

変位の大きい変成岩のトンネル掘削

Tunnel Excavation in Deformable Metamorphic Rock

森山 幹男*
Mikio Moriyama

渡辺与志夫**
Yoshio Watanabe

岡井 崇彦***
Takahiko Okai

一條 俊之****
Toshiyuki Ichijo

要 約

相生第1トンネルは、上半先進工法にて掘削を進めていたが、凝灰岩類と泥質片岩の地質変化を境にして過大な内空変位および沈下が発生した。支保部材にも変状が現われたため、補助工法の適用と支保剛性のランクアップで対処し、地山に適合する支保パターンを追求した。しかし、上半部を仮閉合せずに変位が収束する支保パターンは見いだせなかった。また、仮閉合後も鉛直方向の変位は漸増傾向にあった。そこで、当初予定の上半先進工法による掘削は不可能と判断し、以降の区間の掘削工法を鉛直方向の変位抑制に有効な側壁導坑先進工法へ変更した。また変状が発生した区間は、内空断面を侵したため縫い返しが必要になった。

本文は、工法変更に至るまでの変状状況およびその対策と縫い返し施工について報告する。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 工事概要
- §3. 地形・地質
- §4. 施工経緯概要
- §5. 支保パターンの変更
- §6. 工法変更
- §7. 縫い返しの施工
- §8. 計測結果のまとめ
- §9. おわりに

§1. はじめに

一般国道9号は、山陰地方唯一の主要幹線道路である。相生第1トンネルは、島根県の西北浜田市に計画された国道9号のバイパス・浜田道路の3箇所のトンネルの一つであり、延長733mの高規格トンネルである。

当トンネル工事は工事着手後、上半先進NATM工法により順調に掘進を行ってきた。しかし、坑口より280m付近から岩質が凝灰岩類から泥質片岩に移行し、それに伴って過大な内空変位および沈下が発生してきた。

本文は、当該トンネル泥質片岩部における変状状況および計測結果をもとに行ったその対策と、内空を侵した部分の縫い返し施工について報告する。

§2. 工事概要

工事概要を以下に示す。

- (1) 工 事 名 相生第1トンネル工事

*中国(支)東城(作)作業所長
**中国(支)浜田(出)所長
***土木設計部設計課
****土木設計部設計課係長

- (2) 発注者 建設省中国地方建設局
- (3) 工期 平成2年1月～平成5年2月
- (4) 工事場所 島根県浜田市相生町地内
- (5) トンネル延長 733m
- (6) 設計諸元 道路規格 1種3級
 設計速度 60km/h
 車線数 2車線
 巾員 9.0m
 (3.50m×2車線+2.00m)

Table 1, Table 2 に施工パターンを示す。また、代表支保パターンを Fig. 1 に示す。

§ 3. 地形・地質

3-1 地形

浜田市南部は、標高が100m～200mの比較的平坦な丘陵状山地が広がっている。

相生第1トンネル起点側(江津側)・終点側(益田側)

坑口部とも、トンネル掘削を誘因とした地すべりの発生が懸念される地形である。

トンネルの土被りは、凝灰岩部で約80～110m、泥質片岩部で約50～80mである。

3-2 地質

相生第1トンネルに分布する地質は、トンネル起点側より、崖錐堆積物、新第三紀に属する溶岩・凝灰岩類および中生代の三郡変成岩類の泥質片岩である。この内、崖錐堆積物および溶岩は起点側坑口付近に一部小規模に分布するのみであり、凝灰岩類と泥質片岩がトンネル掘削部の大部分を占める。両者は、起点側坑口より285m付近を境界として凝灰岩類から泥質片岩に移行する。

凝灰岩類は、起点側坑口付近の溶岩との接触部では一部D級を示し岩盤の劣化がみられるが、坑口より50m以奥はC級を示し比較的堅固な岩盤である。

泥質片岩との境界部付近は、両者の混在領域を形成し、両者の接触の影響と見られる岩盤の劣化。その後の風化作用によりD級を示す。

Table 1 施工パターン(1)

支保パターンおよび掘削工法	坑門工 0.7	D IVb	D IIIab'	D IIIab	D II-(A)	C II	D II-(A)	D II-(B)	D II-(B)	D II i	D III i	D V i	D V b	D VI b	D VII b	D VII b	坑門工 0.7	
		14.1m	8.0m	15.0m	18.0m	177.6m	17.0m	33.0m	42.0m	18.0m	26.0m	32.25m	20.25m	295.1m	8.0m	7.3m		
坑口よりの距離(m)	0.7	14.8	22.8	37.8	55.8	233.4	250.4	283.4	325.4	343.4	369.4	401.65	421.9	717	725	732.3	733	
導坑	鋼製形状	H-125										H-125		H-125				
	支保工ピッチ(M)	1.0										0.75		1.0				
	ロック長さ(m)	2.0(フォアバイ2.0)										2.0		2.0(フォアバイ2.0)				
	ボルト本/断面	3(4.5) (片側)										3(片側)		3(6.5) 片側				
	吹付コンクリート厚(cm)	10										10		矢板 10				
	側壁コンクリート厚(cm)	140										78		140				
上半	鋼製形状	H-200					H-125					H-200		H-250		H-200		
	支保工ピッチ(M)	1.0					1.0					0.75		0.75		1.0		
	ロック長さ(m)	4.0(フォアバイ3.0)					4.0					4.0		4.0		4.0(フォアバイ3.0)		
	ボルト本/断面	4(20.5)		6(20.5)		6(20.5)		19		16		19		19		16		
	吹付コンクリート厚(cm)	25					15					10		15		15		
	変形余裕(cm)	0										10		0				
下半	鋼製形状			H-200		H-125		—		H-125		H-125						
	支保工ピッチ(M)			1.0		1.0		—		1.0		1.0						
	ロック長さ(m)			4.0		4.0		3.0		4.0		4.0						
	ボルト本/断面			2		4		4		4		4						
	吹付コンクリート厚(cm)			25		15		10		15		15						
	インパート厚(cm)	50		45		—		45		45								
二次覆工厚(cm)	35				30				40		500							
計測(B)			*53.3		*156.0				*287.9		*327.9		*359.9		*409.6		*433.2	
泥質片岩に変わった位置	石英安山岩質凝灰角礫岩								*283.4		泥質片岩							
坑口補強工	東坑口・起点側										西坑口・終点側							
縦縫地(D32)	160本 (l=2310m)										150本 (l=1684m)							
深礎杭φ2000	6本 (l=81m)										4本 (l=17m)							
その他	押え盛土(ソイルセメント)1200㎡										PUIF施工							

