PNC TJ 1449 97-003 (1)

公開資料

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成８年度）

（動力炉・核燃料開発事業団　委託研究成果報告書）

1997年３月

大成建設株式会社
株式会社　大林組

複製またはこの資料の入手については、下記にお問い合せください。

〒509-51
岐阜県土岐市泉町定林寺園戸959-31
動力炉・核燃料開発事業団
東濃地科学センター
技術開発課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to : Technical Evaluation and Patent Office Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation Tono Geoscience Center, Explotration and Mining Technology Development Section,
959-31 Sonodo, Jorinji, Izumi, Toki, Gifu, 509-51 Japan

動力炉・核燃料開発事業団（Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation）1997

PNC TJ 1449 97-003 (1)

公開資料

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成８年度）

（動力炉・核燃料開発事業団　委託研究成果報告書）

1997年３月

大成建設株式会社
株式会社　大林組

公開資料
PNC TJ1449 97-003(1)
1997年3月

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成8年度）

山本　卓也*　吉岡　尚也**

要　　旨

岩盤内に水平坑道や立坑を掘削することにより、空洞周辺岩盤の応力状態や間隙水圧が変化する。これに伴い、岩盤本来の力学・水理学的特性が変化することが知られている。掘削による岩盤の特性変化の程度と拡がり（掘削影響領域）を把握し、評価することは、地下空間の設計・建設や安全性評価を行う上で重要である。

動力炉・核燃料開発事業団では昭和62年度以来、東濃鉱山において水平坑道および立坑を掘削し、それに伴い発生する掘削影響の範囲と特性の変化の程度に関する評価研究を実施してきた。これらの研究では、坑道掘削に発破工法を使用しており、掘削影響は主として発破に伴う岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。

これに対し、工法の違いによる掘削影響の違いを考察することを目的とし、平成5年度から機械掘削による影響評価試験を開始した。平成5年度および平成6年度には、トモグラフィ調査、孔内載荷試験、孔内壁面観察、室内試験を含む坑道掘削前の調査と、坑道掘削により発生する応力や変位を予測するための事前解析を実施した。平成7年度には、機械による坑道掘削を行い、変位測定、掘削時の振動測定、地質観察等の調査を行った。

今年度は、掘削前に実施した調査に加え、屈折法弾性波探査、PS検層、地圧測定を含む掘削後の調査と坑道掘削後の応力や変位を評価するための事後解析を行った。これらの結果を、掘削前の調査・解析結果と比較することにより、機械掘削による影響評価を行った。また、昭和62年度、63年度に実施した発破掘削による影響評価試験の結果と比較して、工法の違いによる掘削影響の違いについて考察した。

本報告書は、大成建設株式会社、株式会社大林組が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。
契約番号：080D0165
事業団担当部課室および担当者：
環境技術開発推進本部　地層科学研究グループ　主幹　山崎　眞一

*　大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部
**　株式会社大林組技術研究所土木第四研究室

PNC TJ1449 97-003(1)
MARCH, 1997

Post-excavation investigation and numerical analysis to evaluate excavation effects on a rock mass around a machine excavated drift

T.Yamamoto[1] H.Yoshioka[2]

ABSTRACT

Excavation of a shaft or a drift may change the stress condition and the pore water pressure of the rock mass around the opening. As a result, mechanical and hydraulic properties of the rock mass are changed. It is important to estimate the degree of the property change of the rock mass and the extent of EDZ (Excavation Disturbed Zone) from the viewpoint of design, construction and safety assessment of an underground facility. PNC has carried out in-situ and laboratory tests on excavation effects due to blasting in order to understand the degree of the property change of the rock mass and the extent of EDZ in the Tono mine since 1987. The results of these tests suggest that the excavation effects are mainly generated by blasting.

Excavation effect by means of machine excavation has been investigated since 1993 in order to grasp the dependence of the extent of the EDZ on excavation method. Investigation and numerical analysis before excavation were carried out from 1993 to 1994. Investigation before excavation consisted of tomographic investigation, borehole loading test, borehole crack mapping and laboratory test of rock specimen. Numerical analysis aimed to forsee the stress and deformation due to excavation of the drift. In 1995 the drift was excavated by machine and the investigation including measurement of deformation, vibration during excavation, geological mapping of the drift wall were investigated.

Post-excavation investigation and numerical analysis were performed in 1996. Investigation consisted of refraction seismic survey, PS wave logging and in-situ stress measurement in addition to the pre-excavation investigation. Numerical analysis for rock mass behavior after excavation intended to estimate the stress and displacement due to excavation. The results of pre- and post-excavation investigation were compared with each other and excavation effect due to machine excavation was analyzed. Findings from above analysis were compared to the results from excavation by blasting and the relationship between excavation method and excavation effect were intensively discussed.

Work performed by Taisei Corporation and Obayashi Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.
PNC Liaison : Geosciences Research Program, Radioactive Waste Management Project
Shinichi Yamasaki
1) Taisei Corporation, Engineering Division
2) Obayashi Corporation, Technical Research Institute

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成8年度）

担当者一覧

	大成建設（株）	（株）大林組
実施責任者	姉崎　進	宇梶　賢一
実施担当者	山本　卓也	吉岡　尚也
研究業務担当	山本　卓也	吉岡　尚也
	今井　博	栗原　雄二
	窪田　茂	木梨　秀雄
	羽出山吉裕	土原　久哉
	大矢　敏雄	宮崎　裕光
	榊　利博	田中　達也

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成8年度）

目　次

頁

1. 概要 ---------- 1
1.1 目的 ---------- 1
1.2 調査概要および調査位置 ---------- 1
1.3 調査工程 ---------- 2
2. 事後調査結果 ---------- 6
2.1 室内物性試験 ---------- 6
2.1.1 目的 ---------- 6
2.1.2 試験要領 ---------- 6
2.1.3 物理試験 ---------- 8
2.1.4 超音波速度測定 ---------- 17
2.1.5 一軸圧縮試験 ---------- 27
2.1.6 圧裂引張試験 ---------- 45
2.1.7 室内試験結果の評価 ---------- 49
2.2 岩盤内変位測定 ---------- 53
2.2.1 目的 ---------- 53
2.2.2 測定機器 ---------- 53
2.2.3 測定位置および測定方法 ---------- 53
2.2.4 測定結果および考察 ---------- 56
2.3 屈折法弾性波探査 ---------- 66
2.3.1 目的 ---------- 66
2.3.2 測定概要 ---------- 67
2.3.3 測定結果および考察 ---------- 73
2.3.4 まとめ ---------- 87
2.4 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査 ---------- 88
2.4.1 目的 ---------- 88
2.4.2 調査概要 ---------- 88

2.4.3 弾性波トモグラフィ ---------- 92
2.4.4 比抵抗トモグラフィ ---------- 125
2.4.5 考察 ---------- 166
2.4.6 まとめ ---------- 175
2.5 AE法による岩盤応力測定 ---------- 176
2.5.1 目的 ---------- 176
2.5.2 測定装置 ---------- 177
2.5.3 測定方法および測定位置 ---------- 178
2.5.4 測定結果および考察 ---------- 182
2.5.5 まとめ ---------- 195
2.6 孔内載荷試験 ---------- 197
2.6.1 目的 ---------- 197
2.6.2 試験装置 ---------- 197
2.6.3 試験方法 ---------- 199
2.6.4 測定結果および考察 ---------- 201
2.6.5 まとめ ---------- 206
2.7 PS検層 ---------- 208
2.7.1 目的 ---------- 208
2.7.2 起振方法 ---------- 208
2.7.3 受振方法 ---------- 213
2.7.4 測定環境 ---------- 216
2.7.5 解析方法 ---------- 219
2.7.6 解析結果および考察 ---------- 221
2.7.7 まとめ ---------- 248
2.8 孔内壁面観察 ---------- 250
2.8.1 目的 ---------- 250
2.8.2 孔内壁面観察装置 ---------- 250
2.8.3 測定原理および観察方法 ---------- 253
2.8.4 画像解析方法 ---------- 253
2.8.5 観察結果および考察 ---------- 255
2.8.6 まとめ ---------- 265

3. 事後解析 ---------- 267
3.1 目的 ---------- 267
3.2 解析方法 ---------- 269
3.2.1 解析モデルの設定 ---------- 269
3.2.2 解析用物性値の設定 ---------- 272
3.2.3 施工段階のモデル化 ---------- 279
3.2.4 解析ケース ---------- 280
3.3 解析結果および考察 ---------- 281
3.3.1 変位 ---------- 281
3.3.2 応力 ---------- 287
3.3.3 ひずみ ---------- 290
3.3.4 機械掘削時の岩盤のモデル化および解析方法について ---------- 293
3.3.5 発破掘削時を対象とした岩盤挙動解析 ---------- 294
3.4 まとめ ---------- 309
4. 調査・解析の取りまとめ・評価 ---------- 312
4.1 各試験・調査により得られるデータの取りまとめ ---------- 312
4.1.1 室内物性試験 ---------- 312
4.1.2 原位置調査・試験 ---------- 313
4.2 振動計測のデータ解析 ---------- 315
4.2.1 目的 ---------- 315
4.2.2 発破掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離、薬量との関係把握 -- 315
4.2.3 機械掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離の関係把握 ---------- 332
4.2.4 工法の違いによる掘削影響の違いについて ---------- 346
4.3 調査・試験結果および数値解析結果の総合評価 ---------- 353
4.3.1 調査・試験結果および数値解析結果 ---------- 353
4.3.2 工法の違いによる掘削影響の違い ---------- 361
4.3.3 掘削影響を把握する上での調査・試験手法の適用性の検討 ------- 365
4.4 掘削終了後の不飽和領域に関する検討 ---------- 369

図 目 次

		頁
図－1.2.1	事後調査および試験位置	3
図－1.2.2	ボーリング孔位置図	4
図－2.1.3.1	自然状態の密度	11
図－2.1.3.2	乾燥状態の密度	12
図－2.1.3.3	湿潤状態の密度	13
図－2.1.3.4	有効間隙率	14
図－2.1.3.5	吸水率	15
図－2.1.3.6	土粒子の密度	16
図－2.1.4.1	超音波速度測定装置	17
図－2.1.4.2	ボーリングコアの超音波速度測定方法	18
図－2.1.4.3	ボーリングコアの弾性波速度測定結果（整形前）	21
図－2.1.4.4	超音波速度測定結果（整形後）	23
図－2.1.5.1	一軸圧縮試験供試体の設置状況	28
図－2.1.5.2	一軸圧縮強度	33
図－2.1.5.3	初期変形係数E_0（EXT）	34
図－2.1.5.4	割線変形係数E_{50}（EXT）	35
図－2.1.5.5	初期変形係数E_0（LDT）	36
図－2.1.5.6	割線変形係数E_{50}（LDT）	37
図－2.1.5.7	一軸圧縮強度と乾燥密度の関係（機械掘削区間）	38
図－2.1.5.8	一軸圧縮強度と乾燥密度の関係（発破掘削区間）	38
図－2.1.5.9	割線変形係数E_{50}（EXT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）	39
図－2.1.5.10	割線変形係数E_{50}（EXT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）	39
図－2.1.5.11	割線変形係数E_{50}（LDT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）	40
図－2.1.5.12	割線変形係数E_{50}（LDT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）	40

図－2.1.5.13　割線変形係数（EXT）と割線変形係数（LDT）の関係（機械掘削区間）　41
図－2.1.5.14　割線変形係数（EXT）と割線変形係数（LDT）の関係（発破掘削区間）　41
図－2.1.5.15　初期変形係数E0（EXT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）　42
図－2.1.5.16　初期変形係数E0（EXT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）　42
図－2.1.5.17　初期変形係数E0（LDT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）　43
図－2.1.5.18　初期変形係数E0（LDT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）　43
図－2.1.5.19　初期変形係数E0（EXT）と初期変形係数E0（LDT）の関係（機械掘削区間）　44
図－2.1.5.20　初期変形係数E0（EXT）と初期変形係数E0（LDT）の関係（発破掘削区間）　44
図－2.1.6.1　圧裂引張試験概念図　46
図－2.1.6.2　圧裂引張試験結果　48
図－2.1.7.1　試験結果のばらつきの評価方法の一例（弾性波速度の場合）　50
図－2.1.7.2　P波速度の平均値の差と壁面からの距離（機械掘削区間）　51
図－2.1.7.3　P波速度の平均値の差と壁面からの距離（発破掘削区間）　51
図－2.1.7.4　室内試験から求めた掘削影響領域　52
図－2.2.2.1　多点式地中変位計の概要図　54
図－2.2.2.2　スライディングミクロメーターの概要図　54
図－2.2.3.1　岩盤内変位の測定位置　55
図－2.2.4.1　多点式地中変位計による岩盤内変位の経時変化図　59
図－2.2.4.2　多点式地中変位計による岩盤内変位の分布図　59

図－2.2.4.3　スライディングミクロメーターによる岩盤内変位の経時変化図　61
図－2.2.4.4　スライディングミクロメーターによる岩盤内変位の分布図　61
図－2.2.4.5　両測定法による岩盤内変位分布（1995.12.15）　64
図－2.2.4.6　両測定法による岩盤内変位分布（1997.2.5）　64
図－2.2.4.7　岩盤内変位測定孔の地質観察結果（MD-1:多点式地中変位計、MD-2:ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰ）　65
図－2.3.1.1　北延NATM試験坑道内における測定位置　66
図－2.3.2.1　弾性波探査屈折法における測定機器概要　67
図－2.3.2.2　地震計設置概要および起振方法概略　67
図－2.3.2.3　屈折法弾性波探査／波形記録例　71
図－2.3.2.4　屈折法弾性波探査／波形記録例　72
図－2.3.3.1　底盤における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定　76
図－2.3.3.2　天端における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定　77
図－2.3.3.3　側壁における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定　78
図－2.3.3.4　底盤における屈折法弾性波探査／解析結果図　80
図－2.3.3.5　天端における屈折法弾性波探査／解析結果図　81
図－2.3.3.6　側壁における屈折法弾性波探査／解析結果図　82
図－2.3.3.7　底盤における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較　83
図－2.3.3.8　天端における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較　84
図－2.3.3.9　側壁における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較　85
図－2.3.3.10　屈折法弾性波探査結果と坑道の壁面観察結果の比較　86
図－2.4.2.1　トモグラフィ調査位置平面図　89
図－2.4.2.2　トモグラフィ調査位置見取り図　89

図－2.4.2.3	孔内計測概要	91
図－2.4.2.4	ケーシング孔口アタッチメントの概略構造図	91
図－2.4.3.1	発振点・受振点の配置	93
図－2.4.3.2	調査孔での受振子設置概略図	95
図－2.4.3.3	MT-1調査孔での受振器設置概略図	96
図－2.4.3.4	弾性波トモグラフィ測定系概略図	98
図－2.4.3.5	測定パターン図	100
図－2.4.3.6	測定波形例①	101
図－2.4.3.7	測定波形例②	102
図－2.4.3.8	測定波形例③	103
図－2.4.3.9	弾性波トモグラフィ解析手順	105
図－2.4.3.10	弾性波速度分布図（掘削前）	109
図－2.4.3.11	弾性波トモグラフィ波線分布図（掘削前）	109
図－2.4.3.12	弾性波トモグラフィ収束状況図（掘削前）	110
図－2.4.3.13	測定走時－計算走時比較図（掘削前）	111
図－2.4.3.14	弾性波速度分布図（掘削直後）	112
図－2.4.3.15	弾性波トモグラフィ波線分布図（掘削直後）	112
図－2.4.3.16	弾性波トモグラフィ収束状況図（掘削直後）	113
図－2.4.3.17	測定走時－計算走時比較図（掘削直後）	114
図－2.4.3.18	弾性波速度分布図（掘削後）	115
図－2.4.3.19	弾性波トモグラフィ波線分布図（掘削後）	115
図－2.4.3.20	弾性波トモグラフィ収束状況図（掘削後）	116
図－2.4.3.21	測定走時－計算走時比較図（掘削後）	117
図－2.4.3.22	掘削前から掘削直後への速度変化値分布図（速度表示）	119
図－2.4.3.23	掘削前から掘削直後への速度変化値分布図（%表示）	119
図－2.4.3.24	掘削前から掘削後への速度変化値分布図（速度表示）	120
図－2.4.3.25	掘削前から掘削後への速度変化値分布図（%表示）	120
図－2.4.3.26	掘削直後から掘削後への速度変化値分布図（速度表示）	121
図－2.4.3.27	掘削直後から掘削後への速度変化値分布図（%表示）	121
図－2.4.4.1	孔内比抵抗測定ロッド概略図	126
図－2.4.4.2	比抵抗測定システム及び電極配置	127

図－2.4.4.3	計測坑道周縁比抵抗測定電極配置	128
図－2.4.4.4	試験坑道周縁比抵抗測定電極配置	128
図－2.4.4.5	比抵抗測定遠電極位置図	130
図－2.4.4.6	比抵抗トモグラフィ測定系概略図	131
図－2.4.4.7	比抵抗測定手順	133
図－2.4.4.8	隣接電極間測定結果（計測坑道）	135
図－2.4.4.9	隣接電極間測定結果（試験坑道）	136
図－2.4.4.10	MT-1孔・MT-2孔測定結果（電極間隔1m、2m）	138
図－2.4.4.11	比抵抗トモグラフィ解析手順	139
図－2.4.4.12	解析領域の設定	141
図－2.4.4.13	比抵抗トモグラフィ解析メッシュ図	143
図－2.4.4.14	比抵抗トモグラフィ解析メッシュ図（拡大図）	144
図－2.4.4.15	比抵抗トモグラフィ解析ブロック分割図	145
図－2.4.4.16	比抵抗トモグラフィ電極配置	146
図－2.4.4.17	比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削後ケース1）	151
図－2.4.4.18	比抵抗トモグラフィ平均誤差収束状況図 （ケース1　繰り返し計算10回目）	152
図－2.4.4.19	比抵抗トモグラフィ最大誤差収束状況図 （ケース1　繰り返し計算10回目）	152
図－2.4.4.20	測定値・計算値の分布（ケース1　繰り返し計算10回目）	153
図－2.4.4.21	解析誤差の頻度分布（ケース1　繰り返し計算10回目）	153
図－2.4.4.22	比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削後ケース2）	155
図－2.4.4.23	比抵抗トモグラフィ平均誤差収束状況図 （ケース2　繰り返し計算10回目）	156
図－2.4.4.24	比抵抗トモグラフィ最大誤差収束状況図 （ケース2　繰り返し計算10回目）	156
図－2.4.4.25	測定値・計算値の分布（ケース2　繰り返し計算10回目）	157
図－2.4.4.26	解析誤差の頻度分布（ケース2　繰り返し計算10回目）	157
図－2.4.4.27	比抵抗トモグラフィ収束状況比較図（平均誤差）	159
図－2.4.4.28	比抵抗トモグラフィ収束状況比較図（最大誤差）	159
図－2.4.4.29	解析誤差頻度分布比較図	160

図－2.4.4.30　比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削前ケース1）　161
図－2.4.4.31　比抵抗トモグラフィ比較結果
（試験坑道掘削後ケース1～試験坑道掘削前ケース1）　163
図－2.4.4.32　各種岩石と地表水・海水の比抵抗　165
図－2.4.5.1　弾性波トモグラフィ結果とPS検層結果との比較
（試験坑道周辺）　166
図－2.4.5.2　弾性波トモグラフィ結果とPS検層結果との比較
（MT-1孔・MT-2孔）　167
図－2.4.5.3　弾性波トモグラフィ結果と屈折法探査結果との比較　168
図－2.4.5.4　弾性波トモグラフィ結果と室内試験結果との比較　169
図－2.4.5.5　ML-1～4およびMPS-1～4におけるコアボーリング柱状図　171
図－2.4.5.6　掘削前から掘削後への弾性波速度変化およびMT-1,MT-2
に沿う地質データ　173
図－2.4.5.7　掘削前から掘削後への比抵抗変化およびMT-1,MT-2
に沿う地質データ　173
図－2.5.1.1　調査用ボーリング孔などのレイアウト　177
図－2.5.2.1　AE測定装置　178
図－2.5.3.1　ボーリングコアの採取概念　180
図－2.5.3.2　供試体整形方向　181
図－2.5.4.1　初期地圧測定結果の一例　189
図－2.5.4.2　再配分された３次元主応力分布（深度0.5m近傍）　190
図－2.5.4.3　掘削前の３次元主応力分布　190
図－2.5.4.4　再配分された３次元主応力分布（深度1.5m近傍）　191
図－2.5.4.5　再配分された３次元主応力分布（深度1.6m近傍）　191
図－2.5.4.6　再配分された３次元主応力分布（深度2.4m近傍）　192
図－2.5.4.7　再配分された３次元主応力分布（深度3m近傍）　192
図－2.5.4.8　X,Y,Z方向における掘削前後の応力変化　193
図－2.6.2.1　プレシオ200B型試験装置の概略　197
図－2.6.3.1　載荷パターン　200
図－2.6.4.1　深度7.00mにおけるP～V曲線　201
図－2.6.4.2　深度8.37mにおけるP～V曲線　202

図－2.6.4.3	深度9.40mにおけるP～V曲線	202
図－2.6.4.4	深度10.41mにおけるP～V曲線	203
図－2.6.4.5	深度11.47mにおけるP～V曲線	203
図－2.6.4.6	掘削前後における変形係数	205
図－2.7.2.1	S波起振方法の概念	209
図－2.7.2.2	MT-1孔とMT-2孔における起振位置	210
図－2.7.2.3	MPS-1孔における起振位置	210
図－2.7.2.4	MPS-2孔における起振位置	211
図－2.7.2.5	MPS-3孔における起振位置	211
図－2.7.2.6	MPS-4孔における起振位置	212
図－2.7.3.1	受振器の設置要領	213
図－2.7.3.2	PS検層フロー	214
図－2.7.4.1	MT－1孔における孔内水の有無によるP波波形	217
図－2.7.4.2	打撃位置の違いによるS波波形	218
図－2.7.5.1	到達時間の補正方法	220
図－2.7.6.1	MT-1孔におけるPS検層記録波形（P波）	222
図－2.7.6.2	MT-1孔におけるPS検層記録波形（S波）	223
図－2.7.6.3	MT-2孔におけるPS検層記録波形（P波）	224
図－2.7.6.4	MT-2孔におけるPS検層記録波形（S波）	225
図－2.7.6.5	MPS-1孔におけるPS検層記録波形（P波）	226
図－2.7.6.6	MPS-1孔におけるPS検層記録波形（S波）	227
図－2.7.6.7	MPS-2孔におけるPS検層記録波形（P波）	228
図－2.7.6.8	MPS-2孔におけるPS検層記録波形（S波）	229
図－2.7.6.9	MPS-3孔におけるPS検層記録波形（P波）	230
図－2.7.6.10	MPS-3孔におけるPS検層記録波形（S波）	231
図－2.7.6.11	MPS-4孔におけるPS検層記録波形（P波）	232
図－2.7.6.12	MPS-4孔におけるPS検層記録波形（S波）	233
図－2.7.6.13	MT-1孔における走時曲線	235
図－2.7.6.14	MT-2孔における走時曲線	236
図－2.7.6.15	MPS-1孔における走時曲線	237
図－2.7.6.16	MPS-2孔における走時曲線	238

図－2.7.6.17　MPS-3孔における走時曲線　239
図－2.7.6.18　MPS-4孔における走時曲線　240
図－2.7.6.19　弾性波トモグラフィの結果（掘削前）　244
図－2.7.6.20　PS検層結果と弾性波トモグラフィ結果との比較　245
図－2.7.6.21　側壁方向におけるS波速度の分布　246
図－2.7.6.22　天端方向におけるS波速度の分布　247
図－2.8.2.1　BIPシステムの機器構成　251
図－2.8.4.1　割れ目の展開例　254
図－2.8.5.1　MC-2孔における孔壁観察結果の比較例（0mが計測坑道側）　260
図－3.1.1　平成5年度および6年度に実施した事前解析の流れ　268
図－3.2.1.1　地中変位分布（事前解析CASE-5,CASE-10）　270
図－3.2.1.2　解析対象位置における切羽断面図　270
図－3.2.1.3　事後解析モデル（機械掘削）　271
図－3.2.2.1　割線変形係数E_{50}（EXT）とE_{50}（LDT）の関係（一軸圧縮試験結果）　273
図－3.2.2.2　割線変形係数と拘束圧の関係（粗粒砂岩）　274
図－3.2.2.3　屈折法弾性波探査結果（西側壁）　275
図－3.2.2.4　坑道掘削に伴う岩盤ひずみ　278
図－3.2.2.5　初期応力値(機械掘削坑道周辺にて応力解放法により測定；CASE-5使用値)　277
図－3.2.3.1　特性曲線　280
図－3.3.1.1　変位ベクトル図（CASE-12）　285
図－3.3.1.2　変位ベクトル図（CASE-13）　286
図－3.3.1.3　地中変位分布（機械掘削：解析値と計測値の比較）　287
図－3.3.2.1　主応力図（CASE-12）　288
図－3.3.2.2　主応力図（CASE-13）　289
図－3.3.2.3　局所安全係数分布図（CASE-12）　291
図－3.3.2.4　局所安全係数分布図（CASE-13）　292
図－3.3.3.1　坑道近傍のひずみ解析結果　293
図－3.3.5.1　解析モデル（発破掘削）　295

図－3.3.5.2	屈折法弾性波探査結果（発破掘削区間）	296
図－3.3.5.3	初期応力値（発破掘削坑道周辺にて応力解放法により測定）	298
図－3.3.5.4	変位ベクトル図(CASE-14)	300
図－3.3.5.5	変位ベクトル図(CASE-15)	301
図－3.3.5.6	地中変位分布（発破掘削：解析値と計測値の比較）	302
図－3.3.5.7	主応力図(CASE-14)	304
図－3.3.5.8	主応力図(CASE-15)	305
図－3.3.5.9	局所安全係数分布図(CASE-14)	306
図－3.3.5.10	局所安全係数分布図(CASE-15)	307
図－4.2.2.1	発破振動測定位置	316
図－4.2.2.2	発破のパターン	317
図－4.2.2.3	岩盤の加速度成分	317
図－4.2.2.4	発破振動測定時の加速度計の設置位置	317
図－4.2.2.5	発破掘削時の岩盤の加速度波形（発破1回目第4段、CH1～CH3）	319
図－4.2.2.6	発破掘削時の岩盤の速度波形（発破1回目第4段、CH1～CH3）	319
図－4.2.2.7	発破掘削時の岩盤の加速度と距離の回帰式：係数kの変化	322
図－4.2.2.8	発破掘削時の岩盤の加速度と距離の回帰式：係数nの変化	323
図－4.2.2.9	発破掘削時の岩盤の加速度と距離（換算距離）の関係（発破1回目第4段）	324
図－4.2.2.10	発破掘削時の岩盤の速度と距離の回帰式：係数kの変化	327
図－4.2.2.11	発破掘削時の岩盤の速度と距離の回帰式：係数nの変化	328
図－4.2.2.12	岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破1回目第1段）	329
図－4.2.2.13	岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破1回目第4段）	329
図－4.2.2.14	岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破2回目第1段）	330
図－4.2.2.15	岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破2回目第4段）	330
図－4.2.3.1	機械掘削時の振動測定位置	333
図－4.2.3.2	振動測定時の掘削工程（実績）	334
図－4.2.3.3	岩盤の加速度成分	334

図－4.2.3.4　岩盤内の加速度計の位置と切羽におけるｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置　335
図－4.2.3.5　機械側の加速度計の設置位置　335
図－4.2.3.6　機械掘削時の岩盤での振動加速度波形
（第2回目測定、ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置：②）　336
図－4.2.3.7　機械掘削時の岩盤での振動速度波形
（第2回目測定、ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置：②）　336
図－4.2.3.8　機械掘削時の機械での振動加速度波形
（第2回目測定、ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置：②）　337
図－4.2.3.9　機械掘削時の機械での振動速度波形
（第2回目測定、ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置：②）　337
図－4.2.3.10　機械掘削時の岩盤での振動加速度
（第2回目測定、ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置：②）　338
図－4.2.3.11　機械掘削時の岩盤での振動加速度の係数kおよび係数n　340
図－4.2.3.12　機械掘削時の岩盤での振動速度
（第2回目測定、ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置：②）　341
図－4.2.3.13　機械掘削時の岩盤での振動速度の係数kおよび係数n　343
図－4.2.4.1　発破掘削時の掘削影響領域の求め方　348
図－4.2.4.2　機械掘削時の掘削影響領域の求め方　348
図－4.3.1.1　室内試験から求めた掘削影響領域の境界　354
図－4.3.1.2　原位置試験から求めた掘削影響領域の境界　356
図－4.3.1.3　岩盤内変位分布から求めたひずみ分布　357
図－4.3.2.1　原位置試験、変位測定結果から求めた掘削影響領域　362
図－4.4.1　不飽和領域の原位置計測手法および解析モデル研究
フロー　371

表 目 次

		頁
表－1.2.1	調査・試験項目および数量	2
表－1.3.1	坑道掘削後の調査実施工程	5
表－2.1.2.1	試験項目と試験基準	6
表－2.1.2.2	室内試験用ボーリング孔仕様	7
表－2.1.3.1	物理試験結果	9
表－2.1.4.1	超音波速度測定結果 （整形前の試料、ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ孔ごとの整理）	20
表－2.1.4.2	超音波速度測定結果 （整形前の試料、区間ごとの整理）	20
表－2.1.4.3	超音波速度測定結果 （整形後の試料、ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ孔ごとの整理）	22
表－2.1.4.4	超音波速度測定結果 （整形後の試料、区間ごとの整理）	22
表－2.1.4.5	動せん断弾性係数および動弾性係数（整形後の供試体）	25
表－2.1.4.6	動ポアソン比（整形後の供試体）	25
表－2.1.5.1	一軸圧縮試験結果（その１）	29
表－2.1.5.2	一軸圧縮試験結果（その２）	29
表－2.1.6.1	圧裂引張試験結果	46
表－2.2.4.1	多点式地中変位計により得られた変位速度	60
表－2.2.4.2	ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰにより得られた変位速度	62
表－2.2.4.3	多点式地中変位計とｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる 測定結果の相違	63
表－2.3.2.1	測定機器仕様	68
表－2.3.2.2	測線概要	69
表－2.3.3.1	屈折法弾性波探査結果一覧表	75
表－2.4.2.1	調査状況一覧	90
表－2.4.3.1	測定点座標一覧表	94
表－2.4.3.2	弾性波トモグラフィ使用機器一覧表	99

表－2.4.3.3	弾性波トモグラフィ・解析パラメータ	105
表－2.4.3.4	誤差収束状況（掘削前）	110
表－2.4.3.5	誤差収束状況（掘削直後）	113
表－2.4.3.6	誤差収束状況（掘削後）	116
表－2.4.3.7	弾性波の平均速度、最小速度、最大速度	122
表－2.4.3.8	走時統計データ	123
表－2.4.3.9	誤差見積もり	124
表－2.4.4.1	比抵抗トモグラフィ・使用機材一覧表	132
表－2.4.4.2	測定点座標一覧表	142
表－2.4.4.3	比抵抗トモグラフィの解析パラメータ	149
表－2.4.4.4	誤差収束状況（ケース1）	151
表－2.4.4.5	誤差収束状況（ケース2）	155
表－2.4.4.6	掘削前後における比抵抗値の変化部位置	164
表－2.4.5.1	ML孔およびMPS孔の位置	170
表－2.5.4.1	深度0.5m近傍における再配分応力の測定結果	184
表－2.5.4.2	深度1.5m近傍における再配分応力の測定結果	185
表－2.5.4.3	深度1.6m近傍における再配分応力の測定結果	186
表－2.5.4.4	深度2.4m近傍における再配分応力の測定結果	187
表－2.5.4.5	深度3m近傍における再配分応力の測定結果	188
表－2.6.2.1	機器の仕様	198
表－2.6.3.1	載荷試験の位置関係	199
表－2.6.4.1	掘削前後における変形係数	204
表－2.7.3.1	主な使用機器の一覧	215
表－2.7.6.1	MT-1孔におけるPS検層結果の一覧	241
表－2.7.6.2	MT-2孔におけるPS検層結果の一覧	241
表－2.7.6.3	MPS-1孔におけるPS検層結果の一覧	242
表－2.7.6.4	MPS-2孔におけるPS検層結果の一覧	242
表－2.7.6.5	MPS-3孔におけるPS検層結果の一覧	243
表－2.7.6.6	MPS-4孔におけるPS検層結果の一覧	243
表－2.8.1.1	数量	250
表－2.8.2.1	使用機器の一覧	252

表－2.8.5.1	MK－1ボーリング孔における孔壁観察結果（掘削後）	255
表－2.8.5.2	MC－2ボーリング孔における孔壁観察結果（掘削後）	256
表－2.8.5.3	MT－1ボーリング孔における孔壁観察結果（掘削後）	257
表－2.8.5.4	MT－2ボーリング孔における孔壁観察結果（掘削後）	258
表－2.8.5.5	MK－1ボーリング孔における孔壁観察結果	261
表－2.8.5.6	MC－2ボーリング孔における孔壁観察結果	262
表－2.8.5.7	MT－1ボーリング孔における孔壁観察結果	263
表－2.8.5.8	MT－2ボーリング孔における孔壁観察結果	264
表－3.2.2.1	岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）	276
表－3.2.2.2	支保工物性値一覧	276
表－3.2.4.1	解析ケース一覧	283
表－3.3.1.1	坑道掘削後の変位（機械掘削：解析値と計測値の比較）	281
表－3.3.5.1	発破掘削解析での岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）	297
表－3.3.5.2	支保工物性値一覧	297
表－3.3.5.3	坑道掘削後の変位（発破掘削：解析値と計測値の比較）	299
表－4.1.1	事後調査項目および数量一覧	312
表－4.2.2.1	爆薬数量一覧	317
表－4.2.2.2	発破掘削時の最大振動速度一覧	320
表－4.2.2.3	振動加速度と距離、薬量の関係（係数kとnの値）	321
表－4.2.2.4	振動速度と距離、薬量の関係（係数kとnの値）	326
表－4.2.2.5	発破振動速度の推定式	326
表－4.2.3.1	機械掘削時の岩盤での振動加速度と距離の関係（係数kとn）	339
表－4.2.3.2	機械掘削時の岩盤での振動速度と距離の関係（係数kとn）	342
表－4.2.3.3	機械掘削時の機械側の振動速度の最大値	344
表－4.2.4.1	限界速度の算定	347
表－4.2.4.2	発破掘削による影響領域（発破1回目）	350
表－4.2.4.3	発破掘削による影響領域（発破2回目）	350
表－4.2.4.4	発破掘削による影響領域（発破3回目）	350
表－4.2.4.5	機械掘削による影響領域	351

表－4.3.1.1　室内試験から求めた掘削影響領域の境界　354
表－4.3.1.2　原位置試験から求めた掘削影響領域の境界　356
表－4.3.1.3　坑道掘削のモデル化のまとめ　360
表－4.3.2.1　掘削影響領域の境界　362
表－4.3.2.2　掘削影響領域内での特性変化の測定　364

1. 概要

1.1 目的

岩盤内に空洞を掘削すると、空洞周辺の岩盤は、掘削の衝撃や岩盤応力の変化、地下水圧の変化などの影響により、空洞周辺岩盤の変形性や透水性などが変化する。このような力学的・水理学的特性が変化する領域を掘削影響領域と定義する。

動力炉・核燃料開発事業団（以下「事業団」という。）では、空洞掘削に伴う周辺岩盤の力学的・水理学的特性の変化の程度やその範囲を調査・計測し、数値解析や室内試験を含めた評価を行って、坑道掘削により発生する現象を理解するための影響評価試験を実施してきた。

掘削影響評価試験は、昭和62年度以降、事業団所有の東濃鉱山の北延NATM坑道および第2立坑を掘削し、取得された調査・試験データを評価することにより行われた。その結果、空洞周辺に発生する掘削影響領域の範囲や掘削影響の要因が明らかにされつつある。

これらの研究では、坑道掘削に発破工法を用いており、掘削影響は主として発破に伴う岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。この結果を受けて、平成5年度以降、発破工法に比べ掘削の衝撃が小さいとされている機械掘削による影響評価試験を実施し、発破による掘削影響との比較を行った。

平成8年度は、坑道掘削後の調査として、平成7年度に機械により掘削した坑道周辺岩盤の力学特性・水理特性等を計測し、平成5、6年度に計測した掘削前のデータと比較することで、機械掘削による岩盤の力学特性・水理特性等への影響を把握する。

また、これまでに行われた発破掘削による影響試験と比較し、工法による掘削影響の違いを総合的に検討する。

1.2 調査概要および調査位置

坑道掘削の仕様は以下のとおりである。

場所：東濃鉱山北延NATM坑道

掘削方法：ブームヘッダー（三井三池製作所製ミニロードヘッダー）

掘削坑道断面：2.4m×2.4m：馬蹄形

延長：22m

支保：ロックボルト（3本／1断面／m）、吹付コンクリート（厚さ70mm）

事後調査では、図－1.2.1に示す試験用の坑道（高さ2.4m、幅 2.4m）と計測用の坑道（高さ3.0m、幅3.0m）において、表－1.2.1に示す調査・試験等を行った。

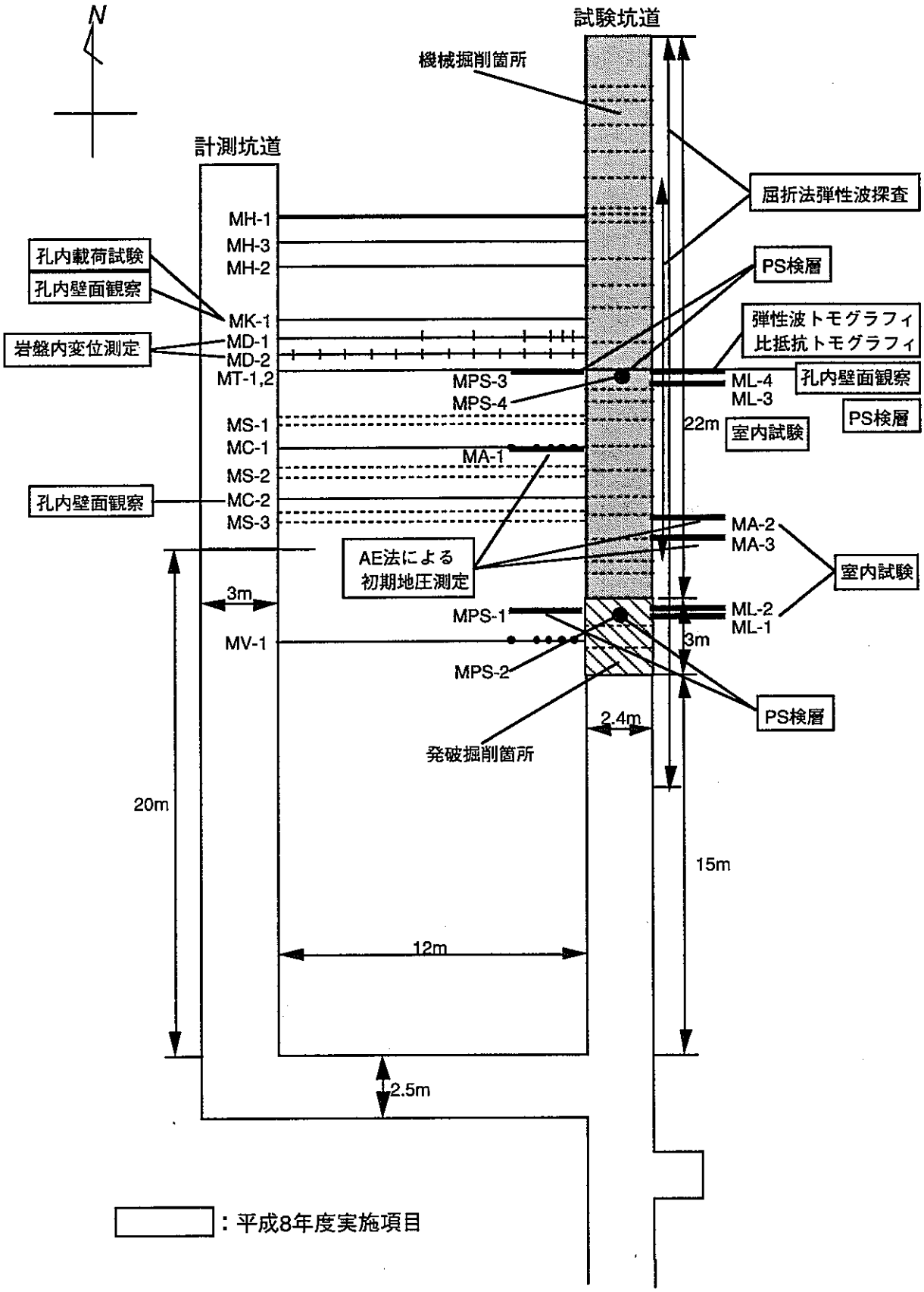
また、ボーリング位置および原位置試験の位置を、平成7年度に掘削した坑道の側壁の地質観察図と併せて図－1.2.2に示す。

表－1.2.1　調査・試験項目および数量

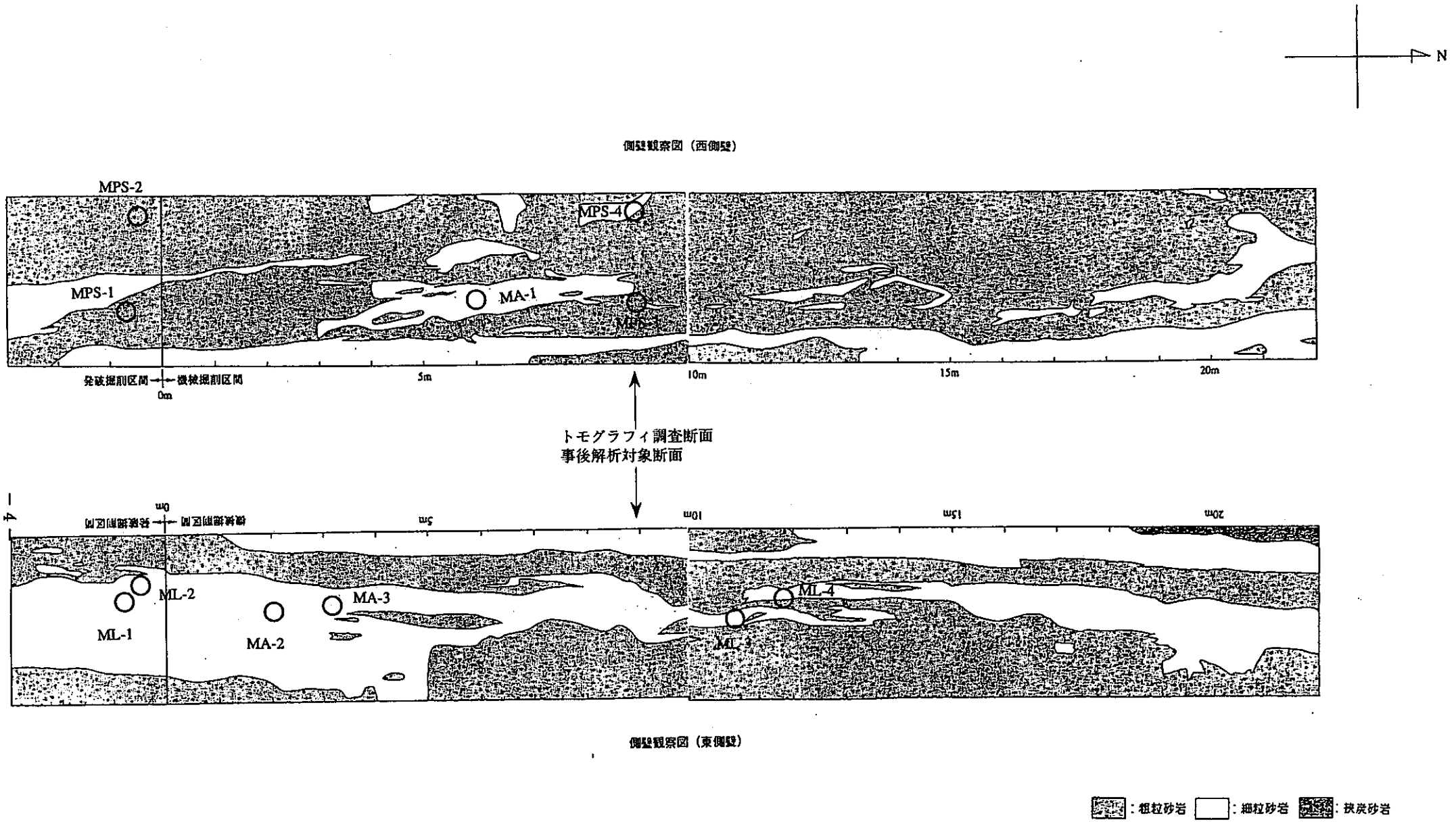
調査・試験項目	方法	数量	試錐孔名または場所
室内物性試験	物理試験	72試料	ML-1～4 MA-2
	一軸圧縮試験	36供試体	
	圧裂引張試験	36供試体	
	弾性波速度測定	72供試体	
変位測定	多点式地中変位計	2回	MD-1
	スライディングミクロメータ	2回	MD-2
弾性波探査	屈折法	3測線	天端15m 西側壁30m 底盤15m
トモグラフィ調査	弾性波、比抵抗	1断面、掘削後1回	MT-1,MT-2
PS検層	カケヤによる打撃	6孔	MPS-1～4 MT-1,MT-2
孔内載荷試験	等圧分布載荷方式	5地点	MK-1
岩盤応力測定	AE法	5地点から採取	MA-1,2,3
孔内壁面観察	カメラ方式	4孔	MK-1,MC-2 MT-1,2

1.3　調査工程

今年度実施した坑道掘削後の調査工程を表－1.3.1に示す。

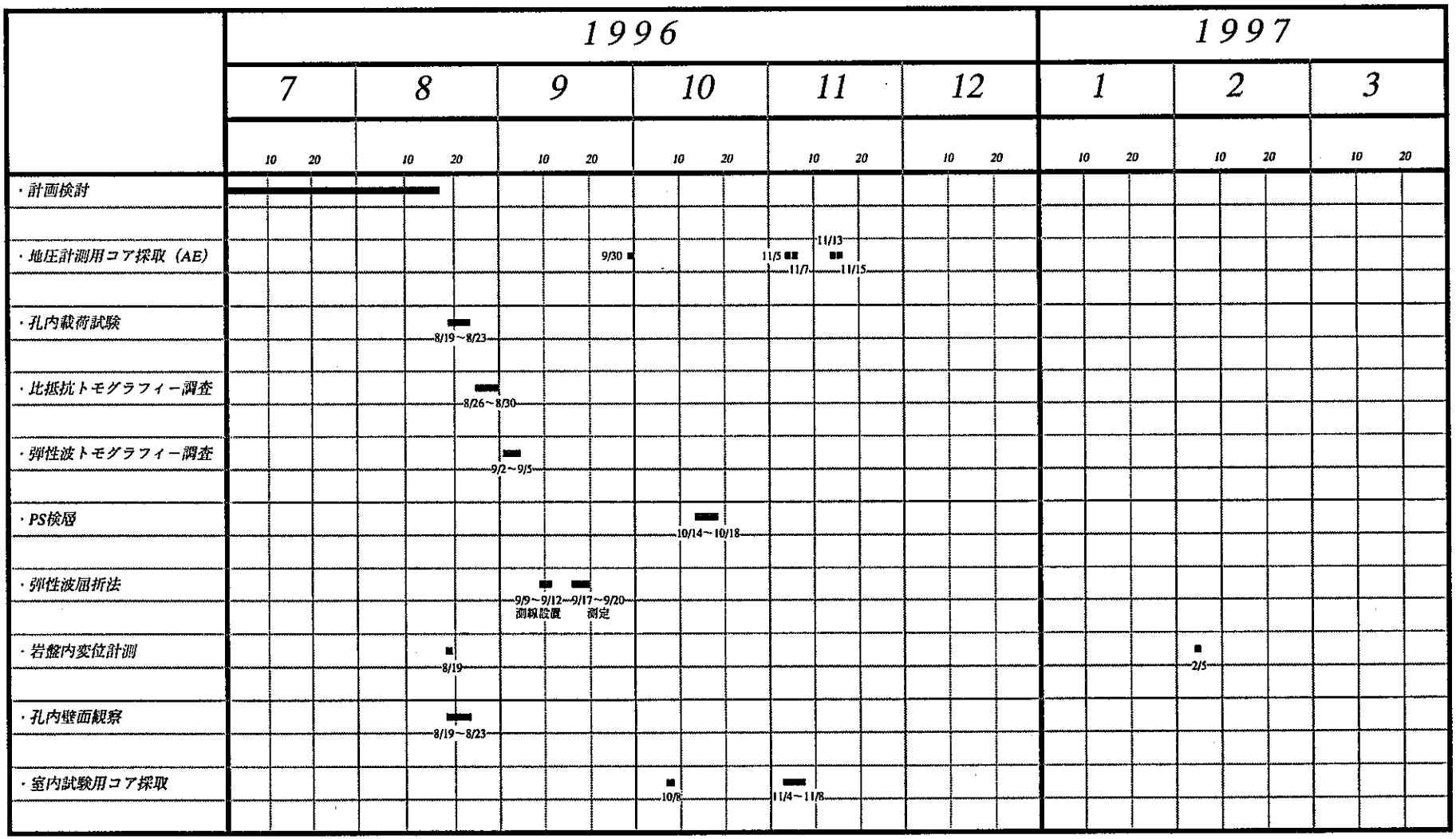


図－1.2.1　事後調査および試験位置



図－1.2.2　ボーリング孔位置図

表－1.3.1　坑道掘削後の調査実施工程



2. 事後調査結果

2.1 室内物性試験

2.1.1 目的

今回の室内物性試験は、原位置試験結果と併せて機械掘削による影響領域の評価に用いることを目的とする。

また、発破掘削区間でも同様の室内物性試験を実施し、機械掘削区間との比較を行う。

2.1.2 試験要領

（1）試験項目、試験数量および試験基準

室内物性試験は、物理試験、弾性波速度測定、一軸圧縮試験、圧裂引張試験から成る。表－2.1.2.1に試験項目および準拠する試験基準を示す。

表－2.1.2.1 試験項目と試験基準

試験項目	試験基準
試料整形	JIS M0301
土粒子の密度試験	JGS T 111
湿潤密度試験	JGS T 191
見かけ比重 吸水有効間隙率試験	KDK S 0501
一軸圧縮試験	JGS T 511,JIS M0302
圧裂引張試験	JIS M0303
弾性波速度測定	物理探鉱技術協会要項

ここに、JIS:日本工業規格
JGS:地盤工学会基準
KDK:建設省土木試験基準

（2）試料の採取および運搬・保存

1）試料の採取

事業団が実施するボーリングにより採取される岩石コアを用いて室内試験を実施

した。坑道周辺岩盤は、細粒砂岩および粗粒砂岩の互層構造となっているが、今回は先ず、室内物性試験の対象を細粒砂岩とした。

室内物性試験用の岩石コアは、コアピッカー（直径：ϕ66mm）により事業団が採取した。採取位置は地質観察結果に基づき、細粒砂岩が多く分布していると思われる坑道の東側壁とした。孔の深度は発破掘削区間および機械掘削区間からそれぞれ所定の数量を確保できる長さとした。室内試験用ボーリング孔の仕様を表－2.1.2.2に示す。

ML-1,ML-2,ML-3,ML-4孔のボーリングコアの観察は、事業団により実施された。コア観察結果を資料集に示す。

表－2.1.2.2　室内試験用ボーリング孔仕様

孔番号	掘削工法	方向	発破開始地点からの距離(m)	底盤からの高さ(m)	孔の深度(m)	場所
ML-1	発破	水平	2.22	1.26	3.33	東側壁
ML-2	発破	水平	2.50	1.10	3.03	東側壁
ML-3	機械	水平	11.29	1.43	2.94	東側壁
ML-4	機械	水平	11.82	1.33	3.00	東側壁
MA-2	機械	水平	6.00	1.20	2.90	東側壁

室内試験に供するコアは下記の要領に従って採取した。

①坑道掘削の影響を把握するため、できるだけ坑道壁面に近い位置から連続的に採取する

②成形のための余裕長さが十分にあり、試験時の供試体基準長を満足しうるもの

③ヘアークラックや割れ目を含まない均質な試料であること

2）試料の運搬・保存

サンプリング終了時から試験に供するまでの間、以下の要領でコアを保存した。

①運搬時の振動によるコアの破損の防止

採取した試料を、室内岩石試験に供するため試験室に搬入する際に、試料にショックを与え、乱したり、乾燥させたりしないように十分注意する。輸送の際は、コア箱の下にクッション材を敷き、慎重に運搬する。

②含水比の変化の防止（風乾の防止）

サンプリングしたコアは、ビニールのシートで覆い、含水比の変化を防ぐ。

③試料の温度変化

前記の①、②の対策が講じられた試料を試験室内のコア保存室に保存する。保存室内は温度20℃、相対湿度95%に保ち、保存期間中における極端な温度変化が試料に生じないようにする。

2.1.3 物理試験

（1）目的

坑道掘削を行った地点の岩石の物理特性を把握することを目的とする。

（2）試験方法

一軸圧縮試験および圧裂引張試験の供試体作成時の残片を用いて物理試験を行った。物理試験は、土粒子の密度試験、湿潤密度測定、見かけ比重および吸水・有効間隙率試験から成る。

試験基準は、表－2.1.2.1に示したとおりである。

（3）試験結果

物理試験結果のうち、自然状態の密度、乾燥状態の密度、湿潤状態の密度、有効間隙率、吸水率、土粒子の密度の、発破掘削区間および機械掘削区間での統計値を表－2.1.3.1にまとめて示す。また、物理試験結果と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.3.1～図－2.1.3.6に示す。

ここで、坑道壁面からの距離とは、吹付コンクリートの厚さを除いた岩盤の部分の距離とした。また、MA-2孔についてはボーリングコアの観察を行っていない。

物理試験結果の詳細データ、コア観察結果、コア写真を資料集に示す。

以下に図－2.1.3.1～図－2.1.3.6から得られることを項目ごとにまとめて示す。

・自然状態の密度

ボーリング孔の違いによる密度の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。自然状態の密度のばらつきは、乾燥状態の密度のばらつきよりも小さい。

表－2.1.3.1　物理試験結果

	自然状態の密度（g／cm³）		乾燥状態の密度（g／cm³）		湿潤状態の密度（g／cm³）	
区　間	発破	機械	発破	機械	発破	機械
個　数	35	41	35	41	35	41
最大値	1.93	1.93	1.46	1.47	1.97	1.94
最小値	1.82	1.84	1.29	1.33	1.85	1.86
平均値	1.88	1.89	1.39	1.39	1.92	1.90
標準偏差	0.025	0.022	0.033	0.039	0.024	0.020

	有効間隙率（%）		吸水率（%）		土粒子の密度（g／cm³）	
区　間	発破	機械	発破	機械	発破	機械
個　数	35	41	35	41	33	41
最大値	55.86	56.47	43.20	42.11	2.972	2.873
最小値	49.25	45.40	34.07	30.99	2.752	2.699
平均値	52.07	51.31	37.37	36.97	2.798	2.796
標準偏差	1.49	2.58	1.85	2.81	0.039	0.040

・乾燥状態の密度

ボーリング孔の違いによる密度の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。両区間について、0～1.5mまでのばらつきは、1.5～2.5mまでのばらつきよりも大きい。機械掘削区間については、1.5mあたりで2つのグループに分けられそうであるが、コア観察結果では岩相および亀裂状態について、1.5m以浅と1.5m以深で顕著な変化は見られない。発破掘削区間については、1.5mあたりで2つのグループに分けられそうであり、コア観察結果で岩相が1.0mあたりで変化するのに対応していると考えられる。

・湿潤状態の密度

ボーリング孔の違いによる密度の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。湿潤状態の密度のばらつきは、乾燥状態の密度のばらつきよりも小さい。

・有効間隙率

ボーリング孔の違いによる有効間隙率の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。機械掘削区間については1.5mあたりで2つのグループに分けられそうであるが、コア観察結果では岩相および亀裂状態にも1.5m以浅と1.5m以深で顕著

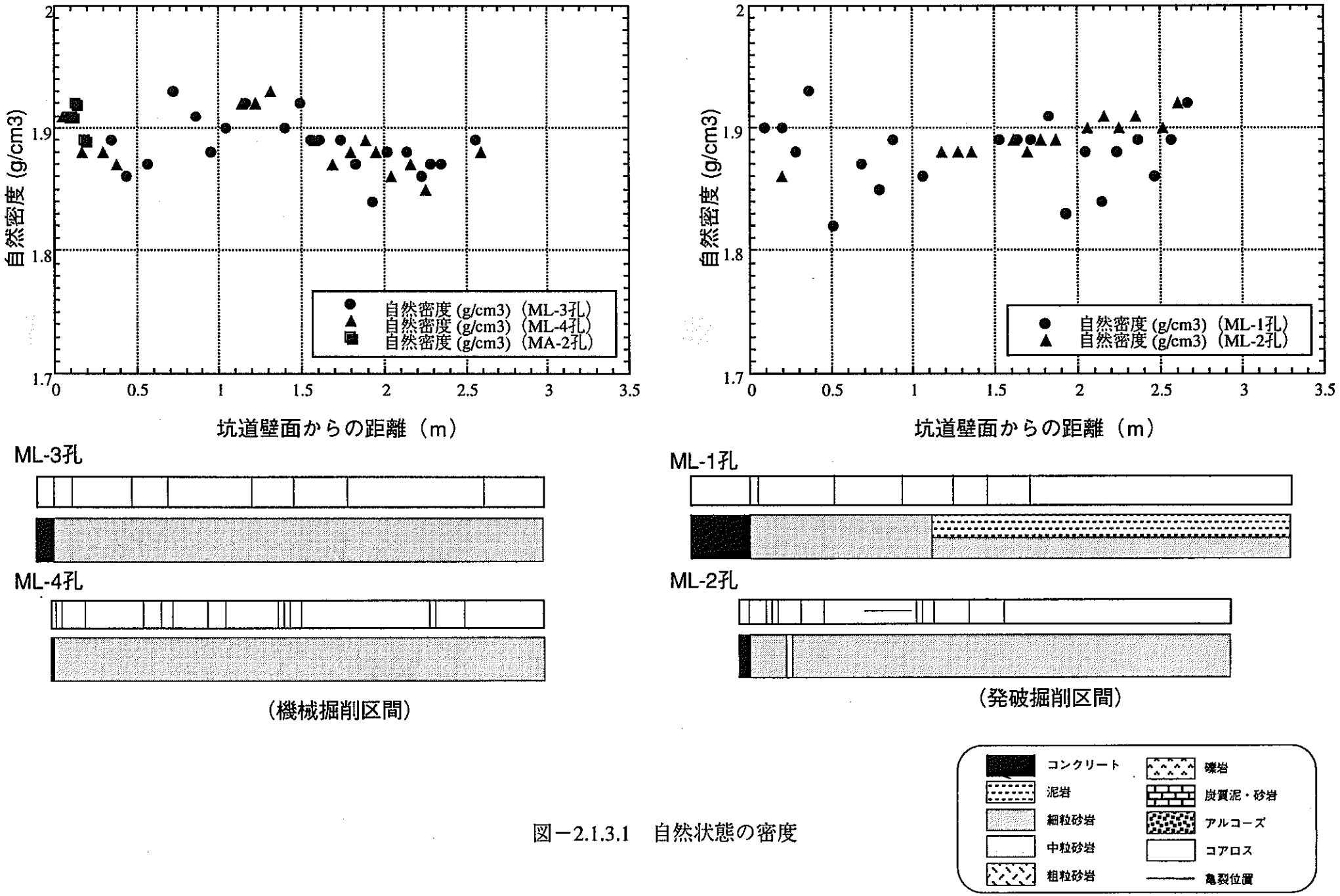
な変化は見られない。

・吸水率

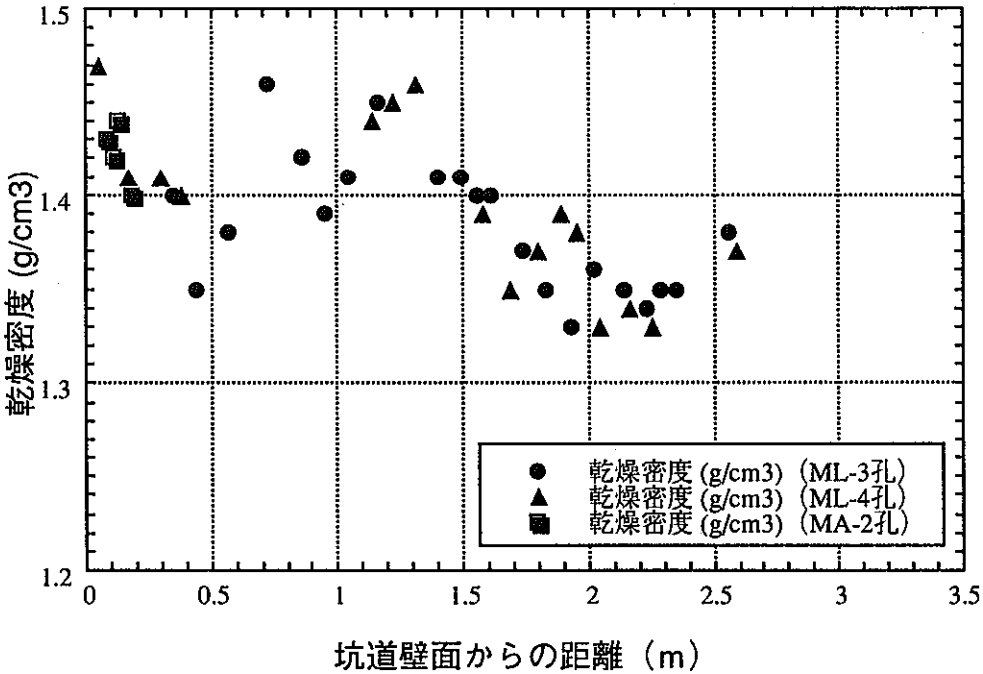
ボーリング孔の違いによる密度の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。機械掘削区間については1.5mあたりで2つのグループに分けられそうであるが、コア観察結果では岩相および亀裂状態について、1.5m以浅と1.5m以深で顕著な変化は見られない。

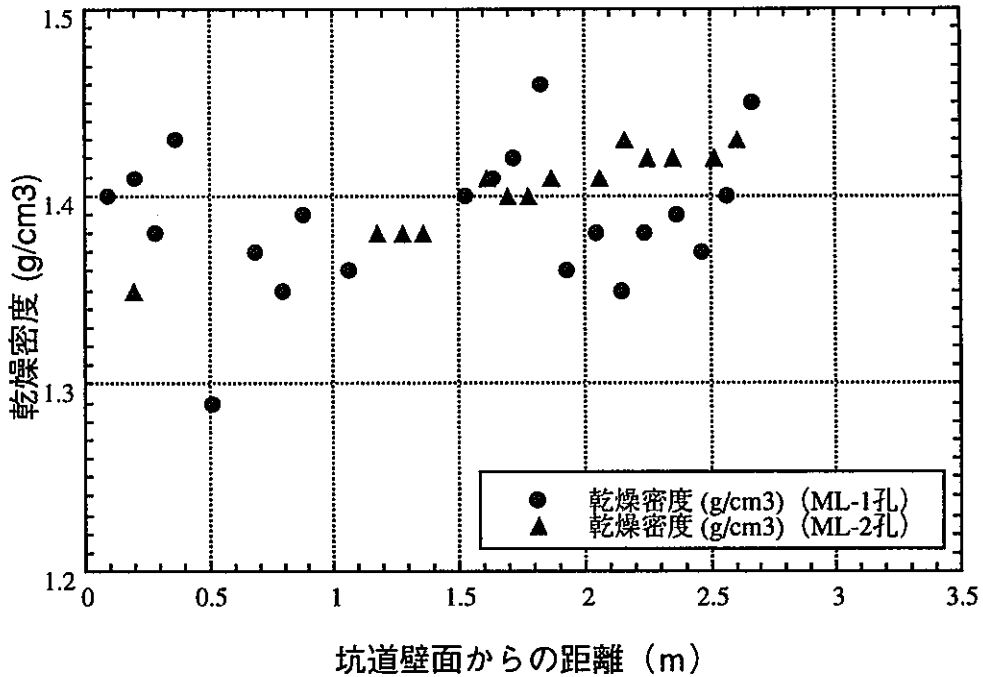
・土粒子の密度

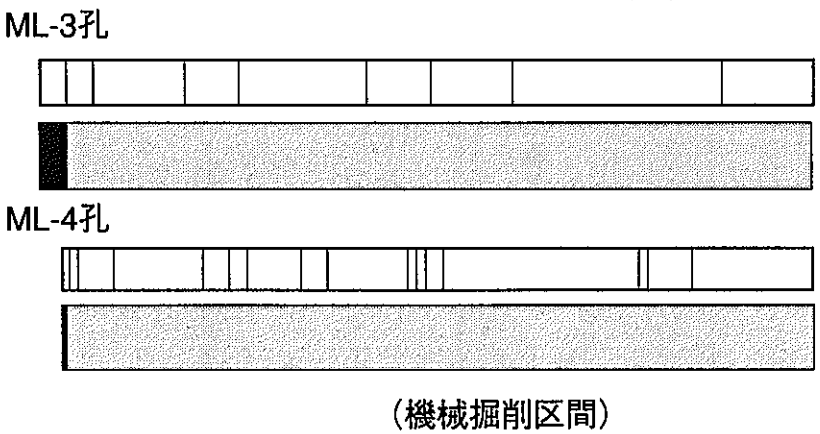
機械掘削区間では、MA-2孔でやや低い値を示しているが、ML-3孔およびML-4孔については土粒子の密度からは、ほぼ同一の状態であるとみなせる。発破掘削区間では、ボーリング孔の違いによる密度の違いは見られない。

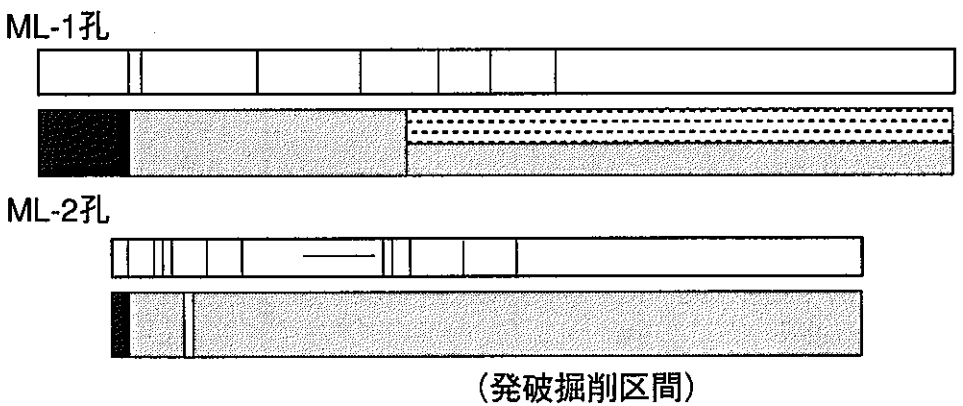


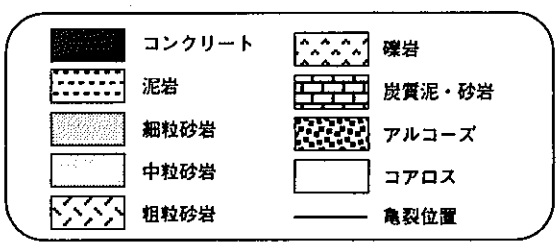
図－2.1.3.1　自然状態の密度



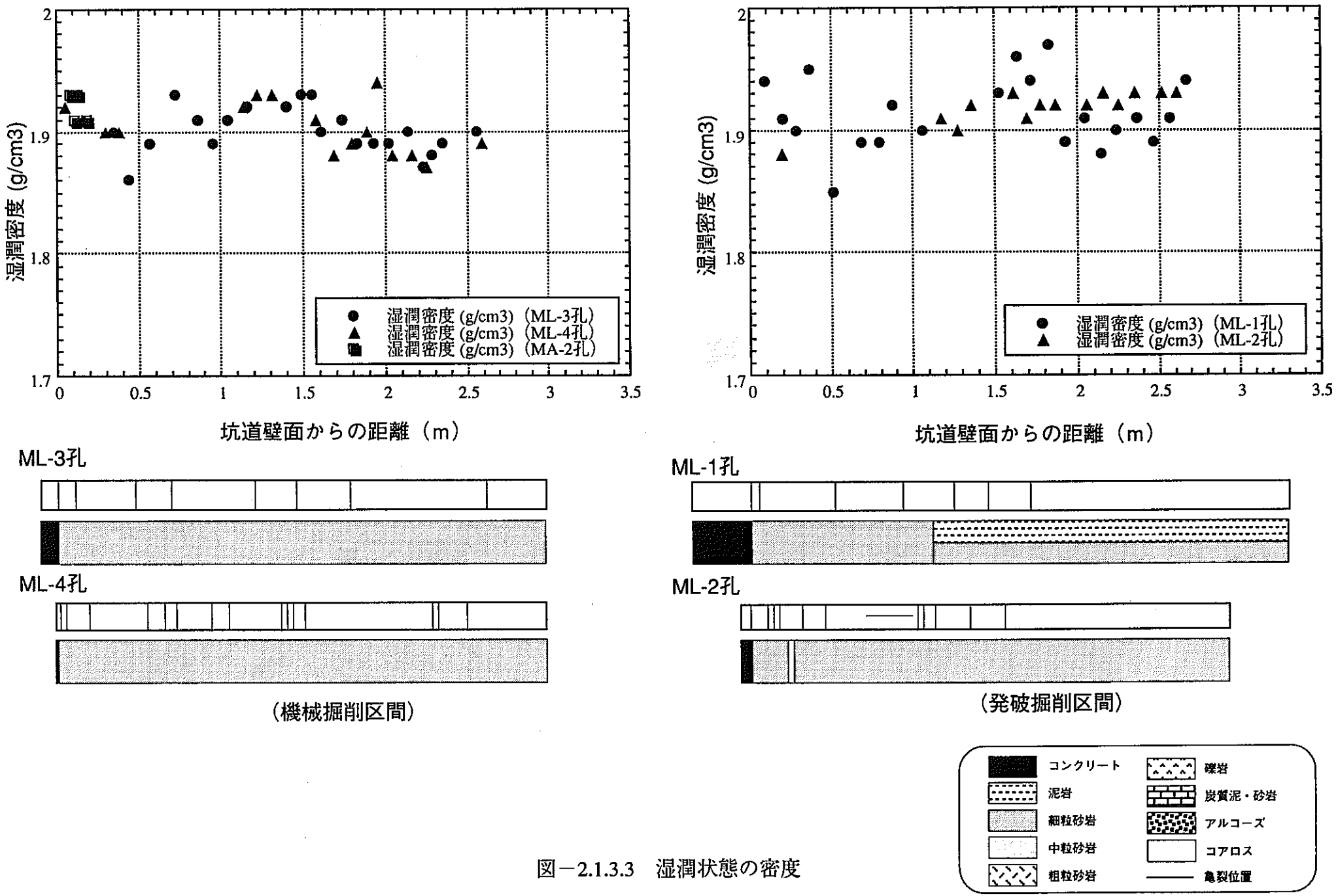




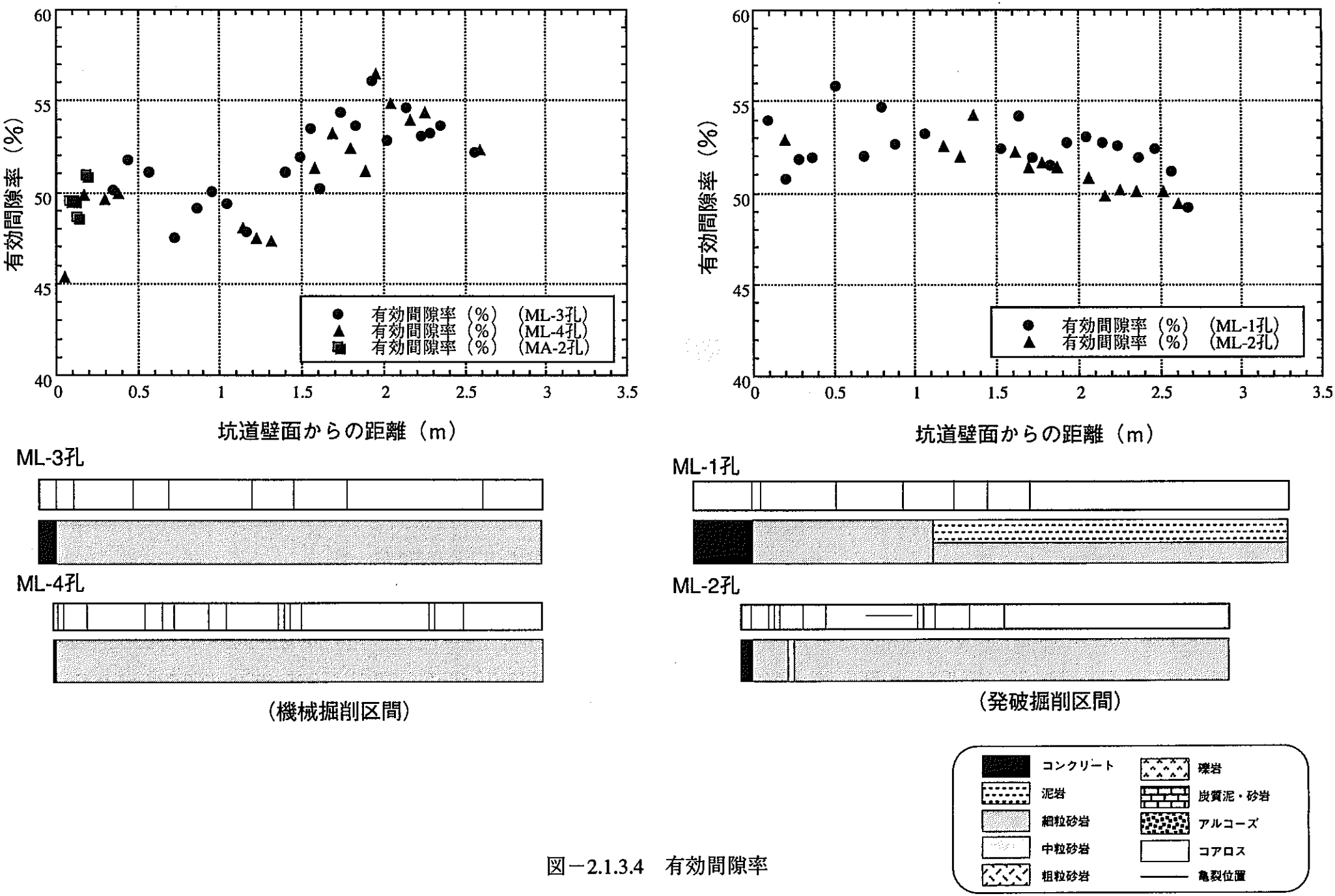




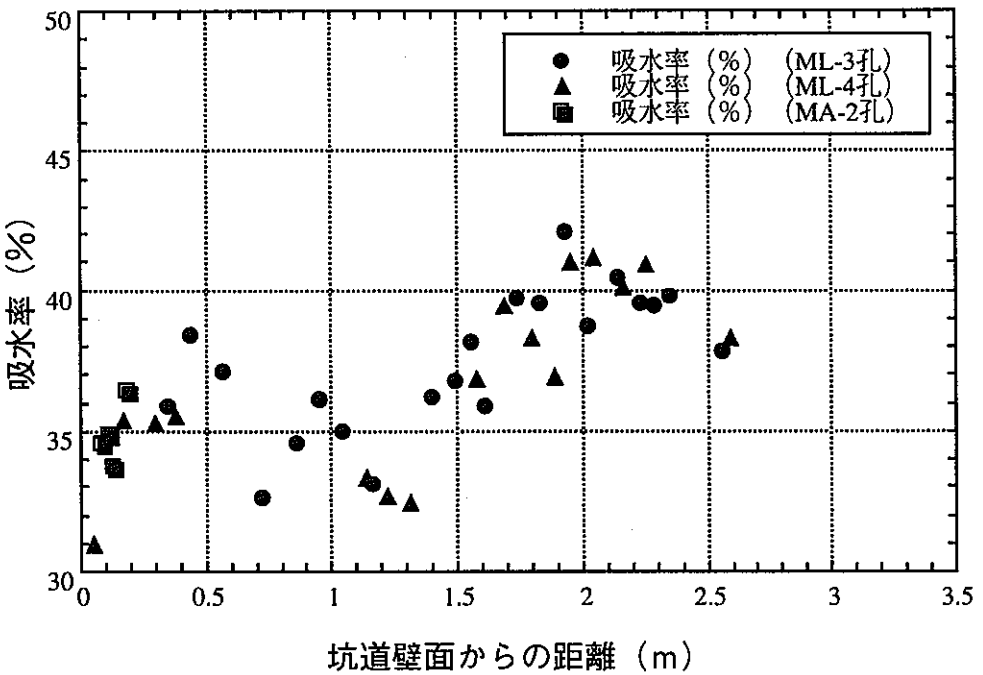
図－2.1.3.2　乾燥状態の密度

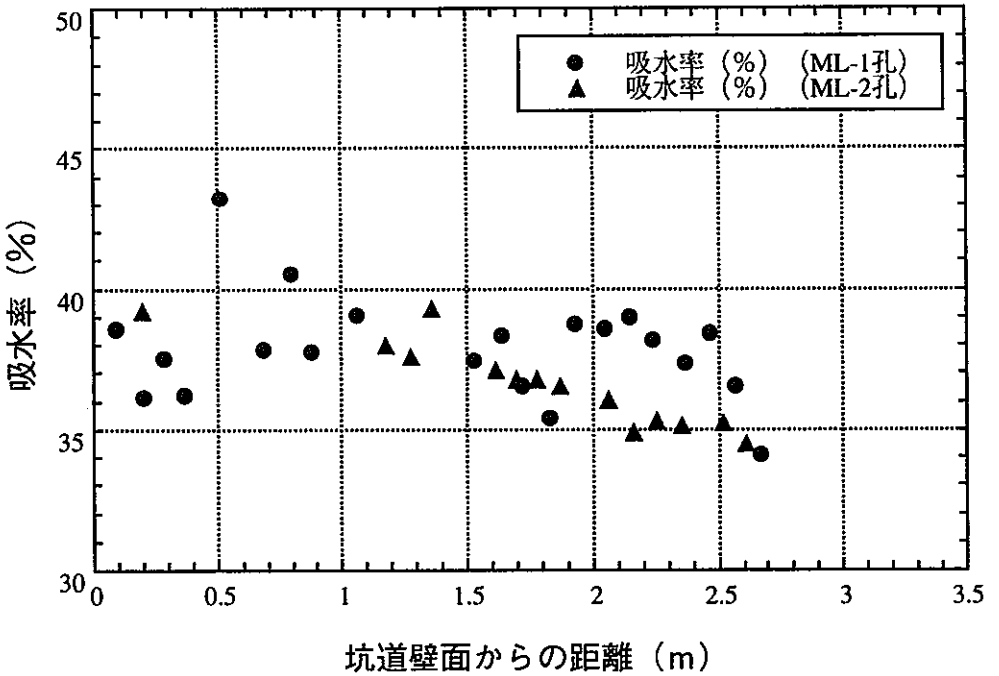


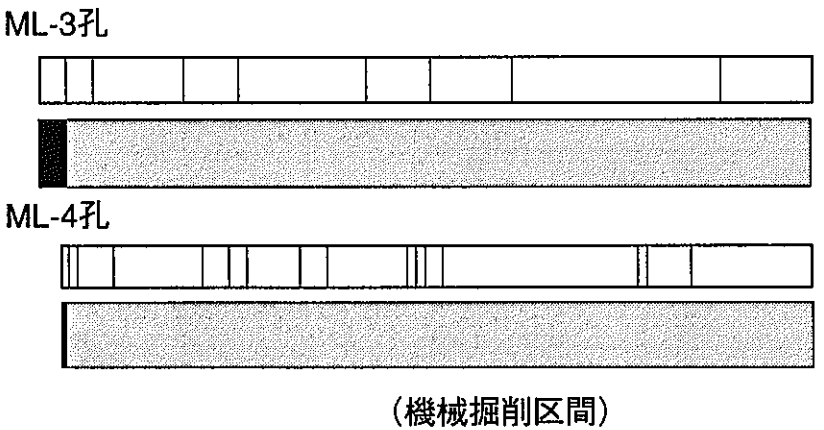
図－2.1.3.3　湿潤状態の密度

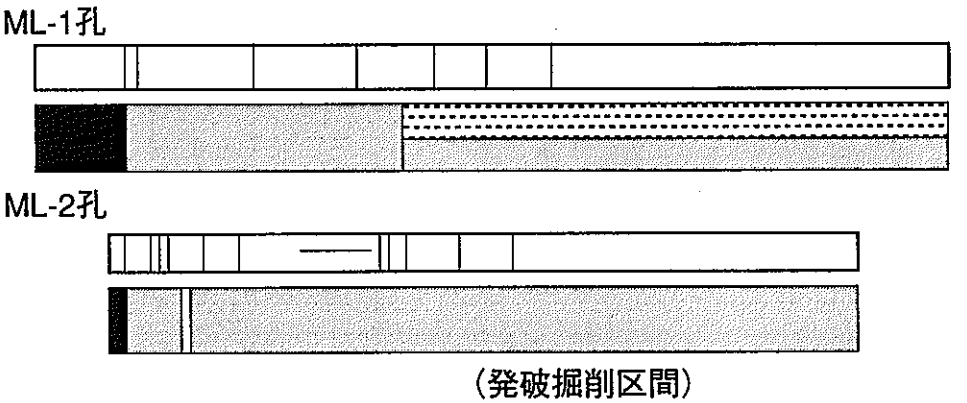

有効間隙率（%）
坑道壁面からの距離（m）
有効間隙率（%）（ML-3孔）
有効間隙率（%）（ML-4孔）
有効間隙率（%）（MA-2孔）
有効間隙率（%）（ML-1孔）
有効間隙率（%）（ML-2孔）
ML-3孔
ML-4孔
ML-1孔
ML-2孔
（機械掘削区間）
（発破掘削区間）
コンクリート
泥岩
細粒砂岩
中粒砂岩
粗粒砂岩
礫岩
炭質泥・砂岩
アルコーズ
コアロス
亀裂位置

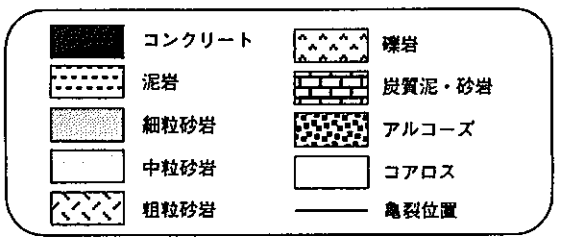
図－2.1.3.4　有効間隙率


吸水率（%）
坑道壁面からの距離（m）
吸水率（%）（ML-3孔）
吸水率（%）（ML-4孔）
吸水率（%）（MA-2孔）

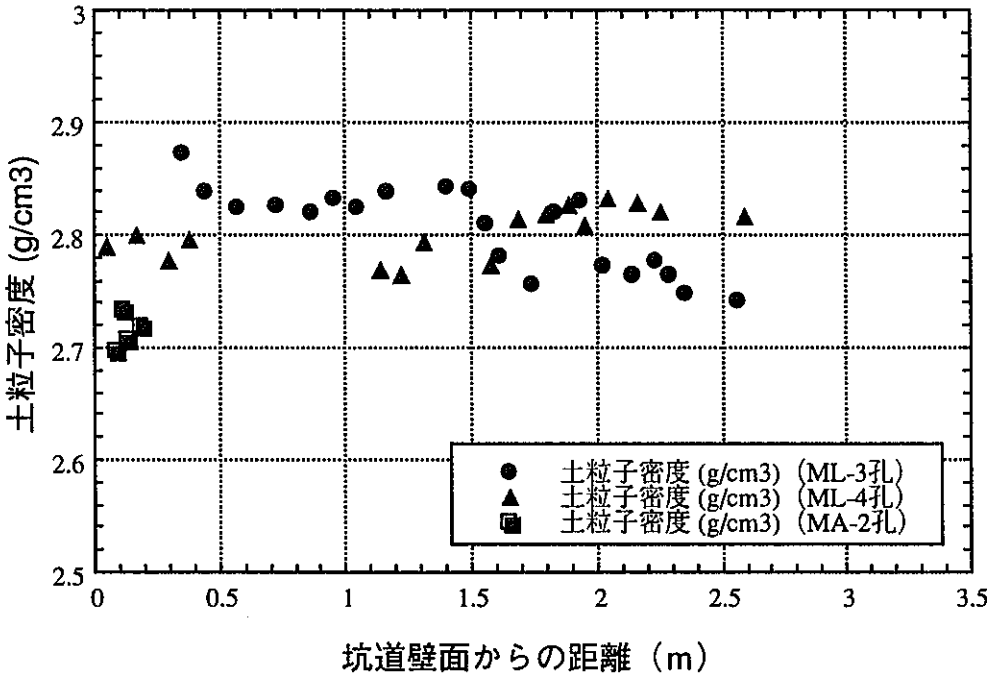

吸水率（%）
坑道壁面からの距離（m）
吸水率（%）（ML-1孔）
吸水率（%）（ML-2孔）

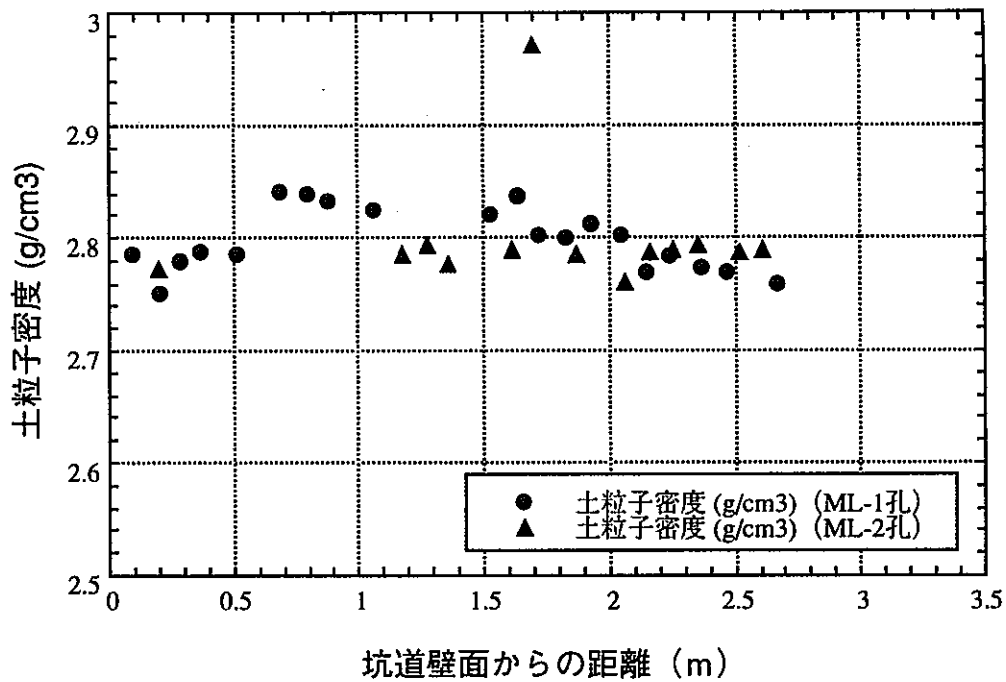

ML-3孔
ML-4孔
（機械掘削区間）

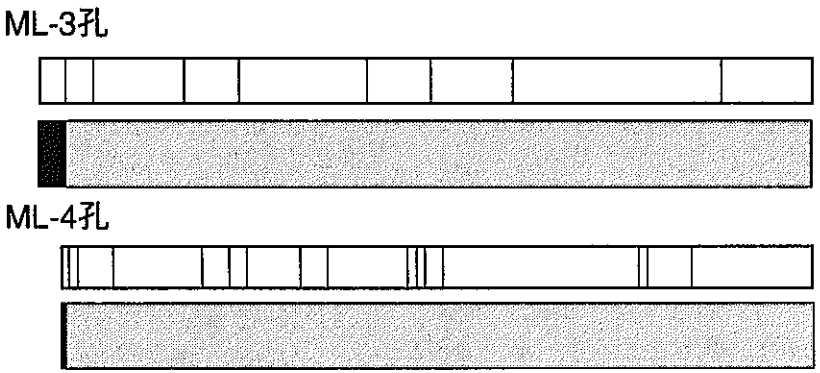

ML-1孔
ML-2孔
（発破掘削区間）


コンクリート
泥岩
細粒砂岩
中粒砂岩
粗粒砂岩
礫岩
炭質泥・砂岩
アルコーズ
コアロス
亀裂位置

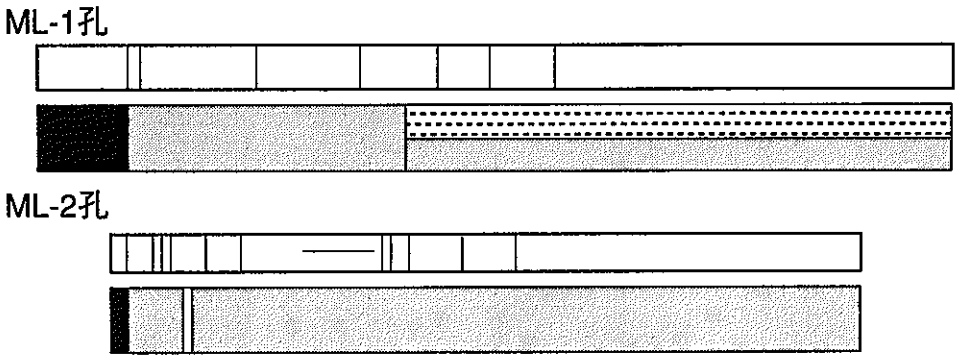
図－2.1.3.5　吸水率



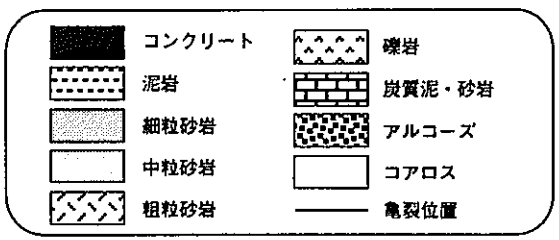




（機械掘削区間）



（発破掘削区間）



図－2.1.3.6　土粒子の密度

2.1.4　超音波速度測定

（1）目的

岩石の超音波速度を測定し、掘削による影響領域の広がりを推定するための基礎資料を得ることを目的とする。また、一軸圧縮試験供試体および圧裂試験供試体の動的な特性を求めることを目的とする。

（2）測定装置

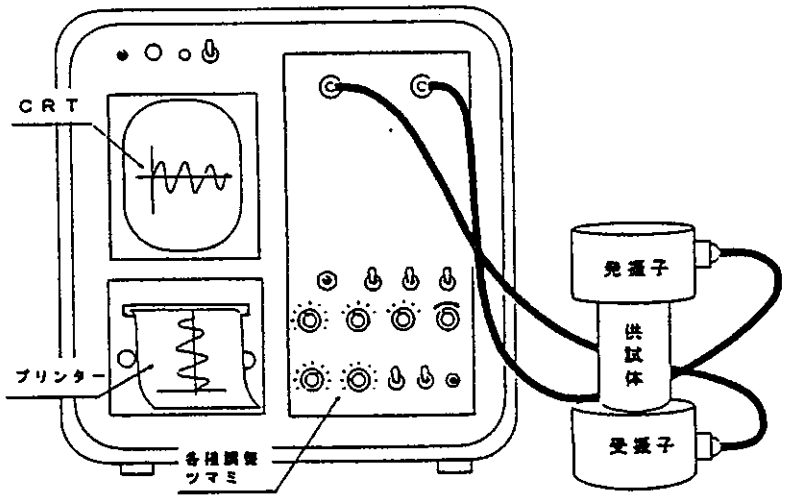
図－2.1.4.1に示す透過式超音波速度測定装置を用いた。装置の仕様は以下のとおりである。

名称：シグナル・エンハンスメント型超音波速度測定器

ﾒｰｶｰ：応用地質（株）

性能・能力：　サンプリングタイム　80,200,400,800ns,2,4,8,20,40,80μ

利得　10,20,50,100,200,500,1000,2000,5000,10000倍



図－2.1.4.1　超音波速度測定装置

（3）測定方法

測定は、物理探鉱技術協会「岩石試料の速度測定要項」に準拠して行った。

供試体を整形する際の擾乱のない状態での岩石コアの超音波速度を測定するた

め、供試体を整形する前のボーリングコアの超音波速度を測定した。また、整形後の供試体についても超音波速度を測定した。それぞれの測定方法を以下に示す。

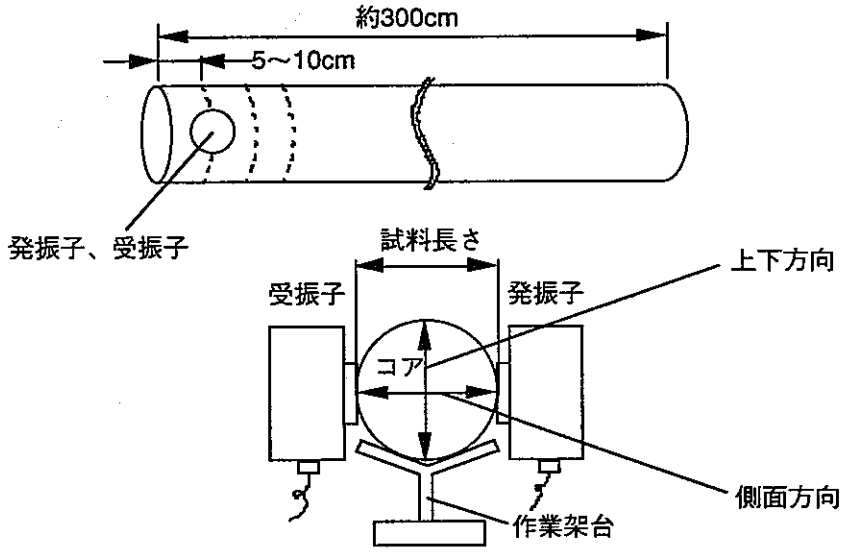
1）ボーリングコアの超音波速度測定（整形前の試料）

ボーリングコアの超音波速度測定は、以下の方法で行った（図－2.1.4.2参照）。

・測定区間：約3m×4孔（機械掘削区間：ML-3，ML-4孔、発破掘削区間：ML-1，ML-2孔）

・測定位置：明瞭な亀裂のない箇所を対象とした。坑壁から1mまでの区間は深度方向に約5cmごとに測定し、坑壁から1m～3mまでの区間は深度方向に約10cmごとに測定した。

・測定方法：P波用振動子を備えた超音波速度測定装置を用いた。ボーリングコアを作業架台に載せ、直径方向の長さをノギスにより測定し、各測定ごとに発振子と受振子を、正逆方向に換え2回の測定を行ってP波速度を求めた。この2回の測定による伝播時間差が5%以上のときは再度測定を行った。透過時間は0.1μsecまでとし、測定はボーリングコアの側面方向と上下方向の2方向とした。P波速度の測定にあたり、コアの発振子と受振子を当てる面に少量のグリースを塗布し、密着を良くした。S波速度の測定ではグリースの塗布は行わないので、グリースの塗布による影響を除くため、測定はS波速度測定、P波速度測定の順序で行った。



図－2.1.4.2　ボーリングコアの超音波速度測定方法

2）室内試験用供試体の超音波速度測定（整形後の供試体）

一軸圧縮試験および圧裂引張試験に供する前の、整形した岩石供試体の超音波速度測定は、以下の方法で行った。

・測定区間：約3m×5孔（機械掘削区間：ML-3，ML-4，MA-2孔、発破掘削区間：ML-1，ML-2孔）

・供試体は、直径50mm×高さ50mmに整形した。

・供試体の長さはノギスを用いて測定した。

・供試体の両端面に超音波発振子と受振子を、接着圧が0.05MPa以下となるように圧着した。

・供試体を上下反転して2回測定することとし、その差が5%以上の場合は、再度測定を行った。P波速度の測定時には、供試体の端面に少量のグリースを塗布し、発振子・受振子との密着を良くした。透過時間は0.1μsecまで計測した。グリースの塗布による影響を除くため、測定はS波速度を先に測定し、その後P波速度の測定を行った。

（4）測定結果

整形前のボーリングコアの超音波速度測定結果を、表－2.1.4.1および表－2.1.4.2に示す。また、超音波速度と坑道壁面からの距離の関係を図－2.1.4.3に示す。ここでの坑道壁面からの距離は、吹付コンクリートの厚さを除いたものである。

整形後の供試体の超音波速度測定結果を表－2.1.4.3および表－2.1.4.4に示す。また、超音波速度と坑道壁面からの距離の関係を図－2.1.4.4に示す。ここでの坑道壁面からの距離は、吹付コンクリートの厚さを除いたものである。

P波およびS波速度値から、以下の物性値が次式を用いて求められる。

動弾性係数　$E_d=2(1+\nu_d)\cdot G_d$　(GPa)

動せん断弾性係数　$G_d=\rho_t V_s^2/(9.8\times10^5)$　(GPa)

動ポアソン比　$\nu_d=\{(V_p/V_s)^2-2\}/2\{(V_p/V_s)^2-1\}$

ここで、

V_p：P波速度（m/sec）

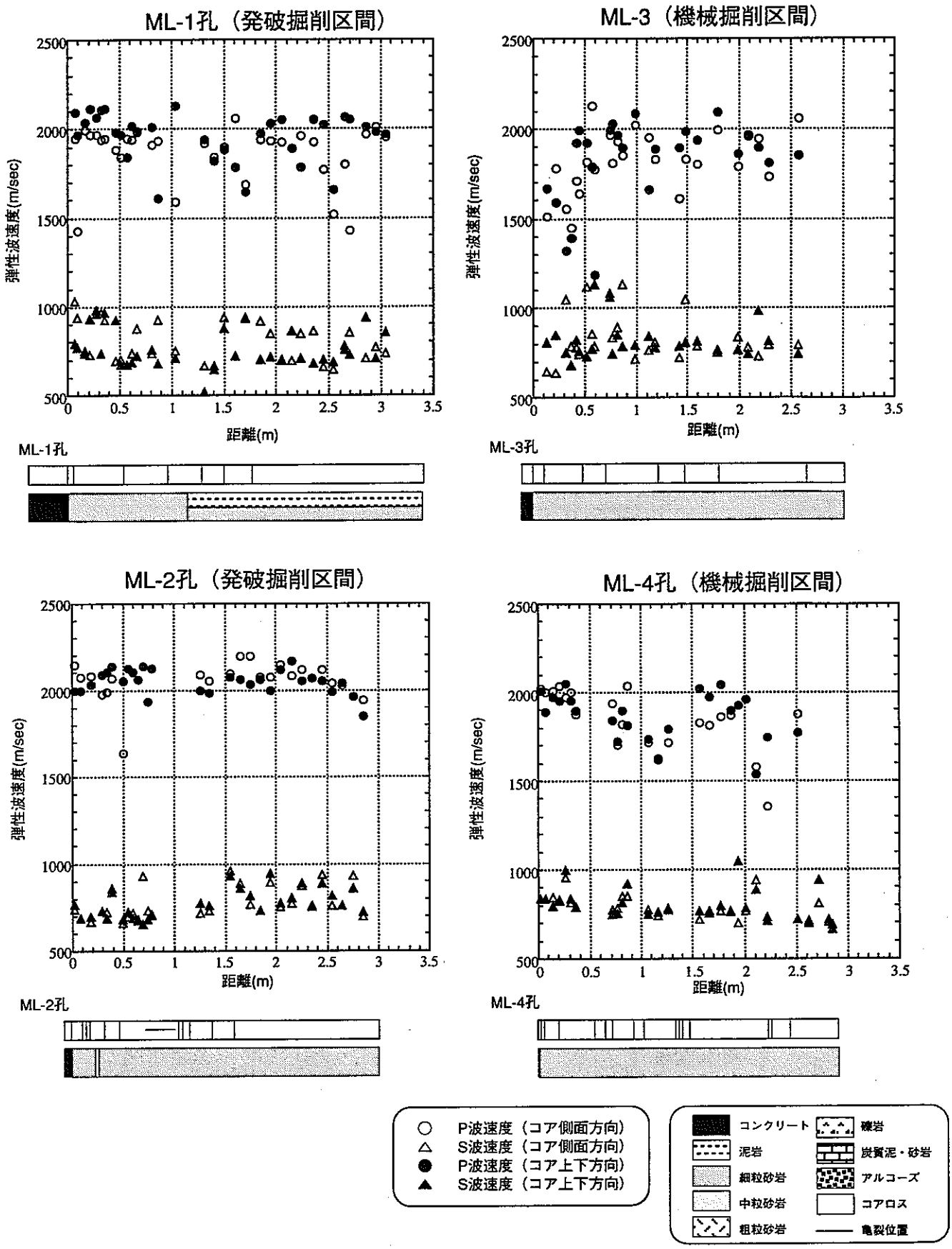
V_s：S波速度（m/sec）

表－2.1.4.1　超音波速度測定結果（整形前の試料、ボーリング孔ごとの整理）

	P波速度（m／sec）							
区　間	発破				機械			
孔番号	ML-1		ML-2		ML-3		ML-4	
方　向	水平	上下	水平	上下	水平	上下	水平	上下
個　数	33	33	23	29	25	25	23	23
最大値	2,061	2,126	2,199	2,168	2,124	2,088	2,033	2,049
最小値	1,429	1,612	1,633	1,847	1,450	1,187	1,356	1,533
平均値	1,868	1,959	2,054	2,048	1,815	1,822	1,849	1,869
標準偏差	160	137	113	70	172	233	171	135
	S波速度（m／sec）							
区　間	発破				機械			
孔番号	ML-1		ML-2		ML-3		ML-4	
方　向	水平	上下	水平	上下	水平	上下	水平	上下
個　数	33	33	29	29	25	25	27	27
最大値	1,024	966	957	941	1,127	1,126	955	1,045
最小値	641	512	658	652	638	674	690	657
平均値	795	759	771	765	832	811	784	799
標準偏差	113	108	91	80	140	102	67	91

表－2.1.4.2　超音波速度測定結果（整形前の試料、区間ごとの整理）

	P波速度（m／sec）				S波速度（m／sec）			
区　間	発破		機械		発破		機械	
方　向	水平	上下	水平	上下	水平	上下	水平	上下
個　数	56	62	48	48	62	62	52	52
最大値	2,199	2,168	2,124	2,088	1,024	966	1,127	1,126
最小値	1,429	1,612	1,356	1,187	641	512	638	657
平均値	1,944	2,001	1,831	1,845	784	762	807	805
標準偏差	169	119	170	192	103	96	110	96



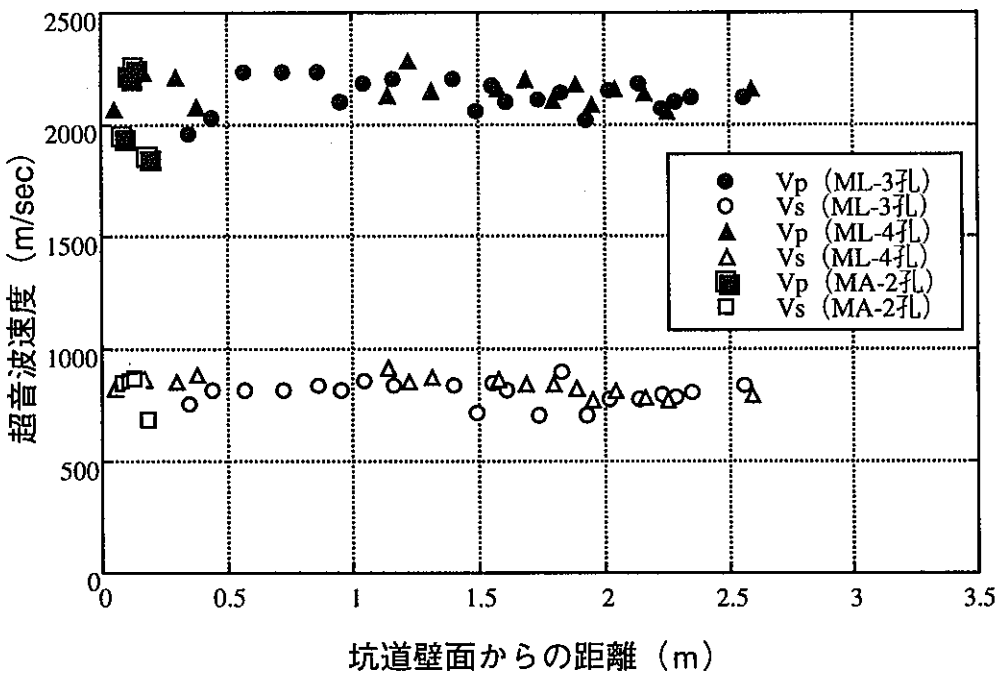
図－2.1.4.3　ボーリングコアの弾性波速度測定結果（整形前）

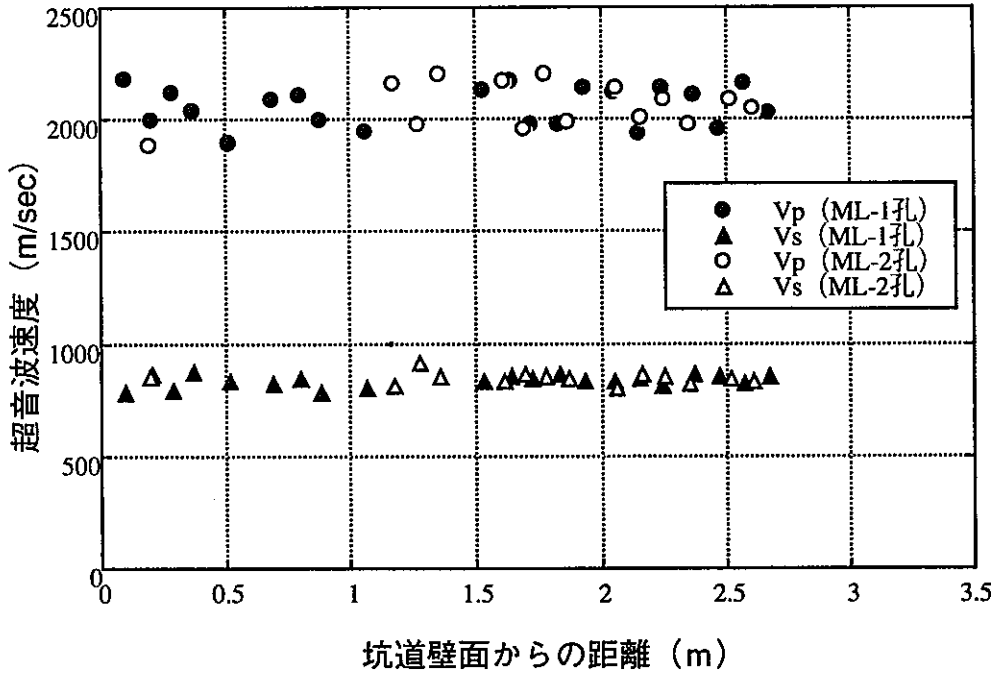
表－2.1.4.3　超音波速度測定結果（整形後の供試体、ボーリング孔ごとの整理）

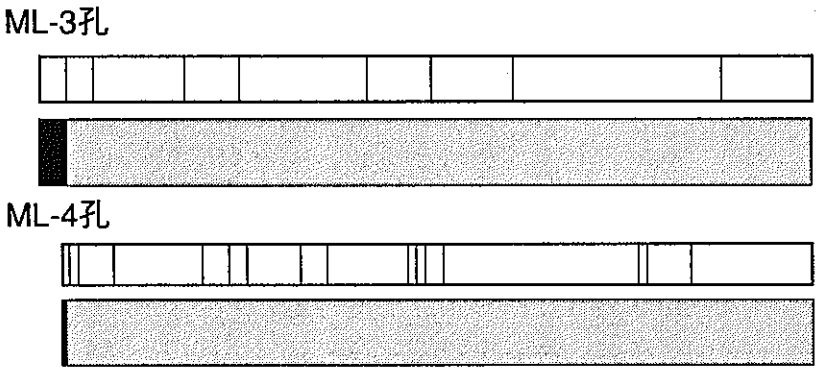
	P波速度（m／sec）				
区　間	発破		機械		
孔番号	ML-1	ML-2	ML-3	ML-4	MA-2
個　数	21	14	21	16	4
最大値	2,180	2,200	2,240	2,290	2,260
最小値	1,900	1,890	1,960	2,060	1,860
平均値	2,060	2,065	2,130	2,153	2,073
標準偏差	87	99	76	64	198
	S波速度（m／sec）				
区　間	発破		機械		
孔番号	ML-1	ML-2	ML-3	ML-4	MA-2
個　数	21	14	21	16	4
最大値	875	916	896	915	864
最小値	785	804	706	775	688
平均値	838	851	804	841	817
標準偏差	27	27	50	41	86

表－2.1.4.4　超音波速度測定結果（整形後の試料、区間ごとの整理）

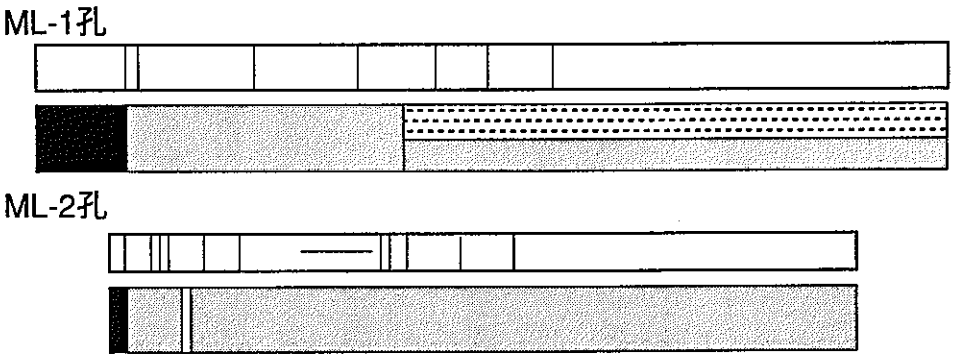
	P波速度（m／sec）		S波速度（m／sec）	
区　間	発破	機械	発破	機械
個　数	35	41	35	41
最大値	2,200	2,290	916	915
最小値	1,890	1,860	785	688
平均値	2,062	2,133	843	820
標準偏差	91	89	28	53



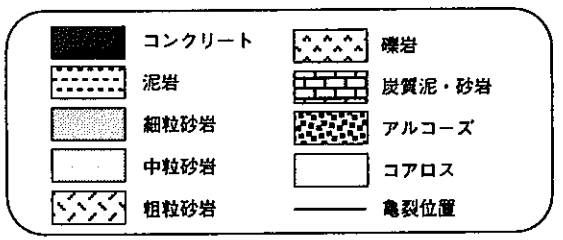




（機械掘削区間体）



（発破掘削区間、整形後の供試体）



図－2.1.4.4　超音波速度測定結果（整形後）

ρ_t：密度（g/cm³）

である。

整形後の供試体の超音波速度測定結果から求めた動弾性係数および動せん断弾性係数を表－2.1.4.5に、動ポアソン比を表－2.1.4.6に示す。

1）整形前のボーリングコアの超音波速度測定結果について

整形前のボーリングコアの超音波速度は、上下方向（堆積方向）および側面方向（水平方向）の測定値である。以下に、ボーリング孔ごとに測定結果についてまとめる。

・ML-1孔（発破掘削区間）

図－2.1.4.3によれば、1～3mの区間でのP波速度は、0～1mの区間よりもばらつきが大きい。このばらつきは、1～3mの区間で測定方向の違いによるP波速度の差が大きいことによる。1～3mの区間のP波速度は、概して上下方向（堆積方向）の速度が、側面方向（水平方向）の速度よりも大きい。

S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらついている。測定方向の違いによる速度の差は明瞭ではない。

・ML-2孔（発破掘削区間）

図－2.1.4.3によれば、P波速度は坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらついている。測定方向の違いによるP波速度の差は小さいとみなせる。

S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらついている。測定方向の違いによるS波速度の差は小さいとみなせる。

・ML-3孔（機械掘削区間）

図－2.1.4.3によれば、0～0.5mの区間でのP波速度およびS波速度は、0.5～2.5mの区間よりも小さい。ボーリングコアの観察結果からは、0.5m以浅および0.5m以深で、岩相や亀裂状態の顕著な違いが見られないが、供試体を整形して測定前に表面を観察したところ、マイクロクラックが見られた。このマイクロクラックの影響により、0～0.5mの区間でのP波速度およびS波速度が、0.5～2.5mの区間よりも小さな値を示したものと考えられる。

測定方向の違いによるS波速度の差は小さいとみなせる。

・ML-4孔（機械掘削区間）

表－2.1.4.5　動せん断弾性係数および動弾性係数（整形後の供試体）

	動せん断弾性係数(MPa)		動弾性係数(MPa)	
区　間	発破	機械	発破	機械
個　数	35	41	35	41
最大値	1,600	1,620	4,350	4,480
最小値	1,170	890	3,290	2,530
平均値	1,360	1,280	3,800	3,620
標準偏差	92	166	230	450

表－2.1.4.6　動ポアソン比（整形後の供試体）

	動ポアソン比	
区　間	発破	機械
個　数	35	41
最大値	0.43	0.44
最小値	0.37	0.38
平均値	0.40	0.41
標準偏差	0.02	0.01

図－2.1.4.3によれば、0.5～1.5mおよび2.0～2.5mの区間でのP波速度のばらつきは、その他の区間よりも大きい。このばらつきは、これらの区間でコアの上下方向（堆積方向）のP波速度が他の区間よりも小さいことによる。ボーリングコアの観察結果から、0.5～1.5mおよび2.0～2.5mの区間では、岩相の違いはないが、亀裂の頻度が他の区間よりも高いことが１つの原因と考えられる。測定方向の違いによるP波速度の差は大きくないとみなせる。

S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらつく。測定方向の違いによるS波速度の差は小さいとみなせる。

２）整形後の供試体の超音波速度測定結果について

整形後の供試体の超音波速度は、供試体の軸方向（水平方向）の測定値である。ただし、整形前のボーリングコアの側面方向（水平方向）とは直交する方向である。以下に、ボーリング孔ごとに測定結果についてまとめる。

・ML-1孔（発破掘削区間）

図－2.1.4.4によれば、P波速度およびS波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

・ML-2孔（発破掘削区間）

図－2.1.4.4によれば、P波速度およびS波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

・ML-3孔（機械掘削区間）

図－2.1.4.4によれば、0～0.5mの区間でのP波速度は、0.5～2.5mの区間よりも小さい。S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

・ML-4孔（機械掘削区間）

図－2.1.4.4によれば、P波速度およびS波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

・MA-2孔（機械掘削区間）

図－2.1.4.4によれば、測定数は少ないが、P波速度は、ML-3孔およびML-4孔よりも小さい値を示すものがある。S波速度についても測定数は少ないが、ML-3孔およびML-4孔よりも小さい値を示すものがある。

2.1.5　一軸圧縮試験

（1）目的

岩石コアの一軸圧縮試験を行って一軸圧縮強度および変形係数を求め、掘削による影響領域の広がりを求めるための基礎資料を得ることを目的とする。

（2）試験装置

最大載荷重が2tonfの軟岩用の高剛性タイプの試験装置を用いた。試験装置の仕様は以下のとおりである。

名称　：　一軸・圧裂試験装置

ﾒｰｶｰ　：　誠研舎

性能・能力　：　軸荷重　2tonf

ひずみ制御、載荷速度 0.05mm/min～1.0mm/min

（3）試験方法

試験方法は、地盤工学会基準JGS T 511およびJIS M0302に準拠して行った。

試験はひずみ制御で行い、荷重と変位の測定値をデータロガーで記録し、応力～ひずみ関係を自動作図させた。

一軸圧縮試験供試体の設置状況を図－2.1.5.1に示す。軟岩試料を用いた一軸圧縮試験での軸変位計測は、供試体上下の載荷板の相対的な動きを計測している。この方法による軸ひずみは、載荷板と供試体とのなじみの不完全性や、整形による供試体上下端面の緩み等による誤差を含んでいる。これらの誤差を極力除去して変位計測を行うために、局所変位計（Local Deformation Transducer；以下LDTと記述する）を外部変位計（EXTernal deformation transducer；以下EXTと記述する）と併せて用いた。LDTによる軸変位計測により、10^{-6}～10^{-2}のひずみを精度良く求めることができるとされている。試験終了後に供試体の破断状況の写真撮影を行った。

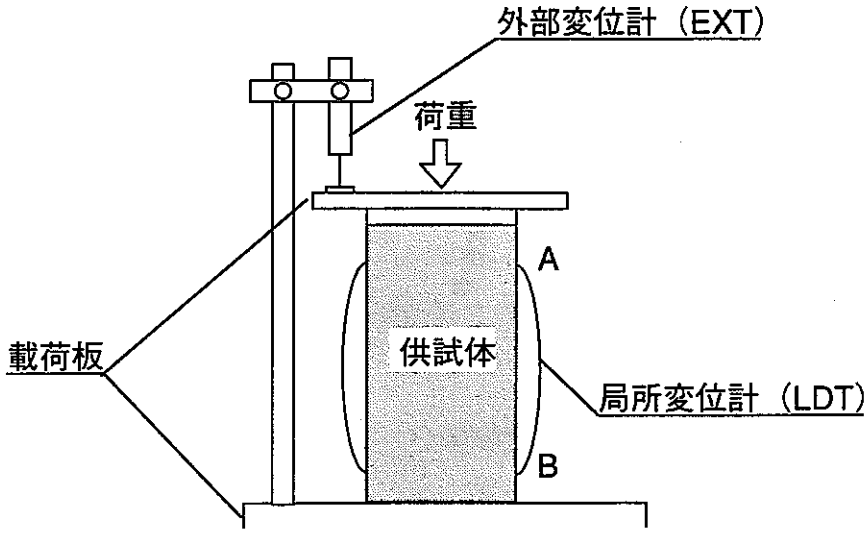
試験条件は以下のとおりとした。

・供試体寸法　：直径50mm×高さ100mm

・試験数量　：機械掘削区間18供試体、発破掘削区間18供試体

・載荷速度　：0.05%/min

・記録の範囲　：供試体が破壊するまで



図－2.1.5.1　一軸圧縮試験供試体の設置状況

（4）試験結果

試験結果のうち、一軸圧縮強度の統計値を表－2.1.5.1に、破壊ひずみ、初期変形係数E_0、割線変形係数E_{50}の統計値を表－2.1.5.2に示す。表－2.1.5.2中のEXTは外部変位計による測定値を、LDTは局所変位計による測定値を示す。

1）一軸圧縮強度と坑道壁面からの距離の関係について

一軸圧縮強度と坑道壁面からの距離の関係をボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.2に示す。ここでの坑道壁面からの距離は、吹付コンクリートの厚さを除いたものである。　図－2.1.5.2によれば、機械掘削区間では、0～0.5mの区間での一軸圧縮強度は、0.5～2.5mの区間よりも大きな値となっている。ML-4孔のボーリングコアの観察結果からは、0～0.5mの区間と0.5～2.5mの区間の岩相および亀裂頻度に顕著な相違は見られない。0.5～2.5mの区間では、ML-4孔に比べてML-3孔の結果がばらついているが、ML-3孔のボーリングコアの観察結果からは、この区間の岩相および亀裂頻度に顕著な相違は見られない。

また、図－2.1.5.2によれば、発破掘削区間では、1.5～2.5mの区間での一軸圧縮強度は、0～1.5mの区間よりもばらつきが大きい結果となっている。このばらつきはML-1孔の測定値のばらつきによるものである。ML-1孔のボーリングコアの観察結果からは、0～1.5mの区間と1.5～2.5mの区間の岩相の違いが見られ、ばらつきの原因

の１つと考えられる。

表－2.1.5.1　一軸圧縮試験結果（その１）

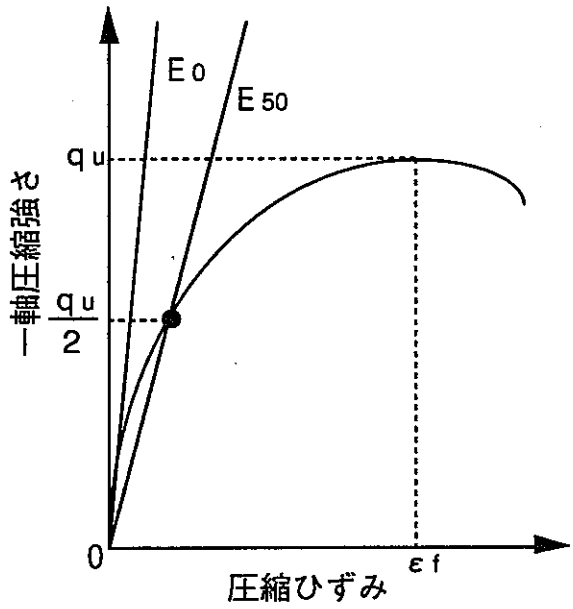
	一軸圧縮強度（MPa）				
区　間	発破		機械		
孔番号	ML-1	ML-2	ML-3	ML-4	MA-2
個　数	10	6	9	9	2
最大値	9.59	9.74	8.22	9.13	9.39
最小値	5.98	7.99	4.48	6.56	8.59
平均値	8.04	8.62	6.77	7.47	8.99
標準偏差	0.997	0.655	1.328	0.862	0.566

表－2.1.5.2　一軸圧縮試験結果（その２）

	破壊ひずみ（%）									
区　間	発破				機械					
孔番号	ML-1		ML-2		ML-3		ML-4		MA-2	
種類	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT
個　数	10	10	6	6	9	9	9	9	2	2
最大値	0.483	0.46	0.493	0.492	0.482	0.464	0.592	0.528	0.463	0.431
最小値	0.408	0.375	0.381	0.331	0.236	0.226	0.333	0.31	0.434	0.381
平均値	0.444	0.412	0.435	0.414	0.384	0.369	0.425	0.400	0.449	0.406
標準偏差	0.026	0.032	0.044	0.063	0.066	0.068	0.077	0.068	0.021	0.035
	初期変形係数E0（MPa）									
区　間	発破				機械					
孔番号	ML-1		ML-2		ML-3		ML-4		MA-2	
種類	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT
個　数	10	10	6	6	9	9	9	9	2	2
最大値	2,490	2,680	2,570	2,980	2,660	2,870	2,310	2,900	2,540	2,790
最小値	1,780	2,240	2,210	2,630	1,780	1,800	1,770	2,080	2,170	2,200
平均値	2,174	2,530	2,337	2,827	2,157	2,313	2,080	2,511	2,355	2,495
標準偏差	192	148	140	136	290	312	183	250	262	417
	割線変形係数E50（MPa）									
区　間	発破				機械					
孔番号	ML-1		ML-2		ML-3		ML-4		MA-2	
種類	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT	EXT	LDT
個　数	10	10	6	6	9	9	9	9	2	2
最大値	2,290	2,640	2,570	2,560	2,660	2,520	2,310	2,580	2,540	2,290
最小値	1,780	1,720	2,210	2,370	1,780	1,800	1,770	2,040	2,170	2,200
平均値	2,094	2,264	2,337	2,468	2,157	2,152	2,059	2,280	2,355	2,245
標準偏差	171	279	140	79	290	203	165	191	262	64

2）初期変形係数E_0(EXT)と坑道壁面からの距離の関係について

初期変形係数E_0(EXT)と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.3に示す。初期変形係数E_0とは、下図の応力～ひずみ曲線の立ち上がり部分の勾配を意味する。



図－2.1.5.3によれば、機械掘削区間では、測定値のばらつきが大きく一定の傾向は見出せない。発破掘削区間では0～1.5m付近での測定値のばらつきが大きく、一定の傾向は見出せない。

3）割線変形係数E_{50}(EXT)と坑道壁面からの距離の関係について

割線変形係数E_{50}(EXT)と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.4に示す。初期変形係数E_{50}とは、上図の応力～ひずみ曲線と一軸圧縮強度quの1/2の点の交点を原点と結んだ直線の勾配を意味する。

図－2.1.5.4によれば、機械掘削区間では測定値のばらつきが大きく、一定の傾向は見出せない。発破掘削区間でも測定値のばらつきが大きく一定の傾向は見出せない。

4）初期変形係数E_0(LDT)と坑道壁面からの距離の関係について

初期変形係数E_0(LDT)と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.5に示す。

図－2.1.5.5によれば、機械掘削区間では測定値のばらつきが大きく、一定の傾向は見出せない。発破掘削区間でも測定値のばらつきが大きく一定の傾向は見出せない。

5）割線変形係数E_{50}(LDT)と坑道壁面からの距離の関係について

割線変形係数E_{50}(LDT)と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.6に示す。

図－2.1.5.6によれば、機械掘削区間では測定値のばらつきが大きく、一定の傾向は見出せない。発破掘削区間でも特にML-1孔の測定値のばらつきが大きく、一定の

傾向は見出せない。

6）物性間の相関について

今回の試験の目的とは異なるが、一軸圧縮試験の結果得られる物性値と物理特性の相関関係、および物性値どうしの相関関係を求め、一般的に成立するとされている関係、または既往の室内試験で確認された関係が、今回の場合にも成立するかどうかを確認した。

①一軸圧縮強度と乾燥密度の関係

一軸圧縮強度と乾燥密度の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.7に、発破掘削区間について図－2.1.5.8に示す。図－2.1.5.7によれば、機械掘削区間では、一軸圧縮強度と乾燥密度の間に一定の傾向は見出せない。

図－2.1.5.8によれば、発破掘削区間では、一軸圧縮強度と乾燥密度の間に一定の傾向は見出せない。

②割線変形係数E_{50}（EXT）と一軸圧縮強度の関係

割線変形係数E_{50}（EXT）と一軸圧縮強度の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.9に、発破掘削区間について図－2.1.5.10に示す。

機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、割線変形係数と一軸圧縮強度の比は概ね200:1となり、堆積軟岩に対し一般的に成立する関係が今回の場合にも成立すると言える。

③割線変形係数E_{50}（LDT）と一軸圧縮強度の関係

割線変形係数E_{50}（LDT）と一軸圧縮強度の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.11に、発破掘削区間について図－2.1.5.12に示す。

機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、割線変形係数と一軸圧縮強度の比は概ね200:1となり、堆積軟岩に対し一般的に成立する関係が今回の場合にも成立すると言える。

④割線変形係数E_{50}（EXT）と割線変形係数E_{50}（LDT）の関係

割線変形係数E_{50}（EXT）と割線変形係数E_{50}（LDT）の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.13に、発破掘削区間について図－2.1.5.14に示す。

機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、割線変形係数E_{50}（LDT）と割線変形係数E_{50}（EXT）の比は概ね1:1となった。これに対し、平成5年度に実施された、機械掘削を行う前の岩石については、割線変形係数E_{50}（LDT）と割線変形係

数E_{50}（EXT）の比は概ね2:1となった（機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成5年度〕1994年6月　p.17参照）。

このように、割線変形係数E_{50}（LDT）と割線変形係数E_{50}（EXT）の比が前回と今回とで異なった要因の１つとして、岩石コアの採取方法の違いが考えられる。平成5年度は、ϕ218mmのカットボーリングから再度ϕ50mmの岩石コアを採取して供試体を作成したのに対し、本年度は、コアピッカーにより岩石コアを採取して供試体を作成した。コアピッカーによる岩石コア採取の際には、振動や衝撃が岩石に直接与えられるため、カットボーリングから再度、岩石コアを採取する場合に比べ、岩石の変形特性により大きな影響が及ぶものと考えられる。

④初期変形係数E_0（EXT）と一軸圧縮強度の関係

初期変形係数E_0（EXT）と一軸圧縮強度の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.15に、発破掘削区間について図－2.1.5.16に示す。

機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、ばらつきは大きいが、初期変形係数と一軸圧縮強度の間に線形関係が成立し、その比は概ね200:1である。

⑤初期変形係数E_0（LDT）と一軸圧縮強度の関係

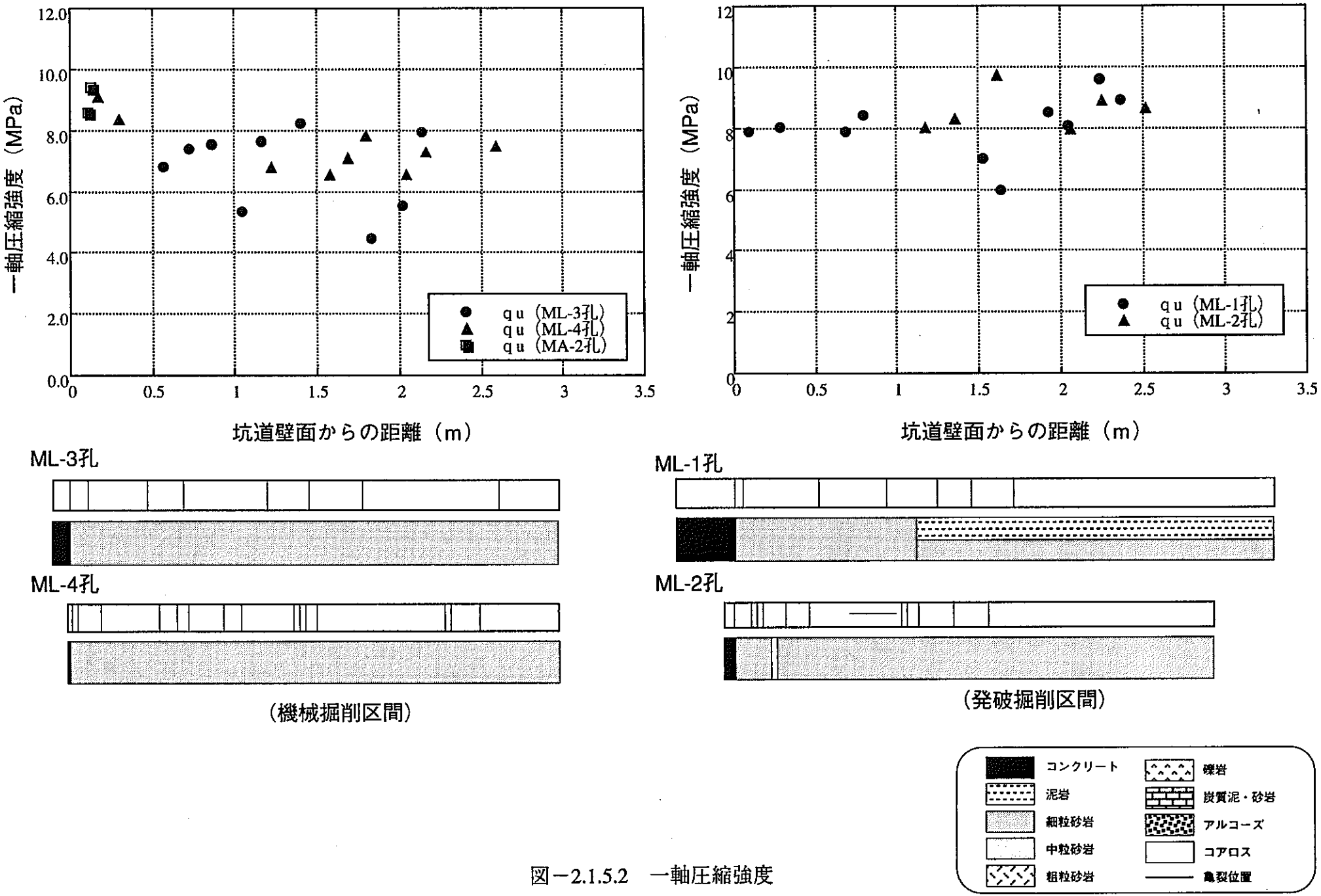
初期変形係数E_0（LDT）と一軸圧縮強度の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.17に、発破掘削区間について図－2.1.5.18に示す。

機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、初期変形係数と一軸圧縮強度の間に線形関係が成立し、その比は概ね200:1である。

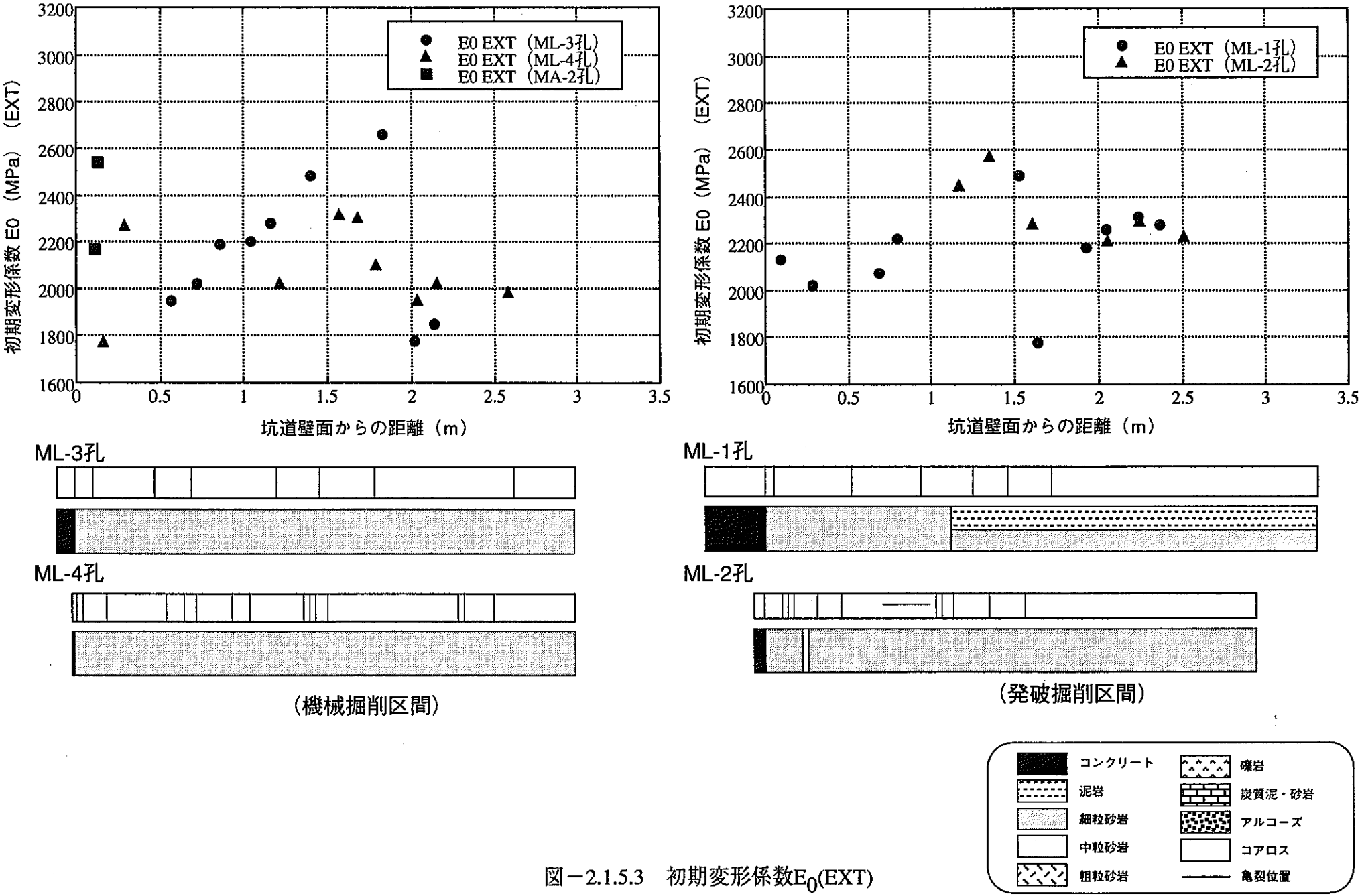
⑥初期変形係数E_0（EXT）と初期変形係数E_0（LDT）の関係

初期変形係数E_0（EXT）と初期変形係数E_0（LDT）の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.19に、発破掘削区間について図－2.1.5.20に示す。

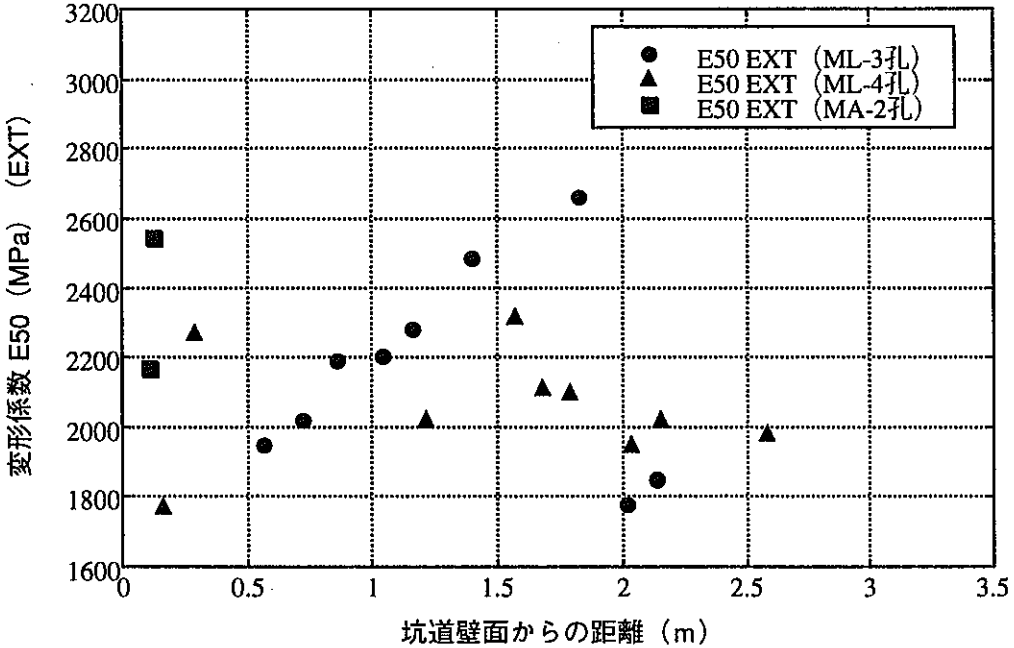
機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、初期変形係数E_0（EXT）と初期変形係数E_0（LDT）の比は概ね1:1となった。

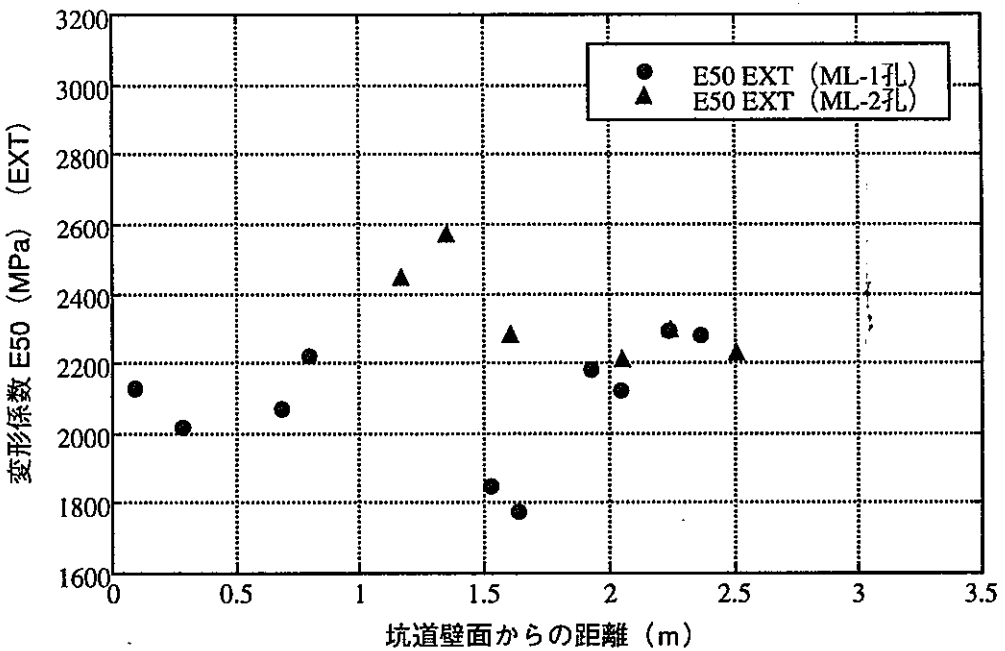


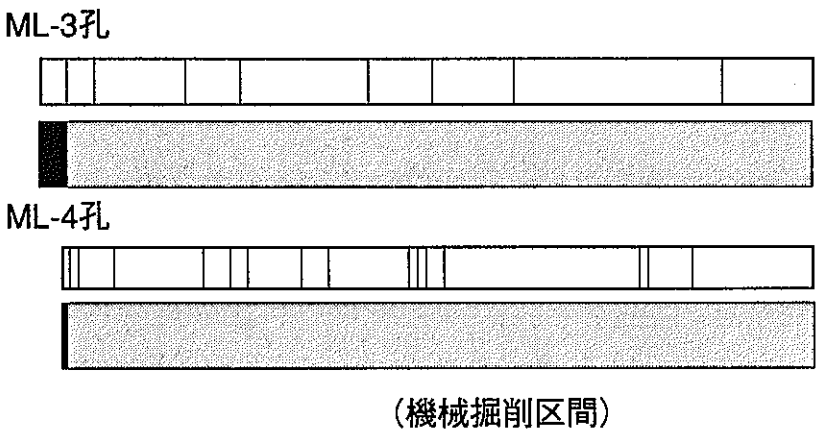
図－2.1.5.2　一軸圧縮強度

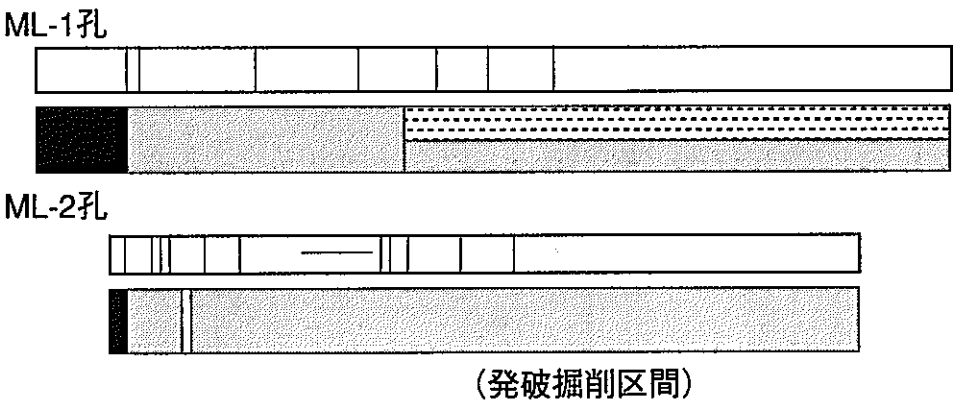


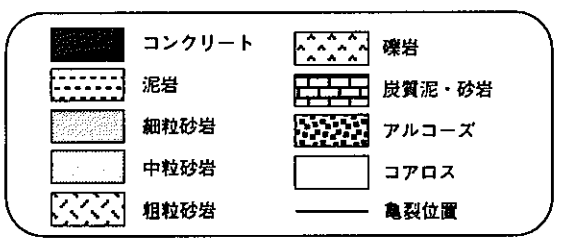
図－2.1.5.3　初期変形係数E_0(EXT)



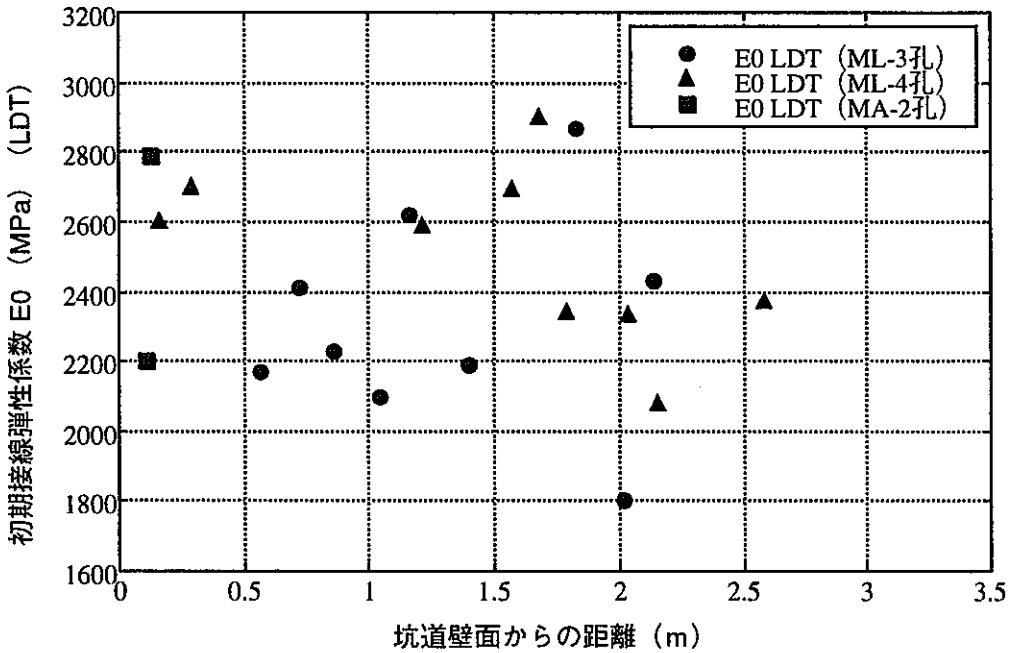


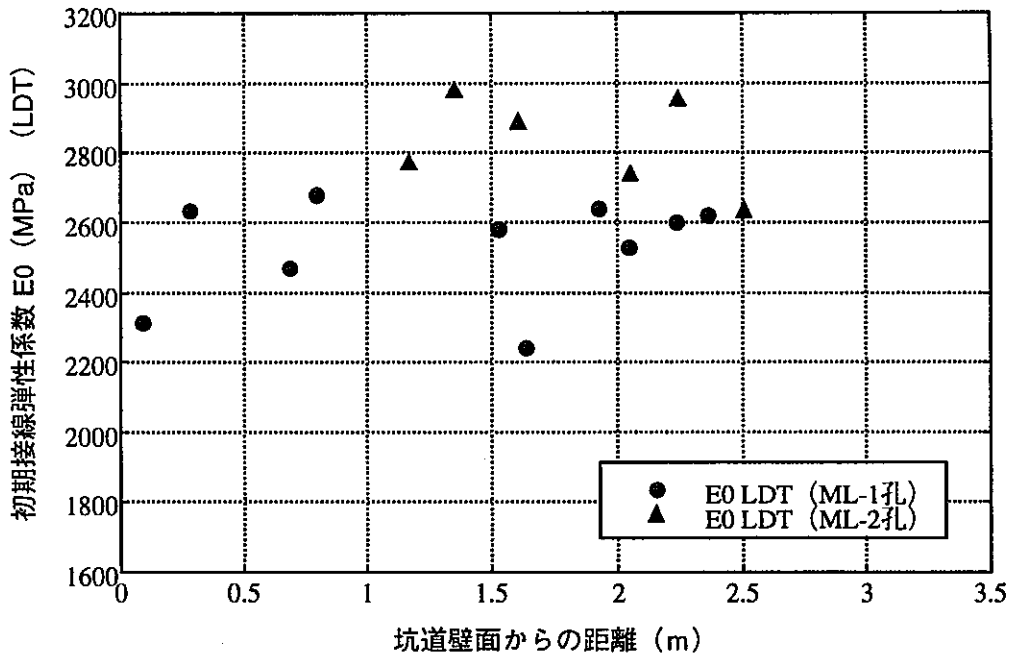


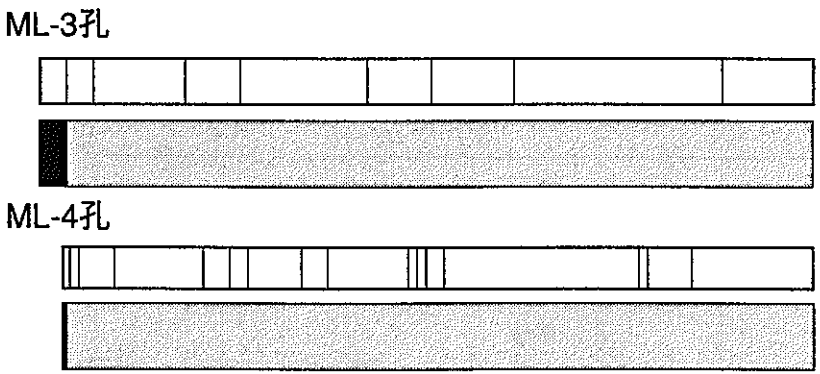




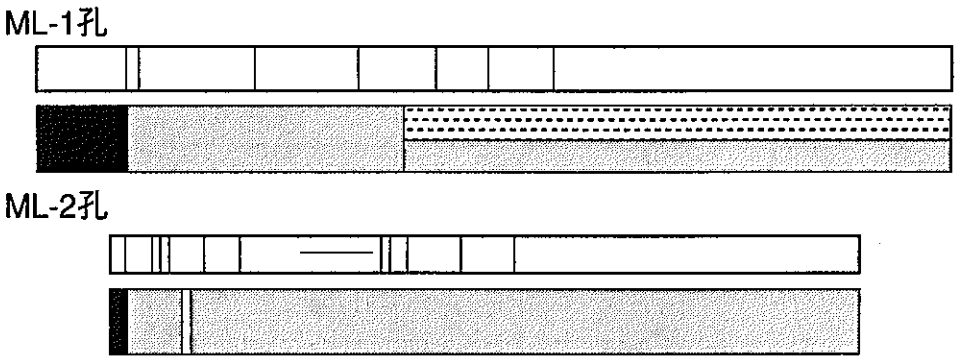
図－2.1.5.4　割線変形係数E_{50}(EXT)



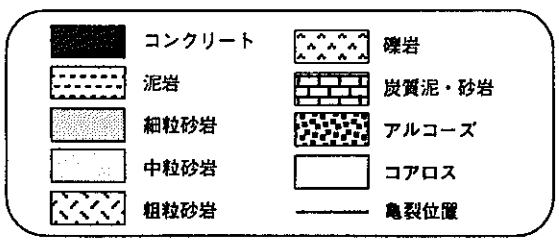




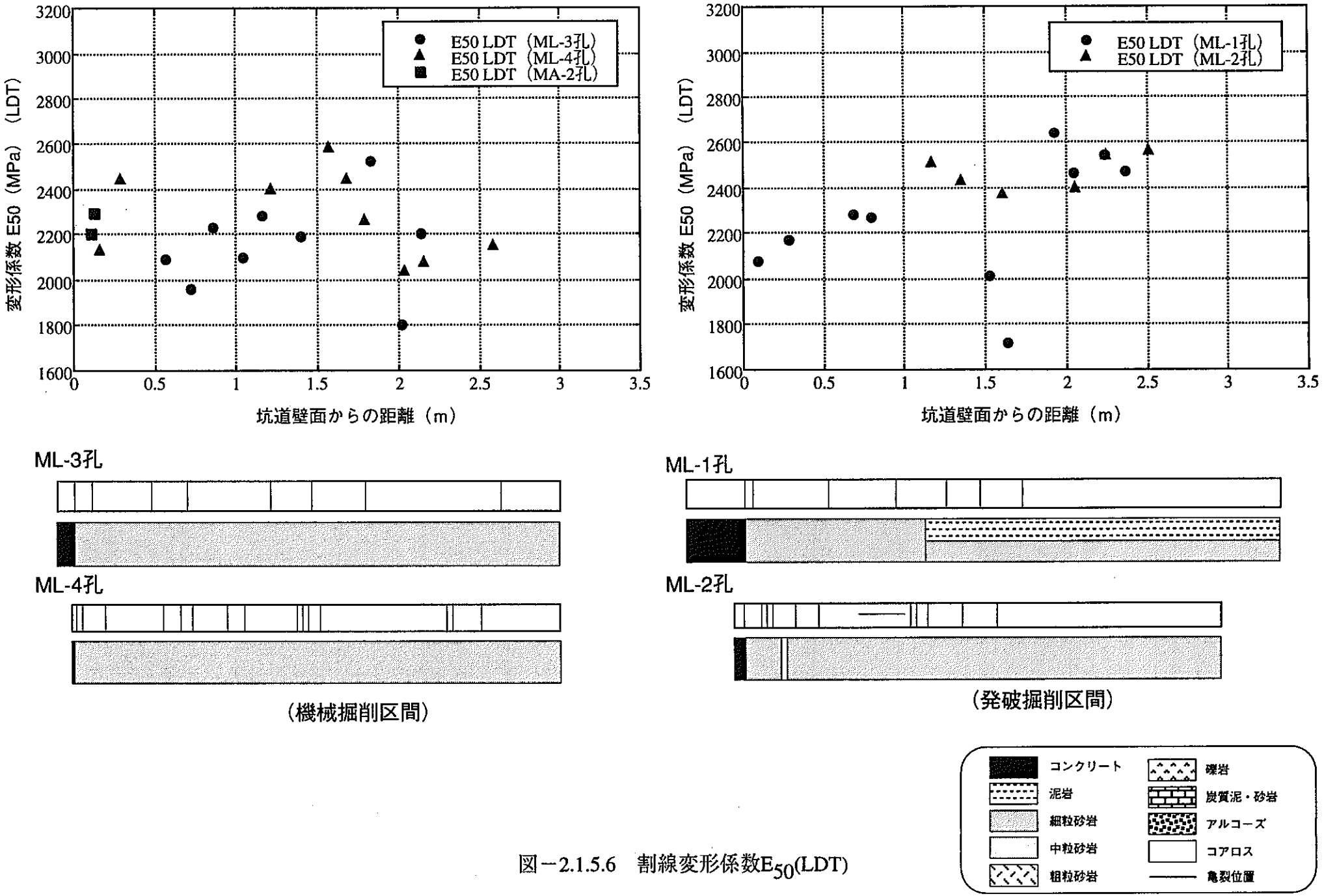
(機械掘削区間)



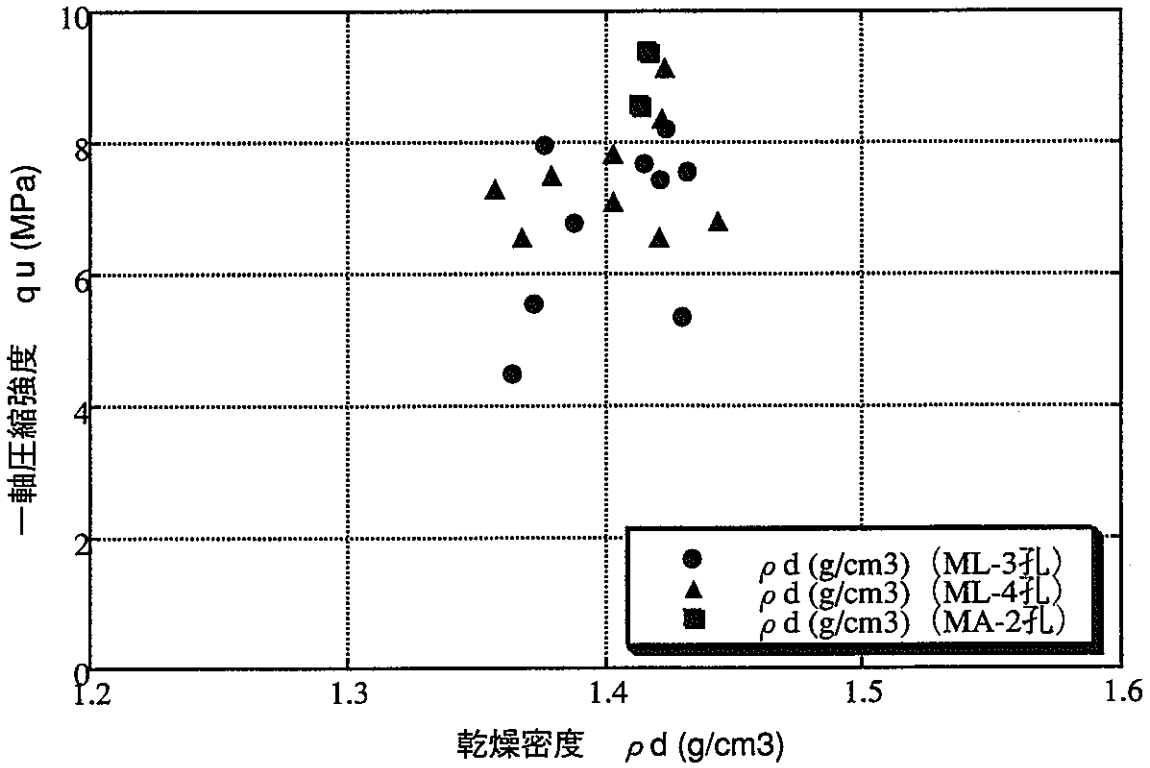
(発破掘削区間)



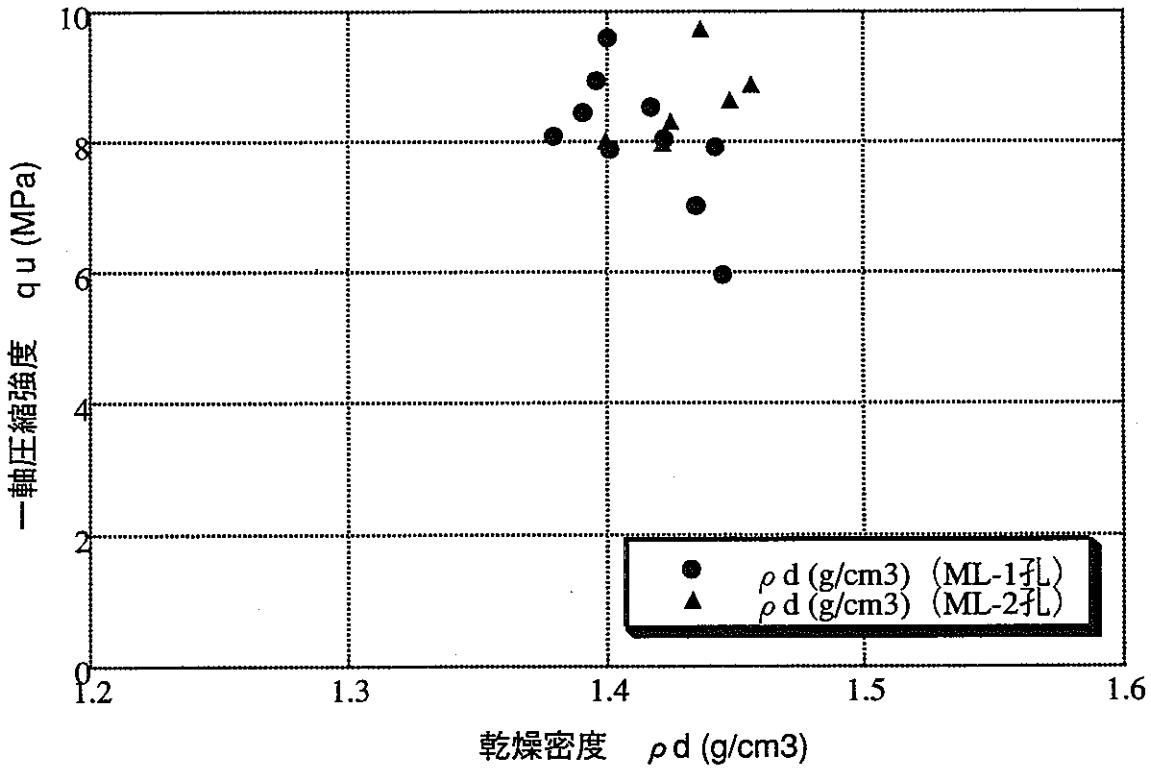
図－2.1.5.5　初期変形係数E_0(LDT)



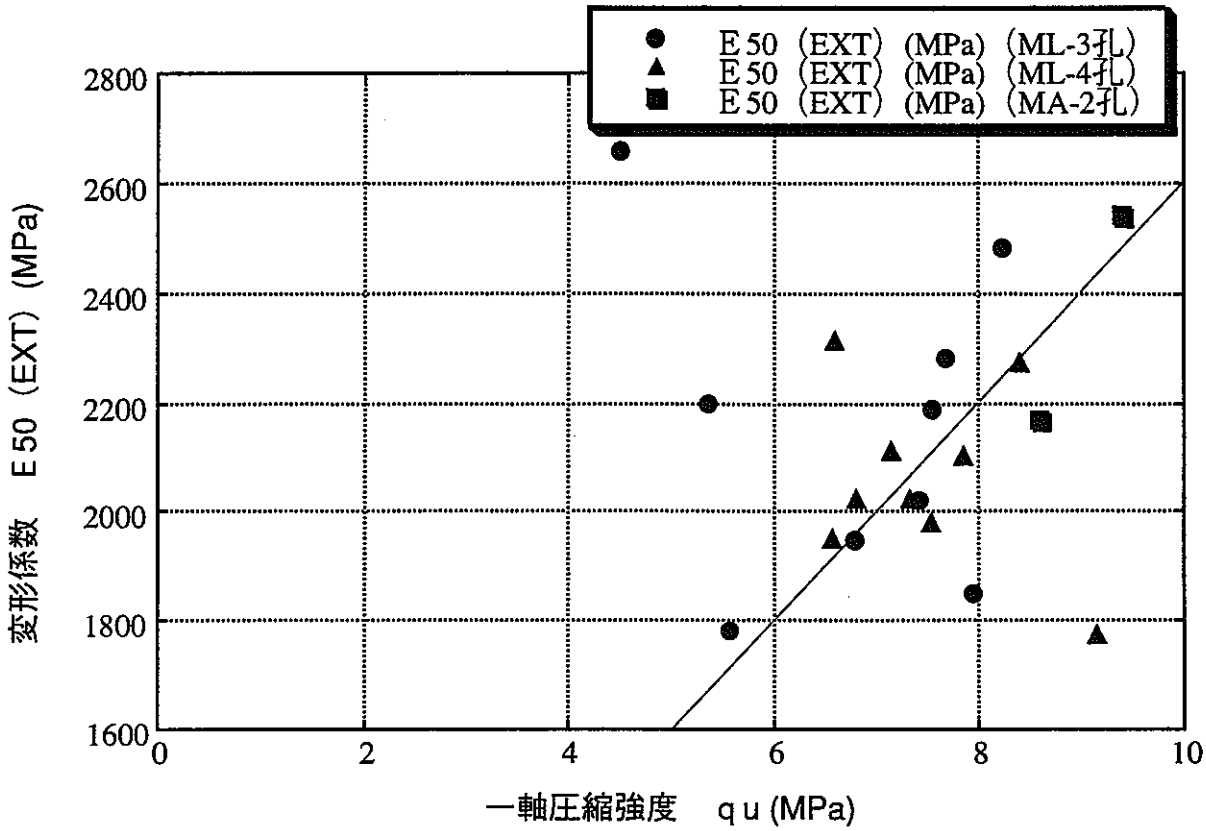
図－2.1.5.6　割線変形係数E_{50}(LDT)



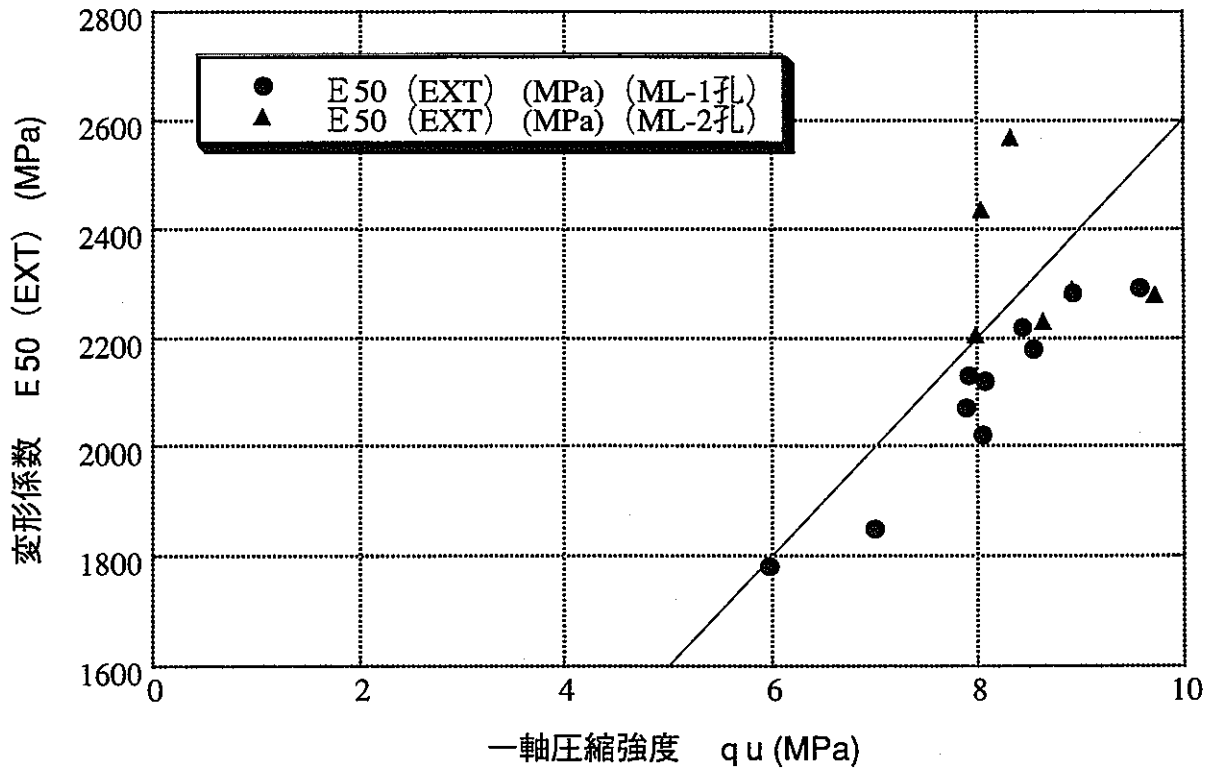
図－2.1.5.7　一軸圧縮強度と乾燥密度の関係（機械掘削区間）



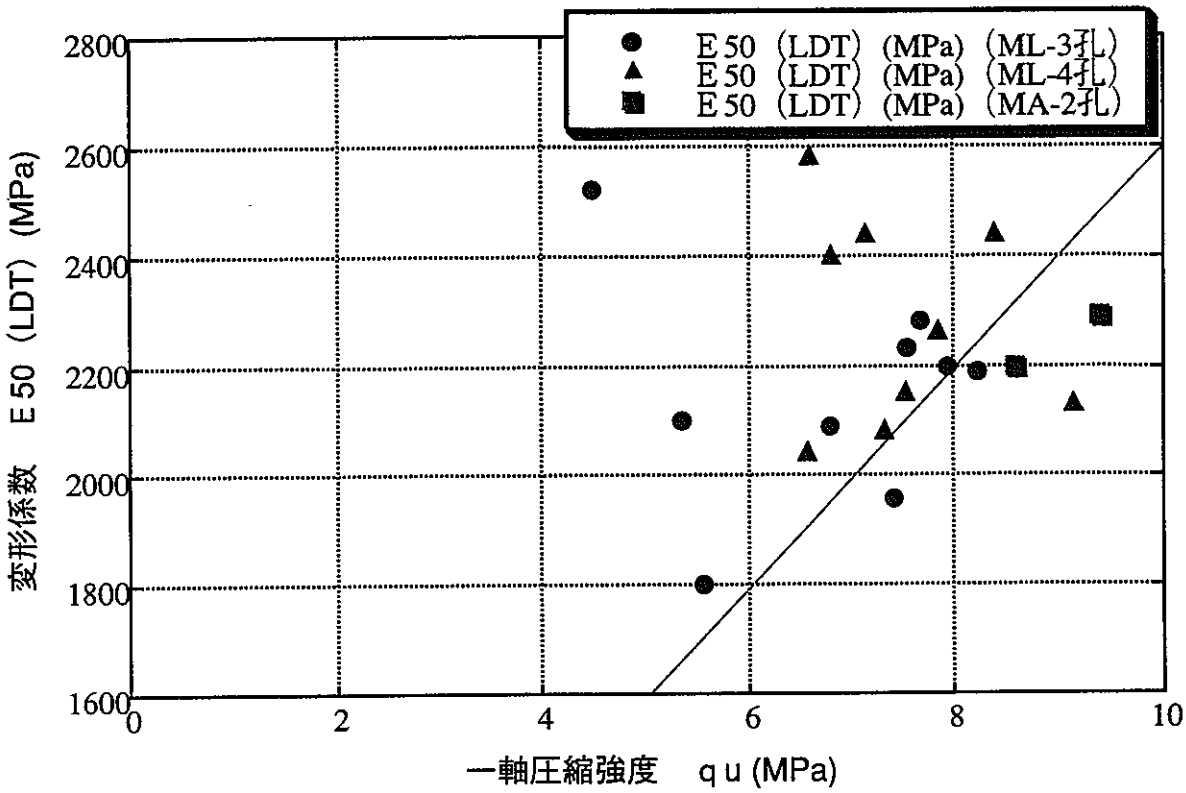
図－2.1.5.8　一軸圧縮強度と乾燥密度の関係（発破掘削区間）



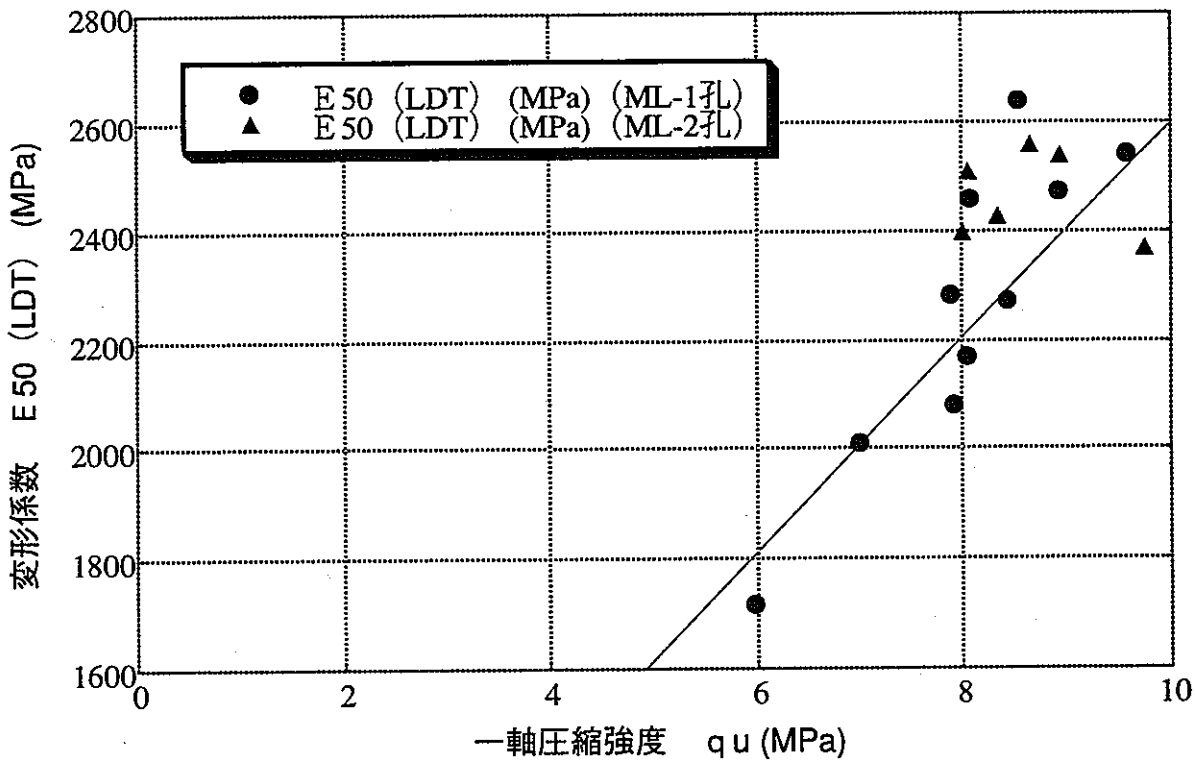
図－2.1.5.9　割線変形係数E50（EXT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）



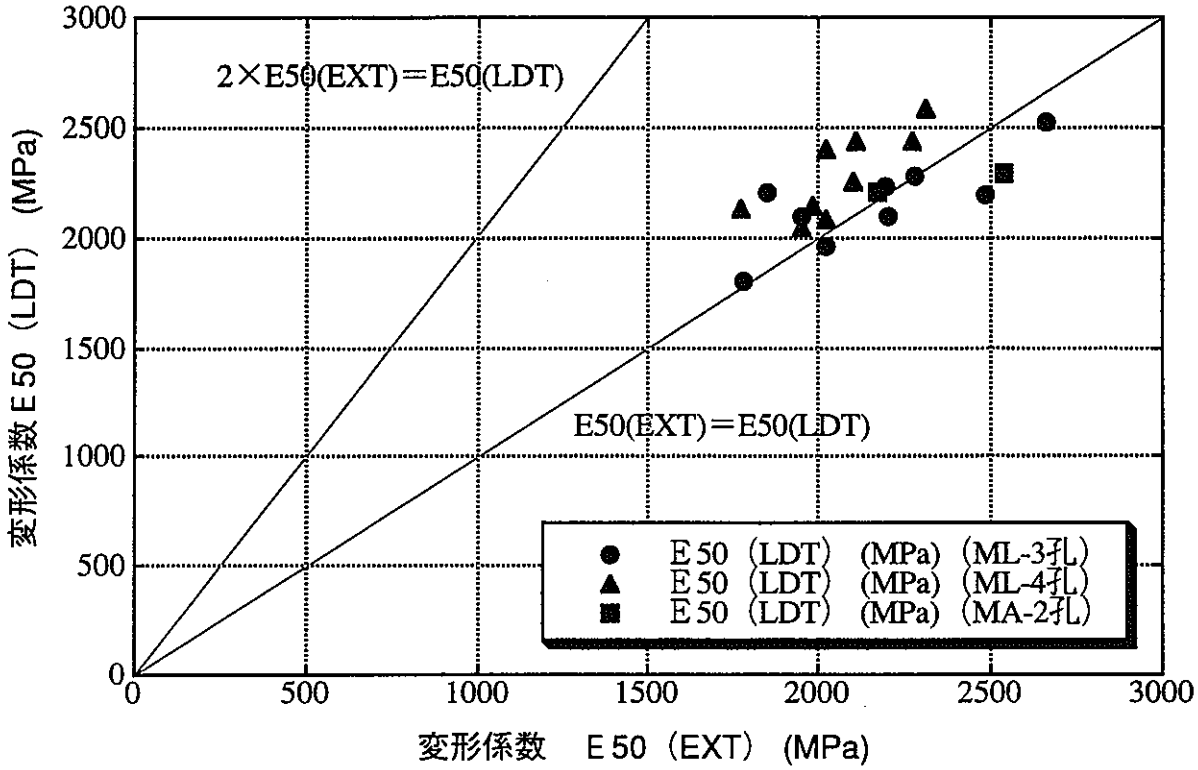
図－2.1.5.10　割線変形係数E50（EXT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）



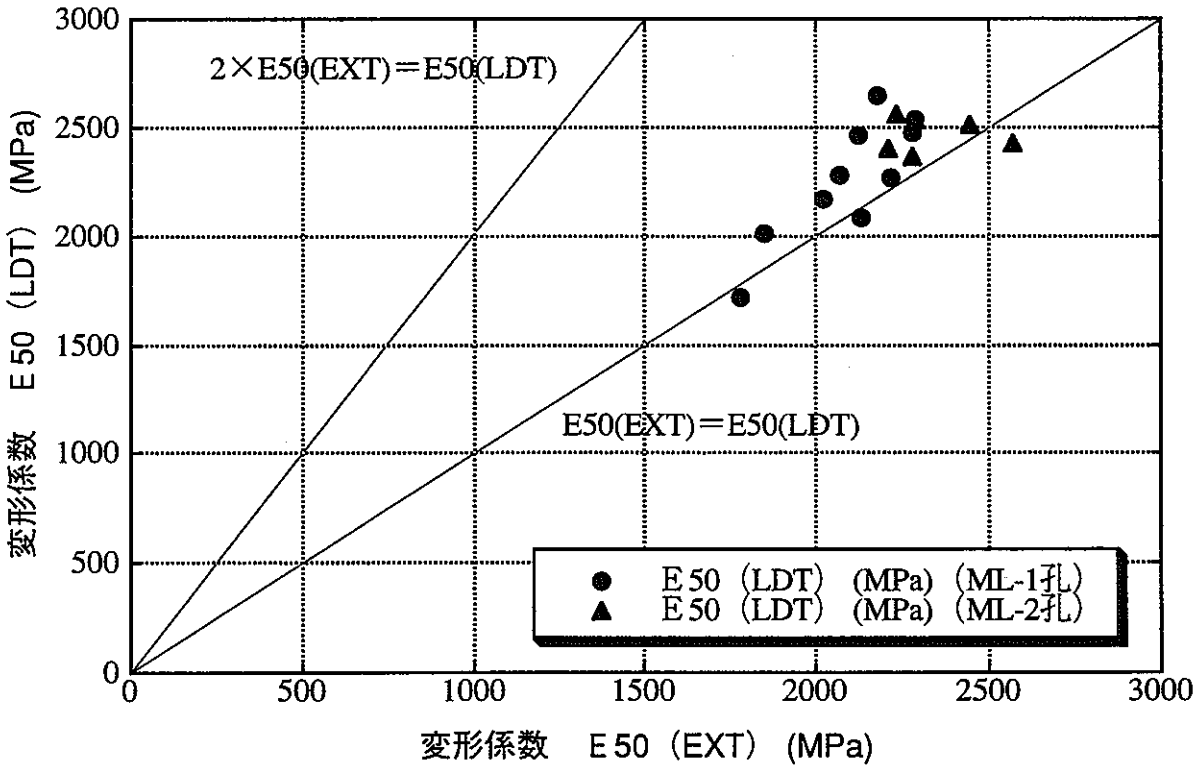
図－2.1.5.11　割線変形係数E50（LDT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）



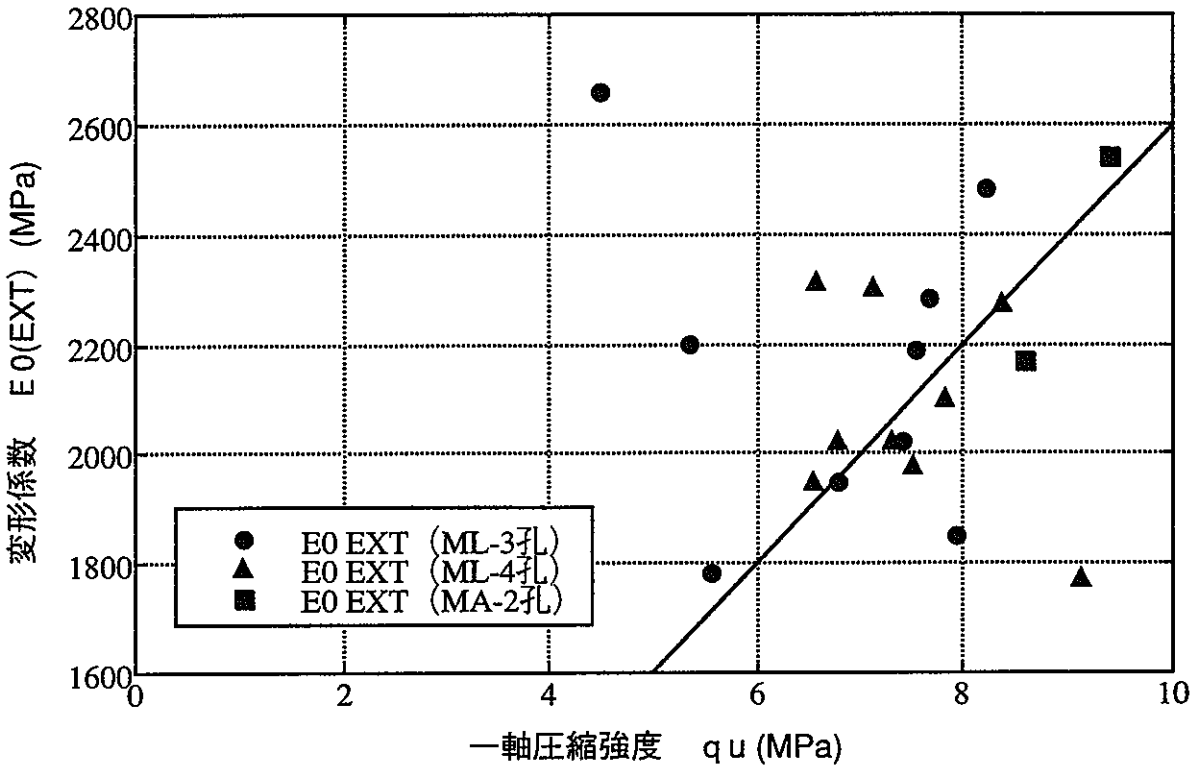
図－2.1.5.12　割線変形係数E50（LDT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）



