.1　計測坑道の掘削

計測坑道は普通発破工法（15m）とスムースブラスティング工法（15m）によって掘削した。両工法の比較を行った結果、掘削精度の差が明確に表れ、スムースブラスティング工法は余堀が少なく坑道周辺岩盤の損傷を低減させていると考えられる。しかし、坑道内で軽微ではあるが不安定現象（山なり、山はね）がみられ、経時的に進行する可能性を呈している。また、対象とする岩盤の両発破工法の発破パターンについての基礎資料が得られ、試験坑道に適用すべき発破パターンが決定された。

9.2　調査用試錐孔の掘削

孔曲がりの測定結果から、各試錘孔とも概ね±1 °の誤差範囲で計画方位に掘削された。

9.3　き裂調査

計測坑道内では、EW系、NE系、NS系の3方向のき裂が観察された。また、長さ1m以上のき裂を対象としたスキャンライン法によるき裂調査では64本のき裂が観察され、そのき裂頻度は約2.1本/mとなった。64本のき裂はEW系、NEN系、NS系の各方位に、6～10％程度の集中で分布している。ここでEW系のき裂は、せん断を伴うと推定されるき裂を含み、一部に充填物の剥離性が観察されるため、岩盤の掘削による影響を受けやすいものと推測された。

9.4　弾性波探査

9.4.1. PS検層

PS検層では、普通発破区間(KDA-2)において深度0.5mを境にP波速度が2.7km/secから6.0km/secに、S波速度が1.3km/secから3.0km/secに変化している。またSB発破区間(KDA-1)では深度0.7mを境にP波速度が2.8km/secから6.0km/secに、S波速度が1.4km/secから3.2km/secに変化している。この結果より、掘削影響領域の深度は普通発破区間で0.5m、SB発破区間で0.7mであると判断できる。

9.4.2 弾性波探査（屈折法）

弾性波探査（屈折法）では、普通発破区間において第１層のP波速度は1.8～2.5km/secの間にあり、SB区間では2.5～3.3km/secの間にある。これより、SB発破区間の方が掘削影響領域内のゆるみの程度が低いと判断できる。また第１層の深度は最大0.7mであり、SB発破区間の方が浅い傾向にあると判断できる。

9.5　予備計測

9.5.1　AE計測

AE計測は3チャンネルのセンサーを計測坑道近傍に設置し、掘削工（No.5～8発破）と平行して行われた。その結果、以下のことが把握できた。

1)各チャンネル入力されるイベント総数は100～10,000個であり、評価・解析するのに妥当な個数であり、センサー(R6型)の感知能力には問題ないと考えられる。また、監視領域のスケールは距離減衰と位置評定解析を考慮して2m程度が妥当であると考えられる。また、坑道側壁からの離間距離は発破工法、岩盤の状態に依存するが0.5m以上は必要である。

2)イベント総数は掘削後の時間経過、および切羽とセンサー間距離とともに減少するが、周期的に比較的大きい振幅値が計測されている。これは、岩盤内におけるき裂の発生、進展挙動と関連していると考えられる。また、安全性と長期的AEの変化挙動監視のためにAE計測システムの構築が望まれる。

3)AE位置評定によりき裂の分布特性が可能であった。その特徴として新しいき裂の発生分布は分散していると考えられ、既存き裂の挙動分布はき裂近傍に集中すると考えられる。その分布の影響領域は計測坑道側壁から約1.5m程度と考えられる。また、平面位置評定解析は算定方法を考慮した規則的なセンサー配置を決定すべきであり、ある程度の評定誤差は速度値、センサー配置誤差等により否めない。

9.5.2 Pac-Ex計測

次年度の掘削影響試験の準備として，Pac-Ex （パッカー付き裂変位計）の適用性を確認するため、計測坑道掘削時にPac-Ex計測 が試行され、以下の結果が明らかになった。

