

# 堆積岩盤中における掘削影響評価

— 掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発 —

1990年 2 月

杉原弘造 二宮康郎

動力炉・核燃料開発事業団 中部事業所

岐阜県土岐市泉町定林寺園戸959-31

TEL 0572-54-1271 FAX 0572-55-4114

# 堆積岩盤中における掘削影響評価

—掘削による緩み領域の計測・評価手法の研究開発—

杉原 弘造

二宮 康郎

## 要 旨

地層処分の性能評価において、掘削による岩盤への影響を正確に把握することは非常に重要である。本研究の目的は、既存の掘削技術、評価技術および計測技術を用いて、空洞掘削時の周辺岩盤挙動の計測・評価を行い、それらの精度や有効性を探り、処分場建設・閉鎖時におけるこれらの技術の適用可能性と、今後の技術開発項目の検討を行うことにある。

このような目的のもとに、堆積岩盤中に長さ30mの坑道(2.5×2.5m)をNATM工法により掘削し、岩盤の変形、ロックボルト軸力、透水係数および間隙水圧の計測を実施した。この坑道を計測坑道とし、これに平行して3.0×3.0mの試験坑道を支保工としてロックボルトのみを用いて掘削した。そして初期値を採ることに力点を置いて、岩盤変位、弾性波速度、透水係数、初期応力について原位置計測を実施した。これらの試験・計測結果は事前に行った予測結果と比較し、地質観察データに基づき評価し、トンネル掘削時の坑道周辺岩盤の挙動と緩みの関係について考察した。

この結果坑道周囲に弾性波の低速度域が発生し、この部分で透水性が変化していること、この部分の変化が大きいことがわかった。解析においては、室内試験結果に基づく数値解析により、概略の挙動予測ができ、これに初期地圧計測結果と坑道周囲の変化領域を考慮することにより、かなり正確に試験結果が説明できた。

しかし、坑壁近傍の力学的、水理学的特性の測定方法や、力学的特性変化と水理学的特性変化の関係、緩み領域発生に係わる現象の解明等が今後の課題として残っている。

# Evaluation of excavation response in sedimentary rock mass

Kozo SUGIHARA  
Yasuo NINOMIYA

## Abstract

Among many R&D categories for the performance assessment of geological disposal, it is very important to develop the techniques to measure and to evaluate the disturbed zone due to excavation. This study aims to investigate the disturbed zone around the drift excavated in the sedimentary rock formation and to evaluate the accuracy, reliability and effectiveness of existing techniques for excavation, measurement and analysis for the use of the repository construction.

For this purpose, a drift (2.5×2.5m, L=30m) was excavated by NATM. Rock mass displacement, rock bolt stress, permeability and pore water pressure were measured in and around the drift.

Using this drift as measuring drift, a test drift (3.0×3.0m, L=20m) was excavated parallel to the measuring drift. As the supporting system of this drift only rock bolting was employed. In-situ measurement of rock displacement, elastic wave velocity, permeability and initial stress have been carried out.

These results were compared with the predicted results to investigate the effectiveness of the existing evaluation techniques. Laboratory test results and geological mapping data were also used to understand the rock mass behavior and the disturbed zone around drift.

These investigations revealed that low velocity zone of elastic wave was generated around the drift, and in the zone, permeability decreased and displacement increased. Rock mass movement was predicted roughly by numerical analysis based on the laboratory test results. And detailed numerical analysis considering the initial stress data and disturbed zone around the drift, provided good simulation of rock mass movement.

But measurement techniques of mechanical and hydrological properties of narrow zone adjacent to the drift wall and understanding of relationship between mechanical property change and hydrological one and phenomenon of disturbed zone generation remained as future study subjects.

# 目 次

	頁
1. はじめに .....	1
2. 研究の目的と経緯 .....	1
3. 調査試験内容	
3. 1 試験位置 .....	3
3. 2 試験施設 .....	4
3. 3 調査試験項目 .....	6
4. 試験坑道の設計および施工	
4. 1 試験坑道の設計 .....	8
4. 2 坑道掘削 .....	8
5. 調査・計測方法および結果	
5. 1 掘削、調査試験実施工程 .....	9
5. 2 地質調査 .....	9
5. 3 室内試験 .....	10
5. 4 掘削時の地山挙動計測 .....	12
5. 5 原位置弾性波速度測定 .....	16
6. 岩盤挙動の解析・評価	
6. 1 岩盤挙動と地山の地質状況との比較 .....	27
6. 2 岩盤挙動の予測と計測結果 .....	28
6. 3 岩盤挙動シミュレーション .....	31
6. 4 水理特性からみた緩み領域 .....	37
7. まとめ .....	38
8. 謝辞 .....	41
9. 参考文献 .....	41

## 1. はじめに

立坑や水平坑道等の空洞の掘削は、周辺岩盤に力学的、水理学的影響を与える。これまで土木分野では、設計、計画、工事管理の面から、自立しない領域、支保に荷重がかかる領域としていわゆる「緩み領域」をとらえ、様々な試験、研究が行われている。また高レベル放射性廃棄物の地層処分に係わる研究開発においては、人工バリアと天然バリアの多重バリアにより安全確保を行うという考え方から、岩盤本来の力学的、水理学的特性が変化した領域としての「緩み領域」が処分場の性能評価上重要となる。海外においてはこの意味での緩み領域についての研究が多く行われているが、花崗岩のように結晶岩盤における研究が主であり、わが国で地層処分の有効な地層の1つとして示されている堆積岩盤における研究は少ない。

上述したように土木分野での緩み領域に関する調査研究は少なからずあるものの、このような調査研究で対象としている緩み領域は処分場の研究開発における緩み領域とは意味合いが異なり、その目的から岩盤特性変化の定量的計測、解析、評価は充分ではない。また力学的な特性変化と水理学的な特性変化の関係やこれらの現象に関する研究はあまり行われていない。

本研究ではこのような状況に基づき、岐阜県東濃地域に分布する堆積岩盤を対象とし、土木分野で用いられている既存の計測、解析、評価技術の精度や有効性を探り、処分場の性能評価のための適用可能性や今後の研究開発項目の検討を行った。このような研究開発は地球科学に関する基礎的な研究であり、処分場のための研究のみならず、土木、鉱山技術に対しても有益な情報を与えるものと期待される。

## 2. 研究の目的と経緯

掘削が岩盤に及ぼす影響は、具体的には表2.1 に示すような形で様々な事象を誘起する。本研究では、原位置における空洞の掘削、計測および試験を通じて、以下の2つの分野についての既存技術の適用性の検討を行い、今後開発すべき項目について考察する事を目的とする。

評価・予測	・緩み領域の特性や範囲を、どの程度精度良く予測できるか。
計測	・緩み領域の特性や範囲を、どの程度精度良く計測できるか。

表2.1 掘削が岩盤に及ぼす影響

	掘削（自由面の形成）			
	応力	水	熱	化学
現象	応力解放 ↓ 変形（ひずみ）	動水勾配 ↓ 水の移動	熱勾配 ↓ 熱の移動	外気との接触 ↓ 酸化、劣化
介在変数	弾性係数 強度定数	透水係数	熱伝導係数	
誘起される事象	塑性域の形成 E、 $\nu$ の変化 C、 $\Phi$ の変化 $V_p$ 、 $V_s$ の変化 密度の変化 節理巾の変化	広域的な地下水移動		収着能の変化
2次的に誘起される事象	透水係数の変化 貯留係数の変化 熱伝導率の変化 比熱容量の変化	応力の変化 岩盤の変形 移流 風化、劣化、膨圧	力学定数の変化 対流	

注) E ; 弾性係数,  $\nu$  ; ポワソン比, C ; 粘着力,  $\Phi$  ; 内部摩擦角,  $V_p$  ; P波速度,  $V_s$  ; S波速度

### 3. 調査試験内容

#### 3.1 試験位置

原位置試験は岐阜県土岐市泉町にある動力炉・核燃料開発事業団中部事業所、東濃鉱山で実施した。最初は、地下約140mにある既存坑道（240m北延）の切羽より、ほぼ真北に向かって、30mの坑道を掘削した。次にこの坑道を計測坑道とし、まず計測坑道全長30mの内、起点より15mの地点から西側に水平坑道を15m掘削した（連絡坑道）。次にその地点から北に向かって水平坑道を20m掘削した（試験坑道）。既存坑道および新たに掘進した坑道の鳥瞰図を図3.1に示す。

各坑道の断面は、計測坑道および連絡坑道は  $2.5 \times 2.5$ mの馬蹄形断面、試験坑道は  $3.0 \times 3.0$ mの馬蹄形断面である。連絡坑道の支保は、吹き付けコンクリートとロックボルト、試験坑道の支保は原則として、坑道の安全性の許す限り金網とロックボルトのみで支保し掘削終了後、坑道の長期維持のため、全面コンクリート吹き付けを実施した。

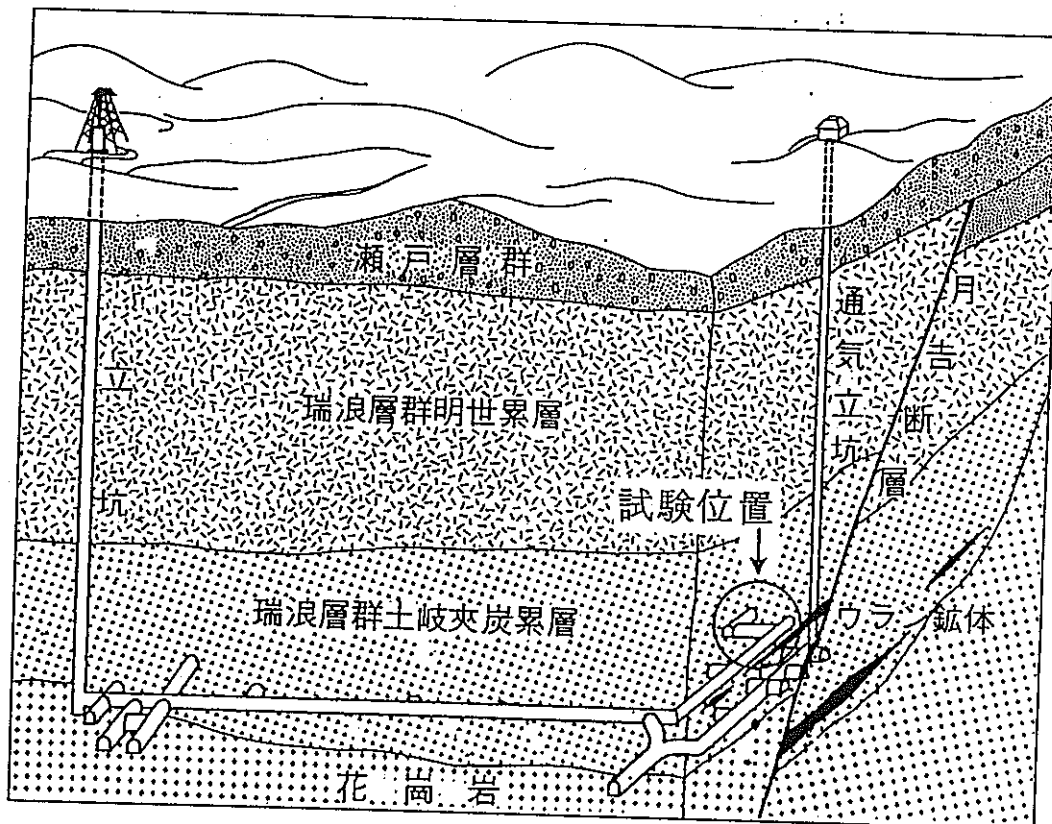


図3.1 試験位置鳥瞰図

### 3.2 試験施設

試験施設は次の4つにより構成される。

- 1) 計測坑道
- 2) 試験・計測用ボーリング
- 3) 連絡坑道
- 4) 試験坑道

図3.2 に試験施設の鳥瞰図を示す。ここには計測坑道掘削時に実施した試験も示す。また図3.3 に平面図を示す。図中の各試錐孔及び各断面における計測項目は次節に示す。

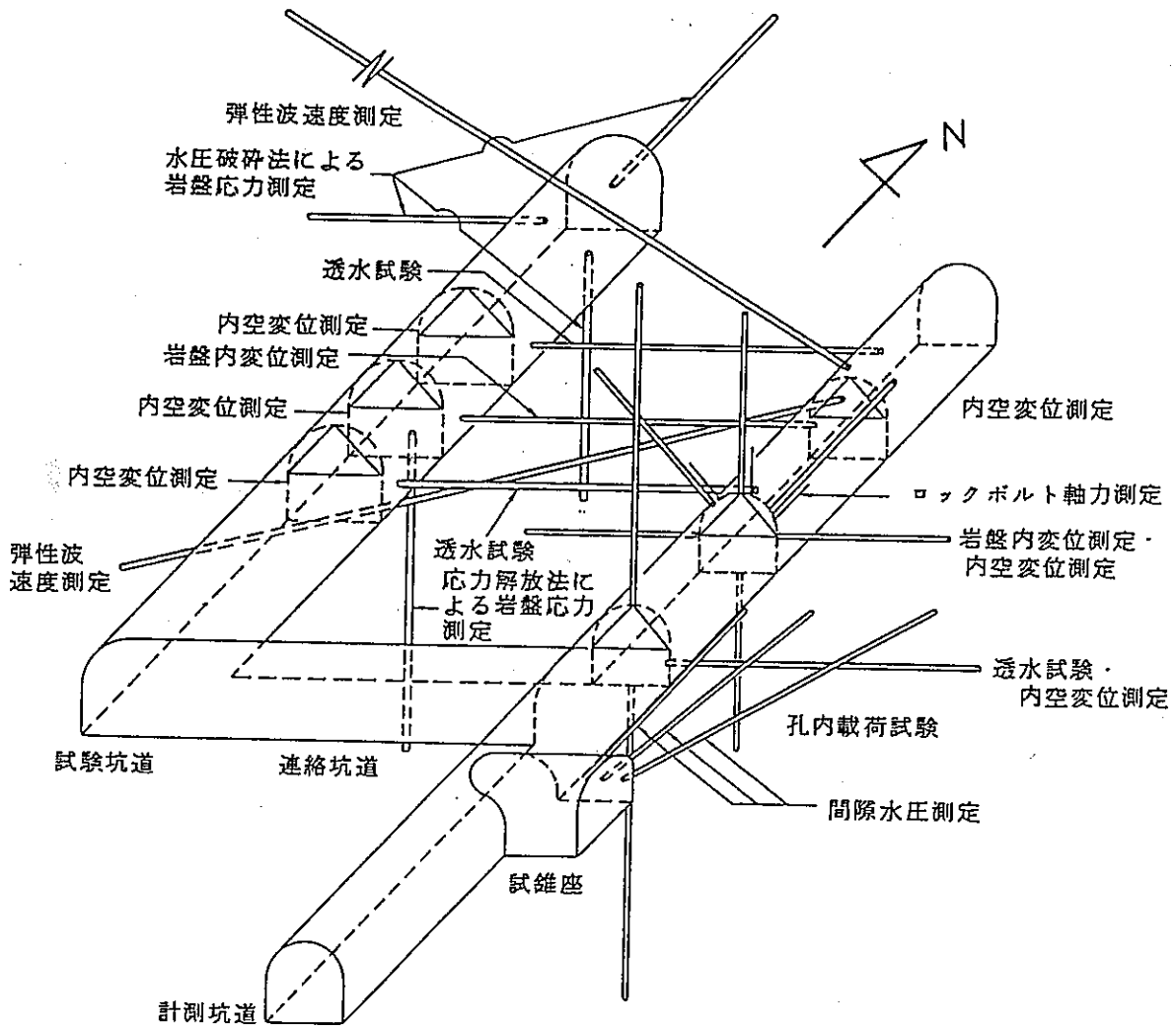


図3.2 試験施設 (鳥瞰図)