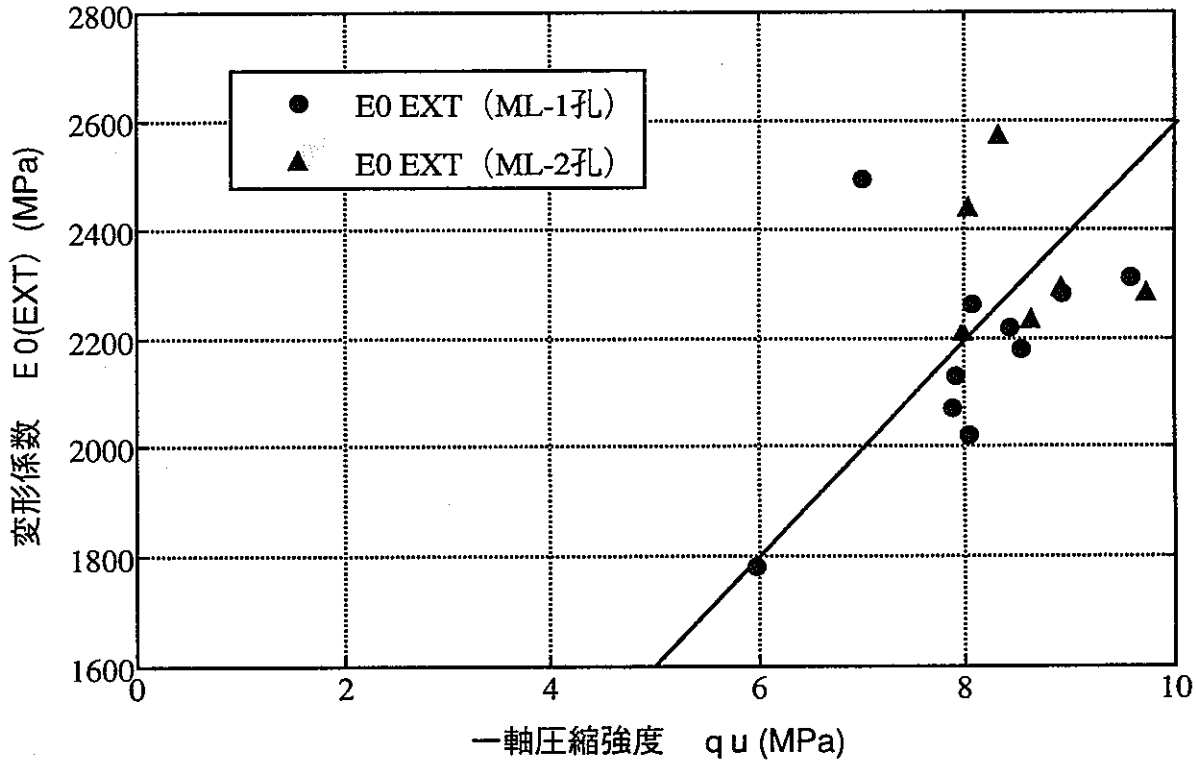
図－2.1.5.13　割線変形係数（EXT）と割線変形係数（LDT）の関係（機械掘削区間）



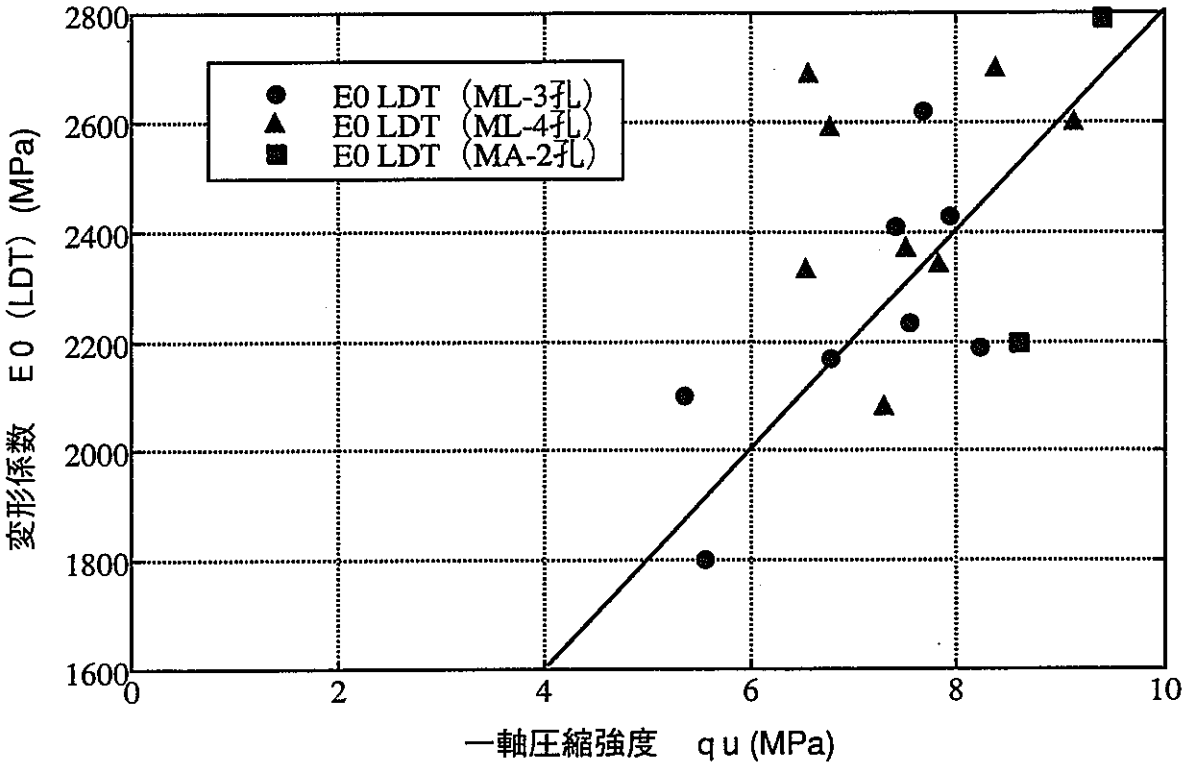
図－2.1.5.14　割線変形係数（EXT）と割線変形係数（LDT）の関係（発破掘削区間）



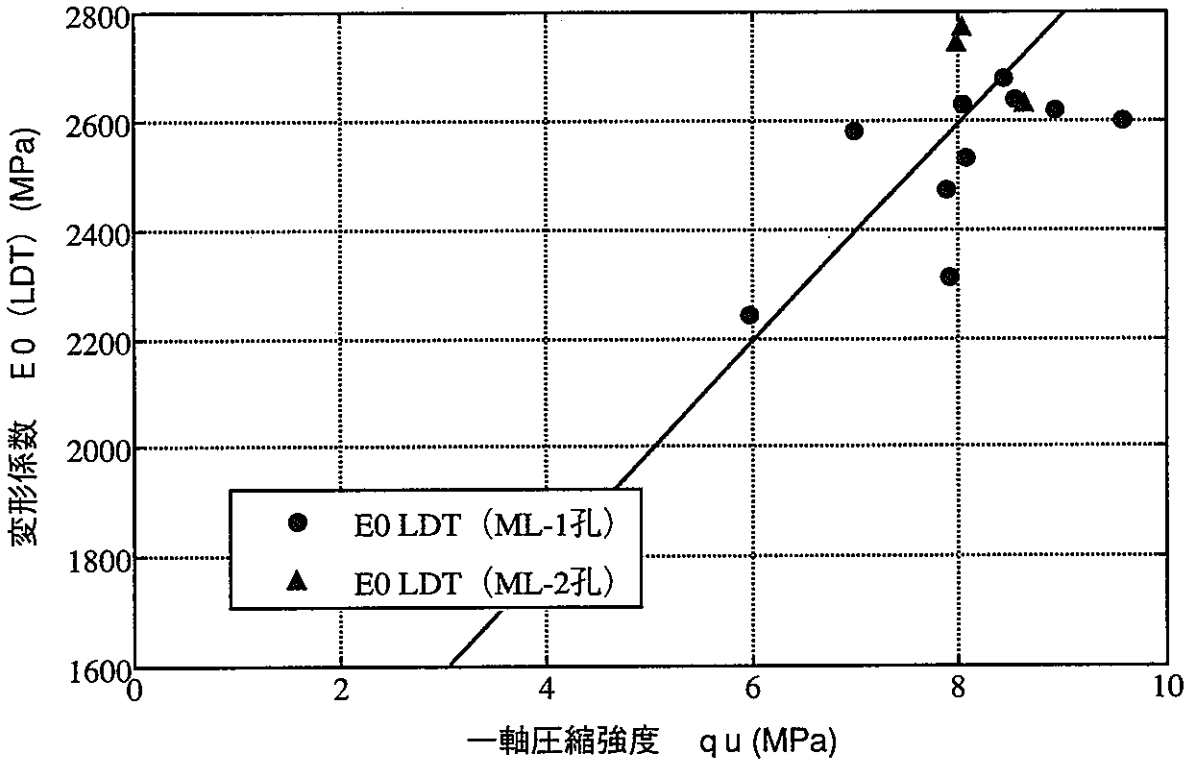
図－2.1.5.15　初期変形係数E0(EXT)と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）



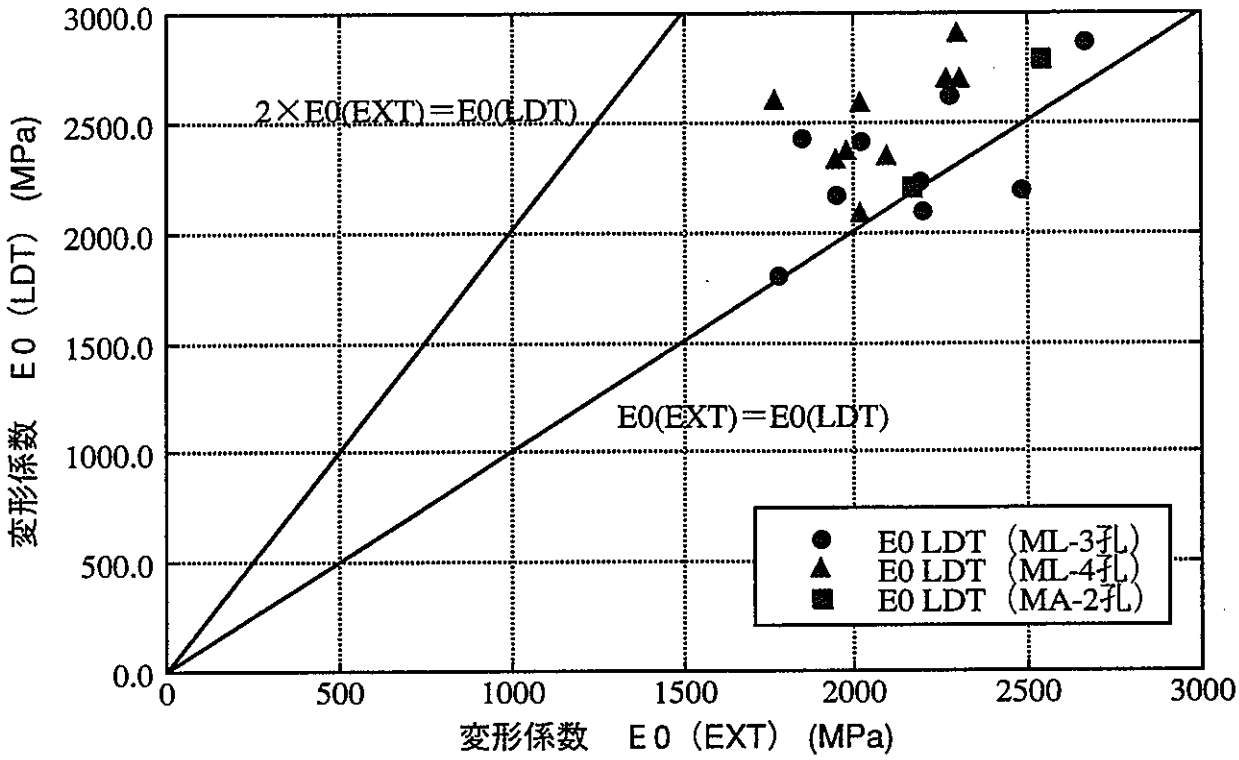
図－2.1.5.16　初期変形係数E0(EXT)と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）



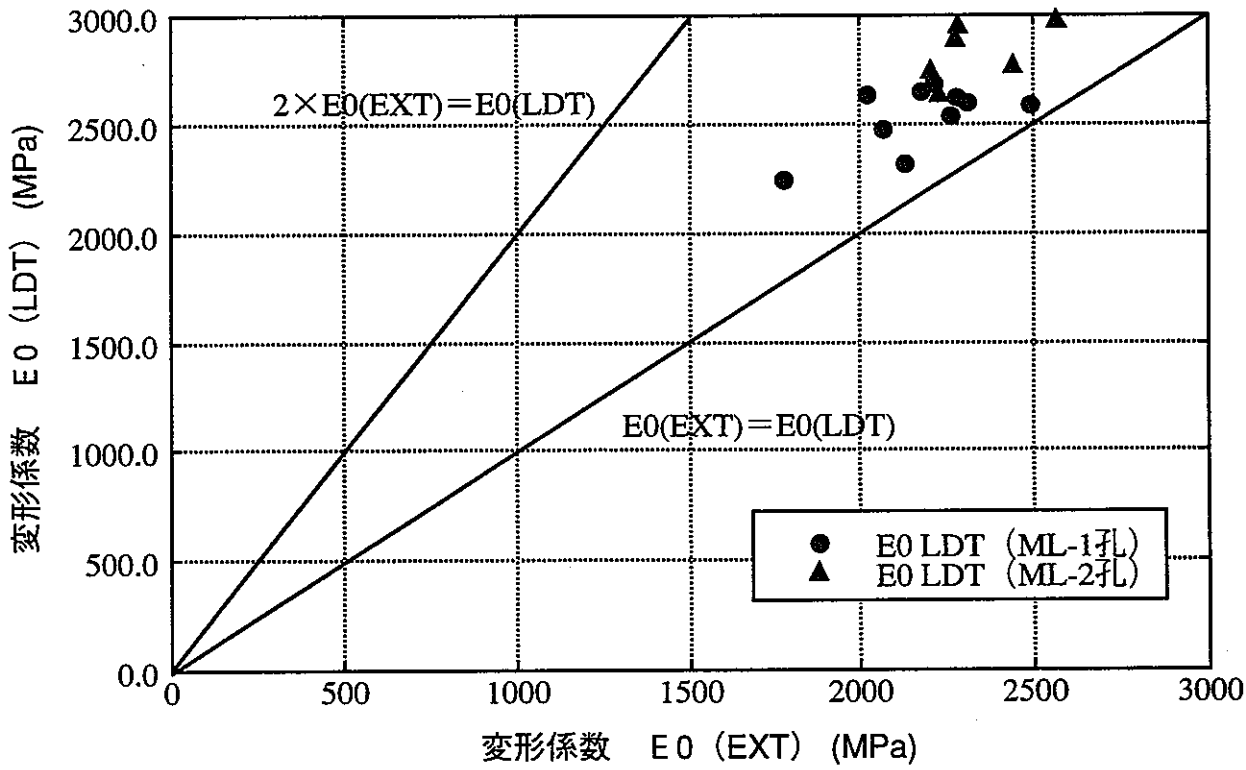
図－2.1.5.17　初期変形係数E0(LDT)と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）



図－2.1.5.18　初期変形係数E0(LDT)と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）



図－2.1.5.19　初期変形係数E0(EXT)と初期変形係数E0(LDT)の関係（機械掘削区間）



図－2.1.5.20　初期変形係数E0(EXT)と初期変形係数E0(LDT)の関係（発破掘削区間）

2.1.6 圧裂引張試験

（1）目的

岩石コアの圧裂引張試験を行って引張強度を求め、掘削による影響領域の広がりを求めるための基礎資料を得ることを目的とする。

（2）試験装置

試験装置の仕様を以下に示す。

名称　：　圧裂試験装置

ﾒｰｶｰ　：　誠研舎

性能・能力　：　軸荷重　2tonf

ひずみ制御

載荷速度 0.05mm/min～1.0mm/min

（3）試験方法

圧裂引張試験は、JIS M0303に準拠して実施した。

図－2.1.6.1に示すように、供試体断面に直交方向に直線状の圧縮荷重を加えて、供試体を引張破壊させた。供試体の上下が分かるものについては、堆積方向に対し、直角方向に載荷した。

試験条件は以下のとおりとした。

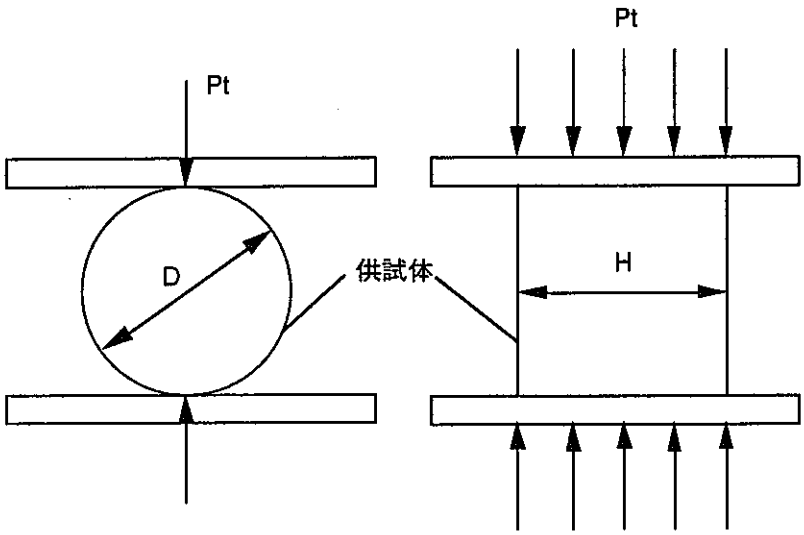
・供試体寸法　：直径50mm×高さ50mm

・試験数量　：機械掘削区間18供試体、発破掘削区間18供試体

・載荷速度　：0.1mm/min

・記録の範囲　：供試体が破壊するまで

試験終了後は、破断の状態とその角度を観察記録し、併せて写真撮影を実施した。



図－2.1.6.1　圧裂引張試験概念図

（4）試験結果

供試体の引張強度は次式から求めた。

$$\sigma t = \frac{2 \cdot Pt}{\pi \cdot D \cdot H} \times 0.1 \quad (MPa)$$

ここに、σt：引張強度(MPa)

Pt：破断荷重(kgf)

D：供試体の直径(cm)

H：供試体の長さ(cm)

である。

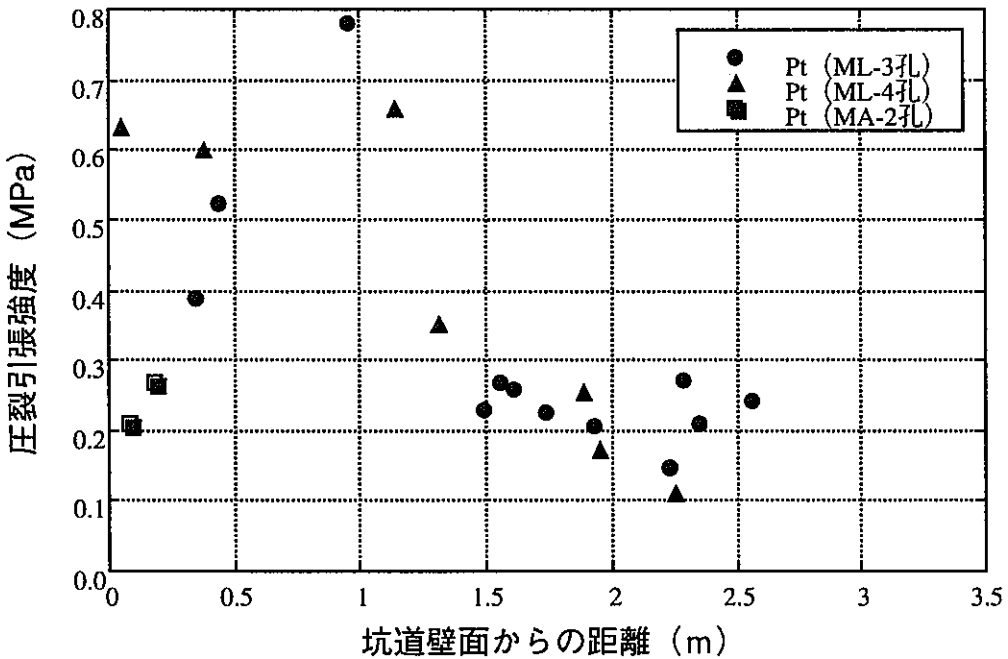
圧裂引張試験結果の統計値を表－2.1.6.1に示す。

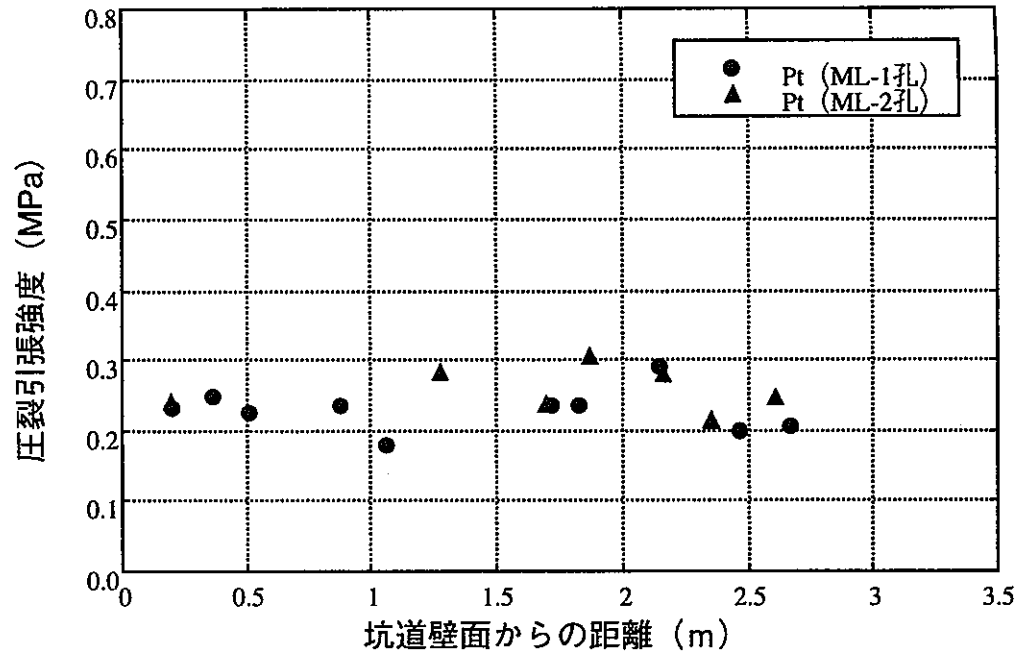
表－2.1.6.1　圧裂引張試験結果

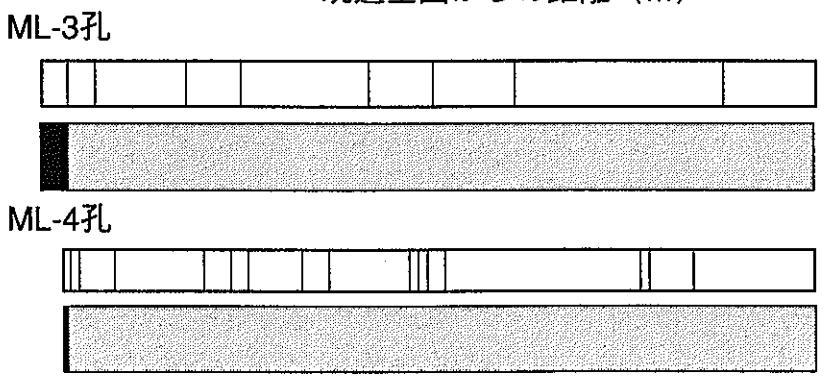
	圧裂強度（MPa）				
区　間	発破		機械		
孔番号	ML-1	ML-2	ML-3	ML-4	MA-2
個　数	10	7	12	7	2
最大値	0.291	0.308	0.781	0.660	0.267
最小値	0.178	0.215	0.147	0.111	0.211
平均値	0.229	0.260	0.312	0.398	0.239
標準偏差	0.031	0.032	0.178	0.231	0.039

機械掘削区間および発破掘削区間での圧裂引張強度と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.6.2に示す。ここでの坑道壁面からの距離は、吹付コンクリートの厚さを除いたものである。

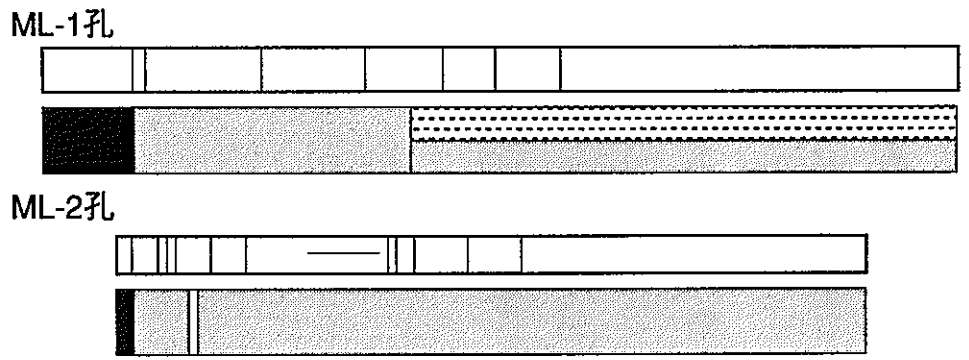
図－2.1.6.2によれば、機械掘削区間の0～1.5mの区間では、引張強度は0.2～0.8MPaの範囲に大きくばらついている。これに対し、1.5～2.5mの区間では、ばらつきの程度は比較的小さい。発破掘削区間では、壁面から孔の奥まで0.2～0.3MPaの比較的小さいばらつきの範囲内に収まっている。



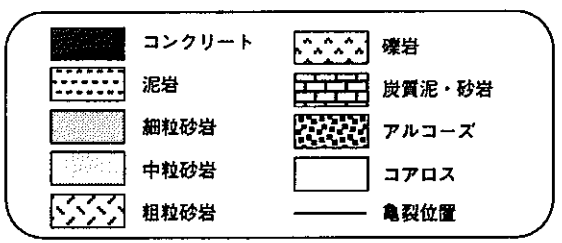




（機械掘削区間）



（発破掘削区間）



図－2.1.6.2　圧裂引張試験結果

2.1.7　室内試験結果の評価

1）掘削影響領域を推定するための方法について

室内試験結果は、多かれ少なかればらつきを有することが今回実施した試験結果から明らかとなった。ここでは、掘削影響領域を推定するための、試験データの取扱い方法を述べる。

掘削影響領域を推定するための方法として、目視による方法とデータ解析による方法が考えられる。

目視による方法は、坑道壁面からの距離と物性値の関係を図示し、データのばらつきの状態を目視して掘削の影響を受けていると思われる領域を推定する方法である。この方法は、感覚によるところが大きく、データを見る人が変われば結果が変わる可能性があり、個人差が大きい方法であると言える。

これに対し、データ解析による方法では、一定の方法でデータを処理したうえで掘削影響領域を推定する方法である。この方法は個人差が小さく、目視による方法と比べれば、信頼度も高いと考えられる。そこで、ここでは、以下に示すデータ解析による方法により、掘削影響領域を求めることとした。

(a)縦軸に室内試験結果から得られた物性値を、横軸に坑道壁面からの距離をとってプロットする。図－2.1.7.1には弾性波速度測定の例を示す。

(b)プロットしたデータを2つのグループに分割する。分割したグループごとに平均値を求め、分割したグループどうしで平均値を比較する。全データ数をn個とし、坑道壁面から深度方向に並べたデータをX1,X2,・・・・,Xnとするとき、データの分割は、以下のようである。

X1と（X2,・・・・,Xn）

（X1,X2）と（X3,・・・・,Xn）

・

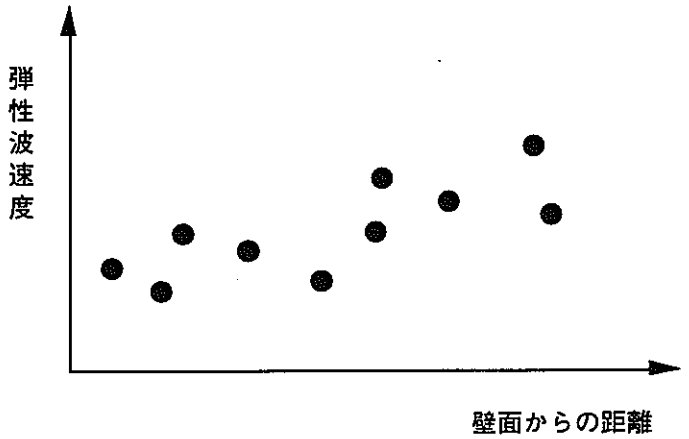
・

・

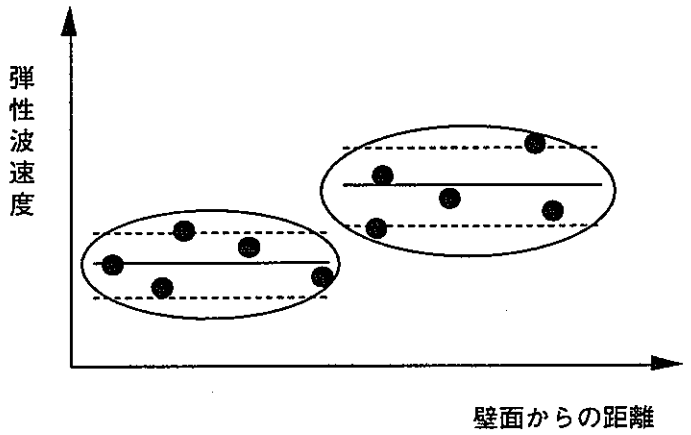
（X1,・・・・,Xn-1）とXn

(c)(b)でグループ間で平均値の差が最大となるようなグループの組合せを求め、この場合のデータのグループの間に境界線を引き、坑道壁面からこの位置までを掘削による影響を受けた領域（掘削影響領域）とみなす。実際には、データは

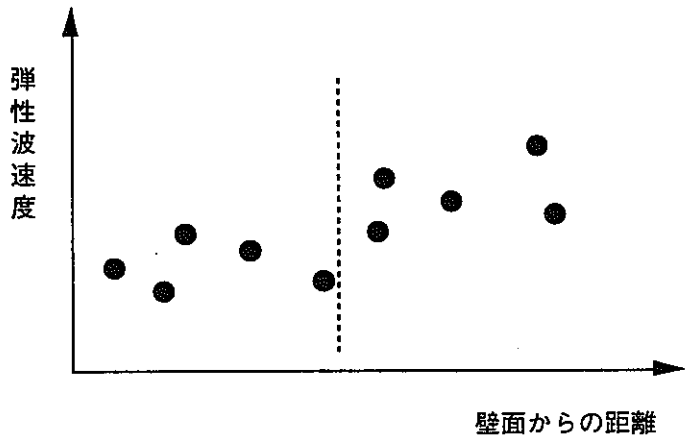
離散的であるため、掘削影響を受けた領域とそうでない領域の境界は、幅を持ったある範囲で示されることになる。



(a)プロットの方法



(b)グルーピング



(c)掘削影響を受けた範囲の推定

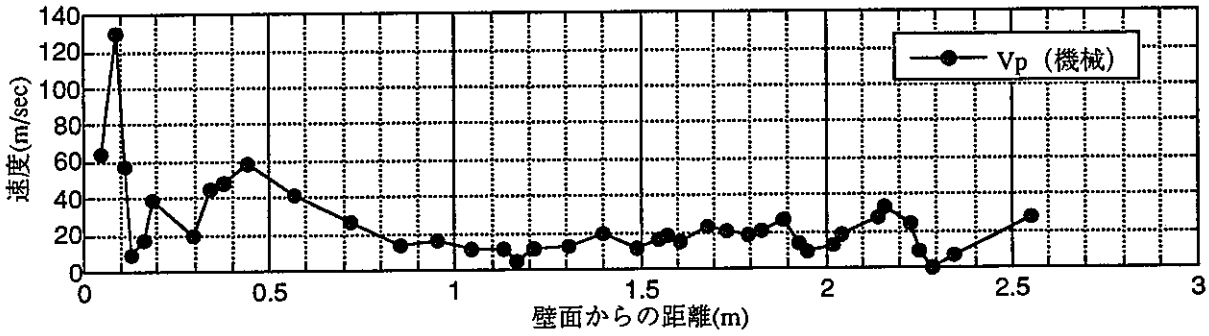
図－2.1.7.1　試験結果のばらつきの評価方法の一例（弾性波速度の場合）

2）室内試験から求めた掘削影響領域について

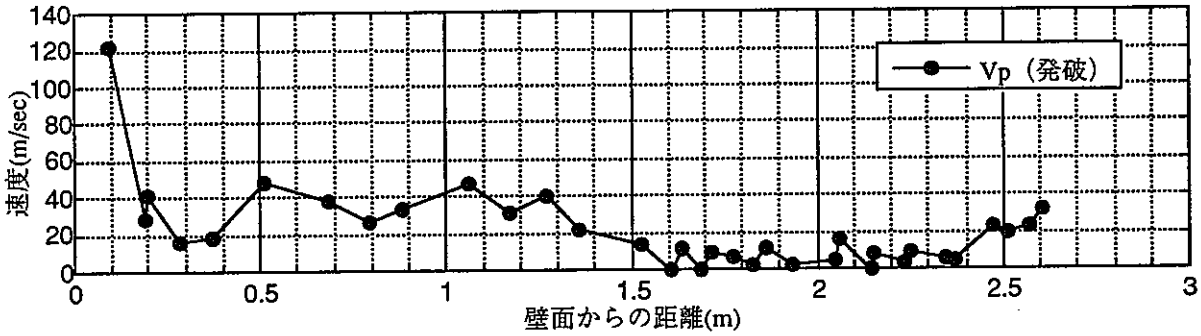
1）に示した方法で、機械掘削区間と発破掘削区間のそれぞれについて掘削影響領域を求めた。一例として、P波速度の平均値の差と壁面からの距離の関係を機械掘削区間について図－2.1.7.2に、発破掘削区間について図－2.1.7.3に示す。いずれも整形後の供試体を対象とした測定である。

P波速度の平均値の差とは、図－2.1.7.1に示した2つのグループのそれぞれの平均値の差の絶対値を意味する。この値が最大となるとき、2つに分けたグループの間に特性の差があると考え、壁面から境界までを掘削影響領域とみなすこととする。

図－2.1.7.2でも図－2.1.7.3でも、掘削影響領域の境界は0.1m近辺に存在する。



図－2.1.7.2　P波速度の平均値の差と壁面からの距離（機械掘削区間）

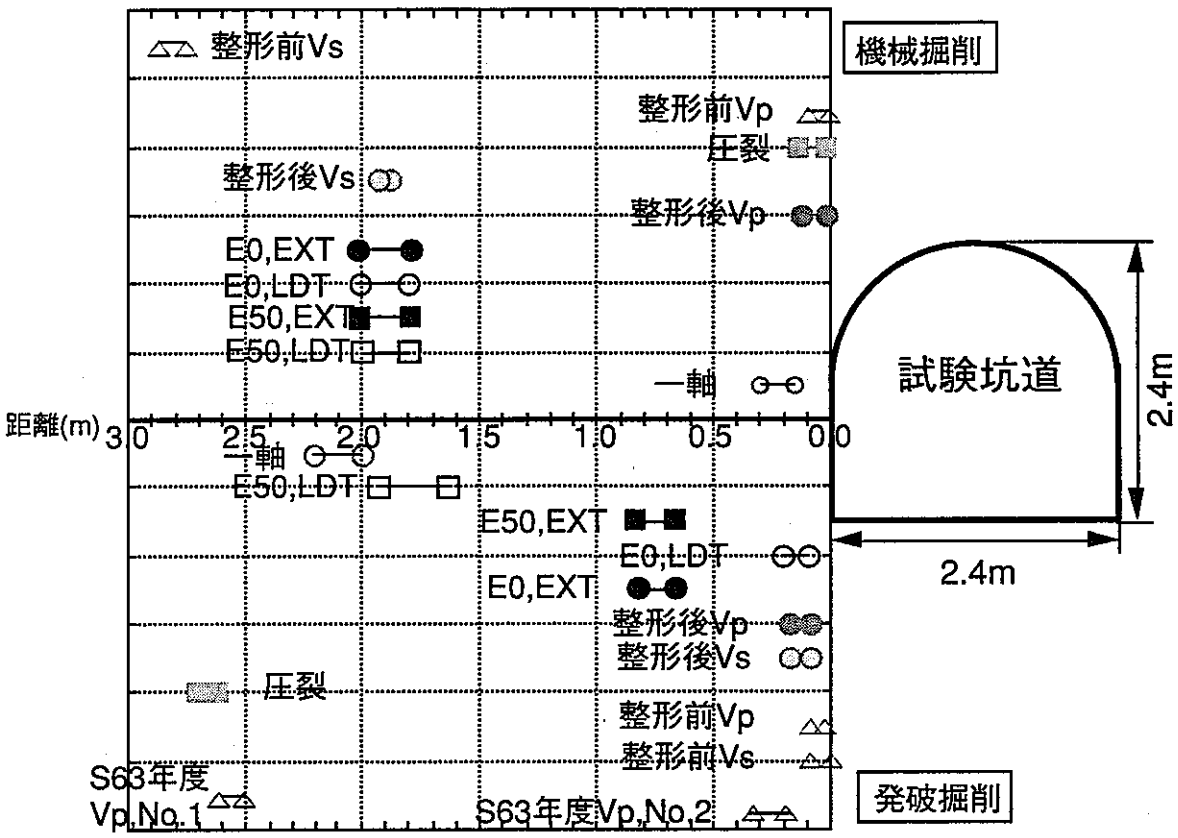


図－2.1.7.3　P波速度の平均値の差と壁面からの距離（発破掘削区間）

室内試験結果から推定した掘削影響領域をまとめて図－2.1.7.4に示す。また、データ解析の結果を資料集に示す。図－2.1.7.4中には、今回実施した室内試験結果と併せて、昭和63年度に今回とは別の発破掘削区間で採取した岩石コアのP波速度に

ついても参考のために示した。

図－2.1.7.4によれば、試験方法が異なると、推定される掘削影響領域も異なる結果となった。機械掘削区間では坑道壁面から3.0mまでの範囲内に、発破掘削区間でもほぼ同様に坑道壁面から3.0mの範囲内にばらついている。このようにばらつきがあることから、室内試験結果のみから機械掘削と発破掘削の影響領域を推定することは困難である。



図－2.1.7.4　室内試験から求めた掘削影響領域

2.2 岩盤内変位測定

2.2.1 目的

坑道掘削後の時間経過に伴う岩盤内の変位を把握することを目的とし、岩盤内変位を計測する。また、多点式地中変位計およびスライディングミクロメーターの測定手法の適用性を検討する。

2.2.2 測定機器

平成6年度に設置した多点式地中変位計およびスライディングミクロメーターを用いた。

1）多点式地中変位計

多点式地中変位計（（株）東亜測器製：EM-150-6M）の概要を図－2.2.2.1に示す。

2）スライディングミクロメーター

スライディングミクロメーター（スイスSOL EXPERTS製）の概要を図－2.2.2.2に示す。

2.2.3 測定位置および測定方法

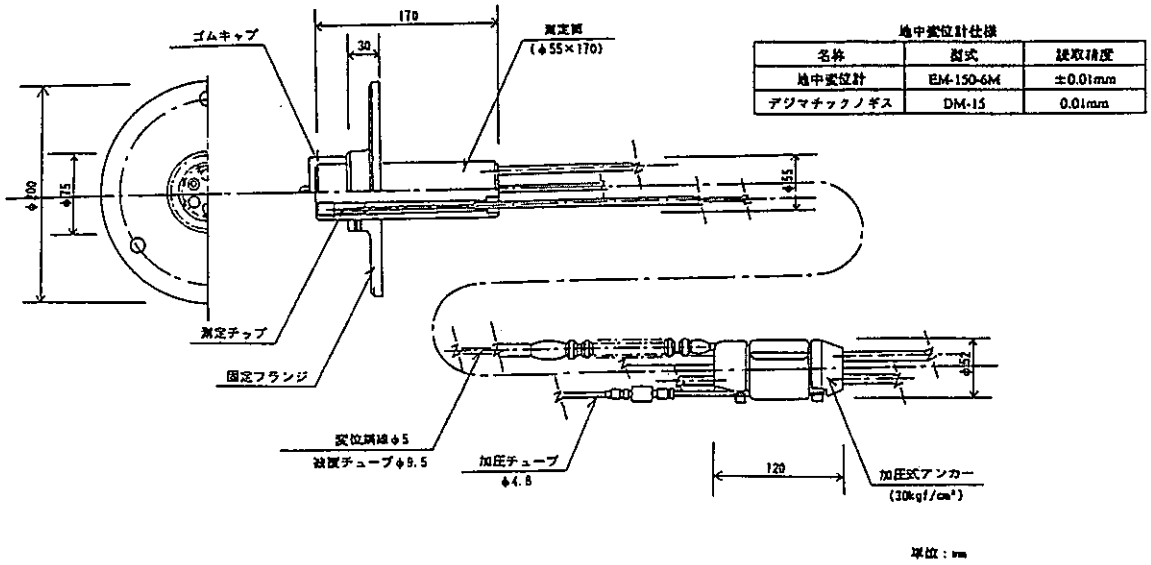
（1）測定位置

岩盤内変位の測定位置を図－2.2.3.1に示す。

（2）多点式地中変位計による測定

多点式地中変位計により、MD-1孔内の6測定点（機械掘削坑道壁面からの深度：0.5,1.0,1.5,2.5,4.5,6.5m）で測定を行った。

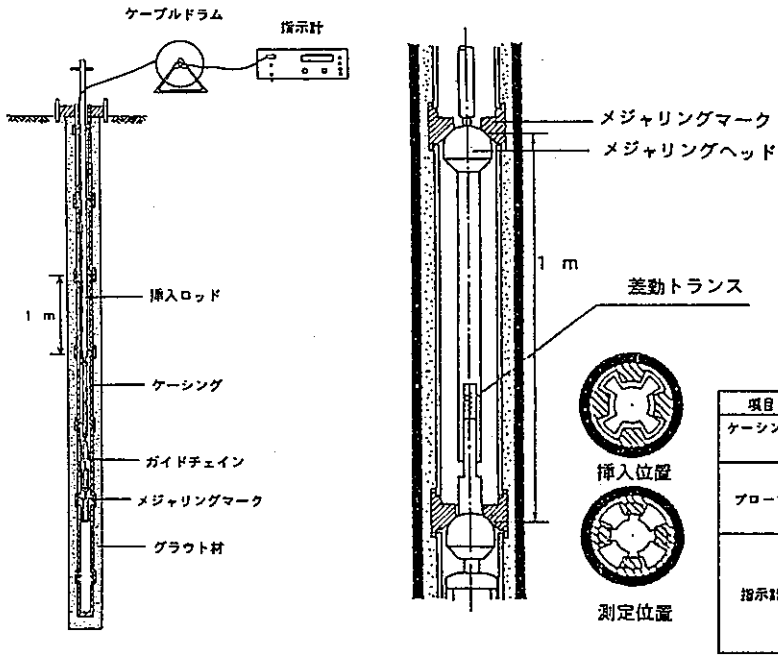
図－2.2.2.1に示した測定筒内の測定チップの動きをデジマチックノギス（DM-15）にて測定した。測定に際し、ノギスのアタッチメントをフランジの基準面に完全に押さえつけ、傾きや接触面での遊びが生じないようにした。ノギス可動部先端と測定チップが接触するまでノギス可動部を動かし、そのときの表示を読み取った。精度向上のため、1つの測定点について3回測定した値が一定であった場合に、その値を測定値として採用した。



地中変位計仕様

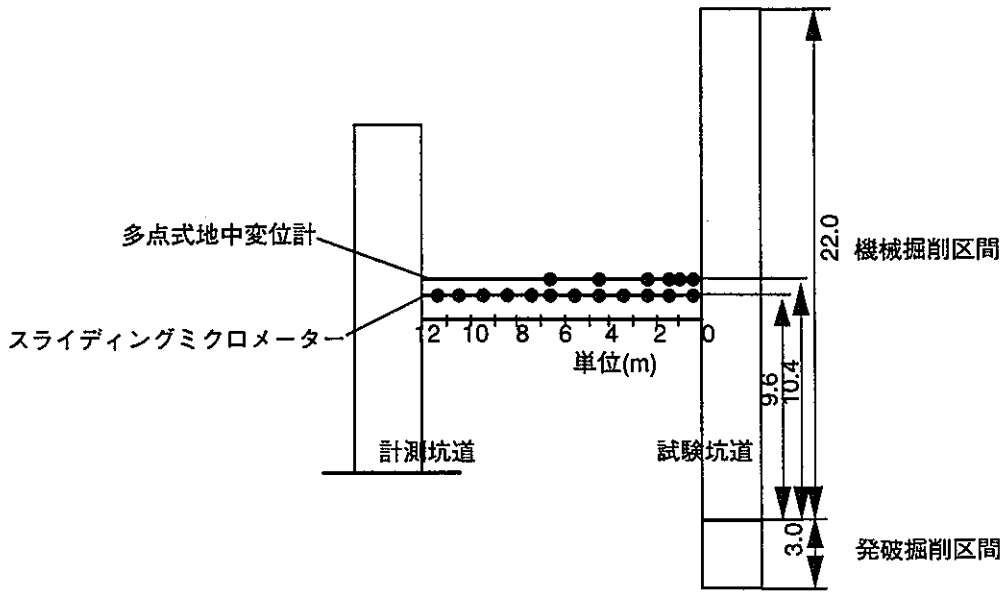
名称	型式	読取精度
地中変位計	EM-150-6M	±0.01mm
デジマチックノギス	DM-15	0.01mm

図－2.2.2.1　多点式地中変位計の概要図



項目	仕様	メーカー
ケーシング	ケーシング内径　最大 75mm 適用範囲　最小116mm	スイス SOL EXPERTS社
プローブ	プローブ基線長　1m 測定範囲　10mm（±5mm） 感度　1mあたり　1/1000mm	スイス SOL EXPERTS社
指示計	測定範囲　±5mm 最小読み取り値　1/1000mm 表示　液晶ディスプレー インターフェース　RS-232C出力 電源　交流100Vまたは直流12V	応用地質(株)製

図－2.2.2.2　スライディングミクロメーターの概要図



図－2.2.3.1　岩盤内変位の測定位置

測定は、以下の合計2回行った。

1回目：1996年（平成8年）8月19日（坑道掘削終了約9ヶ月後）

2回目：1997年（平成9年）2月5日（坑道掘削終了約14ヶ月後）

（2）スライディングミクロメーターによる測定

多点式地中変位計による測定と同時期に、スライディングミクロメーターによりMD-2孔内の12測定点（深度0.5mから1.0m間隔で11.5mまで）で測定を行った。

測定方法を以下に示す（図－2.2.2.2参照）。

①プローブと指示計をケーブルで接続する。

②プローブを孔内に挿入し、差動トランスの電気的安定を待つ（約30分間）。

③較正管を用いて補正係数、0点補正値を得る。

④岩盤内に設置したケーシング内にプローブを挿入し、プローブの前後のメジャリングヘッドを1mおきのメジャリングマークに密着させたときの長さを作動トランスから読み取る。

⑤④の操作を区間の数だけ繰り返し、各区間の長さを測定する。

精度向上のため、1つの測定点について10回程度測定し、測定値の再現性を確認した上で測定値を得た。

測定は、多点式地中変位計による測定と同様に、以下の合計2回行った。

1回目：1996年（平成8年）8月19日（坑道掘削終了約9ヶ月後）

2回目：1997年（平成9年）2月5日（坑道掘削終了約14ヶ月後）

2.2.4 測定結果および考察

平成7年度までの測定データに、今回の測定データを加えて時間と変位の関係を整理した。また、今回の測定データの分布図を、平成7年度の測定データと比較することにより、変位分布の時間に伴う変化を整理した。

これにより、坑道の機械掘削後の時間経過に伴う岩盤変位挙動について考察する。

（1）多点式地中変位計による測定結果

多点式地中変位計による測定結果のうち、経時変化図を図－2.2.4.1に、変位の分布図を図－2.2.4.2に示す。岩盤内変位の初期値は、機械掘削開始（1995年10月16日）の直前（1995年10月13日）に測定したデータである。分布図中の距離は、試験坑道の壁面からの距離である。図－2.2.4.2中の測定日のうち、1995年12月15日と1996年1月12日はそれぞれ、前々回および前回の測定を意味する。また、多点式地中変位計による測定結果から変位速度を求め、表－2.2.4.1に示す。

図－2.2.4.1の経時変化図によれば、坑道掘削終了後も岩盤内変位は漸増していることが分かる。図－2.2.4.2の分布図によれば、6.5m地点で凸状の変位増加が見られる。多点式地中変位計の測定精度を最小読み取り値の10倍とした場合、測定精度は0.1mmとなる。表－2.2.4.1によれば、1.0m地点および6.5m地点での増分変位が最大値0.09mmを示している。増分変位の最大値が測定精度内に収まっていることから、有意な変位の増加はなかったと言える。

表－2.2.4.1によれば、1996年8月19日から1997年2月5日の期間は、すべての測定点で変位速度が1996年1月12日から1996年8月19日の期間よりも減少している。

（2）スライディングミクロメーターによる測定結果

スライディングミクロメーターによる測定結果のうち、経時変化図を図－2.2.4.3に、分布図を図－2.2.4.4に示す。岩盤内変位の初期値は、機械掘削開始（1995年10月16日）の直前（1995年10月13日）に測定したデータである。分布図中の距離は、

試験坑道の壁面からの距離である。図－2.2.4.4中の測定日のうち、1995年12月15日と1996年1月12日はそれぞれ、前々回および前回の測定を意味する。また、スライディングミクロメーターによる測定結果から変位速度を求め、表－2.2.4.2に示す。

図－2.2.4.3の経時変化図によれば、坑道の掘削終了後に岩盤内変位は一旦減少し、その後漸増していることが分かる。図－2.2.4.4によれば、岩盤内変位の分布は、0.5m～4.5mの区間では連続性の良い分布となっているが、5.5m～11.5mの区間では凹凸のある連続性の悪い分布となっている。

スライディングミクロメーターの測定精度を最小読み取り値の10倍とした場合、測定精度は0.01mmとなる。表－2.2.4.2によれば、すべての測定点で測定精度を超える増分値が測定された。また、1996年8月19日から1997年2月5日の期間の変位速度は、1996年1月12日から1996年8月19日の期間の変位速度よりも、7つの測定点において増加している。

（3）多点式地中変位計とスライディングミクロメーターによる測定結果の相違について

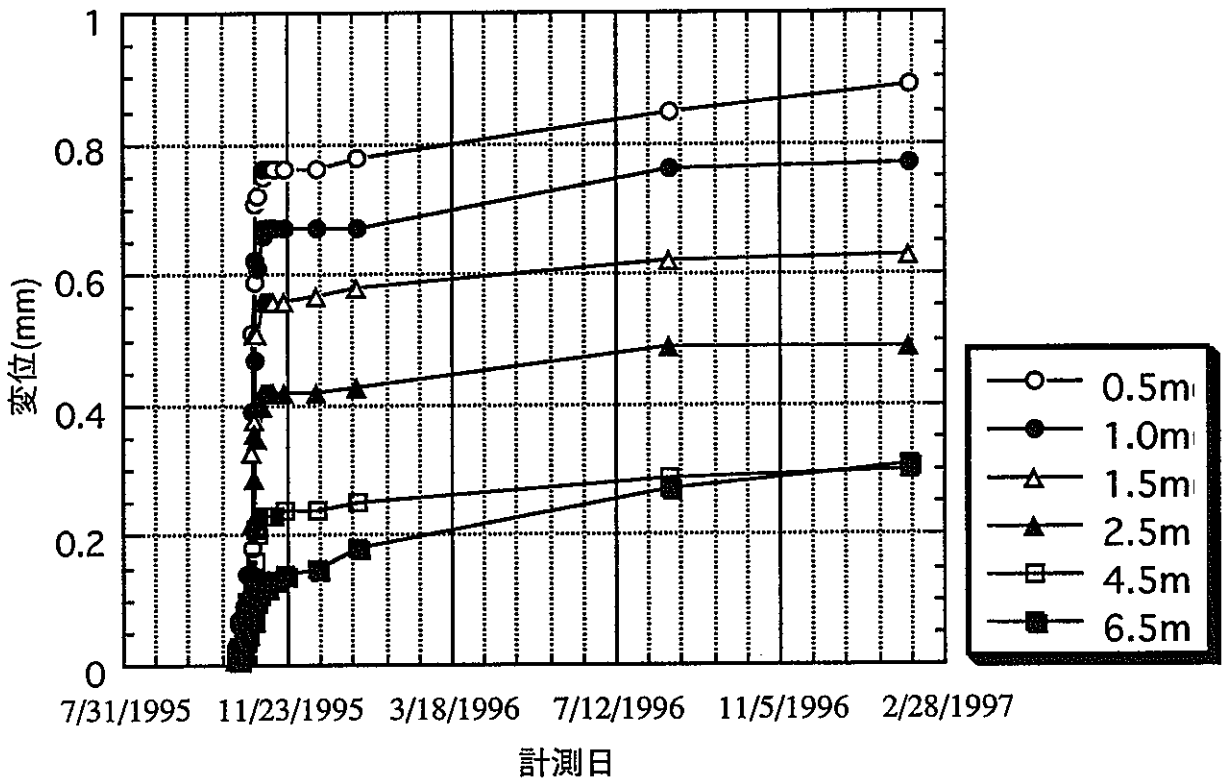
両手法による測定結果の相違を評価する目的で、同じ深度に測定点を設けている。1997年2月5日での多点式地中変位計とスライディングミクロメーターによる測定結果を比較して表－2.2.4.3に示す。また、両手法による岩盤内変位分布のうち、測定日が1995年12月15日のものを図－2.2.4.5に、測定日が1997年2月5日のものを図－2.2.4.6に示す。

表－2.2.4.3によれば、1997年2月5日は、試験坑道に最も近い0.5m地点では、多点式地中変位計による変位量が0.89mmで、スライディングミクロメーターによる変位量がが0.952mmであった。両者には7%程度の違いがある。1.5m、2.5m、4.5m、6.5mと坑道から離れるにしたがい、両者の測定値の相違は、13%、25%、43%、78%のように増加する。このことから、坑道のごく近傍の岩盤内変位については、両者の相違は小さいが、坑道から離れるにしたがい両者の相違が大きくなっている。

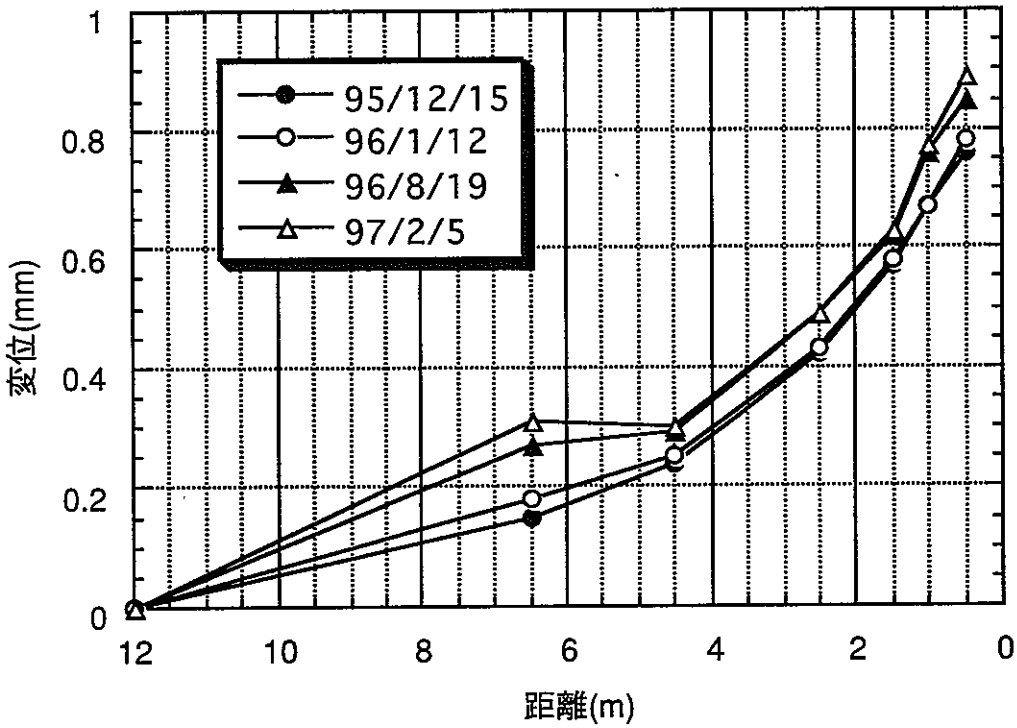
図－2.2.4.5によれば、1995年12月15日の両者の変位量の相違は、壁面から1.5m～4.5mの区間で大きい。また、図－2.2.4.6によれば、1997年2月5日の両者の変位量の相違は、壁面から1.5m～8.5mの区間で大きい。

多点式地中変位計を設置したMD-1孔と、スライディングミクロメーターを設置し

たMD-2孔の地質観察結果を図－2.2.4.7に示す。図中の距離は計測坑道から試験坑道に向かう距離を表す。これによれば、MD-1孔とMD-2孔とで、亀裂分布に顕著な相違はないが、MD-1孔とMD-2孔の岩相は、計測坑道壁面から3～7mまで、すなわち試験坑道壁面から5～9mまでは異なっており、岩盤変位量が異なる原因の１つと考えられる。



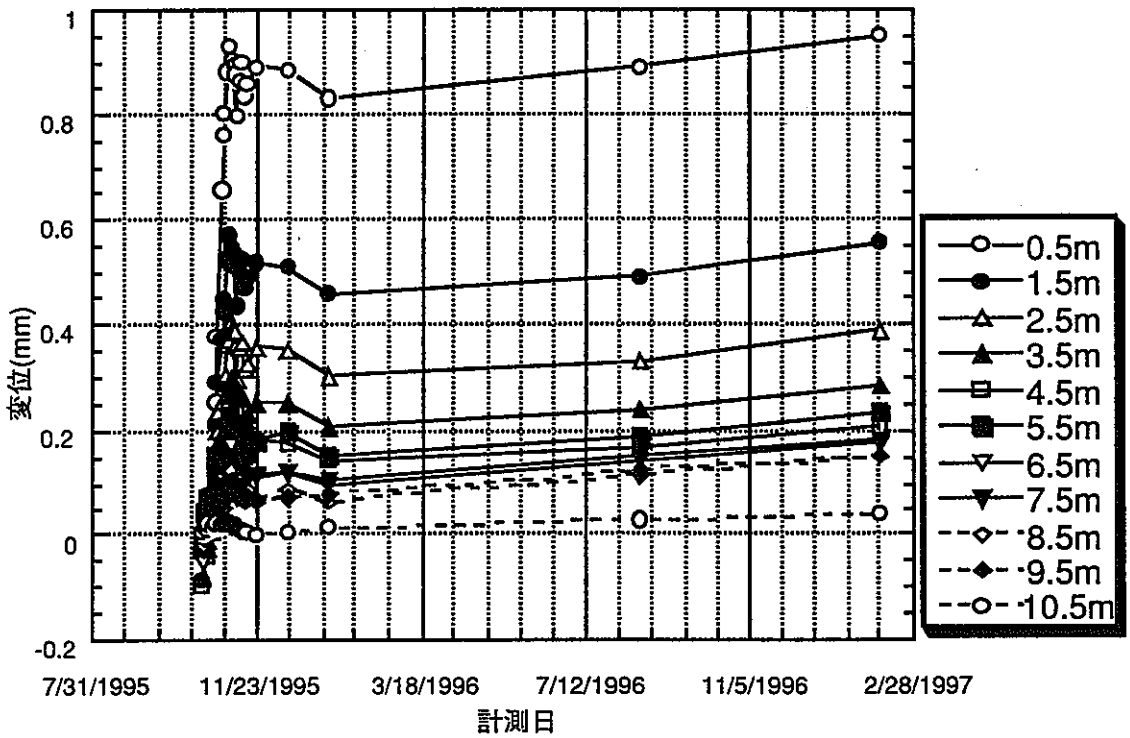
図－2.2.4.1　多点式地中変位計による岩盤内変位の経時変化図



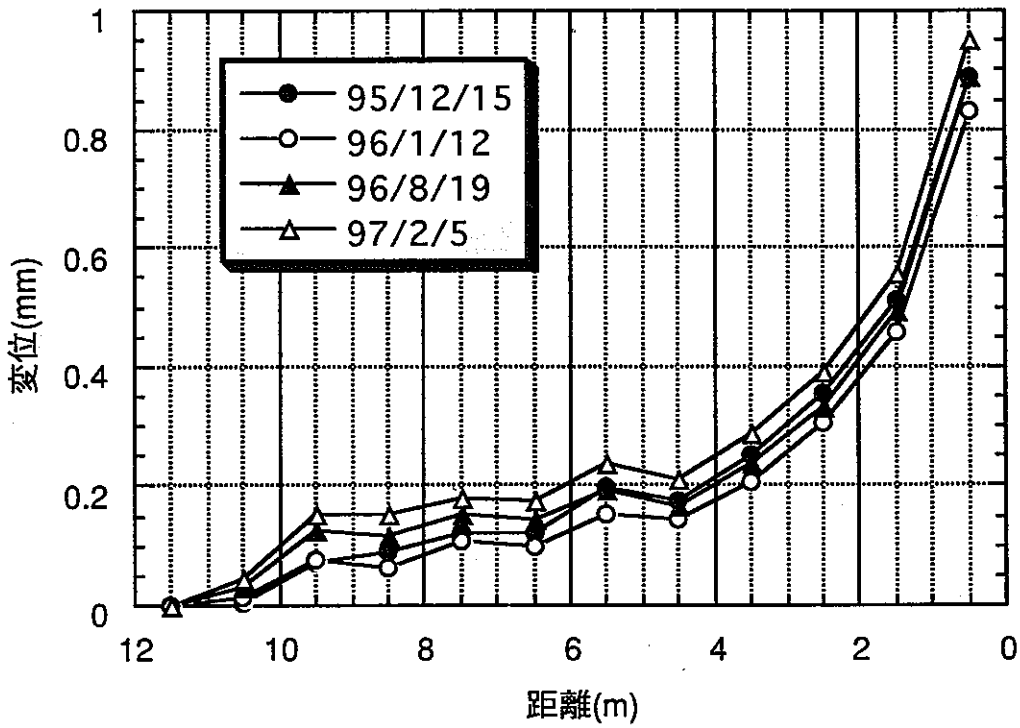
図－2.2.4.2　多点式地中変位計による岩盤内変位の分布図

表－2.2.4.1　多点式地中変位計により得られた変位速度

	測定日			
距離(m)	1995/12/15	1996/1/12	1996/8/19	1997/2/5
0.5	0.76	0.78	0.85	0.89
1.0	0.67	0.67	0.76	0.77
1.5	0.57	0.58	0.62	0.63
2.5	0.42	0.43	0.49	0.49
4.5	0.24	0.25	0.29	0.3
6.5	0.15	0.18	0.27	0.31
		日数増分(day)		
		28	220	170
距離(m)		増分(mm)		
0.5		0.02	0.07	0.04
1.0		0.00	0.09	0.01
1.5		0.01	0.04	0.01
2.5		0.01	0.06	0.00
4.5		0.01	0.04	0.01
6.5		0.03	0.09	0.04
距離(m)		変位速度(mm/day)		
0.5		7.14E-04	3.18E-04	2.35E-04
1.0		0.00E+00	4.09E-04	5.88E-05
1.5		3.57E-04	1.82E-04	5.88E-05
2.5		3.57E-04	2.73E-04	0.00E+00
4.5		3.57E-04	1.82E-04	5.88E-05
6.5		1.07E-03	4.09E-04	2.35E-04



図－2.2.4.3　スライディングミクロメーターによる岩盤内変位の経時変化図



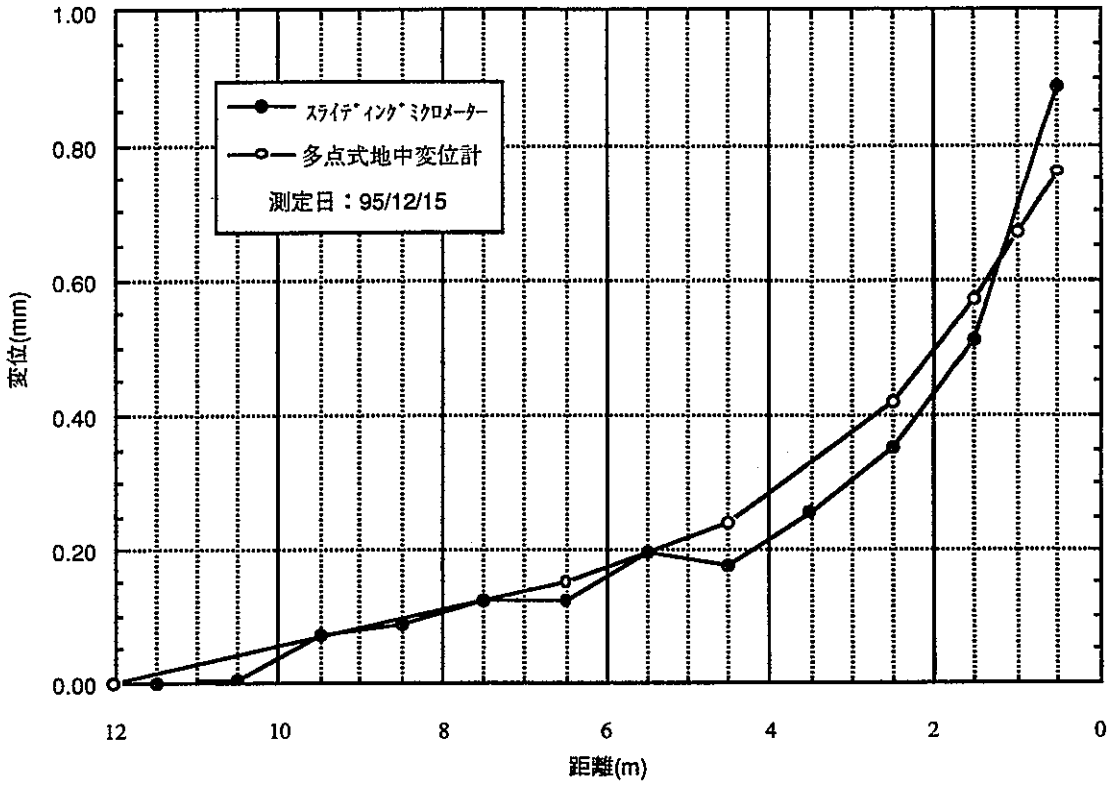
図－2.2.4.4　スライディングミクロメーターによる岩盤内変位の分布図

表－2.2.4.2　ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰにより得られた変位速度

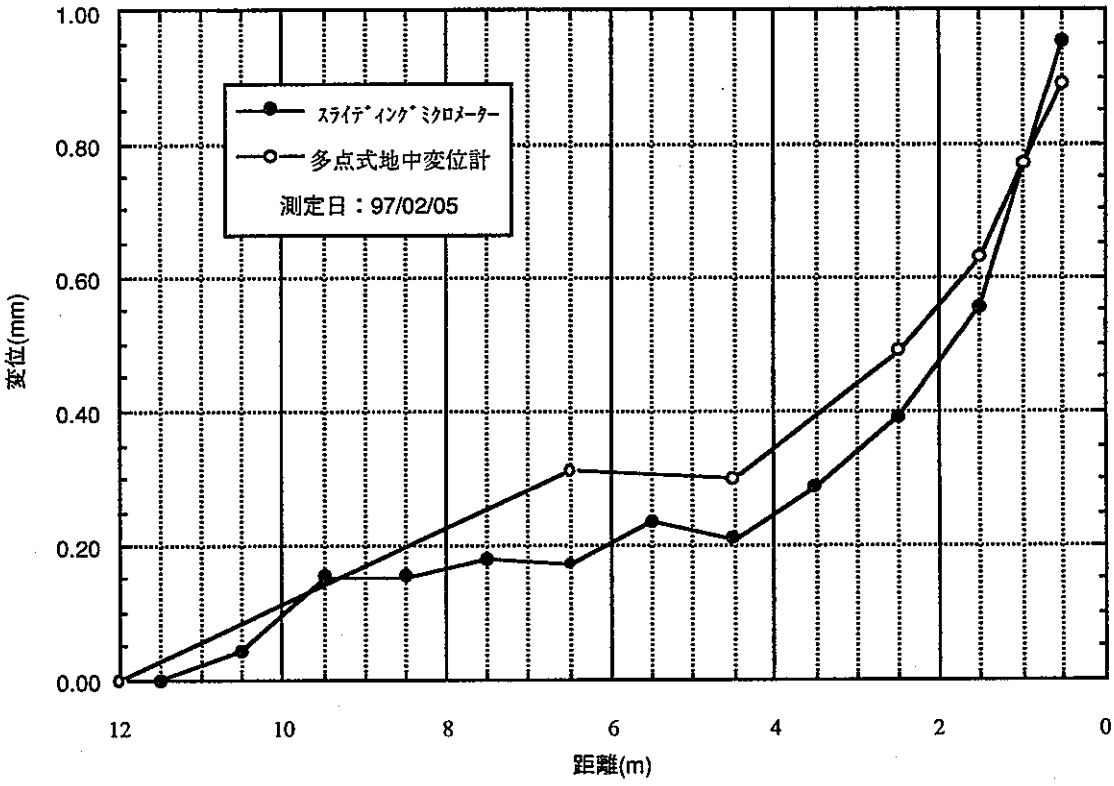
	測定日			
距離(m)	1995/12/15	1996/1/12	1996/8/19	1997/2/5
0.5	0.886	0.830	0.889	0.952
1.5	0.510	0.458	0.492	0.557
2.5	0.353	0.305	0.333	0.392
3.5	0.253	0.208	0.239	0.287
4.5	0.175	0.144	0.168	0.210
5.5	0.197	0.154	0.191	0.236
6.5	0.123	0.100	0.142	0.174
7.5	0.122	0.107	0.151	0.179
8.5	0.088	0.064	0.117	0.153
9.5	0.073	0.078	0.127	0.155
10.5	0.006	0.014	0.031	0.045
		日数増分(day)		
		28	220	170
距離(m)		増分(mm)		
0.5		-0.056	0.059	0.063
1.5		-0.052	0.034	0.065
2.5		-0.048	0.028	0.059
3.5		-0.045	0.031	0.048
4.5		-0.031	0.024	0.042
5.5		-0.043	0.037	0.045
6.5		-0.023	0.042	0.032
7.5		-0.015	0.044	0.028
8.5		-0.024	0.053	0.036
9.5		0.005	0.049	0.028
10.5		0.008	0.017	0.014
距離(m)		変位速度(mm/day)		
0.5		-2.00E-03	2.68E-04	3.71E-04
1.5		-1.86E-03	1.55E-04	3.82E-04
2.5		-1.71E-03	1.27E-04	3.47E-04
3.5		-1.61E-03	1.41E-04	2.82E-04
4.5		-1.11E-03	1.09E-04	2.47E-04
5.5		-1.54E-03	1.68E-04	2.65E-04
6.5		-8.21E-04	1.91E-04	1.88E-04
7.5		-5.36E-04	2.00E-04	1.65E-04
8.5		-8.57E-04	2.41E-04	2.12E-04
9.5		1.79E-04	2.23E-04	1.65E-04
10.5		2.86E-04	7.73E-05	8.24E-05

表－2.2.4.3　多点式地中変位計とスライディングミクロメーターによる測定結果の相違（測定日：1997/2/5）

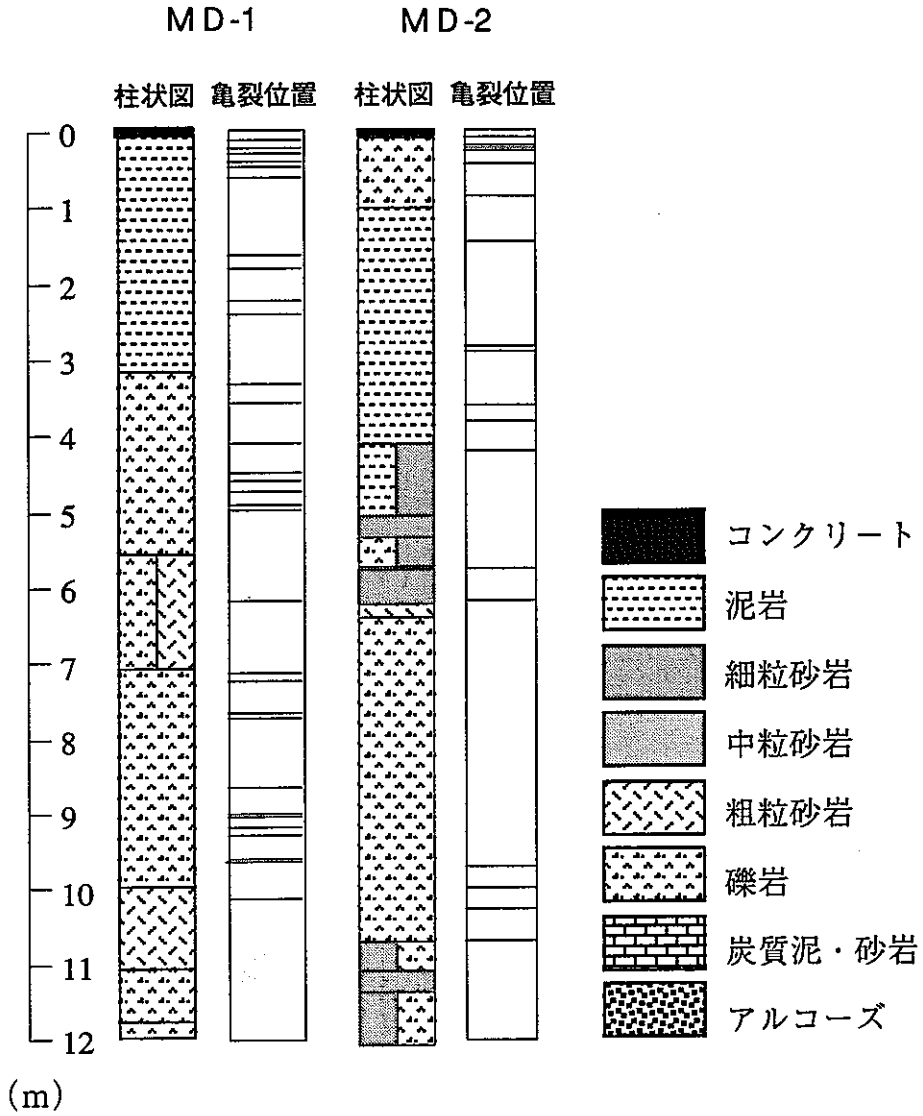
距離 (m)	多点式地中変位計 (mm)	スライディングミクロメーター (mm)
0.5	0.89	0.952
1.0	0.77	
1.5	0.63	0.557
2.5	0.49	0.392
3.5		0.287
4.5	0.30	0.210
5.5		0.236
6.5	0.31	0.174
7.5		0.179
8.5		0.153
9.5		0.155
10.5		0.045



図－2.2.4.5　両測定法による岩盤内変位分布（測定日：1995年12月15日）



図－2.2.4.6　両測定法による岩盤内変位分布（測定日：1997年2月5日）



図－2.2.4.7　岩盤内変位測定孔の地質観察結果

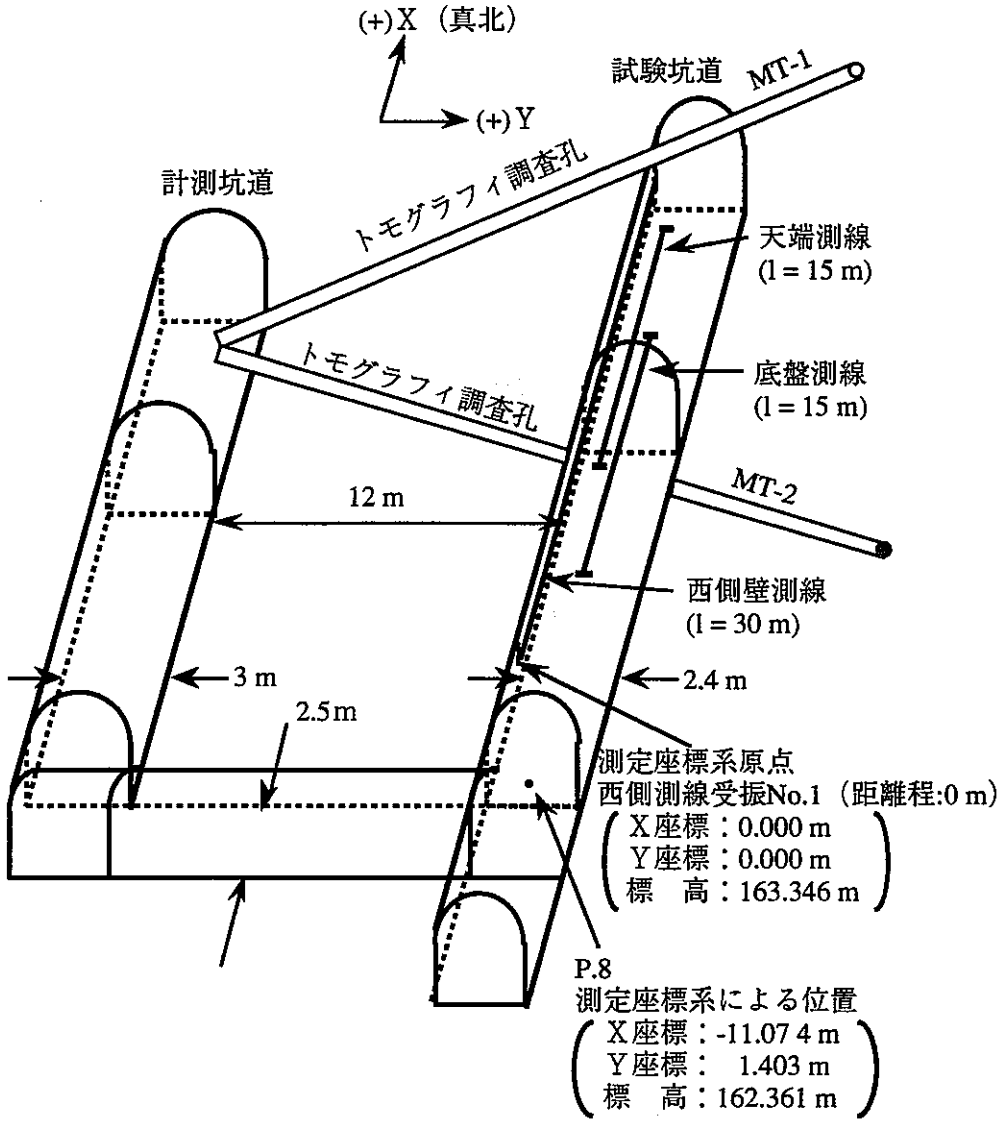
(MD-1:多点式地中変位計、MD-2:ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰ)

2.3 屈折法弾性波探査

2.3.1 目的

屈折法弾性波探査は、対象地盤の表面に測線を設定し、測線上に適当な間隔で起振点、受振点を配置し、弾性波の初動走時を測定することにより測線下の代表的な弾性波速度とその層厚を求める技術である。

本調査は、機械掘削による影響評価試験の事後調査及び事後解析研究として、平成８年９月１７日～９月２０日に、北延ＮＡＴＭ坑道内（図－2.3.1.1）において、坑道掘削に伴う影響領域を、屈折法弾性波探査により弾性波（Ｐ波）速度の変化する領域として把握することを目的として実施した。

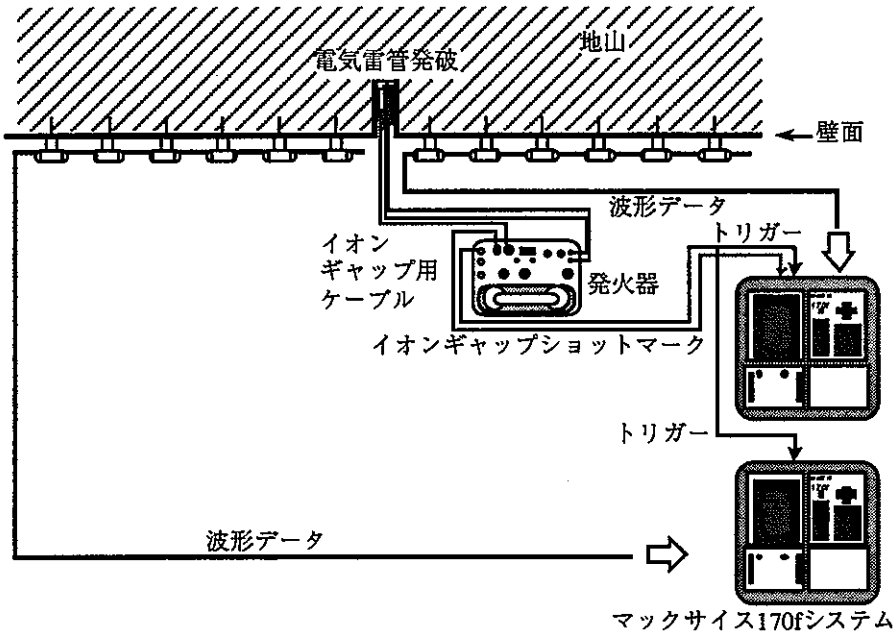


図－2.3.1.1　北延ＮＡＴＭ試験坑道内における測定位置

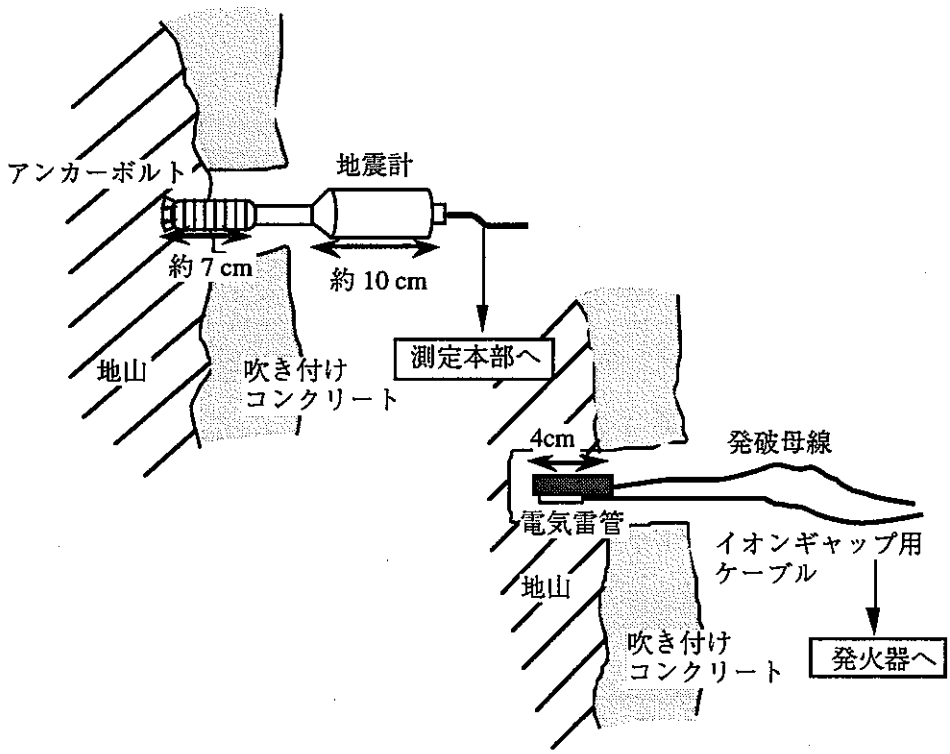
2.3.2 測定概要

（1）データ取得法

本測定で用いた測定装置の概要を図－2.3.2.1 に示す。また、その仕様を表－2.3.2.1 に示す。図－2.3.2.2 に、地震計設置概要および起振方法の概略を示す。



図－2.3.2.1　弾性波探査屈折法における測定機器概要



図－2.3.2.2　地震計設置概要および起振方法概略

表－2.3.2.1　測定機器仕様

名　称	型　番	仕　様	数量	製作会社名
データ 収録装置	McSEIS-170f	プリアンプ及びフィルタ 利得:34dB 周波数帯域:5～4000Hz ノッチ:標準60Hz ﾛｰｶｯﾄ:5,30Hz ﾊｲｶｯﾄ:62,250,1000,4000Hz ＩＦＰ及びＡ／Ｄ IFP利得:0,12,24,36,48dB A/Dｺﾝﾊﾞｰﾀ:12ﾋﾞｯﾄ(±5V FS) ﾀﾞｲﾅﾐｯｸﾚﾝｼﾞ:10ﾋﾞｯﾄ相当 ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞﾚﾝｼﾞ:25,50,100,200, 500,1000,200,5000 μsec ﾒﾓﾘｻｲｽﾞ:2048ﾜｰﾄﾞ×32ﾋﾞｯﾄ/ch システム 成分表:24CH ﾌﾛｯﾋﾟｰﾃﾞｨｽｸ:3.5ｲﾝﾁMS-DOS ７２０ｋ，１．２３Ｍ，１．４４Ｍ ﾃﾞｨｽﾌﾟﾚｲ:5.5ｲﾝﾁCRT ﾌﾟﾛｯﾀ:感熱式110mm幅　7ﾄﾞｯﾄ/mm ﾃﾞｰﾀ処理機能:ﾃﾞｼﾞﾀﾙﾛｰｶｯﾄﾌｨﾙﾀ(1段) ﾃﾞｼﾞﾀﾙﾊｲｶｯﾄﾌｨﾙﾀ(4段) ﾉｰﾏﾗｲｽﾞ,AGC	２式	応用地質 (株)
地　震　計	McSEIS-122H	固有周波数：28Hz コイル抵抗：215Ω 上下動速度型ジオフォン	24個	同上
テイクアウトケーブル	Model-1416	ジオフォン端子：12個 端子間隔：5m	２巻	同上
発　火　器	ｻｲｽﾐｯｸ・ｽﾀｰﾀｰ Ｍｏｄｅｌ-１３４０	発火電圧：150V ショットマーク回路内蔵 電話線回路内蔵、ﾊﾝﾄﾞｾｯﾄ付	1台	同上
そ　の　他		バッテリー、発破母線	1式	—

図－2.3.2.1 に示したように、測定機器では、発火器からのトリガー信号でデータ収録を開始するが、時間精度向上のため、プレトリガーを働かせ、イオンギャップ法による信号を波形記録とともに収録した。A／D変換のサンプリング間隔は 0.025 msecとし、各チャンネルとも2,048サンプリングデータ（時間にして 51.2 msec 分）の波形記録を収録した。実際の現場測定では、1回の起振ごとにディスプレイあるいはプリンターに出力し、目視により波形記録の良否を判定を行って、良好なものをフロッピーディスクに収録した。

（2）地震計設置概要および起振方法

図－2.3.2.2 に地震計設置概要および起振方法概略を示す。試験坑道壁面（天端および両側壁）には、厚さ 7 cm 程度の吹き付けモルタルが施工されていることから、このモルタルの影響を受けないようにするため、受振・起振点の設置は以下のとおりとした。受振点では、吹き付けモルタル面に ϕ 30 mm 程度の穴をあけて地山面を出した後、地山にアンカーボルトを打ち込み、これに地震計を固定した。底盤部は浮石を取り除き、地山を出して上記の作業を行った。起振点では、ハンマードリルで地山に深さ 5～6 cm 程度の穴をあけ、その穴に電気雷管を装填し、起振した。

（3）測線

測線位置は、図－2.3.1.1 に示したとおり、坑道の底盤（測線長：15 m）、天端（測線長：15 m）および西側壁（測線長：30 m）である。各測線とも坑道入口側に起点を、切羽側に終点を設けた。表－2.3.2.2 に測線概要を示す。

表－2.3.2.2　測線概要

測線名	測線長	起振間隔	起振点数	受振間隔	受振点数
底盤	15m	5m	6点	25cm	61点
天端	15m	5m	6点	25cm	61点
西側壁	30m	5m	8点	25cm	121点
合計	60m	－	22点	－	243点

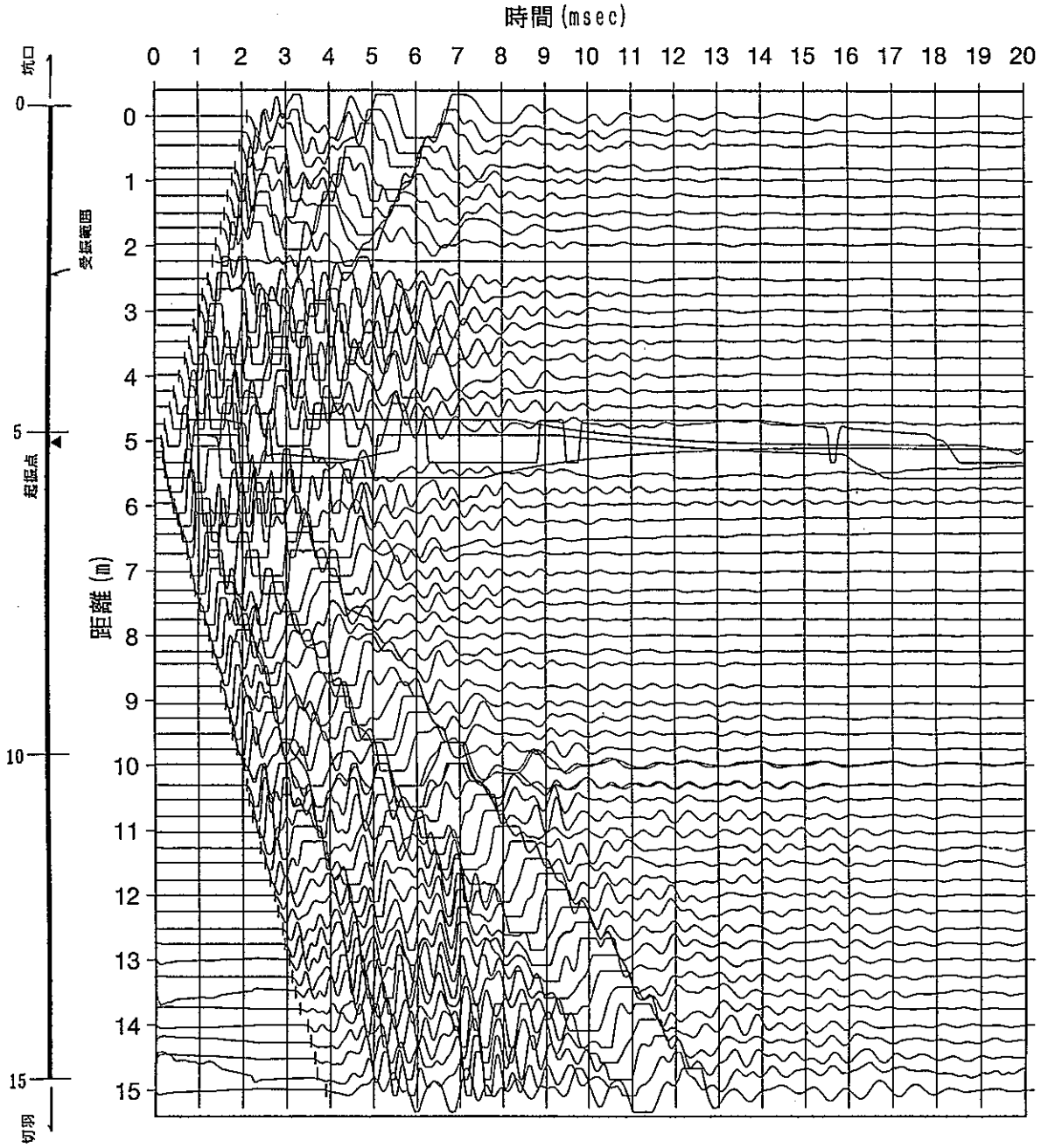
座標は、西側壁測線の0m地点を原点とし、坑道方向（北向きを＋）をX、坑道半径方向（東向きを＋）をYとした座標系である。受振点は原則として25cm間隔で配置し、起振点間隔は5mとした。

各測線の測定点位置の座標は、添付書類の「屈折法－測定点座標一覧」に示す。

（4）測定波形例

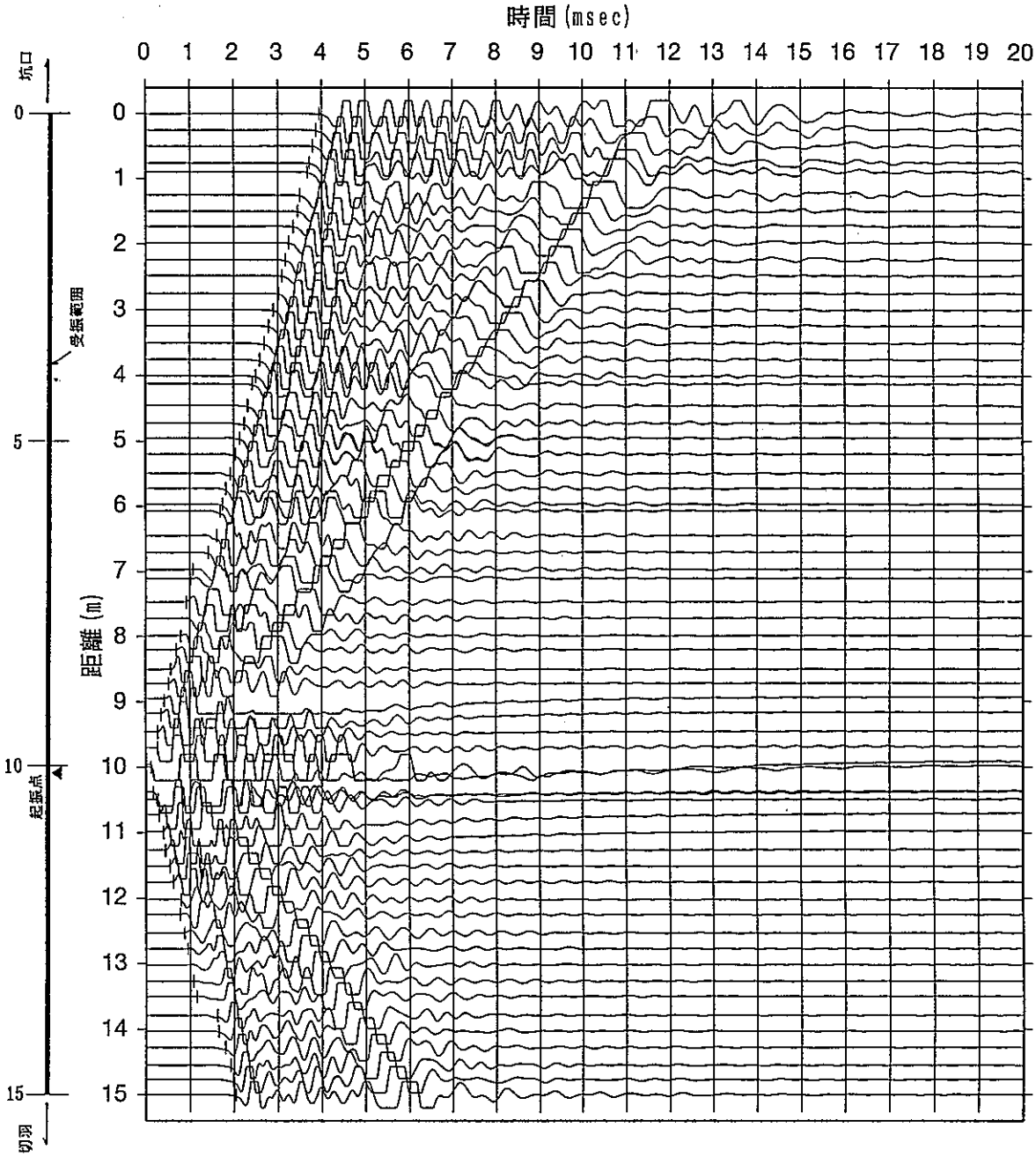
図－2.3.2.3～図－2.3.2.4に測定で得られた波形記録例を示す。これらの波形記録は、前節でも述べたように、フロッピーディスクから計算機にデータを取り込み、振幅調整後プロッターで出力したものである。図に示すように、起振は10m間の往復走時が得られるように行っている。図の左端には受振範囲および起振点の位置関係を示す。また、波形トレース上に初動読取位置を「｜」で示す。2.3.4節で詳しく述べるが、地震計のセンス（電圧の正負）は下からの押し波入射に対して地震計内のコイルが（上方に移動する）電磁石に対して相対的に下方に動いたことになり、ダウンセンス（電圧が負）で応答する。火薬震源の場合、震源近傍では押し波となっているので、特別な場合を除いて多くの場合、地震気象（波形記録）における初動はダウンセンス（下向き）となる。

当初の計画では、既往の調査結果より、地山および掘削影響領域の弾性波速度と掘削影響の範囲を想定し、測線を5m毎に区切り、その両端で起振を行い観測し、5m間の往復走時を順次移動しながら全測線にわたる測定を行うこととした。しかしながら、想定よりも掘削影響領域が大きい場合には、5m間の両端の起振記録のみでは、地山の速度値と掘削影響範囲の解析ができなくなる可能性も考えられた。そこで、実際の測定では、5m、10m間の両方の往復走時を観測するものとし、起振回数を当初予定よりも増やして測定を行った。



図－2.3.2.3　屈折法弾性波探査／波形記録例

（底盤、起振点：5.12m、受振点：0～15m、および初動読取位置）



図－2.3.2.4　屈折法弾性波探査／波形記録例

（天端、起振点：10.17m、受振点：0～15m、および初動読取位置）

2.3.3 測定結果および考察

（1）初動検索

読み取った初動は、底盤における測線の波形記録によれば、全てダウンセンスとして観測されている。今回使用したシステムでは、地震計の下方より弾性波動が入射した場合には、ダウンセンスとして表示される。直接波であっても、起振点が地山表面より約5cmの深さであり、地震計への入射はやや下方からとなる。したがって、これら初動は坑道壁面表層の掘削影響領域を伝播した波動、もしくは、掘削影響領域とその下部の地山との境界で屈折し、伝播した波動（屈折波）であることがわかる。

一方、天端および西側壁測線の波形記録では、起振点近傍の1～4m付近は受振された初動がアップセンスとして観測されているものがある。これらは、地山の表層よりも坑道表面に施工されている吹き付けコンクリートの弾性波速度が大きいために、地山面と吹き付けコンクリートとの境界で屈折、伝播し、地震計に対して上方より入射した波動と考えられる。しかし、起振点より5m程度以上離れた受振点においては、初動がダウンセンスとして観測されている。これは、吹き付けコンクリートの厚さが数cmと薄く、吹き付けコンクリートを伝播する波動のエネルギーが小さいため、遠方では初動として確認されず、地山中を伝播した波動が初動として観測されたためと考えられる。このように、起振点近傍の初動がアップセンスとして観測されているデータについては、地山中を伝播した波動と、吹き付けコンクリートを伝播した波動が重なり合っているものと考える必要がある。

以上のことから、天端および西側壁測線の初動走時の読み取りは、以下の要領で行った。

- 起振点のごく近傍（起振点から約1mまでの間）および5m程度以上離れた受振点でダウンセンスの波形として観測されているものについては、波形のダウンの部分を初動として読み取った。
- 起振点から1～4m付近の受振点でアップセンスの波形として観測されているものについては、アップセンスの立ち上がりの部分を初動として読み取った。ただし、これらのうち、起振点より5m以上離れた受振点でのダウンセンスの位相の連続性から地山からの屈折波による波形と判断されるものについては、その位相のダウンとなる部分を初動として読み取った。

以上のＰ波初動走時の読み取りは、計算機に取り込んだ波形記録をディスプレイ上に振幅を拡大表示させて行った。全波形データを資料集の「屈折法－全波形データ一覧」に示す。初動読取位置は波形トレース上に「｜」で示す。

（２）解析方法

解析は、次のような手順で行った。

① 初動走時読み取りと走時曲線プロット

測定によって得られた波形記録から初動走時を 0.025 msec（サンプリング間隔）単位で読み取り、縦軸に時間、横軸に距離をとって走時曲線をプロットする。

② 走時曲線の完成

①でプロットした“ナマ”の走時曲線は、起振点の条件の相違、各種の誤差等のため理論と矛盾していることが多い。そこで、次の条件を満たすよう走時曲線を逐次調整して完成させる。

ａ．往復走時の一致：伝播経路が同じ場合は往復走時は一致する。

ｂ．原点走時の一致：起振点で両側からの走時の切片が一致する。

ｃ．走時の平行性：同じ層を伝播すれば走時曲線は平行となる。

ｄ．走時の凹凸性：走時曲線から明らかな不適当な初動読取を修正する。

③ 速度走時曲線（Ｔ´曲線）

完成した走時曲線には、主に表面の形状や表面付近の低速度層の不均質さを反映して凹凸が見られる。そこで萩原の方法によって、この影響を取り除いた速度走時曲線（Ｔ´曲線）を作成する。このＴ´曲線は、理論的には直線となり、この傾きは下層の速度値を示す。ここで、走時曲線とＴ´曲線の差を深度走時という。Ｔ´曲線の作成方法や層厚の計算方法などの解析の詳細については、資料集「屈折法－『萩原の方法』」にその概要を示した。

④ 断面作成

前段階で各受振点での深度走時が判明する。これは、各受振点での速度層の層厚と関係する時間量である。また、表面の速度層の速度は各起振点付近の走時曲線から求める。以上のようにして求められた表層の速度値と深度走時を用いて層厚は下式（萩原の方法の(c)式）により求められる：

$$h = \frac{V \cdot t}{\cos i} \qquad \left(\sin i = \frac{(\text{表層速度})}{(\text{下層速度})} \right)$$

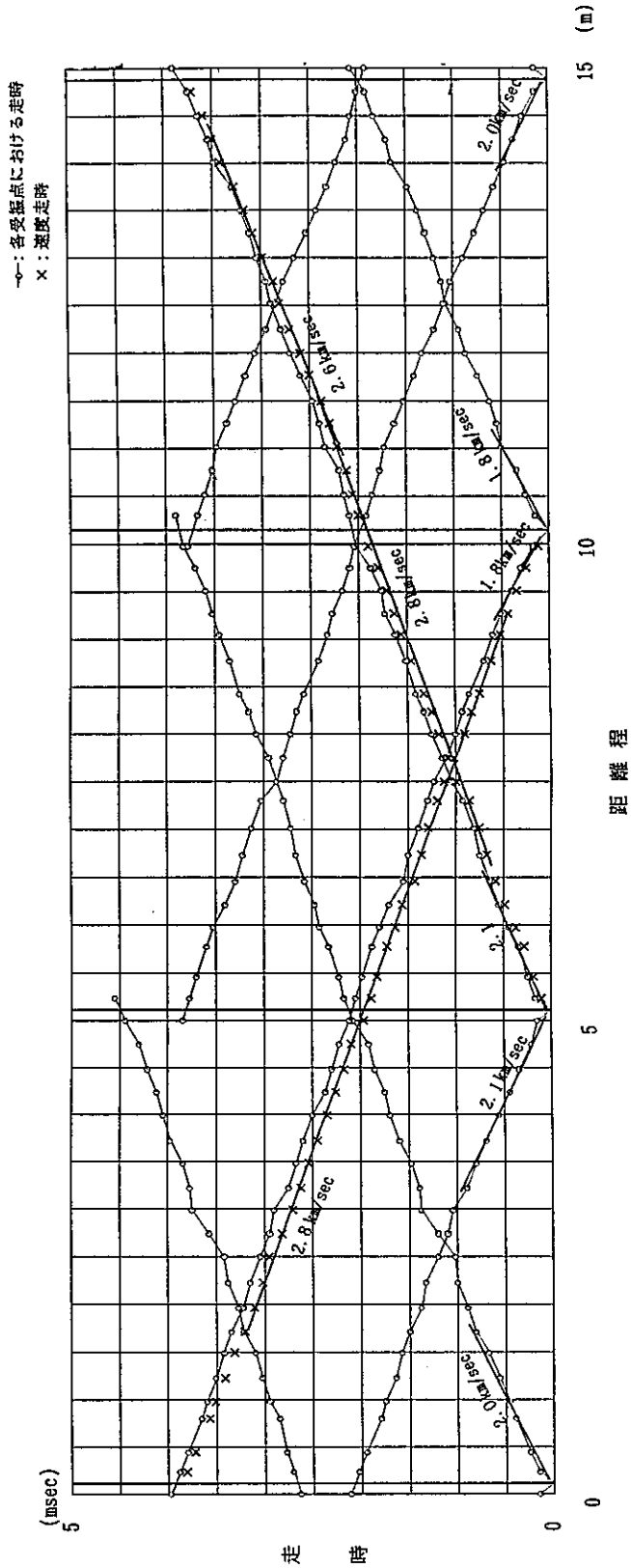
ここで、hは層厚、Vは表層の速度値およびtは深度走時である。しかし、得られた断面は、萩原の方法の適用限界に起因して誤差を含んでいる。したがって、得られた断面については弾性波の波線を描き、走時を計算して、走時曲線と合致するように断面を逐次修正する。

（3）解析結果

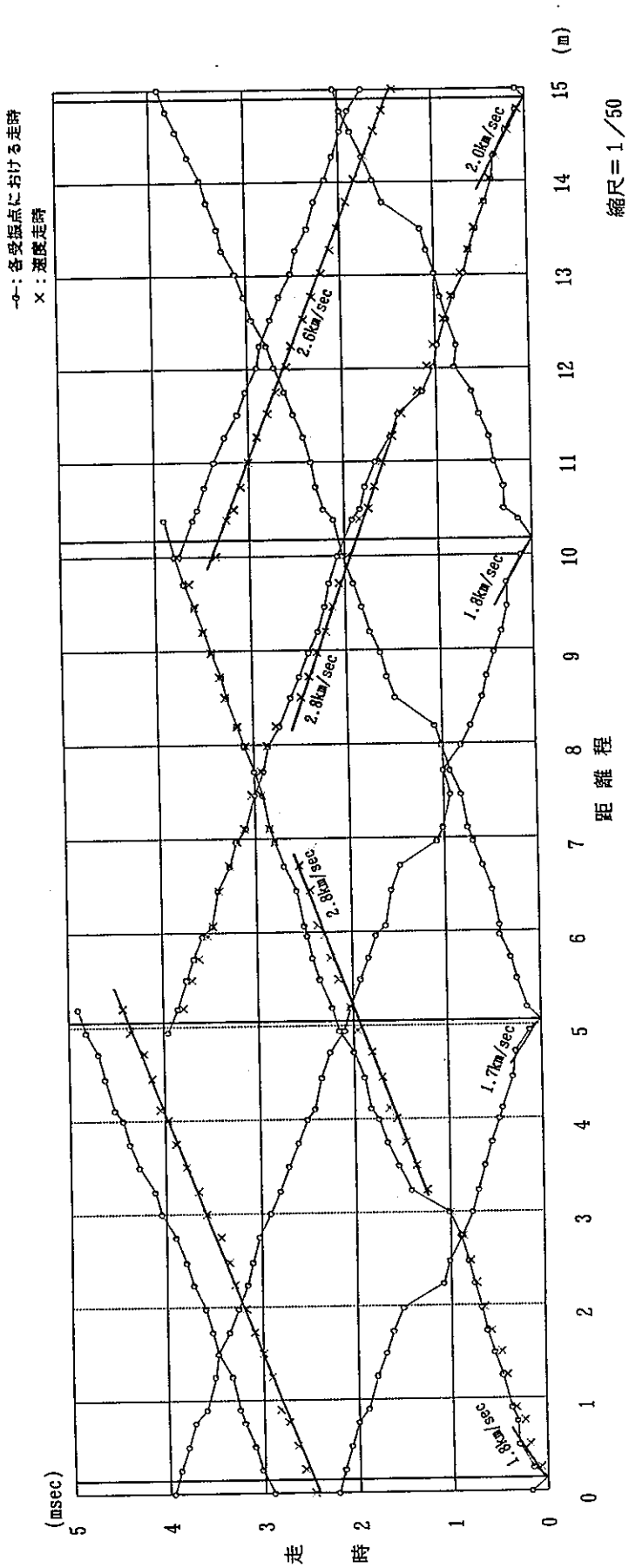
図－2.3.3.1～図－2.3.3.3 に、走時曲線（図中○印）とT´曲線（図中×印）を示す。（1）で述べたように、天端および西側壁測線の波形記録では吹き付けコンクリートの影響を受けた部分があった。故に、T´曲線より速度を決定する際には、その範囲を除いて行った。図から各測線とも概略の速度層構成は、表面付近の低速度の層とその深部のより高速度の層の２層構造であることがわかる。図－2.3.3.4～図－2.3.3.6 に解析結果図を、表－2.3.3.1 に速度層の構成を一覧にして示す。

表－2.3.3.1　屈折法弾性波探査結果一覧表

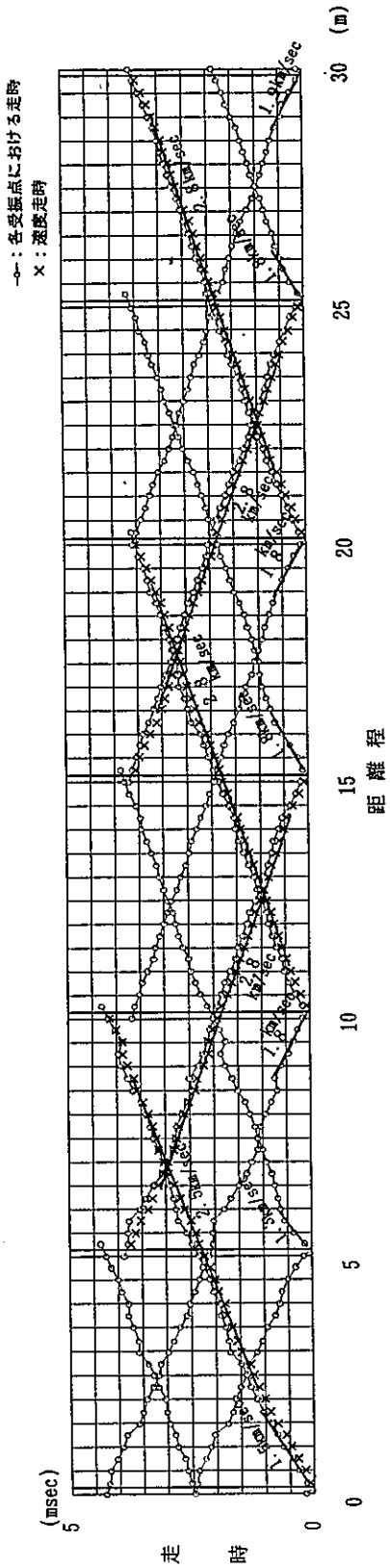
層名	項目	底盤測線	天端測線	西壁面測線
第１速度層	速度 (km/sec)	1.8～2.1	1.7～2.0	1.3～1.9
(表層)	層厚　(cm)	10 ～55	10～50	10～70
第２速度層	速度 (km/sec)	2.6～2.8	2.6～2.8	2.5～2.8



図－2.3.3.1　底盤における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定



図－2.3.3.2　天端における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定



図－2.3.3.3　側壁における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定

各測線ごとの解析結果について以下に述べる。

・底盤測線

図－2.3.3.4 に示すように、表層の速度値は 1.8～2.1 km/secであり、厚さは距離程0～7m付近までが50cm程度であるが、7～15 m までは 10～20 cm 程度とやや薄めとなっている。深部の速度値は距離程 0～11 m 付近までが 2.8 km/secであるが、それ以降 15 m までは 2.6 km/sec とやや低くなっている。

・天端測線

図－2.3.3.5 に示すように、表層の速度値は 1.7～2.0 km/sec であり、厚さは距離程 0～7 m 付近までが 50 cm 程度であるが、以降 15 m までは 10～30 cm 程度とやや薄めとなっている。この傾向は、底盤測線と同様の傾向である。深部の速度値は距離程 6～11 m 付近までが 2.8 km/sec であるが、それ以降が 2.6 km/sec とやや低くなっている。

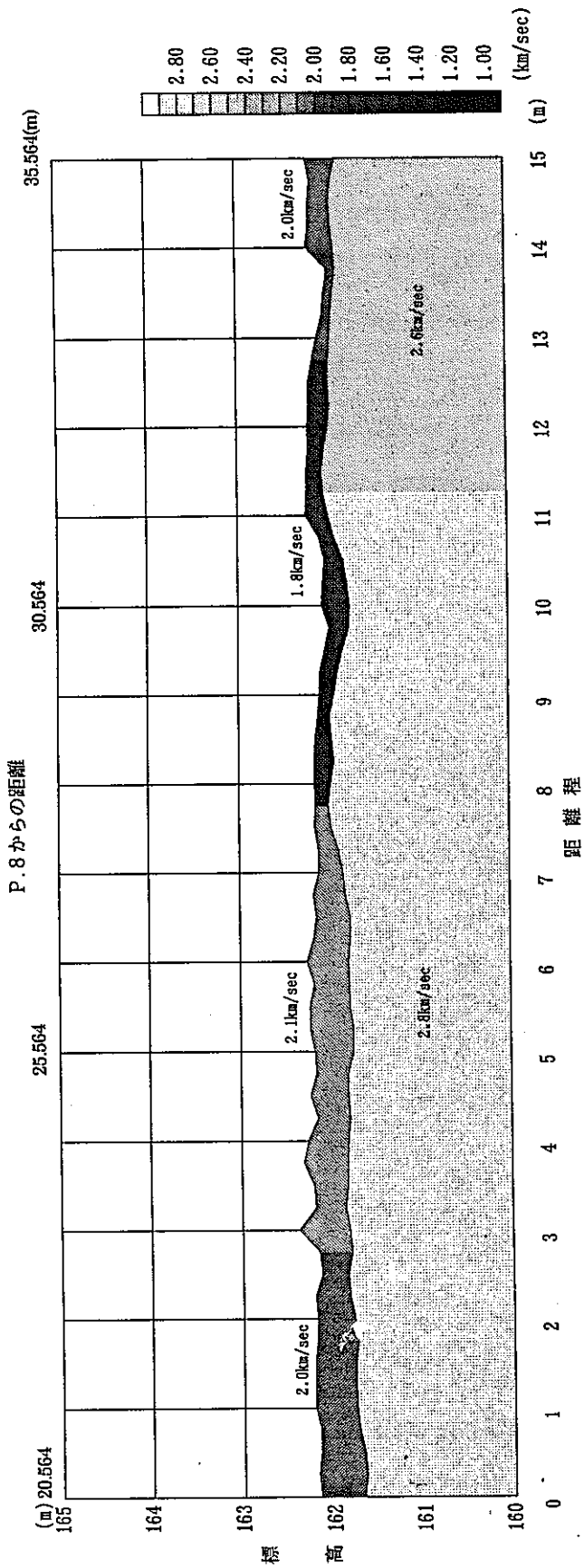
・西側壁測線

図－2.3.3.6 に示すように、表層の速度値は距離程 0～8 m 付近までが 1.3～1.5 km/sec、それ以降 30 m までは 1.8～1.9 km/sec とやや高くなっている。層厚は距離程 0～2 m 付近までが40～70 cm 程度であるが、以降 30 m までは 10～30 cm 程度とやや薄めとなっている。深部の速度値は距離程 0～8 m 付近までが 2.5 km/sec であるが、それ以降が 2.8 km/sec とやや高くなっている。

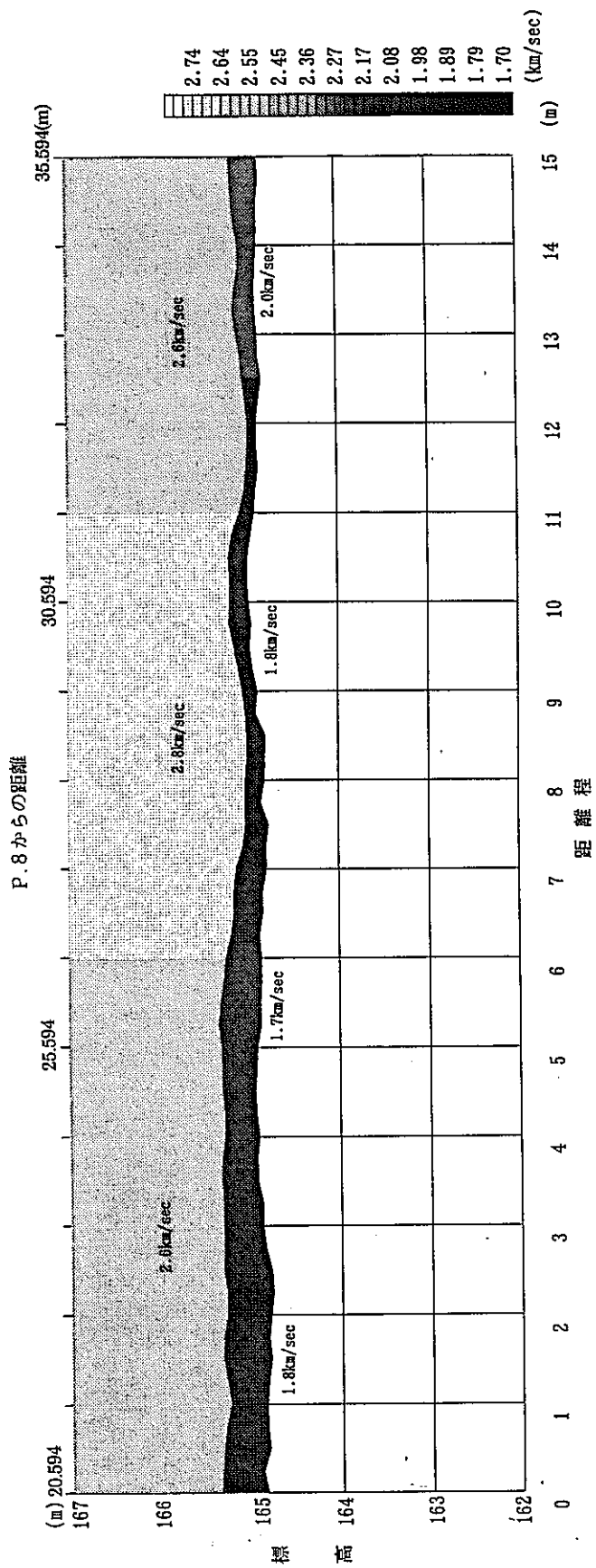
なお、参考までに解析された速度層断面（図－2.3.3.4～図－2.3.3.6）をモデルとして、ホイヘンスの原理に基づき、計算機によって理論的な初動走時（原理走時）を計算した結果を図－2.3.3.7～図－2.3.3.9 に示す。図から明らかなように、理論走時は観測走時をほぼ再現していると考えられる。

（4）壁面観察結果との対比

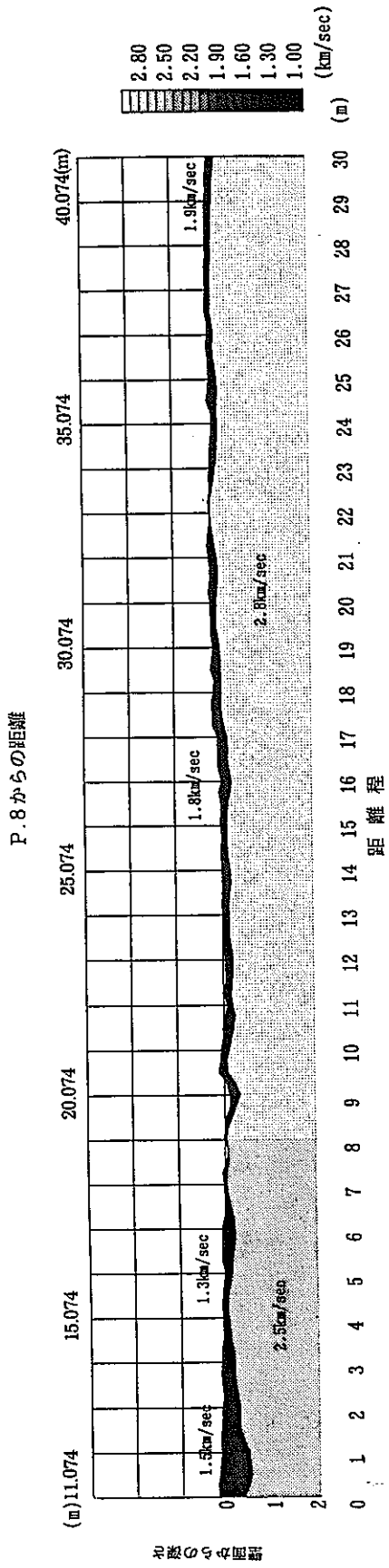
図－2.3.3.10 に坑道の壁面観察結果と各測線の結果とを対比させて示す。ただし、距離程0～5m間については観察結果は欠落している。図に示すように、壁面は粗粒砂岩を主体とし、所々に細粒砂岩を挟んでいる状況である。弾性波探査の側壁測線位置は、ほとんどが粗粒砂岩位置に配置され、細粒砂岩部はわずかである（底盤については観察結果なし）。また、解析された表層の分布状況は、機械掘削区間に比べて、発破掘削区間でやや速度が低く、層厚も厚いという傾向がある。



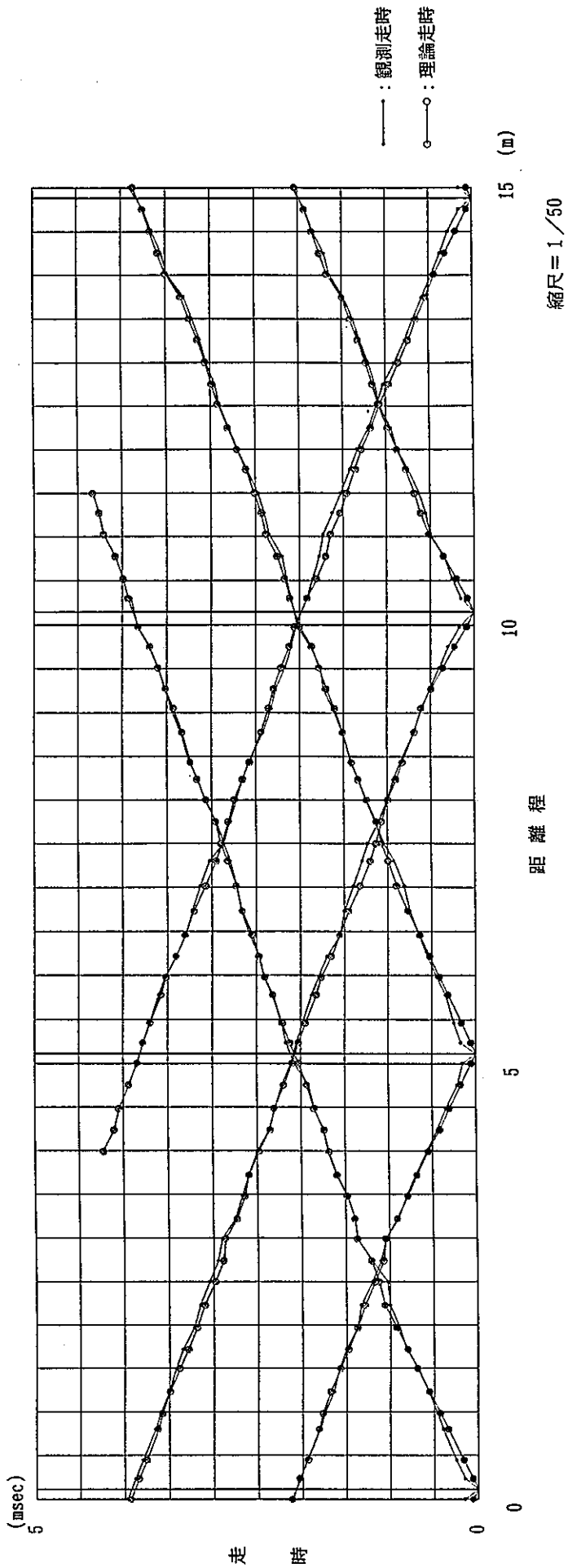
図－2.3.3.4　底盤における屈折法弾性波探査／解析結果図



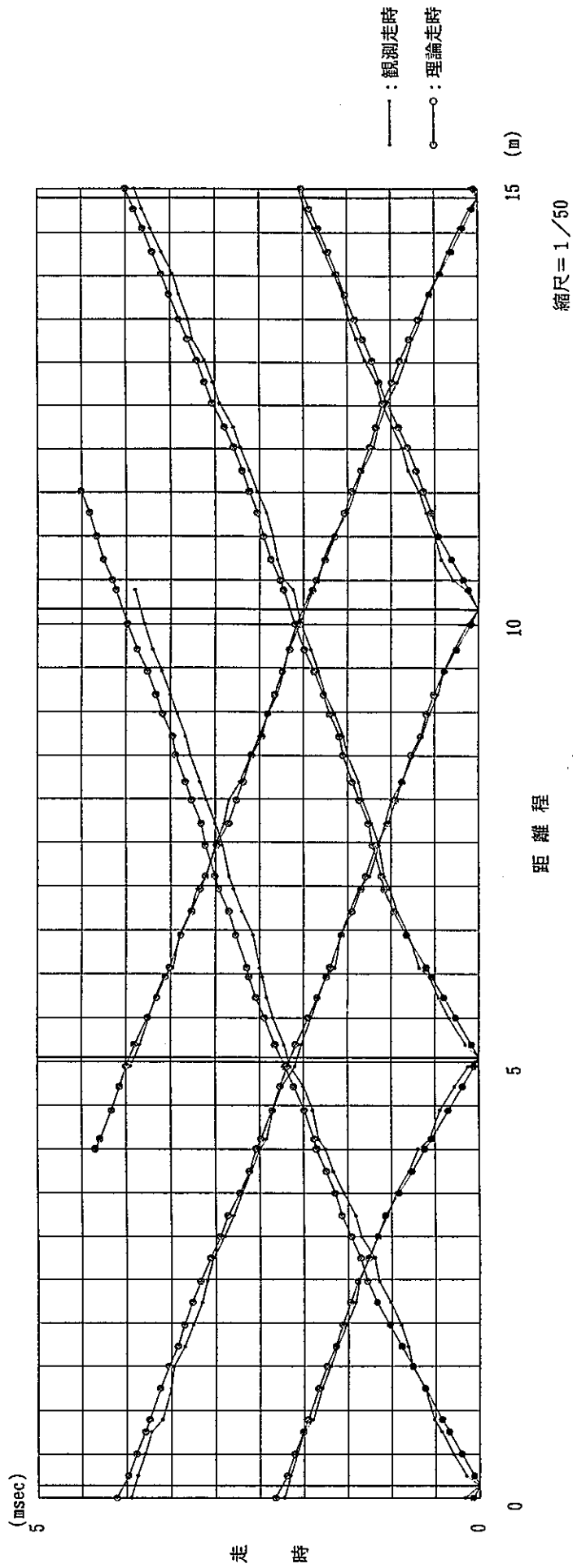
図－2.3.3.5　天端における屈折法弾性波探査／解析結果図



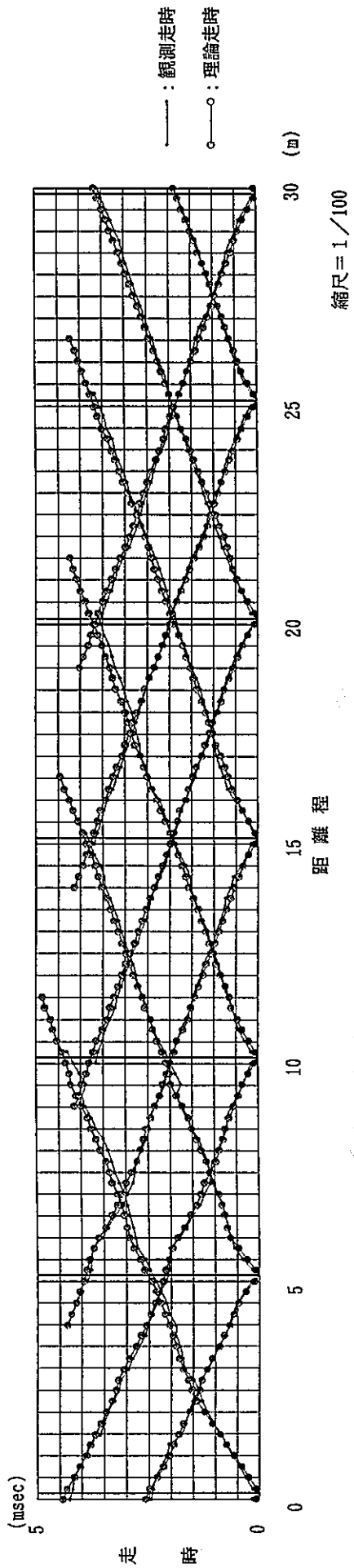
図－2.3.3.6　側壁における屈折法弾性波探査／解析結果図



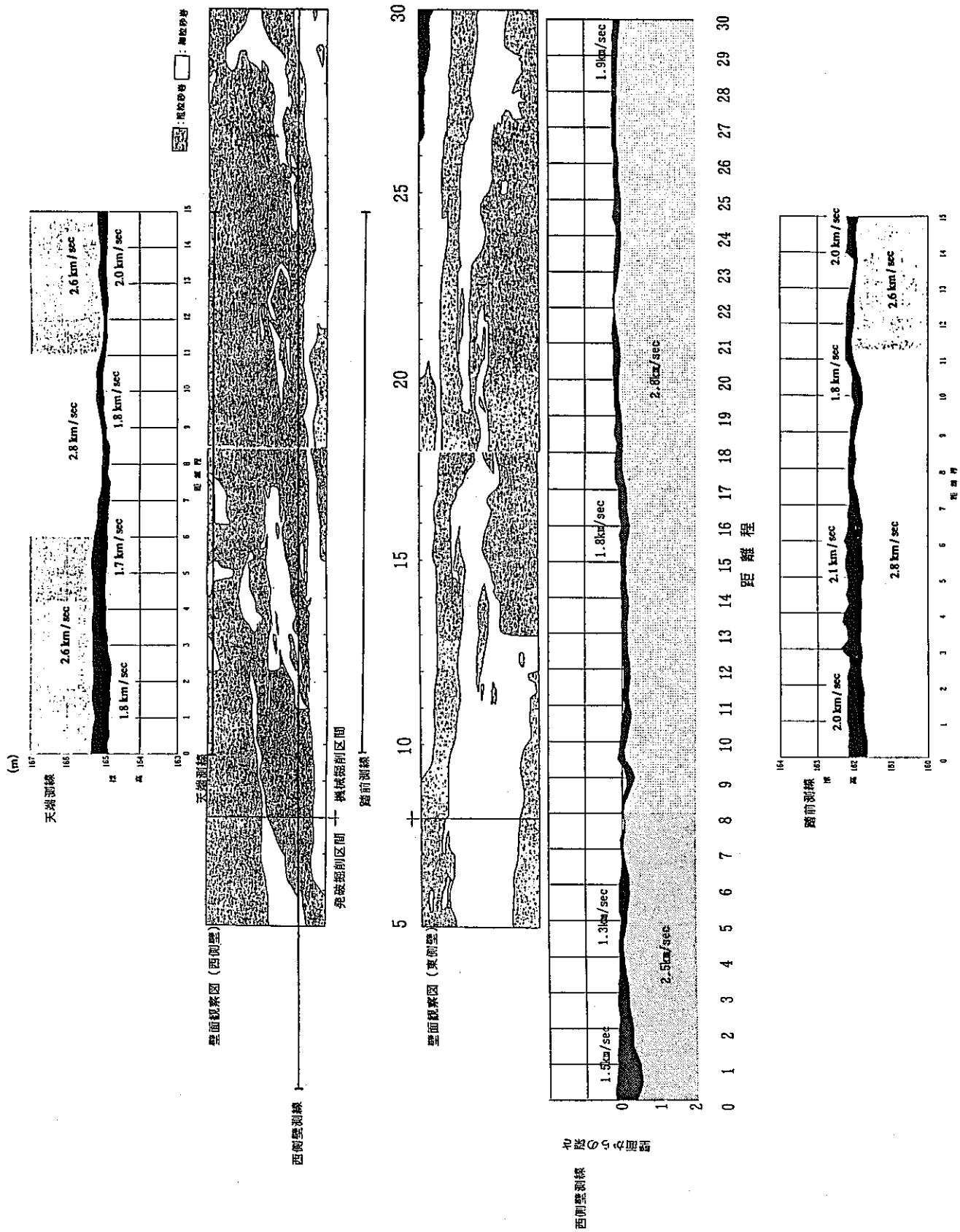
図－2.3.3.7　底盤における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較



図－2.3.3.8　天端における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較



図－2.3.3.9　側壁における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較



図－2.3.3.10　屈折法弾性波探査結果と坑道の壁面観察結果の比較

2.3.4 まとめ

北延ＮＡＴＭ坑道を掘削した後、底盤、天端、西側壁に測線を配置し、Ｐ波屈折法弾性波探査を実施した。得られた結果を以下にまとめる。

（１）掘削影響領域について

解析の結果、測定地点はＰ波弾性波速度値により、以下の2層に区分された。

第１速度層　　速度値：1.3～2.1 km/sec
（表層）　　層　厚：10～70 cm
第２速度層　　速度値：2.5～2.8 km/sec

このうち、第１速度層（表層）が、坑道掘削に伴う影響領域に相当すると考えられる。

また、発破掘削区間と機械掘削区間の掘削影響領域について速度値と層厚を比較すると以下のとおりである。

発破掘削：速度値：1.3～1.5 km/sec
　　層　厚：10～70 cm
機械掘削：速度値：1.7～2.1 km/sec
　　層　厚：10～50 cm

これによれば、機械掘削の方が掘削影響領域での速度値がやや高く、層厚もやや薄くなっており、機械掘削が地山に及ぼす影響は発破掘削よりも小さいものと考えられる。

2.4 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査

2.4.1 目的

北延NATM坑道において、坑道の機械掘削による岩盤への影響を検討する目的で、「機械掘削前」の平成5年度に弾性波および比抵抗トモグラフィ調査、および「機械掘削直後」の平成7年度に弾性波トモグラフィ調査を実施した。

本年度（平成8年度）は、過去2回のトモグラフィ調査を踏まえ、「機械掘削後」の弾性波および比抵抗トモグラフィ調査を行った。また、本調査結果と既往の調査結果とを比較検討し、機械掘削による周辺岩盤への影響を考察した。

2.4.2 調査概要

（1）調査期日

機械掘削による影響評価試験に関して、実施されたトモグラフィー調査は過去の調査も含めて以下の3回である：

① 試験坑道機械掘削前（平成6年2月28日～同年3月17日）

比抵抗トモグラフィ：平成6年2月28日～同年3月 8日

弾性波トモグラフィ：平成6年3月 8日～同年3月16日

② 試験坑道機械掘削直後（平成7年12月8日～平成8年3月15日）

弾性波トモグラフィ：平成7年12月 8日～同年3月15日

③ 試験坑道機械掘削後（平成8年8月26日～同年9月6日）

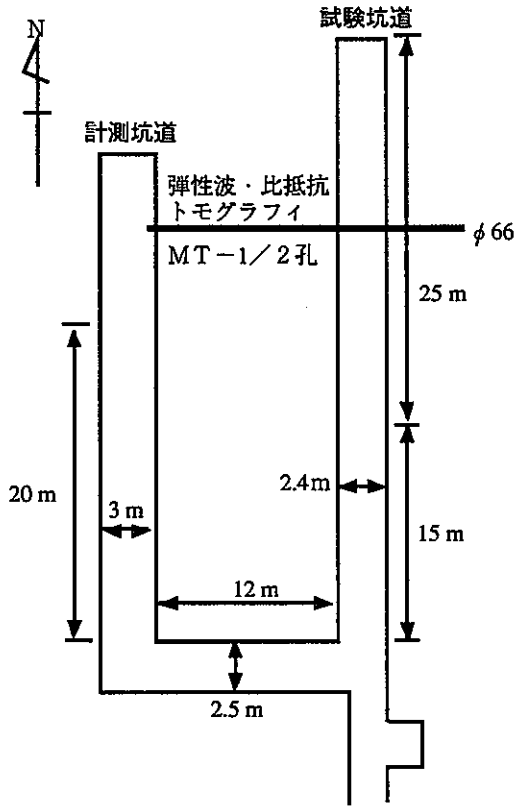
比抵抗トモグラフィ：平成8年8月26日～同年8月30日

弾性波トモグラフィ：平成8年9月 2日～同年9月 6日

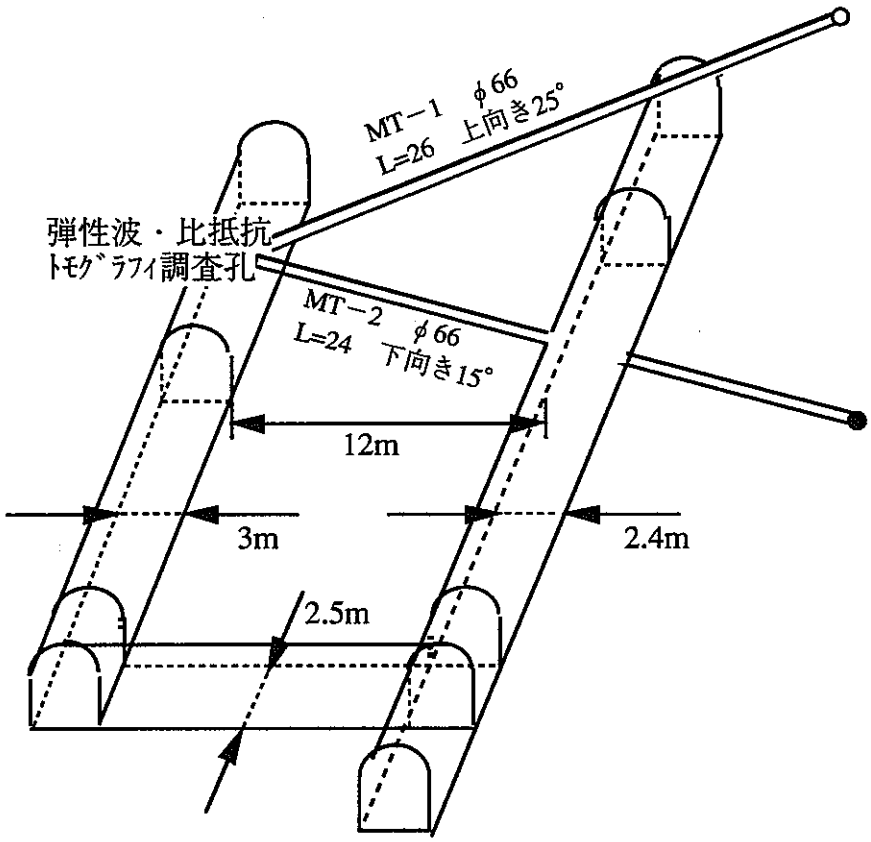
本調査は、③の試験坑道機械掘削後の調査である。

（2）調査位置

図－2.4.2.1は、北延坑道における計測坑道、試験坑道、およびトモグラフィ調査孔の位置を示す。平面図では、MT－1孔およびMT－2孔とは重なっている。その状況を見取り図として、図－2.4.2.2に示す。MT－1孔は上向き25°で26mの長さであり、一方、MT－2孔は下向き15°で24mの長さである。



図－2.4.2.1　トモグラフィ調査位置平面図



図－2.4.2.2　トモグラフィ調査位置見取り図

本調査で実施した弾性波および比抵抗トモグラフィの調査状況を表－2.4.2.1 にまとめた。

表－2.4.2.1　調査状況一覧

弾性波トモグラフィ		実　施	計　画
受振点数	MT－1	22点	22点
	MT－2	23点	23点
	試験坑道	8点	12点
	計測坑道	1点	1点
発振点数	MT－1	11点	11点
	MT－2	11点	11点
	試験坑道	8点	6点
総取得データ数		1125個	992個

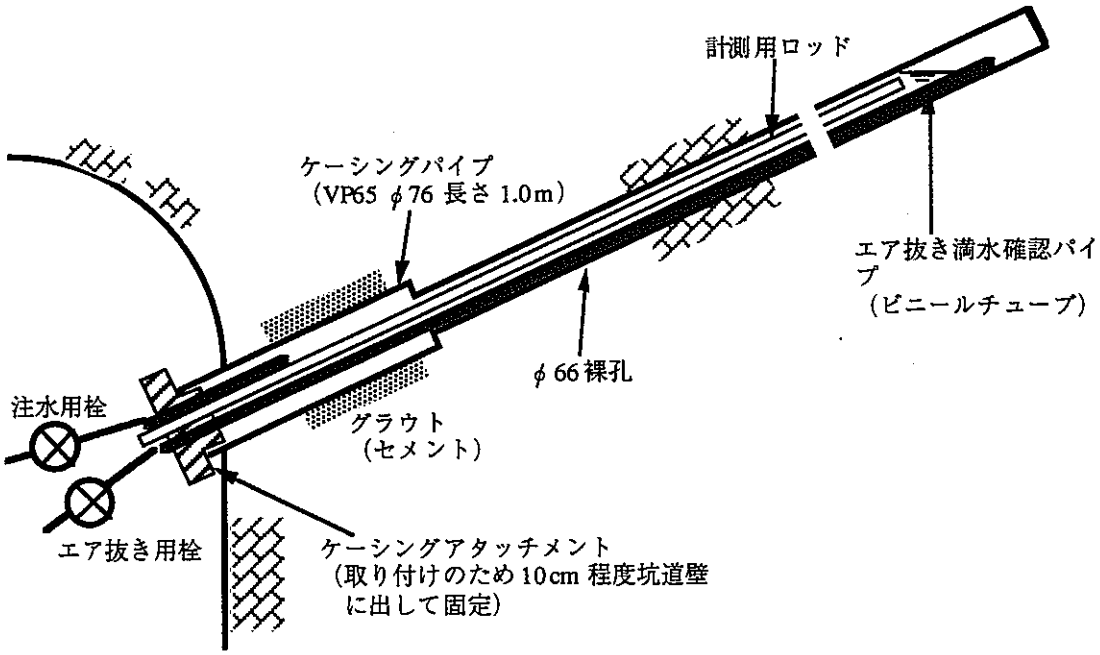
比抵抗トモグラフィ		実　施	計　画
調査坑道内および試験坑道内測定	MT－1	20極	21極
	MT－2	21極	21極
	試験坑道	16極	12極
	取得データ数	1596個	1378個
試験坑道内測定	試験坑道	10極	10極
	取得データ数	45個	45個
総取得データ数		1641個	1423個

（3）孔内計測方法

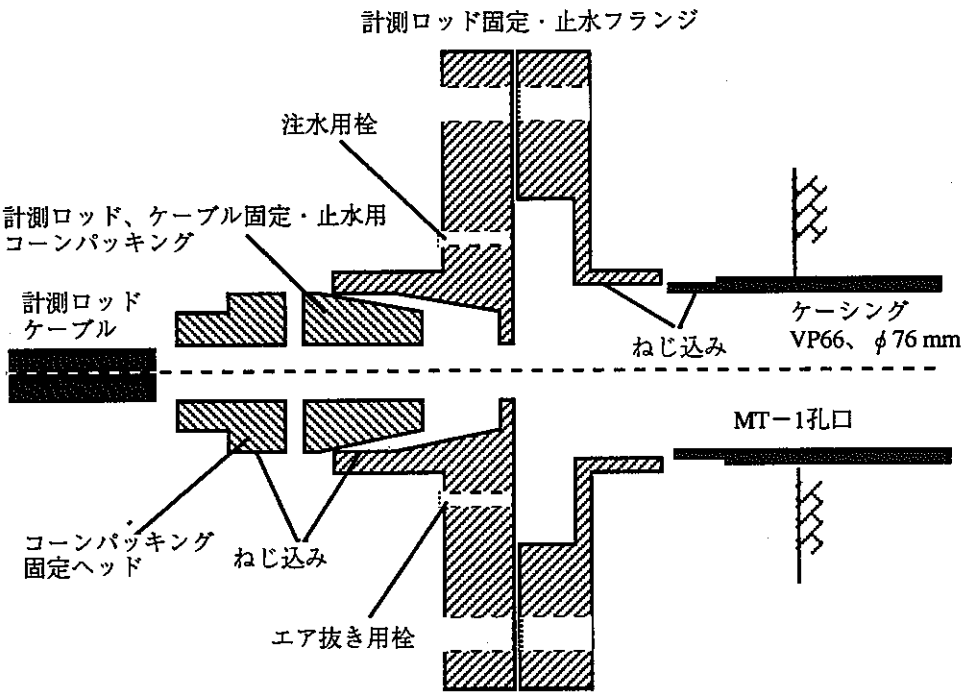
一般に、弾性波による探査では、孔内振源を用いる場合、水中で発破を行うと効率よい振源となり、精度の良い観測波形を得ることができる。また、発振時の孔壁保護の点においても有効であるので、本調査では雷管の水中点火による振源とした。一方、比抵抗トモグラフィ測定においても、孔壁と電極の接地抵抗の影響を低減させるために孔内水を用いて測定を行った。

今回の調査ではMT－1孔が斜め上孔であったため、図－2.4.2.3 に示すように調査孔孔口にケーシングパイプ（外径 ϕ76，長さ1.0 m）を立て込み、ケーシングに止水用アタッチメント（フランジ）を取り付け、孔内を水で満たして測定を行った。また、計測ロッドはケーシングパイプと孔口アタッチメントによって支持した。ケーシングパイプは、アタッチメント取付のため坑道壁から 13 cm 立ち上げた。ケーシ

ング孔口アタッチメントの概略構造図を図－2.4.2.4 に示す。なお、雷管点火時に、水圧によりアタッチメントが飛び出さないように、坑道壁にはホールアンカーを打ち込み、孔口アタッチメントを固定した。



図－2.4.2.3 孔内計測概要



図－2.4.2.4　ケーシング孔口アタッチメントの概略構造図

2.4.3 弾性波トモグラフィ

弾性波トモグラフィは、対象地盤を囲むように設置された2本のボーリング孔を利用して孔内に発振点および受振点を多数配置し、発振点から発せられた弾性波（P波、S波）の走時を測定し、それを解析することにより、対象地盤の詳細な弾性波速度分布や振幅分布を可視化する技術である。

坑道やトンネルの掘削に伴い、空洞周辺の掘削影響領域において弾性波速度が低下することが知られている。このことを確証するために、試験坑道掘削前に掘削予定位置を含む断面において弾性波速度（P波速度）分布を求め、坑道掘削後、同じ断面で同様に速度分布を求めた。掘削前後の掘削坑道を含む断面における速度変化を解析することにより、坑道掘削による影響領域を捉えることが可能となる。

本調査では、機械掘削後の詳細な弾性波速度分布を把握するため、弾性波トモグラフィ調査を実施し、掘削前および掘削直後との弾性波速度分布の比較を行った。

（1）測定方法

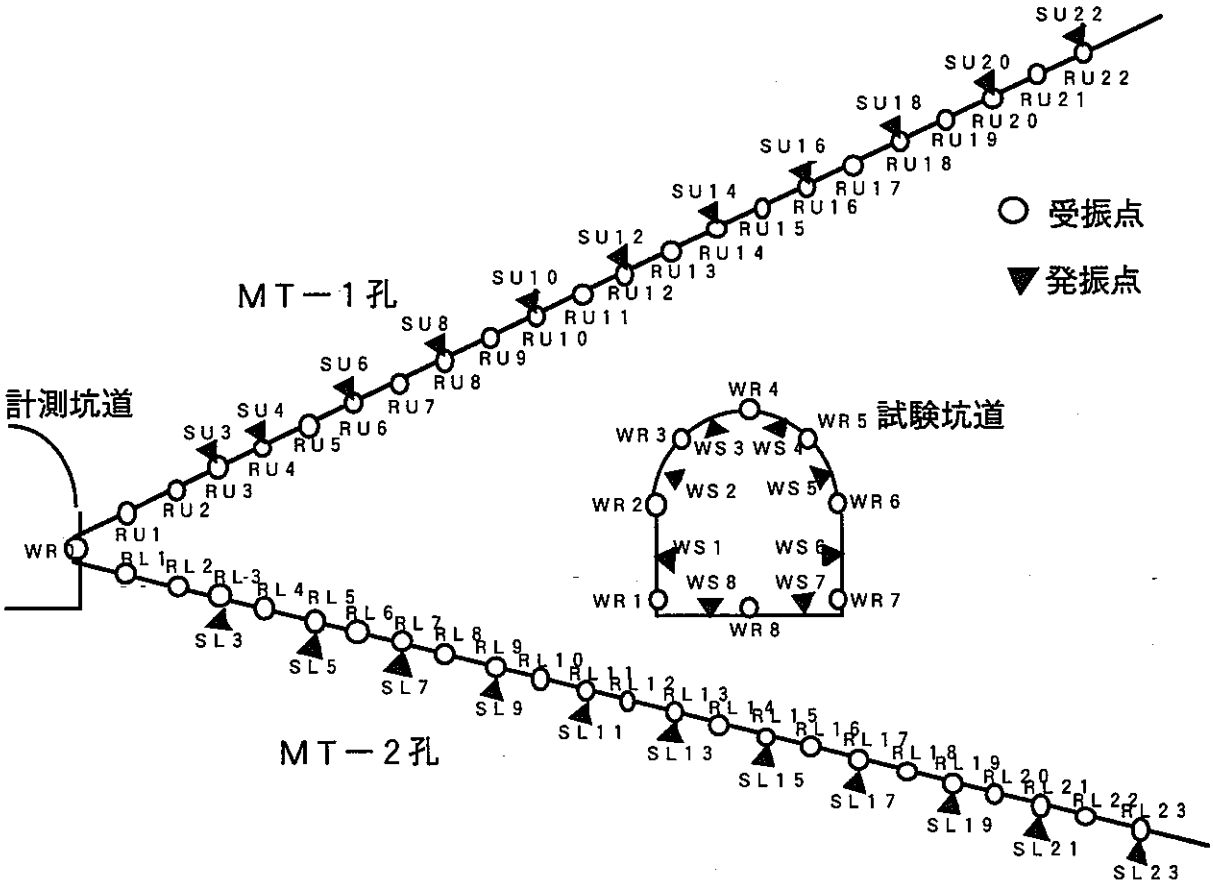
1）発振点と受振点の配置

測定は、計測坑道壁より掘削された2本の調査孔（MT－1、MT－2）と機械掘削された試験坑道の壁面で行った。調査孔については、図－2.4.3.1に示すような機械掘削前と同じ発振点・受振点の配置とした。なお、図中のS（Source）は発振点を、R（Receiver）は受振点を示し、U（Upper）はMT－1孔を、L（Lower）はMT－2孔を示している。また、W（Wall）は坑壁を示す。

発振点は、調査孔内に原則として2m間隔で22点（MT－1：11点、MT－2：11点）と、試験坑道壁に8点の合計30点設けた。受振点は、調査孔内に1m間隔で45点（MT－1：22点、MT－2：23点）、計測坑道壁に1点と試験坑道壁に8点の合計54点設けた（表－2.4.2.1参照）。それぞれの座標を表－2.4.3.1に示す。

発振と受振の関係については、MT－1孔内で発振する場合は、MT－1孔と試験坑道壁面で受振し、MT－2孔内で発振する場合は、MT－1孔と試験坑道壁面で受振した。試験坑道壁面で発振した場合は、両調査孔と試験坑道壁面で受振した。

計測坑道壁面の１点（WR）については、チェックのため、すべての発振に対して受振した。



図－2.4.3.1　発振点・受振点の配置

表－2.4.3.1　測定点座標一覧表

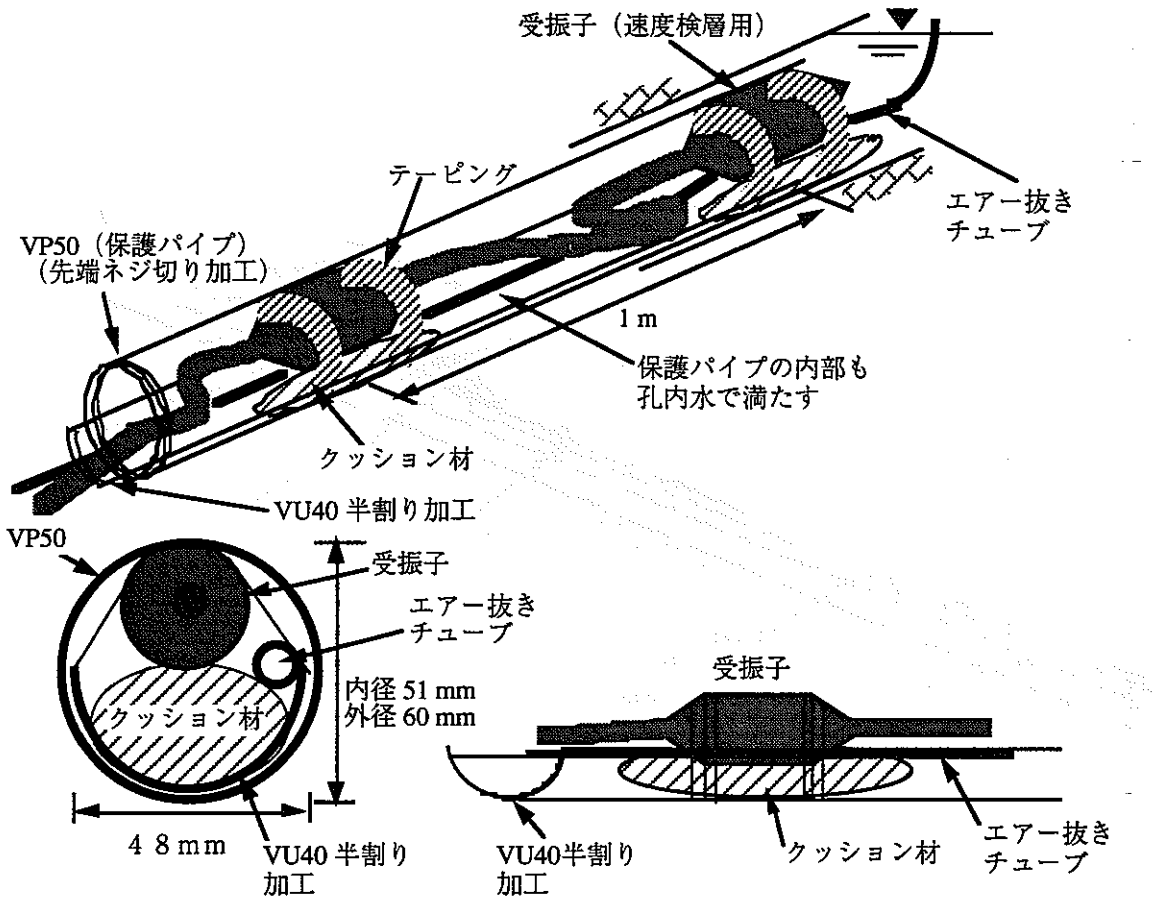
MT－1孔					MT－2孔				
受振点	発振点	深度(m)	X座標(m)	Y座標(m)	受振点	発振点	深度(m)	X座標(m)	Y座標(m)
RU1	－	0.87	0.69	0.86	RL1	－	1.00	1.01	-0.90
RU2	－	1.87	1.60	1.26	RL2	－	2.00	1.97	-1.17
RU3	SU3	2.87	2.52	1.66	RL3	SL3	3.00	2.93	-1.44
RU4	SU4	3.87	3.44	2.06	RL4	－	4.00	3.89	-1.70
RU5	－	4.87	4.35	2.47	RL5	SL5	5.00	4.85	-1.96
RU6	SU6	5.87	5.26	2.88	RL6	－	6.00	5.82	-2.22
RU7	－	6.87	6.17	3.30	RL7	SL7	7.00	6.79	-2.48
RU8	SU8	7.87	7.08	3.72	RL8	－	8.00	7.75	-2.73
RU9	－	8.87	7.98	4.15	RL9	SL9	9.00	8.72	-2.98
RU10	SU10	9.87	8.88	4.58	RL10	－	10.00	9.69	-3.23
RU11	－	10.87	9.78	5.01	RL11	SL11	11.00	10.65	-3.49
RU12	SU12	11.87	10.69	5.42	RL12	－	12.00	11.62	-3.74
RU13	－	12.87	11.60	5.83	RL13	SL13	13.00	12.59	-3.98
RU14	SU14	13.87	12.51	6.24	RL14	－	14.00	13.56	-4.23
RU15	－	14.87	13.42	6.65	RL15	SL15	15.00	14.53	-4.48
RU16	SU16	15.87	14.33	7.06	RL16	－	16.00	15.50	-4.72
RU17	－	16.87	15.44	7.48	RL17	SL17	17.00	16.47	-4.97
RU18	SU18	17.87	16.14	7.91	RL18	－	18.00	17.44	-5.21
RU19	－	18.87	17.04	8.34	RL19	SL19	19.00	18.41	-5.45
RU20	SU20	19.87	17.93	8.78	RL20	－	20.00	19.38	-5.69
RU21	－	20.87	18.83	9.22	RL21	SL21	21.00	20.35	-5.93
RU22	SU22	21.87	19.72	9.67	RL22	－	22.00	21.32	-6.17
－	－	－	－	－	RL23	SL23	23.00	22.29	-6.41

試験坑道			
受振点	発振点	X座標(m)	Y座標(m)
WR1	－	11.97	-0.99
WR2	－	12.03	0.02
WR3	－	12.36	0.79
WR4	－	13.19	1.11
WR5	－	14.06	0.73
WR6	－	14.41	-0.05
WR7	－	14.47	-0.95
WR8	－	13.19	-1.52
－	WS1	11.85	-0.50
－	WS2	12.06	0.50
－	WS3	12.72	1.14
－	WS4	13.68	1.11
－	WS5	14.37	0.43
－	WS6	14.55	-0.54
－	WS7	13.74	-1.51
－	WS8	12.64	-1.53

計測坑道			
受振点	発振点	X座標(m)	Y座標(m)
WR0	－	0.00	0.00

2）受振子の設置

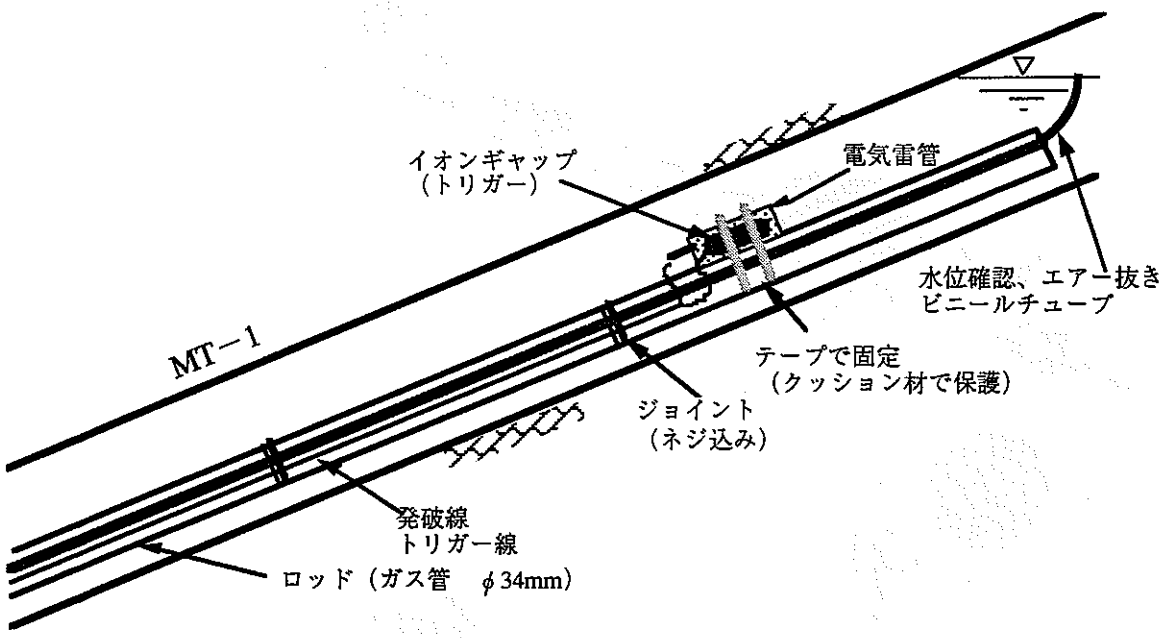
調査孔内の弾性波測定には、図－2.4.3.2 に示すような速度検層用多連式受振子（固有周波数：28 Hz，速度計）を用い、水でタンピングして伝播波を検出した。伝播波の検出を確実にするため、半割加工した塩ビパイプ（VU 40）に受振子を固定した。さらに、孔内挿入時に受振子の固定が緩まないように保護用塩ビパイプ（VP 50）で保護した。保護用塩ビパイプおよび受振子固定パイプは孔口アタッチメントで固定し、受振用ケーブルを通した後、止水した。試験坑道壁面および計測坑道壁面への受振子の設置では、ドリルで壁面吹き付けコンクリートに直径 10 mm、深さ 10 cm 程度の穴をあけ、受振子をアンカーボルトで固定した。



図－2.4.3.2　調査孔での受振子設置概略図

3）発振源の設置

発振源には、電気雷管を使用した。調査孔内の発振では、図－2.4.3.3 に示すように、発振ロッド（ガス管）の先端に装着した雷管に点火した。雷管の装着、発振用ロッドの挿入、注水、点火、排水、ロッドの引き抜きの繰り返しにより、発振源の移動を行った。試験坑道壁面の発振では、ドリルで壁面吹き付けコンクリートに直径 10 mm、深さ 10 cm 程度の穴をあけ、雷管を粘土で固定し、点火した。なお、調査孔内では、水中で発振させ、1 回の発振における雷管の使用量は 1 本とした。また、トリガーについては、解析精度向上のため、測定時のタイムラグを極力小さくする必要があり、電気雷管点火時に生じるイオンを検出してショットマークとするイオンギャップ法を用いた。



図－2.4.3.3　MT－1 調査孔での発振器設置概略図

4）測定手順

測定系の概略図を図－2.4.3.4 に、測定に使用した機器の一覧を表－2.4.3.2 に示す。

データ収録装置にはデジタル式のものを用い、A/D変換のサンプリング間隔は0.05 msecとした。波形記録方法では、各チャンネルとも 1024 ワード（51.2 msec）を 256 ワードのプレトリガー方式により波形データを収録し、走時の読み取りを精度良く行えるようにした。測定時は、1 回の発振毎にディスプレイあるいはプリンターに波形を出力して記録の良否を判定し、2HD フロッピィーディスクに波形を収録してデータ処理を行った。

測定手順を以下に示す。

① 下向き孔（MT－2）に受振子ロッドを挿入し、孔内を水で満たす。

② 上向き孔（MT－1）に受振子ロッドを挿入し、止水アタッチメント固定後、孔内を水で満たす。試験坑道壁面および計測坑道壁面に受振子を設置する。

③ 試験坑道壁面の発振点（8 ヶ所）に順次雷管を設置し、点火、測定する。

④ 下向き孔（MT－2）の受振子ロッドを引き抜く。

⑤ 下向き孔（MT－2）に雷管を装着した発振源ロッドを所定深度に設置・固定し、孔内を水で満たす。

⑥ 雷管を点火・測定後、発振源ロッドを引き抜く。

⑦ ⑤⑥の作業を所定の測定が終了するまで繰り返す。

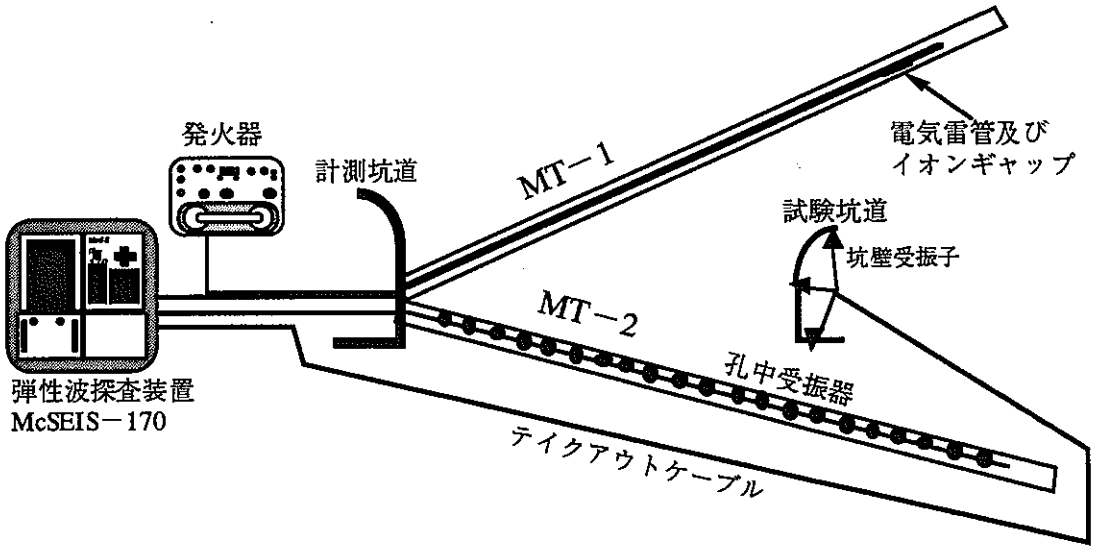
⑧ 下向き孔（MT－2）に受振子ロッドを挿入し、孔内を水で満たす。

⑨ 上向き孔（MT－1）の受振子ロッドを引き抜く。

⑩ 上向き孔（MT－1）に雷管を装着した発振源ロッドを挿入し止水アタッチメント固定後、孔内を水で満たす。

⑪ 雷管を点火・測定後、上向き孔（MT－1）の孔内水を排水する。止水アタッチメントをとりはずし、発振源ロッドを引き抜く。

⑫ ⑩⑪の作業を所定の測定が終了するまで繰り返す。



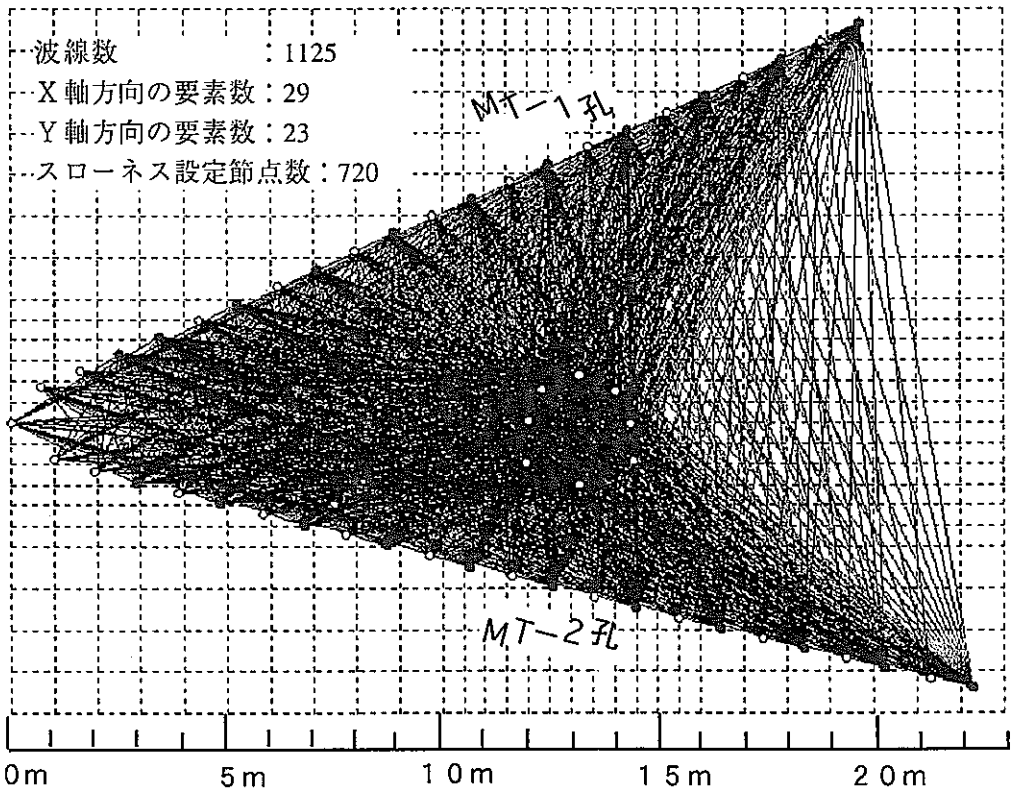
図－2.4.3.4　弾性波トモグラフィ測定系概略図

表－2.4.3.2　弾性波トモグラフィ使用機器一覧表

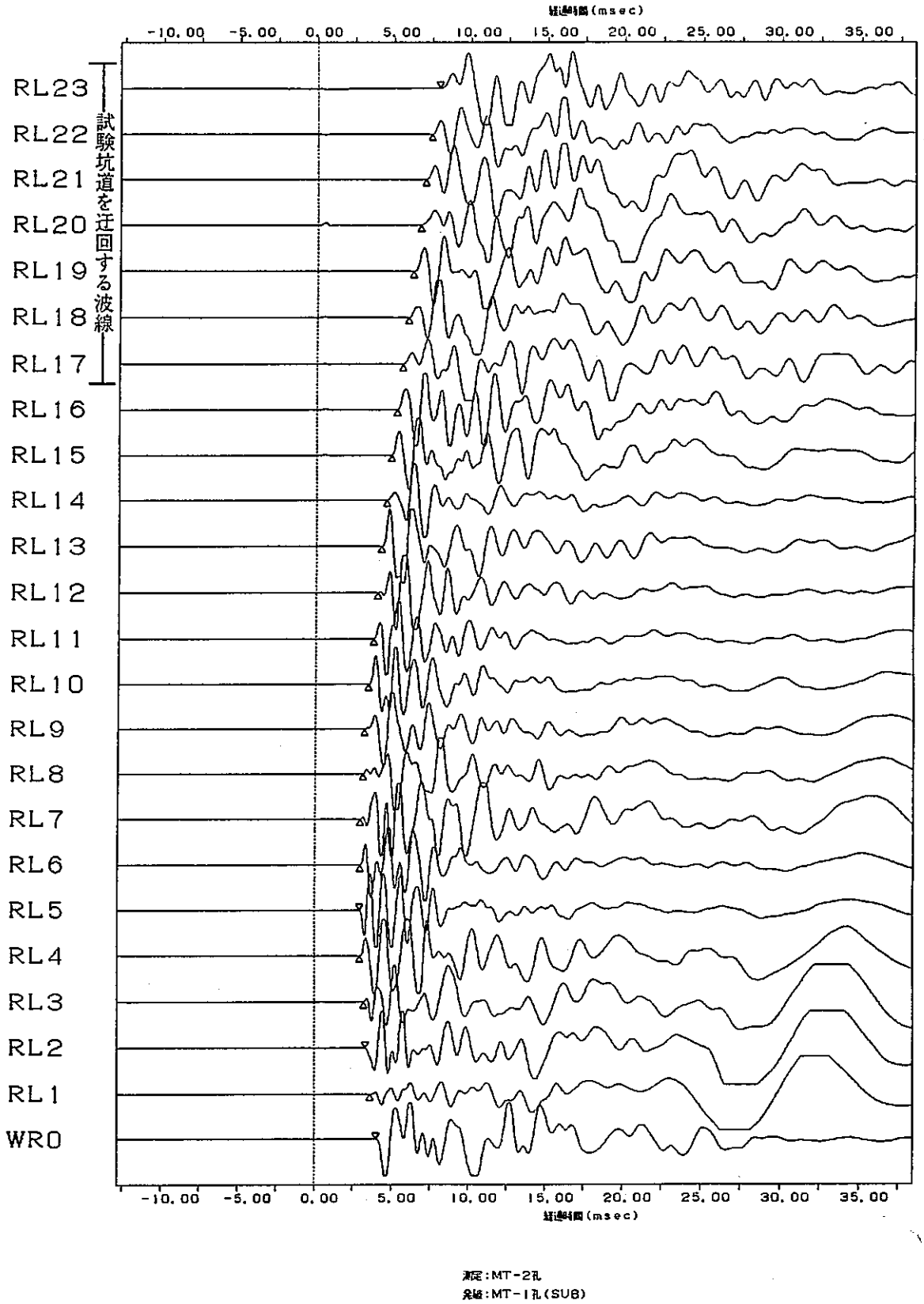
区分	機器名	形式番号	製作会社	仕様・材質	数量
データ収録装置	弾性波探査装置	McSEIS－170	応用地質株式会社	多チャンネル・デジタルデータ収録装置 24 ch 増幅器ﾌｨﾙﾀｰ、A/D変換器、ﾃﾞｨｽﾌﾟﾚｰ内蔵 入力ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ：600Ω 周波数特性：5～1536Hz ﾌｨﾙﾀｰ：48,64,96,192,384,768,1536Hz ﾒﾓﾘｻｲｽﾞ：1024ﾜｰﾄﾞ A/D分解能：12ﾋﾞｯﾄ ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞﾚｰﾄ：25,50,100,200,500,1000,2000μsec	2
受振部	孔中受振器（検層用）	Model－3342	応用地質株式会社	固有周波数：28 Hz 速度型地震計：12 ch	4
	地震計	McSEIS－122H	応用地質株式会社	固有周波数：28 Hz 上下動速度型地震計	9
	発破ロッド		自家製	先端ネジ切り加工 半割り加工	26 m 26 m
振源部	発火器		応用地質株式会社	ショットマーク回路内蔵 発火電圧：150 V	1
	雷管	6号瞬発	日本油脂	耐静電気雷管	60
	発破ロッド		自家製	ガス管 φ34 mm L ＝ 1 m、2 m	24 m
その他	ケーシング孔口アタッチメント（1セット）、コネクターボックス、バッテリー（12V）、発破母線、トリガー線、ナイロンチューブ（エアー抜き用）、ビニールテープ など				1式
室内／データ整理・解析	データ整理用コンピュータ	GXL 575	ﾃﾞﾙｺﾝﾋﾟｭｰﾀ	32 bit メモリー64 MB	1式
	解析用コンピュータ	SPARC Station 10 Model 41	ｻﾝ・ﾏｲｸﾛｴﾚｸﾄﾛﾆｸｽ	ワークステーション 32 bit メモリー64 MB	1式
	作図出力装置	Sun Pics NeWSprinter CL+	ｻﾝ・ﾏｲｸﾛｴﾚｸﾄﾛﾆｸｽ	カラーインクジェットプリンター	1式

（2）測定結果

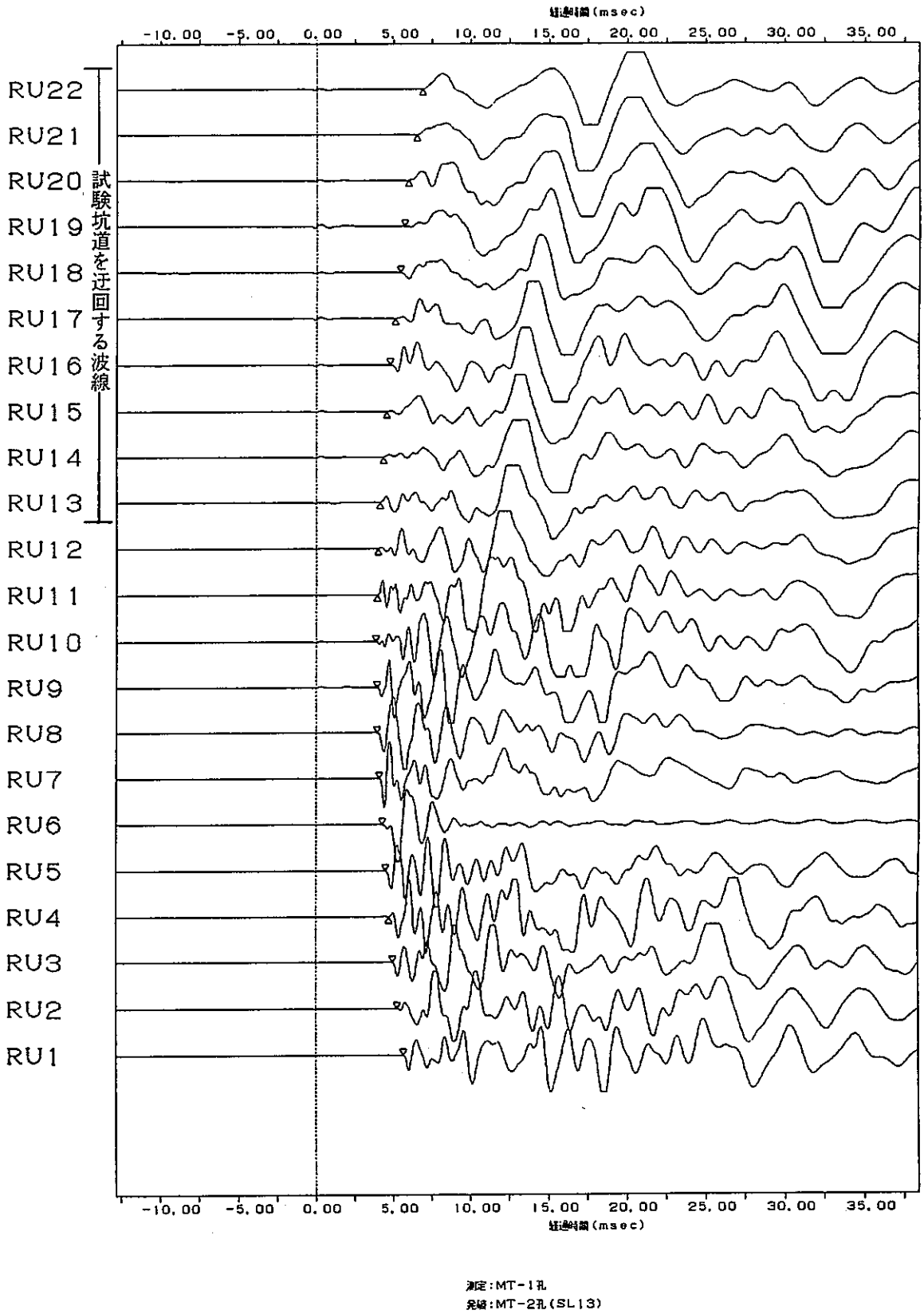
図－2.4.3.5 に今回の測定における波線のパターンを示す。1125 波線の測定を行った。図中の赤丸は発振点を、白丸は受振点を表している。ただし、MT－1 とMT－2 孔については、赤丸は受振点も兼ねている。図－2.4.3.6 から図－2.4.3.8 には、測定された波形の例を示す。これらの波形図の作成にあたっては、測定波形を記録したフロッピーディスクからマイクロコンピュータにデータを取り込み、振幅調整後、プリンターに出力した。これらの波形記録からＰ波初動を目視により読み取り、解析に使用した。



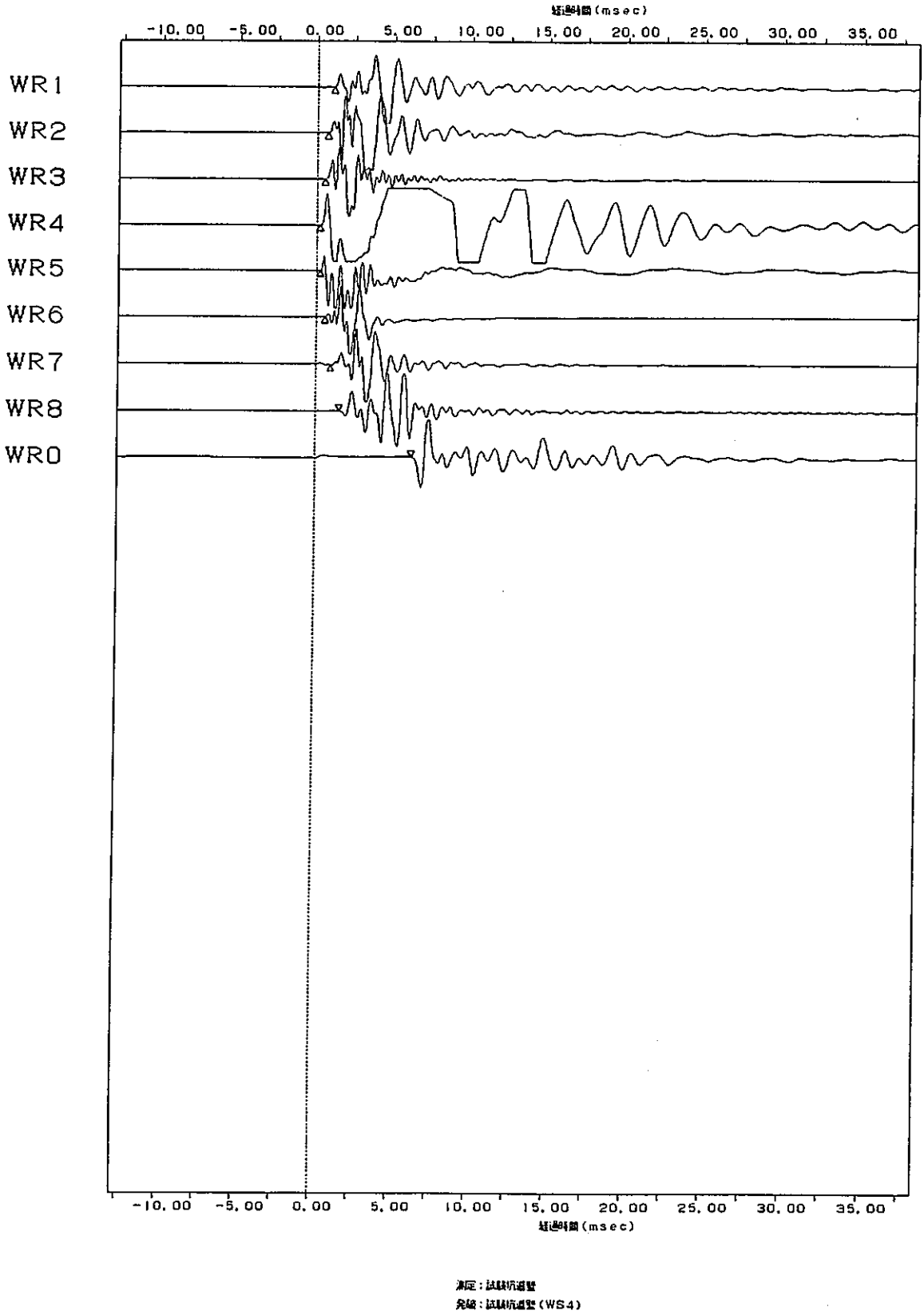
図－2.4.3.5　測定パターン図



図－2.4.3.6　測定波形例①



図－2.4.3.7　測定波形例②



図－2.4.3.8　測定波形例③

（3）解析方法

弾性波トモグラフィでは、地盤内部の２次元断面上に配置された全ての発振点および受振点を含む長方形要素を設定し、発振点－受振点間での測定走時を基にしてメッシュ交点の弾性波速度分布（スローネス分布：速度の逆数）を逆算する。このとき、逆算された弾性波速度分布から計算される走時と、対応する測定走時の差が十分小さくなるまで弾性波速度分布を修正する繰り返し計算を行う。解析手順を図－2.4.3.9 に示す。