1）機械式変位アンカーおよび止水用パッカーとも設置は簡単であり、深度１ｃｍ以下の精度で設置が可能である。

2）坑道掘削中のき裂変位の計測精度は１μm以下であった。今回の計測坑道掘削にともなう変位は０．１５ｍｍ程度であった。変位計の計測範囲は±６ｍｍであった。変位は各発破に対応して生じることも確認された。

3）パッカー区間の水圧は０．１kgf/cm^2 以下精度で計測された。計測坑道掘削期間における水圧変化の範囲はほぼ１kgf/cm^2 であった。

4）Pac-Ex 設置直後の透水試験（注水試験）の結果はバラツキが大きく、精度良い透水試験を行うためには設置後１日以上おく必要があることがわかった。

5）パルス試験から求めた透水性は注水試験から求めた透水性よりもかなり大きくなっている。これは、パルステストにおけるシステムコンプライアンスに起因すると考えられる。

6）坑道掘削後の透水試験（注水試験）より、透水係数１．９×１０$^{-5}$cm/sec程度では、Pac-Exは十分有意義な試験結果を与えることがわかった。

9.5.3 振動計測

次年度に実施する予定の掘削影響試験の準備として、計測坑道掘削時に、今後の本測定に際しての振動計の選定、設置等に関する基礎データを得ることを目的として、計測坑道掘削時に、予備測定としての発破振動の測定を実施した。その結果次のようなことが明らかになった。

1）今回の測定では、加速度レンジの大きな（最大加速度１万Ｇ）の加速度計が最良の結果を与えた。周波数が数十ｋHzといった非常に高周波の振動を正確に捉えるためには、振動計を岩盤と一体となるように固定することが重要であり、今回のようにセメントミルク等で完全にグラウトする方法が最良の方法であると考えられる。

2）加速度計による振動測定の結果、卓越周波数は、概ね8kHz～10kHzに見られ、振幅を正確に求めるためには、高周波成分まで測定することが重要であることがわかった。そのためには、今回と同様な加速度計を用いて測定する方法が良いと考えられる。速度計の場合、測定可能な周波数が明らかに低すぎ、今回のような測定には適さない。

3）今回測定された加速度最大値は約1000Ｇである。来年度の試験においては、より近接した距離において測定を実施する予定であることを考慮すると、今年度使用した加速度計Ａのように、測定可能な最大振幅が10000Ｇ程度の加速度計を用いて測定を行うのが適当であると考えられる。

4）今回のような近距離発破の場合、基本的には、発破孔毎に分離した振動波形が得られることがわかった。したがって、近距離における発破振動の振幅と距離の関係について定量的に検討するためには、各発破孔毎に振幅、距離、装薬量を求め、それらの関係について検討する必要がある。そのためには、今回の測定とは異なり、個々の振動波形について、発破孔の位置が特定できるような方法で発破を行うこと、および３成分についての測定を行うことにより振幅を正確に求めることが重要である。

9.6　室内物性試験

単位体積重量は平均で2.783g/cm^{3}であった。含水比は平均で0.18%であった。また、超音波速度試験結果から、岩石のP波速度の平均が5.81km/secであり、S波速度の平均が3.25km/secであることがわかった。

一軸圧縮強度の平均は146.4MPa、静弾性係数の平均は64.1GPa、そして静ポアソン比の平均は0.293であった。

高圧三軸試験で得られた側方向応力と圧縮強さの関係より、内部摩擦角C=38.5MPa、粘着力はϕ=47°を得た。

圧裂試験による引張強度の平均は、9.69MPaであった。

9.7 予備解析

予備解析では、試験坑道の掘削時の岩盤や不連続面の挙動を把握することを目的とした。そのための解析手法としてFEMおよびDEMを選定した。解析モデルの作成にあたり、両解析の入力値やDEMのための不連続面のモデル化のために、これまでに得られた調査・試験の結果を用いた。FEMおよびDEM解析では、初期地圧に関して円錐孔底ひずみ法および水圧破砕法による測定結果の2ケースを行った。また、DEM解析においては、同じ不連続面の情報に基づいて異なる2つの手法により不連続面の配置をモデル化し、解析に用いた。したがって、FEMが2ケースDEMが2×2ケースの合計6ケースの解析を実施した。予備解析の結果から得られた主な成果は以下のとおりである。