Table 2 参照

Table 2 施工パターン(2)変状発生区間

		坑口よりの距離(m)	283.4	325.4	343.4	353.4	369.4	401.65	
当	支保工パターン および掘削工法		D I i-(B)-H 42.0m	D II i-H 18.0m	D III i-H 26.0m	D V i-H 32.25m			
	上半先進ベンチカット								
	上半	鋼製形状 支保工	形状	H-125	H-150	H-200	H-200		
			ウイングリップ付						
		ピッチ(m)	1.0	1.0	1.0	0.75			
		ロック ボルト	長さ(m)	4.0	4.0	4.0	4.0		
			本数(本/断面)	19	20	20	16		
		吹付コンクリート厚(cm)	15	20	25	25			
		変形余裕(cm)	0	10	10	10			
	補助工法	フォアバイリング・増打ロックボルト					増打ロックボルト		
初	☆ 鋼矢板敷設 ★ H鋼200 溶接 ○ 増吹付00 ● 上半仮インバート ○ H鋼125 補強 △ ハツリ吹直し	☆	★	○					
		●	●		●	●	●	L=18m L=14.25m	
			○	△	○○	○ ○	○ ○ ○	○	L=12m L=8m L=10m L=16m L=20m
		B計測位置		287.9	327.9	359.9			
縫 い 返 し	支保工パターン および掘削工法		D I i-(b)N 42.0m	D II ib-N 18.0m	D III ib-N 26.0m	D V ib-N 21.0m	D V ib-N 11.25m		
	縫い返し(側壁導坑先進)								
	導坑	鋼製形状 支保工	形状	H-150					
			ピッチ(m)	1.0					
		ロック ボルト	長さ(m)	なし					
			本数(本/断面)	なし					
		側壁コンクリート	2,000×2,550×600						
		吹付コンクリート厚(cm)	なし(矢板)						
	上半	鋼製形状 支保工	形状	H-250					
			ピッチ(m)	0.75					
		ロック ボルト	長さ(m)	なし					
			本数(本/断面)	なし					
		吹付コンクリート厚(cm)	30						
		変形余裕(cm)	10						
		下半インバート	一次H-250@0.75		吹付けコンクリート厚25cm		二次コンクリート厚30cm		
B計測位置		289.0	310.4	329.5					

泥質片岩は、2～3mmの千枚岩状で片理面は石墨状を呈す。この泥質片岩は、低温・高圧型の変成作用を受けており、片理面にそって著しく剥離性に富むという特徴がある。また、原岩が泥岩であることなどから岩質自体が軟質であり、岩を構成する岩片表面に自破砕状のすべり面を有する。このため固結度が小さく、調査時および掘削中の原位置においてもコア採取ができず、地山試料

による強度試験は実施不可能であった。

泥質片岩の片理面は様々な走行を示すが、傾斜は水平ないし20～30°の緩傾斜を示す。全体的に乱れを呈し、ちりめん褶曲状の波打ったような構造となっており、部分的に粘土化した層が狭在する。