1）データセットの作成

測定によって得られた波形記録から読み取った初動走時データと発振点・受振点の位置座標データを入力した。波線計算（ray trace）は、メッシュ交点での速度値を用いて波線上の点を線形補間することにより行うため、メッシュ分割を細かくすれば、より詳細な速度分布を表現できるが、波線数が少ないと解析精度が低下する。経験的にメッシュの交点の数（未知数の数）は、波線数の半分以下となるように設定するのが望ましいが、今回の解析では表－2.4.3.3 に示すとおり、未知数が解析波線数を上回っている。しかしながら、このような場合でも誤差が減少し、安定する場合には、解析結果は問題ないと考えられる。解析に用いた走時データには、往復走時補正を行った。掘削直後のデータおよび掘削後のデータの解析においては、解析精度を上げるため、解析後の波線が試験坑道内を通る場合は、その波線を解析より除外し、再解析のデータとした。

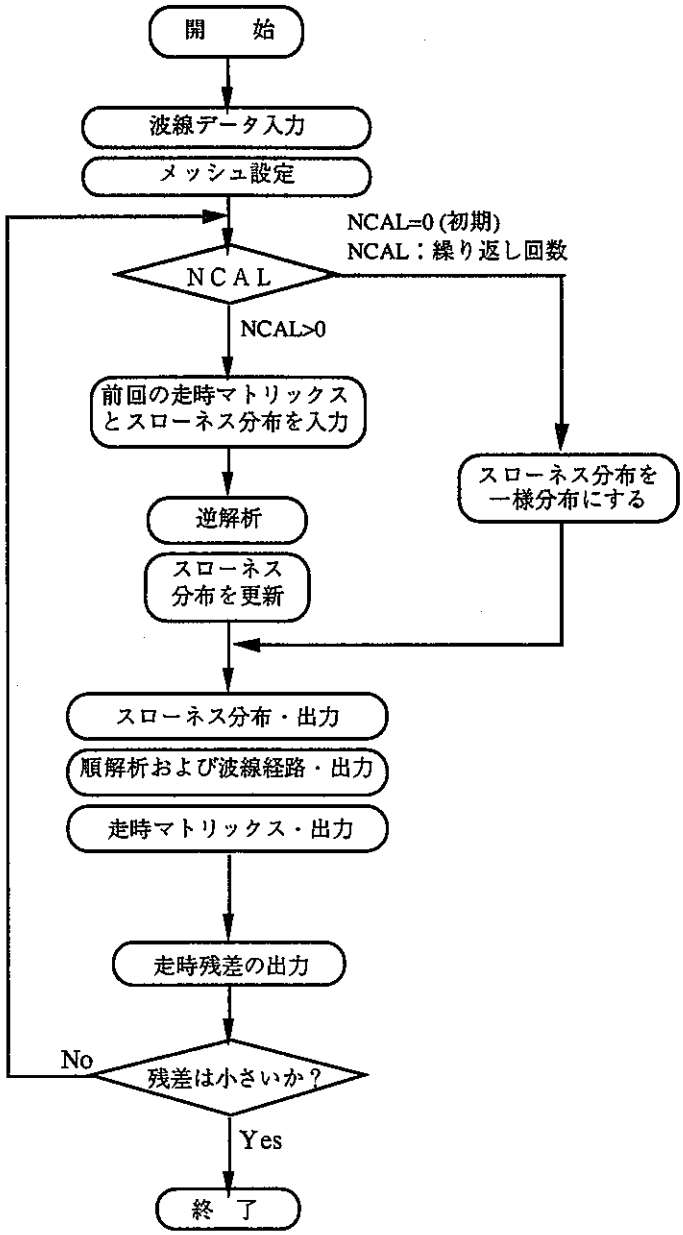
解析断面は掘削前の解析と同様に2 本の調査孔MT－1、MT－2 を含む縦17 m 、横23 m の矩形領域とした。また、解析精度向上のため、試験坑道付近を 0.5 m 間隔に、それ以外を 1.0 m に分割した縦 23 個、横 29 個の長方形メッシュを設定した。未知数は 720 であった。

2）解析内容

今回の解析に使用した初動走時データは、試験坑道掘削前、掘削直後と今回測定した掘削後のデータである。解析に使用したパラメータは表－2.4.3.3 のとおりである。

また、機械掘削による弾性波速度分布の変化を把握しやすくするため、掘削前と

掘削直後、掘削前と掘削後、掘削直後と掘削後のそれぞれの弾性波速度変化を速度変化値分布図（速度表示及び%表示）として作成し、比較した。



図－2.4.3.9　弾性波トモグラフィ解析手順

表－2.4.3.3　弾性波トモグラフィ・解析パラメータ

	発振点数	受振点数	解析波線数	未知数
掘削前	22	46	517	720
掘削直後	30	54	700	720
掘削後	30	54	656	720

（4） 解析結果

1）掘削前の解析結果

掘削前の解析結果を図－2.4.3.10 ～ 2.4.3.13 に示す。

図－2.4.3.10 に、掘削前の弾性波速度分布図を示す。全体的な速度分布は 2.0 ～ 2.4 km/sec程度であった。計測坑道付近には 2.0 km/sec以下の領域が見られた。MT－1 孔の中間部からMT－2 孔の 10 m 以深にかけては 2.2 ～ 2.4 km/sec程度の速度域が分布しており、MT－2 孔の 12 m 以深では 2.4 ～ 2.6 km/secの速度域が認められた。

図－2.4.3.11 に、図－2.4.3.10 の速度分布に対応した波線分布図を示す。特に矩形や急激に曲がった波線は認められなかった。

図－2.4.3.12 に、繰り返し計算回数に対する残差の収束状況を示す。図中の表は、繰り返し計算回数毎の 2 乗平均残差 rms と最大残差 rmax を表している。2 乗平均残差と最大残差は、単調に減少しており、繰り返し計算回数 10 回目では安定している。繰り返し計算回数 10 回目の 2 乗平均残差は 0.150 msecであり、最大残差は 1.103 msecであった。また、繰り返し計算回数 9 回目と 10 回目の 2 乗平均残差の低下量は 0.0001 msec 以下であった（表－2.4.3.4　誤差データ）。

図－2.4.3.13 に、測定走時と最終結果における計算走時の差を示す。図－2.4.3.13 の（a）には横軸に測定走時を縦軸に計算走時をとり、解析に使用した全てのデータをプロットしたものを示す。理想的には、プロットは傾き 1 の直線上に分布しなければならないが、測定誤差、計算誤差などによりばらつきが生じる。この場合、プロットは概ね傾き1（45°）の直線上に分布し、直線からの分散も小さいことから、解析精度は良好であったと判断できる。図－2.4.3.13 の（b）には測定走時と計算走時の残差のヒストグラムを示す。横軸は $n-0.5 \leqq x < n+0.5$ を満たす n について x の個数を示している。残差は 0 msecを中心に概ね正規分布している。

2）掘削直後の解析結果

掘削直後の解析結果を図－2.4.3.14 ～ 2.4.3.17 に示す。

掘削直後の弾性波速度分布図を図－2.4.3.14 に示す。全体的な速度分布は 2.2 ～ 2.4 km/sec程度であった。試験坑道付近からMT－2 孔深部にかけては2.4 ～ 2.6 km/sec の速度域が分布しており、計測坑道付近には 2.0 ～ 2.2 km/secの領域が認められた。

図－2.4.3.15 に、図－2.4.3.14 の速度分布に対応した波線の分布を示す。試験坑道

周辺で矩形や急激な円形に曲がった波線は認められなかったが、試験坑道の下側は、ずりの影響で波線が削除されているので、波線密度がやや疎となった。

図－2.4.3.16 に、繰り返し計算回数に対する残差の収束状況を示す。図中の表は、繰り返し計算回数毎の 2 乗平均残差と最大残差を表している。2 乗平均残差と最大残差は、単調に減少しており、繰り返し計算回数 10 回目では安定している。繰り返し計算回数 10 回目の 2 乗平均残差は 0.088 msecであり、最大残差は 0.282 msec であった。また、繰り返し計算回数 9 回目と 10 回目の 2 乗平均残差の低下量は 0.0001 msec 以下であった（表－2.4.3.5　参照）。

図－2.4.3.17 に、測定走時と最終結果における計算走時の差を示す。図－2.4.3.17 の（a）には横軸に測定走時を縦軸に計算走時をとり、解析に使用した全てのデータをプロットしたものを示す。理想的には、プロットは傾き 1 の直線上に分布しなければならないが、測定誤差、計算誤差などによりばらつきが生じる。この場合、プロットは概ね傾き 1 の直線上に分布し、直線からの分散も小さいことから、解析精度は良好であったと判断できる。図－2.4.3.17 の（b）には測定走時と計算走時の残差のヒストグラムを示す。残差は 0 msecを中心に概ね正規分布している。

3）掘削後の解析結果

掘削後の解析結果を図－2.4.3.18～2.4.3.21に示す。

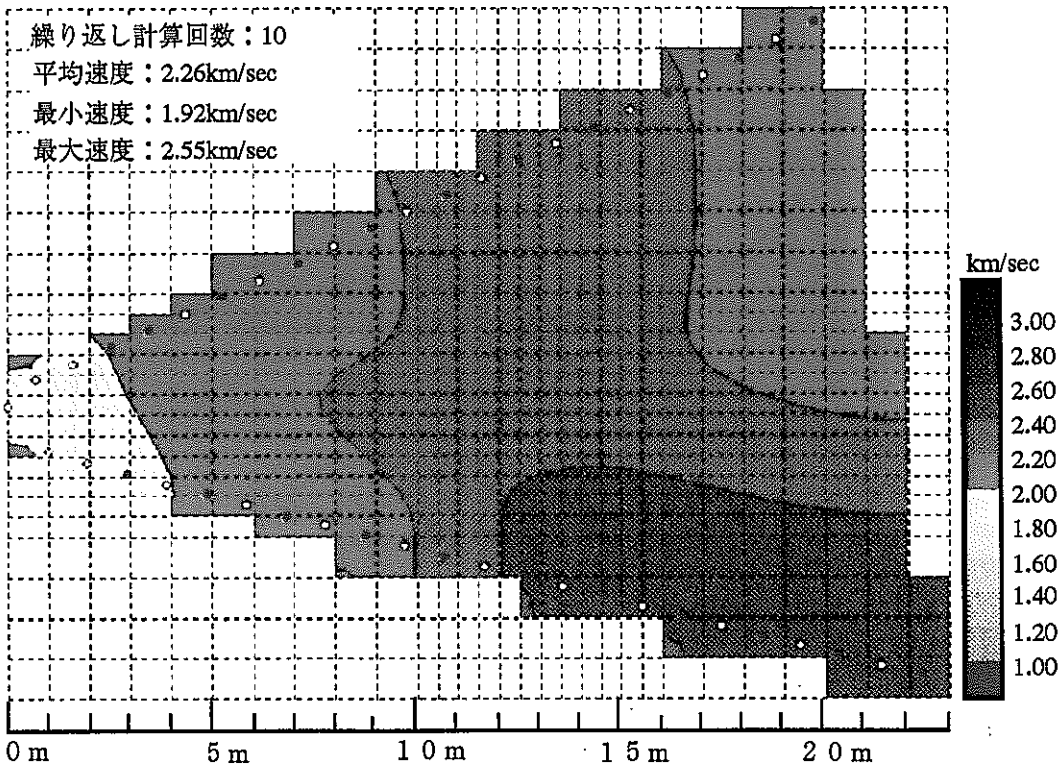
今回測定した掘削後の解析結果による弾性波速度分布図を図－2.4.3.18 に示す。全体的な速度分布は掘削直後と同様に 2.2 ～ 2.4 km/sec 程度であった。試験坑道付近からMT－2 孔深部にかけては 2.4 ～ 2.6 km/sec の速度域が認められ、計測坑道付近とMT－1 孔深部には 2.0 ～ 2.2 km/sec の領域が見られた。掘削直後と比較すると、試験坑道の左側（計測坑道側）の 2.4 ～ 2.6 km/sec の速度域がより広く分布している。

図－2.4.3.19 に図－2.4.3.18 の速度分布に対応した波線の分布を示す。試験坑道周辺で矩形や急激に曲がった波線はなく、波線密度も十分であった。

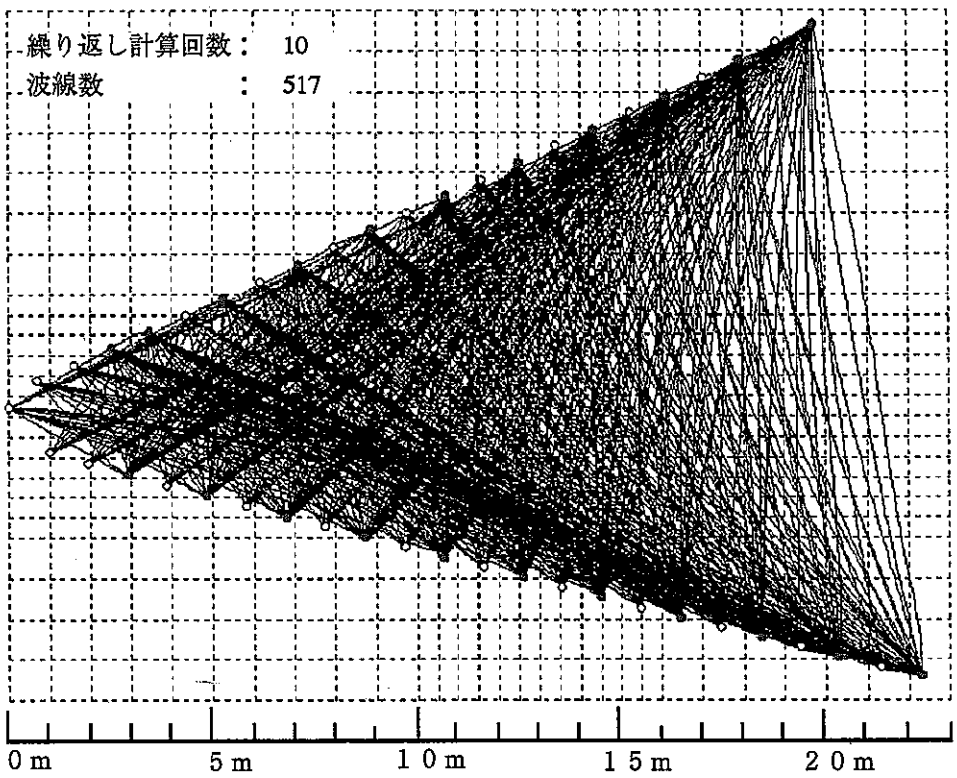
図－2.4.3.20 に繰り返し計算回数に対する残差の収束状況を示す。図中の表は、繰り返し計算回数毎の 2 乗平均残差と最大残差を表している。2 乗平均残差と最大残差は、単調に減少し、繰り返し計算回数 10 回目では安定している。繰り返し計算回数 10 回目の 2 乗平均残差は 0.095 msec であり、最大残差は 0.482 msec であった。また、繰り返し計算回数 9 回目と 10 回目の 2 乗平均残差の低下量は 0.0001 msec 以下

であった（表－2.4.3.6　参照）。

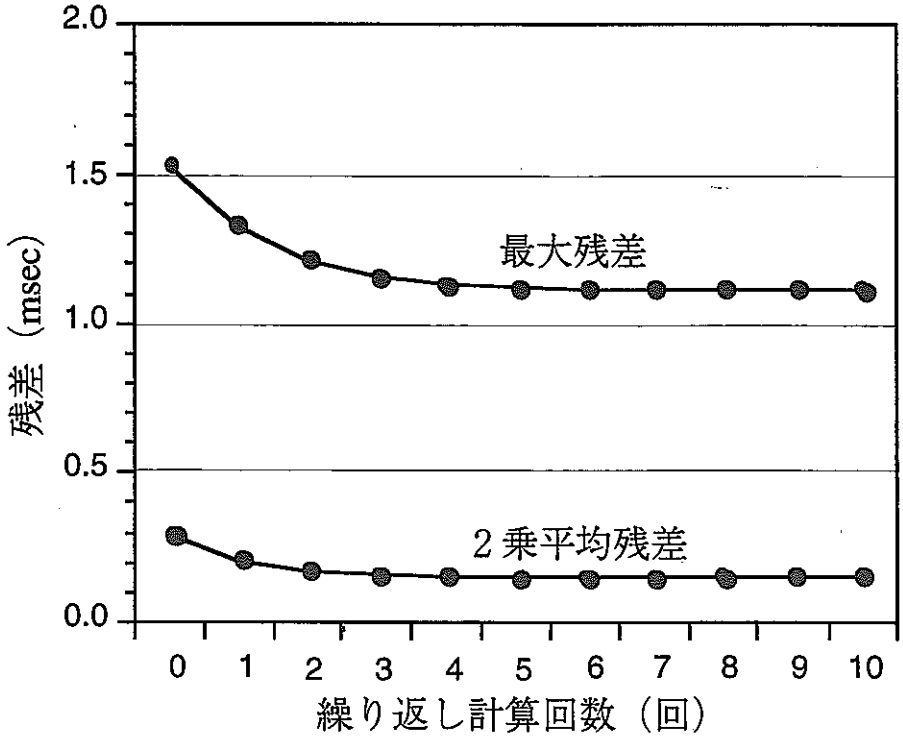
図－2.4.3.21 に、測定走時と最終結果における計算走時の差を示す。図－2.4.3.21の（a）には横軸に測定走時を縦軸に計算走時をとり、解析に使用した全てのデータをプロットしたものを示す。理想的には、プロットは傾き 1の直線上に分布しなければならないが、測定誤差、計算誤差などによりばらつきが生じる。この場合、プロットは概ね傾き 1（45°）の直線上に分布し、直線からの分散も小さいことから、解析精度は良好であったと判断できる。図－2.4.3.21.の（b）には測定走時と計算走時の残差のヒストグラムを示す。残差は 0 msecを中心に概ね正規分布している。



図－2.4.3.10　弾性波速度分布図（掘削前）



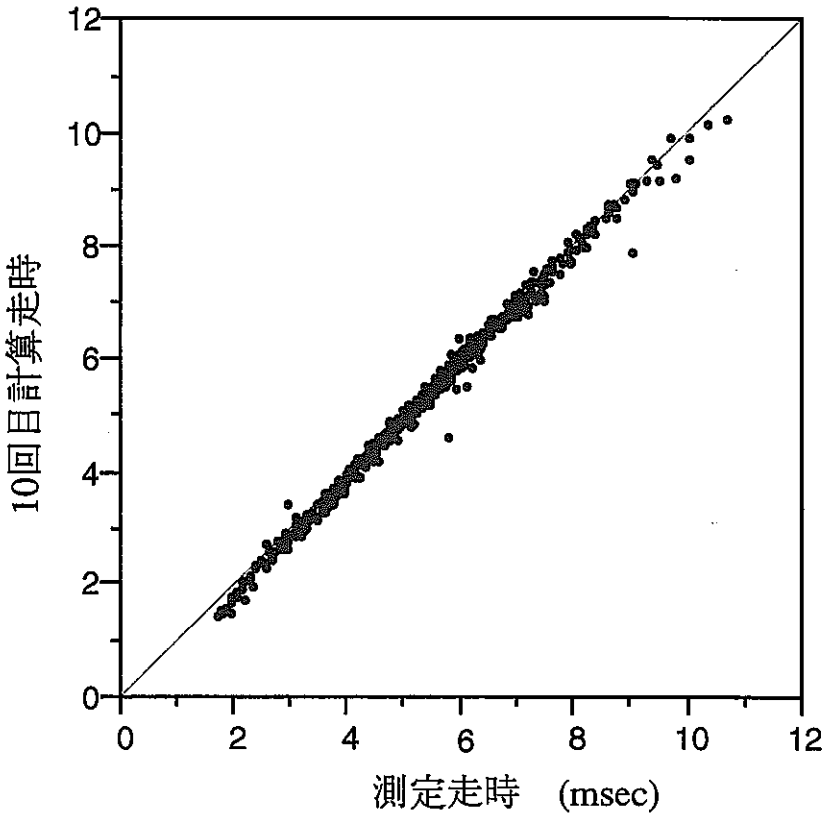
図－2.4.3.11　弾性波トモグラフィ波線分布図（掘削前）



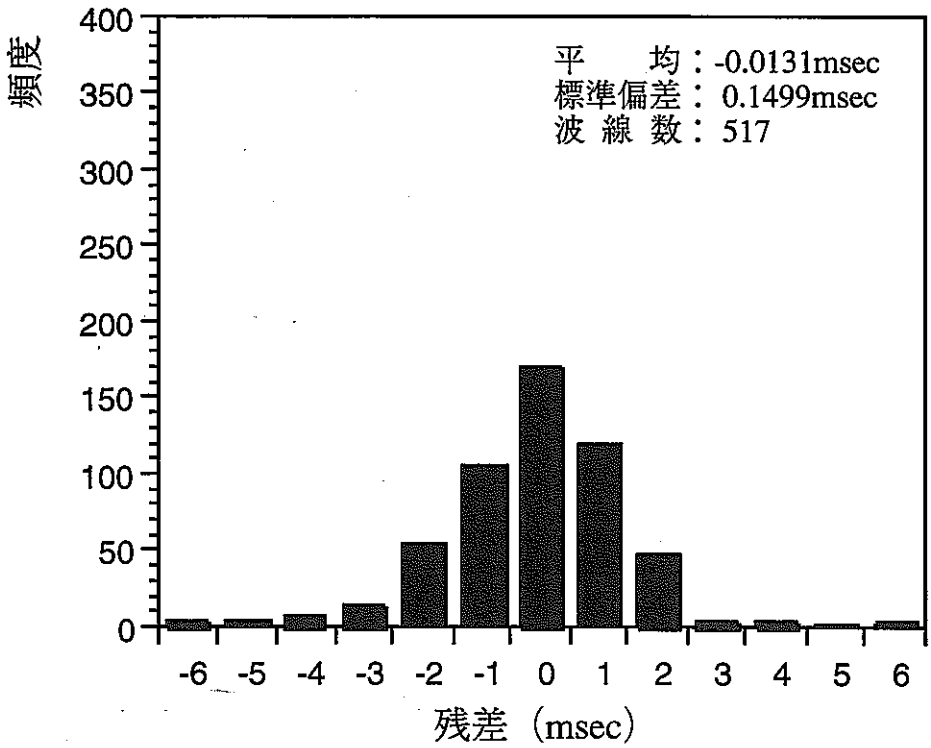
図－2.4.3.12　弾性波トモグラフィ収束状況図（掘削前）

表－2.4.3.4　誤差収束状況（掘削前）

繰り返し計算回数	2乗平均残差 (msec)	最大残差 (msec)
0	0.29804	1.53083
1	0.20228	1.31994
2	0.1678	1.20979
3	0.15653	1.15566
4	0.15283	1.12962
5	0.15147	1.11654
6	0.15091	1.11016
7	0.15065	1.10596
8	0.15056	1.10404
9	0.15047	1.10308
10	0.15043	1.10258

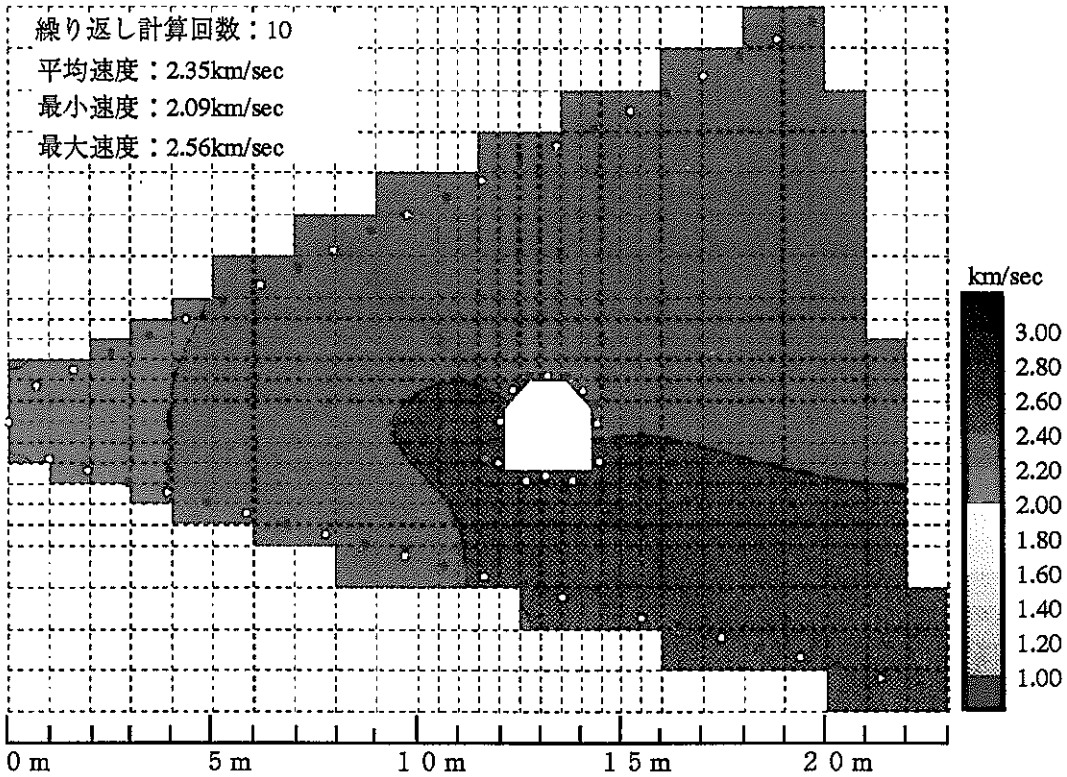


(a)

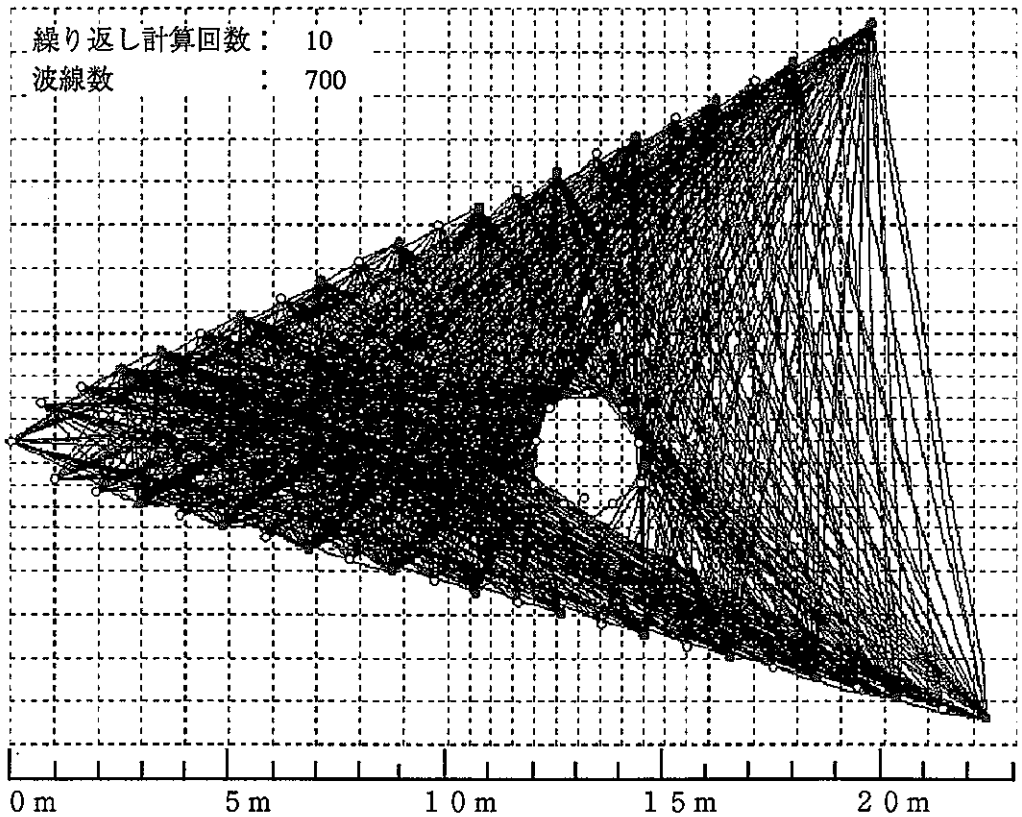


(b)

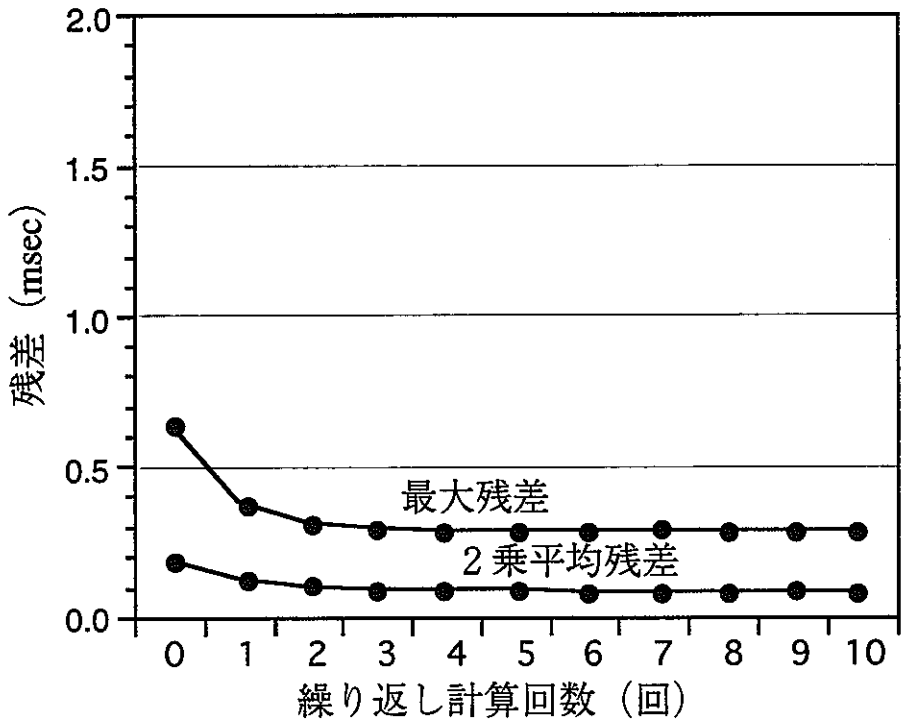
図－2.4.3.13 測定走時－計算走時比較図（掘削前）



図－2.4.3.14　弾性波速度分布図（掘削直後）



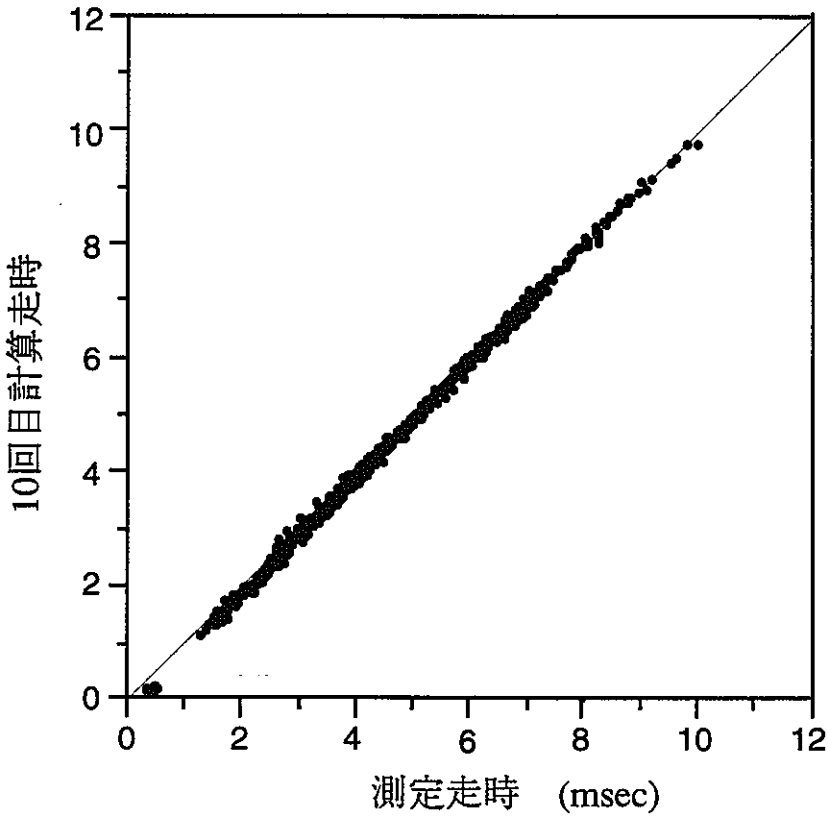
図－2.4.3.15　弾性波トモグラフィ波線分布図（掘削直後）



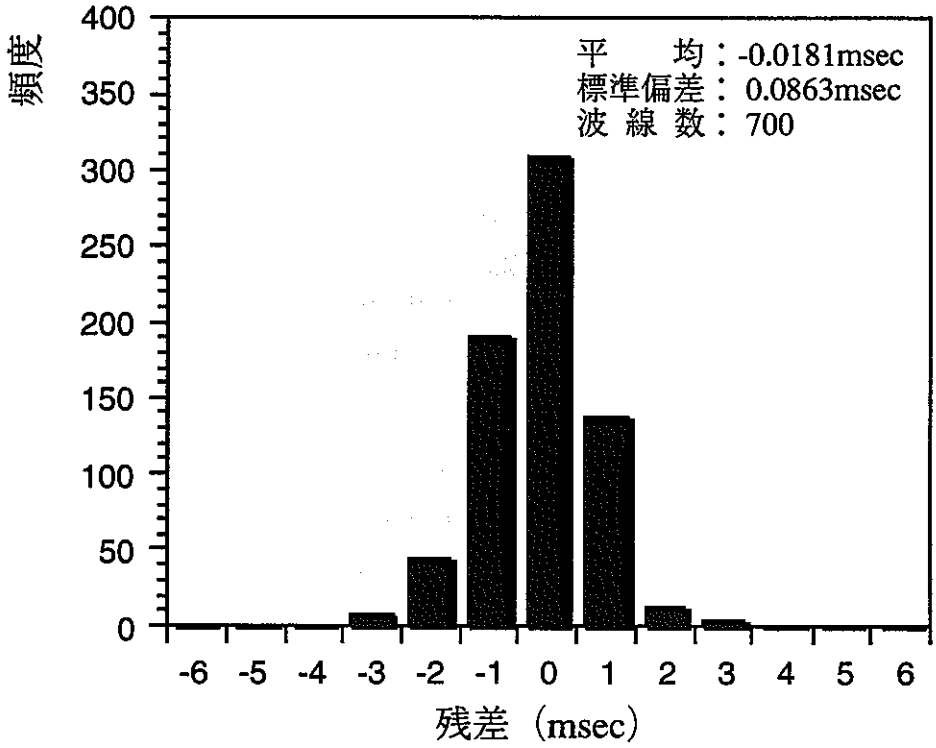
図－2.4.3.16　弾性波トモグラフィ収束状況図（掘削直後）

表－2.4.3.5　誤差収束状況（掘削直後）

繰り返し計算回数	2乗平均残差 (msec)	最大残差 (msec)
0	0.19119	0.64104
1	0.12498	0.38266
2	0.10037	0.31085
3	0.09229	0.29647
4	0.08967	0.28923
5	0.08876	0.2856
6	0.08841	0.28379
7	0.08826	0.28288
8	0.08819	0.28243
9	0.08815	0.2822
10	0.08813	0.28209

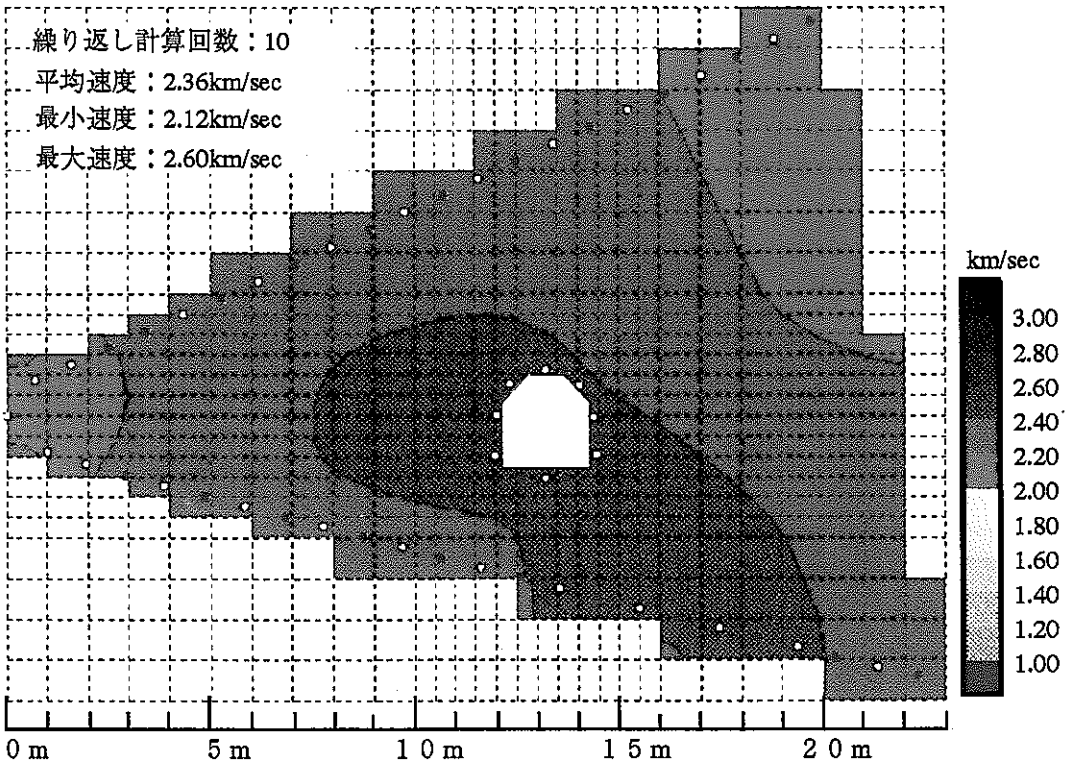


(a)

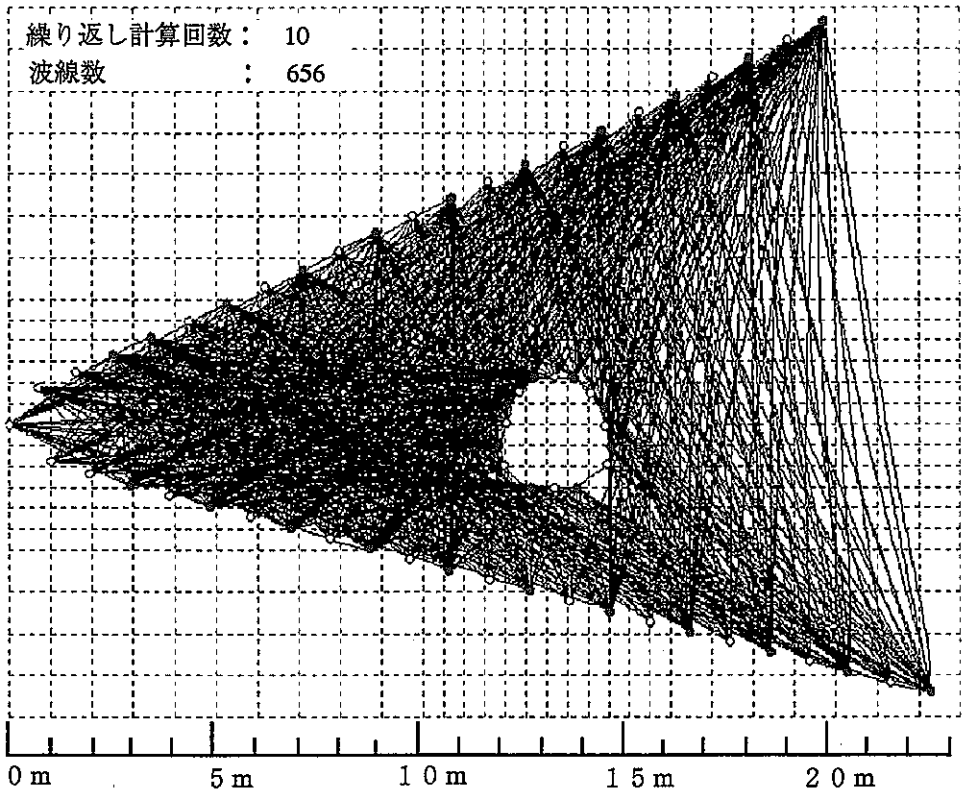


(b)

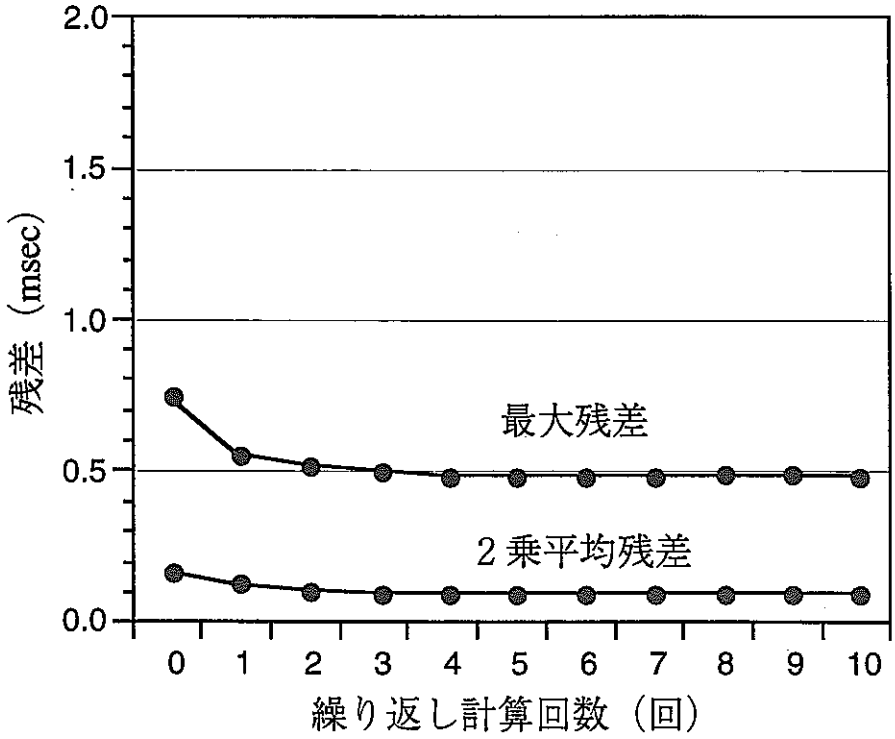
図－2.4.3.17 測定走時－計算走時比較図（掘削直後）



図－2.4.3.18　弾性波速度分布図（掘削後）



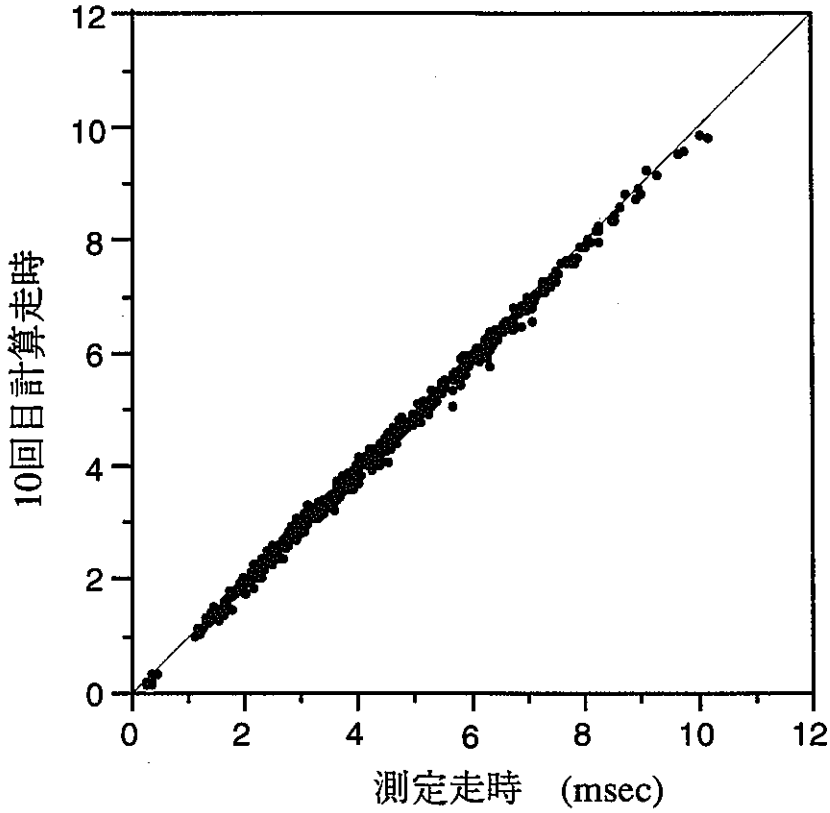
図－2.4.3.19　弾性波トモグラフィ波線分布図（掘削後）



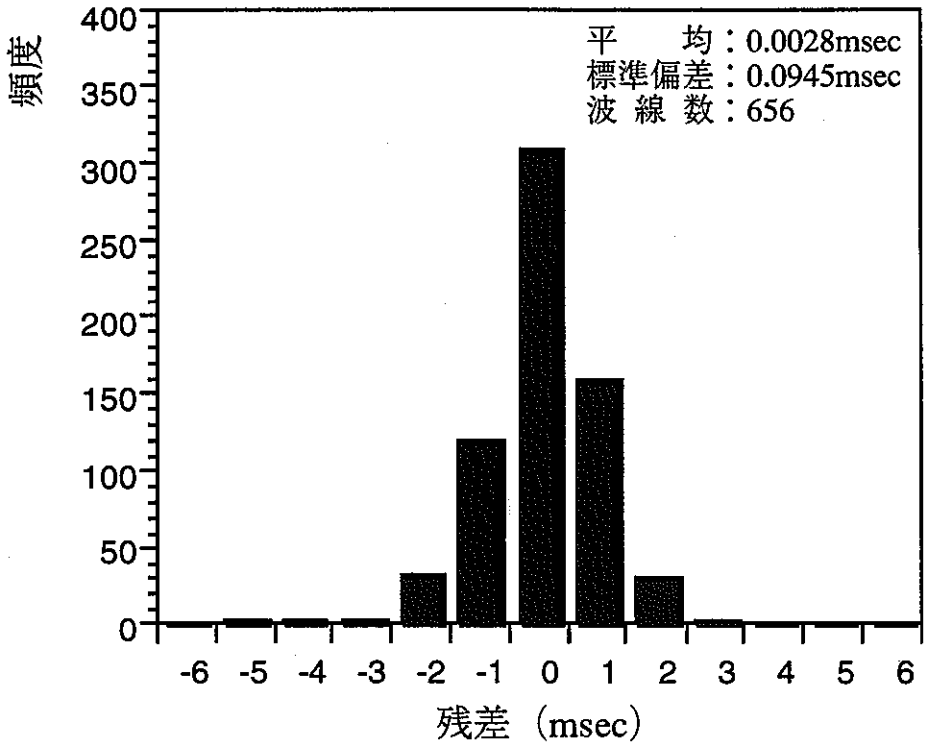
図－2.4.3.20　弾性波トモグラフィ収束状況図（掘削後）

表－2.4.3.6　誤差収束状況（掘削後）

繰り返し計算回数	2乗平均残差 (msec)	最大残差 (msec)
0	0.16489	0.75254
1	0.11995	0.55462
2	0.10356	0.51533
3	0.09785	0.49585
4	0.09592	0.48627
5	0.09509	0.48350
6	0.09480	0.48264
7	0.09462	0.48224
8	0.09457	0.48200
9	0.09449	0.48194
10	0.09451	0.48188



（a）



（b）

図－2.4.3.21　測定走時－計算走時比較図（掘削後）

（5）考察

1）掘削前と掘削直後との解析結果の比較

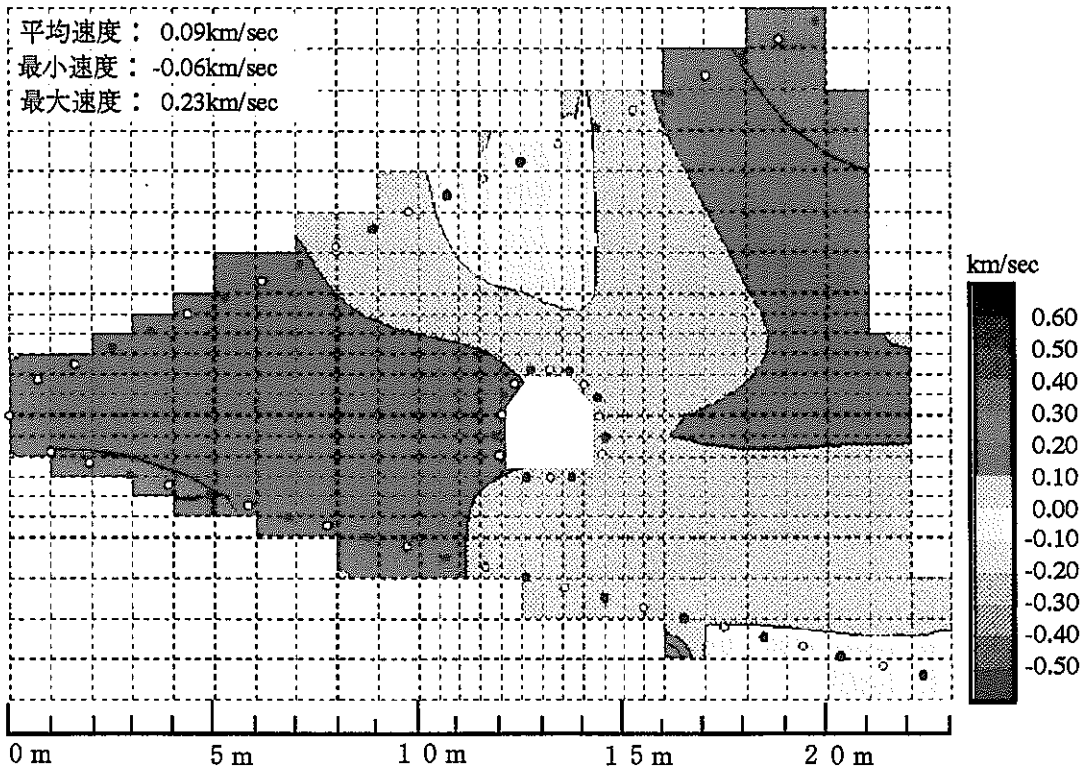
掘削前の速度分布（図－2.4.3.10）と掘削直後の速度分布（図－2.4.3.14）との差を図－2.4.3.22 に示す。値が正の領域は掘削前に比べて速度が増加している領域を示している。試験坑道の左側から計測坑道にかけての領域と、試験坑道の右側からMT－1 孔深部にかけての領域で 0.1 ～ 0.2 km/sec 程度の弾性波速度の増加が認められた。変化した速度値をパーセントで表した図を図－2.4.3.23に示す。図－2.4.3.22 の 0.1 ～ 0.2 km/sec 程度の弾性波速度の増加域は、図－2.4.3.23 の 5 ～ 10 %程度に対応している。

2）掘削前と掘削後との解析結果の比較

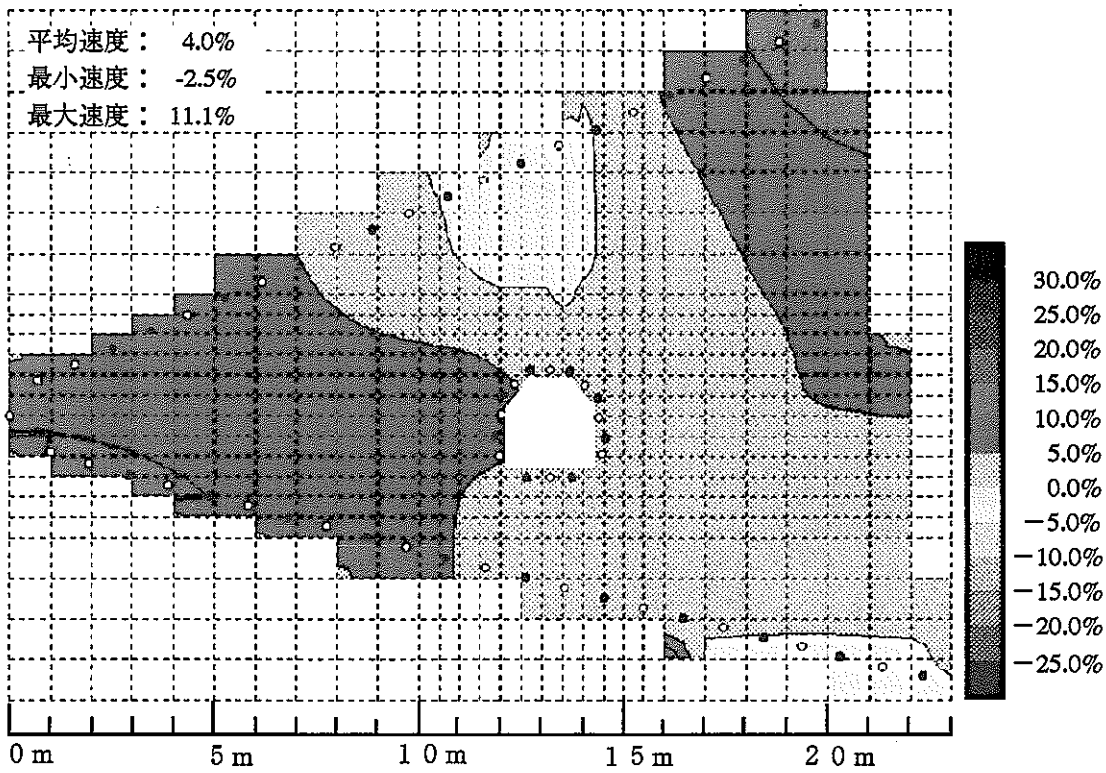
掘削前の速度分布（図－2.4.3.10）と掘削後の速度分布（図－2.4.3.18）との差を図－2.4.3.24 に示す。値が正の領域は掘削前に比べて速度が増加している領域を示している。試験坑道付近からMT－1 孔とMT－2 孔の浅部、計測坑道にかけての領域で 0.1 ～ 0.3 km/sec 程度の弾性波速度の増加が認められた。変化した速度値をパーセントで表した図を図－2.4.3.25 に示す。図－2.4.3.24 の 0.1 ～ 0.3 km/sec 程度の弾性波速度の増加域は、図－2.4.3.25 の 5 ～ 15 %程度に対応している。

3）掘削直後と掘削後との解析結果の比較

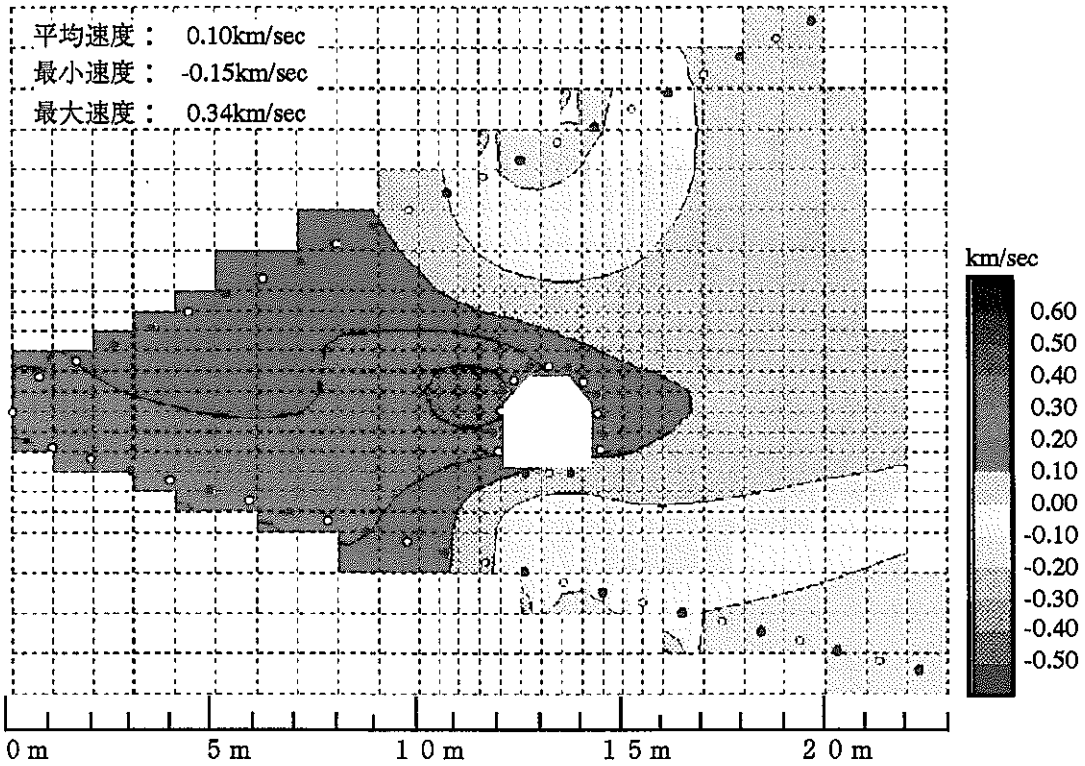
掘削直後の速度分布（図－2.4.3.14）と掘削後の速度分布（図－2.4.3.18）との差を図－2.4.3.26 に示す。値が正の領域は掘削前に比べて速度が増加している領域を示している。試験坑道の左側の領域で 0.1 ～ 0.2 km/secの弾性波速度の増加が認められた。変化した速度値をパーセントで表した図を図－2.4.3.27に 示す。図－2.4.3.26 の 0.1 ～ 0.2 km/sec の弾性波速度の増加域は、図－2.4.3.27 の 5 ～ 10 %に対応している。



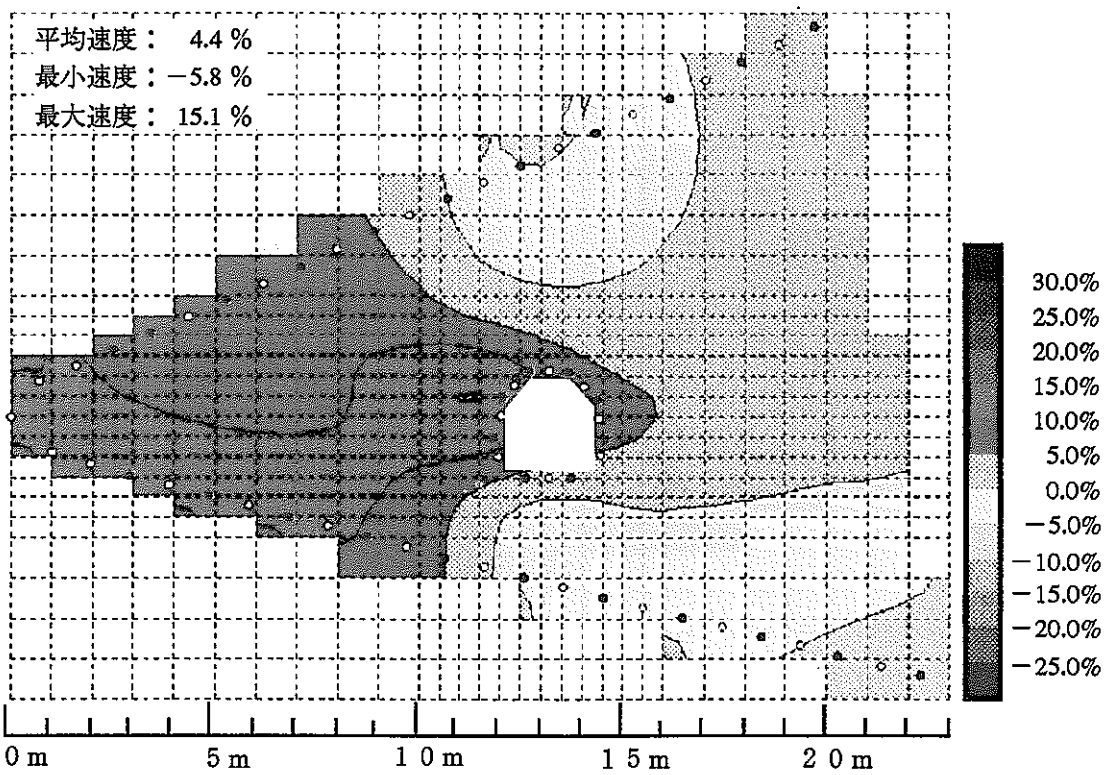
図－2.4.3.22　掘削前から掘削直後への速度変化値分布図（速度表示）



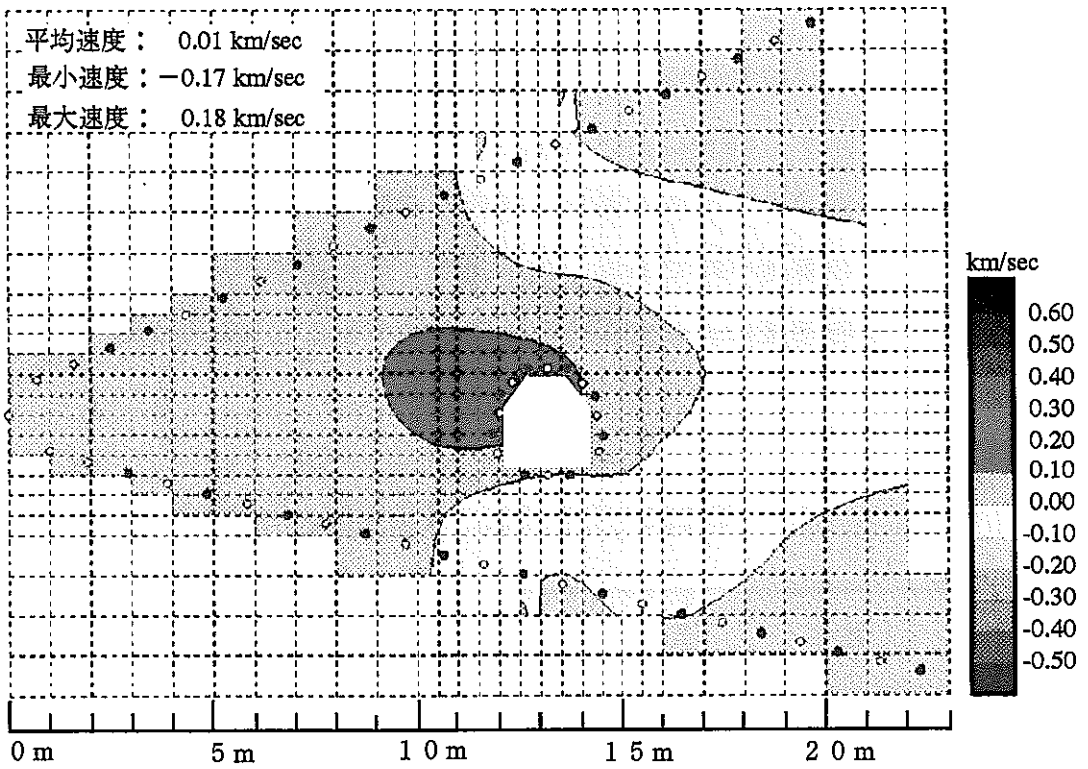
図－2.4.3.23　掘削前から掘削直後への速度変化値分布図（%表示）



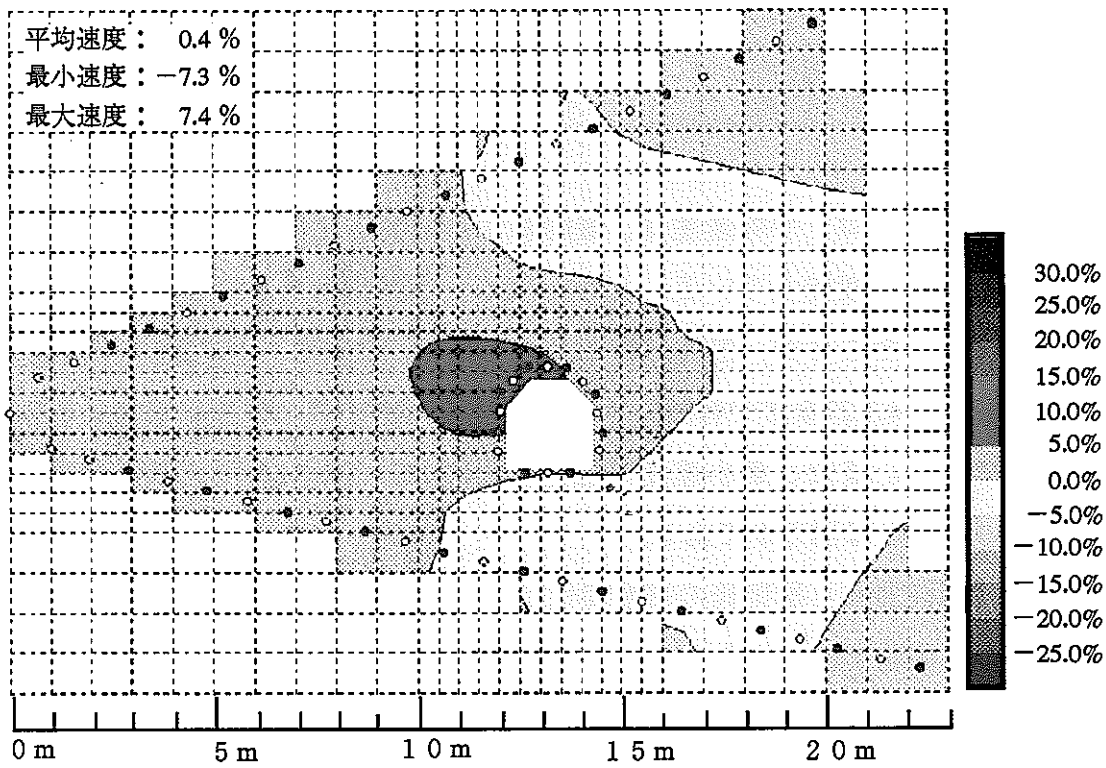
図－2.4.3.24　掘削前から掘削後への速度変化値分布図（速度表示）



図－2.4.3.25　掘削前から掘削後への速度変化値分布図（%表示）



図−2.4.3.26　掘削直後から掘削後への速度変化値分布図（速度表示）



図−2.4.3.27　掘削直後から掘削後への速度変化値分布図（%表示）

4）解析結果の誤差

弾性波トモグラフィの解析結果のうち、解析断面内の平均速度、最小速度、最大速度を表－2.4.3.7 に示す。同表における最小速度、最大速度には計算上発生した境界における計算上の値である場合があり、信頼性が低い。一方、平均速度は、計算グリッド上のすべての算術平均である。最小速度・最大速度が含まれるものの異常な値でない限り、平均速度により全体的な傾向を論ずることには問題がないと考える。

表－2.4.3.7　弾性波の平均速度、最小速度、最大速度

調査	平均速度 (km/sec)	最小速度 (km/sec)	最大速度 (km/sec)
掘削前	2.26	1.92	2.55
掘削直後	2.35	2.09	2.56
掘削後	2.36	2.12	2.6
掘削前→掘削直後 （変化後の状況）	0.09 4.0 %	-0.06 -2.5 %	0.23 11.0 %
掘削直後→掘削後 （変化後の状況）	0.01 0.4 %	-0.17 -7.3 %	0.18 7.4 %
掘削前→掘削後 （変化後の状況）	0.10 4.4 %	-0.15 -5.8 %	0.34 15.1 %

表－2.4.3.7 によれば、平均速度は、掘削前から掘削直後に 4 % 増加し、掘削直後から掘削後に 0.4 % 増加している。したがって、掘削前から掘削直後にかけて 4 % 平均速度が増加したことが、掘削影響と考えられる。このことは、図－2.4.3.23、図－2.4.3.25、図－2.4.3.27などで判断できる試験坑道西側の若干の速度増加に対応していると判断できる。また、最小速度の低速度化はMT－1やMT－2の孔底に近い部分に関係していることは明らかである。

最終的に、掘削前から掘削後の速度変化は4～5 % 程度と言える。ただし、測定・解析にかかわる誤差を検討することが必要である。

解析に使用した走時データに関する統計データを 表－2.4.3.8 に示す。

表－2.4.3.8　走時統計データ

	観測走時の平均値 (msec)	残差の標準偏差 (msec)	標準偏差率 (%)	走時誤差率 (%)
掘削前	5.48	0.328	5.98	3.45
掘削直後	4.43	0.261	5.91	6.54
掘削後	4.14	0.265	6.04	4.21

ここで、

残差　　：　観測走時と計算走時の差

標準偏差率　：　（残差の標準偏差／観測走時の平均値）×100

走時誤差率　：$\sqrt{\frac{1}{n}\Sigma\left(\frac{\Delta Ti}{Ti^{obs}}\right)^2}$、

n：データ数、ΔTi：残差、Ti^{obs}：観測走時

として定義する。表－2.4.3.7 から標準偏差率および走時誤差率、すなわち、速度値に対する解析誤差は 5～6 % 程度と見積もることができる。

一方、P 波速度を 2.0 km/sec 、平均走時を表－2.4.3.8 から 5.0 msec とすれば平均経路は 10 m となる。測定位置の測量誤差は安全を考えて 5 cm とすると、計算上の位置的誤差が 0.5 % 程度となる。また、読取誤差は最大 0.05 msec 程度で、同様に平均走時を 5.0 msec とすると 1 %程度の誤差、さらに、発振時のトリガー誤差は経験的に 1 %程度とすると、全体で走時誤差は 2 %程度となる。これは読取誤差である。読取誤差の影響は以下のように見積もることができる。真の距離 L（= 10 m）とその誤差±ΔL（= 0.5%）、真の走時 t（= 5 msec）とその誤差±Δt（= 2 %）、真の速度 V= 2.0 km/secとその誤差±ΔV、について

$$1.95 = \frac{L-\Delta L}{t+\Delta t} < \left(V' = \frac{L'}{t'}\right) < \frac{L+\Delta L}{t-\Delta t} = 2.05$$

から 1.95 ＜（V'=V±ΔV）＜ 2.05 km/sec が得られる。この場合ΔVは0.05 km/sec、すなわち、速度値に対する測定誤差は2.5 % となる。

したがって、誤差見積結果として、表－2.4.3.9にまとめるように、最大8～9％程度となり、たとえば、速度値V= 2.0 km/secを考えると、±0.18 km/sec程度は誤差の範囲であると考えられる。

表－2.4.3.9　誤差見積もり

項目	誤差
速度値解析誤差	5～6　％
測定位置設定誤差	～0.5　％
走時時間誤差	
（読　取　誤　差）	～1　％
（トリガー誤差）	～1　％
積算誤差（最大）	8～9　％

（6）弾性波トモグラフィ調査／まとめ

前節で示したように、測定結果には最大で8～9％程度の誤差が含まれる。今回の解析結果について検討すると、この誤差範囲は、先に議論した速度変化（4～5％程度）よりも大きい。したがって、速度の平均値をベースとする概略的な議論では、機械掘削の影響により弾性波速度が確実に増減したとは言えない。

しかしながら、掘削前と掘削後での、試験坑道から計測坑道にかけての弾性波速度の増加は、最大で15%程度であった。これは、誤差範囲を越えており意味がある。この原因として、試験坑道の掘削に伴う応力の再配分や、波線密度の違いなどが考えられるが、弾性波トモグラフィの結果からだけでは原因の特定はできない。

2.4.4 比抵抗トモグラフィ

比抵抗トモグラフィは対象地盤を囲むように設置された2本のボーリング孔を利用して電極を多数配置し、任意電極間での電流・電位を測定することで、対象地盤の比抵抗分布を可視化する技術である。

坑道やトンネルの掘削に伴い、空洞周辺での掘削影響領域では弾性波速度が低下することは知られている。しかしながら、掘削の影響による比抵抗値の変化について確かめられた例は少ない。

比抵抗トモグラフィ調査は、平成5年度の機械掘削影響試験の事前調査において、調査手法の適用性について検討するという位置付けで初めて行われた。その意味で、今回の調査は、機械掘削に伴う坑道周辺岩盤への影響が評価できるか否かを検討することが目的である。

試験坑道掘削後の比抵抗トモグラフィ調査の結果を、事前調査として試験坑道掘削前に実施した比抵抗トモグラフィ調査の結果と対比し、掘削に伴う比抵抗の変化を検討した。

（1）測定方法

1）比抵抗測定概要

電流は地盤の至る所を流れるとともに、地盤中において電流の流れやすい（比抵抗の低い）所を選択的に流れる特性がある。そのため、波線経路を特定できる弾性波トモグラフィのように電流の経路を特定することができない。したがって、比抵抗トモグラフィ調査において比抵抗測定結果は測定時の電極の組み合わせにより、地盤中のある領域の比抵抗分布を反映した測定結果ではあるが、その値は地盤の至る所の比抵抗分布の影響を受けた値となっている。

今回の測定では、試験坑道を挟む調査孔（MT－1、MT－2）、計測坑道周縁での比抵抗測定に加えて、試験坑道周縁における測定、および試験坑道周縁－調査孔間での測定を行った。なお、比抵抗測定は事前調査と同様に、ポール・ポール法（2極法）に準じた電極系で行った。ポール・ポール法は調査孔内あるいは坑道周縁における一対の電極（電流・電位電極）以外にもう一対の遠方電極（遠方電流電極・遠方電位電極）を設定し、一定の電極間隔を保った電流電極と電位電極の2極を移

動して比抵抗を測定する方法である。

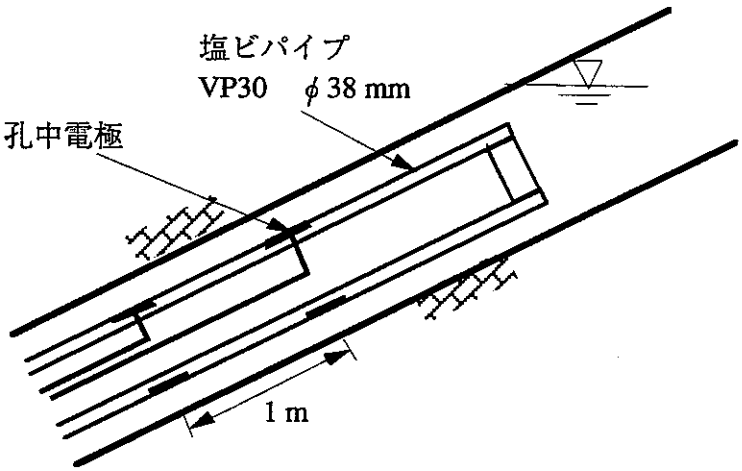
2）調査孔電極接地方法と電極配置

調査孔内の電極接地は、計測用ロッドに取り付けた電極から孔内水を介して行った。計測ロッドは、図－2.4.4.1に示すように、外径 ϕ 38 mm の塩ビパイプ（VP30）であり、1 m 毎に幅 5 mm の真鍮性電極を取り付けてある。また、測定ケーブルと電極は塩ビパイプ内で接続して孔内水と絶縁されており、漏れ電流が生じないようにした。

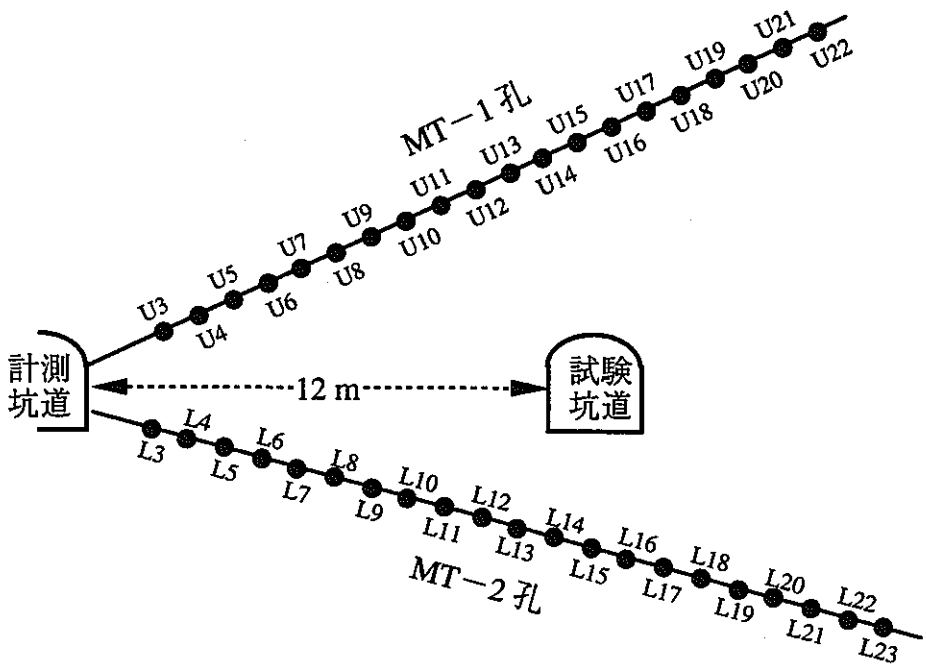
下向き傾斜孔（MT－2 孔）においては、この計測ロッドを調査孔に直接挿入、固定し、地盤と電極との接地は、孔内に自然に貯留された地下水（自然孔内水）を介して行った。一方、上向き調査孔（MT－1 孔）においては、図－2.4.2.3 および図－2.4.2.4 に示したように、計測ロッドを孔口アタッチメントを通して挿入し、孔口で止水した後、孔内に地下水を貯留させることで電極と地盤の接地を確保した。

本調査では、自然孔内水の測定電気伝導度は 0.2 mS / cm（25℃）前後であり、これは試験坑道掘削前における値と同じであった。

電極間隔は基本的に 1 m ピッチとし、調査孔の孔口より 3 m の地点から電極を MT－1 孔に 20 極（深度 22 m）、MT－2 孔に 21 極（深度 23 m）の計 41 極を設置した（図－2.4.4.2参照）。図中の記号（U3、L3）は、電極番号である。なお、記号U（Upper）は MT－1 孔での測定点であることを、L（Lower）はMT－2 孔での測定点であることを示す。また数字は、それぞれの調査孔における計測坑道壁面からの深度（m）を示す。



図－2.4.4.1　孔内比抵抗測定ロッド概略図

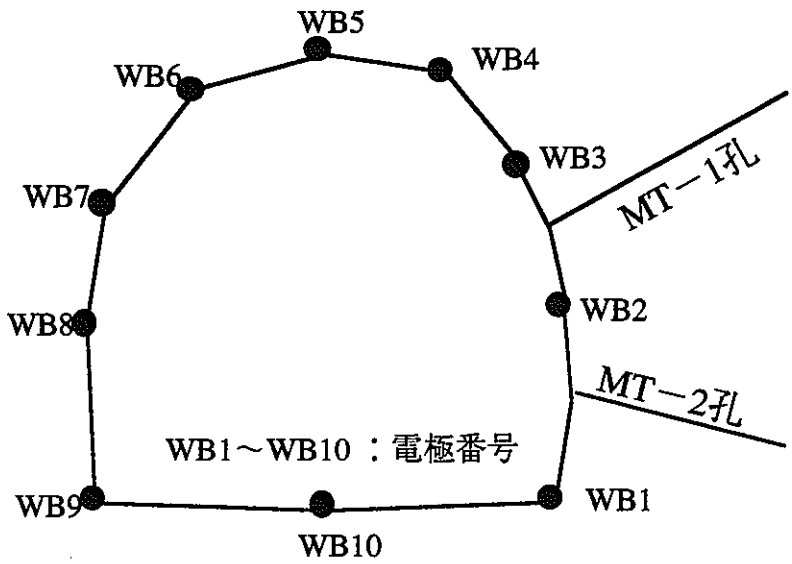


図－2.4.4.2　比抵抗測定システム及び電極配置

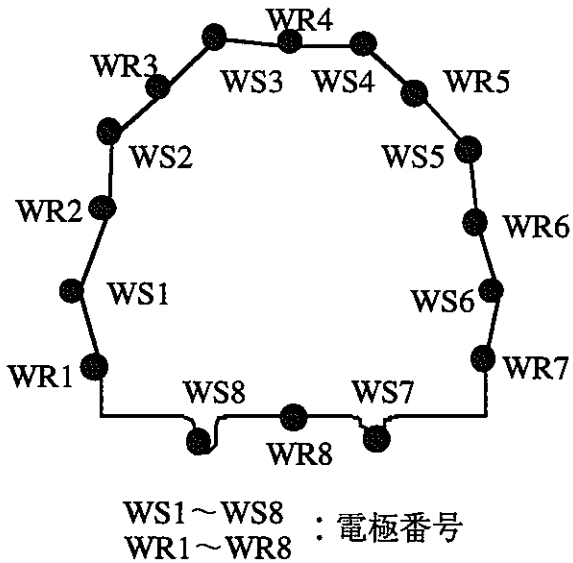
3）計測坑道・試験坑道周縁電極接地方法と電極配置

本調査では、計測坑道・試験坑道周縁に電極を設けて測定を行った。計測坑道周縁の電極は図－2.4.4.3に示すように、MT－1孔、MT－2孔を含む断面に10極、また、試験坑道周縁の電極は図－2.4.4.4に示すように、16極を配置した。なお、計測坑道周縁での電極は、試験坑道掘削前の測定と同じ位置に、また、試験坑道周縁での電極は試験坑道掘削直後の弾性波トモグラフィ調査での受振点・発振点と同じ位置にそれぞれ設けた。

電極の接地は、ドリルで壁面の吹き付けコンクリートに直径5～7 mm、深さ5～10 cm程度の穴をあけ、穴の中に水で固練りした接地抵抗改良材（商品名：アスダイン）を埋め込み、その上から鉄釘を地山に達するまで打ち込むことで行った。



図－2.4.4.3　計測坑道周縁比抵抗測定電極配置



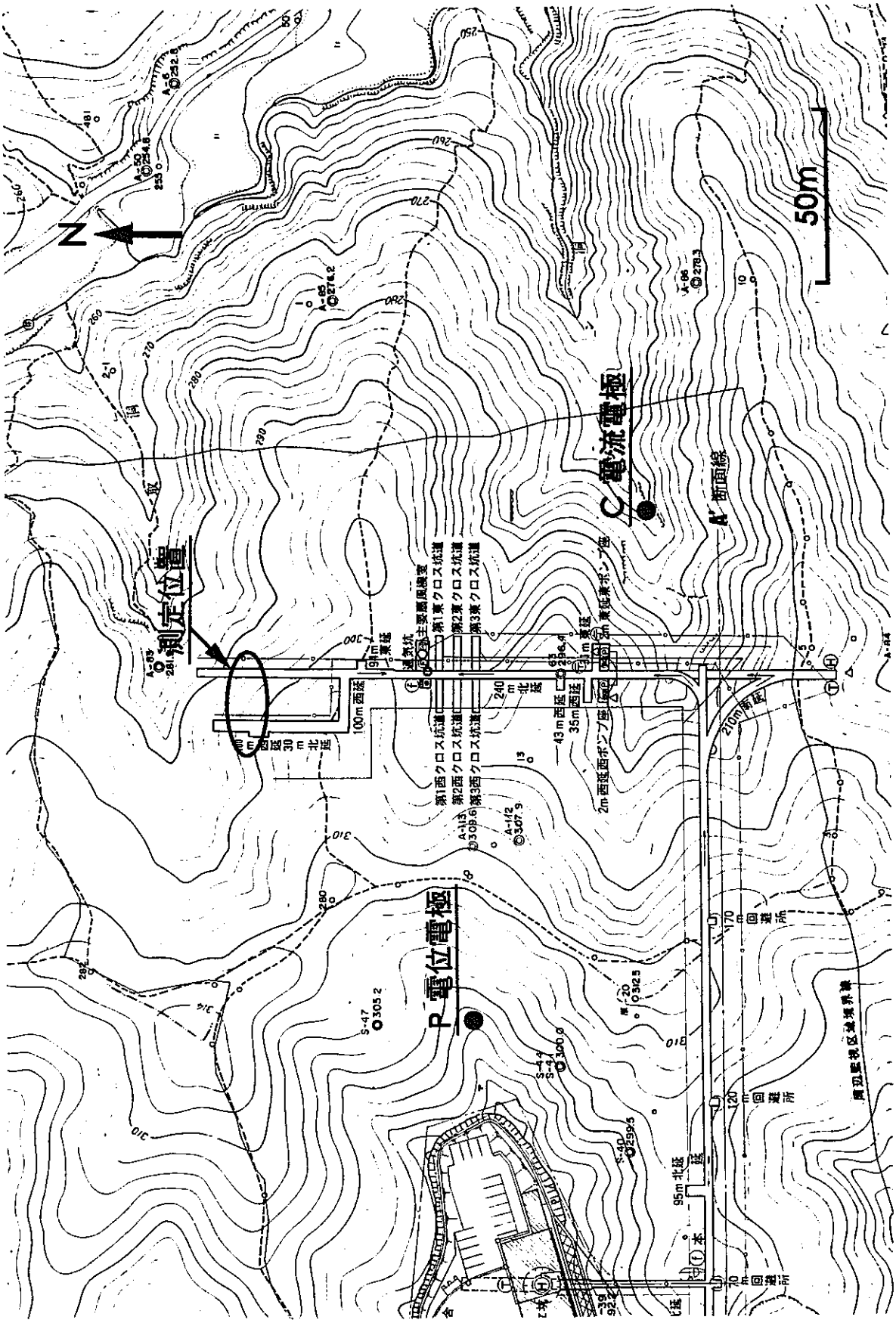
図－2.4.4.4　試験坑道周縁比抵抗測定電極配置

4）遠電極の設置

測定法は2.4.4節の（1）で述べたようにポール・ポール法を用いるが、遠方電流電極と遠方電位電極はお互いに離れるように設置しなければならない。また、この距離は、調査孔より測定最大電極間隔（概ね20 m）の10倍以上をとる必要があった。本調査においては、測定地点が坑道の先端部に位置すること、また坑道内にはレールや支保など比抵抗測定に影響を与えると推定される既存構造物が存在することから、遠方電流・電位電極は地表に設置した。また、坑道から地表への配線は通気立坑（長さ約150 m）を利用することで行った。図－2.4.4.5に地表における遠電極の設定位置を示す。遠電極設定位置は、試験坑道掘削前に実施した比抵抗トモグラフィ調査における位置と同じである。

遠電極の接地は、湿気の多い箇所において、ステンレス製電極棒（ϕ 14 m、長さ400 mm）を地面に数本打ち込むことにより行った。また、電極棒打ち込みの際、地山と電極棒間での接地抵抗を低減するために、接地抵抗改良材（商品名：アスダイン）を使用した。地表部および坑道内での遠電極の配線には、単芯ビニール線（断面積1.25 mm^2）を用いたが、通気立坑内では、ケーブルの自重による断線の可能性が考えられたため、テンションメンバにケブラー繊維を用いた検層用ケーブルと、このケーブルにずれないように固定した単芯ケーブル（断面積 1.5 mm^2）を用いた。これらのケーブルは、それぞれ、地表、坑道内の遠方電位、遠方電流電極と接続した。

通気立坑内で2本のケーブルを用いたのは以下の理由による。今回の調査で使用した検層用ケーブルはケーブル自重を極力軽減するため、外径5.6 mmの16芯（断面積：0.08 mm^2／芯　より合わせ）多芯ケーブルを用いた。このケーブルのみを用いて遠方電流・電位電極を設けると、電流・電位遠電極ケーブルが近接して互いが電気誘導の影響を受け、測定結果に誤差が生じる。また、導線断面積が小さいと線抵抗が大きくなり、測定結果に影響を与える。この問題を解決するため、検層用ケーブルの16芯すべてを両端で結線して導線断面積を大きくすることで、線抵抗を極力小さくした。また、単芯ケーブルを検層用ケーブルに固定して2本のケーブルをそれぞれ遠方電流・電位遠電極に接続することで、電気誘導による測定結果に与える影響を極力少なくした。

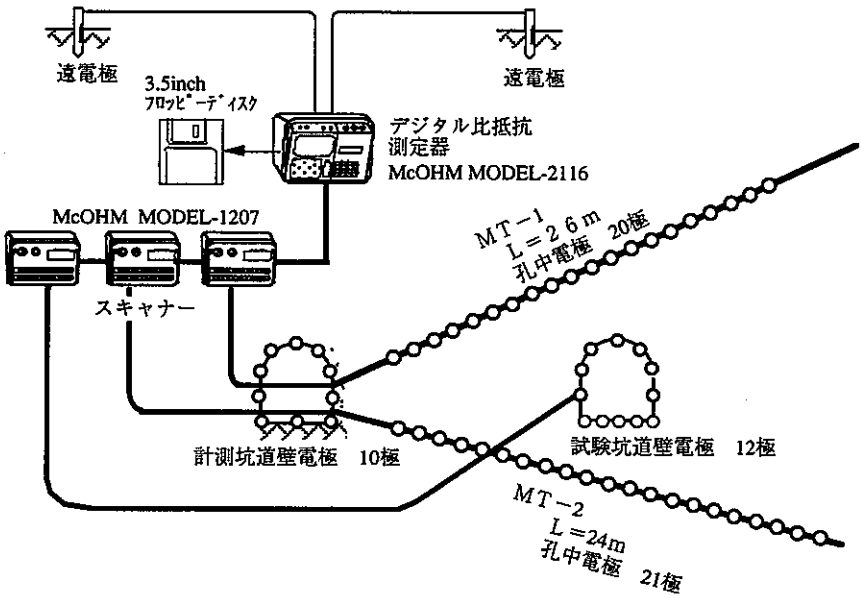


図－2.4.4.5　比抵抗測定遠電極位置図

5）測定方法

測定系の概略図を図－2.4.4.6に示す。測定に使用した機器の一覧表を表－2.4.4.1に示す。図－2.4.4.6に示すシステムで、スキャナを介して順次電極の組み合わせを変えることにより、電流および電位を測定した。ここで、調査孔内の測定においては、電流電極、電位電極とも同一孔内の電極が選択された場合、この測定は電気検層に相当する。また、調査孔内での電極は、同一孔内・孔間にまたがる全ての組み合わせにおいて設定した。さらに、試験坑道周縁に設けた電極を電流電極として、調査孔内での電極を電位電極とした測定を全ての組み合わせにおいて実施した。

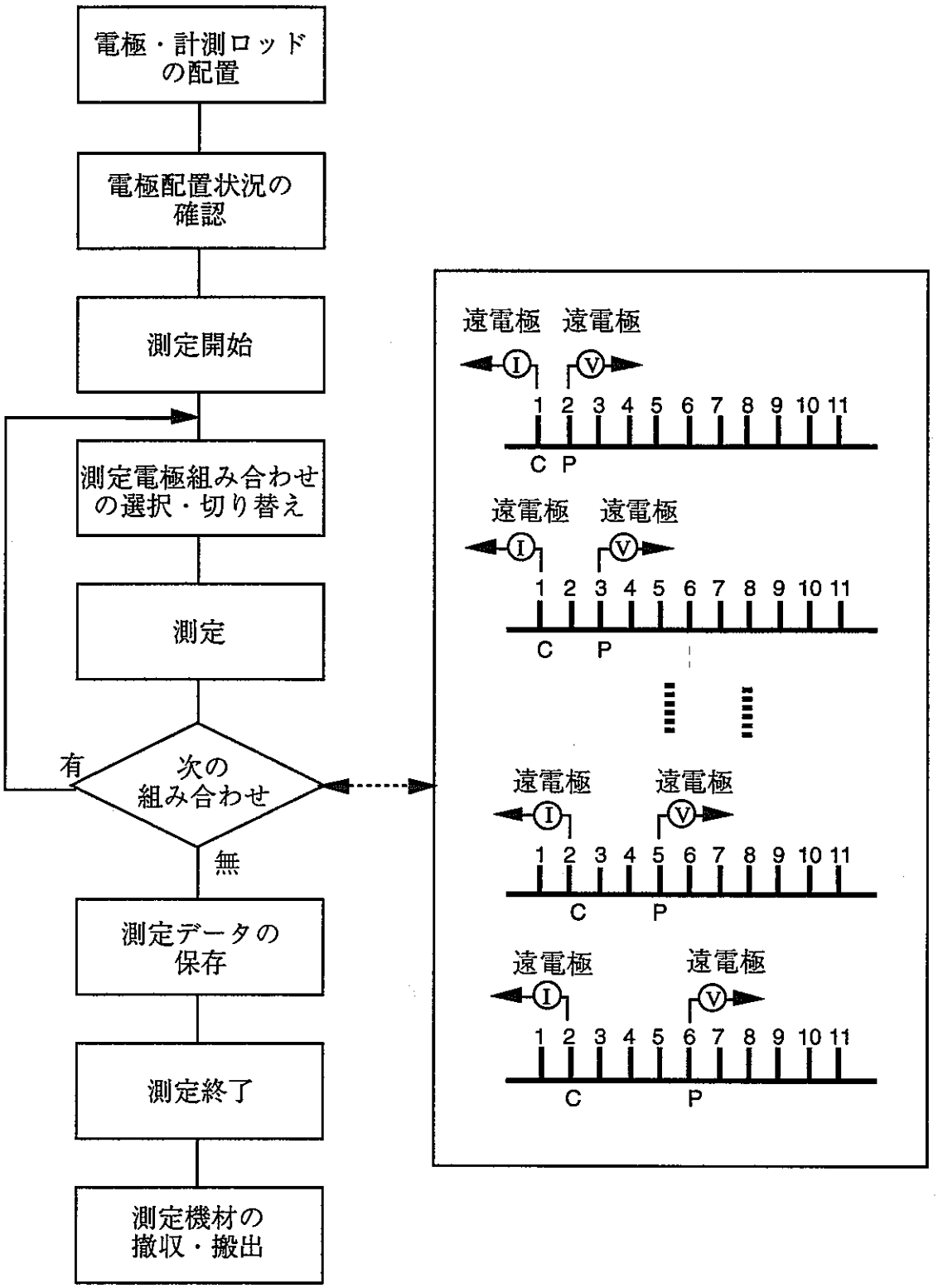
測定にあたり、地盤に流す電流を 200 mA に設定し、測定電位がなるべく高い値となるようにしたほか、4 回のスタッキングを行い、測定データの信頼性確保に努めた。電極の組み合わせ・選択は自動計測としたが、常に測定状況を監視し、不良測定の場合、自動測定を中断して原因を除去した上で再度測定を行った。今回の調査では、突発的なノイズによる測定電圧の乱れがあるケースがあり、一時測定を中断して、再度同じ組み合わせで正常な電圧波形が得られることを確認した後、自動測定を再開した。図－2.4.4.7に測定手順並びに電極組み合わせ・選択の手順を示す。測定データは測定終了後フロッピーディスクに記録し、トモグラフィ解析で用いた。



図－2.4.4.6 比抵抗トモグラフィ測定系概略図

表－2.4.4.1　比抵抗トモグラフィ・使用機材一覧表

区分	機材名	形式番号	製作会社	仕様・材質	数量
データ 収録装置	電気探査	McOHM21 Model-2116	応用地質 株式会社	デジタル式 ・送信部(定電流方式) 出力電圧:200V 出力電流:1～200mA 最大出力:40W ・受信部 ﾁｬﾝﾈﾙ数 :3 最小感度:5μV 入力ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ:5MΩ ・制御部 制御電極数:250/ch ｽﾀｯｷﾝｸﾞ回数:任意	1
電極	電極切替器 (スキャナ)	McOHM Model-1207	応用地質 株式会社	制御電極数:32	3
	測定ロッド 孔中電極			真鍮電極1mピッチ 塩ビパイプVP30製	2式
	電極棒 遠電極用			ステンレス、φ14mm L=400mm	10本
	電極棒 坑道壁用			鉄釘　L=150mm	26本
ケーブル	多芯中継 ケーブル			16 芯0.3mm^2/芯 長さ　50m　100m	2本
	単芯ｹｰﾌﾞﾙ 遠電極			1.25mm^2 1.5 mm^2	1 km 200m
	多芯ｹｰﾌﾞﾙ 遠電極(立坑)			16 芯 0.08 mm^2/芯	200m
その他	安定化電源(12V20A)、コネクタボックス、 ナイロンチューブ、ビニールテープ　など				1式
室内データ 整理・解析	ﾃﾞｰﾀ整理 ｺﾝﾋﾟｭｰﾀ	Optiplex 466/Mxe	ﾃﾞﾙ ｺﾝﾋﾟｭｰﾀ	32 Bit　ﾒﾓﾘｰ16MB DX2 66MHz	1式
	解析用 ｺﾝﾋﾟｭｰﾀ	SPARC Station10	ｻﾝﾏｲｸﾛ ｴﾚｸﾄﾛﾆｸｽ	ワークステーション 32Bit　ﾒﾓﾘｰ64MB	1式
	作図出力	DesignJet 650C	ﾋｭｰﾚｯﾄ ﾊﾟｯｶｰﾄﾞ	カラープロッター	1式



図－2.4.4.7　比抵抗測定手順

（2）測定結果

データ整理用の電極番号を図－2.4.4.2～2.4.4.4 に示す。

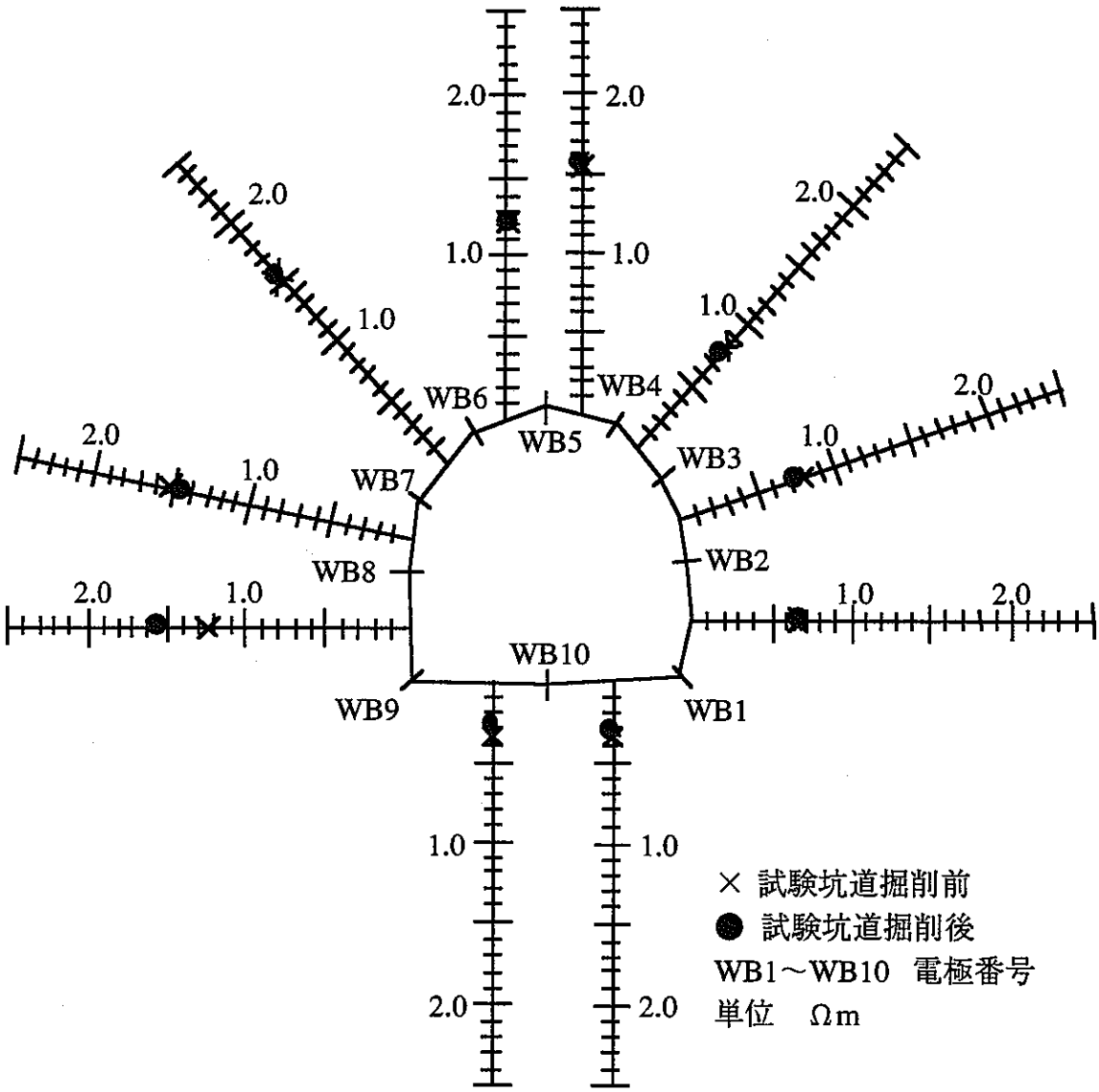
測定は、地盤内に強制的に電流を流すことにより行ったが、この際、電極においては分極現象が生じないように、交替電流を用いた。また、測定時には、地盤内に流した電流波形と測定電位波形をモニターした。今回の測定では、両測定波形は一致しており、測定値のばらつきも 0.5% 以内であった。測定電位は、電流電極と測定電位電極の距離に反比例して値が低下し、電極の接地異常等による異常な測定値は認められなかった。

1）坑道周縁測定結果

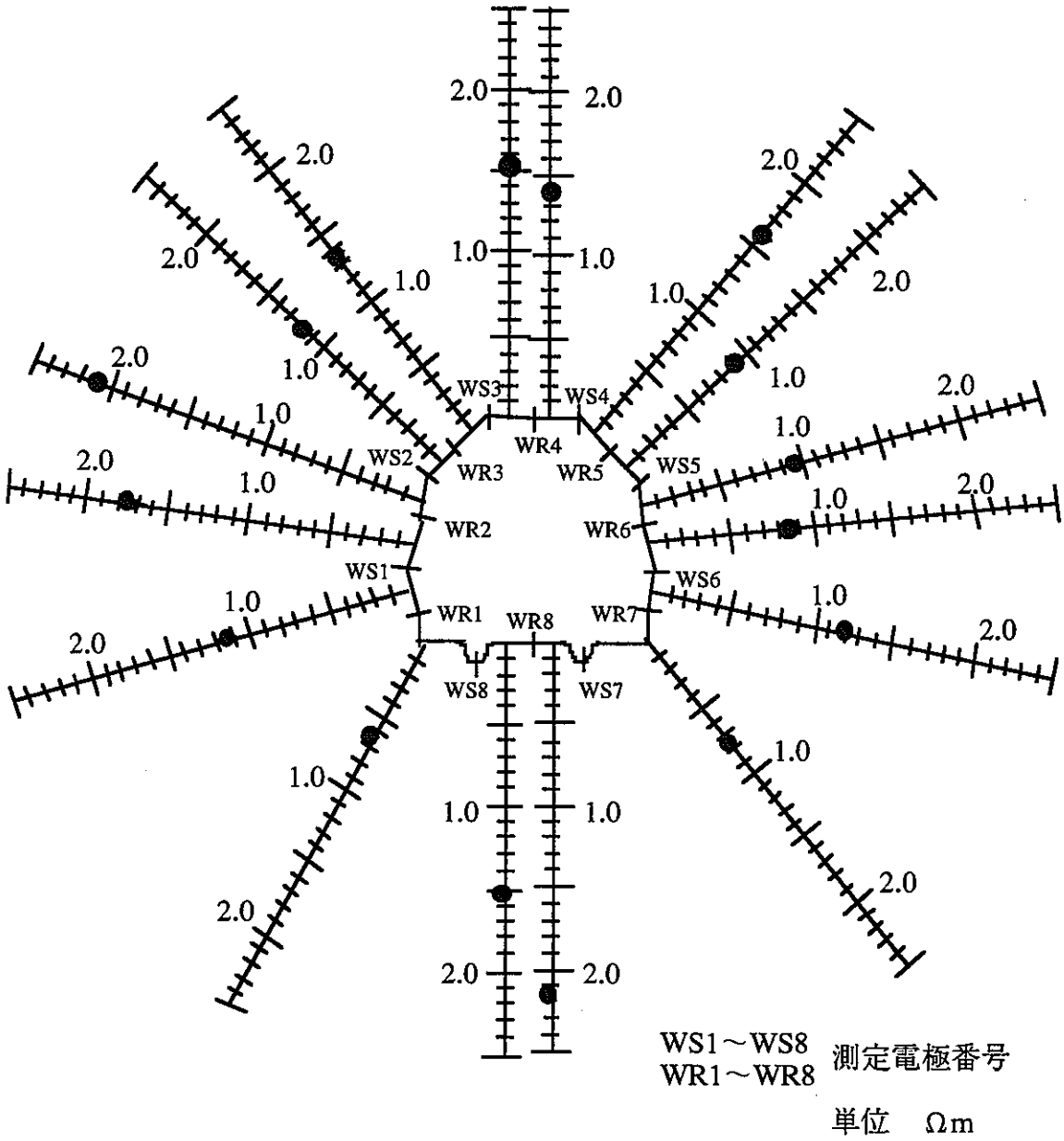
測定結果として得られる電流・電位は、通常、電極間距離を考慮した係数との積（見掛け比抵抗値）で整理されるが、坑道周縁での測定結果は、坑道が馬蹄形を呈しており、電極間隔が坑道の規模に近い長さであったために、比抵抗値に換算することができない。そこで、様々な電極の組み合わせ測定のうち、隣接した電極間で測定した抵抗値と電極間距離の積（単位Ωm）を求め、その値を坑道の測定位置で比較することにより測定結果の整理を行った。したがって、整理した値は坑道の形状の影響を受けたものである。各坑道での整理結果を図－2.4.4.8 に示す。同図には、試験坑道掘削前に実施した測定結果も同時に示す。なお、図中プロットの×印は、試験坑道掘削前に実施した測定結果で、●印は本調査における測定結果である。

本調査における測定値は、WB8－WB9 間を除き、試験坑道掘削前の測定結果とほぼ同じ値を示した。測定値は坑道アーチ部で 0.8～1.55 Ωmであるのに対し、坑道下端に移るにしたがい徐々に値が減少する傾向が認められ、インバート部では 0.3 Ωm の値を示した。

図－2.4.4.9は試験坑道における整理結果である。本調査における測定値は坑道アーチ部で 0.9～1.6 Ωm、インバート部で0.7～2.2 Ωm の測定値を示した。また、側壁部ではWS5～WR7 間で 1.2 Ωm 以下の測定値を示したのに対し、WR1～WS2 間では1.1～2.1 Ωmと、WS5～WR7 間に比較して高い測定値を示した。



図－2.4.4.8 隣接電極間測定結果 (計測坑道)



図－2.4.4.9 隣接電極間測定結果 (試験坑道)

2）MT－1孔とMT－2孔の測定結果

前述のように調査孔内で電流・電位電極とも同一孔内の電極が選択された場合、この測定結果は電気検層結果に相当し、観測孔近傍の地盤特性を示すことになる。そこで、同一調査孔内における電極間（電極間隔1m、2m）での測定結果を用いて見掛け比抵抗値を求め、各調査孔で相当する深度にプロットして測定結果の整理を行った結果を図－2.4.4.10に示す。同図中、破線は試験坑道掘削前の測定結果であり、実線は試験坑道掘削後における測定結果である。

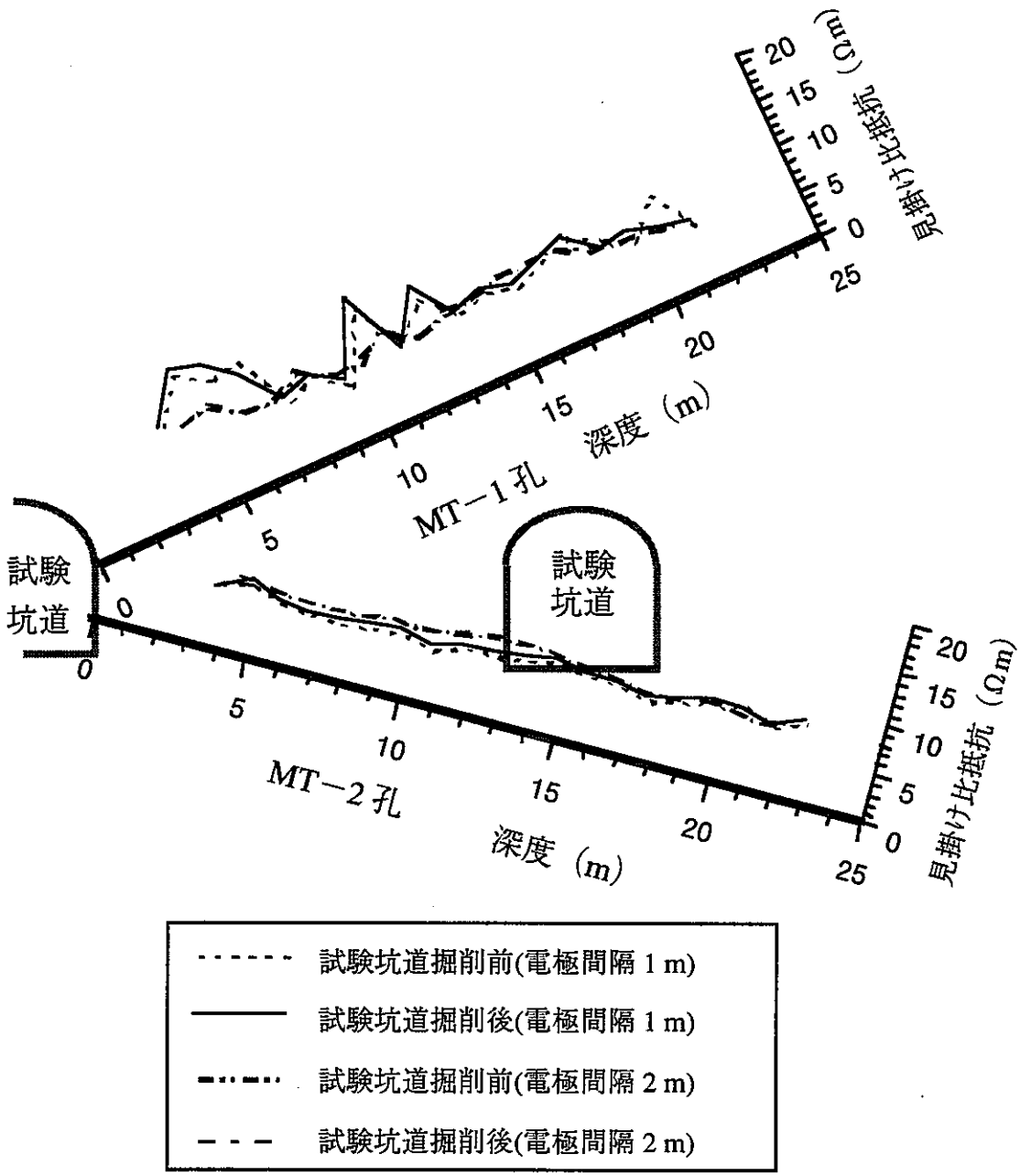
MT－1孔の測定結果は、試験坑道掘削前での測定結果とほぼ同じく、全体的に8Ωm以上の見掛け比抵抗値を示した。また、電極間隔1mでの測定結果は、電極間隔2mの測定結果に比較して見掛け比抵抗の変化が大きくなる傾向が見られ、特に孔口から4～13mの範囲では電極間隔の違いによる見掛け比抵抗値の差が認められた。

MT－2孔の測定結果は試験坑道掘削前の結果と同じく、全体的に8Ωm以下の見掛け比抵抗値を示した。また、電極間隔の違いによる見掛け比抵抗値の差異はMT－1孔に比較して小さく、電極間隔1mにおける見掛け比抵抗値は、電極間隔2mでの見かけ比抵抗値に比較して若干低くなる傾向が認められた。

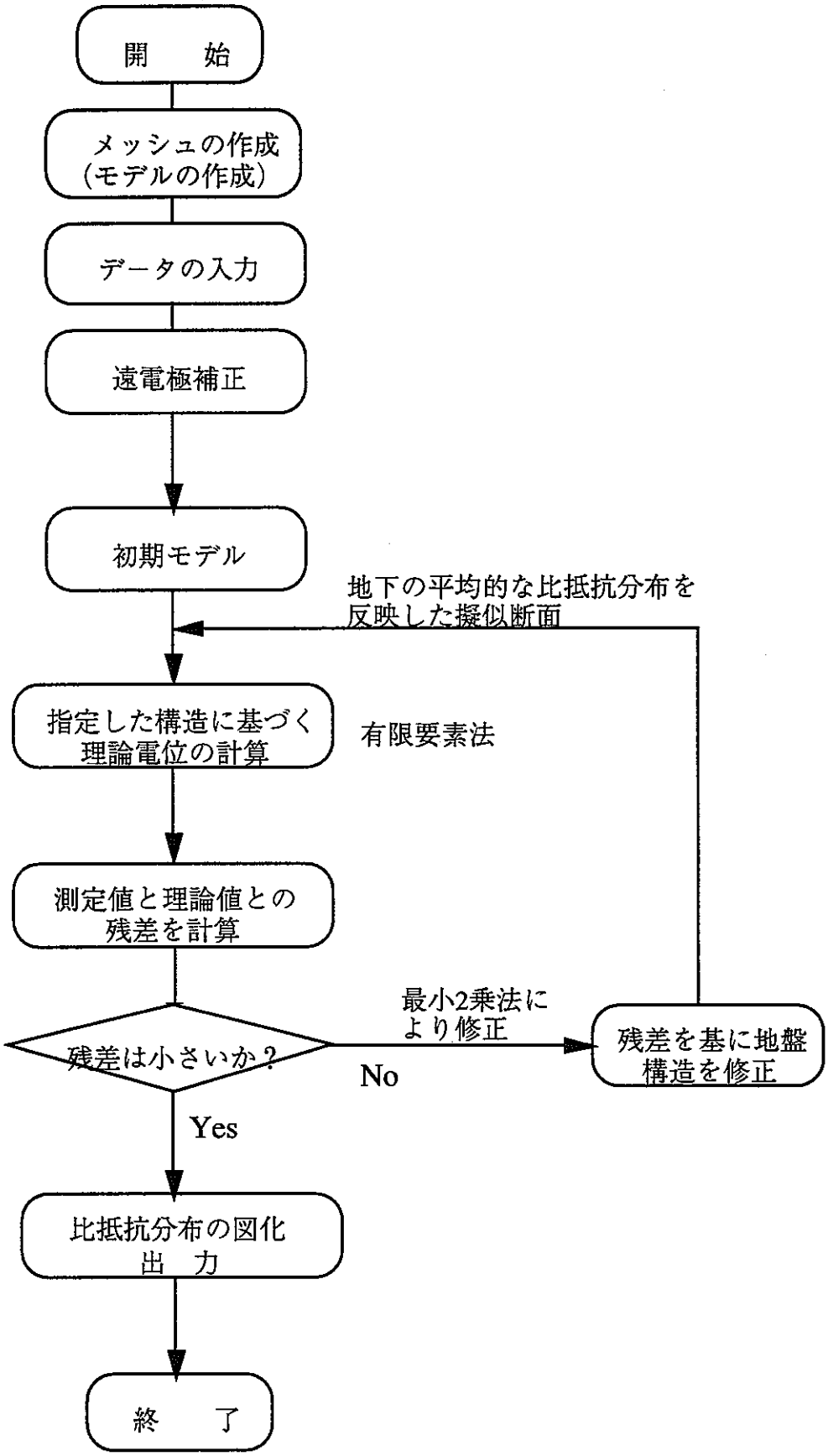
（3）解析方法

比抵抗トモグラフィは任意電極間での電流・電位の測定結果を基に、媒質（地盤）内の比抵抗分布を再構成して、真の地盤情報を得ようとするものである。解析では、予め設定した地盤モデルを基にして、逆に測定値を理論的に求め、理論的に求められた測定値と実際の測定値との誤差が所定の値以下になるまで、地盤の比抵抗分布を修正する。このようにして計算された比抵抗分布は、実際の地盤の比抵抗分布に近いものと見なすことができる。今回の解析においては、測定値を理論的に計算する方法として有限要素法を、測定値から比抵抗分布を推定する過程において、安定化条件付き最小二乗法を用いた。有限要素法による電位の計算は、解析断面が奥行き方向に連続すると仮定した疑似3次元計算で行っている。また、解析は無限媒質の条件下で行うので、後述する遠電極補正により測定値を補正し、無限媒質での測定値に変換して解析に用いた。

解析手順を以下に示す。また、解析フローを図－2.4.4.11に示す。



図－2.4.4.10　ＭＴ－１孔・ＭＴ－２孔測定結果
(電極間隔１ｍ、２ｍ)



図－2.4.4.11　比抵抗トモグラフィ解析手順

1）解析メッシュの作成

今回の解析に用いた断面は、試験坑道掘削前後における解析条件を等しくするため、試験坑道掘削前に実施した比抵抗トモグラフィ解析に用いた断面と同じものを用いた。解析断面は縦 85 m、横 100 m の長方形領域とし、この領域の中央にMT－1孔とMT－2 孔に挟まれた解析対象領域を設定した。三角形要素は、解析対象内で最小の辺の長さを 50 cm とした。解析メッシュの要素数は4153で、節点数は2126、ブロック区分数は 384 である。

解析メッシュは以下に示す方法で作成した。

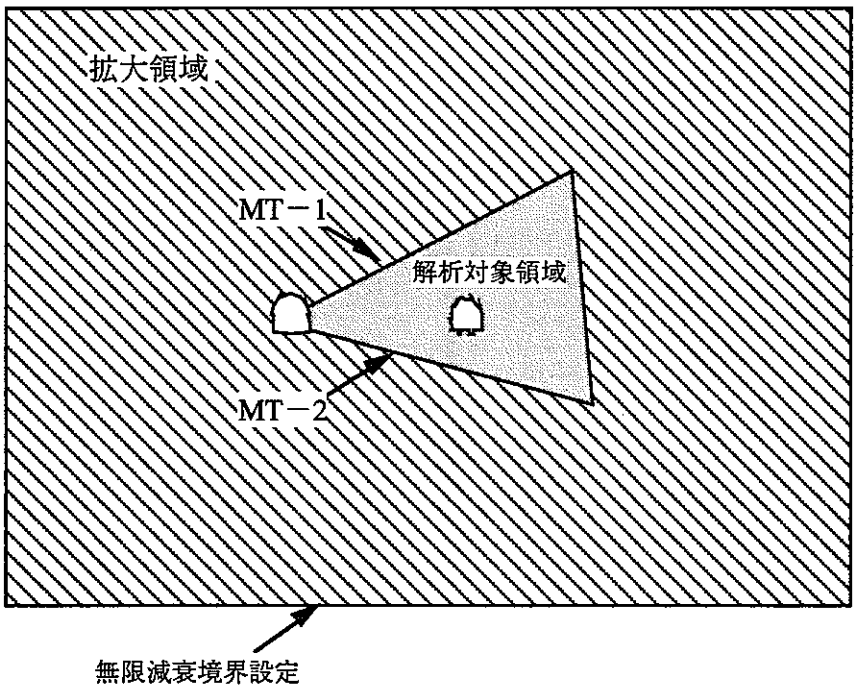
最初に、測定により得られた電流・電位のデータと、各測定電極の位置座標データを入力した。位置座標は弾性波トモグラフィと同様に、測量および孔曲がり測定で得られた結果から計算したものである。各電極の位置座標については、表－2.4.4.2にまとめてある。

電位の計算を有限要素法で行うためには、解析領域を有限な領域に設定しなければならない。このため、解析領域の境界近くでは、領域を有限としたことによる計算誤差が大きくなる。そこで、境界の影響を極力少なくするため、解析対象範囲（実際に比抵抗分布を知りたい範囲）より解析範囲を広く設定することが行われる。解析範囲は、図－2.4.4.12に示すように、実際の解析対象を覆う矩形領域とした。

解析領域は、各位置の電位を計算するため、三角形要素あるいは四角形要素で分割するが、今回の解析においては基本的に三角形要素で分割することとした。ただし、境界の影響を低減するため、解析領域の周辺部には無限減衰境界を有する四角形要素を配置した（図－2.4.4.12参照）。無限減衰境界は、電位が距離に比例して指数関数的に減衰し、無限遠で 0 になると仮定した境界である。また、解析範囲を要素分割するにあたり、主な解析対象であるMT－1 孔とMT－2 孔で挟まれた領域は細かく分割し、電位の計算誤差を少なくするように努めた。一方、比抵抗分布は要素の比抵抗値で表すが、隣接する要素の比抵抗値は近い値を示すと仮定し、隣接する要素をまとめて同一の比抵抗値を示すブロック区分とした。解析領域のブロック区分に際しても、要素区分と同様に、MT－1 孔とMT－2 孔に挟まれた領域は細かく分割して、詳細な比抵抗分布が表現できるようにした。

このように要素区分とブロック区分に分けたのは以下の理由による。ブロック区分と要素区分が同じであれば、より詳細な比抵抗分布が表現できることになるが、計算に要する時間が膨大になること、また要素区分に見合った測定データ数（測定データ数＞要素区分数）がないと解析結果が不安定となる。解析領域を粗く要素区分すると、計算時間や解析の安定性の問題点は解決できるが、粗い要素区分では電位の計算誤差が大きくなり、解析結果の精度が悪くなる。また、一般的には測定電極配置の制限により、要素区分に見合った測定データを得ることが困難である。これらの問題点の解決策として、要素区分とブロック区分を分け、ブロック区分を要素区分より粗くすることが考えられる。要素区分を細かくすることで、電位の計算誤差を小さくすることができ、比抵抗分布を細かく表現することは犠牲となるが、測定データ数に見合ったブロック区分を行うことにより、安定した解析結果を得ることができる。

解析に使用したメッシュ図を図－2.4.4.13に、解析対象領域の拡大図を図－2.4.4.14に示す。また、ブロック分割図を図－2.4.4.15に示す。



図－2.4.4.12　解析領域の設定

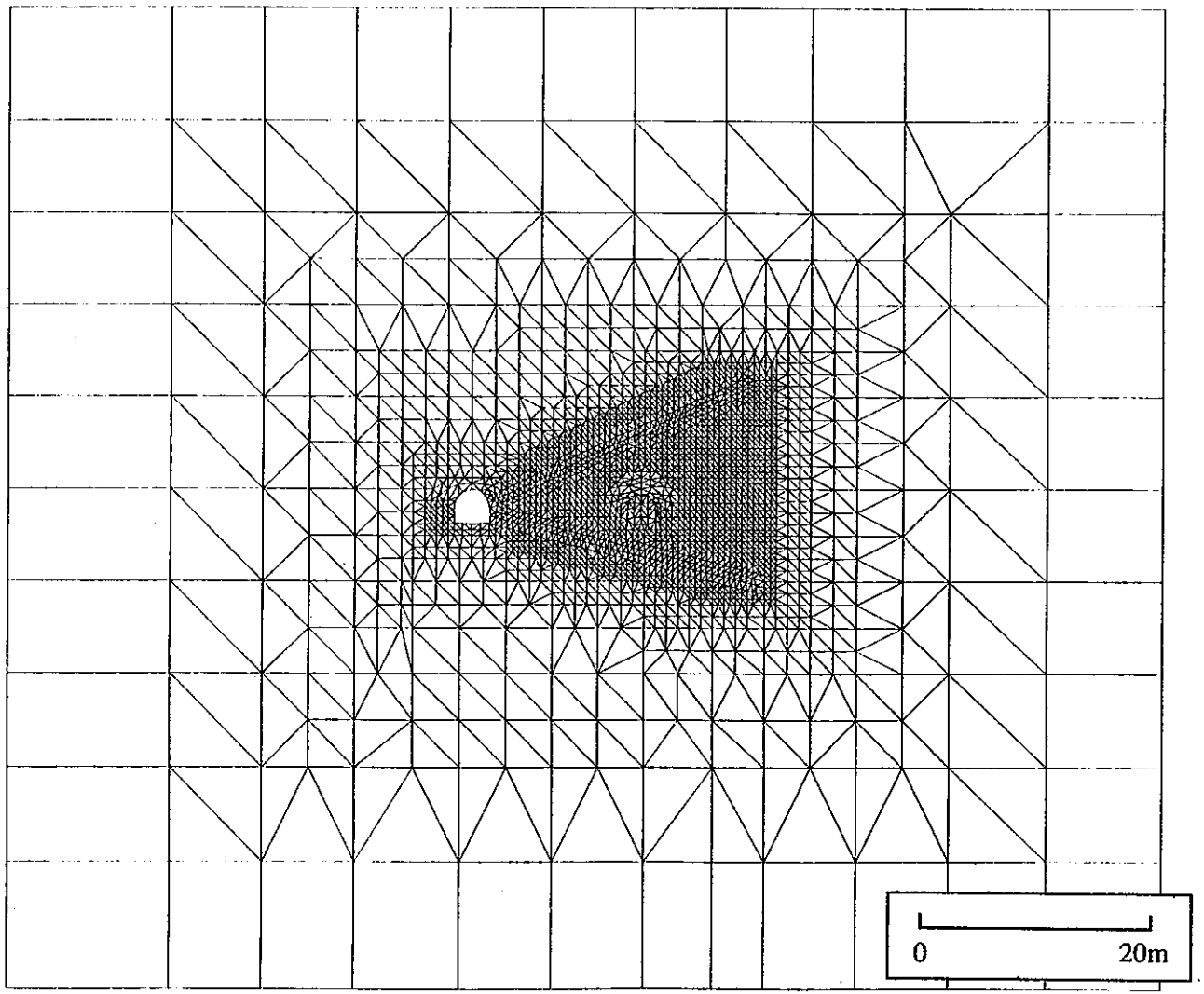
表－2.4.4.2　測定点座標一覧表

観測孔名			MT-1孔
電極番号	節点番号	x 座標(m)	y 座標(m)
U 3	334	44.05	43.00
U 4	375	44.97	43.40
U 5	428	45.88	43.81
U 6	463	46.79	44.22
U 7	505	47.70	44.64
U 8	561	48.61	45.06
U 9	613	49.51	45.49
U 1 0	673	50.41	45.92
U 1 1	733	51.31	46.35
U 1 2	767	52.22	46.76
U 1 3	829	53.13	47.17
U 1 4	896	54.04	47.58
U 1 5	964	54.95	47.99
U 1 6	1035	55.86	48.40
U 1 7	1103	56.77	48.82
U 1 8	1142	57.67	49.25
U 1 9	1223	58.57	49.68
U 2 0	1303	59.46	50.12
U 2 1	1389	60.36	50.56
U 2 2	1478	61.40	51.00

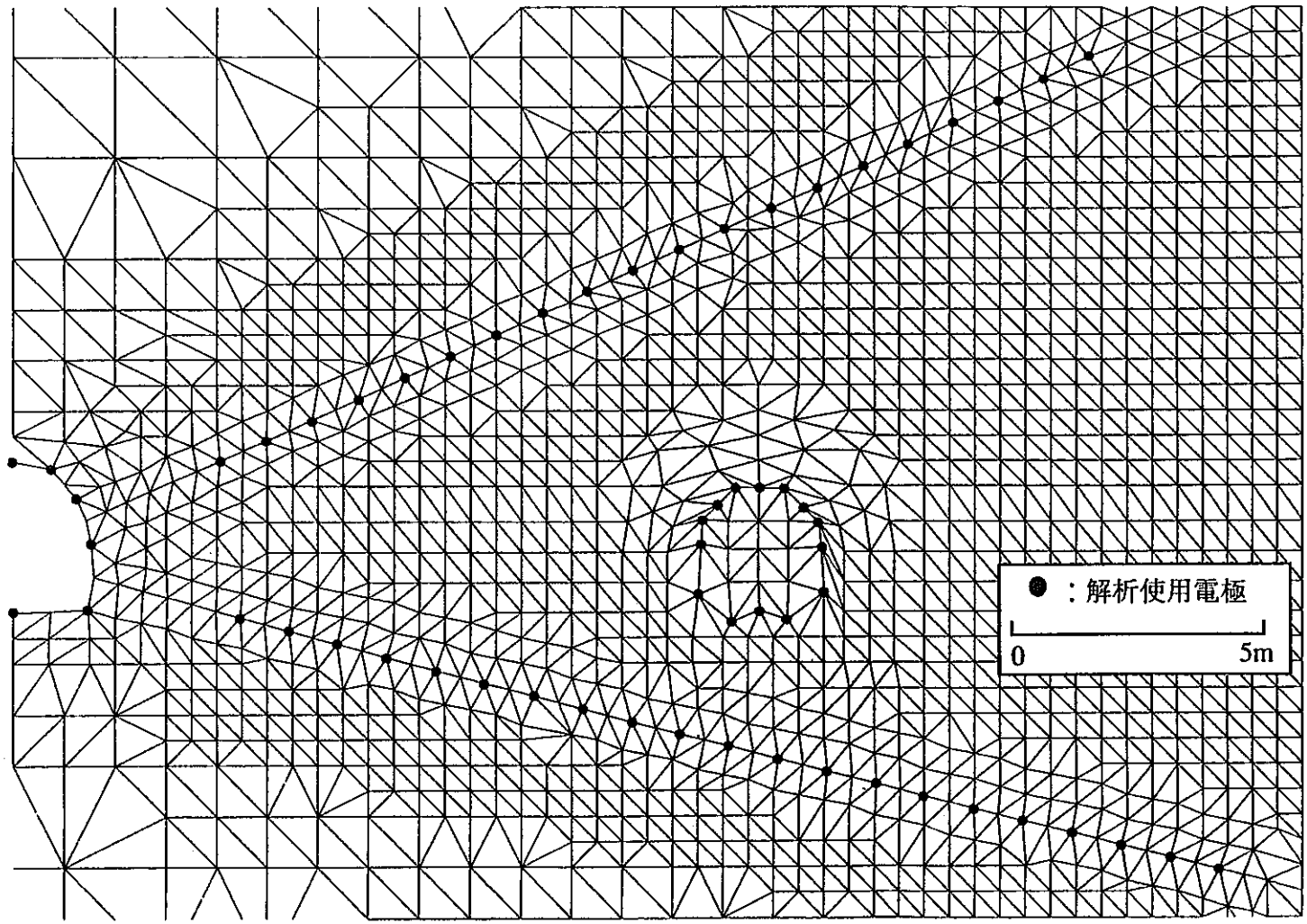
観測孔名			MT-2孔
電極番号	節点番号	x 座標(m)	y 座標(m)
L 3	360	44.46	39.90
L 4	404	45.42	39.64
L 5	458	46.38	39.38
L 6	515	47.35	39.12
L 7	572	48.32	38.86
L 8	626	49.28	38.61
L 9	687	50.25	38.36
L 1 0	715	51.22	38.11
L 1 1	784	52.18	37.85
L 1 2	845	53.15	37.60
L 1 3	915	54.12	37.36
L 1 4	975	55.09	37.11
L 1 5	1053	56.06	36.86
L 1 6	1126	57.03	36.62
L 1 7	1207	58.00	36.37
L 1 8	1287	58.97	36.13
L 1 9	1374	59.94	35.89
L 2 0	1456	60.91	35.65
L 2 1	1553	61.88	35.41
L 2 2	1638	62.85	35.17
L 2 3	1729	63.82	34.93

試験坑道			
電極番号	節点番号	x 座標(m)	y 座標(m)
W R 1	869	53.50	40.35
W R 2	868	53.56	41.36
W R 3	866	53.89	42.13
W R 4	949	54.72	42.45
W R 5	1044	55.59	42.07
W R 6	1046	55.94	41.29
W R 7	1047	56.00	40.39
W R 8	953	54.72	40.03
W S 2	867	53.59	41.84
W S 3	906	54.25	42.48
W S 4	1008	55.21	42.45
W S 5	1045	55.90	41.77
W S 7	1012	55.27	39.84

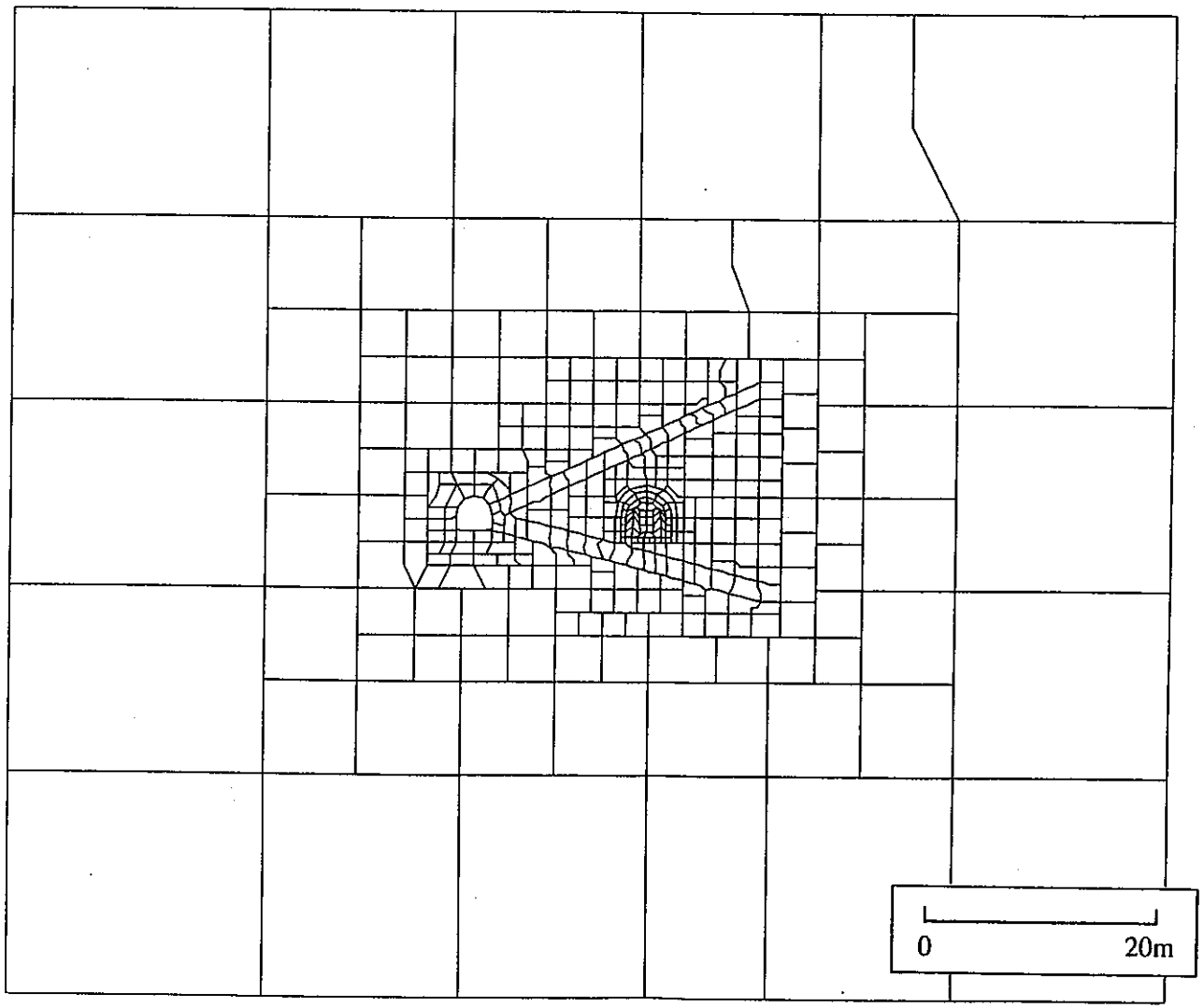
計測坑道			
電極番号	節点番号	x 座標(m)	y 座標(m)
W B 1	242	41.46	40.06
W B 2	240	41.53	41.34
W B 3	238	41.25	42.26
W B 4	223	40.75	42.85
W B 5	217	39.98	43.00
W B 6	194	39.15	42.75
W B 7	184	38.57	41.98
W B 8	185	38.45	41.22
W B 9	187	38.49	40.04
W B 1 0	218	40.00	40.00



図－2.4.4.13　比抵抗トモグラフィ解析メッシュ図



図－2.4.4.14　比抵抗トモグラフィ解析メッシュ図（拡大図）



図－2.4.4.15　比抵抗トモグラフィ解析ブロック分割図

2）測定結果の遠電極補正

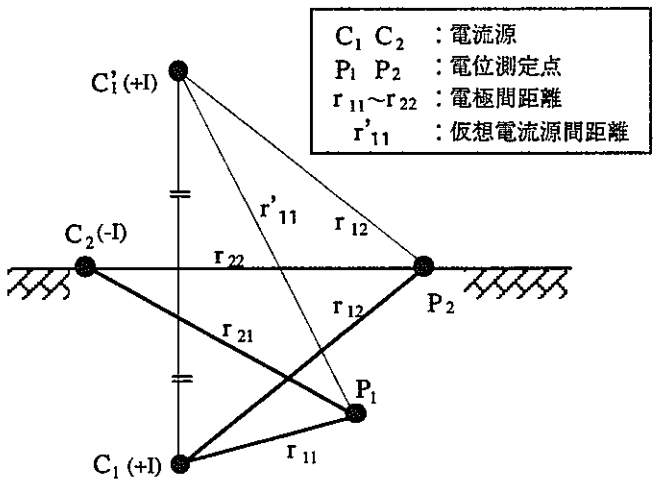
比抵抗トモグラフィでは、遠電極が無限遠の位置にあるとして有限要素法により無限媒質での理論電位計算を行っている。一方、実際の測定においては、遠電極を地上に設置したこと、また最大電極間隔（概ね20ｍ）に対して必ずしも十分遠方に遠電極を設置できなかった（図－2.4.4.5参照）ことから、測定結果を無限媒質での測定値に近づけるために、以下の方法で遠電極補正を行った。以下に補正方法を示す。

測定電位をＶ、補正後の電位をＶ'としたとき、

$$V' = f V \qquad (2.4.4.1)$$

とする補正係数ｆで遠電極補正を行う。この際、第１次近似として地表面は水平であり、比抵抗ρの均質な地盤であると仮定する。

図－2.4.4.16は、実際の測定条件に基づく電極配置を示したものであり、C_1、P_1は 地盤中の電流・電位電極、C_2、P_2は地表に接地した遠方電流・電位電極である。また、C_1、P_1の距離をr_{11}、C_1P_2の距離をr_{12}、C_2P_1の距離をr_{21}、C_2P_2の距離をr_{22}とする。



図－2.4.4.16　比抵抗トモグラフィ電極配置

ここで、r_{21}、r_{22}、r_{12}の距離がr_{11}に比較して十分大きく、かつr_{11}の距離に比較してC_1、P_1の位置が地中深くに位置していると、C_1に＋Ｉ(A)の電流を、C_2に－Ｉ(A)の電流を流したとき、P_2とP_1における電位差$\Delta V'$は近似的に

$$\Delta V = \frac{\rho I}{4\pi r_{11}} \tag{2.4.4.2}$$

となり、無限媒質での点電流源により生じる電位と等しくなる。

次にr_{21}、r_{22}、r_{12}の距離が無視できない場合を考える。

電流源C 1 (+I)からr_{11}、r_{12}なる距離にある点、P_1、P_2の電位V_{11}、V_{12}は

$$V_{21} = \frac{\rho I}{4\pi}\left(\frac{1}{r_{11}} + \frac{1}{r'_{11}}\right) \qquad V_{12} = \frac{\rho I}{2\pi}\frac{1}{r_{12}} \tag{2.4.4.3}$$

となる。ここでr_{11}は図－2.4.4.16に示す仮想電流源C'_1とP_1の距離である。

また電流源C_2 (-I)からr_{21}、r_{22}なる距離にある点、P_1、P_2の電位V_{21}、V_{22}は、

$$V_{21} = \frac{\rho I}{2\pi}\frac{1}{r_{21}} \qquad V_{22} = \frac{\rho I}{2\pi}\frac{1}{r_{22}} \tag{2.4.4.4}$$

と表される。P_1での電位V_1は

$$V_1 = V_{11} + V_{21} = \frac{\rho I}{4\pi}\left(\frac{1}{r_{11}} + \frac{1}{r'_{11}} - \frac{2}{r_{21}}\right) \tag{2.4.4.5}$$

また、P_2での電位V_2は

$$V_2 = V_{12} + V_{22} = \frac{\rho I}{4\pi}\left(\frac{2}{r_{12}} - \frac{2}{r_{22}}\right) \tag{2.4.4.6}$$

で表される。したがって、P_1、P_2間の電位差ΔVは

$$\begin{aligned}\Delta V &= V_1 - V_2 \\ &= \frac{\rho I}{4\pi}\left(\frac{1}{r_{11}} + \frac{1}{r'_{11}} - \frac{2}{r_{21}} - \frac{2}{r_{12}} + \frac{2}{r_{22}}\right)\end{aligned} \tag{2.4.4.7}$$

となる。実際の測定値V'は近似的に(3.7)式で得られる値となり、解析には式(2.4.4.2)における$\Delta V'$に相当するV'を用いなければならないので、式(2.4.4.1)より

$$f = \frac{V}{V'} = \frac{\Delta V}{\Delta V'} \tag{2.4.4.8}$$

として、各測定毎に補正係数fを計算し、実際の測定値VにfをかけたV'を解析に使用した。

3）収束判定と解析結果出力

繰り返し計算は前述のように、理論値と測定値の残差が十分小さくなるまで、もしくは所定の繰り返し計算回数になるまで行った。収束条件が満たされた場合、得られた結果を基に比抵抗値の大小で色分けしたカラーパターンにより、比抵抗解析断面として出力した。

今回の解析においては、試験坑道掘削前に実施した比抵抗トモグラフィ同様、繰り返し計算回数を10回に設定し、理論値と計算値の許容残差を10％以下とした。

4）解析ケース

解析条件(メッシュ・パラメータ)は、試験坑道掘削前に実施した比抵抗トモグラフィと同じ条件を用いた。測定時に試験坑道周縁に設けた電極は16点であるが、解析メッシュにおいて、試験坑道周縁設置電極に対応する節点は14点(図－2.4.4.14参照)である。したがって、解析に用いた試験坑道周縁－孔間測定データは、試験坑道側壁部に位置する電極番号WS1、WS6（図－2.4.4.4参照）を除く14極を電流電極としたデータを用いた。

解析は表－2.4.4.3に示すように、以下の2ケースについて行った：

a．ケース1

① MT－1およびMT－2の電極によるデータ

② MT－1および試験孔道周縁の電極によるデータ

③ MT－2および試験孔道周縁の電極によるデータ

を用いた解析

b．ケース2

① MT－1およびMT－2の電極によるデータ

② MT－1および試験孔道周縁の電極によるデータ

③ MT－2および試験孔道周縁の電極によるデータ

④ 計測孔道周縁の電極によるデータ

を用いた解析

解析における初期値は、試験坑道掘削前に実施した比抵抗トモグラフィ解析結果を用いた。なお、試験坑道相当部はケース１で1000Ωｍ、またケース２では試験坑道先端からの電流の回り込みを考慮して、300Ωｍの比抵抗値で固定した。

比抵抗トモグラフィの解析パラメータを表－2.4.4.3 に示す。

表－2.4.4.3　比抵抗トモグラフィの解析パラメータ

解析ケース	測定電極数			測定データ数	要素数	節点数	ブロック数	使用データ	参照図番号
	孔内	計測坑道	試験坑道						
1	41	0	14	1394	4153	2126	384	1	2.4.4.17
2	41	10	14	1439	4153	2126	384	2	2.4.4.22

（４）解析結果

１）ケース１の解析結果

表－2.4.4.3に示した解析パラメータにおいて、解析時に解析領域における要素比抵抗値の修正を許容した場合で、解析に使用したデータが孔間測定・試験坑道周縁－孔内測定の場合の解析結果を図－2.4.4.17 に示す。

解析断面図中、中央に位置する馬蹄形の空洞部は試験坑道を、左端に位置する空洞は計測坑道を示す。また、図中○印は解析に使用した電極の位置を示す。

解析対象部は全体的に 7～15 Ωｍ の比抵抗値を示した。MT－1 孔近傍での孔深12～21 ｍ の範囲では 30 Ωｍ 以上の、他の部分に比較して比抵抗値が高い部分が塊状に現れた。MT－２孔近傍では７ Ωｍ 以下の、周囲に比較して低い比抵抗値を示す部分が認められた。

比抵抗トモグラフィ解析において用いた測定電位が 0.02～2.0 mV とオーダーの差があり、絶対誤差で整理すると電位が大きい範囲のデータの重みが大きくなる。したがって、全データに均等の重みをつけるために、誤差は相対誤差で表すものとし、次式により定義した。

$$\text{誤差} = \frac{\text{電位測定値} - \text{電位計算値}}{\text{電位測定値}} \times 100\% \qquad (2.4.4.9)$$

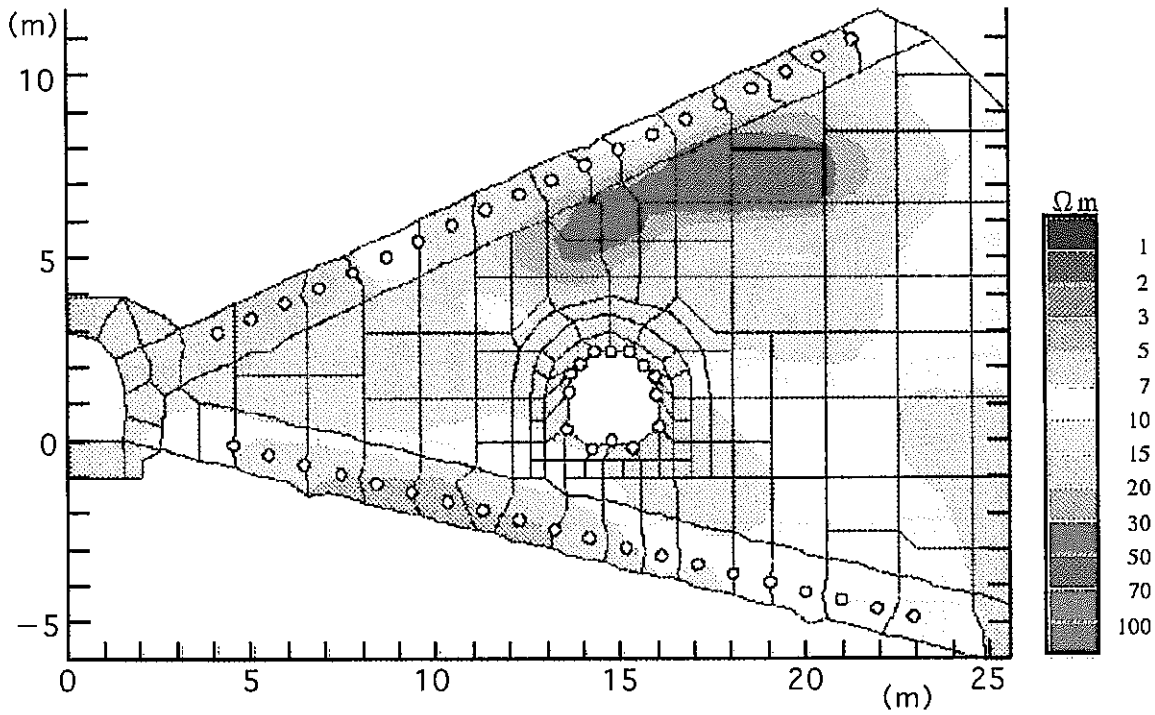
図－2.4.4.18 は繰り返し計算回数に対する平均誤差の変化を示したものであり、図－2.4.4.19 は各計算時における最大誤差の推移状況を示したものである。平均誤差ならびに最大誤差は、繰り返し計算回数に対し単調に減少しており、繰り返し計算回数 8 回目以降は減少量は少なく、繰り返し計算回数 10 回目において、解はほぼ収束したと考えられた。繰り返し計算回数 10 回目での平均誤差は 7.39 % であり、最大誤差は 34.9 % であった。また、繰り返し計算回数9回目と 10 回目での平均誤差の低下量は 0.04 % であった。

さらに、比抵抗トモグラフィ解析結果の再現性を検証するため、実際に測定した電位と解析により得られた電位との差を照合し、この結果を図－2.4.4.20 に示す。理想的には、プロットは傾き 1 （45 度）の直線上に分布しなければならないが、測定誤差や計算誤差などにより、直線からばらついて分布する。すなわち、このプロットのばらつきが小さいほど良い測定・解析結果を示している。

電位の測定値と計算値は、概ね傾き 1 の直線上にプロットされているものの、電位が 1 mV より高い部分では、測定値に比較して計算値が若干低くなる傾向が認められた。図－2.4.4.21 は誤差をヒストグラムに示したものである。誤差は正規分布を示している。区間を表す数字を x_1、x_2とするとデータ x は、

$$x_1 < x \leqq x_2$$

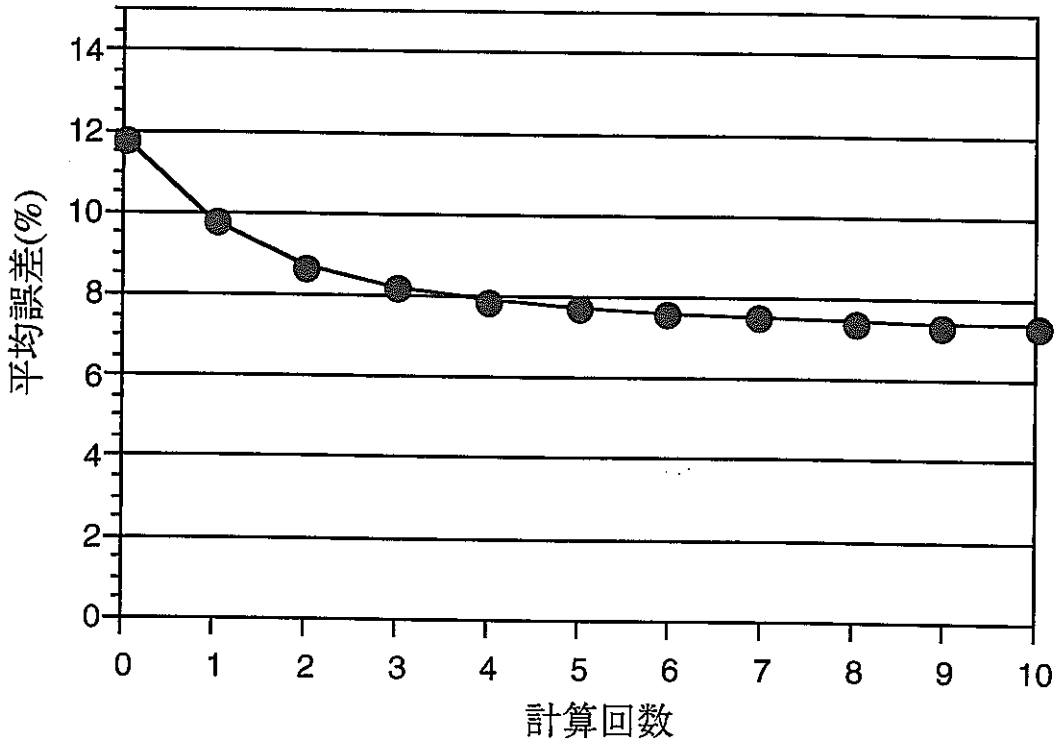
に分類されている。例えば、x ＝ 0 ならば、区間[－2、0]に入る。全データ 1394 個のうち、1048 個が誤差±10% 以内に分布し、これは全データの75.2% に相当する。また、全データの誤差平均は－3.22 %、標準偏差は 8.0 %で あった。



図−2.4.4.17　比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削後　ケース１）

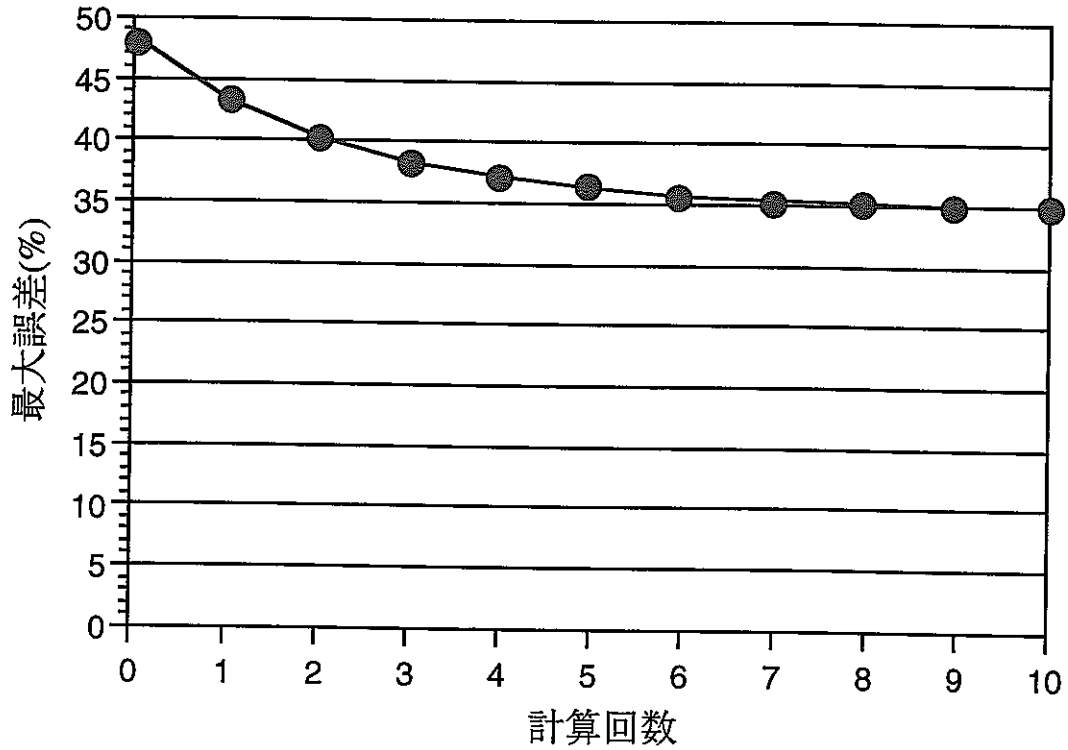
表−2.4.4.4　誤差収束状況　（ケース１）

計算回数	平均残差　(%)	最大残差　(%)
0	11.82	48.37
1	9.79	43.38
2	8.75	40.27
3	8.22	38.32
4	7.93	37.08
5	7.75	36.27
6	7.63	35.75
7	7.54	35.40
8	7.48	35.18
9	7.43	35.02
10	7.39	35.92



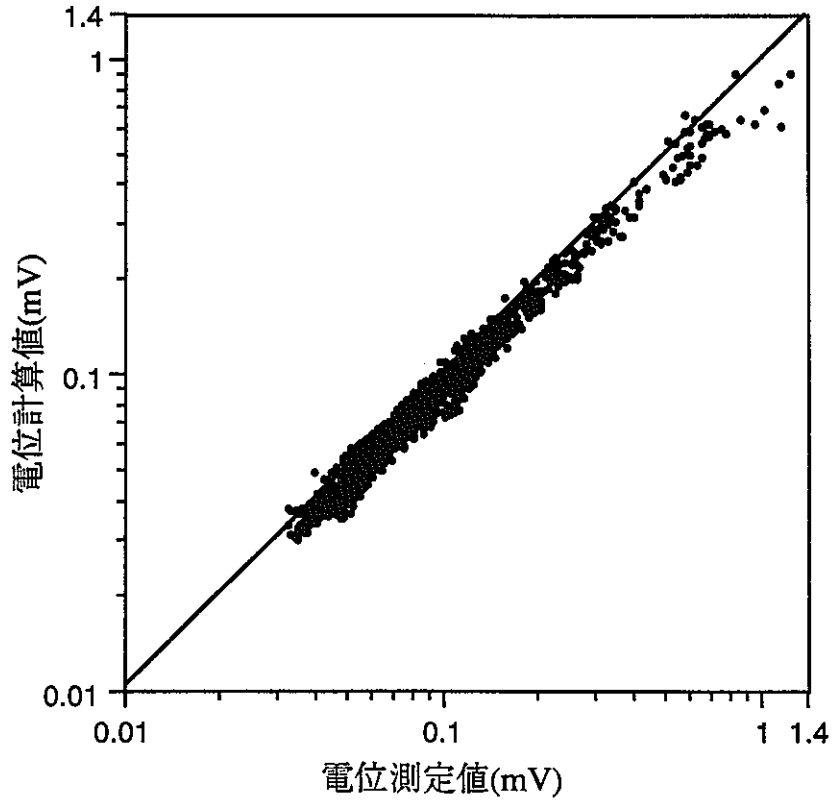
図－2.4.4.18　比抵抗トモグラフィ平均誤差収束状況図

（ケース１　繰り返し計算 10 回目）



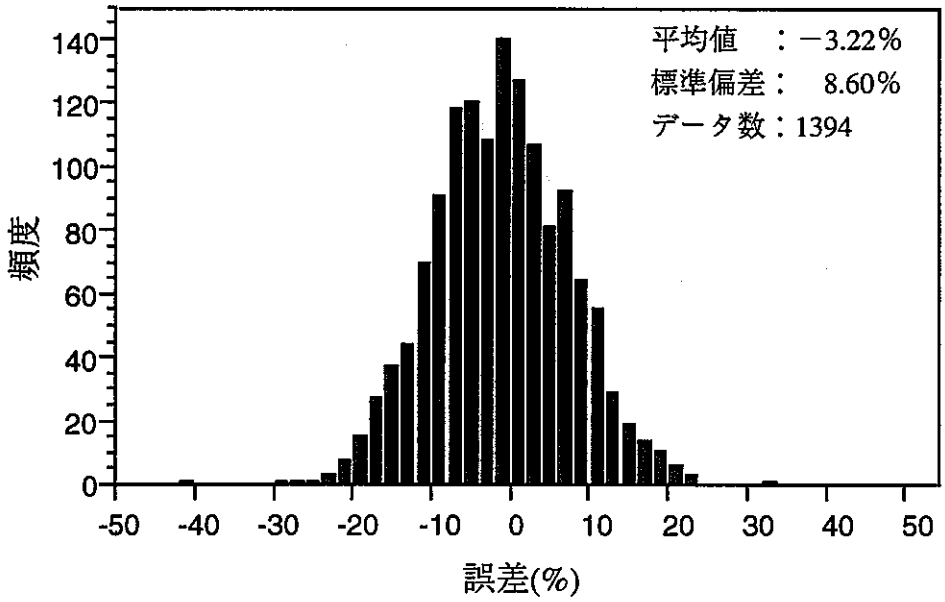
図－2.4.4.19　比抵抗トモグラフィ最大誤差収束状況図

（ケース１　繰り返し計算 10 回目）



図－2.4.4.20　測定値・計算値の分布

（ケース１繰り返し計算 10 回目）



図－2.4.4.21　解析誤差の頻度分布

（ケース１　繰り返し計算 10 回目）

2）ケース２の解析結果

表－2.4.4.3に示した解析パラメータにおいて、解析時に解析領域における地盤構造の修正を許容した場合で、解析に使用したデータが孔間測定・試験坑道周縁－孔内測定・計測坑道周縁測定の場合の解析結果を図－2.4.4.22に示す。

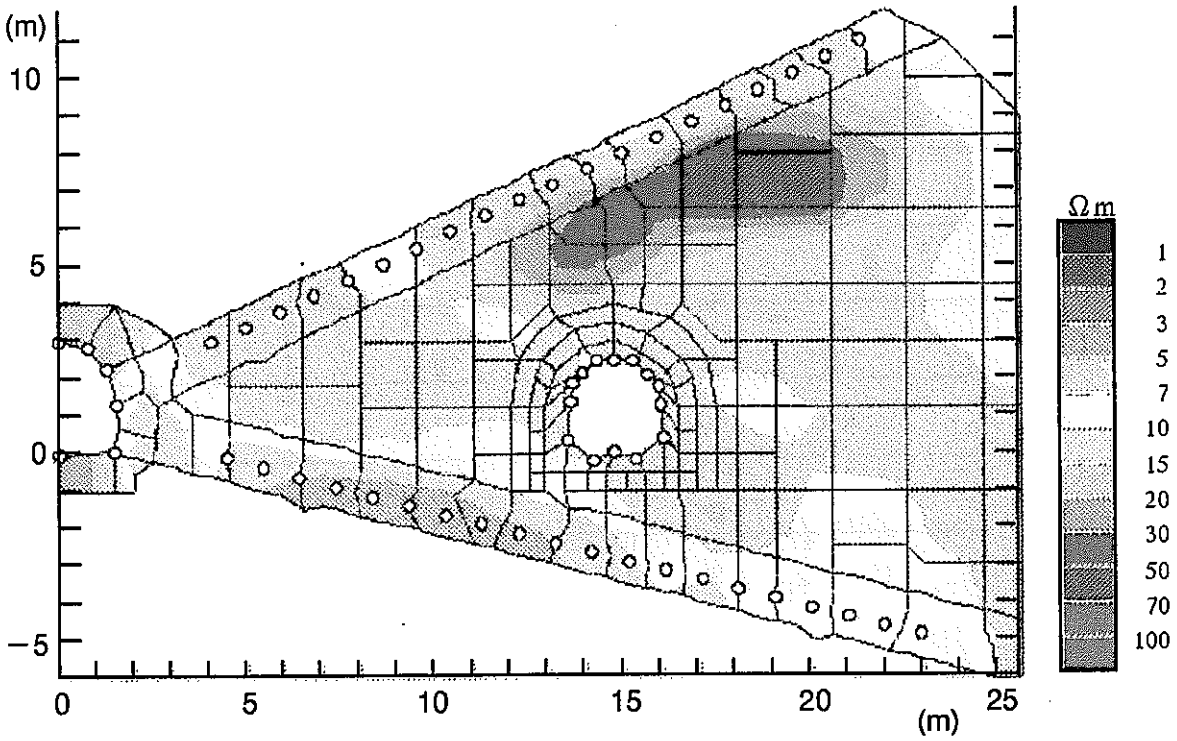
解析断面図中、中央に位置する馬蹄形の空洞部は試験坑道を、また左端に位置する空洞は計測坑道を示す。

解析対象部は全体的に7～15 Ωm の比抵抗値を示している。ケース１の解析結果と同様に、MT－1 孔近傍の孔深 12～21 m では 30 Ωm 以上の、他の部分に比較して高い比抵抗値を示す部分が認められた。MT－2 孔近傍には、7 Ωm 以下の低い比抵抗値を示す部分が認められた。

図－2.4.4.23は繰り返し計算回数に対する平均誤差の変化を示したものであり、図－2.4.4.24は各計算時における最大誤差の推移状況を示したものである。ここで、誤差はケース１と同様に、（2.4.4.9）式による電位の測定値と計算値との相対誤差を用いた。平均誤差ならびに最大誤差は、繰り返し計算回数に対し単調に減少しており、繰り返し計算回数 8 回目以降は減少量が少なくなった。繰り返し計算回数 10 回目での平均誤差は 8.43 % であった。また、繰り返し計算回数 9 回目と 10 回目での平均誤差の低下量は0.05 % であった。

さらに、比抵抗トモグラフィ解析結果の再現性を検証するため、実際に測定した電位と解析により得られた電位との差を照合することとし、この結果を図－2.4.4.25に示す。電位の測定値と計算値は、概ね傾き１（45度）の直線上にプロットされているものの、電位が 1 mV より高い部分で、測定値に比較して計算値が若干低いデータが認められた。この部分のﾃﾞｰﾀを抽出すると、隣接した電極間での測定データが多く存在した。また、1 mV より低い部分では逆に、測定値に比較して計算値が高いデータが認められた。該当する部分のデータを抽出すると、計測坑道周縁に設置した電極 WB10（図－2.4.4.3参照）が関係する測定データであった。

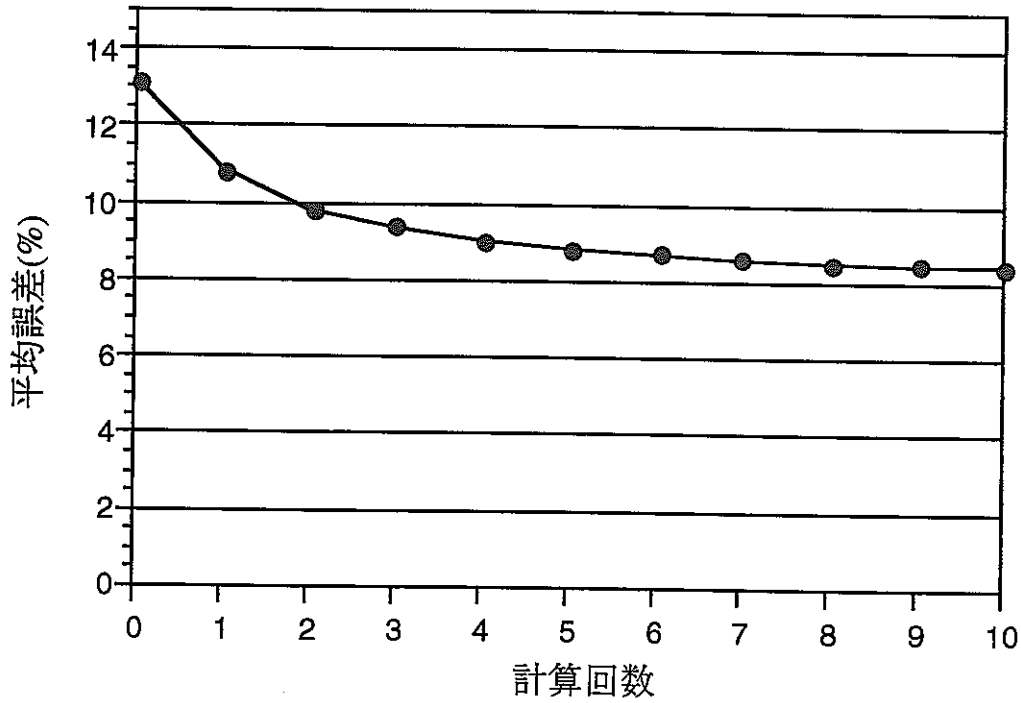
図－2.4.4.26は誤差をヒストグラムに示したものである。誤差は、ほぼ正規分布を示している。全データ 1439 個のうち、1023 個が誤差±10 % 以内に分布し、これは全データのうち 71.1 % に相当する。また、全データの誤差平均は－3.41 %、標準偏差は10.85 % であった。



図−2.4.4.22　比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削後　ケース２）

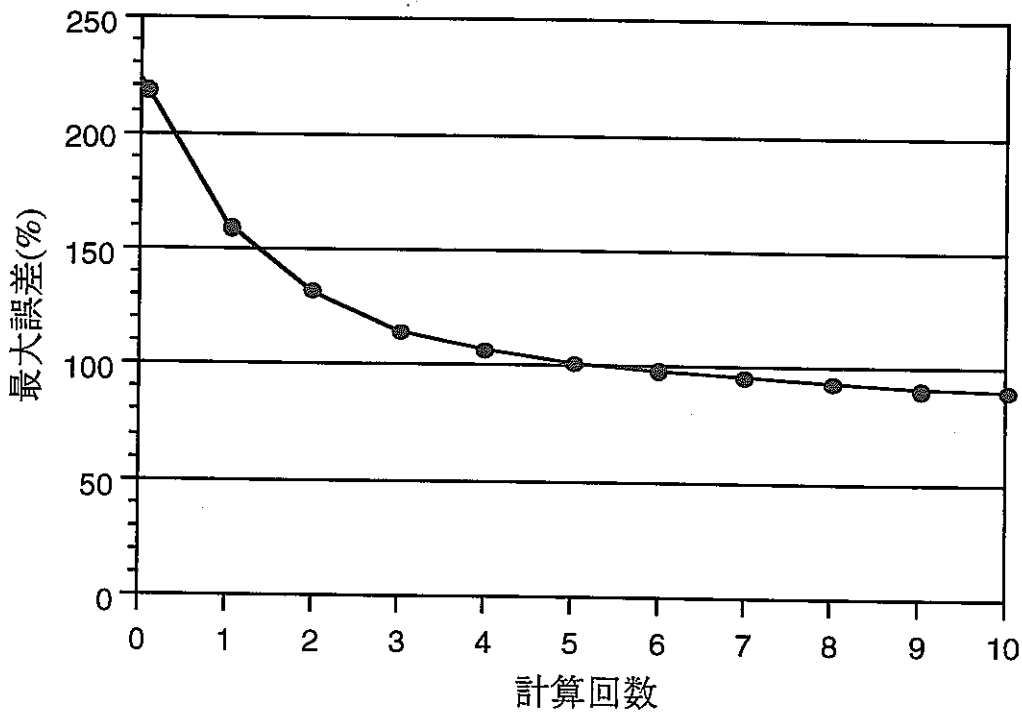
表−2.4.4.5　誤差収束状況　（ケース２）

計算回数	平均残差　(%)	最大残差　(%)
0	13.15	223.92
1	10.88	161.28
2	9.86	130.84
3	9.36	115.18
4	9.08	106.60
5	8.88	101.41
6	8.73	97.93
7	8.62	95.41
8	8.54	93.46
9	8.48	91.89
10	8.43	90.60



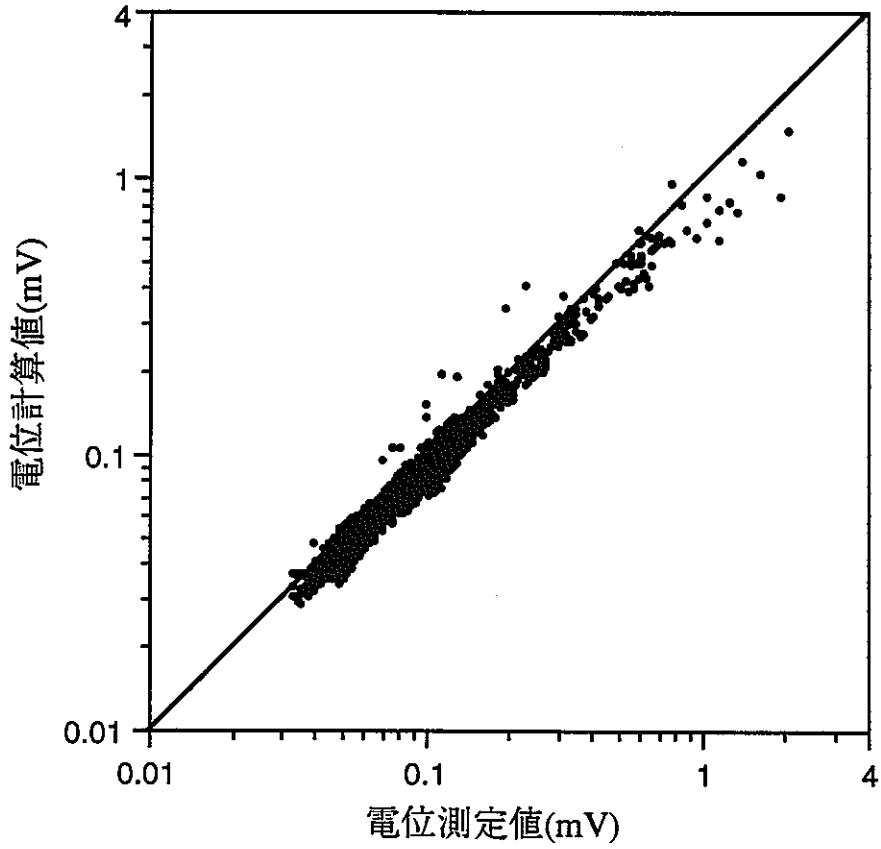
図－2.4.4.23　比抵抗トモグラフィ平均誤差収束状況図

（ケース２　繰り返し計算 10 回目）



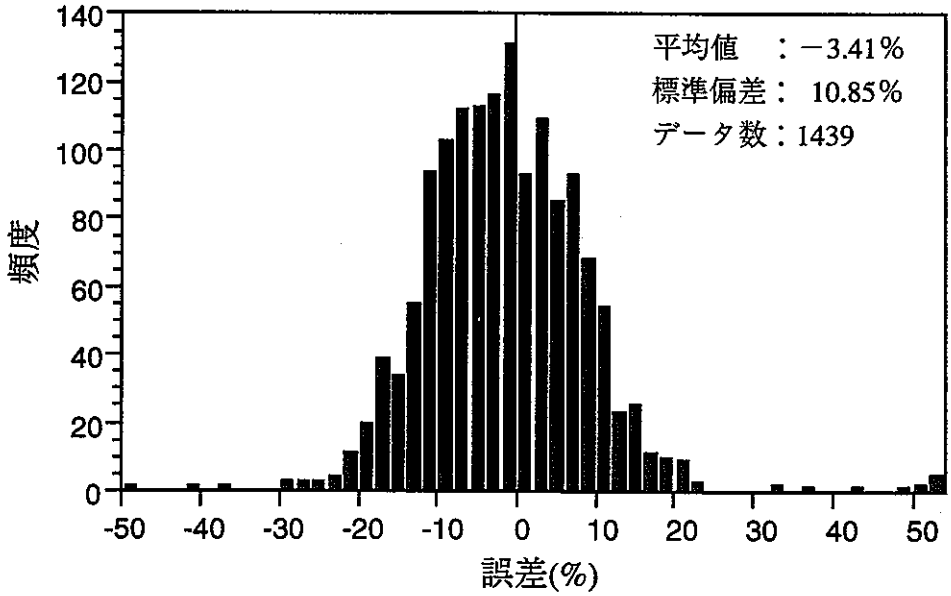
図－2.4.4.24　比抵抗トモグラフィ最大誤差収束状況図

（ケース２　繰り返し計算 10 回目）



図－2.4.4.25　測定値・計算値の分布

（ケース２　繰り返し計算 10 回目）



図－2.4.4.26　解析誤差の頻度分布

（ケース２　繰り返し計算 10 回目）

（5）考察

1）掘削後の解析結果の比較

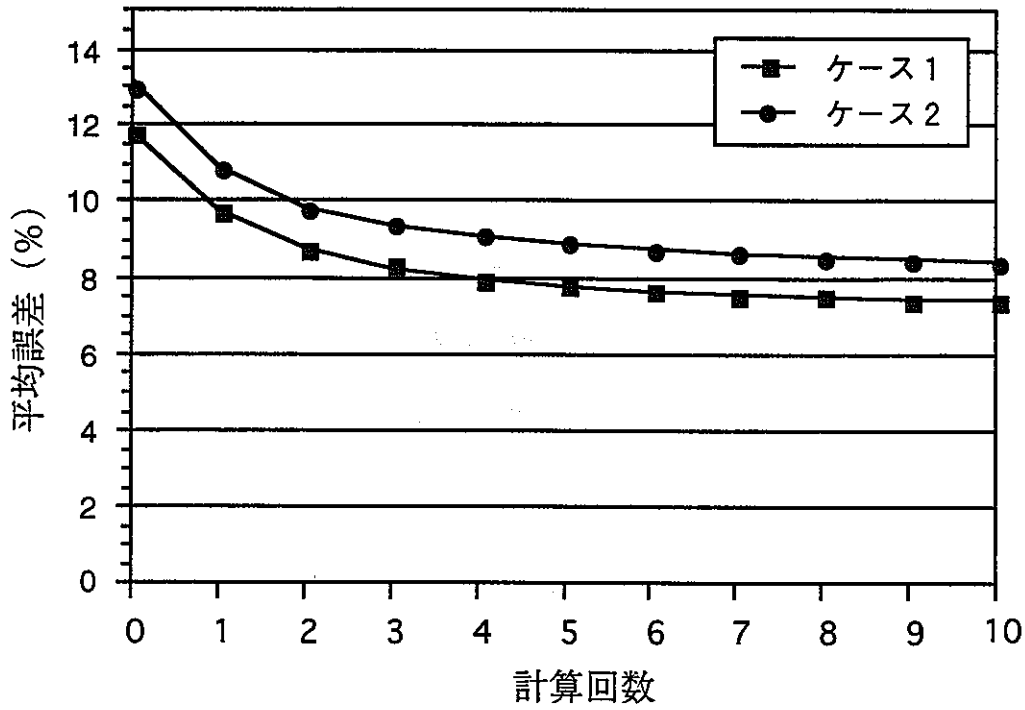
ここでは、今回行った試験坑道掘削後の解析結果での、ケース１とケース２の比較を行う。なお、解析パラメータは表－2.4.4.3に示してある。

図－2.4.4.27 は各ケースでの、繰り返し計算回数に対する平均誤差の収束状況を比較したものである。同図によると、ケース２に比較してケース１は、誤差が小さかった。これはケース２よりケース１の解析データ数が少ないためと考えられる。

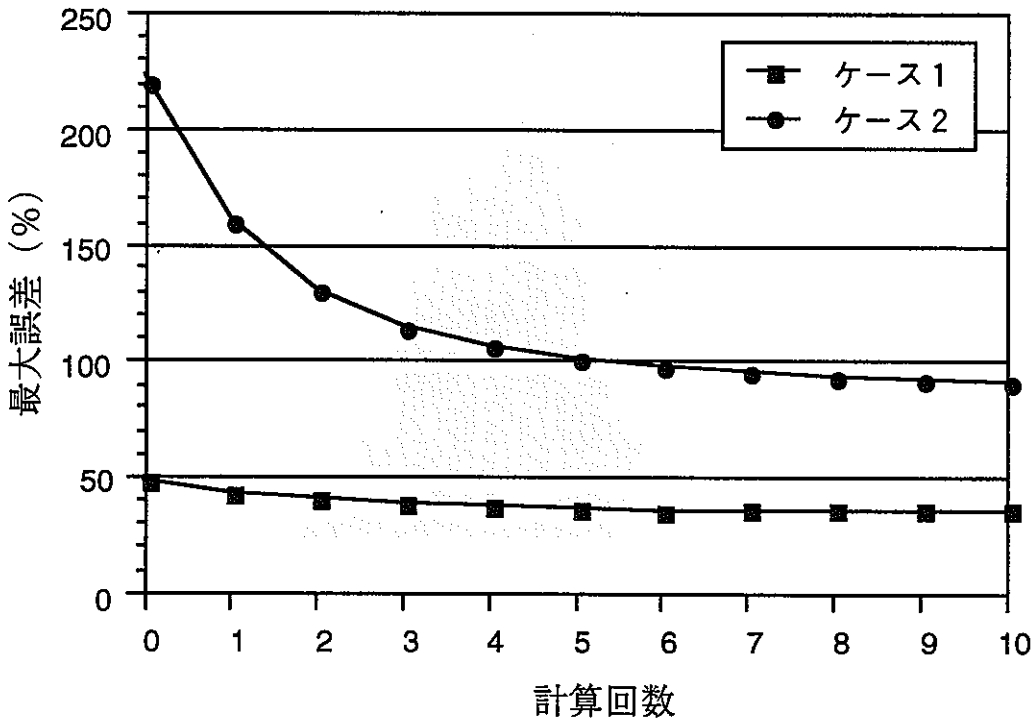
図－2.4.4.28 は各ケースにおける最大誤差の収束状況を比較したものである。同図によると最大誤差は、試験坑道周縁での測定結果を考慮しないケース１が、考慮したケース２に比較して 50～180 % 程度小さかった。ケース２で最大誤差を生じたのは、計測坑道内に設置した電極 WB9 並びにWB10 （図－2.4.4.4 参照）の組み合わせであり、この組み合わせがケース２の解析上、最大誤差の収束に影響を与えたと考えられる。この原因としては、電極の設置状況によるもの、あるいは電極の位置の測量誤差などが考えられる。

図－2.4.4.29 はケース１と２における解析誤差頻度分布を比較したものである。ケース１は、ケース２より収束状況が良いことを反映して、標準偏差が２% 程度小さい。

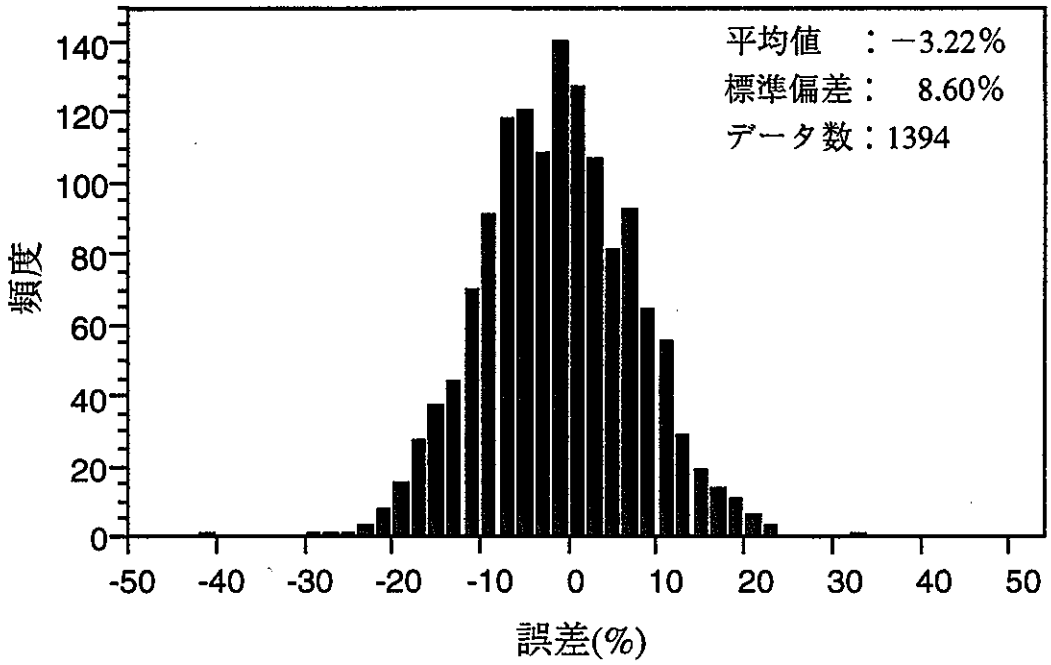
したがって、本調査では、誤差の収束状況から判断して、ケース１の結果を掘削後の比抵抗トモグラフィの最終結果とする。