1）異なる2ケースの初期地圧によるFEM解析の結果から、計測坑道および試験坑道周辺岩盤の変位の方向・大きさや、応力状態が初期地圧に依存することが示された。すなわち、岩盤の変位は初期地圧のσ_1と同方向に大きくなる。また、最大せん断応力τ_{max}は掘削面のうち初期地圧のσ_3方向に集中することがわかった。これらの傾向は、DEM解析の結果でも同様であった。

2）FEM解析ではDrucker-Pragerの破壊基準による弾塑性条件で実施したが、計測坑道および試験坑道掘削時いずれの場合も塑性域は発生しなかった。局所安全率L.S.Fの分布によれば、2ケースの解析結果において最低でも1.6程度であり、岩盤の基質部（マトリクス）についてはすべて弾性範囲内であった。

3）DEM解析のために2つの手法により不連続面の配置をモデル化した。このうちモデル1は、不連続面を解析領域においてトレースとして取り扱い、その間隔と方向およびトレース長を設定することでモデル化するものである。一方のモデル2は、フラクチャーネットワークの手法により不連続面を3次元空間内の円盤としてモデル化し、任意の断面を取り出して解析モデルを得るものである。両モデルを比較すると、不連続面が本来3次元空間内の面として存在するという点でモデル2は重要と考えられる。モデル化の簡便さやスキャンライン調査の結果を比較的取り込みやすいという点では、モデル1の方が有用と考えられる。

4）DEM解析では、上記の2つのモデルを用いて実施した。FEM解析の結果から考察されたことのうち、局所安全率などの塑性状態の判定を除いてはDEM解析でもFEM解析と同様の傾向が把握できた。それらに加え、DEM解析では坑道周辺の岩盤の変位などに、不連続面挙動が影響する場合が認められた。また、掘削時に不連続面が岩盤に与える影響は、初期地圧の方向と不連続面の方

向の関係に依存することがわかった。空洞近傍においてせん断変位が大きい不連続面は、その傾斜方向が初期地圧のσ_1方向に近いことがわかった。今回は、不連続面の配置を確率論的に決定したため、不連続面の影響による局所的に大きな変位は予測という観点で大きな意味を持たない。しかしながら、不連続面を考慮することの重要性が確認された。また、不連続面の局所的に大きな変位を除外して考えてみると、土被りが約730mと比較的大きいため全体的には不連続面の変位は小さかった。そのため、不連続面に起因した坑道近傍の局所的な変位を除けば、FEMおよびDEMの結果が一致した点も認められた。また、掘削時に発生する岩盤全体の異方的な変位は、不連続面による構造的な異方性の影響よりも初期地圧の影響を受ける傾向が強かった。

5) 試験坑道掘削時における岩盤内変位・応力、不連続面の挙動の計測値を予測した。

今回の予備解析の結果、今後の課題としては以下のようなことが挙げられる。

1) 今回は、2つの初期地圧計測結果を利用して解析しているが、それらの結果にはいくつかの違いが把握された。掘削時の岩盤の挙動などをより正確に把握するためには、今後初期地圧計測を追加して実施することや、計測値と解析値の比較を行うことにより、現実的な初期地圧を把握する必要がある。