湧水は凝灰岩部で150 l/min程度であったが、泥質片岩部ではほとんど見られなかった。

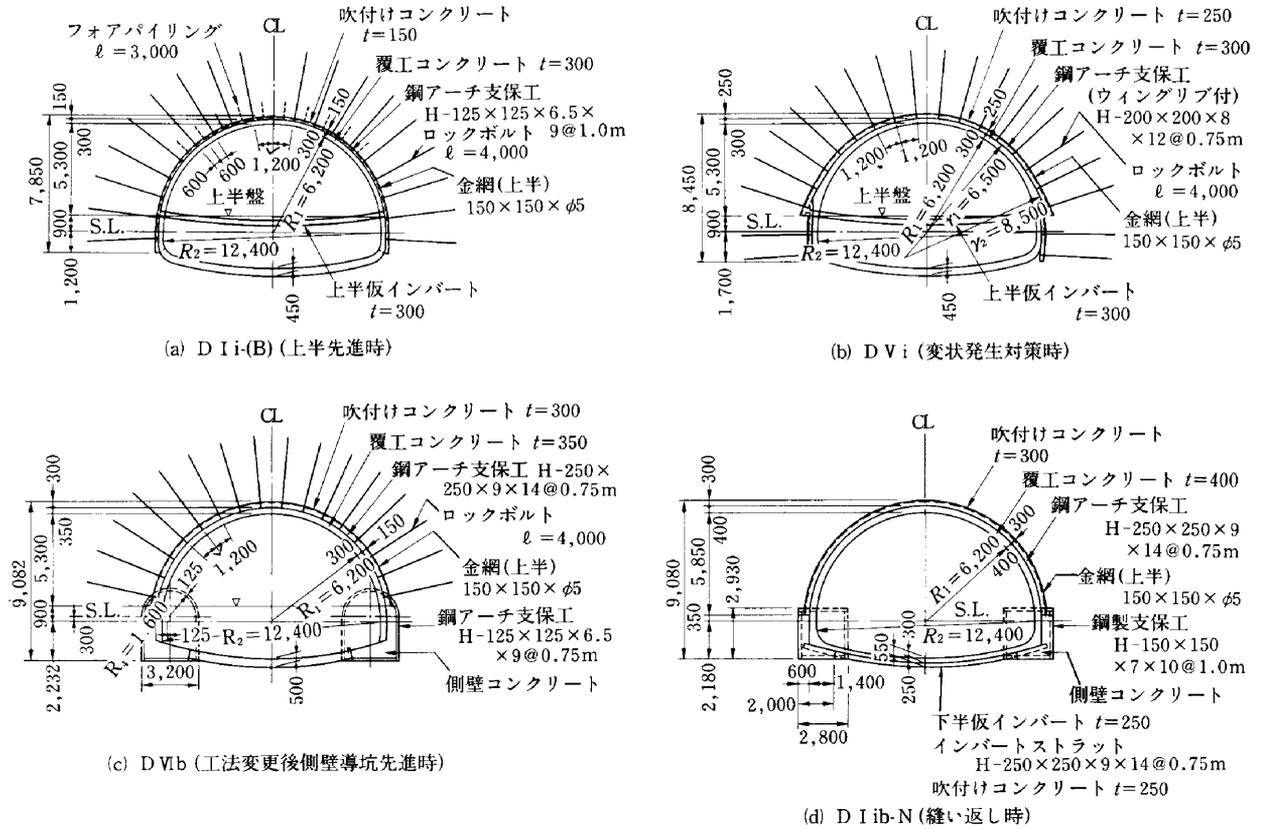


Fig.1 支保パターン図

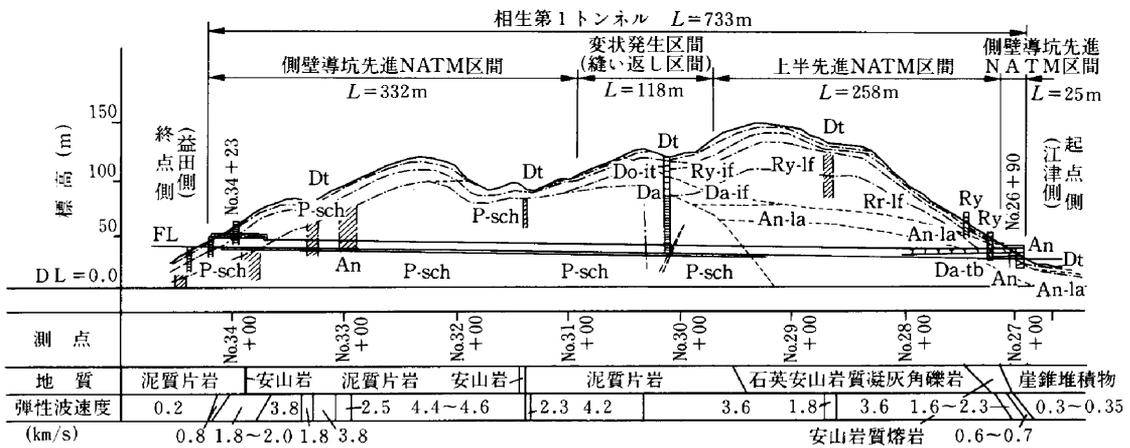


Fig.2 地質縦断面図

地質縦断面図を Fig. 2 に示す。

§ 4. 施工経緯概要

当トンネル工事は、東側（江津側）坑口より着手した。坑口部では、地すべり・偏圧対策（垂直縫地ボルト、押し盛土）および支持力対策（側壁導坑、深礎杭）等の対策工を行った。坑口部25.0mの側壁導坑先進区間の施

工完了後、上半先進 NATM により掘進を開始した。

凝灰岩類部は、亀裂は発達しているものの、やや硬質の比較的安定した岩質であり、大半を C II パターンにて順調に掘進できた。

坑口から230m 付近より、凝灰岩と泥質片岩の接触部の影響が現われ始め、坑口から280m 付近で上半切羽全体が泥質片岩に変わった。切羽面に現れた泥質片岩は、ハンマーによる反発はほとんどなく、部分的に石英脈およ

び粘土層が狭在した。しかし切羽には湧水がなく、鏡面も大きな核残しをすることなく安定しており、掘削は比較的スムーズに掘削できた。

しかし、掘削の進行につれて、掘削後の内空相対変位および天端・脚部の沈下の計測結果に過大な変位と考えられるものが発生した。掘削後1週間程度で、内空相対変位(水平測線)と天端沈下が50mm、脚部の沈下は100mmを超え、各変位は収束傾向を示さず、ほぼ直線的に増加する状況であった。坑内観察では、既施工区間のロックボルトのベアリングプレートの変形・吹付けコンクリートのクラック等の変状が発見された。これ以上の変位が生じると建築限界を侵すため、既施工区間に対しては変位抑制を目的として増しロックボルトを施工した。また、これからの区間に対しては、増しボルトと特に沈下抑制を目的とした補助工法を実施した。

しかし、変位に収束傾向が認められなかったため、泥質片岩部に入って42.0m地点(坑口から325m)において掘削を中断し、上半仮インバートを打設した。この仮閉合によって変位速度は減速し、内空相対変位は収束させることができた。

この段階では、発生した過大な変位は、支保剛性の不足と支持力不足に原因があるものと判断し、今後の掘削部からは、支保パターンの変更(支保剛性の増加・ウィングリブ支保工の採用)によって対処して掘削を再開した。

その後、各種計測の実施、データの分析・解析を行い、その結果を基に3度にわたって支保パターンを変更し掘削を継続した。しかし、支保剛性を上げることによって作用荷重は等圧的な挙動となるものの、仮閉合しないと変位が収束しないという状況は変わらなかった。特に天端・脚部の沈下については、仮閉合後も漸増していくという傾向が改善されないため、上半先進工法による掘削は不可能と判断して掘削を中断(坑口より401.65m)し、抜本的な掘削工法の変更が必要になった。

計測結果および各種検討の結果、変状発生の本来的原因が地山強度が小さいことによる支持力不足にあることが判明したため、掘削工法を鉛直方向の変位抑制に効果の大きい側壁導坑先進 NATMへ変更した。

掘削工法変更後の側壁導坑先進区間においては、側壁による支持力確保の効果が認められ、過大な変位を発生させることなく順調に掘削を完了することができた。

過大な変位の発生した区間においては、必要内空断面が確保できなかったため、縫い返しが必要となった。縫い返し区間も、導坑掘削を行い側壁を先行構築して支持力を確保した後、縫い返しを施工する方法を採用した。

§ 5. 支保パターンの変更

5-1 支保パターン変更の基本方針

泥質片岩に移行して最初に変位が大きく現れた区間の変位状況から、地山特性として以下のことが考えられた。

- ①地山強度比が小さいことに起因する側方からの押し出し挙動および支持力不足
- ②当該地山の層理構造に起因する偏圧
- ③掘削後の曝気による岩盤の急速劣化

そこで、次区間からは以下の対策方針を基本とし、変形余裕(10cm)を設け、施工を進めることにした。

- ①支保剛性を増加させて、変形を抑制する。
- ②支持力対策として、支保工にウィングリブ形式のものを採用する。
- ③計測を強化し、変位状況の早期把握に努める。
- ④変位が収束しない場合には、仮インバートによる仮閉合を行う。

しかし、支保剛性を1ランクずつアップさせながら施工を続け、仮閉合を実施せずに変位が収束するパターンを追究したが、それを見い出すことはできなかった。

5-2 変状発生区間の計測結果

(1) A計測結果

変状発生区間におけるA計測結果をFig.3およびFig.4に示す。

内空相対変位は、仮インバート打設まで収束傾向は全く見られず、直線的に増加している。D I区間では、斜測線の変位は小さく、水平測線の変位が大きい。これは、支保剛性不足によって水平方向の支保の押し出しが顕著になったためと考えられる。その後、支保部材の剛性増加によって、斜測線と水平測線はバランスの良い挙動となっている。仮インバートの打設によって変位は一旦収束するが、切羽面に近い箇所の変位は次区間の掘削再開によって増加に転じる傾向が認められる。