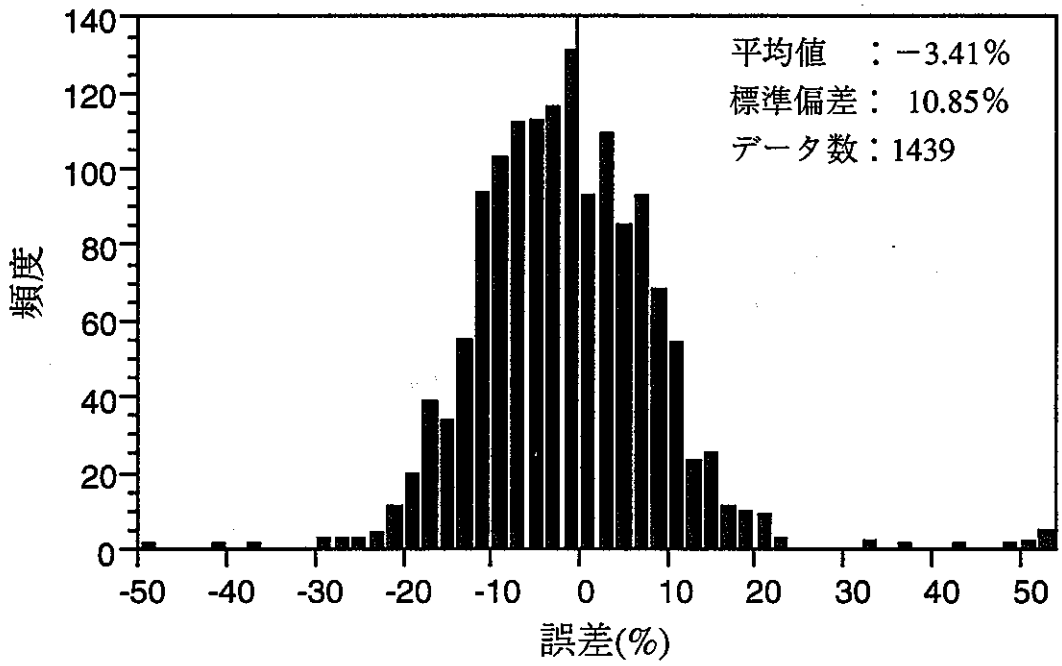
図－2.4.4.27 比抵抗トモグラフィ収束状況比較図（平均誤差）



図－2.4.4.28 比抵抗トモグラフィ収束状況比較図（最大誤差）



（ケース１）



（ケース２）

図−2.4.4.29　解析誤差頻度分布比較図

2）比抵抗値と変化率

試験坑道掘削前の比抵抗トモグラフィ解析結果を図－2.4.4.30に示す。なお、この図は孔間測定データのみを解析に使用した場合（ケース１）の解析結果である。

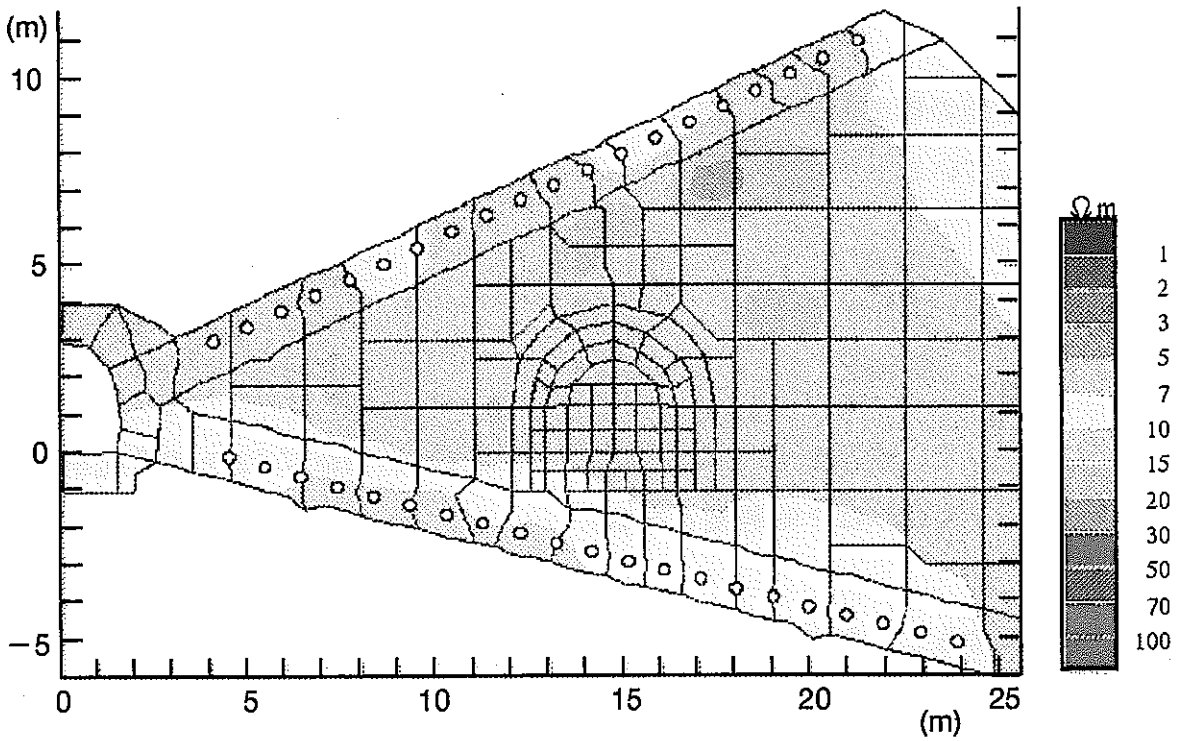
図－2.4.4.31は試験坑道掘削前と掘削後の差を示している。岩石の比抵抗は岩相によって異なる。しかしながら、岩相が同じでも含水率や風化の程度などによって、比抵抗は幅広い分布を示す。そこで、坑道掘削前後における比抵抗値の変化率は次式により定義した。

$$\text{変化率} = \frac{\log\rho - \log\rho_0}{\log\rho_0} \times 100\% \qquad (2.4.4.10)$$

但し　ρ_0：試験坑道掘削前　解析結果(比抵抗値)

ρ：試験坑道掘削後　解析結果(比抵抗値)

なお解析結果の比較は、試験坑道掘削前の解析結果を基準とした。



図－2.4.4.30　比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削前　ケース１）

3）ケース１の掘削前後の比較結果

基準値を試験坑道掘削前の解析結果(ケース１)とした場合の、掘削後解析結果(ケース１)との比較結果を図－2.4.4.31 (a) に示す。なお、図中○印は試験坑道掘削後の解析に使用した電極の位置を示す。MT－1 孔近傍の孔深 11 m 以深は、坑道掘削前の解析結果より 10～30 % 高い比抵抗値を示した。MT－2 孔の孔深 5～13 m の範囲は、掘削前に比較して 10～20 % 低い比抵抗値を示した。

図－2.4.4.31 (b) は図－2.4.4.31 (a) の坑道周縁部の拡大図である。同図によると、試験坑道近傍で 10 % 以上の変化を示す部分は認められなかった。

4）測定誤差および解析誤差

① 測定誤差

比抵抗値が 10 Ωm 以下であり、測定電位が図－2.4.4.20 や 図－2.4.4.25 から測定電位値も低く、0.03～0.07 mV であった。人工ノイズや接地抵抗などによる測定誤差は、（経験的に）0.005～0.01 mVとすると、測定誤差はおおむね 15 % 程度となり、式－2.4.4.10 において、仮に、5 Ωm に 15 % の変化があるすると変化率は 9 % 程度となる。

② 解析誤差

解析誤差の標準偏差は、掘削前・後のケース１およびケース２で以下のようになっている：

時期	ケース１	ケース２
掘削前	8.6 %	10.9%
掘削後	11.7 %	11.6 %

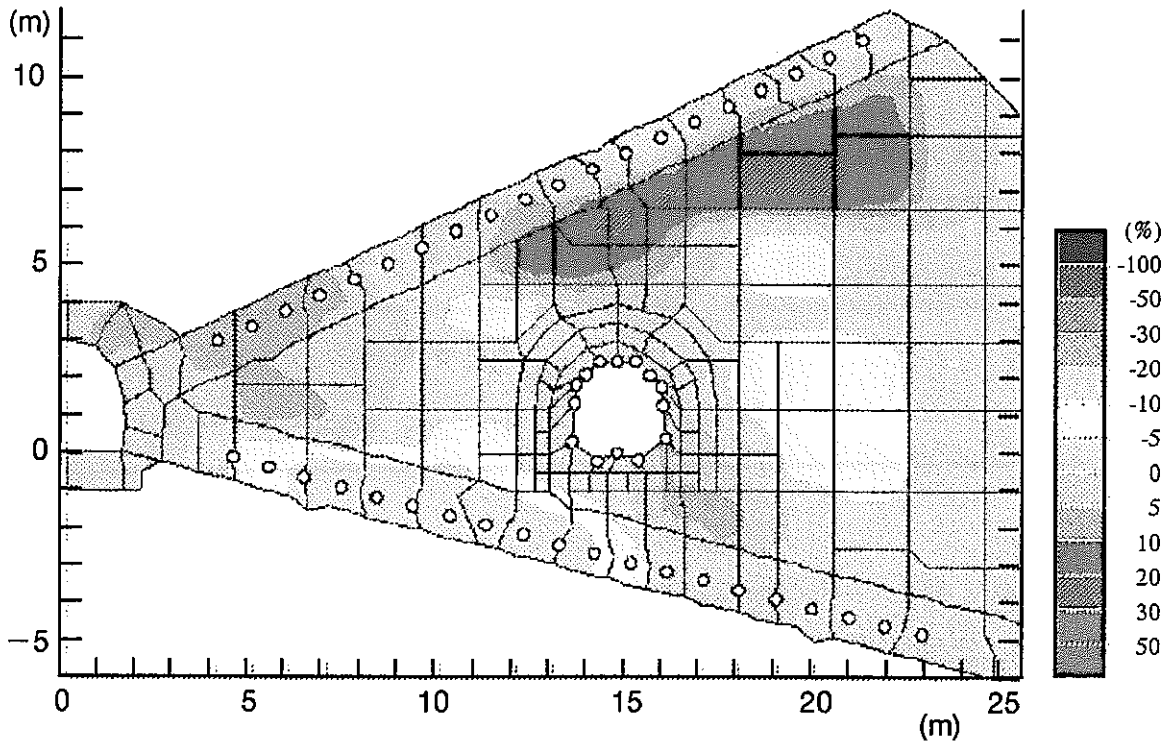
したがって、誤差を 12 % とすると、①と同様に5 Ωm に 12 % の変化があるとすると変化率は 7 % 程度となる。

以上を考慮すると、測定誤差および解析誤差から、最大値として、

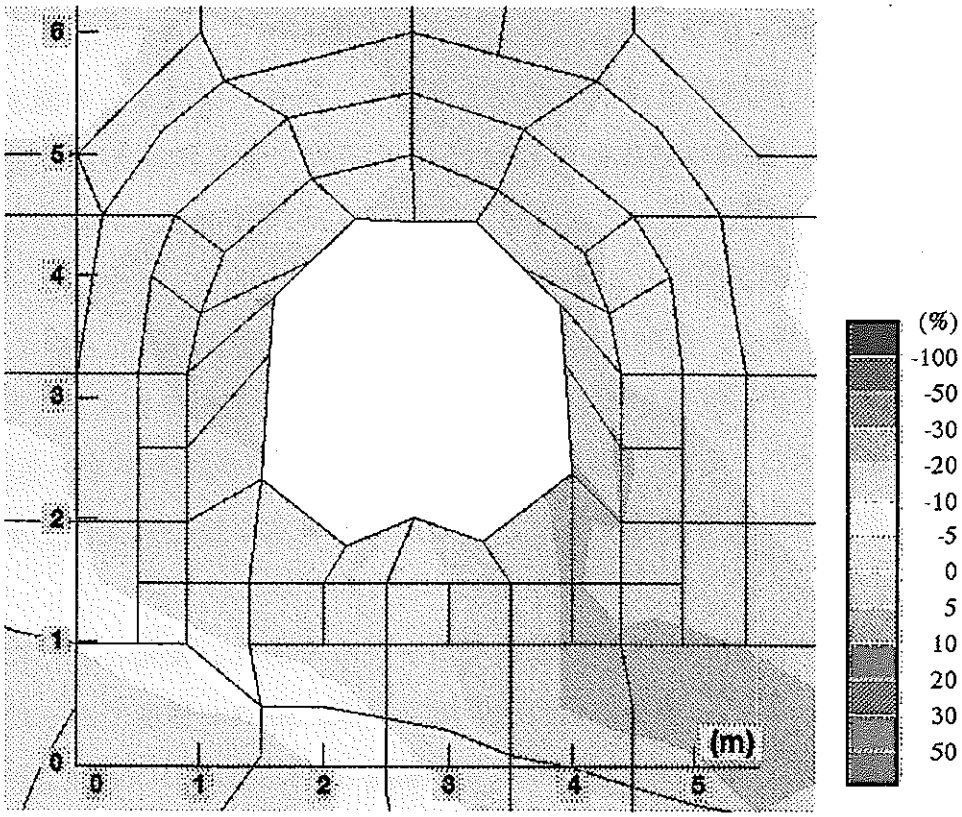
絶対値で 27 %、

変化率で16 %

程度の誤差が予想される。



(a)



(b) 坑道周縁拡大図

図−2.4.4.31　比抵抗トモグラフィ比較結果
(試験坑道掘削後ケース１～試験坑道掘削前ケース１)

（6）比抵抗トモグラフィ／まとめ

掘削前後で比抵抗値の顕著な変化を示した部分を、表－2.4.4.6 にまとめた。

表－2.4.4.6　掘削前後における比抵抗値の変化部位置

対比ケース		変化部位	変化率	参照図番号
掘削後ケース	掘削前ケース			
1	1	MT-1孔 孔深 11m～	10～30% up	2.4.4.31 (a) および(b)
		MT-2孔 孔深 5～13m	10～20% down	

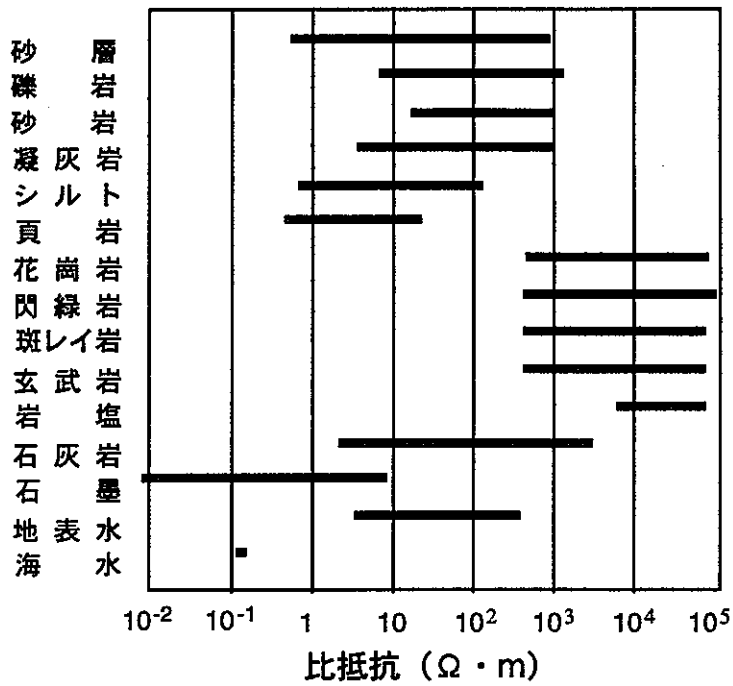
同表によると、MT－1 孔近傍の試験坑道付近より先端の範囲では、試験坑道掘削前に比較して、比抵抗値が 10～30 % 高くなり、またMT－2 孔の深度 5～13 m の範囲では逆に、比抵抗値が 10～20 % 低くなる傾向が認められた。また、試験坑道近傍における比抵抗値については、掘削の前後で顕著な変化は認められなかった。

MT－1 孔での変化は有意である。既往ボーリング調査から、全体的に砂岩・礫岩が混在しており、また試験坑道掘削の前後を通して、現在も同孔からの湧水が認められる。したがって、試験坑道掘削後にMT－1 孔近傍で比抵抗値が高くなったのは、当初、飽和に近い状態にあった岩盤が、長期間の MT－1 孔からの排水により不飽和状態となったことが原因として考えられる。

一方、MT－2 孔近傍は、掘削後に 10～20 % の比抵抗低下が認められた。しかし、他の部分に比べて比抵抗値が低く、絶対値で 10 Ωm 以下の値を示すことや、前節（5）の4）に述べたように、変化率に含まれる測定・解析誤差が 15～20 % 程度含まれる可能性があることを考慮すると、この部分は有意な比抵抗変化を示したとは断言できない。

比抵抗トモグラフィ調査の結果は、最大で 100 Ωm であり、変化としては最大で 50 Ωm 程度であった。また、現場の坑内水の測定では、50 Ωm 程度であった。

図－2.4.4.32に各種岩石と地表水・海水の比抵抗を示す。図における砂岩～礫岩～砂層の比抵抗値を考慮すると、今回の測定結果は妥当な値であり、測定および解析に関しては問題なく実施されたと考えられる。



図－2.4.4.32　各種岩石と地表水・海水の比抵抗
（建築技術者のための物理探査、佐々宏一ら　による）

以上を総合して考えると、以下のようにまとめられる：

1）MT-1孔の 孔深 11m 以深では有意な比抵抗増加があった。この変化は 試験坑道の掘削による岩盤の飽和度の変化が原因と推察される。

2）他の部分では顕著な変化は無かった。

3）機械掘削による試験坑道周辺の岩盤への影響は、比抵抗の変化として捉えられず、本調査における比抵抗トモグラフィ調査の位置付けから考察すると、その適用性は否定的であった。

2.4.5 考察

（1）弾性波トモグラフィ調査結果と比抵抗トモグラフィ調査結果との比較

弾性波トモグラフィ調査結果では、試験坑道掘削前後で試験坑道から計測坑道にかけて最高 15 % 程度の弾性波速度の増加が認められた。しかし、試験坑道周辺に、機械掘削による影響領域と考えられるような速度低下域は見られなかった。

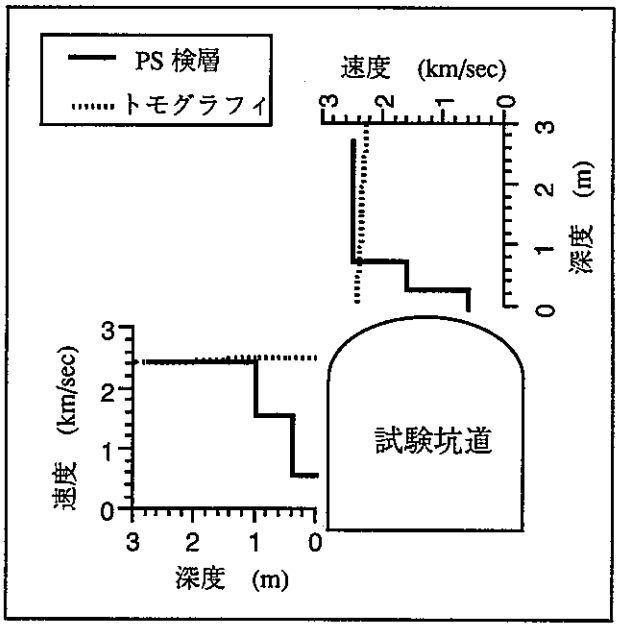
比抵抗トモグラフィ調査結果についても、試験坑道掘削前後で坑道周辺に、機械掘削による影響領域と考えられるような有意な比抵抗値の変化は認められなかった。

両方の調査結果ともに、機械掘削後の試験坑道周辺に掘削による影響領域は認められなかった。

（2）他の調査結果との比較

1） PS検層結果との比較

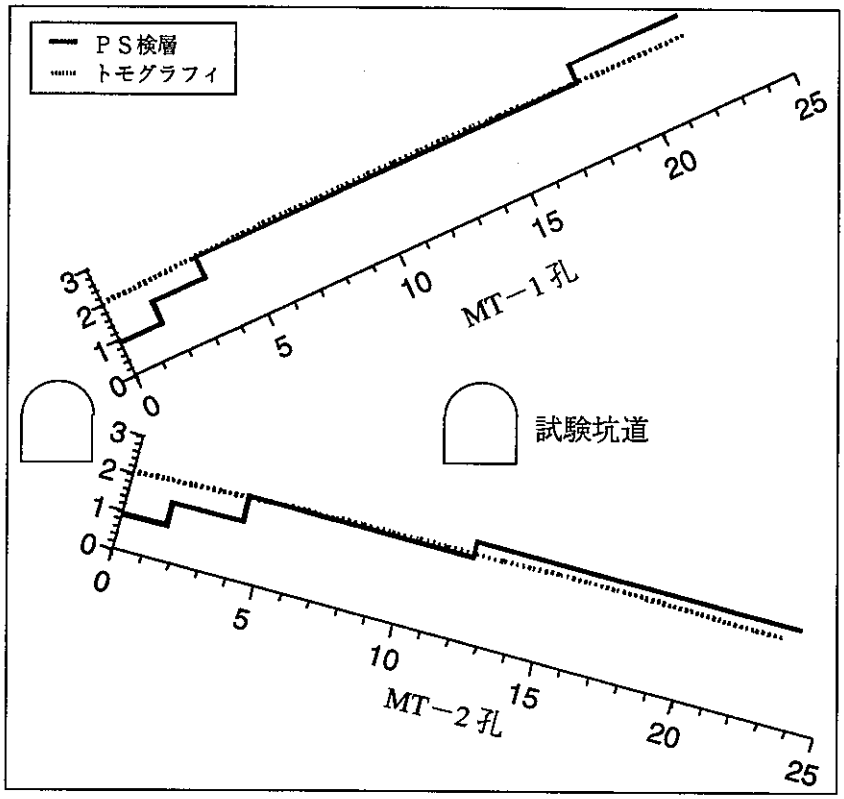
図－2.4.5.1に試験坑道周辺の弾性波トモグラフィ結果とPS検層結果との比較図を示す。この図より両者のＰ波速度を比較すると、深度 1.0 m 以深では、2.3～2.5 km/sec 程度でほぼ一致するが、1.0 m 以浅では、PS検層の方が 0.6～1.6 km/sec と低い値を示している。



図－2.4.5.1 弾性波トモグラフィ結果とPS検層結果との比較
（試験坑道周辺）

図－2.4.5.2にMT－1孔・MT－2孔付近の弾性波トモグラフィ結果とＰＳ検層結果との比較図を示す。この図より両者のP波速度を比較すると、MT－1孔の深度4～18 m付近では、2.2 km/sec程度でほぼ一致するが、約4.0 m以浅では、PS検層の方が低く、18 m以深ではPS検層の方が高くなっている。また、MT－2孔の深度4～12 m付近では、2.3 km/sec程度でほぼ一致するが、4.0 m以浅では、PS検層の方が低く、12 m以深ではPS検層の方がやや高くなっている。

すべてのPS検層結果の1 m以浅で、弾性波速度の低下が見られた原因については、起振点と受振点の配置による影響、あるいは計算アルゴリズムの違いが考えられる。PS検層は計測孔に沿う速度を計測して速度値を求めるが、弾性波トモグラフィは、走時残差を少なくするように地盤内に仮想的な格子点を設け、その点での速度値を調整するインバージョンである。したがって、弾性波トモグラフィでは、解析結果が調査範囲内で平均化された滑らかな速度分布となり、格子点幅程度の変化を表現することは困難である。

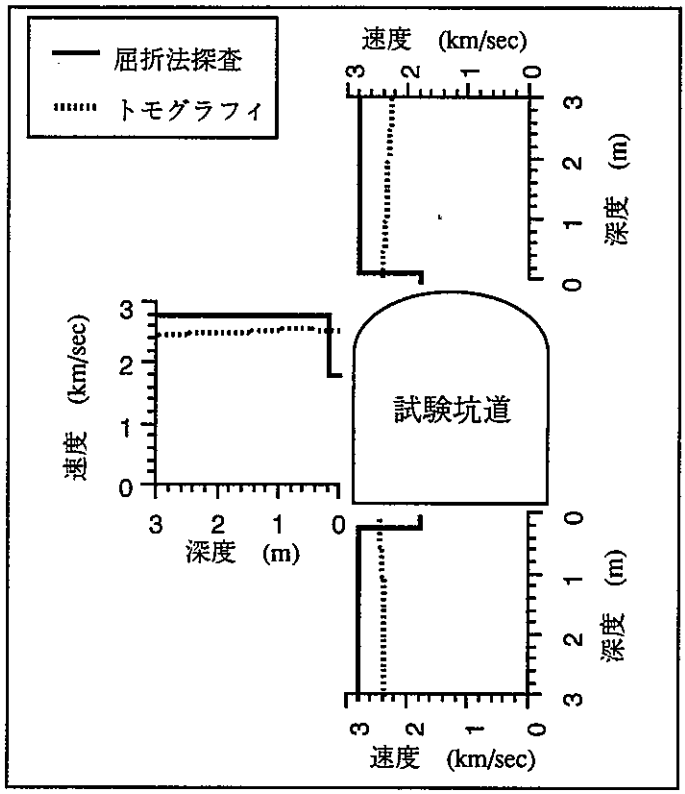


図－2.4.5.2　弾性波トモグラフィ結果とＰＳ検層結果との比較
（MT－1孔・MT－2孔）

2）屈折法探査結果との比較

図－2.4.5.3に試験坑道周辺の弾性波トモグラフィ結果と屈折法探査結果との比較図を示す。この図より両者のP波速度を比較すると、深度 0.2 m 以深では、弾性波トモグラフィ結果が 2.3～2.5 km/sec 程度であるのに対し、屈折法探査結果は 2.8 km/sec （おおむね 10～20 % の差）と高くなっている。

屈折法探査によるP波速度が高くなった原因については、坑道壁の吹き付け材料の影響などが考えられるが、前節でも述べたように、屈折法が浅層の詳細な速度構造調査に適しており、一方、地盤の速度構造を概略的にとらえる弾性波トモグラフィとの本質的な調査手法の違いによるものと考えられる。

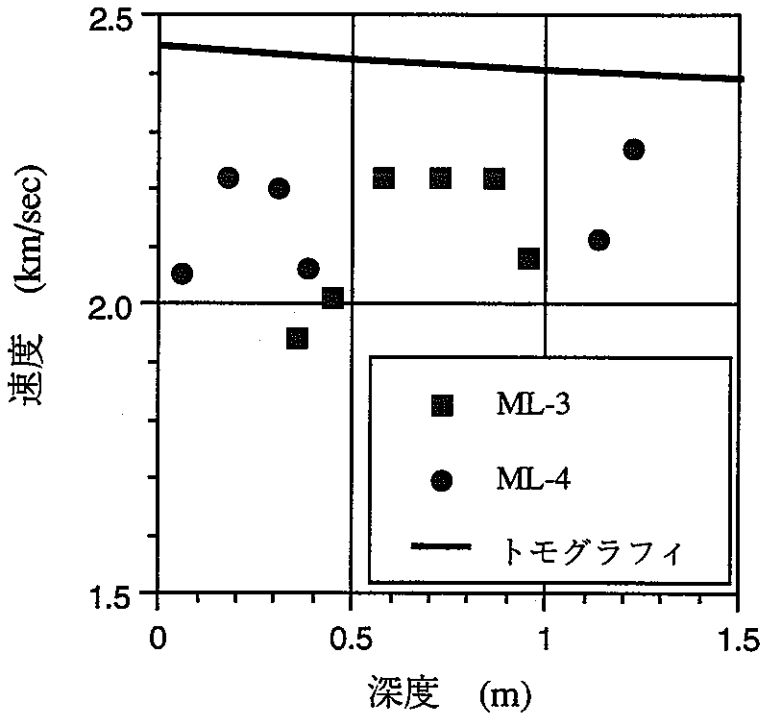


図－2.4.5.3　弾性波トモグラフィ結果と屈折法探査結果との比較

3） 室内試験結果との比較

弾性波トモグラフィ結果と室内試験で得られた岩石供試体のP波速度との比較を図－2.4.5.4に示す。図中には、試験坑道東側（右側）で掘削されたML－3孔・ML－4孔の岩石供試体の室内試験による結果および掘削後の弾性波トモグラフィ調査結果を表示した。これによれば、弾性波トモグラフィ調査によるP波速度が2.4 km/sec程度であるのに対して、岩石供試体のP波速度は2.0～2.3 km/sec程度とやや低い値を示している。

岩石供試体のP波速度が、弾性波トモグラフィ結果より低くなる原因については、岩石供試体の測定時に、原位置で作用していた拘束圧が除荷され、内在する亀裂が開口したことなどが考えられる。



図－2.4.5.4　弾性波トモグラフィ結果と室内試験結果との比較

4）コア観察データとの比較

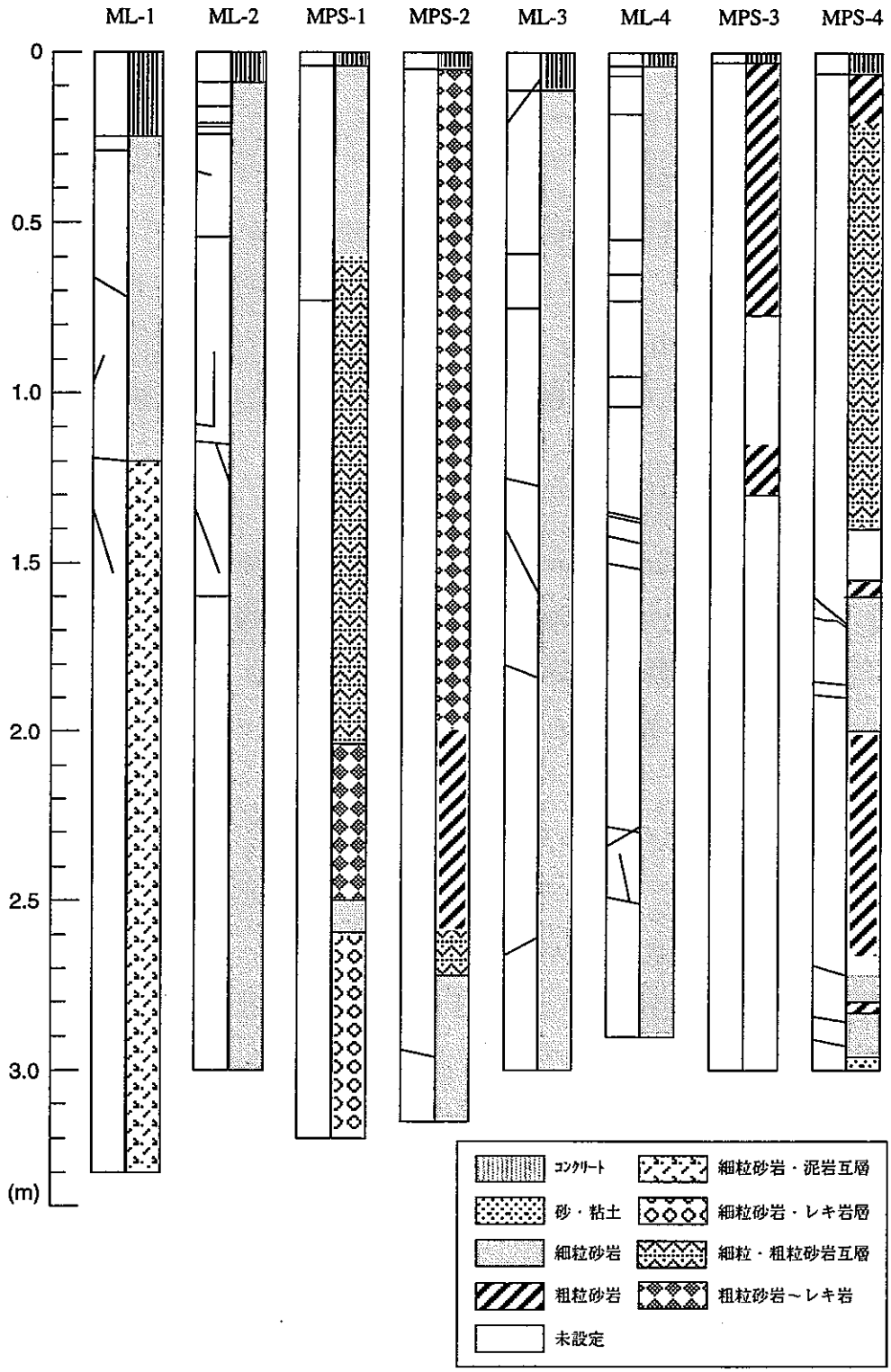
図－2.4.5.5 にML－1～4 および MPS－1～4 で行われたコアボーリングの柱状図を示す。特に、ML－3～4 および MPS－3～4 はトモグラフィ調査断面に近い（表－2.4.5.1 参照）。試験坑道西側および天端に位置するMPS－3～4 からのデータでは、吹き付けコンクリート以外は粗粒砂岩が卓越し、一方、試験坑道東側に位置する ML－3～4 からのデータでは、主として細粒砂岩となっている。また、MPS－3～4 に比べ、ML－3～4 の方で亀裂が多い傾向が認められる。

比抵抗トモグラフィの解析結果では認められないが、弾性波トモグラフィの解析結果では、試験坑道の東側と西側での弾性波速度を比較すると、西側の弾性波速度の変化が5％ほど大きい。

試験坑道の天端から西側にかけての岩相は礫岩から粗粒砂岩が卓越し、一方、東側は細粒砂岩が卓越している。したがって、西側の弾性波速度の変化の考えられる原因の１つとして、掘削による応力の再配分により、MT－1上部にある水がれ粗粒部を通して試験坑道西側岩盤内へ流入したことが考えられる。

表－2.4.5.1　ML孔 および MPS孔の位置

	掘削工法	孔方向	発破開始からの距離 (m)	底盤からの距離 (m)	孔深度 (m)	場所
ML－1	発破	水平	2.22	1.26	3.33	東側壁
ML－2	発破	水平	2.50	1.10	3.03	東側壁
ML－3	機械	水平	11.29	1.43	2.94	東側壁
ML－4	機械	水平	11.82	1.33	3.00	東側壁
MPS－1	発破	水平	2.50	1.20	2.95	西側壁
MPS－2	発破	上方	2.50	2.50	3.00	天端
MPS－3	機械	水平	12.00	1.20	2.75	西側壁
MPS－4	機械	上方	12.00	2.40	2.75	天端
MT－1 MT－2			12.00			



図－2.4.5.5　ML－1～4 および MPS－1～4 におけるコアボーリング柱状図

5）トモグラフィ調査孔の地質との比較

掘削前と掘削後の弾性波速度変化（図－2.4.3.25）および比抵抗比較結果（図－2.4.4.31(a)）について、MT－1孔およびMT－2孔に沿う地質データを表示した図を作成した。それぞれ、図－2.4.5.6および図－2.4.5.7に示す。以下、トモグラフィ調査結果および孔に沿う地質データについて述べる。

1）MT－1孔に沿う比較

弾性波速度は孔深0～10 mで5～15％の速度増加があるが、比抵抗では変化がなかった。対応する地質はアルコースおよび細粒砂岩が主である。また、弾性波速度は孔深10～22 mで0～10％の速度減少で余り変化がなかったが、比抵抗では最大30％程度の増加があった。対応する地質は礫混じりの細粒～粗粒砂岩である。

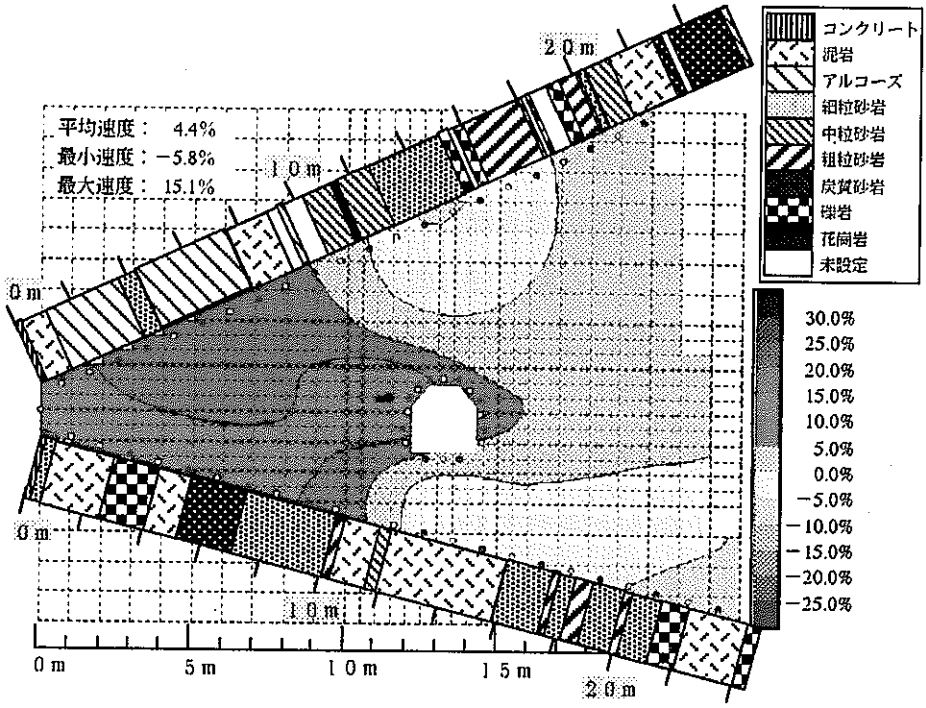
2）MT－2孔に沿う比較

弾性波速度は孔深0～10 mで5～15％の速度増加があり、比抵抗も20％程度の低下を示した。対応する地質は泥岩、礫岩、細粒砂岩がある。また、孔深10～24 mで、弾性波速度は0～10％の速度減少で余り変化がなく、比抵抗にも変化がなかった。対応する地質は礫・粗粒混じりの泥岩～細粒砂岩である。

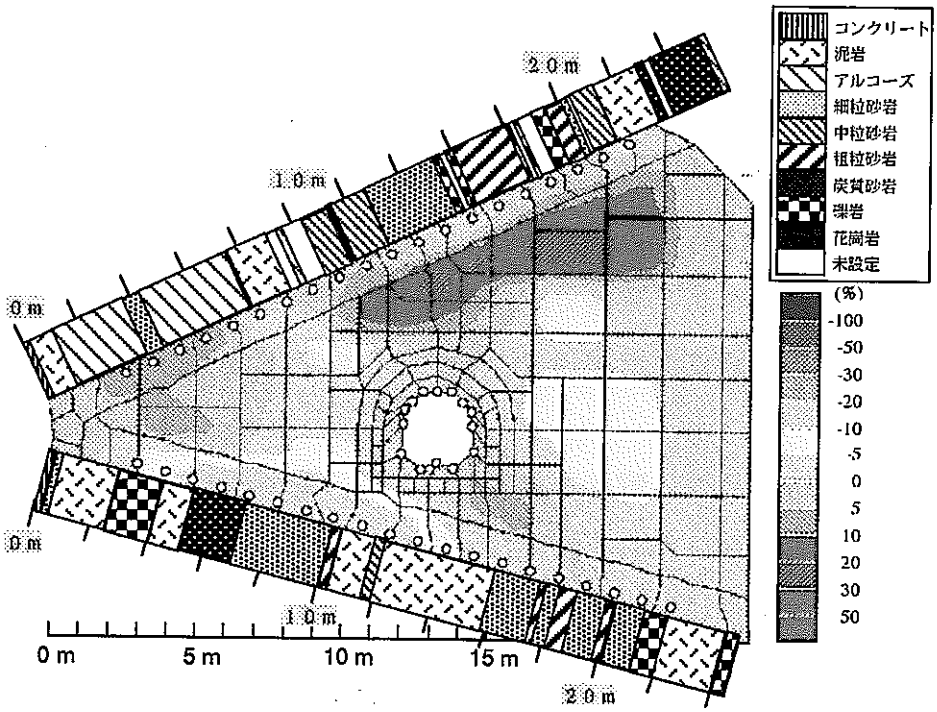
（3）MT－1孔およびMT－2孔状況

調査概要でも述べたように、現場では、弾性波・比抵抗の両方のトモグラフィ調査において、MT－1孔およびMT－2孔を水でタンピングして行った。その際に、MT－2孔では水が良く溜めることができたが、MT－1孔では常に流水があり、注水においても予定量を越えてもかなかなか溜まらなかった。

これらのことを地質データと比較すると、MT－1孔では粗粒砂岩が卓越して透水的性質を持つ岩盤であることが予想され、MPS－3～4のコア観察の結果と矛盾しない。一方、MT－2孔では、泥岩質が卓越して遮水的性質を持つ岩盤であることが予想され、MT－2孔内で水位が下がらないことに対応している。



図−2.4.5.6　掘削前から掘削後への弾性波速度変化
およびMT-1・MT-2に沿う地質データ



図−2.4.5.7　掘削前から掘削後への比抵抗変化
およびMT-1・MT-2に沿う地質データ

（4）機械掘削による坑道周辺岩盤への影響について

坑道掘削による周辺岩盤への影響は、

①応力の再配分とその結果もたらされる岩盤の力学特性の変化

②掘削行為が与える周辺岩盤への影響

の2つに大きく分けられる。①は、ある応力下にある岩盤の掘削を行った場合、必ず生じる現象であり、回避することはできない。②は、掘削方法により、周辺岩盤への影響の程度が異なるもので、極力、周辺岩盤への影響を少なくする種々の工法が考案されている。

掘削による影響は、①および②の結果として現れ、②による影響が少ないほど、全体としての影響は小さくなるとされている。一方、周辺岩盤への影響は、既存亀裂の密着度の低下、開口、新規亀裂の発生、岩石実質部の力学特性の低下などをもたらし、その結果として、岩盤の変形係数、弾性波速度、透水係数、飽和度などが変化する。

今回の試験結果においては、PS検層で、試験坑道壁面から1m以内のところで弾性波速度の低下が認められたが、弾性波トモグラフィ調査や弾性波屈折法探査では顕著な弾性波速度の低下域は認められなかった。一方、試験坑道壁近傍の岩石供試体のP波速度は、約2.2 km/sを示しており、坑道壁からの距離による変化は認められなかった。この値は、弾性波トモグラフィ解析結果と比較すると、10％程度低くなっており、PS検層における1m以深における値と比較しても10％程度低い。岩石供試体のP波速度での10％程度の低下は、岩質や原位置の土被りを考慮すると、原位置での拘束圧が除荷された状態で測定されたことが原因と考えることができる。これらのことから、試験坑道壁周辺に力学的特性の低下は生じていないと判断できる。

一方、比抵抗トモグラフィ解析結果においても、掘削された試験坑道周辺での顕著な変化は認められなかった。比抵抗は、岩盤の含水状態を反映する値であることを考慮すると、掘削後の早期の吹き付け等により、掘削によって比抵抗値が変化するほどの含水状態の変化は発生しなかったと言える。

2.4.6 まとめ

弾性波トモグラフィでは、試験坑道周辺の速度値が掘削前と比較して、若干増加した結果が得られた。この原因は、機械掘削の行為そのものによる影響ではなく、掘削による坑道周縁に発生した応力の再配分で地山の応力が変化したことに起因するものと推定される。

比抵抗トモグラフィでは、測定・解析そのものの問題ではなく、比抵抗値の有意な変化がなかったと考えられる。

結論として、機械掘削による試験坑道周辺の岩盤への影響は少なく、岩盤の損傷はほとんどないか、試験坑道表層部の限られた領域のみにあったと考えられる。

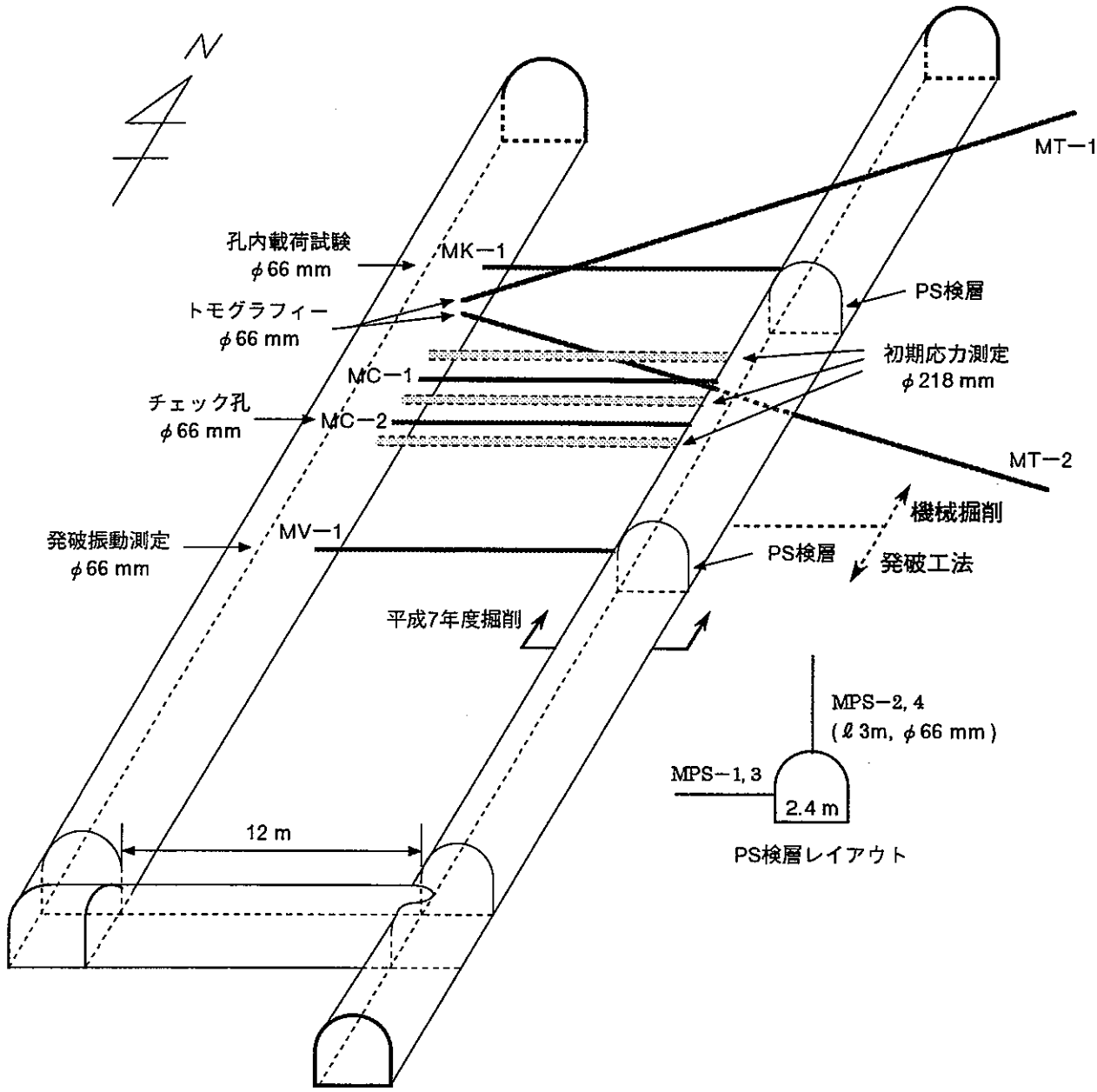
2.5　AE法による岩盤応力測定

2.5.1　目的

空洞掘削に伴って再配分された応力状態を測定する方法として、室内で簡便に実施できるAcoustic　Emission法（以下、AE法と略称する）がある。

ここでは、平成7年度に掘削した試験坑道（図－2.5.1.1参照）の周辺地山における再配分された応力状態をAE法を利用して調べた。

AE法により再配分された応力状態を測定するためには、カイザー効果と呼ばれる「履歴荷重を受けた材料に載荷する場合、先行荷重値を越えるまではほとんどAEは発生しない」現象を利用することになる。

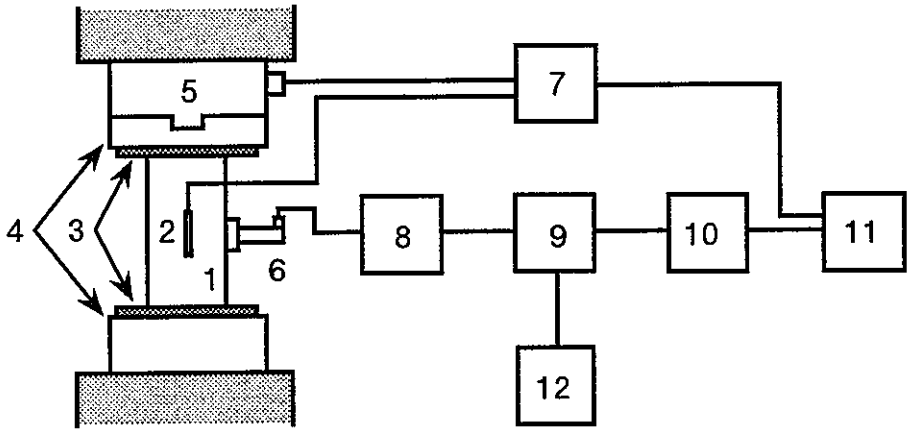


図−2.5.1.1　調査用ボーリング孔などのレイアウト

2.5.2　測定装置

測定装置は図−2.5.2.1に示すようにＡＥ計測器、マイクロコンピュータおよび圧縮試験機から構成されている。このうち、ＡＥ計測器はトランスデューサ、アンプ、ディスクリミネータおよびカウンタからなっている。トランスデューサは共振周波数140kHzのPZT(ジルコン酸チタン酸鉛磁器振動子）を用い、円柱供試体の中央部に鋼製アタッチメントを介して接着している。また、載荷板と供試体の接触部

から発生する雑音を除去するため、気泡を有したスポンジパッドを載荷板と供試体端面の間に挿入している。



1.岩石供試体　　7.ひずみ測定器
2.ひずみゲージ　　8.プリアンプ
3.スポンジパッド　　9.ディスクリミネータ
4.載荷板　　10.カウンタ
5.ロードセル　　11.マイクロコンピュータ
6.トランスジューサ　　12.オシロスコープ

図－2.5.2.1　AE測定装置

2.5.3　測定方法 および測定位置

荷重・変位・ＡＥの発生数は、約1MPa/minの載荷速度で単調載荷しながら計測した。荷重の計測にはロードセル、変位の計測には高感度変位計、ＡＥの発生数には図－2.5.2.1に示したＡＥ計測装置を用いた。なお、ＡＥ試験は、ボーリングコアを採取してから３日以内に行った。

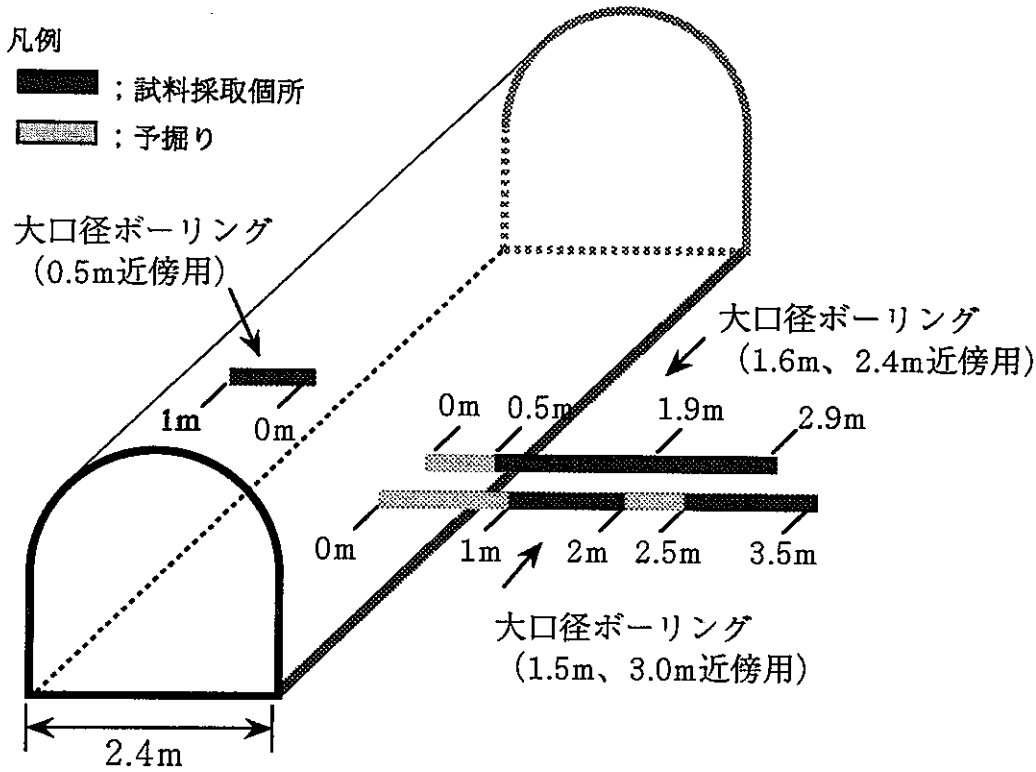
ＡＥ法によって再配分応力の状態、すなわち３次元主応力状態を調べるためには、大口径のボーリングで採取した棒状のコアから、室内においてさらに図－2.5.3.1に示すように相異なる６方向から供試体を整形しなければならない。ただし、供試

体の寸法・形状は、直径30mm、細長比１：２の円柱体とした。また、これらの供試体は少し乾燥するとクラックを生じるため、ＡＥ試験を始める直前までは湿潤状態で保存した。

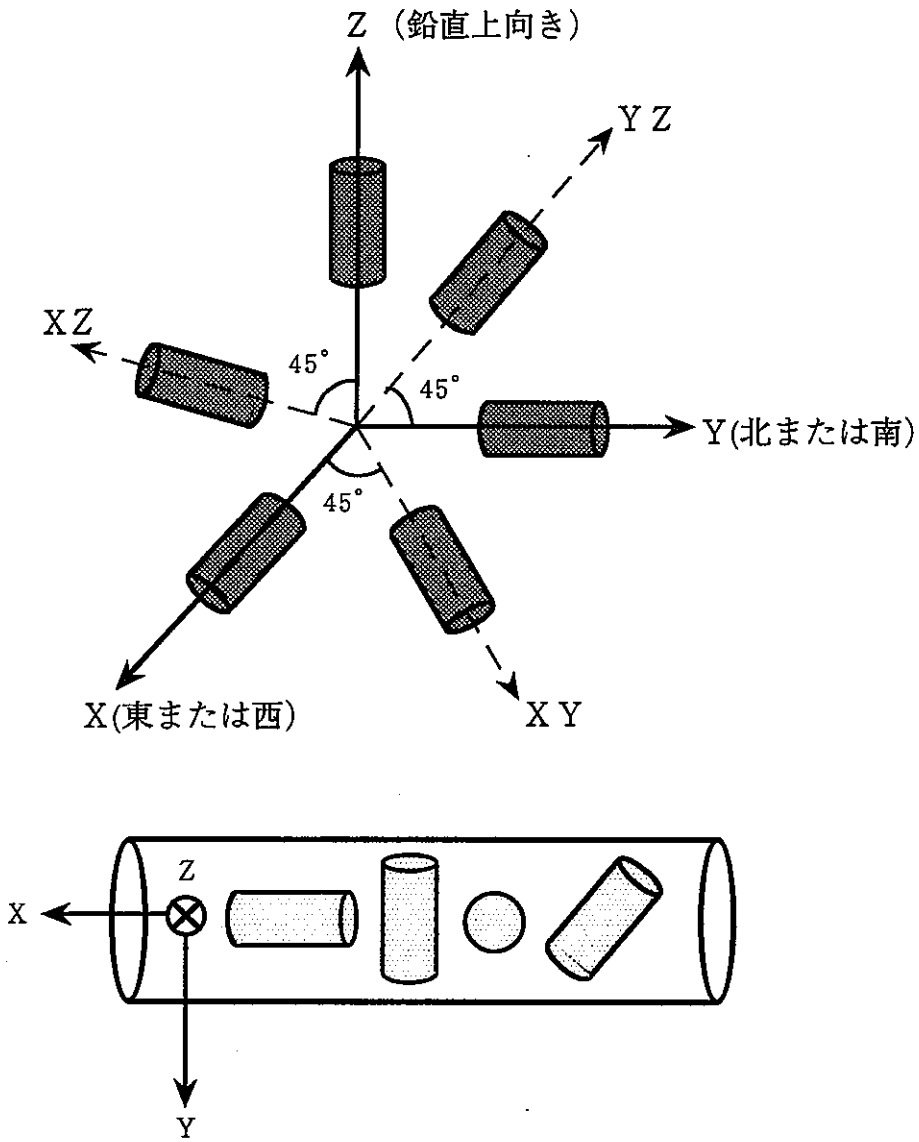
大口径のボーリングは、空洞の掘削幅が2.4mであるため、掘削によって初期応力状態が大きく変化すると考えられる掘削壁面から約3m深さまでの範囲で行った。具体的には、応力解放法によって再配分応力が測定された掘削壁面から0.5m、1m、1.5mと2m、3m近傍における再配分応力の状態をＡＥ法によって調べることにした。ただし、応力解放法によって再配分応力を測定した位置の岩相は泥岩とレキ岩の互相であるが、ひずみの解放状態が岩相の影響をあまり受けていないとみなせるため、ＡＥ法による測定は供試体の整形が比較的容易に行える泥岩を対象とした。しかしながら、実際にはボーリングコアにもともとからあったき裂の状態により0.5m、1.5m、1.6m、2.4m、3m近傍における再配分応力の状態を調べることになった（図－2.5.3.1参照）。

上述した0.5m近傍における再配分応力の測定は口元から1mのボーリングコア、1.5m近傍における再配分応力の測定は1mから2mのボーリングコア、3m近傍における再配分応力の測定は2mから2.5mまで捨堀りしたのち、2.5mから3.5mのボーリングコアから室内において図－2.5.3.2に示すように相異なる６方向から供試体を整形した。図中のX軸は掘削壁面方向、Z軸方向は鉛直上向き方向、Y軸はX・Z軸に直交する方向を意味している。つぎに、当初予定していた１m位置における再配分応力はボーリング位置を変え、0.5mから1.5mのボーリングコアを行ったが、0.5mから1.2m区間のボーリングコアにクラックが入っていたため、1.9mまで追加ボーリングを行った（図－2.5.3.1参照）。したがって、当初予定していた１m位置における再配分応力の測定は、1.6m近傍で行うことになった。そのため、当初予定していた2m位置における再配分応力の測定は、1.9mから2.9mのボーリングコアを使用したため、2.4m近傍で行うことになった（図－2.5.3.1参照）。

なお、供試体を採取するためのボーリングは動燃殿が実施した。採取したボーリングコアは、湿ったウエスで包みコア箱に入れて運搬した。



図－2.5.3.1　ボーリングコアの採取概念



図－2.5.3.2　供試体整形方向

2.5.4 測定結果および考察

図－2.5.3.2に示したx、y、z、xy、yzおよびzx方向における再配分応力の測定結果を表－2.5.4.1～2.5.4.5に示す。これらの内、特に表－2.5.4.1に示すx、yおよびz方向における測定例を図－2.5.4.1にそれぞれ示す。図－2.5.4.1は、単調載荷時の応力と変位およびAE累積数の関係である。図中、実線で応力と変位関係を、丸印でAE累積数を表わしている。さらに、連続的なAEの発生し始めた位置を点線で示すとともにその時の応力値を表示している。これまでの研究成果から、連続的にAEが発生しはじめる応力値をここでは再配分された後の応力値とみなせるので、点線で示した位置の応力値が載荷軸方向の再配分応力の大きさになる。したがって、図－2.5.4.1(a)からx方向の再配分された応力の大きさは2.62MPa、(b)からy方向の再配分された応力の大きさは2.20MPa、そして(c)からz方向の再配分された応力の大きさは2.29MPaであると推定できる。

表－2.5.4.1～2.5.4.5において、供試体番号が統一されていないのは、各方向とも3本づつ供試体を整形し、測定することを目標としたが、供試体端面の整形中にクラックが入ったり、載荷直後に供試体にクラックが生じたりして測定ができなくなったためである。また、表－2.5.4.2のzx成分のように、応力の測定値にバラツキを含むものもある。このような原因として、供試体の破壊後の写真を見ると、せん断によって破壊したものと引張りによって破壊したものがあり、この破壊の形態によりバラツキが生じたとも考えられるが、どの程度の影響を及ぼすかについては言及できない。したがって、ここではこれらのバラツキの原因が試料の特性によるものと考え、測定結果から平均値を求め、これらの値を用いて３主応力の推定を行った。

今、表－2.5.4.1に示した６方向の応力成分を利用し、掘削に伴って再配分された主応力状態を求めると、最大主応力σ_1が4.25MPa、中間主応力σ_2が2.49MPa、最小主応力σ_3が0.41MPaとなった。そして、これらの主応力方向を上半球投影によるウルフネットに示すと図－2.5.4.2のようになる。一方、掘削前に得られた初期応力状態の方向を上半球投影によるウルフネットに示したものが図－2.5.4.3で、最大主応力$\sigma_{1,in}$が3.49MPa、中間主応力$\sigma_{2,in}$が

2.23MPa、最小主応力$\sigma_{3,in}$が1.54MPaであった[1)]。両図を比較すると、初期の最大主応力が南西の方向から約15°の傾斜で作用しているのに対し、再配分後には北西の方向から約60°で傾斜している。一方、最小主応力は、初期には南東の方向から約50°の傾斜で作用していたが、掘削に伴って南南東の方向から約50°の傾斜で作用している。また、各主応力の大きさに着目すると、σ_1は3.49MPaから4.25MPaに、σ_2は2.23MPaから2.49MPaに、σ_3は1.54MPaから0.41MPaに再配分されている。その結果、最大主応力の大きさは約1.2倍増大し、最小主応力の大きさは約1/3程度に減少していることがわかる。中間主応力の大きさは掘削の前後であまり変化していない。

以上は、坑道壁面近傍において再配分された主応力状態について述べたものであるが、坑道壁面から深くなるにつれて主軸の方向が時計回りに回転する傾向が認められる（図－2.5.4.4～2.5.4.7参照）。このことを解明するためには三次元の数値解析を行って検証することが課題として残される。また、最大主応力が空洞の接線方向を向くように再配分されている傾向がみられる。このことより、合理的な再配分が起こっていると言える。

表－2.5.4.1　深度0.5m近傍における再配分応力の測定結果

試料採取深度 (m)	試料番号	供試体番号		供試体寸法 (cm) 直径	高さ	単位体積重量 (kN/m³)	測定結果 (MPa)	備考 コア採取日	AE試験日
0.00 ～ 1.00	AE-1	x	1	2.98	6.01	18.1	2.62	1996.9.30	1996.10.1 ～ 1996.10.2
			2		6.07	18.2	2.39		
		y	1		6.03	17.8	2.20		
			3		6.06	18.0	1.90		
		z	1		6.01	18.6	2.29		
			2		5.99	18.2	2.91		
		xy	2		6.19	17.9	2.36		
			3		6.15	18.2	2.36		
		yz	1		6.19	18.3	3.94		
			3		6.08	18.0	4.14		
		zx	1		5.64	18.2	1.67		
			3		6.09	18.2	1.81		

表－2.5.4.2　深度1.5m近傍における再配分応力の測定結果

試料採取深度 (m)	試料番号	供試体番号		供試体寸法 (cm) 直径	供試体寸法 (cm) 高さ	単位体積重量 (kN/m³)	測定結果 (MPa)	備考 コア採取日	備考 AE試験日
1.00 ～ 2.00	AE-2	x	2	2.95	6.29	18.6	1.34	1996.11.5	1996.11.7
			3		6.14	18.7	1.65		
		y	1		6.31	18.5	1.95		
		z	1		6.20	18.6	4.72		
			2		6.18	18.7	4.14		
			3		6.07	18.6	5.09		
		xy	2		6.31	18.4	2.68		
			3		6.14	18.6	2.25		
		yz	1		6.11	18.5	2.83		
			2		6.17	18.4	2.92		
			3		6.30	18.7	2.31		
		zx	1		6.24	18.6	2.68		
			2		6.14	18.5	1.71		
			3		6.13	18.5	3.19		

表－2.5.4.3　深度1.6m近傍における再配分応力の測定結果

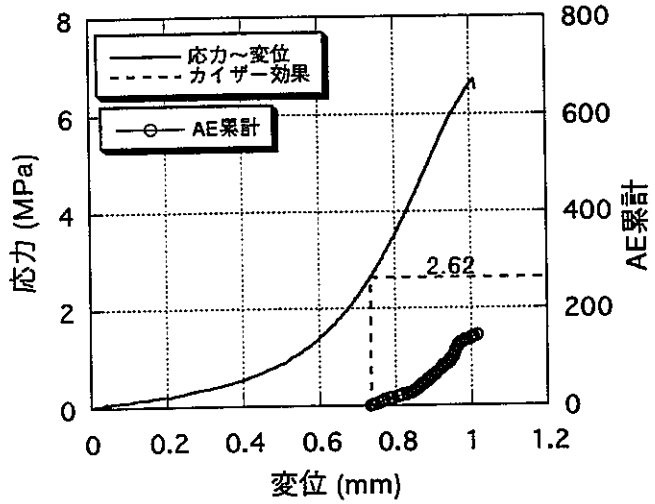
試料採取深度 (m)	試料番号	供試体番号		供試体寸法 (cm) 直径	高さ	単位体積重量 (kN/m³)	測定結果 (MPa)	備考 コア採取日	AE試験日
1.20 ～ 1.90	AE-4	x	1	2.95	6.39	18.6	5.81	1996.11.13	1996.11.15
			3		6.23	18.6	6.23		
		y	1		6.42	18.5	4.03		
			2		6.35	18.6	4.63		
			3		6.37	18.6	4.96		
		z	1		6.32	18.3	2.83		
			3		6.16	18.6	2.27		
		xy	1		5.72	18.4	2.18		
		yz	1		6.35	18.3	3.24		
			2		6.21	18.3	2.50		
		zx	1		6.24	18.5	3.50		
			2		6.21	18.6	3.66		
			3		6.33	18.5	2.25		

表－2.5.4.4　深度2.4m近傍における再配分応力の測定結果

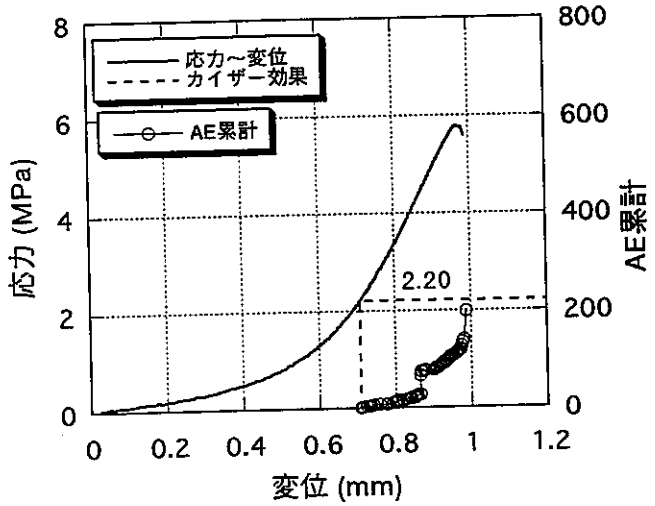
試料採取深度 (m)	試料番号	供試体番号		供試体寸法 (cm) 直径	高さ	単位体積重量 (kN/m³)	測定結果 (MPa)	備考 コア採取日	AE試験日
1.90 ～ 2.90	AE-5	x	2	2.95	6.30	18.6	1.21	1996.11.15	1996.11.17
			3		6.28	18.6	1.67		
		y	2		6.33	19.0	3.35		
		z	1		6.27	18.6	4.10		
			2		6.26	18.7	3.15		
			3		6.22	18.6	4.21		
		xy	1		6.29	18.7	1.94		
			2		6.32	18.7	1.50		
		yz	1		6.37	18.7	5.05		
			3		6.27	18.7	4.79		
		zx	3		6.39	18.6	2.13		

表－2.5.4.5　深度3m近傍における再配分応力の測定結果

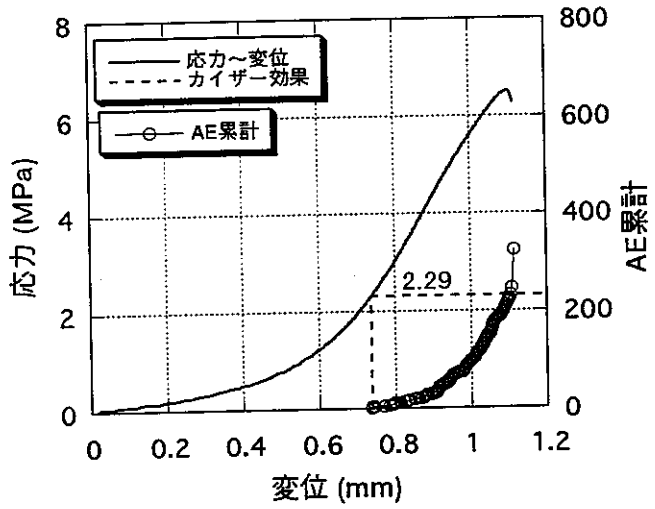
試料採取深度 (m)	試料番号	供試体番号		供試体寸法 (cm) 直径	供試体寸法 (cm) 高さ	単位体積重量 (kN/m³)	測定結果 (MPa)	備考 コア採取日	備考 AE試験日
2.50～3.50	AE-3	x	1	2.98	6.25	18.4	4.95	1996.11.7	1996.11.9
			2		6.15	18.6	2.99		
		y	1		6.10	18.7	2.01		
			3		6.21	18.7	1.44		
		z	1		6.13	18.7	3.26		
			2		6.23	18.7	2.64		
			3		6.06	18.7	4.58		
		xy	1		6.19	18.8	3.43		
			2		6.12	18.7	1.27		
			3		6.21	18.7	2.02		
		yz	1		6.14	18.5	1.62		
			2		6.21	18.6	1.29		
			3		6.23	18.5	1.34		
		zx	2		6.13	18.6	2.56		
			3		6.15	18.7	1.25		



(a)



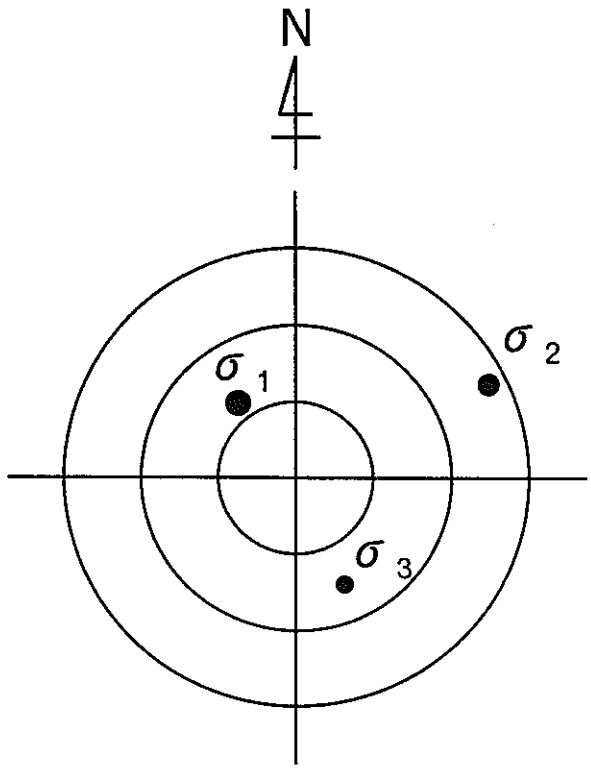
(b)



(c)

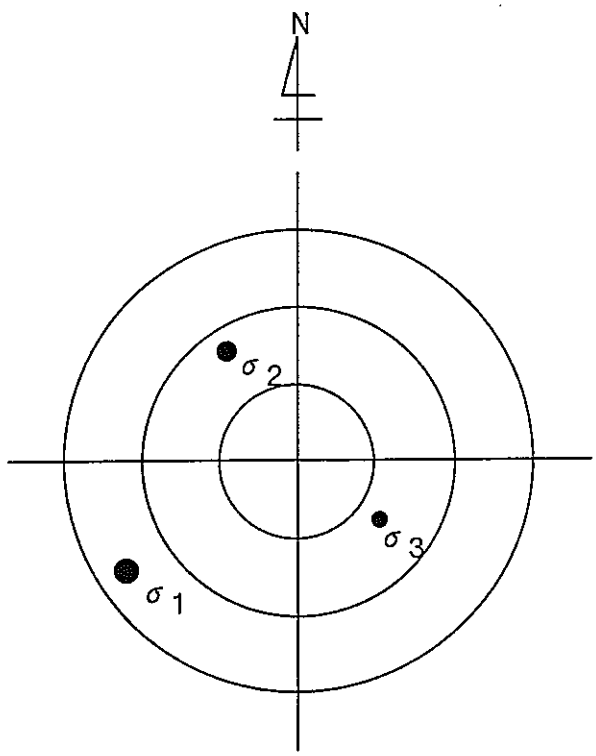
図－2.5.4.1　初期地圧測定結果の一例

(a) x(東)方向、(b) y(北)方向、(c) z(鉛直上向き)方向



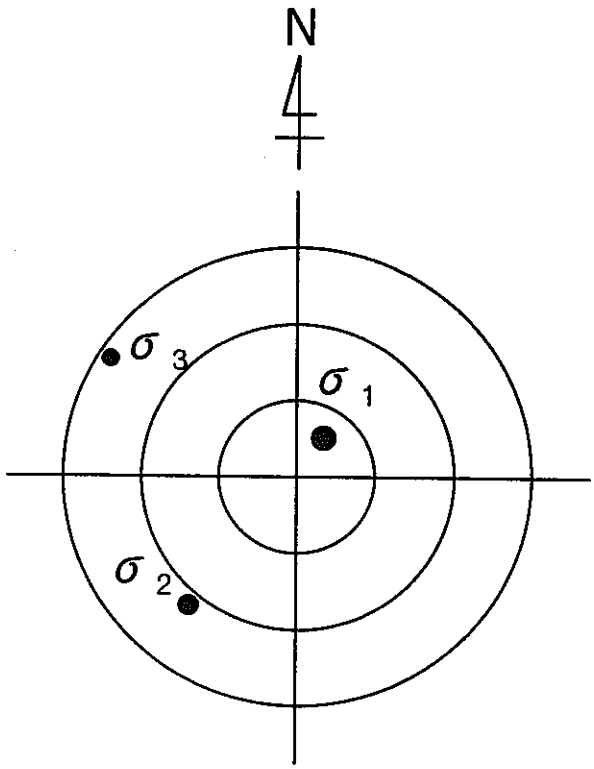
上半球投影（σ_1=4.25MPa、σ_2=2.49MPa、σ_3=0.41MPa）

図－2.5.4.2　再配分された３次元主応力分布（深度0.5m近傍）



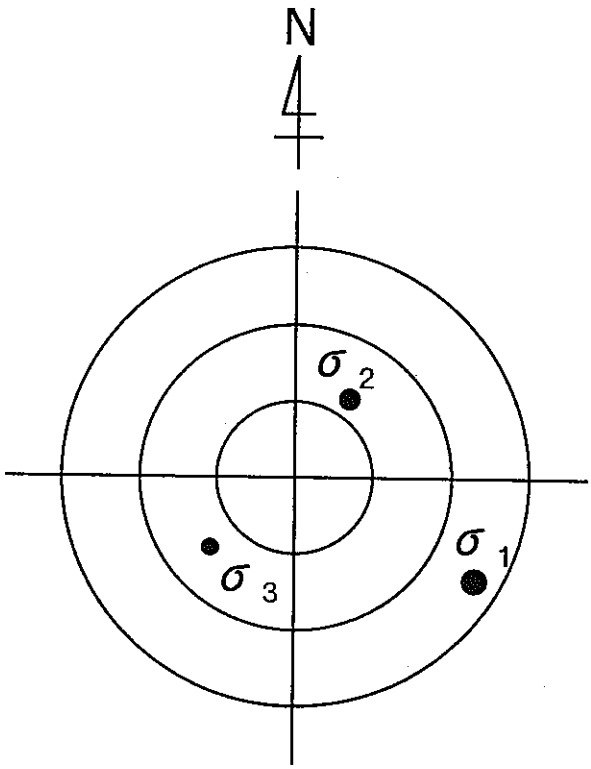
上半球投影（$\sigma_{1,in}$=3.49MPa、$\sigma_{2,in}$=2.23MPa、$\sigma_{3,in}$=1.54MPa）

図－2.5.4.3　掘削前の３次元主応力分布



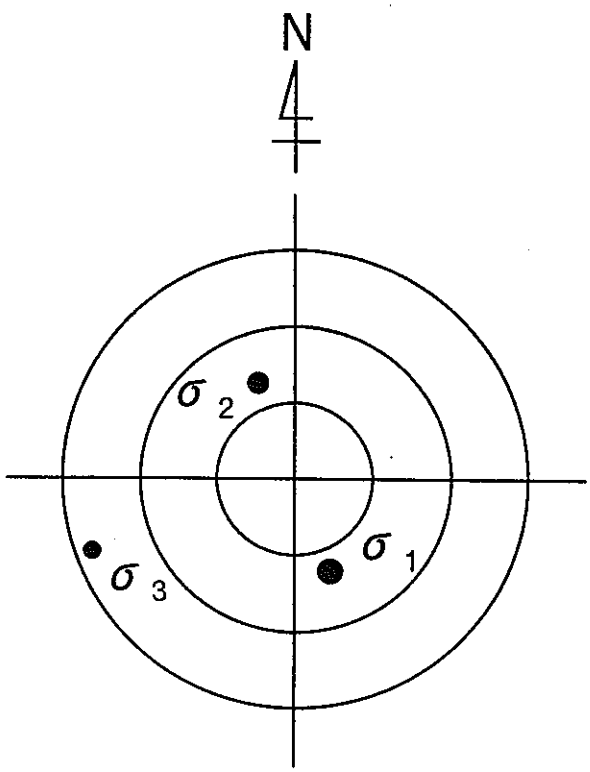
上半球投影（σ_1=4.93MPa、σ_2=2.22MPa、σ_3=0.94MPa）

図－2.5.4.4　再配分された３次元主応力分布（深度1.5m近傍）



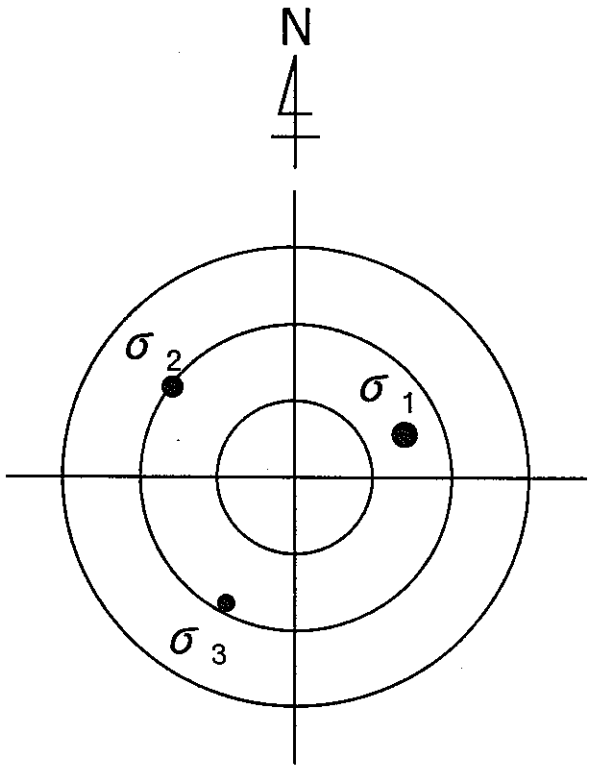
上半球投影（σ_1=8.51MPa、σ_2=3.56MPa、σ_3=1.05MPa）

図－2.5.4.5　再配分された３次元主応力分布（深度1.6m近傍）



上半球投影（σ_1=5.12MPa、σ_2=2.27MPa、σ_3=1.22MPa）

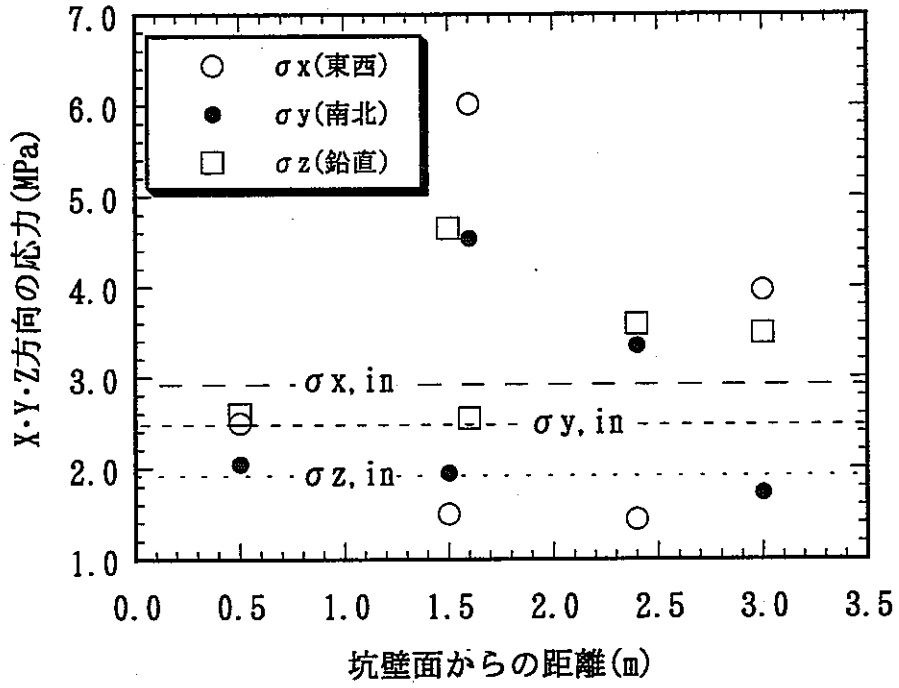
図－2.5.4.6　再配分された３次元主応力分布（深度2.4m近傍）



上半球投影（σ_1=5.51MPa、σ_2=3.14MPa、σ_3=0.54MPa）

図－2.5.4.7　再配分された３次元主応力分布（深度3m近傍）

つぎの図－2.5.4.8は、縦軸に図－2.5.3.2に示したX、Y、Z方向の応力、横軸に壁面からの距離をとり、再配分された応力の変化をﾌﾟﾛｯﾄしたものである。図中の○印が再配分されたX方向の応力σ_x、●印が再配分されたY方向の応力σ_y、□印が再配分されたZ方向の応力σ_zを表している。また、掘削前にＡＥ法によって測定された応力の大きさが一様な広がりを有しているものとみなし、図中にはX方向の応力を$\sigma_{x,in}$=2.88MPa、Y方向の応力を$\sigma_{y,in}$=2.52MPa、Z方向の応力を$\sigma_{z,in}$=1.85MPaを付記した[1)]。図より、測定された範囲内は再配分領域内であることがわかる。



図－2.5.4.8　X、Y、Z方向における掘削前後の応力変化

上述したように、坑道の掘削に伴って再配分された応力状態をAE法によって求めることができた。ここでは、掘削に伴う再配分領域を特定するだけでなく、掘削影響領域がどのような状態におかれているのかを把握することも重要であると考え、再配分された応力状態からドラッカー・プラガーによって提案された降伏条件式

$$f = \alpha J_1 + (J_2)^{1/2} - k = 0 \qquad (2.5.4.1)$$

に基づいて、再配分応力が測定された位置での降伏の判定を試みる[2)]。ここに、J_1は応力の一次の不変量、J_2は偏差応力の二次の不変量で、それぞれ次式で与えられる。

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = [(\sigma_1 - J_1/3)^2 + (\sigma_2 - J_1/3)^2 + (\sigma_3 - J_1/3)^2]^{1/2}$$

また、αおよびkは粘着力cと内部摩擦角ϕの関数として次式で与えられる。

$$\alpha = 2\sin\phi / [3^{1/2} \cdot (3 - \sin\phi)]$$

$$k = 6c\sin\phi / [3^{1/2} \cdot (3 - \sin\phi)]$$

これまでの事前調査から得られた粘着力cと内部摩擦角ϕのうち小さいほうを用いると、粘着力cは1.96MPa、内部摩擦角ϕは10°となる[3)]。したがって、αは0.07、kは0.42となる。

AE法により、いろいろな位置で求めた再配分応力成分値を（2.5.4.1）式に代入し、降伏の判定を行うと、（2.5.4.1）式のfの値は、図−2.5.4.2の例では$f=1.8$MPa、図−2.5.4.4の例では$f=0.8$MPa、図−2.5.4.5の例では$f=4.0$MPa、図−2.5.4.6の例では$f=1.8$MPa、図−2.5.4.7の例では$f=2.5$MPaとなり、いずれの場合とも$f>0$となる。このことより、坑道掘削後の地山は弾性状態にあることがわかる。

2.5.5 まとめ

平成7年度に掘削した試験坑道（図－2.5.1.1参照）の周辺地山における再配分された応力状態をAE法を利用して調べた。その結果、掘削壁面から3m内部の地山は、坑道掘削に伴う応力再配分の影響を受けていることがわかった。また、得られた計測結果から、ドラッカー・プラガーの降伏判定式を用いて地山の降伏状態を調べると、坑道周辺の地山は弾性状態にあることも明らかになった。

参考文献

2.5　AE法による岩盤応力測定

1）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成5年度）、PNC ZJ 1449 94-001、1994年

2）例えば川本とし万；岩盤力学、朝倉土木工学講座23、1973年

3）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成6年度）、PNC ZJ 1449 95-003、1995年

2.6　孔内載荷試験

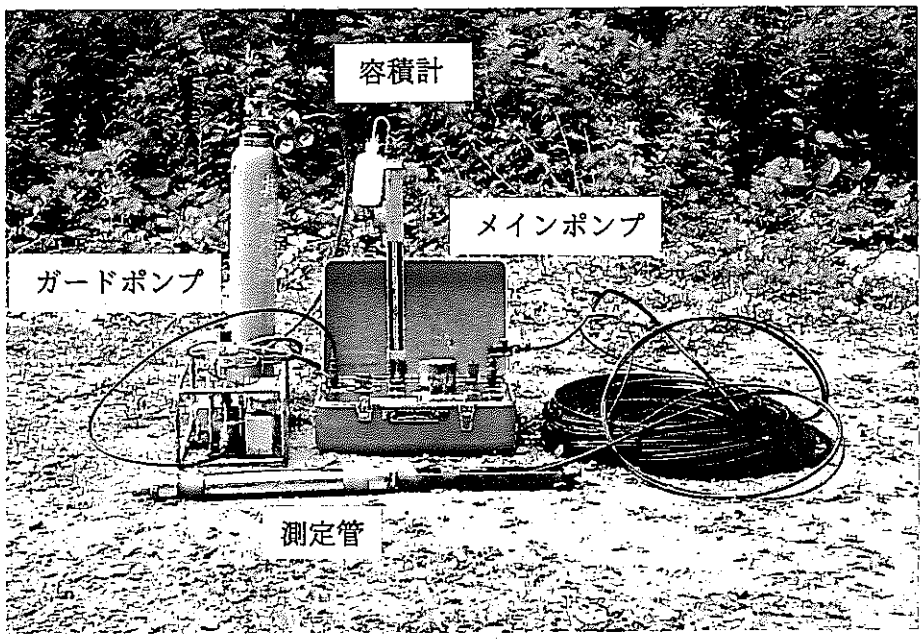
2.6.1　目的

MK－１孔を利用した孔内載荷試験から坑道周辺地山の変形特性を求め、得られた計測結果と試験坑道を掘削する前に得られた計測結果を比較し、掘削影響領域を把握することを目的とした。

孔内載荷試験は、等圧分布載荷方式と等変位載荷方式の２種類に大別できるが、本試験では前者の等圧分布載荷方式に属するプレシオ200B型を使用した。なお、このプレシオ200B型は、掘削前に使用したものと同じ機器である。

2.6.2　試験装置

孔内載荷試験に使用する機器は「プレシオ２００Ｂ型」と呼ばれる岩盤用の高圧プレシオメータである。このプレシオ２００Ｂ型の測定器は、測定管に水を注入したときの加圧力と水の注入容積が測定できる。プレシオ２００Ｂ型の試験装置の概念を図－2.6.2.1に示す。この試験装置は、主にメインポンプ、ガードポンプ、容積計、測定管から構成されている。また、これらの仕様を表－2.6.2.1に示す。



図－2.6.2.1　プレシオ200B型試験装置の概略

表－2.6.2.1　機器の仕様

名　称	項　目	内　容
メインポンプ	方　式	手動回転ギヤー式
	最大加圧力	20MPa
	容積計	500cm³ (1.0cm³/mm)
ガードポンプ	方　式	空気圧/油圧 変換ポンプ式
	最大加圧力	高圧側 70/低圧側 2MPa
測定管	外形寸法	φ 64×L 700mm
	測定有効長	L 450mm
高圧ホース	破壊圧力	60MPa

2.6.3 試験方法

孔内載荷試験は、試験坑道を掘削する前に行ったボーリング孔、すなわちMK－１孔で実施した。掘削後の試験は、掘削影響領域を評価することを目的にしているため、試験坑道を掘削する前に行った位置で実施した。具体的には、図－2.5.1.1に示したMK－1と称するボーリング孔の口元からの距離がそれぞれ、

7.00m、8.37m、9.40m、10.41m、11.47m

なる位置とした。試験位置の岩種は、11.47m位置が細粒砂岩で他はレキ岩である。機械で掘削した坑道壁面からの位置関係で示すと、表－2.6.3.1のようになる。

表－2.6.3.1　載荷試験の位置関係

試験No	1	2	3	4	5
ボーリング口元からの距離（m）	7.00	8.37	9.40	10.41	11.47
機械掘削壁面からの距離（m）	5.00	3.63	2.60	1.59	0.53
岩　種	細粒砂岩	細粒砂岩	細粒砂岩	細粒砂岩	細粒砂岩

孔内載荷試験における載荷は、前回と同じ段階載荷パターンで行った。段階載荷パターンは、図－2.6.3.1に示すように、0.98MPa→1.96MPa→2.94MPa→4.9MPaとした。載荷速度は、荷重レベルが0.98MPaの時には0.098MPa/min、荷重レベルが1.96MPaの時には0.196MPa/min、荷重レベルが2.94MPaの時には0.294MPa/min、荷重レベルが4.9MPaの時には0.49MPa/minで行った。なお、図－2.6.3.1において、除荷時の圧力を０まで戻していないのは、図－2.6.2.1に示す測定管の硬質ゴムチューブが孔壁から離れた時点を正確に把握できにくいためである。また、載荷中は、載荷圧と注水量との関係をプロットしながら載荷圧～注水量の状況をチェックした。

変形係数Ｄや弾性係数Ｅは、孔内載荷試験より得られる載荷圧～注水量曲線から式(2.6.3.1)を利用してを求めることができる。しかしながら、永久変形係数については、除荷時の圧力を０まで戻していないため、永久変形係数を求めることはできなかった。

$$D_b, E_t = 1.96 \times (1+\nu)(V_0 + V_m)/((dV/dP) - \alpha) \qquad (2.6.3.1)$$

ここに、D_b：変形係数（MPa）

E_t：接線弾性係数（MPa）

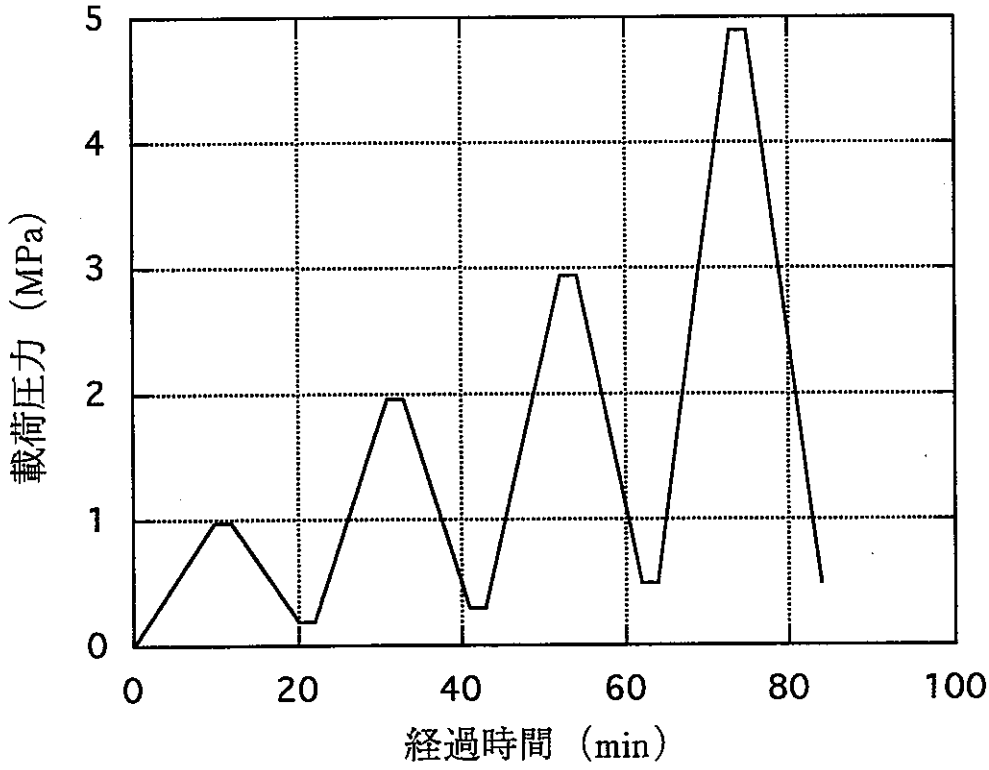
ν：ポアソン比（これまでの室内試験結果を考慮して0.3とした）

V_0：測定管の初期容積（cm^3）

V_m：測定管に送られた水の容積（cm^3）

α：測定系の圧縮補正係数（$cm^3/N/cm^2$）、ここではホース長を考慮して0.0102

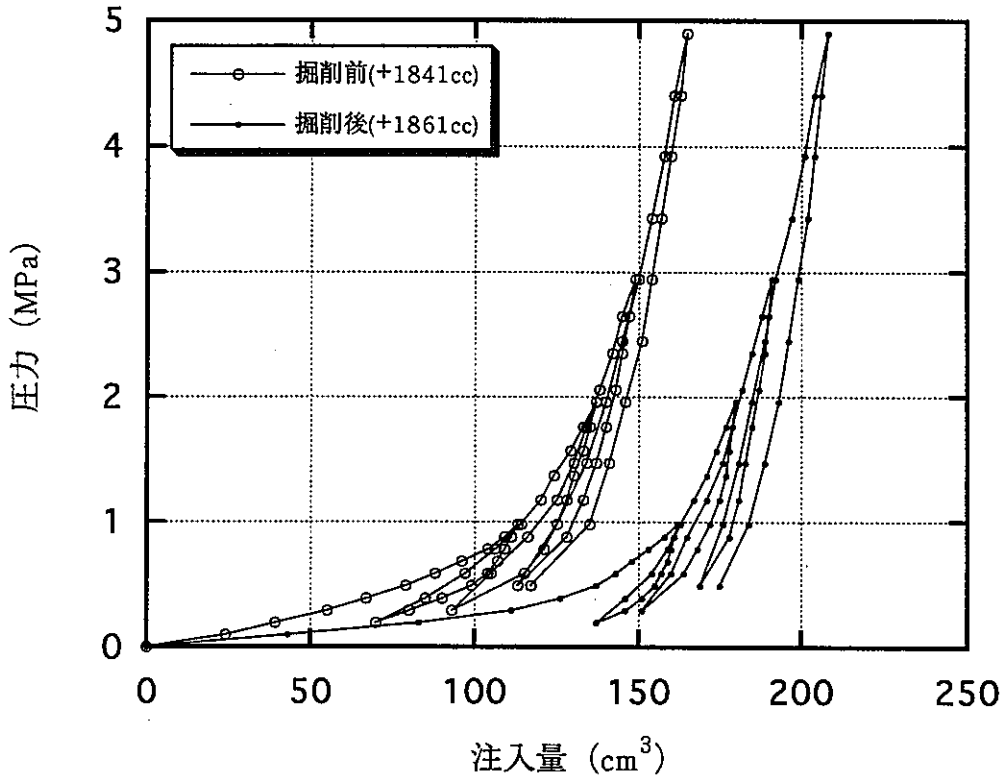
dV／dP：増分圧力と増分容積の比（$cm^3/N/cm^2$）



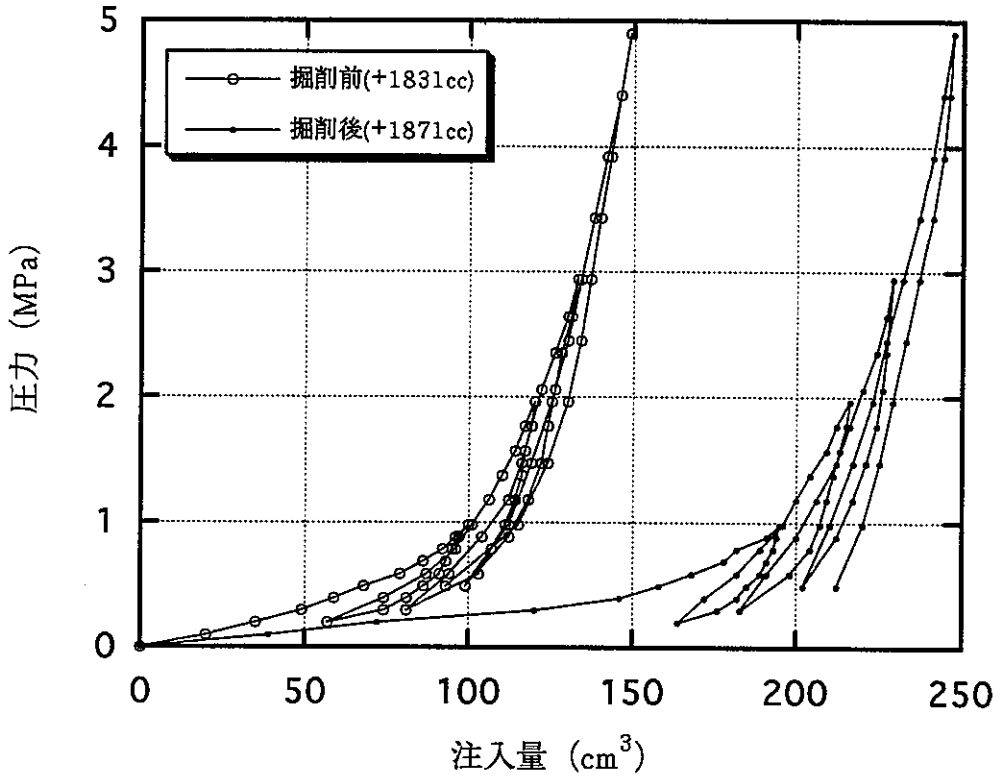
図－2.6.3.1　載荷パターン

2.6.4　測定結果および考察

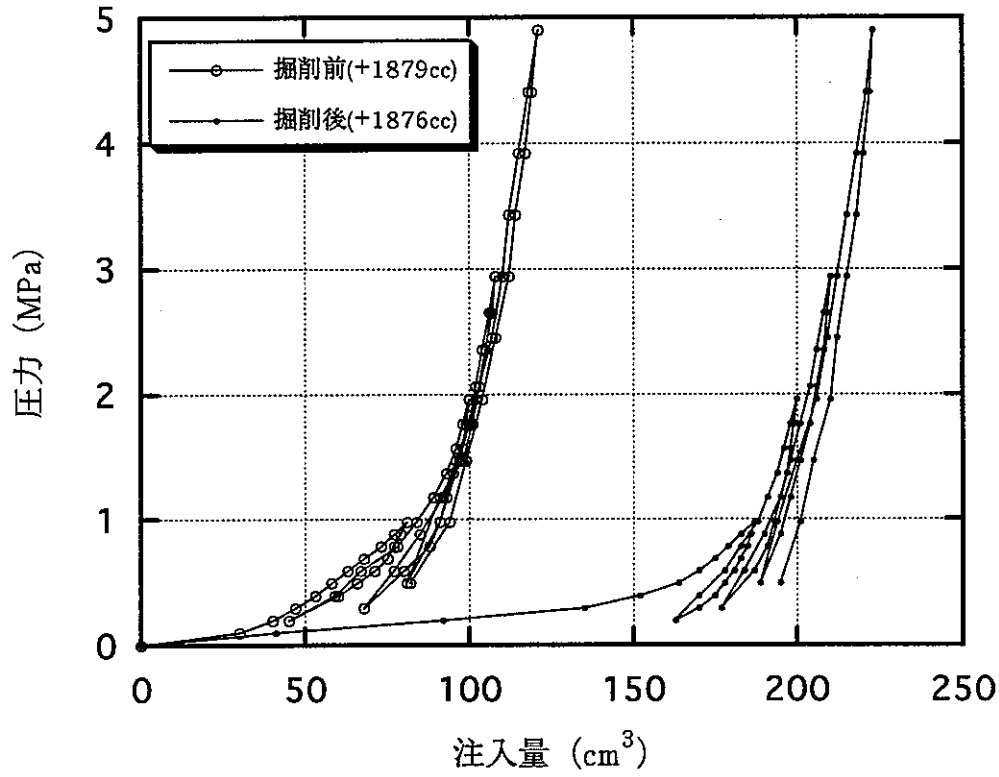
それぞれの試験位置における載荷圧力Pと注入量Vとの関係を示すP～V曲線を図－2.6.4.1～2.6.4.5に示す。なお、これらの図には坑道を掘削する前に実施して得られた載荷圧力Pと注入量Vとの関係を示すP～V曲線もプロットしている[1)]。



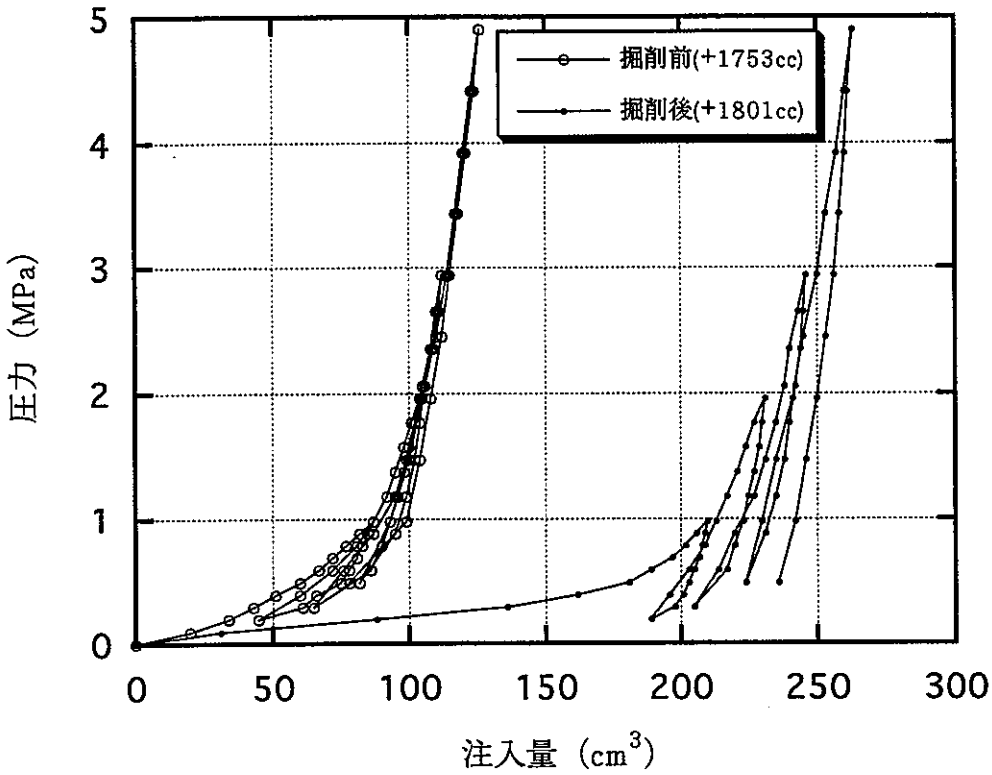
図－2.6.4.1　深度7.00mにおけるP～V曲線



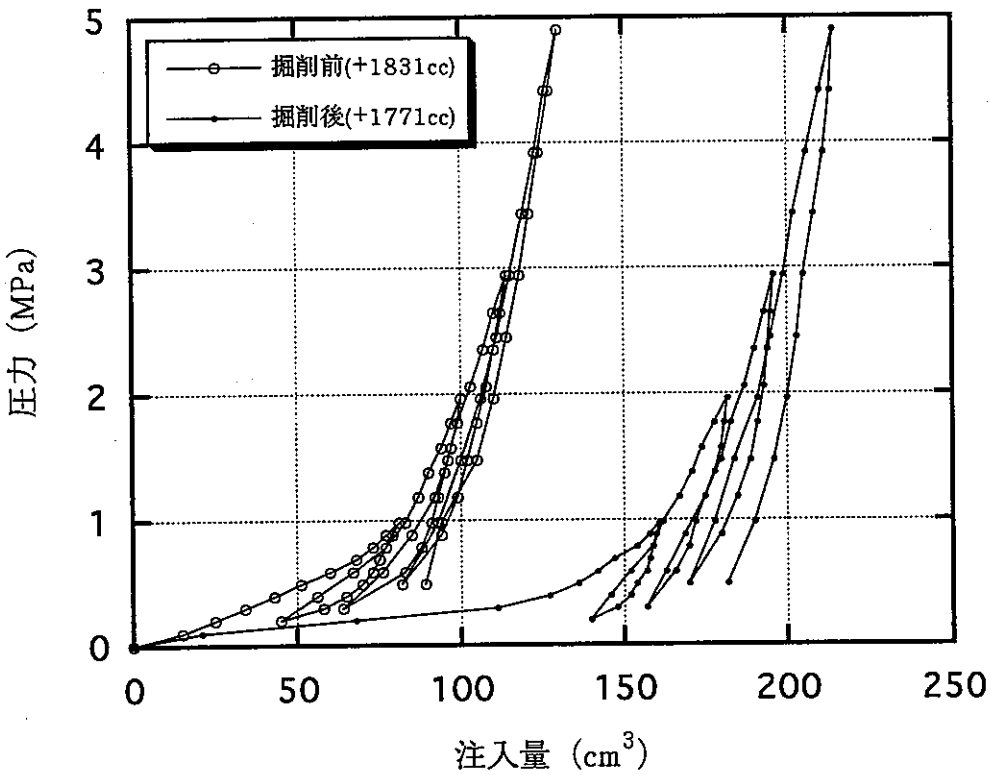
図－2.6.4.2　深度8.37mにおけるP～V曲線



図－2.6.4.3　深度9.40mにおけるP～V曲線



図－2.6.4.4　深度10.41mにおけるP～V曲線



図－2.6.4.5　深度11.47mにおけるP～V曲線

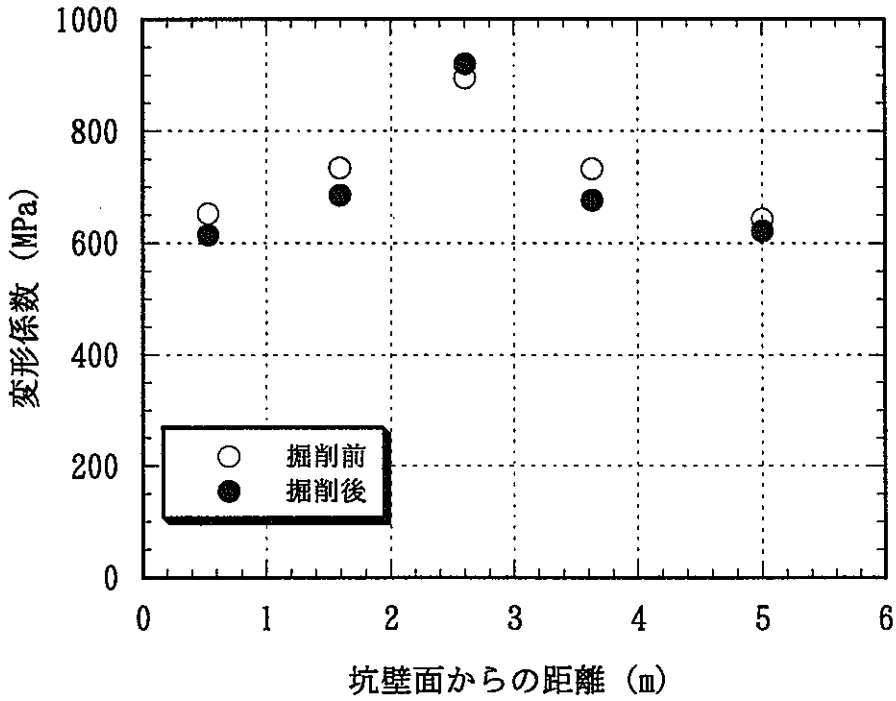
これらの図より、掘削前に得られたP～V曲線の注入量に比べ、掘削後に得られたP～V曲線の注入量の方が多くなっている。この原因の一つとして、MK－1孔をボーリングしてから約3年が経過しているため、ボーリング孔壁が風化・変質したことが考えられる。また、図－2.6.41～2.6.4.5において、除荷時の圧力を0まで戻していないのは、図－2.6.2.1に示す測定管のゴムチューブが孔壁から離れた時点を正確に把握できにくいため、載荷圧力を少し残した方が次段階の載荷がスムーズに行えるからである。

ここで実施した孔内載荷試験は、坑道の掘削に伴う影響領域を孔内載荷試験の結果に基づいて把握することを主たる目的にしている。そのため、掘削前後の変形係数を求め、これらの値を比較することにより掘削影響領域の把握を行った。掘削影響領域の把握を行うために、掘削前後の変形係数を用いたのは、変形係数がP～V曲線の包絡線の勾配で定義されているため、値そのものが求めやすいためである。図－2.6.4.1～2.6.4.5においては、2.5で述べた再配分応力の大きさを考慮し、3MPa～5MPaでの包絡線の勾配から（2.6.3.1）式を用いて変形係数を求めた。得られた結果を表－2.6.4.1に示す。

表－2.6.4.1　掘削前後における変形係数

深さ（m）	0.53	1.59	2.60	3.63	5.0
掘削前の変形係数 (MPa)	653.2	734.4	895.1	733.3	643.9
掘削後の変形係数 (MPa)	614.8	685.8	920.9	677.0	622.5

図－2.6.4.6は、掘削前後に得られた変形係数の値をプロットしたものである。○印が掘削前に得られた変形係数で、●印が掘削後に得られた変形係数である。図より、それぞれの測定位置での変形係数の値には、掘削前後で3～7％程度の差異が生じている。この程度の差異は、坑道掘削によって岩盤の変形特性が変化したと考えるよりも時間経過に伴う孔壁面の風化・変質の影響が表れたものと考えるのが妥当である。また、2.8で述べる孔内壁面観察結果によれば、孔内載荷試験位置には掘削前後において孔壁面にき裂のなかったことが確認されている。



図－2.6.4.6　掘削前後における変形係数

2.6.5 まとめ

MK－1孔を利用した孔内載荷試験から坑道周辺地山の変形特性のうち、変形係数を求め、得られた計測結果と試験坑道を掘削する前に得られた計測結果を比較し、掘削影響領域の把握を試みた。得られた計測結果をまとめると以下のようになる。

1) 掘削前後における変形係数の値には3~7%前後の差異が生じていることがわかった。

2) この程度の差異は、坑道掘削によって岩盤の変形特性が変化したと考えるよりも時間経過に伴う孔壁面の風化・変質の影響が表れたものと考えるのが妥当である。

参考文献

2.6　孔内載荷試験

1）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成5年度）、PNC ZJ 1449 94-001、1994年

2.7 PS検層

2.7.1 目的

PS検層は、検層を行ったボーリング孔により目的が異なる。トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔では、弾性波トモグラフィーによって得られた速度分布とPS検層から得られたP波速度を比較することを目的とした。また、発破と機械によって掘削された試験坑道では、PS検層（MPS－1孔～MPS－4孔）によるP波およびS波速度から掘削影響領域を把握することを目的とした。

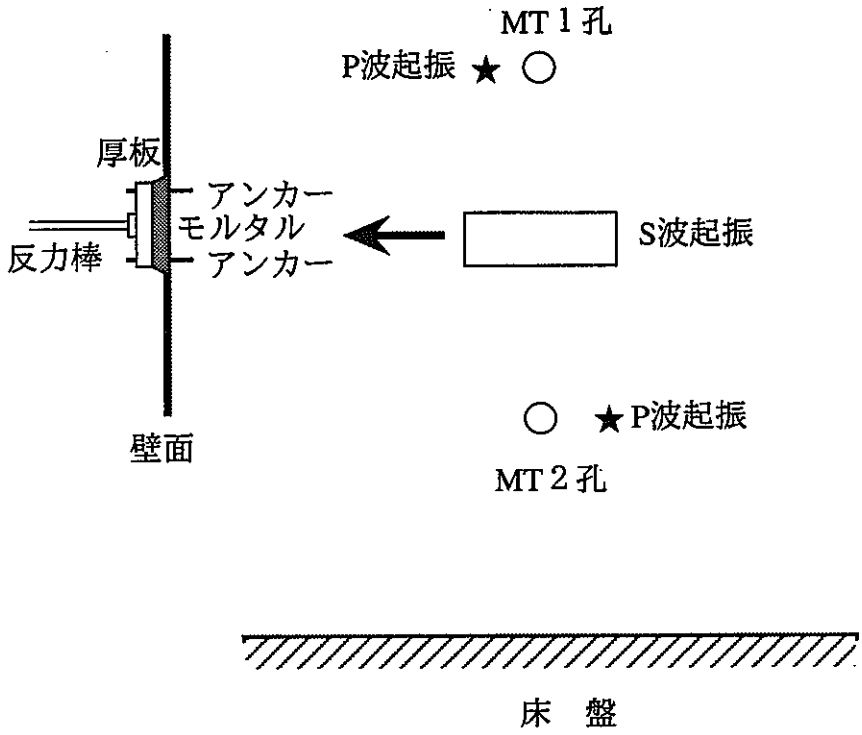
なお、PS検層による測定は、トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔では0.5m間隔で行った。一方、発破と機械によって掘削された試験坑道では口元から0.5mまでは、0.2m・0.3m・0.4m・0.5mの位置で、0.5mから3mまでは0.25m間隔で行った。

PS検層は、ボーリング孔内に設置した受振器で、ボーリング孔の口元近傍で発生させた弾性波動を観測し、これによりボーリング地点におけるP波とS波の速度分布を求めようとするものである。観測されたP波とS波の伝播時間と伝播距離との関係から、弾性波測度VpおよびVsを算出することができる。

2.7.2 起振方法

P波は、ボーリング孔近傍の坑壁面をカケヤで打撃することにより発生させた。トリガー信号は、カケヤに取付けたトリガー装置を介し、坑壁面を打撃すると同時に測定器に送った。

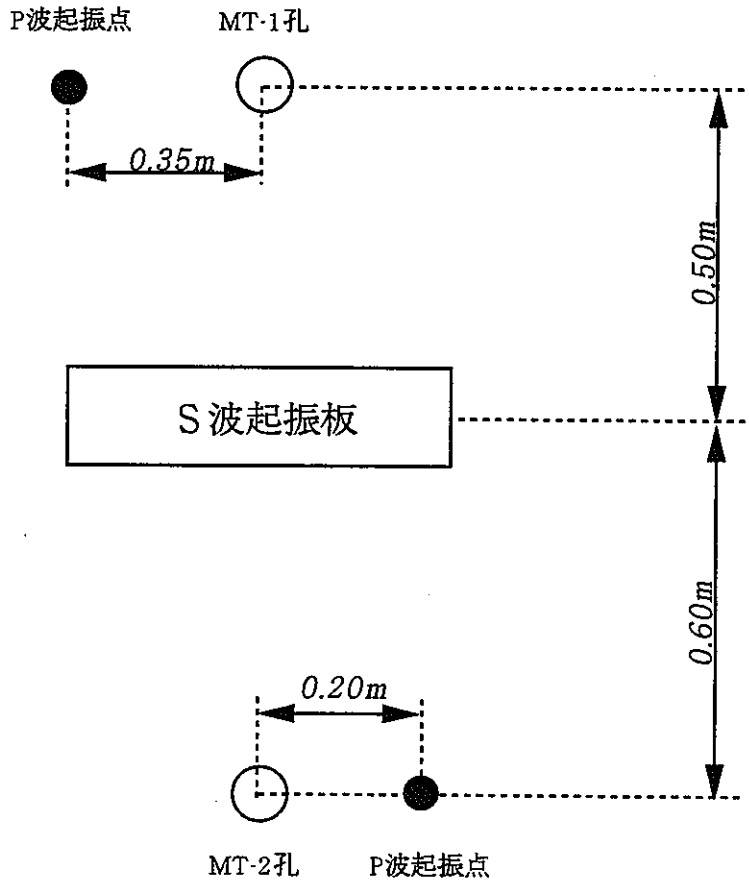
S波は、測定孔近傍の坑壁面にモルタルとアンカーで厚板を圧着し、圧着した厚板の端をトリガー装置を付けたカケヤで打撃し発生させた（図－2.7.2.1参照）。なお、厚板の密着性を高めるため、厚板と坑道の反対側の壁面との間に反力を取った。



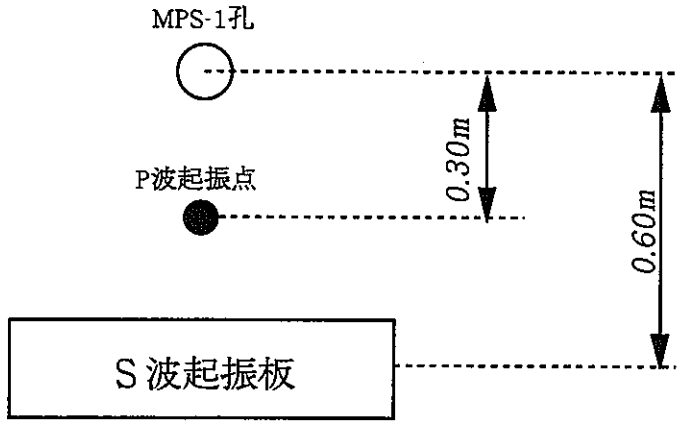
図－2.7.2.1　S波起振方法の概念

S波は、波動の伝播方向に対し、直交する方向に振動する波であるため、厚板の左右をカケヤで打撃すると位相が反転する。したがって、S波が発生しているか否かの判定は、位相の反転した波をモニタ画面で確認することにより行った。

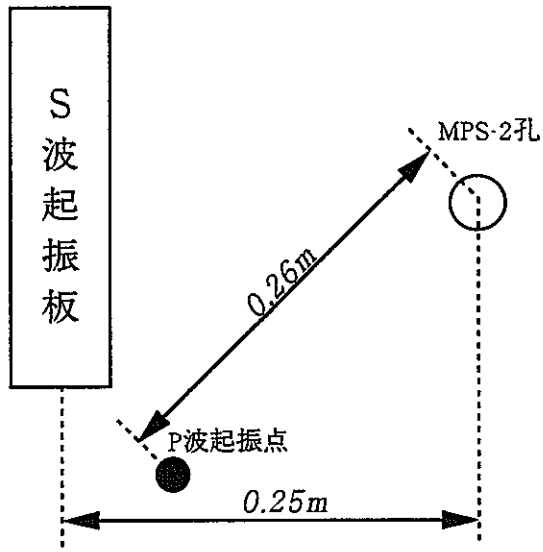
各孔におけるP波とS波の起振位置を概念的に示したものを図－2.7.2.2～2.7.2.6に示す。



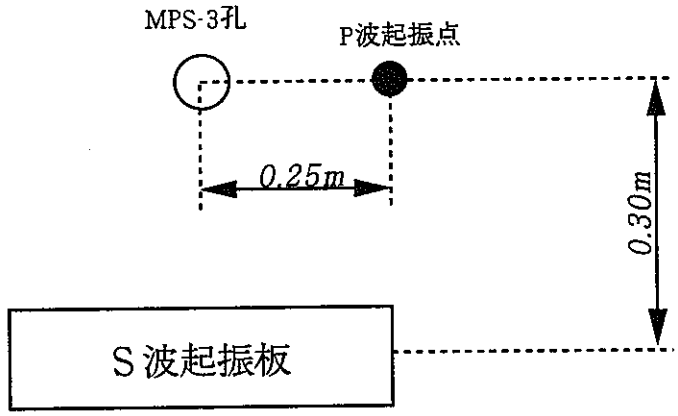
図－2.7.2.2　MT-1孔とMT-2孔における起振位置



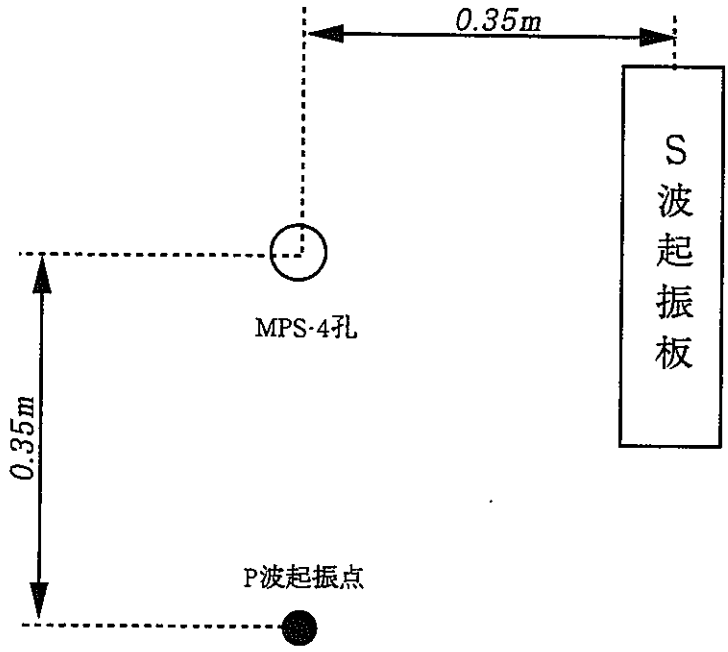
図－2.7.2.3　MPS-1孔における起振位置



図－2.7.2.4　MPS-2孔における起振位置



図－2.7.2.5　MPS-3孔における起振位置



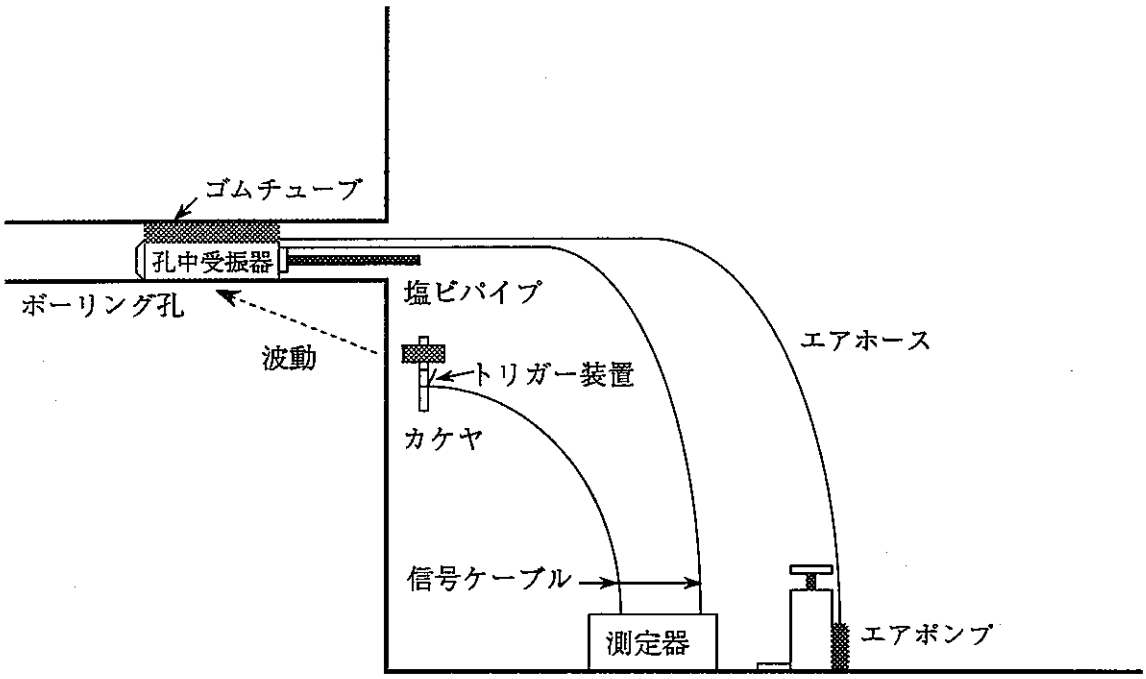
図－2.7.2.6　MPS-4孔における起振位置

2.7.3 受振方法

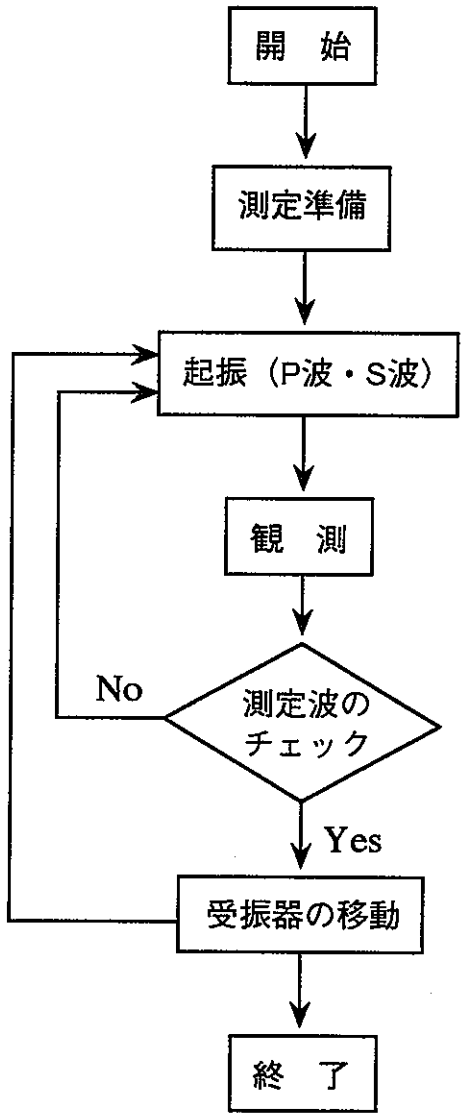
波動の受振には、水平動２成分・上下動１成分を内蔵した孔中受振器に、孔内に押し込むための塩ビパイプを装着したものを用いた。これを所定の深さまで挿入したのち、固定装置としてのチューブにエアポンプでエアを送り、これを膨らませことにより受振器を孔壁に圧着した（図－2.7.3.1参照）。

定められた深度に受振器を固定し、起振・測定作業を行う。受振器を移動するごとにこの作業を繰り返し行う。したがって、同一の起振条件で繰り返し起振される波をその都度受振することになる。実際の測定では、トリガー信号を合図にアナログの電圧波形をデジタル化し、収録した。

以上に述べたPS検層のフローを図－2.7.3.2に示す。また、使用した主な機器の一覧を表－2.7.3.1に示す。



図－2.7.3.1　受振器の設置要領



図－2.7.3.2　PS検層フロー

表－2.7.3.1　主な使用機器の一覧

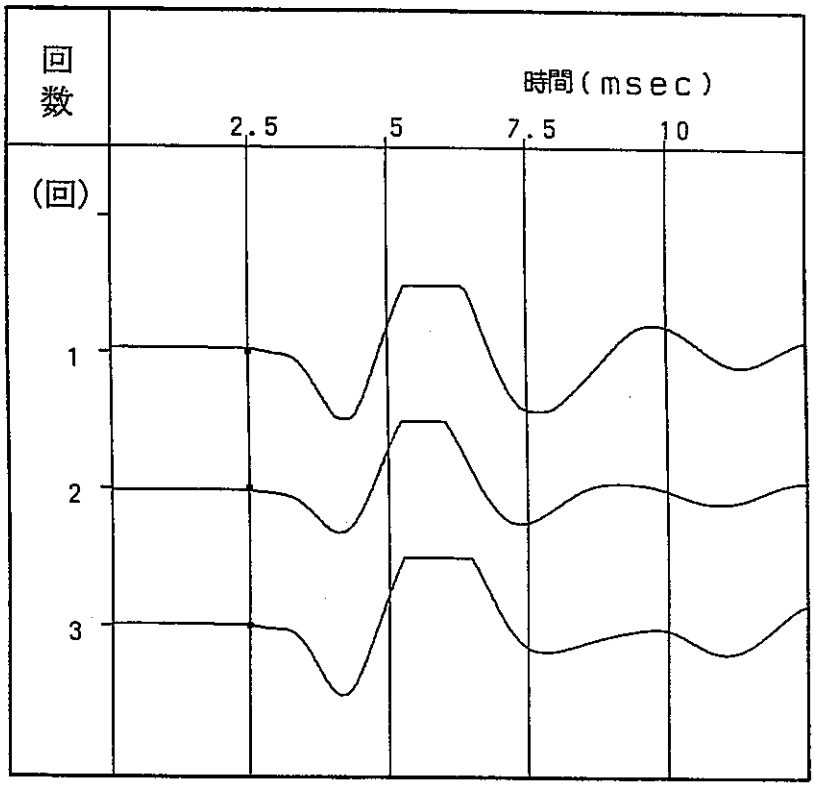
項　　目	型　式	仕　　様	メーカー
波形収録装置	PC－9801 NS／A	CPU　インテル 486DX2（CPUｱｯﾌﾟｸﾞﾚｰﾄﾞﾎﾞｰﾄﾞ装着） クロック　50MHz 固定デイスク　内蔵 200MB メモリ　9.6MB（1.6MB+増設 8MB） ﾃﾞｨｽﾌﾟﾚｲ表示機能　モノクロード 640×400 ﾄﾞｯﾄ	NEC
	A／D変換部	A／D入力電圧　±2.5V（変更の場合あり） A／D変換速度　最高　50KHz ダイナミックレンジ　ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞﾚｰﾄにより異なる 100Hzｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ時 24ﾋﾞｯﾄ サンプリングレート　2.5, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 250, 500（Hz） 1, 2, 2.5, 5, 10, 25, 50（KHz） トリガー入力　内部；ソフト 外部；ﾏﾆｭｱﾙ，ｺﾝﾀｸﾄ(BNC入力) 入力成分数　12CHまたは24CH 入力ｲﾝﾋﾟｰﾀﾞﾝｽ　10KΩ 入力コネクター　SCN1603R（三和コネクタ製） 周波数特性　DC～20KHz	BS社
	電　源　部	入力電圧　DC12V コネクター　SCN1402R（三和コネクタ製）	
	外径寸法	463(W)×140(D)×334(H)	
ﾎﾞｱｰﾎｰﾙﾋﾟｯｸ（アーム式受振器）	SPUM2－6型	固有周波数　28Hz 感　度　0.2V/INCH/sec インピーダンス　215Ω 3成分　（上下1，水平2）×2 アーム式圧着方式 （空圧）ガスボンベ，コントローラー 外径寸法　65mm 重　量　4.8kg×2	Geo Space
地表固定点受振器	HS－J型	固有周波数　14Hz 速度型 感　度　100mv/kine インピーダンス　215Ω	Geo Space
S波発生装置（1）	板たたき	坑道壁面反力　板（50cm×20cm×5cm）カケヤ	
S波発生装置（2）	鉄板たたき	坑道壁面孔内挿入鉄板　（130cm×7cm×1cm）カケヤ	
P波発生装置	坑道壁面打撃	カケヤ	

2.7.4 測定環境

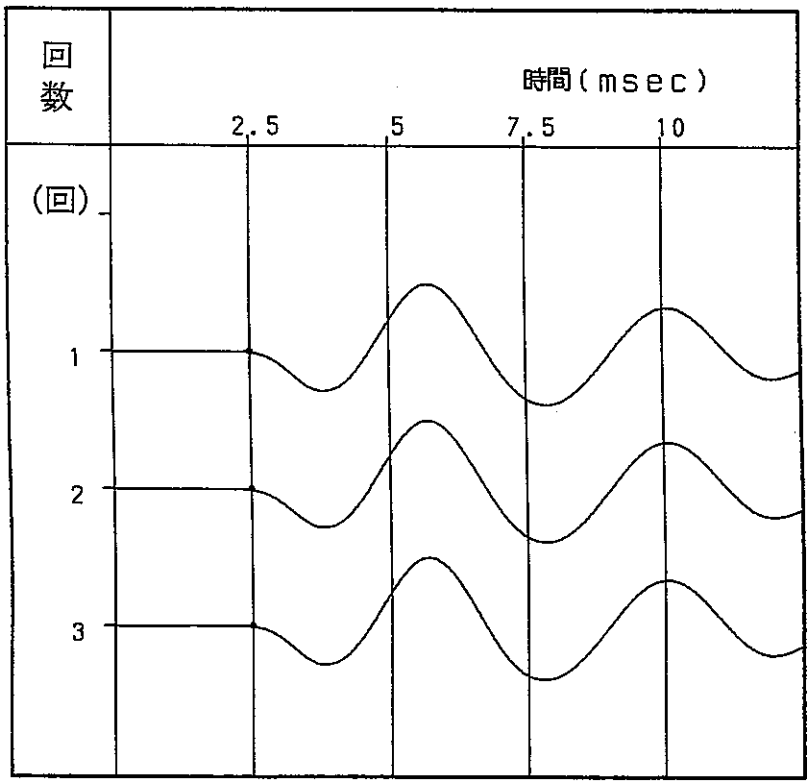
トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔でのPS検層による測定は、0.5m間隔で行った。一方、発破と機械によって掘削された試験坑道ではボーリング孔の口元から0.5mまでは、0.2m・0.3m・0.4m・0.5mの位置で、0.5mから3mまでは0.25m間隔で行った。

ボーリング孔内の水がP波の伝播に及ぼす影響を調べるため、MT－1孔に水を入れた場合と入れない場合でP波を測定した。その結果を図－2.7.4.1に示すが、いずれの場合ともP波の初動到達時間に差が生じないことがわかった。したがって、MT－2孔以外のボーリング孔では孔内に水がない状態でPS検層を行った。ただし、MT－2孔は斜め下向きのため、当初より孔内に水が溜まっている。そのため、MT－2孔では孔内に水がある状態でPS検層を行った。

また、S波を起振する際に厚板の左右をカケヤで打撃しているが、打撃位置によるS波波形の相違を調べるために厚板の上・中・下を打撃し、その波形を測定した。その結果を図－2.7.4.2に示しているが、打撃位置の違いによって観測されるS波波形に相違は認められなかった。

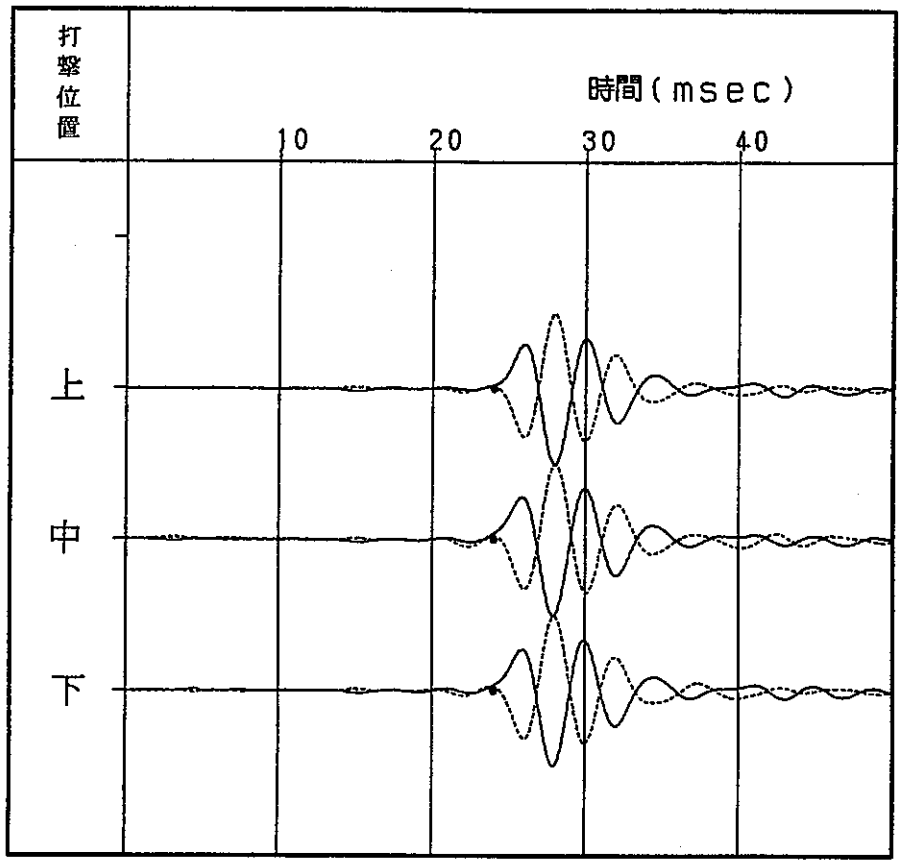


孔内水有り

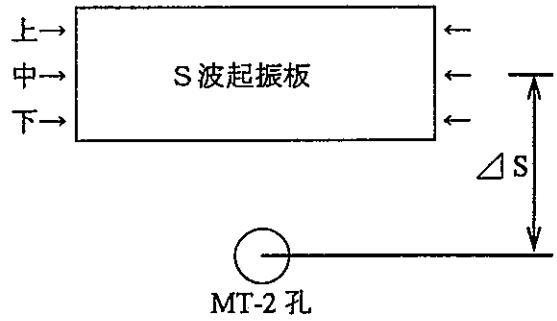


孔内水無し

図－2.7.4.1　MT－1孔における孔内水の有無によるP波波形



調査孔名：MT-2
調査深度：23.5m
波　形　：S波
振源距離：⊿S=0.60m



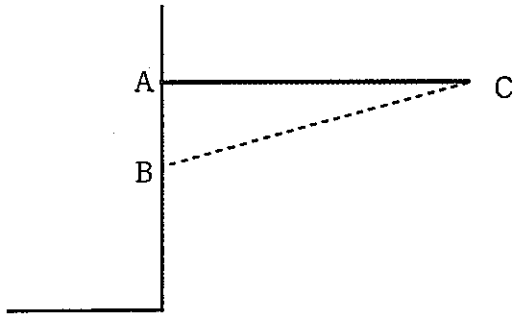
図－2.7.4.2　打撃位置の違いによるS波波形

2.7.5 解析方法

PS検層によって得られた各測点ごとのデジタル波形をパソコンを用いてアナログ波形に変換し、P波とS波の到達時間を読み取った。その際、P波は、起振時から初動が到達するまでの時間を読み取った。また、S波については、位相の反転が明瞭に表れているところを初動とみなし、到達時間を読み取った。

つぎに、縦軸にボーリング孔の口元から受振点までの距離、横軸に初動到達時間を取って両者の関係をプロットし、走時曲線を作成する。この走時曲線上にプロットする初動の到達時間は、ボーリング孔の口元で発生した波動がボーリング孔に沿って伝播し、受振器に到達した時間とするため、初動の読み取り時間は図－2.7.5.1に示した概念に従い補正した。

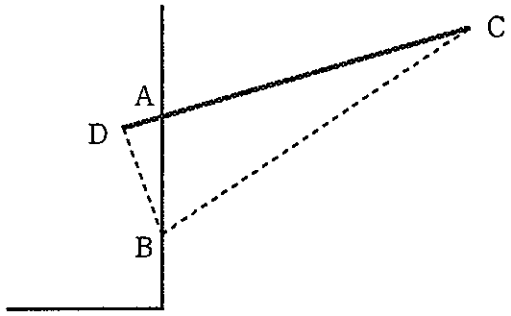
ボーリング孔が水平の場合



$$T = T_t \cdot \overline{AC} / \overline{BC}$$

$$\overline{BC} = \sqrt{\overline{AC}^2 + \overline{AB}^2}$$

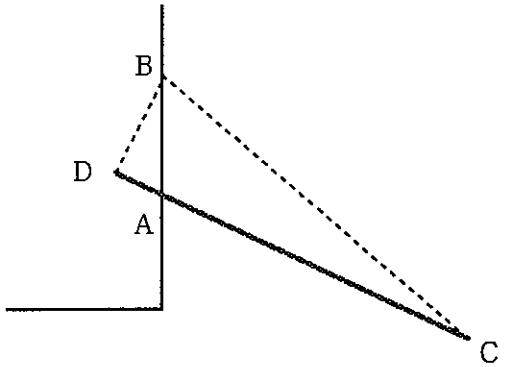
ボーリング孔が上向きの場合



$$T = T_t \cdot \overline{AC} / \overline{BC}$$

$$\overline{BC} = \sqrt{(\overline{AC} + \overline{AD})^2 + \overline{BD}^2}$$

ボーリング孔が下向きの場合



$$T = T_t \cdot \overline{AC} / \overline{BC}$$

$$\overline{BC} = \sqrt{(\overline{AC} + \overline{AD})^2 + \overline{BD}^2}$$

A：ボーリング孔口元　B：起振点　C：受振点　T_c：観測走時　T：補正走時

図－2.7.5.1　到達時間の補正方法

走時曲線の傾きが変化する深さをもって速度の層境界を決定し、層境界ごとのP波速度またはS波速度を次式で算出した。

$$V = dX / dT$$

ここに、VはP波またはS波の速度（m/s）、dX は層境界の厚さ（m）、dTは層境界の上面と下面の走時差（s）である。

また、PS検層結果から求められたP波とS波の速度を用いて剛性率などの動弾性係数を算出した。その算出式は、以下のとおりである。

・ポアソン比　$\nu = ((Vp/Vs)^2 - 2) / \{2((Vp/Vs)^2 - 1)\}$

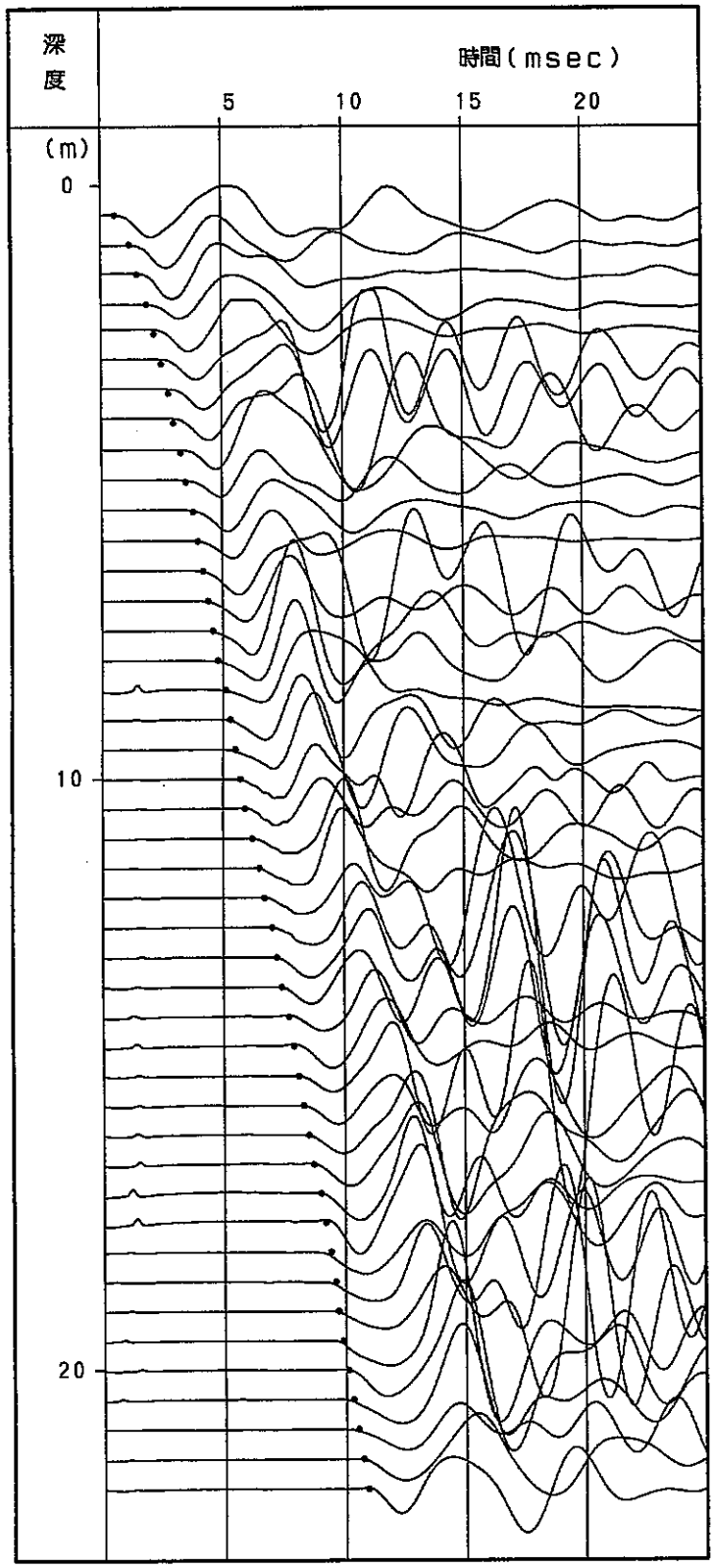
・動せん断弾性係数(GPa)　$Gd = \rho \cdot Vs^2 / g$

ここにρは密度、gは重力加速度

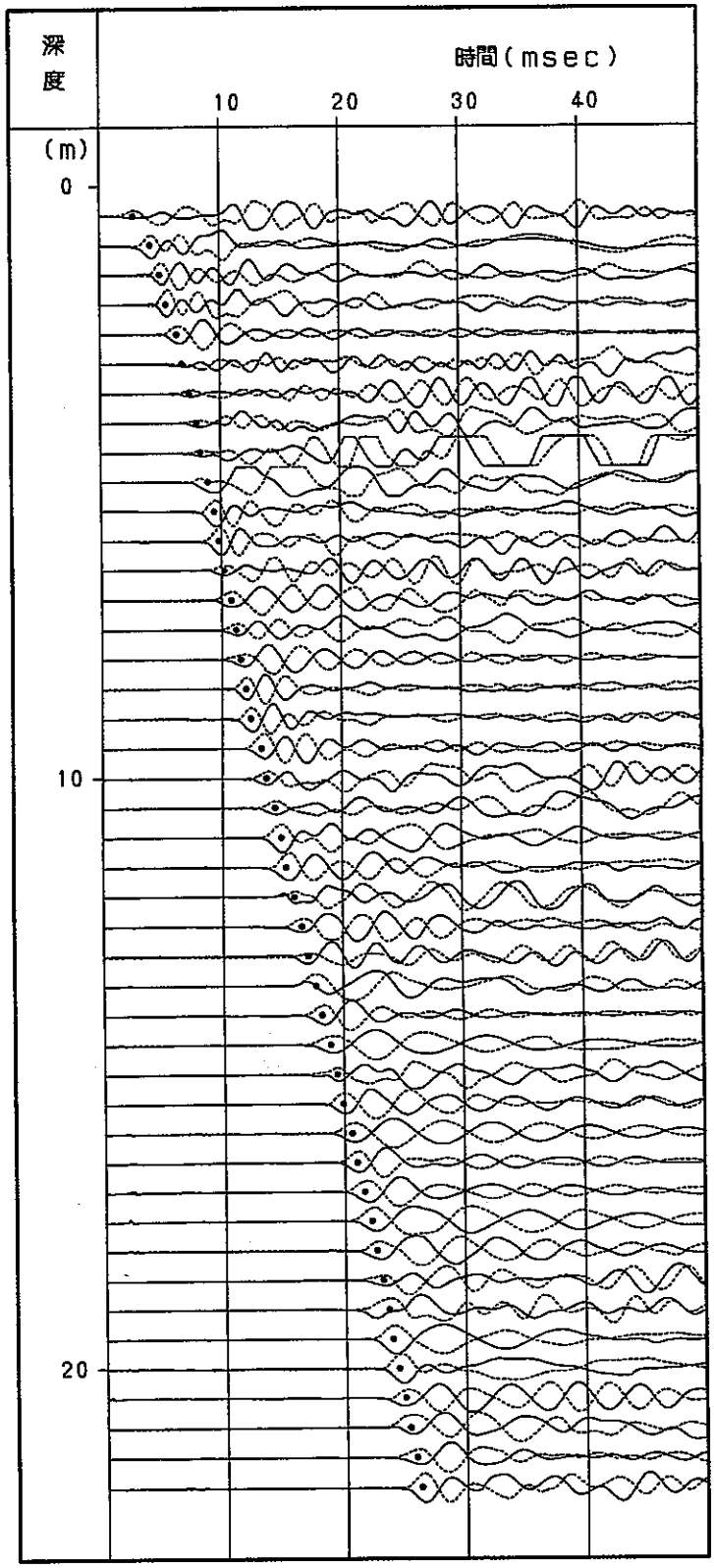
・動弾性係数(GPa)　$Ed = 2 \cdot Gd\ (1+\nu)$

2.7.6　解析結果および考察

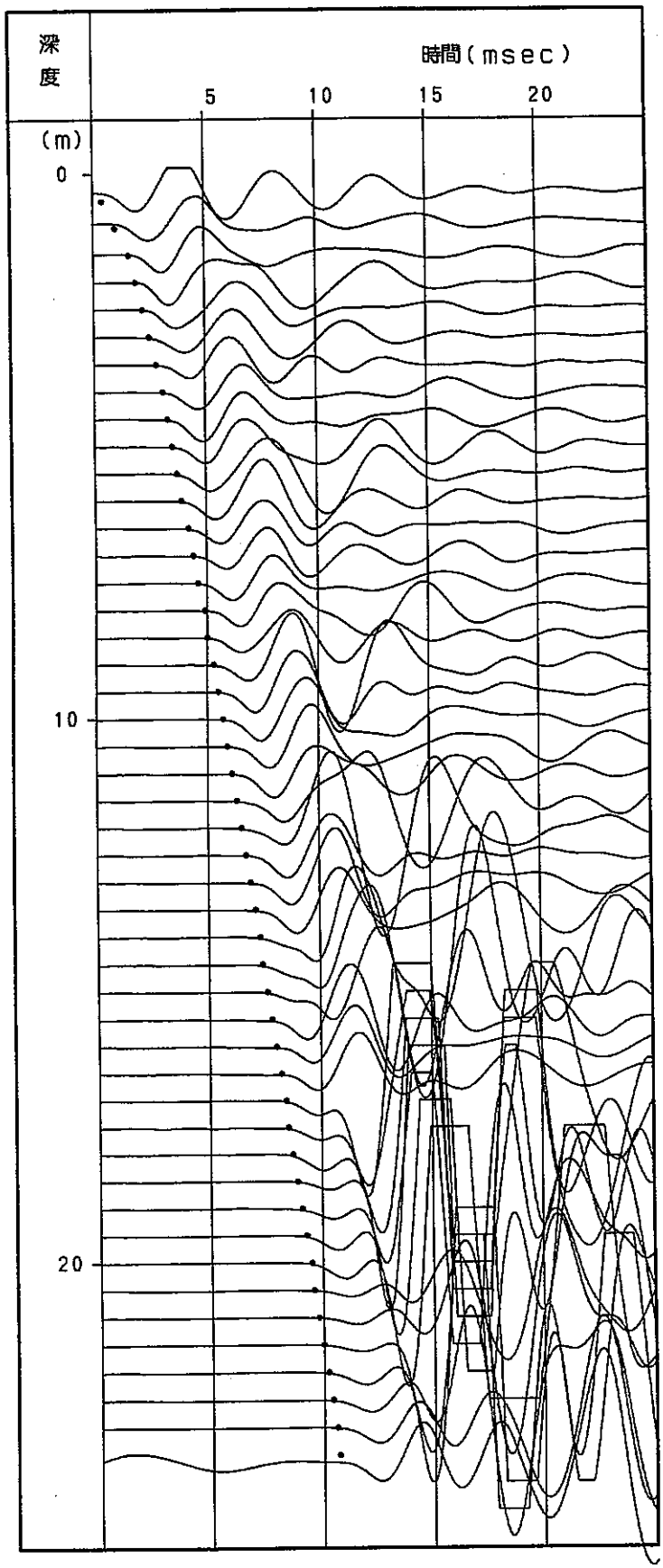
図－2.7.6.1～図－2.7.6.12にPS検層によって得られた記録波形を示す。これらの図において、P波は初動の到達部分に、S波は位相が反転している部分に●印を示している。したがって、P波については●印を印した位置を初動の到達時間とみなし、このときの時間を読み取った。また、S波については●印を印した位相の反転している波形の立ち上がり部分を初動の到達時間とみなし、このときの時間を読み取った。



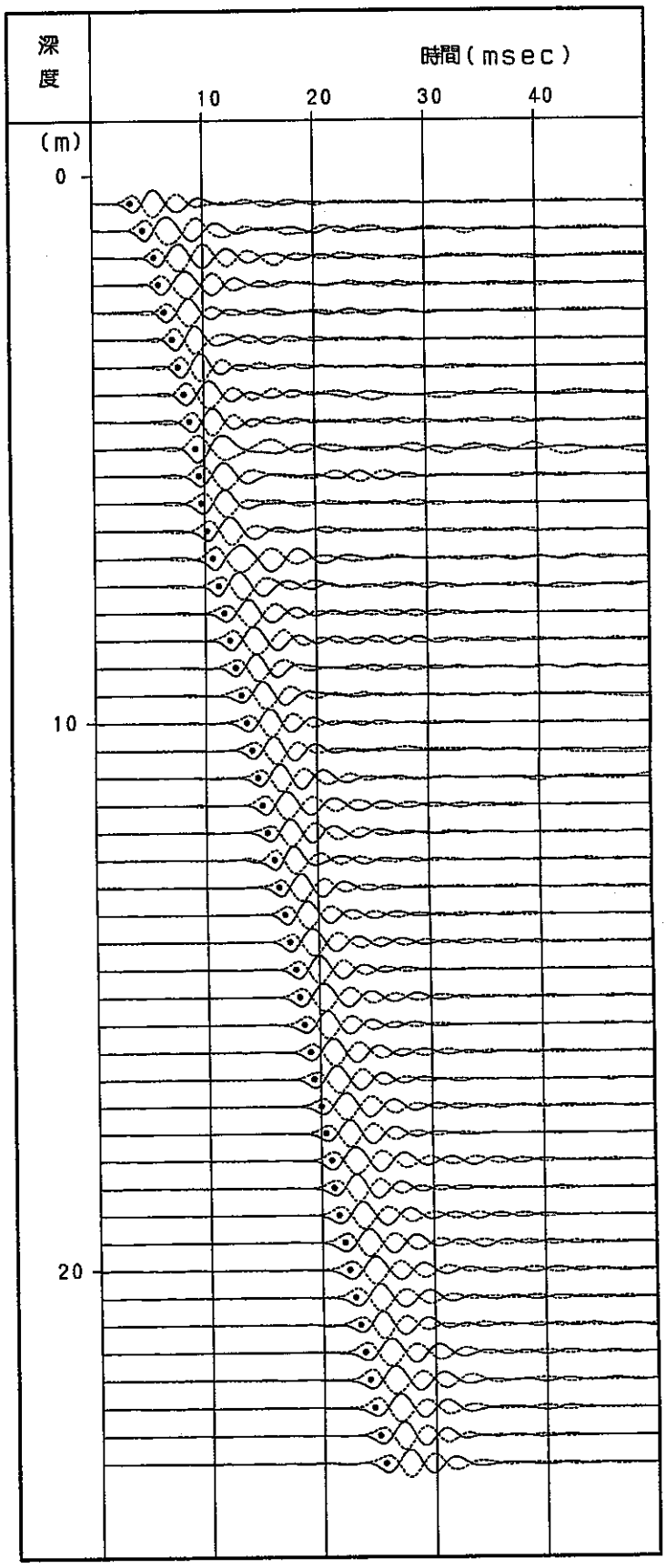
図－2.7.6.1　MT-1孔におけるPS検層記録波形（P波）



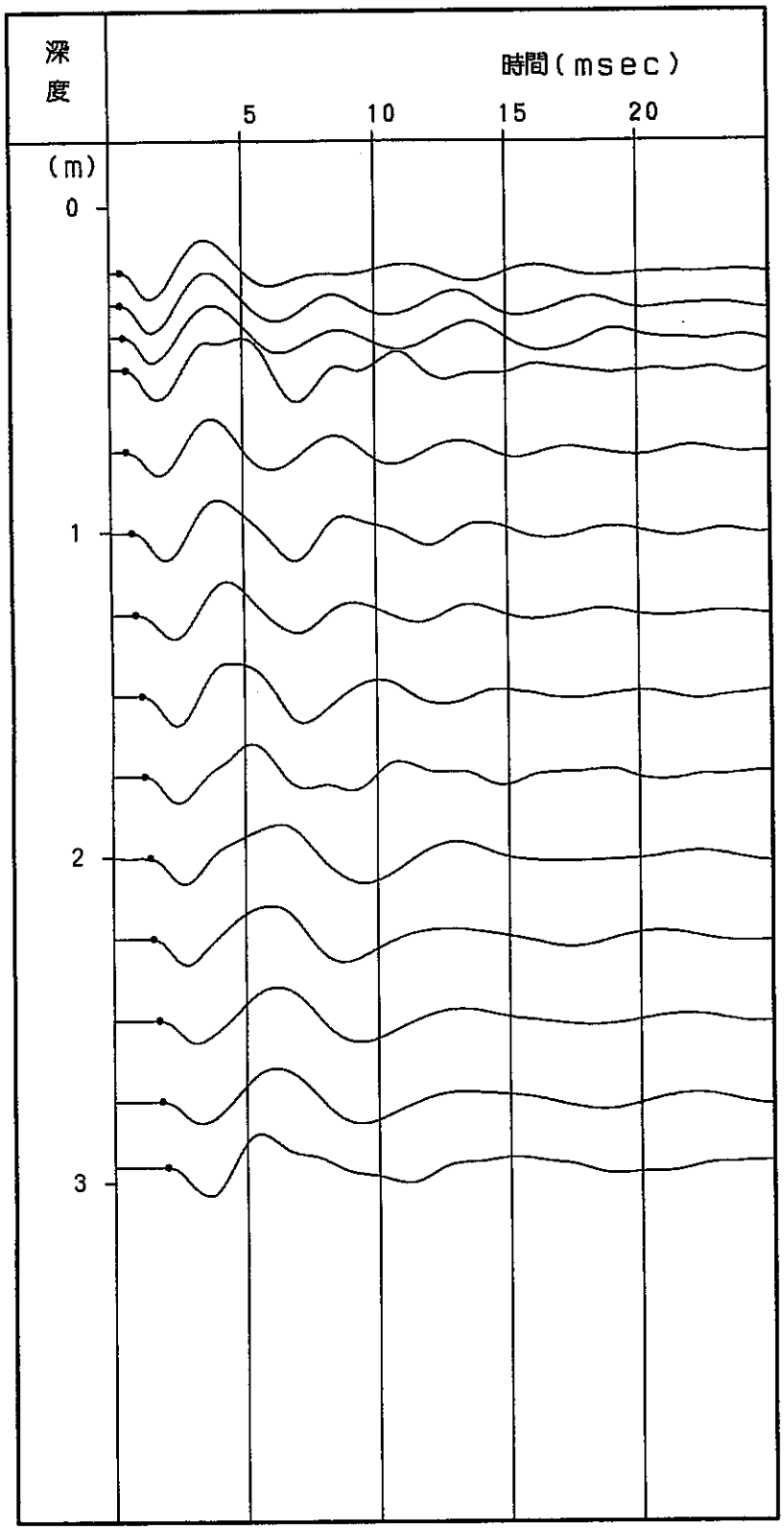
図－2.7.6.2　MT-1孔におけるPS検層記録波形（S波）



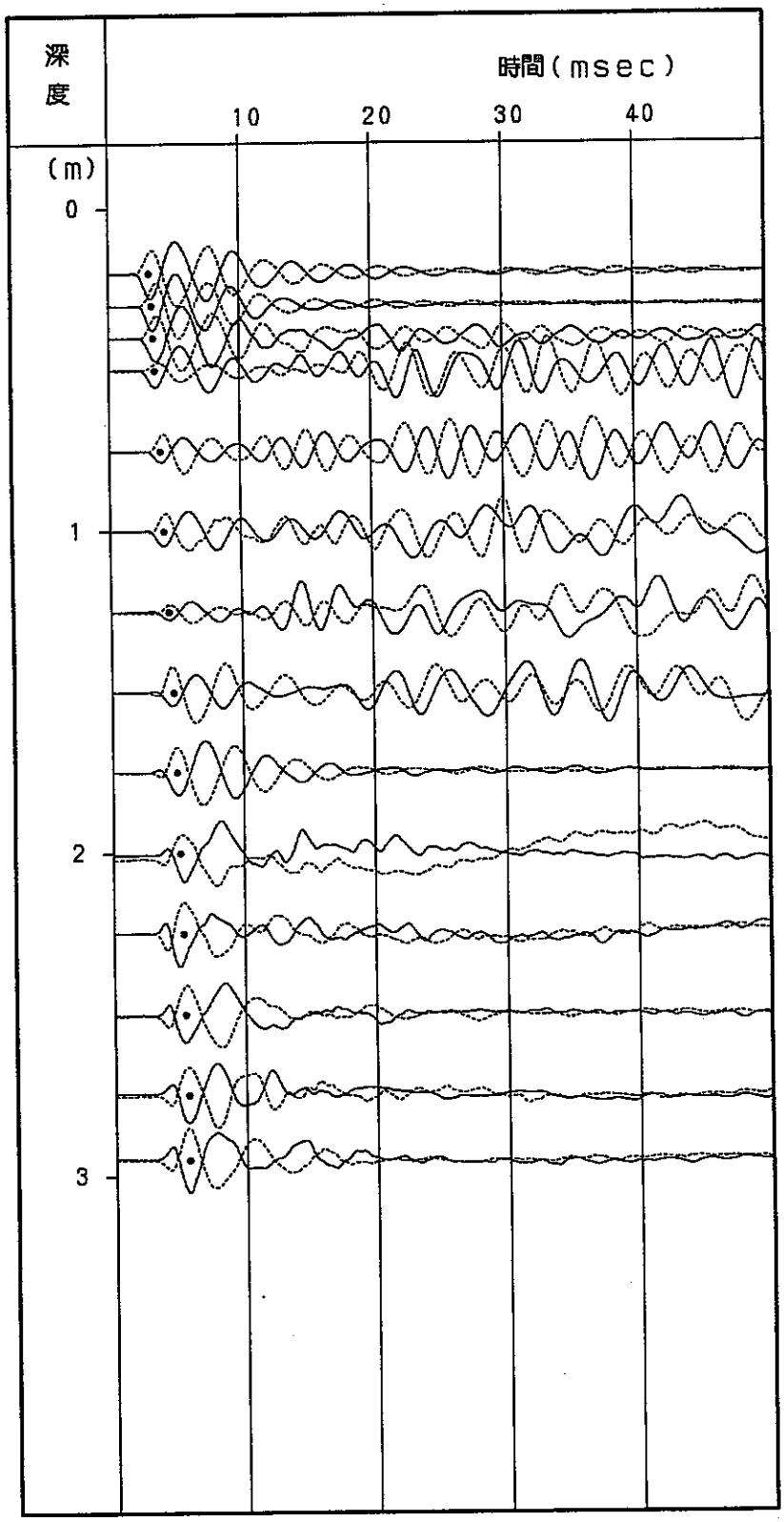
図－2.7.6.3　MT-2孔におけるPS検層記録波形（P波）



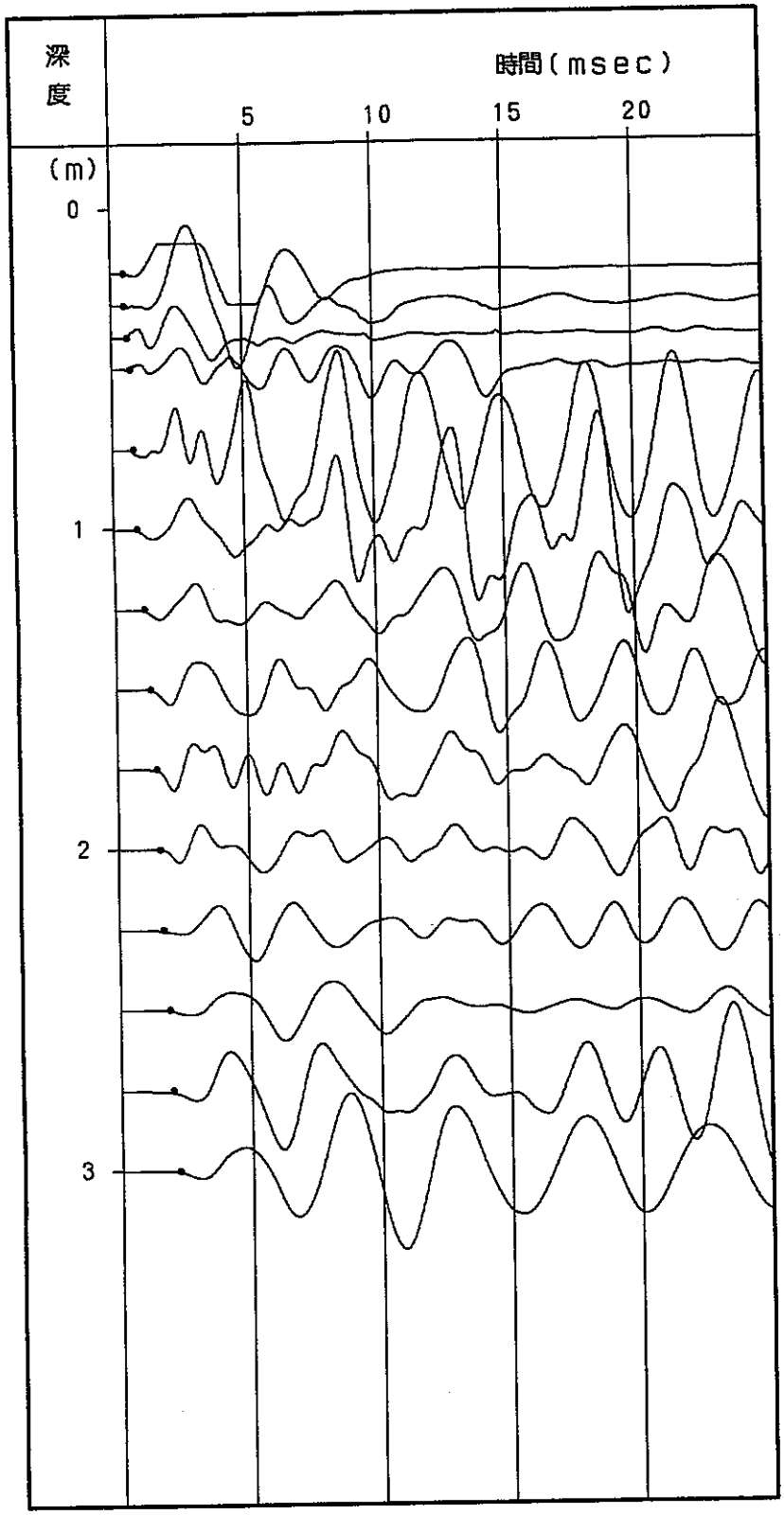
図－2.7.6.4　MT-2孔におけるPS検層記録波形（S波）



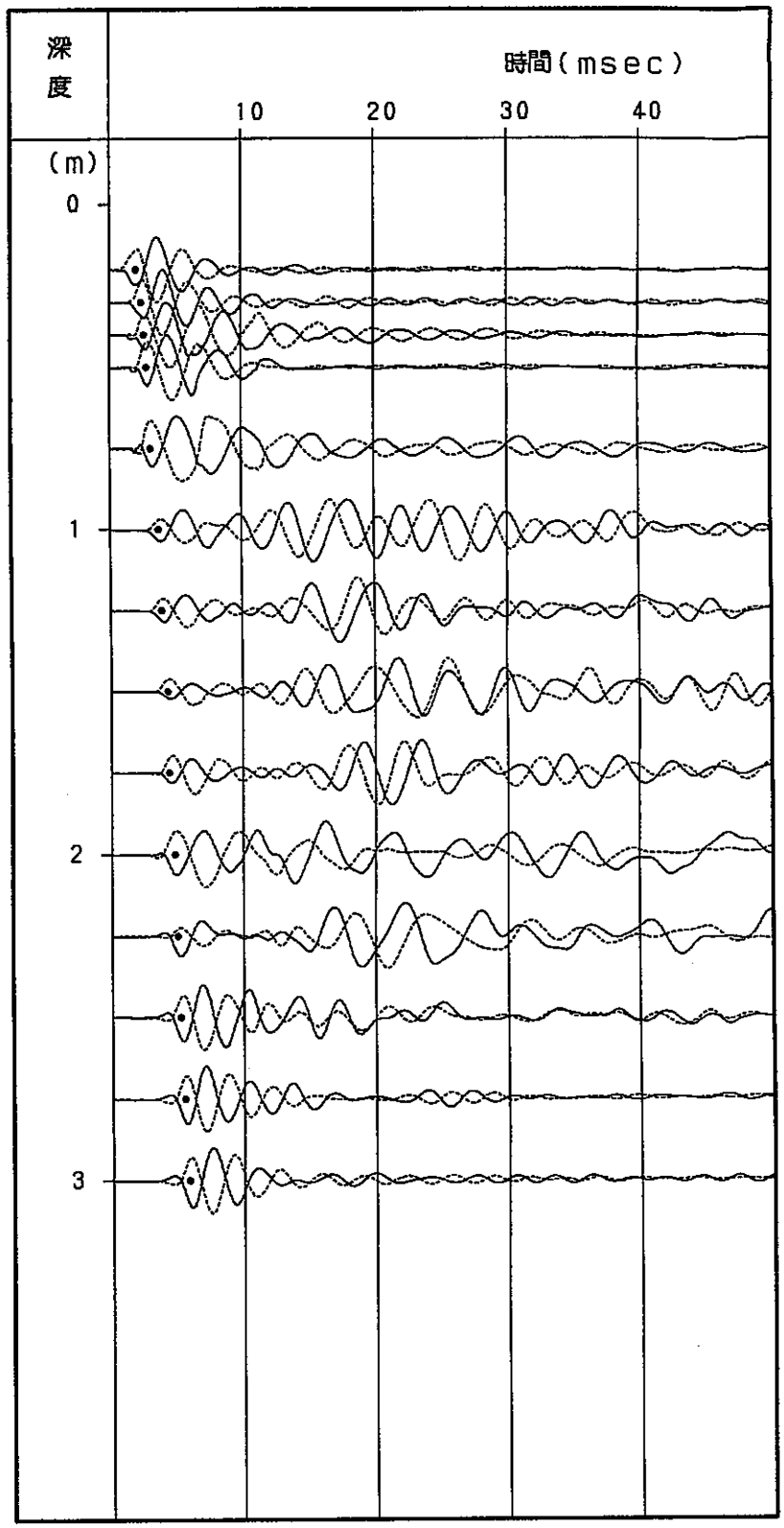
図－2.7.6.5　MPS-1孔におけるPS検層記録波形（P波）



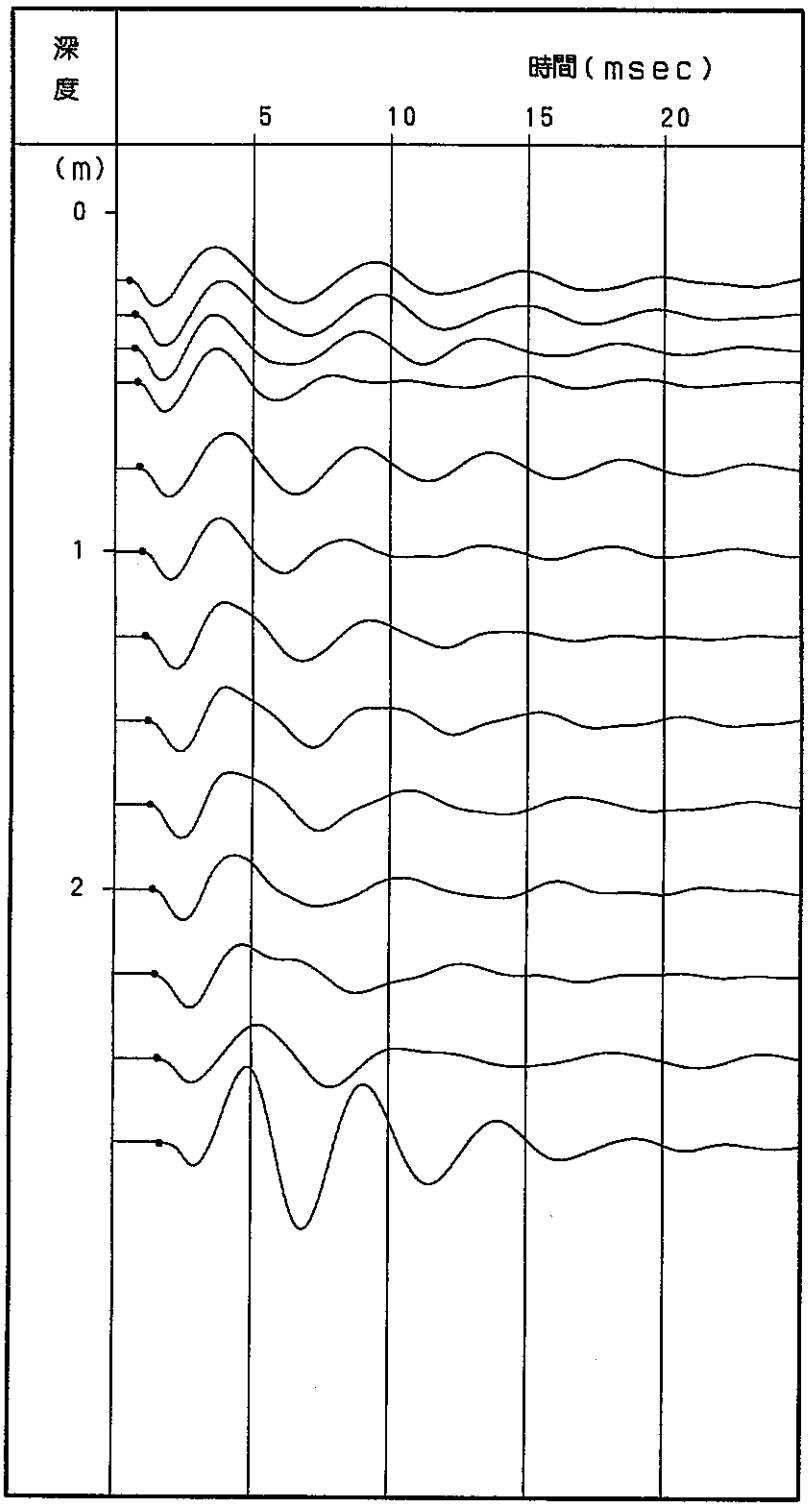
図－2.7.6.6　MPS-1孔におけるPS検層記録波形（S波）



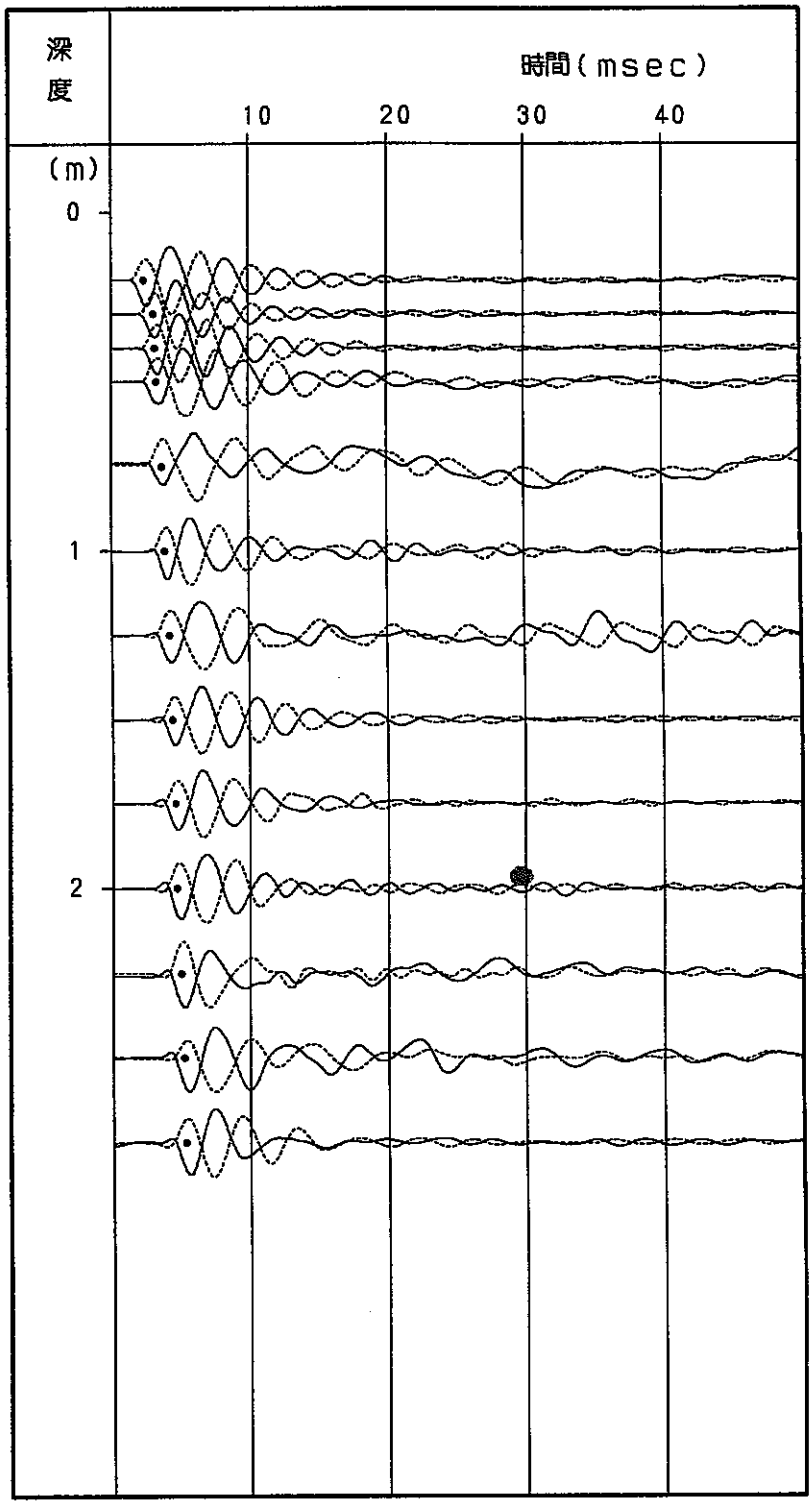
図－2.7.6.7　MPS-2孔におけるPS検層記録波形（P波）



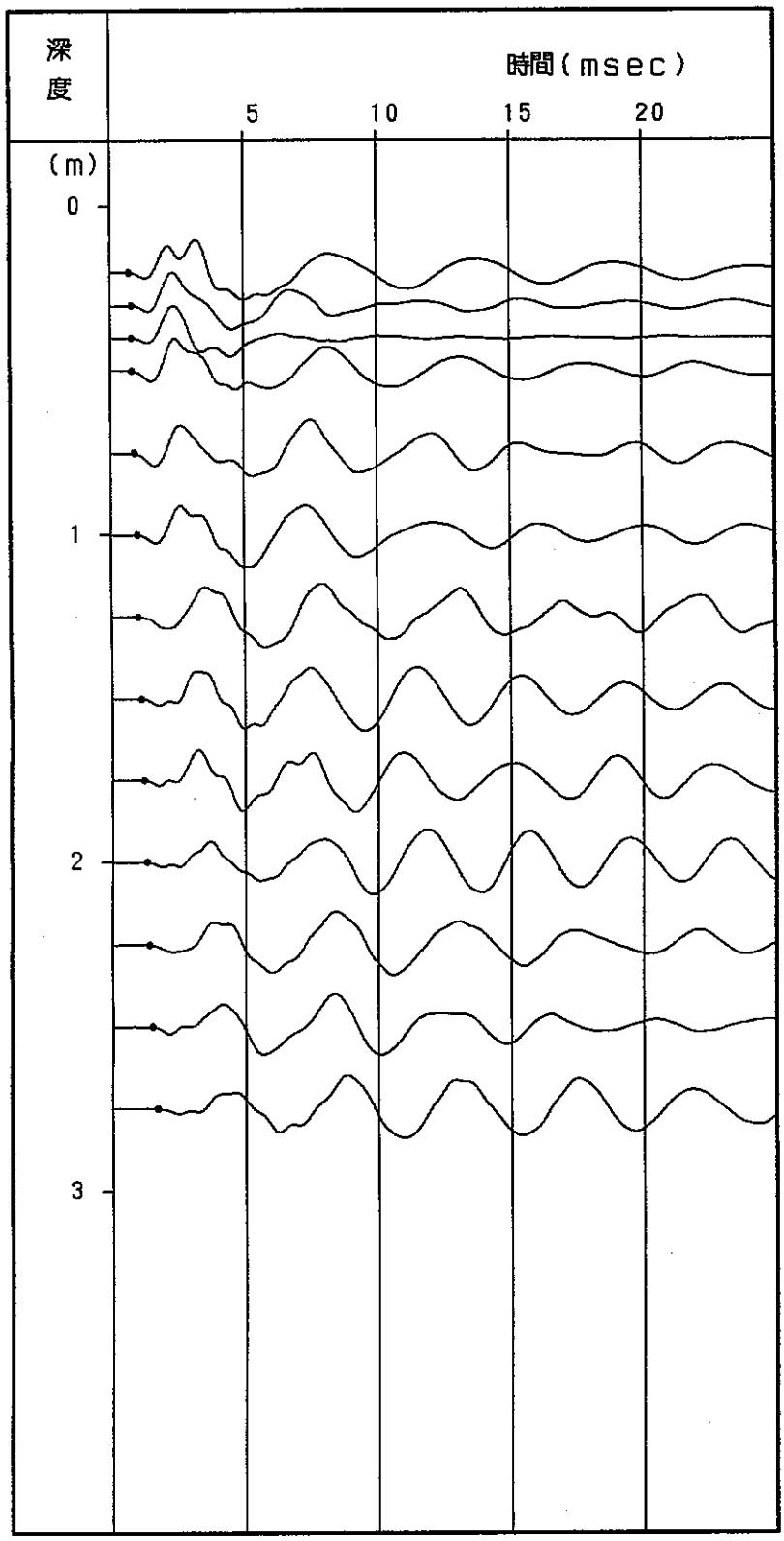
図－2.7.6.8　MPS-2孔におけるPS検層記録波形（S波）



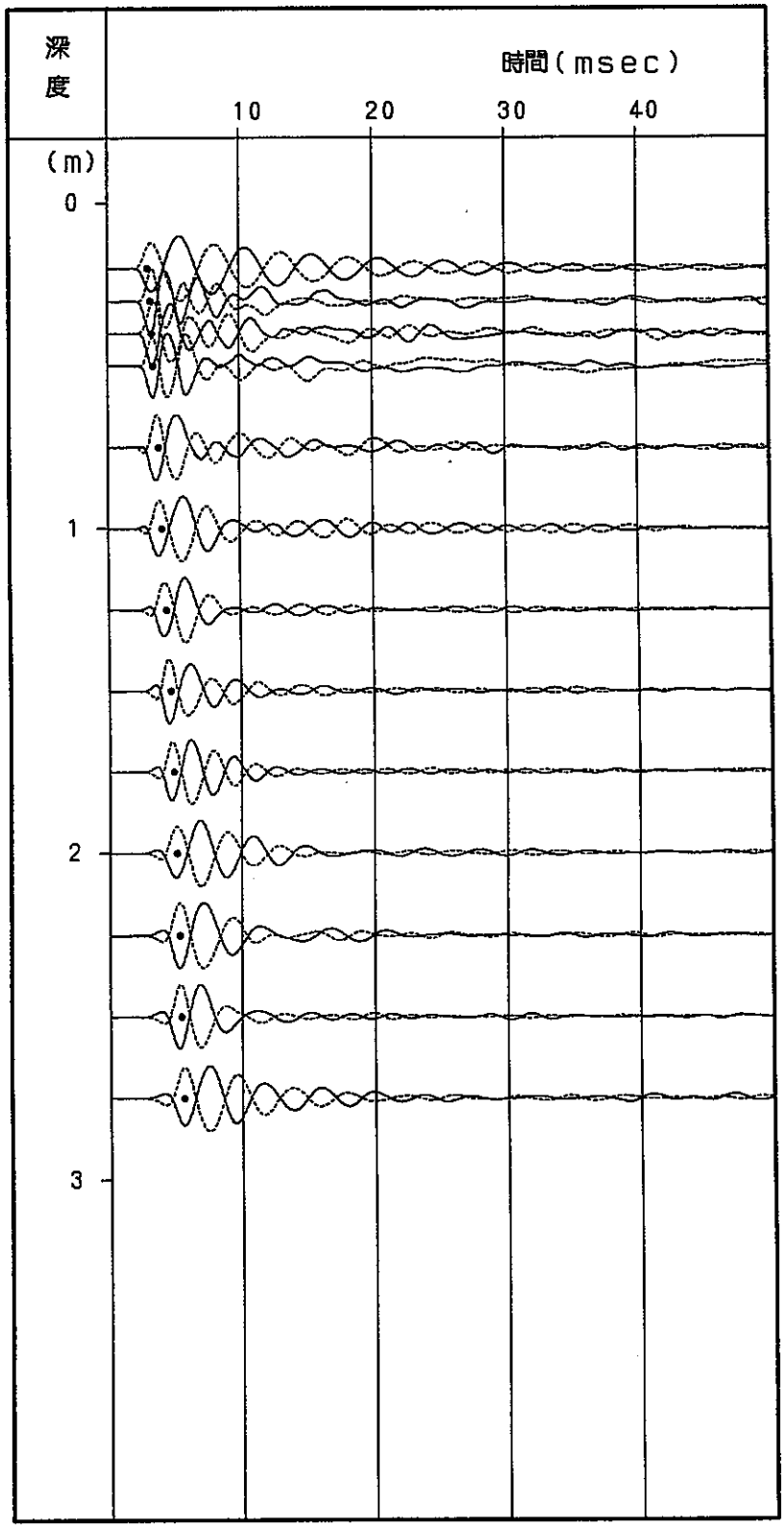
図－2.7.6.9　MPS-3孔におけるPS検層記録波形（P波）



図－2.7.6.10　MPS-3孔におけるPS検層記録波形（S波）

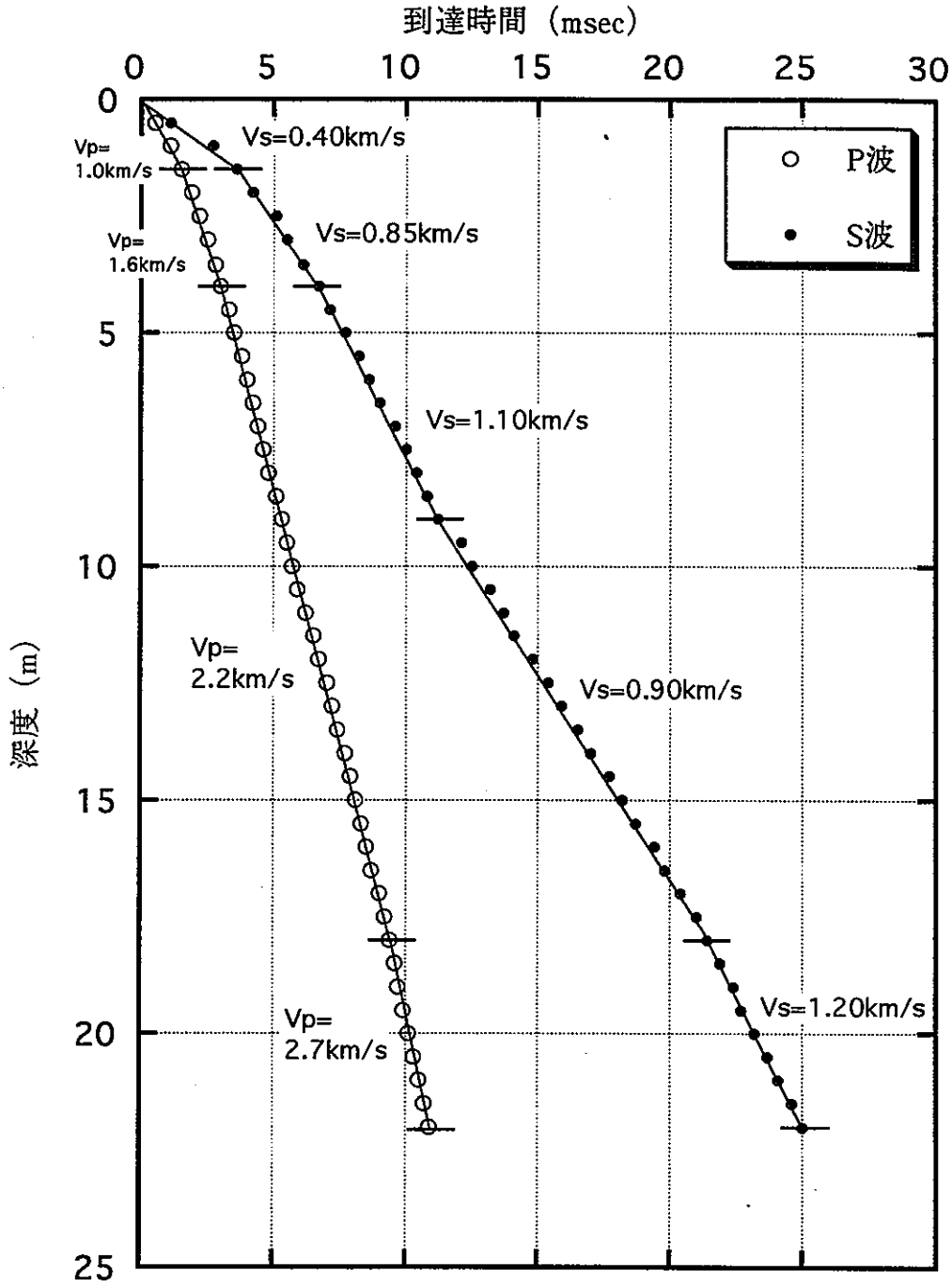


図－2.7.6.11　MPS-4孔におけるPS検層記録波形（P波）

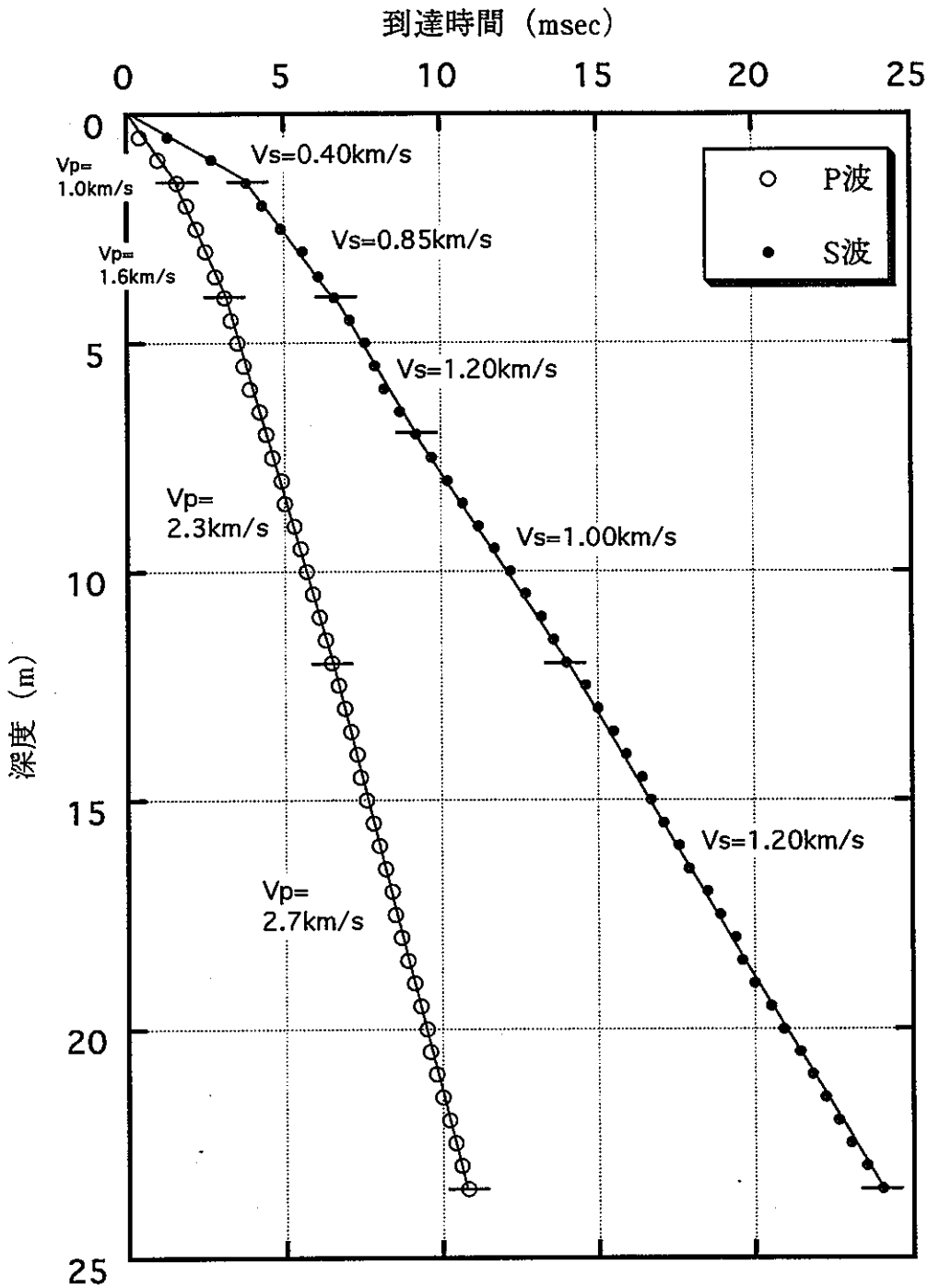


図－2.7.6.12　MPS-4孔におけるPS検層記録波形（S波）

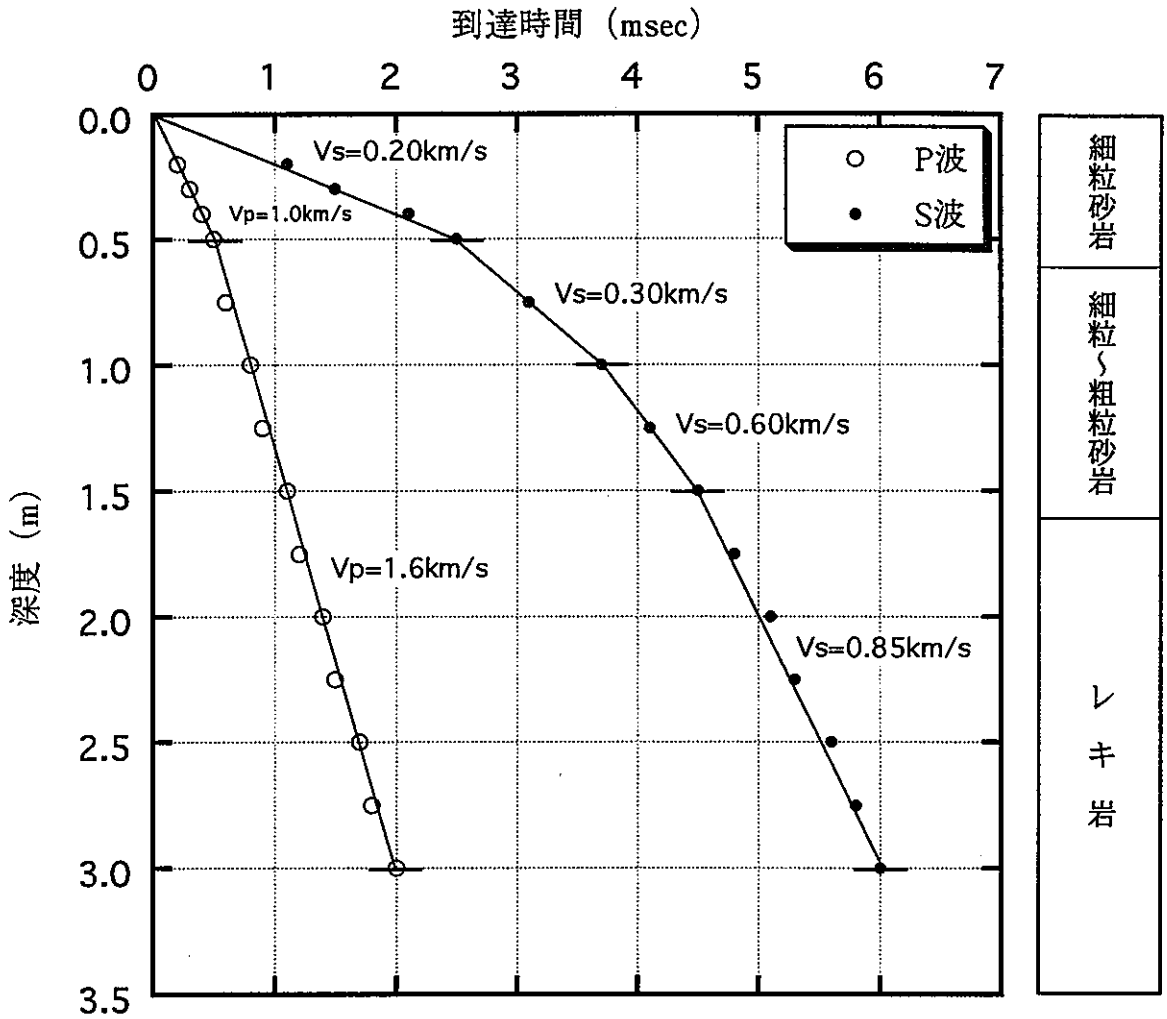
つぎの図－2.7.6.13～図－2.7.6.18に走時曲線を示す。図中には、走時曲線の変曲点とみなせる位置に－印を入れるとともに、同一の傾きを持つ区間のP波とS波の速度値を示している。