2) 不連続面のモデル化については煩雑な処理や作業を伴う。特に、不連続面の確率論的な発生過程に関しては今後とも改良を重ね、解析作業の簡便化を図る必要がある。

3) 作成したDEMの解析モデルについては原位置の状況と対比し検証するとともに、解析結果と計測結果の比較を行いモデル化の妥当性を検証する必要がある。

10.調査・試験工程表

以下の表10.1に掘削、および調査・試験に関する全体工程表を示す。

表10.1　全体工程表

平成７年度釜石原位置試験　ＴＡＳＫ２　２）掘削影響試験　試験工程表　　（株）大林組・清水建設（株）

年		95								96				
実施内容	数量	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4		備考
（1）掘削準備工	1式													13方
（2）計測坑道掘削	30m													
①ＳＬ掘進	225m^3													43方
②ＳＬ拡幅	60m^3													5方
（3）試験孔の掘削	352m													
①A断面(3.5m/方)	269.5m													77方
②B断面(3.5m/方)	67.5m													20方
③予備計測孔(3.5m/方)	15.0m													4方
（4）予備計測														
①ＡＥ計測	1式													6方
②Pac-Ex計測	1式													8方
③振動計測	1式													8方
（5）間隙水圧測定														
（6）ＢＴＶ	352m													24方
（7）孔曲がり試験	2回													
（8）コア観察	352m													
（9）き裂調査	30m													
（10）ＰＳ検層	5m×2													3方
（11）弾性波（屈折法）	30m													3方
（12）室内試験	1式													
（13）岩盤解析	1式													
（14）報告書作成	1式													3/22最終報告

11.打ち合わせ議事録

1）第１回議事録：実施内容の打ち合わせ（平成７年７月１２日）
2）第２回議事録：実施計画説明会（平成７年７月１９日）
3）第３回議事録：中間報告会（平成７年１２月２７日）

No.1

打ち合わせ議事録

１．件名：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）
２．日時：平成７年７月１２日　１３：００～１５：００
３．場所：動燃事業団釜石事務所
４．出席者：動燃事業団・・・松井、佐藤
大林組・・・三上、木梨、土原
清水建設・・・木下、堀田
日本フィジカルアコースティック・・・湯山
５．配布資料：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）実施計画書（案）
６．目的：平成７年度ＴＡＳＫ２について実施内容確認と検討
７．確認・検討事項
①計測坑道掘削
・日鉄鉱業はスムーズブラスティング工法は追いきり発破でないとスムーズに掘削できない可能性があるとのこと。普通発破工法は全断面で掘削可能。
・追いきり発破での計測の評価、来年度の試験坑道の掘削断面のことを考えて全断面掘削としたいため、動燃殿でもう少し検討したいとの要望あり。
・日鉄鉱業は電気雷管の使用はあまり経験がなく、また、電気発破の際には漏洩電流が心配であるとのこと。これについては電気雷管による掘削の可能性を日鉄鉱業に確認する。
・削孔はレッグドリルを使用。
・掘削進行計画は今までの実績により0.7mで見積もっている。
・サイクルは７時間であるが作業時間が足りない場合には早出・残業で対応することを検討中
・避難小屋と計測小屋の位置決め。
・測量は掘削計画断面の中央線と基準高を日鉄鉱業の方で管理する。
・掘削形状測定（3Dｽﾃｰｼｮﾝｼｽﾃﾑ-ﾏﾝﾓｽ）は掘削後に１発破毎の切羽到達位置で

計測予定。

・坑道拡幅は２～３日で終了する予定。

・掘削の実務は釜鉱産業の金浜担当が担当責任者となる。

②試錐孔掘削

・実施計画書の中の試錐孔レイアウトの確認を実施。

・試錐機はベースコンクリートを打設して据える予定である。

・試錐機仕様について日鉄鉱業より提出してもらう。

・掘削方向（角度）調整は試錐機に付いている調整器で行う（１°単位）。１°未満は経験的に調整している。

・ＡＥ計測孔掘削においてはフラットビットによるＡＥ計測孔底仕上げを行う。平坦の精度はファイバースコープ（大林技研所有）で確認する。

⑤原位置試験

・切羽観察、側壁観察方法についての確認

・ＡＥの予備試験結果の簡単な報告－測定された表面波の振幅値と距離の関係から釜石の岩盤のＡＥ波減衰特性がおよそ線形関係と推定できた。ほぼ神岡鉱山（硬岩地山）の結果と同様である。