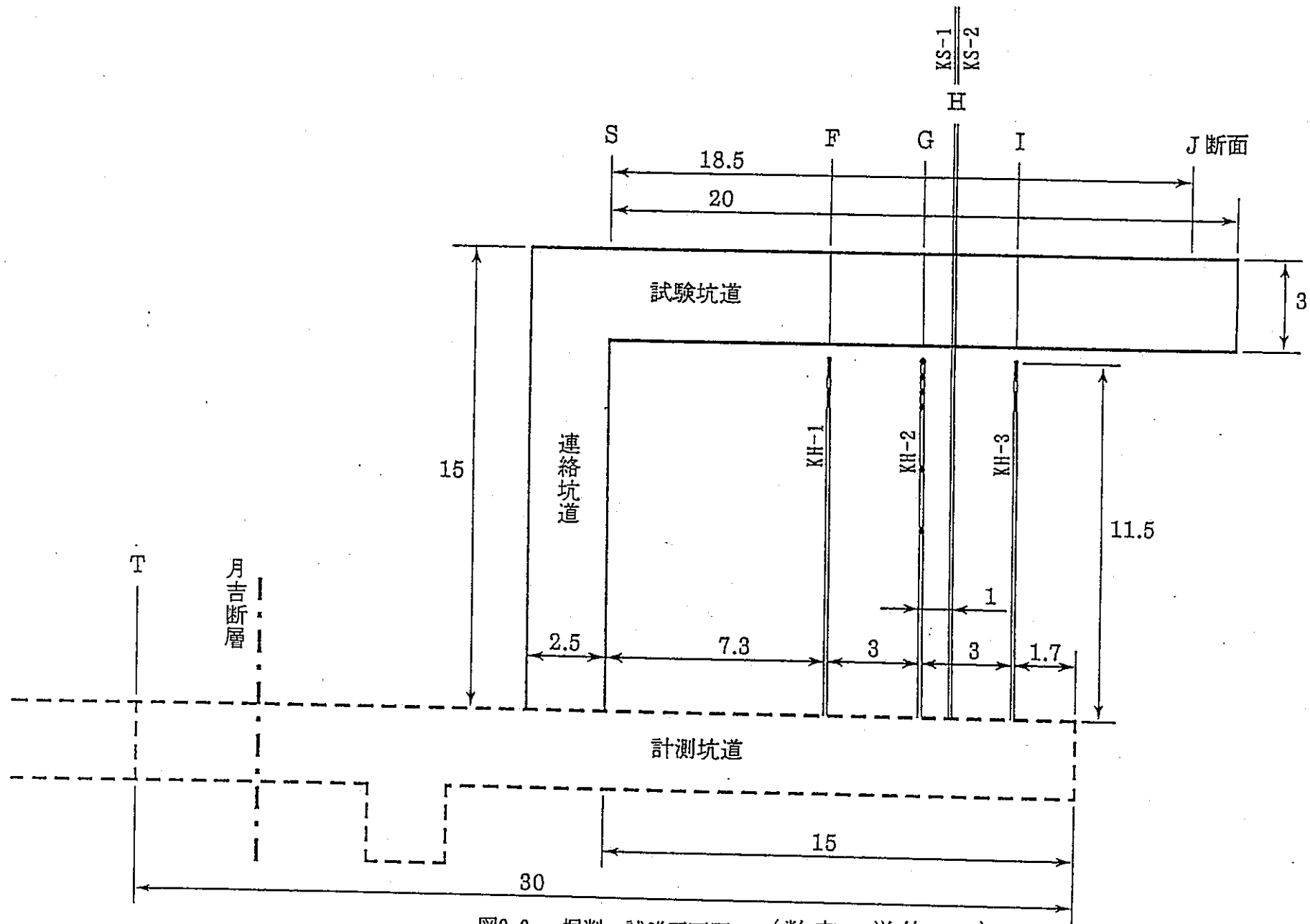


図3.3 掘削・試験平面図 (数字の単位 ; m)

### 3.3 調査試験項目

試験坑道掘削時の調査試験項目一覧を表3.1 に示す。また、調査試験の流れを図3.4 に示す。

表3.1 調査試験項目一覧

試験項目	内 容	数量	備 考
原位置計測	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掘削壁面地質観察</li> <li>・内空変位</li> <li>・岩盤内変位測定</li> <li>・原位置弾性波速度測定</li> <li style="padding-left: 20px;">・サイズットモグラフィ 探査</li> <li style="padding-left: 20px;">・屈折法弾性波探査</li> <li>・初期地圧測定</li> <li>・透水試験</li> </ul>	発破毎 12測線 6点  2回 1回 1回 2回	・F, G, I断面 ・H断面  ・掘削前、後 ・掘削後 ・掘削後 ・掘削前、後
室内試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・単位体積重量試験</li> <li>・一軸圧縮試験</li> <li>・弾性波速度試験</li> <li>・透水試験</li> </ul>	6点 6点 30点 4点	KS-2孔 KS-2孔 KS-1, KS-2孔 KH-1, KH-3孔
岩盤挙動の解析・評価	<ul style="list-style-type: none"> <li>・岩盤挙動の予測と計測結果との比較</li> <li>・岩盤挙動と地山の地質状況との比較</li> <li>・計測結果のシミュレーション</li> <li>・掘削による緩み領域の総合評価</li> </ul>	一式	

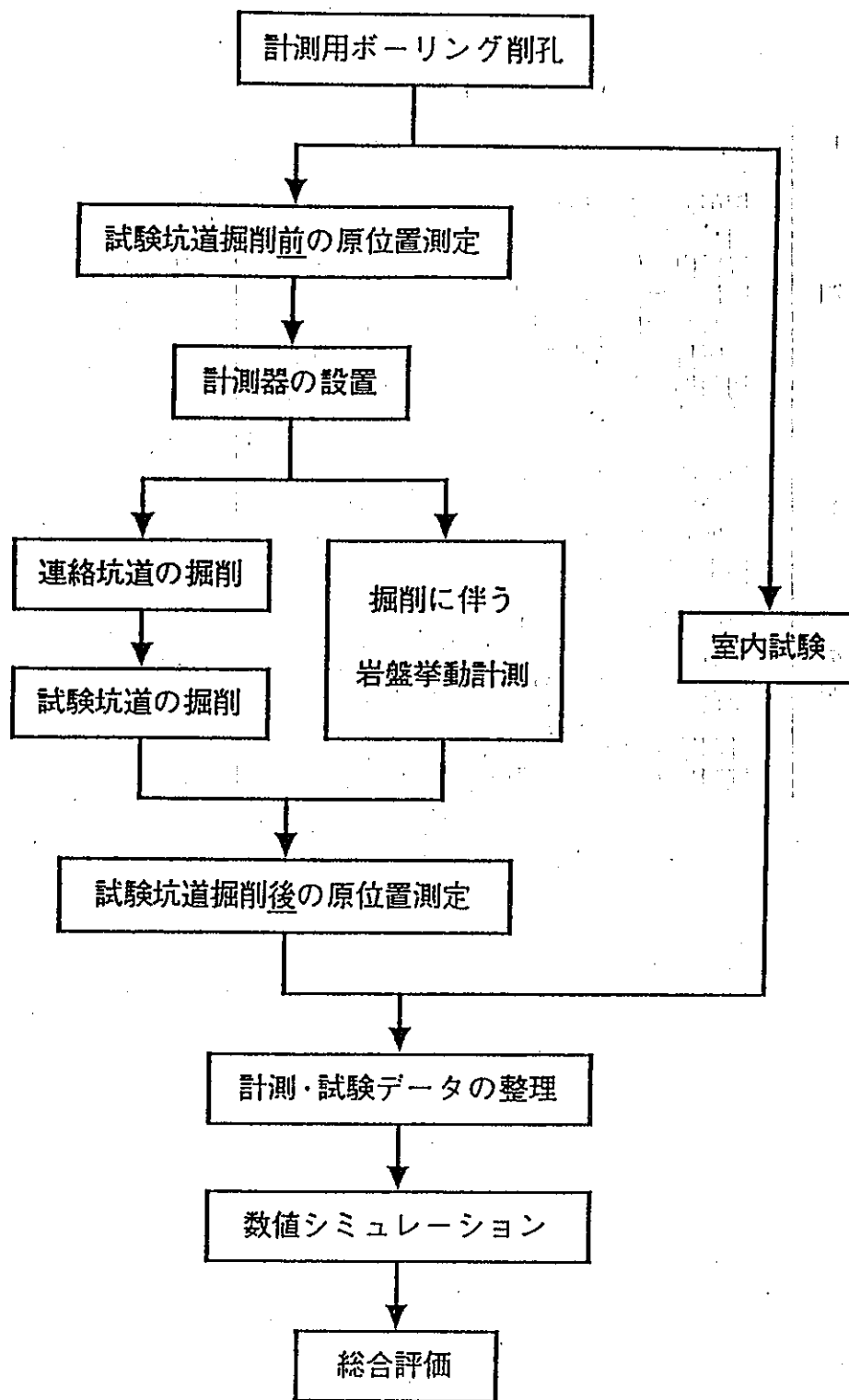


図3.4 調査試験の流れ

## 4. 試験坑道の設計および施工

### 4. 1 試験坑道の設計

連絡坑道は、計測坑道と同じ仕様であり、計測坑道掘削時の施工実績より、その支保設計を適用するものとした。

一方、計測坑道については、ゆるみ領域の計測やその評価を容易にするため、計測断面を大きくし、安全性の許す限り、小崩落防止用の金網とロックボルトのみの支保で、試験終了まで坑道を維持することとした。従って、試験坑道について弾塑性理論解析により支保の設計を行った。

### 4. 2 坑道掘削

施工順序に従って実施方法を記すと、削孔は、通常のロッドではスライムの排出が不可能なため、インサートスパイラルロッド $\phi 38 \times 1.2\text{m}$ および $1.8\text{m}$ を使用し、連絡坑道では1切羽当たり平均28本の削孔で、1発破平均進行長は $1.16\text{m}$ 、試験坑道では平均33本の削孔で1発破平均進行長は $1.06\text{m}$ であった。発破は2号榎ダイナマイト( $\phi 25$ ,  $100\text{g}$ )、DS電気雷管(瞬発～6段)を使用した。ズリ出しは、ショベルローダー $0.1\text{m}^3$ により、人力転倒式鋼車 $0.6\text{m}^3$ に積み込み、手押しにて、立坑巻き上げを経由して、所定の坑外捨場に捨土した。ズリ取り終了後、コンクリート吹付を施工した。吹付厚は $7\text{cm}$ で、ノズルは人力により、予め坑壁に打ち込んだ鉄ピンを目途に吹付厚管理を行った。ロックボルトは、 $D25 \times 1.5\text{m}$ を、連絡坑道においては3本とし、試験坑道においては天端・肩部・腰部に計5本の施工を行った。

なお、計画段階においては、試験坑道は、掘削完了まではロックボルトと金網工による剝落防止工のみの予定であったが、実際は、傾斜した層理面が発達しており、経時と共に滑落や小さな肌落が見られたので、1～2日遅れで、最小限(厚さ約 $1\text{cm}$ 程度)のコンクリート吹付を行って補強した。

## 5. 調査・計測方法および結果

### 5.1 工程

試験坑道掘削に係る調査試験は、1988年10月から、1989年3月までの工程で計画した。坑道の掘削は、連絡坑道が、11月15日～12月1日、試験坑道が、12月2日～12月27日の期間に実施した。

### 5.2 地質調査

#### 5.2.1 調査地点の地質概要（山下ほか、1988）

調査・試験の対象となった土岐夾炭累層は、瑞浪層群下部にあたり、新第三系の瀬戸内区にあたる。

瀬戸内区の中新統は、一般に、①地層が薄い、②岩相が側方へ大きく変化する、③地層は基盤にアバットし上位の地層が下位の地層にオーバーラップする、④しばしば不整合が認められる、⑤著しい褶曲構造が無いなどの層序・岩相・化石相・地質構造に共通する特徴を持ち、また、⑥共通して、火山岩類が少ない。

瑞浪盆地の瑞浪層群は、主に瑞浪市～土岐市の土岐川流域とその周辺地域に分布する。地質構造的には、北半部にある東西方向の月吉断層と、南半部にある北東～南西方向～東北東～西南西方向の山田断層帯で、北部・中部・南部地域に区分される。北部地域の傾斜は約 $10^{\circ}$  S～SWである。中部地域では北縁部が月吉断層に沿って隆起し、再び南～南東へ山田断層帯に向かって $10^{\circ}$ 以下で緩く傾斜する。山田断層帯近くでは、いくつかの向斜構造がみられる。南部地域で基盤が盛り上がり、中新統はその間を埋めて複雑な分布をする。

土岐夾炭累層は、主に泥岩・砂岩・礫岩からなり、褐炭・凝灰岩をはさむ。泥岩・砂岩には凝灰質・炭質のものがある。主要部は主に泥岩からなり、褐炭層・凝灰岩層をはさむ。夾炭層は2～3の層準にあり、最上部のものは山丈が10mに達し、かつて盛んに採掘された。基底部に礫岩があり、礫種は花崗岩・濃飛流紋岩・チャート・ホルンフェルスなど多様である。

#### 5.2.2 ボーリングコア観察

ボーリングによって得られたコアについて詳細な観察を実施した。

岩種は、総て堆積岩（物）系である。すなわち、泥岩からレキ混じりの粗粒砂岩、未固結堆積物などの碎屑物（物）である。一部、凝灰質な堆積岩（物）もみられる。

地山の地質状況は複雑に岩相が変化しており、また、ほとんどの岩種が、漸移的に変化しており、岩種を實際上明瞭に分類しきれない地山である。

#### 5.2.3 坑内切羽観察

坑道の掘削時には、各切羽と切羽側方の地質観察を実施した。これらの観察は、地質性状の把握、岩盤分類の基礎資料、支保規模の確認、および地質状況の記録を目的として切羽および既施工区間において実施した。