内空相対変位のパターン別実績値¹⁾に当トンネルの仮閉合時点の計測値を示したのがFig.5である。この図に示すように、当トンネルの計測値は実績値と比較すると、収束傾向を示していない仮閉合時点においてすでに大きな値であり、支保剛性が小さかったことが確認される。

天端および脚部沈下は、内空相対変位と同様、仮インバート打設まで収束傾向が全く見られず、変位は直線的に増加している。D I区間においては、特に右側の脚部沈下が大きい。しかし、支保剛性を上げ、ウィングリブ付支保工を採用したD II以降においては左右の沈下量が等しくなってきたり、支保パターン変更によるある程度の効果は認められる。D III区間以降、再び脚部沈下

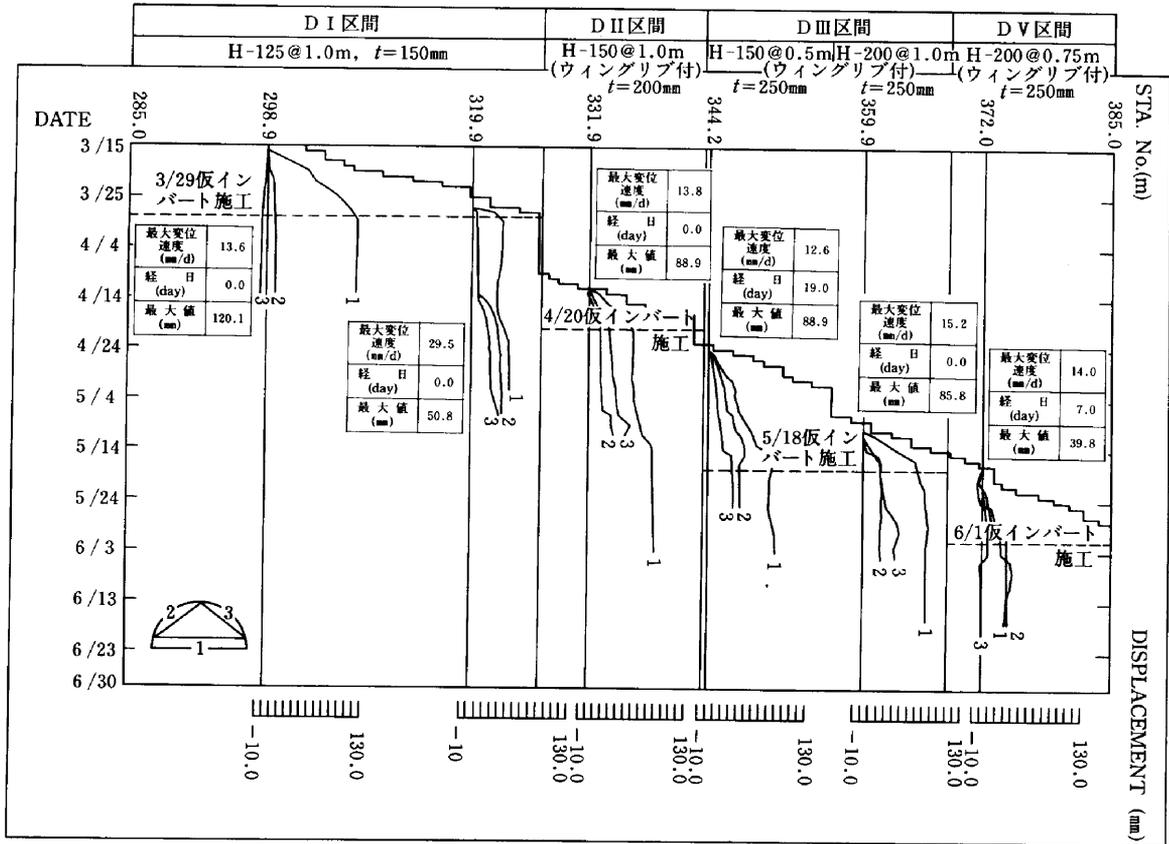


Fig.3 内空相対変位計測結果

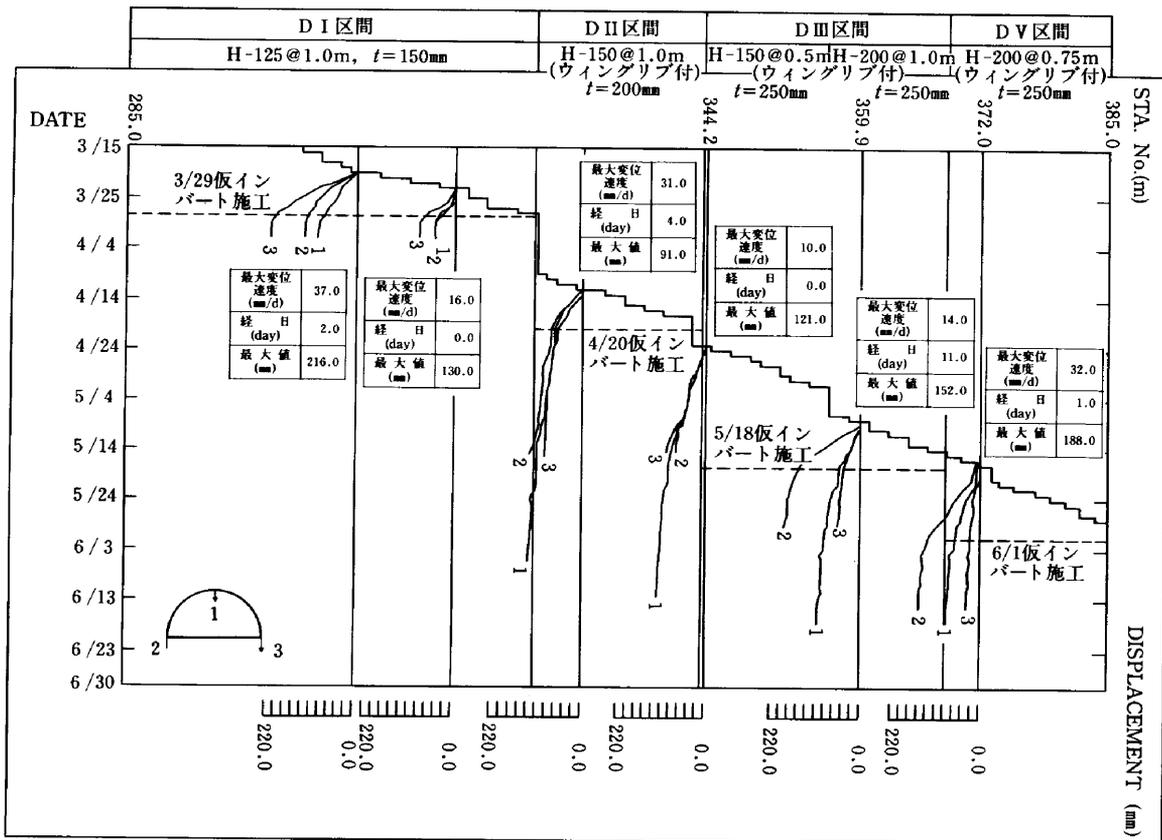


Fig.4 天端・脚部沈下計測結果

(今度は左側)が増大してきたが、これは地山状況が悪化してきているものと考えられた。天端および脚部沈下は、仮閉合後も漸増傾向が継続しており、沈下に対しては内空相対変位の場合ほど仮閉合の効果が大きくないことがわかった。

(2) 変位速度