・振動計測埋設方法はモルタル注入により埋設。

・Pac-Ex計測は９／４から予定している。

・室内試験、モデル化、予備解析について実施計画書の内容確認した。

⑥工程

・全体工程の確認

・７～８月の工程の予定としては、ＡＥ試錐孔のボーリングを先に行い、盆明けに拡幅工に移る。（当初予定と逆）

⑦作業日報は大林がとりまとめて動燃殿に提出。

打ち合わせ議事録

１．件名：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）
２．日時：平成７年７月１９日　９：００～１２：００
３．場所：動燃事業団東濃地科学センター会議室
４．出席者：動燃事業団・・・・・杉原、松井、石島
　　大林組・・・・・三上、木梨、土原
　　清水建設・・・・・堀田

５．配布資料：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）実施計画書（案）
６．目的：実施計画書についての受託側による説明会、および検討会
７．討議事項
＜実施計画書概要説明＞・・・（土原、堀田、木梨）

＜計測坑道掘削＞
動燃殿）発破パターンは３０ｍの区間で様々なパターンで試行してみてはどうか。また、発破パターンの要因の検討、周辺孔配置の根拠、つまり発破パターン決定に至るLogicを明確にして欲しい。
大林）もう少し数種類の発破パターン検討し、実施計画書に記す。また、発破データの記録・管理は大林組の方で行う。

＜試錐孔掘削＞
動燃殿）試錐孔位置は正確に行うように配慮して欲しい。
大林）測量、試錐掘削管理（日鉄鉱業）により行う。

＜検層＞
動燃殿）
　切羽観察と側壁・天端観察について動燃殿の地質Ｇと詳細検討すべきである。
大林）日鉄鉱業が従来行っているき裂調査手法を確認のうえ実施計画書に記載した。
大林）平成６年度の結果を踏まえPS検層は受信器間隔を０．２０ｍとする。
動燃殿）弾性波屈折法の起振点間隔について狭くできるかを検討願いたい。
大林）検討する。

＜予備計測＞

（ＡＥ計測）

動燃殿）ＡＥ計測孔底の平坦度確認のためのファイバースコープの長さについて説明して欲しい。

大林）ファイバースコープの長さの現状は６～２２ｍである。

大林）ブースタ内のＡＥセンサーの取付けはマグネット方式では発破の振動によって外れる可能性があるのでバネ方式に変更し、技研の方で製作中であり、出来次第、実施計画書の方に概略図を明記する。

動燃殿）ＡＥ計測の予備解析結果における掘削影響領域とはなにか。

大林）今回の解析は簡易的な有限要素法（要素数が少ない）による弾塑性解析結果から客観的にみて応力集中した領域である。

動燃殿）３つのＡＥセンサーによる計測から位置評定の方法。どこにＡＥの発生位置が存在するのか。

大林）Ｐ３８に示す図５のように３つのセンサーで捕らえたＡＥ波の伝達時間（伝達距離）から、ＡＥ信号発生位置を推定する。

（振動計測）

動燃殿）発破振動測定の既存研究についての情報をお願いしたい。

清水）実施計画書に明記する。今回使用する振動計のパッカー、モールド部分は埋設方式になる。

（Pac-Ex計測）

動燃殿）Pac-Exの構造からみるとパッカーとき裂変位計システムは、連動することによってき裂変位の計測値がパッカーの影響を受けるのではないか。

清水）パッカーとき裂変位計の連動によるき裂変位計測データへの影響はないと思うが、調査し、回答したい。

動燃殿）Pac-Ex、振動計装置の寸法を実施計画書に明記して欲しい。

清水）明記する。

（予備解析）

動燃殿）予備解析の目的を明確にして欲しい。

大林）文書により回答する。

動燃殿）クラックテンソルによる不連続性岩盤解析は行わないのか。

大林）予備解析ではＤＥＭに注目しているため、次年度以降で検討する。

打ち合わせ議事録

１．件名：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）
２．日時：平成7年12月27日　13：30～16：40
３．場所：動燃事業団本社第4会議室
４．出席者：動燃事業団・・・・・杉原、松井、佐藤、秋山
大林組・・・・・三上、木梨、土原、宮崎
清水建設・・・・・木下、堀田