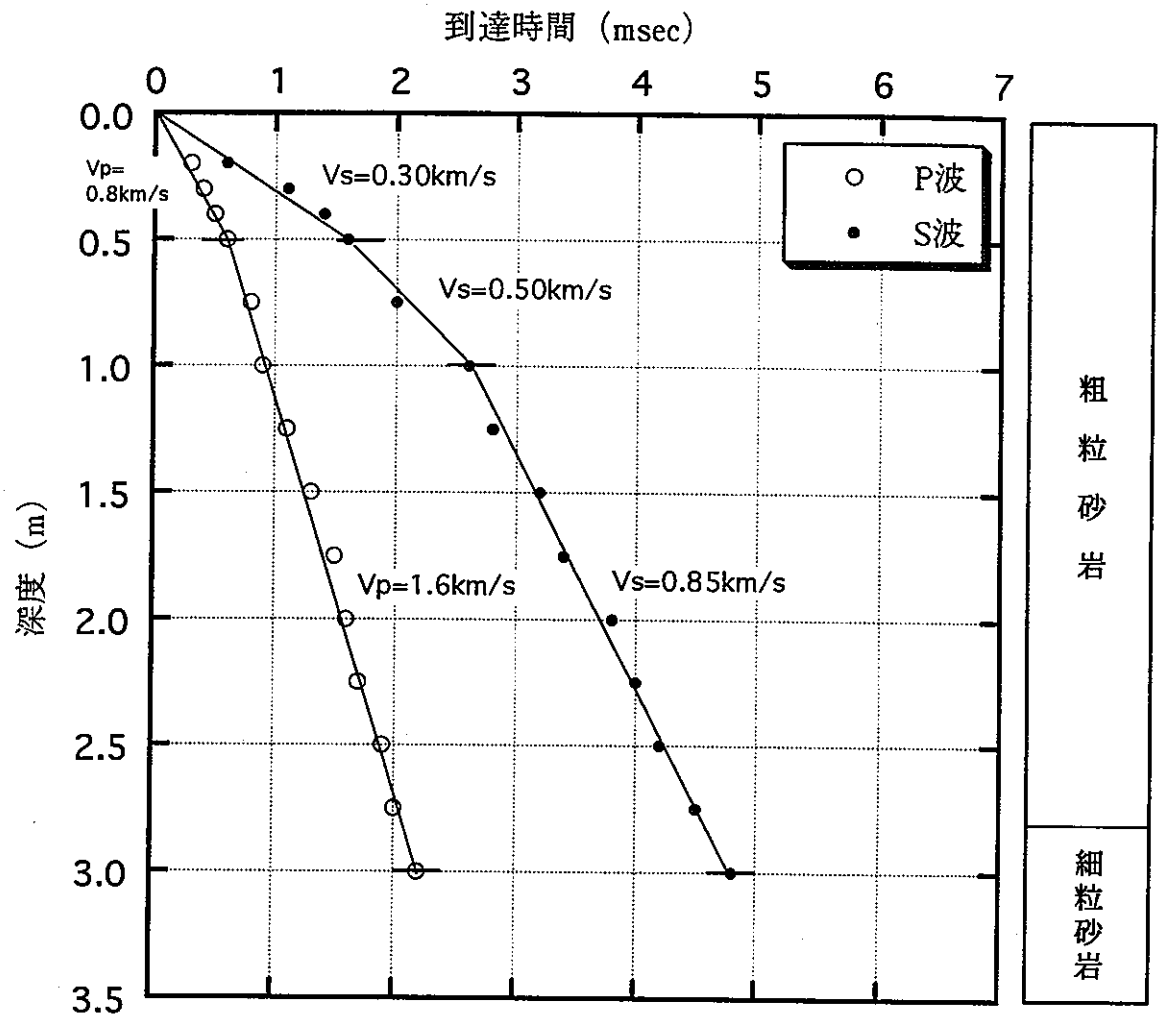
図－2.7.6.13　MT-1孔における走時曲線



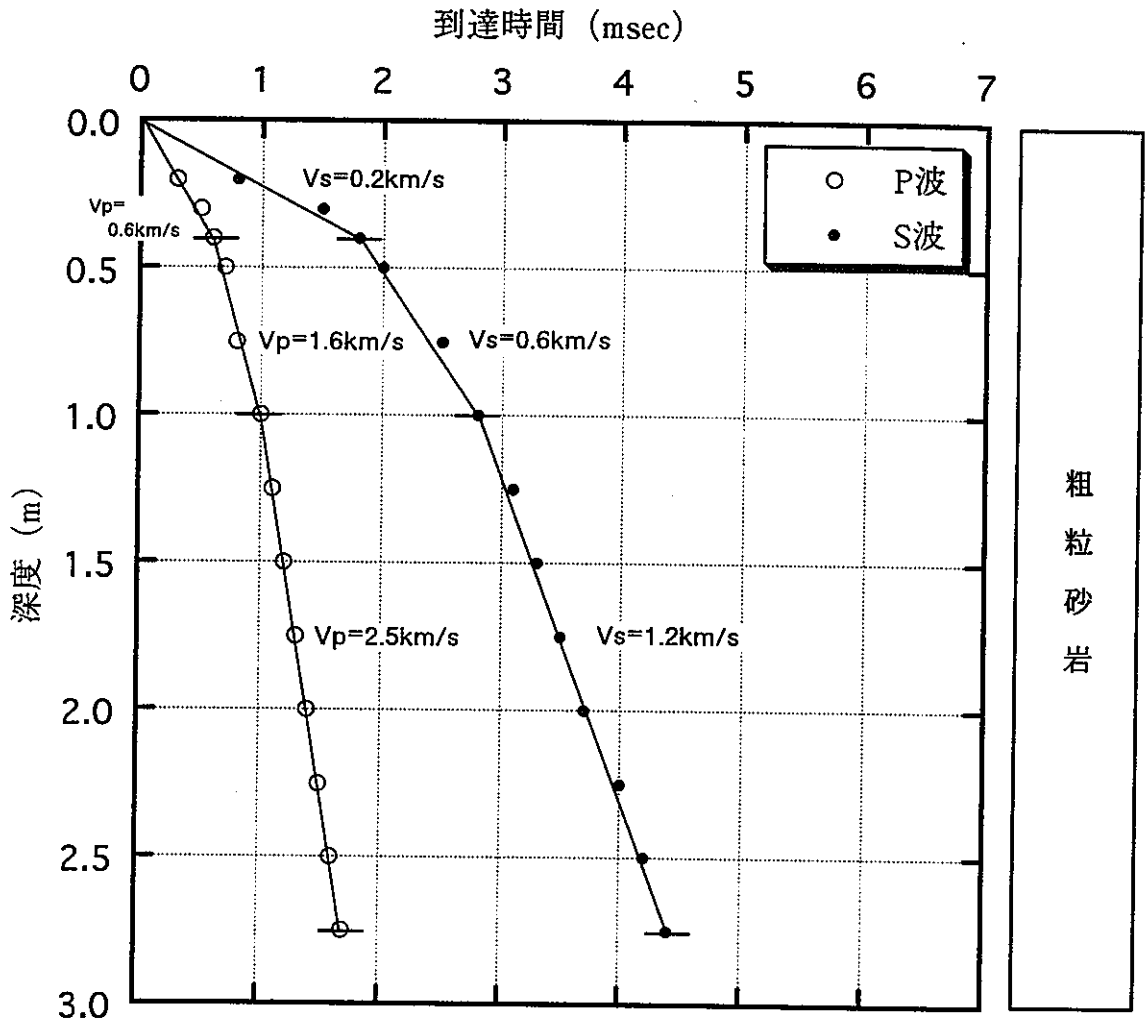
図－2.7.6.14　MT-2孔における走時曲線



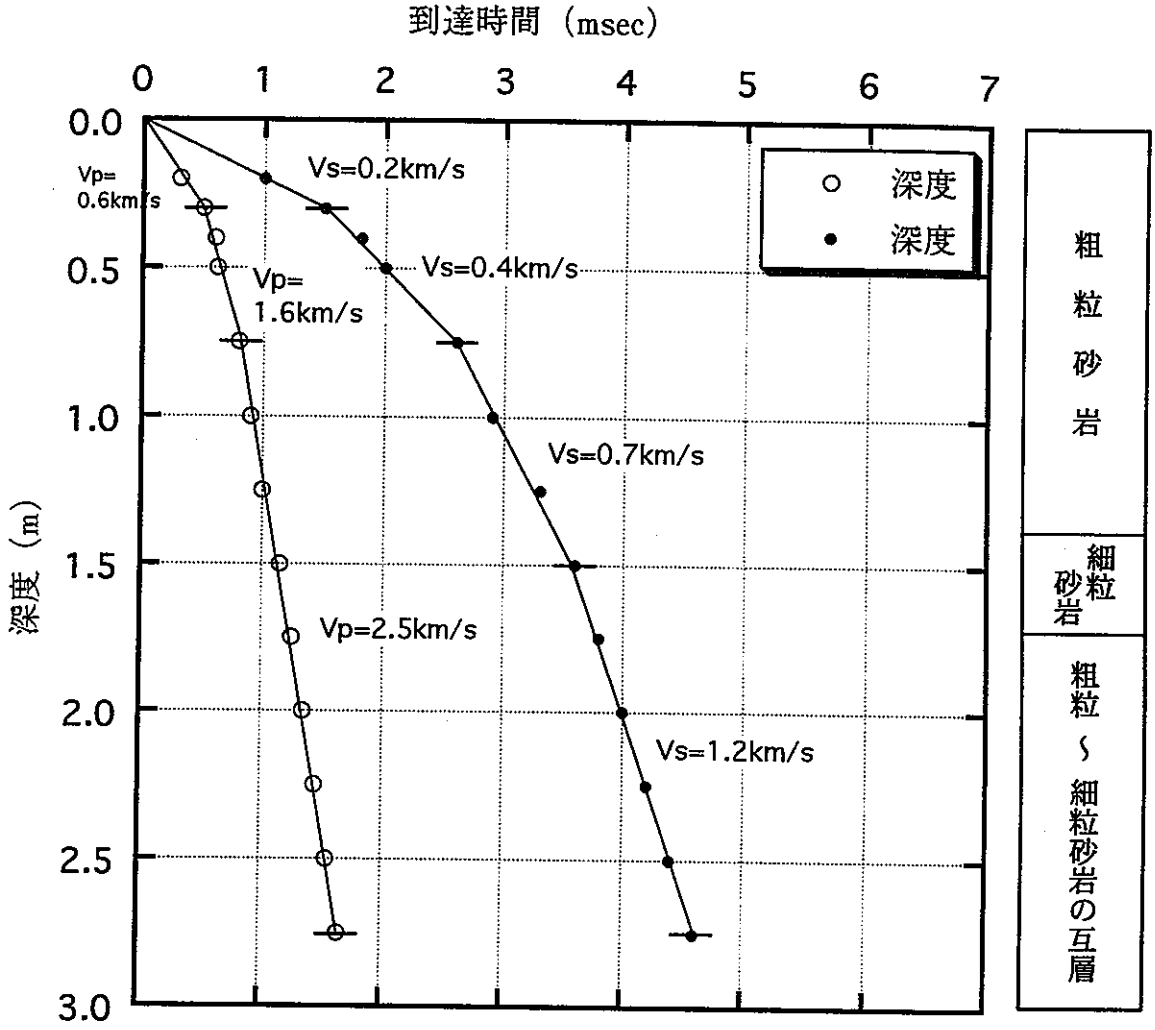
図－2.7.6.15　MPS-1孔における走時曲線



図－2.7.6.16　MPS-2孔における走時曲線



図－2.7.6.17　MPS-3孔における走時曲線



図－2.7.6.18　MPS-4孔における走時曲線

また、図－2.7.6.13～図－2.7.6.18に示した各検層孔におけるP波およびS波の速度値から、動弾性係数などを求めたものを表－2.7.6.1～表－2.7.6.6に示す。

表－2.7.6.1　MT-1孔におけるPS検層結果の一覧

深度 (m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	ポアソン比	動せん断弾性係数 (GPa)	動弾性係数 (GPa)	地　質
0.00 ～1.50	1.00	0.40	0.405	0.33	0.94	泥　岩 アルコーズ
1.50 ～3.50	1.60	0.85	0.303	1.47	3.92	アルコーズ
3.50 ～9.00	2.20	1.10	0.333	2.55	6.76	アルコーズ 泥　岩
9.00 ～18.00	2.20	0.90	0.400	1.67	4.80	砂　岩 泥　岩
18.00 ～22.00	2.70	1.20	0.377	3.04	8.33	砂　岩 泥　岩

表－2.7.6.2　MT-2孔におけるPS検層結果の一覧

深度 (m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	ポアソン比	動せん断弾性係数 (GPa)	動弾性係数 (GPa)	地　質
0.00 ～1.50	1.00	0.40	0.405	0.33	0.94	砂　岩 泥　岩
1.50 ～4.00	1.60	0.85	0.303	1.47	3.92	泥　岩 礫　岩
4.00 ～7.00	2.30	1.20	0.313	3.04	7.94	泥　岩
7.00 ～12.00	2.30	1.00	0.383	2.06	5.78	砂　岩 泥　岩
12.00 ～23.50	2.70	1.20	0.377	3.04	8.33	泥　岩 砂　岩

表－2.7.6.3　MPS-1孔におけるPS検層結果の一覧

深度 (m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	ポアソン 比	動せん断 弾性係数 (GPa)	動弾性係 数 (GPa)	地　質
0.0 ～0.5	1.00	0.20	0.479	0.08	0.25	・砂岩 ・砂岩～ 泥岩 ・レキ岩
0.5 ～1.0	1.60	0.30	0.482	0.19	0.56	
1.0 ～1.5	1.60	0.60	0.418	0.75	2.16	
1.5 ～3.0	1.60	0.85	0.303	1.47	3.92	

表－2.7.6.4　MPS-2孔におけるPS検層結果の一覧

深度 (m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	ポアソン 比	動せん断 弾性係数 (GPa)	動弾性係 数 (GPa)	地　質
0.0 ～0.5	0.80	0.30	0.418	0.19	0.54	・砂岩～ レキ岩 ・砂岩
0.5 ～1.0	1.60	0.50	0.446	0.53	1.47	
1.0 ～3.0	1.60	0.85	0.303	1.47	3.92	

表－2.7.6.5　MPS-3孔におけるPS検層結果の一覧

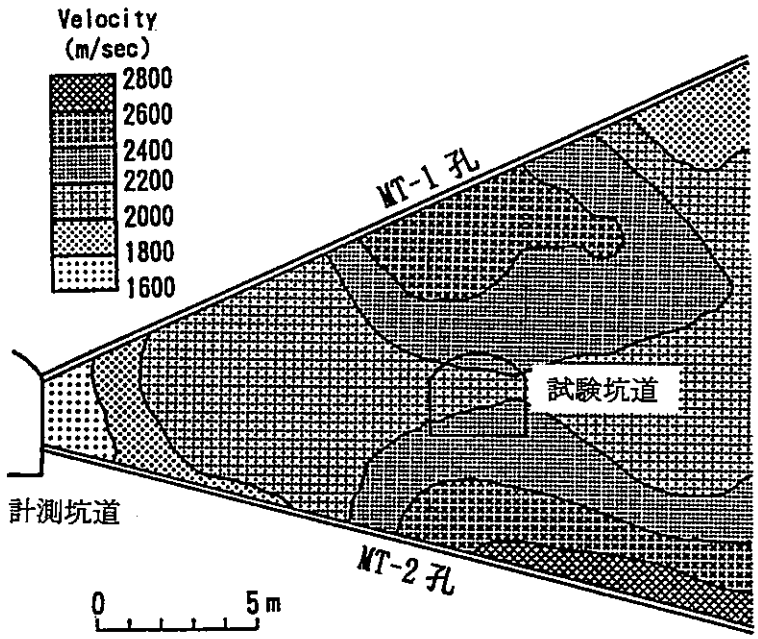
深度 (m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	ポアソン比	動せん断弾性係数 (GPa)	動弾性係数 (GPa)	地　質
0.0 ～0.4	0.60	0.20	0.438	0.08	0.25	砂　岩
0.4 ～1.0	1.60	0.60	0.418	0.75	2.16	
1.0 ～2.75	2.50	1.20	0.350	3.04	8.13	

表－2.7.6.6　MPS-4孔におけるPS検層結果の一覧

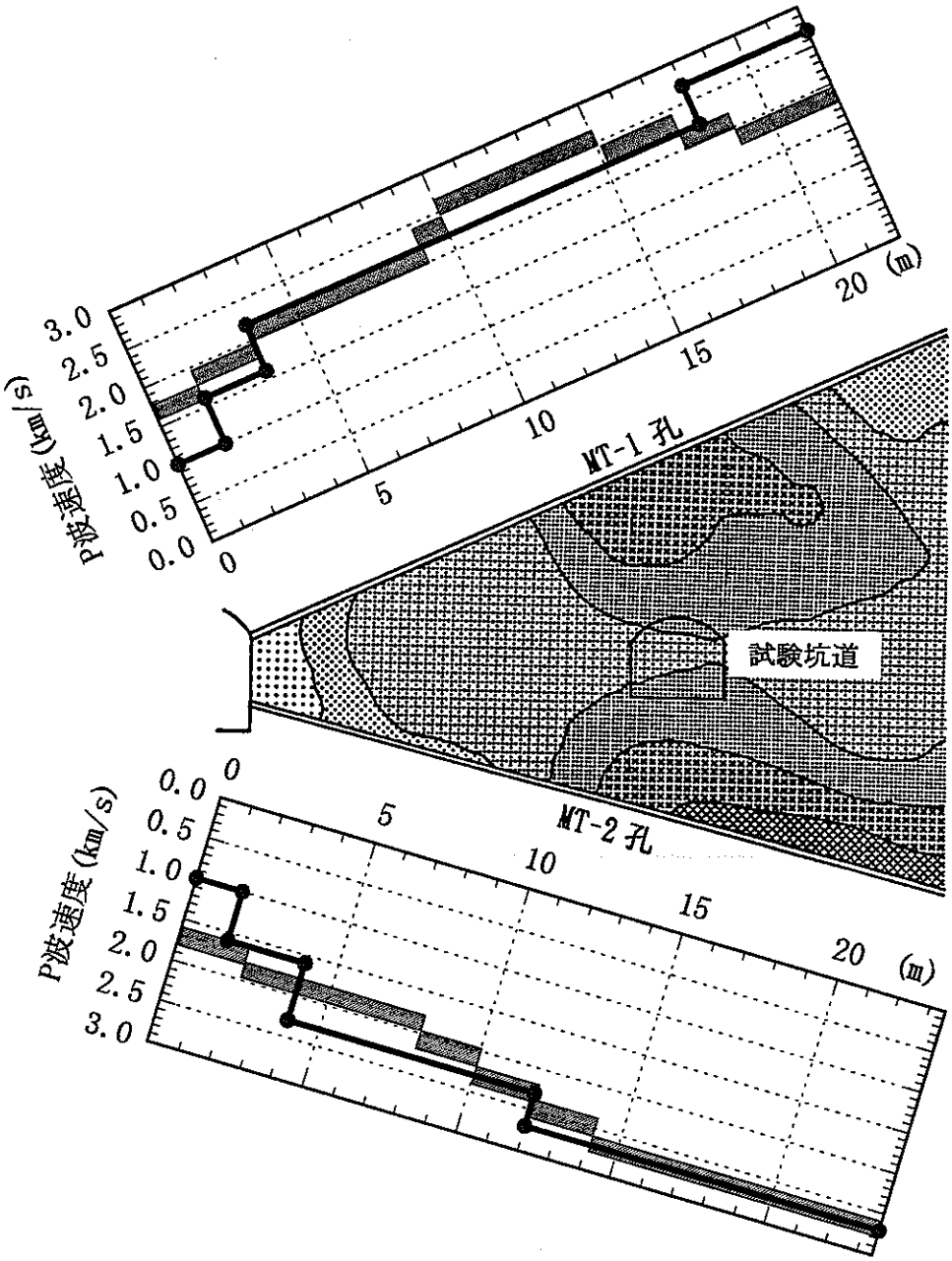
深度 (m)	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	ポアソン比	動せん断弾性係数 (GPa)	動弾性係数 (GPa)	地　質
0.0 ～0.3	0.60	0.20	0.438	0.08	0.25	砂　岩
0.3 ～0.75	1.60	0.40	0.467	0.33	0.98	
0.75 ～1.5	2.50	0.70	0.430	1.08	2.94	
1.5 ～2.75	2.50	1.20	0.350	3.04	8.13	

表－2.7.6.1と表－2.7.6.2は、MT-1孔とMT-2のPS検層結果とこれらの速度に基づいて求めた動弾性係数などを示したものである。これらの表によると、それぞれP波は4つの速度層に、S波は5つの速度層に区分されている。一方、試験坑道の掘削前にMT-1とMT-2孔の間で別途実施した弾性波トモグラフィの結果は図－2.7.6.19のようになっている。これと表－2.7.6.1と表－2.7.6.2に示したP波速度の分布を比較するために作成した図－2.7.6.20を見ると、計測坑道の近傍を除くと両者の速度値はほぼ一致していることがわかる。したがって、MT-1孔とMT-2におけるPS検層結果は、試験坑道を掘削する前のもともとの地山の速度を反映しているものと考えられる。

また、試験坑道から掘削した試錐孔のコアを用いた室内試験の結果（2.1.4参照）では、コアの弾性波速度は、P波速度が2.1km/s、S波速度が0.8km/sの付近に集中している。したがって、弾性波トモグラフィの結果やコアの弾性波速度値を踏まえれば、地山のP波速度は2.0km/s～2.2km/s程度、S波速度は0.7～0.9km/s程度であると推定できる。



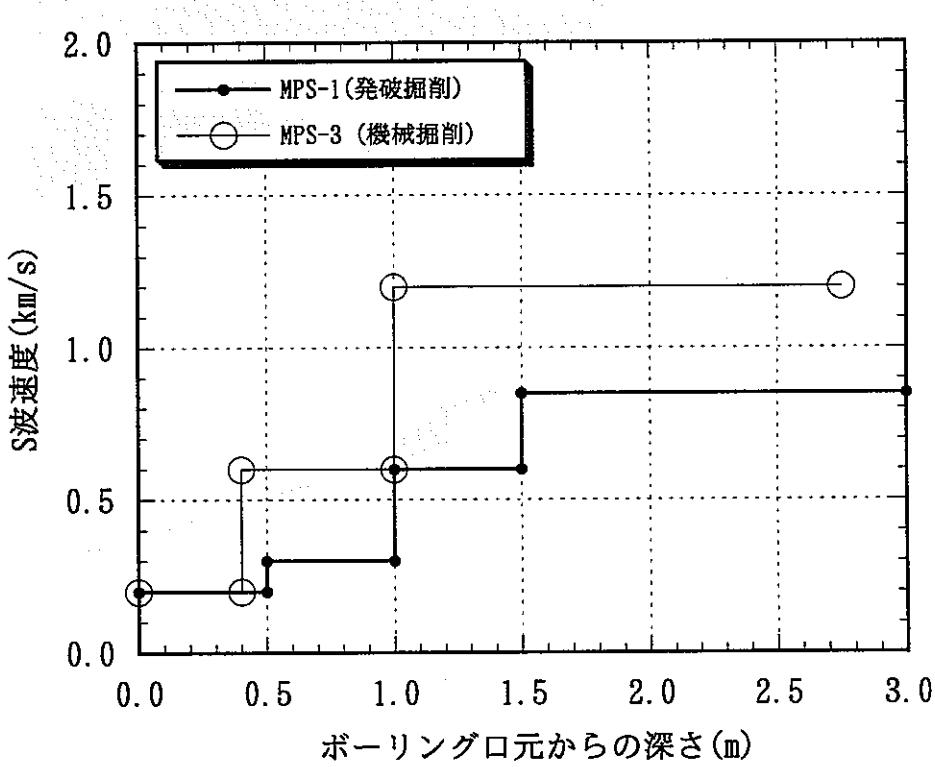
図－2.7.6.19　弾性波トモグラフィの結果（掘削前）



図－2.7.6.20　PS検層結果と弾性波トモグラフィ結果の比較

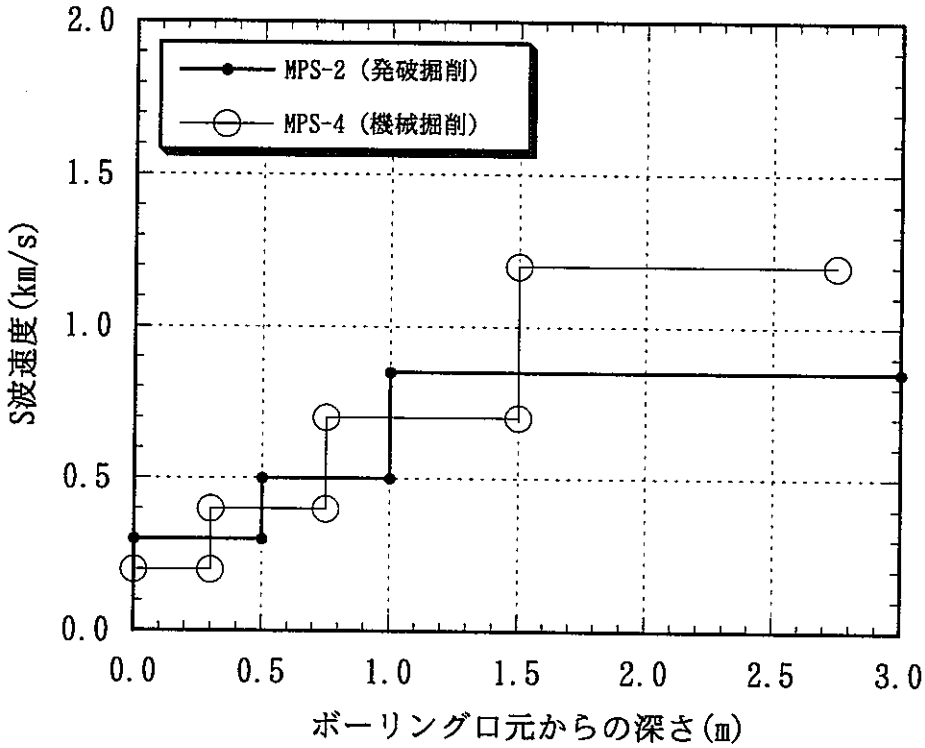
つぎに、坑道の掘削工法による岩盤掘削影響領域の相違を調べるために、発破掘削区間のMPS-1,2孔と機械掘削区間のMPS-3,4孔におけるPS検層の結果を検討する。判定基準としては、P波速度は岩盤の飽和状態の影響を受けている可能性があることを考慮し、S波速度のみ用いて掘削影響領域を検討した[1)]。

図－2.7.6.21に試験坑道の側壁における発破掘削区間のMPS-1孔と機械掘削区間のMPS-3孔でのS波速度分布を示す。前述のように、S波速度が0.7～0.9km/sの範囲を有していることを考慮し、ここでは0.7km/s以下の区間を掘削影響領域として判定した。その結果、発破掘削区間では坑壁から1.5mまでが掘削影響領域で、機械掘削区間では坑壁から1.0mまでが掘削影響領域であることがわかる。したがって、機械掘削より発破掘削の方が掘削影響領域の広がりが大きいことがわかる。



図－2.7.6.21　側壁方向におけるS波速度の分布

図－2.7.6.22は試験坑道の天端における発破掘削区間のMPS-2孔と機械掘削区間のMPS-4孔でのS波速度分布を示している。この図においても図－2.7.6.21と同じ基準を用いて掘削影響領域を判定した。その結果、発破掘削区間では坑壁から1.0mまで、機械掘削区間では坑壁から0.8mまでが掘削影響領域であることがわかる。このように天端方向においても、機械掘削より発破掘削の方が掘削影響領域の広がりが大きくなっている。



図－2.7.6.22　天端方向におけるS波速度の分布

2.7.7 まとめ

トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔では、弾性波トモグラフィーによって得られた速度分布とPS検層から得られたP波速度を比較することを目的とした。また、発破と機械による掘削方式によって掘削された試験坑道では、PS検層（MPS－1孔～MPS－4孔）によって得られたP波およびS波速度から掘削影響領域を把握することを目的とした。このような目的のもとで行われたPS検層の結果をまとめると、以下のようになる。

1) 弾性波トモグラフィーによって得られたP波速度とPS検層によって得られたP波速度を比べると、掘削壁面から3～4mまでの区間では、PS検層によって得られたP波速度の低下が認められたが、4mより深い部分での解析結果は、ほぼ同じ速度層になっていることがわかった。

2) 発破掘削区間は、側壁方向が坑壁から1.5mまでが掘削影響領域で、天端方向が坑壁から1.0mまでが掘削影響領域であることがわかった。一方、機械掘削区間は、側壁方向が坑壁から1.0mまでが掘削影響領域で、天端方向が坑壁から0.8mまでが掘削影響領域であることがわかった。

参考文献

2.7　PS検層

1）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成5年度）、PNC ZJ 1449 94-001、1994年

2.8 孔内壁面観察

2.8.1 目的

試験坑道掘削に伴う既存の割れ目の変化や新たな割れ目の発生を調べるために孔内壁面観察を行い、得られた観察結果と試験坑道の掘削前に得られた観察結果に基づいて掘削影響領域を把握することを目的とした。孔内観察は、図－2.5.1.1に示したMK－1孔、MC－2孔、MT－1孔、MT－2孔において行った。表－2.8.1.1 に数量などを示す。

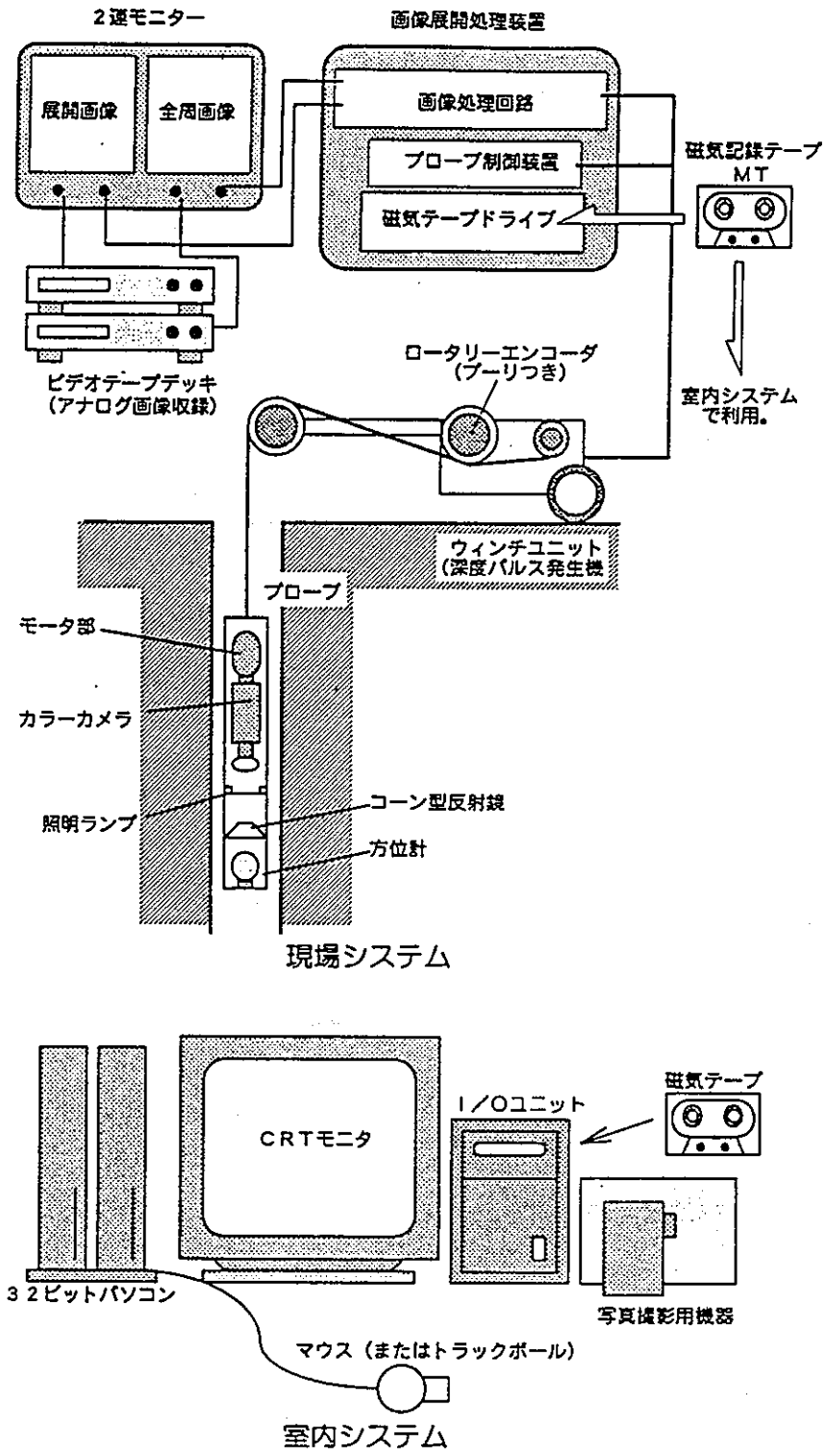
ここでの割れ目は、節理、層理面、地質境界、断層などに対する総称として用いている。

表－2.8.1.1　数量

孔名称	ボーリング孔径 (mm)	ボーリング長さ (mm)	観察長さ (m)	備　考
MK-1	Φ66	12	12	
MC-2	Φ66	12	12	
MT-1	Φ66	26	22	22m以深計器挿入不可
MT-2	Φ66	24	23	23m以深計器挿入不可

2.8.2 孔内壁面観察装置

本調査では、坑道掘削前と同じコーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIP (Borehole Image Processing) システムを用いた。用いたBIPシステムは、現場で撮影した壁面画像をリアルタイムでデジタル処理し、連続した展開画像として表示・記録できる現場システムと、記録した画像データから割れ目に関する情報を解析できる室内システムから構成されている。システムの機器構成を図－2.8.2.1に、使用機器の一覧を表－2.8.2.1にそれぞれ示す。



図－2.8.2.1　BIPシステムの機器構成

表－2.8.2.1　使用機器一覧

現場システム			
機器名称	形式・メーカ名	機能・細目	規格その他
プローブ	レアックス	カラーカメラ	1/2インチCCD撮像素子38万画素 カラーY/C映像信号出力
		照明ランプ	DC-12V駆動
		方位計	磁気コンパス
ウインチユニット	レアックス	ケーブル懸垂降下 深度同期信号発生	ウォームギアドモータ オムロンE6C-CWZ5C-F
画像展開処理装置	レアックス/基礎地盤コンサルタンツ	画像展開処理装置 プローブ制御回路 磁気テープドライブ	AC100V駆動 ティアックMT-2ST/45S
モニタ	ソニー	6インチモニター	8mmビデオ内蔵型
複合12芯ケーブル	レアックス	映像／電力複合同軸	映像：2.50-2V同軸
室内システム			
機器名称	形式・メーカ名	機能・細目	規格その他
32ビットパソコン	シャープ	32ビットCPU/ クロック25MHz	モトローラMC680EC30
CRTモニタ	シャープ		15インチ
I／Oユニット	基礎地盤コンサルタンツ	60メガテープドライブ 3.5′光磁気ドライブ 320メガハードディスク	ティアックMT-2ST/45S 128メガバイト片面型 2.5インチハーフハイト
写真撮影用機器	東芝	マルチスキャンハードコピア	35mmスチルフィルム (ISO200) ポラロイドカラーフィルム

2.8.3 測定原理および観察方法

調査では、コーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIPシステムを採用しているため、円周画像と展開画像がリアルタイムで観察できる。円周画像は、コーン型反射鏡に映る画像のことで、ドーナツ型に表示される。これは、ボーリング孔を覗いた形となり、コアのイメージ化や湧水場所の即時確認に利用できる。一方、展開画像は、円筒状であるボーリング孔の壁面を柱状に展開した画像であり、割れ目の形状を把握するのに有効である。

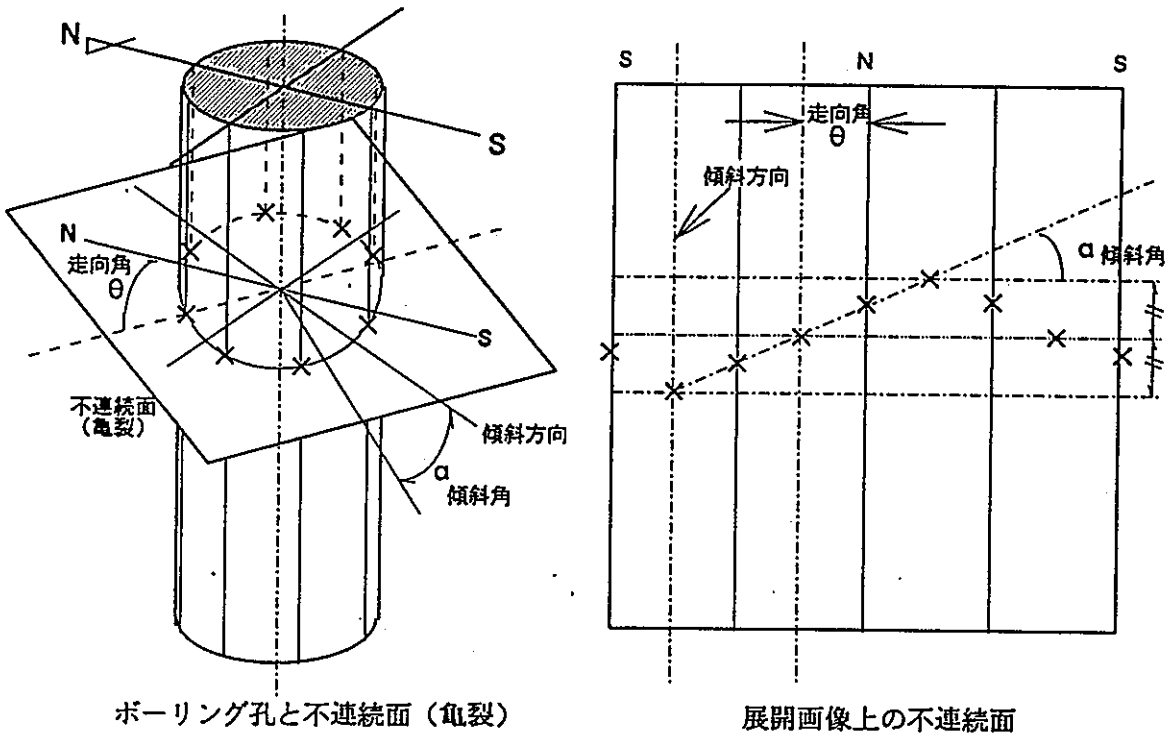
撮影された画像は、画像処理回路内のメモリに取り込まれる。つぎに、メモリ上の対象深度に該当する画素を取りだして線状の画像とし、これをウインチからの深度情報に同期させて積み重ねることで連続した展開画像を得ることができる。方位は、反射鏡の下部に設置した方位計によって計測した。

観察は、プローブを専用ロッドの先端に装着し、手動式ウインチを用いて所定のボーリング孔内に押し込みながら行った。この時、ウインチからの同期信号をもとに、画像展開処理装置で連続した展開画像を再構成し、MOディスクにデジタル記録した。また、全周画像と展開画像をビデオテープに収録した。

2.8.4 画像解析方法

展開画像からの割れ目の情報抽出はパソコンのモニタ上で行うため、分解能はA/D変換精度や表示解像度などに影響される。室内システムにおけるパソコンのモニタ上では、展開画像を最大360×400ドットで表示するため、今回のように孔径66mm、縦200mmの展開画像での分解能は、1ドット当たり約0.6mmとなる。

得られた画像データから割れ目の走向・傾斜は、室内システムによって孔壁面の展開画像をモニタし（図－2.8.4.1参照）、画像上でそれぞれを求めた。また、割れ目の幅は、モニタのドット幅から専用ソフトを利用して求めた。



ボーリング孔と不連続面（亀裂）　　展開画像上の不連続面

図－2.8.4.1　割れ目の展開例

2.8.5 観察結果および考察

表－2.8.5.1～表－2.8.5.4は、坑道掘削後に行った各調査ボーリング孔の孔壁観察結果から割れ目を抽出し、まとめたものである。表中の割れ目の区分のうち、節理と区分されたものについては、節理の幅に対する表示をISRM指針[1)] に従い備考欄に記述した。表示では、節理の幅が0.5mm以下のものを密着状、0.5mmから10mmのものをすきま状、10mm以上を開口状としている。

表－2.8.5.1 MK－1ボーリング孔における孔壁観察結果
（掘削後）

No.	深度 (m)	走向 傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	備考
1	0.13	N36W 67SW	節理	0	不連続	密着状
2	0.43	N48E 82NW	節理	0	不連続	密着状
3	1.46	N32W 83NE	節理	0	不連続	密着状
4	1.93	N27E 41E	節理	1	連続	すきま状
5	2.00	N60E 89N	節理	1	連続	すきま状
6	2.14	N31E 63SE	節理	1	連続	すきま状

表－2.8.5.2　MC－2ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削後）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	備考
1	0.23	N49W　87NE	節理	17	連続	開口状
2	0.33	N52W　65SW	節理	3	不連続	すきま状
3	0.40	N2W　52E	節理	11	連続	開口状
4	0.48	N13W　63E	節理	4	連続	すきま状
5	0.78	N14W　84W	節理	1	連続	すきま状
6	0.82	N22W　87W	節理	1	連続	すきま状
7	1.45	N25E　68E	節理	0	不連続	密着状
8	2.00	N2E　32E	節理	0	不連続	密着状
9	2.91	N2E　56E	節理	0	不連続	密着状
10	3.14	N63E　52S	節理	2	連続	すきま状
11	3.40	N8E　59W	節理	0	不連続	密着状
12	3.70	N33W　88NE	節理	1	連続	すきま状
13	5.36	N13E　26E	層境界	0	不連続	
14	5.68	N15E　37E	層境界	0	不連続	
15	9.30	N9W　35W	層境界	0	不連続	
16	10.06	N30E　43NW	層境界	0	不連続	

表－2.8.5.3　MT－1ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削後）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	備考
1	1.09	N70W　24S	層境界	0	連続	
2	2.28	N46E　73SE	節理	0	不連続	密着状
3	4.82	N12E　9E	節理	0	不連続	密着状
4	6.87	N28E　4E	節理	0	不連続	密着状
5	7.78	N82E　26S	層境界	0	不連続	
6	8.63	N56E　40SE	節理	0	不連続	密着状
7	9.01	N72W　17S	層境界	0	不連続	
8	10.35	N63E　16S	層境界	0	不連続	
9	11.09	N69W　50S	層境界	0	不連続	
10	11.27	N15W　37E	節理	0	不連続	密着状

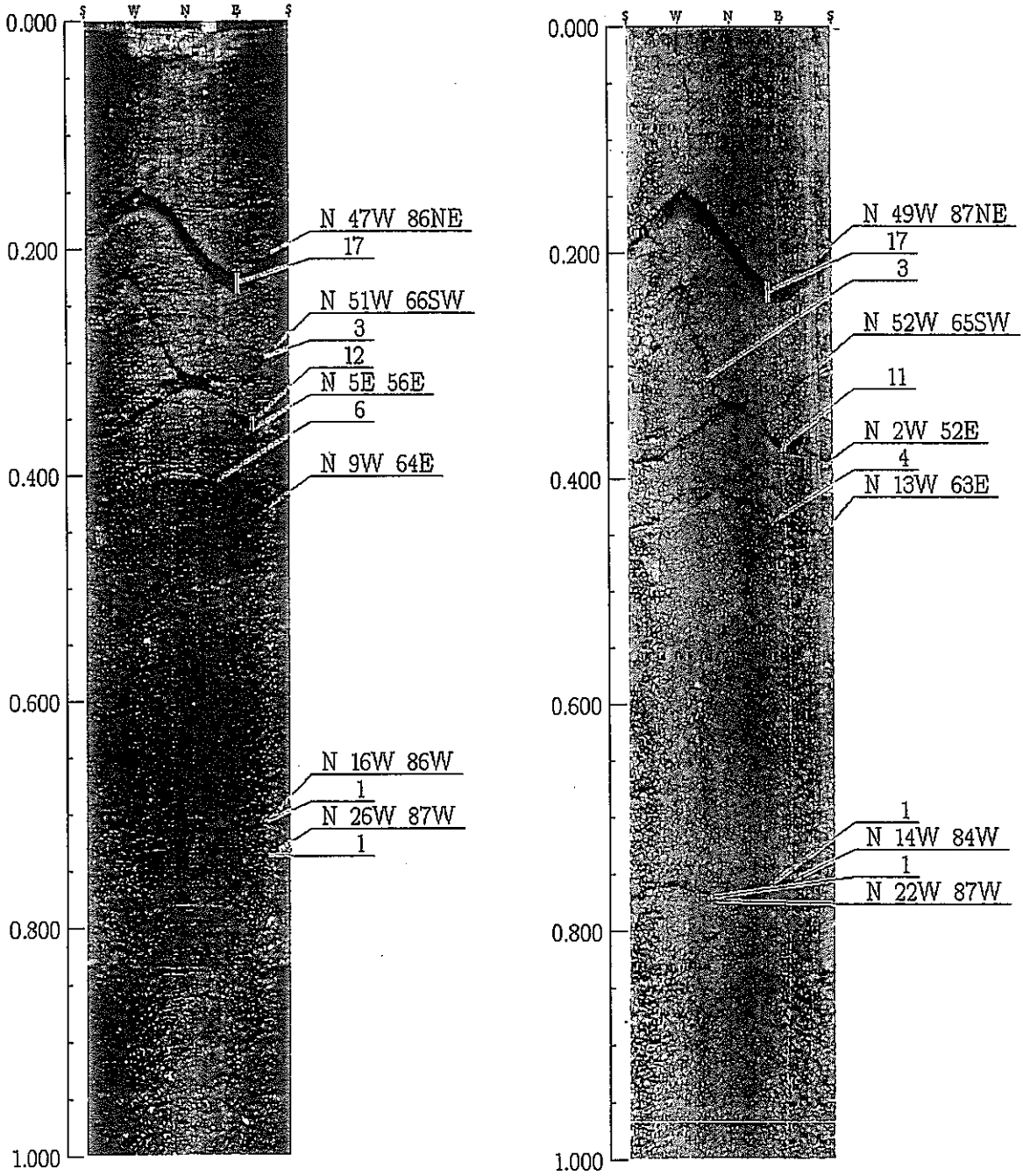
表－2.8.5.4　MT－2ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削後）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	記事
1	0.11	N14E　86E	節理	1	不連続	すきま状
2	0.16	N3E　86E	節理	2	連続	すきま状
3	0.18	N12W　85W	節理	1	連続	すきま状
4	0.26	N38W　69SW	節理	0	不連続	密着状
5	0.43	N46E　75NW	節理	9	連続	すきま状
6	0.47	N31W　65SW	節理	1	不連続	すきま状
7	2.36	N6E　53E	層境界	3	連続	
8	3.77	N85W　20S	層境界	4	連続	
9	4.47	N87E　16S	葉理	7	連続	
10	4.88	N35E　6SE	葉理	3	連続	
11	4.84	N11W　68W	節理	4	連続	すきま状
12	5.51	N9E　24W	葉理	3	不連続	
13	5.58	N24E　5W	葉理	4	連続	
14	5.88	N59E　7NW	葉理	2	連続	
15	6.20	N8E　33W	層境界	3	連続	
16	7.17	N36E　79NW	節理	4	不連続	すきま状
17	7.55	N9E　62E	節理	1	不連続	すきま状
18	7.82	N35W　43NE	葉理	10	連続	
19	9.20	N31E　72NW	-	38	不連続	
20	9.57	N9W　23W	節理	2	不連続	すきま状
21	9.79	N88E　7N	節理	4	不連続	すきま状
22	10.68	N2W　61W	節理	1	不連続	すきま状
23	10.07	N47E　14NW	節理	3	連続	すきま状
24	11.86	N43W　8NE	葉理	8	連続	
25	11.98	N81E　5N	葉理	3	不連続	
26	18.90	N60E　21N	層境界	2	不連続	
27	19.50	N61E　9N	節理	1	不連続	すきま状
28	20.82	N30W　43NEW	節理	0	不連続	密着状
29	21.46	N26W　26W	節理	2	不連続	すきま状

ここで、BIPシステムによって坑道掘削前に行った孔壁観察結果と坑道掘削後に行った孔壁観察結果を比較するため、坑道掘削前に得た孔壁観察記録を同一人物により再解析した。

図－2.8.5.1は、坑道掘削前後における孔壁観察結果のうち、割れ目の幅が坑道掘削前後で変化したMC－2孔の観察結果を比較したものである。図に示すように0.4m近傍で観察された節理においてその割れ目の幅が変化しているが、計測坑道側の壁面に近いことから試験坑道の掘削の影響を受けて変化したものとは考えにくい。図－2.8.5.1に示した例を除くと、坑道掘削前後において割れ目の幅が変化していないことがわかった。



掘削前　　掘削後

図－2.8.5.1　MC－2孔における孔壁観察結果の比較例

(0mが計測坑道側)

表－2.8.5.5～表－2.8.5.8は、坑道掘削前後に行われた孔壁観察記録を再度解析した結果をまとめたものである。ここで、表－2.8.5.5～表－2.8.5.8に示した観察結果を比較すると、坑道掘削に伴って新たな割れ目は生成されていないことがわかる。また、MC－2孔における孔壁観察結果の一部を除き、割れ目の幅は掘削前後で変化していないこともわかる。

表－2.8.5.5　MK－1ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削前）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	備考
1	0.13	N38W　70SW	節理	0	不連続	密着状
2	0.43	N48E　89NW	節理	0	不連続	密着状
3	1.46	N32W　89NE	節理	0	不連続	密着状
4	1.93	N27E　40E	節理	1	連続	すきま状
5	2.00	N60E　89N	節理	1	連続	すきま状
6	2.14	N27E　69SE	節理	1	連続	すきま状

（掘削後）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	備考
1	0.13	N36W　67SW	節理	0	不連続	密着状
2	0.43	N48E　82NW	節理	0	不連続	密着状
3	1.46	N32W　83NE	節理	0	不連続	密着状
4	1.93	N27E　41E	節理	1	連続	すきま状
5	2.00	N60E　89N	節理	1	連続	すきま状
6	2.14	N31E　63SE	節理	1	連続	すきま状

表－2.8.5.6　MC－2ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削前）

No.	深度(m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅(mm)	連続性	備考
1	0.23	N47W　86NE	節理	17	連続	開口状
2	0.33	N51W　66SW	節理	3	不連続	すきま状
3	0.40	N5E　56E	節理	12	連続	開口状
4	0.48	N9W　64E	節理	6	連続	すきま状
5	0.78	N16W　86W	節理	1	連続	すきま状
6	0.82	N26W　87W	節理	1	連続	すきま状
7	1.45	N27E　70E	節理	0	不連続	密着状
8	2.00	N2E　32E	節理	0	不連続	密着状
9	2.91	N7E　89E	節理	0	不連続	密着状
10	3.14	N65E　52S	節理	2	連続	すきま状
11	3.40	N8E　59W	節理	0	不連続	密着状
12	3.70	N27W　77NE	節理	1	連続	すきま状
13	5.36	N19E　30E	層境界	0	不連続	
14	5.68	N9E　28E	層境界	0	不連続	
15	9.30	N11W　31W	層境界	0	不連続	
16	10.06	N25E　42NW	層境界	0	不連続	

（掘削後）

No.	深度(m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅(mm)	連続性	備考
1	0.23	N49W　87NE	節理	17	連続	開口状
2	0.33	N52W　65SW	節理	3	不連続	すきま状
3	0.40	N2W　52E	節理	11	連続	開口状
4	0.48	N13W　63E	節理	4	連続	すきま状
5	0.78	N14W　84W	節理	1	連続	すきま状
6	0.82	N22W　87W	節理	1	連続	すきま状
7	1.45	N25E　68E	節理	0	不連続	密着状
8	2.00	N2E　32E	節理	0	不連続	密着状
9	2.91	N2E　56E	節理	0	不連続	密着状
10	3.14	N63E　52S	節理	2	連続	すきま状
11	3.40	N8E　59W	節理	0	不連続	密着状
12	3.70	N33W　88NE	節理	1	連続	すきま状
13	5.36	N13E　26E	層境界	0	不連続	
14	5.68	N15E　37E	層境界	0	不連続	
15	9.30	N9W　35W	層境界	0	不連続	
16	10.06	N30E　43NW	層境界	0	不連続	

表－2.8.5.7　MT－1ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削前）

No.	深度(m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅(mm)	連続性	備考
1	1.09	N70W 24S	層境界	0	連続	
2	2.28	N44E 88SE	節理	0	不連続	密着状
3	4.82	N12E 9E	節理	0	不連続	密着状
4	6.87	N28E 4E	節理	0	不連続	密着状
5	7.78	N83E 23S	層境界	0	不連続	
6	8.63	N56E 40SE	節理	0	不連続	密着状
7	9.01	N76W 23S	節理	0	不連続	
8	10.35	N63E 16S	節理	0	不連続	
9	11.09	N66W 30S	層境界	0	不連続	
10	11.27	N9W 41E	層境界	0	不連続	密着状

（掘削後）

No.	深度(m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅(mm)	連続性	備考
1	1.09	N70W 24S	層境界	0	連続	
2	2.28	N46E 73SE	節理	0	不連続	密着状
3	4.82	N12E 9E	節理	0	不連続	密着状
4	6.87	N28E 4E	節理	0	不連続	密着状
5	7.78	N82E 26S	層境界	0	不連続	
6	8.63	N56E 40SE	節理	0	不連続	密着状
7	9.01	N72W 17S	層境界	0	不連続	
8	10.35	N63E 16S	層境界	0	不連続	
9	11.09	N69W 50S	層境界	0	不連続	
10	11.27	N15W 37E	節理	0	不連続	密着状

表－2.8.5.8　MT－2ボーリング孔における孔壁観察結果

（掘削前）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	記事
1	0.11	N15E　86E	節理	1	不連続	すきま状
2	0.16	N3E　86E	節理	2	連続	すきま状
3	0.18	N12W　85W	節理	1	連続	すきま状
4	0.26	N38W　69SW	節理	0	不連続	密着状
5	0.43	N46E　75NW	節理	9	連続	すきま状
6	0.47	N31W　65SW	節理	1	不連続	すきま状
7	2.36	N2E　38E	層境界	3	連続	
8	3.77	N78W　18S	層境界	4	連続	
9	4.47	N87E　16S	葉理	7	連続	
10	4.88	N32E　75E	葉理	3	連続	
11	4.84	N12W　62W	節理	4	連続	すきま状
12	5.51	N9E　24W	葉理	3	不連続	
13	5.58	N24E　5W	葉理	4	連続	
14	5.88	N50E　5NW	葉理	2	連続	
15	6.20	N8E　33W	層境界	3	連続	
16	7.17	N28E　79NW	節理	4	不連続	すきま状
17	7.55	N7E　69E	節理	1	不連続	すきま状
18	7.82	N43W　44NE	葉理	10	連続	
19	9.20	N23E　72NW	-	38	不連続	
20	9.57	N9W　23W	節理	2	不連続	すきま状
21	9.79	N88E　7N	節理	4	不連続	すきま状
22	10.68	N2W　67W	節理	1	不連続	すきま状
23	10.07	N54E　9NW	節理	3	連続	すきま状
24	11.86	N43W　8NE	葉理	8	連続	
25	11.98	N75E　8N	葉理	3	不連続	
26	18.90	N60E　21N	層境界	2	不連続	
27	19.50	N61E　9N	節理	1	不連続	すきま状
28	20.82	N30W　43NEW	節理	0	不連続	密着状
29	21.46	N26W　27W	節理	2	不連続	すきま状

（掘削後）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	記事
1	0.11	N14E　86E	節理	1	不連続	すきま状
2	0.16	N3E　86E	節理	2	連続	すきま状
3	0.18	N12W　85W	節理	1	連続	すきま状
4	0.26	N38W　69SW	節理	0	不連続	密着状
5	0.43	N46E　75NW	節理	9	連続	すきま状
6	0.47	N31W　65SW	節理	1	不連続	すきま状
7	2.36	N6E　53E	層境界	3	連続	
8	3.77	N85W　20S	層境界	4	連続	
9	4.47	N87E　16S	葉理	7	連続	
10	4.88	N35E　6SE	葉理	3	連続	
11	4.84	N11W　68W	節理	4	連続	すきま状
12	5.51	N9E　24W	葉理	3	不連続	
13	5.58	N24E　5W	葉理	4	連続	
14	5.88	N59E　7NW	葉理	2	連続	
15	6.20	N8E　33W	層境界	3	連続	
16	7.17	N36E　79NW	節理	4	不連続	すきま状
17	7.55	N9E　62E	節理	1	不連続	すきま状
18	7.82	N35W　43NE	葉理	10	連続	
19	9.20	N31E　72NW	-	38	不連続	
20	9.57	N9W　23W	節理	2	不連続	すきま状
21	9.79	N88E　7N	節理	4	不連続	すきま状
22	10.68	N2W　61W	節理	1	不連続	すきま状
23	10.07	N47E　14NW	節理	3	連続	すきま状
24	11.86	N43W　8NE	葉理	8	連続	
25	11.98	N81E　5N	葉理	3	不連続	
26	18.90	N60E　21N	層境界	2	不連続	
27	19.50	N61E　9N	節理	1	不連続	すきま状
28	20.82	N30W　43NEW	節理	0	不連続	密着状
29	21.46	N26W　26W	節理	2	不連続	すきま状

2.8.6 まとめ

試験坑道掘削に伴う既存の割れ目の変化や新たな割れ目の発生を調べるためにBIPシステムを用いて孔内壁面観察を行った。得られた結果をまとめると以下のようになる。

1) 試験坑道の掘削に伴って新たな割れ目は生成されていないことがわかった。

2) 掘削前に観察されたもともとの割れ目の幅は、試験坑道の掘削に伴い変化していないこともわかった。

参考文献

2.8　孔内壁面観察

1) 岩の力学連合会；ISRM指針 Vol.3 岩盤不連続面の定量的記載法、1985年

3. 事後解析

3.1 目的

本研究では、平成5年度から、機械掘削による影響評価試験の事前調査として、試験坑道掘削位置周辺の岩盤を対象とした室内岩石試験、原位置試験・調査、弾性波および比抵抗トモグラフィー調査、初期地圧測定などを実施した。これらの調査で得られたデータに基づき、坑道掘削時の岩盤挙動を予測するための解析方法の検討を行った[1) 2) 3)]。

平成5年度および6年度に実施した事前解析の流れを図－3.1.1に示す。図中には、岩盤構造モデルの作成方法、解析モデルの作成方法、初期応力の設定方法および得られた知見を示す。

本年度の事後解析では、これまでに得られた情報を総合的に評価し、解析モデルの見直しを行うとともに、解析における掘削影響領域の取り扱いについて検討を行った。これより、予測解析を行う際の岩盤のモデル化・解析方法について考察した。

解析の目的：
①試験坑道掘削による周辺岩盤の応力状態の変化や変位分布の予測
②地層の傾き、岩相、物性の異方性、初期応力、掘削損傷領域を考慮することによる影響の検討

平成5年度	平成6年度
①地質構造の概略を把握 地層の傾斜を水平と仮定した （参考資料） 計測坑道切羽観察図 ボーリングコア観察 （MT-1,MT-2）	①地質構造の概略を把握 地層の見掛けの傾斜を10°東落ちと仮定した （参考資料） 連絡坑道壁面観察図 ボーリングコア観察 （MT-1,MT-2,MD-1,MD-2）
②岩盤構造モデルの作成 解析断面の地質構造を細粒で固結度が高い岩相と粗粒で固結度が低い岩相の２つに分類した。 強度・変形特性の異方性を考慮した場合と、等方均質の場合を考慮した。	②岩盤構造モデルの作成 解析断面の地質構造を細粒で固結度が高い岩相と粗粒で固結度が低い岩相の２つに分類した。 変形・強度特性の異方性は考慮せず、等方均質とした。
③解析モデルの作成 計測点（地中変位計測）、支保工位置に留意して解析モデルを作成	③解析モデルの作成 計測点（地中変位計測）、支保工位置、掘削影響領域の評価に留意して解析モデルを作成
④初期応力設定 AE法による測定値から設定。 初期応力の傾きは考慮せず。	④初期応力設定 AE法とOC法による測定値からそれぞれ設定。 初期応力の傾きを考慮。
⑤得られた知見 ・岩相を考慮した場合、弾性係数を小さく設定した部分の応力値や変位が増加する ・異方性を考慮した場合、等方条件の場合と比較して、水平方向の弾性係数を小さく設定した場合、側壁での応力値が小さくなり、水平変位は大きくなる。 ・坑道周辺岩盤はほぼ弾性的な挙動を示す。	⑤得られた知見 ・初期応力が異方的であれば坑道の変形モードも異方的となる。 ・初期応力が大きいほど、坑道周辺岩盤の変位量は大きくなる。 ・地層の傾きの有無による坑道周辺岩盤の変位量の差は少ない。 ・掘削影響領域を考慮することにより坑道近傍での変位量が大きくなる。 ・坑道周辺岩盤はほぼ弾性的な挙動を示す。

図－3.1.1　平成5年度および6年度に実施した事前解析の流れ

3.2 解析方法

3.2.1 解析モデルの設定

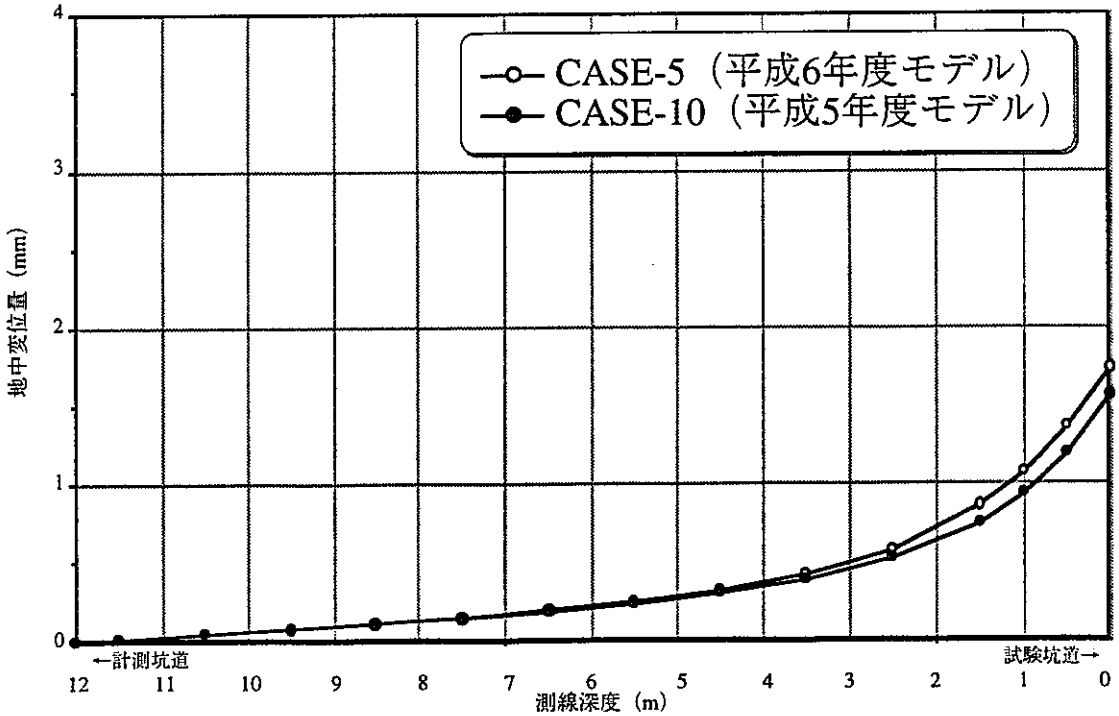
（1）解析対象断面および解析手法

解析対象断面は、解析結果と計測結果（地中変位量）を比較するために、平成5年度および平成6年度に実施した事前解析（以下、事前解析）と同様に岩盤内変位計測を行う断面（S4250,トモグラフィー調査断面の近傍）とした。解析手法についても、事前解析と同様に、2次元平面ひずみ有限要素法の弾塑性解析で、使用した解析コードは電力中央研究所作成のNONSAC（NONlinear Static Analysis of structurr Change）である。

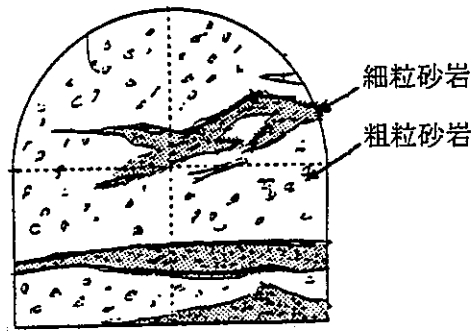
（2）岩盤のモデル化

事前解析の結果から、岩相の考慮の有無が地中変位分布に与える影響はほとんどないこと（図—3.2.1.1）、さらに、今年度実施した掘削中の切羽観察結果から、解析対象断面位置では粗粒砂岩の岩相が卓越していること（図—3.2.1.2）が判明している。これより、今回実施する事後解析では、2種類の岩相を考慮せずに、地層構造を粗粒砂岩が一様均質に分布しているとした岩盤モデルを用いることとした。

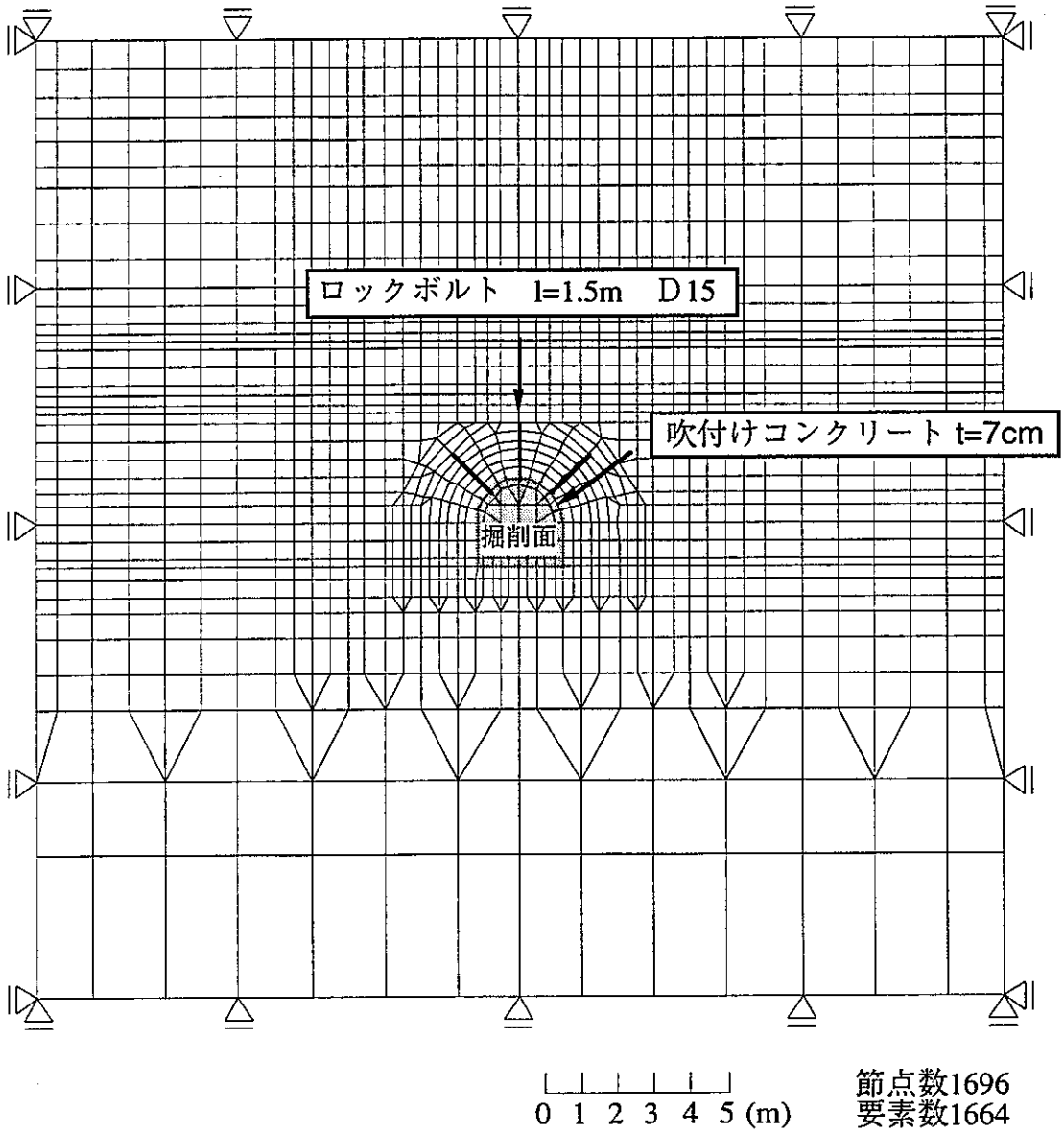
解析領域は、事前解析と同様に、坑道径（D）の3倍以上を坑道側壁面からそれぞれ上下左右に確保した。解析モデルを図—3.2.1.3に示す。



図—3.2.1.1　地中変位分布（事前解析CASE-5,CASE-10）



図—3.2.1.2　解析対象位置における切羽断面図



図—3.2.1.3　事後解析モデル（機械掘削）

3.2.2 解析用物性値の設定

（1）岩盤物性値

岩盤物性値は、平成5年度に実施した一軸圧縮試験（LDT使用）や三軸圧縮試験の結果を、事前解析や事前調査の結果を踏まえて再度見直し決定した。

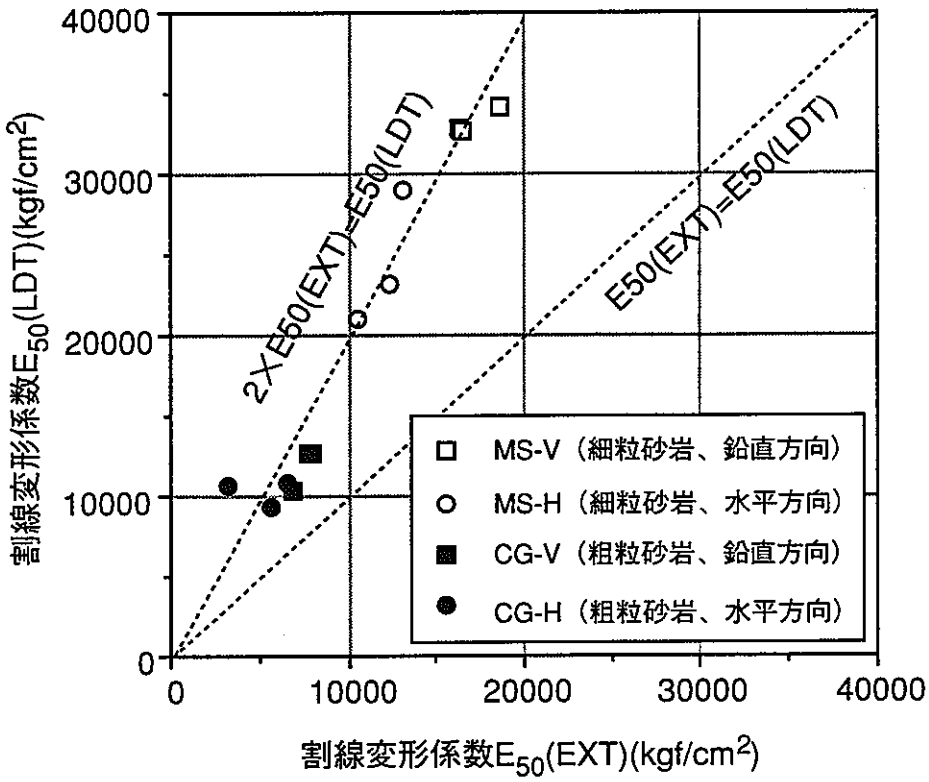
1）健全部

・岩盤変形係数のひずみ依存性

機械掘削を行った地点の地質は土岐夾炭累層と呼ばれる堆積軟岩である。堆積軟岩の変形特性については、龍岡（東京大学）らの研究[4)]によってそのひずみ依存性が報告されており、ひずみレベルにより変形係数は大きく異なることが指摘されている。

ここで、平成7年度に実施した事前調査の結果では、坑道掘削に伴う周辺岩盤のひずみは、壁面近傍でも1,000μ（10^{-3}）程度であり、極めて小さいことが分かっている。また、事前解析の結果からも掘削時に生じるひずみは微小であることが推察される。これより、事後解析に用いる変形係数は、微小ひずみ時の変形係数の値（10^{-3}オーダー）を用いるのが妥当であると考えられる。

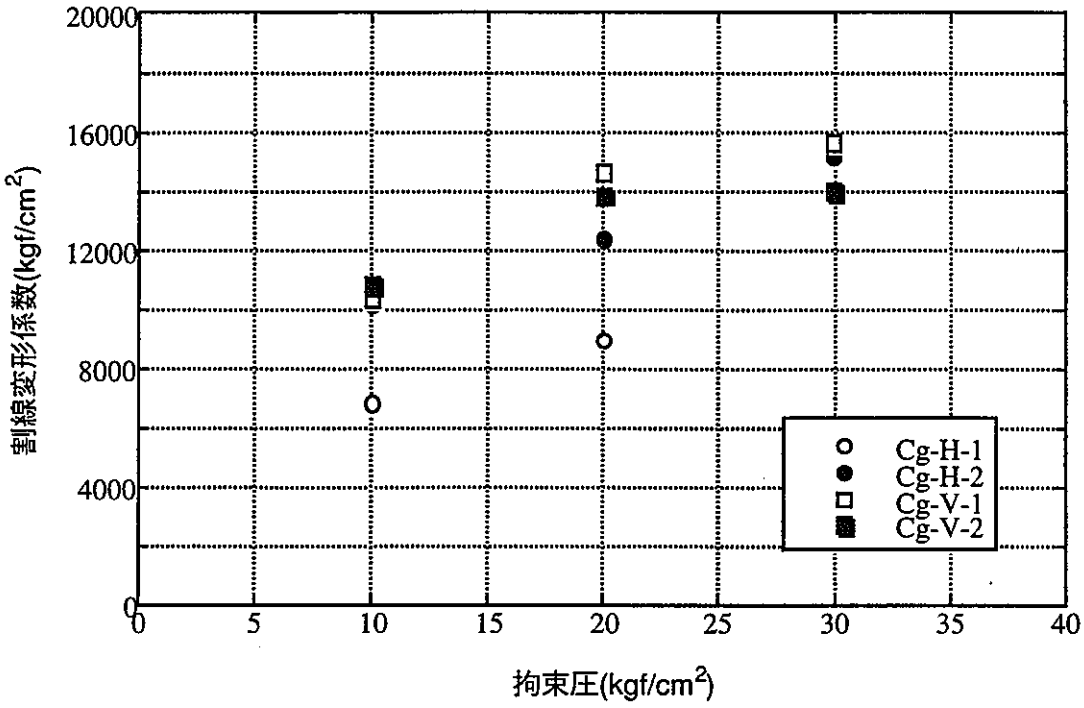
平成5年度に実施した一軸圧縮試験の結果では、局所変位計測で求めた割線変形係数E_{50}（LDT）と外部変位計測で求めた割線変形係数E_{50}（EXT）は異なり、その値はE_{50}（LDT）がE_{50}（EXT）の約2倍であった（図—3.2.2.1）。このような違いは、上述の龍岡らによれば、ベッディングエラーなどの試験誤差によるものと考えられており、一般に外部変位計測ではひずみレベルを過大評価する傾向があるため、局所変位計測によるひずみの測定が推奨されている。この点で、平成5年度の局所変位計測で求めたE_{50}（LDT）に対応するひずみレベルは、10^{-2}～10^{-3}のオーダーであり、微小ひずみレベルでの変形係数が測定されていると考えられる。



図—3.2.2.1　割線変形係数E_{50}（EXT）とE_{50}（LDT）の関係（一軸圧縮試験結果）

・岩盤変形係数の拘束圧依存性

平成5年度に実施した三軸圧縮試験では、拘束圧の増加により変形係数が増加する、いわゆる変形係数の拘束圧依存性が確認されている（図—3.2.2.2）。このため、解析に用いる岩盤の変形係数は、試験坑道掘削レベルでの拘束圧（平均初期応力≒1.5MPa）を考慮して設定しなければならない。試験の結果によると、拘束圧1.5MPa（≒15.3kgf/cm^2）での粗粒砂岩の割線変形係数は 1,200～1,300 MPaと考えられる。



図—3.2.2.2　割線変形係数と拘束圧の関係（粗粒砂岩）

以上のように、変形係数のひずみ依存性や拘束圧依存性を考えると、軟岩の変形係数を求めるためには、原位置の拘束圧レベルでの三軸圧縮試験を行うこと、さらに、局所変位計測によるひずみの測定を行うことが適切であると言える。しかしながら、平成5年度に実施した三軸圧縮試験では局所変位計測によるひずみの測定を行っていないため、今回の事後解析では、一軸圧縮試験の結果から判断して、三軸圧縮試験により得られた割線変形係数の2倍程度の値を用いるのが妥当であると考えた。なお、ポアソン比については、顕著なひずみ依存性および拘束圧依存性はないとした。

以下に、事後解析で用いる岩盤の物性値を示す。

$Ed = 2{,}500$ MPa（1,250MPa×2）　$\nu = 0.4$

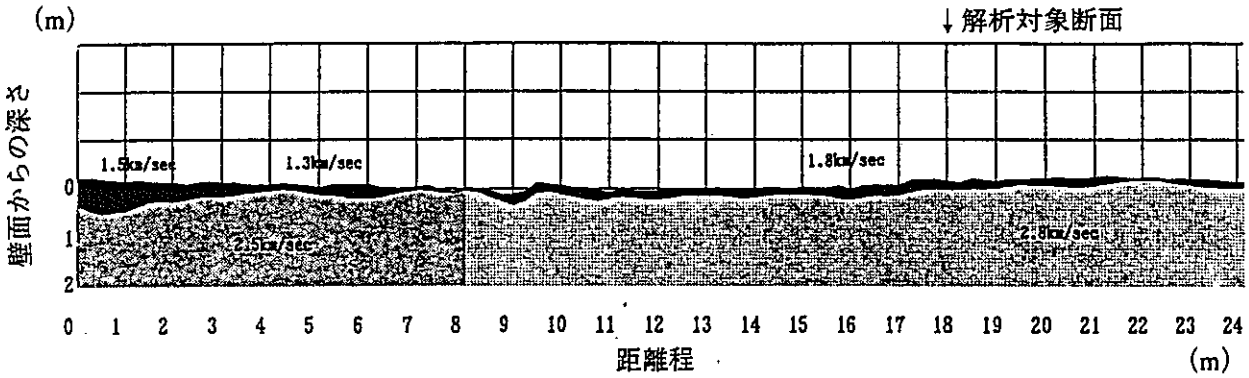
なお、強度特性は三軸圧縮試験の結果から次のように設定した。これは、事前解析と同様である。

$C = 2.94$ MPa　$\phi = 10.0^{\circ}$

2）損傷領域

掘削による損傷領域を数値解析で評価するために、事前調査で得られた屈折法弾

性波探査の結果（図—3.2.2.3）から、坑道壁面からの損傷領域の幅および物性値を以下のように設定した。



図—3.2.2.3　屈折法弾性波探査結果（西側壁）

・損傷領域の幅

屈折法弾性波探査により得られる速度低下域の深度を損傷領域の幅とした。解析対象断面近傍での速度低下域の深度は側壁から約0.3mであった。

・損傷領域の物性値

岩盤の変形係数は弾性波速度の2乗に比例することから、屈折法弾性波探査により得られた低速度域と健全部の弾性波速度から以下のように算定した。

$V_{p1} = 2.8$ km/sec

$V_{p2} = 1.8$ km/sec

$Ed \propto Vp^2$

$(V_{p2} / V_{p1})^2 = 0.413$

$E1 = 2{,}500$ MPa

$E2 = E1 \times 0.413 \fallingdotseq 1000$ MPa

なお、ポアソン比は健全部と同一とした。

$Ed = 1{,}000$ MPa　$\nu = 0.4$

強度特性は、粘着力を健全部の30%とし、内部摩擦角は健全部と同一とした。

$C = 0.88$ MPa　$\phi = 10.0^\circ$

表—3.2.2.1　岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）

	健全部				損傷領域			
	変形特性		強度特性		変形特性		強度特性	
	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	φ (°)	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	φ (°)
粗粒砂岩	2.50	0.4	2.94	10.00	1.0	0.4	0.88	10.00
設定根拠	三軸試験結果の２倍（一軸試験のEXTとLDTの比率から）	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果から算出	三軸圧縮試験結果から算出	健全部の40%の値（屈折法弾性波探査結果から算定）	健全部と同じ	健全部の30%の値	健全部と同じ

３）支保工

事前解析と同様に、試験坑道で支保工として用いられる吹付けコンクリート、ロックボルトを解析で評価する。それぞれの物性値は事前解析と同様である。

表—3.2.2.2　支保工物性値一覧

	吹付コンクリート（t=7cm）		ロックボルト（l=1.5m）	
	E (GPa)	ν	E (GPa)	A (cm^2)
粗粒	3.33	0.167	206	5.067
設定根拠	弱材齢に対応する弾性係数	一般的なコンクリートのポアソン比	一般的な鋼の弾性係数	D25の公称断面積

（２）境界条件

モデル境界の拘束条件は前の図—3.2.1.3に示してある。（事前解析と同一）

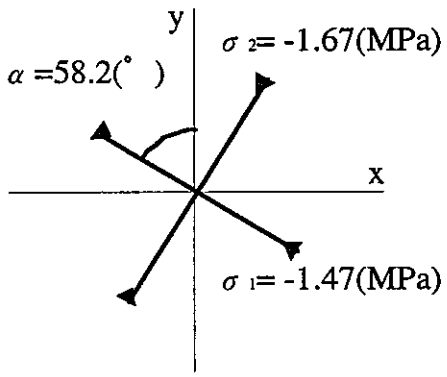
（３）荷重条件

平成6年度の事前解析では、応力解放法（OC法）およびAE法で得たそれぞれの初期応力値を荷重条件とした解析を行い、初期応力設定の相違が岩盤の変形挙動にどの程度の影響を与えるかを確認している。図－3.2.2.4は事前調査で得られた掘削に伴う空洞周辺のひずみと事前解析で得られたそれとを比較したものである。ここで、鉛直ひずみと水平ひずみの比に着目すると、一連の解析のうちOC法により計測された初期応力を用いたケース、その中でも特にCase-5の解析が実際のひずみ計測

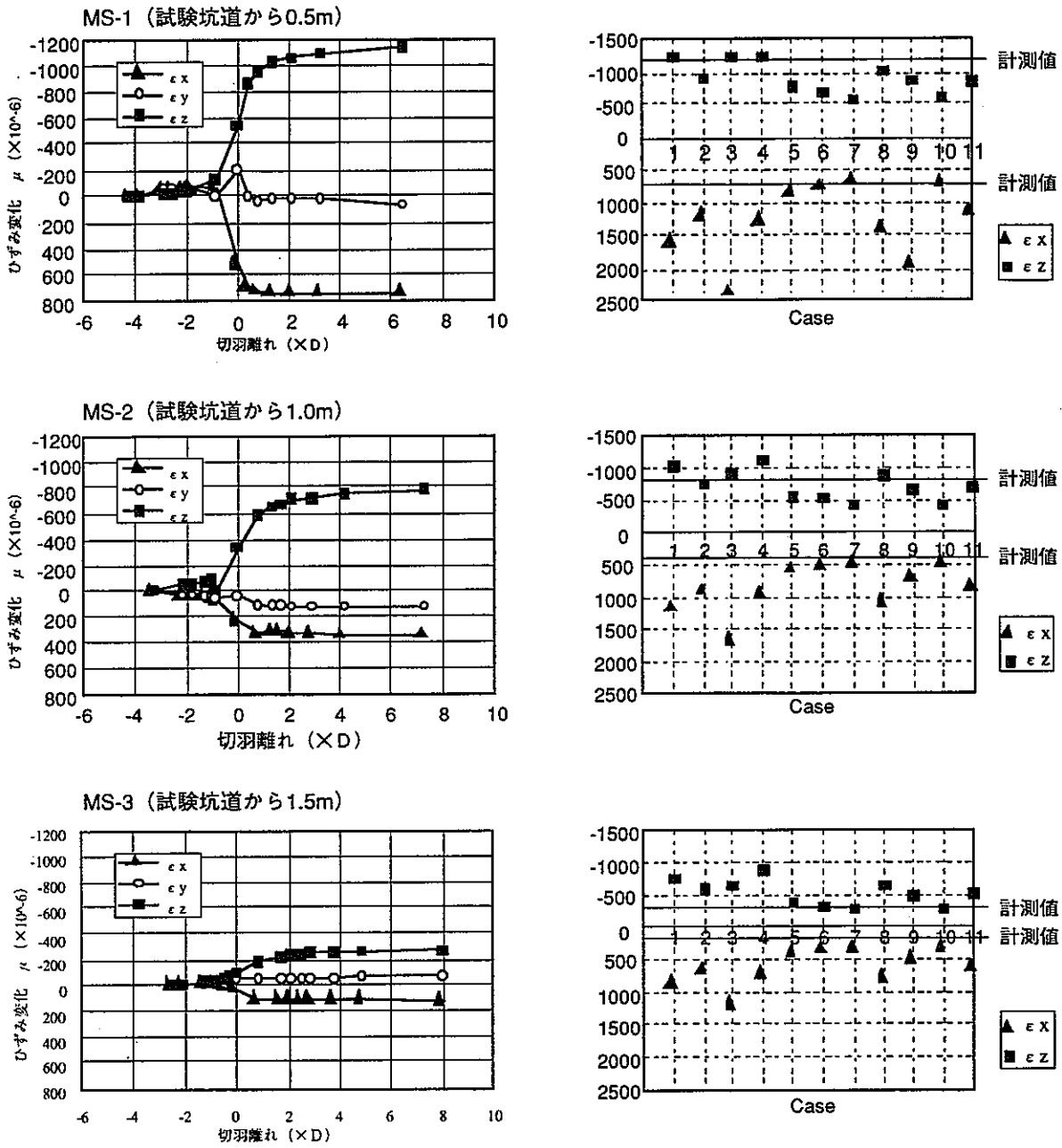
結果を比較的良く表現していると言える。ひずみの比を応力の比と読み替えれば、Case-5の解析に用いた初期応力が、現実の初期応力に最も近いものであると推察される。

これより、事後解析の荷重は、応力解放法（OC法）で得た初期応力値のうちCase-5の解析で設定したもの（MS-1-1,MS-2-1およびMS-3-1から決定）を用いることとした。図―3.2.2.5に初期応力値を示す。

解析領域全体における初期応力は、鉛直方向については地表面での値を0として線形補間した。水平成分については側圧係数に基づいて設定した。



図―3.2.2.5　初期応力値（機械掘削坑道周辺にて応力解放法により測定；CASE-5使用値）



坑道掘削に伴う岩盤ひずみ（計測結果）　　坑道掘削に伴う岩盤ひずみ（事前解析）

図―3.2.2.4　坑道掘削に伴う岩盤ひずみ

3.2.3 施工段階のモデル化

坑道の掘削問題を有限要素法を用いた数値解析により検討する場合、経済的な理由や実績から2次元の平面ひずみの仮定に基づいた解析が行われることが多い。しかしながら、坑道の切羽近傍の挙動は3次元的であることから、何らかの方法で坑道周辺の岩盤の3次元的な挙動を考慮する必要がある。

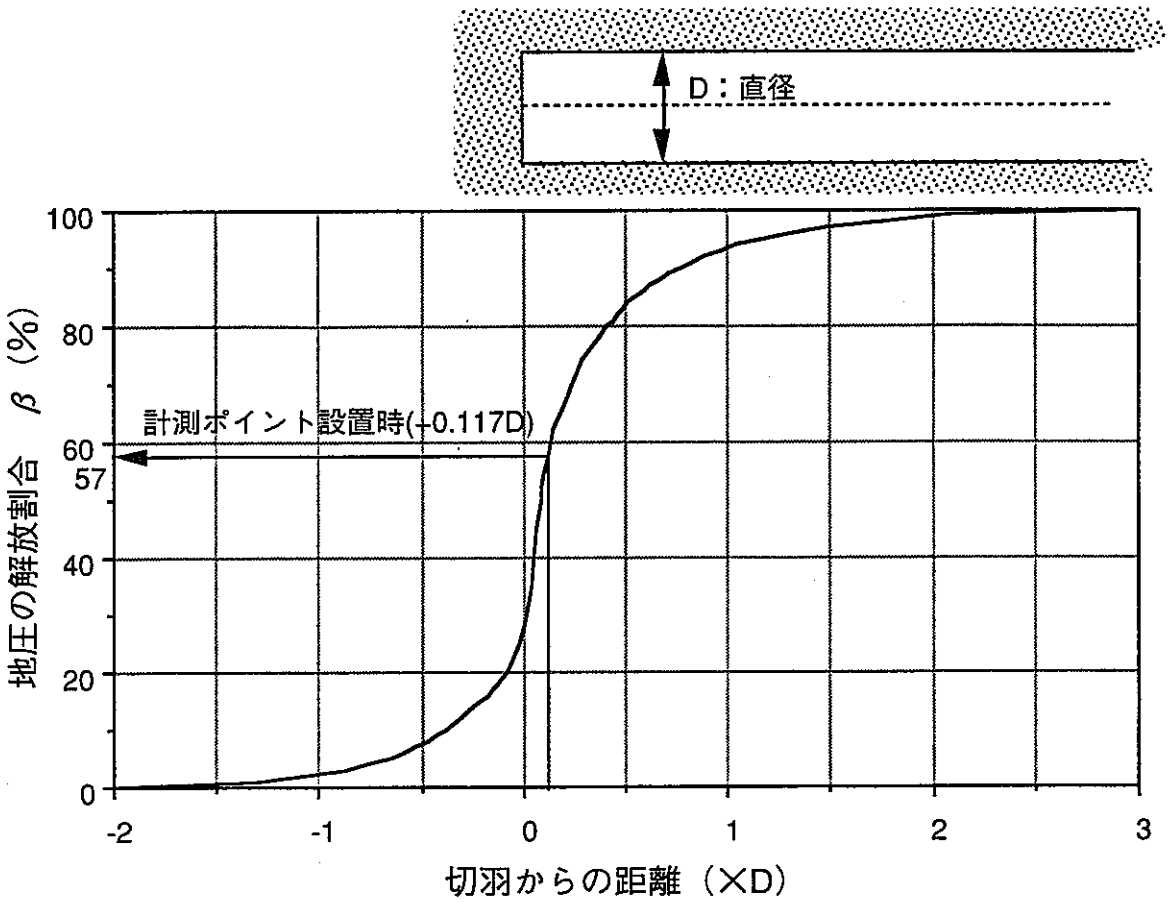
3次元の連続弾性体中に円形トンネルが掘削された場合、初期応力が静水圧的であったとすれば、トンネル切羽近傍の内空変位は、図—3.2.3.1に示すような変化をする。図において縦軸の変化は、切羽存在の影響がないときの、すなわち2次元平面ひずみの解析において素堀りで円形トンネルが掘削されたときの最終的な内空変位を100%として正規化したものである。また、横軸は切羽と解析対象断面との距離を示しており（Dは円形トンネルの直径）、負の値は切羽が未だ解析対象断面に達していないことを、そして正の値は切羽が断面を通過していることを示す。図—3.2.3.1に示した特性曲線は、本来、地表面の形状やトンネルの位置、初期応力状態により異なった性状を示すものであるが、これを解析的に求めることは現段階では困難である。ここでは、軸対称の有限要素法を用いて、静水圧状態に近い条件の解析を行って得られた特性曲線を用いた。図—3.2.3.1に示した特性曲線から、切羽の影響を2次元平面ひずみの解析において評価するためには、トンネルの掘削を瞬時に行ったと仮定したときの掘削解放力をPoとし、トンネル掘削部に切羽の進行に対応して、$P=\beta Po$なる力を作用させることにより、切羽の進行を考慮した解析対象断面の変形状態を再現する。ここに、β（掘削解放率）は図—3.2.3.1の縦軸に示した変化の割合である。

今回の解析では、施工段階を事前解析と同様に以下の3ステージにモデル化した。モデル化においては、特性曲線により実際の内空変位の計測ポイント設置時期と切羽進行との関係を考慮した。今回対象としているS4250断面での計測ポイント設置時の切羽位置は+0.117Dである。

STAGE-1：初期応力の設定

STAGE-2：坑道掘削（全断面）　掘削解放力57%作用（切羽位置+0.117D）

STAGE-3：支保工打設　掘削解放力43%作用（切羽位置+3D）



図—3.2.3.1　特性曲線

3.2.4　解析ケース

本検討では、はじめに損傷領域を考慮した場合と考慮しない場合のどちらが実際の岩盤挙動を表現し得るかの検討を行う。よって、解析ケースは以下の2ケースとした。

解析ケース：CASE-12　損傷領域考慮せず

CASE-13　損傷領域考慮

なお、CASE番号は事前解析との混同を避けるため、平成5年度の事前解析からの通し番号とした。

これまでに実施した機械掘削影響評価のための事前解析および事後解析のケースのすべてを表－3.2.4.1にまとめて示す。

3.3 解析結果および考察

3.3.1 変位

掘削に伴う変位分布を図—3.3.1.1および図—3.3.1.2に示す。なお、図中のxは水平右方向を正、yは鉛直上方向を正としている。

（1）変位増分

坑道掘削時から支保工打設時までの変位増分が、坑道掘削後に測定できる変位である。表—3.3.1.1に、図—3.3.1.1および図—3.3.1.2から読み取った天端沈下、水平方向の内空変位、底版の浮き上がりを示す。表には実際の計測の結果を合わせて示した。

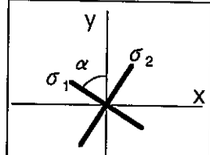
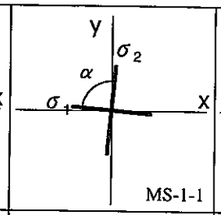
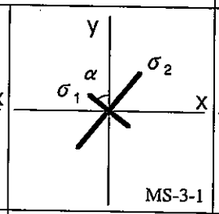
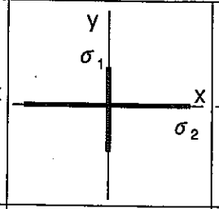
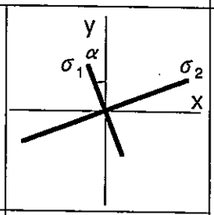
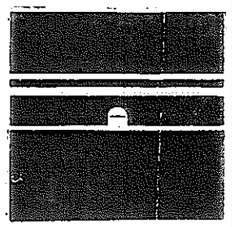
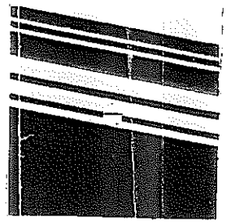
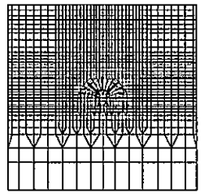
ここで、損傷領域を考慮しない場合（CASE-12）と考慮した場合（CASE-13）を比較すると、損傷領域を考慮した場合（CASE-13）の方が、より計測値に近い値となっている。また、この時の値（1.19mm）についても、内空変位の計測精度を考えれば、実際の計測の結果とよく一致していると言える。

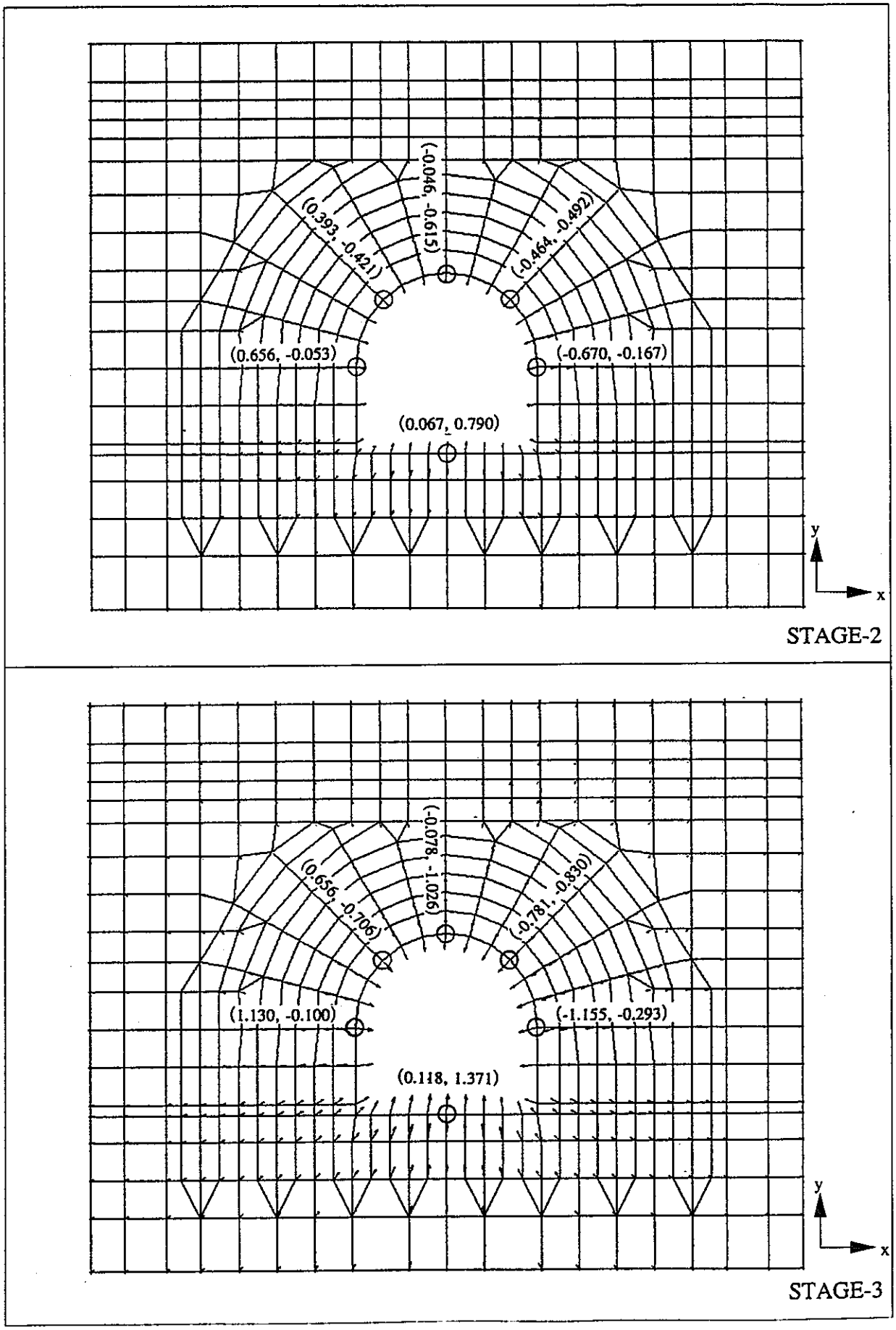
表—3.3.1.1 坑道掘削後の変位（機械掘削：解析値と計測値の比較）

	①天端沈下 (mm)	②内空変位*2 (mm)	③底版浮上り (mm)	変形比 ②／(①+③)
CASE－12 *1	0.41	0.96	0.58	0.97
CASE－13 *1	0.51	1.19	0.71	0.98
S4250計測値		1.50		

*1 解析値は(STAGE3-STAGE2)の値
*2 左右の変位の和

表−3.2.4.1　解析ケース一覧

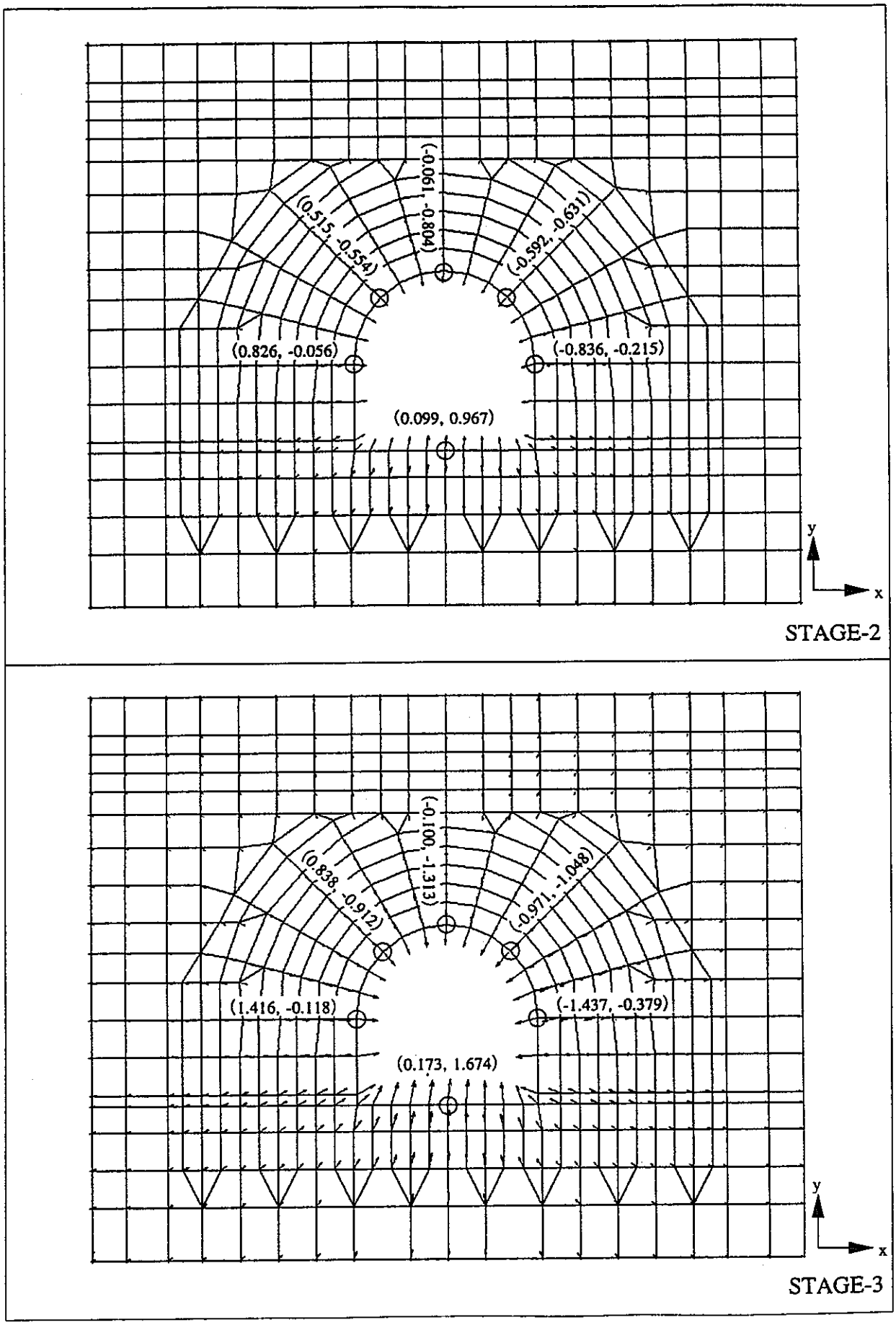
	初期応力					岩盤モデル			損傷領域		備　考
	ＯＣ法（オーバーコアリング法）			ＡＥ法		平成５年度モデル	平成６年度モデル	平成８年度モデル			
	 MS-1-1, MS-3-1	 MS-2-1 から設定 MS-1-1	 MS-3-1							考　慮	考慮せず	
σ_1 (MPa)	1.47	1.32	0.87	1.89	1.67						
σ_2 (MPa)	1.67	1.52	1.69	2.93	3.05						
角度 α（°）	58.2	85.0	51.0	0.0	21.2						
CASE-1				○		○				○	均質地盤 平成５年度実施
CASE-2				○		○				○	岩相考慮 平成５年度実施
CASE-3				○		○				○	岩相考慮Eh=Ev/2 平成５年度実施
CASE-4				○		○				○	岩相考慮Eh=Ev/2 平成５年度実施
CASE-5	○						○			○	
CASE-6		○					○			○	
CASE-7			○				○			○	
CASE-8					○		○			○	
CASE-9	○						○		○		
CASE-10	○					○				○	
CASE-11					○	○				○	
CASE-12	○							○		○	
CASE-13	○							○	○		



1mモデルスケール ⟵ 3 mm 変位スケール （x方向変位、y方向変位）

単位:mm

図—3.3.1.1 変位ベクトル図（CASE-12）



1mモデルスケール ←— 3 mm 変位スケール （x 方向変位、y 方向変位）

単位:mm

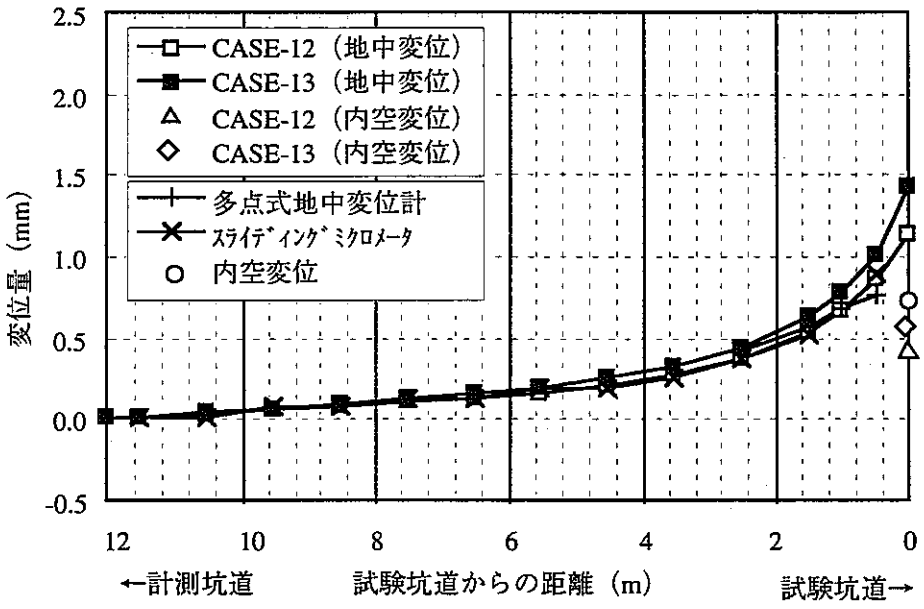
図—3.3.1.2 変位ベクトル図（CASE-13）

（2）地中変位分布

解析の結果得られた地中変位分布を図―3.3.1.3に示す。ここでいう地中変位量とは、最終状態（STAGE-3）における、各測定点と計測坑道（測線深度0.0m）の相対変位量である。図中には多点式地中変位計、スライディングミクロメータによる地中変位計測結果および内空変位測定結果を合わせて示した。ただし、内空変位については、値を半分にして平均的な壁面変位として示した。

解析結果から、試験坑道壁面から0.5mの位置での地中変位量は、損傷領域を考慮しない場合（CASE-12）で0.85mm、損傷領域を考慮した場合（CASE-13）で0.99mmであった。

このように、損傷領域を考慮しない場合と考慮した場合の変位差は0.14mm（試験坑道壁面から0.5m）であり、損傷領域の考慮の有無による相違は少ないと言える。また、両解析の結果は、地中変位計測結果とも良く一致している。

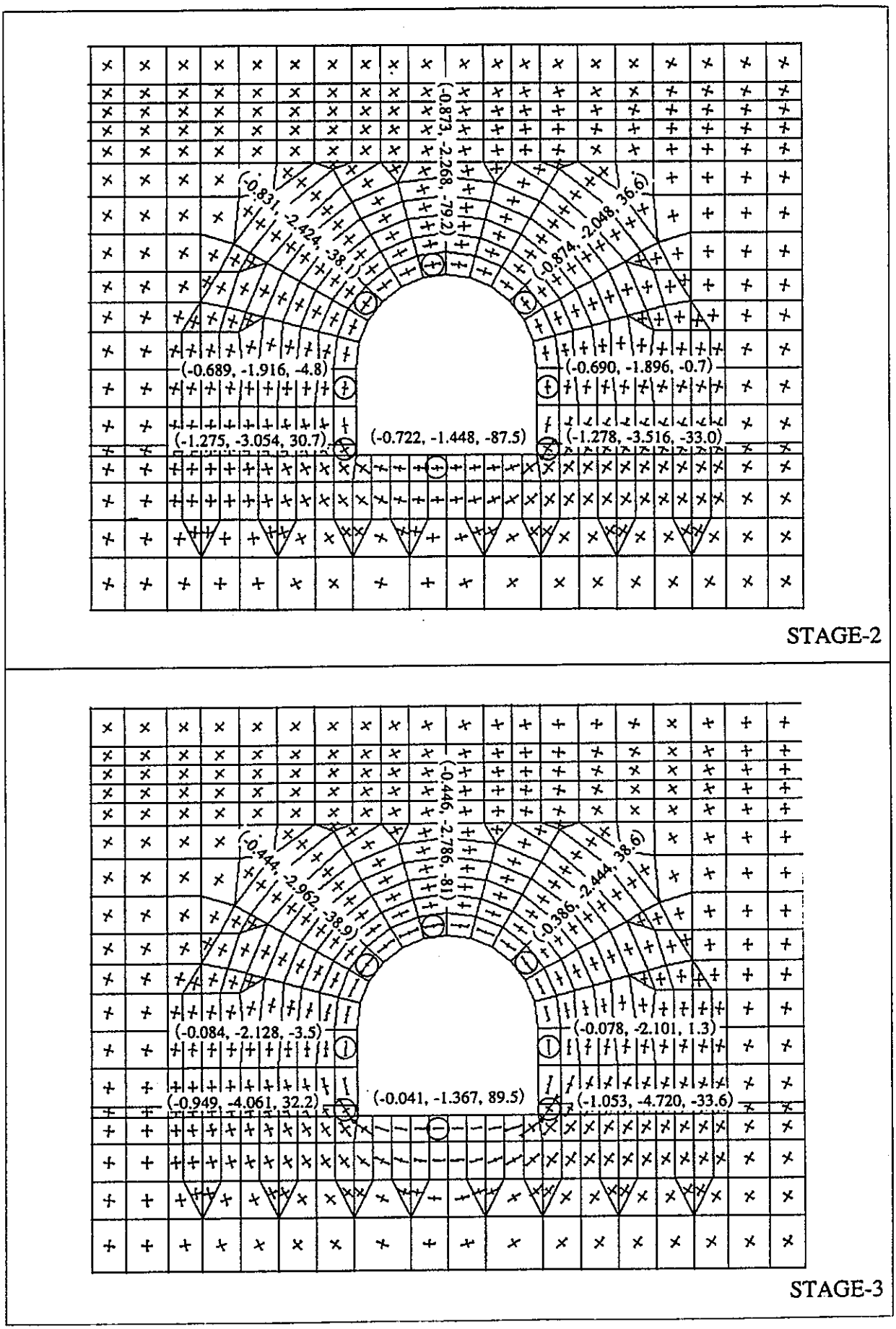


図―3.3.1.3　地中変位分布（機械掘削：解析値と計測値の比較）

3.3.2　応力

（1）主応力分布

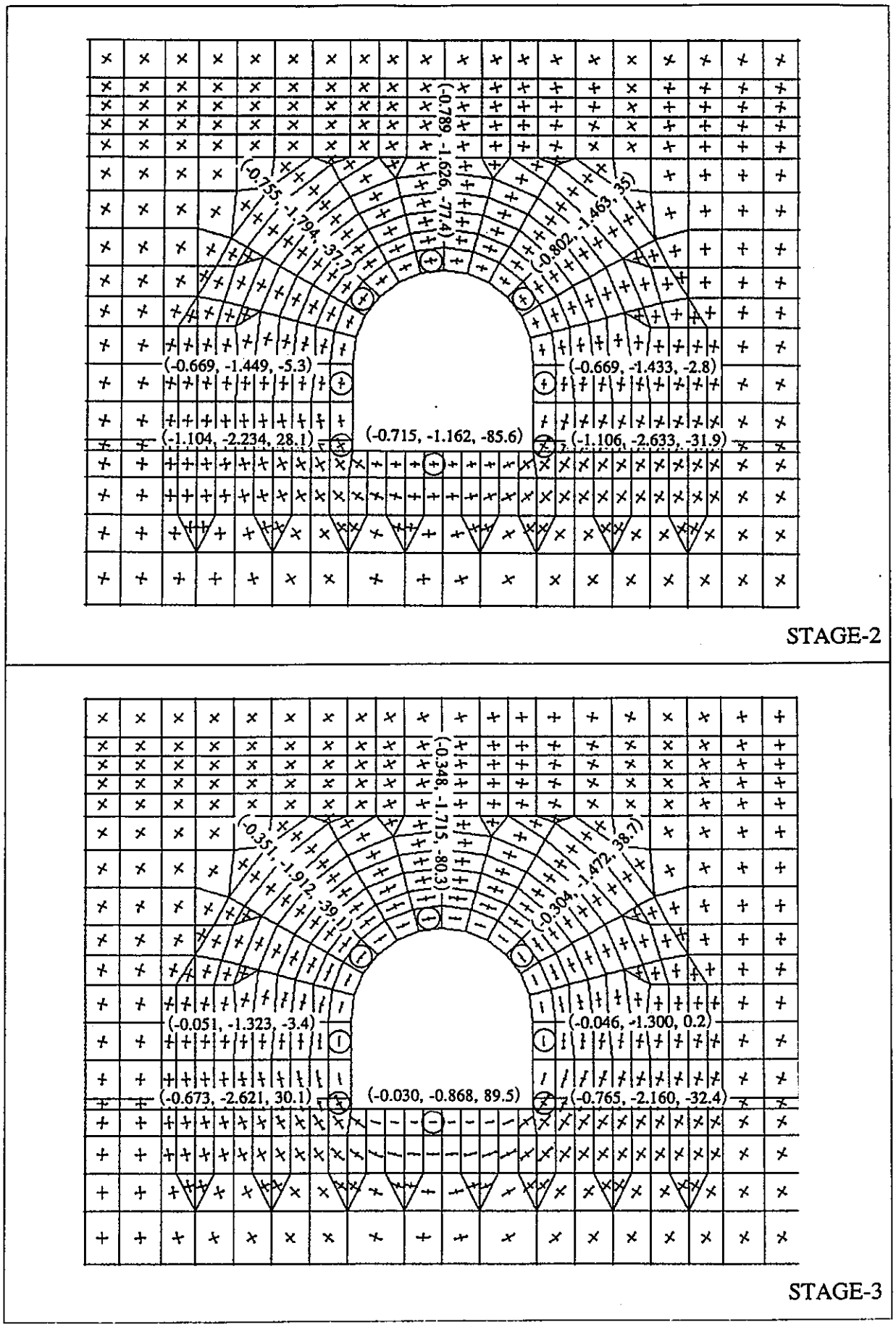
解析結果のうち、坑道掘削時の主応力分布を図―3.3.2.1および図―3.3.2.2に示す。図では、坑道の天端、アーチ肩部、側壁、隅角部および底版中央部に○印を付



1mモデルスケール ⟵ 10 MPa 応力スケール

(σ min, σ max, θ)
= (MPa, MPa, deg)

図—3.3.2.1 主応力図（CASE-12）



図—3.3.2.2 主応力図（CASE-13）

し、その要素の主応力値と傾きを示した。σ maxは最大主応力、σ minは最小主応力をそれぞれ示す。また、θは最大主応力の、鉛直上方から反時計周りを正とした場合の傾きを表す。

（2）局所安全係数

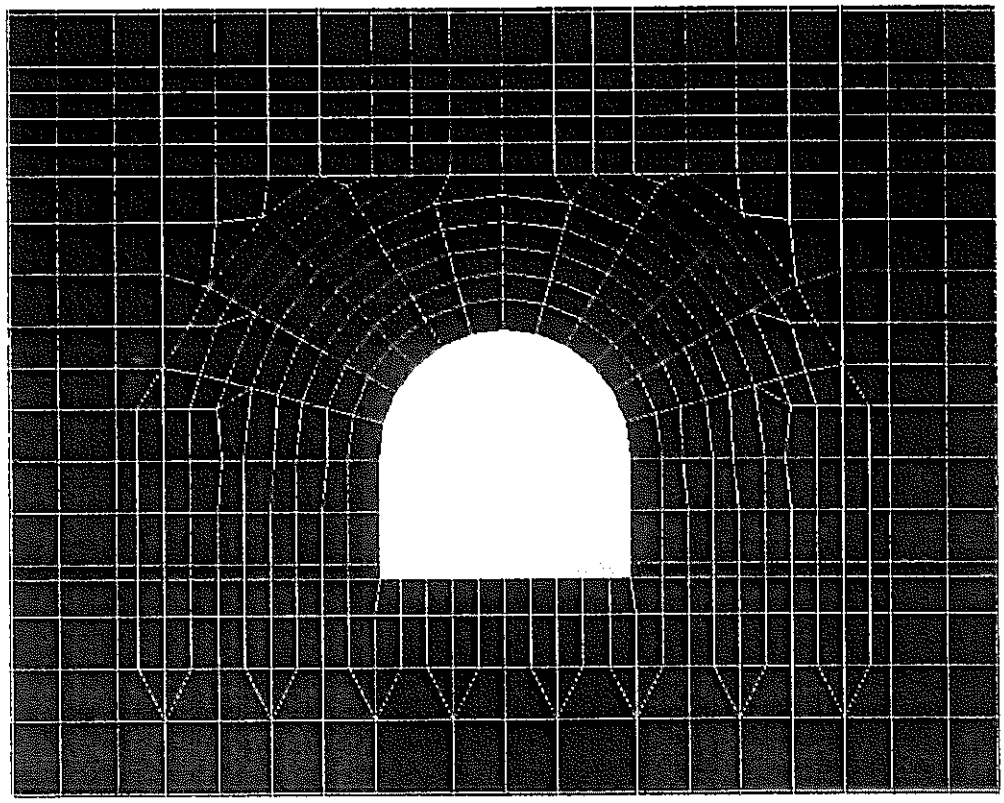
坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布を図―3.3.2.3および図―3.3.2.4に示す。なお、局所安全係数の定義は事前解析と同様である。

解析の結果は、いずれのケースにおいても破壊領域（局所安全係数1.0以下）は発生しておらず、地山は弾性状態と保っていると考えられる。なお、局所安全係数1.0～2.0の分布を見ると、損傷領域を考慮しないケースでは、この範囲は右側壁下端部に限定されるが、損傷領域を考慮するとそれが坑道壁面全周（損傷領域を設定した範囲）に広がることが分かる。

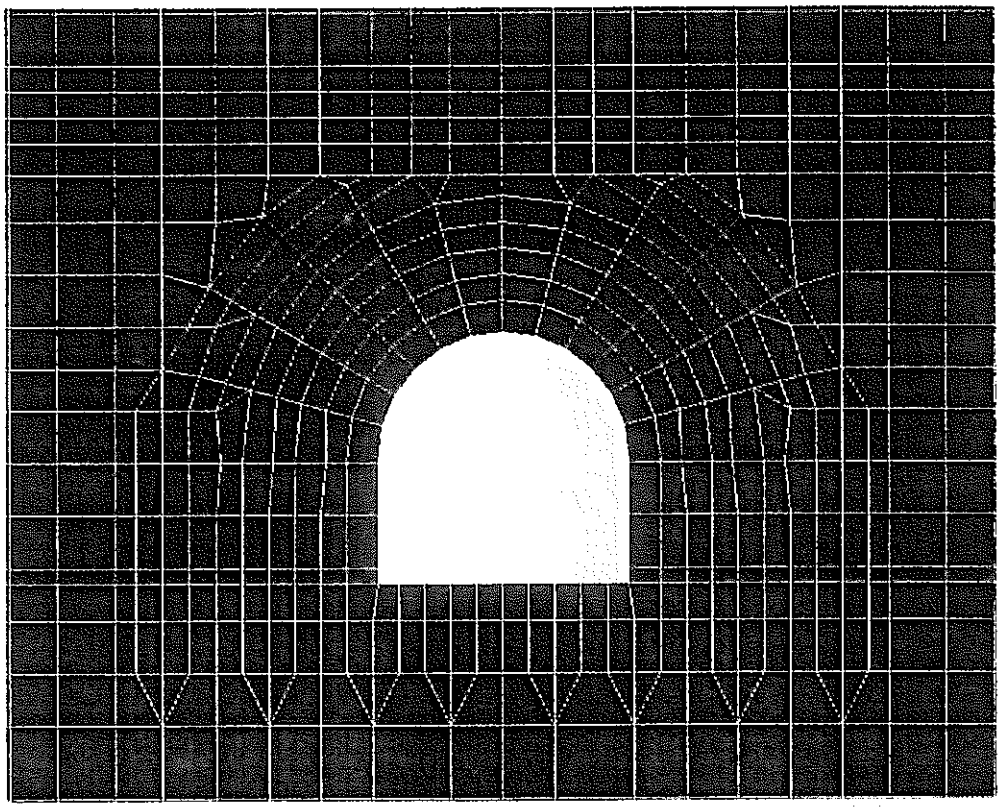
3.3.3　ひずみ

事後解析により得られた坑道近傍（坑道壁面から0.5,1.0,1.5m地点）のひずみを図―3.3.3.1に示す。図中には、事業団の調査により得られたひずみの計測値を合わせて示した。

解析結果からは、損傷領域の考慮の有無によるひずみの相違はほとんど見られなかった。また、実測値との比較では、水平方向のひずみは比較的良い相関を示しているものの、鉛直方向のひずみは、深度1.5mの地点を除き、計測値と解析結果に差異が見られた。

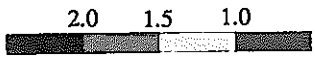


STAGE-2



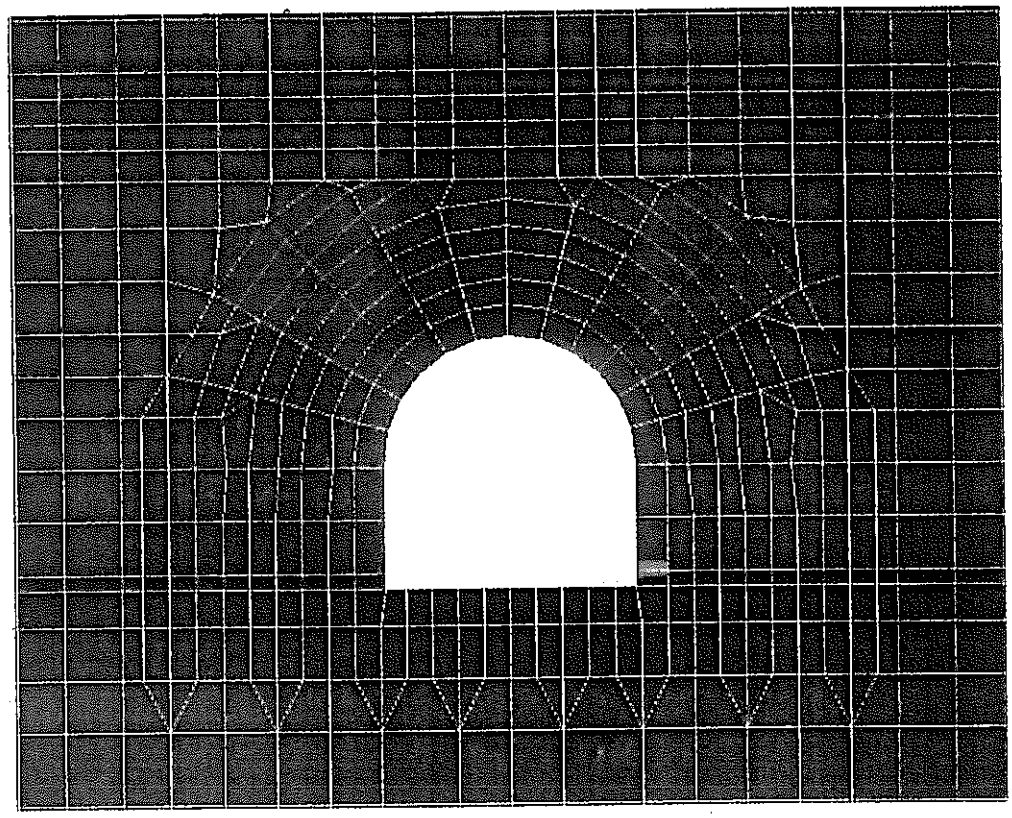
STAGE-3

1m モデルスケール

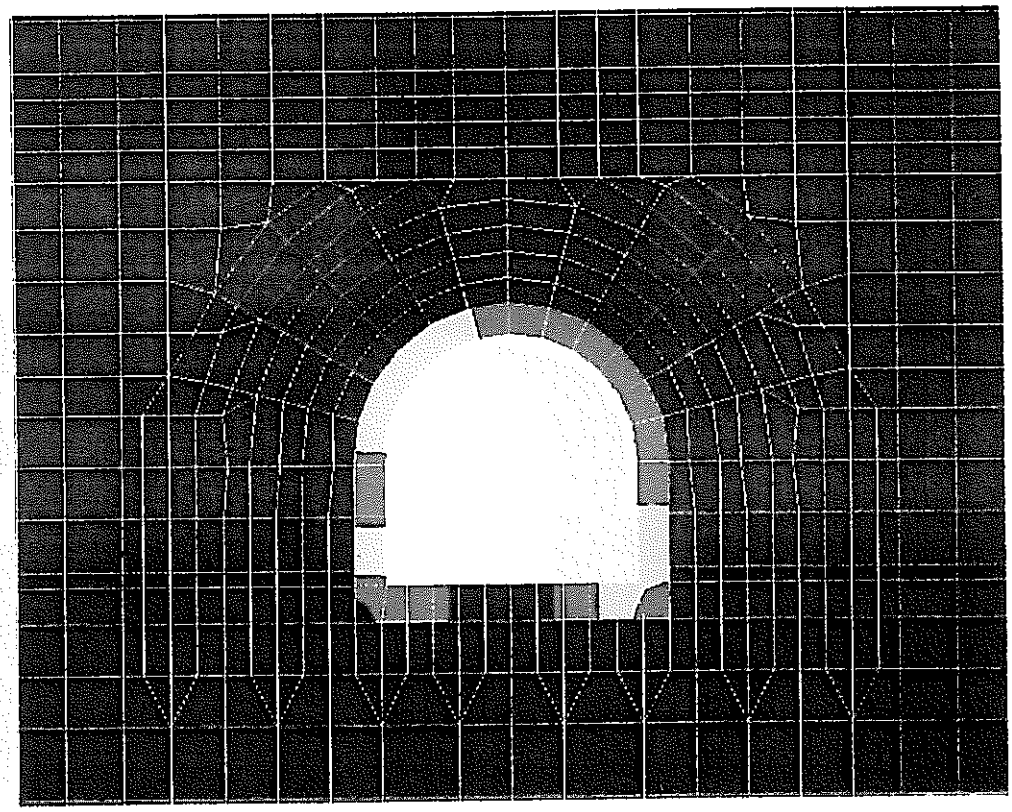


局所安全係数

図—3.3.2.3 局所安全係数分布図（CASE-12）

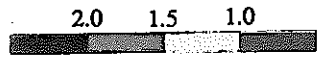


STAGE-2



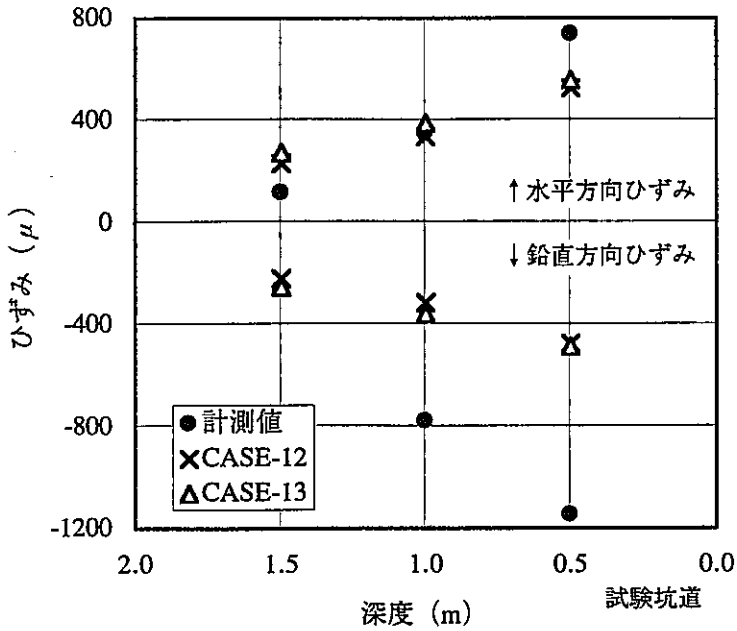
STAGE-3

1m モデルスケール



局所安全係数

図—3.3.2.4 局所安全係数分布図（CASE-13）



図—3.3.3.1　坑道近傍のひずみ解析結果

3.3.4　機械掘削時の岩盤のモデル化および解析方法について

今回の機械掘削影響試験の事後解析では、これまでに得られたボーリング調査結果、掘削時の壁面観察結果、室内岩石試験結果や原位置試験結果等を総合的に評価し、解析モデルの見直しを行って、掘削影響領域の解析上の取り扱いについて検討した。

解析結果を総合的に評価すると、以下のような条件で岩盤および施工過程をモデル化することにより、内空変位測定結果、地中変位測定結果およびひずみ計測結果（水平方向）を最もよく説明することができ、機械による坑道掘削時の変形挙動を評価できると考えられる。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果から、坑道位置での拘束圧に対応する変形係数を求め、この値を2倍して岩盤の変形係数と設定する。これは、微小ひずみ（最大でも1000μ）時の岩石の変形を比較的正確に測定できるとされている局所変位計による変形係数の値が、外部変位計による変形係数の値の約2倍であることを考慮している。

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道近傍の3箇所での応力解放法による測定値から算定した値を用い

る。

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、損傷領域での変形係数を低減させる。

3.3.5 発破掘削時を対象とした岩盤挙動解析

これまで、機械掘削時を対象として予測解析を行う際の岩盤のモデル化・解析方法について考察を行った。ここでは、この岩盤のモデル化・解析方法に従って昭和62年度および63年度に実施した発破掘削時の岩盤挙動解析[5)]を見直し、岩盤のモデル化・解析方法が工法の違いによらず空洞掘削問題に一般的（ただし、あくまで東濃鉱山北延坑道を対象とした場合である）に適用可能かどうか考察した。

（1）解析方法（発破掘削解析）

解析は、3.3.4で考察した岩盤のモデル化・解析方法に従う。

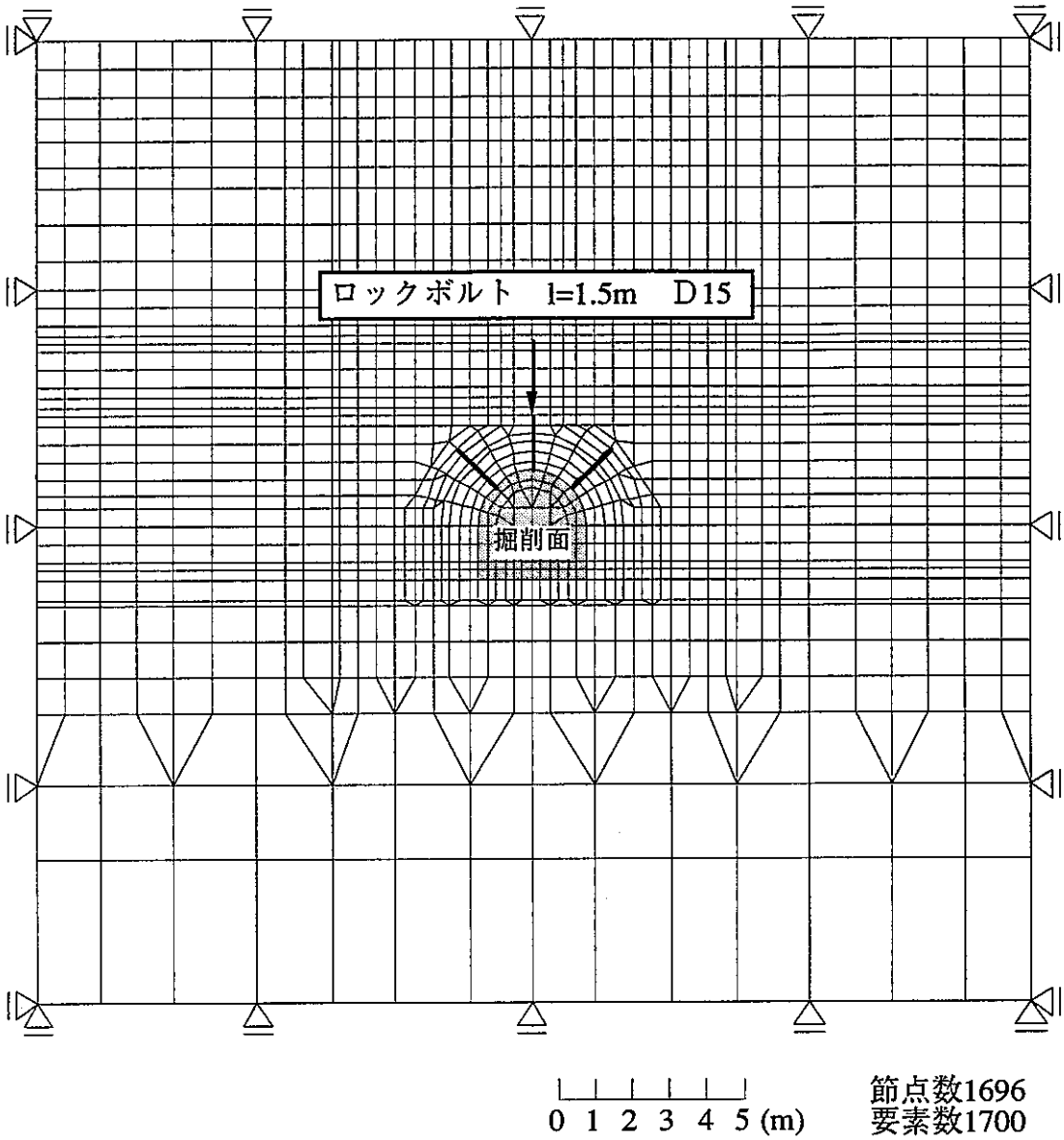
1）解析モデルの設定

解析モデルは、昭和62年度および63年度に用いたものを、岩盤のモデル化・解析方法に従って一部変更した。

解析対象断面は、昭和62年度および63年度に実施した発破掘削時の岩盤挙動シミュレーションで対象とした断面のうちのS0970断面（岩盤内変位計測を行う断面）に限定した。解析手法については、これまでの解析と同様に、2次元平面ひずみ有限要素法の弾塑性解析で、使用した解析コードは電力中央研究所作成のNONSAC（NONlinear Static Analysis of structurre Change）である。

岩盤モデルは、平成4年度と同様に地質構造を一様均質としたモデルを用いた。ただし、昭和62年度および63年度の解析では半断面モデルを用いたが、今回の解析では全断面モデルを用いた。

解析領域は、これまでの解析と同様に、坑道径（D）の3倍以上を坑道側壁面からそれぞれ上下左右に確保した。解析モデルを図—3.3.5.1に示す。



図—3.3.5.1　解析モデル（発破掘削）

2）解析用物性値の設定

(a)岩盤物性値

3.3.4で考察した岩盤のモデル化・解析方法では、岩盤の変形特性は実際に発生するひずみレベルに応じた値を用いるとした。機械掘削区間を対象とした解析では、変形係数として、室内岩石試験から得られる変形係数の2倍程度の値を設定した。

昭和62年度および63年度の解析に用いた岩盤の変形係数は、試験結果から求められたものではなく、予測解析結果が岩盤内変位や内空変位の計測結果をよく表現するように逆解析的に決定したものである。ここでは、解析に用いる岩盤変形係数としては、昭和62年度および63年度の解析に用いた値をそのまま用いることとした。

・健全部

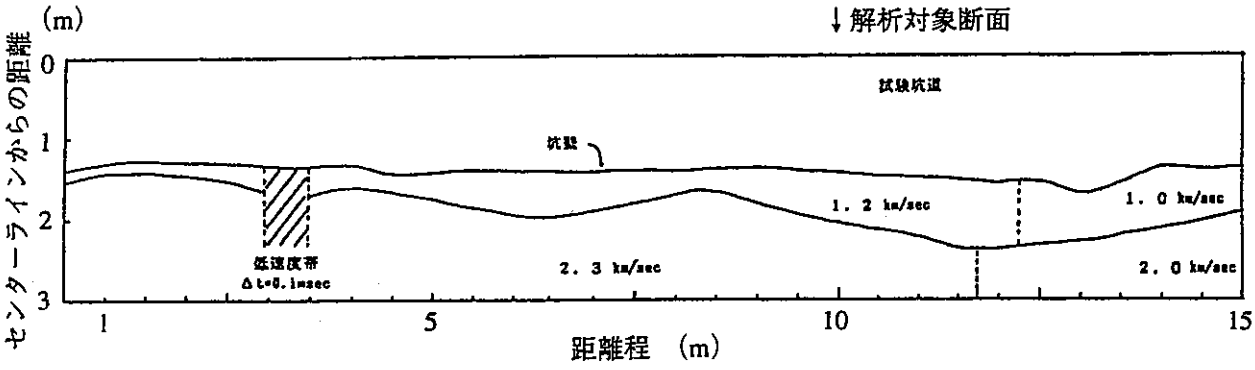
$Ed = 1{,}500$ MPa　　$\nu = 0.3$

なお、強度特性は三軸圧縮試験の結果から次のように設定した。これは、昭和62年度および63年度の解析と同様である。

$C = 1.27$ MPa　　$\phi = 25.0^{\circ}$

・損傷領域

弾性波探査の結果（図—3.3.5.2）から、坑道壁面から損傷領域の幅および物性値を以下のように設定した。



図—3.3.5.2　屈折法弾性波探査結果（発破掘削区間）

・損傷領域の幅

屈折法弾性波探査により得られる速度低下域の深度を損傷領域の幅とした。解析対象断面近傍での速度低下域の深度は、側壁から約0.8mである。

・損傷領域の物性値

屈折法弾性波探査により得られた低速度域と健全部の弾性波速度から以下のように設定した。

$Ed = 400\ MPa \quad \nu = 0.3$

強度特性は、粘着力を健全部の30%とし、内部摩擦角は健全部と同一とした。

$C = 0.34\ MPa \quad \phi = 25.0^{\circ}$

発破掘削解析での岩盤物性値一覧を表—3.3.5.1に示す。

表—3.3.5.1　発破掘削解析での岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）

	健全部				損傷領域			
	変形特性		強度特性		変形特性		強度特性	
	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	ϕ (°)	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	ϕ (°)
粗粒砂岩	1.50	0.3	1.27	25.00	0.4	0.3	0.34	25.00
設定根拠	試行錯誤により決定	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果から算出	三軸圧縮試験結果から算出	健全部の30%の値（屈折法弾性波探査結果から算定）	健全部と同じ	健全部の30%の値	健全部と同じ

・支保工

試験坑道で支保工として用いられたロックボルトを解析で評価する。解析用物性値は、昭和62年度および63年度の解析と同様である。支保工物性値一覧を表—3.3.5.2に示す。

表—3.3.5.2　支保工物性値一覧

	ロックボルト（l=1.5m）	
	E (GPa)	A (cm^2)
粗粒	206	5.067
設定根拠	一般的な鋼の弾性係数	D25の公称断面積

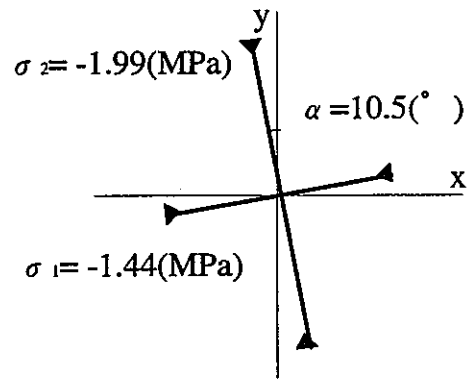
(b)境界条件

モデル境界の拘束条件は前の図—3.3.5.1に示してある。

(c)荷重条件

荷重条件としては、昭和62年度に実施した応力解放法（OC法）で得た初期応力値を用いた。図—3.3.5.3に初期応力値を示す。

解析領域全体における初期応力は、鉛直方向については地表面での値を0として線形補間した。水平成分については側圧係数に基づいて設定した。



図—3.3.5.3　初期応力値（発破掘削坑道周辺にて応力解放法により測定）

3）施工段階のモデル化

施工段階は、平成4年度の解析と同様に以下の3ステージにモデル化した。モデル化においては、特性曲線により実際の内空変位の計測ポイント設置時期と切羽進行との関係を考慮した。今回対象としているS0970断面での計測ポイント設置時の切羽位置は+0.18Dである。

STAGE-1：初期応力の設定（切羽位置-2D）

STAGE-2：坑道掘削（全断面）　掘削解放力65％作用（切羽位置+0.18D）

STAGE-3：支保工打設　掘削解放力35％作用（切羽位置+3D）

4）解析ケース

本検討では、機械掘削時の解析から考察した岩盤のモデル化・解析方法が、発破掘削時の岩盤挙動解析にも適用可能かどうかを検討する。なお、ここでは比較のため損傷領域を考慮しない場合の解析も実施する。よって、解析ケースは以下の2ケー

スとした。

解析ケース：CASE-14　損傷領域を考慮しない

CASE-15　損傷領域を考慮する

CASE番号は事前解析との混同を避けるため、平成5年度の事前解析からの通し番号とした。

（2）解析結果（発破掘削解析）

1）変位

掘削に伴う変位分布を図—3.3.5.4および図—3.3.5.5に示す。なお、図中のxは水平右方向を正、yは鉛直上方向を正としている。

(a)変位増分

坑道掘削時から支保工打設時までの変位増分が、坑道掘削後に測定できる変位である。表—3.3.5.3に、図—3.3.5.4および図—3.3.5.5から読み取った天端沈下、水平方向の内空変位、底版の浮き上がりを示す。表には実際の計測の結果を合わせて示した。

ここで、岩盤のモデル化・解析方法に従った解析（CASE-15：損傷領域を考慮）から得られる内空変位量は2.62mmであり、内空変位の計測精度を勘案すると、計測結果（2.10mm）とよく一致していると考えられる。一方、損傷領域を考慮しない場合（CASE-14：損傷領域を考慮しない）の内空変位量は1.30mmとなり、計測結果とは大きく異なっている。

表—3.3.5.3　坑道掘削後の変位（発破掘削：解析値と計測値の比較）

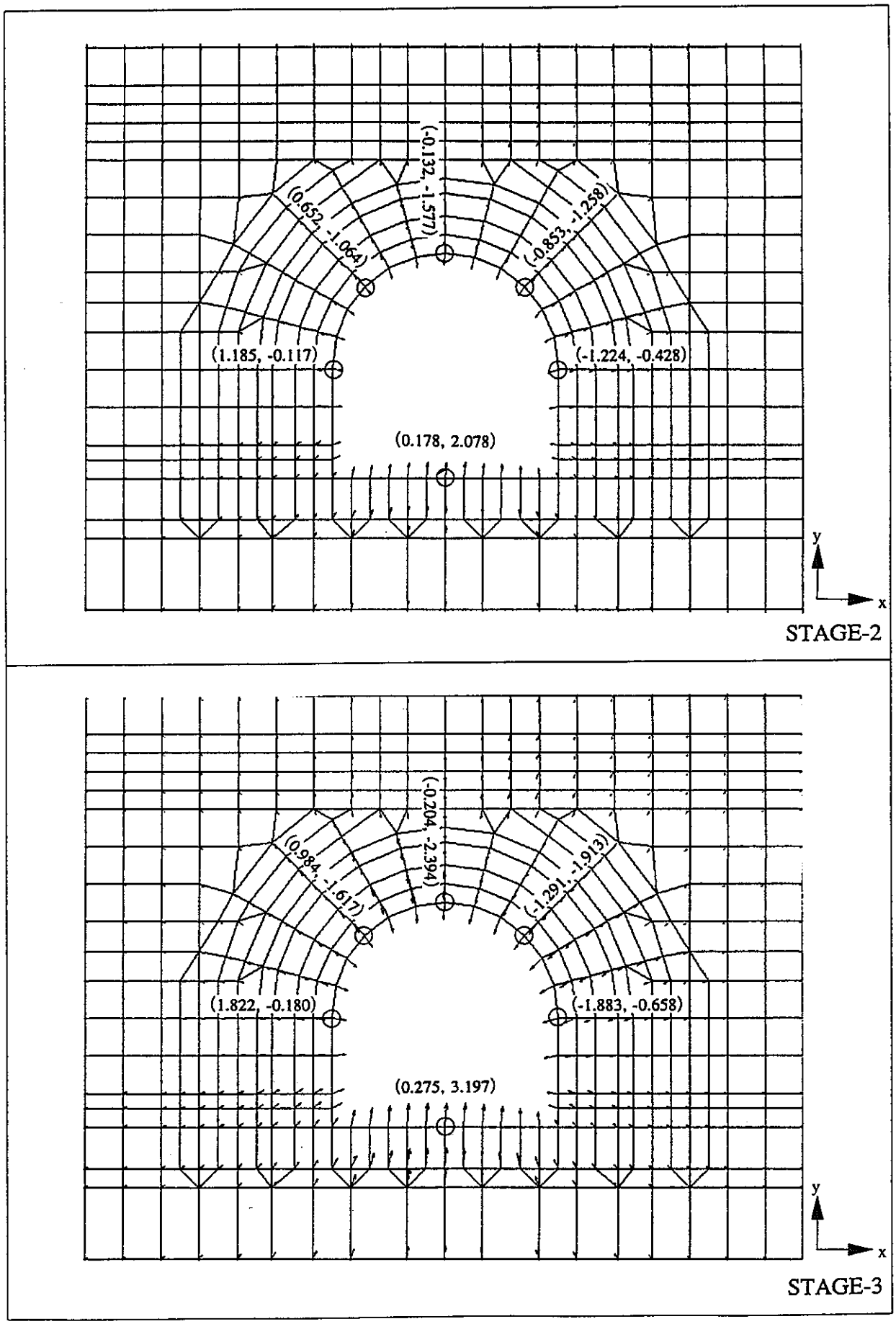
	①天端沈下 (mm)	②内空変位*2 (mm)	③底版浮上り (mm)	変形比 ②／(①+③)
CASE−14*1	0.82	1.30	1.12	0.67
CASE−15*1	1.41	2.62	2.03	0.76
S0970計測値		2.10		

*1 解析値は(STAGE3-STAGE2)の値

*2 左右の変位の和

(b)地中変位分布

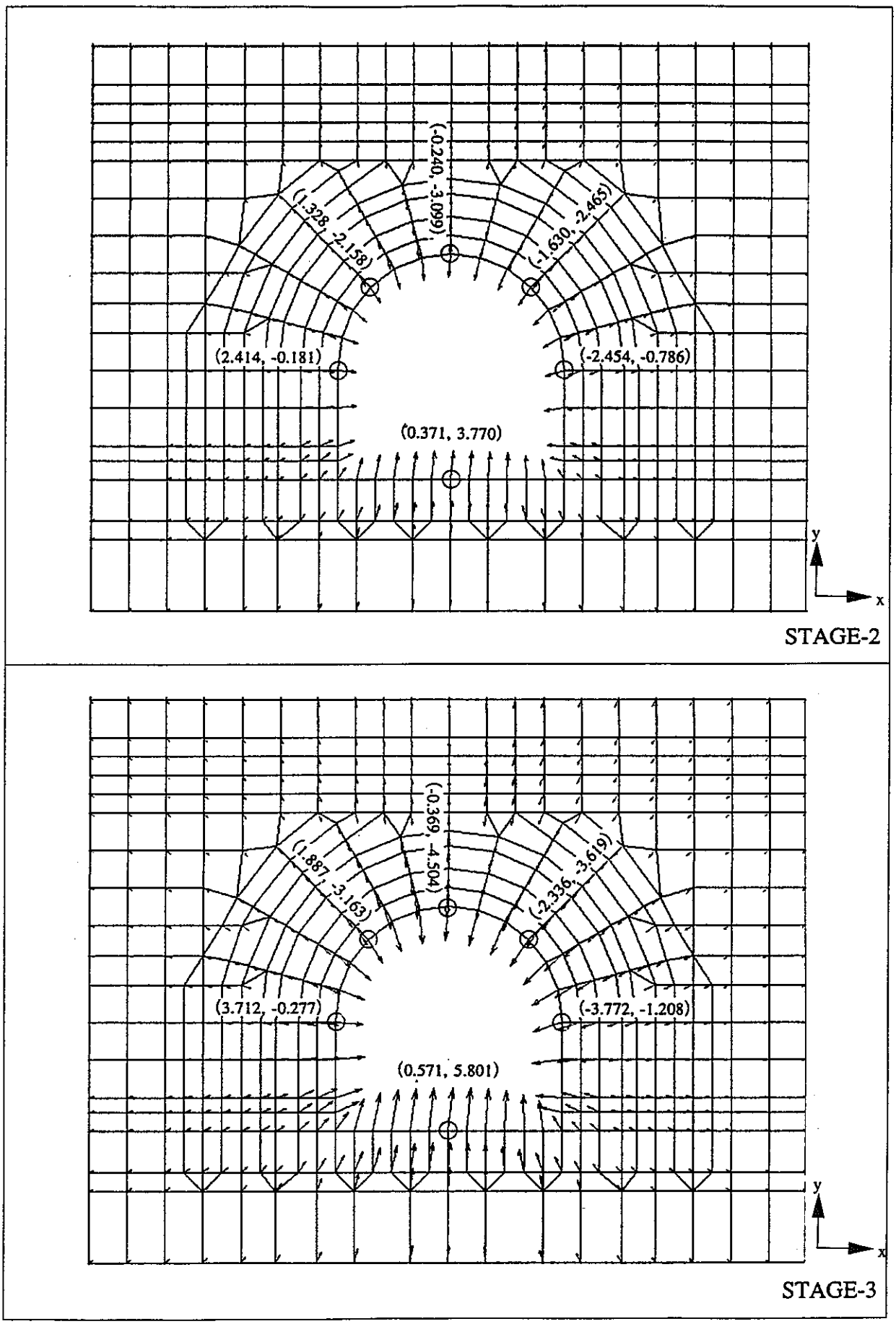
解析の結果得られた地中変位分布を図—3.3.5.6に示す。ここでいう地中変位量と



1mモデルスケール ←— 6mm 変位スケール （x方向変位、y方向変位）

単位:mm

図－3.3.5.4 変位ベクトル図(CASE-14)



1mモデルスケール ⟵ 6mm 変位スケール （x方向変位、y方向変位）

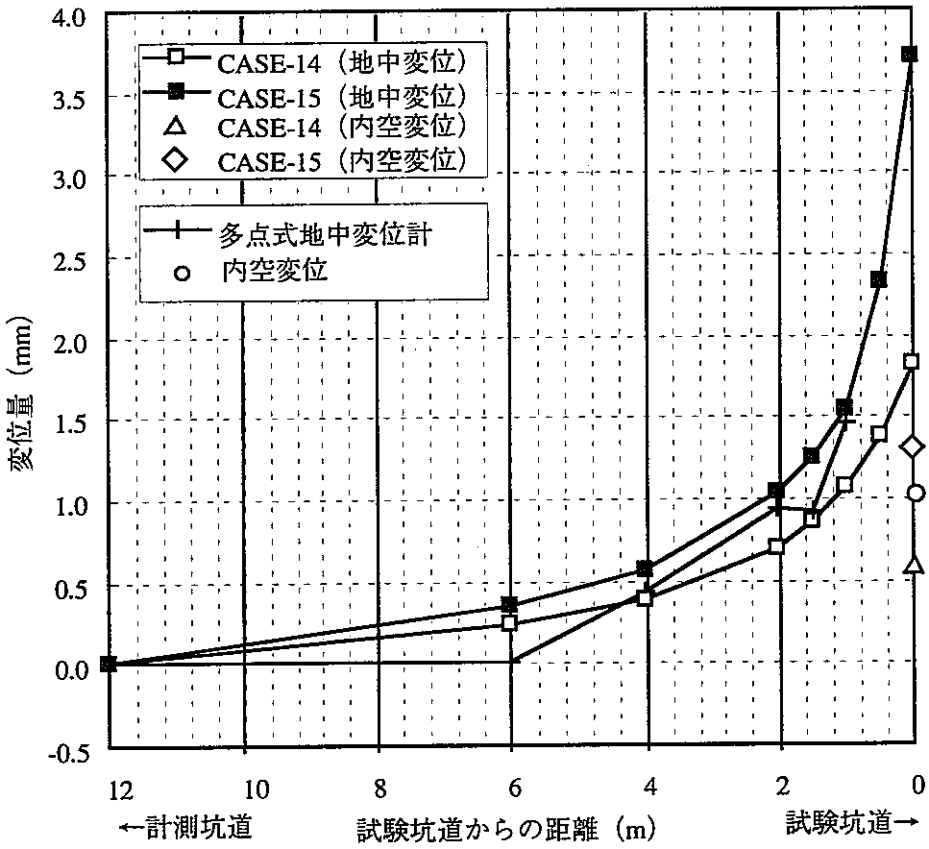
単位:mm

図－3.3.5.5 変位ベクトル図(CASE-15)

は、最終状態（STAGE-3）における、各測定点と計測坑道（測線深度1.0m）の相対変位量である。図中には多点式地中変位計による地中変位計測結果および内空変位計測結果を合わせて示した。ただし、内空変位については、値を半分にして平均的な壁面変位として示した。

機械掘削坑道での岩盤のモデル化・解析方法に従った解析（CASE-15：損傷領域を考慮）の結果から、試験坑道壁面から1.0mの位置での地中変位量は1.54mmであり、多点式地中変位計による変位計測結果（1.46mm）とよく一致している。また、多点式地中変位計による計測結果に見られる坑道壁面近傍での変位の急激な伸びについても、解析の傾向は計測結果とよく一致していると言える。

一方、損傷領域を考慮しない場合（CASE-14）の試験坑道壁面から1.0m地点の地中変位は1.07mmで、計測結果との差異が見られる。また、坑道壁面近傍での変位についても、計測結果に見られるような急激な伸びは表現されていない。



図—3.3.5.6　地中変位分布（発破掘削：解析値と計測値の比較）

2）応力

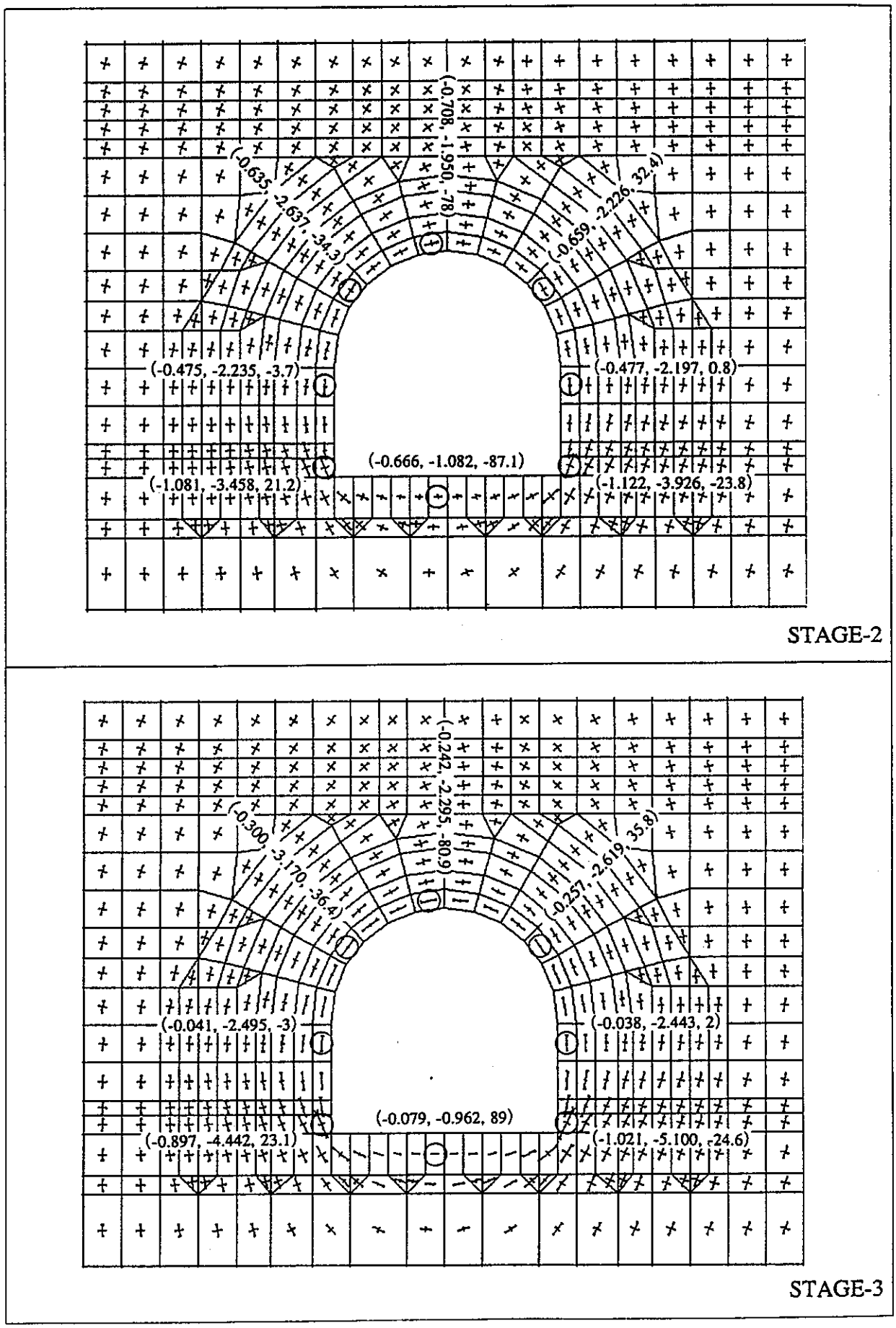
(a)主応力分布

解析結果のうち、坑道掘削時の主応力分布を図―3.3.5.7および図―3.3.5.8に示す。図では、坑道の天端、アーチ肩部、側壁、隅角部および底版中央部に○印を付し、その要素の主応力値と傾きを示した。σ maxは最大主応力、σ minは最小主応力をそれぞれ示す。また、θは最大主応力の、鉛直上方から反時計周りを正とした場合の傾きを表す。

(b)局所安全係数

坑道周辺岩盤の局所安全係数の分布を図―3.3.5.9および図―3.3.5.10に示す。なお、局所安全係数の定義はこれまでの解析と同様である。

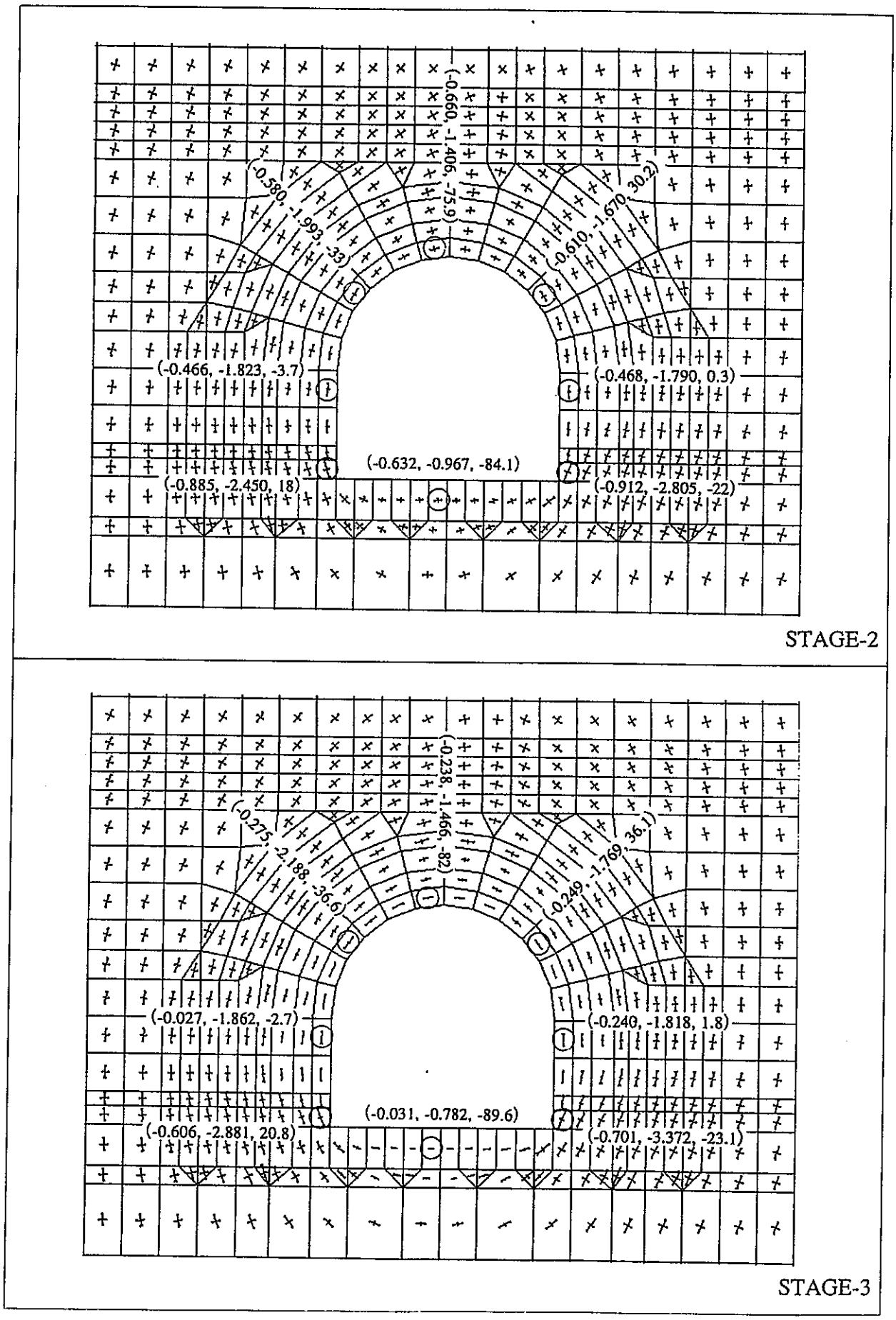
岩盤のモデル化・解析方法に従った解析（CASE-15）では、局所安全係数が1.0以下となる部分（図中赤色）が生じており、破壊領域が側壁部に厚く下端側に小さい分布で発生している。ただし、この局所安全係数が1.0以下となる範囲は、解析モデルで設定した物性低下領域内に納まっており、発破損傷が発生した後、さらにそれを上回って掘削時の応力解放による破壊領域が発生するような現象はなかったと推定される。一方、損傷領域を考慮しない場合には、局所安全係数が1.0以下となる部分は生じていない。



1mモデルスケール ⟵ 10 MPa 応力スケール

(σ min, σ max, θ)
= (MPa, MPa, deg)

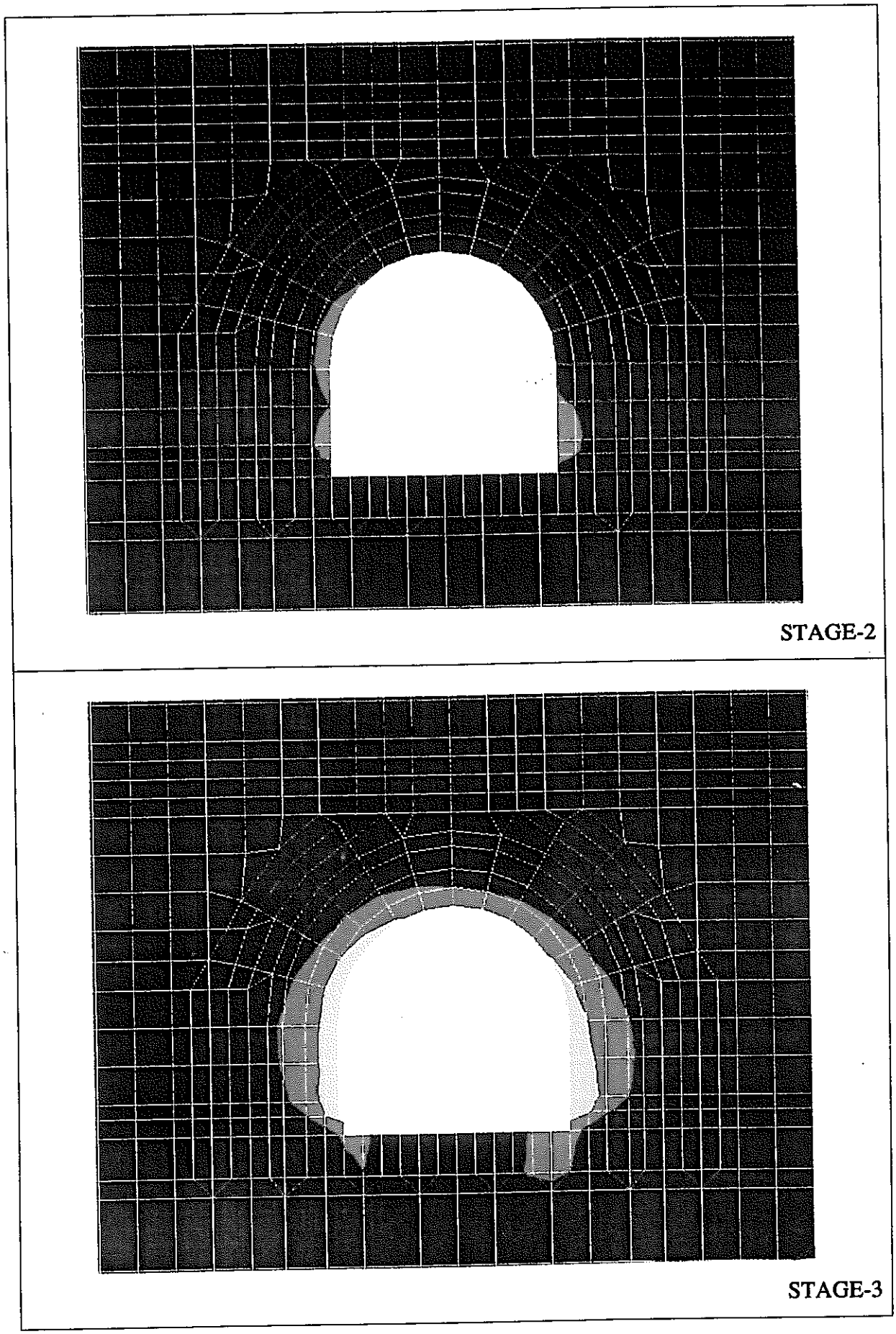
図－3.3.5.7　主応力図(CASE-14)