Fig. 6 に支保パターン毎の内空相対変位の水平測線および天端沈下の変位速度を示す。また、距離程と初期変位速度の関係を Fig. 7 に示す。

変位速度の一般的な管理目標値²⁾は、Dパターンであれば Table 3 に示す値であるが、当トンネルの計測値は最大25mm/day 以上と大きな値であり、実績値と比較しても3倍以上の値であると言える。

各変位の変位速度は、経日と共に減少する一般的な傾向と異なった非常にばらついた結果であり、また相対的に大きな変位速度が継続しているなど、当該地山の変位挙動が異常な状況であったことがわかる。また、Fig. 7 からは、各区間で初期変位速度が掘削の進行とともに仮インバート打設まで増加している状況がわかる。これらのことから、早期に変位抑制のための対策が必要であったと言える。

支保パターン変更後の変位速度は、支保剛性のアップによって相対的には小さくなっている。しかし、一旦変位速度は抑制されても、掘削の進行に伴って再び大きくなるという傾向は、3度に及ぶパターン変更によっても改善されていない。

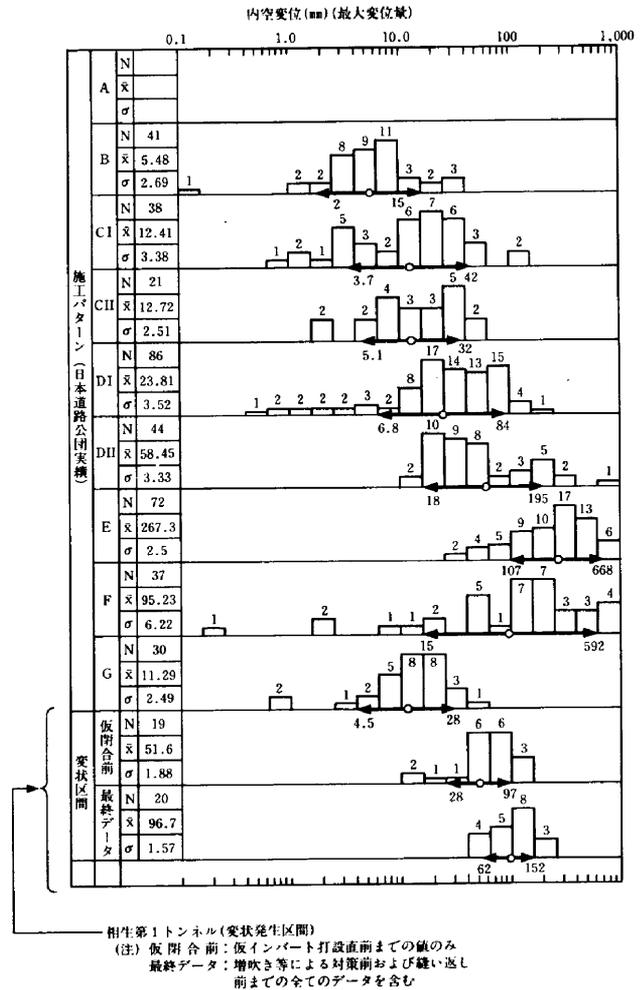


Fig.5 内空変位の頻度分布図(実績¹⁾との比較

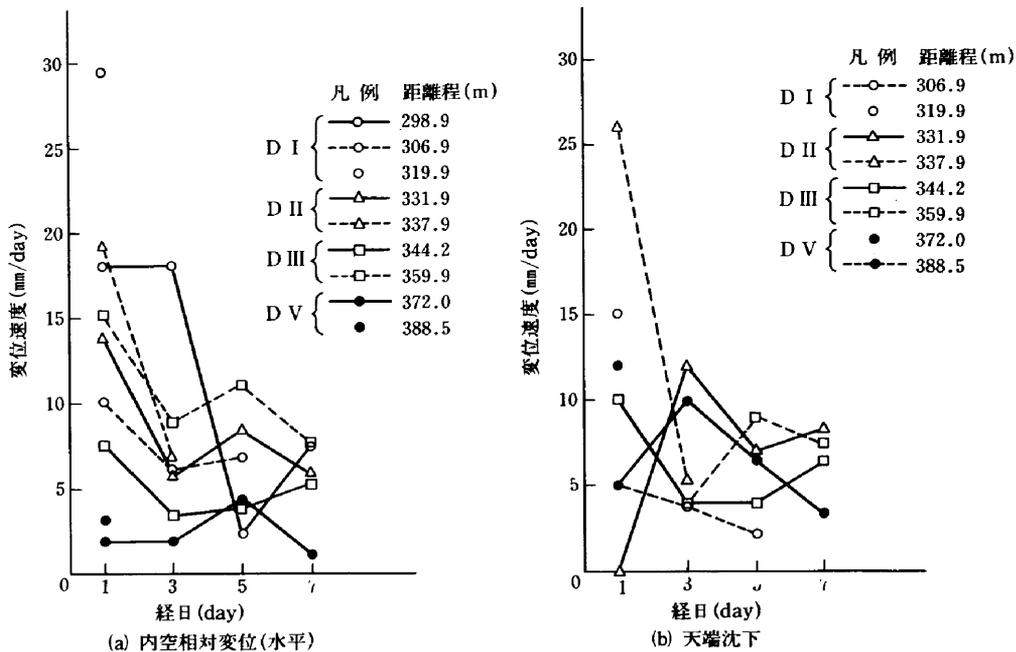


Fig.6 変位速度の経日変化(変状発生部)