５．配布資料：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成７年度）中間報告資料
６．目的：中間報告会
７．内容
1）中間報告進行次第
・計測坑道の掘削・・・土原
・AE計測結果・・・土原
・坑内弾性波探査結果・・・宮崎
・き裂の特性試験と予備解析計画・・・木梨
・Pac-Ex計測・・・堀田
・振動計測・・・堀田
・ボーリング掘削計画・・・堀田
・次年度の試験坑道掘削と計測についての全体討議
2）討議
（計測坑道の掘削）
佐藤：断面形状測定時期を明記して欲しい。
土原：測定は計測坑道掘削終了２日後に行っている。報告書に明記する。

（ＡＥ計測）
佐藤：弾性波速度の与えかたによってＡＥの位置評定は変わるのか？
土原：変わる。位置評定の算定は発生源の到達時間差によって求める。このときに伝達媒体の速度値が必要となる。
松井：最大振幅値８０ｄＢという基準値について？
木梨：以前、技研の方で稲田花崗岩のAE破壊試験を行ったときに破壊近傍で80dBの振幅値が計測された。

（坑内弾性波探査）

松井：き裂が側壁奥側で開いている場合に解析断面を作成する際に直接影響しているかどうか？つまり弾性波が開口しているところまで届いているかどうかをいつも気にしているのだが？

宮崎：現状の計測レベルでは届いていると思っている。

松井：PS検層でその辺を確認できるかもしれない。

三上：そう考える。PS検層はスポットでおさえるものであって、弾性波は平面の中を平均で知るものである。例えば２、３層があり、弾性波探査はそういうところまでとれているか否かは疑問なところがある。そういう意味で動燃さんの指示に従い５０ｃｍピッチのピック、３ｍピッチの打撃で詳細に行った。しかし、奥方向をPS検層で詳細に調べることは必要だと思う。来年1月にPS検層を行う。

杉原：０点によく入る測定誤差があるのだが？

三上：今回はないと考えている。

杉原：層の奥側の微妙な境界はどのように出しているのか？

三上：はぎとり法である。各点の近似線である。

杉原：スムースブラスティングと普通発破の差はなかったのか？

宮崎：今回の結果を見る限り特に顕著な差は見られない。

三上：今回の弾性波探査は速報なのでき裂の調査等を含めて総合的評価を今後行いたい。

（Pac-Ex）

松井：Pac-Exシステムの変形はどういった形で較正確認するのか？

堀田：２ｍの鉄管の中にいれて、空気圧、水圧をかけて剛性から本当に動くかどうかを検証する。

杉原：行ったのか？

堀田：システムを既にバラしたので今回は行っていない。

杉原：残っているのならできるのでは？

堀田：リースしている部分は返却してしまった。

佐藤：上部パッカーと上部アンカーの間の位置決めはどうするのか？

堀田：伸ばすことは可能であるが、縮めるのは現状では最小である。

佐藤：ＬＶＤＴのこの中の距離は最小であるか？

堀田：この中にロッドを足すことは可能である。注水区間もこの中かにロッドを足すことは可能である。

杉原：解析方法はＡＥＣＬの方法か？

堀田：パルス試験はこの方法であるが、現場で彼らが言ったのは先ほど述べた湧水量を計り、定常の水圧を計り、そして注水量を計って、その３つから求める方法である。今後ＡＥＣＬと連絡を取ってこの方法で良いか問い合わせをする意向である。