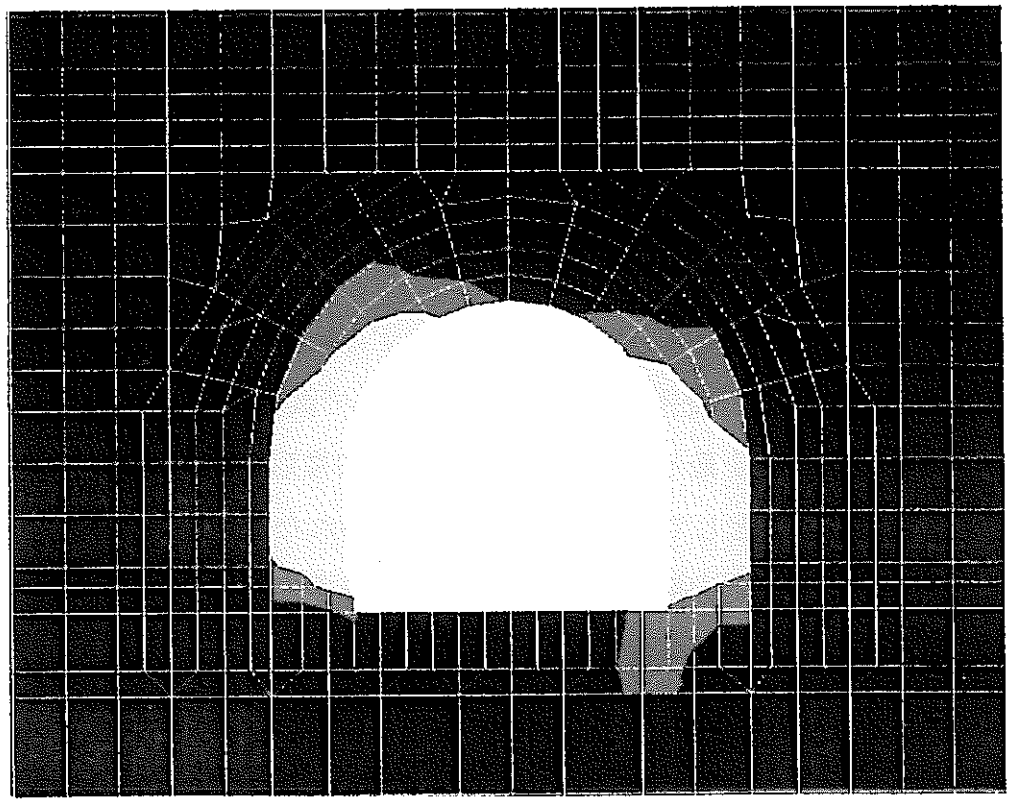
1mモデルスケール ⟵ 10 MPa 応力スケール

(σ min, σ max, θ) = (MPa, MPa, deg)

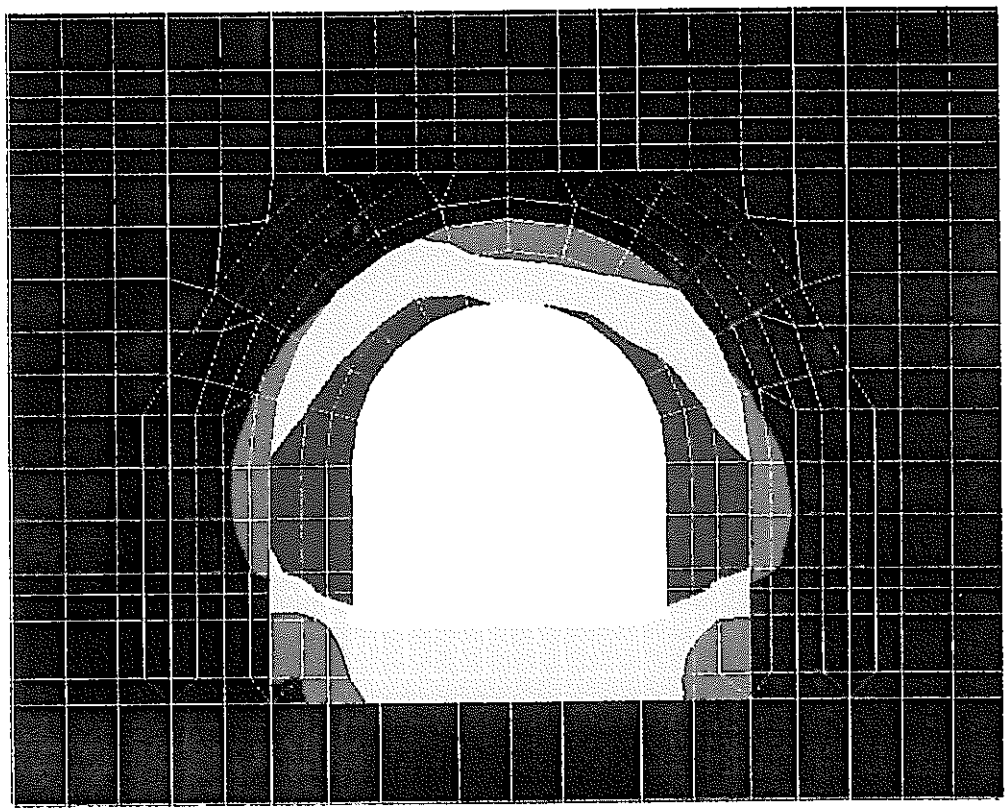
図－3.3.5.8　主応力図(CASE-15)



図－3.3.5.9　局所安全係数分布図(CASE-14)

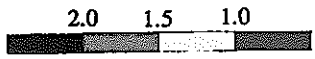


STAGE-2



STAGE-3

1m モデルスケール



局所安全係数

図－3.3.5.10　局所安全係数分布図(CASE-15)

（3）考察（発破掘削解析）

解析結果を総合的に評価すると、以下のような条件で岩盤および施工過程をモデル化することにより、発破掘削時の内空変位測定結果および地中変位測定結果を最もよく説明することができ、発破による坑道掘削時の変形挙動を評価できると考えられる。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果も考慮して試行錯誤により岩盤内変位分布や内空変位を最も良く説明できる岩盤の変形係数を決定した。

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、損傷領域での変形係数を低減させる。

3.4 まとめ

（1）機械掘削時の岩盤の変形挙動の数値解析について

機械掘削時の岩盤の変形挙動を数値解析により説明するため、岩盤や施工過程のモデル化の検討を行った。その結果、以下のような条件で岩盤および施工過程をモデル化することにより、内空変位測定結果、地中変位測定結果およびひずみ計測結果（水平方向）を最もよく説明することができた。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果から、坑道位置での拘束圧に対応する変形係数を求め、この値を2倍して岩盤の変形係数と設定する。これは、微小ひずみ（最大でも1000μ）時の岩石の変形を比較的正確に測定できるとされている局所変位計による変形係数の値が、外部変位計による変形係数の値の約2倍であることを考慮している。

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道近傍の3箇所での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、損傷領域での変形係数を低減させる。

（2）発破掘削時の岩盤の変形挙動の数値解析について

（1）の機械掘削時の岩盤の変形挙動の岩盤や施工過程のモデル化の考え方を発破掘削時の数値解析に適用した。その結果、発破掘削時の数値解析についても、以下のような条件で岩盤および施工過程をモデル化することにより、内空変位測定結果および地中変位測定結果をよく説明することができた。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果も考慮して試行錯誤により岩盤内変位分布や内空変位を最も良く説明できる岩盤の変形係数を決定した。

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、損傷領域での変形係数を低減させる。

（3）岩盤の掘削時の予測解析のための岩盤や施工過程のモデル化について

（1）および（2）の結果を総合すると、坑道掘削時の数値解析を行って、岩盤の変形挙動を予測するためには、機械掘削および発破掘削という工法の違いによらず以下の点が重要であると考えられる。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する

ただし、これはあくまで東濃鉱山北延NATM坑道を対象とした解析からの考察であり、他の岩種、初期応力状態、掘削断面の大きさなどの条件に対して適用する場合には、別途評価が必要と思われる。

参考文献

3.事後解析

1)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC ZK 1449 94-002　機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成5年度〕」, 1994.6

2)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC ZK 1449 95-003　機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成6年度〕」, 1995.3

3)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC ZK 1449 96-004　機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の調査」, 1996.3

4)龍岡文夫「土と岩の変形特性」, ダム技術No.64 , 1992

5)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC SJ4449 89-003(1)　掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発（Ⅱ）」, 1989.3

4. 調査・解析の取りまとめ・評価

4.1 各試験・調査により得られるデータの取りまとめ

事後調査項目および数量を表－4.1.1に示す。

今年度実施した各試験・調査により得られた知見を以下にまとめて示す。

表－4.1.1 事後調査項目および数量一覧

調査・試験項目	方法	数量	試錐孔名または場所
室内物性試験	物理試験	72試料	ML-1～4 MA-2
	一軸圧縮試験	36供試体	
	圧裂引張試験	36供試体	
	弾性波速度測定	72供試体	
変位測定	多点式地中変位計	2回	MD-1
	スライディングミクロメータ	2回	MD-2
弾性波探査	屈折法	3測線	天端15m 西側壁30m 底盤15m
トモグラフィ調査	弾性波、比抵抗	1断面、掘削後1回	MT-1,MT-2
PS検層	カケヤによる打撃	6孔	MPS-1～4 MT-1,MT-2
孔内載荷試験	等圧分布載荷方式	5地点	MK-1
岩盤応力測定	AE法	5地点から採取	MA-1,2,3
孔内壁面観察	カメラ方式	4孔	MK-1,MC-2 MT-1,2

4.1.1 室内物性試験

掘削による影響領域の範囲を把握する目的で、掘削した坑道壁面にできるだけ近い位置から奥に向かって連続的に岩石試料を採取し、物理試験（密度、有効間隙率、吸水率、土粒子の密度）、超音波速度測定、一軸圧縮試験、圧裂引張試験を実施した。

試験結果は、物性値を坑道壁面からの距離で整理して掘削影響領域を求めた。試験方法が異なると、推定される掘削影響領域も異なる結果となった。機械掘削区間では坑道壁面から3.0mまでの範囲内に、発破掘削区間でもほぼ同様に坑道壁面から

3.0mの範囲内にばらついている。このようにばらつきがあることから、室内試験結果のみから機械掘削と発破掘削の影響領域を推定することは困難である。

4.1.2 原位置調査・試験

（1）岩盤内変位測定

坑道掘削終了後の変形挙動を測定することと異なる計測器どうしの性能の比較を目的とし、多点式地中変位計とスライディングミクロメーターによる測定を行った。その結果、多点式地中変位計による測定では、変位増分が測定精度内の値となったのに対し、スライディングミクロメーターによる測定では、すべての測定点で変位増分が測定精度を超える値となった。変位計を設置した孔の亀裂分布に顕著な相違はないが、岩相が異なっている部分があり、岩盤変位量が異なる原因の１つと考えられた。

（2）屈折法弾性波探査

掘削に伴う弾性波速度の変化により掘削影響をとらえることを目的とし、坑道を掘削したのち、底盤、天端、西側壁の3測線に対し、屈折法弾性波探査を機械掘削区間と発破掘削区間の両方で実施した。

その結果、今回設置した測線に対し、坑道壁面に近い層の速度は、機械掘削区間で1.7～2.1km/secで、発破掘削区間の1.3～1.5km/secよりも大きくなった。また、その層厚は、機械掘削区間が10～50cmで、発破掘削区間の10～70cmよりも小さくなった。このことから、屈折法弾性波探査により得られた結果からは、機械掘削が岩盤に与える影響は、発破掘削による影響に比べて小さいと考えられる。

（3）トモグラフィ調査

掘削に伴う弾性波速度や比抵抗値の変化から、掘削影響をとらえることを目的とし、弾性波トモグラフィおよび比抵抗トモグラフィ調査を実施した。その結果、弾性波トモグラフィについては、坑道掘削後に掘削前よりも速度の増加した領域が発生した。比抵抗トモグラフィ調査については、掘削に伴う比抵抗値の有意な変化が認められず、掘削による影響としてはとらえられなかった。

（4）AE法による岩盤応力測定

試験坑道の周辺岩盤の掘削後の再配分された応力状態をAE法により調査した。その結果、掘削壁面から3mまでが坑道掘削に伴う応力再配分の影響を受けていることがわかった。また、ドラッガー・プラーガーの降伏判定式を用いて降伏状態を調べたところ、坑道周辺の岩盤は弾性状態にあることが分かった。

（5）孔内載荷試験

坑道の掘削前後で孔内載荷試験を実施し、変形係数の変化から掘削影響領域を把握することを試みた。その結果、変形係数は掘削前後で3～7%前後の差異が生じており、掘削によって坑道周辺岩盤の変形特性が変化したと考えるよりも、時間経過に伴う孔壁面の風化・変質の影響が表れたものと考えられる。

（6）PS検層

PS検層によって得られたP波およびS波速度から掘削影響領域を把握することを目的とした。また、弾性波トモグラフィにより得られた速度分布とPS検層から得られたP波速度を比較し、結果の検証を行った。弾性波トモグラフィにより得られたP波速度と、PS検層から得られたP波速度を比べると、坑道壁面から3～4mまではPS検層によって得られたP波速度の低下が認められたが、4mより深い地点ではほぼ同じ速度層となっていることが分かった。

発破掘削区間は、側壁方向が坑壁から1.5mまでが掘削影響領域で、天端方向が坑壁から1.0mまでが掘削影響領域であることがわかった。一方、機械掘削区間は、側壁方向が坑壁から1.0mまでが掘削影響領域で、天端方向が坑壁から1.5mまでが掘削影響領域であることがわかった。

（7）孔内壁面観察

試験坑道の掘削に伴う既存の割れ目の変化や、新たな割れ目の発生を調べることを目的とし、BIPシステムを用いて孔内壁面観察を実施した。その結果、坑道掘削に伴って新たな割れ目が生成されていないことと、既存の割れ目の幅が変化していないことが分かった。

4.2 振動計測のデータ解析

4.2.1 目的

掘削時に岩盤に外力が作用した結果として生じる応答が、機械掘削と発破掘削という工法の違いでどの程度異なるかを把握することを目的とし、平成7年度に掘削時の振動データを取得した[1)]。

ここでは、

・発破振動による加速度（速度）と距離、薬量との関係把握

・機械振動による加速度（速度）と距離の関係把握

を目的とし、振動計測データの解析を行った。

さらに、機械掘削と発破掘削という掘削工法の違いが岩盤に与える影響の違いについて考察した。

4.2.2 発破掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離、薬量との関係把握

（1）発破振動測定の仕様

発破振源からの距離が極端に小さい場合を対象とし、距離、薬量と最大加速度（または最大速度）の関係式を求めることを目的とし、データ解析を行った。

坑道は1回の発破で1m掘削し、3回の発破で合計3m掘削した。発破振動の測定も各発破ごとに、図－4.2.2.1に示す位置で以下の日時に合計3回実施した。

1回目：平成7年9月 4日（月）午前10：25

2回目：平成7年9月11日（月）午前10：10

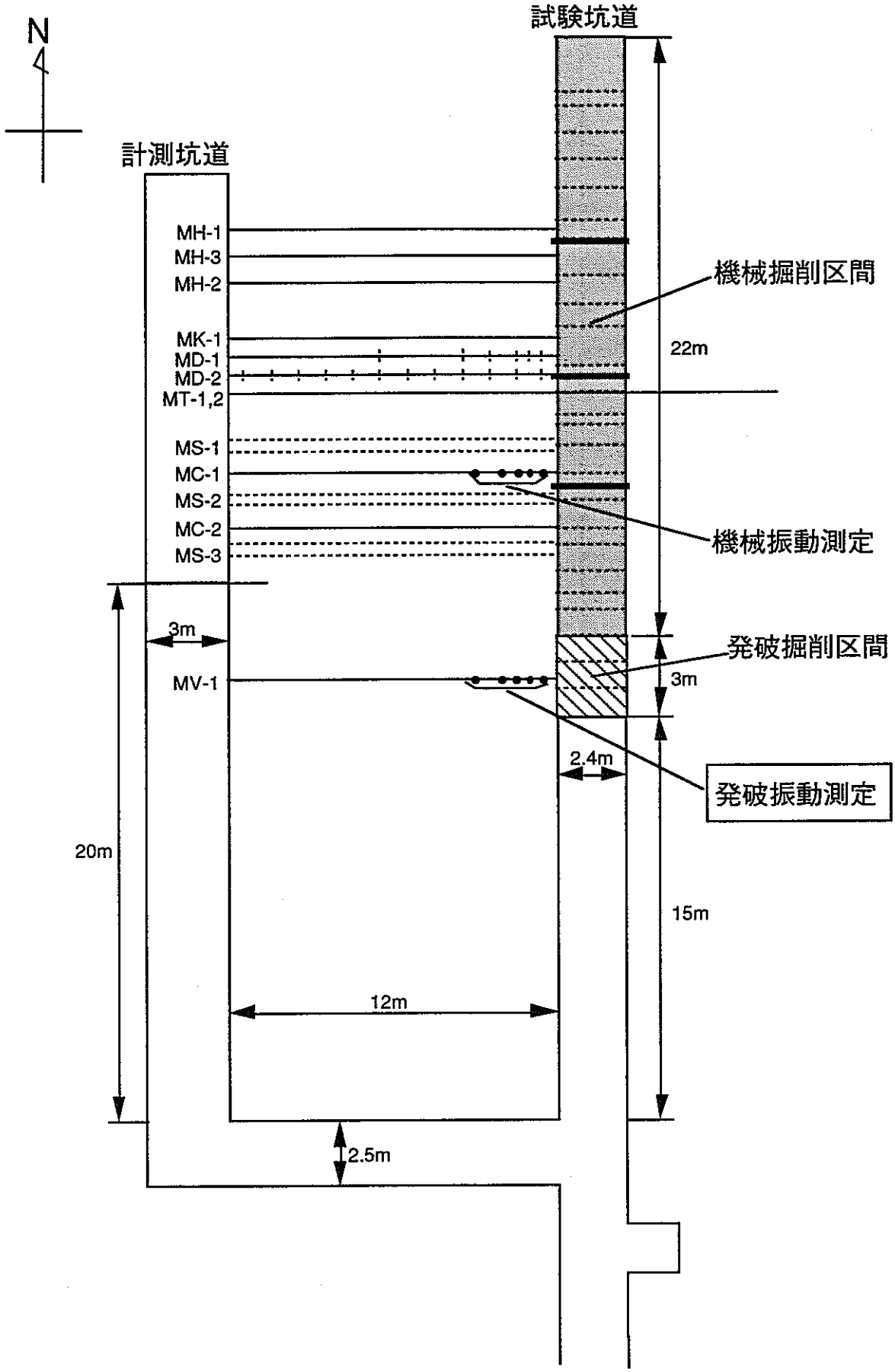
3回目：平成7年9月18日（月）午前09：51

発破はDS電気雷管を用い、5段の段発により行った。DS雷管の標準秒時は0.25秒である。発破のパターンを図－4.2.2.2に、岩盤の加速度成分を図－4.2.2.3に、爆薬数量を表－4.2.2.1に示す。また、図－4.2.2.4に加速度計の設置位置を示す。

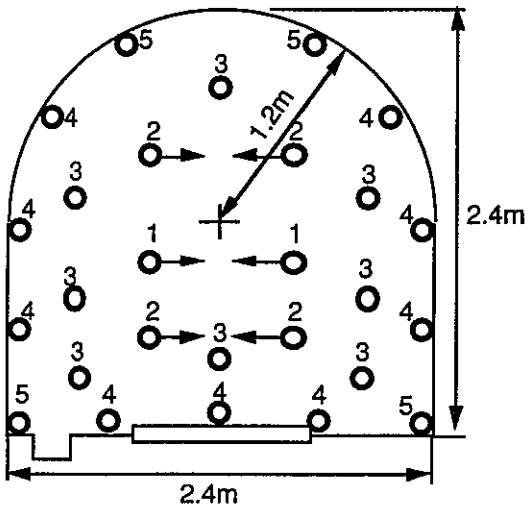
（2）発破振動速度への変換

発破振動測定において直接測定したのは岩盤の振動加速度であるが、掘削による影響を評価するための式が振動速度の関数となっていることから、振動加速度を振動速度に変換する必要がある。

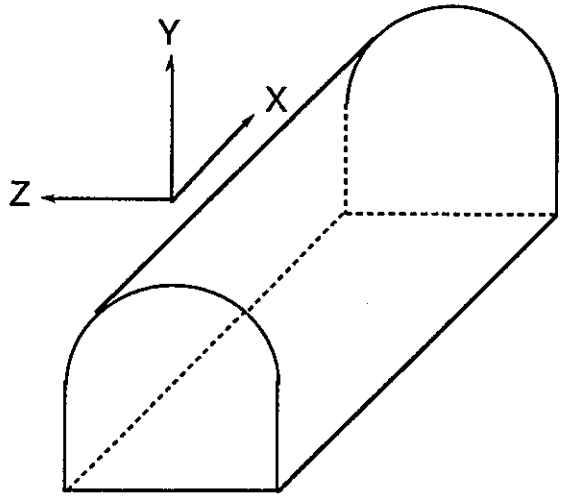
発破1回目第4段の最も試験坑道壁面に近い地点の3方向の加速度波形を図－4.2.2.5



図－4.2.2.1　発破振動測定位置



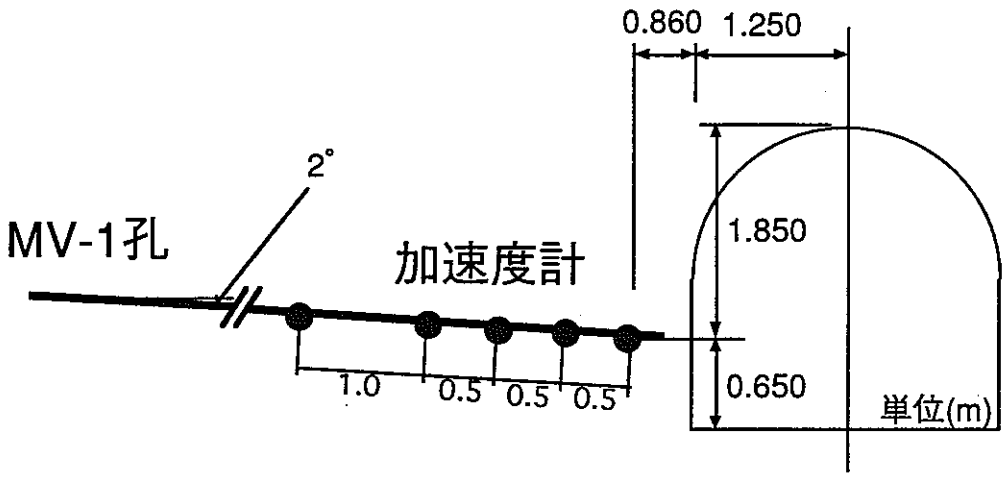
図－4.2.2.2　発破のパターン
（数字は段数を示す）



図－4.2.2.3　岩盤の加速度成分
（矢印方向が正）

表－4.2.2.1　爆薬数量一覧

段数	孔数	爆薬数量	備考
1段	2	5	3号桐
2段	4	9	100g/本
3段	8	16	DS雷管
4段	9	19	穿孔長1m
5段	4	11	
計	27	60本	



図－4.2.2.4　発破振動測定時の加速度計の設置位置

に示す。これを直接積分法により数値積分した結果得られた速度波形を図－4.2.2.6に示す。CH1は坑道の軸方向を、CH2は坑道の半径方向を、CH3は鉛直方向を示す。

発破掘削時の岩盤の加速度波形は、図－4.2.2.5に示すように衝撃的に発生する傾向がある。数値積分により振動速度をできるだけ正確に求めるため、加速度波形の立ち上がりの直前の100個のデータの平均値を取り、この値だけ加速度値をシフトした後に、数値積分を行った。

発破掘削時の岩盤の最大振動速度を表－4.2.2.2にまとめて示す。振動速度の最大値は、発破1回目の第4段のX方向（試験坑道の軸方向）で発生し、その値は232kineであった。最大値の発生時期および場所は、加速度の最大値と同じである。

（3）振動加速度と距離、薬量との関係

発破による振動速度V（単位：kine）と薬量L（単位：kg）および距離R（単位：m）の関係については、以下に示す推定式が提案されている[2)]。

$$V=KL^{\alpha}R^{-\beta} \qquad (4.2.2.1)$$

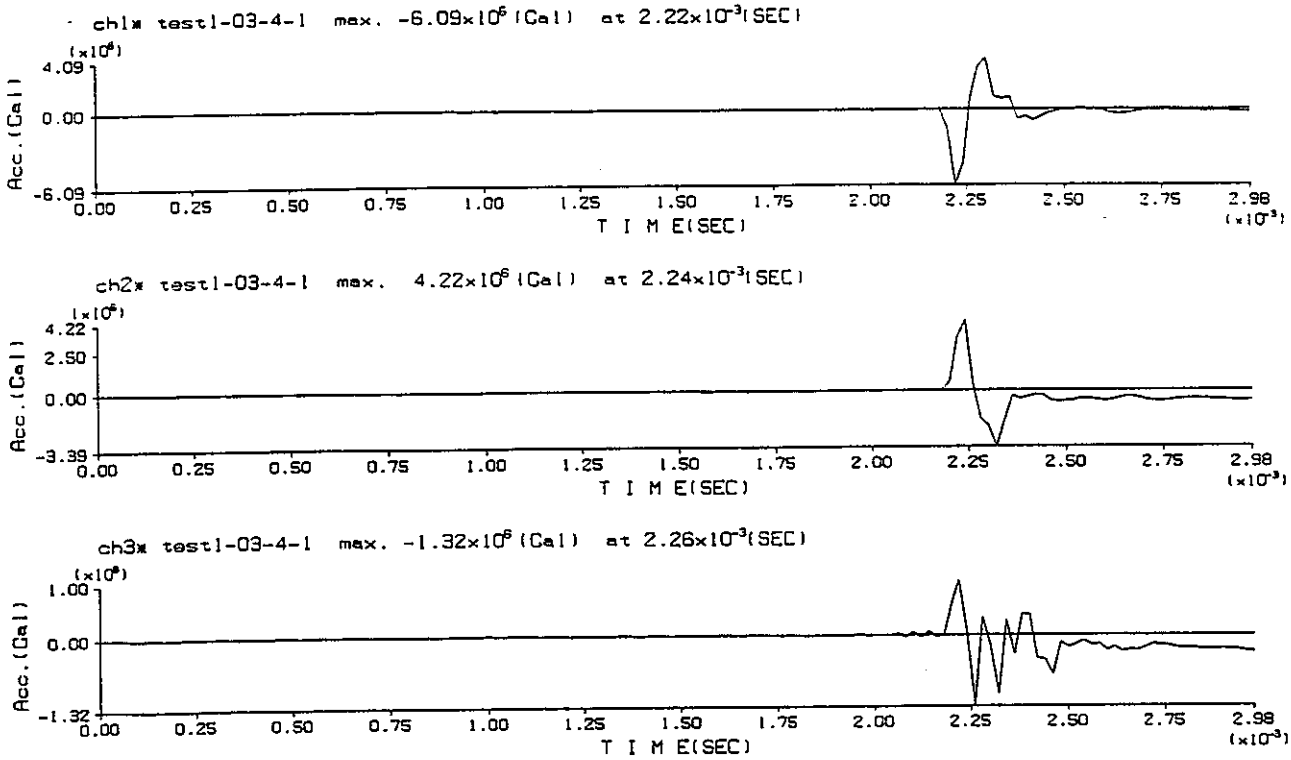
加速度と薬量、距離の関係についても式(4.2.2.1)と同様の関係式を求める。距離については、換算距離（$R/L^{1/3}$）を用いた。 加速度A（単位：G）と薬量L（単位：kg）、距離（単位：m）の関係式は以下のとおりである。

$$A=K(R/L^{1/3})^{n} \qquad (4.2.2.2)$$

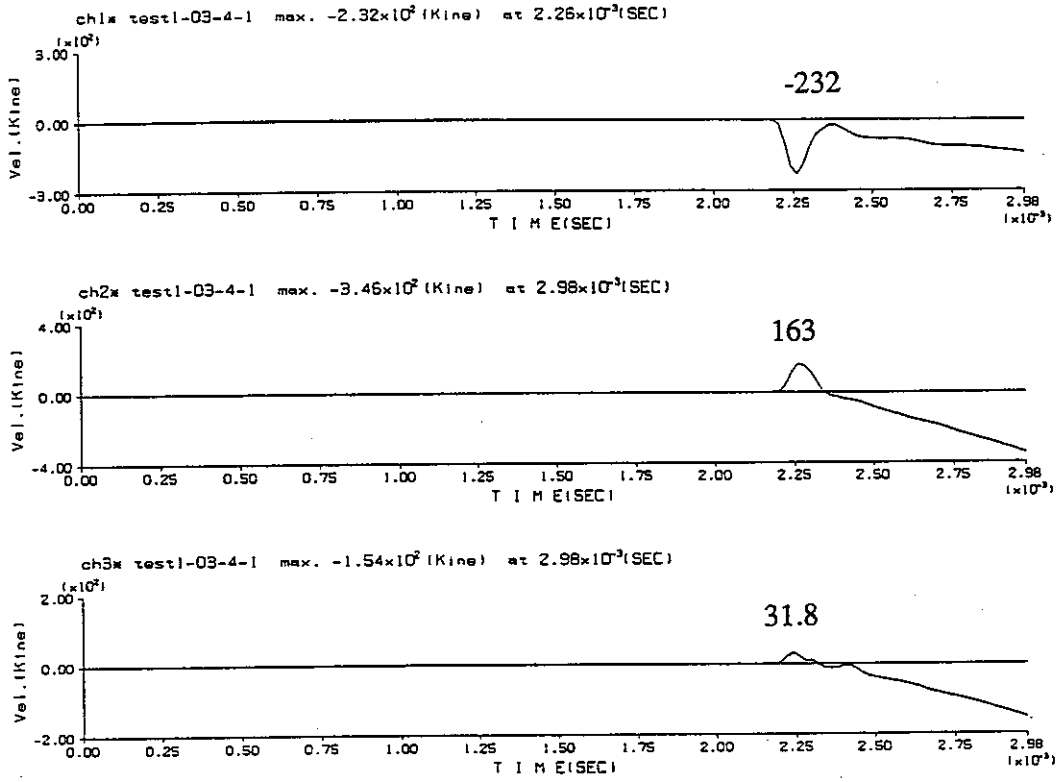
回帰分析の結果得られた係数Kおよびnの値を表－4.2.2.3に示す。また、係数Kの段ごとの変化を図－4.2.2.7に、係数nの段ごとの変化を図－4.2.2.8に示す。

表－4.2.2.3によれば、係数Kは発破2回目の第1段で最大値29,000の値をとり、係数nは発破1回目の第4段で最大値-4.18の値をとる。

図－4.2.2.7によれば、係数Kは、発破1回目で1,000～10,000の値を、発破2回目で同じく1,000～10,000の値を、発破3回目で10～1,000の値をとる。これより、係数Kの値は、発破1回目と発破2回目でほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で小さくなる。係



図－4.2.2.5　発破掘削時の岩盤の加速度波形（発破1回目第4段、CH1～CH3）



図－4.2.2.6　発破掘削時の岩盤の速度波形（発破1回目第4段、CH1～CH3）

表－4.2.2.2　発破掘削時の最大振動速度一覧

発破１回目　　（単位：kine）

距離(m)	1段目			距離(m)	2段目			距離(m)	3段目			距離(m)	4段目			距離(m)	5段目		
D1	X	Z	Y	D2	X	Z	Y	D3	X	Z	Y	D4	X	Z	Y	D5	X	Z	Y
2.11	27.9	46.8	13.4	2.10	30.4	55.9	15.3	1.33	94.2	144.0	53.8	1.05	232.0	163.0	182.0	1.21	50.6	31.3	76.8
2.60	—	32.9	9.5	2.59	—	27.5	8.6	1.80	—	45.3	26.1	1.51	—	64.1	61.4	1.63	—	32.1	25.2
3.09	7.2	16.7	5.6	3.08	11.6	22.5	7.6	2.29	12.0	36.8	19.5	1.99	28.7	48.1	30.2	2.09	51.1	33.9	11.8
3.58	2.8	15.0	2.8	3.58	7.6	23.5	2.3	2.77	11.8	27.8	5.6	2.47	11.8	42.3	10.8	2.56	14.7	38.3	4.3
4.57	3.9	7.8	3.3	4.57	2.3	13.7	2.7	3.76	15.6	17.9	5.6	3.46	5.1	20.7	6.2	3.53	8.3	25.8	5.9

（注）表中の—はデータが欠損していることを示す。

発破2回目　　（単位：kine）

距離(m)	1段目			距離(m)	2段目			距離(m)	3段目			距離(m)	4段目			距離(m)	5段目		
D1	X	Z	Y	D2	X	Z	Y	D3	X	Z	Y	D4	X	Z	Y	D5	X	Z	Y
2.11	28.0	100.0	43.5	2.10	8.2	37.0	33.4	1.33	74.3	98.6	99.2	1.05	98.8	159.0	135.0	1.21	190.0	65.5	45.2
2.60	12.0	54.6	24.0	2.59	16.4	22.3	10.8	1.80	35.8	55.6	44.9	1.51	40.6	98.4	66.4	1.63	50.7	101.0	152.0
3.09	16.1	33.3	11.5	3.08	23.4	16.7	5.3	2.29	49.2	35.9	23.8	1.99	56.9	53.9	30.4	2.09	37.8	80.3	70.1
3.58	10.0	34.6	8.1	3.58	12.0	17.2	3.2	2.77	30.0	37.9	13.7	2.47	29.9	47.1	17.0	2.56	16.1	89.1	35.3
4.57	5.8	24.1	5.2	4.57	4.8	11.8	2.2	3.76	9.0	25.5	8.2	3.46	11.3	28.7	9.0	3.53	7.6	57.9	23.3

発破3回目　　（単位：kine）

距離(m)	1段目			距離(m)	2段目			距離(m)	3段目			距離(m)	4段目			距離(m)	5段目		
D1	X	Z	Y	D2	X	Z	Y	D3	X	Z	Y	D4	X	Z	Y	D5	X	Z	Y
2.54	9.8	10.8	8.3	2.54	15.6	10.8	20.6	1.94	22.2	10.6	25.7	1.76	12.4	3.7	7.4	1.86	2.9	1.1	1.6
2.96	6.1	4.4	4.3	2.95	14.6	10.5	15.0	2.29	15.7	15.0	21.5	2.07	4.1	6.5	9.9	2.16	0.6	1.5	2.9
3.39	5.0	8.6	7.3	3.39	24.9	11.5	14.9	2.69	22.2	16.0	18.3	2.44	7.0	6.6	8.4	2.52	0.9	1.8	2.3
3.85	7.5	7.3	5.9	3.85	11.6	14.4	8.6	3.11	9.3	18.5	11.5	2.85	3.9	7.3	5.4	2.93	0.3	2.5	1.5
4.78	7.8	7.2	7.1	4.79	8.2	13.7	6.6	4.02	7.0	15.8	7.4	3.74	3.3	7.9	4.4	3.80	0.6	2.8	1.2

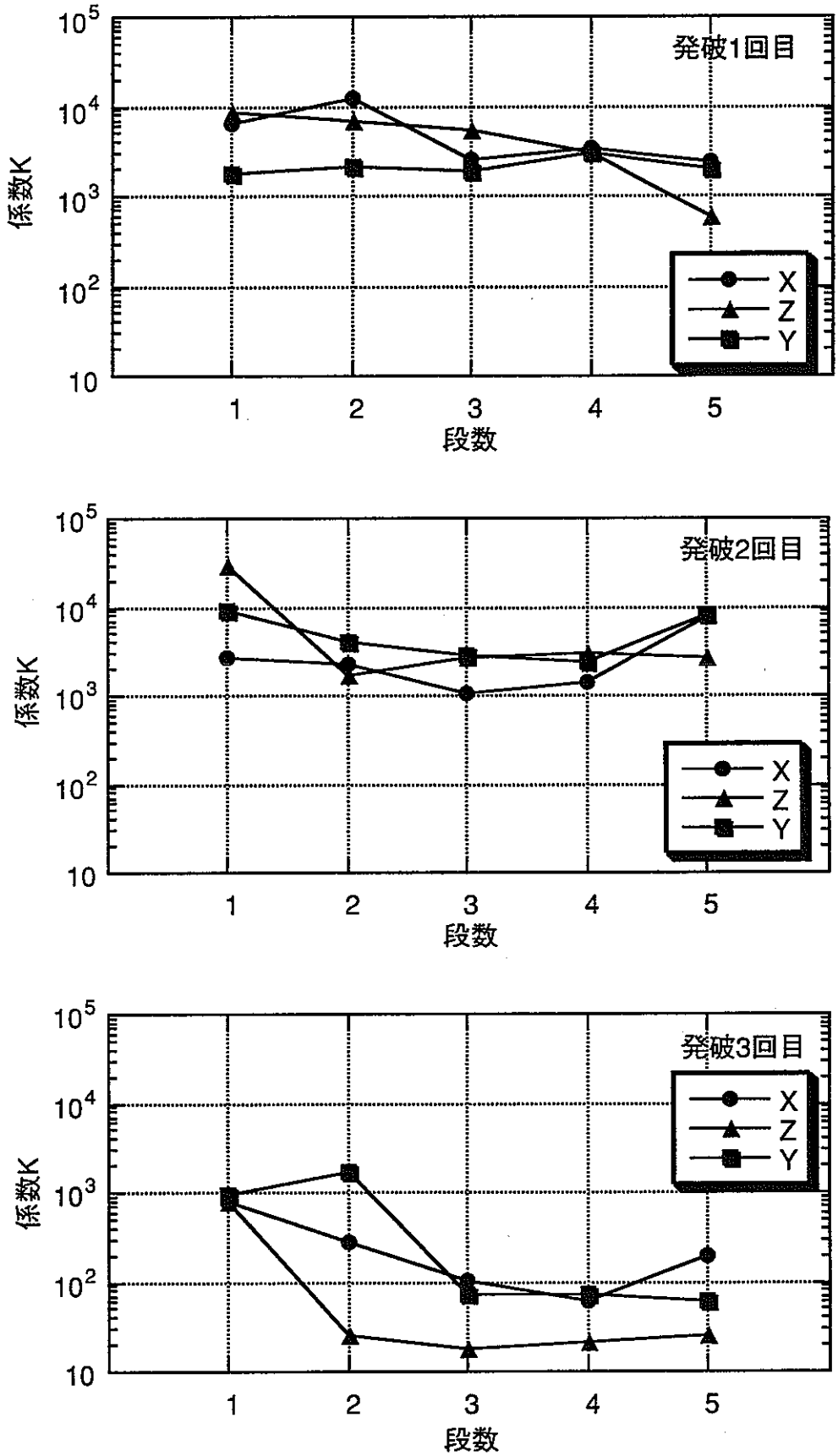
数Kは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

図－4.2.2.8によれば、加速度の距離減衰を表す係数nは、発破1回目で0～-4、発破2回目で-1～-3、発破3回目で1～-3の値をとる。これより、発破1回目と発破2回目は、発破地点からの距離が大きくなると加速度の値が小さくなるが、発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても加速度の値は小さくならない。係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

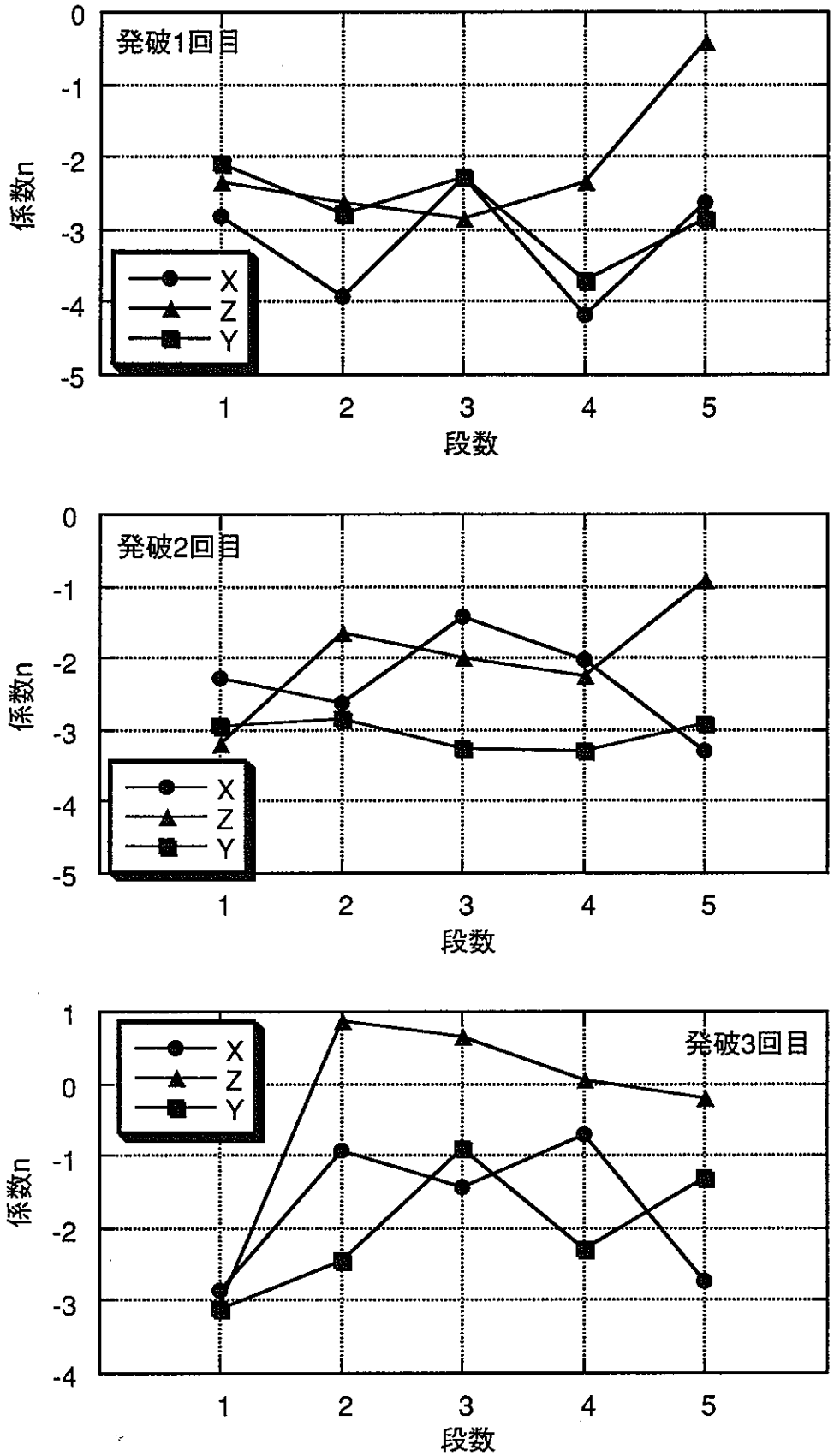
一例として、発破1回目第4段での岩盤の加速度と距離（換算距離）の関係を図－4.2.2.9に示す。

表－4.2.2.3　振動加速度と距離、薬量の関係（係数kとnの値）

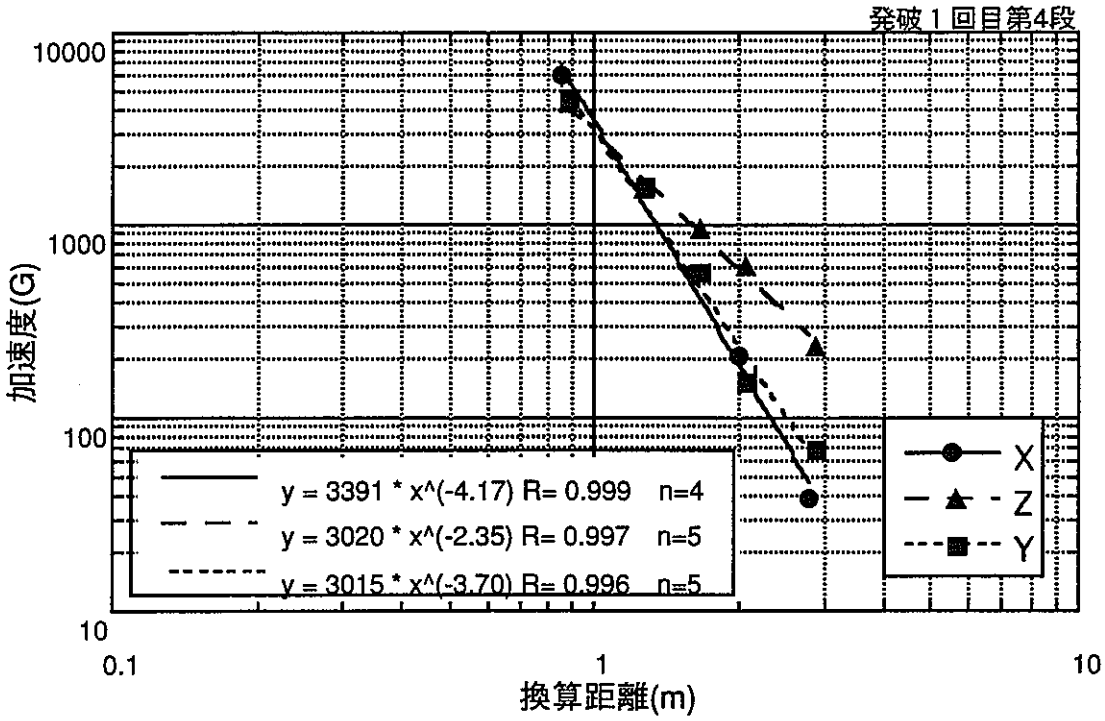
		1回目		2回目		3回目	
		k	n	k	n	k	n
1段	X	6,453	-2.83	2,735	-2.27	784	-2.85
	Z	8,581	-2.35	28,886	-3.19	789	-3.04
	Y	1,749	-2.08	8,938	-2.93	961	-3.12
2段	X	12,232	-3.91	2,230	-2.63	276	-0.93
	Z	6,913	-2.63	1,691	-1.63	26	0.89
	Y	2,087	-2.77	4,043	-2.84	1,725	-2.45
3段	X	2,502	-2.27	1,034	-1.42	106	-1.43
	Z	5,452	-2.85	2,727	-1.98	18	0.65
	Y	1,918	-2.29	2,951	-3.25	74	-0.91
4段	X	3,391	-4.18	1,438	-2.03	61	-0.70
	Z	3,020	-2.35	3,013	-2.24	21	0.05
	Y	3,015	-3.70	2,344	-3.28	74	-2.29
5段	X	2,409	-2.62	7,768	-3.28	202	-2.74
	Z	603	-0.42	2,667	-0.93	25	-0.20
	Y	2,069	-2.84	8,090	-2.90	62	-1.30
全体	X	2,489	-2.52	2,053	-2.22	76	-0.94
	Z	2,196	-1.62	2,928	-1.75	34	-0.29
	Y	1,989	-2.51	2,758	-2.40	53	-0.78



図－4.2.2.7　発破掘削時の岩盤の加速度と距離の回帰式：係数Kの変化



図－4.2.2.8　発破掘削時の岩盤の加速度と距離の回帰式：係数nの変化



図－4.2.2.9　発破掘削時の岩盤の加速度と距離（換算距離）の関係

（発破1回目第4段）

（４）振動速度と距離、薬量の関係

速度V（単位：kine）と薬量L（単位：kg）、距離（単位：m）の関係式を以下の式で近似した。

$$V=K(R/L^{1/3})^{n} \qquad (4.2.2.3)$$

回帰分析の結果得られた係数Kおよびnの値を表－4.2.2.4に示す。また、係数Kの段ごとの変化を図－4.2.2.10に、係数nの段ごとの変化を図－4.2.2.11に示す。

表－4.2.2.4によれば、係数Kは発破2回目の第1段で最大値約650の値をとり、係数nは発破2回目の第2段で最大値-3.53の値をとる。

図－4.2.2.10によれば、係数Kは、発破1回目で30～500の値を、発破2回目で30～700の値を、発破3回目で1～100の値をとる。これより、係数Kの値は、発破1回目と発破2回目でほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で小さくなると言える。係数Kは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

図－4.2.2.11によれば、係数nは発破1回目で0～-3、2回目で0から-3.5の範囲内にあ

り、発破地点からの距離が大きくなると振動速度の値が小さくなるが、発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても振動速度の値は小さくならない。係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

発破振動速度と距離、薬量の関係について提案されている推定式を表－4.2.2.5に示す。表－4.2.2.5中の式は、発破地点から近くても5m程度離れた場合の経験式であり、距離減衰定数は-1.5または-2の値となっている。今回測定したデータのうち、発破1回目および2回目では、距離減衰定数が-3を超えるものもあり、発破地点近傍での距離減衰については、発破地点からの距離が遠い場合よりも減衰の程度が大きいと言える。

発破1回目第1段および第4段、発破2回目第1段および第4段の、岩盤の速度と距離（換算距離）の関係を、図－4.2.2.12～図－4.2.2.15に示す。

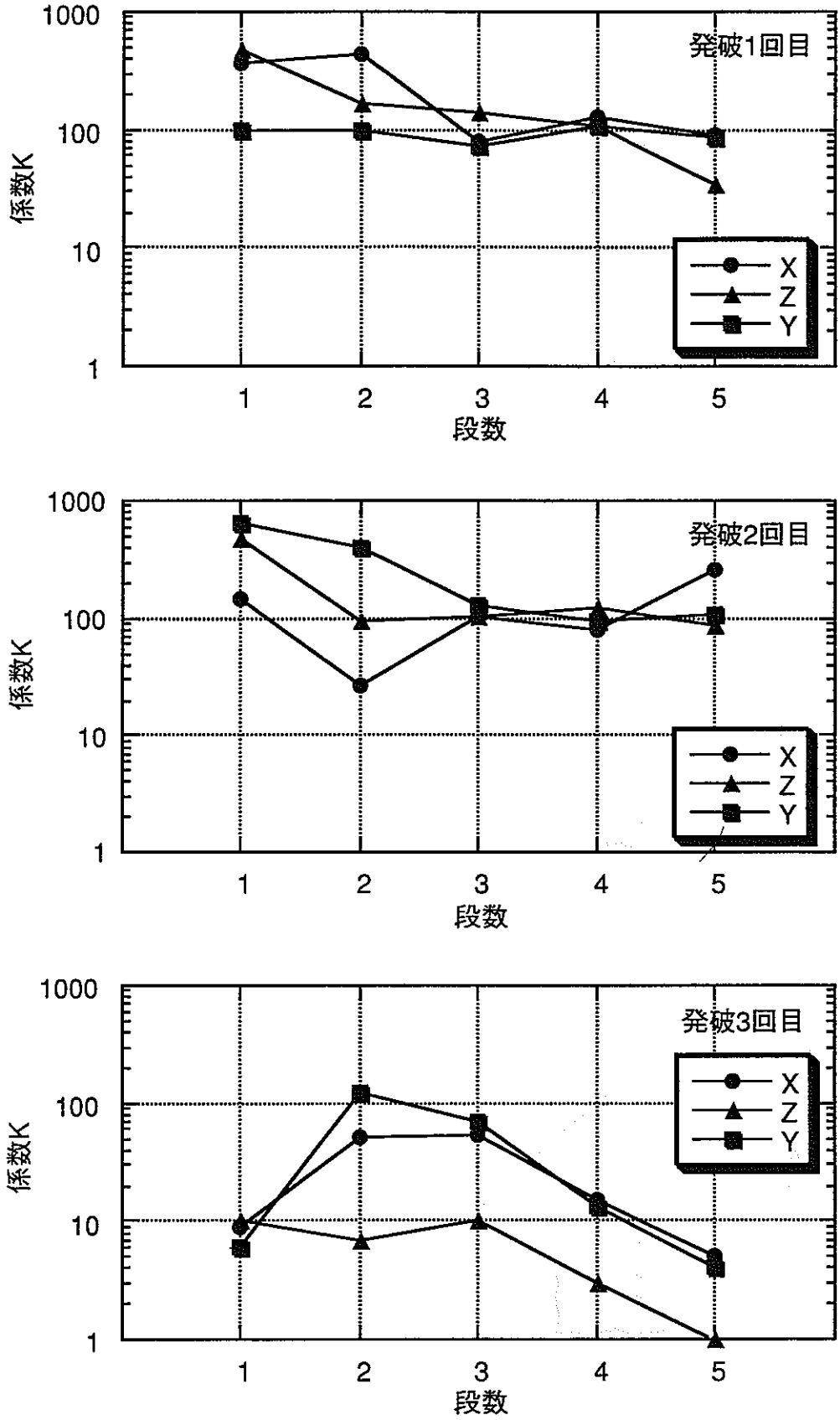
表－4.2.2.4　振動速度と距離、薬量の関係（係数kとnの値）

		1回目		2回目		3回目	
		k	n	k	n	k	n
1段	X	360	-2.83	148	-1.82	9	-0.15
	Z	478	-2.35	482	-1.78	10	-0.20
	Y	97	-2.08	654	-2.84	6	0.02
2段	X	434	-3.24	27	-0.76	52	-1.03
	Z	166	-1.61	95	-1.38	7	0.49
	Y	101	-2.48	398	-3.53	123	-1.83
3段	X	81	-1.88	103	-1.78	54	-1.61
	Z	141	-1.88	102	-1.25	10	0.52
	Y	72	-2.38	129	-2.45	69	-1.78
4段	X	131	-3.25	78	-1.62	15	-1.44
	Z	109	-1.60	123	-1.45	3	0.85
	Y	109	-2.93	95	-2.34	13	-0.91
5段	X	89	-1.76	258	-2.94	5	-2.00
	Z	34	-0.10	85	-0.15	1	1.29
	Y	87	-2.62	106	-1.02	4	-0.82
全体	X	103	-2.11	96	-1.68	6	0.02
	Z	91	-1.19	108	-1.01	4	0.57
	Y	76	-2.18	112	-1.94	9	-0.29

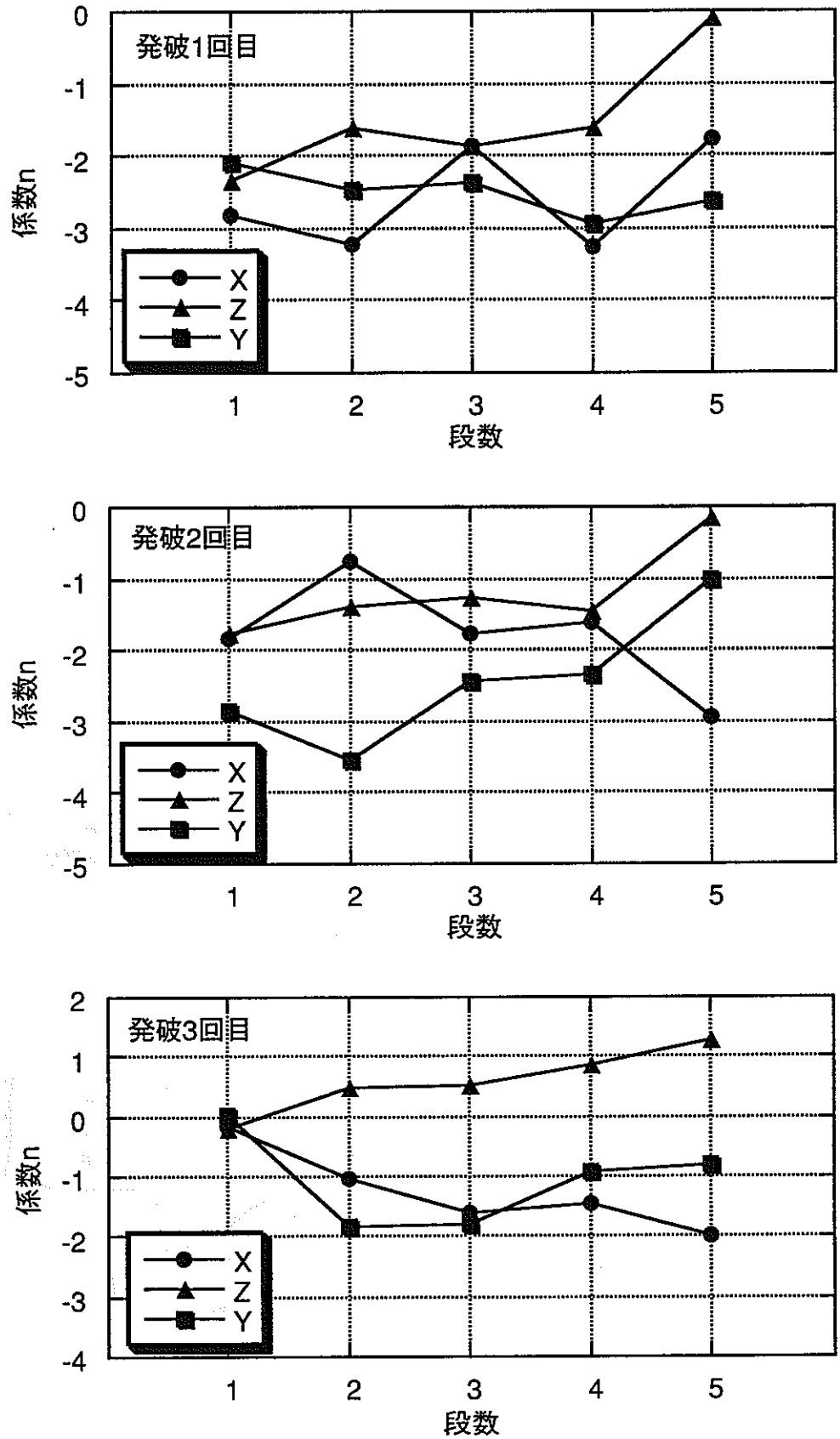
表－4.2.2.5　発破振動速度の推定式（単位：V(kine),L(kg),R(m)）

提唱者	推定式	成立条件	Kの値
伊藤	$V=KL^{2/3}R^{-2}$		250～1000
吉川	$V=KL^{3/4}R^{-2}$		100～700
日本油脂	$V=KL^{3/4}R^{-1.5}$		40～120
日本化薬	$V=KL^{3/4}R^{-2}$	0.2kg＜L＜4000kg 5m＜R＜3000m	450～900
旭化成	$V=KL^{2/3}R^{-2}$	10kg＜L＜3000kg 30m＜R＜1500m	500～1000

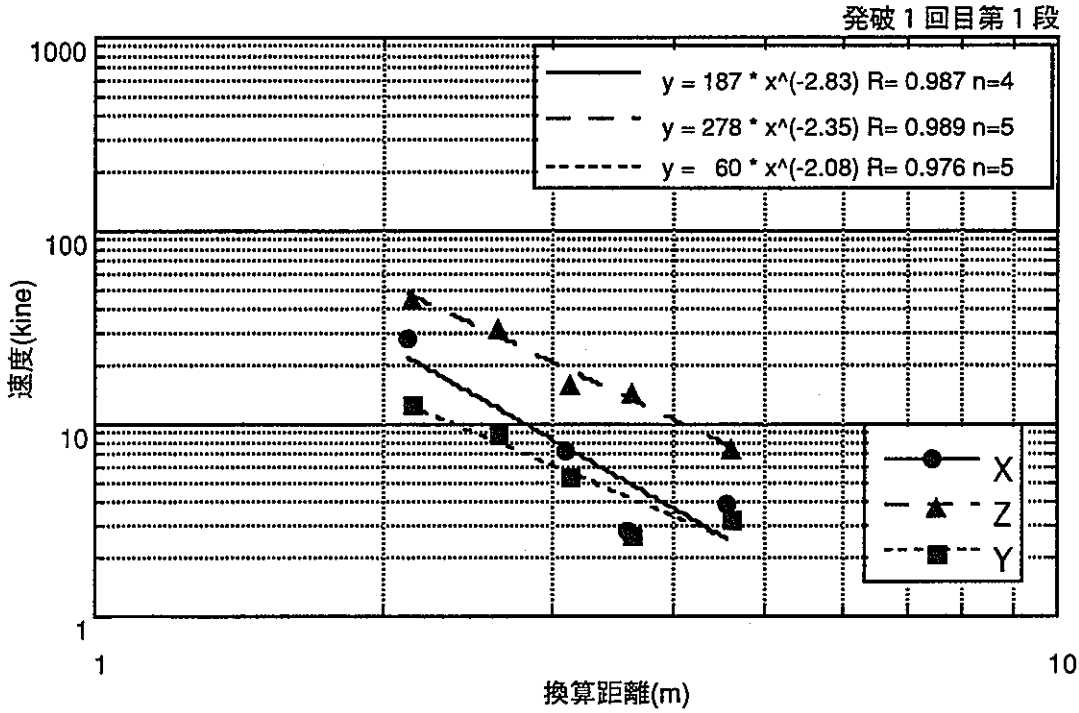
（文献2)をもとに作成）



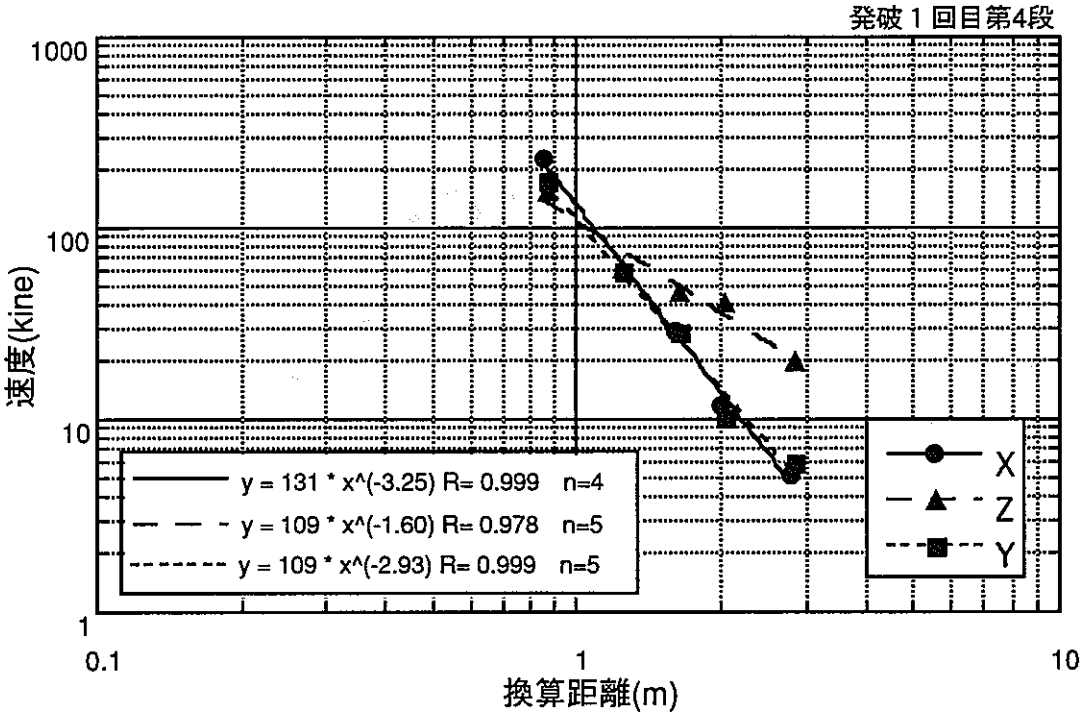
図－4.2.2.10　発破掘削時の岩盤の速度と距離の回帰式：係数Kの変化



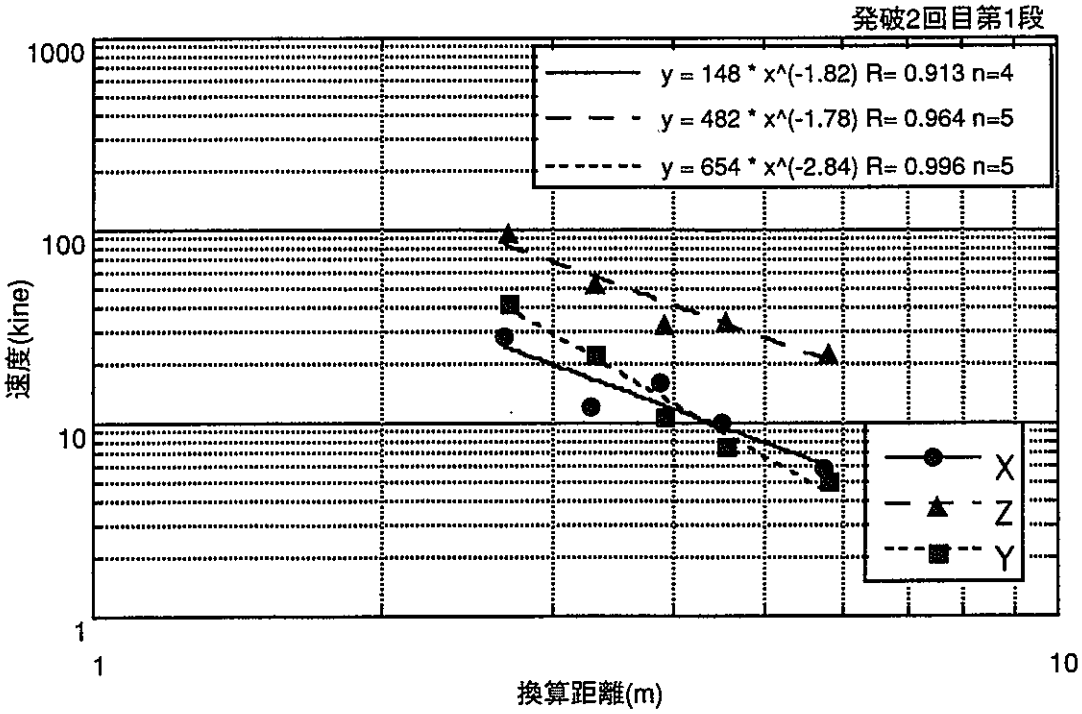
図－4.2.2.11　発破掘削時の岩盤の速度と距離の回帰式：係数nの変化



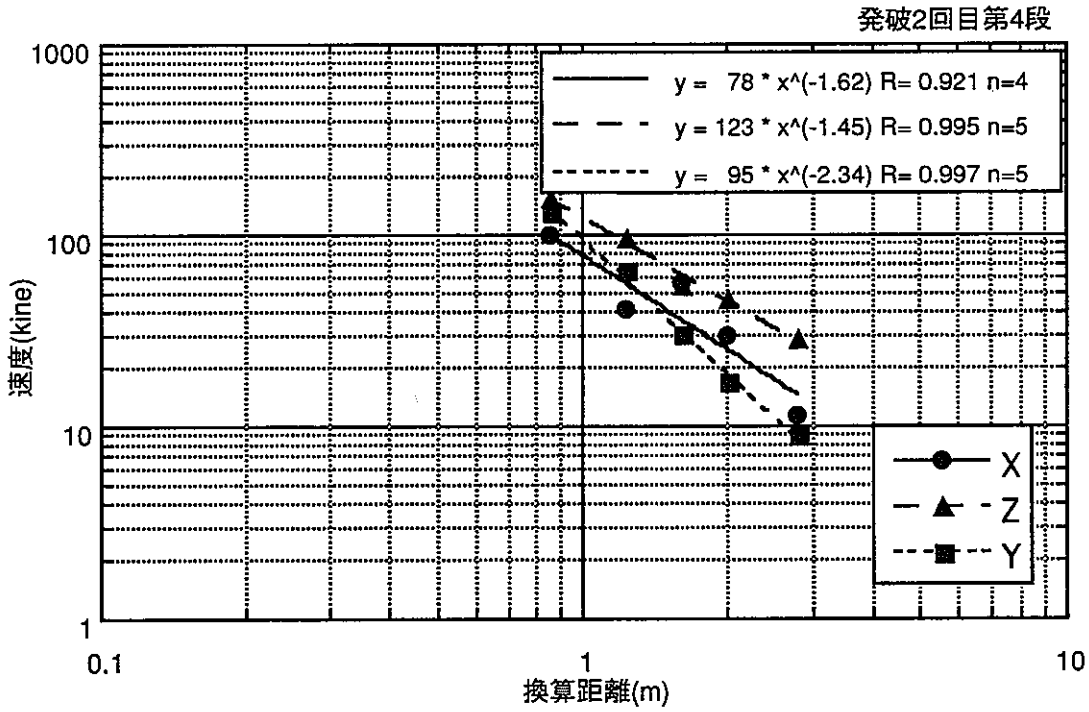
図－4.2.2.12　岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破1回目第1段）



図－4.2.2.13　岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破1回目第4段）



図－4.2.2.14　岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破2回目第1段）



図－4.2.2.15　岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破2回目第4段）

（5）まとめ

平成7年度に測定した発破掘削時の加速度データを解析し、加速度と薬量、距離の関係式を求めた。また、加速度波形を積分して速度を求め、速度と薬量、距離の関係式を求めた。その結果得られた知見を以下にまとめて示す。

1）発破掘削時の振動速度の最大値は発破1回目の第4段のX方向（試験坑道の軸方向）で発生し、その値は232kineであった。最大値の発生時期および場所は、加速度の最大値と同じであった。

2）発破掘削時の振動加速度の最大値と、薬量、距離の関係を表す回帰式の係数Kは、発破1回目と2回目で1,000～10,000のほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で10～1,000の値をとり、発破1回目と2回目よりも小さくなった。係数nは、発破1回目で0～-4、発破2回目で-1～-3、発破3回目で1～-3の値となった。これより、発破1回目と発破2回目は、発破地点からの距離が大きくなると加速度の値が小さくなるが、発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても加速度の値は小さくならない。また、係数Kおよび係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

3）発破掘削時の振動速度の最大値と、薬量、距離の関係を表す回帰式の係数Kは、発破1回目と2回目で30～700のほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で1～100の値をとり、発破1回目と2回目よりも小さくなった。係数nは発破1回目および2回目で0から-3.5の範囲内にあり、発破地点からの距離が大きくなると振動速度の値が小さくなった。発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても振動速度の値は小さくならない。また、係数Kおよび係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

4）発破振動速度と距離、薬量の関係について提案されている推定式は、発破地点から近くても5m程度離れた場合の経験式であり、距離減衰定数は-1.5または-2の値である。今回の測定データでは、発破1回目および2回目に距離減衰定数nが-3を超えるものもあり、発破地点近傍での距離減衰については、発破地点からの距離が遠い場合よりも減衰の程度が大きいと言える。

4.2.3　機械掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離の関係把握

（1）機械振動測定の仕様

機械掘削に伴う岩盤の最大加速度（または速度）と距離の関係を推定することを目的とし、機械掘削時に取得した岩盤の振動データの解析を行った。

機械掘削時の振動測定位置を図－4.2.3.1に示す。振動測定を行った日と掘削区間を以下に示す。

1回目：平成7年10月23日　掘削区間4.0～5.0m
2回目：　　10月24日　掘削区間5.0～6.0m
3回目：　　10月25日　掘削区間6.0～7.8m
4回目：　　10月26日　掘削区間7.8～8.2m
5回目：　　10月27日　掘削区間8.2～9.0m

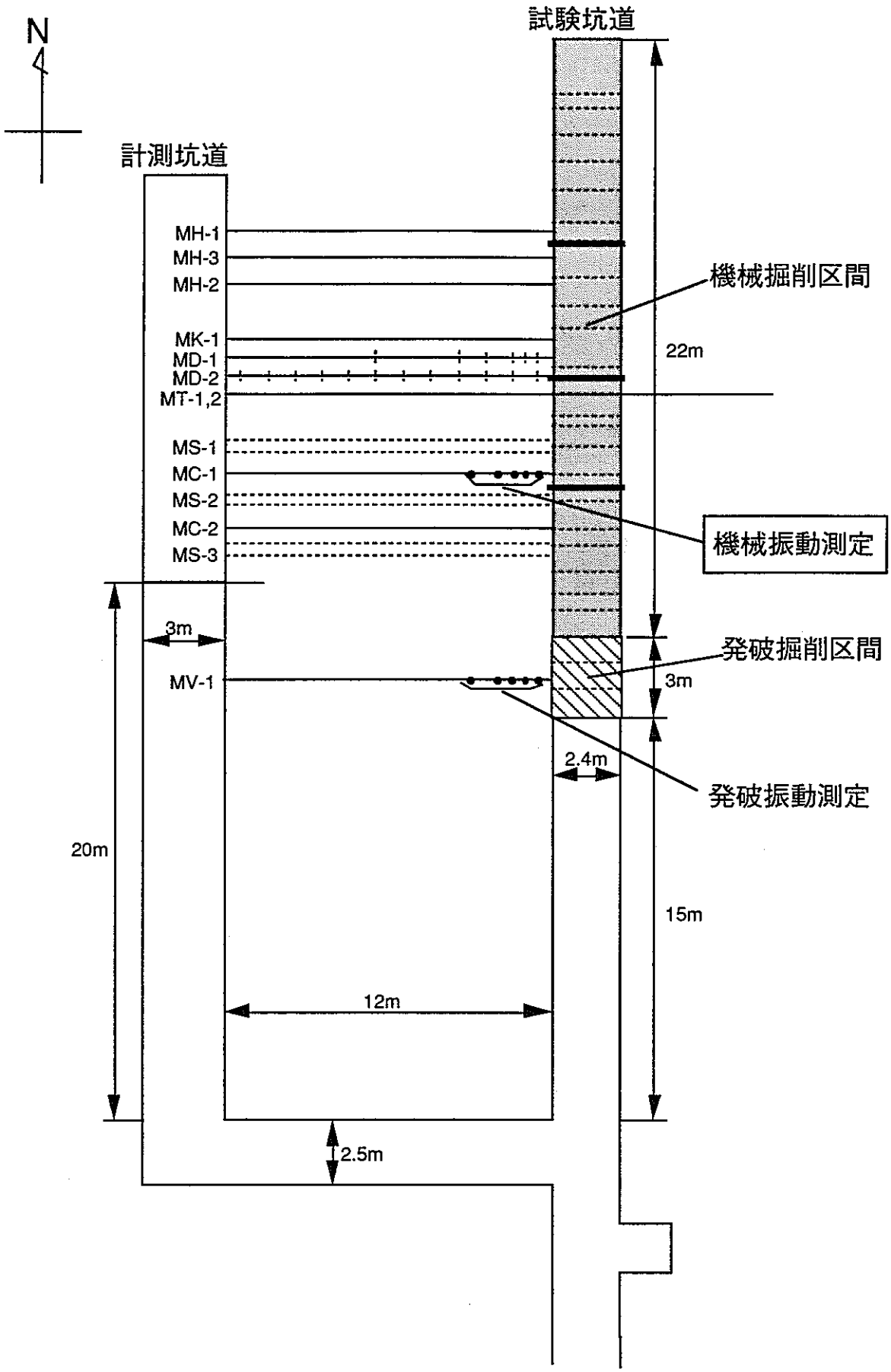
振動測定位置と機械掘削の位置を図－4.2.3.2に示す。機械掘削時の岩盤の加速度の測定方向は、発破振動測定の場合と同様に、図－4.2.3.3に示す坑道軸方向、鉛直方向、坑道の半径方向の3方向とした。また、機械振動測定用の試錐孔MC-1孔（ϕ 66mm、長さ11.6m）内に、図－4.2.3.4に示す測定点を設けた。測定時には、切羽におけるカッタードラムの位置を図－4.2.3.4中に示す番号で記録した。また、岩盤側の振動測定と併せて、機械側の振動を図－4.2.3.5に示す位置で測定した。

（2）振動速度への変換

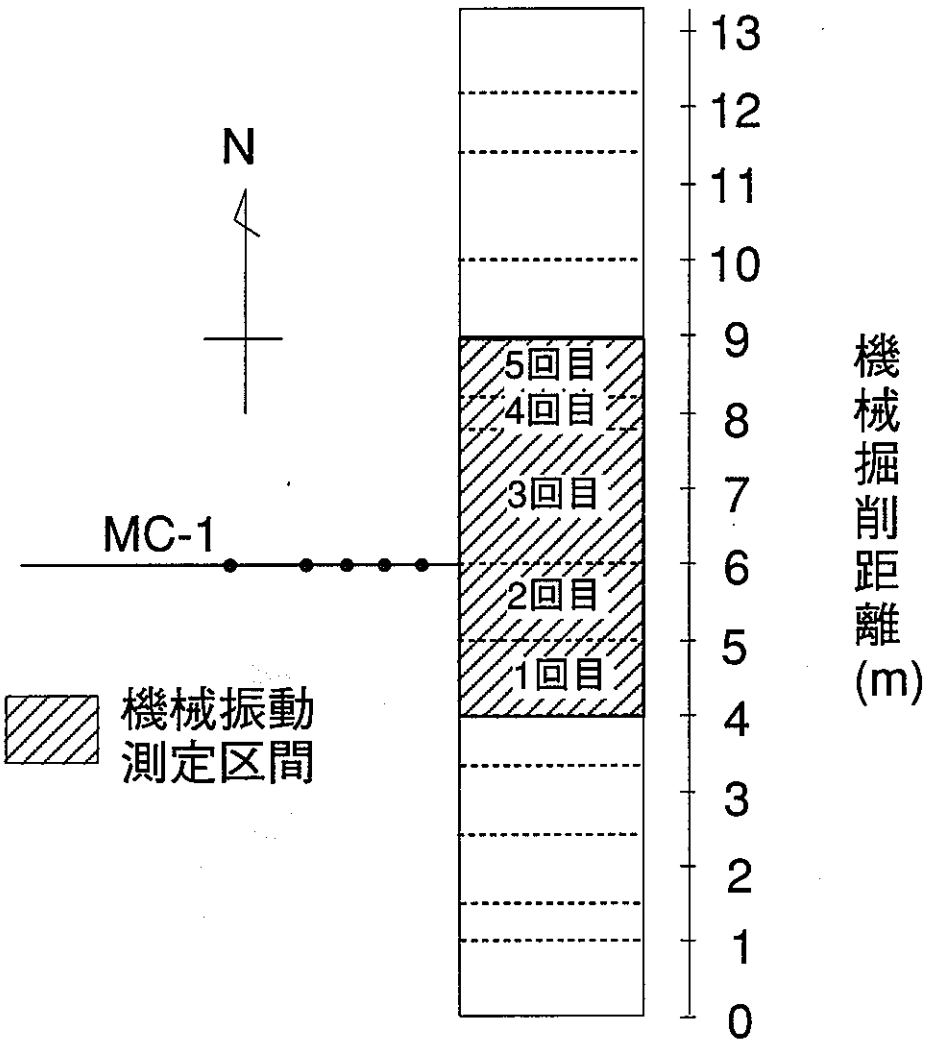
機械掘削時の振動測定において直接測定したのは岩盤の振動加速度であるが、掘削による影響を評価するための式が振動速度の関数となっていることから、振動加速度を振動速度に変換する必要がある。

機械振動測定第2回目の、切羽におけるカッタードラムの位置が②の場合の岩盤での加速度波形の一例を図－4.2.3.6に、速度波形を図－4.2.3.7に示す。測定位置は、試験坑道壁面に最も近い地点である。図－4.2.3.6に示すように、機械掘削時の岩盤での加速度波形は断続的である。速度をできるだけ正確に求めるため、対象とする時刻での加速度の平均値をとり、この値だけ加速度値をシフトした後に積分を行った。なお、第1回目の測定は設定したレンジが適切ではなかったので、解析の対象から除外した。

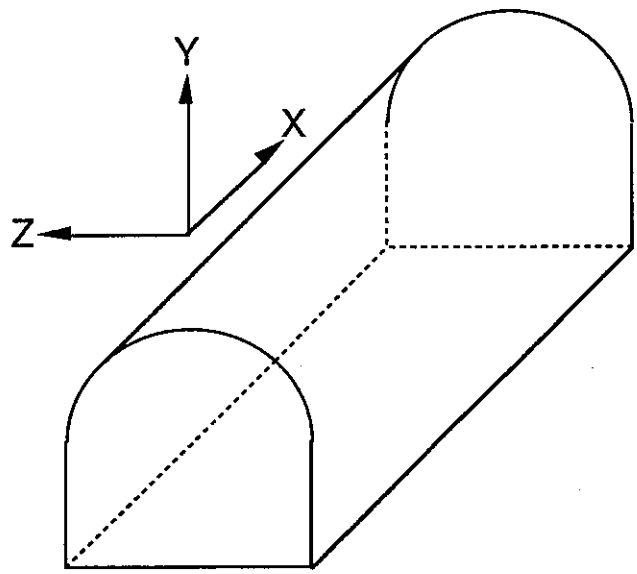
機械振動測定第2回目の、切羽におけるカッタードラムの位置が②の場合の機械での加速度波形を図－4.2.3.8に、速度波形を図－4.2.3.9に示す。



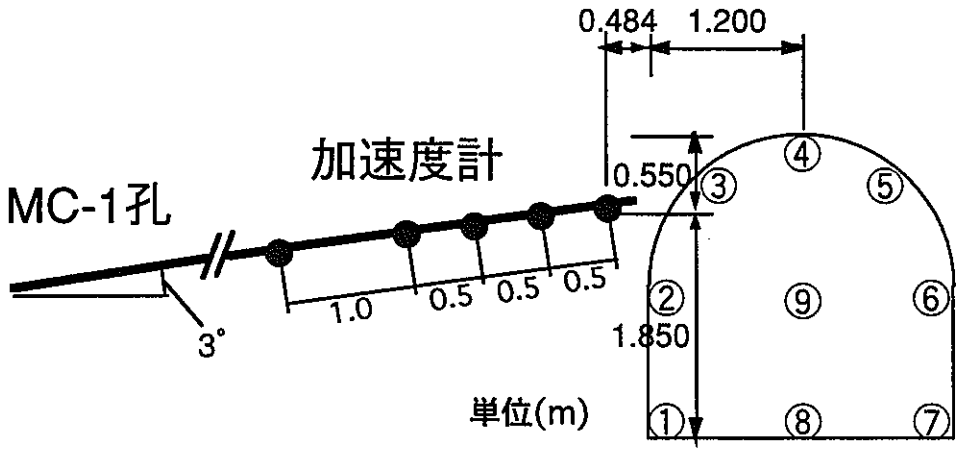
図－4.2.3.1　機械掘削時の振動測定位置



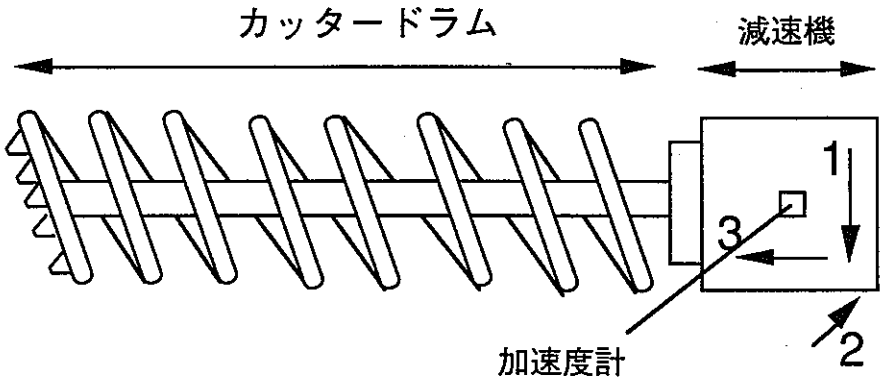
図－4.2.3.2　振動測定時の掘削工程（実績）



図－4.2.3.3　岩盤の加速度成分（矢印方向が正）



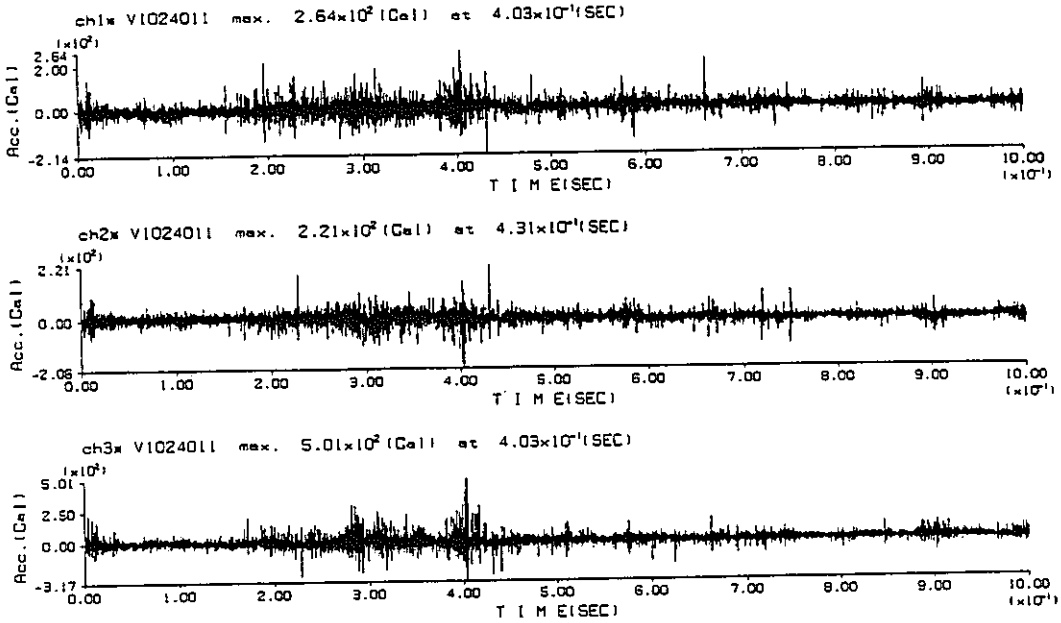
図－4.2.3.4　岩盤内の加速度計の位置と
切羽におけるカッタードラムの位置



平面図（上から見下ろした方向）

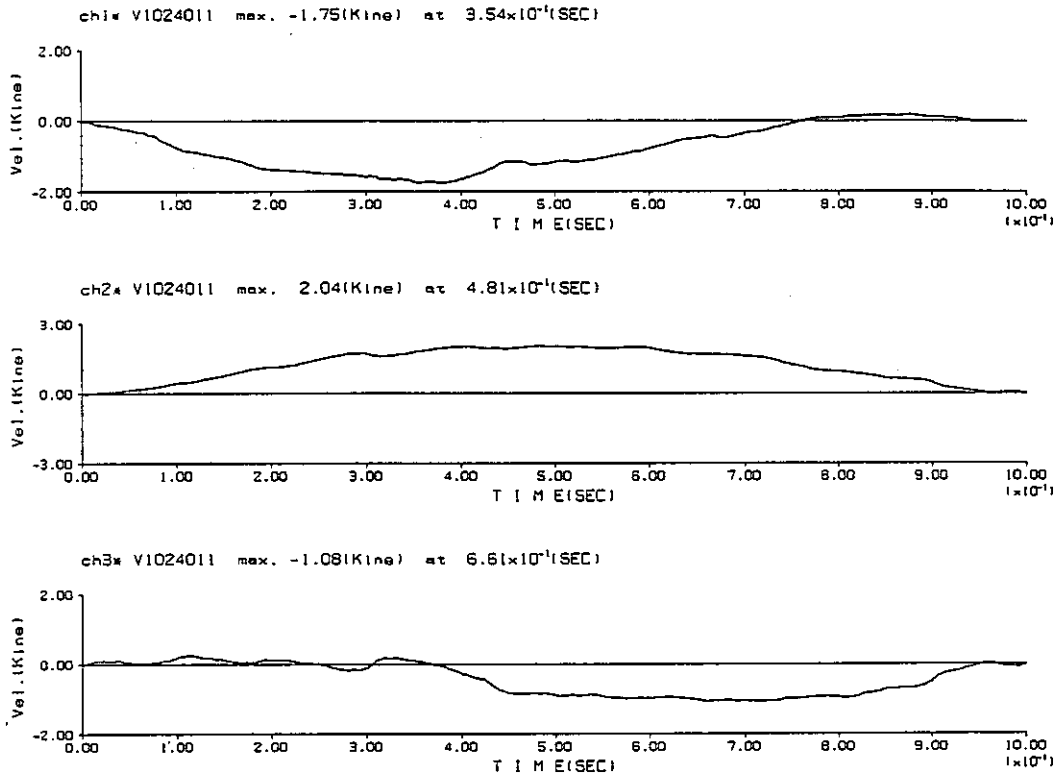
1：左右方向
2：上下方向
3：カッタードラム軸方向

図－4.2.3.5　機械側の加速度計の設置位置



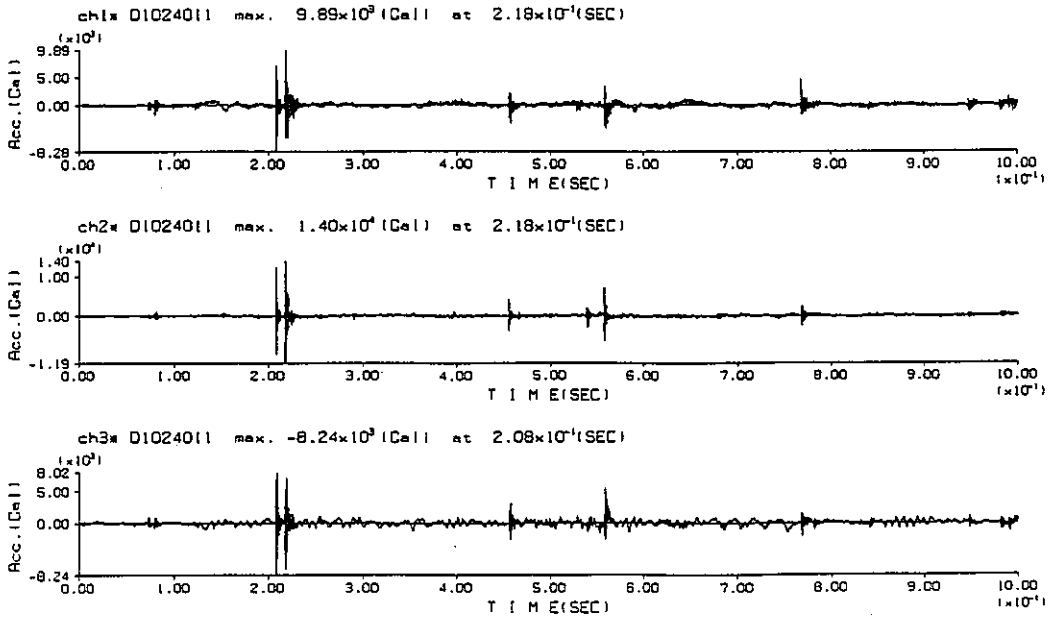
図－4.2.3.6　機械掘削時の岩盤での振動加速度波形

(第2回目測定、カッタードラムの位置：②)



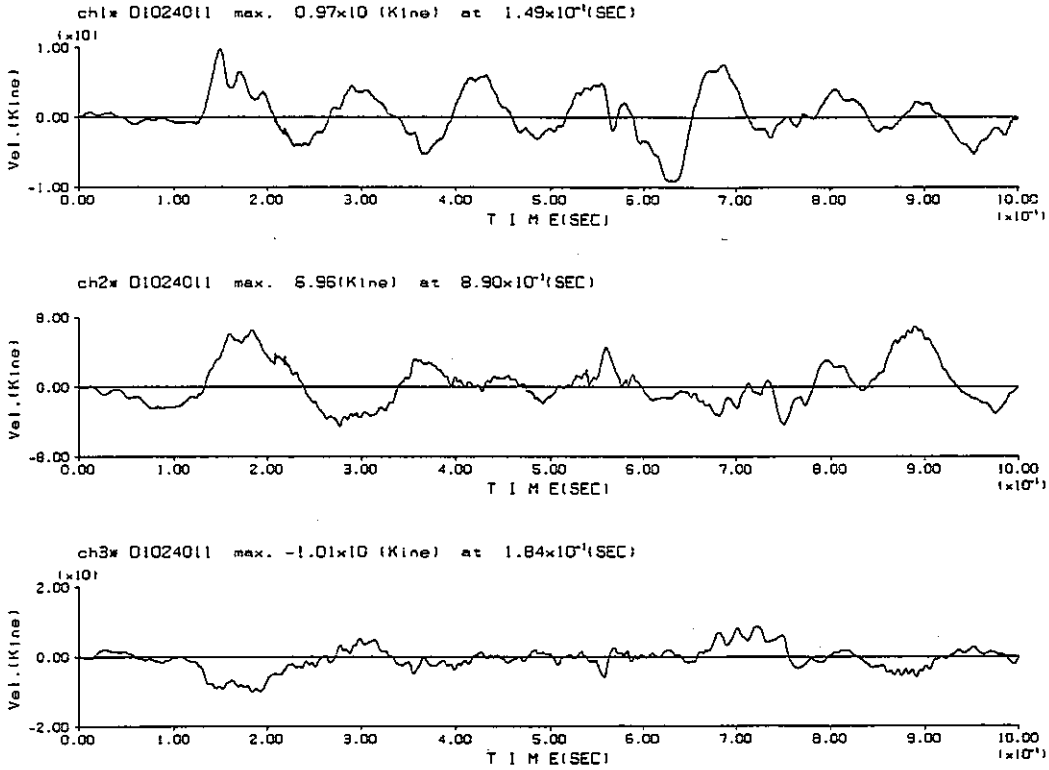
図－4.2.3.7　機械掘削時の岩盤での振動速度波形

(第2回目測定、カッタードラムの位置：②)



図－4.2.3.8　機械掘削時の機械での振動加速度波形

（第2回目測定、カッタードラムの位置：②）



図－4.2.3.9　機械掘削時の機械での振動速度波形

（第2回目測定、カッタードラムの位置：②）

（3）振動加速度と距離の関係

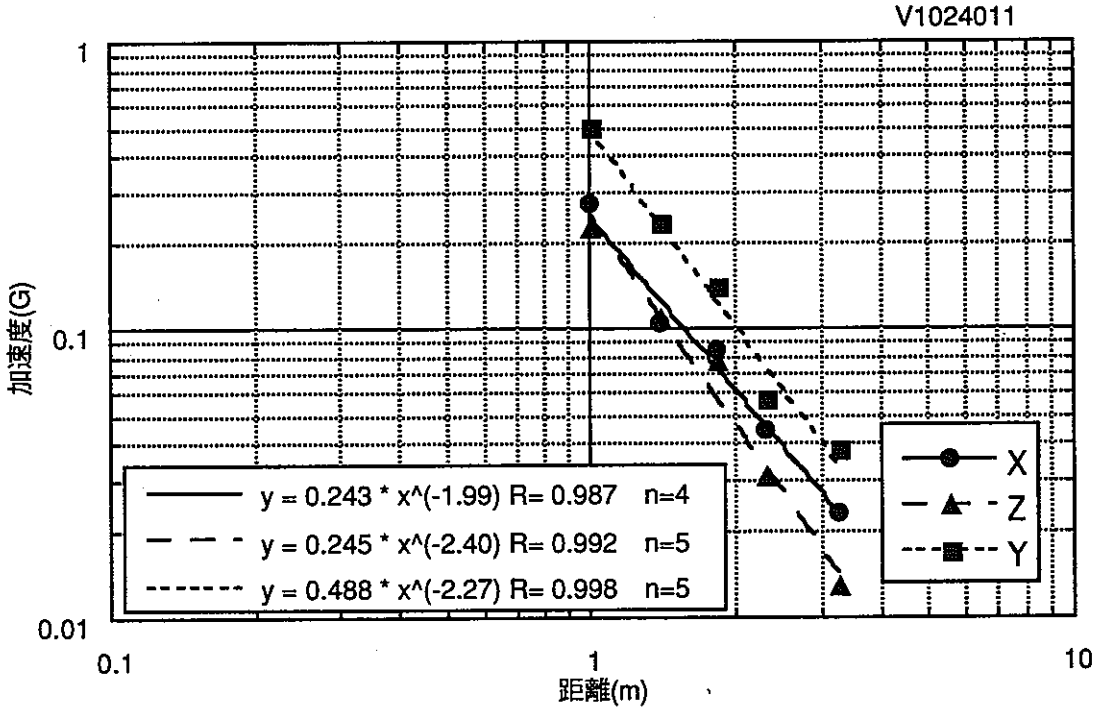
岩盤の振動加速度の最大値を、切羽におけるカッタードラムの位置と対応させて資料集に示す。振動加速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は2.5G（坑道に対し鉛直方向）であった。

岩盤の加速度の最大値と距離の関係の一例を図－4.2.3.10に示す。距離は、切羽でのカッタードラムの位置と岩盤内の加速度計の位置との直線距離とした。岩盤の加速度A（単位：G）の最大値と距離R（単位：m）の関係を、

$$A = KR^n \qquad (4.2.3.1)$$

で近似したときの係数Kおよびnの値を表－4.2.3.1に示す。また、各測定での係数Kおよびnの値を図－4.2.3.11に示す。

図－4.2.3.11によれば、係数Kは0.01～100の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-6の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。

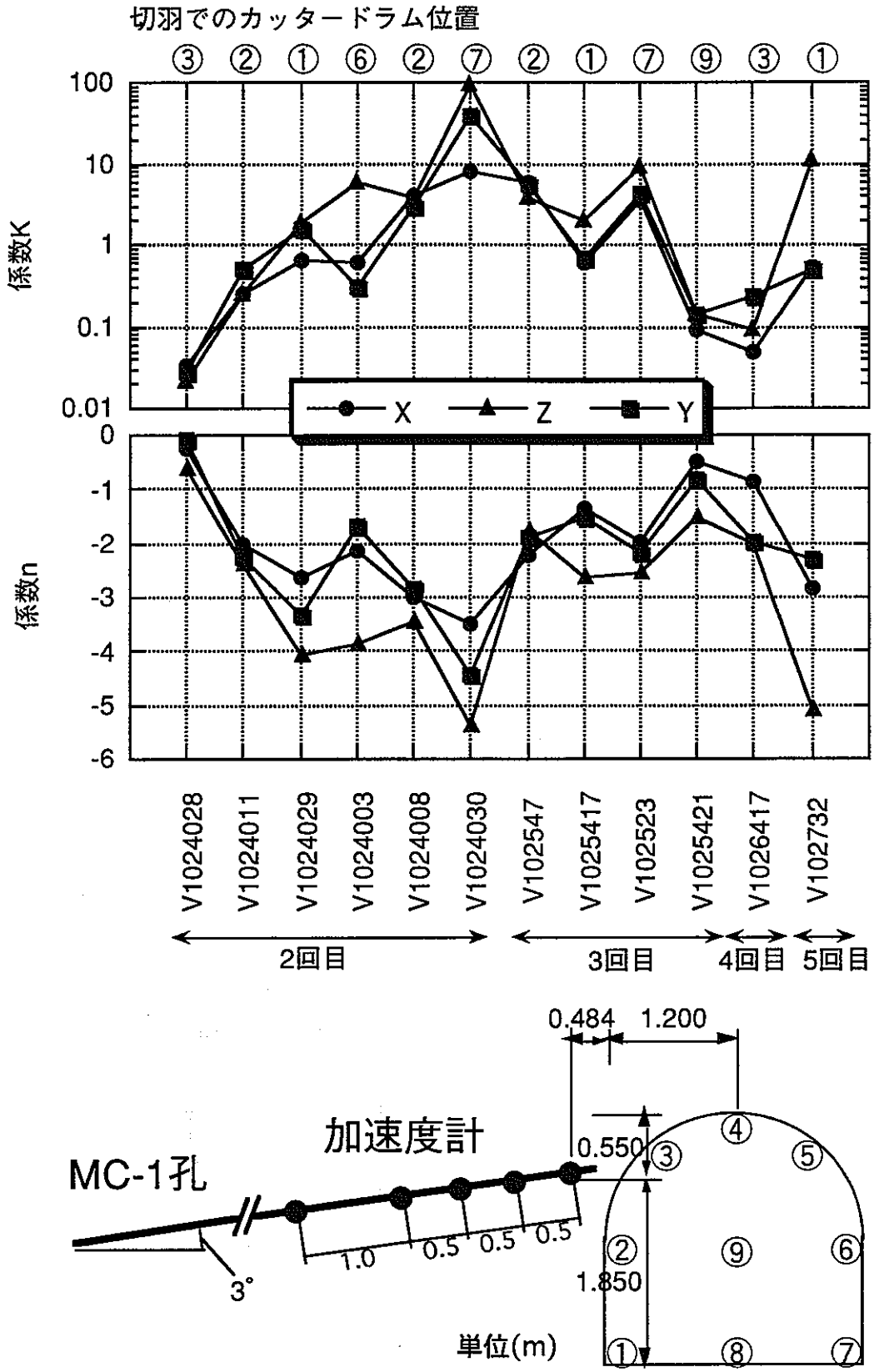


図－4.2.3.10　機械掘削時の岩盤での振動加速度
（第2回目測定、カッタードラムの位置：②）

表－4.2.3.1　機械掘削時の岩盤での振動加速度と距離の関係（係数Kとn）

		k	n	ドラム位置
V1024028	X	0.033	-0.24	3
	Z	0.022	-0.63	
	Y	0.027	-0.06	
V1024011	X	0.243	-2.00	2
	Z	0.245	-2.40	
	Y	0.488	-2.27	
V1024029	X	0.652	-2.63	1
	Z	1.882	-4.07	
	Y	1.549	-3.32	
V1024003	X	0.617	-2.13	6
	Z	5.859	-3.86	
	Y	0.308	-1.70	
V1024008	X	3.963	-2.98	2
	Z	3.892	-3.44	
	Y	2.908	-2.82	
V1024030	X	7.844	-3.49	7
	Z	93.894	-5.39	
	Y	38.586	-4.42	
V102547	X	6.051	-2.22	2
	Z	3.746	-1.77	
	Y	5.571	-1.89	
V1025417	X	0.590	-1.34	1
	Z	1.995	-2.64	
	Y	0.669	-1.52	
V102523	X	3.451	-1.98	7
	Z	8.926	-2.53	
	Y	4.406	-2.17	
V1025421	X	0.090	-0.47	9
	Z	0.142	-1.50	
	Y	0.139	-0.81	
V1026417	X	0.048	-0.84	3
	Z	0.092	-2.01	
	Y	0.235	-1.98	
V102732	X	0.518	-2.84	1
	Z	10.985	-5.08	
	Y	0.490	-2.29	

（注）V******はデータの識別番号である。たとえば、V1024028は（平成7年）10月24日（2回目）に測定した番号028のデータであることを示す。



図－4.2.3.11　機械掘削時の岩盤での振動加速度の係数Kおよび係数n

（4）振動速度と距離の関係

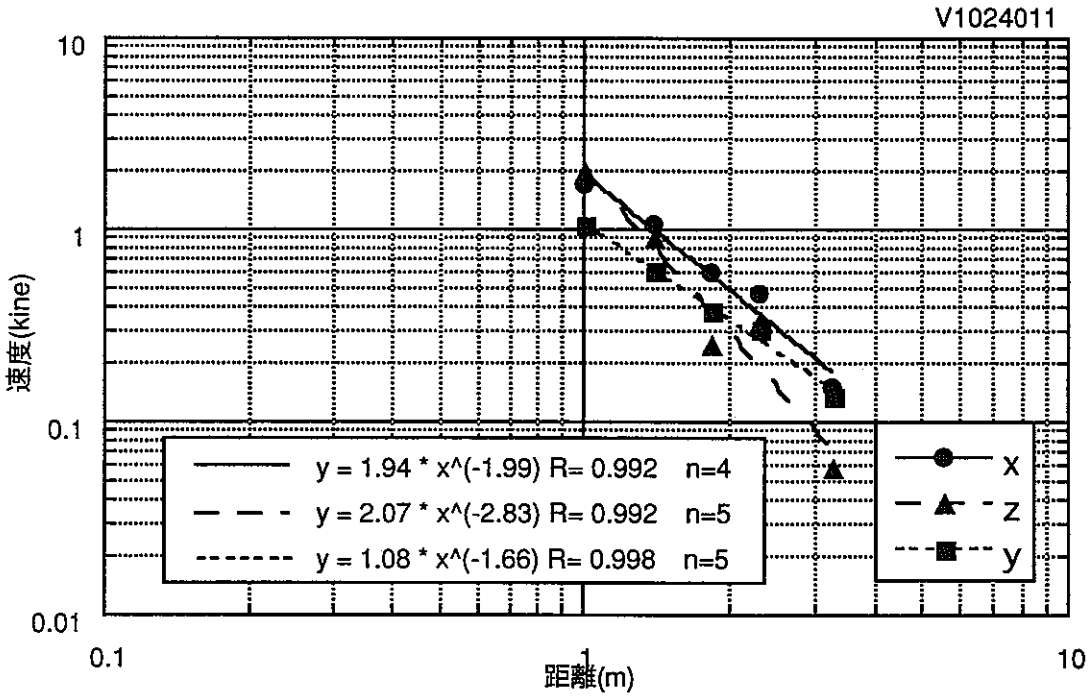
振動速度の最大値を、切羽におけるカッタードラムの位置と対応させて資料集に示す。また、掘削工程に対応した機械および岩盤における速度波形を資料集に示す。振動速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は21kine（坑道に対し鉛直方向）であった。

機械掘削時の岩盤での振動速度と距離の関係の一例を図－4.2.3.12に示す。機械掘削時の岩盤の振動速度V（単位：kine）と距離R（単位：m）の関係を、

$$V=KR^{n} \qquad (4.2.3.2)$$

で近似したときの係数Kおよびnの値を表－4.2.3.2に示す。また、各測定での係数Kおよびnの値を図－4.2.3.13に示す。

図－4.2.3.13によれば、係数Kは0.1～2,500の値を取り、測定方向、測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-8の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。

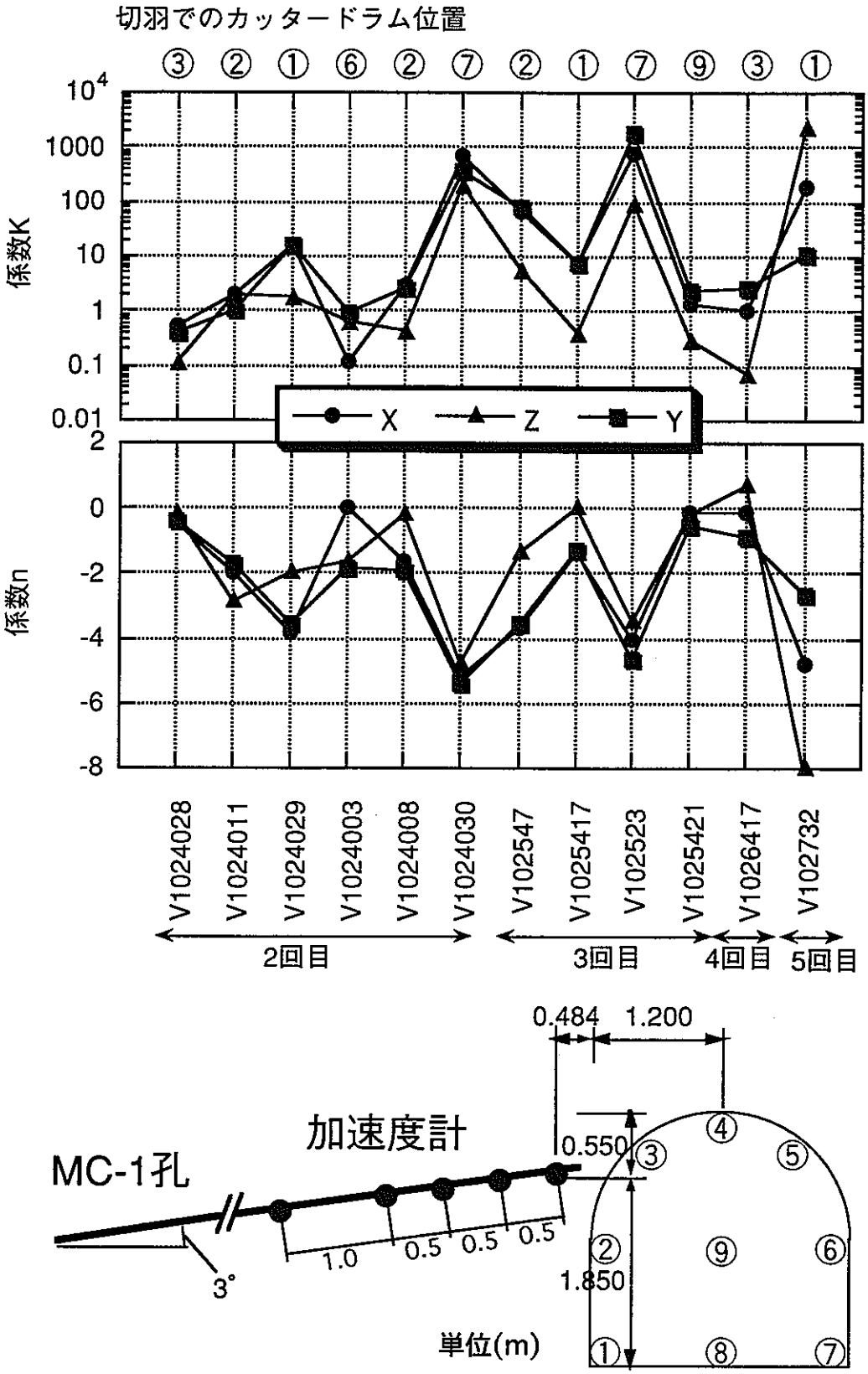


図－4.2.3.12　機械掘削時の岩盤での振動速度
（第2回目測定、カッタードラムの位置：②）

表－4.2.3.2　機械掘削時の岩盤での振動速度と距離の関係（係数Kとn）

		k	n	ドラム位置
V1024028	X	0.551	-0.48	3
	Z	0.116	-0.16	
	Y	0.420	-0.37	
V1024011	X	1.937	-1.99	2
	Z	2.069	-2.83	
	Y	1.076	-1.66	
V1024029	X	15.967	-3.79	1
	Z	1.786	-1.94	
	Y	15.413	-3.56	
V1024003	X	0.113	0.05	6
	Z	0.669	-1.65	
	Y	0.983	-1.85	
V1024008	X	2.818	-1.62	2
	Z	0.455	-0.18	
	Y	2.610	-1.89	
V1024030	X	690.590	-5.22	7
	Z	215.440	-4.78	
	Y	357.960	-5.37	
V102547	X	67.548	-3.66	2
	Z	5.518	-1.33	
	Y	77.094	-3.54	
V1025417	X	7.644	-1.38	1
	Z	0.405	-0.01	
	Y	7.859	-1.27	
V102523	X	799.400	-4.05	7
	Z	96.727	-3.46	
	Y	1797.400	-4.64	
V1025421	X	1.323	-0.10	9
	Z	0.304	-0.20	
	Y	2.508	-0.54	
V1026417	X	1.057	-0.11	3
	Z	0.072	0.73	
	Y	2.611	-0.88	
V102732	X	195.740	-4.75	1
	Z	2519.500	-7.99	
	Y	11.205	-2.64	

（注）V******はデータの識別番号である。たとえば、V1024028は（平成7年）10月24日（2回目）に測定した番号028のデータであることを示す。



図－4.2.3.13　機械掘削時の岩盤での振動速度の係数Kおよび係数n

（5）機械の振動速度

機械掘削時の機械側の振動速度の最大値を、切羽におけるカッタードラムの位置と対応させて表－4.2.3.3に示す。振動速度の最大値は第5回目の測定（D102732）で、カッタードラム位置①の場合で発生し、その値は20kine（カッタードラムの軸方向）であった。

表－4.2.3.3　機械掘削時の機械側の振動速度の最大値

単位：kine

	ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの左右方向(ch1)	ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの上下方向(ch2)	ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの軸方向(ch3)	ｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑ位置
D1024028	9.45	10.30	9.78	③
D1024011	9.74	6.96	10.13	②
D1024029	2.44	0.80	1.39	①
D1024003	4.15	2.65	3.50	⑥
D1024008	7.52	7.19	11.64	②
D1024030	12.37	9.51	9.47	⑦
D102547	1.61	3.50	3.00	②
D1025417	1.52	3.15	2.59	①
D102523	1.45	5.45	0.44	⑦
D1025421	2.40	7.38	7.20	⑨
D102732	15.33	18.17	19.66	①

（注）D******はデータの識別番号である。たとえば、D1024028は（平成7年）10月24日（2回目）に測定した番号028のデータであることを示す。

（6）まとめ

平成7年度に測定した機械掘削時の加速度データを解析し、加速度と距離の関係式を求めた。また、加速度波形を積分して速度を求め、速度と距離の関係式を求めた。併せて、機械で測定した加速度を積分し、振動速度を求めた。その結果得られた知見を以下にまとめて示す。

1）振動加速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は2.5G（坑道に対し鉛直方向）であった。振動速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は21kine（坑道に対し鉛直方向）であった。

2）加速度と距離の関係式の係数Kは0.01～100の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-6の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。

3）速度と距離の関係式の係数Kは0.1～2,500の値を取り、測定方向、測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-8の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。

4）機械掘削時の機械側の振動速度の最大値は、第5回目の測定（D102732）で、カッタードラム位置①の場合で発生し、その値は20kine（カッタードラムの軸方向）であった。

4.2.4　工法の違いによる掘削影響の違いについて

（1）振動速度からみた掘削影響

発破および機械掘削が岩盤に与える影響を振動速度の観点から検討する。

発破振動速度、岩盤の弾性波速度、密度、岩盤の引張強度との関係は以下の式で表わされる。

$$\sigma = \rho C V \qquad (4.2.4.1)$$

σ：岩盤の引張強度（g/cm^2）

ρ：岩盤の密度（$(g/cm^3) \cdot 1/(cm/sec^2)$）

C：岩盤の弾性波速度（cm/sec）

V：発破により生ずる振動速度（cm/sec）

式（4.2.4.1）は、発破振動に対し適用されるものであるが、機械掘削時の振動についてもこの式を適用した。

4.2.2および4.2.3において、測定された加速度を積分して速度の最大値Vを求めた。岩盤の密度ρおよび岩盤の弾性波速度Cは、今回実施した室内試験結果から設定した。

式（4.2.4.1）を変形して、

$$V = \frac{\sigma}{\rho C} \qquad (4.2.4.2)$$

から求めた振動速度を限界速度として、機械掘削時に測定された振動速度と比較し、この限界速度を上回る領域を振動速度からみた掘削影響領域と考えた。室内試験結果および原位置試験結果から設定した物性値とこれを用いて算定した限界速度を表－4.2.4.1に示す。

表－4.2.4.1中の密度は、表－2.1.3.1の湿潤密度を設定した。弾性波速度については、図－2.3.4.6に示す側壁における屈折法弾性波探査の結果から、発破区間については2.5km/secを、機械掘削区間については2.8km/secを設定した。また、ここで用いられている引張強度は、動的な引張強度であることから、今回試験を行った静的な引張強度を参考に2.0MPaを設定した。その結果、発破掘削区間での限界速度は

41kineとなり、機械掘削区間での限界速度は36kineとなった。

ここで述べた方法は、式（4.2.4.1）が基本となっている。式（4.2.4.1）は、トンネルのライニングコンクリートへの発破振動の影響を検討するための式であり、ライニングコンクリートは許容振動速度を超えれば破壊に至るとして、この許容振動速度を破壊限界速度とみなしている。ここでは、ライニングコンクリートを岩盤に置き換え、ある限界速度を超えれば岩盤が破壊に至るものとみなした。

以上の方法を発破掘削と機械掘削のそれぞれに対して適用し、工法の違いによる掘削影響領域の違いを求めた。

表－4.2.4.1　限界速度の算定

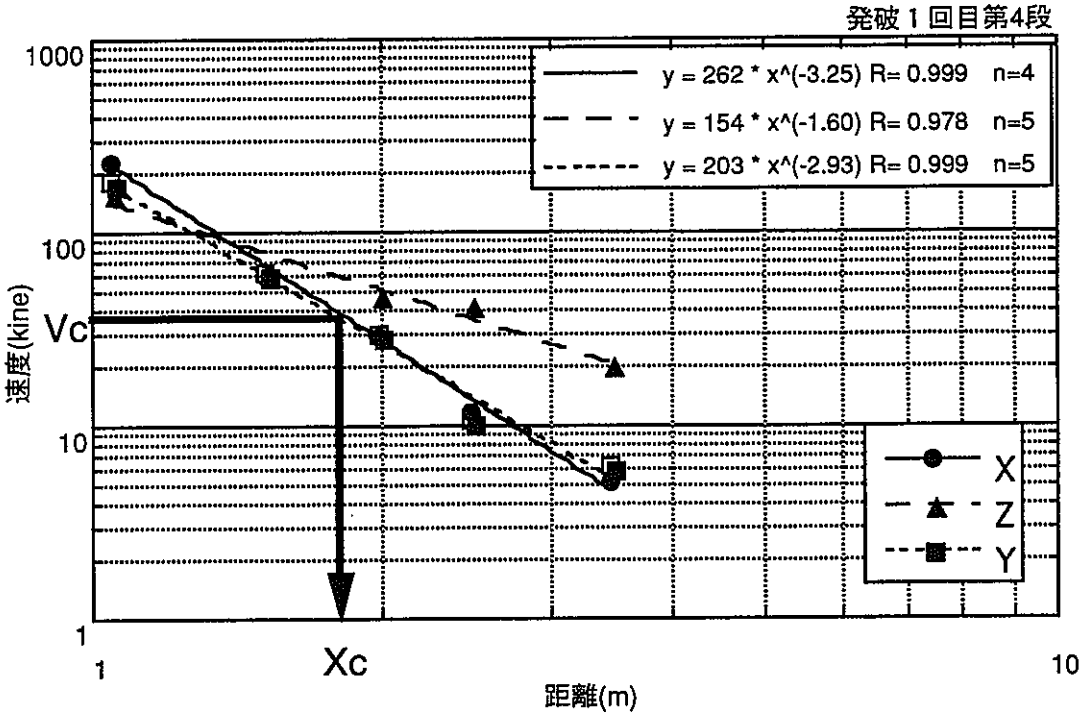
	密度 ρ (g/cm)	弾性波速度 c(km/sec)	引張強度 σ (MPa)	限界速度 V(kine)
発破掘削区間	1.90	2.5	2.0	41
機械掘削区間	1.92	2.8	2.0	36

（2）発破掘削時の掘削影響

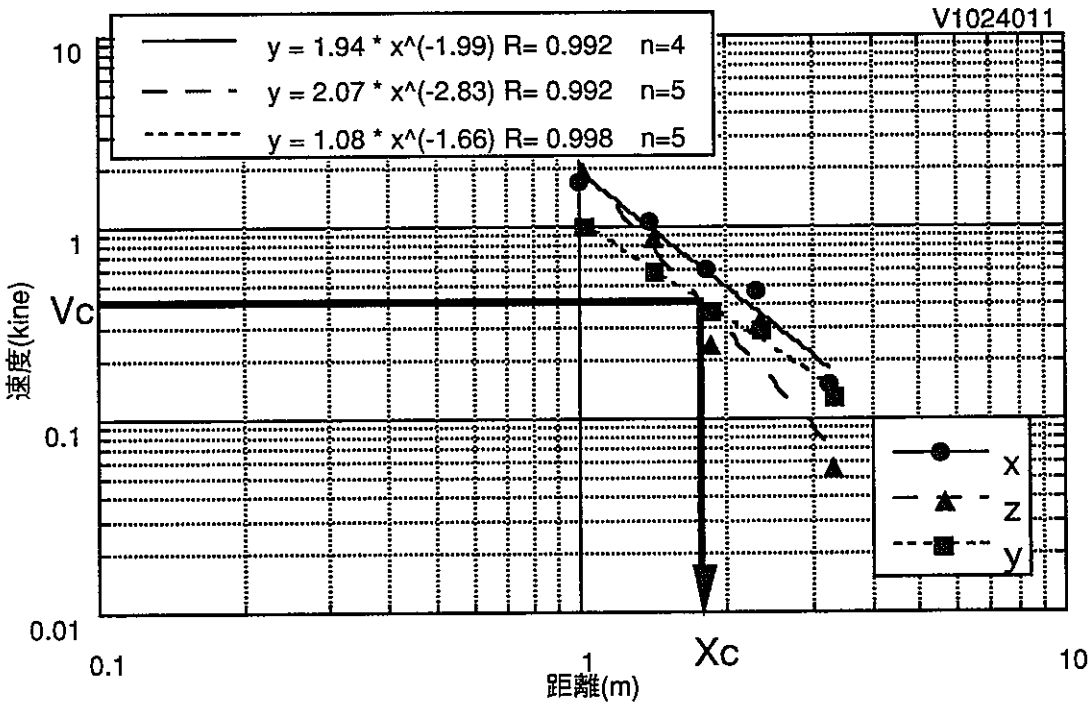
発破掘削時の掘削影響領域の求め方を図－4.2.4.1に示す。発破掘削時の振動速度と距離の関係は、3成分ごとに回帰式で近似されているので、この回帰式に式（4.2.4.2）から求めた限界速度Vcを代入して、限界速度から推定される掘削影響領域Xcを求めた。

（3）機械掘削時の掘削影響

機械掘削時の掘削影響領域の求め方を図－4.2.4.2に示す。機械掘削時の振動速度と距離の関係は、3成分ごとに回帰式で近似されているので、この回帰式に式（4.2.4.2）から求めた限界速度Vcを代入して、限界速度から推定される掘削影響領域Xcを求めた。



図－4.2.4.1　発破掘削時の掘削影響領域の求め方



図－4.2.4.2　機械掘削時の掘削影響領域の求め方

（4）工法の違いによる掘削影響の違い

（2）と（3）において述べた方法により、掘削影響領域を推定する。まず、発破掘削区間および機械掘削区間のそれぞれについて、引張強度、弾性波速度および岩盤の弾性係数から、表－4.2.4.1に示す限界速度を求めた。

限界速度から求めた発破掘削による影響領域の推定値を、表－4.2.4.2～表－4.2.4.4に示す。1回目の発破での影響領域は1.68m、2回目は2.03m、3回目は0.91mとなった。これらを総合すれば、限界速度から求めた発破掘削による影響領域は、約1.0～2.0mであると推定できる。

限界速度から求めた機械掘削による影響領域の推定値を、表－4.2.4.5に示す。2回目の測定での影響領域は0.45m、3回目は0.76mとなった。4回目および5回目の振動測定では、機械のカッタードラムが測定地点から十分離れているので、ここでの測定値は参考値とした。これらを総合すれば、限界速度から求めた機械掘削による影響領域は、約0.5～0.8mであると推定できる。

表－4.2.4.2　発破掘削による影響領域（発破1回目）

発破1回目　　単位(m)

	X	Z	Y	平均
1段	1.71	2.26	1.20	1.72
2段	2.00	2.30	1.39	1.90
3段	1.68	2.26	1.49	1.81
4段	1.77	2.28	1.73	1.93
5段	1.60	0.17	1.38	1.05
平均	1.75	1.85	1.44	1.68

表－4.2.4.3　発破掘削による影響領域（発破2回目）

発破2回目　　単位(m)

	X	Z	Y	平均
1段	1.61	3.17	2.10	2.29
2段	0.56	1.79	1.84	1.40
3段	1.96	2.43	1.87	2.09
4段	1.84	2.64	1.77	2.08
5段	1.93	算定不能	2.63	2.28
平均	1.58	2.51	2.04	2.03

表－4.2.4.4　発破掘削による影響領域（発破3回目）

発破3回目　　単位(m)

	X	Z	Y	平均
1段	0.00	0.00	算定不能	0.00
2段	1.21	算定不能	1.76	1.48
3段	1.39	算定不能	1.57	1.48
4段	0.61	算定不能	0.35	0.48
5段	0.36	算定不能	0.06	0.21
平均	0.89	0.00	0.93	0.91

表－4.2.4.5　機械掘削による影響領域

単位(m)

測定	データ番号	X	Z	Y	平均	各回平均
2回目	V1024028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.449
	V1024011	0.230	0.364	0.121	0.238	
	V1024029	0.807	0.213	0.788	0.603	
	V1024003	算定不能	0.089	0.143	0.116	
	V1024008	0.208	0.000	0.249	0.152	
	V1024030	1.761	1.454	1.534	1.583	
3回目	V102547	1.188	0.244	1.240	0.891	0.759
	V1025417	0.325	0.000	0.302	0.209	
	V102523	2.150	1.331	2.323	1.935	
	V1025421	0.000	0.000	0.007	0.002	
4回目	V1026417	0.000	算定不能	0.051	0.025	0.025
5回目	V102732	1.428	1.702	0.643	1.258	1.258

（注）V******はデータの識別番号である。たとえば、V1024028は（平成7年）10月24日（2回目）に測定した番号028のデータであることを示す。

参考文献

4.2　振動計測のデータ解析

1)大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の調査、PNC ZJ 1449 96-004、1996年

2)石井康夫、西田　佑、中野雅司、板野良一：最新発破技術、森北出版、pp.157

4.3 調査・試験結果および数値解析結果の総合評価

4.3.1 調査・試験結果および数値解析結果

今回実施した調査・試験結果および数値解析結果を総合して、掘削影響領域の拡がり、掘削による物性の変化、モデル化の方法について考察する。

（1）調査・試験結果の評価

1）室内物性試験

・掘削による影響領域の範囲を把握する目的で、掘削した坑道壁面にできるだけ近い位置から奥に向かって連続的に岩石試料を採取し、物理試験、超音波速度測定、一軸圧縮試験、圧裂引張試験を実施した。試験の対象は、試験坑道の周辺に分布する主な岩相の1つである細粒砂岩である。

試験結果を壁面からの距離と物性値の関係で整理し、物性値のデータを2つのグループに分割したときのグループごとの平均値の差が最も大きくなる場合に掘削影響領域の境界が存在すると考えた。このようにして掘削影響領域を求めたところ、表－4.3.1.1および図－4.3.1.1に示すように試験方法ごとに掘削影響領域が異なる結果となった。機械掘削区間でも発破掘削区間でも0m～3.0mまでの広い範囲にわたってばらついており、室内物性試験の結果のみから掘削影響領域の範囲を推定するのは困難である。

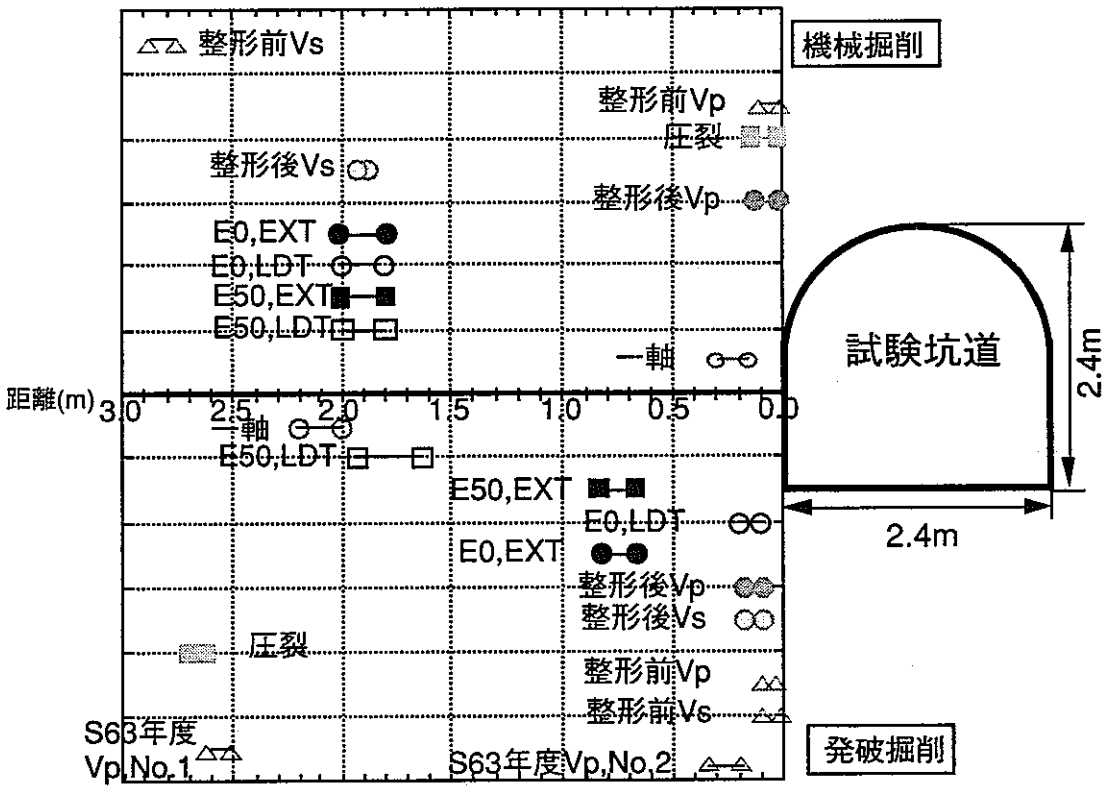
・室内試験結果から掘削影響の及ぶ範囲を精度良く求めるためには、原位置で掘削された後の岩盤の状態をできるだけ乱さないで試錐またはブロックサンプリング等により岩石コアを採取し、さらにできるだけ乱さないように供試体を整形した後、試験を行うことが肝要である。しかしながら、今回の試験の対象である粗粒砂岩は堆積軟岩であり、試錐や供試体作成時の作業により、室内試験の供試体は擾乱を受けやすい。特に、機械掘削のように、掘削の影響が小さいと考えられる場合には、機械掘削による影響がこれらの擾乱に包含されて、真の掘削影響が評価できなくなることが考えられる。

・岩石コアを採取するためのボーリングや供試体作成時の作業による供試体の乱れを完全に無くすことは、現状の技術では限界がある。この意味で、岩石コアを採取するためのボーリングや供試体作成時の作業による供試体の乱れを極力少なくし、非破壊的な方法で測定する超音波速度測定のような方法が有望であると考え

られる。また、掘削影響領域の評価は、室内試験結果だけでなく、他の原位置試験結果も考慮して総合的に行うことが重要であると考える。

表－4.3.1.1　室内試験から求めた掘削影響領域の境界（単位：m）

	機械掘削区間	発破掘削区間	
		S63	H8
一軸圧縮強度	0.17~0.30	-	2.06~2.24
変形係数$E_{50,LDT}$	1.83~2.02	-	1.64~1.93
変形係数$E_{50,EXT}$	1.83~2.02	-	0.69~0.80
変形係数$E_{0,LDT}$	1.83~2.02	-	0.09~0.29
変形係数$E_{0,EXT}$	1.83~2.02	-	0.69~1.64
P波速度（整形前）	0.02~0.07	2.5~2.62,0.21~0.35	0.03~0.07
S波速度（整形前）	2.82~2.86	-	0.07~0.09
P波速度（整形後）	0.09~0.11	-	0.09~0.19
S波速度（整形後）	1.89~1.93	-	0.09~0.19
引張強度	0.05~0.09	-	2.61~2.67



図－4.3.1.1　室内試験から求めた掘削影響領域の境界

2）原位置試験

・掘削影響をとらえるための原位置試験として、屈折法弾性波探査、PS検層、トモグラフィ調査、孔内載荷試験、BTVによる亀裂観察、振動測定を実施した。

・弾性波屈折法探査により、掘削影響領域は、弾性波速度の低下した領域として他の手法と比べて明瞭にとらえることができた。発破掘削区間の掘削影響領域の層厚は0.1～0.7mで、機械掘削区間の掘削影響領域の層厚は0.1～0.5mであった。発破掘削区間では、掘削影響領域の弾性波速度の、健全部の弾性波速度に対する比（弾性波速度低下の度合い）が大きいことが分かった。昭和63年度に実施した発破掘削区間での弾性波屈折法探査から得られた掘削影響領域の層厚は0.1～0.8mであった。

・弾性波トモグラフィ調査により、機械掘削区間では、坑道周辺に弾性波速度の低下した領域としてはとらえられなかった。昭和63年度に実施した発破掘削区間での弾性波トモグラフィ調査では、坑道周辺に弾性波速度の低下した領域として、層厚0.8～1.5mの掘削影響領域をとらえることができた。

・比抵抗トモグラフィ調査は、機械掘削区間でのみ実施した。機械掘削区間では、比抵抗の変化が小さいため掘削影響領域とみられる領域はとらえられなかった。

・孔内載荷試験を機械掘削区間についてのみ掘削前後に実施したが、掘削影響を変形係数の変化する領域としてとらえることはできなかった。

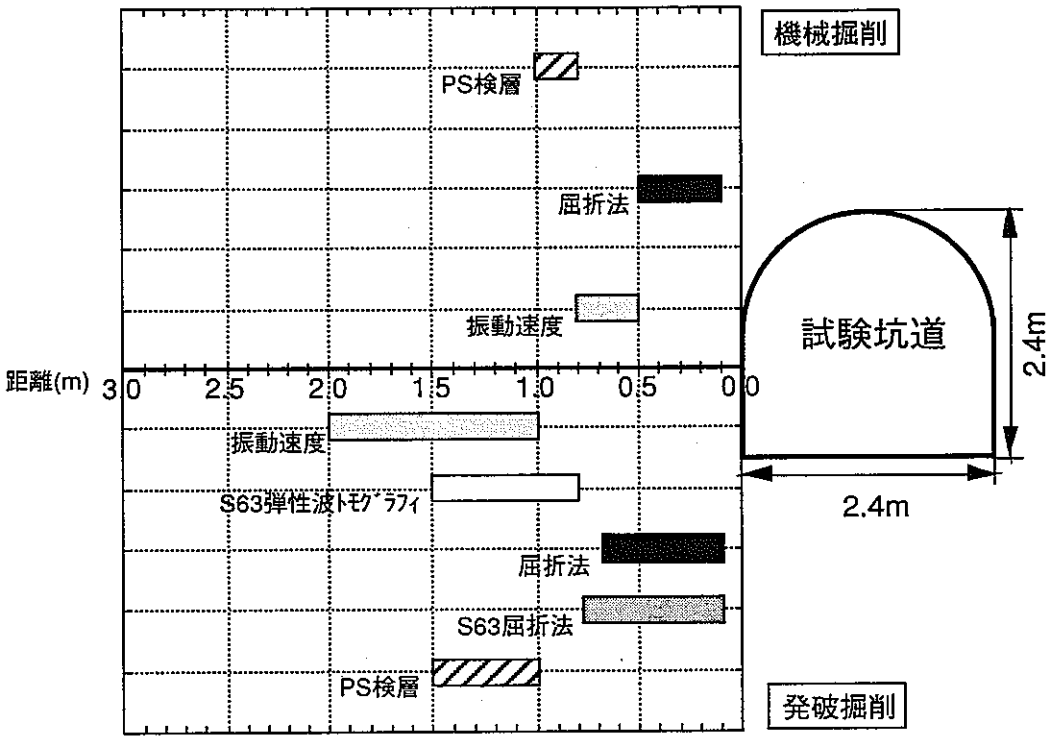
・BTVによる亀裂観察では、機械掘削区間についてのみ実施したが、掘削影響を既存の亀裂の開口や新たな亀裂の発生としてとらえることはできなかった。

・坑道掘削時に測定した振動加速度を振動速度に変換して、別途設定した岩盤が破壊するときの限界速度と比較することにより、掘削影響領域の推定を試みた。その結果、発破掘削による影響領域は1.0～2.0mで、機械掘削による影響領域は0.5～0.8mであると考えられた。

・上記の原位置試験結果から推定した掘削影響領域の境界を表－4.3.1.2および図－4.3.1.2に示す。

表－4.3.1.2　原位置試験から求めた掘削影響領域の境界（単位：m）

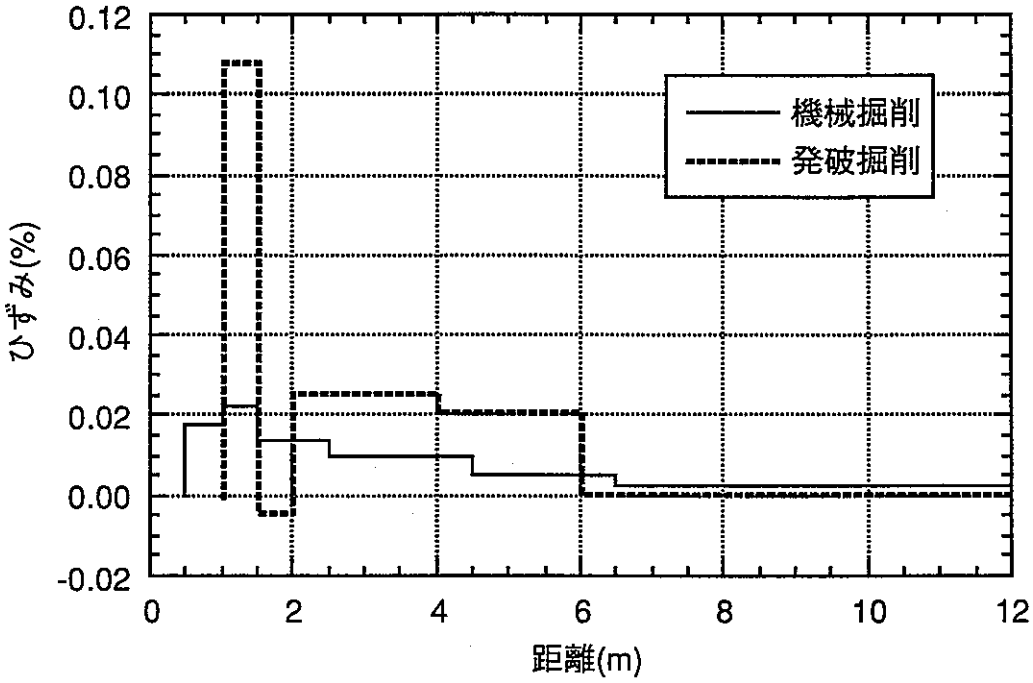
	機械掘削区間	発破掘削区間	
		S63	H8
原位置試験			
弾性波屈折法探査	0.1~0.5	0.1~0.8	0.1~0.7
弾性波トモグラフィ	特定できず	0.8~1.5	—
比抵抗トモグラフィ	比抵抗値の顕著な変化なし	—	—
PS検層	0.8~1.0	—	1.0~1.5
振動測定	0.5~0.8	—	1.0~2.0



図－4.3.1.2　原位置試験から求めた掘削影響領域の境界

3）変位測定

・機械掘削区間および発破掘削区間では、掘削前から岩盤内変位計を設置して、掘削に伴う岩盤内変位を測定した。掘削終了時の岩盤内変位分布からひずみを求めた結果を図－4.3.1.3に示す。図中の縦軸は測定区間ごとのひずみを表し、符号は引張を正としている。発破掘削では、坑道壁面近傍で0.1%を超えるひずみが発生しているのに対し、機械掘削では最大でも0.02%程度のひずみとなっており、坑道壁面近傍での発破掘削時のひずみは、機械掘削時のひずみよりも大きい結果となった。また、ひずみの分布から、発破掘削区間では坑道壁面から約1.5mまでの領域でが掘削影響を受けていると考えられる。機械掘削区間では、ひずみの分布からは明瞭な掘削影響領域は得られなかった。



図－4.3.1.3　岩盤内変位分布から求めたひずみ分布

（2）数値解析結果の評価

1）機械掘削時の岩盤の変形挙動の数値解析について

機械掘削時の岩盤の変形挙動を数値解析により説明するため、岩盤や施工過程のモデル化の検討を行った。その結果、以下のような条件で岩盤および施工過程をモデル化することにより、内空変位測定結果、地中変位測定結果およびひずみ計測結果（水平方向）を最もよく説明することができた。

①岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果から、坑道位置での拘束圧に対応する変形係数を求め、この値を2倍して岩盤の変形係数と設定する。これは、微小ひずみ（最大でも1,000μ）時の岩石の変形を比較的正確に測定できるとされている局所変位計による変形係数の値が、外部変位計による変形係数の値の約2倍であることを考慮している。

②岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道近傍の3箇所での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

③切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

④掘削に伴って生じる掘削影響領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、掘削影響領域での変形係数を低減させる。

2）発破掘削時の岩盤の変形挙動の数値解析について

1）の機械掘削時の岩盤の変形挙動の岩盤や施工過程のモデル化の考え方を発破掘削時の数値解析に適用した。その結果、発破掘削時の数値解析についても、以下のような条件で岩盤および施工過程をモデル化することにより、内空変位測定結果および地中変位測定結果をよく説明することができた。

①岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果も考慮して試行錯誤により岩盤内変位分布や内空変位を最も良く説明できる岩盤の変形係数を決定した。

②岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

③切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

④掘削に伴って生じる掘削影響領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、掘削影響領域での変形係数を低減させる。

3）岩盤の掘削時の予測解析のための岩盤や施工過程のモデル化について

1）および2）の結果を総合すると、坑道掘削時の数値解析を行って、岩盤の変形挙動を予測するためには、機械掘削および発破掘削という両工法に対し、以下の点が重要であると考えられる。

①岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる

②岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる

③切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる

④掘削に伴って生じる掘削影響領域を考慮する

ただし、これはあくまで東濃鉱山北延NATM坑道を対象とした数値解析結果およびモデル化からの考察であり、他の岩種、初期応力状態、掘削断面の大きさなどの条件に対して適用する場合には、別途評価が必要と思われる。

表－4.3.1.3　坑道掘削のモデル化のまとめ

		機械掘削		発破掘削(S63)	
初期応力設定			設定根拠		設定根拠
鉛直方向	MPa	1.99	初期地圧測定結果	2.01	初期地圧測定結果
水平方向	MPa	1.44	(OC法) 傾き考慮	1.49	(応力解放法)
岩盤の物性値					
健全部					
変形係数	MPa	2500	ひずみレベルに応じた値	1500	解析の試行錯誤による
ポアソン比		0.4	三軸試験結果から設定	0.3	三軸試験結果から設定
粘着力	MPa	2.94	三軸試験結果から設定	1.27	三軸試験結果から設定
内部摩擦角	°	10	三軸試験結果から設定	25	三軸試験結果から設定
緩み領域					
変形係数	MPa	1000	健全部の40%	450	健全部の30%
ポアソン比		0.4	健全部と同じ	0.3	健全部と同じ
粘着力	MPa	0.88	健全部の30%	0.34	健全部の30%
内部摩擦角	°	10	健全部と同じ	25	健全部と同じ
ロックボルト					
弾性係数	MPa	2.1×10^5	鋼の一般的な弾性係数	2.1×10^5	鋼の一般的な弾性係数
断面積	cm^2	2.067		2.067	
吹付コンクリート					
弾性係数	MPa	3330	吹付ｺﾝｸﾘｰﾄの一般的な弾性係数およびﾎﾟｱｿﾝ比	－	
ポアソン比		0.167		－	

4.3.2　工法の違いによる掘削影響の違い

（1）工法の違いによる掘削影響の拡がりの違い

・原位置試験結果から推定した掘削影響領域の境界をまとめて表－4.3.2.1および図－4.3.2.1に示す。室内試験については、今年度は坑道周辺に存在する2つの岩相のうち1つの細粒砂岩についてのみ掘削影響の及ぶ範囲を検討し、もう1つの岩相の粗粒砂岩については平成9年度に実施する予定であるので、表－4.3.2.1および図－4.3.2.1からは除外した。また、数値解析で設定した掘削影響領域の拡がりについても表－4.3.2.1および図－4.3.2.1に併せて示した。

・図－4.3.2.1によれば、機械掘削区間では、平成5年度から平成8年度までに実施した調査・試験結果から総合的に判断して、坑道壁面から最大1.0mまでの領域が掘削影響領域であるとみなされた。

・図－4.3.2.1によれば、発破掘削区間では、昭和62、63年度に実施した調査・試験結果および平成5年度から平成8年度に実施した調査・試験結果から総合的に判断して、坑道壁面から最大2.0mまでの領域が掘削影響領域であるとみなされた。

・数値解析において、初期応力、弾性係数、強度定数、施工過程を原位置試験および室内試験結果に基づいて設定し、弾性波屈折法探査から得られた掘削影響領域の拡がりを設定すれば、機械掘削の場合でも、発破掘削の場合でも測定した変位挙動をよく説明することができた。これにより、機械掘削の場合および発破掘削の場合の掘削影響領域の拡がりの設定が適切であることが示された。

・以上のことから、工法の違いによる掘削影響の拡がりの違いについて以下のことが明らかになった。

①弾性波屈折法探査、弾性波トモグラフィ調査、PS検層、振動測定および岩盤内変位測定の各調査・試験結果により、掘削影響の拡がりを求めることができた。

②掘削工法が同じでも、測定手法や結果の評価方法により、掘削影響領域の拡がりは異なる。したがって、掘削影響について議論する場合には、測定手法や結果の評価方法を併せて示すことが重要である。

③機械掘削による掘削影響領域の拡がりは坑道壁面から約1.0mまでとなった。発破掘削による掘削影響領域の拡がりの坑道壁面から約2.0mまでとなった。この結果、機械掘削による掘削影響領域の拡がりは、発破掘削による掘削影

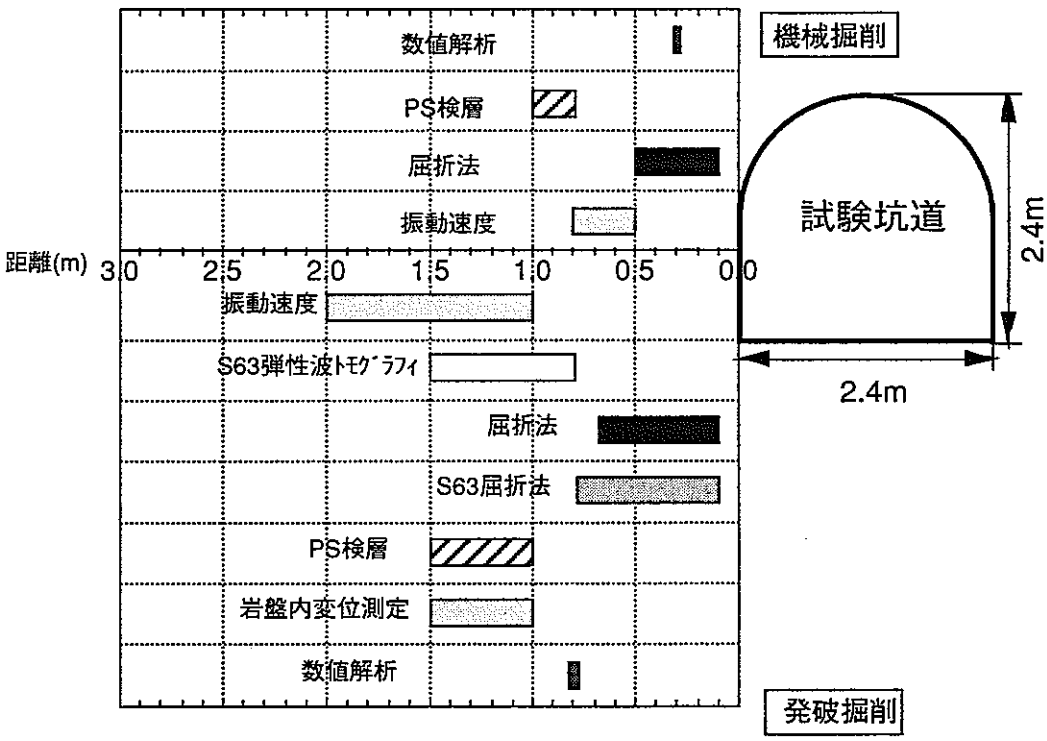
響領域の拡がりよりも小さくなった。

④数値解析では、掘削影響領域の拡がりをモデル化することにより、機械掘削および発破掘削による変位挙動をそれぞれ適正に説明することができた。

⑤これらはあくまでも東濃鉱山の北延坑道周辺の岩盤に対して導かれた結論である。

表－4.3.2.1　掘削影響領域の境界（単位：m）

	機械掘削区間	発破掘削区間	
		S63	H8
原位置試験			
弾性波屈折法探査	0.1~0.5	0.1~0.8	0.1~0.7
弾性波トモグラフィ	特定できず	0.8~1.5	—
PS検層	0.8~1.0	—	1.0~1.5
振動測定	0.5~0.8	—	1.0~2.0
岩盤内変位測定	特定できず	1.0~1.5	—
数値解析	0.3	0.8	0.8



図－4.3.2.1　原位置試験、変位測定結果から求めた掘削影響領域

（2）工法の違いによる掘削影響領域内での特性変化の違い

・岩盤内に坑道を掘削すると、

①坑道周辺の応力状態の変化

②坑道周辺岩盤の飽和度の変化

③坑道周辺岩盤の亀裂状態の変化

が発生するものと考えられる。したがって、上記の3つの項目について、掘削前後で調査・試験を行って、その結果を分析することにより、掘削影響の拡がりと掘削影響を受けた領域内での特性の変化を得ることができる。

・掘削影響領域内での特性変化を測定する目的で、これまでに実施した調査・試験項目、測定する項目（または評価する項目）および関連する要因をまとめて表－4.3.2.2に示す。測定する項目（または評価する項目）とは、調査・試験で直接的に測定できる項目を意味する。また、関連する要因とは、測定する項目（または評価する項目）に影響を与えると考えられる要因である。室内試験については、今年度は坑道周辺に存在する2つの岩相のうち1つの細粒砂岩についてのみ掘削影響の及ぶ範囲を検討し、もう1つの岩相の粗粒砂岩については平成9年度に実施する予定であるので、表－4.3.2.2からは除外した。

・掘削影響をとらえるために実施した調査・試験項目のうち、表－4.3.2.2に影を付けて示した、屈折法弾性波探査、弾性波トモグラフィ調査、PS検層、振動測定、岩盤内変位測定については、工法の違いによる掘削影響の拡がりおよび特性変化をとらえることができた。これに対し、孔内載荷試験、BTVによる亀裂観察では、工法の違いによる掘削影響の拡がりおよび特性変化をとらえることはできなかった。これらの結果から、原位置での弾性波速度が掘削影響を適正にとらえるための指標の1つであることが示された。また、変形係数や亀裂は、当地点の岩盤を対象とした場合は、掘削影響を適正にとらえるための有望な指標とはならないことが示された。

・掘削影響を求めることができる手法のうち、屈折法弾性波探査によれば、トモグラフィ調査や振動測定などよりも簡便に、掘削影響領域の拡がりと岩盤物性の変化を測定することができる。この意味で、屈折法弾性波探査は、掘削影響領域の拡がりと特性の変化を推定するための有効な手法の1つであると考えられる。

表－4.3.2.2　掘削影響領域内での特性変化の測定

	調査・試験項目	測定項目、評価項目	関連する要因
1	弾性波屈折法探査	P波速度の変化	応力、飽和度、亀裂
2	弾性波トモグラフィ調査	P波速度の変化	応力、飽和度、亀裂
3	PS検層	P波、S波速度の変化	応力、飽和度、亀裂
4	比抵抗トモグラフィ調査	比抵抗の変化	飽和度、亀裂
5	振動測定	振動加速度、速度	―
6	孔内載荷試験	変形係数の変化	応力、亀裂
7	岩盤内亀裂観察	亀裂の発生、開口	応力
8	地圧測定	応力の変化	―
9	岩盤内変位測定	変位、ひずみ	応力、亀裂

4.3.3 掘削影響を把握する上での調査・試験手法の適用性の検討

（1）屈折法弾性波探査

電気雷管やダイナマイトを使用した場合の弾性波の周波数は、通常、数 100 Hz から数 kHzである。本調査で使用したMcSEISの周波数特性は、表－2.4.3.2で示したように、5Hz～1,536 Hzである。

一方、本調査で得られた波形記録によると、起振点付近の最も周波数の高いと考えられる受振点での周波数は、1.25 kHz（周期0.8 msec）であり、測定に関して問題はないと考えられる。

本調査で使用したMcSEISでのサンプリング間隔（ｔ）は最小の0.025 msecに設定し、この場合の最大周波数（ｆ）は、20 kHzである（∵ｆ＝１／２ｔ）。したがって、初動読み取りに対して、測定は十分な分解能であった。本測定における読み取り誤差は0.025～0.050 msec程度と考えられ、地山の弾性波速度を2.0 km/secと仮定すると、各測線とも起振点から1～2 mの範囲で直接波の到達時間は0.5～1 msec程度の範囲であり、読み取り誤差は2.5～10％程度と考えられる。このとき、弾性波速度は1.8～2.2 km/sec 程度にばらつく可能性がある。

掘削影響領域では80％程度の速度に減少すると仮定し、ゆるみ範囲の速度（V1）を1.6 km/sec、地山の速度（V2）を2.0 km/sec、掘削影響領域の範囲（Z）を0.3 mとすると、地山からの走時が出現するまでの距離（L）は次式により1.8 mとなる：

$$L = 2Z\sqrt{\frac{(V2+V1)}{(V2-V1)}}$$

このとき、屈折法により掘削影響領域の速度および壁面からの深さを把握するためには、少なくとも4点程度の測定点が必要である。したがって、受振点間隔は45 cmとなる。しかし、実際の掘削影響領域の範囲や弾性波速度の低下量を考慮して、受振点間隔を25 cmとし、この受振点間隔で十分であったと考えられる。

（2）弾性波トモグラフィ

弾性波屈折法と同様に、本調査ではMcSEISを使用した。その周波数特性は、表－2.4.3.2で示したように、5HZ～1,536 Hzである。一方、本調査で得られた波形記

録によると、起振点付近の最も周波数の高いと考えられる受振点での周波数は、1 kHz程度である。本調査で使用したMcSEISでのサンプリング間隔（ｔ）は 0.05 msecに設定し、この場合の最大周波数（ｆ）は、10 kHzである（∵ ｆ＝1/2ｔ）。したがって、測定に関して問題はないと考えられる。

次に、速度値に対する誤差を検討した結果を述べる。本測定における読取誤差は最大 0.05 msec程度と考えられ、平均走時が 5.0 msec、トリガーの誤差、走時誤差を考慮して、測定誤差は2.5％程度と見積もることができる。一方、解析誤差は標準偏差および走時誤差率から最大 6％となる。したがって、速度値に概ね 9％程度の誤差が含まれることになる。たとえば、地山の弾性波速度が 2.0 km/secと仮定すると、弾性波速度は± 0.18 km/sec 程度にばらつく可能性がある。

（3）比抵抗トモグラフィ

本調査における測定電位は0.03～2.00 mV程度であった。データ収録装置McOHM21の最小感度は5μV（0.005 mV）であるので、感度的には測定に問題なかったと考えられる。したがって、測定機器の影響は問題にならないと思われる。

また、自然の地電流による電位や、人工ノイズ、接地抵抗等による測定上の誤差は、経験的に0.005～0.01mV程度（μVオーダー）であり、測定最大誤差は16％程度である。したがって、変化が5Ωｍとすれば、変化率は9％程度となる。

なお、今回、データ収録装置で最大の出力電流（200 mV）によって測定したが、数Ωｍというような低比抵抗域での測定精度をさらに上げるためには、さらに出力の大きいデータ収録装置を使用し、測定電位を上げることが考えられる。

（4）AE法による岩盤応力測定

AE法を利用した方法は、応力解放法など原位置試験に比較すれば非常に簡便な方法である。なぜなら、対象となる岩石に適したAE試験条件（閾値と感度）を利用すればカイザー効果を明瞭にでき、応力の算出に個人誤差が含まれない利点を有するためである。

しかしながら、東濃鉱山の岩石試料のように、試料の表面が少し乾燥するだけでクラックが生じると、AE試験に影響を与え、カイザー効果が認識できなくなることがある。したがって、このような試料を採取して供試体を整形し、AE試験を行うた

めには、高度な技術を要することも事実である。

また、AE法による岩盤応力測定は、近傍の位置において掘削前後で測定が行えるような試験レイアウトを考えておくことが重要である。

さらに、今回得られたような結果は、三次元の初期応力状態を考慮した数値解析を行い、検証しておく必要がある。

（5）孔内載荷試験

岩盤の変形特性に着目し、掘削影響領域を把握する手法として、孔内載荷試験は実用的であると考えられる。すなわち、最大荷重までの間を3～5の荷重レベルに分けて行われる段階載荷パターンを採用すると、変形係数を比較的簡便に求めることができ、この変形係数が掘削影響領域を把握するための指標になるためである。

掘削後に得られた変形係数の値から判断すると、掘削に伴って坑道周辺地山の変形特性が変化するほど大きな影響を受けていないことが明らかとなった。一方、AE試験から得られた応力再配分後の応力状態から地山の降伏状態を調べると、坑道周辺の地山は弾性状態にあることからも調和的であると考えられる。

（6）PS検層

PS検層は、ボーリング孔内に設置した受振器で、ボーリング孔の口元近傍で発生させた弾性波動を観測し、これによりボーリング地点におけるP波とS波の速度分布を求めようとするものである。観測されたP波とS波の伝播時間と伝播距離との関係から、弾性波測度VpおよびVsを容易に算出することができる。

S波は岩盤の飽和状態の影響を受けないため、S波速度の変化から掘削影響領域を推定するためには有効な手法と考えられる。この場合、今回の事後調査のように室内においてボーリングコアを利用したS波の速度を調べておくと、掘削影響領域を推定するうえで、有効な因子になりうることが判明した。

また、ボーリングの孔軸に沿って行われたPS検層の結果とボーリング孔間と坑道掘削壁面で囲まれた領域で行った弾性波トモグラフィーの結果を単純に比べることはできないが、両者から得られたP波速度分布との間には調和的な傾向が認められた。

（7）孔内壁面観察

展開画像からの割れ目の情報抽出はパソコンのモニタ上で行うため、分解能はモニタの解像度に影響される。室内システムにおけるパソコンのモニタ上では、展開画像を最大360×400ドットで表示するため、今回のように孔径66mm、縦200mmの展開画像での分解能は、1ドット当たり約0.6mmとなる。

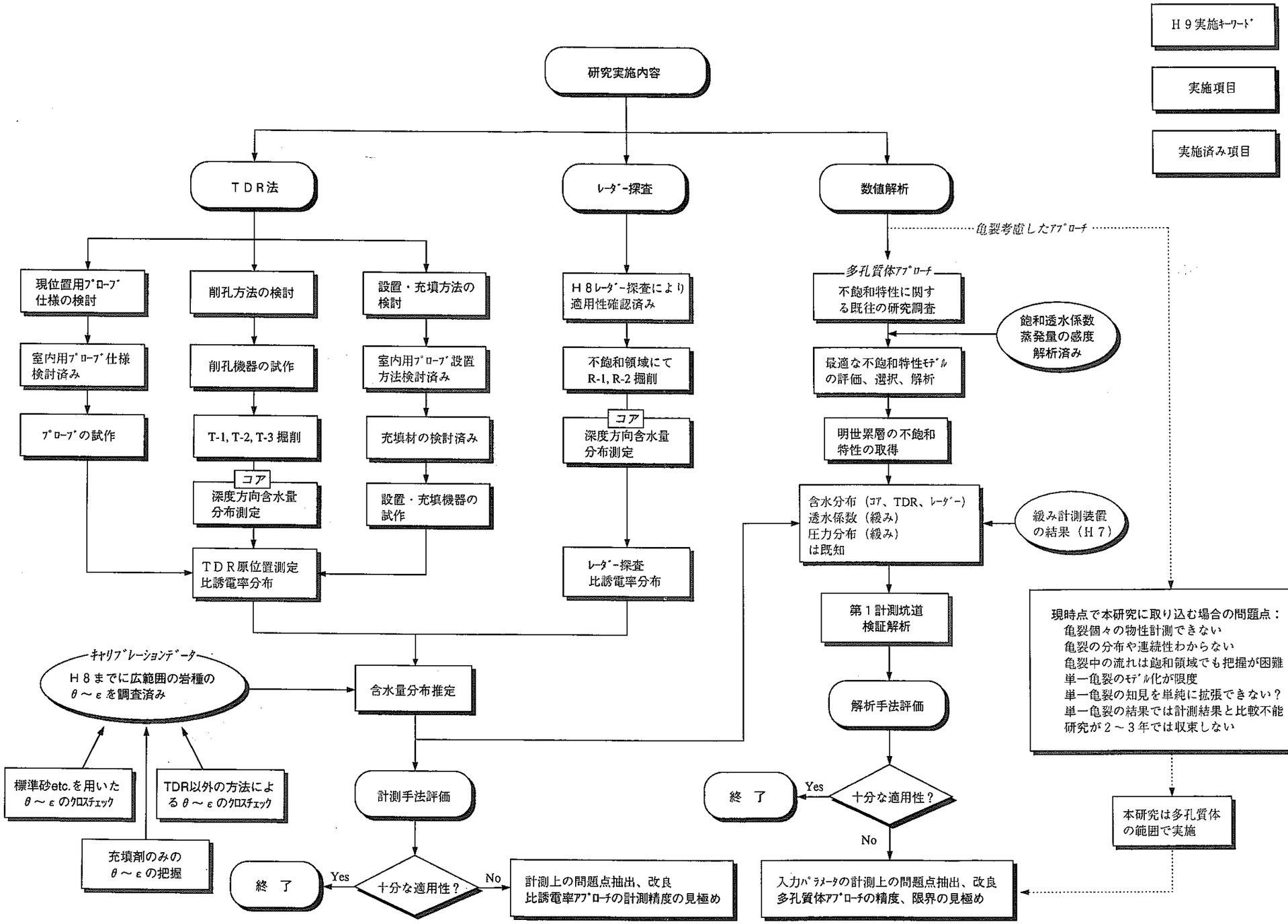
したがって、空洞掘削後の地山が弾性挙動を呈しているような条件下において、孔内壁面観察結果から掘削影響領域を推定することは、かなり困難を伴うように考えられる。

4.4 掘削終了後の不飽和領域に関する検討

岩盤内に坑道を掘削した場合、その周辺岩盤には不飽和領域が発生すると考えられる。この不飽和領域では、酸素を含んだ空気の侵入により岩盤の酸化還元状態が変化し、これに伴い岩盤中の物質移行特性が変化することが考えられる。土壌の分野においては、不飽和に関する基礎的な研究は比較的盛んに行われており、土中の不飽和領域を定量的に把握するための計測手法に関する研究は、ここ数年やっと成果が現れ始めてきた。

一方、岩盤中の不飽和領域の計測についての研究は、ここ数年間にスイス（ＮＡＧＲＡ）、アメリカ（ＤＯＥ）で始められている。これらの研究機関では、岩石の比誘電率が含水状態によって変化する特性に着目しており、具体的な計測手法およびその問題点も次第に明らかにされつつある。岩石の比誘電率～含水量の関係は、岩種によるばらつきも小さいため、不確定要素が多い原位置の計測には最も適した物理量であると考える。

わが国においてもこれらの研究成果を受け、比誘電率に着目した計測手法について今後研究を進めることが必要である。図－4.4.1に、現時点で考えられる研究フローを示す。



図－4.4.1　不飽和領域の原位置計測手法および解析モデル研究フロー

PNC TJ 1449 97-003 (2)

公開資料

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成８年度）

概要報告書

（動力炉・核燃料開発事業団　委託研究成果報告書）

1997年３月

大成建設株式会社
株式会社　大林組

複製またはこの資料の入手については、下記にお問い合せください。

〒509-51
岐阜県土岐市泉町定林寺園戸959-31
動力炉・核燃料開発事業団
東濃地科学センター
技術開発課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to : Technical Evaluation and Patent Office Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation Tono Geoscience Center, Explotration and Mining Technology Development Section,
959-31 Sonodo, Jorinji, Izumi, Toki, Gifu, 509-51 Japan

動力炉・核燃料開発事業団（Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation）1997

PNC TJ 1449 97-003 (2)

公開資料

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成８年度）

概要報告書

（動力炉・核燃料開発事業団　委託研究成果報告書）

1997年３月

大成建設株式会社
株式会社　大林組

公開資料
PNC TJ1449 97-003(2)
1997年3月

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成8年度）

山本　卓也*　吉岡　尚也**

要　　旨

岩盤内に水平坑道や立坑を掘削することにより、空洞周辺岩盤の応力状態や間隙水圧が変化する。これに伴い、岩盤本来の力学・水理学的特性が変化することが知られている。掘削による岩盤の特性変化の程度と拡がり（掘削影響領域）を把握し、評価することは、地下空間の設計・建設や安全性評価を行う上で重要である。

動力炉・核燃料開発事業団では昭和62年度以来、東濃鉱山において水平坑道および立坑を掘削し、それに伴い発生する掘削影響の範囲と特性の変化の程度に関する評価研究を実施してきた。これらの研究では、坑道掘削に発破工法を使用しており、掘削影響は主として発破に伴う岩盤の損傷により発生したことが明らかとなっている。

これに対し、工法の違いによる掘削影響の違いを考察することを目的とし、平成5年度から機械掘削による影響評価試験を開始した。平成5年度および平成6年度には、トモグラフィ調査、孔内載荷試験、孔内壁面観察、室内試験を含む坑道掘削前の調査と、坑道掘削により発生する応力や変位を予測するための事前解析を実施した。平成7年度には、機械による坑道掘削を行い、変位測定、掘削時の振動測定、地質観察等の調査を行った。

今年度は、掘削前に実施した調査に加え、屈折法弾性波探査、PS検層、地圧測定を含む掘削後の調査と坑道掘削後の応力や変位を評価するための事後解析を行った。これらの結果を、掘削前の調査・解析結果と比較することにより、機械掘削による影響評価を行った。また、昭和62年度、63年度に実施した発破掘削による影響評価試験の結果と比較して、工法の違いによる掘削影響の違いについて考察した。

本報告書は、大成建設株式会社、株式会社大林組が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。
契約番号：080D0165
事業団担当部課室および担当者：
環境技術開発推進本部　地層科学研究グループ　主幹　山崎　眞一

*　大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部
**　株式会社大林組技術研究所土木第四研究室

PNC TJ1449 97-003(2)
MARCH, 1997

Post-excavation investigation and numerical analysis to evaluate excavation effects on a rock mass around a machine excavated drift

T.Yamamoto[1] H.Yoshioka[2]

ABSTRACT

Excavation of a shaft or a drift may change the stress condition and the pore water pressure of the rock mass around the opening. As a result, mechanical and hydraulic properties of the rock mass are changed. It is important to estimate the degree of the property change of the rock mass and the extent of EDZ (Excavation Disturbed Zone) from the viewpoint of design, construction and safety assessment of an underground facility. PNC has carried out in-situ and laboratory tests on excavation effects due to blasting in order to understand the degree of the property change of the rock mass and the extent of EDZ in the Tono mine since 1987. The results of these tests suggest that the excavation effects are mainly generated by blasting.

Excavation effect by means of machine excavation has been investigated since 1993 in order to grasp the dependence of the extent of the EDZ on excavation method. Investigation and numerical analysis before excavation were carried out from 1993 to 1994. Investigation before excavation consisted of tomographic investigation, borehole loading test, borehole crack mapping and laboratory test of rock specimen. Numerical analysis aimed to forsee the stress and deformation due to excavation of the drift. In 1995 the drift was excavated by machine and the investigation including measurement of deformation, vibration during excavation, geological mapping of the drift wall were investigated.

Post-excavation investigation and numerical analysis were performed in 1996. Investigation consisted of refraction seismic survey, PS wave logging and in-situ stress measurement in addition to the pre-excavation investigation. Numerical analysis for rock mass behavior after excavation intended to estimate the stress and displacement due to excavation. The results of pre- and post-excavation investigation were compared with each other and excavation effect due to machine excavation was analyzed. Findings from above analysis were compared to the results from excavation by blasting and the relationship between excavation method and excavation effect were intensively discussed.