切羽スケッチにあたっては、堆積状態（層相変化、層理面分布、硬さ、湧水状況など）

や、地質構造（割れ目や断層の分布・密度、不連続面の状態など）等に留意して観察を実施した。また、切羽の自立性のチェックも重要な指標である。

試験区間の切羽スケッチやボーリングコアの観察などから、地層はレンズ状になるなど、岩相の横方向への変化が著しい。

また、連絡坑道の計測坑道側（東側）では、月吉断層の走向・傾斜と同傾向の断層や割れ目が分布する。しかし、連絡坑道の試験坑道側（西側）から試験坑道にかけては、月吉断層系と走向がほぼ直交する走向をもつ断層や割れ目系の分布が主体となる。さらに、その奥側（試験坑道北側）では、断層や割れ目系の分布の規則性が弱くなる傾向がみられるが、割れ目の発達は増えている。以上の結果から、本調査地点の地山がブロック化していることも推測される。

#### 5.2.4 試験区間の地質状況

試験坑道部に見られる岩種は、主として泥岩、砂質泥岩および粗粒砂岩等からなる。

泥岩および砂質泥岩は、共に比較的硬く、光沢のあるシャープなクラックに富む部分も見られる。岩相状態は、健全な岩体からスライス状にディスクングする部分や靱性の低い部分など一様ではない。砂質泥岩は、砂分やシルト分を含み青色または灰色がかった泥岩である。さらに、コアの状態からは、所々に光沢のある割れ目が見られたり、コア表面の岩色が数時間で変色するなど、風化劣化が速く進行することか伺われるが、いわゆる膨張性泥岩とは異なるタイプの泥岩である。

一方、粗粒砂岩は、粒径1～3mmの石英や長石類が多く集塊し、部分的には1cm大の粒子も含み、細レキ（岩）的である。マトリックスは、粘土質で固結度は低く、活性化も生じ易い特性と思われる地山が主体であるが、一部の地山では続成が進み、硬質な状態になっている所も確認されている。一般的に、自立性は良く、また、透水性も比較的低い地山のようなものである。これらの地質は、明確には境界が引きにくく、漸移しながら変化していたり、互層状あるいはレンズ状を呈していることが一般的である。

#### 5.3 室内試験

室内試験を実施した項目は次の通りである。なお、試験に用いた試料は、計測坑道から試験された、KH-1, 2, 3およびKS-1, 2のボーリングコアから採取した。

- ・単位体積重量試験
- ・弾性波速度試験
- ・一軸圧縮試験
- ・透水試験

試験方法としては、単位体積重量試験は、パラフィン塗布法（土質試験法、土質工学会編、第2編、第4章）及び日本工業規格「土粒子の比重試験法（JIS A1202）」、弾性波速度試験はISRM指針、一軸圧縮試験及び透水試験は土質工学基準に準拠して行った。

試験結果を表5.1にまとめて示す。

表5.1 室内試験結果一覧

試験名	ホーリング名	深度 (m)	試料 No.	岩種	試験 No.	試験結果			
						湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	空隙率 (%)	飽和度 (%)
単位体積重量	KS-2	17.6 18.5	1	泥岩	①	1.79	47.3	55.6	(103.3)
			2		②	1.81	46.5	54.9	(104.7)
	KS-2	14.0 14.1	3	砂質泥岩	①	1.79	44.5	54.8	(100.5)
			4		②	1.83	44.5	53.8	(104.8)
	KS-2	10.7 11.0	5	粗粒砂岩	①	2.18	20.0	(30.4)	—
			6		②	2.32	21.9	(28.5)	—
弾性波速度	KS-1 KS-2		7-18		平均 平均	V <sub>p</sub> (km/s)	V <sub>s</sub> (km/s)	動ポアソン比	動ヤング率 (kg/cm <sup>2</sup> )
			19-30			2.01	0.551	0.456	18,900
一軸圧縮試験	KS-2	17.6 18.5	31	泥岩	①	強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kg/cm <sup>2</sup> )		
			32		②	37.1	10,600		
	KS-2	14.0 14.1	33	砂質泥岩	①	75.1	18,100		
			34		②	20.7	9,960		
	KS-2	10.7 11.0	35	粗粒砂岩	①	61.4	10,700		
			36		②	37.5	10,700		
透水試験	KH-1	9.6 9.8	37	砂質泥岩	③	透水係数* (cm/s)	側圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	水圧差 (kg/cm <sup>2</sup> )	
			38		④	(3.54×10 <sup>-10</sup> )**	2.000	1.500	
	KH-3	11.2 8.0	39	砂質泥岩	①	4.86×10 <sup>-7</sup>	1.000	0.500	
			40		④	(2.32×10 <sup>-9</sup> )***	1.000	0.500	
						(2.61×10 <sup>-10</sup> )**	0.755	0.255	
						* : 15℃における値			
					** : 参考値、非常に低透水性で3週間連続しても安定した測定値が得られない。				
					*** : 参考値、試料に薄いクラックが入っており、水みちとなった可能性がある。				

## 5.4 掘削時の地山挙動計測

### 5.4.1 内空変位・天端沈下測定

内空変位・天端沈下測定は図3.3のF、G、I断面（これらの断面は、各々S断面から7.7m、9.7m、13.3mの位置であるので、以下S0770、S0970、S1330と示す。他の断面についても以下同様の表示方法を用いる。）において実施した。

内空変位は東亜測器製の内空変位計（TE-MB型）により、天端沈下はレベル測量により測定した。

#### (1) 切羽の進行と変位の収束状況について

図5.1にS0770における内空変位・天端沈下、時間、切羽離れの関係図を示す。左側の縦軸は内空変位・天端沈下の変化量、右側縦軸はS0770からの切羽位置、横軸は時間（月日）である。これを見ると、S0770では、内空変位・天端沈下の動きは共に切羽離れ2D（Dは坑道内径、ここでは3m）でほぼ収束し、3Dでは完全に収束しており、これは予測解析結果と一致している。これより、地山はほぼ弾性的な変形挙動をしており、掘削により塑性化した領域はあっても小さくかつ拡大していないことがわかる。また、変位が収束した際のグラフ上の曲線の上下動より、計測精度は、内空変位で0.3mm程度、天端沈下で1mm程度であることがわかる。

また経時変化から、坑道周辺の地山のクリープに代表されるような地山の挙動はほとんど認められないと言える。

#### (2) 各断面の変形モードについて

図5.2に、各断面の変形モード図を示す。S0770およびS0970では概略的にほぼ等方に坑道が縮み、静水圧的地圧が作用していることが予想される。さらに詳細にみると、S0770では、切羽スケッチおよび亀裂の分布から、亀裂の少ない左右対称な地盤であることがわかり、変形のモードと調和的である。S0970では、坑道の水平の変形成分で左側が大きいようなあるが、亀裂はむしろ右側の方に多く分布しているため、これらの亀裂は変形に寄与していないようである。S0915～S1025の切羽スケッチをみると、切羽右側には剛性の比較的大きな泥岩・砂質泥岩が多く分布しており、左側には比較的剛性の小さい粗粒砂岩が多く分布していることから、これらの地盤の剛性の違いにより左右対称の変形をしたものと考えられる。S1330では、左側側壁の亀裂が開き、側壁のその部分が大きく変形したため、見かけ上、左側の側壁が非常に大きく押し出されたような変形モードになっていると考えられる。

### 5.4.2 岩盤内変位測定

連絡坑道、試験坑道の掘削に先立って、計測坑道のG断面に当たる位置（図3.3のT2530、T断面より25.3mの位置）に、東亜測器製の岩盤内変位計（EM-150-M型）を設置し、坑道掘進前から計測を行った。試験坑道予定壁面より0.5、1.0、1.5、2.0、4.0、6.0mのところにアンカーを設け、この各点での変位を計測した。試験坑道掘削試験期間（1988年12月1日～1989年1月10日）中の岩盤変位～切羽離れ図を図5.3に示す。縦軸は設置時の値を0とし計測坑道壁面を基準とした場合の変化量、横軸はG断面（T2530）



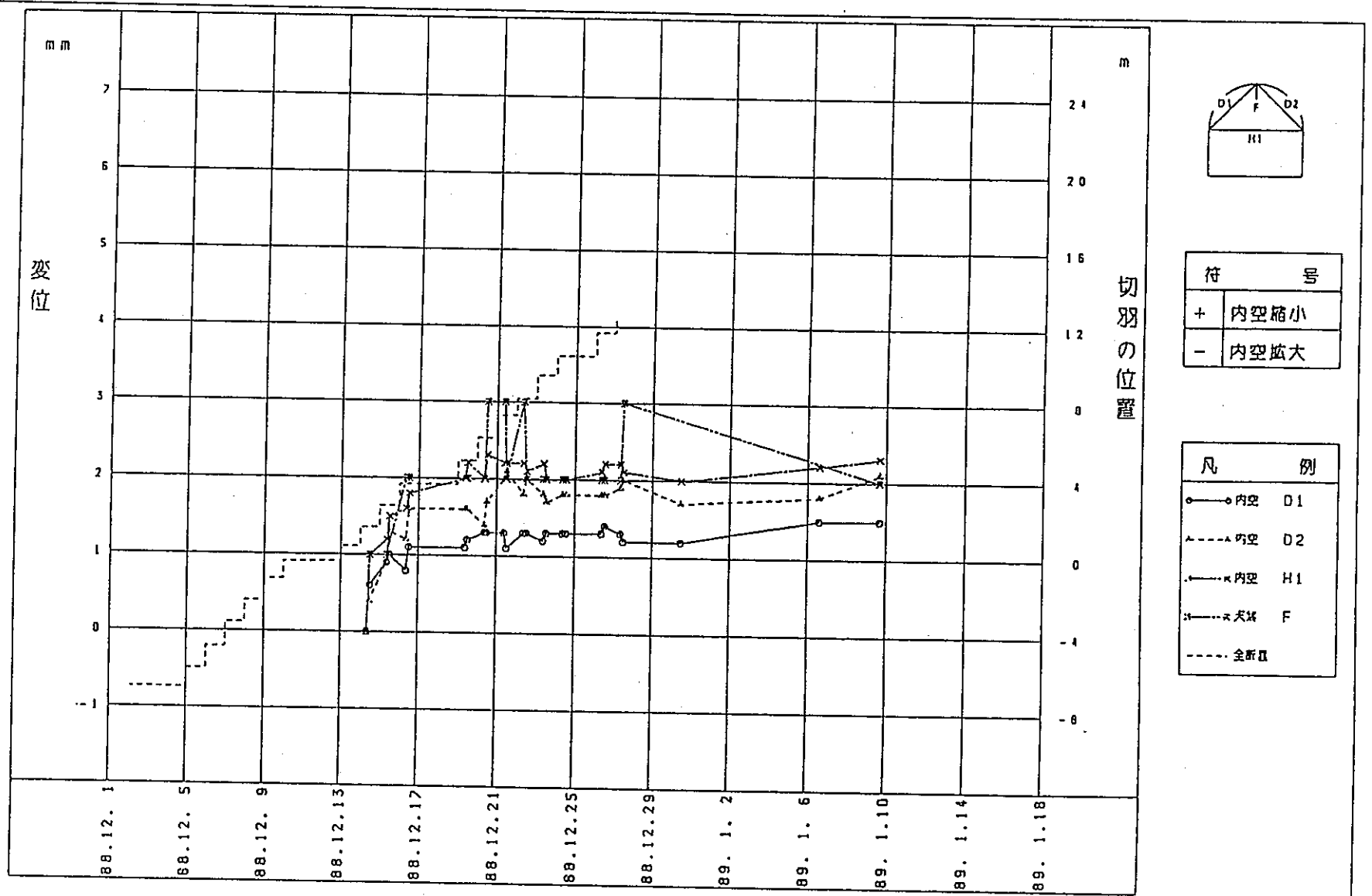
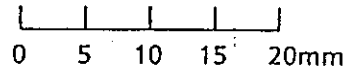
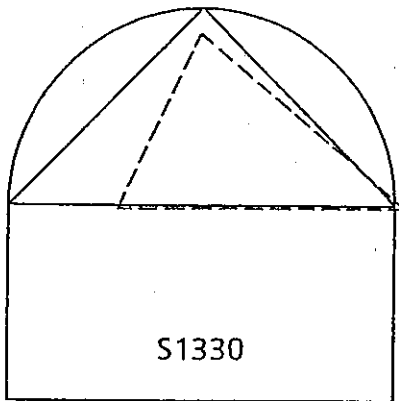
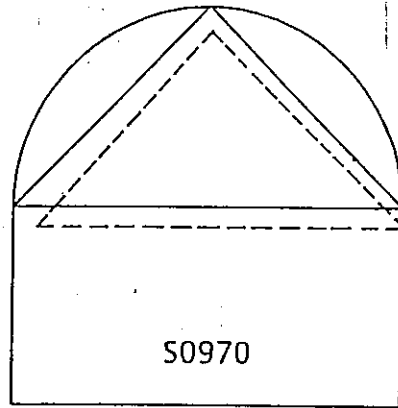
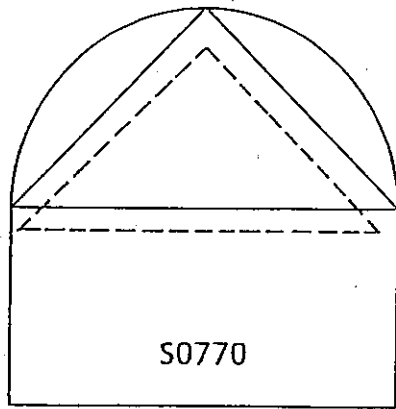


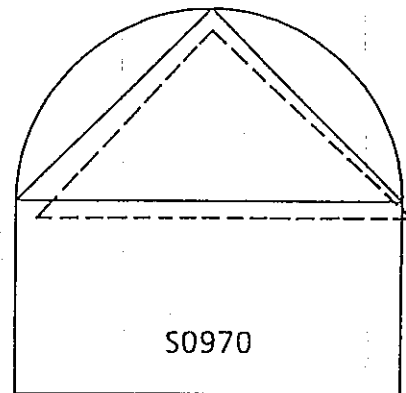
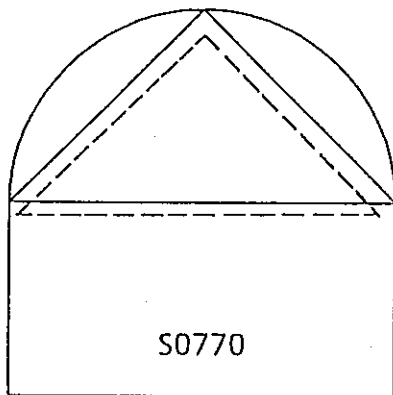
図5.1 内空変位・天端沈下～時間～切羽離れ図  
(S0770、試験坑道掘削試験期間)