杉原：今のはＡＥＣＬと同じ方法ということか？

堀田：本来は注水試験は解析法に載ってくるはずであるが、１点しかないので・・・・

杉原：事後は載ってきたが、事前のは駄目ということか？

堀田：ＡＥＣＬは注水試験で３点載せるよりは、湧水量も含めて大きなスケールで合わせばよいという見解である。現在の指針でＡＥＣＬに問い合わせを行っている。その結果を後日報告する。

杉原：何を問い合わせしているのか？

堀田：今回のパルス試験結果の解析法の妥当性である。なお、パルス試験は立ち会ってもらった。

杉原：パルス試験はＡＥＣＬと同じなのか？

堀田：違うのでその辺を問い合わせしている。

杉原：ＡＥＣＬではき裂の開口幅による評価、き裂の透水係数という評価があるのでそれについて今回も評価して欲しい。

堀田：今回こんなに変位が大きいと思わなかった。

杉原：き裂変位はその後の評価で構わないので、ゾーンの平均的な透水性評価ではなく、き裂の透水性の評価を行って欲しい。

堀田：発破によってかなり変位が起こっている。分解能としては１マイクロまでは評価できそうである。これから、今後はき裂の変位、透水性を測定するツールとしては位置づけできたと思う。キャリブレーションも含めて今後行いたい。

（振動計測）

松井：計器のキャリブレーションについて？

堀田：速度計のみを外してキャリブレーションすることはできる。検討する余地はある。

松井：高周波成分、低周波成分のどちらをターゲットにするか？また、どちらが岩盤破壊に影響を与える要因が大きいのか？

木下：その点を明記した報告を読んだことはない。加速度を用い積分して速度として検討している例は多い。その理由は速度計は高周波成分がとれないから加速度計で行うからである。むしろそのような例が多い。そういう観点から

高周波成分は無視できないと考える。加速度計には低周波から高周波まで広い範囲で取れる有効性がある。速度計の高周波成分の取れる範囲はカタログに明記していない場合が多い。その点を調べる。なお、東濃と比較すると相対的には釜石は高周波成分が明らかに卓越しているので高周波をキチンととるべきである。

堀田：加速度の波から速度の波に変換している。1000kHzの波をバンドパスフィルターで外している。高周波成分のみを速度成分になおしているにもかかわらず、割合似た形の速度の波がある。相似形になっている。加速度、速度については今後検討を続ける。

試錘掘削の報告・・堀田

計測坑道の発破パターン区間距離が変更になったのでそれに合わせてボーリング位置を変更した。経過報告と現状報告。

（次年度の試験坑道掘削と試験・計測についての全体討議）

松井：来年度の試験坑道掘削断面（３．５ｍ×３．５ｍ）に縮小した場合の計測・試験に対する支障があれば提案して欲しい。

三上：縮小したときに、当初、設置計画したものを変更できるか否かが問題である。例えば断面縮小に伴って、ひずみが小さくなるなど当初から意図した計測ができない事態も考えられる。ボーリングは既に始まっているので早急に変更しないといけない。

杉原：具体的にはどのような支障を来すのか？

三上、堀田：特にＡＥ孔が問題になる（ＫＤＡ３，ＫＤＡ５）。下向き孔は関係ないだろう。断面縮小になると掘削影響の領域が狭くなる。

杉原：これから対処できるか否か？

土原：ＡＥセンサーを孔底に押し付ける方式で計画しているので、新たにボーリングを追加することが考えられる。

杉原：それではどのようすればよいか？また、その理由は？

土原：検討する。今ははっきり言えない。

松井：断面縮小により側壁のＡＥを捕らえることはできるか？

土原：可能であると思う。

三上：試験坑道右側の側壁位置はこのままか？

松井：そうである。

杉原：透水試験は問題ないか？

堀田：問題ない。

杉原：ＡＥ孔底の１．９ｍ離れに支障はあるか？

三上：４．５ｍ×４．５ｍの断面におけるＥＤＺで計画した。少し狭める必要があるかもしれない。しかし、ＫＤＡ６は明日から掘削に入る。

松井：ＫＤＡ５は未だ間に合う。ボーリングの傾きは直ぐ変更が効く。ボーリング孔の角度は１度単位で容易に変えられる。

三上：受託側も今年度の掘削経過から断面が大きいとロックボルト、さらにはショットクリートの支保が必要になる可能性がある。そのとき岩盤の応力場が変化するので、断面縮小の方向でお願いしたい。