Work performed by Taisei Corporation and Obayashi Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.
PNC Liaison : Geosciences Research Program, Radioactive Waste Management Project
Shinichi Yamasaki
1) Taisei Corporation, Engineering Division
2) Obayashi Corporation, Technical Research Institute

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成8年度）

担当者一覧

	大成建設（株）	（株）大林組
実施責任者	姉崎　進	宇梶　賢一
実施担当者	山本　卓也	吉岡　尚也
研究業務担当	山本　卓也	吉岡　尚也
	今井　博	栗原　雄二
	窪田　茂	木梨　秀雄
	羽出山吉裕	土原　久哉
	大矢　敏雄	宮崎　裕光
	榊　利博	田中　達也

機械掘削による影響評価試験の事後調査および事後解析研究（平成8年度）

目　次

頁

1. 概要 ---------- 1
1.1 目的 ---------- 1
1.2 調査概要および調査位置 ---------- 1
1.3 調査工程 ---------- 2
2. 事後調査結果 ---------- 4
2.1 室内物性試験 ---------- 4
2.1.1 目的 ---------- 4
2.1.2 試験要領 ---------- 4
2.1.3 物理試験 ---------- 5
2.1.4 超音波速度測定 ---------- 7
2.1.5 一軸圧縮試験 ---------- 11
2.1.6 圧裂引張試験 ---------- 15
2.1.7 室内試験結果の評価 ---------- 18
2.2 岩盤内変位測定 ---------- 22
2.2.1 目的 ---------- 22
2.2.2 測定機器 ---------- 22
2.2.3 測定位置および測定方法 ---------- 22
2.2.4 測定結果および考察 ---------- 24
2.3 屈折法弾性波探査 ---------- 28
2.3.1 目的 ---------- 28
2.3.2 測定概要 ---------- 28
2.3.3 測定結果および考察 ---------- 29
2.3.4 まとめ ---------- 34
2.4 弾性波および比抵抗トモグラフィ調査 ---------- 35
2.4.1 目的 ---------- 35
2.4.2 調査概要 ---------- 35

2.4.3 弾性波トモグラフィ ---------- 36
2.4.4 比抵抗トモグラフィ ---------- 46
2.4.5 考察 ---------- 57
2.4.6 まとめ ---------- 65
2.5 AE法による岩盤応力測定 ---------- 66
2.5.1 目的 ---------- 66
2.5.2 測定装置 ---------- 67
2.5.3 測定方法および測定位置 ---------- 68
2.5.4 測定結果および考察 ---------- 69
2.5.5 まとめ ---------- 73
2.6 孔内載荷試験 ---------- 74
2.6.1 目的 ---------- 74
2.6.2 試験装置 ---------- 74
2.6.3 試験方法 ---------- 74
2.6.4 測定結果および考察 ---------- 75
2.6.5 まとめ ---------- 77
2.7 PS検層 ---------- 79
2.7.1 目的 ---------- 79
2.7.2 起振方法 ---------- 79
2.7.3 受振方法 ---------- 79
2.7.4 測定環境 ---------- 79
2.7.5 解析方法 ---------- 80
2.7.6 解析結果および考察 ---------- 80
2.7.7 まとめ ---------- 88
2.8 孔内壁面観察 ---------- 89
2.8.1 目的 ---------- 89
2.8.2 孔内壁面観察装置 ---------- 89
2.8.3 測定原理および観察方法 ---------- 91
2.8.4 画像解析方法 ---------- 91
2.8.5 観察結果および考察 ---------- 91
2.8.6 まとめ ---------- 93

3. 事後解析 ---------- 94
3.1 目的 ---------- 94
3.2 解析方法 ---------- 94
3.2.1 解析モデルの設定 ---------- 94
3.2.2 解析用物性値の設定 ---------- 96
3.2.3 施工段階のモデル化 ---------- 100
3.2.4 解析ケース ---------- 100
3.3 解析結果および考察 ---------- 102
3.3.1 変位 ---------- 102
3.3.2 ひずみ ---------- 103
3.3.3 機械掘削時の岩盤のモデル化および解析方法について ---------- 103
3.3.4 発破掘削時を対象とした岩盤挙動解析 ---------- 104
3.4 まとめ ---------- 109
4. 調査・解析の取りまとめ・評価 ---------- 110
4.1 各試験・調査により得られるデータの取りまとめ ---------- 110
4.1.1 室内物性試験 ---------- 110
4.1.2 原位置調査・試験 ---------- 111
4.2 振動計測のデータ解析 ---------- 113
4.2.1 目的 ---------- 113
4.2.2 発破掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離、薬量との関係把握 -- 113
4.2.3 機械掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離の関係把握 ---------- 121
4.3 調査・試験結果および数値解析結果の総合評価 ---------- 128
4.3.1 調査・試験結果および数値解析結果 ---------- 128
4.3.2 工法の違いによる掘削影響の違い ---------- 128
4.3.3 掘削影響を把握する上での調査・試験手法の適用性の検討 ------- 133
4.4 掘削終了後の不飽和領域に関する検討 ---------- 135

1. 概要

1.1 目的

岩盤内に空洞を掘削すると、空洞周辺の岩盤は、掘削の衝撃や岩盤応力の変化、地下水圧の変化などの影響により、空洞周辺岩盤の変形性や透水性などが変化する。このような力学的・水理学的特性が変化する領域を掘削影響領域と定義する。

動力炉・核燃料開発事業団では、空洞掘削に伴う周辺岩盤の力学的・水理学的特性の変化の程度やその範囲を調査・計測し、数値解析や室内試験を含めた評価を行い、坑道掘削により発生する現象を理解するための影響評価試験を実施してきた。

平成8年度は、前年度に機械掘削した坑道の周辺岩盤の力学特性・水理特性等を計測し、平成5、6年度に計測した掘削前のデータと比較することで、機械掘削による岩盤の力学特性・水理特性等への影響を把握する。また、これまでに行われた発破掘削による影響試験と比較し、工法による掘削影響の違いを総合的に検討する。

1.2 調査概要および調査位置

今年度実施した調査・試験項目を表－1.2.1に示す。

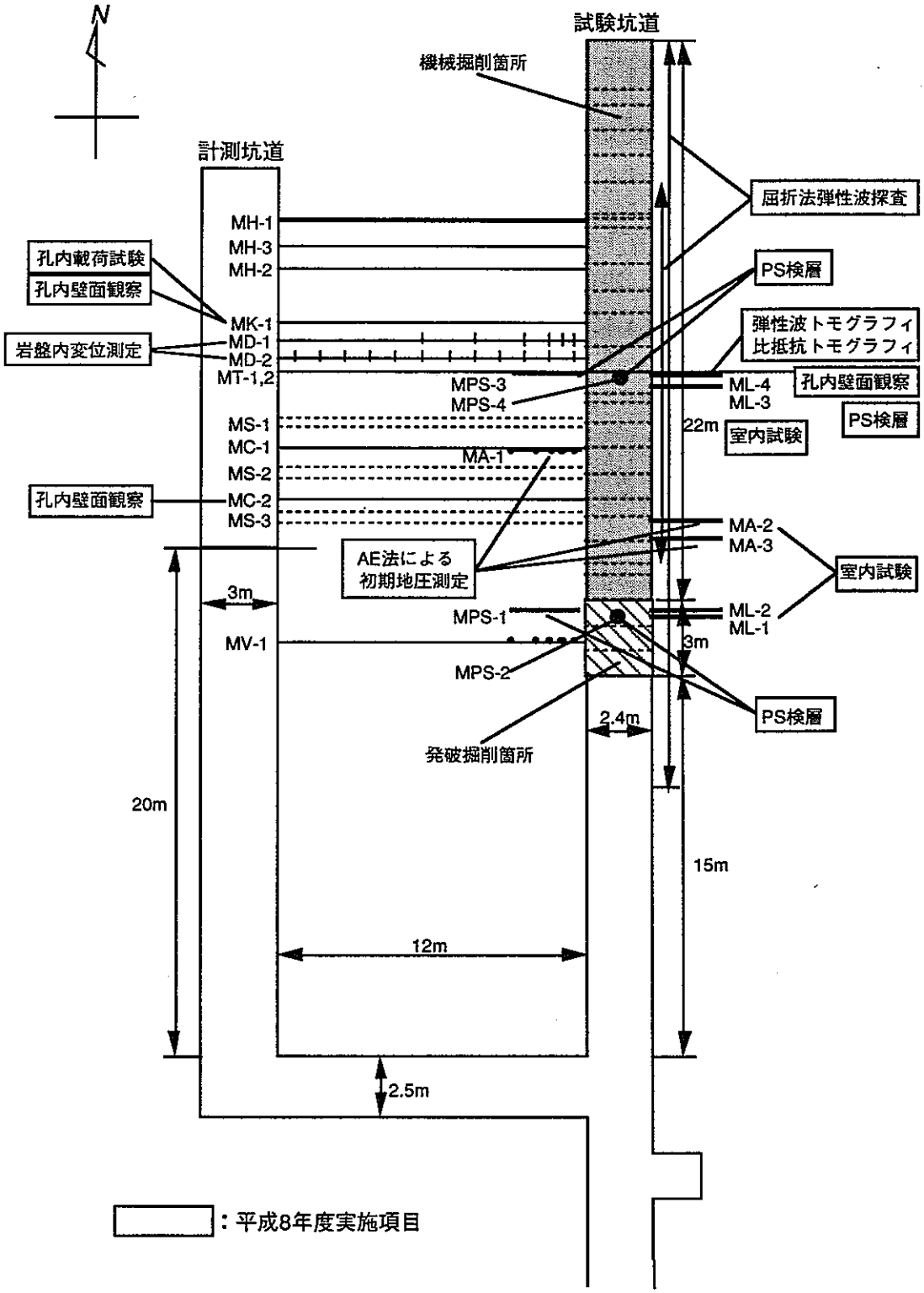
また、ボーリング位置および原位置試験の位置を図－1.2.1に示す。

表－1.2.1 調査・試験項目および数量

調査・試験項目	方法	数量	試錐孔名または場所
室内物性試験	物理試験	72試料	ML-1～4 MA-2
	一軸圧縮試験	36供試体	
	圧裂引張試験	36供試体	
	弾性波速度測定	72供試体	
変位測定	多点式地中変位計	2回	MD-1
	スライディングミクロメータ	2回	MD-2
弾性波探査	屈折法	3測線	天端15m 西側壁30m 底盤15m
トモグラフィ調査	弾性波、比抵抗	1断面、掘削後1回	MT-1,MT-2
PS検層	カケヤによる打撃	6孔	MPS-1～4 MT-1,MT-2
孔内載荷試験	等圧分布載荷方式	5地点	MK-1
岩盤応力測定	AE法	5地点から採取	MA-1,2,3
孔内壁面観察	カメラ方式	4孔	MK-1,MC-2 MT-1,2

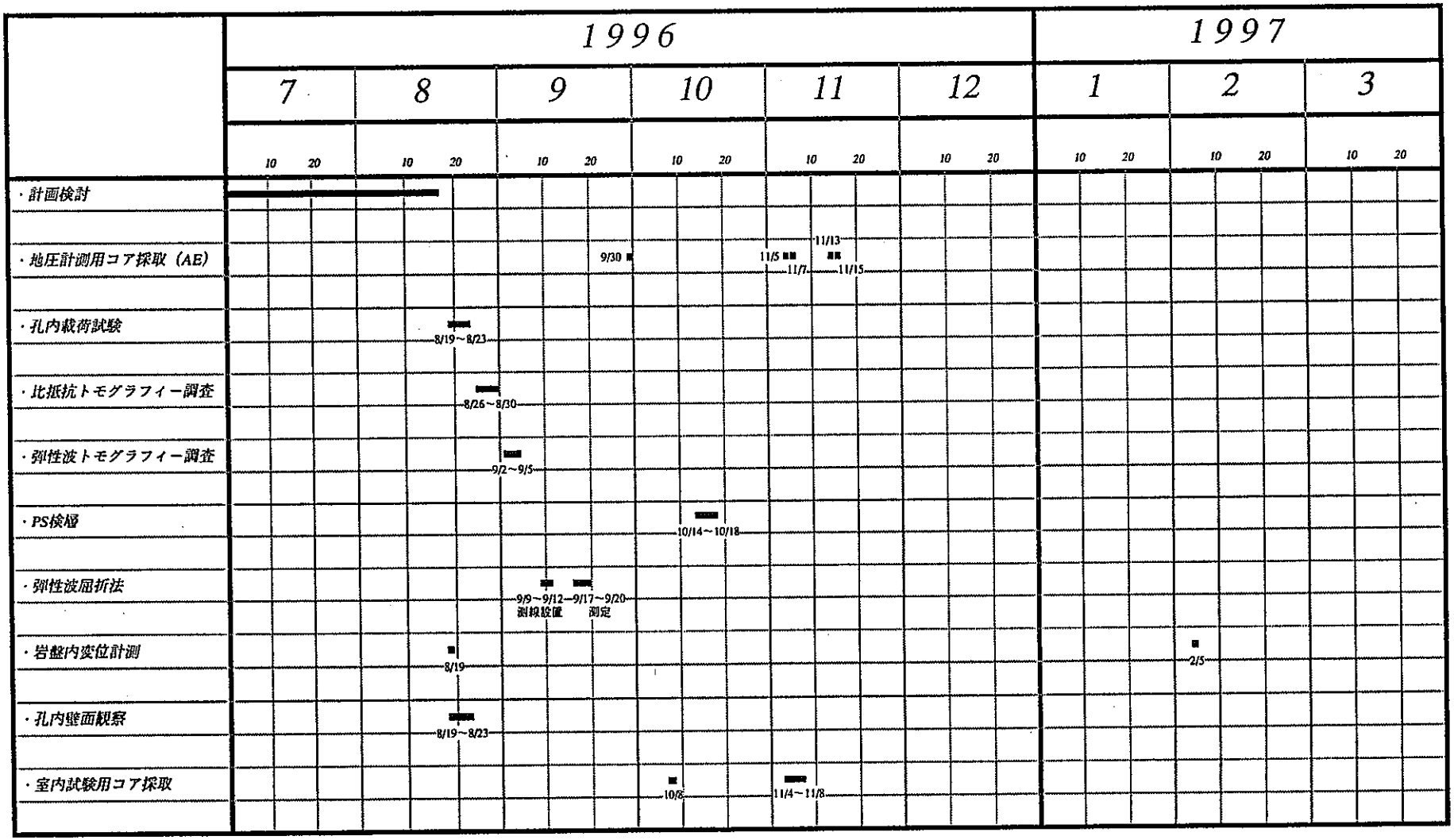
1.3　調査工程

今年度実施した坑道掘削後の調査工程を表－1.3.1に示す。



図－1.2.1　事後調査および試験位置

表－1.3.1　坑道掘削後の調査実施工程



2. 事後調査結果

2.1 室内物性試験

2.1.1 目的

今回の室内物性試験は、原位置試験結果と併せて機械掘削による影響領域の評価に用いることを目的とする。また、発破掘削区間でも同様の室内物性試験を実施し、機械掘削区間との比較を行う。

2.1.2 試験要領

（1）試験項目、試験数量および試験基準

室内物性試験は、物理試験、弾性波速度測定、一軸圧縮試験、圧裂引張試験から成る。表－2.1.2.1に試験項目および準拠する試験基準を示す。

表－2.1.2.1 試験項目と試験基準

試験項目	試験基準
試料整形	JIS M0301
土粒子の密度試験	JGS T 111
湿潤密度試験	JGS T 191
見かけ比重 吸水有効間隙率試験	KDK S 0501
一軸圧縮試験	JGS T 511,JIS M0302
圧裂引張試験	JIS M0303
弾性波速度測定	物理探鉱技術協会要項

JIS:日本工業規格、JGS:地盤工学会基準、KDK:建設省土木試験基準

（2）試料の採取および運搬・保存

1）試料の採取

動燃事業団が実施するボーリングにより採取される岩石コアを用いて室内試験を実施した。室内物性試験の対象は細粒砂岩とした。事業団により実施されたコア観察結果を資料集に示す。

室内試験に供するコアは、できるだけ坑道壁面に近い位置から連続的に、ヘアークラックや割れ目を含まない均質な試料を採取した。

2）試料の運搬・保存

サンプリング終了時から試験に供するまでの間、運搬時の振動によるコアの破損、含水比の変化、試料の温度変化がないようにコアを保存した。

2.1.3 物理試験

（1）目的

坑道掘削を行った地点の岩石の物理特性を把握することを目的とする。

（2）試験方法

一軸圧縮試験および圧裂引張試験の供試体作成時の残片を用いて物理試験を行った。物理試験は、土粒子の密度試験、湿潤密度測定、見かけ比重および吸水・有効間隙率試験から成る。試験基準は、表－2.1.2.1に示したとおりである。

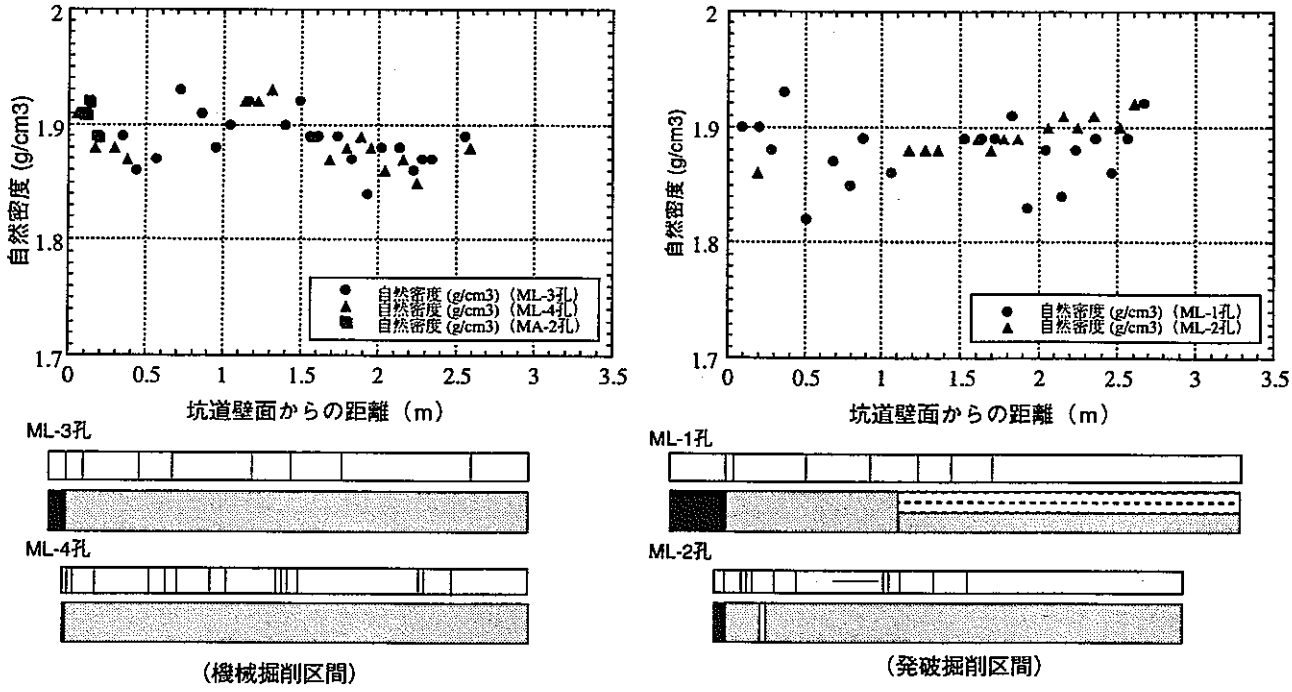
（3）試験結果

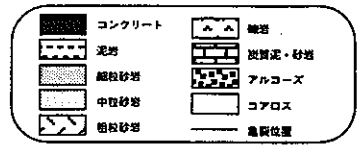
物理試験結果と坑道壁面からの距離の関係のうち、自然状態の密度と乾燥状態の密度をボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.3.1～図－2.1.3.2に示す。

以下に図－2.1.3.1～図－2.1.3.2から得られることを項目ごとにまとめて示す。

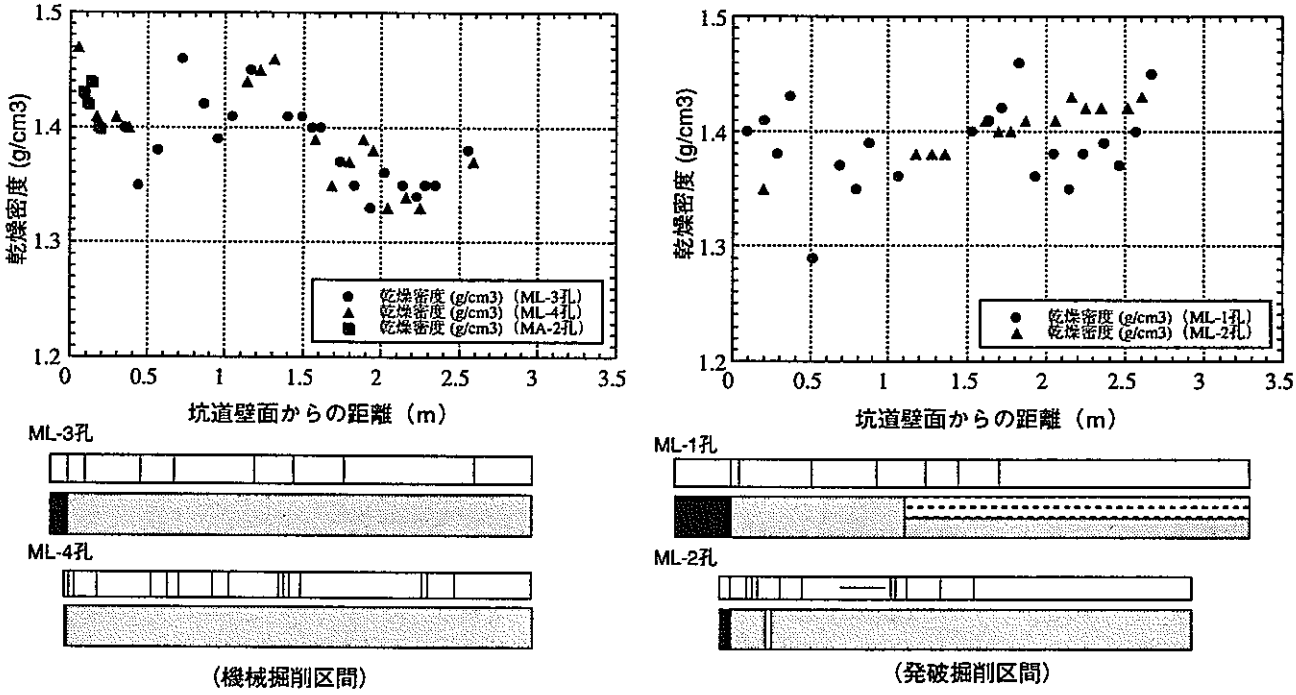
・自然状態の密度：ボーリング孔の違いによる密度の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。自然状態の密度のばらつきは、乾燥状態の密度のばらつきよりも小さい。

・乾燥状態の密度：ボーリング孔の違いによる密度の違いは、機械掘削区間でも発破掘削区間でも見られない。両区間について、0～1.5mまでのばらつきは、1.5～2.5mまでのばらつきよりも大きい。機械掘削区間については、1.5mあたりで2つのグループに分けられそうであるが、コア観察結果では岩相および亀裂状態について、1.5m以浅と1.5m以深で顕著な変化は見られない。発破掘削区間については、1.5mあたりで2つのグループに分けられそうであり、コア観察結果で岩相が1.0mあたりで変化するのに対応していると考えられる。





図－2.1.3.1　自然状態の密度



図－2.1.3.2　乾燥状態の密度

2.1.4　超音波速度測定

（1）目的

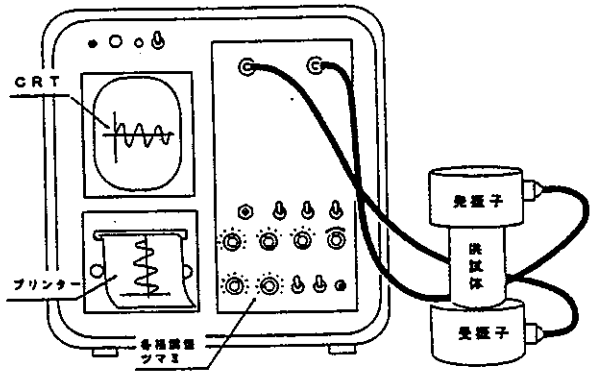
岩石の超音波速度を測定し、掘削による影響領域の広がりを推定するための基礎資料を得ることを目的とする。また、一軸圧縮試験供試体および圧裂試験供試体の動的な特性を求めることを目的とする。

（2）測定装置

図－2.1.4.1に示す透過式超音波速度測定装置を用いた。

（3）測定方法

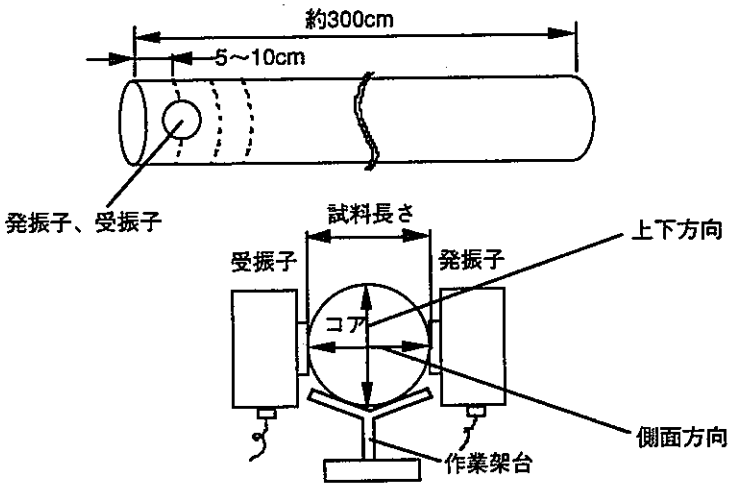
測定は、物理探鉱技術協会「岩石試料の速度測定要項」に準拠して行った。



図－2.1.4.1　透過式超音波速度測定装置

1）ボーリングコアの超音波速度測定（整形前の試料）

ボーリングコアの超音波速度測定は図－2.1.4.2に示す方法で行った。測定区間は約3m×4孔（機械掘削区間：ML-3,4孔、発破掘削区間：ML-1,2孔）である。



図－2.1.4.2　ボーリングコアの超音波速度測定方法

2）室内試験用供試体の超音波速度測定（整形後の供試体）

測定区間は約3m×5孔（機械掘削区間：ML-3,4孔、MA-2孔、発破掘削区間：ML-1,2孔）である。

（4）測定結果

整形前のﾎﾞｰﾘﾝｸﾞｺｱの超音波速度と坑道壁面からの距離の関係を図－2.1.4.3に示す。また、整形後の供試体についての関係を図－2.1.4.4に示す。

1）整形前のﾎﾞｰﾘﾝｸﾞｺｱの超音波速度測定結果について

・ML-1孔（発破掘削区間）：1～3mの区間でのP波速度は、0～1mの区間よりもばらつきが大きい。このばらつきは、1～3mの区間で測定方向の違いによるP波速度の差が大きいことによる。S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらついている。測定方向の違いによる速度の差は明瞭ではない。

・ML-2孔（発破掘削区間）：P波およびS波速度ともに坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらついている。測定方向の違いによるP波およびS波速度の差は小さいとみなせる。

・ML-3孔（機械掘削区間）：0～0.5mの区間でのP波速度およびS波速度は、0.5～2.5mの区間よりも小さい。供試体を整形して測定前に表面を観察したところ、この区間にﾏｲｸﾛｸﾗｯｸが見られた。この影響により、0～0.5mの区間でのP波速度およびS波速度が、0.5～2.5mの区間よりも小さな値を示したものと考えられる。

・ML-4孔（機械掘削区間）：0.5～1.5mおよび2.0～2.5mの区間でのP波速度のばらつきは他の区間よりも大きい。ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞｺｱの観察結果から、この区間では、岩相の違いはないが、亀裂の頻度が他の区間よりも高いことが１つの原因と考えられる。S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一様にばらつく。

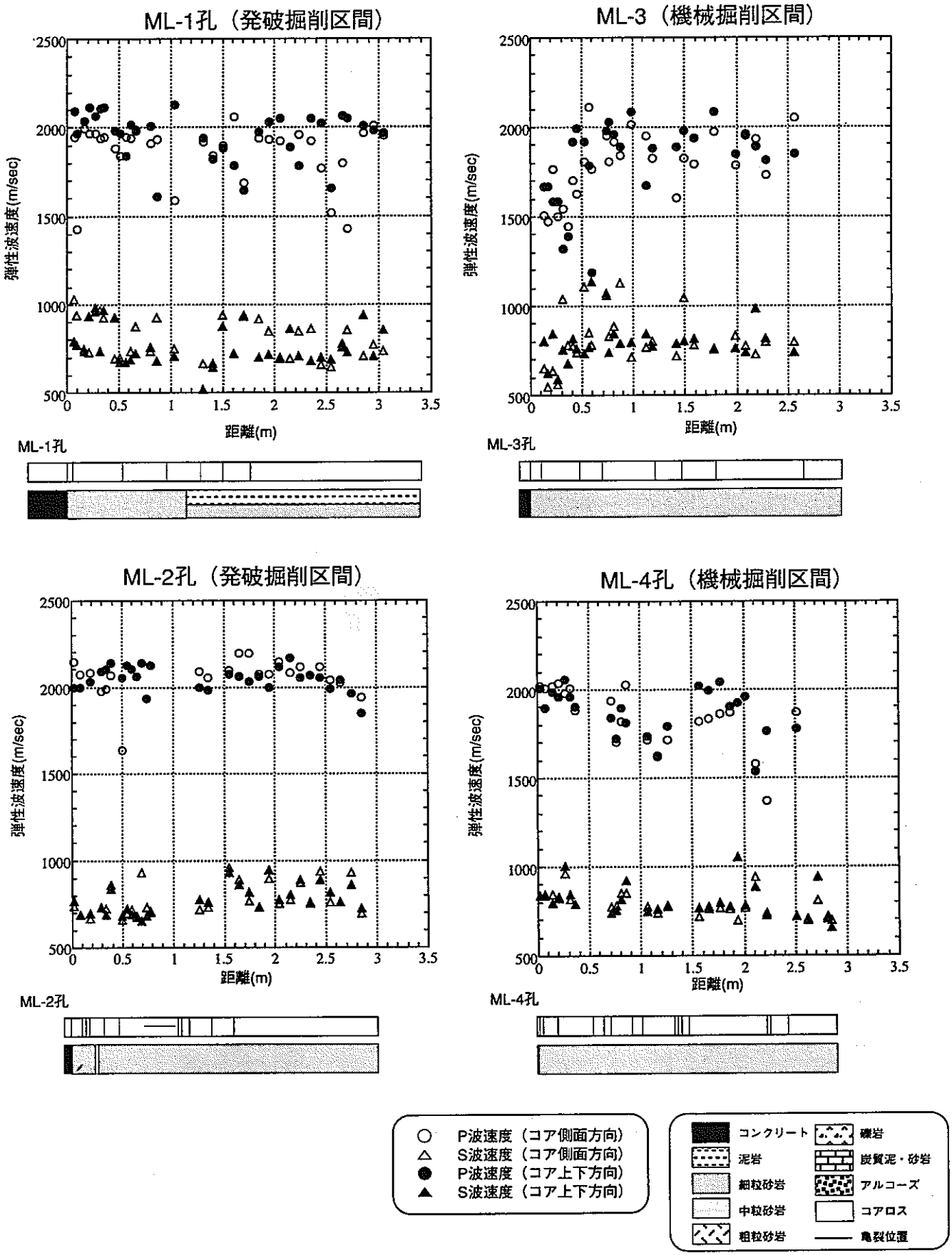
2）整形後の供試体の超音波速度測定結果について

・ML-1孔およびML-2孔（発破掘削区間）のP波速度およびS波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

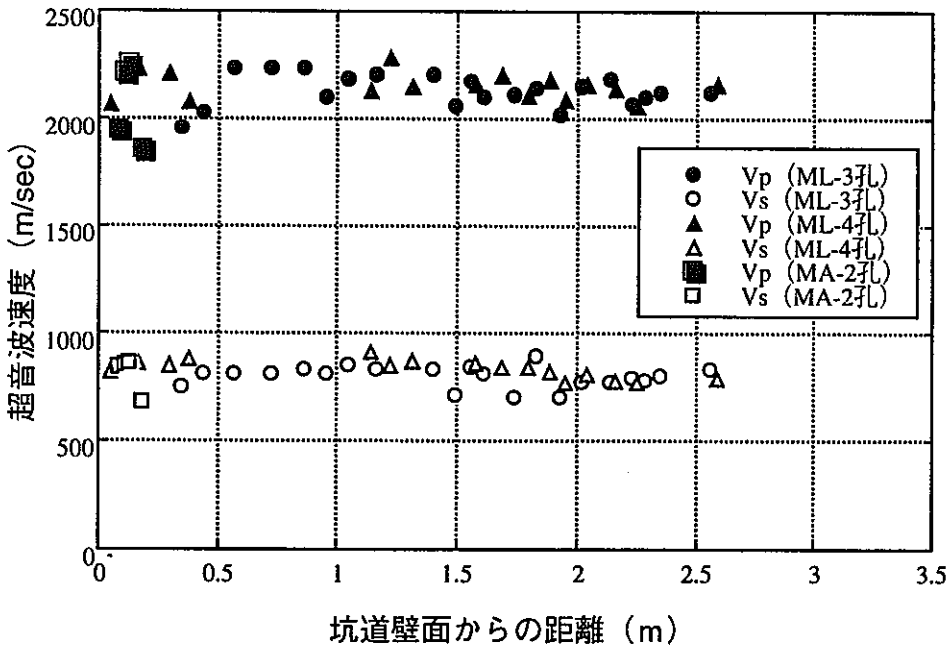
・ML-3孔（機械掘削区間）：0～0.5mの区間でのP波速度は、0.5～2.5mの区間よりも小さい。S波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

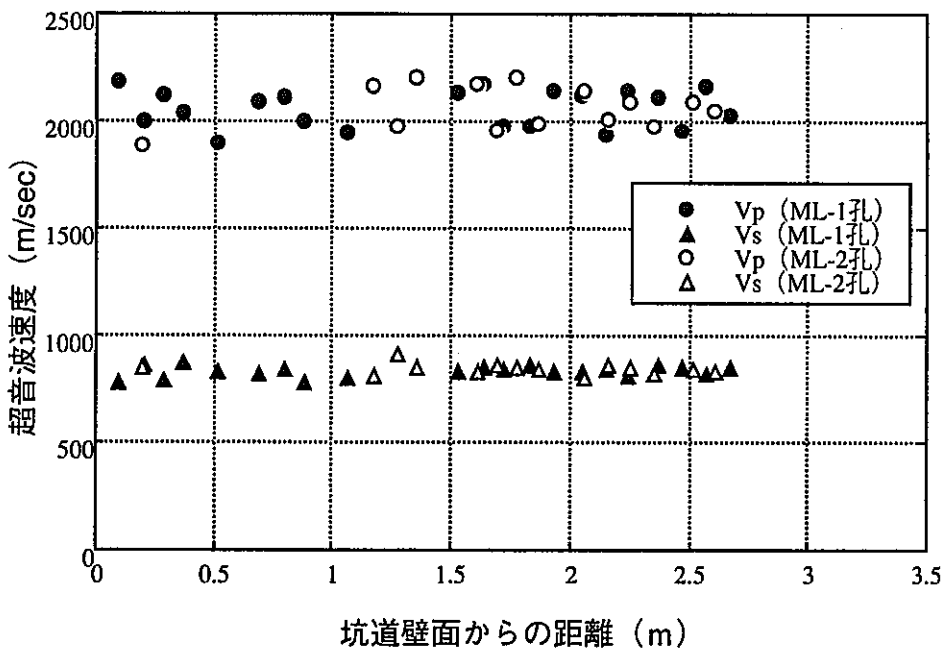
・ML-4孔（機械掘削区間）：P波速度およびS波速度は、坑道壁面からの距離に関係なくほぼ一定とみなされる。

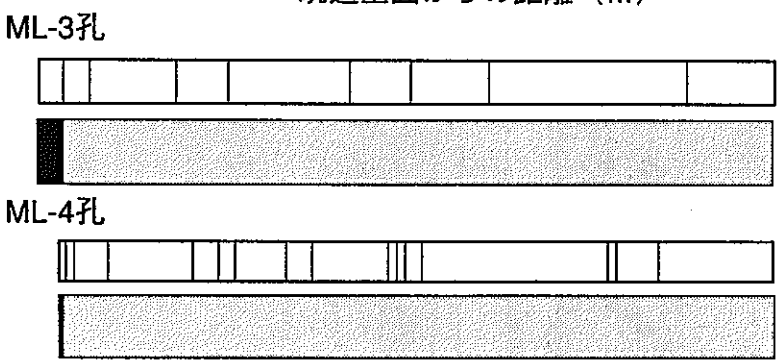
・MA-2孔（機械掘削区間）：測定数は少ないが、P波速度は、ML-3孔およびML-4孔よりも小さい値を示すものがある。S波速度についても測定数は少ないが、ML-3孔およびML-4孔よりも小さい値を示すものがある。



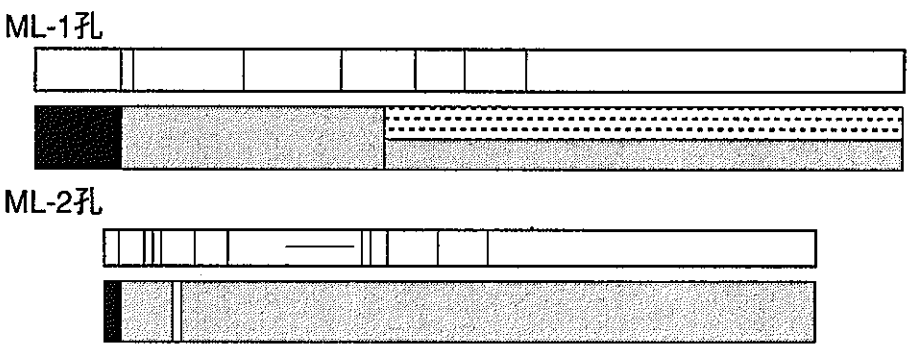
図－2.1.4.3　ボーリングコアの弾性波速度測定結果（整形前）



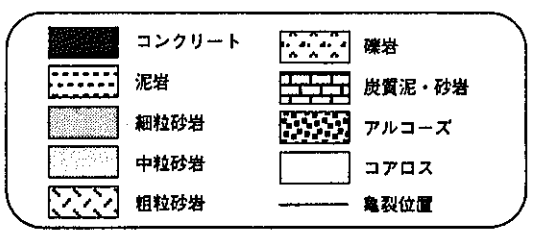




（機械掘削区間体）



（発破掘削区間、整形後の供試体）



図－2.1.4.4　超音波速度測定結果（整形後）

2.1.5　一軸圧縮試験

（1）目的

岩石コアの一軸圧縮試験を行って一軸圧縮強度および変形係数を求め、掘削による影響領域の広がりを求めるための基礎資料を得ることを目的とする。

（2）試験装置

最大載荷重が2tonfの軟岩用の高剛性タイプの試験装置を用いた。試験装置の仕様は以下のとおりである。名称：一軸・圧裂試験装置、性能・能力：軸荷重2tonf、ひずみ制御、載荷速度 0.05mm/min～1.0mm/min

（3）試験方法

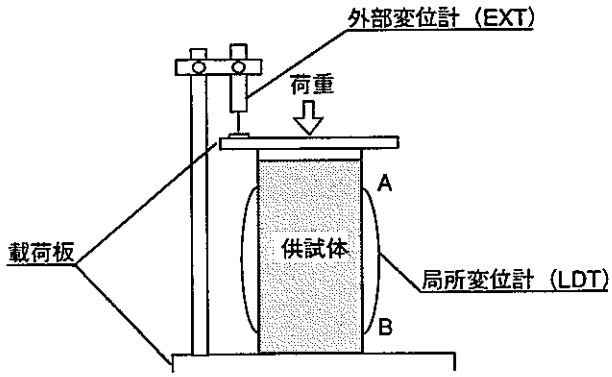
一軸圧縮試験供試体の設置状況を図－2.1.5.1に示す。ここでは、10^{-6}～10^{-2}のひずみを精度良く求めることができるとされている局所変位計(LDT)を、外部変位計(EXT)と併せて用いた。載荷速度は0.05%/minで、供試体が破壊するまで試験を行った。

（4）試験結果

1）一軸圧縮強度と坑道壁面からの距離の関係について

一軸圧縮強度と坑道壁面からの距離の関係をボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.2に示す。同図によれば、機械掘削区間では、0～0.5mの区間での一軸圧縮強度は0.5～2.5mの区間よりも大きな値となっている。ML-4孔のボーリングコアの観察結果からは、0～0.5mの区間と0.5～2.5mの区間の岩相および亀裂頻度に顕著な相違は見られない。0.5～2.5mの区間では、ML-4孔に比べてML-3孔の結果がばらついているが、ML-3孔のボーリングコアの観察結果からは、この区間の岩相および亀裂頻度に顕著な相違は見られない。

また、図－2.1.5.2によれば、発破掘削区間では、1.5～2.5mの区間での一軸圧縮強度は、0～1.5mの区間よりもばらつきが大きい結果となっている。このばらつきはML-1孔の測定値のばらつきによるものである。ML-1孔のボーリングコアの観察結果からは、0～1.5mの区間と1.5～2.5mの区間の岩相の違い



図－2.1.5.1　一軸圧縮試験供試体の設置状況

が見られ、ばらつきの原因の１つと考えられる。

２）初期変形係数E_0(EXT)と坑道壁面からの距離の関係について

初期変形係数E_0(EXT)と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.5.3に示す。同図によれば、機械掘削区間では、測定値のばらつきが大きく一定の傾向は見出せない。発破掘削区間では0～1.5m付近での測定値のばらつきが大きく、一定の傾向は見出せない。

３）物性間の相関について

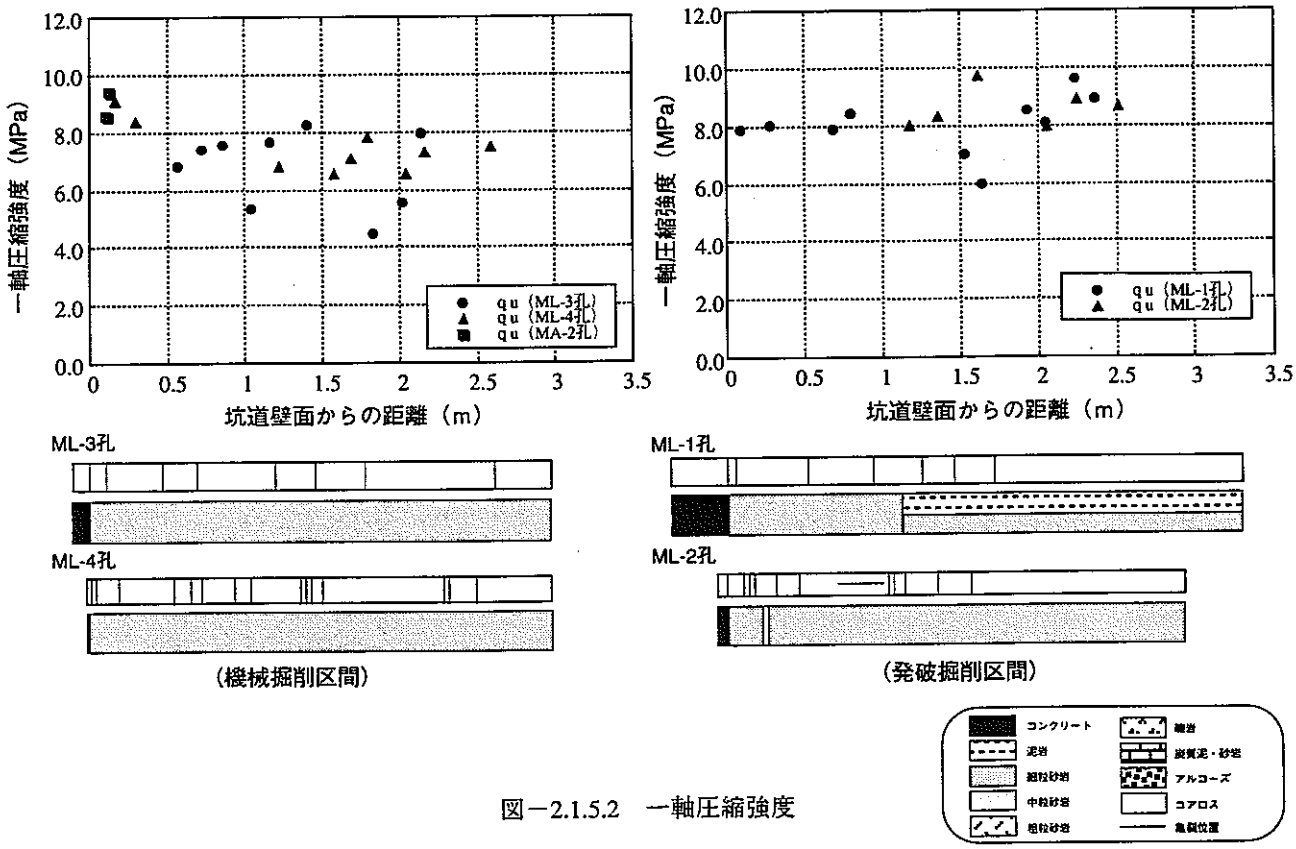
一軸圧縮試験の結果得られる物性値と物理特性の相関関係、および物性値どうしの相関関係を求め、一般的に成立するとされている関係、または既往の室内試験で確認された関係が、今回の場合にも成立するかどうかを確認した。

割線変形係数E_{50}（LDT）と一軸圧縮強度の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.4に、発破掘削区間について図－2.1.5.5に示す。機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、割線変形係数と一軸圧縮強度の比は概ね200:1となり、堆積軟岩に対し一般的に成立する関係が今回の場合にも成立すると言える。

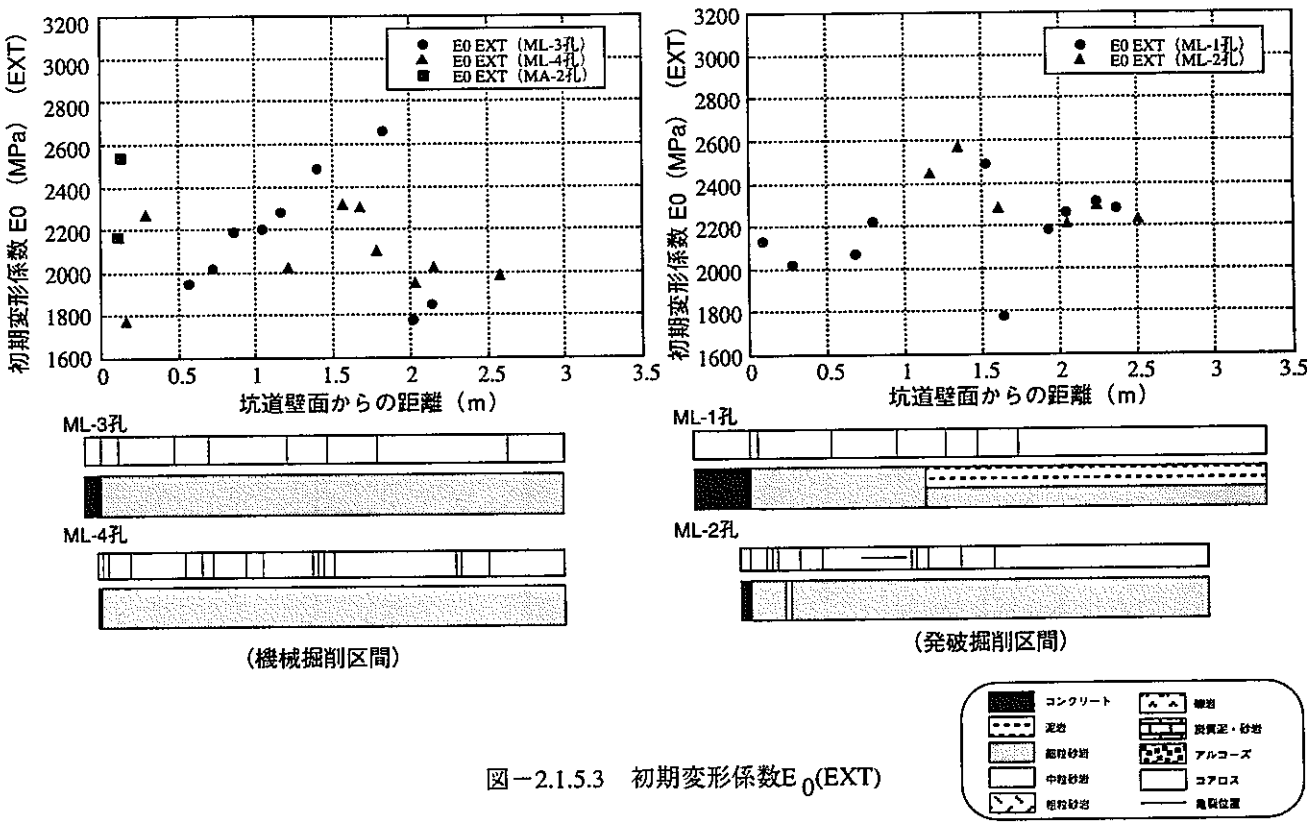
割線変形係数E_{50}（EXT）と割線変形係数E_{50}（LDT）の関係を、機械掘削区間について図－2.1.5.6に、発破掘削区間について図－2.1.5.7に示す。

機械掘削区間および発破掘削区間のいずれの場合も、割線変形係数E_{50}（LDT）と割線変形係数E_{50}（EXT）の比は概ね1:1となった。これに対し、平成5年度に実施された、機械掘削を行う前の岩石については、割線変形係数E_{50}（LDT）と割線変形係数E_{50}（EXT）の比は概ね2:1となった（機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成5年度〕1994年6月　p.17参照）。

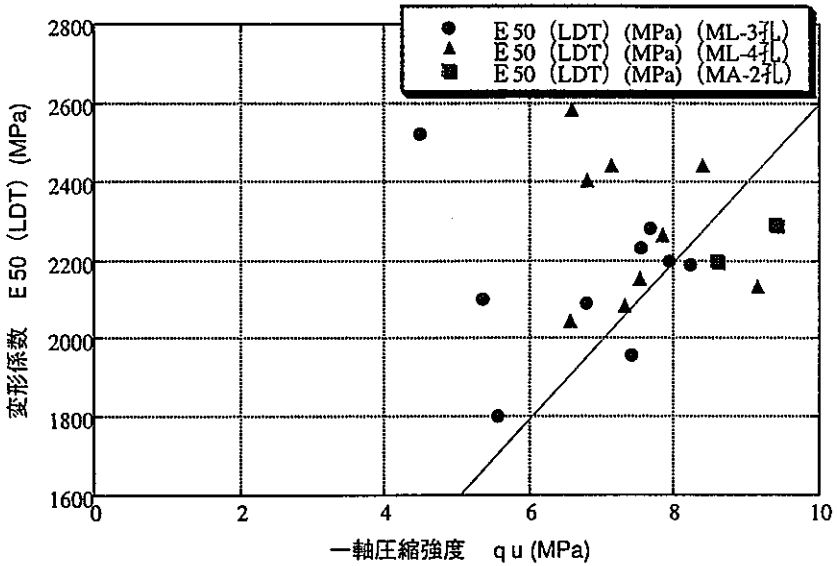
割線変形係数E_{50}（LDT）と割線変形係数E_{50}（EXT）の比が前回と今回とで異なった要因の１つとして、岩石コアの採取方法の違いが考えられる。



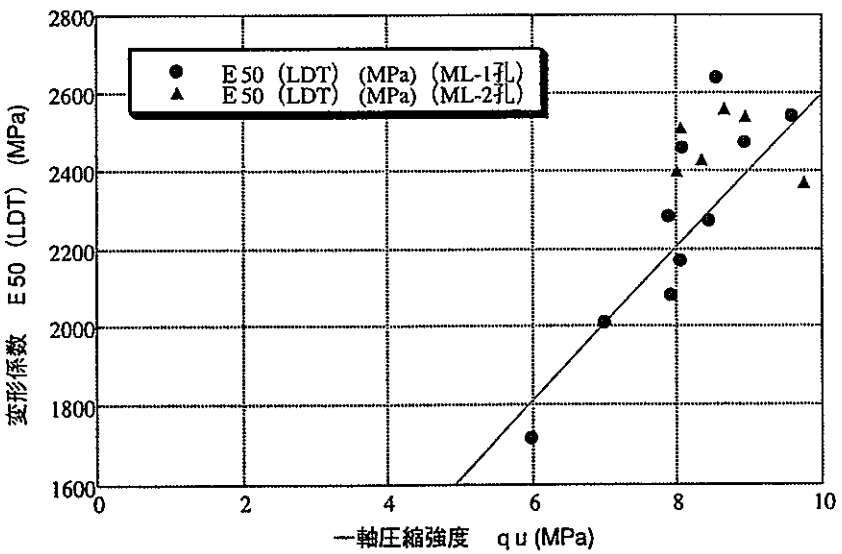
図－2.1.5.2　一軸圧縮強度



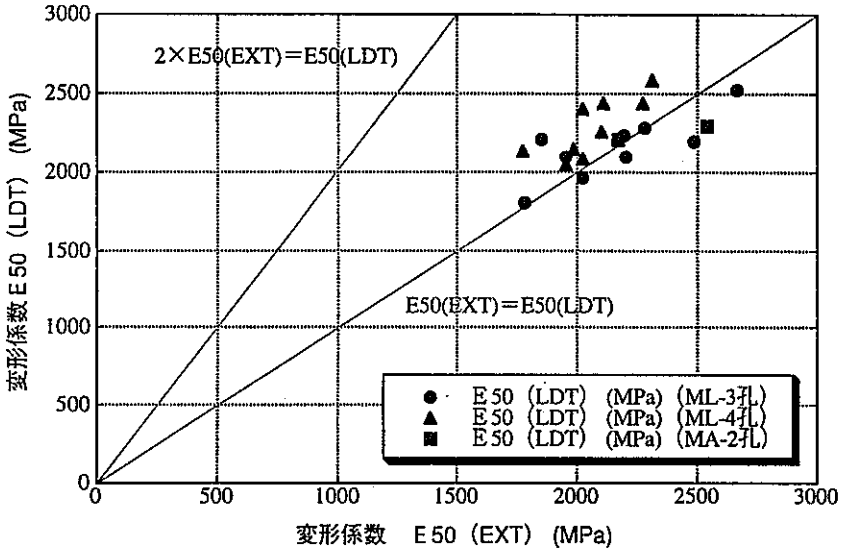
図－2.1.5.3　初期変形係数E_0(EXT)



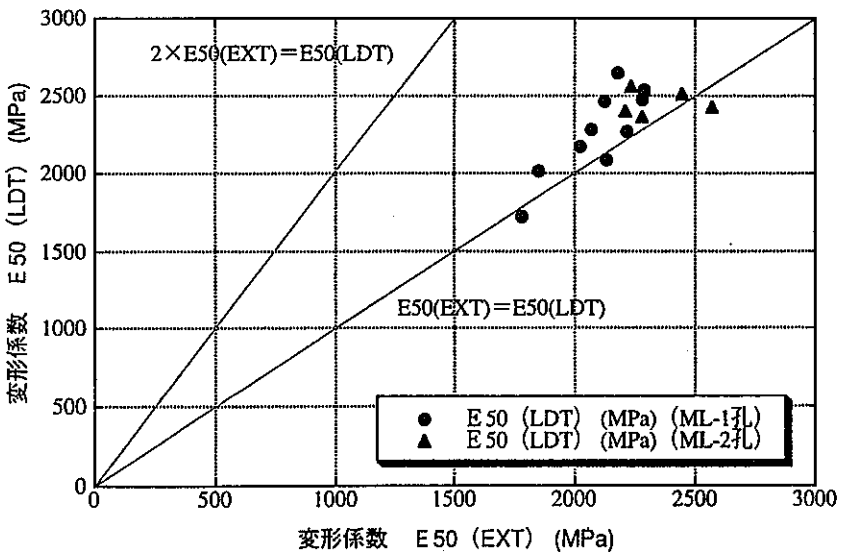
図－2.1.5.4　割線変形係数E50（LDT）と一軸圧縮強度の関係（機械掘削区間）



図－2.1.5.5　割線変形係数E50（LDT）と一軸圧縮強度の関係（発破掘削区間）



図－2.1.5.6　割線変形係数（EXT）と割線変形係数（LDT）の関係（機械掘削区間）



図－2.1.5.7　割線変形係数（EXT）と割線変形係数（LDT）の関係（発破掘削区間）

2.1.6　圧裂引張試験

（1）目的

岩石コアの圧裂引張試験を行って引張強度を求め、掘削による影響領域の広がりを求めるための基礎資料を得ることを目的とする。

（2）試験装置

試験装置の仕様を以下に示す。

名称：圧裂試験装置（誠研舎製）

性能・能力：軸荷重2tonf、ひずみ制御、載荷速度 0.05mm/min～1.0mm/min

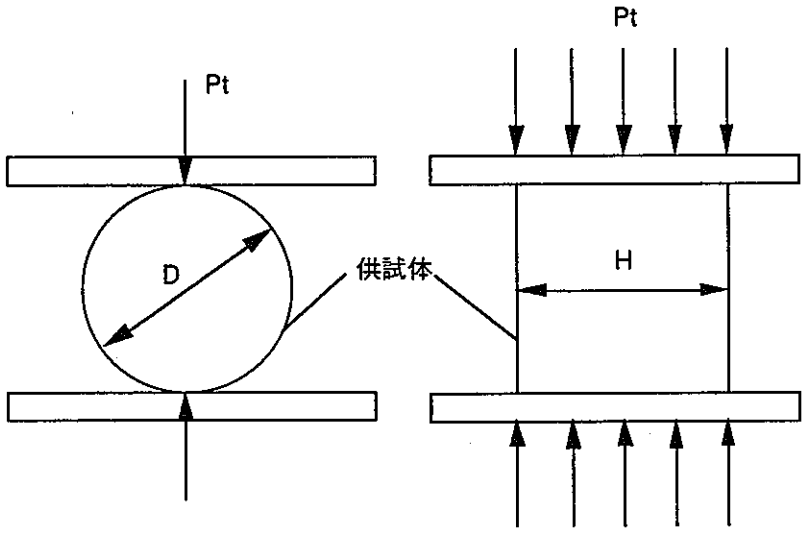
（3）試験方法

圧裂引張試験は、JIS M0303に準拠して実施した。

図－2.1.6.1に示すように、供試体断面に直交方向に直線状の圧縮荷重を加えて、供試体を引張破壊させた。供試体の上下が分かるものについては、堆積方向に対し、直角方向に載荷した。

試験条件は以下のとおりとした。供試体寸法：直径50mm×高さ50mm、試験数量：機械掘削区間18供試体、発破掘削区間18供試体、載荷速度：0.1mm/min、記録の範囲：供試体が破壊するまで

試験終了後は、破断の状態とその角度を観察記録し、併せて写真撮影を実施した。



図－2.1.6.1　圧裂引張試験概念図

（4）試験結果

供試体の引張強度は次式から求めた。

$$\sigma t = \frac{2 \cdot Pt}{\pi \cdot D \cdot H} \times 0.1 \quad (MPa)$$

ここに、σt：引張強度(MPa)

Pt：破断荷重(kgf)

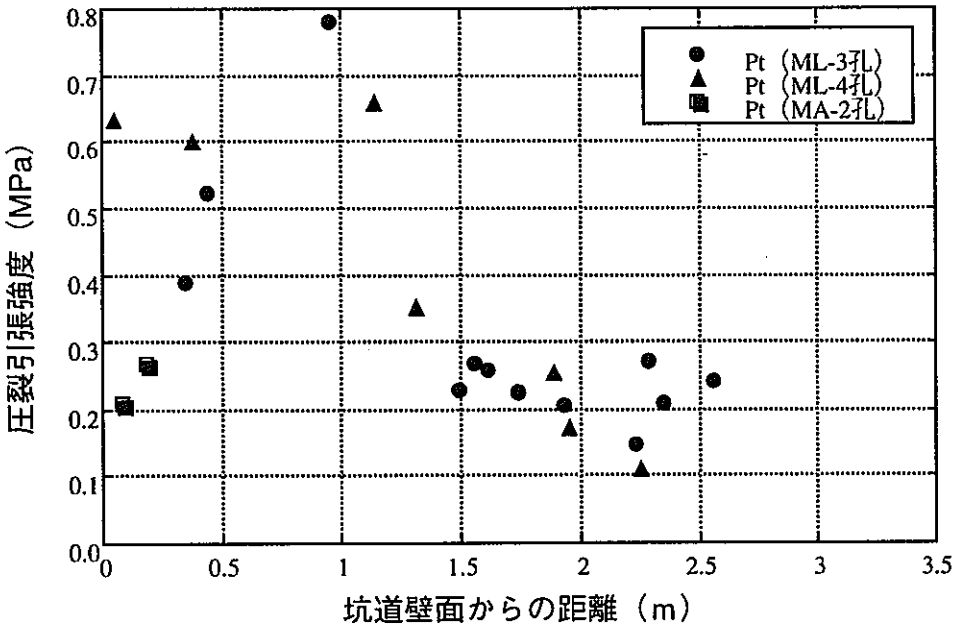
D：供試体の直径(cm)

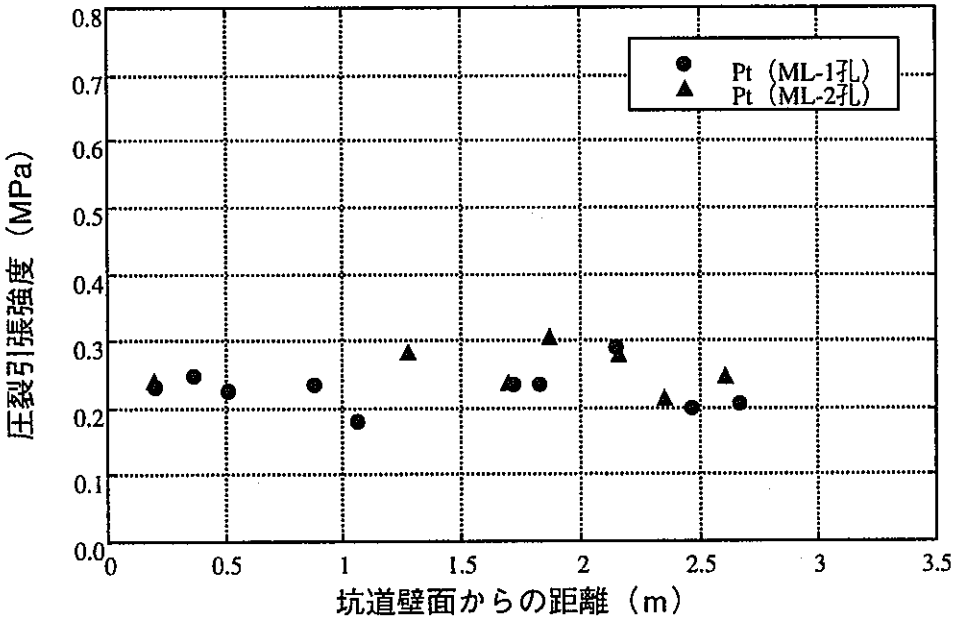
H：供試体の長さ(cm)

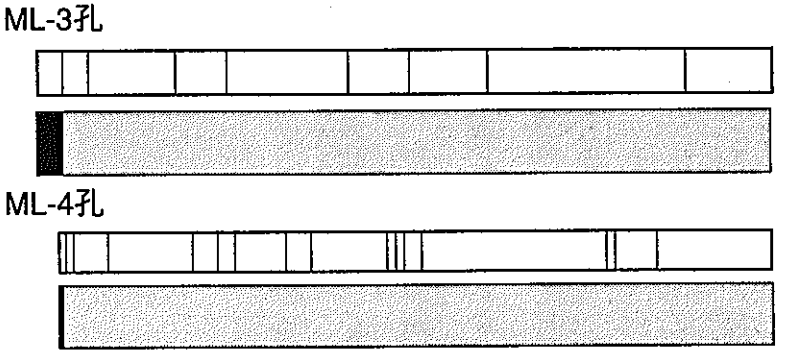
である。

機械掘削区間および発破掘削区間での圧裂引張強度と坑道壁面からの距離の関係を、ボーリングコアの観察結果と併せて図－2.1.6.2に示す。ここでの坑道壁面からの距離は、吹付コンクリートの厚さを除いたものである。

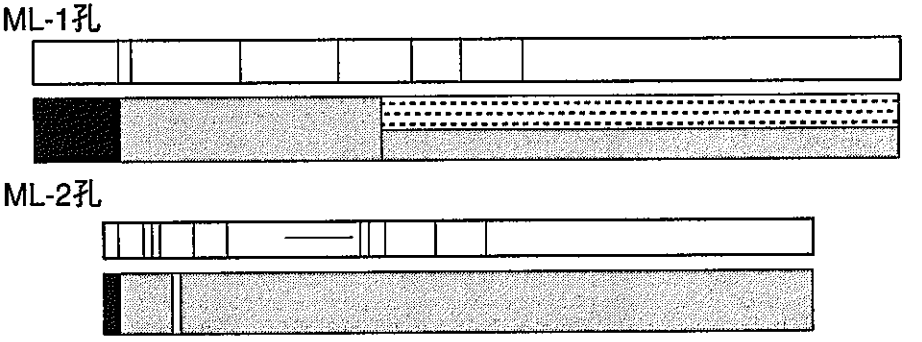
図－2.1.6.2によれば、機械掘削区間の0～1.5mの区間では、引張強度は0.2～0.8MPaの範囲に大きくばらついている。これに対し、1.5～2.5mの区間では、ばらつきの程度は比較的小さい。発破掘削区間では、壁面から孔の奥まで0.2～0.3MPaの比較的小さいばらつきの範囲内に収まっている。



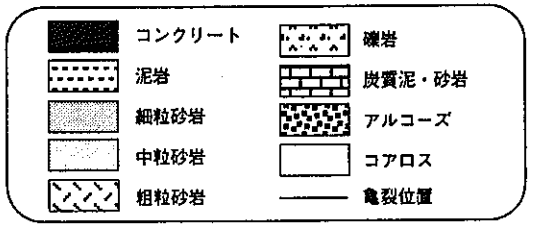




（機械掘削区間）



（発破掘削区間）



図－2.1.6.2　圧裂引張試験結果

2.1.7　室内試験結果の評価

1）掘削影響領域を推定するための方法について

室内試験結果は、多かれ少なかればらつきを有することが今回実施した試験結果から明らかとなった。ここでは、掘削影響領域を推定するための、試験データの取扱い方法を述べる。

掘削影響領域を推定するための方法として、目視による方法とデータ解析による方法が考えられる。

目視による方法は、感覚によるところが大きく、個人差が大きい方法であると言える。データ解析による方法は個人差が小さく、目視による方法と比べれば、信頼度も高いと考えられる。ここでは、データ解析による方法により、掘削影響領域を求めることとした。

(a)縦軸に室内試験結果から得られた物性値を、横軸に坑道壁面からの距離をとってプロットする。図－2.1.7.1には弾性波速度測定の例を示す。

(b)プロットしたデータを2つのグループに分割する。分割したグループごとに平均値を求め、分割したグループどうしで平均値を比較する。全データ数をn個とし、坑道壁面から深度方向に並べたデータをX1,X2,・・・・,Xnとするとき、データの分割は、以下のようである。

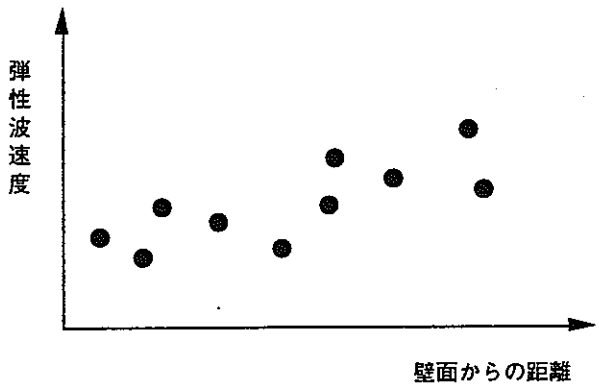
X1と（X2,・・・・,Xn）

（X1,X2）と（X3,・・・・,Xn）

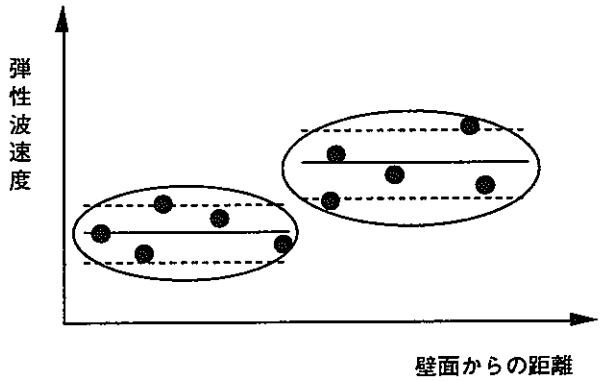
⋮

（X1,・・・・,Xn-1）とXn

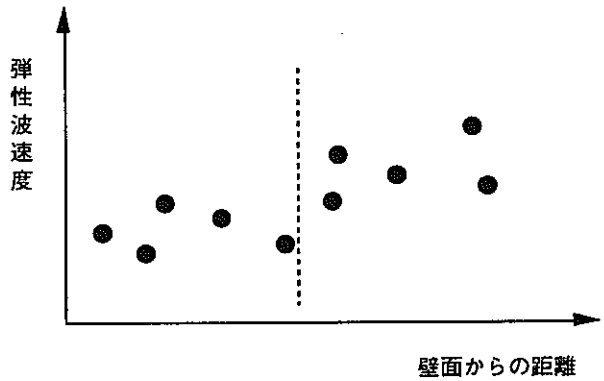
(c)(b)でグループ間で平均値の差が最大となるようなグループの組合せを求め、この場合のデータのグループの間に境界線を引き、坑道壁面からこの位置までを掘削による影響を受けた領域（掘削影響領域）とみなす。実際には、データは離散的であるため、掘削影響を受けた領域とそうでない領域の境界は、幅を持ったある範囲で示されることになる。



(a)プロットの方法



(b)グルーピング



(c)掘削影響を受けた範囲の推定

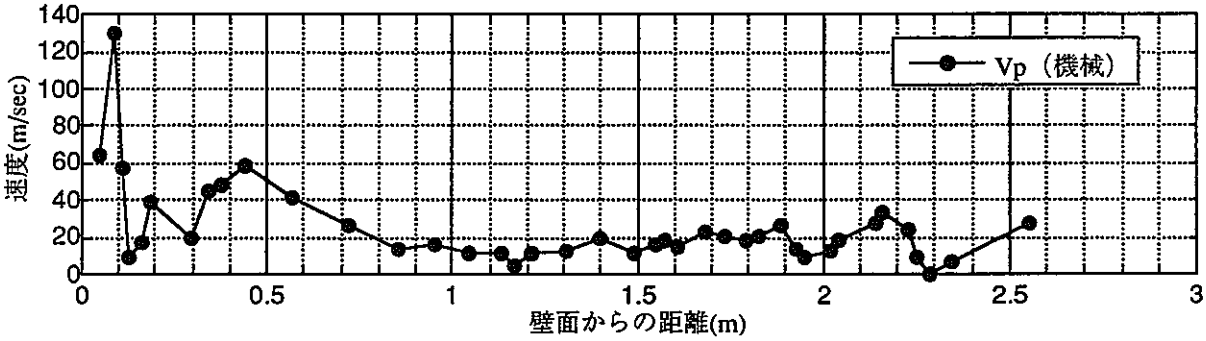
図－2.1.7.1　試験結果のばらつきの評価方法の一例（弾性波速度の場合）

2）室内試験から求めた掘削影響領域について

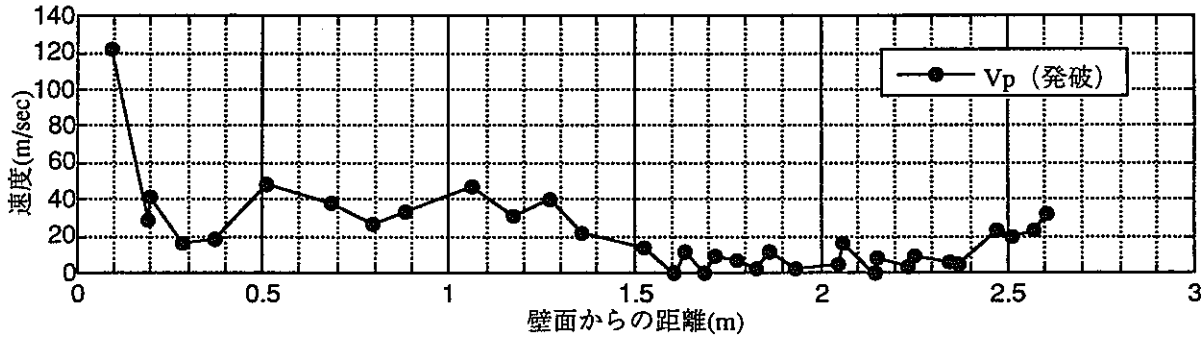
1）に示した方法で、機械掘削区間と発破掘削区間のそれぞれについて掘削影響領域の推定を試みた。一例として、P波速度の平均値の差と壁面からの距離の関係を機械掘削区間について図－2.1.7.2に、発破掘削区間について図－2.1.7.3に示す。いずれも整形後の供試体を対象とした測定である。

P波速度の平均値の差とは、図－2.1.7.1に示した2つのグループのそれぞれの平均値の差の絶対値を意味する。この値が最大となるとき、2つに分けたグループの間に特性の差があると考え、壁面から境界までを掘削影響領域とみなすこととする。

図－2.1.7.2でも図－2.1.7.3でも、掘削影響領域の境界は0.1m近辺に存在する。



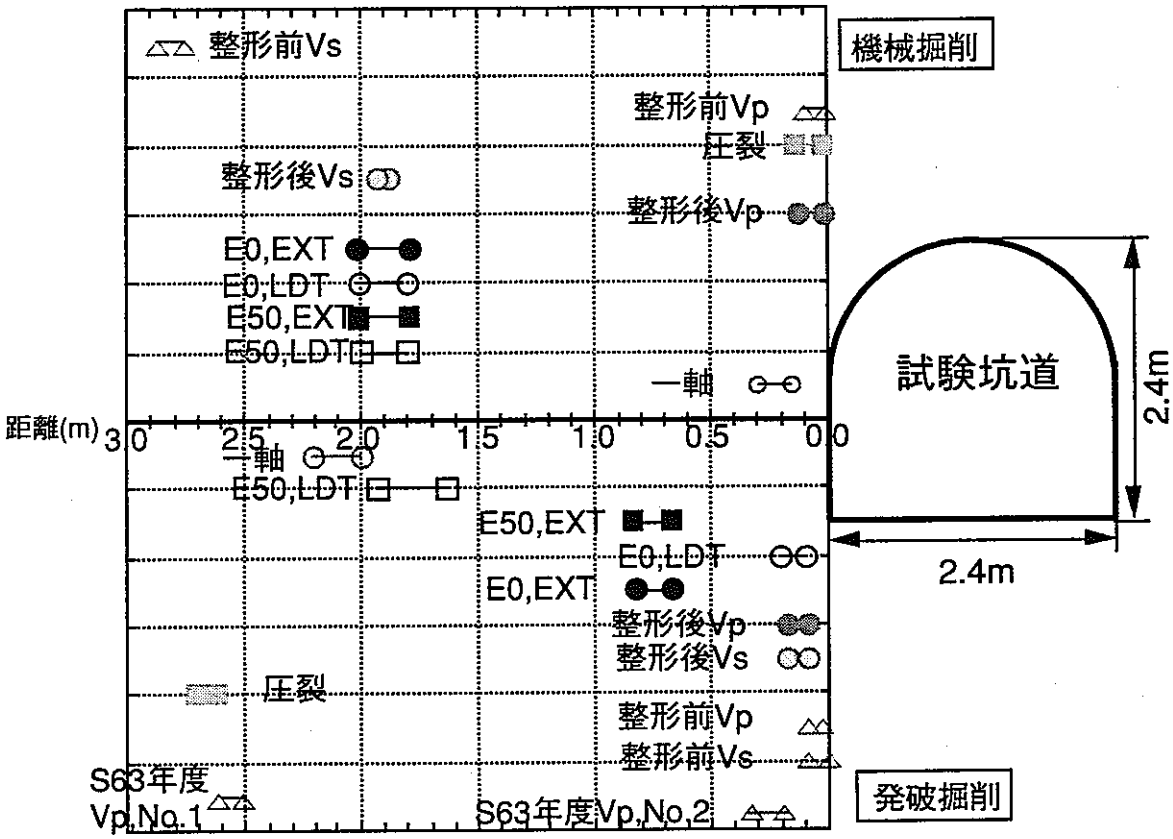
図－2.1.7.2　P波速度の平均値の差と壁面からの距離（機械掘削区間）



図－2.1.7.3　P波速度の平均値の差と壁面からの距離（発破掘削区間）

室内試験結果から推定した掘削影響領域をまとめて図－2.1.7.4に示す。また、データ解析の結果を資料集に示す。図－2.1.7.4中には、今回実施した室内試験結果と併せて、昭和63年度に今回とは別の発破掘削区間で採取した岩石コアのP波速度についても参考のために示した。

図－2.1.7.4によれば、試験方法が異なると、推定される掘削影響領域も異なる結果となった。機械掘削区間では坑道壁面から3.0mまでの範囲内に、発破掘削区間でもほぼ同様に坑道壁面から3.0mの範囲内にばらついている。このようにばらつきがあることから、室内試験結果のみから機械掘削と発破掘削の影響領域を推定することは困難である。



図－2.1.7.4　室内試験から求めた掘削影響領域

2.2 岩盤内変位測定

2.2.1 目的

坑道掘削後の時間経過に伴う岩盤内の変位を把握することを目的とし、岩盤内変位を計測する。また、多点式地中変位計およびｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰの測定手法の適用性を検討する。

2.2.2 測定機器

平成6年度に設置した多点式地中変位計およびｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰを用いた。多点式地中変位計は（株）東亜測器製：EM-150-6Mであり、ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰはスイスSOL EXPERTS製である。

2.2.3 測定位置および測定方法

（1）測定位置

岩盤内変位の測定位置を図－2.2.3.1に示す。

（2）多点式地中変位計による測定

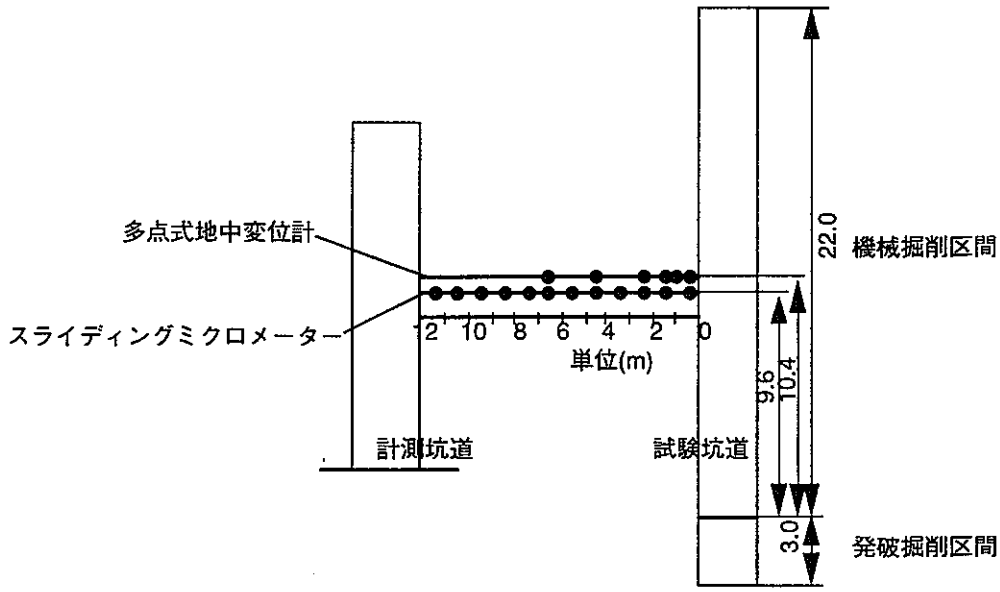
多点式地中変位計により、MD-1孔内の6測定点（機械掘削坑道壁面からの深度：0.5,1.0,1.5,2.5,4.5,6.5m）で測定を行った。

測定筒内の測定チップの動きをﾃﾞｼﾞﾏﾁｯｸﾉｷﾞｽ（DM-15）にて測定した。測定に際し、ﾉｷﾞｽのｱﾀｯﾁﾒﾝﾄをﾌﾗﾝｼﾞの基準面に完全に押さえつけ、傾きや接触面での遊びが生じないようにした。ﾉｷﾞｽ可動部先端と測定チップが接触するまでﾉｷﾞｽ可動部を動かし、そのときの表示を読み取った。精度向上のため、1つの測定点について3回測定した値が一定であった場合に、その値を測定値として採用した。

測定は、以下の合計2回行った。

1回目：1996年（平成8年）8月19日（坑道掘削終了約9ヶ月後）

2回目：1997年（平成9年）2月5日（坑道掘削終了約14ヶ月後）



図－2.2.3.1　岩盤内変位の測定位置

（２）ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる測定

多点式地中変位計による測定と同時期に、ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによりMD-2孔内の12測定点（深度0.5mから1.0m間隔で11.5mまで）で測定を行った。

測定方法を以下に示す。

①ﾌﾟﾛｰﾌﾞと指示計をｹｰﾌﾞﾙで接続する。

②ﾌﾟﾛｰﾌﾞを孔内に挿入し、差動トランスの電気的安定を待つ（約30分間）。

③較正管を用いて補正係数、0点補正値を得る。

④岩盤内に設置したｹｰｼﾝｸﾞ内にﾌﾟﾛｰﾌﾞを挿入し、前後のﾒｼﾞｬﾘﾝｸﾞﾍｯﾄﾞを1mおきのﾒｼﾞｬﾘﾝｸﾞﾏｰｸに密着させたときの長さを作動ﾄﾗﾝｽから読み取る。

⑤④の操作を区間の数だけ繰り返し、各区間の長さを測定する。

精度向上のため、1つの測定点について10回程度測定し、測定値の再現性を確認した上で測定値を得た。

測定は、多点式地中変位計による測定と同様に、以下の合計2回行った。

1回目：1996年（平成8年）8月19日（坑道掘削終了約9ヶ月後）

2回目：1997年（平成9年）2月5日（坑道掘削終了約14ヶ月後）

2.2.4　測定結果および考察

（1）多点式地中変位計による測定結果

経時変化図を図－2.2.4.1に、変位の分布図を図－2.2.4.2に示す。岩盤内変位の初期値は、機械掘削開始（1995年10月16日）の直前（1995年10月13日）に測定したデータである。分布図中の距離は、試験坑道の壁面からの距離である。図－2.2.4.2中の測定日のうち、1995年12月15日と1996年1月12日はそれぞれ、前々回および前回の測定を意味する。

（2）ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる測定結果

経時変化図を図－2.2.4.3に、分布図を図－2.2.4.4に示す。岩盤内変位の初期値は、機械掘削開始（1995年10月16日）の直前（1995年10月13日）に測定したデータである。分布図中の距離は、試験坑道の壁面からの距離である。図－2.2.4.4中の測定日のうち、1995年12月15日と1996年1月12日はそれぞれ、前々回および前回の測定を意味する。

（3）多点式地中変位計とｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる測定結果の相違について

両手法による測定結果の相違を評価する目的で、同じ深度に測定点を設けた。1997年2月5日での多点式地中変位計とｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる測定結果を比較して表－2.2.4.1に示す。また、両手法による岩盤内変位分布のうち、測定日が1995年12月15日のものを図－2.2.4.5に、測定日が1997年2月5日のものを図－2.2.4.6に示す。

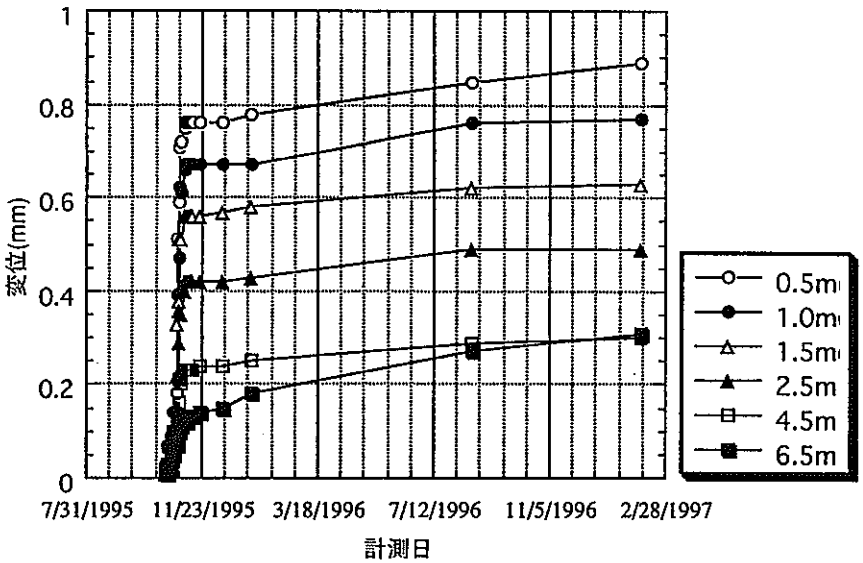
表－2.2.4.1によれば、1997年2月5日は、0.5m地点では多点式地中変位計による変位量が0.89mmで、ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる変位量が0.952mmであり、両者には7%程度の違いがある。1.5m、2.5m、4.5m、6.5mと坑道から離れるにしたがい、両者の測定値の相違は13%、25%、43%、78%のように増加する。

図－2.2.4.5によれば、1995年12月15日の両者の変位量の相違は、壁面から1.5m～4.5mの区間で大きい。また、図－2.2.4.6によれば、1997年2月5日の両者の変位量の相違は、壁面から1.5m～8.5mの区間で大きい。

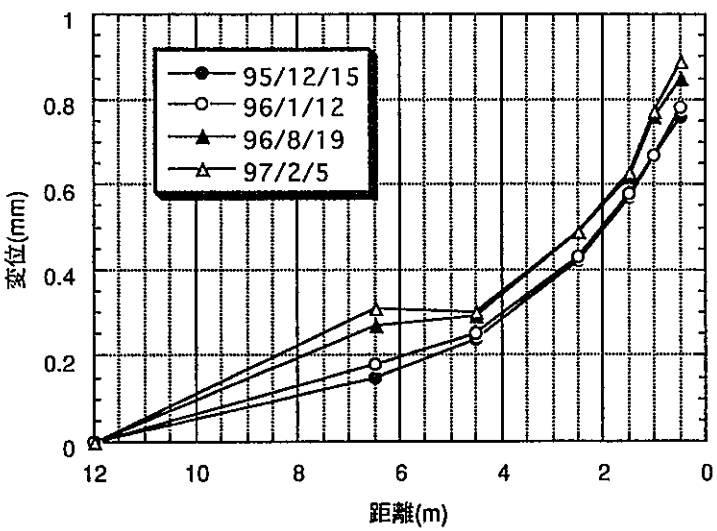
多点式地中変位計を設置したMD-1孔と、ｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰを設置したMD-2孔の地質観察結果を図－2.2.4.7に示す。図中の距離は計測坑道から試験坑道に向かう距離を表す。これによれば、MD-1孔とMD-2孔とで、亀裂分布に顕著な相違はないが、MD-1孔とMD-2孔の岩相は、計測坑道壁面から3～7mまで、すなわち試験坑道壁面から5～9mまでは異なっており、岩盤変位量が異なる原因の１つと考えられる。

表－2.2.4.1　多点式地中変位計とｽﾗｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾐｸﾛﾒｰﾀｰによる測定結果の相違（測定日：1997/2/5）

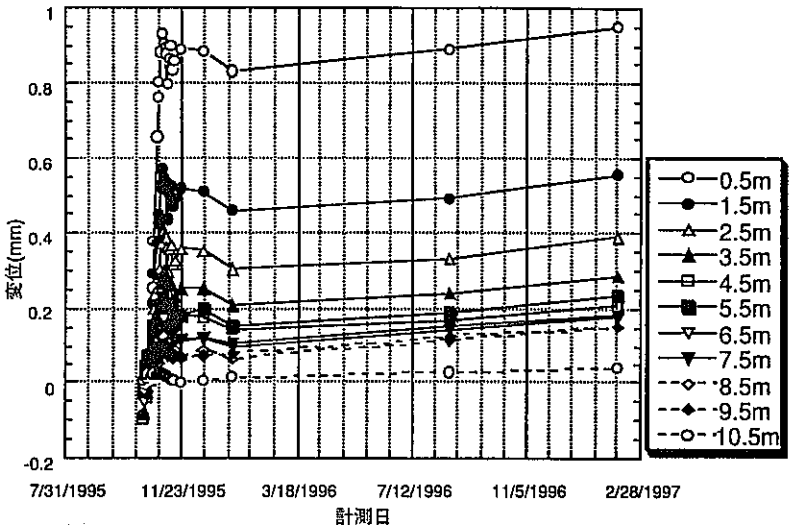
距離 (m)	多点式地中変位計 (mm)	スライディングミクロメーター (mm)
0.5	0.89	0.952
1.0	0.77	
1.5	0.63	0.557
2.5	0.49	0.392
3.5		0.287
4.5	0.30	0.210
5.5		0.236
6.5	0.31	0.174
7.5		0.179
8.5		0.153
9.5		0.155
10.5		0.045



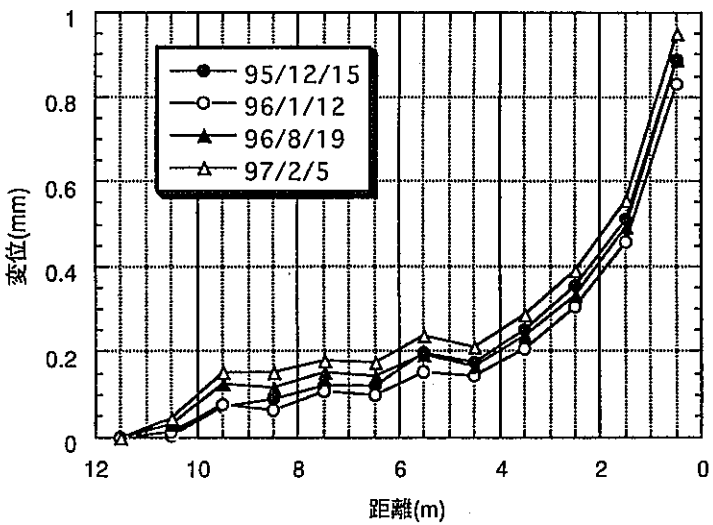
図－2.2.4.1　多点式地中変位計による岩盤内変位の経時変化図



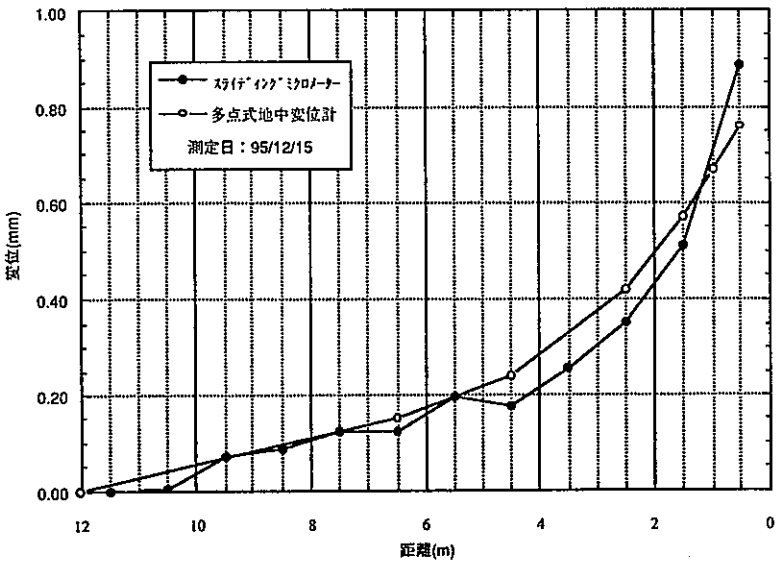
図－2.2.4.2　多点式地中変位計による岩盤内変位の分布図



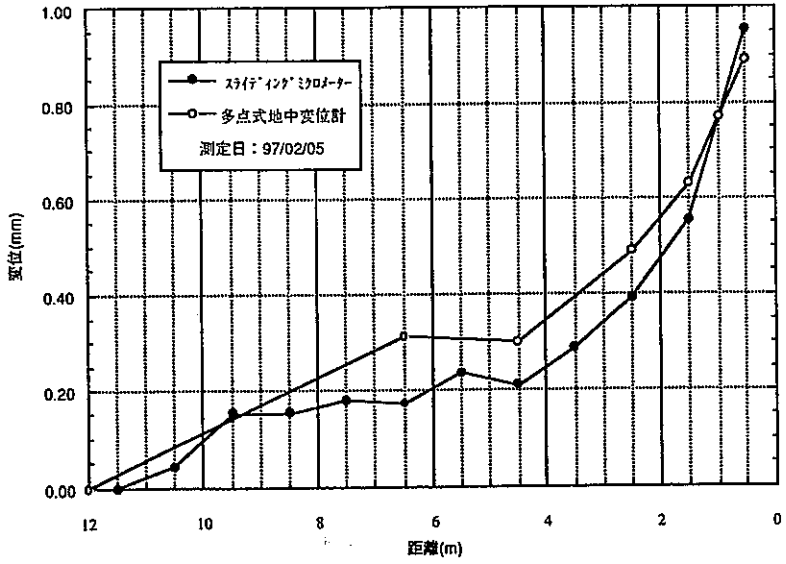
図－2.2.4.3　スライディングミクロメーターによる岩盤内変位の経時変化図



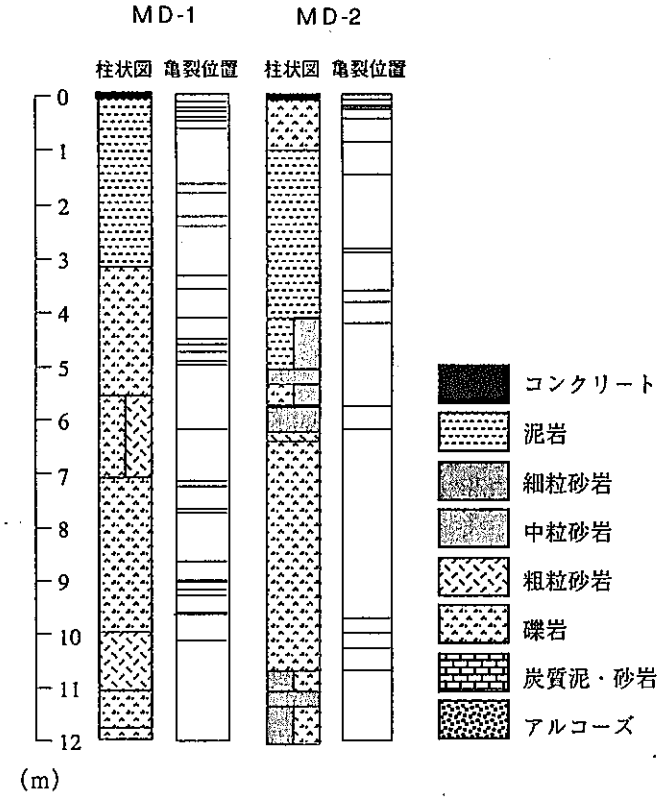
図－2.2.4.4　スライディングミクロメーターによる岩盤内変位の分布図



図－2.2.4.5　両測定法による岩盤内変位分布（測定日：1995年12月15日）



図－2.2.4.6　両測定法による岩盤内変位分布（測定日：1997年2月5日）



図－2.2.4.7　岩盤内変位測定孔の地質観察結果

(MD-1:多点式地中変位計、MD-2:スライディングミクロメーター)

2.3 屈折法弾性波探査

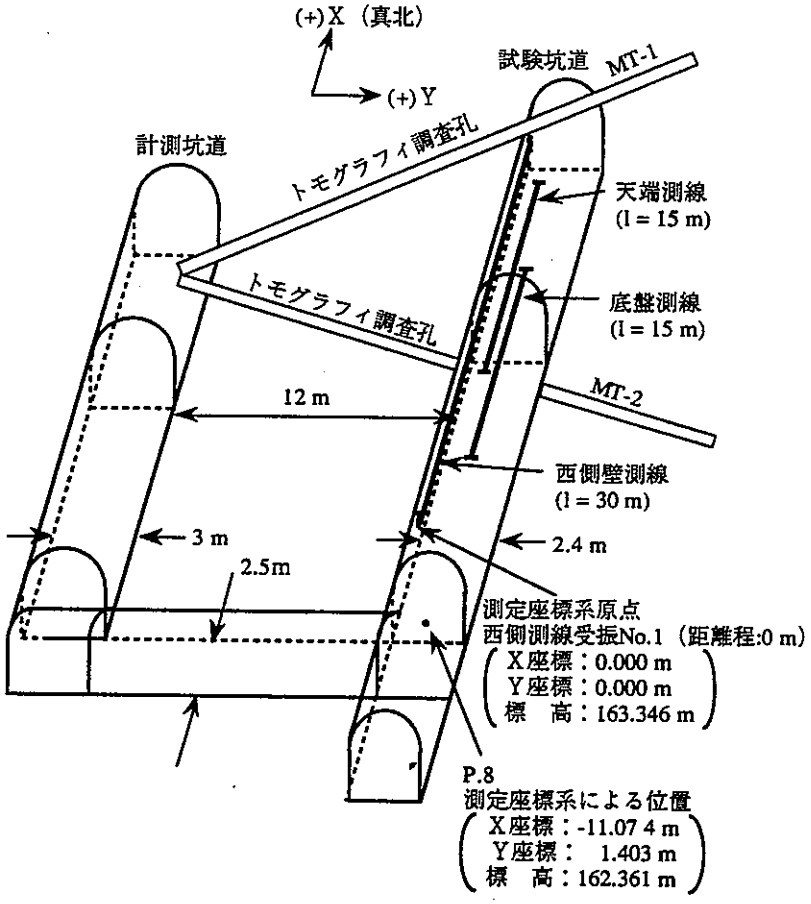
2.3.1 目的

屈折法弾性波探査は、対象地盤の表面に測線を設定し、測線上に適当な間隔で起振点、受振点を配置し、弾性波の初動走時を測定することにより測線下の代表的な弾性波速度とその層厚を求める技術である。本調査は、機械掘削による影響評価試験の事後調査及び事後解析研究として、坑道掘削に伴う影響領域を、屈折法弾性波探査により弾性波（Ｐ波）速度の変化する領域として把握することを目的として実施した。

2.3.2 測定概要

（１）計測位置

北延ＮＡＴＭ試験坑道内における測定位置を図－2.3.2.1に示す。



図－2.3.2.1　北延ＮＡＴＭ試験坑道内における測定位置

座標は、西側壁測線の0m地点を原点とし、坑道方向（北向きを＋）をX、坑道半径方向（東向きを＋）をYとした座標系である。

（2）測定内容

表－2.3.2.1に測線概要を示す。測線位置は、坑道の底盤（測線長：15m）、天端（測線長：15m）および西側壁（測線長：30m）である。各測線とも坑道入口側に起点を、切羽側に終点を設けた。測定では、1回の起振ごとにディスプレイあるいはプリンターに出力し、目視により波形記録の良否を判定を行って、良好なものをフロッピーディスクに収録した。

測定では、受振点は原則として25cm間隔で配置し、掘削影響領域が大きい場合を想定し、起振点間隔は5mおよび10m間の両方の往復走時を観測するものとし、起振回数を当初予定よりも増やして測定を行った。

表－2.3.2.1　測線概要

測線名	測線長	起振間隔	起振点数	受振間隔	受振点数
底盤	15m	5m	6点	25cm	61点
天端	15m	5m	6点	25cm	61点
西側壁	30m	5m	8点	25cm	121点
合計	60m	－	22点	－	243点

2.3.3　測定結果および考察

（1）初動検索

初動方向から波動の伝播経路や特徴を考慮して、得られた波形データの初動の読取をデータのサンプリング間隔（0.025msec単位）で行った。

（2）解析方法

以下の手順で解析を行った。

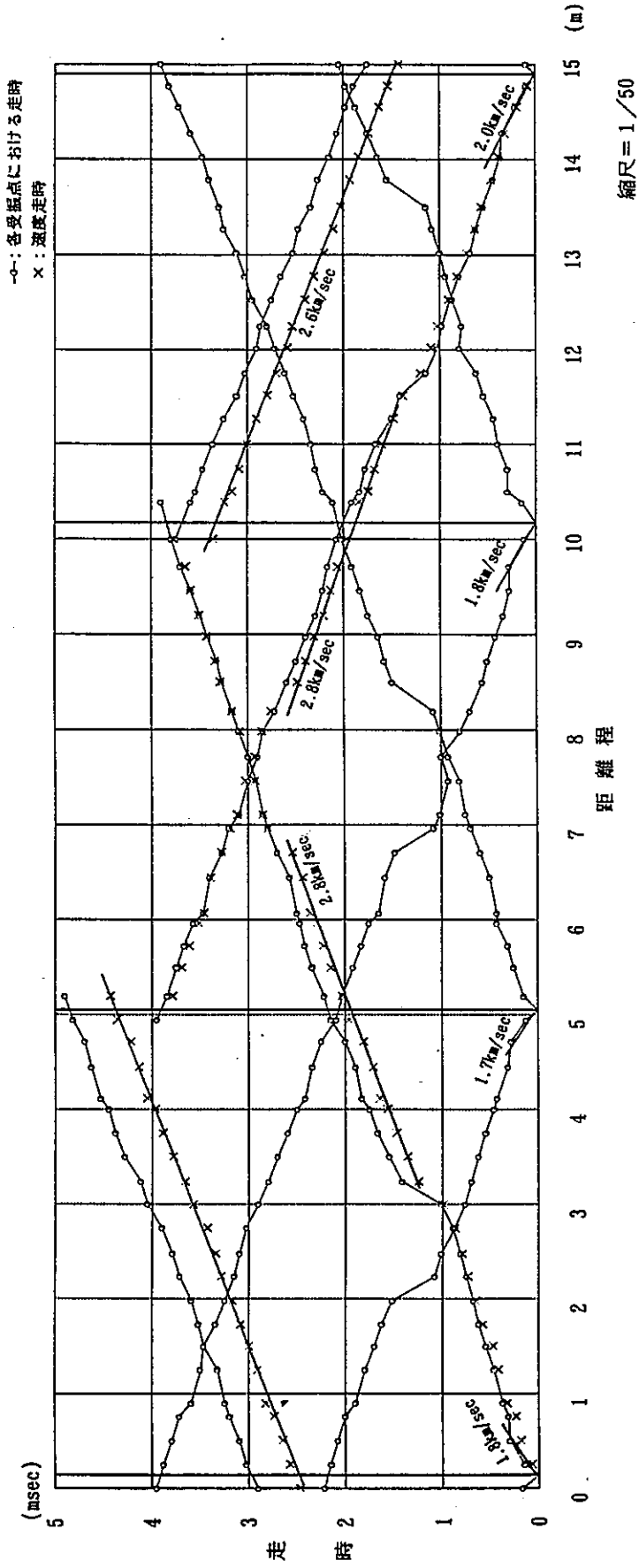
① 初動走時の読取と走時曲線のプロット

② 走時曲線の完成

③ 速度走時曲線（T′曲線）の作成

④ 速度断面作成（萩原の方法を使用）

例として、天端における屈折法探査での走時曲線を図－2.3.3.1に示す。



図－2.3.3.1　天端における屈折法弾性波探査／走時曲線および速度決定

（3）解析結果

表－2.3.3.1に屈折法弾性波探査結果をまとめた。

表－2.3.3.1　屈折法弾性波探査結果一覧表

層名	項目	底盤測線	天端測線	西壁面測線
第1速度層	速度 (km/sec)	1.8～2.1	1.7～2.0	1.3～1.9
(表層)	層厚　(cm)	10 ～55	10～50	10～70
第2速度層	速度 (km/sec)	2.6～2.8	2.6～2.8	2.5～2.8

各測線ごとの解析結果を以下に述べる。

①底盤測線

表層の速度値は 1.8～2.1 km/secであり、厚さは距離程 0～7 m 付近までが 50 cm 程度であるが、7～15 m までは 10～20 cm 程度とやや薄めとなっている。深部の速度値は距離程 0～11 m 付近までが 2.8 km/secであるが、それ以降 15 m までは 2.6 km/sec とやや低くなっている。

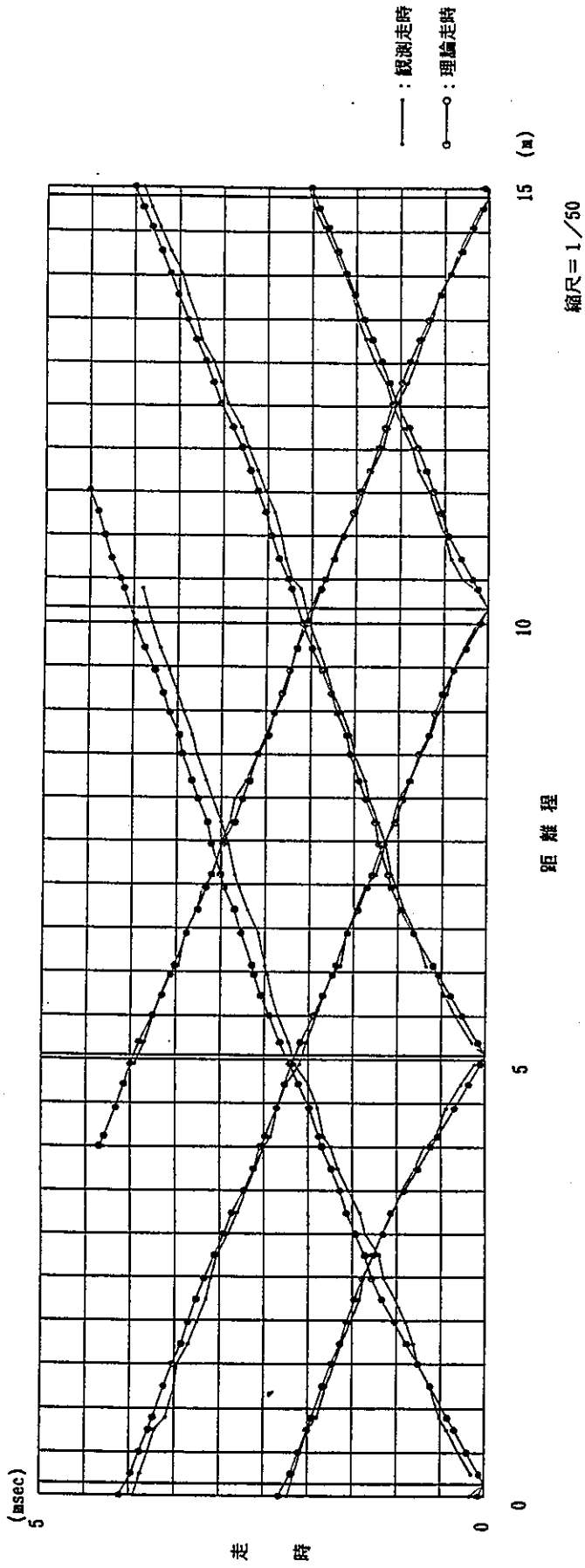
②天端測線

表層の速度値は 1.7～2.0 km/sec であり、厚さは距離程 0～7 m 付近までが 50 cm 程度であるが、以降 15 m までは 10～30 cm 程度とやや薄めとなっている。この傾向は、底盤測線と同様の傾向である。深部の速度値は距離程 6～11 m 付近までが 2.8 km/sec であるが、それ以降が 2.6 km/sec とやや低くなっている。

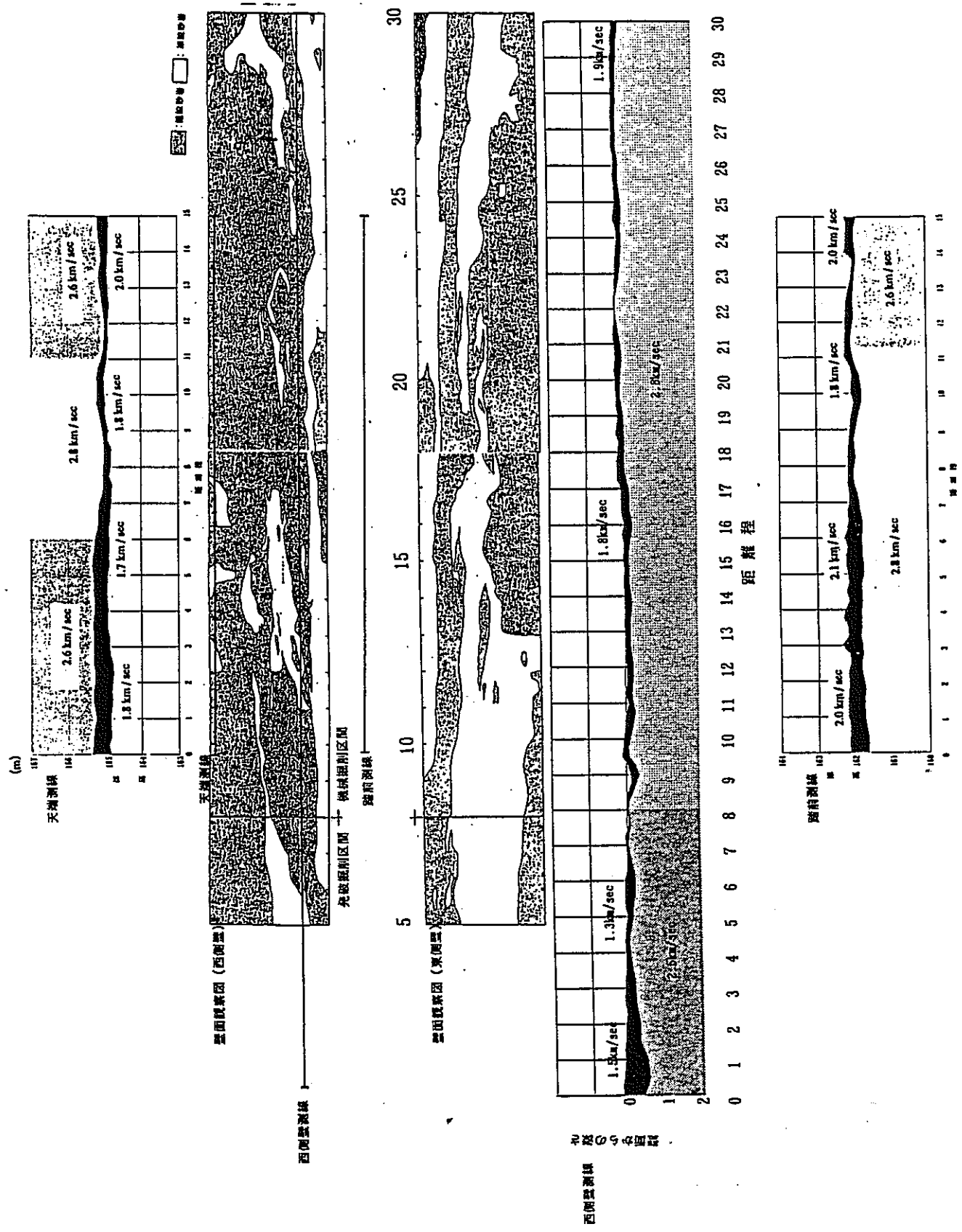
③　西側壁測線

表層の速度値は距離程 0～8 m 付近までが 1.3～1.5 km/sec、それ以降 30 m までは 1.8～1.9 km/sec とやや高くなっている。層厚は距離程 0～2 m 付近までが 40～70 cm 程度であるが、以降 30 m までは 10～30 cm 程度とやや薄めとなっている。深部の速度値は距離程 0～8 m 付近までが 2.5 km/sec であるが、それ以降が 2.8 km/sec とやや高くなっている。

解析結果を検証するために、ホイヘンスの原理に基づく理論的な初動走時（原理走時）を計算し、理論走時と観測走時を比較すると、ほぼ再現していることが分かる。その例として、天端における屈折法探査での走時曲線を図－2.3.3.2 に示す。また、解析結果を図－2.3.3.3に坑道の壁面観察と共に示す。



図－2.3.3.2　天端における屈折法弾性波探査／理論走時および観測走時の比較



図－2.3.3.3　屈折法弾性波探査結果と坑道の壁面観察結果の比較

2.3.4　まとめ

北延ＮＡＴＭ坑道を掘削した後、底盤、天端、西側壁に測線を配置し、Ｐ波屈折法弾性波探査を実施した。得られた結果を以下にまとめる。

解析の結果、測定地点はＰ波弾性波速度値により、以下の2層に区分された。

第１速度層　　速度値：1.3～2.1 km/sec
（表層）　　層　厚：10～70 cm
第２速度層　　速度値：2.5～2.8 km/sec

このうち、第１速度層（表層）が坑道掘削に伴う影響領域に相当すると考えられる。また、発破掘削区間と機械掘削区間の掘削影響領域について速度値と層厚を比較すると以下のとおりである。

発破掘削：速度値：1.3～1.5 km/sec
　　層　厚：10～70 cm
機械掘削：速度値：1.7～2.1 km/sec
　　層　厚：10～50 cm

これによれば、機械掘削の方が掘削影響領域での速度値がやや高く、層厚もやや薄くなっており、機械掘削が地山に及ぼす影響は発破掘削よりも小さいものと考えられる。

2.4　弾性波および比抵抗トモグラフィ調査

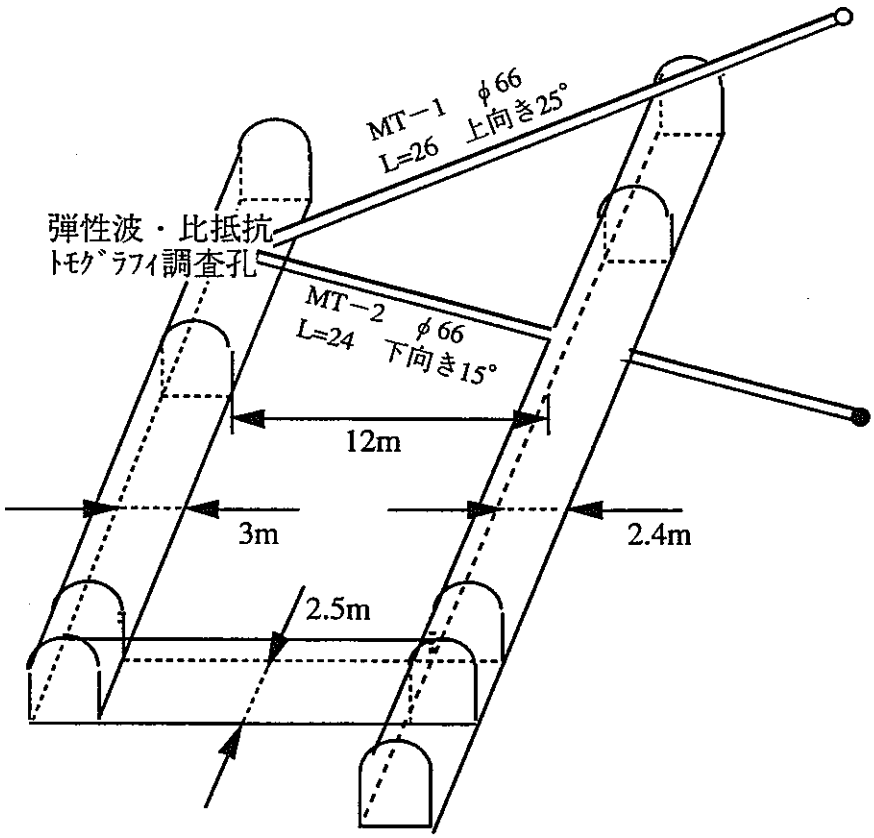
2.4.1　目的

北延NATM坑道において、坑道の機械掘削による岩盤への影響を検討する目的で、「機械掘削前」の平成５年度に弾性波および比抵抗トモグラフィ調査、および「機械掘削直後」の平成７年度に弾性波トモグラフィ調査が実施された。

過去2回のトモグラフィ調査を踏まえ、本年度（平成８年度）は「機械掘削後」の弾性波および比抵抗トモグラフィ調査を行って、本調査結果と既往の調査結果とを比較検討し、機械掘削による周辺岩盤への影響を考察した。

2.4.2　調査概要

弾性波および比抵抗トモグラフィ調査は図－2.4.2.1に示すMT-1孔およびMT-2孔の孔間で行った。



図－2.4.2.1　トモグラフィ調査位置見取り図

また、本調査で実施した弾性波および比抵抗トモグラフィの調査の内容を表－2.4.2.1に示す。

表－2.4.2.1　調査一覧

弾性波トモグラフィ		実　施	計　画
受振点数	MT－1	22点	22点
	MT－2	23点	23点
	試験坑道	8点	12点
	計測坑道	1点	1点
発振点数	MT－1	11点	11点
	MT－2	11点	11点
	試験坑道	8点	6点
総取得データ数		1125個	992個

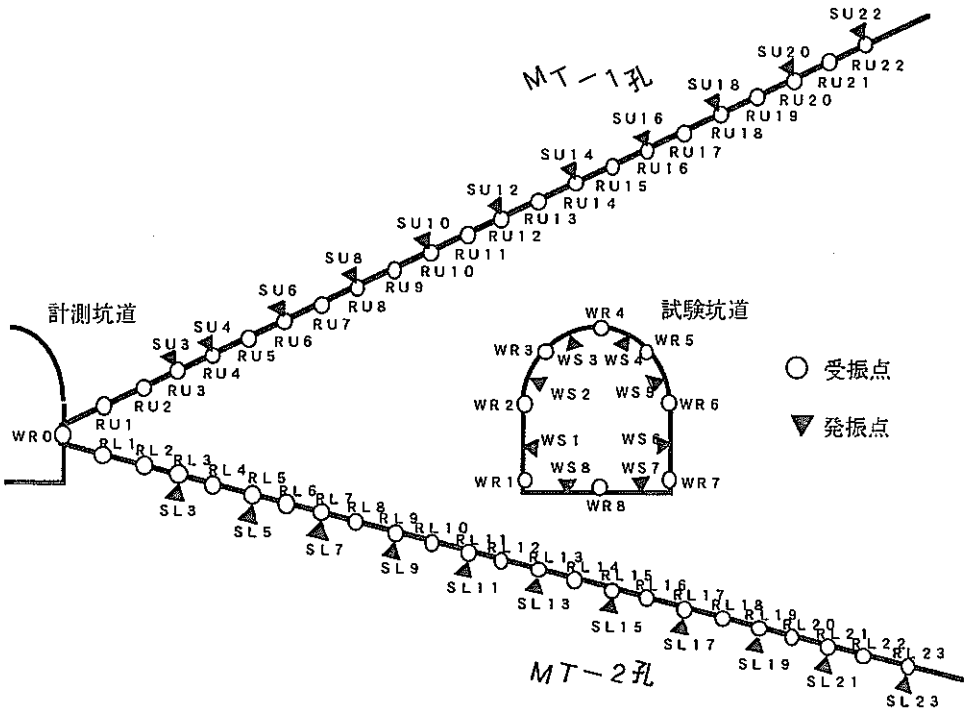
比抵抗トモグラフィ		実　施	計　画
調査坑道内 および 試験坑道内 測定	MT－1	20極	21極
	MT－2	21極	21極
	試験坑道	16極	12極
	取得データ数	1596個	1378個
試験坑道内測定	試験坑道	10極	10極
	取得データ数	45個	45個
総取得データ数		1641個	1423個

2.4.3　弾性波トモグラフィ

弾性波トモグラフィは、対象地盤を囲むように設置された2本のボーリング孔内に発・受振点を多数配置し、発振点からの弾性波の走時を測定し、解析することにより、対象地盤の詳細な弾性波速度分布や振幅分布を可視化する技術である。

（1）測定概要

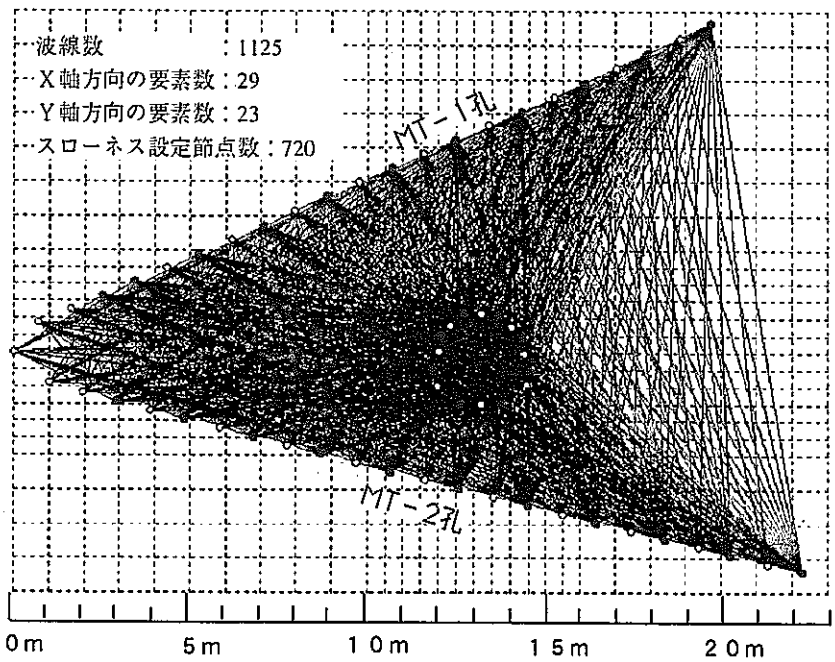
図－2.4.3.1に発・受振点の配置を示す。なお、図中のS（Source）は発振点を、R（Receiver）は受振点を示している。発振点は、調査孔内に原則として2m間隔で22点（MT－1：11点、MT－2：11点）と、試験坑道壁に8点の合計30点設けた。受振点は、調査孔内に1m間隔で45点（MT－1：22点、MT－2：23点）、計測坑道壁に1点と試験坑道壁に8点の合計54点設けた。計測坑道壁の1点（WR）については、チェックのため、すべての発振に対して受振した。



図－2.4.3.1　発振点・受振点の配置

発振と受振の関係については、MT－1 孔内で発振する場合は、MT－2 孔と試験坑道壁で受振し、MT－2 孔内で発振する場合は、MT－1 孔と試験坑道壁で受振した。試験坑道壁で発振した場合は、両調査孔と試験坑道壁で受振した。

図－2.4.3.2 に今回の測定における波線のパターンを示す。1125 波線の測定を行った。図中の赤丸は発振点を、白丸は受振点を表している。ただし、MT－1 とMT－2 孔については、赤丸は受振点も兼ねている。

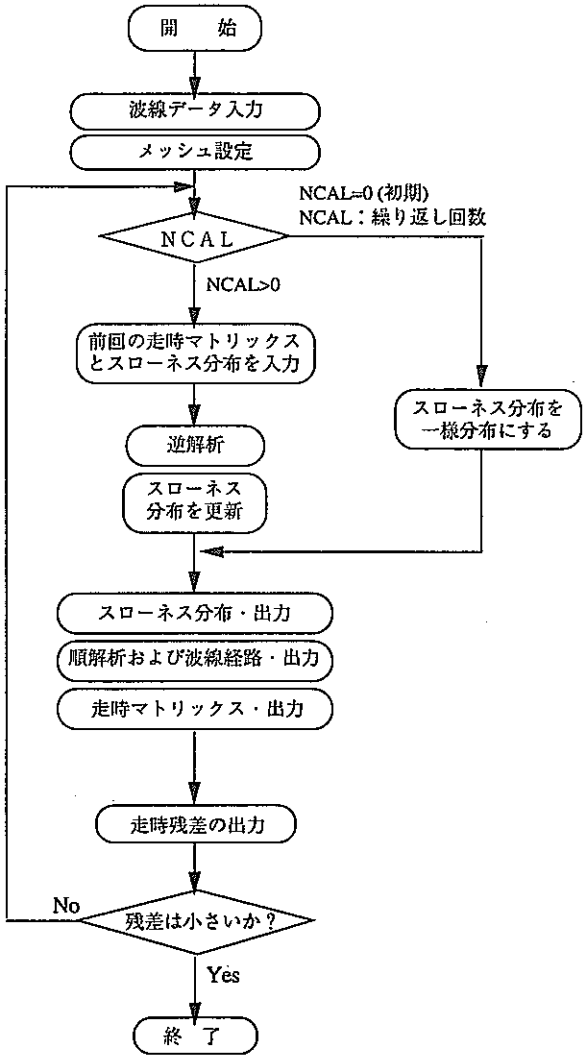


図－2.4.3.2　測定波線パターン図

（2）解析概要

弾性波トモグラフィの解析では、図－2.4.3.3 に示すように、地盤内部の 2 次元断面上に配置された全ての発・受振点を含む長方形要素を設定し、発振点－受振点間での測定走時を基にしてメッシュ交点の弾性波速度分布を逆算する。

機械掘削による弾性波速度分布の変化を把握するため、掘削前と掘削直後、掘削前と掘削後、掘削直後と掘削後のそれぞれの弾性波速度変化を速度変化値分布図として作成して比較した。解析に使用したパラメータを表－2.4.3.1 に示す。



図－2.4.3.3　弾性波トモグラフィ解析手順

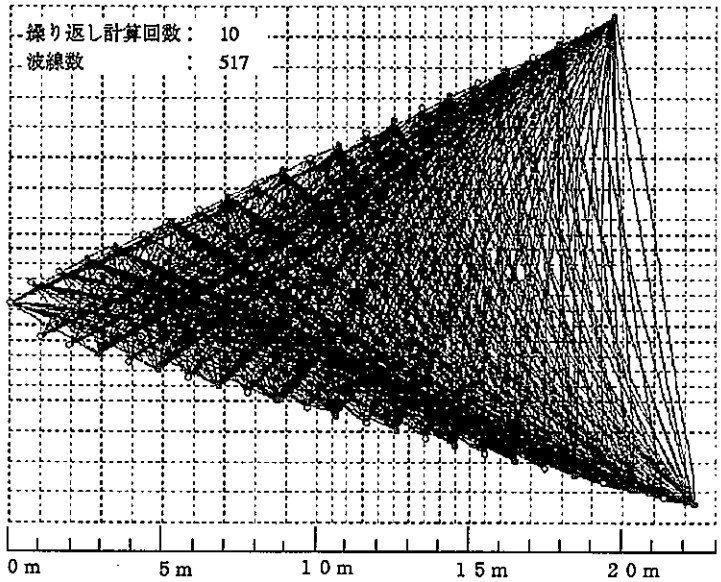
表－2.4.3.1　弾性波トモグラフィ・解析パラメータ

	発振点数	受振点数	解析波線数	未知数
掘削前	22	46	517	720
掘削直後	30	54	700	720
掘削後	30	54	656	720

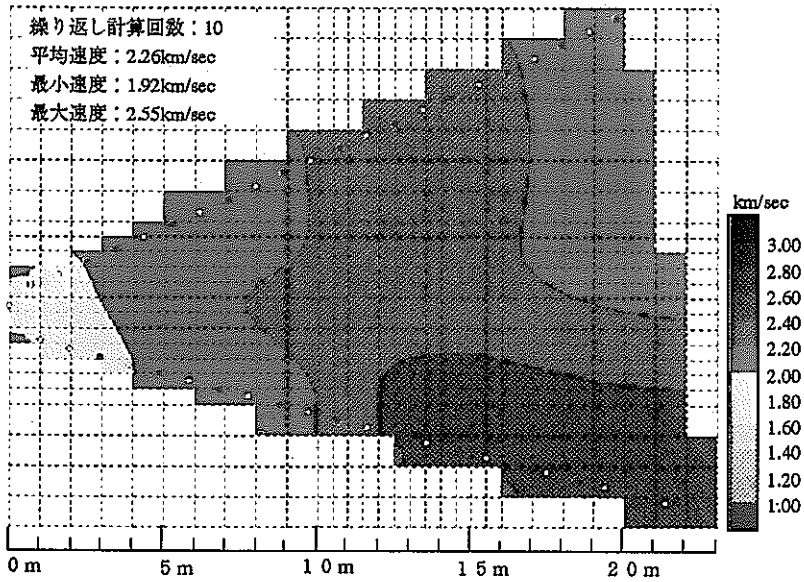
（3）解析結果

1）掘削前の解析結果

掘削前の解析結果として、図－2.4.3.4 に波線分布図、図－2.4.3.5 に弾性波速度分布図をそれぞれ示す。全体的な速度分布は 2.0 ～ 2.4 km/sec 程度であった。計測坑道付近には 2.0 km/sec 以下の領域が見られた。MT－1 孔の中間部からMT－2 孔の 10 m 以深にかけては 2.2 ～ 2.4 km/sec程度の速度域が分布しており、MT－2 孔の 12 m 以深では 2.4 ～ 2.6 km/secの速度域が認められた。



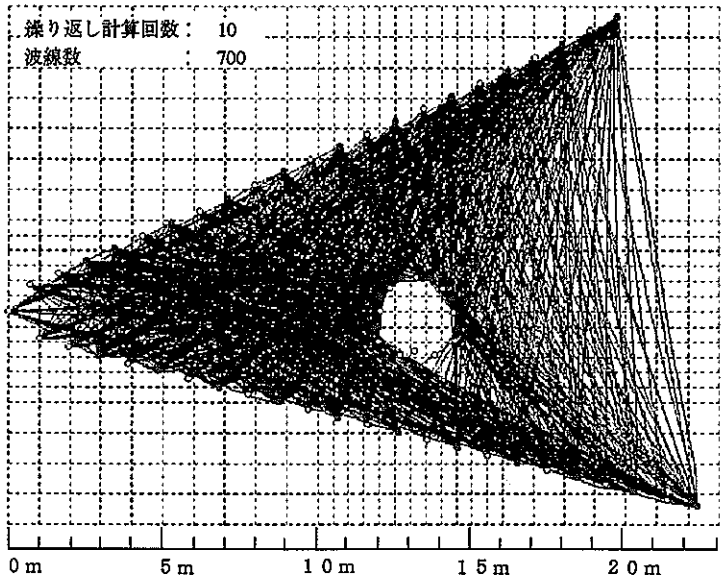
図－2.4.3.4　波線分布図



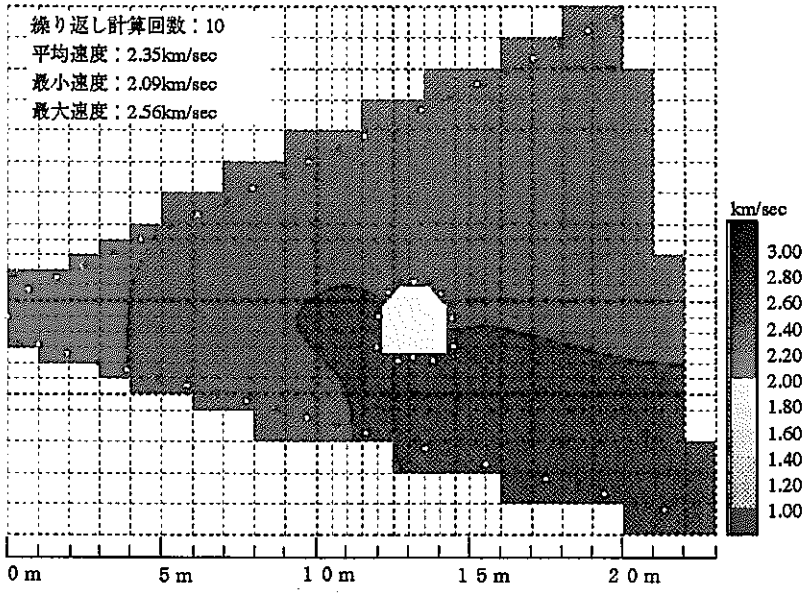
図－2.4.3.5　弾性波速度分布図

2）掘削直後の解析結果

掘削直後の解析結果として、図－2.4.3.6 に波線分布図、図－2.4.3.7 に弾性波速度分布図をそれぞれ示す。全体的な速度分布は 2.2 ～ 2.4 km/sec程度であった。試験坑道付近からMT－2 孔深部にかけては2.4 ～ 2.6 km/sec の速度域が分布しており、計測坑道付近には 2.0 ～ 2.2 km/secの領域が認められた。



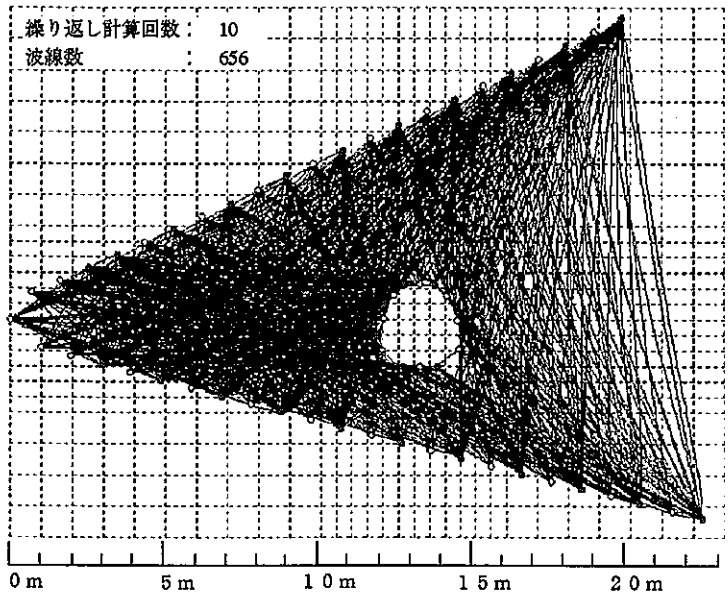
図－2.4.3.6　波線分布図



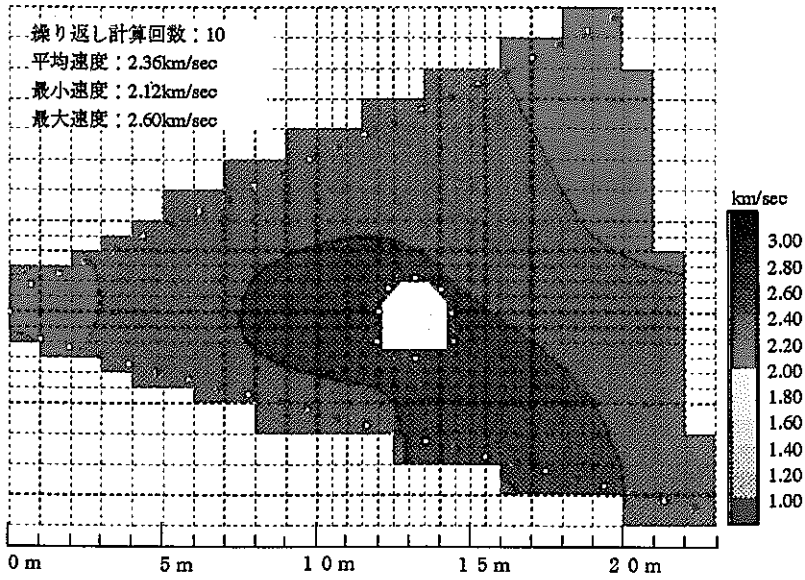
図－2.4.3.7　弾性波速度分布図

3）掘削後の解析結果

掘削後の解析結果として、図－2.4.3.8 に波線分布図、図－2.4.3.9 に弾性波速度分布図をそれぞれ示す。全体的な速度分布は掘削直後と同様に 2.2 ～ 2.4 km/sec 程度であった。試験坑道付近からMT－2 孔深部にかけては 2.4 ～ 2.6 km/sec の速度域が認められ、計測坑道付近とMT－1 孔深部には 2.0 ～ 2.2 km/sec の領域が見られた。掘削直後と比較すると、試験坑道の左側（計測坑道側）の 2.4 ～ 2.6 km/sec の速度域がより広く分布している。



図－2.4.3.8　波線分布図

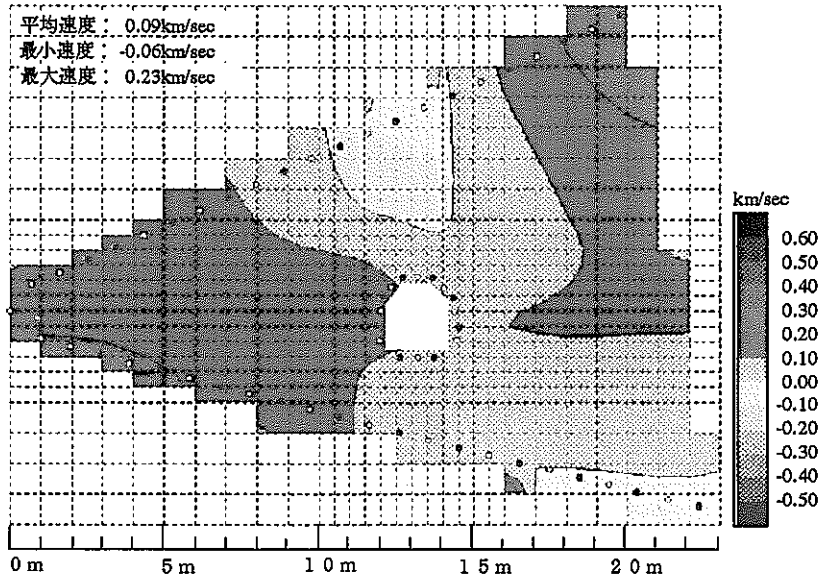


図－2.4.3.9　弾性波速度分布図

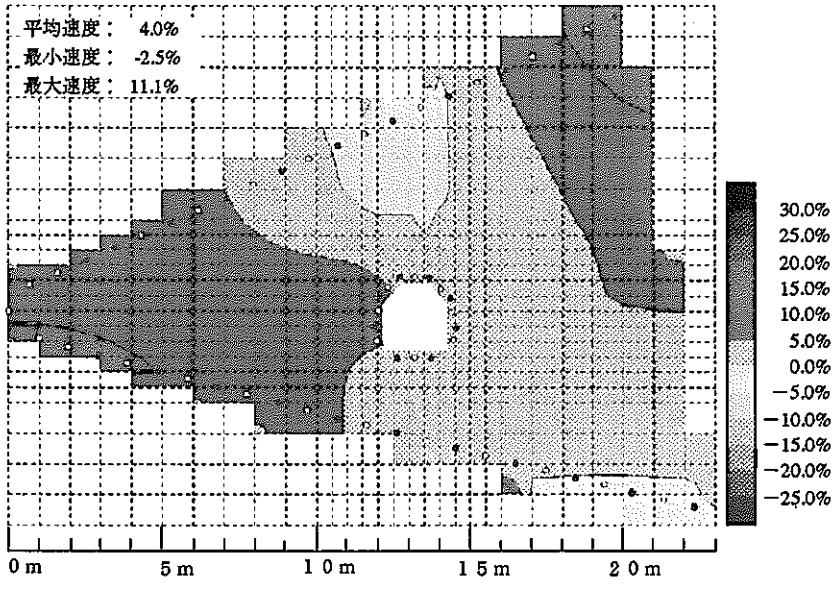
（4）考察

1）掘削前と掘削直後との解析結果の比較

掘削前の速度分布（図－2.4.3.5）と掘削直後の速度分布（図－2.4.3.7）との差を図－2.4.3.10 に示す。値が正の領域は掘削前に比べて速度が増加している領域を示している。試験坑道の左側から計測坑道にかけての領域と、試験坑道の右側からMT－1孔深部にかけての領域で 0.1 ～ 0.2 km/sec 程度の弾性波速度の増加が認められた。変化した速度値をパーセントで表し、図－2.4.3.11 に示す。図－2.4.3.10 の 0.1 ～ 0.2 km/sec 程度の弾性波速度の増加域は図－2.4.3.11 の 5 ～ 10 %程度に対応している。



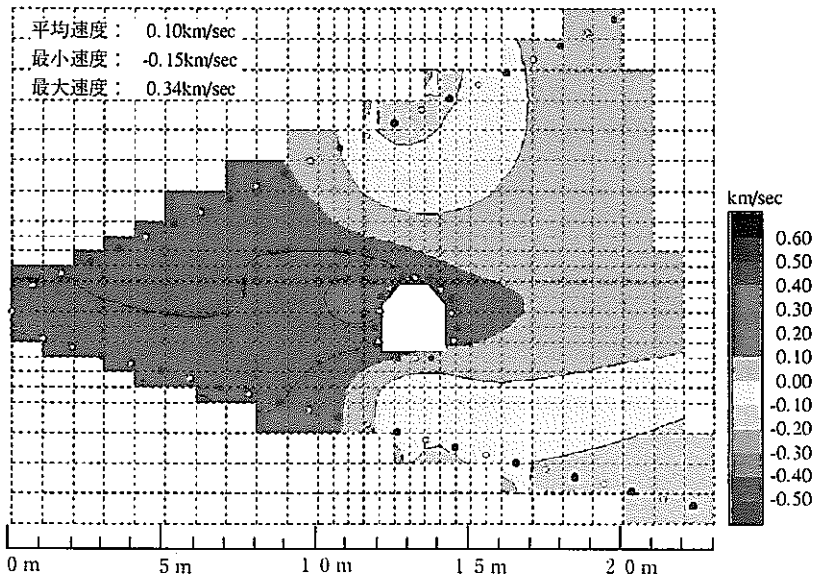
図－2.4.3.10　掘削前から掘削直後への速度変化値分布図（速度表示）



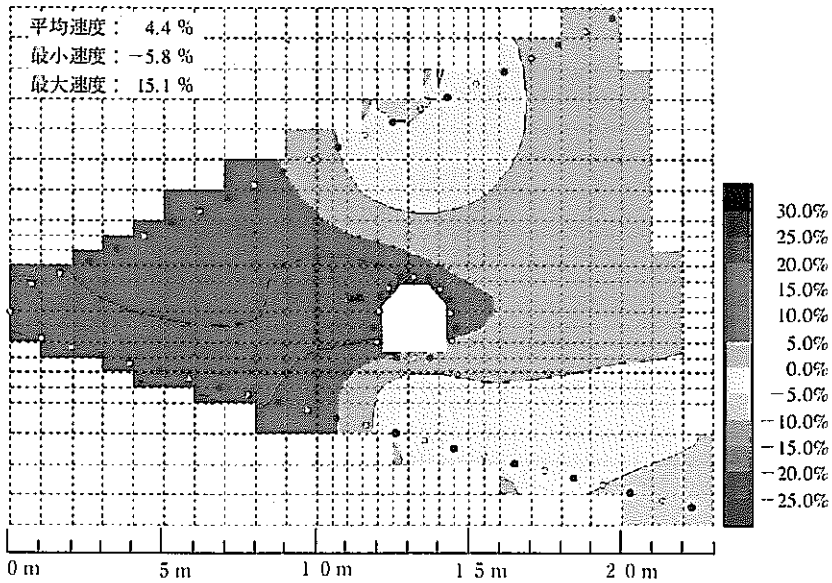
図－2.4.3.11　掘削前から掘削直後への速度変化値分布図（%表示）

2）掘削前と掘削後との解析結果の比較

掘削前の速度分布（図－2.4.3.5）と掘削後の速度分布（図－2.4.3.9）との差を図－2.4.3.12 に示す。値が正の領域は掘削前に比べて速度が増加している領域を示している。試験坑道付近からMT－1 孔とMT－2 孔の浅部、計測坑道にかけての領域で 0.1 ～ 0.3 km/sec 程度の弾性波速度の増加が認められた。変化した速度値をパーセントで表し、図－2.4.3.13 に示す。図－2.4.3.12 の 0.1 ～ 0.3 km/sec 程度の弾性波速度の増加域は図－2.4.3.13 の 5 ～ 15 %程度に対応している。



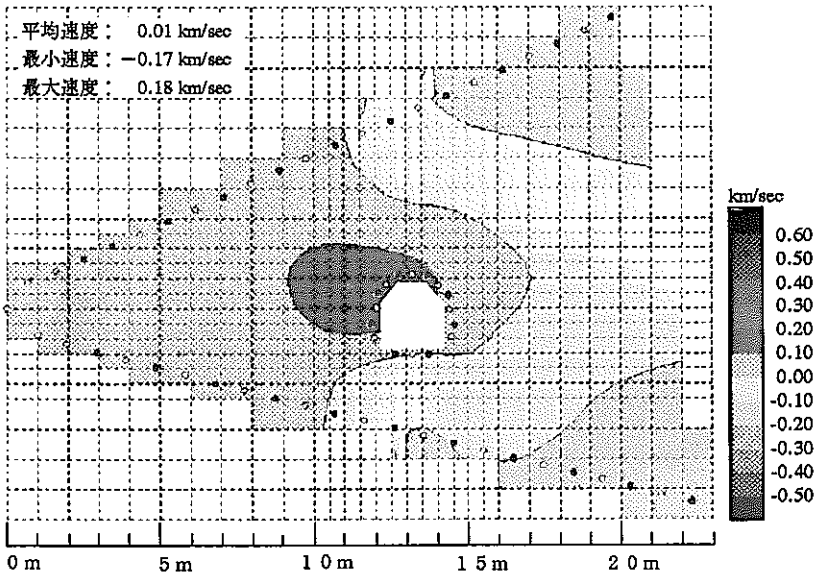
図－2.4.3.12　掘削前から掘削後への速度変化値分布図（速度表示）



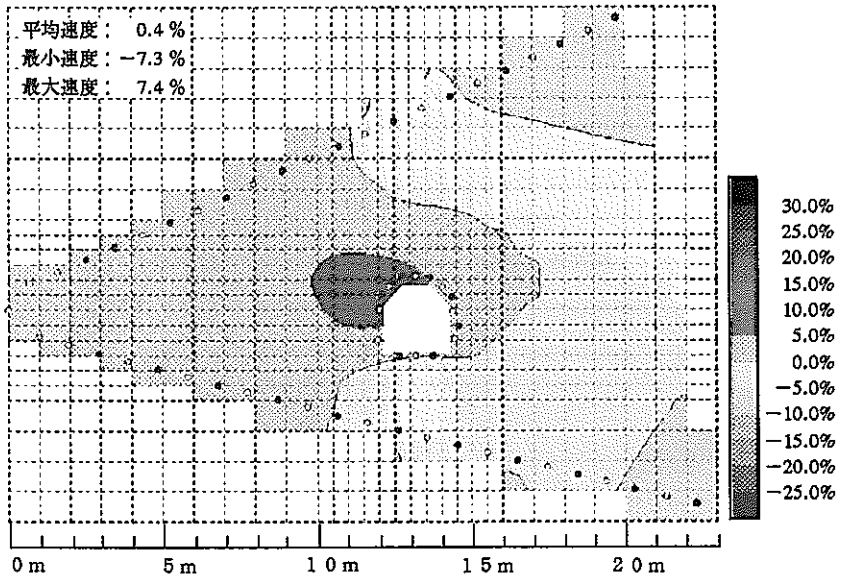
図－2.4.3.13　掘削前から掘削後への速度変化値分布図（%表示）

3）掘削直後と掘削後との解析結果の比較

掘削直後の速度分布（図－2.4.3.7）と掘削後の速度分布（図－2.4.3.9）の差を図－2.4.3.14 に示す。値が正の領域は掘削前に比べて速度が増加している領域を示している。試験坑道の左側の領域で 0.1 ～ 0.2 km/sec の弾性波速度の増加が認められた。変化した速度値をパーセントで表し、図－2.4.3.15 に 示す。図－2.4.3.14 の 0.1 ～ 0.2 km/sec の弾性波速度の増加域は図－2.4.3.15 の 5 ～ 10 %に対応している。



図－2.4.3.14　掘削直後から掘削後への速度変化値分布図（速度表示）



図－2.4.3.15　掘削直後から掘削後への速度変化値分布図（%表示）

（5）弾性波トモグラフィ調査／まとめ

今回の解析結果に含まれる誤差について検討すると、誤差の見積結果（2～3％程度）や走時誤差率から見た解析誤差は5％程度、および、先に議論した速度変化（4～5％程度）を比較すると同程度であり、したがって、概略的な議論では、機械掘削影響により弾性波速度が確実に増加したとは言えない。

各論的には、掘削前と掘削後での試験坑道から計測坑道にかけての弾性波速度の増加は、最高15％程度であった。この原因としては、試験坑道掘削に伴う応力の再配分や、波線密度の違いなどが考えられ、弾性波トモグラフィの結果からだけでは特定はできない。

2.4.4 比抵抗トモグラフィ

比抵抗トモグラフィは対象地盤を囲むように設置された2本のボーリング孔を利用して電極を多数配置し、任意電極間での電流・電位を測定することで、対象地盤の詳細な比抵抗分布を可視化する技術である。

（1）測定概要

電流は地盤の至る所を流れるとともに、地盤中において電流の流れやすい（比抵抗の低い）所を選択的に流れる特性があるため、波線経路を特定できる弾性波トモグラフィのように電流の経路を特定することができない。従って、比抵抗トモグラフィ調査における比抵抗測定結果は測定時の電極の組み合わせにより、地盤中のある領域の比抵抗分布を反映した測定結果ではあるが、その値は地盤のいたる所の比抵抗分布の影響を受けた値となっている。

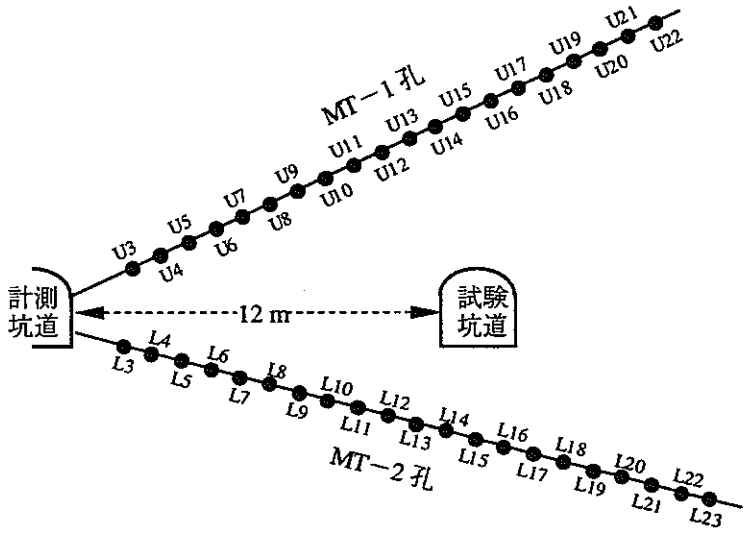
今回の測定では、試験坑道を挟む調査孔（MT－1、MT－2）、計測坑道周縁での比抵抗測定に加えて、試験坑道周縁における測定、及び試験坑道周縁－調査孔間での測定を行った。なお、比抵抗測定は事前調査と同様に、ポール・ポール法（2極法）に準じた電極系で行った。ポール・ポール法は調査孔内あるいは坑道周縁における一対の電極（電流・電位電極）以外にもう一対の遠方電極（遠方電流電極・遠方電位電極）を設定し、一定の電極間隔を保った電流電極と電位電極の2極を移動して比抵抗を測定する方法である。

図－2.4.4.1にMT－1孔およびM－T2孔内の電極配置、図－2.4.4.2に計測坑道周縁の電極配置、図－2.4.4.3に試験坑道周縁の電極配置をそれぞれ示す。

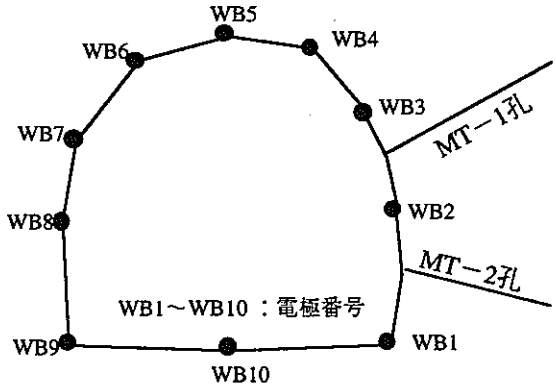
遠電極はお互いに離れるように設置しなければならない。また、この距離は調査孔より測定最大電極間隔（概ね20 m）の10倍以上をとる必要がある。測定地点が坑道の先端部に位置すること、また坑道内にはレールや支保など比抵抗測定に影響を与えると推定される既存構造物が存在することなどを考慮し、遠方電流・電位電極は地表に設置した。

今回の測定では、突発的なノイズによる測定電圧の乱れがあるケースがあったが、この場合は、一時測定を中断して、再度同じ組み合わせで正常な電圧波形が得られることを確認した後、自動測定を再開した。調査孔内での電極を電位電極とし

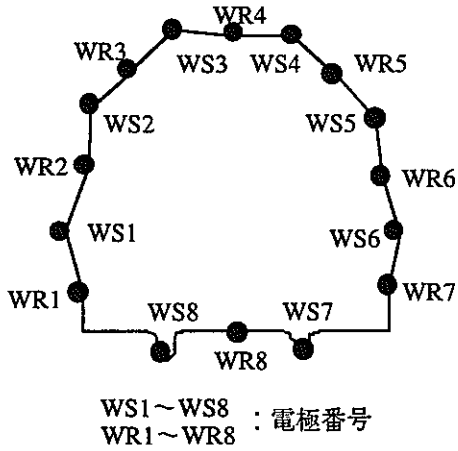
た測定を全ての組み合わせにおいて実施した。なお、電流電極・電位電極とも同一孔内の電極が選択された場合は電気検層に相当する。



図－2.4.4.1　MT－1孔およびMT－2孔における比抵抗測定電極配置

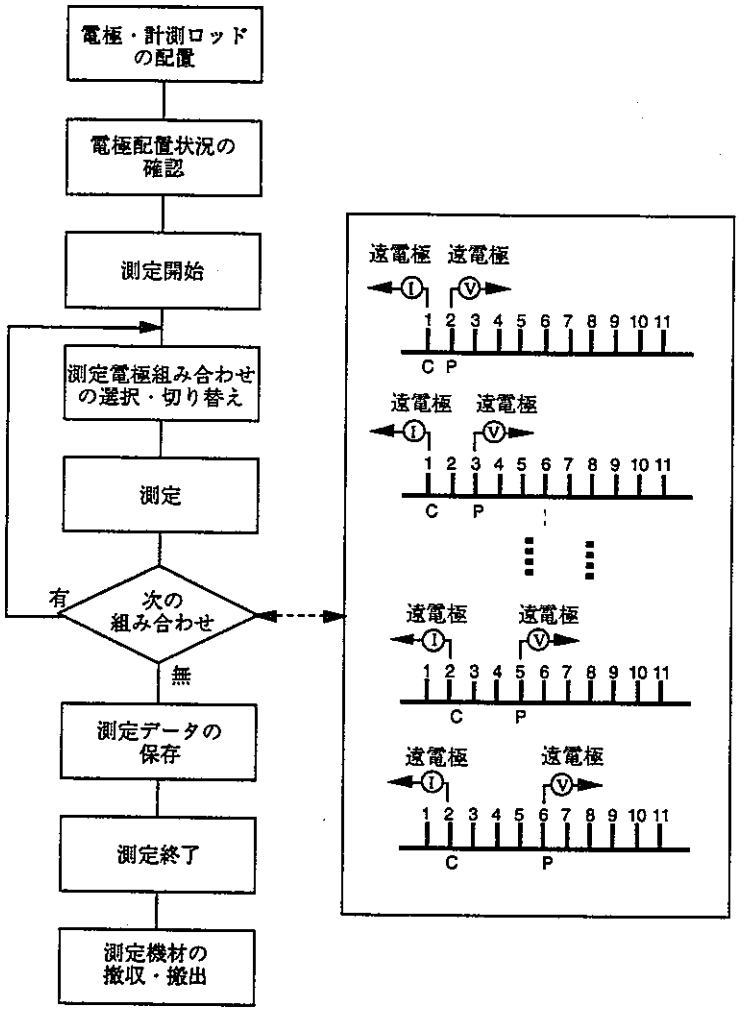


図－2.4.4.2　計測坑道周縁比抵抗測定電極配置



図－2.4.4.3　試験坑道周縁比抵抗測定電極配置

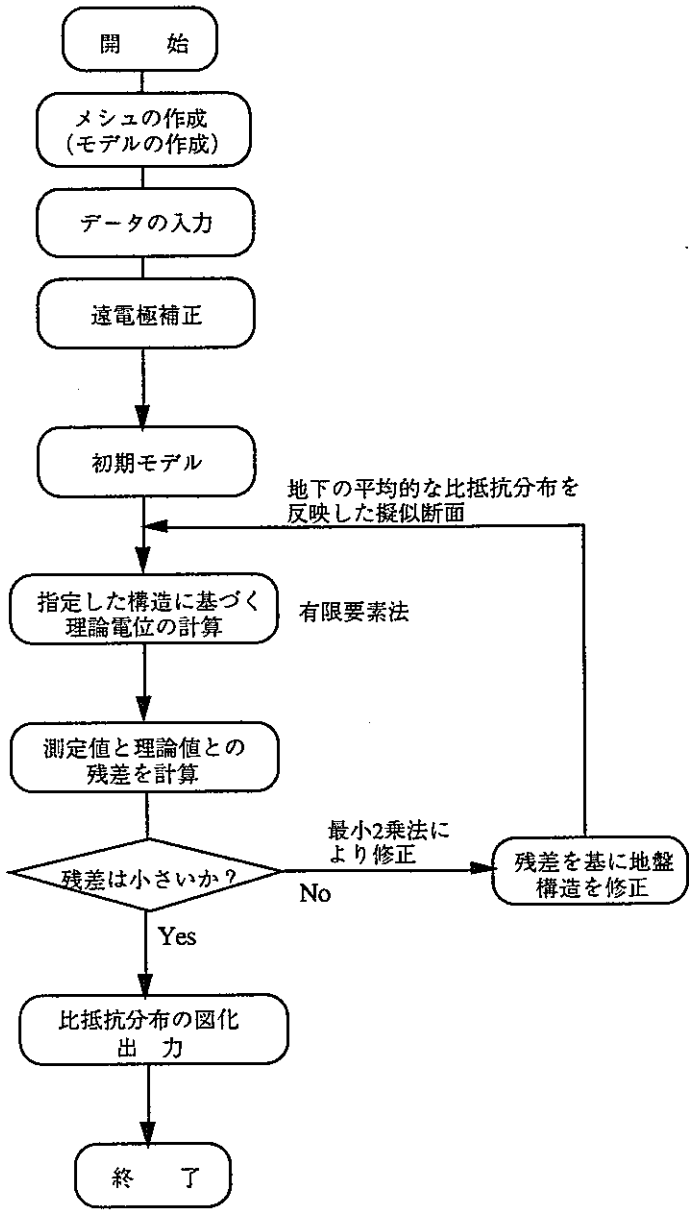
図－2.4.4.4に測定手順並びに電極組み合わせ・選択の手順を示す。



図－2.4.4.4　測定手順および電極の組み合わせ方法

（2）解析概要

図－2.4.4.5に示す比抵抗トモグラフィ解析手順にしたがって、遠電極が無限遠の位置にあるとし、また、有限要素法により無限媒質での理論電位計算を行っている。しかし、実際の測定においては遠電極を地上に設置したことや最大電極間隔（概ね20 m）に対して必ずしも十分遠方に遠電極を設置できなかったことにより、測定結果を無限媒質での測定値に近付けるため、遠電極補正を行った。また、繰り返し計算回数を10回に設定し、理論値と計算値の許容残差を10％以下とした。



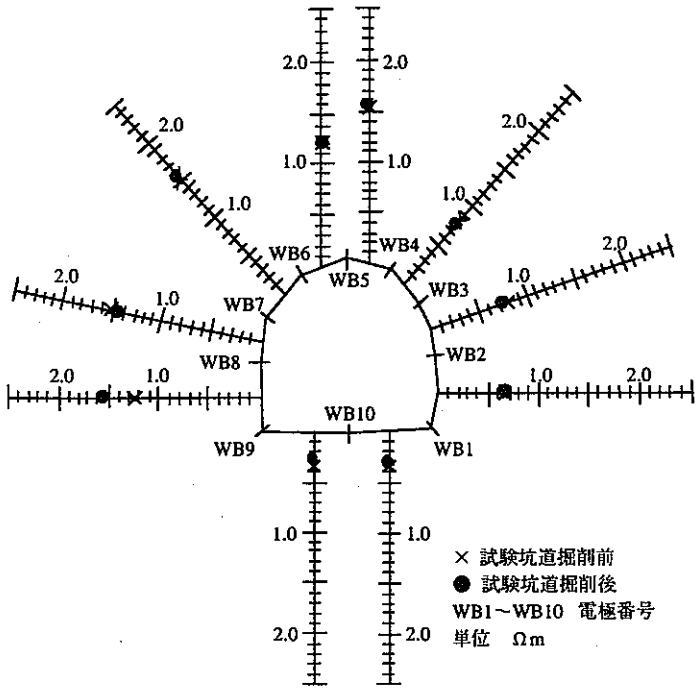
図－2.4.4.5　比抵抗トモグラフィ解析手順

（3）解析結果

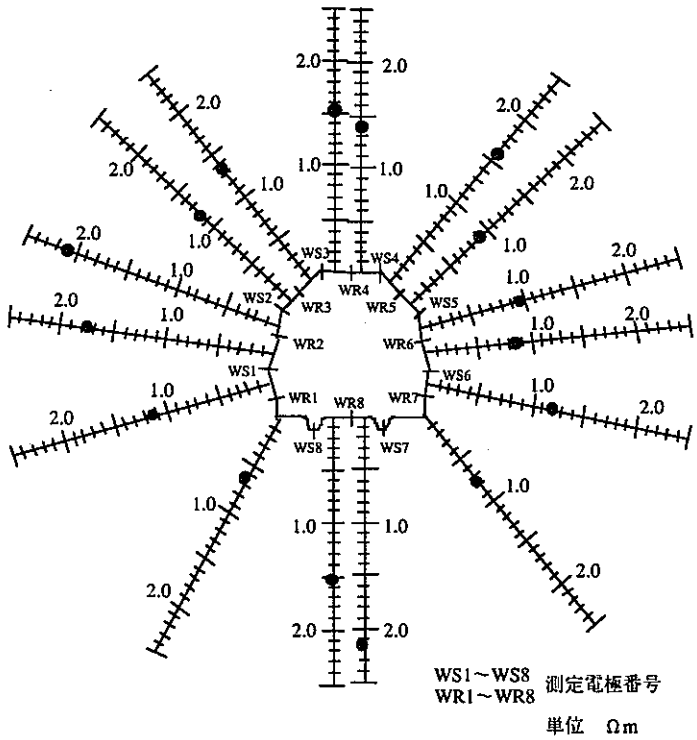
1）坑道周縁測定結果

測定結果として得られる電流・電位は、様々な電極の組み合わせ測定のうち隣接した電極間で測定した抵抗値と電極間距離の積（単位Ωm）を求め、その値を坑道の測定位置で比較した。従って、結果は坑道の形状の影響を受けたものである。

計測坑道での整理結果を図－2.4.4.6 に、試験坑道における結果を図－2.4.4.7にそれぞれ示す。ただし、試験坑道掘削前の結果を×印で、本調査を●印で示す。



図－2.4.4.6 計測坑道での隣接電極間測定結果



図－2.4.4.7 試験坑道での隣接電極間測定結果

<u>計測坑道における結果</u>

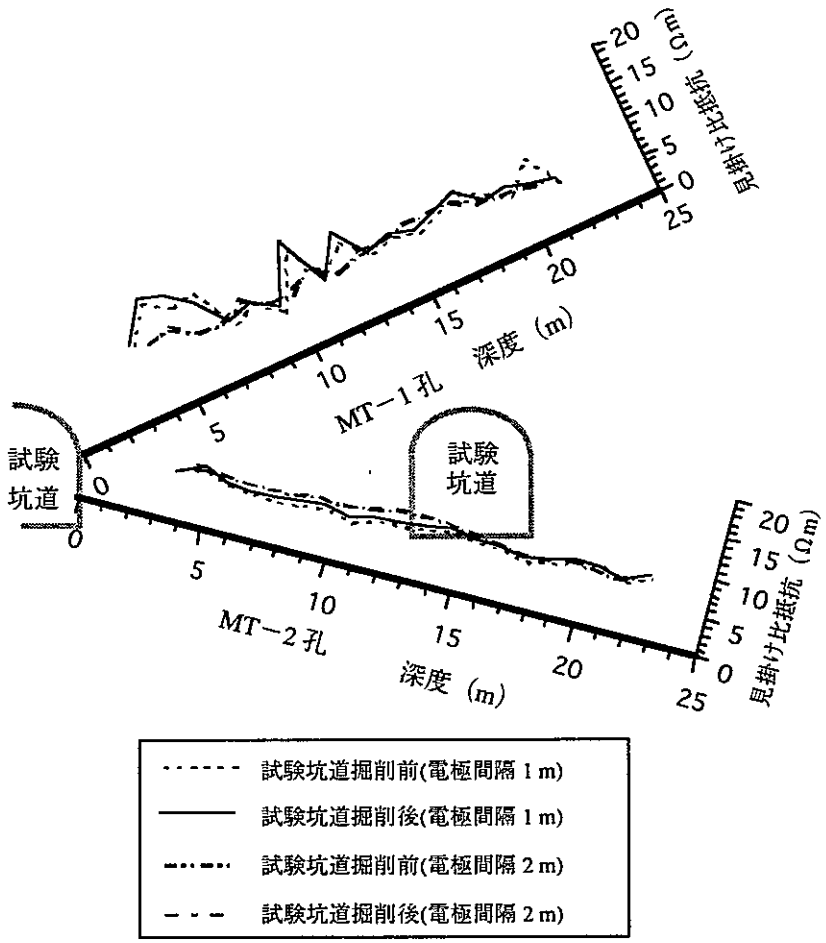
WB8－WB9 間を除き、試験坑道掘削前の測定結果とほぼ同じ値を示した。

試験坑道における結果

測定値は坑道アーチ部で 0.9～1.6 Ωm、インバート部で0.7～2.2 Ωm の測定値を示した。また、側壁部ではWS5～WR7 間で 1.2 Ωm 以下の測定値を示したのに対し、WR1～WS2 間では1.1～2.1 Ωmと、WS5～WR7 間に比較して高い測定値を示した。

2）MT－1 孔とMT－2 孔の測定結果

測定結果を図－2.4.4.8に示す。



図－2.4.4.8　MT－1孔およびMT－2孔に沿う結果（電極間隔 1 m、2m）

前述したように、同一孔内の電極が選択された場合、測定結果は電気検層結果に相当する。ここでは、電極間（電極間隔 1 m、2 m）での測定結果を用いて見掛け比抵抗値を求め、各調査孔で相当する深度にプロットして測定結果の整理を行った結果である。

MT－1孔の測定結果は、試験坑道掘削前での測定結果とほぼ同じく、全体的に8Ωm以上の見掛け比抵抗値を示した。また電極間隔1mでの測定結果は、電極間隔2mの測定結果に比較して見掛け比抵抗の変化が大きくなる傾向が見られ、特に孔口より4～13mの範囲で電極間隔の違いによる見掛け比抵抗値の差が認められた。

MT－2孔の測定結果は試験坑道掘削前の結果と同じく、全体的に8Ωm以下の見掛け比抵抗値を示した。また電極間隔の違いによる見掛け比抵抗値の差異はMT－1に比較して小さく、電極間隔1mにおける見掛け比抵抗値は、電極間隔2mでの見かけ比抵抗値に比較して若干低くなる傾向が認められた。

3）比抵抗トモグラフィ結果

解析は表－2.4.4.1に示したように、以下の2ケースについて行った：

a．ケース1：下記の①～③のデータを用いた解析

① MT－1およびMT－2の電極によるデータ

② MT－1および試験孔道周縁の電極によるデータ

③ MT－2および試験孔道周縁の電極によるデータ

b．ケース2：下記の①～④のデータを用いた解析

① MT－1およびMT－2の電極によるデータ

② MT－1および試験孔道周縁の電極によるデータ

③ MT－2および試験孔道周縁の電極によるデータ

④ 計測孔道周縁の電極によるデータ

表－2.4.4.1　比抵抗トモグラフィの解析パラメータ

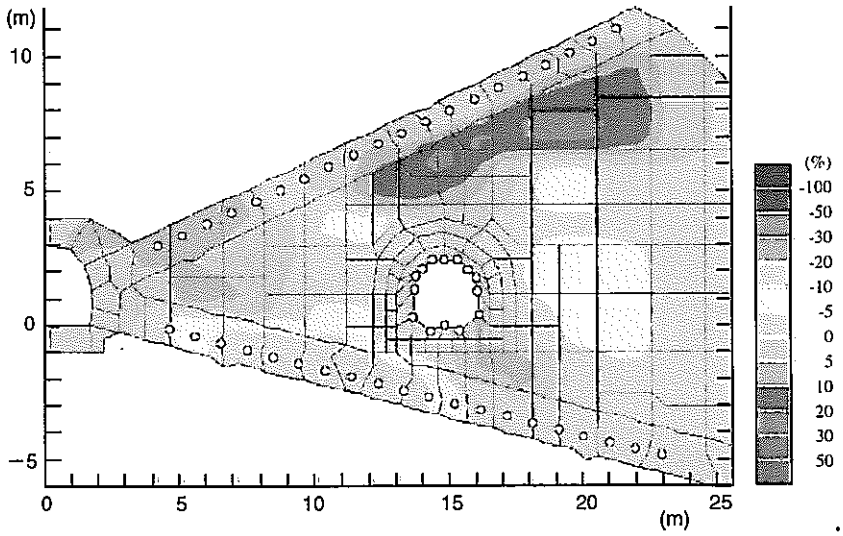
解析ｹｰｽ	測定電極数			測定ﾃﾞｰﾀ数	要素数	節点数	ﾌﾞﾛｯｸ数	使用ﾃﾞｰﾀ	参照図番号
	孔内	計測坑道	試験坑道						
1	41	0	14	1394	4153	2126	384	1	2.4.4.9
2	41	10	14	1439	4153	2126	384	2	2.4.4.10

$$変化率 = \frac{\log\rho - \log\rho 0}{\log\rho 0} \times 100\%$$

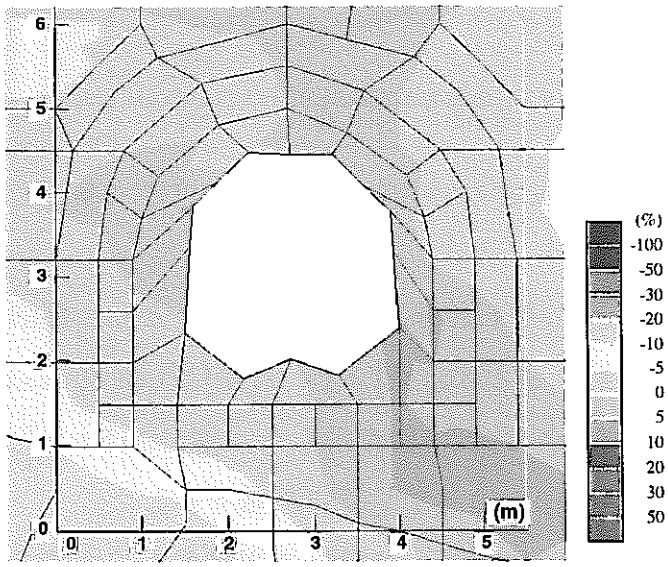
但し　$\rho 0$：試験坑道掘削前　解析結果(比抵抗値)

ρ：試験坑道掘削後　解析結果(比抵抗値)

なお、解析結果の比較は、試験坑道掘削前の解析結果を基準とした。



(a)



(b) 坑道周縁拡大図

図－2.4.4.12　比抵抗トモグラフィ比較結果
（試験坑道掘削後ケース１～試験坑道掘削前ケース１）

掘削前後で比抵抗値の顕著な変化を示した部分を、表－2.4.4.2 にまとめた。また、試験坑道近傍における比抵抗変化は掘削前後で顕著な比抵抗値の変化が認めら

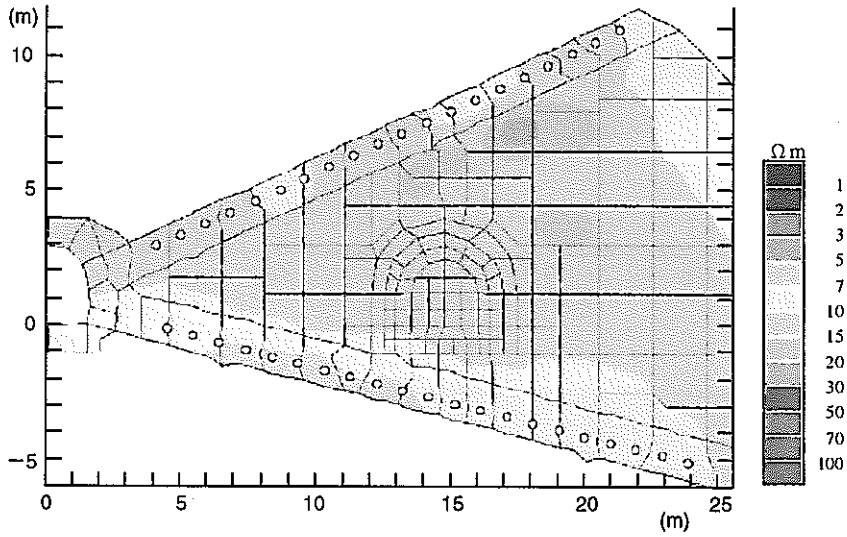
（4）考察

1）掘削後の解析結果の比較

先ず、今回行った試験坑道掘削後の解析結果で、ケース1とケース2について、誤差の収束状況から検討し、ケース1の結果を掘削後の比抵抗トモグラフィの最終結果とした。

2）掘削前と掘削後の比抵抗トモグラフィの比較

図－2.4.4.11に試験坑道掘削前の比抵抗トモグラフィ解析結果を示す（○印は電極の位置）。



図－2.4.4.11　試験坑道掘削前の比抵抗トモグラフィ解析結果

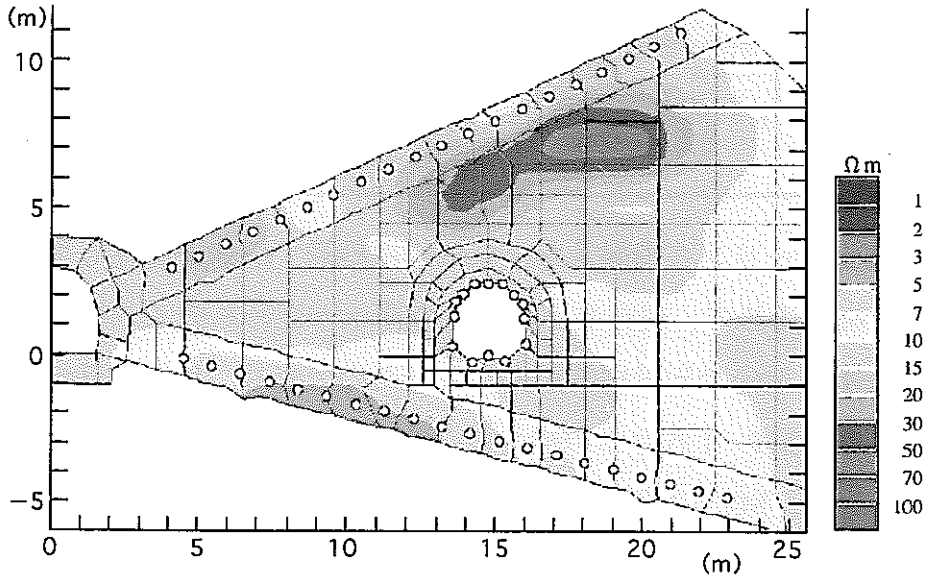
基準値を試験坑道掘削前の解析結果（図－2.4.4.11）とし、掘削後の解析結果と比較した結果を図－2.4.4.12 (a) に示す。MT－1 孔近傍の孔深 11 m 以深は、坑道掘削前の解析結果より 10～30 % 高い比抵抗値を示した。逆に MT－2 孔の孔深 5～13 m の範囲は、掘削前に比較して 10～20 % 低い比抵抗値を示した。

図－2.4.4.12 (b) は図－2.4.4.12 (a) の試験坑道周縁部の拡大図であるが、試験坑道近傍で 10 % 以上の変化を示す部分は認められなかった。

岩石の比抵抗は岩相によって異なる。しかしながら、岩相が同じでも含水率や風化の程度などによって、比抵抗は幅広い分布を示す。そこで、通常、坑道掘削前後における比抵抗値の変化率を次式により定義する：

ケース１の解析結果

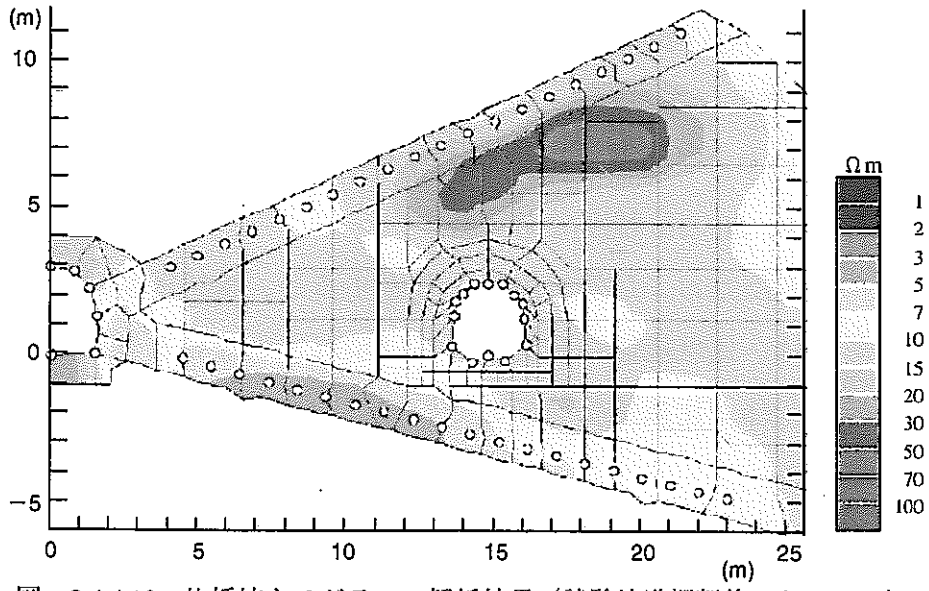
表－2.4.4.1に示した解析パラメータにおいて、解析時に解析領域における要素比抵抗値の修正を許容し、解析に使用したデータが孔間測定・試験坑道周縁－孔内測定の場合の解析結果を図－2.4.4.9（○は電極の位置）に示す。



図－2.4.4.9　比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削後　ケース１）

ケース２の解析結果

表－2.4.4.1に示した解析パラメータにおいて、解析時に解析領域における地盤構造の修正を許容し、解析に使用したデータが孔間測定・試験坑道周縁－孔内測定・計測坑道周縁測定の場合の解析結果を図－2.4.4.10（○は電極の位置）に示す。



図－2.4.4.10　比抵抗トモグラフィ解析結果（試験坑道掘削後　ケース２）

れなかった。

表－2.4.4.2　掘削前後における比抵抗値の変化部位

対比ケース		変化部位置	変化率	参照図番号
掘削後ケース	掘削前ケース			
1	1	MT-1孔 孔深 11m～	10～30% 増加	図－2.4.4.12 (a) および(b)
		MT-2孔 孔深 5～13m	10～20% 減少	

MT－1 孔は既往ボーリング調査から、全体的に砂岩・礫岩が混在しており、また試験坑道掘削前後を通じて、現在も同孔からの湧水が認められる。従って、試験坑道掘削後にMT－1 孔近傍で比抵抗値が高くなったのは当初、飽和に近い状態にあった岩盤が、長期間の MT－1 孔からの排水により不飽和状態となったことが原因として推定される。一方、MT－2 孔近傍は、掘削後に 10～20 % の比抵抗低下が認められた。しかし、他の部分に比べて低い 10 Ωm 以下の比抵抗値を示すことや、変化率に含まれる測定・解析誤差が 15～20 % 程度含まれる可能性があることを考慮すると、この部分は有意な比抵抗変化を示したとは断言できない。

（5）比抵抗トモグラフィ／まとめ

MT－1 孔の先端付近では、試験坑道掘削前に比較して、比抵抗値が 10～30 % 高くなり、またMT－2 孔の深度 5～13 m の範囲では逆に、比抵抗値が 10～20 % 低い傾向が認められた。しかし、比抵抗の結果は、最大でも 100 Ωm であり、変化としては最大でも 50 Ωm 程度であった。一般に、泥岩・頁岩では 1～100 Ωm 、礫層で 1000 Ωm 位になるといわれており、岩質や坑内水の ｐＨにより様々な値となる。現場の坑内水の測定では、50 Ωm 程度であった。

これらの結果や測定誤差および解析誤差を考慮すると、機械掘削による試験坑道周辺の岩盤への影響は、比抵抗値の変化としては現れていないと判断される。あるいは、もともと岩盤全体が比抵抗状態であるので、そもそも測定不能状態であったと言えるかもしれない。

2.4.5 考察

（1）弾性波トモグラフィ調査結果と比抵抗トモグラフィ調査結果との比較

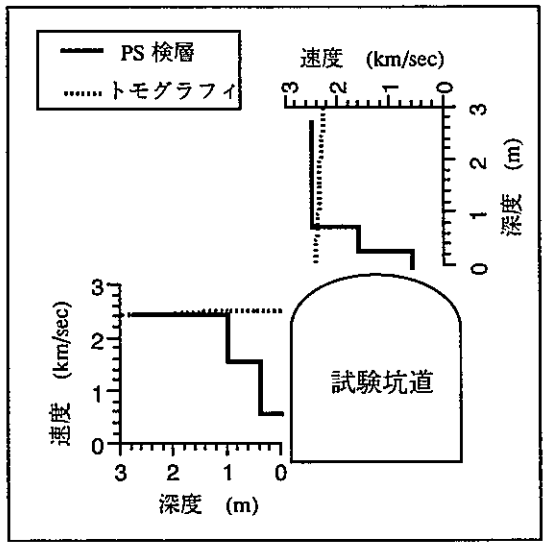
弾性波トモグラフィ調査結果では、試験坑道掘削前後で試験坑道から計測坑道にかけて最高 15 % 程度の弾性波速度の増加が認められた。しかし、試験坑道周辺に、機械掘削による影響領域と考えられるような速度低下域は見られなかった。

比抵抗トモグラフィ調査結果についても、試験坑道掘削前後で坑道周辺に、機械掘削による影響領域と考えられるような有意な比抵抗値の変化は認められなかった。両方の調査結果では共に、機械掘削後の試験坑道周辺に掘削による影響領域は認められなかった。

（2）他の調査結果との比較

1） PS検層結果との比較

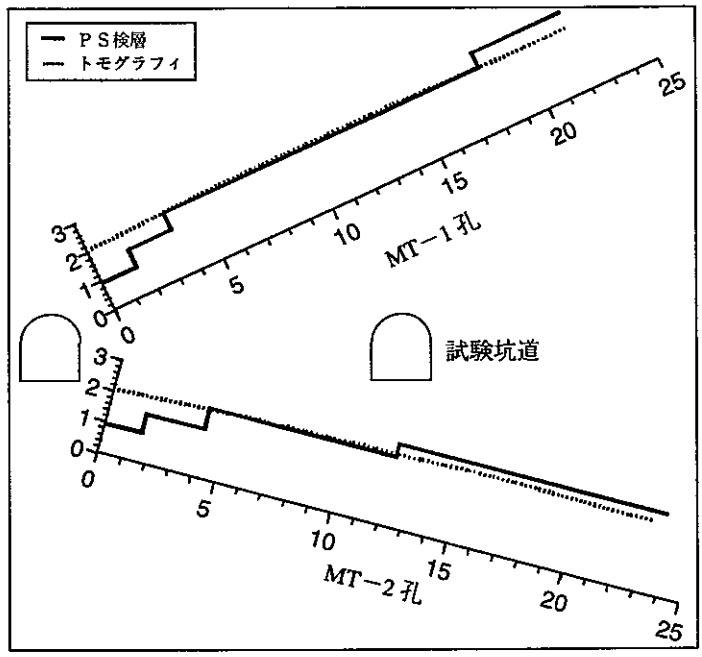
図－2.4.5.1に試験坑道周辺の弾性波トモグラフィ結果とPS検層結果との比較図を示す。この図より両者のP波速度を比較すると、深度 1.0 m 以深では、2.3～2.5 km/sec 程度でほぼ一致するが、1.0 m 以浅では、PS検層の方が 0.6～1.6 km/sec と低い値を示している。



図－2.4.5.1 弾性波トモグラフィ結果とＰＳ検層結果との比較
（試験坑道周辺）

図－2.4.5.2にMT－1孔・MT－2孔付近の弾性波トモグラフィ結果とPS検層結果との比較図を示す。この図より両者のP波速度を比較すると、MT－1孔の深度4～18 m付近では、2.2 km/sec程度でほぼ一致するが、約4.0 m以浅では、PS検層の方が低く、18 m以深ではPS検層の方が高くなっている。また、MT－2孔の深度4～12 m付近では、2.3 km/sec程度でほぼ一致するが、4.0 m以浅では、PS検層の方が低く、12 m以深ではPS検層の方がやや高くなっている。

すべてのPS検層結果の1 m以浅で、弾性波速度の低下が見られた原因については、起振点と受振点の配置による影響、あるいは計算アルゴリズムの違いが考えられる。PS検層は計測孔に沿う速度を計測して速度値を求めるが、弾性波トモグラフィは、地盤内に仮想的な格子点を設け、走時残差を少なくするようにその点での速度値を調整するインバージョンである。したがって、弾性波トモグラフィでは、解析結果が調査範囲内で平均化された滑らかな速度分布となり、格子点幅程度の変化を表現することは困難である。



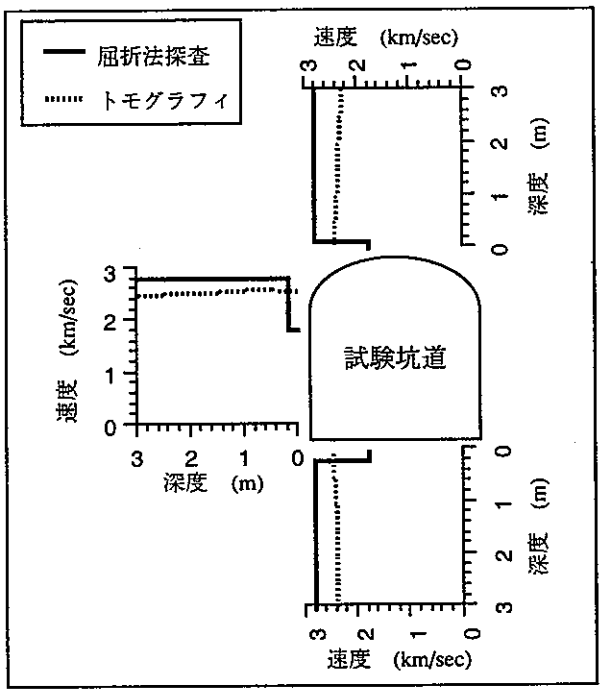
図－2.4.5.2　弾性波トモグラフィ結果とＰＳ検層結果との比較
（MT－1孔・MT－2孔）

2）屈折法探査結果との比較

図－2.4.5.3に試験坑道周辺の弾性波トモグラフィ結果と屈折法探査結果との比較図を示す。この図より両者のP波速度を比較すると、深度0.2 m以深では、弾性波ト

モグラフィ結果が 2.3～2.5 km/sec 程度であるのに対し、屈折法探査結果は 2.8 km/sec（概ね 10～20 % の差）と高くなっている。

屈折法探査によるP波速度が高くなった原因については、坑道壁の吹き付け材料の影響などが考えられるが、屈折法が浅層の詳細な速度構造調査に適しており、一方、地盤の速度構造を概略的にとらえる弾性波トモグラフィとの本質的な調査手法の違いによるものと考えられる。

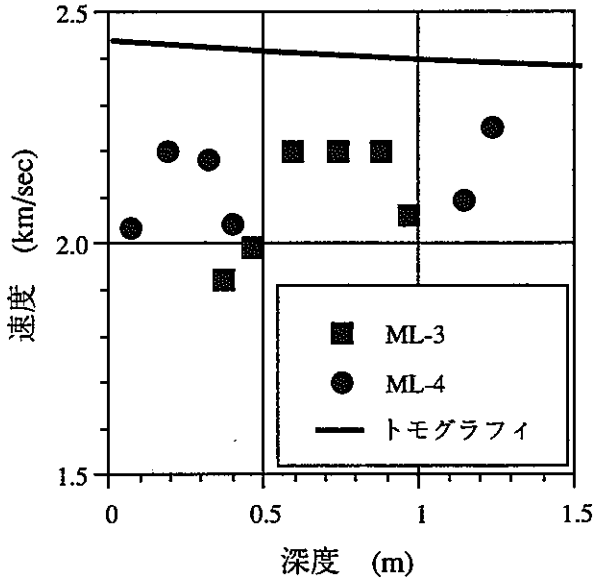


図－2.4.5.3　弾性波トモグラフィ結果と屈折法探査結果との比較

3）室内試験結果との比較

弾性波トモグラフィ結果と室内試験で得られた岩石供試体のP波速度との比較を図－2.4.5.4に示す。図中には、試験坑道東側（右側）で掘削された ML－3 孔・ML－4 孔の岩石供試体の室内試験による結果および掘削後の弾性波トモグラフィ調査結果を表示した。これによれば、弾性波トモグラフィ調査によるP波速度が 2.4 km/sec 程度であるのに対して、岩石供試体のP波速度は 2.0～2.3 km/sec 程度とやや低い値を示している。

岩石供試体のP波速度が、弾性波トモグラフィ結果より低くなる原因については、岩石供試体の測定時に、原位置で作用していた拘束圧が除荷され、内在する亀裂が開口したことなどが考えられる。



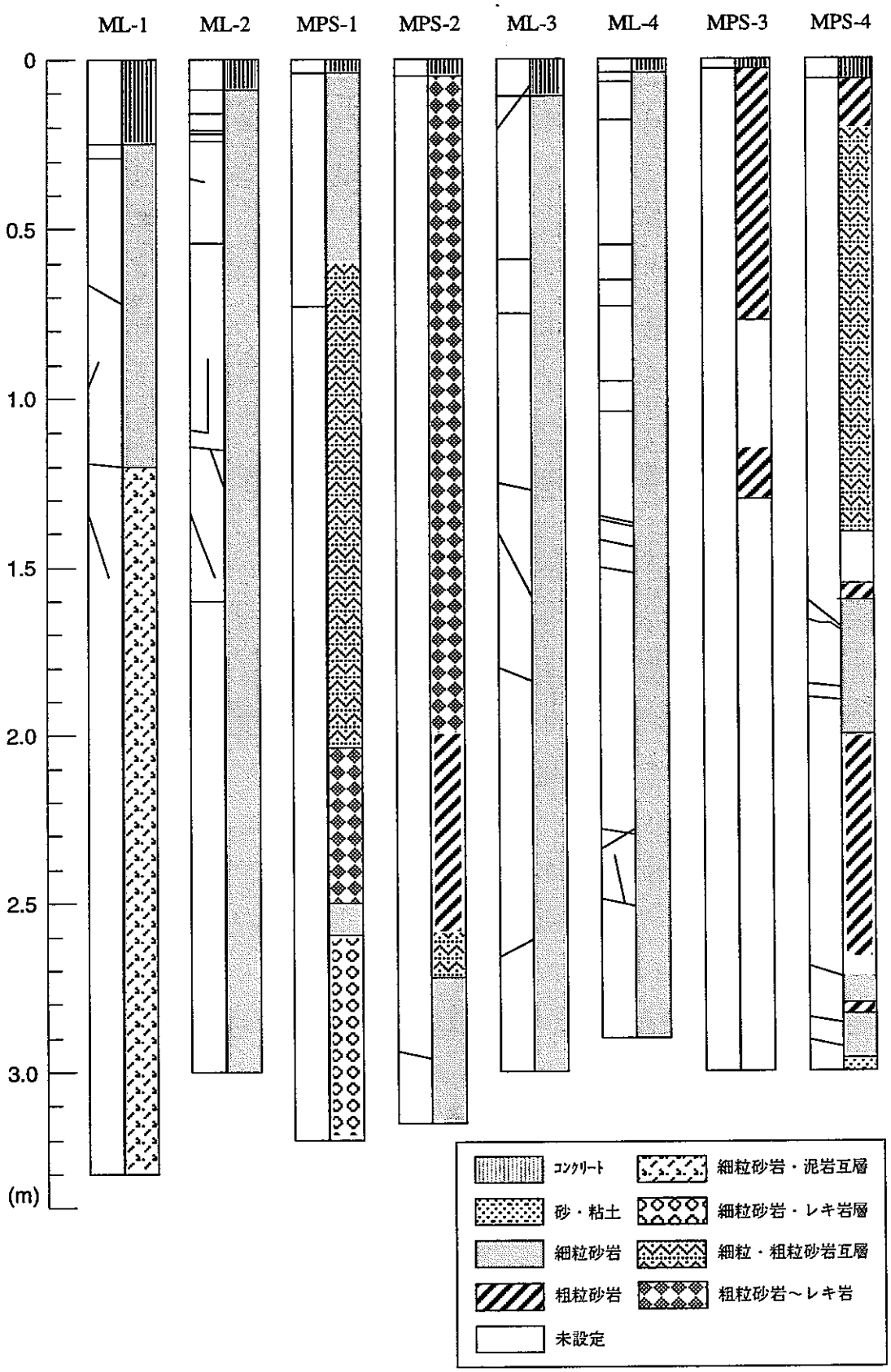
図－2.4.5.4　弾性波トモグラフィ結果と室内試験結果との比較

4）コア観察データとの比較

図－2.4.5.5 にML－1～4 および MPS－1～4 で行われたコアボーリングの柱状図を示す。特に、ML－3～4 および MPS－3～4 はトモグラフィ調査断面に近い。試験坑道西側および天端に位置するMPS－3～4 からのデータでは、吹き付けコンクリート以外は粗粒砂岩が卓越し、一方、試験坑道東側に位置する ML－3～4 からのデータでは、主として細粒砂岩となっている。また、 MPS－3～4 に比べ、ML－3～4 の方で亀裂が多い傾向が認められる。

比抵抗トモグラフィの解析結果では認められないが、弾性波トモグラフィの解析結果では、試験坑道の東側と西側での弾性波速度を比較すると、西側の弾性波速度の変化が5 % ほど大きい。

試験坑道の天端から西側にかけての岩相は礫岩から粗粒砂岩が卓越し、一方、東側は細粒砂岩が卓越している。したがって、西側の弾性波速度の変化の考えられる原因の１つとして、掘削による応力の再配分により、MT－1上部にある水が粗粒部を通して試験坑道西側岩盤内へ流入したことが考えられる。



図－2.4.5.5　ML－1～4 および MPS－1～4 におけるコアボーリング柱状図

5）トモグラフィ調査孔の地質との比較

掘削前と掘削後の弾性波速度変化（図－2.4.3.13）および比抵抗比較結果（図－2.4.4.12(a)）について、MT－1孔およびMT－2孔に沿う地質データを表示した図を作成した。それぞれ、図－2.4.5.6および図－2.4.5.7に示す。以下、トモグラフィ調査結果および孔に沿う地質データについて述べる。

・MT－1孔に沿う比較

弾性波速度は孔深0～10 mで5～15％の速度増加があるが、比抵抗では変化がなかった。対応する地質はアルコースおよび細粒砂岩が主である。また、弾性波速度は孔深10～22 mで0～10％の速度減少で余り変化がなかったが、比抵抗では最大30％程度の増加があった。対応する地質は礫混じりの細粒～粗粒砂岩である。