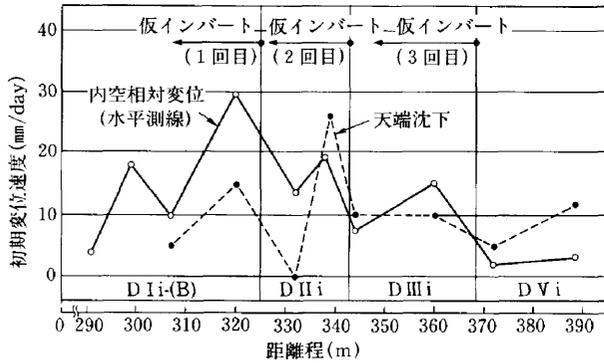


Fig.7 距離程と初期変位速度

Table 3 計測管理値²⁾

計測項目	Cパターン	Dパターン
内空変位	30mm	60mm
初期変位速度	4mm/day	8mm/day
天端沈下	15mm	60mm

Table 4 採用補助工法とその効果

補助工法	採用区間	効果
増し打ちロックボルト ($l=4.0m$, 6~16本/基)	D I ~ D V (全区間)	小~中
鋼矢板(II型)敷設	D I	小
支保工の連結 (足元をH-200にて溶接)	D I	小
上半仮インバート ($t=30cm$)	D I ~ D V (全区間)	大
ウィングリップ支保工	D II ~ D V	中
増し吹付け ($t=10cm$)	D I, D II, D V	中
増し枠+増し吹付け (H-125) ($t=10cm$)	D II, D III, D V	中

5-3 補助工法の効果

変位の異常が計測で確認された後、種々の補助工法を採用し、その抑制収束に努めた。Table 4 に採用した補助工法とそれらの効果についてまとめる。

増し打ちロックボルトは、変位抑制を目的として、主に側面下部に打設した。しかし、増し打ちボルトによる影響は計測結果には反映されず、当該地山に対しての変位抑制効果は少なかったと考えられる。

鋼矢板敷設および支保工の連結は、岩盤の弱部が局部的なものでなく、支持力が予想以上に小さかったため、効果を上げることができなかった。そこで、支持面積を拡大するためウィングリップ付支保工を採用したが、天端および脚部沈下の均等化にはなったものの、これも期待

したほどの効果は得られなかった。

上半仮インバートの施工は、変位抑制効果が絶大であった。このことから、掘削後の断面を早期に閉合することがトンネルの安定上大きく効果があり、同様の状況が発生した場合、非常に有効であることを再確認した。

増し枠および増し吹付けは、一次支保の変位発生後に施工するので、効果の判定は困難であるが、仮閉合ほどの効果はなかったものと考えられる。

§ 6. 工法変更

6-1 地山状況の把握

前述の通り、上半先進工法では支保パターンの変更によっても変位が収束せず、支保工のランクアップも限界に近い状態となった。そこで、変位発生区間の A 計測結果に加えて、B 計測結果・坑内原位置試験結果等から詳細な地山状況の把握に努めた。

(1) B 計測結果

変位発生区間では、地山状況の把握・支保工の妥当性評価・計測の強化を目的として、各支保パターン毎(D V i を除く)に B 計測を実施した。

B 計測結果から以下のことがわかった。

- ①吹付けコンクリート応力は、 $120\sim 200\text{ kgf/cm}^2$ ($11.8\sim 19.6\text{ MPa}$) と非常に大きな値が発生している。
- ②背面土圧は、平均的に $50\sim 60\text{ tf/m}^2$ ($0.49\sim 0.58\text{ MPa}$) と大きい。この値は全土被り圧(土被り 80 m) に対して $30\sim 35\%$ に相当する。
- ③ロックボルト軸力は 15 tf (0.14 MN , 引張) 以上発生している箇所がある。天端部は圧縮軸力が発生しており、ロックボルト長より外側から荷重が作用していることを示している。
- ④トンネル壁面変位は $40\sim 90\text{ mm}$ に達している。8 m の計測長中に不動点が存在せず、周辺地山のゆるみが 8 m を越える領域になっている。

地中相対変位から、解析によって仮インバート打設時点での掘削部周辺のせん断歪分布を求めたものが Fig. 8 である。これから、歪の大きい領域が掘削の進行に伴って拡大してきており、地山が変形しやすく(悪く)なってきていることがわかった。また、支保剛性のアップによって、せん断歪の分布が同心円に近くなってきており、支保パターン変更による効果が認められる。

(2) 地山定数

泥質片岩部の坑内において簡易弾性波試験・孔内載荷試験・平板載荷試験を実施し、地山定数および支持力の

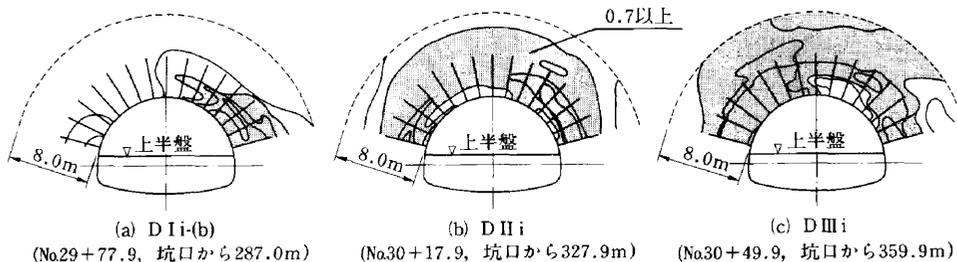


Fig.8 せん断歪分布(仮閉合時) (%)

Table 5 泥質片岩部の地山定数

項目	地山定数	備考
弾性波速度	$V_p=2.4\text{km/s}$	調査時 $V_p=4\text{km/s}$
変形係数	$F_p=120\sim 620\text{kgf/cm}^2$	孔内載荷試験
極限支持力	$R_0=250\text{tf/m}^2$	平板載荷試験
粘着力 内部摩擦角	$c=25\text{tf/m}^2$ $\phi=30^\circ$	脚部沈下の発生から 推定した値
軸圧縮強度	$q_u=10\text{kgf/cm}^2$ 程度	推定値
地山強度比	$q_u/\gamma h < 1.0$	推定値