(2) STA 0770	試験坑道(2)
内空変位・天端沈下	経時変化図
東濃鉄山北延試験坑道	



・天端は鉛直に下がり、水平測線は水平を保つと仮定して表示

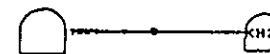
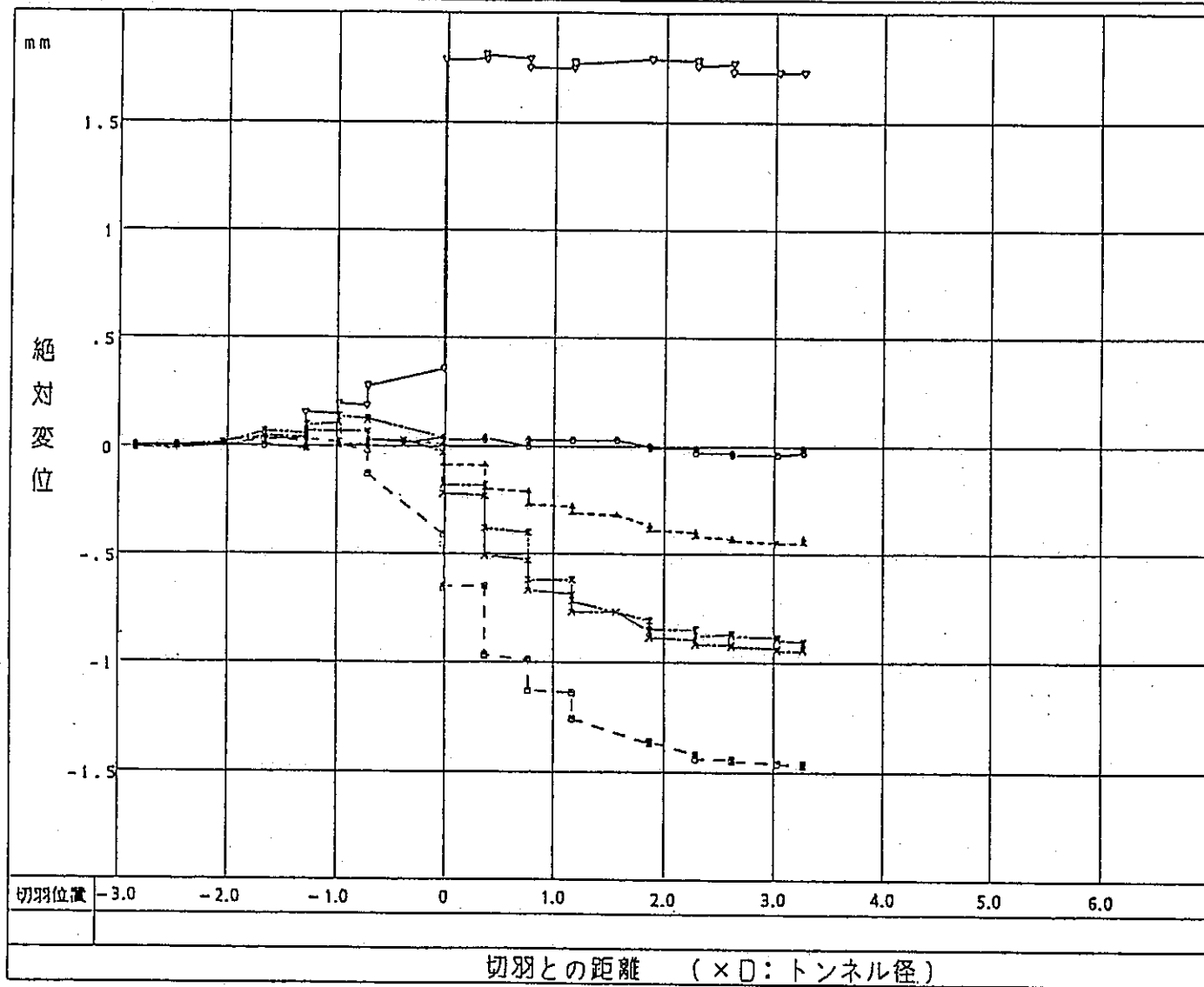
2Dにおける変形モード



3Dにおける変形モード

注；実線は測定点設置直後の形状、破線は切羽が2D、あるいは3D進んだ時点での形状を示す。

図5.2 各断面の変形モード



符 号	
+	試験坑道の伸び
-	試験坑道の縮み

試験坑道からの距離 (m)	
○—○	6.0
△—△	4.0
×—×	2.0
*—*	1.5
□—□	1.0
◇—◇	0.5

図5.3 岩盤内変位 切羽離れ図  
(試験坑道掘削試験期間)

(1) STA 2530

試験坑道(2)

地中変位計

絶対変位

東濃鉱山北延試験坑道

と切羽の南北方向の距離である。

#### (1) 試験坑道の掘削による地山挙動について

今回の試験では、併設する計測坑道から試験坑道掘削以前に予め岩盤内変位計を設置し、計測断面に切羽が到達する以前からの変位（先行変位）から、切羽が通過して計測断面の挙動が安定するまでの全変位を連続して測定することが、重要な目的の一つである。

先行変位を含めた岩盤内変位の全変位と切羽の進行との関係を議論するためには、三次元的な切羽の進行の効果を考慮することが不可欠である。図5.3を見ると、坑壁から1.0mの地点は、明らかに切羽が断面に到達する前で変位しており、先行変位の様子が見られる。また、特に坑壁から4.0mの地点の変位で顕著であるが、坑壁から離れた地点の変位は、数値解析で見られたように、急激ではなく徐々に収束に向かう傾向が現れている。坑壁より2D（6.0m）離れた地点の変位は、変位量が大変小さく、ほとんど計測誤差の範囲内である。これらの岩盤内変位の定量的な評価は、6.2節にて行う。

#### (2) 時間依存的な地山挙動について

発破後の測定から次の日の発破前の測定までの変位や、掘削の停止している日の変位がほとんど無いことから、時間依存的な変形はほとんど無いことがわかる。また、変位が安定している時のデータのバラツキがほとんど無いことから、測定精度は、0.1mm以下であると言える。これは、掘削作業の影響を受けない計測坑道で測定したためと考えられる。

#### (3) 岩盤内の変位の分布について

岩盤内の変位は、試験坑道壁面から1.5～1.0mの間で急に増えていることがわかる。1.0～0.5mの間ではさらに急激な変位の増加が予想されるが、0.5mの測点が発破によると思われる損傷を受けて計測不能となっている。これらの岩盤内の変位の分布の傾向は測点断面に切羽が到達した時点から掘削終了時まで同様であった。

### 5.5 原位置弾性波速度測定（二宮ほか、1990）

#### 5.5.1 サイスマックトモグラフィー探査

サイスマックトモグラフィーは、ボーリング孔、横坑内や、地表に起振点・受振点を多数配置し、様々なパスを通る弾性波の初動を測定することにより、これらに囲まれた地盤内部の弾性波速度分布を求め画像化する技術である。

本探査では、坑道掘削によって発生する緩み領域を弾性波（P波）速度の変化する領域として定量的かつ空間的に把握することを目的とする。測定は、地盤の初期状態を知るために試験坑道掘削前に試験坑道に垂直な二次元断面内の詳細な弾性波（P波）速度分布を求めておき、次に試験坑道掘削後に同様な測定を行って速度分布を求め、両者の差を取ることにより、坑道掘削によって生じた弾性波速度変化領域を調べた。

測定は図3.3のH断面（S1130）で行ない、ボーリング孔KS-1、KS-2を用いた。KS-1は上向き30°、KS-2は下向き13°である。起振点は2mピッチ、受振点は

1 mピッチで設けた。起振には電気雷管を、受振には多連式の数速度計を用いた。試験坑道掘削後は坑道内にも起受振点を設けた。

#### (1) 試験坑道掘削前

トモグラフィー手法により再構成された試験坑道掘削前の速度分布断面図を図5.4に示す。図より、解析対象断面の大部分は2.2~2.4km/sのほぼ一様な速度分布であることがわかる。特徴としては、KS-1孔の孔底付近が他より低速度であること、KS-2孔の孔底付近が他より高速度であることなどが挙げられるが、他の部分との速度コントラストは極めて小さい。

#### (2) 試験坑道掘削後

この解析では、試験坑道掘削前と同一の起振点・受振点のデータに加え、試験坑道内の起振点・受振点のデータも使用しているが、例えば、試験坑道下端とKS-1孔との間で測定した場合のような、物理的に伝播経路が予測できないような走時データセットは除いてある。

試験坑道掘削後の速度分布断面図を図5.5に示す。

図を見ると、試験坑道の周囲に岩盤の健全部と比べて低速度の部分が分布している。図5.6に試験坑道掘削前後の速度分布変化図を示す。これより、試験坑道掘削に伴い、最大20%程度の速度低下が生じたことが分かる。弾性波トモグラフィーの解析結果をまとめると以下のようなになる。

- ①試験坑道掘削前の対象岩盤の速度は2.2~2.4km/secのほぼ一様な速度分布であった。
- ②試験坑道掘削後は、掘削前に比べ試験坑道の周囲で速度が低下した。
  - a. 速度が10%以上低下した領域は、坑壁から0.8~1.5mの範囲で、試験坑道の上側で下側より大きく、切羽に向かって右側で左側より大きい。
  - b. 速度の低下量は、最大25%程度（試験坑道の右側）に達している。

### 5.5.2 屈折法弾性波探査

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地盤の弾性波速度とその層厚を明らかにする技術である。

試験坑道の東側壁面のスプリングライン下50cmのところに側線を設け、50cmピッチで40点の受振点を設けた。同一線上に3.5~4mピッチで6点の発振点を設けた。発振には電気雷管、受振には地震計を用いた。

解析結果として図5.7の下段に深度走時図、上段に速度分布断面図を示した。受振点番号は連絡坑道側から1,2,3,...で、試験坑道の奥の切羽に最も近いところが40である。表層の層厚は、深度走時の大きいところでは厚く小さいところでは薄い。下段の深度走時図をもとにその層厚を計算し、走時曲線に合致するよう修正した最終的な結果が上段の断面図である。図より、表層の層厚は受振点番号1~10, 17番付近および38~40で0.1~0.3

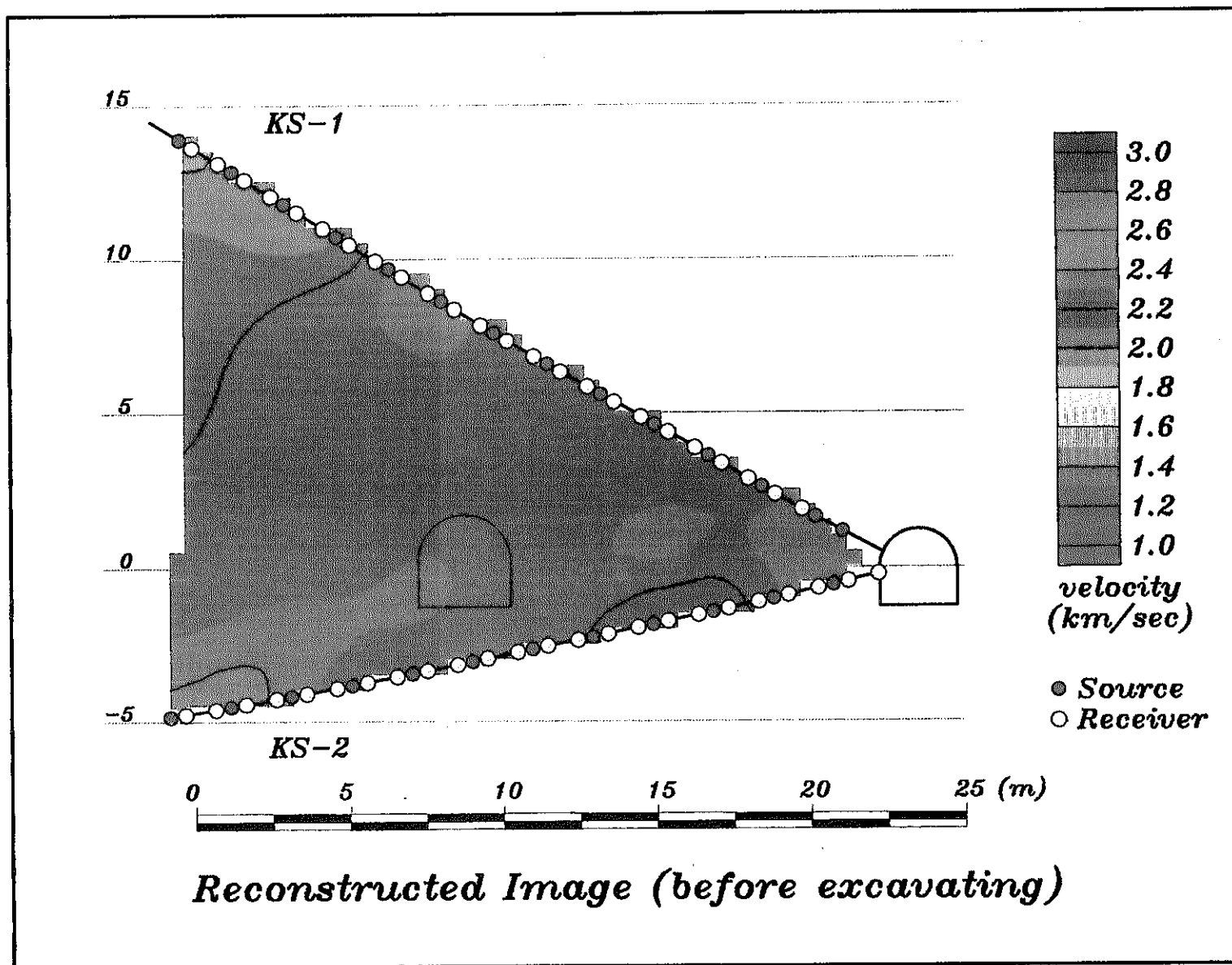


図5.4 弾性波トモグラフィー、速度分布断面図 (試験坑道掘削前)