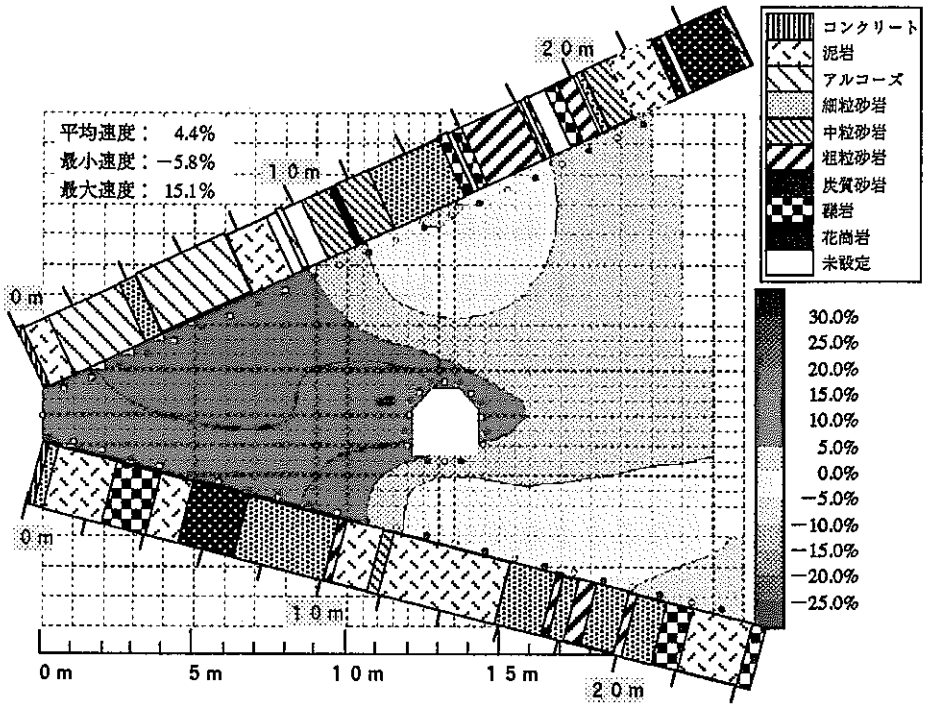
・MT－2孔に沿う比較

弾性波速度は孔深0～10 mで5～15％の速度増加があり、比抵抗も20％程度の低下を示した。対応する地質は泥岩、礫岩、細粒砂岩がある。また、孔深10～24 mで、弾性波速度は0～10％の速度減少で余り変化がなく、比抵抗にも変化がなかった。対応する地質は礫・粗粒混じりの泥岩～細粒砂岩である。

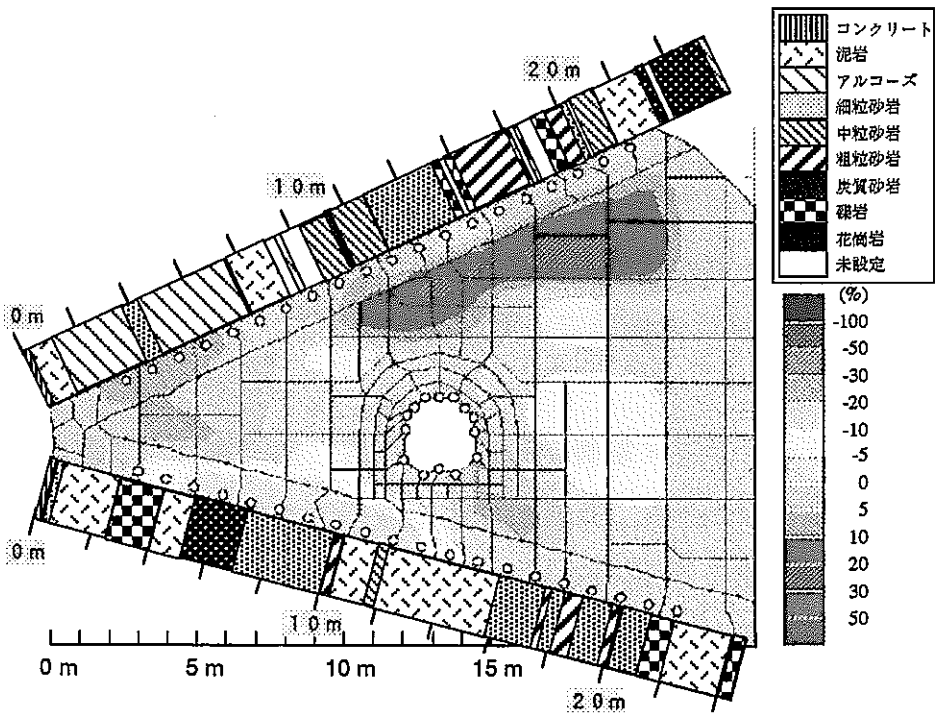
（3）MT－1孔およびMT－2孔状況

調査概要でも述べたように、現場では、弾性波・比抵抗の両方のトモグラフィ調査において、MT－1孔およびMT－2孔を水でタンピングして行った。その際に、MT－2孔では水を良く溜めることができたが、MT－1孔では常に流水があり、注水においても予定量を越えてもかなかなか溜まらなかった。

これらのことを地質データと比較すると、MT－1孔では粗粒砂岩が卓越して透水的性質を持つ岩盤であることが予想され、MPS－3～4孔のコア観察の結果と矛盾しない。一方、MT－2孔では、泥岩質が卓越して遮水的性質を持つ岩盤であることが予想され、MT－2孔内で水位が下がらないことに対応している。



図－2.4.5.6　掘削前から掘削後への弾性波速度変化および
MT-1・MT-2 に沿う地質データ



図－2.4.5.7　掘削前から掘削後への比抵抗変化および
MT-1・MT-2 に沿う地質データ

（4）機械掘削による坑道周辺岩盤への影響について

坑道掘削による周辺岩盤への影響は、

①応力の再配分とその結果もたらされる岩盤の力学特性の変化

②掘削行為が与える周辺岩盤への影響

の2つに大きく分けられる。①は、ある応力下にある岩盤の掘削を行った場合、必ず生じる現象であり、回避することはできない。②は、掘削方法により、周辺岩盤への影響の程度が異なるもので、極力、周辺岩盤への影響を少なくする種々の工法が考案されている。

掘削による影響は、①および②の結果として現れ、②による影響が少ないほど、全体としての影響は小さくなるとされている。一方、周辺岩盤への影響は、既存亀裂の密着度の低下、開口、新規亀裂の発生、岩石実質部の力学特性の低下などをもたらし、その結果として、岩盤の変形係数、弾性波速度、透水係数、飽和度などが変化する。

今回の試験結果においては、PS検層で、試験坑道壁面から1m以内のところで弾性波速度の低下が認められたが、弾性波トモグラフィ調査や弾性波屈折法探査では顕著な弾性波速度の低下域は認められなかった。一方、試験坑道壁近傍の岩石供試体のP波速度は、約2.2 km/sを示しており、坑道壁からの距離による変化は認められなかった。この値は、弾性波トモグラフィ解析結果と比較すると、10％程度低くなっており、PS検層における1m以深における値と比較しても10％程度低い。岩石供試体のP波速度での10％程度の低下は、岩質や原位置の土被りを考慮すると、原位置での拘束圧が除荷された状態で測定されたことが原因と考えることができる。これらのことから、試験坑道壁周辺に力学的特性の低下は生じていないと判断できる。

一方、比抵抗トモグラフィ解析結果においても、掘削された試験坑道周辺での顕著な変化は認められなかった。比抵抗は、岩盤の含水状態を反映する値であることを考慮すると、掘削後の早期の吹き付け等により、掘削によって比抵抗値が変化するほどの含水状態の変化は発生しなかったと言える。

2.4.6 まとめ

弾性波トモグラフィでは、試験坑道周辺の速度値が掘削前と比較して、若干増加した結果が得られた。この原因は、機械掘削の行為そのものによる影響ではなく、掘削による坑道周縁に発生した応力の再配分で地山の応力が変化したことに起因するものと推定される。

比抵抗トモグラフィでは、測定・解析そのものの問題ではなく、比抵抗値の有意な変化がなかったと考えられる。

弾性波・比抵抗トモグラフィ調査の結論として、機械掘削による試験坑道周辺の岩盤への影響は少なく、岩盤の損傷はほとんどないか、試験坑道表層部の限られた領域のみにあったと考えられる。

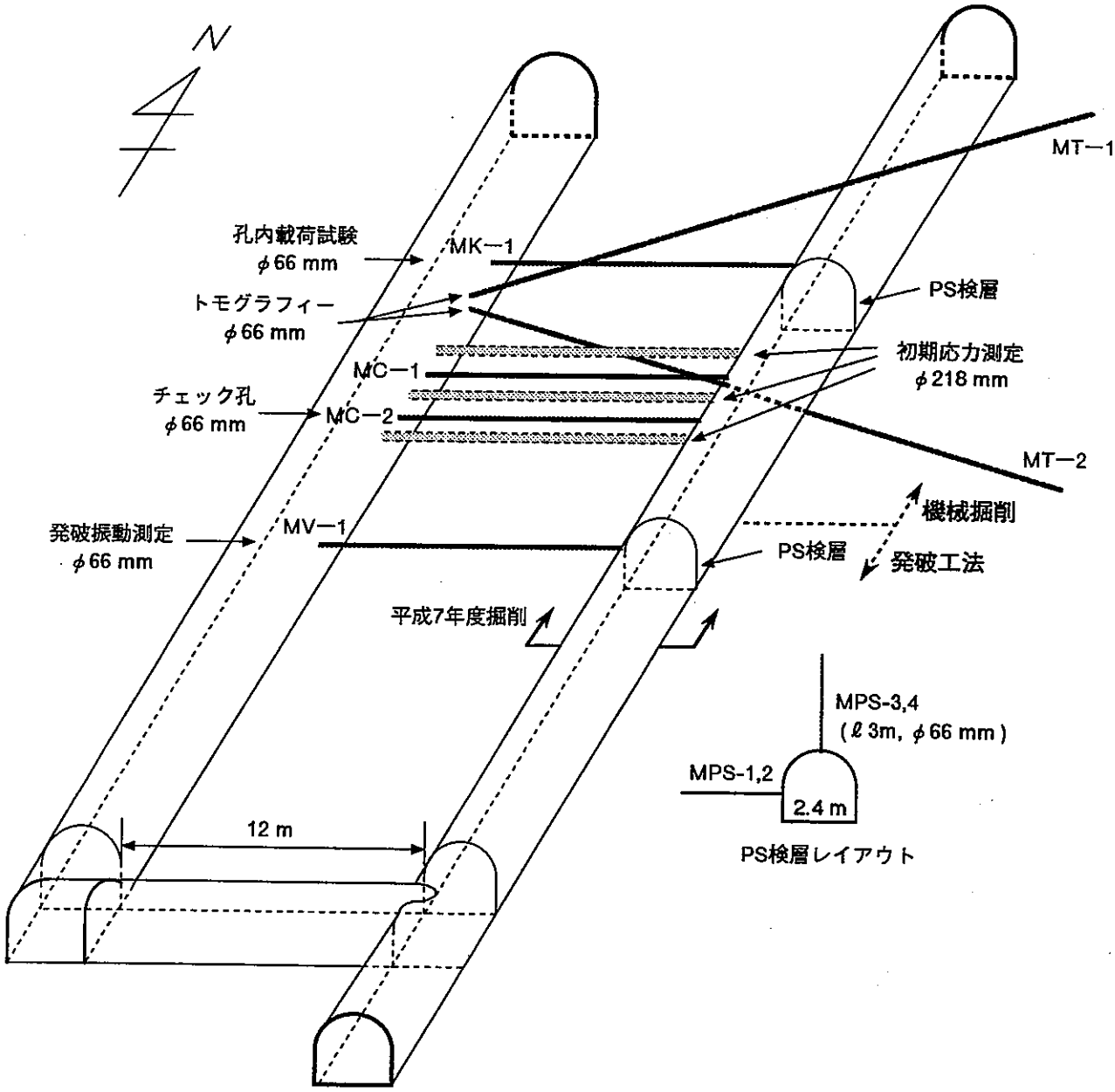
2.5　AE法による岩盤応力測定

2.5.1　目的

空洞掘削に伴って再配分された応力状態を測定する方法として、室内で簡便に実施できるAcoustic　Emission法（以下、AE法と略称する）がある。

ここでは、平成7年度に掘削した試験坑道（図－2.5.1.1参照）の周辺地山における再配分された応力状態をAE法を利用して調べた。

AE法により再配分された応力状態を測定するためには、カイザー効果と呼ばれる「履歴荷重を受けた材料に載荷する場合、先行荷重値を越えるまではほとんどAEは発生しない」現象を利用することになる。



図−2.5.1.1　調査用ボーリング孔などのレイアウト

2.5.2　測定装置

測定装置はＡＥ計測器、マイクロコンピュータおよび圧縮試験機から構成されている。このうち、ＡＥ計測器はトランスデューサ、アンプ、ディスクリミネータおよびカウンタからなっている。トランスデューサは共振周波数140kHzのPZT(ジルコン酸チタン酸鉛磁器振動子）を用い、円柱供試体の中央部に鋼製アタッチメントを介して接着している。また、載荷板と供試体の接触部から発生する雑音を除去す

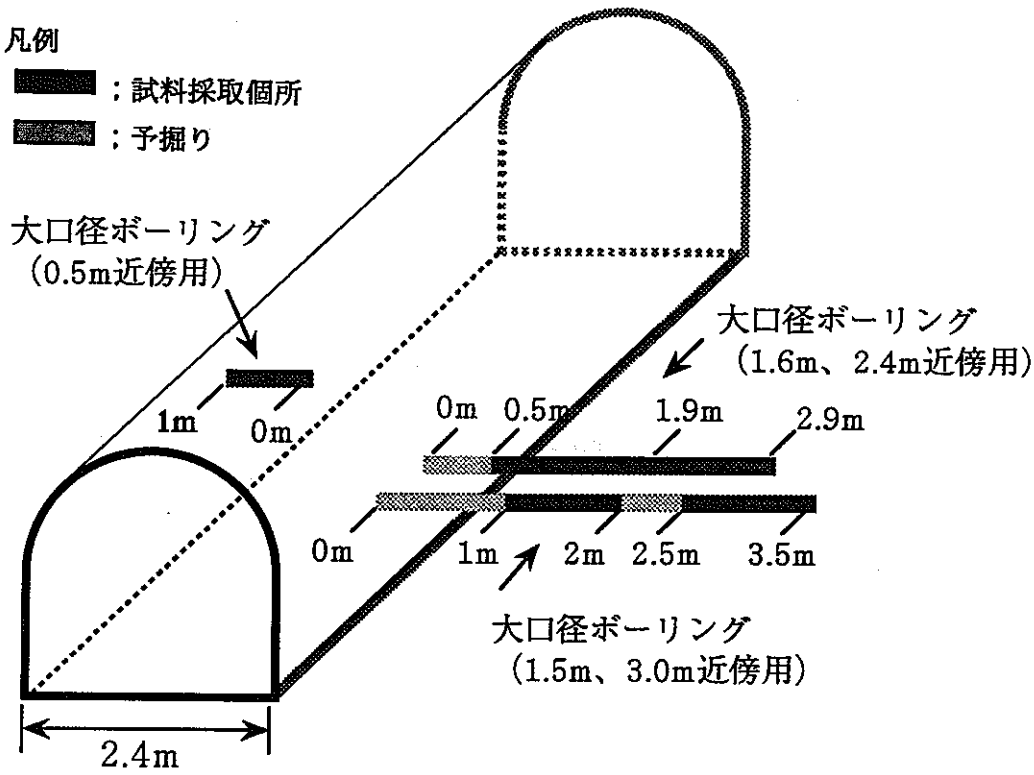
るため、気泡を有したスポンジパッドを載荷板と供試体端面の間に挿入している。

2.5.3 測定方法 および測定位置

荷重・変位・ＡＥの発生数は、約1MPa/minの載荷速度で単調載荷しながら計測した。なお、ＡＥ試験は、ボーリングコアを採取してから３日以内に行った。

大口径のボーリングは、空洞の掘削幅が2.4mであるため、掘削によって初期応力状態が大きく変化すると考えられる掘削壁面から約3m深さまでの範囲で行った。具体的には、応力解放法によって再配分応力が測定された掘削壁面から0.5m、1m、1.5mと2m、3m近傍における再配分応力の状態をＡＥ法によって調べることにした。ただし、応力解放法によって再配分応力を測定した位置の岩相は泥岩とレキ岩の互相であるが、ひずみの解放状態が岩相の影響をあまり受けていないとみなせるため、ＡＥ法による測定は供試体の整形が比較的容易に行える泥岩を対象とした。しかしながら、実際にはボーリングコアにもともとからあったき裂の状態により0.5m、1.5m、1.6m、2.4m、3m近傍における再配分応力の状態を調べることになった（図－2.5.3.1参照）。

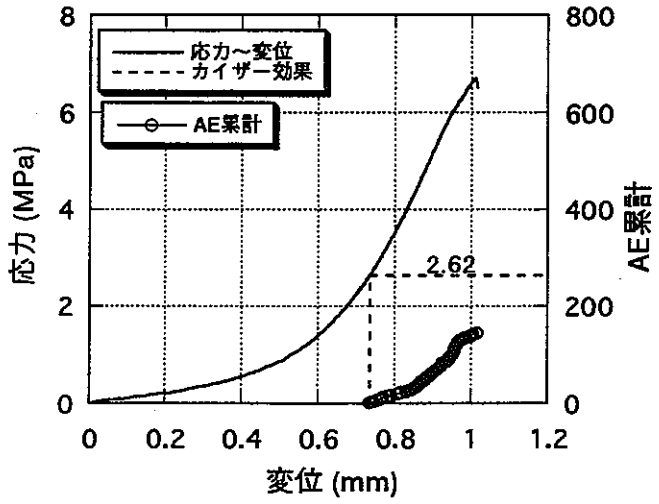
なお、供試体を採取するためのボーリングは動燃殿が実施した。採取したボーリングコアは、湿ったウエスで包みコア箱に入れて運搬した。



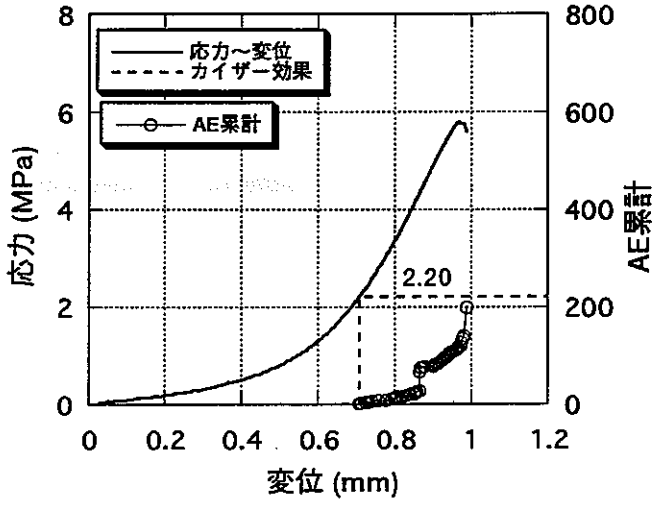
図－2.5.3.1　ボーリングコアの採取概念

2.5.4　測定結果および考察

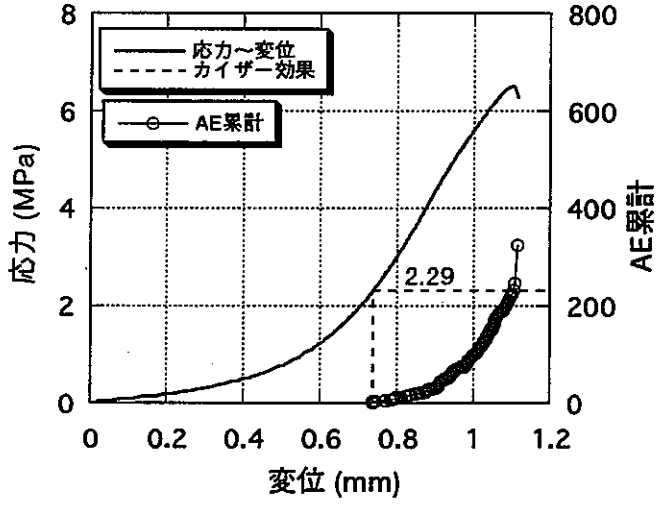
図－2.5.4.1は、単調載荷時の応力と変位およびAE累積数の関係である。図中、実線で応力と変位関係を、丸印でAE累積数を表わしている。さらに、連続的なAEの発生し始めた位置を点線で示すとともにその時の応力値を表示している。これまでの研究成果から、連続的にAEが発生しはじめる応力値をここでは再配分された後の応力値とみなせるので、点線で示した位置の応力値が載荷軸方向の再配分応力の大きさになる。したがって、図－2.5.4.1(a)からx方向の再配分された応力の大きさは2.62MPa、(b)からy方向の再配分された応力の大きさは2.20MPa、そして(c)からz方向の再配分された応力の大きさは2.29MPaであると推定できる。



(a)



(b)

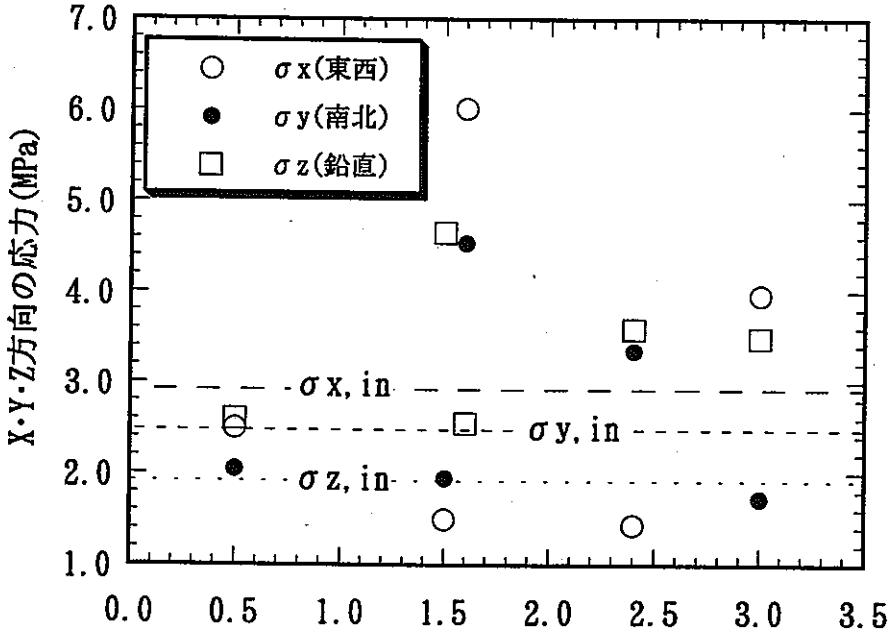


(c)

図－2.5.4.1　初期地圧測定結果の一例

(a) x(東)方向、(b) y(北)方向、(c) z(鉛直上向き)方向

つぎの図－2.5.4.2は、縦軸にX、Y、Z方向の応力、横軸に壁面からの距離をとり、再配分された応力の変化をﾌﾟﾛｯﾄしたのもである。図中の○印が再配分されたX方向の応力σ_x、●印が再配分されたY方向の応力σ_y、□印が再配分されたZ方向の応力σ_zを表している。また、掘削前にＡＥ法によって測定された主応力の大きさが一様な広がりを有しているものとみなし、図中にはX方向の応力を$\sigma_{x,in}$=2.88MPa、Y方向の応力を$\sigma_{y,in}$=2.52MPa、Z方向の応力を$\sigma_{z,in}$=1.85MPaを付記した。図より、壁面より3m内は再配分領域内であることがわかる。



図－2.5.4.2　X、Y、Z方向における掘削前後の応力変化

上述したように、坑道の掘削に伴って再配分された応力状態をAE法によって求めることができた。ここでは、掘削に伴う再配分領域を特定するだけでなく、掘削影響領域がどのような状態におかれているのかを把握することも重要であると考え、再配分された応力状態からドラッカー・プラガーによって提案された降伏条件式

$$f = \alpha J_1 + (J_2)^{1/2} - k = 0 \qquad (2.5.4.1)$$

に基づいて、再配分応力が測定された位置での降伏の判定を試みる[1)]。ここに、J_1は応力の一次の不変量、J_2は偏差応力の二次の不変量で、それぞれ次式で与えられる。

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = [(\sigma_1 - J_1/3)^2 + (\sigma_2 - J_1/3)^2 + (\sigma_3 - J_1/3)^2]^{1/2}$$

また、αおよびkは粘着力cと内部摩擦角ϕの関数として次式で与えられる。

$$\alpha = 2\sin\phi / [3^{1/2} \cdot (3 - \sin\phi)]$$

$$k = 6c\sin\phi / [3^{1/2} \cdot (3 - \sin\phi)]$$

これまでの事前調査から得られた粘着力cと内部摩擦角ϕのうち小さいほうを用いると、粘着力cは1.96MPa、内部摩擦角ϕは10°となる[2)]。したがって、αは0.07、kは0.42となる。

AE法により、いろいろな位置で求めた再配分応力成分値を（2.5.4.1）式に代入し、降伏の判定を行うと、いずれの場合とも$f>0$となる。このことより、坑道掘削後の地山は弾性状態にあることがわかる。

2.5.5 まとめ

平成7年度に掘削した試験坑道（図－2.5.1.1参照）の周辺地山における再配分された応力状態をAE法を利用して調べた。その結果、掘削壁面から3m内部の地山は、坑道掘削に伴う応力再配分の影響を受けていることがわかった。また、得られた計測結果から、ドラッカー・プラガーの降伏判定式を用いて地山の降伏状態を調べると、坑道周辺の地山は弾性状態にあることも明らかになった。

参考文献

1）例えば川本眺万；岩盤力学、朝倉土木工学講座23、1973年

2）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成6年度）、PNC ZJ 1449 95-003、1995年

2.6 孔内載荷試験

2.6.1 目的

MK－１孔を利用した孔内載荷試験から坑道周辺地山の変形特性を求め、得られた計測結果と試験坑道を掘削する前に得られた計測結果を比較し、掘削影響領域を把握することを目的とした。

孔内載荷試験は、等圧分布載荷方式と等変位載荷方式の２種類に大別できるが、本試験では前者の等圧分布載荷方式に属するプレシオ200B型を使用した。なお、このプレシオ200B型は、掘削前に使用したものと同じ機器である。

2.6.2 試験装置

孔内載荷試験に使用する機器は「プレシオ２００Ｂ型」と呼ばれる岩盤用の高圧プレシオメータである。このプレシオ２００Ｂ型の測定器は、測定管に水を注入したときの加圧力と水の注入容積が測定できる。

2.6.3 試験方法

孔内載荷試験は、試験坑道を掘削する前に行ったボーリング孔、すなわちMK－１孔で実施した。掘削後の試験は、掘削影響領域を評価することを目的にしているため、試験坑道を掘削する前に行った位置で実施した（表－2.6.3.1参照）。

表－2.6.3.1　載荷試験の位置関係

試験No	1	2	3	4	5
ボーリング口元からの距離（m）	7.00	8.37	9.40	10.41	11.47
機械掘削壁面からの距離（m）	5.00	3.63	2.60	1.59	0.53
岩　種	細粒砂岩	細粒砂岩	細粒砂岩	細粒砂岩	細粒砂岩

孔内載荷試験における載荷は、前回と同じ段階載荷パターンで行った。載荷中は、載荷圧と注水量との関係をプロットしながら載荷圧～注水量の状況をチェックした。

変形係数Dや弾性係数Eは、孔内載荷試験より得られる載荷圧～注水量曲線から式(2.6.3.1)を利用して　求めることができる。

$$D_b, E_t = 1.96 \times (1+\nu)(V_0 + V_m)/((dV/dP) - \alpha) \qquad (2.6.3.1)$$

ここに、D_b：変形係数（MPa）

E_t：接線弾性係数（MPa）

ν：ポアソン比（これまでの室内試験結果を考慮して0.3とした）

V_0：測定管の初期容積（cm^3）

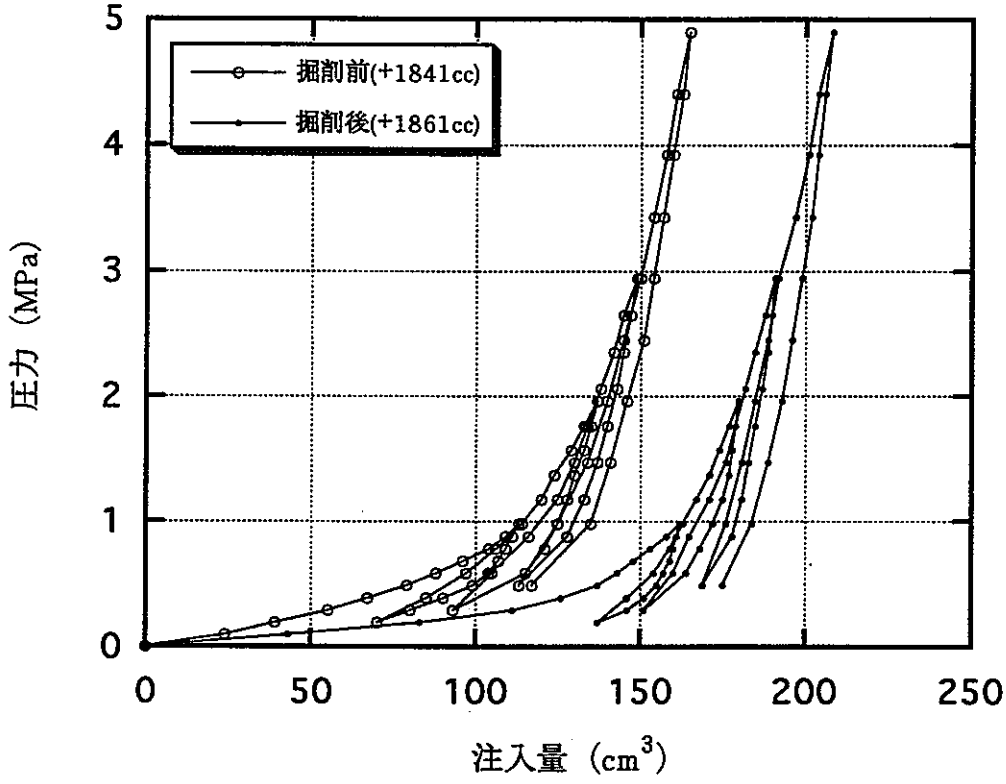
V_m：測定管に送られた水の容積（cm^3）

α：測定系の圧縮補正係数（$cm^3/N/cm^2$）、ここではホース長を考慮して0.0102

dV／dP：増分圧力と増分容積の比（$cm^3/N/cm^2$）

2.6.4　測定結果および考察

載荷圧力Pと注入量Vとの関係を示すP～V曲線の一例を図－2.6.4.1に示す。なお、これらの図には坑道を掘削する前に実施して得られた載荷圧力Pと注入量Vとの関係を示すP～V曲線もプロットしている[1)]。



図－2.6.4.1　深度7.00mにおけるP～V曲線

ここで実施した孔内載荷試験は、坑道の掘削に伴う影響領域を孔内載荷試験の結果に基づいて把握することを主たる目的にしている。そのため、掘削前後の変形係数を求め、これらの値を比較することにより掘削影響領域の把握を行った。変形係数の算出は、2.5で述べた再配分応力の大きさを考慮し、3MPa～5MPaでの包絡線の勾配から（2.6.3.1）式を用いて変形係数を求めた。得られた結果を表－2.6.4.1に示す。

表－2.6.4.1　掘削前後における変形係数

深さ（m）	0.53	1.59	2.60	3.63	5.0
掘削前の変形係数 (MPa)	653.2	734.4	895.1	733.3	643.9
掘削後の変形係数 (MPa)	614.8	685.8	920.9	677.0	622.5

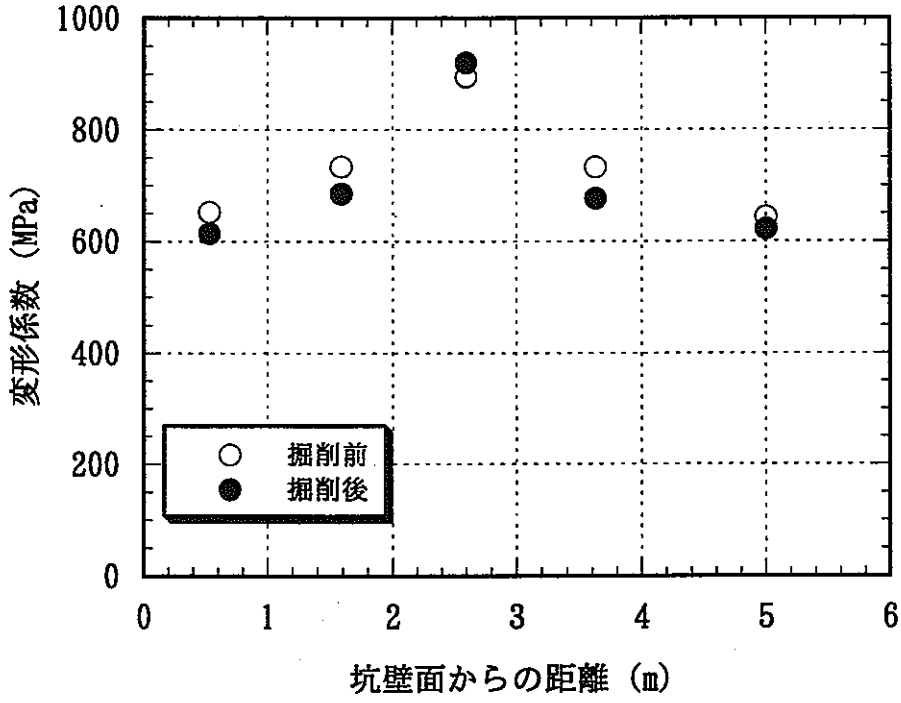
図－2.6.4.2は、掘削前後に得られた変形係数の値をプロットしたものである。○印が掘削前に得られた変形係数で、●印が掘削後に得られた変形係数である。図より、それぞれの測定位置での変形係数の値には、掘削前後で3～７％程度の差異が生じている。この程度の差異は、坑道掘削によって岩盤の変形特性が変化したと考えるよりも時間経過に伴う孔壁面の風化・変質の影響が表れたものと考えるのが妥当である。また、2.8で述べる孔内壁面観察結果によれば、孔内載荷試験位置には掘削前後において孔壁面にき裂のなかったことが確認されている。

2.6.5　まとめ

MK－１孔を利用した孔内載荷試験から坑道周辺地山の変形特性のうち、変形係数を求め、得られた計測結果と試験坑道を掘削する前に得られた計測結果を比較し、掘削影響領域の把握を試みた。得られた計測結果をまとめると以下のようになる。

1) 掘削前後における変形係数の値には3~7%前後の差異が生じていることがわかった。

2) この程度の差異は、坑道掘削によって岩盤の変形特性が変化したと考えるよりも時間経過に伴う孔壁面の風化・変質の影響が表れたものと考えるのが妥当である。



図－2.6.4.2　掘削前後に得られた変形係数

参考文献

1）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成5年度）、PNC ZJ 1449 94-001、1994年

2.7 PS検層

2.7.1 目的

PS検層は、検層を行ったボーリング孔により目的が異なる。トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔では、弾性波トモグラフィーによって得られた速度分布とPS検層から得られたP波速度を比較することを目的とした。また、発破と機械によって掘削された試験坑道では、PS検層（MPS－1孔～MPS－4孔）によるP波およびS波速度から掘削影響領域を把握することを目的とした。

2.7.2 起振方法

P波は、ボーリング孔近傍の坑壁面をカケヤで打撃することにより発生させた。トリガー信号は、カケヤに取付けたトリガー装置を介し、坑壁面を打撃すると同時に測定器に送った。

S波は、測定孔近傍の坑壁面にモルタルとアンカーで厚板を圧着し、圧着した厚板の端をトリガー装置を付けたカケヤで打撃し発生させた。

2.7.3 受振方法

波動の受振には、水平動２成分・上下動１成分を内蔵した孔中受振器に、孔内に押し込むための塩ビパイプを装着したものを用いた。これを所定の深さまで挿入したのち、固定装置としてのチューブにエアポンプでエアを送り、これを膨らませことにより受振器を孔壁に圧着した。

2.7.4 測定環境

トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔でのPS検層による測定は、0.5m間隔で行った。一方、発破と機械によって掘削された試験坑道ではボーリング孔の口元から0.5mまでは、0.2m・0.3m・0.4m・0.5mの位置で、0.5mから3mまでは0.25m間隔で行った。

ボーリング孔内の水がP波の伝播に及ぼす影響を調べるため、MT－1孔に水を入れた場合と入れない場合でP波を測定した。その結果、いずれの場合ともP波の初動到達時間に差が生じないことがわかった。したがって、MT－2孔以外のボーリング孔では孔内に水がない状態でPS検層を行った。ただし、MT－2孔は斜め下向きのため、当初より孔内に水が溜まっている。そのため、MT－2孔では孔内に水がある状態でPS検層を行った。

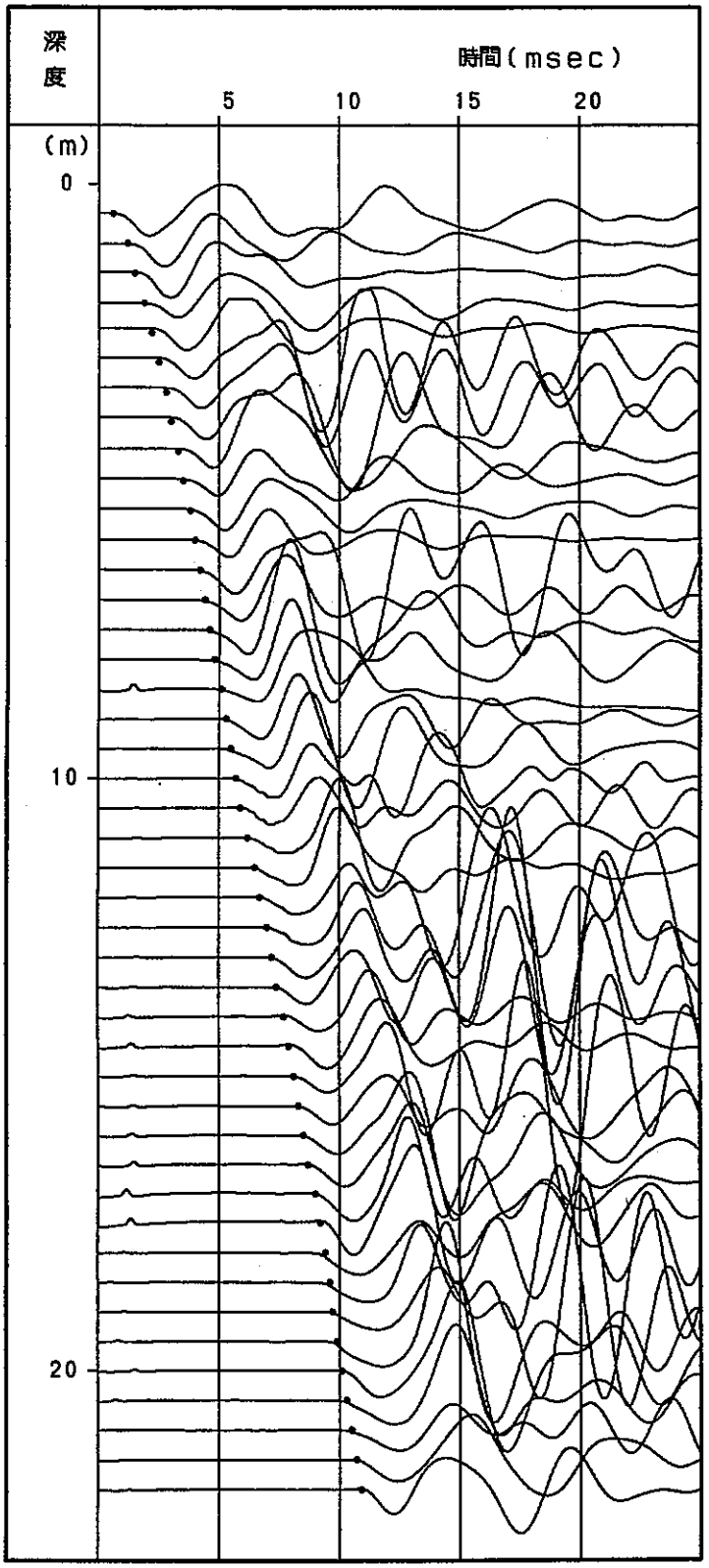
2.7.5 解析方法

PS検層によって得られた各測点ごとのデジタル波形をパソコンを用いてアナログ波形に変換し、P波とS波の到達時間を読み取った。その際、P波は、起振時から初動が到達するまでの時間を読み取った。また、S波については、位相の反転が明瞭に表れているところを初動とみなし、到達時間を読み取った。

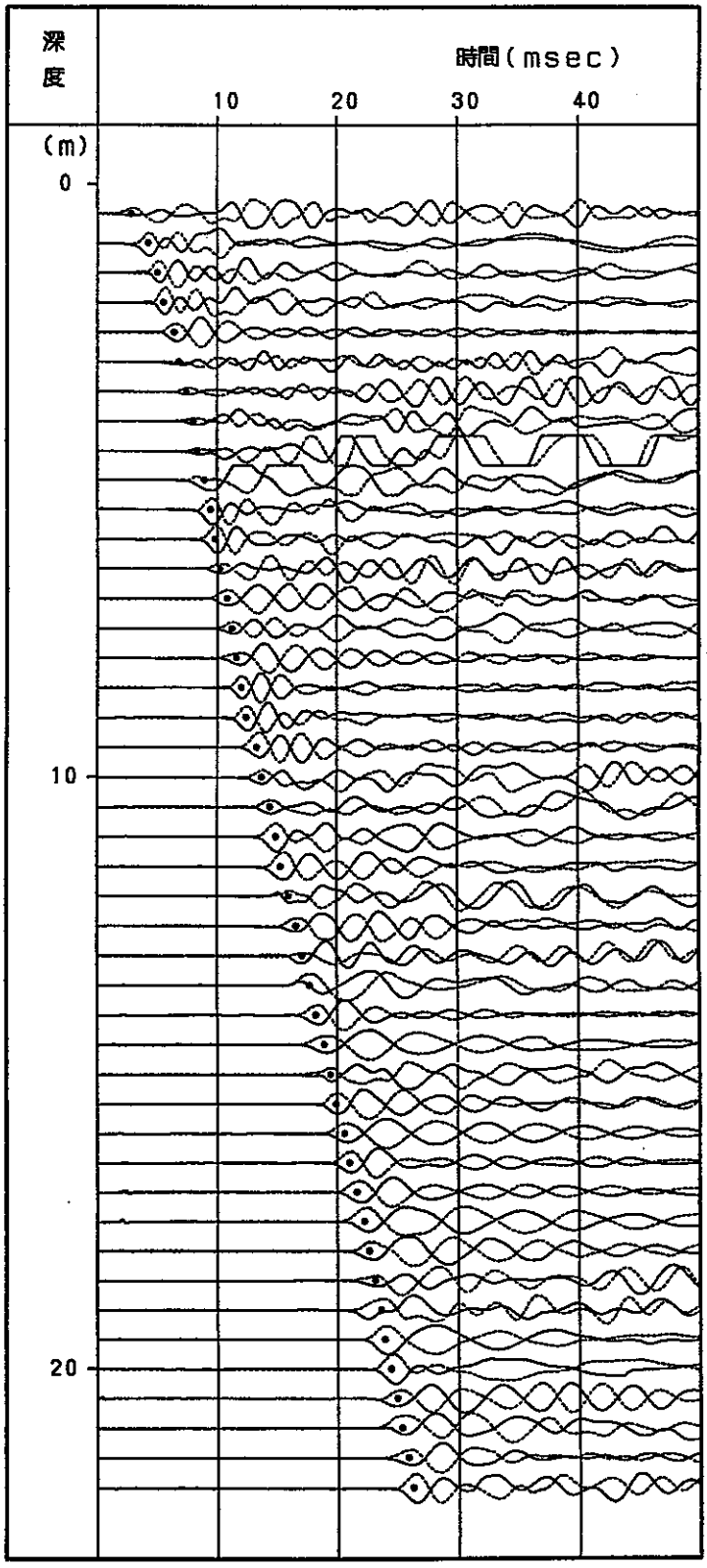
つぎに、縦軸にボーリング孔の口元から受振点までの距離、横軸に初動到達時間を取って両者の関係をプロットし、走時曲線を作成した。

2.7.6 解析結果および考察

図－2.7.6.1～図－2.7.6.2にPS検層によって得られた記録波形の例を示す。これらの図において、P波は初動の到達部分に、S波は位相が反転している部分に●印を示している。したがって、P波については●印を印した位置を初動の到達時間とみなし、このときの時間を読み取った。また、S波については●印を印した位相の反転している波形の立ち上がり部分を初動の到達時間とみなし、このときの時間を読み取った。

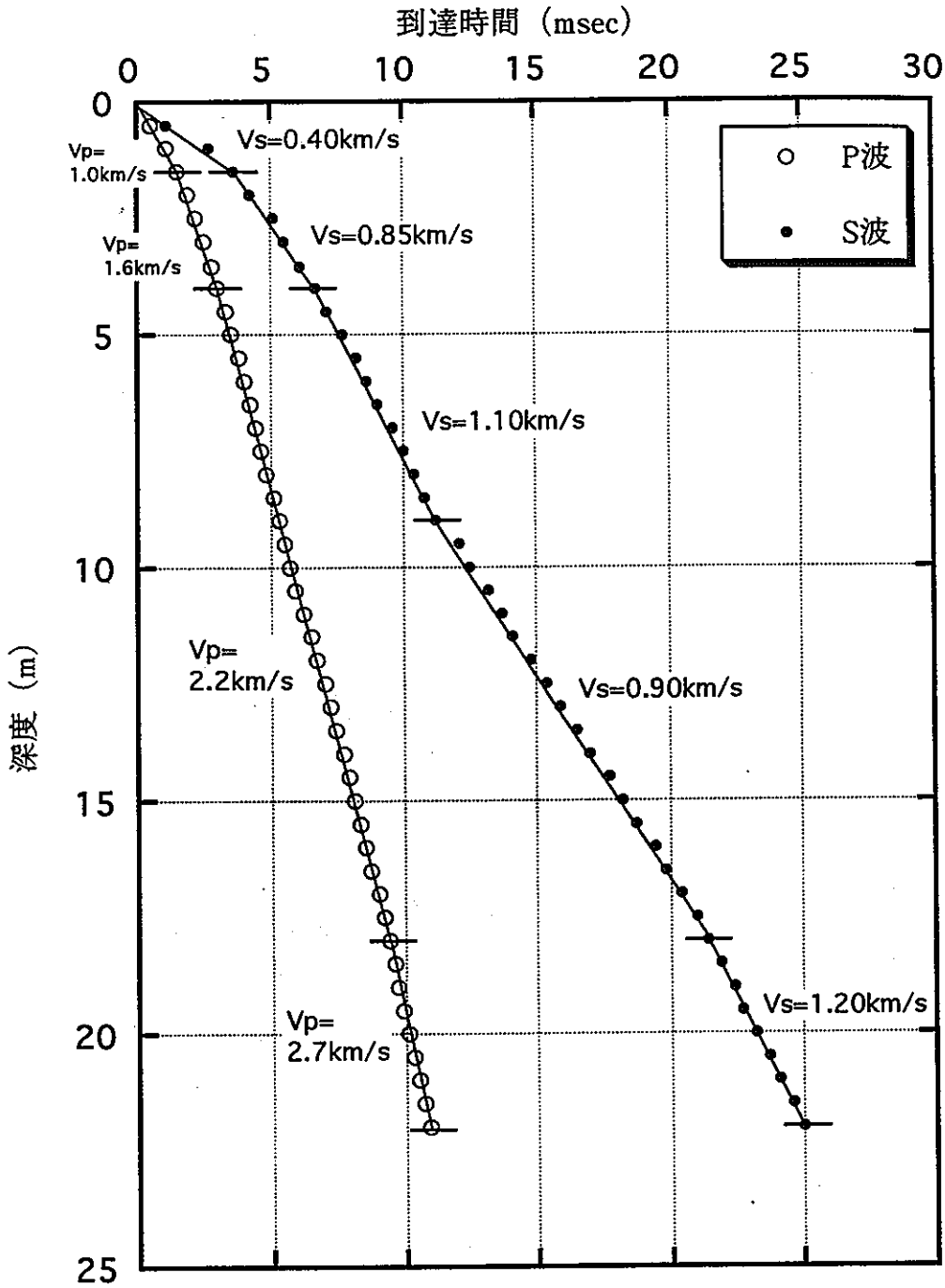


図－2.7.6.1　MT-1孔におけるPS検層記録波形（P波）



図－2.7.6.2　MT-1孔におけるPS検層記録波形（S波）

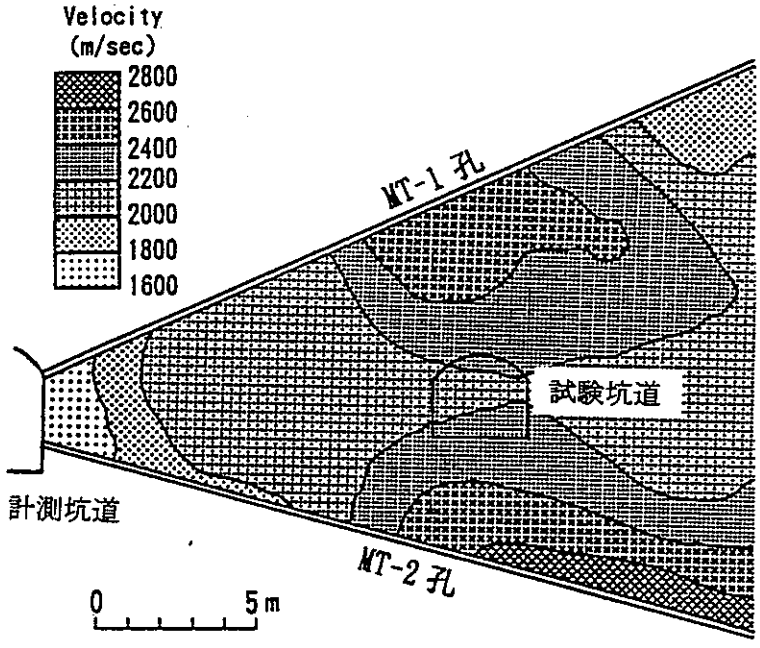
つぎの図－2.7.6.3に走時曲線の一例を示す。図中には、走時曲線の変曲点とみなせる位置に－印を入れるとともに、同一の傾きを持つ区間のP波とS波の速度値を示している。



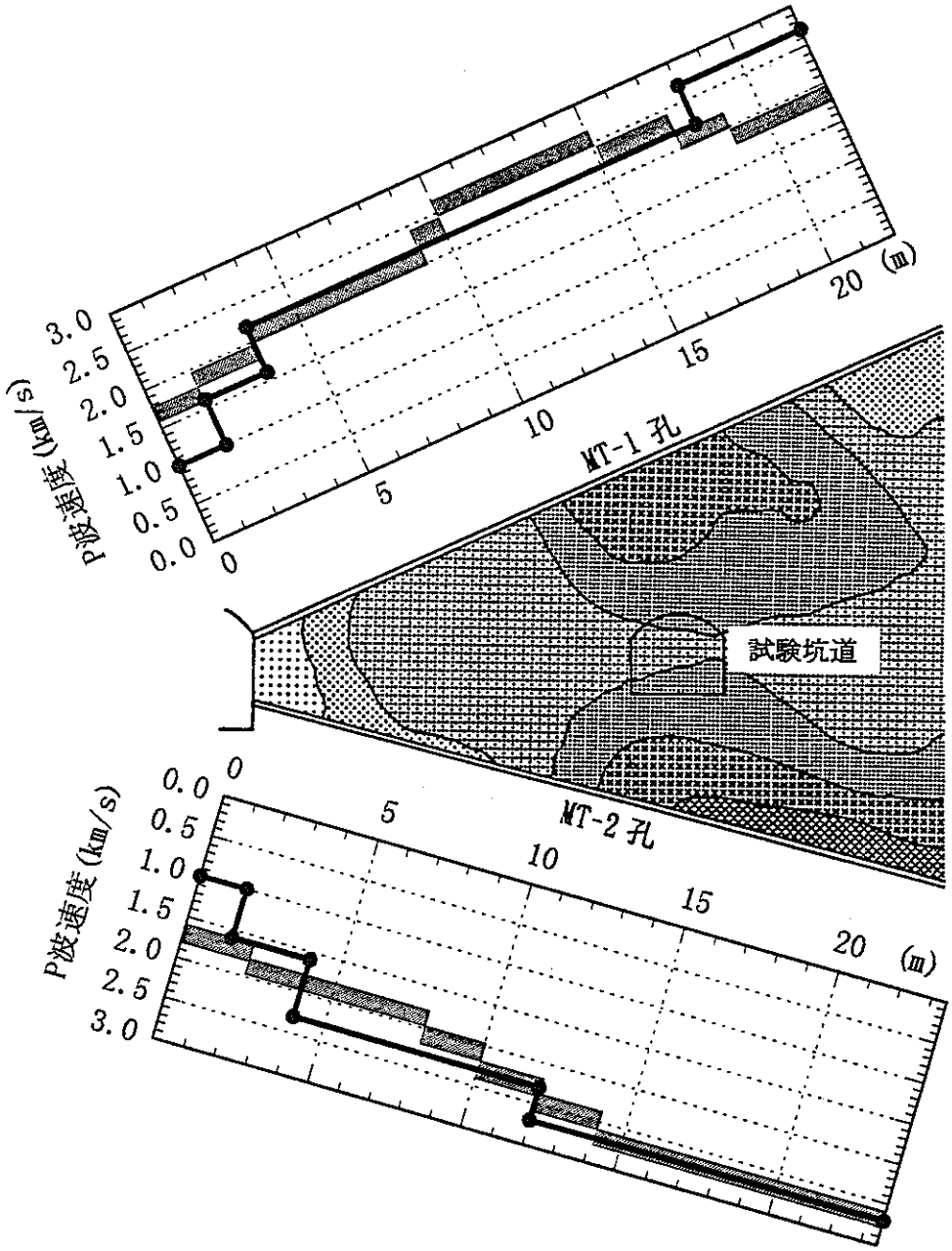
図－2.7.6.3　MT-1孔における走時曲線

さて、試験坑道の掘削前に MT-1 と MT-2 孔の間で、別途実施した弾性波トモグラフィの結果は図－2.7.6.4 のようになっている。これと PS 検層から得られた P 波速度の分布を比較するために作成した図－2.7.6.5 を見ると、計測坑道の近傍を除くと両者の速度値はほぼ一致していることがわかる。したがって、MT-1 孔と MT-2 孔における PS 検層結果は、試験坑道を掘削する前のもともとの地山の速度を反映しているものと考えられる。

また、試験坑道から掘削した試錐孔のコアを用いた室内試験の結果（2.1.4 参照）では、コアの弾性波速度は、岩種や岩質によってばらつきがあるが、P 波速度が 2.1km/s、S 波速度が 0.8km/s の付近に集中している。したがって、弾性波トモグラフィの結果やコアの弾性波速度値を踏まえれば、地山の P 波速度は 2.0km/s～2.2km/s 程度、S 波速度は 0.7km/s～0.9km/s 程度であることが推定できる。



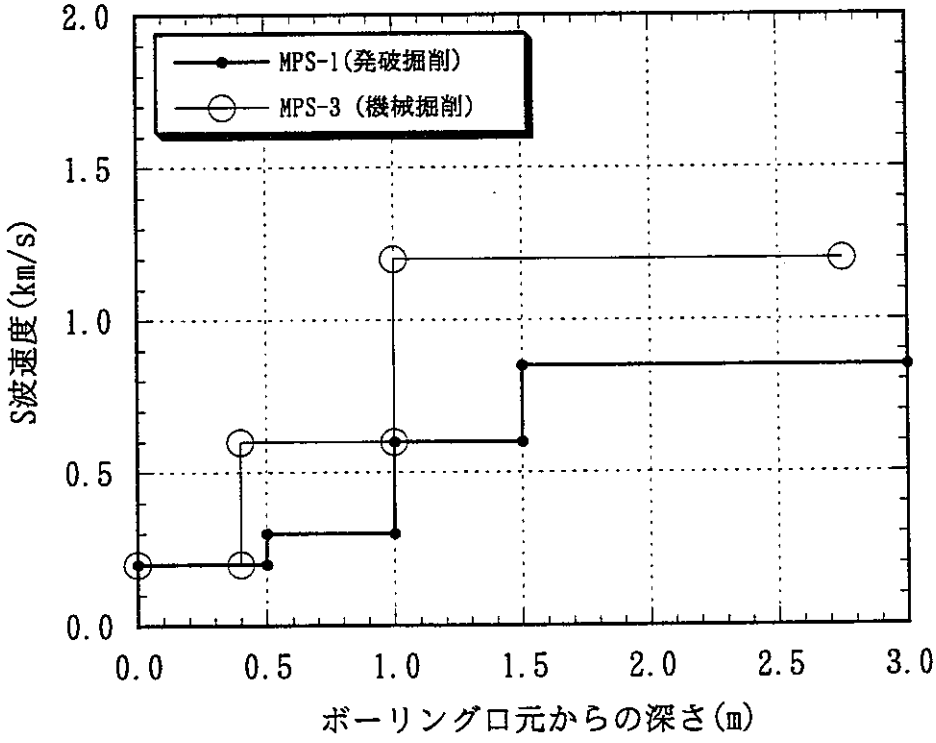
図－2.7.6.4　弾性波トモグラフィの結果（掘削前）



図－2.7.6.5　PS 検層結果と弾性波トモグラフィ結果の比較

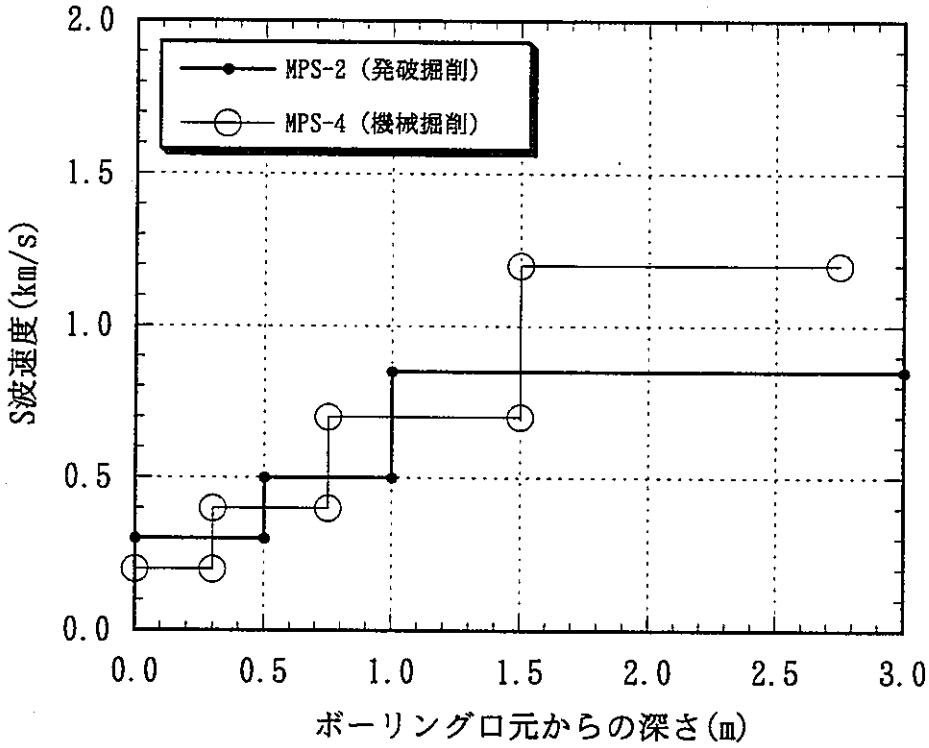
つぎに、坑道の掘削工法による岩盤掘削影響領域の相違を調べるためいに、発破掘削区間のMPS-1,2孔と機械掘削区間のMPS-3,4孔におけるPS検層の結果を検討する。判定基準としては、P波速度は岩盤の飽和状態の影響を受けている可能性があることを考慮し、S波速度のみ用いて掘削影響領域を検討した[1)]。

図－2.7.6.6 に試験坑道の側壁における発破掘削区間の MPS-1 孔と機械掘削間の MPS-3 孔でのS波速度分布を示す。前述のように、S波速度が0.7～0.9km/sの範囲を有していることを考慮し、ここでは0.7km/s 以下の区間を掘削影響領域として判定した。その結果、発破掘削区間では坑壁から 1.5m までが掘削影響領域で、機械掘削区間では坑壁から 1.0m までが掘削影響領域であることがわかる。したがって、機械掘削より発破掘削の方が掘削影響領域の広がりが大きいことわかる。



図－2.7.6.6　側壁方向におけるS波速度の分布

図－2.7.6.7 は試験坑道の天端における発破掘削区間の MPS-2 孔と機械掘削区間の MPS-4 孔での S 波速度分布を示している。この図においても図－2.7.6.6 と同じ基準を用いて掘削影響領域を判定した。その結果、発破掘削区間では坑壁から 1.0m まで、機械掘削間では坑壁から 0.8m までが掘削影響領域であることがわかる。このように天端方向においても、機械掘削より発破掘削の方が掘削影響領域の広がりが大きくなっている。



図－2.7.6.7　天端方向における S 波速度の分布

2.7.7 まとめ

トモグラフィー用のMT－1孔とMT－2孔では、弾性波トモグラフィーによって得られた速度分布とPS検層から得られたP波速度を比較することを目的とした。また、発破と機械による掘削方式によって掘削された試験坑道では、PS検層（MPS－1孔～MPS－4孔）によって得られたP波およびS波速度から掘削影響領域を把握することを目的とした。このような目的のもとで行われたPS検層の結果をまとめると、以下のようになる。

1）弾性波トモグラフィーによって得られたP波速度とPS検層によって得られたP波速度を比べると、掘削壁面から3～4mまでの区間では、PS検層によって得られたP波速度の低下が認められたが、4mより深い部分での解析結果は、ほぼ同じ速度層になっていることがわかった。

2）発破掘削区間は、側壁方向が坑壁から1.5mまでが掘削影響領域で、天端方向が坑壁から1.0mまでが掘削影響領域であることがわかった。一方、機械掘削区間は、側壁方向が坑壁から1.0mまでが掘削影響領域で、天端方向が坑壁から0.8mまでが掘削影響領域であることがわかった。

参考文献

1）大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験の事前解析研究（平成5年度）、PNC ZJ 1449 94-001、1994年

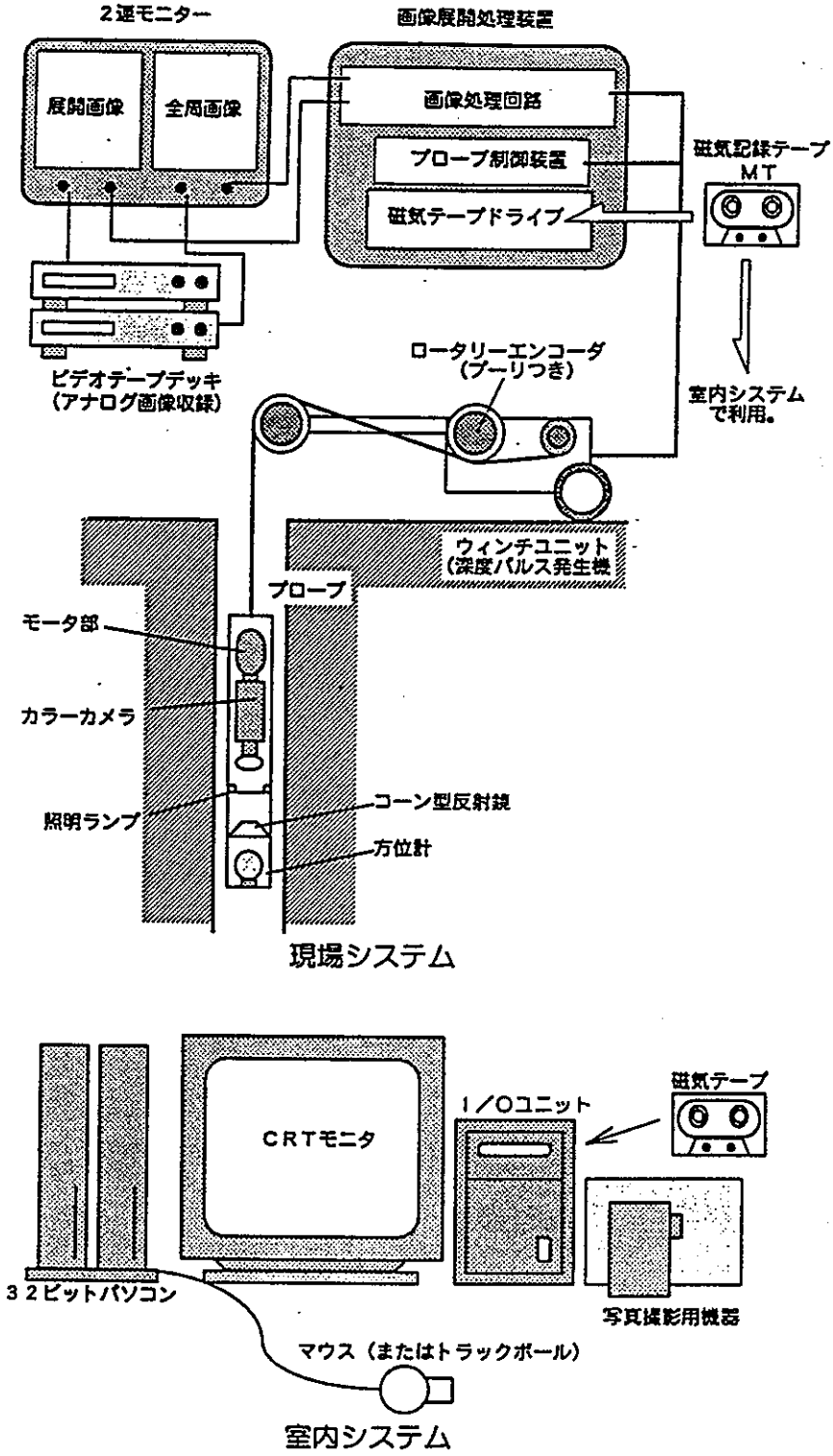
2.8 孔内壁面観察

2.8.1 目的

試験坑道掘削に伴う既存の割れ目の変化や新たな割れ目の発生を調べるために孔内壁面観察を行い、得られた観察結果と試験坑道の掘削前に得られた観察結果に基づいて掘削影響領域を把握することを目的とした。孔内観察は、図－2.5.1.1に示したMK－1孔、MC－2孔、MT－1孔、MT－2孔において行った。

2.8.2 孔内壁面観察装置

本調査では、坑道掘削前と同じコーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIP (Borehole Image Processing) システムを用いた。用いたBIPシステムは、現場で撮影した壁面画像をリアルタイムでデジタル処理し、連続した展開画像として表示・記録できる現場システムと、記録した画像データから割れ目に関する情報を解析できる室内システムから構成されている。図－2.8.2.1にBIPシステムの機器構成を示す。



図－2.8.2.1　BIPシステムの機器構成

2.8.3 測定原理および観察方法

調査では、コーン型反射鏡を利用したカメラ方式であるBIPシステムを採用しているため、円周画像と展開画像がリアルタイムで観察できる。

撮影された画像は、画像処理回路内のメモリに取り込まれる。つぎに、メモリ上の対象深度に該当する画素を取りだして線状の画像とし、これをウインチからの深度情報に同期させて積み重ねることで連続した展開画像を得ることができる。方位は、反射鏡の下部に設置した方位計によって計測した。

観察は、プローブを専用ロッドの先端に装着し、手動式ウインチを用いて所定のボーリング孔内に押し込みながら行った。この時、ウインチからの同期信号をもとに、画像展開処理装置で連続した展開画像を再構成し、MOディスクにデジタル記録した。また、全周画像と展開画像をビデオテープに収録した。

2.8.4 画像解析方法

展開画像からの割れ目の情報抽出はパソコンのモニタ上で行うため、分解能はA/D変換精度や表示解像度などに影響される。室内システムにおけるパソコンのモニタ上では、展開画像を最大360×400ドットで表示するため、今回のように孔径66mm、縦200mmの展開画像での分解能は、1ドット当たり約0.6mmとなる。

2.8.5 観察結果および考察

表－2.8.5.1は、坑道掘削前後に行ったMK－1ボーリング孔の孔壁観察結果から割れ目を抽出し、まとめたものである。表中の割れ目の区分のうち、節理と区分されたものについては、節理の幅に対する表示をISRM指針[1)] に従い備考欄に記述した。表示では、節理の幅が0.5m以下のものを密着状、0.5mmから10mmのものをすきま状、10mm以上を開口状としている。

表－2.8.5.1　MK－1ボーリング孔における孔壁観察結果（掘削後）

No.	深度(m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅(mm)	連続性	備考
1	0.13	N36W　67SW	節理	0	不連続	密着状
2	0.43	N48E　82NW	節理	0	不連続	密着状
3	1.46	N32W　83NE	節理	0	不連続	密着状
4	1.93	N27E　41E	節理	1	連続	すきま状
5	2.00	N60E　89N	節理	1	連続	すきま状
6	2.14	N31E　63SE	節理	1	連続	すきま状

ここで、BIPシステムによって坑道掘削前に行った孔壁観察結果と坑道掘削後に行った孔壁観察結果を比較するため、坑道掘削前に得た孔壁観察記録を同一人物により再解析した。

表－2.8.5.2は、坑道掘削前に行われたMK－1ボーリング孔における孔壁観察記録を再度解析した結果をまとめたものである。ここで、表－2.8.5.1に示した結果（試験坑道掘削後に行われた孔壁観察記録）と表－2.8.5.2に示した結果（試験坑道掘　前に行われた孔壁観察記録）を比較すると、坑道掘削に伴って新たな割れ目は生成されていないことがわかる。

表－2.8.5.2　MK－1ボーリング孔における孔壁観察結果（掘削前）

No.	深度 (m)	走向　傾斜	区分	割れ目の幅 (mm)	連続性	備考
1	0.13	N38W　70SW	節理	0	不連続	密着状
2	0.43	N48E　89NW	節理	0	不連続	密着状
3	1.46	N32W　89NE	節理	0	不連続	密着状
4	1.93	N27E　40E	節理	1	連続	すきま状
5	2.00	N60E　89N	節理	1	連続	すきま状
6	2.14	N27E　69SE	節理	1	連続	すきま状

2.8.6　まとめ

試験坑道掘削に伴う既存の割れ目の変化や新たな割れ目の発生を調べるためにBIPシステムを用いて孔内壁面観察を行った。得られた結果をまとめると以下のようになる。

1) 試験坑道の掘削に伴って新たな割れ目は生成されていないことがわかった。

2) 掘削前に観察されたもともとの割れ目の幅は、試験坑道の掘削に伴い変化していないこともわかった。

参考文献

1) 岩の力学連合会；ISRM指針 Vol.3 岩盤不連続面の定量的記載法、1985年

3. 事後解析

3.1 目的

本研究では、機械掘削による影響評価試験の事前調査で得られたデータに基づき、坑道掘削時の岩盤挙動を予測するための解析方法の検討を行った[1) 2) 3)]。

平成5年度および6年度に実施した事前解析の流れを図－3.1.1に示す。

本年度は、これまでの解析モデルを見直し、解析上の掘削影響領域の取り扱い方を検討した。また、予測解析の際の岩盤のモデル化・解析方法について考察した。

3.2 解析方法

3.2.1 解析モデルの設定

（1）解析対象断面および解析手法

解析対象断面は、解析結果と計測結果（地中変位量）を比較するために、事前解析と同様に岩盤内変位計測を行う断面（S4250断面）とした。解析手法についても、事前解析と同様に、2次元平面ひずみ有限要素法の弾塑性解析で、使用した解析コードは電力中央研究所作成のNONSACである。

（2）岩盤のモデル化

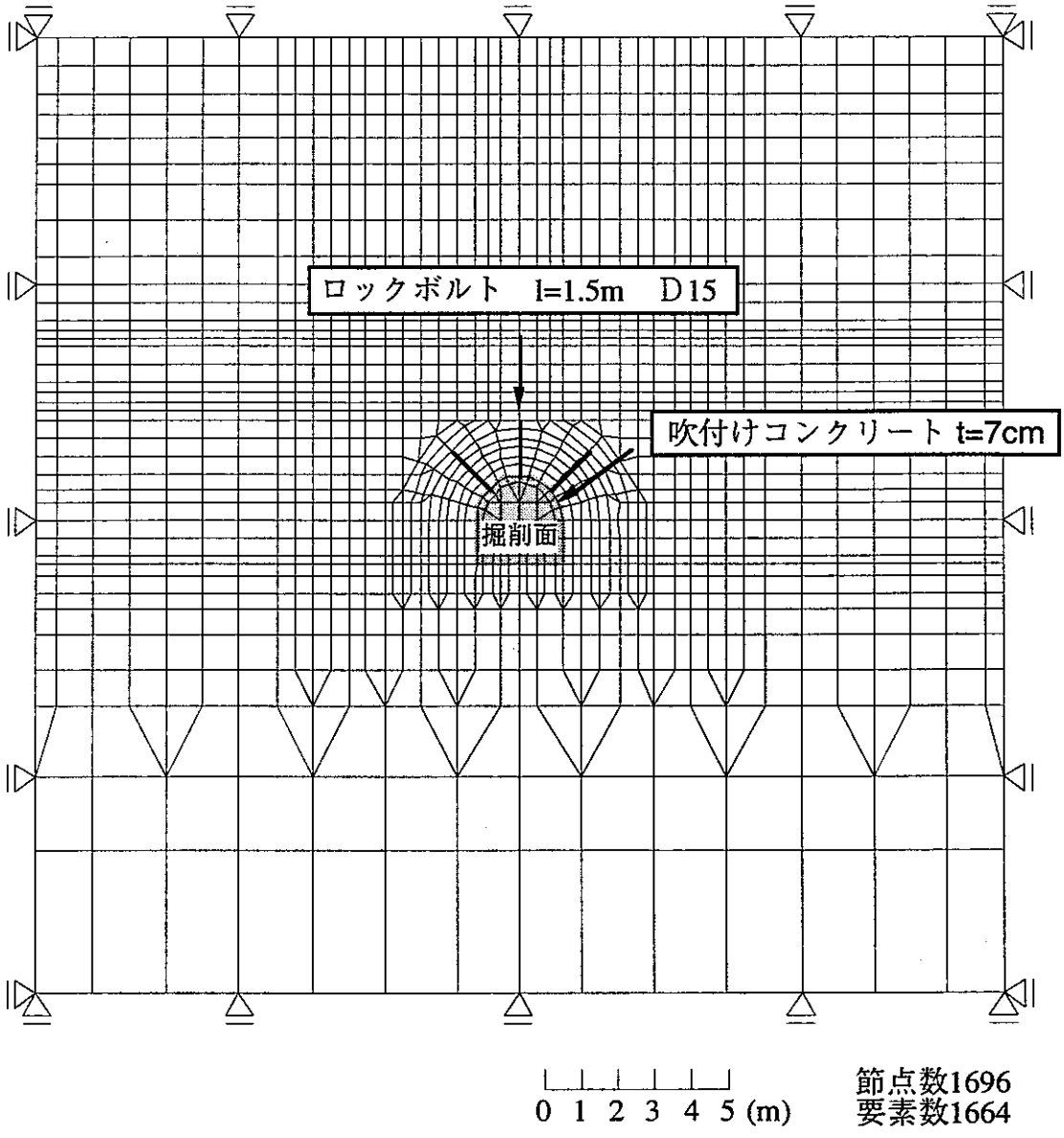
事前解析の結果から、岩相の考慮の有無が地中変位分布に与える影響はほとんどないこと、さらに、解析対象断面位置では粗粒砂岩の岩相が卓越していることが判明している。今回実施する事後解析では、2種類の岩相を考慮せずに、地層構造を粗粒砂岩が一様均質に分布しているとした岩盤モデルを用いることとした。

解析領域は、事前解析と同様に、坑道径（D）の3倍以上を坑道側壁面からそれぞれ上下左右に確保した。解析モデルを図—3.2.1.1に示す。

解析の目的：
①試験坑道掘削による周辺岩盤の応力状態の変化や変位分布の予測
②地層の傾き、岩相、物性の異方性、初期応力、掘削損傷領域を考慮することによる影響の検討

平成5年度	平成6年度
①地質構造の概略を把握 地層の傾斜を水平と仮定した （参考資料） 計測坑道切羽観察図 ボーリングコア観察 （MT-1,MT-2）	①地質構造の概略を把握 地層の見掛けの傾斜を10° 東落ちと仮定した （参考資料） 連絡坑道壁面観察図 ボーリングコア観察 （MT-1,MT-2,MD-1,MD-2）
②岩盤構造モデルの作成 解析断面の地質構造を細粒で固結度が高い岩相と粗粒で固結度が低い岩相の２つに分類した。 強度・変形特性の異方性を考慮した場合と、等方均質の場合を考慮した。	②岩盤構造モデルの作成 解析断面の地質構造を細粒で固結度が高い岩相と粗粒で固結度が低い岩相の２つに分類した。 変形・強度特性の異方性は考慮せず、等方均質とした。
③解析モデルの作成 計測点（地中変位計測）、支保工位置に留意して解析モデルを作成	③解析モデルの作成 計測点（地中変位計測）、支保工位置、掘削影響領域の評価に留意して解析モデルを作成
④初期応力設定 AE法による測定値から設定。 初期応力の傾きは考慮せず。	④初期応力設定 AE法とOC法による測定値からそれぞれ設定。 初期応力の傾きを考慮。
⑤得られた知見 ・岩相を考慮した場合、弾性係数を小さく設定した部分の応力値や変位が増加する ・異方性を考慮した場合、等方条件の場合と比較して、水平方向の弾性係数を小さく設定した場合、側壁での応力値が小さくなり、水平変位は大きくなる。 ・坑道周辺岩盤はほぼ弾性的な挙動を示す。	⑤得られた知見 ・初期応力が異方的であれば坑道の変形モードも異方的となる。 ・初期応力が大きいほど、坑道周辺岩盤の変位量は大きくなる。 ・地層の傾きの有無による坑道周辺岩盤の変位量の差は少ない。 ・掘削影響領域を考慮することにより坑道近傍での変位量が大きくなる。 ・坑道周辺岩盤はほぼ弾性的な挙動を示す。

図－3.1.1　平成5年度および6年度に実施した事前解析の流れ



図—3.2.1.1　事後解析モデル（機械掘削）

3.2.2　解析用物性値の設定

（1）岩盤物性値

1）健全部

・岩盤変形係数のひずみ依存性

機械掘削地点の地質は土岐夾炭累層と呼ばれる堆積軟岩である。堆積軟岩の変形特性については、龍岡（東京大学）らの研究[4]によってそのひずみ依存性が報告さ

れており、ひずみレベルにより変形係数は大きく異なることが指摘されている。

平成7年度に実施した事前調査の結果では、坑道掘削に伴う周辺岩盤のひずみは、壁面近傍でも1,000μ（10^{-3}）程度であり、極めて小さいことが分かっている。また、事前解析の結果からも掘削時に生じるひずみは微小であることが推察される。これより、事後解析に用いる変形係数は、微小ひずみ時の変形係数の値（10^{-3}オーダー）を用いるのが妥当であると考えられる。

平成5年度に実施した一軸圧縮試験の結果では、局所変位計測で求めた割線変形係数E_{50}（LDT）と外部変位計測で求めた割線変形係数E_{50}（EXT）は異なり、その値はE_{50}（LDT）がE_{50}（EXT）の約2倍であった。この違いは、ベッディングエラーなどの試験誤差によるものと考えられており、一般に外部変位計測ではひずみレベルを過大評価する傾向があるため、局所変位計測によるひずみの測定が推奨されている。平成5年度の局所変位計測で求めたE_{50}（LDT）に対応するひずみレベルは10^{-2}～10^{-3}のオーダーであり、微小ひずみレベルでの変形係数が測定されていると考えられる。

・岩盤変形係数の拘束圧依存性

平成5年度に実施した三軸圧縮試験では、変形係数の拘束圧依存性が確認されている。このため、解析に用いる岩盤の変形係数は、試験坑道掘削レベルでの拘束圧（平均初期応力≒1.5MPa）を考慮して設定しなければならない。試験結果によると、拘束圧1.5MPa（≒15.3kgf/cm^2）での粗粒砂岩の割線変形係数は 1,200～1,300 MPaと考えられる。

平成5年度に実施した三軸圧縮試験では局所変位計測によるひずみの測定を行っていないため、今回の事後解析では、一軸圧縮試験の結果から判断して、三軸圧縮試験により得られた割線変形係数の2倍程度の値を用いるのが妥当であると考えた。ポアソン比については、顕著なひずみ依存性および拘束圧依存性はないとした。

以下に、事後解析で用いる岩盤の物性値を示す。

$Ed = 2{,}500$ MPa（1,250MPa×2）　$\nu = 0.4$

$C = 2.94$ MPa　$\phi = 10.0^{\circ}$

2）損傷領域

・損傷領域の幅

屈折法弾性波探査により得られる速度低下域の深度を損傷領域の幅とした。解析対象断面近傍での速度低下域の深度は側壁から約0.3mであった。

・損傷領域の物性値

岩盤の変形係数は弾性波速度の2乗に比例することから、屈折法弾性波探査により得られた低速度域と健全部の弾性波速度から以下のように算定した。

$V_{p1} = 2.8$ km/sec
$V_{p2} = 1.8$ km/sec
$Ed \propto Vp^2$
$(V_{p2} / V_{p1})^2 = 0.413$
$E1 = 2{,}500$ MPa
$E2 = E1 \times 0.413 \fallingdotseq 1{,}000$ MPa

なお、ポアソン比は健全部と同一とした。

$Ed = 1{,}000$ MPa　$\nu = 0.4$

強度特性は、粘着力を健全部の30%とし、内部摩擦角は健全部と同一とした。

$C = 0.88$ MPa　$\phi = 10.0^\circ$

表—3.2.2.1　岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）

	健全部				損傷領域			
	変形特性		強度特性		変形特性		強度特性	
	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	ϕ (°)	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	ϕ (°)
粗粒砂岩	2.50	0.4	2.94	10.00	1.0	0.4	0.88	10.00
設定根拠	三軸試験結果の２倍（一軸試験のEXTとLDTの比率から）	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果から算出	三軸圧縮試験結果から算出	健全部の40%の値（屈折法弾性波探査結果から算定）	健全部と同じ	健全部の30%の値	健全部と同じ

3）支保工

表—3.2.2.2　支保工物性値一覧

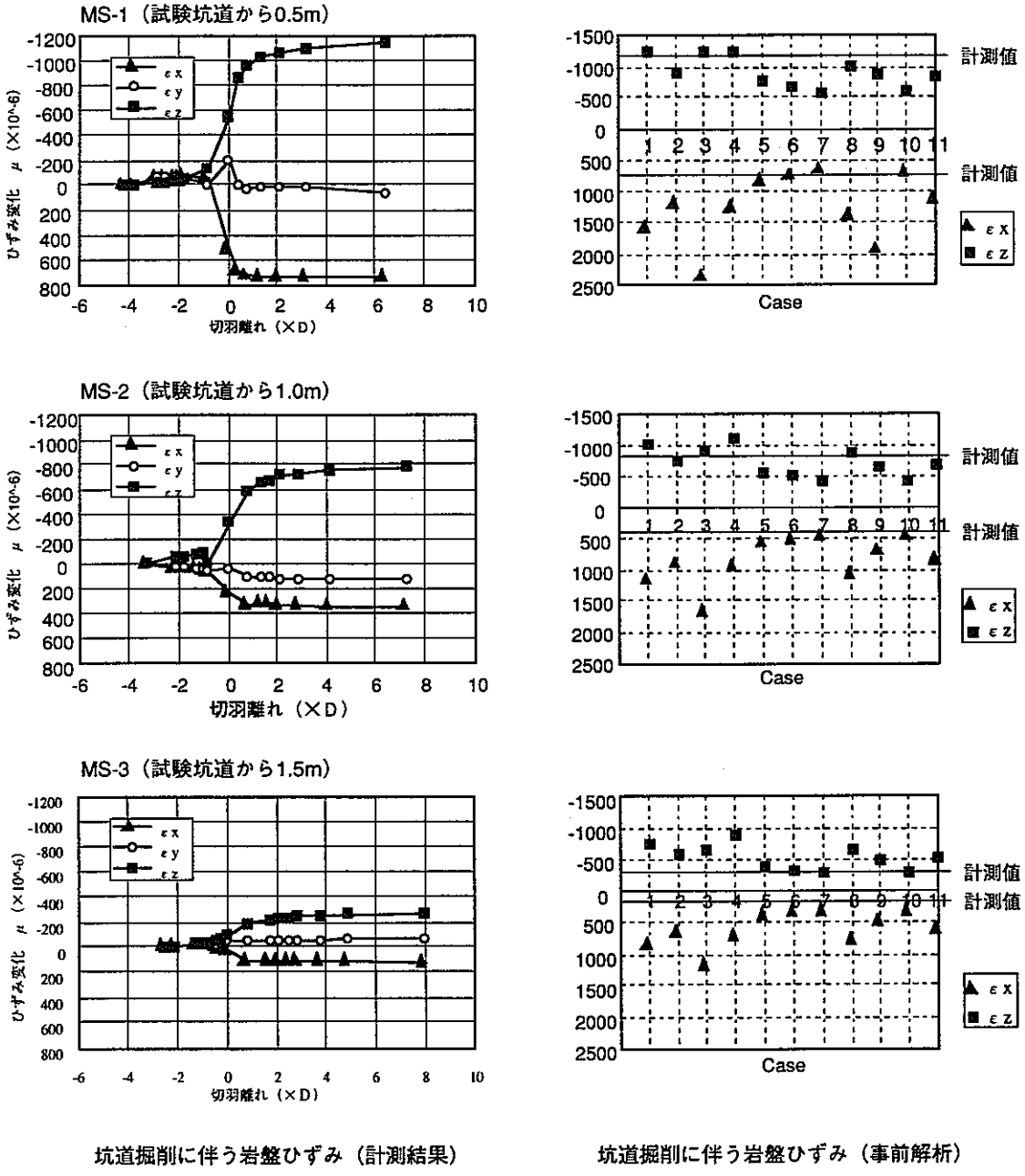
	吹付コンクリート（t=7cm）		ロックボルト（l=1.5m）	
	E (GPa)	ν	E (GPa)	A (cm^2)
粗粒	3.33	0.167	206	5.067
設定根拠	弱材齢に対応する弾性係数	一般的なコンクリートのポアソン比	一般的な鋼の弾性係数	D25の公称断面積

（2）境界条件

モデル境界の拘束条件は前の図—2.2.1.1に示してある。

（3）荷重条件

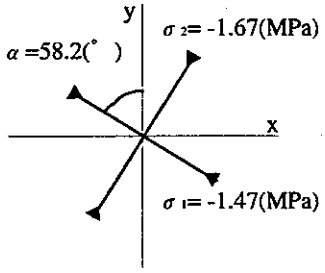
図—3.2.2.1は事前調査で得られた掘削に伴う空洞周辺のひずみと事前解析で得られたそれとを比較したものである。鉛直ひずみと水平ひずみの比に着目すると応力解放法（OC法）により計測された初期応力を用いたケース、特にCase-5の解析が実際のひずみ計測結果を比較的良く表現している。ひずみの比を応力の比と読み替えれば、Case-5の解析に用いた初期応力が、現実の初期応力に最も近いものであると推察される。



図—3.2.2.1　坑道掘削に伴う岩盤ひずみ

これより、事後解析の荷重は、OC法で得た初期応力値のうちCase-5の解析で設定したもの（MS-1-1,MS-2-1およびMS-3-1から決定）を用いることとした。図―3.2.2.2に初期応力値を示す。

解析領域全体における初期応力は、鉛直方向については地表面での値を0として線形補間した。水平成分については側圧係数に基づいて設定した。



図―3.2.2.2　初期応力値（応力解放法、Case-5使用値）

3.2.3　施工段階のモデル化

今回の解析では、施工段階を事前解析と同様に以下の3ステージにモデル化した。モデル化においては、特性曲線により実際の内空変位の計測ポイント設置時期と切羽進行との関係を考慮した。今回対象としているS4250断面での計測ポイント設置時の切羽位置は+0.117Dである。

STAGE-1：初期応力の設定

STAGE-2：坑道掘削（全断面）　掘削解放力57％作用（切羽位置+0.117D）

STAGE-3：支保工打設　掘削解放力43％作用（切羽位置+3D）

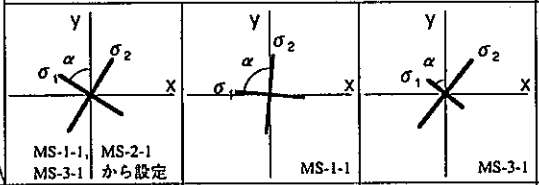
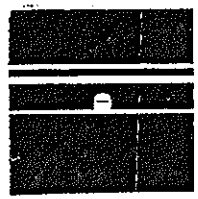
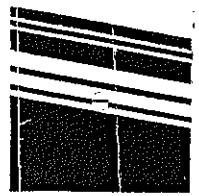
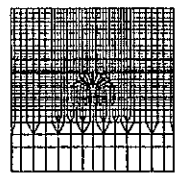
3.2.4　解析ケース

解析ケース：CASE-12　損傷領域考慮せず

CASE-13　損傷領域考慮

これまでに実施した機械掘削影響評価のための事前解析および事後解析のケースのすべてを表－3.2.4.1にまとめて示す。

表－3.2.4.1　解析ケース一覧

	初期応力					岩盤モデル			損傷領域		備　考
	ＯＣ法（オーバーコアリング法）			ＡＥ法		平成５年度モデル	平成６年度モデル	平成８年度モデル			
											
										考　慮	考慮せず	
σ_1 (MPa)	1.47	1.32	0.87	1.89	1.67							
σ_2 (MPa)	1.67	1.52	1.69	2.93	3.05							
角度 α (°)	58.2	85.0	51.0	0.0	21.2							
CASE-1				○		○				○	均質地盤 平成５年度実施
CASE-2				○		○				○	岩相考慮 平成５年度実施
CASE-3				○		○				○	岩相考慮Eh=Ev/2 平成５年度実施
CASE-4				○		○				○	岩相考慮Eh=Ev/2 平成５年度実施
CASE-5	○						○			○	
CASE-6		○					○			○	
CASE-7			○				○			○	
CASE-8					○		○			○	
CASE-9	○						○		○		
CASE-10	○					○				○	
CASE-11					○	○				○	
CASE-12	○							○		○	
CASE-13	○							○	○		

3.3 解析結果および考察

3.3.1 変位

（1）変位増分

解析結果から読み取った天端沈下、水平方向の内空変位、底版の浮き上がり（変位増分）を表—3.3.1.1に示す。CASE-13（損傷領域を考慮した場合）の方がCASE-12より計測値に近い値となっている。このときの値（1.19mm）についても、内空変位の計測精度を考えれば、実際の計測の結果とよく一致している。

表—3.3.1.1　坑道掘削後の変位（機械掘削：解析値と計測値の比較）

	①天端沈下 (mm)	②内空変位*2 (mm)	③底版浮上り (mm)	変形比 ②／(①+③)
CASE－12 *1	0.41	0.96	0.58	0.97
CASE－13 *1	0.51	1.19	0.71	0.98
S4250計測値		1.50		

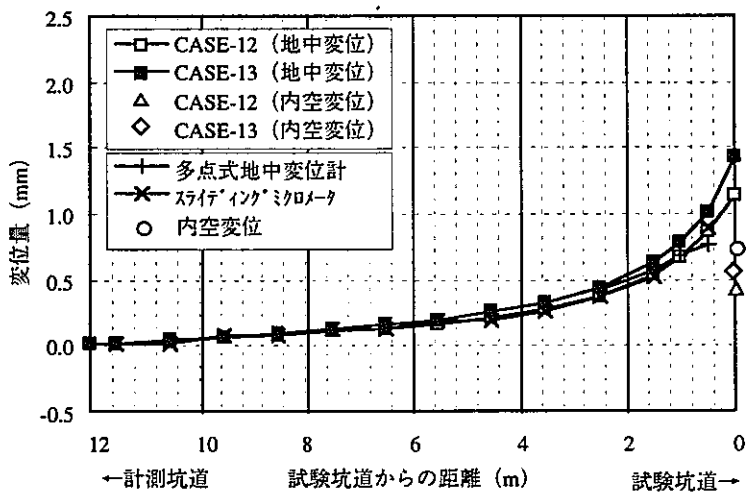
*1 解析値は(STAGE3-STAGE2)の値
*2 左右の変位の和

（2）地中変位分布

解析の結果得られた地中変位分布を図—3.3.1.1に示す。図中の内空変位については、値を半分にして平均的な壁面変位として示した。

試験坑道壁面から0.5mの位置での地中変位量は、損傷領域を考慮しない場合（CASE-12）で0.85mm、損傷領域を考慮した場合（CASE-13）で0.99mmであった。

損傷領域を考慮しない場合と考慮した場合の変位差は0.14mm（試験坑道壁面から0.5m）であり、損傷領域の考慮の有無による相違は少ないと言える。また、両解析の結果は、地中変位計測結果とも良く一致している。

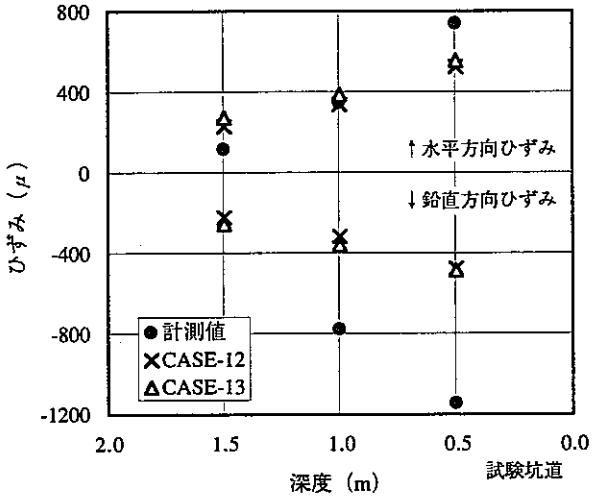


図—3.3.1.1　地中変位分布（機械掘削：解析値と計測値の比較）

3.3.2　ひずみ

事後解析により得られた、坑道壁面から0.5,1.0,1.5m地点のひずみを図—3.3.2.1に示す。図中には事業団の調査により得られたひずみの計測値を合わせて示した。

解析結果からは、損傷領域の考慮の有無によるひずみの相違はほとんど見られなかった。実測値との比較では、水平方向のひずみは比較的良い相関を示しているが、鉛直方向は深度1.5mの地点を除き、計測値と解析結果に差異が見られた。



図—3.3.2.1　坑道近傍のひずみ解析結果

3.3.3　機械掘削時の岩盤のモデル化および解析方法について

以下の条件で岩盤および施工過程をモデル化すれば、変位およびひずみ（水平方向）の計測結果を最もよく説明でき、機械による坑道掘削時の変形挙動を評価できると考えられる。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果から、坑道位置での拘束圧に対応する変形係数を求め、この値を2倍して岩盤の変形係数と設定する。

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道近傍の3箇所での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、損傷領域での変形係数を低減させる。

3.3.4 発破掘削時を対象とした岩盤挙動解析

上記の岩盤のモデル化・解析方法に従い、昭和62年度および63年度の発破掘削時の岩盤挙動解析[5)]を見直し、岩盤のモデル化・解析方法が工法の違いによらず適用可能かどうか考察した。

（1）解析方法（発破掘削解析）

1）解析モデルの設定

解析対象断面は、昭和62年度および63年度に実施したS0970断面（岩盤内変位計測断面）に限定した。解析手法は、2次元平面ひずみ有限要素法の弾塑性解析で、使用した解析コードは電力中央研究所作成のNONSACである。

岩盤モデルは、平成4年度と同様に地質構造を一様均質とし、全断面モデルを用いた。解析領域は、坑道径（D）の3倍以上を坑道側壁面からそれぞれ上下左右に確保した。解析モデルを図—3.3.4.1に示す。

2）解析用物性値の設定

(a)岩盤物性値

・健全部

$Ed = 1{,}500$ MPa　　$\nu = 0.3$

強度特性は三軸圧縮試験の結果から次のように設定した。これは、昭和62年度および63年度の解析と同様である。

$C = 1.27$ MPa　　$\phi = 25.0^{\circ}$

・損傷領域

弾性波探査の結果から、坑道壁面から損傷領域の幅および物性値を以下のように設定した。

・損傷領域の幅

屈折法弾性波探査結果から速度低下域の深度は、側壁から約0.8mとした。

・損傷領域の物性値

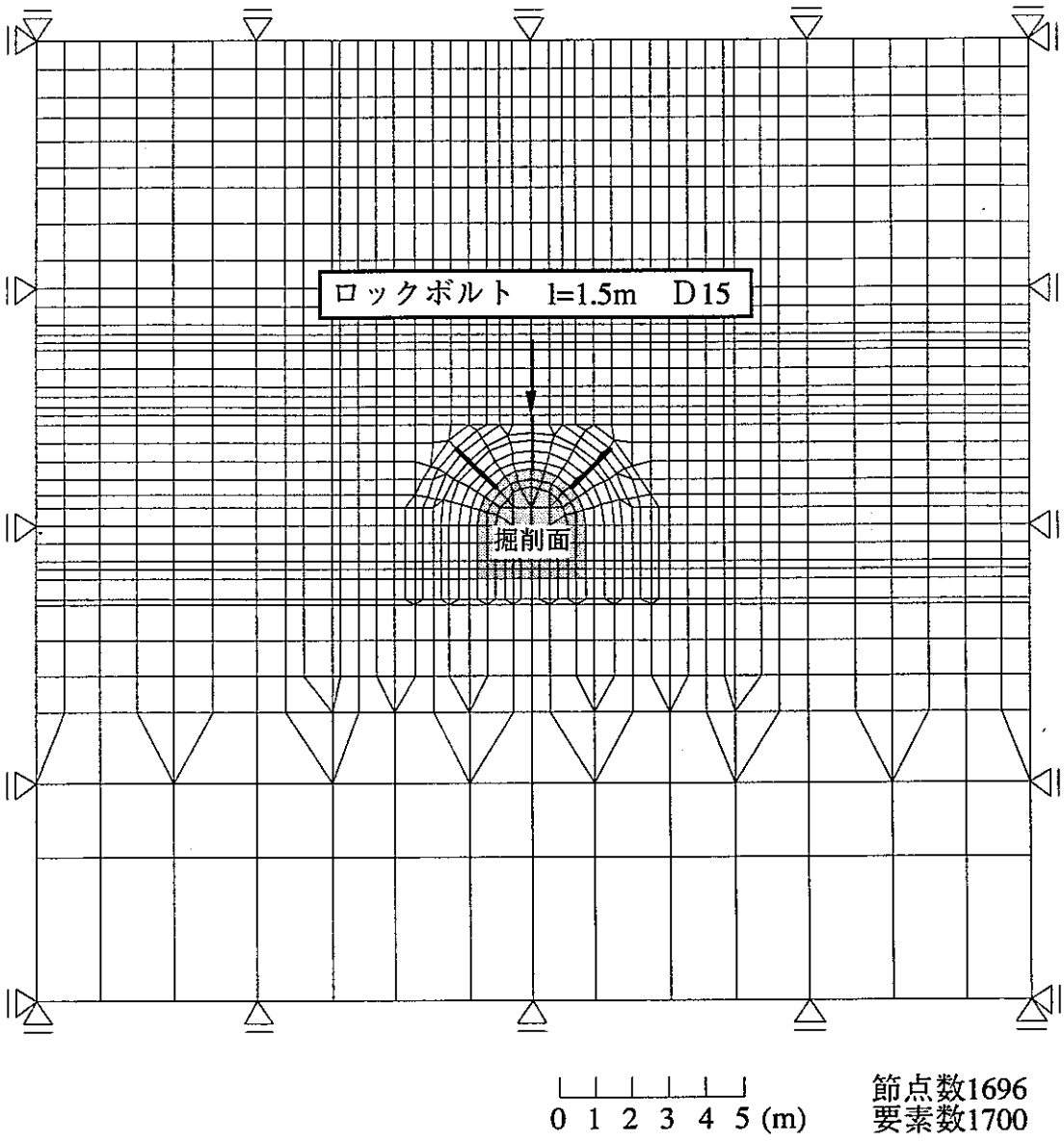
屈折法弾性波探査結果から以下のように設定した。

$Ed = 400$ MPa　$\nu = 0.3$

強度特性は、粘着力を健全部の30%とし、内部摩擦角は健全部と同一とした。

$C = 0.34$ MPa　$\phi = 25.0^{\circ}$

発破掘削解析での岩盤物性値一覧を表—3.3.4.1に示す。



図—3.3.4.1　解析モデル（発破掘削）

表—3.3.4.1　発破掘削解析での岩盤物性値一覧（健全部／損傷領域）

	健全部				損傷領域			
	変形特性		強度特性		変形特性		強度特性	
	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	φ (°)	Ed (GPa)	ν	C (MPa)	φ (°)
粗粒砂岩	1.50	0.3	1.27	25.00	0.4	0.3	0.34	25.00
設定根拠	試行錯誤により決定	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果から算出	三軸圧縮試験結果から算出	健全部の30%の値（屈折法弾性波探査結果から算定）	健全部と同じ	健全部の30%の値	健全部と同じ

・支保工

表—3.3.4.2　支保工物性値一覧

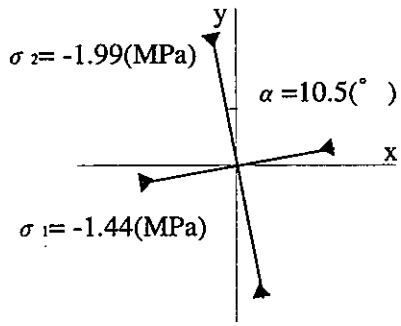
	ロックボルト（l=1.5m）	
	E (GPa)	A (cm^2)
粗粒	206	5.067
設定根拠	一般的な鋼の弾性係数	D25の公称断面積

(b)境界条件

モデル境界の拘束条件は前の図—3.3.4.1に示してある。

(c)荷重条件

昭和62年度に実施したOC法で得た、図—3.3.4.2に示す初期応力値を用いた。解析領域全体における初期応力は、鉛直方向については地表面での値を0として線形補間した。水平成分については側圧係数に基づいて設定した。



図—3.3.4.2　初期応力値（発破掘削坑道周辺にて応力解放法により測定）

3）施工段階のモデル化

施工段階は以下の3ステージにモデル化した。モデル化においては、特性曲線により実際の内空変位の計測ポイント設置時期と切羽進行との関係を考慮した。今回対象としているS0970断面での計測ポイント設置時の切羽位置は+0.18Dである。

STAGE-1：初期応力の設定（切羽位置-2D）

STAGE-2：坑道掘削（全断面）　掘削解放力65％作用（切羽位置+0.18D）

STAGE-3：支保工打設　掘削解放力35％作用（切羽位置+3D）

4）解析ケース

解析ケース：CASE-14　損傷領域を考慮しない

CASE-15　損傷領域を考慮する

（２）解析結果（発破掘削解析）

（ａ）変位増分

解析結果から読み取った天端沈下、水平方向の内空変位、底版の浮き上がり（変位増分）を表—3.3.4.3に示す。表には実際の計測の結果を合わせて示した。

岩盤のモデル化・解析方法に従った解析（CASE-15：損傷領域を考慮）から得られる内空変位量は2.62mmであり、内空変位の計測精度を勘案すると、変位計測結果（2.10mm）とよく一致していると考えられる。一方、損傷領域を考慮しない場合（CASE-14）の内空変位量は1.30mmとなり、計測結果とは大きく異なっている。

表—3.3.4.3　坑道掘削後の変位（発破掘削：解析値と計測値の比較）

	①天端沈下 (mm)	②内空変位 (mm)	③底版浮上り (mm)	変形比 ②／（①＋③）
CASE－14	0.82	1.30	1.12	0.67
CASE－15	1.41	2.62	2.03	0.76
S0970計測値		2.10		

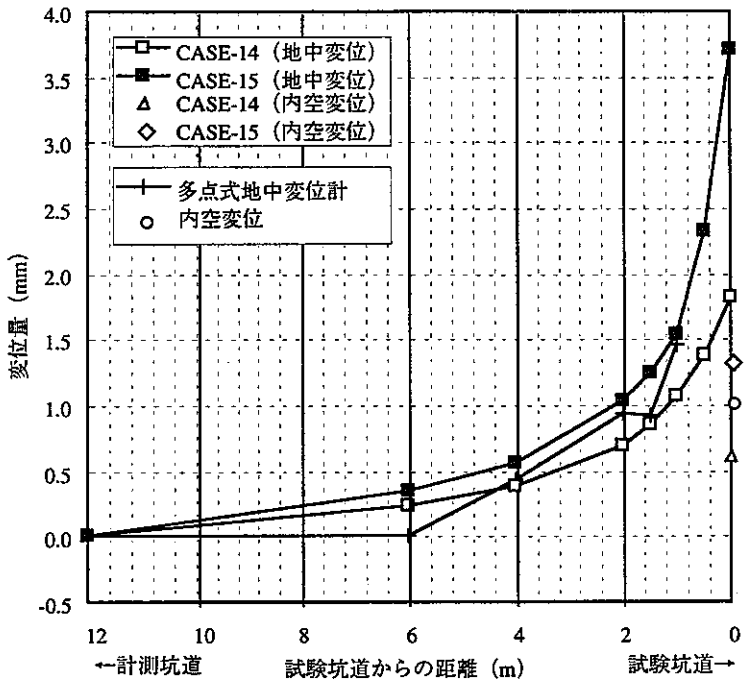
*1 解析値は(STAGE3-STAGE2)の値
*2 左右の変位の和

（ｂ）地中変位分布

解析の結果得られた地中変位分布を図—3.3.4.3に示す。地中変位量とは、最終状態（STAGE-3）における、各測定点と計測坑道（測線深度1.0m）の相対変位量である。図中の内空変位は、値を半分にして平均的な壁面変位として示した。

機械掘削坑道での岩盤のモデル化・解析方法に従った解析（CASE-15：損傷領域を考慮）の結果から、試験坑道壁面から1.0mの位置での地中変位量は1.54mmであり、多点式地中変位計による変位計測結果（1.46mm）とよく一致している。また、多点式地中変位計による計測結果に見られる坑道壁面近傍での変位の急激な伸びについても、解析の傾向は計測結果とよく一致していると言える。

一方、損傷領域を考慮しない場合（CASE-14）の試験坑道壁面から1.0m地点の地中変位は1.07mmで、計測結果との差異が見られる。



図—3.3.4.3　地中変位分布（発破掘削：解析値と計測値の比較）

（3）考察（発破掘削解析）

以下の条件でのモデル化を行うことにより、発破掘削時の変位測定結果をよく説明することができ、発破掘削時の変形挙動を評価できると考えられる。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる：

岩石供試体の三軸圧縮試験結果も考慮して試行錯誤により岩盤内変位分布や内空変位を最も良く説明できる岩盤の変形係数を決定した。

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる：

掘削坑道での応力解放法による測定値から算定した値を用いる。

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる：

地山特性曲線から切羽離れに対応する掘削解放率を設定する。

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する：

屈折法弾性波探査の結果から得られる、速度低下領域と健全部での弾性波速度の比に応じて、損傷領域での変形係数を低減させる。

3.4 まとめ

坑道掘削時の数値解析を行い岩盤の変形挙動を予測するためには、工法の違いによらず以下の点に留意したモデル化を行うことが重要であると考えられる。

1)岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる

2)岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる

3)切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる

4)掘削に伴って生じる損傷領域を考慮する

ただし、他の岩種、初期応力状態、掘削断面の大きさなどの条件に対して適用する場合には、別途評価が必要と思われる。

参考文献

3.事後解析

1)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC ZK 1449 94-002　機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成5年度〕」, 1994.6

2)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC ZK 1449 95-003　機械掘削による影響評価試験の事前調査および事前解析研究〔平成6年度〕」, 1995.3

3)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC ZK 1449 96-004　機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の調査」, 1996.3

4)龍岡文夫「土と岩の変形特性」, ダム技術No.64 , 1992

5)動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書「PNC SJ4449 89-003(1)　掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発（Ⅱ）」, 1989.3

4. 調査・解析の取りまとめ・評価

4.1 各試験・調査により得られるデータの取りまとめ

事後調査項目および数量を表－4.1.1に示す。

今年度実施した各試験・調査により得られた知見を以下にまとめて示す。

表－4.1.1 事後調査項目および数量一覧

調査・試験項目	方法	数量	試錐孔名または場所
室内物性試験	物理試験	72試料	ML-1～4 MA-2
	一軸圧縮試験	36供試体	
	圧裂引張試験	36供試体	
	弾性波速度測定	72供試体	
変位測定	多点式地中変位計	2回	MD-1
	スライディングミクロメータ	2回	MD-2
弾性波探査	屈折法	3測線	天端15m 西側壁30m 底盤15m
トモグラフィ調査	弾性波、比抵抗	1断面、掘削後1回	MT-1,MT-2
PS検層	カケヤによる打撃	6孔	MPS-1～4 MT-1,MT-2
孔内載荷試験	等圧分布載荷方式	5地点	MK-1
岩盤応力測定	AE法	5地点から採取	MA-1,2,3
孔内壁面観察	カメラ方式	4孔	MK-1,MC-2 MT-1,2

4.1.1 室内物性試験

掘削による影響領域の範囲を把握する目的で、掘削した坑道壁面にできるだけ近い位置から奥に向かって連続的に岩石試料を採取し、物理試験（密度、有効間隙率、吸水率、土粒子の密度）、超音波速度測定、一軸圧縮試験、圧裂引張試験を実施した。

試験結果は、物性値を坑道壁面からの距離で整理して掘削影響領域を求めた。試験方法が異なると、推定される掘削影響領域も異なる結果となった。機械掘削区間では坑道壁面から3.0mまでの範囲内に、発破掘削区間でもほぼ同様に坑道壁面から3.0mの範囲内にばらついている。このようにばらつきがあることから、室内試験結果のみから機械掘削と発破掘削の影響領域を推定することは困難である。

4.1.2 原位置調査・試験

（1）岩盤内変位測定

坑道掘削終了後の変形挙動を測定することと異なる計測器どうしの性能の比較を目的とし、多点式地中変位計とスライディングミクロメーターによる測定を行った。その結果、多点式地中変位計による測定では、変位増分が測定精度内の値となったのに対し、スライディングミクロメーターによる測定では、すべての測定点で変位増分が測定精度を超える値となった。変位計を設置した孔の亀裂分布に顕著な相違はないが、岩相が異なっている部分があり、岩盤変位量が異なる原因の１つと考えられた。

（2）屈折法弾性波探査

掘削に伴う弾性波速度の変化により掘削影響をとらえることを目的とし、坑道を掘削したのち、定盤、天端、西側壁の3測線に対し、屈折法弾性波探査を機械掘削区間と発破掘削区間の両方で実施した。

その結果、今回設置した測線に対し、坑道壁面に近い層の速度は、機械掘削区間で1.7～2.1km/secで、発破掘削区間の1.3～1.5km/secよりも大きくなった。また、その層厚は、機械掘削区間が10～50cmで、発破掘削区間の10～70cmよりも小さくなった。このことから、屈折法弾性波探査により得られた結果からは、機械掘削が岩盤に与える影響は、発破掘削による影響に比べて小さいと考えられる。

（3）トモグラフィ調査

掘削に伴う弾性波速度や比抵抗値の変化から、掘削影響をとらえることを目的とし、弾性波トモグラフィおよび比抵抗トモグラフィ調査を実施した。その結果、弾性波トモグラフィについては、坑道掘削後に掘削前よりも速度の増加した領域が発生した。比抵抗トモグラフィ調査については、掘削に伴う比抵抗値の有意な変化が認められず、掘削による影響としてはとらえられなかった。

（4）AE法による岩盤応力測定

試験坑道の周辺岩盤の掘削後の再配分された応力状態をAE法により調査した。その結果、掘削壁面から3mまでが坑道掘削に伴う応力再配分の影響を受けていること

がわかった。また、ドラッガー・プラガーの降伏判定式を用いて降伏状態を調べたところ、坑道周辺の岩盤は弾性状態にあることが分かった。

（5）孔内載荷試験

坑道の掘削前後で孔内載荷試験を実施し、変形係数の変化から掘削影響領域を把握することを試みた。その結果、変形係数は掘削前後で3～7%前後の差異が生じており、掘削によって坑道周辺岩盤の変形特性が変化したと考えるよりも、時間経過に伴う孔壁面の風化・変質の影響が表れたものと考えられる。

（6）PS検層

PS検層によって得られたP波およびS波速度から掘削影響領域を把握することを目的とした。また、弾性波トモグラフィにより得られた速度分布とPS検層から得られたP波速度を比較し、結果の検証を行った。弾性波トモグラフィにより得られたP波速度と、PS検層から得られたP波速度を比べると、坑道壁面から3～4mまではPS検層によって得られたP波速度の低下が認められたが、4mより深い地点ではほぼ同じ速度層となっていることが分かった。

また、発破掘削による影響領域の広がりは、機械掘削よりも側壁方向で1.5倍、天端で1.3倍大きくなっていることが分かった。

（7）孔内壁面観察

試験坑道の掘削に伴う既存の割れ目の変化や、新たな割れ目の発生を調べることを目的とし、BIPシステムを用いて孔内壁面観察を実施した。その結果、坑道掘削に伴って新たな割れ目が生成されていないことと、既存の割れ目の幅が変化していないことが分かった。

4.2 振動計測のデータ解析

4.2.1 目的

掘削時に岩盤に外力が作用した結果として生じる応答が、機械掘削と発破掘削という工法の違いでどの程度異なるかを把握することを目的とし、平成7年度に掘削時の振動データを取得した[1)]。

ここでは、発破振動による加速度（速度）と距離、薬量との関係を把握すること、機械振動による加速度（速度）と距離の関係を把握することを目的とし、振動計測データの解析を行った。さらに、機械掘削と発破掘削という掘削工法の違いが岩盤に与える影響の違いについて考察した。

4.2.2 発破掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離、薬量との関係把握

（1）発破振動測定の仕様

発破振源からの距離が極端に小さい場合を対象とし、距離、薬量と最大加速度（または最大速度）の関係式を求めることを目的とし、データ解析を行った。

坑道は1回の発破で1m掘削し、3回の発破で合計3m掘削した。発破振動の測定も各発破ごとに、図－4.2.2.1に示す位置で以下の日時に合計3回実施した。

1回目：平成7年9月 4日（月）午前10：25

2回目：平成7年9月11日（月）午前10：10

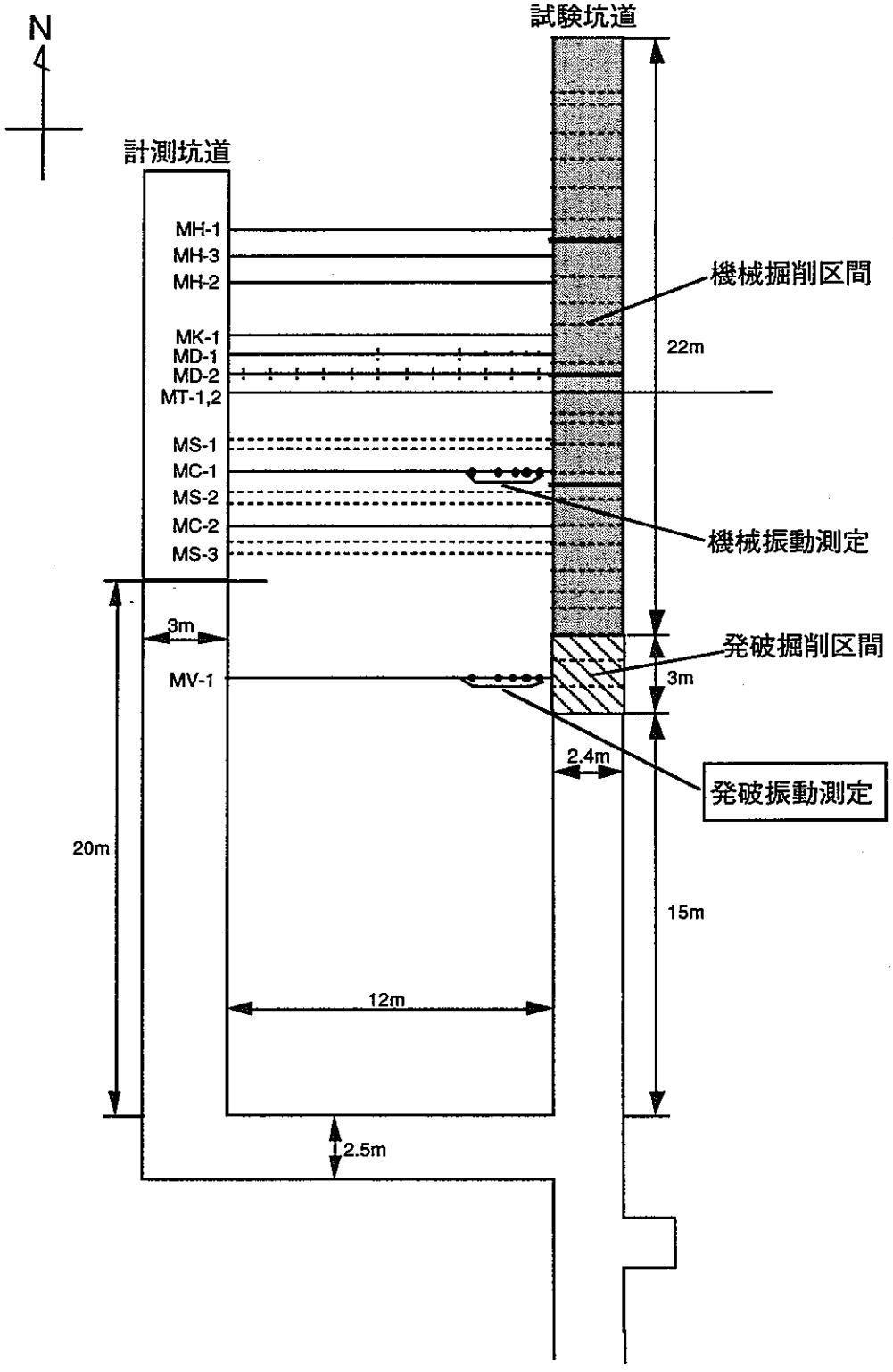
3回目：平成7年9月18日（月）午前09：51

発破はDS電気雷管を用い、5段の段発により行った。DS雷管の標準秒時は0.25秒である。爆薬数量を表－4.2.2.1に、加速度計の設置位置を図－4.2.2.2に示す。

（2）発破振動速度への変換

発破振動測定において直接測定したのは岩盤の振動加速度であるが、掘削による影響を評価するための式が振動速度の関数となっていることから、振動加速度を振動速度に変換する必要がある。

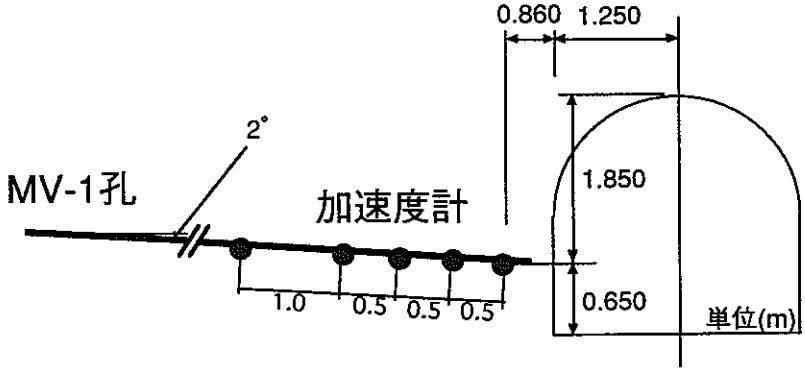
発破掘削時の岩盤の加速度波形は、衝撃的に発生する傾向がある。数値積分により振動速度をできるだけ正確に求めるため、加速度波形の立ち上がりの直前の100個のデータの平均値を取り、加速度値をシフトした後に、数値積分を行った。



図－4.2.2.1　発破振動測定位置

表－4.2.2.1　爆薬数量一覧

段数	孔数	爆薬数量	備考
1段	2	5	3号桐
2段	4	9	100g/本
3段	8	16	DS雷管
4段	9	19	穿孔長1m
5段	4	11	
計	27	60本	



図－4.2.2.2　発破振動測定時の加速度計の設置位置

振動速度の最大値は、発破1回目の第4段のX方向（試験坑道の軸方向）で発生し、その値は232kineであった。最大値の発生時期および場所は、加速度の最大値と同じ発破1回目第4段である。

（3）振動加速度と距離、薬量との関係

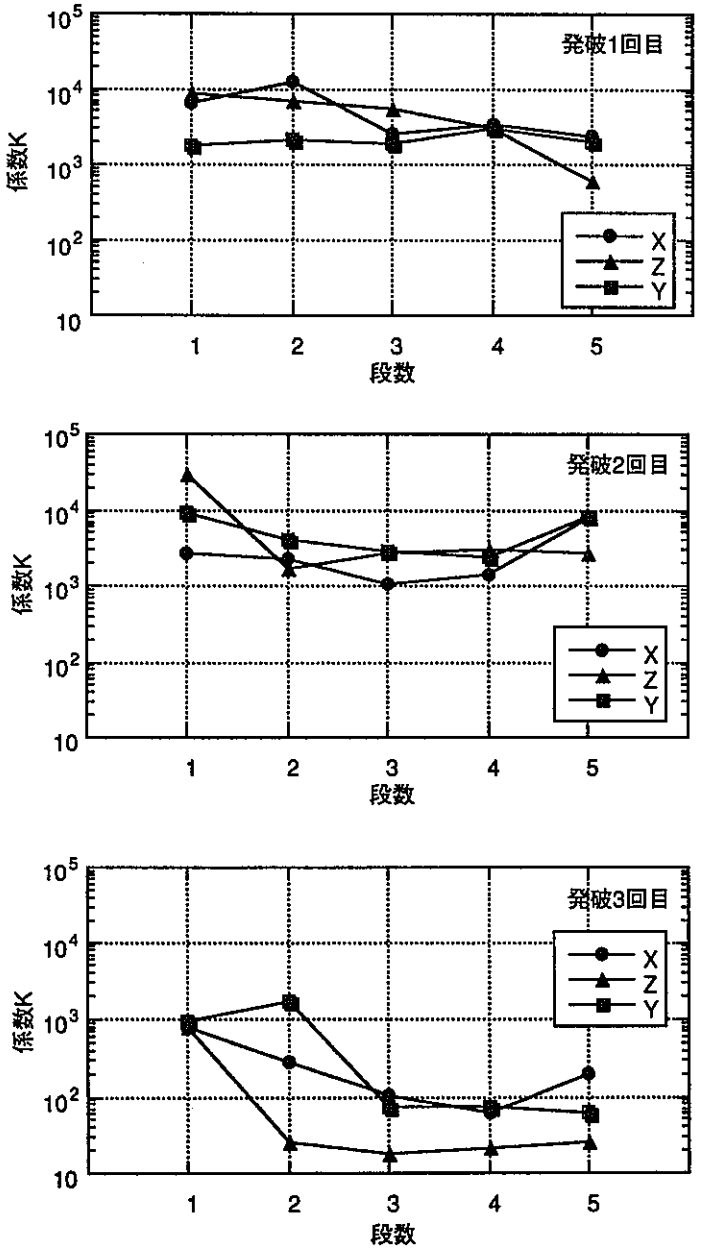
発破による振動速度V（単位：kine）と薬量L（単位：kg）および距離R（単位：m）の関係については、以下に示す推定式が提案されている[2)]。

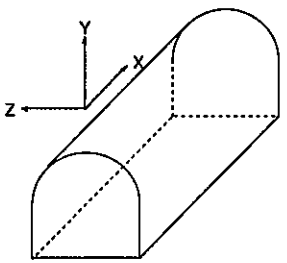
$$V=KL^{\alpha}R^{-\beta} \qquad (4.2.2.1)$$

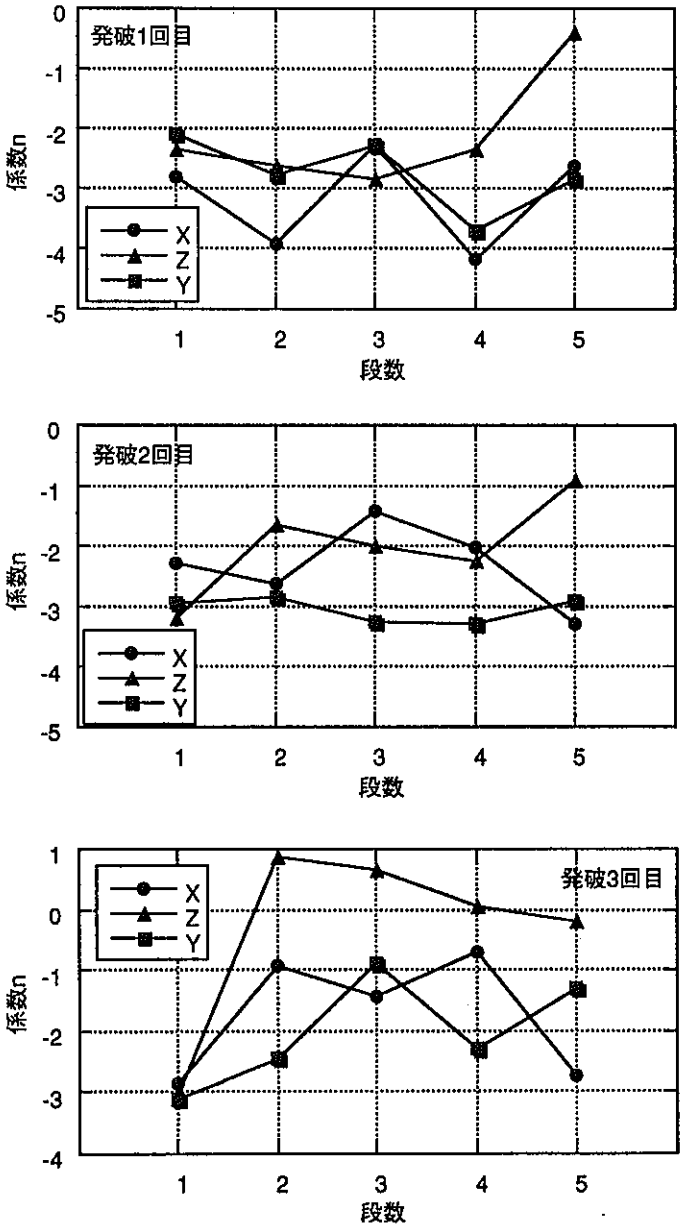
加速度と薬量、距離の関係についても式(4.2.2.1)と同様の関係式を求める。距離については、換算距離（$R/L^{1/3}$）を用いた。 加速度A（単位：G）と薬量L（単位：kg）、距離R（単位：m）の関係式は以下のとおりである。

$$A=K(R/L^{1/3})^{n} \qquad (4.2.2.2)$$

係数Kの段ごとの変化を図－4.2.2.3に、係数nの段ごとの変化を図－4.2.2.4に示す。係数Kは発破2回目の第1段で最大値29,000の値をとり、係数nは発破1回目の第4







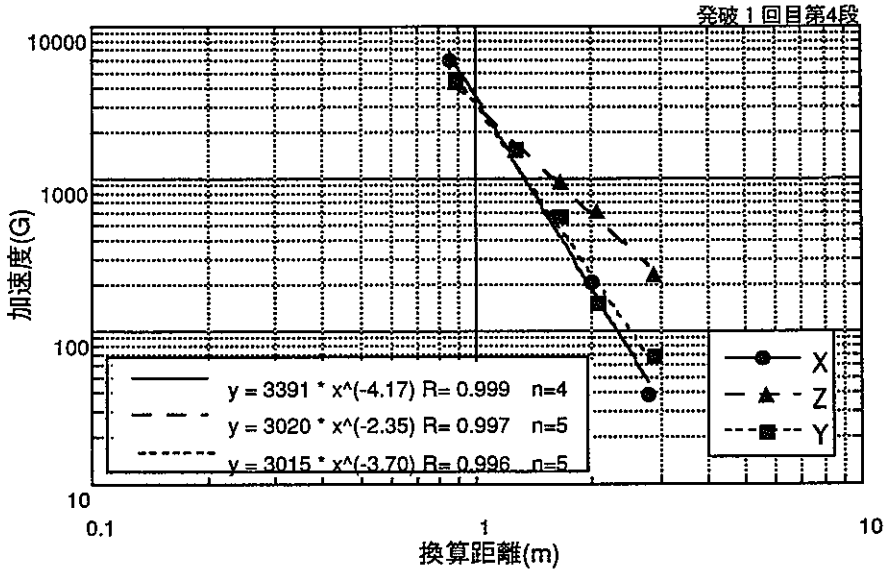
図－4.2.2.3　発破掘削時の岩盤の加速度と距離の回帰式：係数Kの変化

図－4.2.2.4　発破掘削時の岩盤の加速度と距離の回帰式：係数nの変化

段で最大値-4.18の値をとる。係数Kは、発破1回目で1,000～10,000の値を、発破2回目で同じく1,000～10,000の値を、発破3回目で10～1,000の値をとる。これより、係数Kの値は、発破1回目と発破2回目でほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で小さくなる。係数Kは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

加速度の距離減衰を表す係数nは、発破1回目で0～-4、発破2回目で-1～-3、発破3回目で1～-3の値をとる。これより、発破1回目と発破2回目は、発破地点からの距離が大きくなると加速度の値が小さくなるが、発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても加速度の値は小さくならない。係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

一例として、発破1回目第4段での岩盤の加速度と距離（換算距離）の関係を図－4.2.2.5に示す。



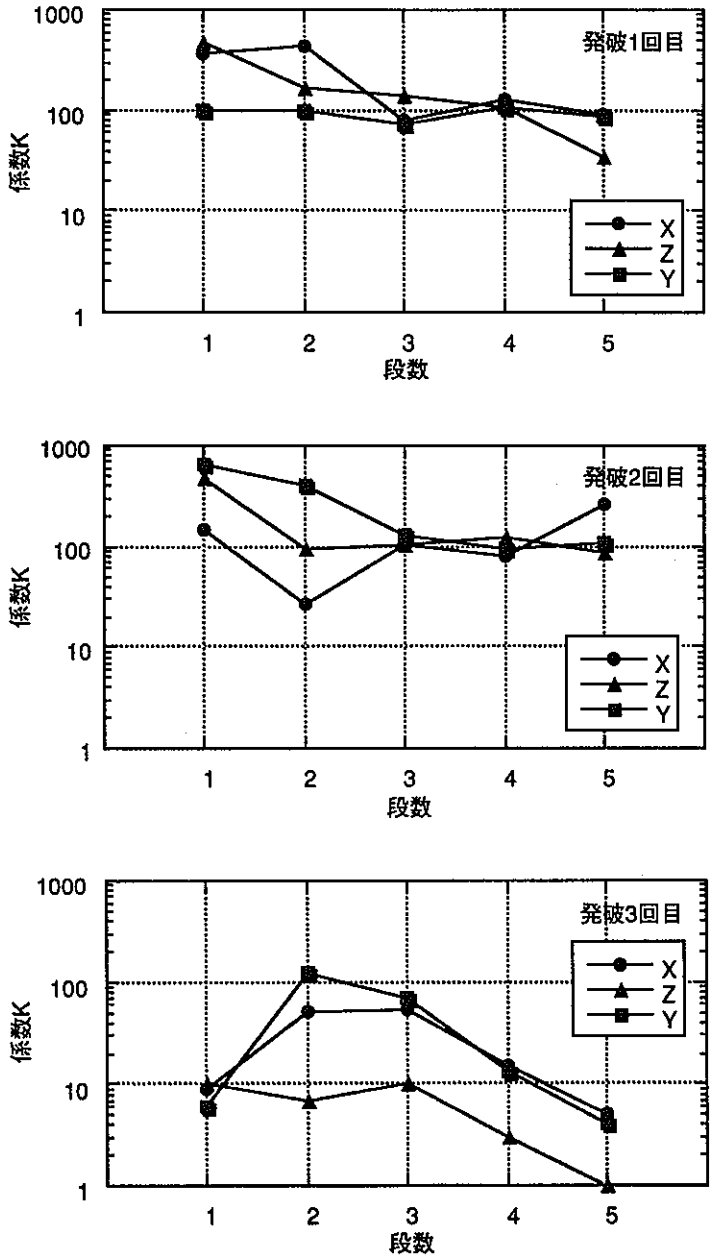
図－4.2.2.5　発破掘削時の岩盤の加速度と距離（換算距離）の関係

（４）振動速度と距離、薬量の関係

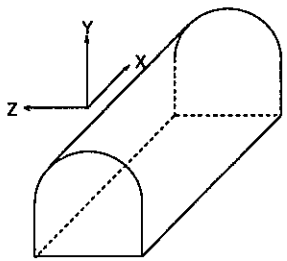
速度V（単位：kine）と薬量L（単位：kg）、距離R（単位：m）の関係式を以下の式で近似した。

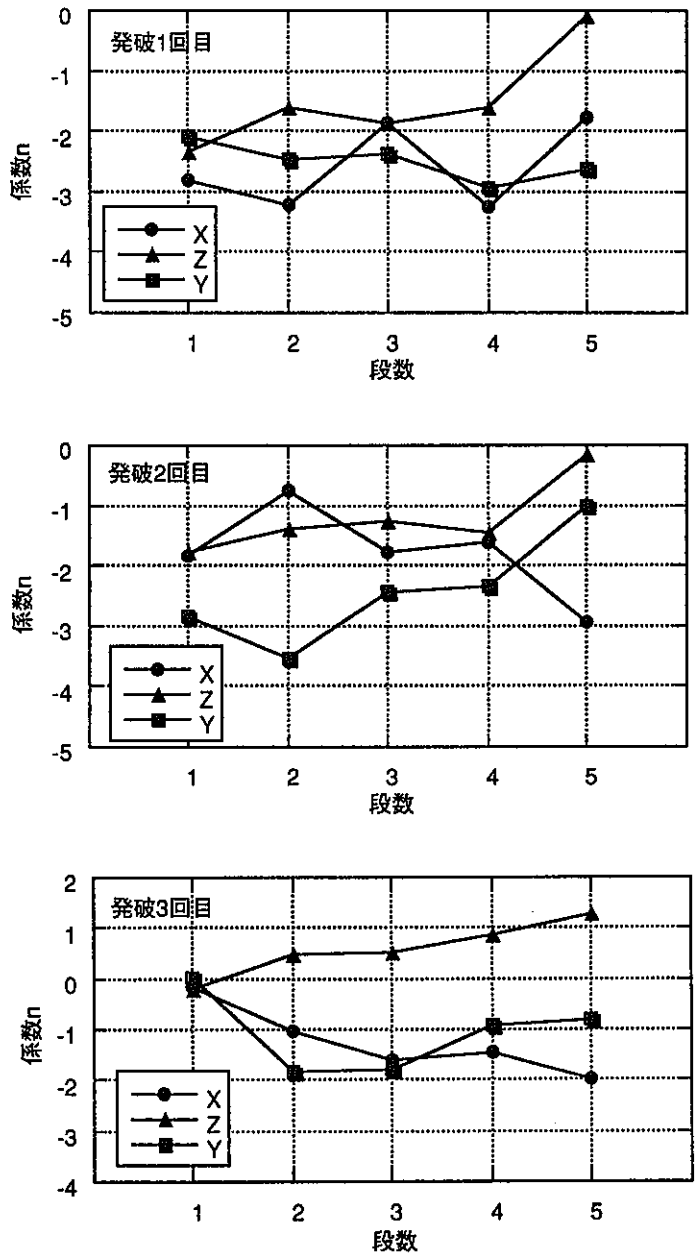
$$V=K(R/L^{1/3})^{n} \qquad (4.2.2.3)$$

係数Kの段ごとの変化を図－4.2.2.6に、係数nの段ごとの変化を図－4.2.2.7に示す。係数Kは発破2回目の第1段で最大値約650の値をとり、係数nは発破2回目の第2段で最大値-3.53の値をとる。係数Kは、発破1回目で30～500の値を、発破2回目で30



図－4.2.2.6　発破掘削時の岩盤の速度と距離の回帰式：係数Kの変化





図－4.2.2.7　発破掘削時の岩盤の速度と距離の回帰式：係数nの変化

～700の値を、発破3回目で1～100の値をとる。これより、係数Kの値は、発破1回目と発破2回目でほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で小さくなると言える。係数Kは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

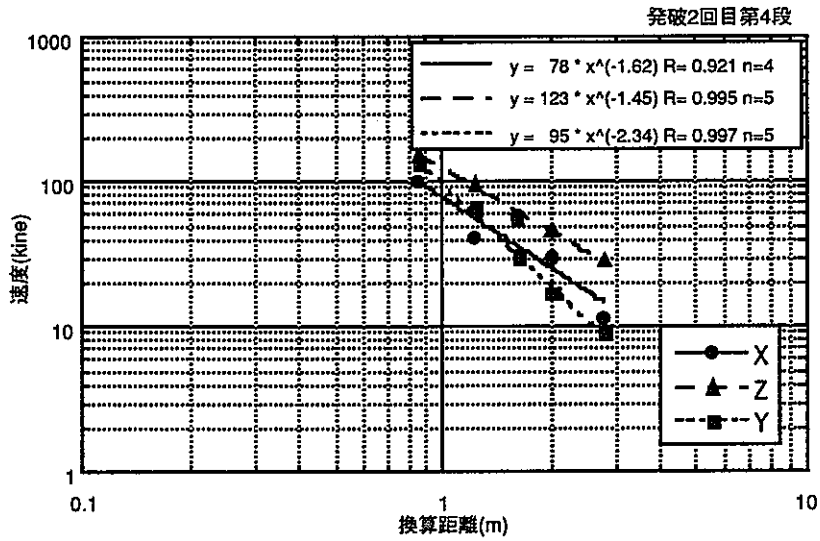
係数nは発破1回目で0～-3、2回目で0から-3.5の範囲内にあり、発破地点からの距離が大きくなると振動速度の値が小さくなるが、発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても振動速度の値は小さくならない。係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

発破振動速度と距離、薬量の関係について提案されている推定式を表－4.2.2.2に示す。表中の式は、発破地点から近くても5m程度離れた場合の経験式であり、距離減衰定数は-1.5または-2の値となっている。今回の測定データのうち、発破1回目および2回目では、距離減衰定数が-3を超えるものもあり、発破地点近傍での距離減衰については、発破地点からの距離が遠い場合よりも減衰の程度が大きいと言える。発破2回目第4段の、岩盤の速度と距離（換算距離）の関係を、図－4.2.2.8に示す。

表－4.2.2.2　発破振動速度の推定式（単位：V(kine),L(kg),R(m)）

提唱者	推定式	成立条件	Kの値
伊藤	$V=KL^{2/3}R^{-2}$		250～1000
吉川	$V=KL^{3/4}R^{-2}$		100～700
日本油脂	$V=KL^{3/4}R^{-1.5}$		40～120
日本化薬	$V=KL^{3/4}R^{-2}$	0.2kg＜L＜4000kg 5m＜R＜3000m	450～900
旭化成	$V=KL^{2/3}R^{-2}$	10kg＜L＜3000kg 30m＜R＜1500m	500～1000

（文献2)をもとに作成）



図－4.2.2.8　岩盤の速度と距離（換算距離）の関係（発破2回目第4段）

（5）まとめ

平成7年度に測定した発破掘削時の加速度データを解析し、加速度と薬量、距離の関係式を求めた。また、加速度波形を積分して速度を求め、速度と薬量、距離の関係式を求めた。その結果得られた知見を以下にまとめて示す。

1）発破掘削時の振動速度の最大値は発破1回目の第4段のX方向（試験坑道の軸方向）で発生し、その値は232kineであった。最大値の発生時期および場所は、加速度の最大値と同じであった。

2）発破掘削時の振動加速度の最大値と、薬量、距離の関係を表す回帰式の係数Kは、発破1回目と2回目で1,000～10,000のほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で10～1,000の値をとり、発破1回目と2回目よりも小さくなった。係数nは、発破1回目で0～-4、発破2回目で-1～-3、発破3回目で1～-3の値となった。これより、発破1回目と発破2回目は、発破地点からの距離が大きくなると加速度の値が小さくなるが、発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても加速度の値は小さくならない。また、係数Kおよび係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

3）発破掘削時の振動速度の最大値と、薬量、距離の関係を表す回帰式の係数Kは、発破1回目と2回目で30～700のほぼ同じ範囲にあり、発破3回目で1～100の値をとり、発破1回目と2回目よりも小さくなった。係数nは発破1回目および2回目で0から-3.5の範囲内にあり、発破地点からの距離が大きくなると振動速度の値が小さくなった。発破3回目は、特にZ方向（坑道半径方向）については、発破地点からの距離が大きくなっても振動速度の値は小さくならない。また、係数Kおよび係数nは、測定の方向や発破の段数との関連は少ない。

4）発破振動速度と距離、薬量の関係について提案されている推定式は、発破地点から近くても5m程度離れた場合の経験式であり、距離減衰定数は-1.5または-2の値である。今回の測定データでは、発破1回目および2回目に距離減衰定数nが-3を超えるものもあり、発破地点近傍での距離減衰については、発破地点からの距離が遠い場合よりも減衰の程度が大きいと言える。

4.2.3　機械掘削時の岩盤の加速度（速度）と距離の関係把握

（1）機械振動測定の仕様

機械掘削に伴う岩盤の最大加速度（または速度）と距離の関係を推定することを目的とし、機械掘削時に取得した岩盤の振動データの解析を行った。

機械掘削時の振動測定位置は図－4.2.2.1に示す機械掘削区間である。振動測定を行った日と掘削区間を以下に示す。

1回目：平成7年10月23日　掘削区間4.0～5.0m
2回目：　　10月24日　掘削区間5.0～6.0m
3回目：　　10月25日　掘削区間6.0～7.8m
4回目：　　10月26日　掘削区間7.8～8.2m
5回目：　　10月27日　掘削区間8.2～9.0m

振動測定位置と機械掘削の位置を図－4.2.3.1に示す。機械掘削時の岩盤の加速度の測定方向は、発破振動測定の場合と同様の3方向とした。また、機械振動測定用の試錐孔MC-1孔（ϕ66mm、長さ11.6m）内に、図－4.2.3.2に示す測定点を設けた。測定時には、切羽におけるカッタードラムの位置を図－4.2.3.2中に示す番号で記録した。また、機械側の振動も図－4.2.3.3に示す位置で併せて測定した。

（2）振動速度への変換

機械掘削時の振動測定において直接測定したのは岩盤の振動加速度であるが、掘削による影響を評価するための式が振動速度の関数となっていることから、振動加速度を振動速度に変換する必要がある。

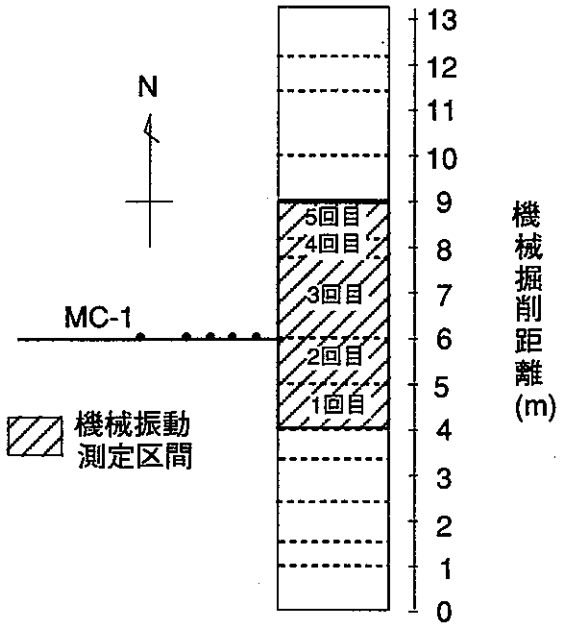
振動速度をできるだけ正確に求めるため、対象とする時刻での加速度の平均値をとり、この値だけ加速度値をシフトした後に積分を行った。なお、第1回目の測定は設定したレンジが適切ではなかったので、解析の対象から除外した。

（3）振動加速度と距離の関係

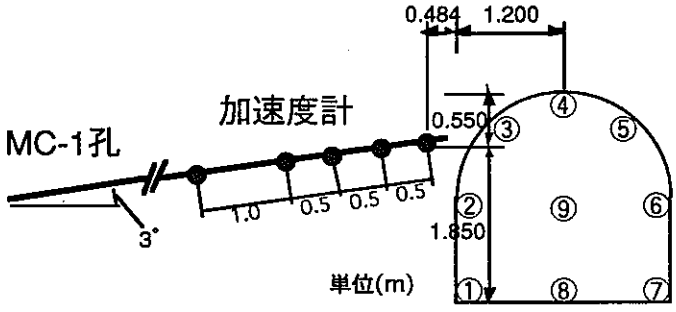
岩盤の振動加速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は2.5G（坑道に対し鉛直方向）であった。

岩盤の加速度の最大値と距離の関係の一例を図－4.2.3.4に示す。距離は、切羽でのカッタードラムの位置と岩盤内の加速度計の位置との直線距離とした。岩盤の加速度A（単位：G）の最大値と距離R（単位：m）の関係を、

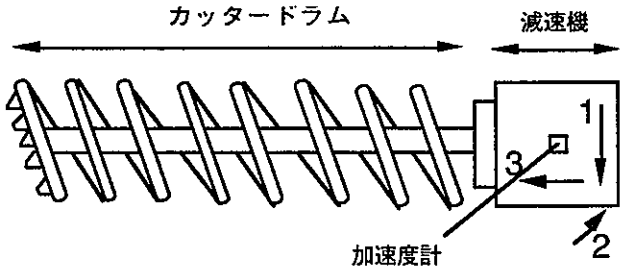
$$A=KR^{n} \qquad (4.2.3.1)$$



図－4.2.3.1　振動測定時の掘削工程（実績）



図－4.2.3.2　岩盤内の加速度計の位置と切羽におけるｶｯﾀｰﾄﾞﾗﾑの位置



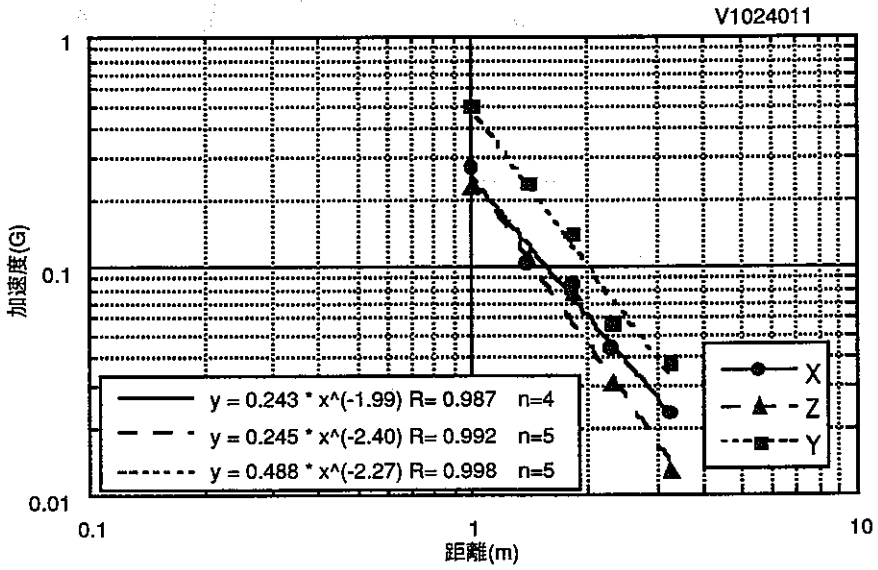
平面図（上から見下ろした方向）

1：左右方向
2：上下方向
3：カッタードラム軸方向

図－4.2.3.3　機械側の加速度計の設置位置

で近似したときの各測定での係数Kおよびnの測定ごとの値を図－4.2.3.5に示す。

係数Kは0.01～100の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-6の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。



図－4.2.3.4　機械掘削時の岩盤での振動加速度
（第2回目測定、カッタードラムの位置：②）

（4）振動速度と距離の関係

振動速度の最大値を、切羽におけるカッタードラムの位置と対応させて資料集に示す。また、掘削工程に対応した機械および岩盤における速度波形を資料集に示す。振動速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は21kine（坑道に対し鉛直方向）であった。

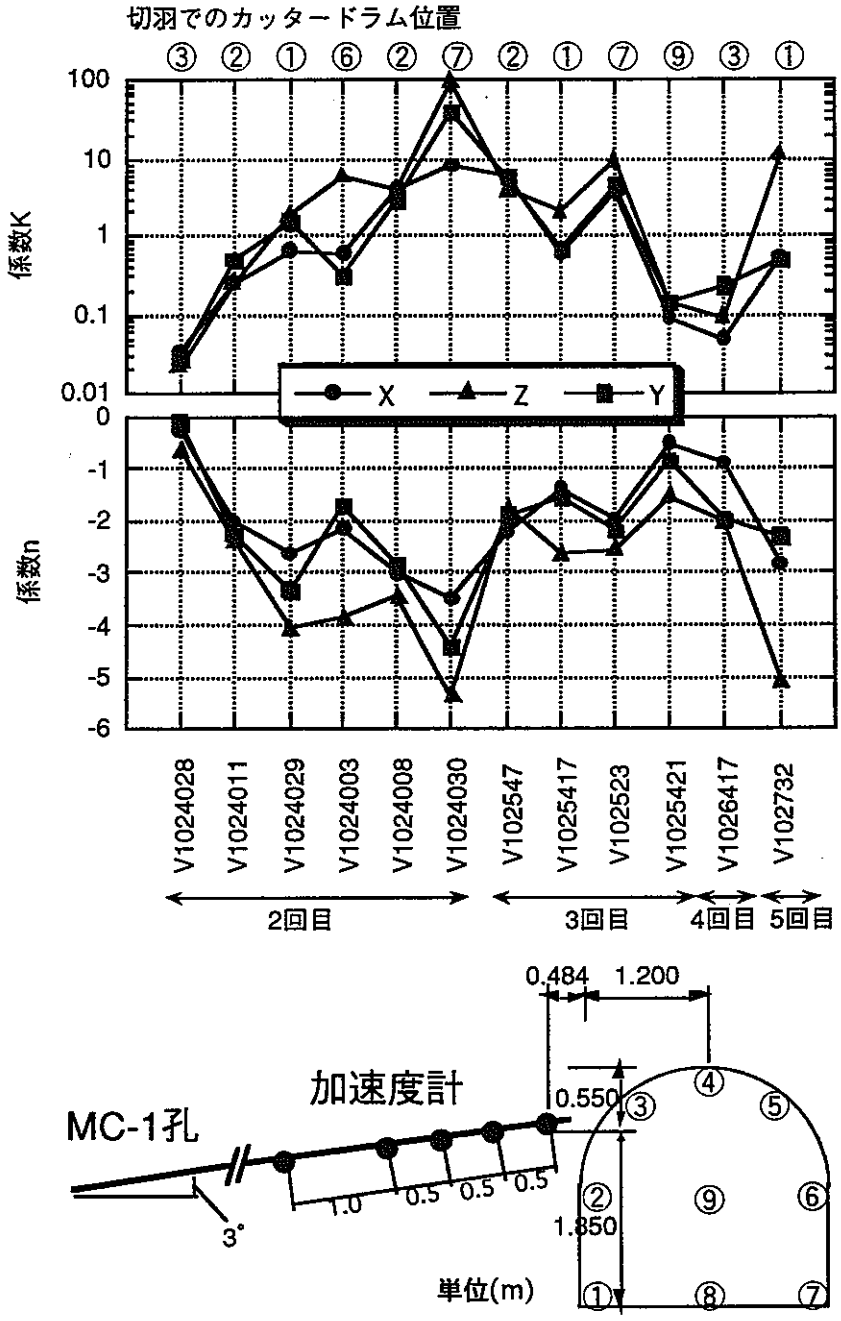
機械掘削時の岩盤での振動速度と距離の関係の一例を図－4.2.3.6に示す。機械掘削時の岩盤の振動速度V（単位：kine）と距離R（単位：m）の関係を、

$$V = KR^n \qquad (4.2.3.2)$$

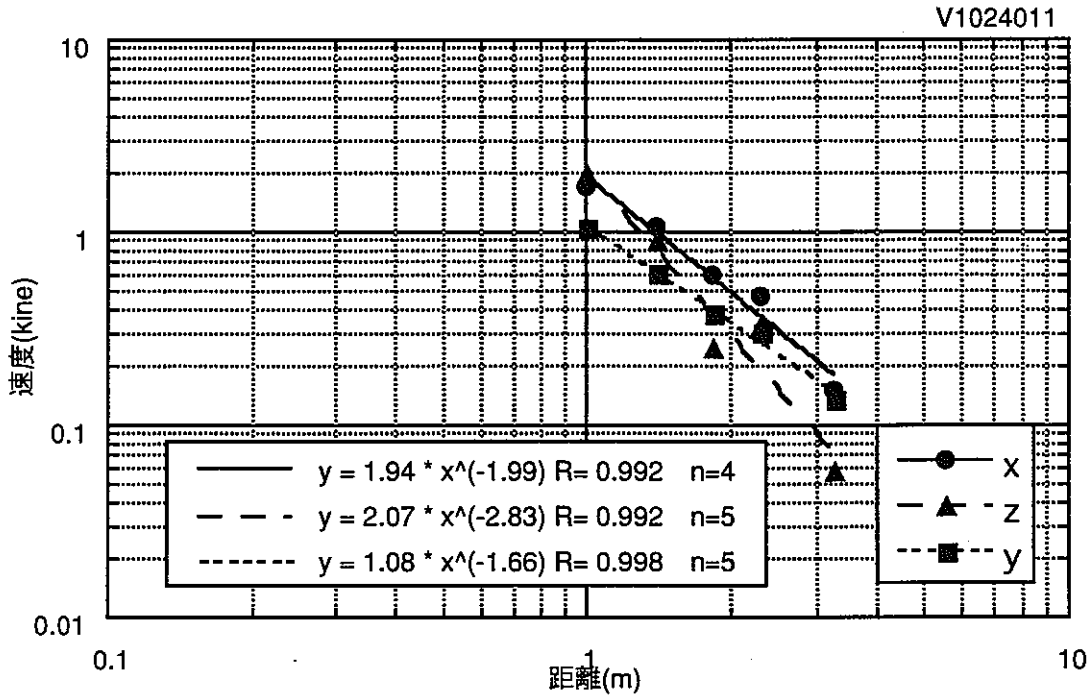
で近似したときの各測定での係数Kおよびnの値を図－4.2.3.7に示す。

図－4.2.3.7によれば、係数Kは0.1～2,500の値を取り、測定方向、測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-8の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きい

と、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。



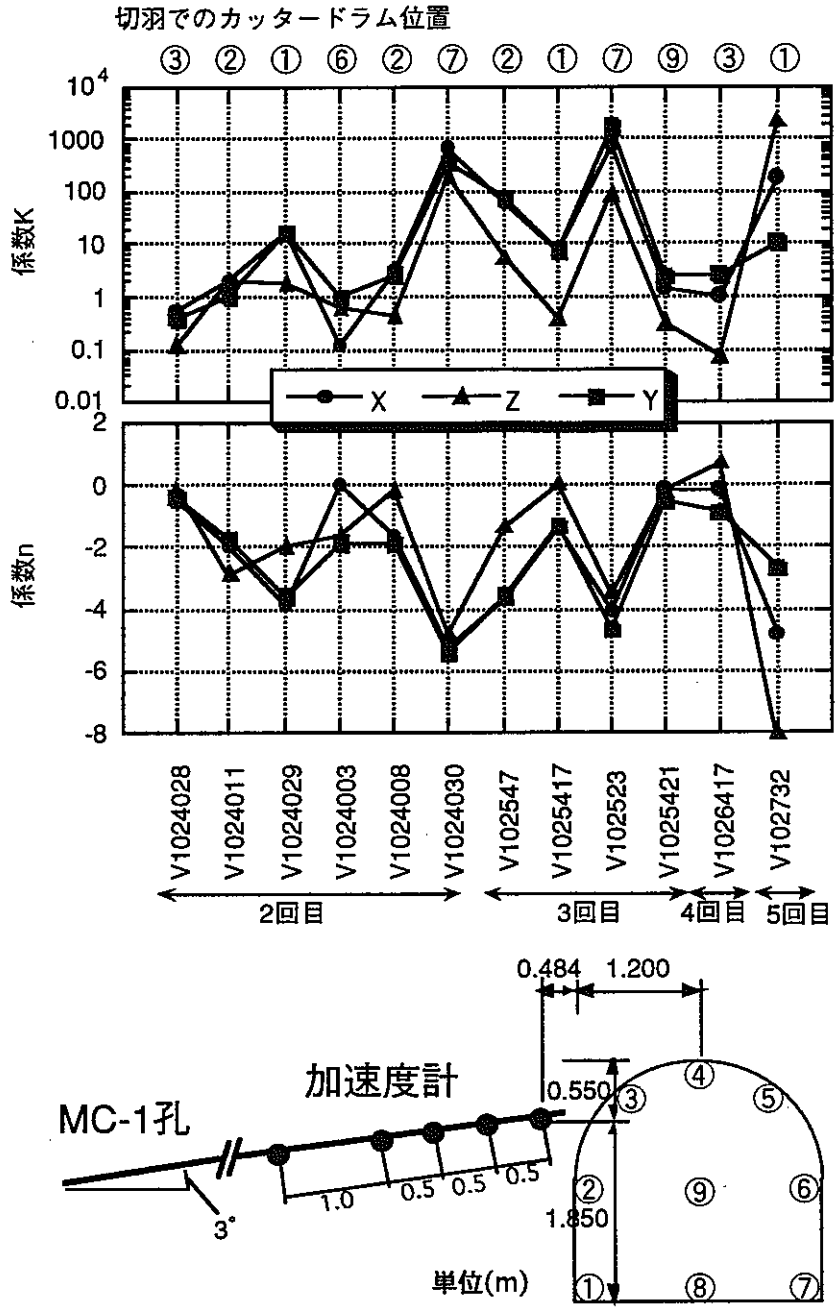
図－4.2.3.5　機械掘削時の岩盤での振動加速度の係数Kおよび係数n



図－4.2.3.6　機械掘削時の岩盤での振動速度
（第2回目測定、カッタードラムの位置：②）

（５）機械の振動速度

機械掘削時の機械側の振動速度の最大値は、第5回目の測定（D102732）で、カッタードラム位置①の場合で発生し、その値は20kine（カッタードラムの軸方向）であった。



図－4.2.3.7　機械掘削時の岩盤での振動速度の係数Kおよび係数n

（6）まとめ

平成7年度に測定した機械掘削時の加速度データを解析し、加速度と距離の関係式を求めた。また、加速度波形を積分して速度を求め、速度と距離の関係式を求めた。併せて、機械で測定した加速度を積分し、振動速度を求めた。その結果得られた知見を以下にまとめて示す。

1）振動加速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は2.5G（坑道に対し鉛直方向）であった。振動速度の最大値は第2回目の測定で、カッタードラム位置②の場合で発生し、その値は21kine（坑道に対し鉛直方向）であった。

2）加速度と距離の関係式の係数Kは0.01～100の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-6の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。

3）速度と距離の関係式の係数Kは0.1～2,500の値を取り、測定方向、測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。係数nは0～-8の値を取り、測定方向や測定回数、カッタードラムの位置との関係は認められない。また、係数Kが大きいと、係数nの絶対値は大きくなる傾向にある。

4）機械掘削時の機械側の振動速度の最大値は、第5回目の測定（D102732）で、カッタードラム位置①の場合で発生し、その値は20kine（カッタードラムの軸方向）であった。

参考文献

1)大成建設株式会社、株式会社大林組；機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の調査、PNC ZJ 1449 96-004、1996年

2)石井康夫、西田　佑、中野雅司、板野良一：最新発破技術、森北出版、pp.157

4.3　調査・試験結果および数値解析結果の総合評価

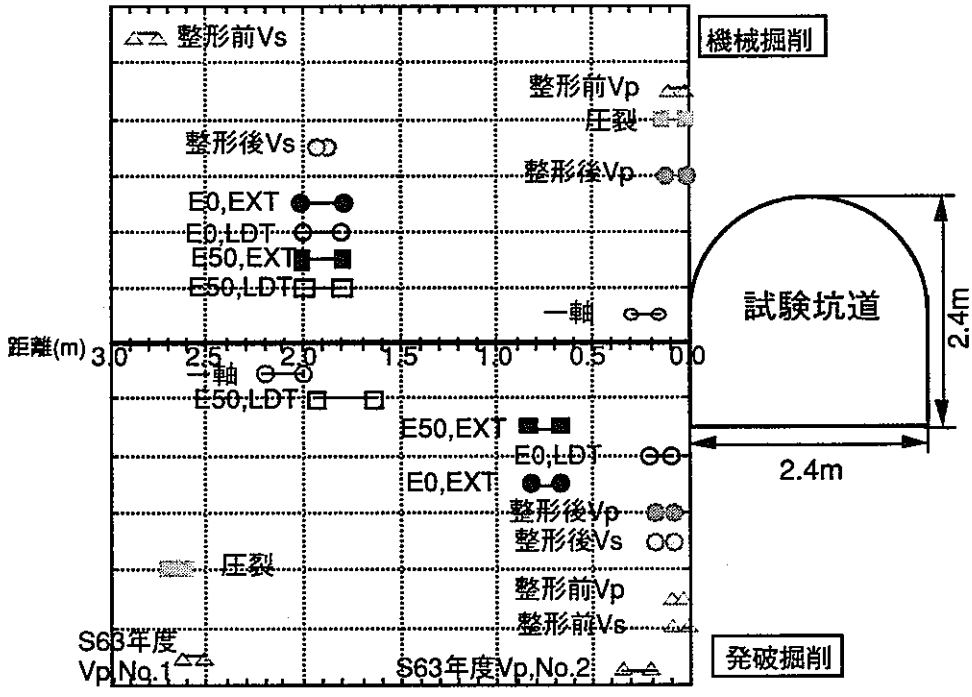
4.3.1　調査・試験結果および数値解析結果

（1）調査・試験結果の評価

1）室内物性試験

室内試験の結果から推定した掘削影響領域を図－4.3.1.1に示す。これによれば、試験方法ごとに掘削影響領域が異なる結果となった。機械掘削区間でも発破掘削区間でも0m～3.0mまでの広い範囲にわたってばらついており、室内物性試験の結果のみから掘削影響領域の範囲を推定するのは困難である。

岩石コアを採取するためのボーリングや供試体作成時の作業による供試体の乱れを完全に無くすことは、現状の技術では限界がある。この意味で、岩石コアを採取するためのボーリングや供試体作成時の作業による供試体の乱れを極力少なくし、非破壊的な方法で測定する超音波速度測定のような方法が有望であると考えられる。また、掘削影響領域の評価は、室内試験結果だけでなく、他の原位置試験結果も考慮して総合的に行うことが重要であると考える。



図－4.3.1.1　室内試験から求めた掘削影響領域の境界

2）原位置試験

原位置試験結果から推定した掘削影響領域の境界を図－4.3.1.2に示す。

弾性波屈折法探査により、掘削影響領域は、弾性波速度の低下した領域として他の手法と比べて明瞭にとらえることができた。

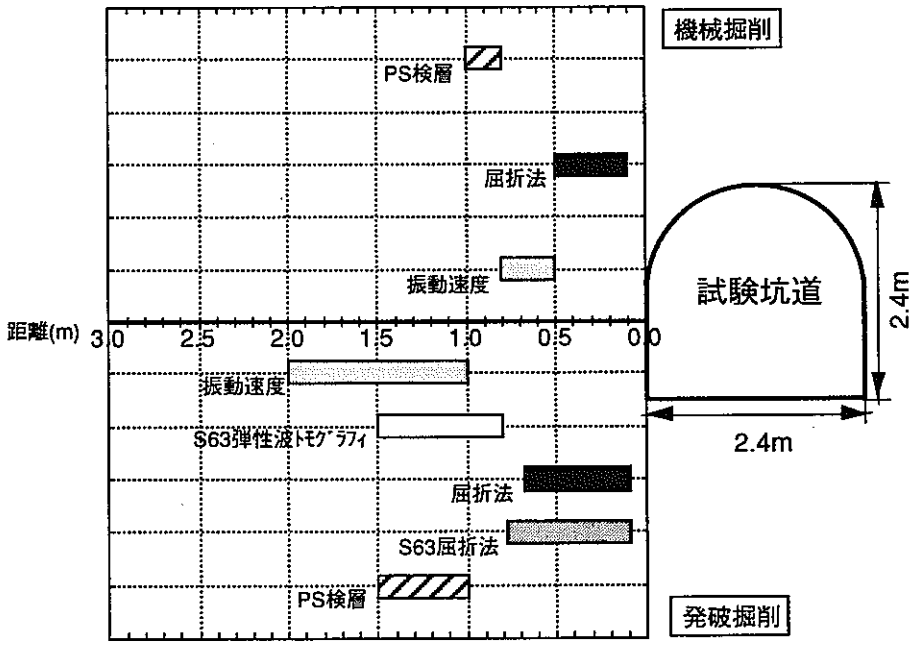
弾性波トモグラフィ調査により、機械掘削区間では、坑道周辺に弾性波速度の低下した領域としてはとらえられなかった。昭和63年度に実施した発破掘削区間での弾性波トモグラフィ調査では、坑道周辺に弾性波速度の低下した領域として、掘削影響領域をとらえることができた。

比抵抗トモグラフィ調査は、機械掘削区間では比抵抗の変化が小さいため掘削影響領域とみられる領域はとらえられなかった。

孔内載荷試験を機械掘削区間についてのみ掘削前後に実施したが、掘削影響を変形係数の変化する領域としてとらえることはできなかった。

BTVによる亀裂観察では、機械掘削区間についてのみ実施したが、掘削影響を既存の亀裂の開口や新たな亀裂の発生としてとらえることはできなかった。

坑道掘削時の振動速度から掘削影響領域の推定を試みたところ、発破掘削による影響領域は、機械掘削による影響領域よりも大きくなった。



図－4.3.1.2　原位置試験から求めた掘削影響領域の境界

（2）数値解析結果の評価

坑道掘削のモデル化の考え方を表－4.3.1.1に示す。坑道掘削時の数値解析を行って、岩盤の変形挙動を予測するためには、機械掘削および発破掘削という両工法に対し、以下の点が重要であると考えられる。

①岩盤の変形係数は実際の岩盤に生じるひずみに対応した値を用いる

②岩盤の初期応力として応力解放法により得られた値を用いる

③切羽の進行を考慮した数値解析法を用いる

④掘削に伴って生じる掘削影響領域を考慮する

ただし、これはあくまで東濃鉱山北延NATM坑道を対象とした数値解析結果およびモデル化からの考察であり、他の岩種、初期応力状態、掘削断面の大きさなどの条件に対して適用する場合には、別途評価が必要と思われる。

表－4.3.1.1　坑道掘削のモデル化のまとめ

		機械掘削		発破掘削(S63)	
初期応力設定			設定根拠		設定根拠
鉛直方向	MPa	1.99	初期地圧測定結果	2.01	初期地圧測定結果
水平方向	MPa	1.44	(OC法) 傾き考慮	1.49	(応力解放法)
岩盤の物性値					
健全部					
変形係数	MPa	2500	ひずみレベルに応じた値	1500	解析の試行錯誤による
ポアソン比		0.4	三軸試験結果から設定	0.3	三軸試験結果から設定
粘着力	MPa	2.94	三軸試験結果から設定	1.27	三軸試験結果から設定
内部摩擦角	°	10	三軸試験結果から設定	25	三軸試験結果から設定
緩み領域					
変形係数	MPa	1000	健全部の40%	450	健全部の30%
ポアソン比		0.4	健全部と同じ	0.3	健全部と同じ
粘着力	MPa	0.88	健全部の30%	0.34	健全部の30%
内部摩擦角	°	10	健全部と同じ	25	健全部と同じ
ロックボルト					
弾性係数	MPa	2.1×10^5	鋼の一般的な弾性係数	2.1×10^5	鋼の一般的な弾性係数
断面積	cm^2	2.067		2.067	
吹付コンクリート					
弾性係数	MPa	3330	吹付ｺﾝｸﾘｰﾄの一般的な弾性係数およびﾎﾟｱｿﾝ比	－	
ポアソン比		0.167		－	

4.3.2　工法の違いによる掘削影響の違い

（1）工法の違いによる掘削影響の拡がりの違い

原位置試験結果から推定した掘削影響領域の境界をまとめて図－4.3.2.1に示す。室内試験については、今年度は細粒砂岩を対象とし、もう1つの岩相の粗粒砂岩は平成9年度に試験を実施する予定であるので、図－4.3.2.1からは除外した。

図－4.3.2.1から以下のことが明らかになった。

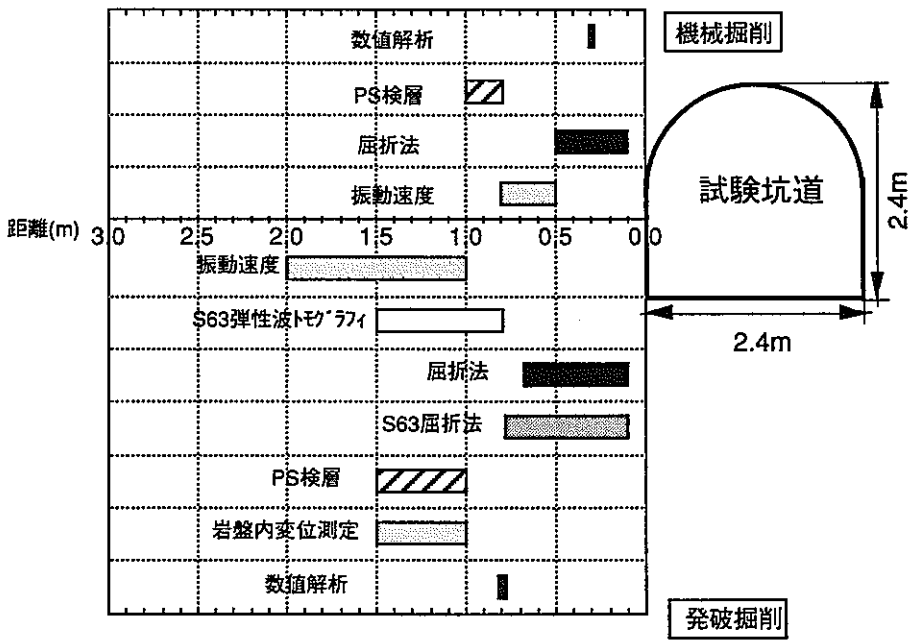
①弾性波屈折法探査、弾性波ﾄﾓｸﾞﾗﾌｨ調査、PS検層、振動測定および岩盤内変位測定の各調査・試験結果により、掘削影響の拡がりを求めることができた。

②掘削工法が同じでも、測定手法や結果の評価方法により、掘削影響領域の拡がりは異なる。したがって、掘削影響について議論する場合には、測定手法や結果の評価方法を併せて示すことが重要である。

③機械掘削による掘削影響領域の拡がりは坑道壁面から約1.0mまでとなった。発破掘削による掘削影響領域の拡がりの坑道壁面から約2.0mまでとなった。この結果、機械掘削による掘削影響領域の拡がりは、発破掘削による掘削影響領域の拡がりよりも小さくなった。

④数値解析では、掘削影響領域の拡がりをモデル化することにより、機械掘削および発破掘削による変位挙動をそれぞれ適正に説明することができた。

⑤これらはあくまでも東濃鉱山の北延坑道周辺の岩盤に対して導かれた結論である。



図－4.3.2.1　原位置試験、変位測定結果から求めた掘削影響領域

（2）工法の違いによる掘削影響領域内での特性変化の違い

岩盤内に坑道を掘削すると、①坑道周辺の応力状態の変化、②坑道周辺岩盤の飽和度の変化、③坑道周辺岩盤の亀裂状態の変化が発生する。掘削前後で調査・試験を行って、その結果を分析することにより、掘削影響の拡がりと掘削影響を受けた領域内での特性の変化を得ることができる。

これまでに掘削影響評価のために実施した調査・試験項目をまとめて表－4.3.2.1に示す。室内試験については除外した。

表－4.3.2.1に影を付けて示した、弾性波屈折法探査、弾性波トモグラフィ調査、PS検層、振動測定、岩盤内変位測定により、工法の違いによる掘削影響の拡がりおよび特性変化をとらえることができた。これに対し、孔内載荷試験、BTVによる亀裂観察では、工法の違いによる掘削影響の拡がりおよび特性変化をとらえることはできなかった。これらの結果から、原位置での弾性波速度が掘削影響を適正にとらえるための指標の1つであることが示された。また、変形係数や亀裂は、当地点の岩盤を対象とした場合は、掘削影響を適正にとらえるための有望な指標とはならないことが示された。

掘削影響を求めることができる手法のうち、屈折法弾性波探査によれば、トモグラフィ調査や振動測定などよりも簡便に、掘削影響領域の拡がりと岩盤物性の変化を測定することができる。この意味で、屈折法弾性波探査は、掘削影響領域の拡がりと特性の変化を推定するための有効な手法の1つであると考えられる。

表－4.3.2.1　掘削影響領域内での特性変化の測定

	調査・試験項目	測定項目、評価項目	関連する要因
1	弾性波屈折法探査	P波速度の変化	応力、飽和度、亀裂
2	弾性波トモグラフィ調査	P波速度の変化	応力、飽和度、亀裂
3	PS検層	P波、S波速度の変化	応力、飽和度、亀裂
4	比抵抗トモグラフィ調査	比抵抗の変化	飽和度、亀裂
5	振動測定	振動加速度、速度	－
6	孔内載荷試験	変形係数の変化	応力、亀裂
7	岩盤内亀裂観察	亀裂の発生、開口	応力
8	地圧測定	応力の変化	－
9	岩盤内変位測定	変位、ひずみ	応力、亀裂

4.3.3 掘削影響を把握する上での調査・試験手法の適用性の検討

（1）屈折法弾性波探査

電気雷管やダイナマイトを使用した場合の弾性波の周波数は、通常、数 100 Hz から数 kHzである。本調査で使用したMcSEISの周波数特性は5Hz～1,536 Hzである。

一方、本調査で得られた波形記録によると、起振点付近の最も周波数の高いと考えられる受振点での周波数は、1.25 kHz（周期0.8 msec）であり、測定に関して問題はないと考えられる。

（2）弾性波トモグラフィ

弾性波屈折法と同様に、本調査ではMcSEISを使用した。その周波数特性は5HZ～1,536 Hzである。一方、本調査で得られた波形記録によると、起振点付近の最も周波数の高いと考えられる受振点での周波数は、1 kHz程度である。本調査で使用したMcSEISでのサンプリング間隔（ｔ）は 0.05 msecに設定し、この場合の最大周波数（ｆ）は、10 kHzである（∵ ｆ＝1／2ｔ）。したがって、測定に関して問題はないと考えられる。

（3）比抵抗トモグラフィ

本調査における測定電位は0.03～2.00 mV程度であった。データ収録装置McOHM21の最小感度は5μV（0.005 mV）であるので、感度的には測定に問題なかったと考えられる。今回、データ収録装置で最大の出力電流（200 mV）によって測定したが、数Ωmというような低比抵抗域での測定精度をさらに上げるためには、さらに出力の大きいデータ収録装置を使用し、測定電位を上げることが考えられる。

（4）AE法による岩盤応力測定

AE法を利用した方法は、応力解放法などの原位置試験に比較すれば非常に簡便な方法である。しかしながら、東濃鉱山の岩石試料のように、試料の表面が少し乾燥するだけでクラックが生じると、AE試験に影響を与え、カイザー効果が認識できな

くなることがある。したがって、このような試料を採取して供試体を整形し、AE試験を行うためには、高度な技術を要する。

また、AE法による岩盤応力測定は、近傍の位置において掘削前後で測定が行えるような試験レイアウトを考えておくことが重要である。

（5）孔内載荷試験

掘削後に得られた変形係数の値から判断すると、掘削に伴って坑道周辺地山の変形特性が変化するほど大きな影響を受けていないことが明らかとなった。一方、AE試験から得られた応力再配分後の応力状態から地山の降伏状態を調べると、坑道周辺の地山は弾性状態にあることからも調和的であると考えられる。

（6）PS検層

PS検層では、観測されたP波とS波の伝播時間と伝播距離との関係から、弾性波測度VpおよびVsを容易に算出することができる。S波は岩盤の飽和状態の影響を受けないため、S波速度の変化から掘削影響領域を推定するためには有効な手法と考えられる。この場合、今回の事後調査のように室内においてボーリングコアを利用したS波の速度を調べておくと、掘削影響領域を推定するうえで、有効な因子になりうることが判明した。

（7）孔内壁面観察

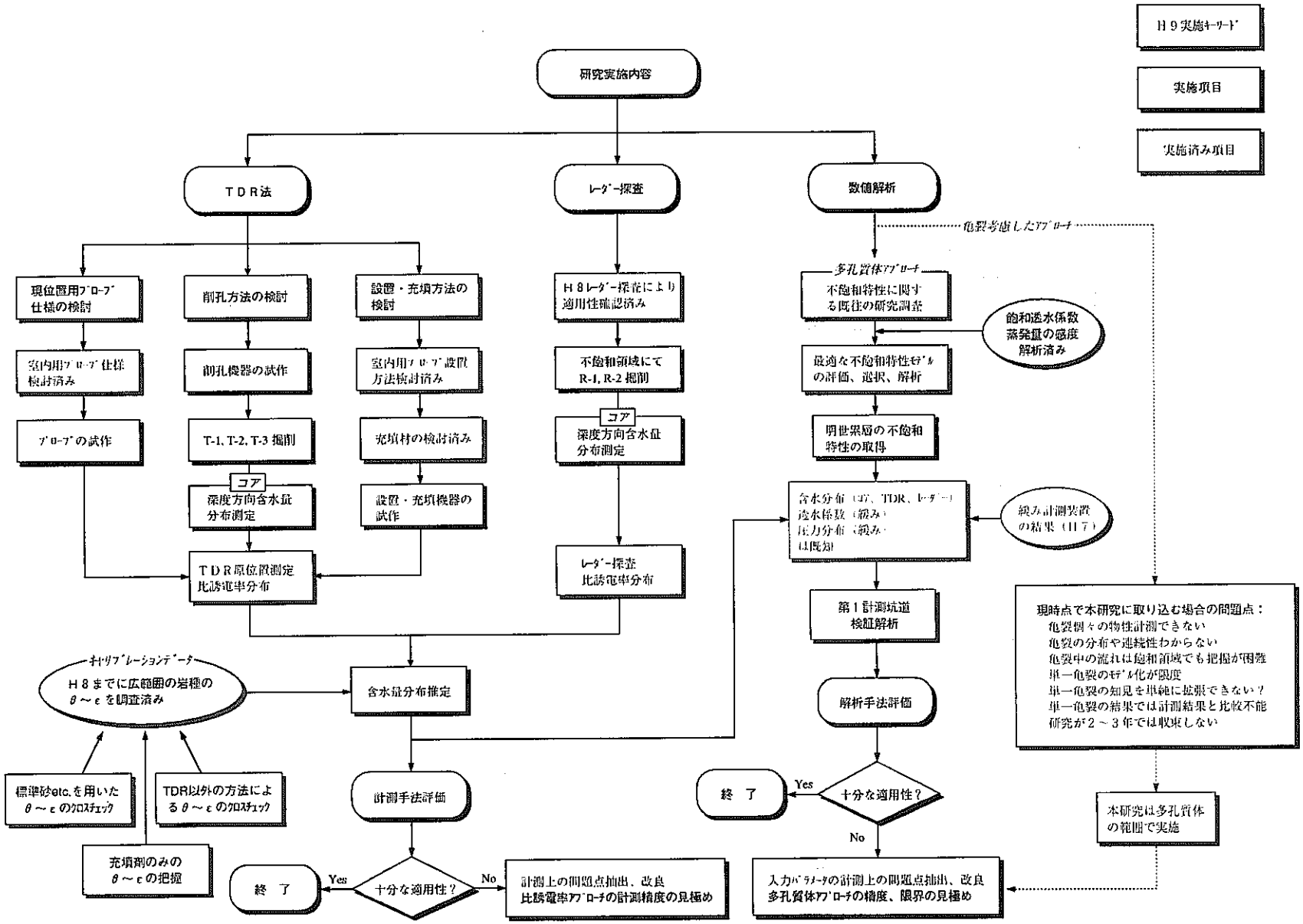
展開画像からの割れ目の情報抽出はパソコンのモニタ上で行うため、分解能はモニタの解像度に影響される。今回のように孔径66mm、縦200mmの展開画像での分解能は、1ドット当たり約0.6mmとなる。したがって、空洞掘削後の地山が弾性挙動を呈しているような条件下において、孔内壁面観察結果から掘削影響領域を推定することは、かなり困難を伴うように考えられる。

4.4 掘削終了後の不飽和領域に関する検討

岩盤内に坑道を掘削した場合、その周辺岩盤には不飽和領域が発生すると考えられる。この不飽和領域では、酸素を含んだ空気の侵入により岩盤の酸化還元状態が変化し、これに伴い岩盤中の物質移行特性が変化することが考えられる。土壌の分野においては、不飽和に関する基礎的な研究は比較的盛んに行われており、土中の不飽和領域を定量的に把握するための計測手法に関する研究は、ここ数年やっと成果が現れ始めてきた。

一方、岩盤中の不飽和領域の計測についての研究は、ここ数年間にスイス（ＮＡＧＲＡ）、アメリカ（ＤＯＥ）で始められている。これらの研究機関では、岩石の比誘電率が含水状態によって変化する特性に着目しており、具体的な計測手法およびその問題点も次第に明らかにされつつある。岩石の比誘電率～含水量の関係は、岩種によるばらつきも小さいため、不確定要素が多い原位置の計測には最も適した物理量であると考える。

わが国においてもこれらの研究成果を受け、比誘電率に着目した計測手法について今後研究を進めることが必要である。図－4.4.1に、現時点で考えられる研究フローを示す。



図－4.4.1　不飽和領域の原位置計測手法および解析モデル研究フロー