Table 6 地山試料試験結果

試験項目	測定値	膨張性限界値 ³⁾
塑性指数 I_p	14.9	>70
自然含水比 V_w	2.8%	>20
浸水崩壊度試験 ランク	原形を止めない D (4時間後)	D
塩基性置換容量試験	1.56meq/100gf	>35meq/100gf

把握に努めた。また、支保工が沈下している現状を考慮し、強度定数の推定を行った。

Table 5 に測定および推定した地山定数を示す。

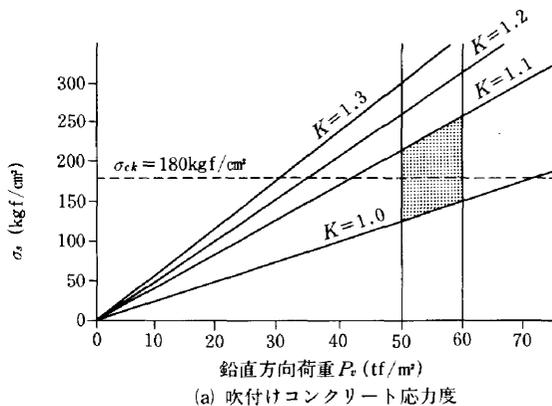
地山の弾性波速度は、切羽面での簡易弾性波測定では $V_p=2.4\text{km/s}$ と小さく、掘削による応力解放および曝気による岩盤の急速劣化の影響が大きいものと考えられる。また、極限支持力が小さいことが数値的に把握され、支保工の沈下対策が重要であることが確認された。

地山強度比が小さいことから膨張性地山ではないかと懸念され、地山試料試験を実施したが、明確な判断はできなかった。Table 6 に地山試料試験結果を示す。

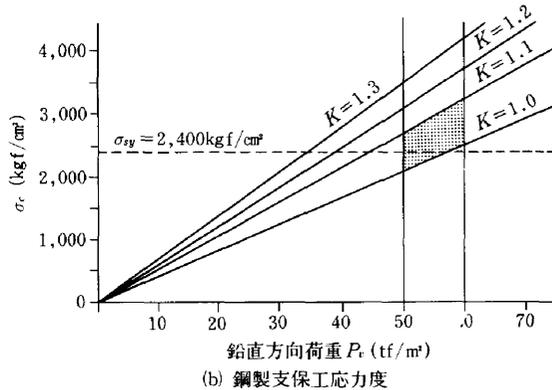
(3) 作用荷重

トンネル上半部に作用している荷重を B 計測結果および支保工の変状状況をもとに分析し推定した。

計測された背面土圧は、支保工の変状状況より推定した値とよく一致しており、平均的に $p=50\sim 60\text{tf/m}^2$ ($0.49\sim 0.58\text{MPa}$) の荷重が作用しているものと考えられた。Fig. 9 に示す作用荷重と支保工耐力とのパラメー



(a) 吹付けコンクリート応力度



(b) 鋼製支保工応力度

Fig.9 鉛直荷重と支保部材応力度の相関図(D II i)

タスタディの結果では、作用荷重と支保工に変状(降伏)が発生した状況とを考慮すると側圧係数 K は1.1以下となる。また、計測変位をもとに実施した逆解析からもほぼ $K=1.1$ という結果が得られた。

6-2 対策工の比較・選定

変状区間の施工結果より、本トンネルの掘削においては支保工脚部の沈下抑制を目的とした支持力対策が最も重要であると考え、以下に示す4工法について検討を行った。

- (a) 薬液注入工法
- (b) 杭支持工法
- (c) 置換工法
- (d) 側壁導坑先進工法

この内、薬液注入工法については、現場にてウレタン系・水ガラス系薬剤について試験注入を実施したが、削孔分程度の薬量しか注入できず、泥質片岩での改良効果は期待できないと判断した。他の3工法について工法概要図と総合評価を Table 7 に示す。

対策工の比較に際しては、施工時期・安定性・施工上の問題点などに着目した。杭支持工法・置換工法については、上半掘削後の対策工施工となること、上半仮閉合との併用が必要と考えられること、下半掘削時に対策工の側面掘削となり安定性にやや問題があること、などの共通問題点が挙げられた。そこで総合評価として、特に坑口部において支持力対策の実績が多く確実性の高い側壁導坑先進工法に決定した。上半部支保工は、作用荷重が大きいことを考慮し検討の結果、鋼製支保工 H-250 @750、吹付けコンクリート $t=30\text{cm}$ とした。

6-3 工法変更後の計測結果

(1) A 計測結果

工法変更後は、変位の最大値を内空相対変位（水平）と天端沈下について約60mm以下、また脚部沈下について30mm以下に抑制することができた。しかし、変位の収束までには3ヶ月以上、長いものでは約半年を要した。

これらの変位は、土盛りが50m以下（坑口から610m以降）になると小さくなり（約1/2）、それに伴って収束までに要する期間も短くなった。

(2) B 計測結果

工法変更後は、壁面変位を16mm以下に抑えることができたものの、変状発生区間同様、ゆるみ領域が大きいことが確認された。

側壁によって鋼製支保工の沈下が拘束されたことにより、鋼製支保工には早期から大きな軸力が発生し、経日10日で圧縮応力2000 kgf/cm² (196MPa)、3週間程度で降伏値に達した。吹付けコンクリート応力は、平均的に

60~100 kgf/cm² (5.9~9.8MPa) と工法変更前と比較すると軽減されたが、継続して大きな値となっている。これらの結果からは、変状発生区間よりやや大きめの $p=55\sim70\text{tf/m}^2$ (0.53~0.68MPa) の荷重が作用しているものと推定された。

鋼製支保工には極限状態に近い応力が発生しているが、変位は過大でなく、吹付けコンクリートにもクラック等の変状が現れていないため、計測を継続しながら施工を進めた。最終的には変位の収束とともに応力は収束したが、変位と同様、長期間を要した。

§7. 縫い返しの施工

7-1 縫い返し施工方法および設計方針

上半変状区間約120mは、最終的に必要内空断面を確保できなくなったため、縫い返しを余儀なくされた。

当該部についても、支持力対策が重要と考え、側壁導坑案にて縫い返しを実施した。側壁導坑の施工は、現在荷重を支持している上半支保工下部の掘削となるため、支保工を受架台にて一時仮受けした後行った。