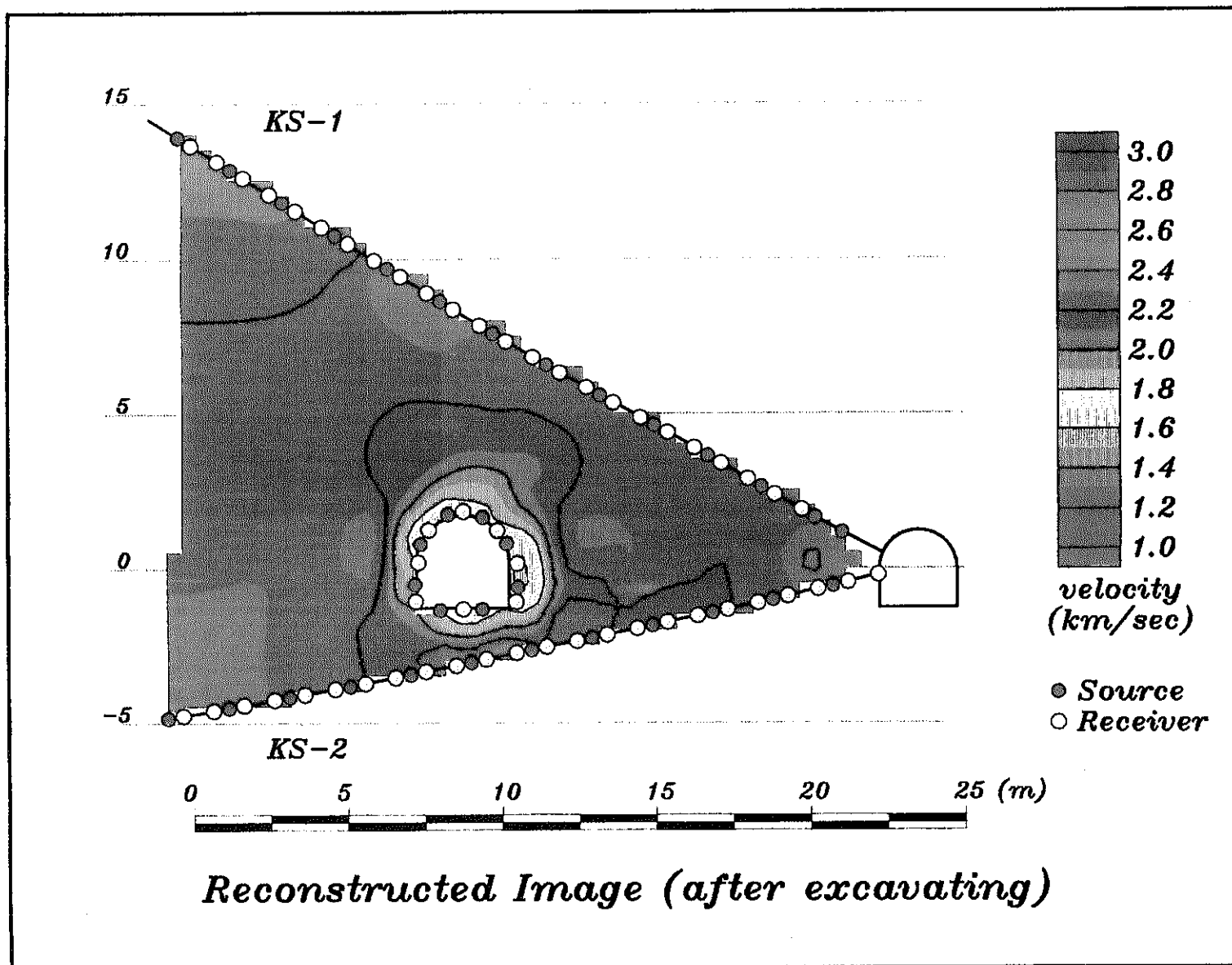


図5.5 弾性波トモグラフィ、速度分布断面図 (試験坑道掘削後)

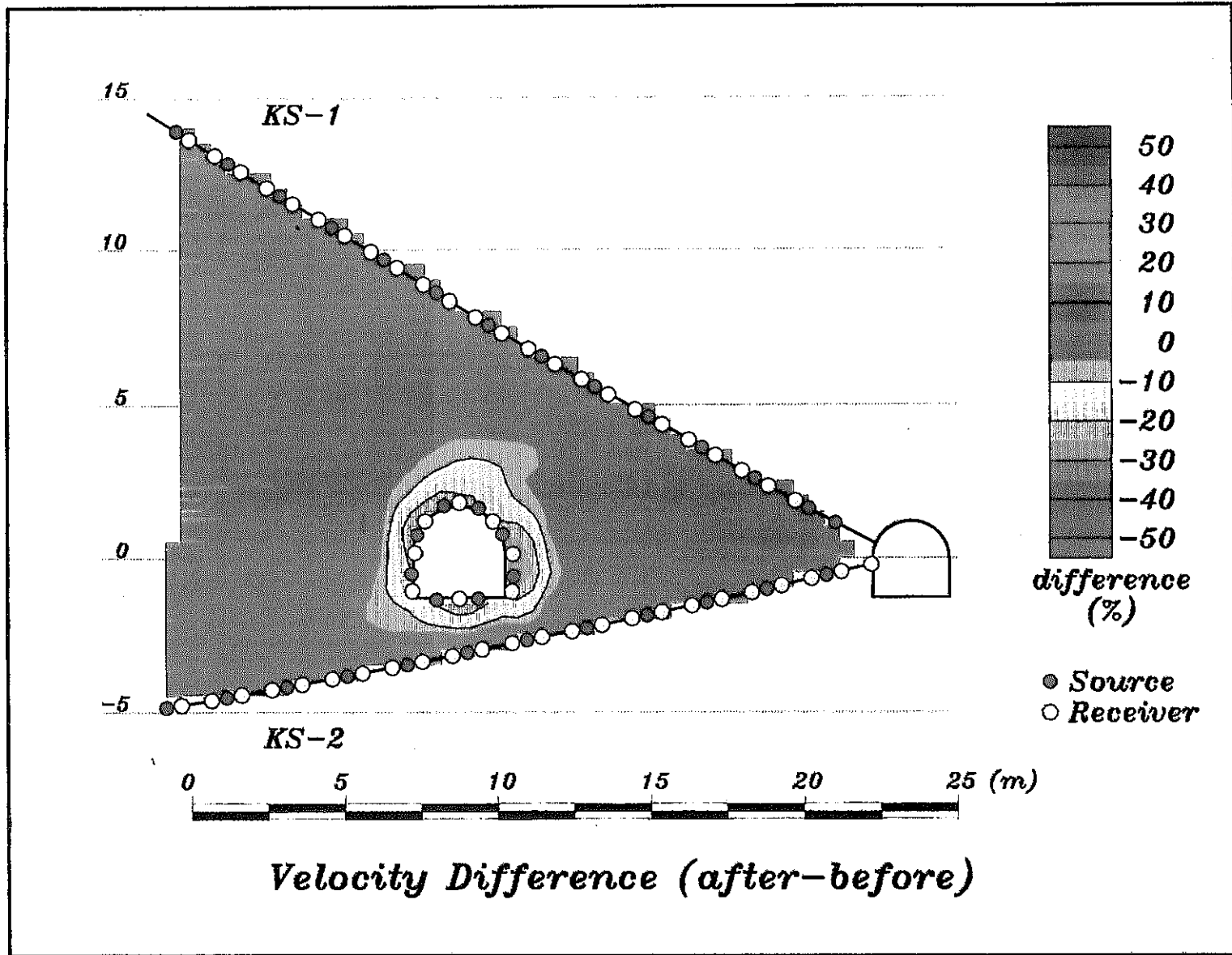


図5.6 弾性波トモグラフィ、速度変化分布図 (試験坑道掘削前後)



mと薄く、それ以外の13番付近と19～35では0.5～0.8mと厚くなっていることがわかる。また、新鮮な岩盤の速度値は、受振点番号1～23で2.3km/s、24～32で2.0km/s、33～40で2.2km/sである。

本解析で得られた表層部分は、試験坑道掘削にともなって発生した緩み領域に相当すると考えられる。また、走時曲線の形状からみて、表層部と岩盤の新鮮部との境界は漸移しているのではなく、比較的明瞭に分かれているものと推察される。

弾性波トモグラフィーの測定断面と屈折法弾性波探査の測線との交点は、受振点番号22と23の間であり、図中に矢印で示した。この交点での屈折法弾性波探査の結果は、緩み領域の速度が1.2km/s、層厚が0.8m、新鮮な岩盤の速度は2.3km/sである。

### 5.5.3 考察

#### (1) 弾性波トモグラフィー探査結果とボーリング調査結果・室内試験結果との対応について

室内試験の節で述べた様に、亀裂のない岩盤実質部の弾性波速度は2 km/s前後のほぼ一様な分布している。RQDをみると、KS-1の方が全体にその値が小さい傾向である。KS-1では孔口～4 m、9 m付近、12～14m、23m付近、KS-2では9 m付近16m付近にRQDが非常に小さく、換言すれば、亀裂の多い部分が分布している。

試験坑道掘削前の弾性波トモグラフィー探査結果をみると、多少水平な層構造がみられるが、全体に変化は少なく、2.2～2.3km/sとほぼ一様な速度分布をしている。坑道センターより上方(KS-1で22m以深)に、速度のやや低下している部分がある。ボーリング調査結果をみると、KS-1の22～23mにRQDが0で、ボーリングコアをみてもコアが割れ目で細片状に割れている部分がある。この弱部が層状に分布しているとすると、KS-1のこの地点以深の弾性波トモグラフィーの測点の走時データを波線が全てこの層を通過するため、この地点以深の速度分布が低く評価されたものと思われる。他の部分ではRQDが小さいところも必ずしも弾性波トモグラフィーで速度の低い部分とは評価されていない様である。これらの部分の亀裂は閉じていて、弾性波速度に影響していないためと推定される。

#### (2) 屈折法弾性波探査結果と掘削壁面地質観察結果との対応について

図5.7 では試験坑道起点からの距離12.5～16mの部分の表層部分の速度が1.0km/sと他の部分よりも遅くなっている。試験坑道の東側壁面の亀裂の分布を見ると、その部分は他に比べて亀裂に富む部分であり、屈折法弾性波探査結果とよく調和している。

#### (3) 弾性波トモグラフィー解析結果の非対称性について

図5.5 に示したように弾性波トモグラフィー結果からは、試験坑道近傍の速度低下域の分布形状が左右非対称となって求められた。そこで、この結果の妥当性を検討するために速度が2.2km/sの岩盤中に、速度1.2km/s、厚さ1 mの低速度域(試験坑道周囲の左右対称な緩み領域を想定)が存在するような地盤モデルを仮定し、数値実験を行った。

モデル解析結果(図5.8)と実測データの解析結果(図5.5)を比較する。ここで、モデル解析結果は、反復計算における収束の度合いが同じレベルになるように、RMS

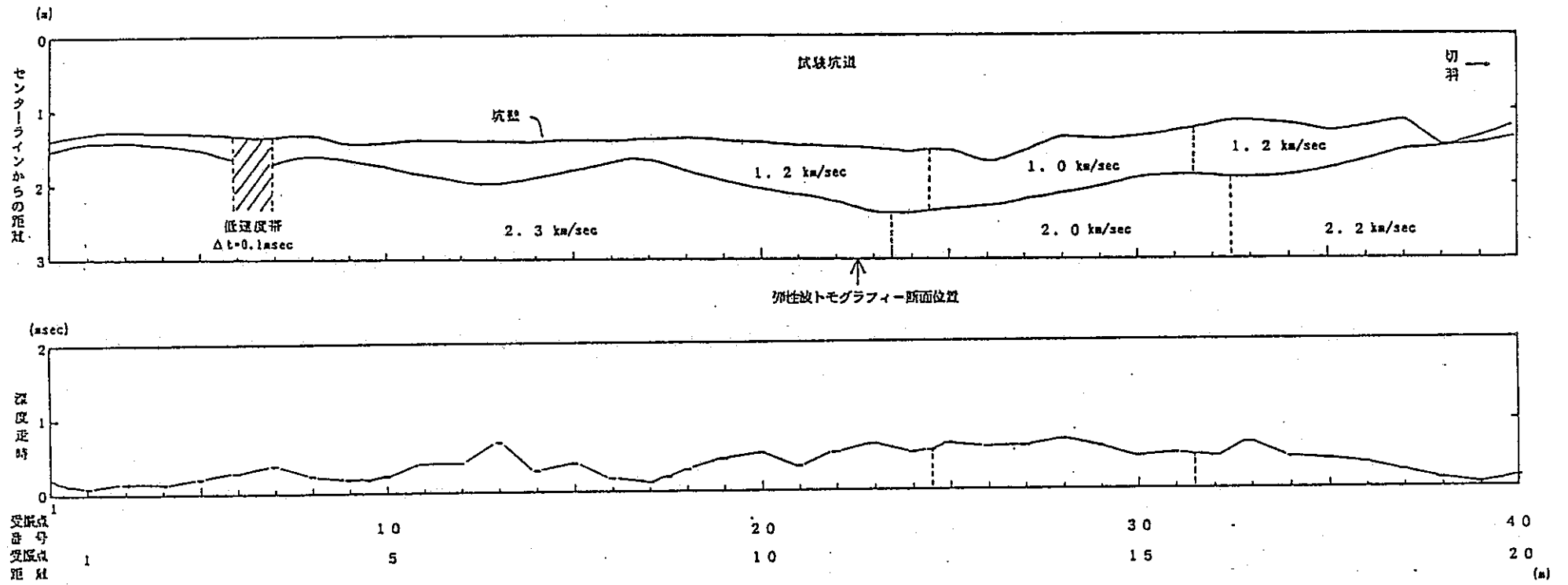


図5.7 屈折法弾性波探査、解析結果図

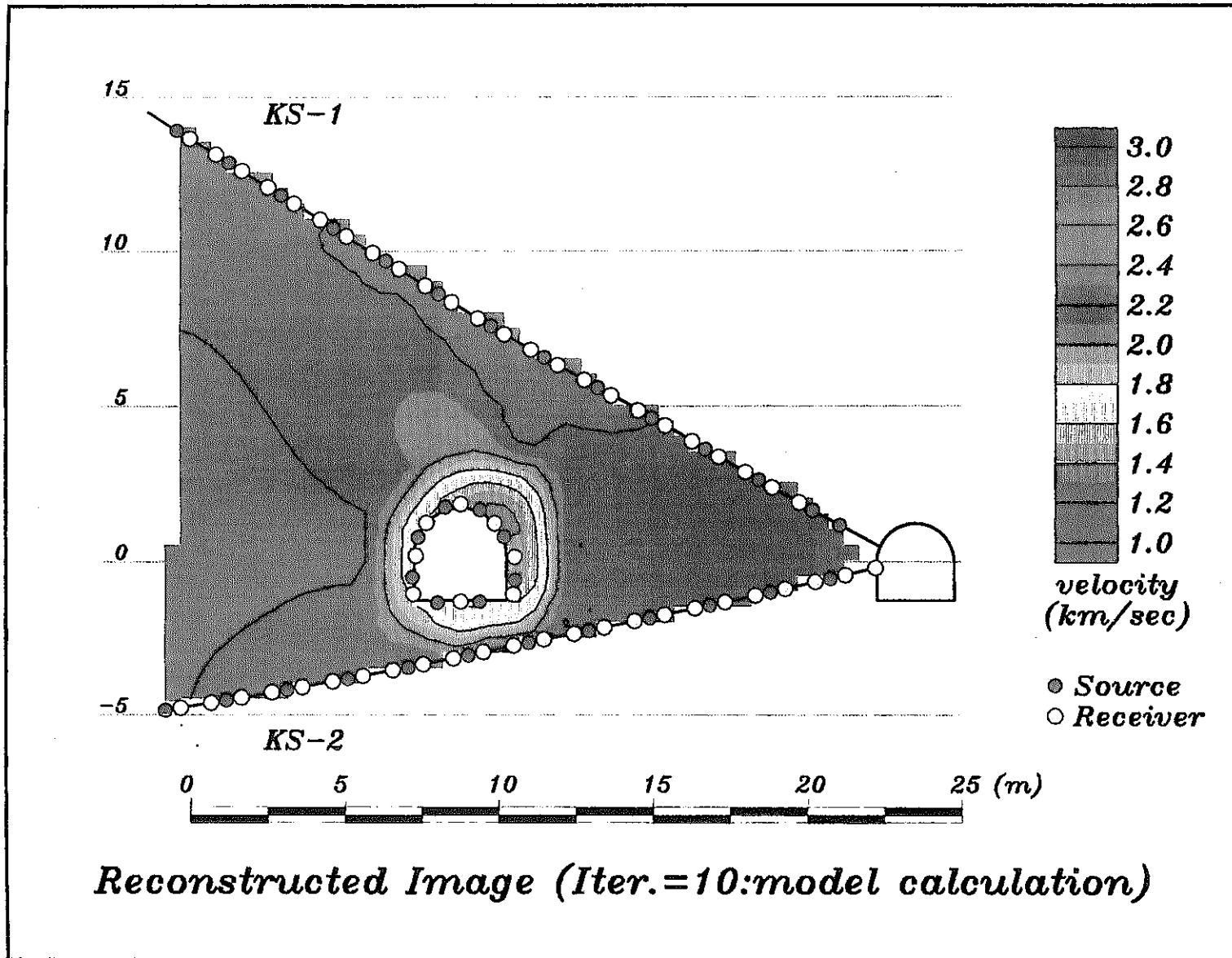


図5.8 弾性波トモグラフィ、速度分布断面図 (モデル解析)