杉原：３．５ｍ×３．５ｍではロックボルトを打設不要か？

三上：必要な場合もある。一概に不要とはいえない。

松井：その場合、打つタイミングが問題になる。計測期間に中に打設するか、計測後１０日間あけて打つかになるだろう。

杉原：ロックボルト打設による応力場の違いはどうのようなものか？

堀田：設計にはのってない。鉱山では労働基準で打つか否かという基準である。例えば坑道断面周りでボルトに沿ったギザギザの応力場というのがあるが、キチンとした評価にはなっていないのが現状である。

杉原：計測後いつロックボルトをうつのか？

堀田：１０～２０日間おいて打ちたい。

杉原：計測期間はどうするのか？打設前後における計測期間は？

松井：測定断面発破後、数Ｄ（トンネル径）間はロックボルトを打設しないで計測するというようなステップで行う。

堀田：ロックボルト打設後も計測する。

杉原：透水試験も前後で全部行うのか？

堀田：行う。

杉原：例えば透水係数は問題ならないのか？

堀田：変位データは解析結果と照らし合わせるときロックボルトが入っていると面倒なので素掘りのデータを使う。透水係数は止めた後になる。Pac-Ex、水圧等はロックボルトによる影響は把握可能である。

杉原：ＡＥの方はどうか？

土原：出来ればロックボルトを打つまで長い期間頂きたい。

三上：今年度の結果から監視領域前後２～３断面あればよい。しかし、１０日間無支保というのは、もし崩落が大きければ非常に危険である。

堀田：鉱山の方は危険になれば打設したいという考え方である。安全が優先である。４．５ｍ断面は打たないとだめだろう。３．５ｍ断面はまだ浮き石確認で進行できる可能性が残っている。

松井：応力状態は良くなっているかもしれない。
堀田：ＡＥセンサーを上のほうに設置すると側壁のＡＥ特性が把握できない可能性がある。傾斜角が１度ずれると約３０ｃｍ垂直変化する。
杉原：1月12日までにボーリングのレイアウトを検討を含めて決定する必要がある。ＡＥの孔底間の垂直距離を何m必要かすぐ決めれるか？
土原：早急に決めたい。
杉原：水曜日1月10日まで回答をくれるか？
土原：了承
堀田：ＤＥＭ解析はロックボルトが入ると解析できないのでは？
木梨：可能である。しかし、3次元的に考慮するのは無理である。
杉原：下向きは影響圏を考慮して坑道断面に近づけることはできないか？
堀田：下向きは試錘機設置の関係からこれ以上無理である。
杉原：基本的には３．５ｍ断面で掘削したい。理由の第１は安全上、第２は予算の関係上である。もし３．５ｍ断面で不都合あれば松井の方へ早急に連絡してほしい。それをもってＰＮＣのほうで決定したい。なお、ボーリングの進捗は随時確認して欲しい。また、試験坑道の掘削機械の寸法は問題無いのか？
堀田：検討し、回答する。
杉原：本日の内容については最終報告会に向けて再度検討し、コメントとして後日連絡する。
三上：工程に遅れがある。3月22日にむけて原位置試験は終わらせたい。
秋山：3月22日の契約日までは労災関係上必ず終わらせて欲しい。
三上：了承。
松井：来年度の内容は年度内に起案したい。協力願う。
杉原：来年度の実施内容に問題点あれば松井の方へ連絡して欲しい。