残差が同程度の場合の結果を採用した。図を見ると、両者とも試験坑道の左側や下側より、右側および上側の方が速度が遅く求められており、よく類似した結果となっている。また、左右対称なモデル図（図5.7）では、試験坑道右側の方が想定した地盤モデルに近い速度値を示していることがわかる。一方、実測データの解析では、モデル解析結果に比べて試験坑道近傍の速度が低下した領域が全体に小さい。これは、同じ解析の収束精度で比較していることから、実際の地盤の速度低下領域はモデルの1 mよりも小さいことを表している。また、モデル解析の結果ではどちらかと言うと試験坑道の右上側の速度低下が大きいのにに対し、実測データの解析結果では右上側の速度低下は余り大きくなく、右側壁部の速度低下が大きい。これは、解析の性質上生じる非対称性ではなく、実際の地盤の速度分布がその様な傾向を持っていることを意味している。

また、試験坑道の右側の方が左側よりも早く地盤モデルの速度分布に近づくのは、起振点・受振点配置（以下ジオメトリーと呼ぶ）の非対称の影響であると考えられる。すなわち、ジオメトリーが非対称であるために、解析対称領域を覆う波線密度の違いが生じ、それが収束状態の不均一さを引き起こしていると考えられる。

この様に、今回のジオメトリーのような測定で、走時データに誤差を含むデータセットを用いた解析では、ジオメトリーの非対称性の影響が残っている可能性があり、試験坑道近傍の速度低下域の分布形状は、実際は左右対称である可能性がある。

#### (4) 弾性波トモグラフィー探査結果と屈折法弾性波探査結果の整合性について

屈折法弾性波探査結果では、弾性波トモグラフィー断面の部分での、表層の低速度層の厚さは0.8mで速度は1.2km/s、新鮮部での速度は2.3km/sであった。また、これらの層の境界は比較的明瞭に区分されることが推定された。

弾性波トモグラフィーでは、1辺1 mのセルに分割して解析を行っているので、屈折法のように層構造を仮定して直接的に低速度層の速度と層厚を求めると言う方法と比較して、低速度域の境界がぼやけて、平均的な速度しか求まらない可能性がある。何れにせよ、両者の解析で得られた緩み領域に対応する部分を波が通過する時間は、解析方法によらず同じ値を示すと考えられる。

そこで、両方法の解析結果の整合性を見るために、二層モデルによる分析を試みた。これは、地盤が低速度層と新鮮部の二層からなると仮定して、弾性波トモグラフィーの結果の速度分布を入力してその層厚を求め、屈折法の結果と比較しようと言うものである。各層の速度としては、屈折法の結果を用いた。解析の対象とした位置は、弾性波トモグラフィーの解析精度の最も良かった、試験坑道右側側壁部で、ちょうど屈折法弾性波探査を実施した位置と一致する。

いま、弾性波トモグラフィーにより求めた速度分布は二層モデルによる速度分布が移動平均されたように分散され、その領域を弾性波が通過する時間は等しいと考える。この様にして、低速度層の層厚を求めた結果を図5.9に示す。低速度層の厚さは側壁から0.82mであり、屈折法による結果0.8mとよく一致している。このことから、弾性波トモグラフィーと屈折法とでは、低速度層の速度や分布に、手法の違いによる差異がみられるものの、緩み領域を波が通過する時間は両者の結果で一致すると見なすことができ本質的には同一のものを捉えていると言える。

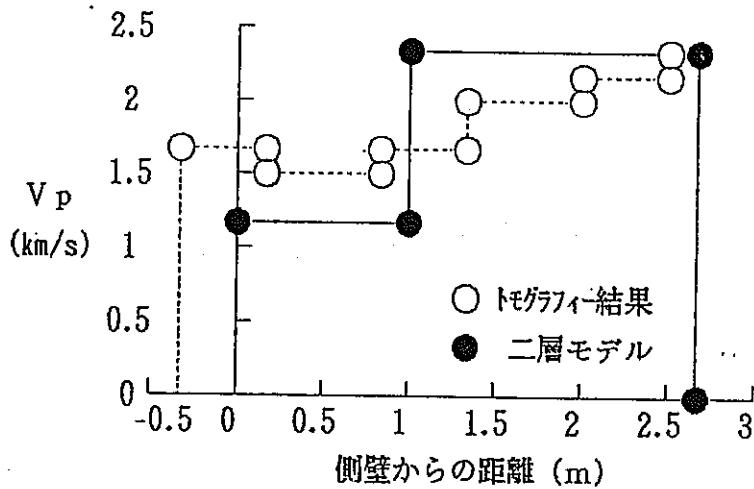


図5.9 速度分布二層モデルによる検討結果

(5) 地山挙動計測結果と弾性波探査結果との比較

弾性波トモグラフィ探査対象断面 (S1100) 近傍の地質は、砂岩・泥岩の互層で、やや亀裂が多く一部の亀裂は大きく発達した断面である。

最寄りの断面の、内空変位測定による坑道の変形モードは、静水圧的な変形その他、右側よりも左側の側壁の変位量が大きいことを示している。

岩盤内変位を見ると、試験坑道側壁より0.5mの地点では、岩盤内変位計を設置したボーリング孔が濃れている挙動を示し岩盤の緩み領域に入っている。また、深部から側壁より1.5mの地点までは変位は徐々に増え、それより浅い部分で変位が急増している。詳細はこの変形の数値シミュレーション結果の章で述べるが、緩み領域と岩盤新鮮部との境界は、試験坑道側壁から0.5~1.5mの間にあると言える。

弾性波トモグラフィでは、試験坑道周囲の岩盤の切羽に向かって右側の方が速度低下が大きいという結果が得られたが、上記のことより、前述した通り、それは測定上の非対称性に起因するものであり、緩み領域は、試験坑道周囲に同心円状またはむしろ左側の方が大きいような分布をしていると推定される。屈折法によって得られた、試験坑道右側側壁部の低速度層の深さ0.8mは、岩盤内変位より推定された緩み領域の深さと良い対応を示している。

以上のことから、弾性波速度の低下域として捉えられた掘削による緩み領域は、概略的には、その厚さ0.8m程度で試験坑道周囲に同心円状に分布していると推定される。屈折法により、岩盤の速度低下域と新鮮部は明瞭に区分され、新鮮部の速度は2.3km/s程度であった。これは、室内試験によるボーリングコアの弾性波速度の平均的な値とほぼ一致した。

一方、低速域の速度は、1.2km/s程度であった。室内試験により、岩石の破壊にともなう弾性波速度の低下を調べた結果では、弾性波速度は、強度点を過ぎてほとんど変化せず、かなり破壊がすすんで荷重の低下が生じてから僅かに速度が下がるものがある程度である。これ以上変形が進むと弾性波が急激に減衰して計測できなかった。したがって、弾性波速度が1.2km/sに低下するという事は、相当損傷を受けているというこ

とを示している。通常、掘削による応力集中のみの影響では坑壁部にその様な大きなひずみが生じることはない。したがって、岩盤が大きな損傷を受け、そのような大きな速度低下が生じた領域は、発破損傷領域であると解釈される。

## 6. 岩盤挙動の解析・評価

### 6. 1 岩盤挙動と地山の地質状況との比較

トンネルの変形挙動は、支保の規模が同じであれば、その変形は主に地山の状況に依存してくる。すなわち、地山が工学的に不良であれば、周辺岩盤の変形挙動は大きく発生するだろうし、逆に良好であれば、その挙動は一般的に小さい。このように、トンネルの掘削による岩盤変形挙動と地山状態（地質状況）とは、一般的にかなりの相関関係をもっている。

地山状態を構成する地質要因には、数多くの種類がある。しかし、これらのすべてがトンネルの変形挙動に影響してくるわけではない。例えば、古生界の硬岩地山と、新第三系の軟岩地山では、各々変形に影響を及ぼす地質要因は異なる。同様に、同じ軟岩地山とはいえ、異なる岩体に（山に）あれば、やはり変形に影響する地質要因は微妙に異なってくる。ゆえに、個々の地山の特性を把握するためには、各トンネル（地山）ごとの地山評価表を作成することが必要である。

このようなことを工学的に評価するために地山総合評価を実施し、得られた地山総合評価点と水平内空変位の最終変位量、1D変位量、初期変位速度等との相関関係を調べた。更に、地山総合評価をするために構成する各項目が、地山総合評価点に各々どの程度依存しているのかを検討した。すなわち、どの地質（地山）要因の評価が、水平変位と相関性の良い地山総合評価点と相関関係があるのかを調べることにより、変形が比較的依存する地質要因を抽出することができる。

この検討結果から、以下のように考察される。

- (1) 試験坑道区間だけでも計測結果と地山評価点の分布は比較的よく一致しており、地山評価点の悪い（高い）場所では、変位が大きくなる傾向を示している。
- (2) 「岩相」と「全体の亀裂の分布形状」の2項目が、地山総合評価点と強く相関性があると推定される。
- (3) 「断層の種類」は、連絡坑道（月吉断層の走向方向）ではやや強い相関がみられたが、試験坑道（月吉断層に直交）ではほとんど相関性はみいだせない。

地山総合評価点と「亀裂の状態」の各項目の相関係数は平均して他項目より大きく、本地山が粘土質の地質にも関わらず「亀裂」にもかなり依存する地山特性を持っていることが考えられる。これは、調査地点の地山が月吉断層の形成応力場の影響下にあることを示すとも考えられる。

また、「岩相」の分布は、その変化が小さく見落としやすいが、確かに内空変位の分布とよく対応していることがわかる。したがって、このような検討では、図からの肉眼的分析と数学的分析の併用が有効であり、確実な方法になることが再認識される。

以上のことから、この地山では、「岩相」、「亀裂」に特に着目して今後切羽観察をすることが合理的であると考えられる。また、本地山のように複雑な地層構成でも、工学的な評価を的確に実施すれば、概略の工学的地山特性を推定し、地山状態および支保の適否を評価できる可能性がある。

## 6.2 岩盤挙動の予測と計測結果との比較

トンネルの掘削に伴う岩盤挙動を検討する場合には、有限要素法を用いた数値解析が良く用いられる。この場合、主に経済的理由から二次元の平面ひずみモデルを仮定した解析が採用される。しかし、現在のトンネル工法は、地山の挙動そのものを積極的に評価し、地山と支保工を合わせて総合的な構造として捉えようするものである。ここでは、切羽の進行に伴う地山の挙動を考慮した二次元解析を行う。

岩盤の物性値および材料定数は、計測坑道掘削時の研究成果を踏まえて、表6.1のように設定した。

表6.1 解析に用いる定数

初期応力設定		備考
鉛直応力	30 (kg/cm <sup>2</sup> )	土被り 150m 密度 2.0t/m <sup>3</sup> K=v/(1-v);v=0.4
土圧係数	0.8182	
岩盤の物性値		
変形係数	10,000 (kg/cm <sup>2</sup> )	
ポアソン比	0.3	
粘着力	13 (kg/cm <sup>2</sup> )	
内部摩擦角	25 (°)	
支保工		
ロックボルト		
弾性係数	$2.1 \times 10^{-6}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
断面積	5.067 (cm <sup>2</sup> )	

切羽の進行を考慮した解析を実行するため、施工段階を次の3つのステージに区分した。

- ステージ1 初期応力状態 (切羽位置: -2D)
- ステージ2 掘削時 無支保で掘削解放応力の80%を負荷 (切羽位置: 0.33D)
- ステージ3 ロックボルトの剛性を付加し、掘削解放応力の20%を負荷  
(切羽位置: 3D)

これは、無支保で1m掘削した後、ロックボルトを打設するという今回の施工サイクルをモデル化したものである。

実際に計測される変位は、計測開始時から地山の変形が完了するまでの増分値である。したがって、計測値と解析結果とを比較検討する際には、計測開始時までに変形した地山の変位量を除いて考える必要がある。また、地山は次の3次元的な変形挙動をするために

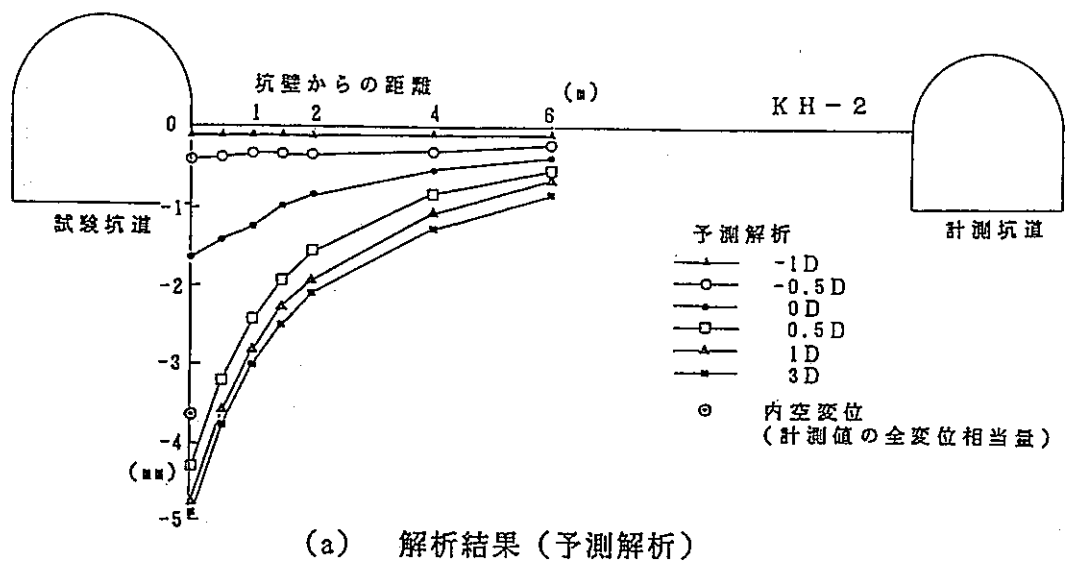


切羽の進行に伴う地山内部の変位は、坑壁の変位と異なった挙動をする。

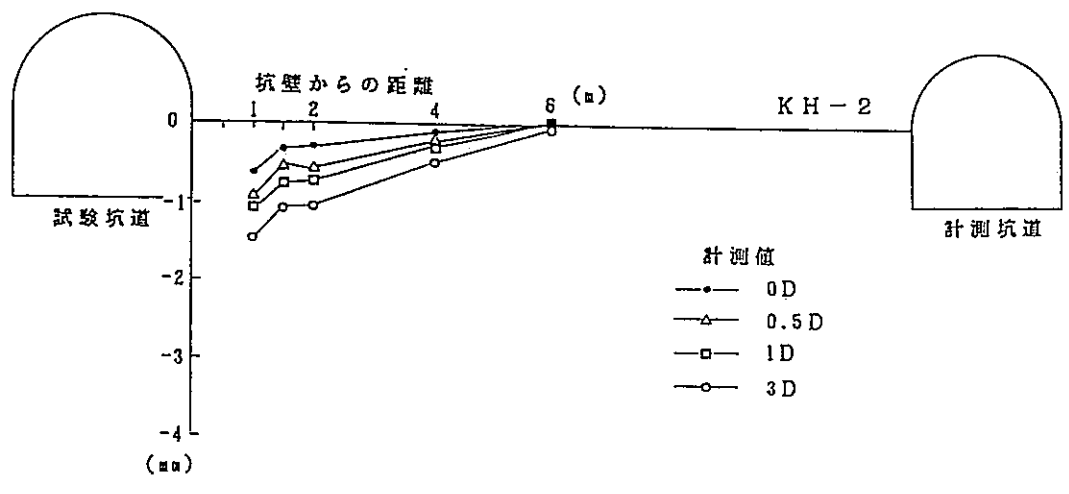
内空変位の変形モードについて、予測解析結果と計測値とを比較した結果天端沈下については、計測値が2.0～3.0mmであるのに対し、解析値は1.8mmであり、計測精度が1mm程度であることを考えるとほぼ合っていると見える。水平方向の変位量については、計測結果が共に2.3mmであるのに対し、3.1mmと解析結果がやや大きい値を示している。

図6.1 に、岩盤内変位について、予測解析結果と計測値とを比較した結果を示す。(a)は予測解析結果を、(b)は計測結果を示している。解析結果は、地山変位に対する切羽の進行の影響を考慮した計測相当量に変換してある。解析結果を見ると、岩盤内の変位は、計測断面に切羽が到達した時点でかなり変位していることがわかる。特に、試験坑道坑壁からの深度が大きいほど切羽の進行に対して早期から変形し始め、逆に深度の浅い地点ほど測定断面を切羽が通過した際に急激に変位する。この傾向は、(b)の計測値でもやや認められるが、坑壁から0.5mの地点の測定値が得られなかったため詳細は不明である。岩盤内変位の全体の傾向を見ると、解析値の方が2倍ほど大きい。特に、坑壁から6.0mの地点は計測結果によるとほとんど変位しないのに対し、解析結果では大きく変位している。図中(a)には、内空変位の計測値を岩盤内変位と比較するために全変位相当量に変換した値も記入した。これを見ると、やはり解析値の方が大きい値を示しているが、岩盤内変位ほどの差をない。このことから、実際の地山は、坑壁から1m以深の部分では弾性的に変位しているが、坑壁から1m以内の所では塑性的に変位し、急激に変位が増加していることが予想される。

原位置弾性波測定結果によれば、得られた坑壁近傍の速度低下領域の厚さは0.8mでありこの予想と良く整合している。



(a) 解析結果 (予測解析)



(b) 計測結果

図6.1 岩盤内変位分布の比較 (予測解析)

### 6.3 岩盤挙動のシミュレーション

これまでに得られた知見をもとに緩み領域を考慮した岩盤モデルを作成し、岩盤挙動のシミュレーションを試みた。また、解析に当たっては、原位置岩盤応力測定結果を考慮し岩盤挙動の総合的な解釈を試みた。

#### 1) 岩盤応力測定結果

実施された測定方法は、応力解放法および水圧破碎法の2種類である。以上の方法により求めた岩盤応力測定結果を、図6.2に示す。これを見ると、全体に応力解放法によって得られた主応力の方が小さくなっている。また、主応力の方向もかなり異なっている。

応力解放法の結果では、3点の測定の内、どの結果も主応力の方向に関してはばらつきが小さかった。一方、水圧破碎法の結果では、主応力の方向のばらつきが大きかった。また、両者の間では、鉛直ボーリング孔で得られたx-y断面の主応力の方向は比較的良く一致しているが、他の2つの水平方向のボーリング孔の結果は異なっている。

この地盤は成層であり層理が水平方向に揃って固結度も余り高くない地盤であり、引張強度の異方性から水平方向に割れ易いことが考えられる。したがって、水平方向のボーリング孔の測定結果は、主応力の方向の測定精度に誤差を含んでいる可能性がある。反対に、鉛直ボーリング孔で得られたx-y断面の主応力は、その大きさも応力解放法の結果と良く一致することになる。以上のことから、ここでは、応力解放法の結果の精度が高いと判断し、それを以下の数値シミュレーションにおける岩盤応力として採用する。

岩盤応力は、南北方向に一番大きく、東西方向に一番小さく値を示している。一般に、鉛直方向の応力は土被り圧程度であり、水平方向の応力は、現在の周囲の地形の影響や、過去の地形の影響による残留応力、地殻応力等の影響を受けて様々な値を取ると言われている。計測結果では、南北方向と東西方向の岩盤の応力の比は約2:1である。また、鉛直方向の応力は土被り圧の2/3程度と小さめである。南北方向の応力が大きい原因は、過去に月吉断層という逆断層を生じさせた地殻応力の残留の影響が考えられる。鉛直応力が土被り圧より小さいのは、現在の地形が比較的平坦な丘陵地帯であることから直接的な理由は見当たらないが、測定地点は月吉断層の北側22mの下盤側に位置しており、この影響により応力場が乱されているとも考えられるが、詳細は不明である。

以上により、岩盤応力として、現状では応力解放法の結果を採用することとした。

#### 2) 緩み領域のモデル化

原位置弾性波測定結果から、試験坑道周囲を取り囲むように速度低下領域が発生したことが分かった。その領域の厚さは、試験坑道東側側壁で0.8mであった。計測点配置による解析精度について検討した結果、この速度低下領域は同心円状に分布していることが予測された。また、室内試験結果と弾性波速度について比較検討した結果、この速度低下領域は、発破による損傷で発生したものであると判断される。

岩盤挙動の計測結果と予測解析結果とを比較検討した結果、上述したような緩み領域の存在を裏付けるように、坑壁から1m以内の所で急激に変位している。さらに、計測結果は、解析結果に比べて全体に岩盤内変位が小さく、内空変位の変形モードは水平方向の変位がより小さい。

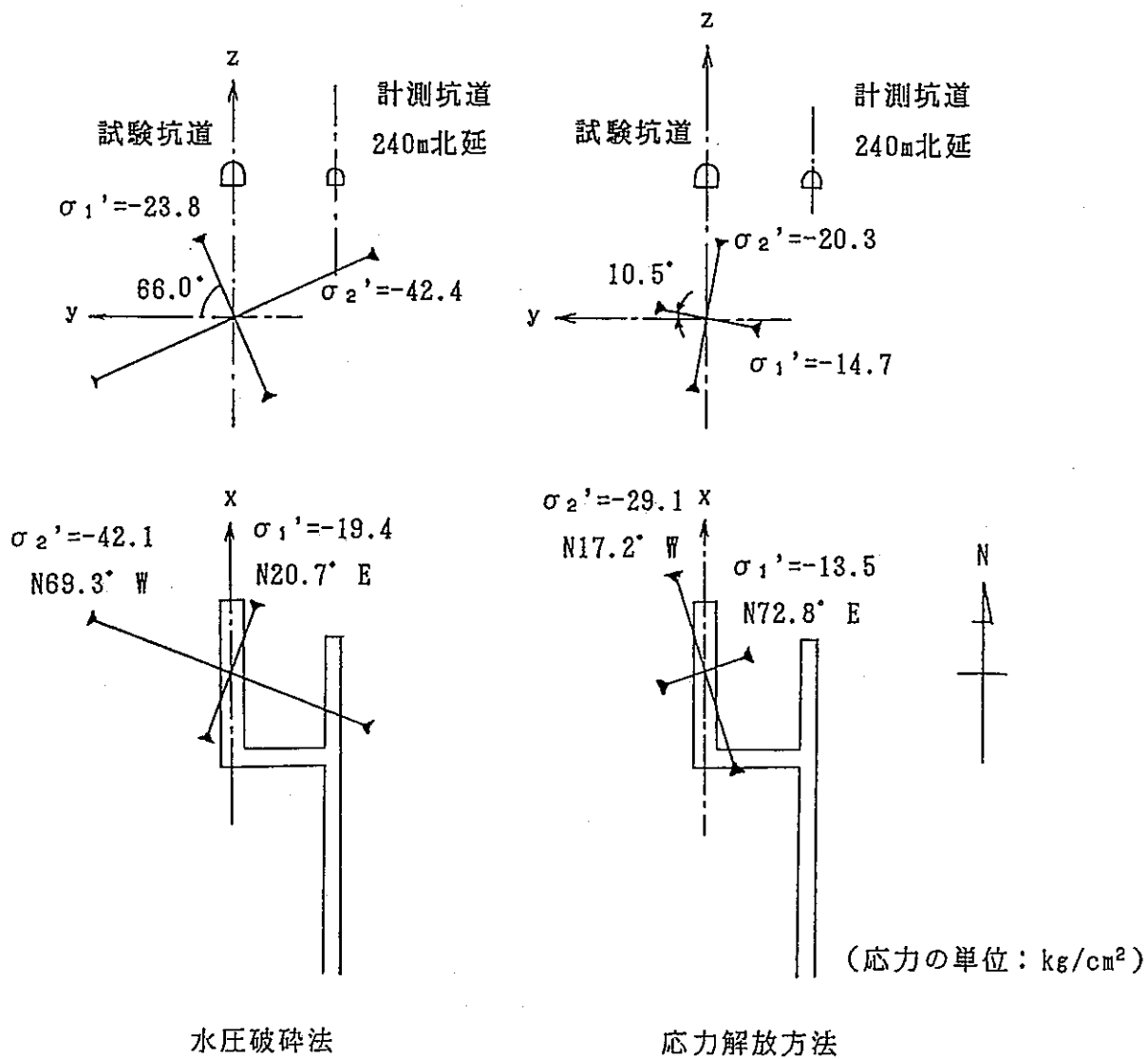


図6.2 岩盤応力測定結果

以上のことを考慮し、緩み領域を取り入れた解析モデルを作成する。緩み領域は、厚さ0.8mで坑道周囲に分布するものとした。図6.3に、解析モデルを示す。この緩み領域は発破損傷により発生するものとし、切羽の掘削を行う際にこの領域の物性値を瞬時に低下させることにより緩み領域の発生をモデル化した。支保の設置についてのモデル化は、予測解析と同様である。掘削前の初期の岩盤応力としては、前節の検討結果により決定した。

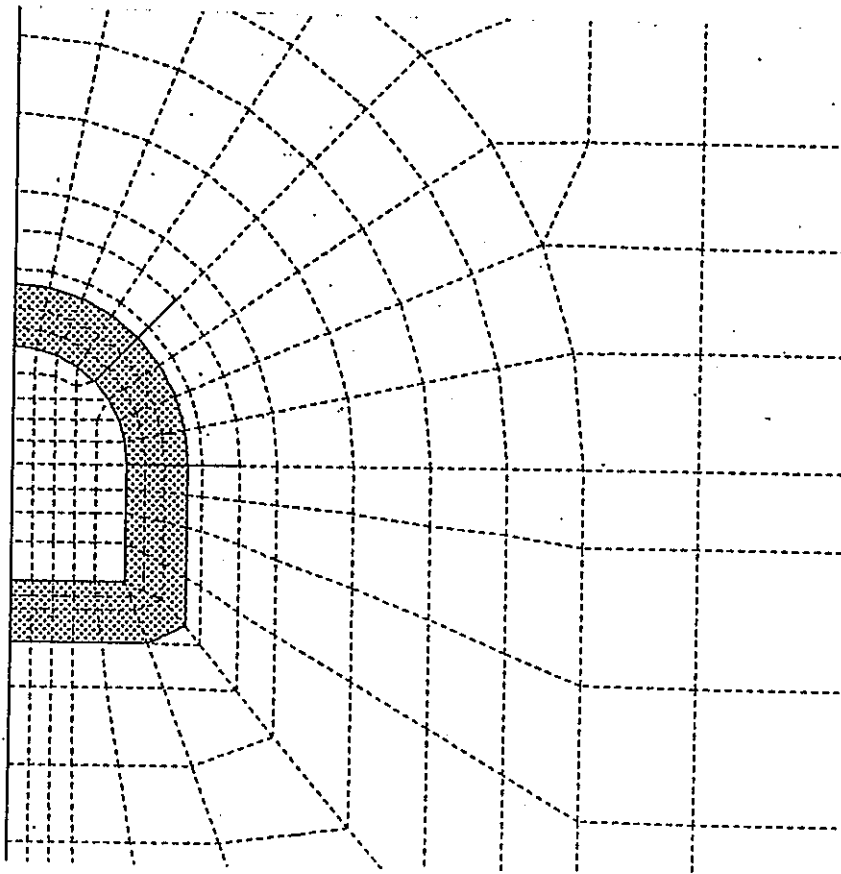


図6.3 緩み領域を考慮した解析モデル

解析に用いた物性値を、表6.2 に示す。岩盤の物性値について、緩み領域は原位置弾性波探査結果を踏まえて次の関係に基づき変形係数を低下させた。

予測解析を行う際に、地山の変形係数は $E = 10,000 \text{ kg/cm}^2$ と設定したが、予測解析結果と計測結果とを比較した結果、予測解析結果の方が大きい結果がでた。そこで、変形係数は同様の解析を数度実施し、トライ&エラーにより決定した。以上のことを踏まえ、図6.3 に示したモデルに対して次の3ステージに区分して解析を実施した。

- ステージ1 初期応力状態—岩盤応力測定値（切羽位置：-2D）
- ステージ2 掘削時 緩み領域の変形係数・粘着力低下  
無支保で掘削解放応力の80%を負荷（切羽位置：0.33D）
- ステージ3 ロックボルトの剛性を付加し、掘削解放応力の20%を負荷（切羽位置：3D）

解析は、二次元断面の有限要素法解析を行ったが、解析結果については予測解析の場合と同様の手法を用いて三次元的な地山挙動を考慮して結果をまとめた。

表6.2 解析に用いた物性値

初期応力設定		備考
鉛直応力	20.1 (kg/cm <sup>2</sup> )	初期地圧測定結果
水平応力	14.9 (kg/cm <sup>2</sup> )	(応力解放法)
岩盤の物性値		
健全部		
変形係数	15,000 (kg/cm <sup>2</sup> )	
ポアソン比	0.3	$V_{p1} = 2.2$ (kg/cm <sup>2</sup> )
粘着力	13 (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_{p2} = 1.2$ (kg/cm <sup>2</sup> )
内部摩擦角	25 (°)	$E_d \propto V_{p2}$
緩み領域		$(V_{p2}/V_{p1})^2 = 0.298$
変形係数	4,500 (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_1 = 15,000$ (kg/cm <sup>2</sup> )
ポアソン比	0.3	
粘着力	4 (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_2 = E_1 \times 0.298$
内部摩擦角	25 (°)	$\approx 4,500$ (kg/cm <sup>2</sup> )
ロックボルト		
弾性係数	$2.1 \times 10^{-6}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
断面積	5.067 (cm <sup>2</sup> )	

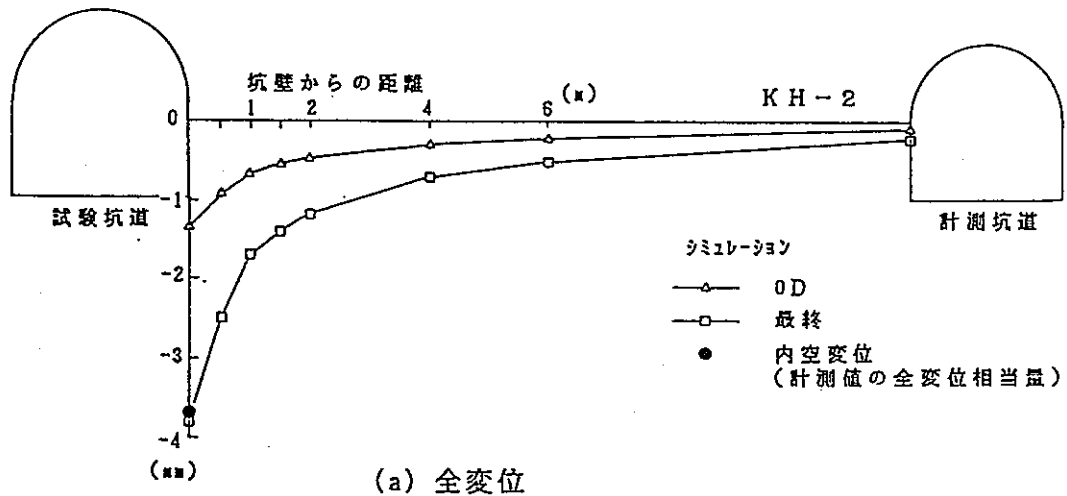
### 3) 解析結果

内空変位の変形モードについて、解析結果と計測結果とを比較すると、緩み領域モデル解析では水平内空変位がよい一致を示している。天端沈下は緩み領域モデルの方がやや小さくなった。

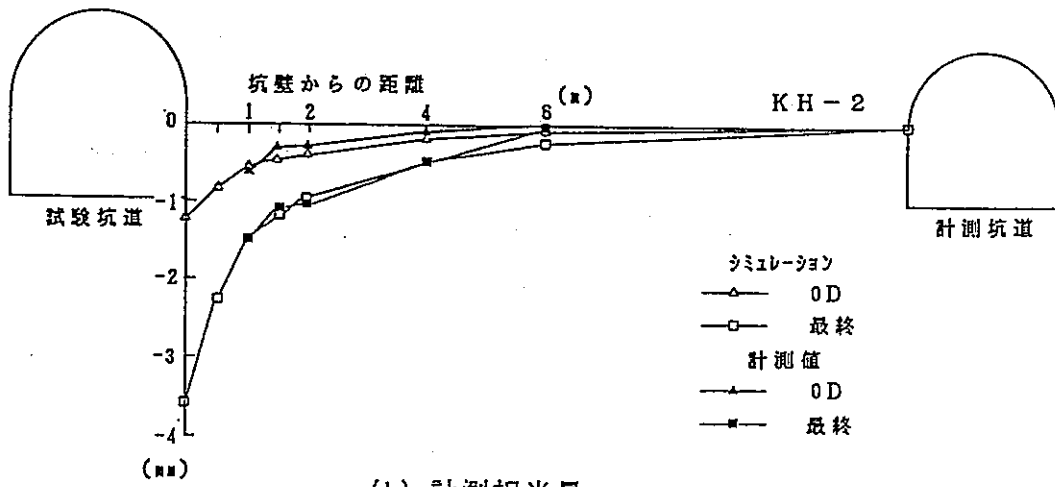
図6.4 に、岩盤内空変位の比較結果を示す。予測解析では、試験坑道坑壁から6 mの地点でもかなり変位が大きかったため、今回の解析では解析領域の外縁を広げ、計測坑道壁面の位置の変位も正確に求めた。このようにして求めた緩み領域モデル解析結果の全変位について示したものが(a)である。これを見ると、期待したように試験坑道坑壁から1 m以内の所で急激に変位していることがわかる。同図には、内空変位の計測値を全変位相当量に換算したのもプロットしたが、解析結果とよい一致を示している。

(a)を見ると、微量ではあるが、計測坑道壁面位置も水平に変位していることがわかった。そこで、岩盤内変位について計測結果と詳細な比較を行うために、この計測坑道壁面位置の変位と測定位置の変位との差を取ってプロットしたのが(b)である。図を見ると、切羽位置が0 Dの場合と最終変位ととともに岩盤内変位の傾向が計測値とよく一致している。

解析により求めた変位の値は、設定した地山の変形係数に依存する。今回の解析では、地山の変形係数は変位が近い値を取るようによりトライ&エラーにより決定した。ここで得られた、変形係数 $E = 15,000 \text{ kg/cm}^2$ と言う値は、室内試験結果や、孔内載荷試験結果から見て十分妥当な値である。このことは、今回掘削試験を行った泥質岩の地山では、室内試験や孔内載荷試験で求めた変形係数と地山の巨視的な変形係数がほぼ等しいことを示している。



(a) 全変位



(b) 計測相当量

図6.4 岩盤内変位分布の比較 (シミュレーション)



#### 6. 4 水理特性からみた緩み領域

これまでに述べてきた掘削による力学的な緩み領域に関する原位置試験と平行して、掘削による水理学的な緩み領域に関する原位置試験を実施した。試験は低圧ルジオン試験（本岡・世一，1984）により行った。透水試験結果を表6.3 に示す。

表6.3 透水試験結果

試験孔番	試験区間		試験坑道掘削前	試験坑道掘削後
KH-1	坑壁から 1.4~2.5m	透水係数	$2.79 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$	$1.11 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$
		換算ルジオン値	$3.00 \times 10^{-2} \text{ルジオン}$	$1.20 \times 10^{-2} \text{ルジオン}$
	0.5~1.0m	透水係数	} 測定限界値以下	$2.09 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$
		換算ルジオン値		$1.35 \times 10^4 \text{ルジオン}$
KH-3	1.4~2.5m	透水係数	$6.54 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$	$8.80 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$
		換算ルジオン値	$5.5 \times 10^{-1} \text{ルジオン}$	$8.10 \times 10^{-1} \text{ルジオン}$
	0.5~1.0m	透水係数	$6.42 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$	$4.45 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$
		換算ルジオン値	$8.40 \times 10^{-1} \text{ルジオン}$	$6.17 \times 10^2 \text{ルジオン}$

KH-1孔の1.4~2.5mの区間は試験坑道掘削前に比べ掘削後の方が透水係数が小さくなっているが、誤差の範囲と解釈できるのでほぼ変化無しと見なせる。0.5~1.0m区間は掘削前の試験では極めて注入量が小さく測定限界以下であったが、掘削後の結果では0.1 kg/cm<sup>2</sup>未満の応力で試験坑道へ漏水した。KH-1孔，KH-3孔共に孔先端から試験坑道までの距離が0.5mほどであり、試験坑道掘削によって地山の緩みが生じ割れ目が開いて試験坑道の坑壁に直結したものと考えられる。

KH-3孔では、1.4~2.5mの区間は試験坑道掘削後の値がやや大きくなっている。しかし、KH-1，KH-3孔の0.5~1.0m区間の変化と比べるとそれほど大きな変化ではなく、試験坑道掘削による影響を小さいと言える。0.5~1.0m区間は掘削後の試験では注水量の全量が漏水し、KH-1孔と全く同じ結果を示している。

以上のことから、試験坑道の坑壁から1.4m以上離れた地点では低圧岩盤透水試験から得られる透水係数、ルジオン値で見ても大きな影響はほとんど現れておらず、試験坑道掘削による地山の緩み領域の範囲は少なくとも試験坑道坑壁から1.4m以内におさまっていると判断できる。

## 7. まとめ

本研究の対象とする「緩み」は、従来トンネル技術の分野で用いられていた力学的なものとは異なり、高レベル放射性廃棄物の地層処分場の性能評価に関わる、より広い意味での空洞周辺の掘削影響領域を指す。すなわち、ここでの「緩み」は、空洞の掘削に伴いトンネル周辺岩盤の天然バリアとしての特性が自然状態から変化した領域として定義される。

今回の原位置計測・試験では、岩盤の天然バリアとして期待される様々な特性の内、力学的なものとは水理学的なものに着目し、以下の計測試験を行った。

力学	静的	変形性	内空変位 岩盤変位
		強度	室内試験
	動的	弾性波速度	弾性波トモグラフィ 屈折法 室内試験
水理学的		透水性	低圧ルジオン試験 室内試験

以下にこれらの計測・試験結果の概要を示す。

### 1) 変形特性

室内試験結果に基づくトンネル掘削時の地山挙動解析結果は、計算された地山変位が計測結果の約半分であるものの変位傾向は一致しており、今回の原位置試験の対象となった堆積岩では、室内試験結果に基づく数値解析により、概略の変形予測が可能であることが示された。

しかし、坑壁付近の地山変位の急激な増加など細かい点については、まだ十分な評価は成されていないと言える。これは、坑壁付近に生じていると推定される掘削（発破）による損傷領域が考慮されていないためである。

そこで、初期地圧計測結果と弾性波トモグラフィ解析結果に基づいて、数値シミュレーションを実施した。その結果は先に示したように、内空変位計測結果と岩盤内変位計測結果を非常によく説明しており、

- ・ 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
- ・ 切羽の進行（トンネルの3次元的挙動）を考慮した数値解析法を用いる
- ・ 発破に伴って生じる発破損傷領域を考慮する

ことにより、かなり正確にトンネル掘削時の岩盤挙動を評価できることが示された。言い替えるならば、トンネル掘削時の周辺岩盤挙動を精度良く評価するためには、岩盤の初期応力の計測と発破による岩盤損傷領域の評価が不可欠である。

## 2) 弾性波速度

弾性波トモグラフィ解析結果は、掘削（発破）により生じる弾性波速度（ $V_p$ ）の低下領域を明確に捉えることが出来ることを示している。しかし、ここで留意しなければならないのは、トモグラフィ手法によって得られた弾性波速度はあくまでも平均化されたものであることである。これは、コアを用いた弾性波速度試験計測では、一部弾性波速度の大きいものがみられるにもかかわらず、トモグラフィ解析結果ではほぼ一様な速度構造となっていることから明らかであろう。また、コア観察の結果ともあまり対応は見られないこともこのためと思われる。

一方、屈折法によって推定される弾性波速度の低下領域は、トモグラフィ解析結果で示されるように速度値が徐々に低下するのとは異なり、明確な境界を持っている。このような弾性波速度の低下領域が、実際に明確な境界を持つかどうかについては、今回の計測あるいは数値解析によるシュミレーションによっては判断することはできない。今後、トンネル坑壁での孔間弾性波速度計測や室内に於ける三軸圧縮試験などを実施した上で検討する必要がある。

しかしながら、今回実施した弾性波トモグラフィは、今後実施されるであろうトンネルの埋め戻し後の挙動に関する試験など、リモートセンシング的手法によらざるを得ない試験に於いても有効であり、本手法の岩盤物性評価への適応性については更に検討を進めるべきである。

## 3) 透水性

今回実施された低圧ルジオン試験は、トンネル掘削前後の透水性の変化を把握する目的で、計測坑道より事前に削孔されたボーリング孔に於いて実施された。

計測の結果、坑壁から 0.5~1.0m 区間では、掘削の前後で明らかな透水性の変化が観測されたのに対し、1.4~2.5m 区間ではその変化は僅かであった。これらの結果を総合すると、掘削により生じる緩み（ここでは透水性の低下）領域は、先に示した力学的なものとはほぼ対応しているものと思われる。しかし、具体的にどの様に対応しているのか、またその現象はどのようなものでかなどについて更に検討するためには、現在得られているデータだけでは不十分であり、今後、詳細な室内試験等を実施した上で検討する必要がある。

以上述べたように、今回の原位置試験により、トンネル掘削時の岩盤挙動はかなりの精度で把握することが可能であることが分かった。

しかしながら、このようなトンネル掘削時の岩盤物性変化の評価は、コアに代表される点に於ける変化量と、弾性波トモグラフィに代表される領域としての変化量の2つについて、同一の評価基準に基づいて成されねばならない。すなわち、今回実施した試験計測の特徴を認識した上で、表7.1 に示すような関係を念頭に、更に詳細な検討を行う必要がある。

表7.1 変化量を知るための試験項目

特性	micro -----> macro		
変形・強度	室内力学試験	孔内載荷試験	岩盤変位計測（掘削解析）
弾性波速度	室内試験	ブロック試験	弾性波速度計測
透水性	室内透水試験	孔内透水試験	間隙水圧計測（浸透解析）

## 8. 謝辞

本研究は委託研究として以下の4社に委託し実施した。

大成建設株式会社  
株式会社大林組  
鹿島建設株式会社  
清水建設株式会社

## 9. 参考文献

山下昇・紺野義夫・糸魚川淳二代表編集委員（1988）：日本の地質5「中部地方Ⅱ」  
共立出版，P.P.116-120

本岡智毅・世一英俊（1984）：ルジオン試験における微流量測定装置の開発と一測定例，  
日本応用地質学会昭和59年度研究発表会，P.P.36-39

二宮康郎・杉原弘造・伊藤克夫・亀村勝美・青木智幸（1990）：ジオトモグラフィーによる地下空洞周囲緩み領域の評価について，第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，P.P.476-480