側壁底版幅は、導坑掘削時の地山のゆるみ増大を極力抑えること、大きな導坑の施工が困難なこと、等の理由から $B=2.0\text{m}$ （導坑幅 $B'=2.8\text{m}$ ）とした。この場合の極限支持力の作用荷重に対する安全率は $F_s=1.40$ であった。

縫い返し用支保工については、変状区間の作用荷重をもとに検討の結果、鋼製支保工 H-250 @750、吹付けコンクリート $t=30\text{cm}$ に決定した。

当該部の上半掘削時には、沈下と同時に側方からの押し出しによる内空相対変位の増大が問題となっている。このことを考慮し、下半掘削後は上半掘削時に実績のある仮インバートを下半部に適用して、トンネル断面の早

Table 7 対策工法比較表

	杭支持工法	置換工法	側壁導坑先進工法
概要図	<p>上半支保工 (ウイングリップ付) R=6,200 上半仮インバート 下半仮インバート 芯材H-300 @1.0m, ℓ=7.0m φ700 支持杭 @1.0m 杭断面</p>	<p>下半支保工 (ウイングリップ付) R=6,200 上半仮インバート 上半支保工 下半仮インバート φ1,000 改良体配置 750 750</p>	<p>上半支保工 R=6,200 側壁導坑 4,127 2,500 3,200</p>
総合評価	△	△	○

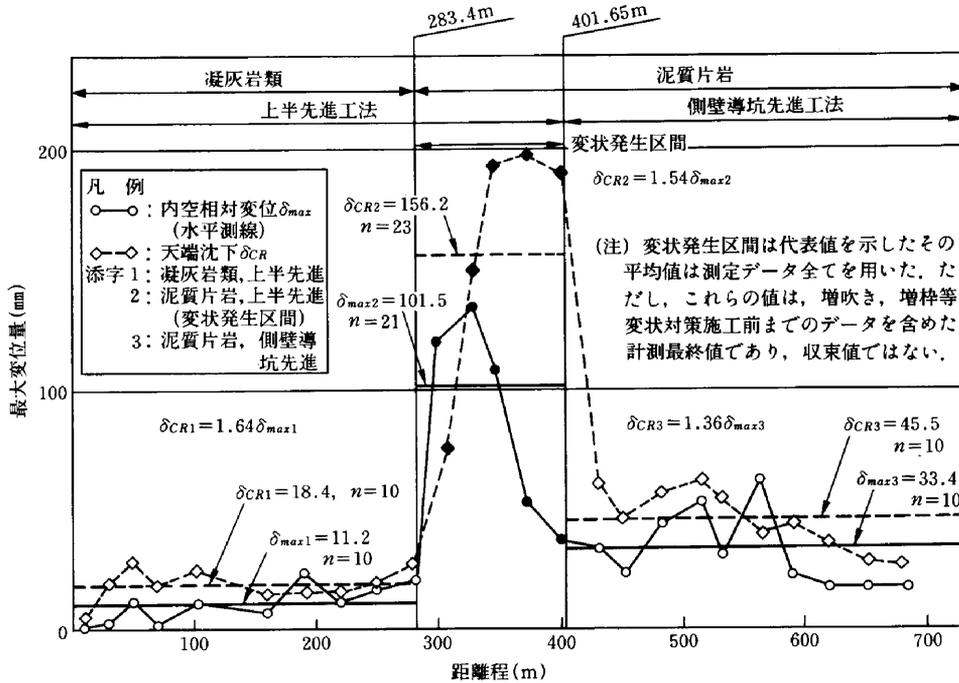


Fig.10 内空変位と天端沈下の最大値

期閉合を図った。下半仮インバートは、施工直後から断面閉合効果が発揮できるよう、インバートストラット(H-250@750)を配置し、吹付けコンクリート(t=25cm)にて補強する構造とした。

7-2 縫い返し後の計測結果

A計測結果は、ばらつきはあるが、内空相対変位(水平)10~25mm、天端沈下20~55mm、脚部沈下10~45mmで収束した。変位は、縫い返し後においても漸増傾向が継続し、長い場合は収束までに5ヶ月を要した。

B計測結果では、鋼製支保工に軸力が150~200tf(1.47~1.96MN)発生し、圧縮応力が2000kgf/cm²(196MPa)を越える部分が生じた。吹付けコンクリート応力も平均的に50~100kgf/cm²(4.9~9.8MPa)に達した。このことから、作用荷重は縫い返し後にもかかわらず、50~60tf/m²(0.49~0.58MPa)作用しているものと考えられる。このように、縫い返し後も前と同様な荷重が支保に作用していることから、この荷重は応力解放によるものよりも塑性的なものが主体となってきているものと推察される。

下半仮インバート部では、鋼製支保工応力1000kgf/cm²(98MPa)程度、吹付けコンクリート応力50kgf/cm²(4.9MPa)程度の圧縮応力が発生しており、仮インバートが有効に機能していることが確認できた。

7-3 二次覆工応力の測定結果

縫い返し区間は、変状発生・縫い返し施工によってトンネル周辺地山が乱されており、トンネルの長期安定に

対する確認が必要と考えられた。そこで、縫い返し区間の二次覆工は鉄筋(D19@200)を配置した補強断面を採用し、その挙動を鉄筋応力測定によって把握した。

鉄筋応力は、覆工全体に100~200kgf/cm²(9.8~19.6MPa)の圧縮応力が測定され、この値はコンクリート硬化後ほとんど変動していない。このことから、変位安定後打設された二次覆工にはほとんど荷重が作用していないものと考えられる。つまり、トンネルへの作用荷重は一次覆工で支持された状態で安定していることが確認された。したがって、工法変更後の二次覆工では補強鉄筋は省略している。

§8. 計測結果のまとめ

8-1 地質条件・工法変更による相違

相生第1トンネルの掘削は、大きく分けて凝灰岩類と泥質片岩であった。これらの計測結果をトンネル掘削距離程で示したものがFig.10である。この結果より、地質条件の変化によって最大変位が大きく異なっていることがわかる。

泥質片岩部の工法変更後の変位速度の変化をFig.11に示す。工法変更後は初期変位速度が大きな場合でも、変位速度が経日とともに減速しており、工法変更が地山の安定に非常に効果的であったことがわかる。

8-2 変位量と変位速度の関係

当トンネルにおける内空相対変位(水平)の最大値と

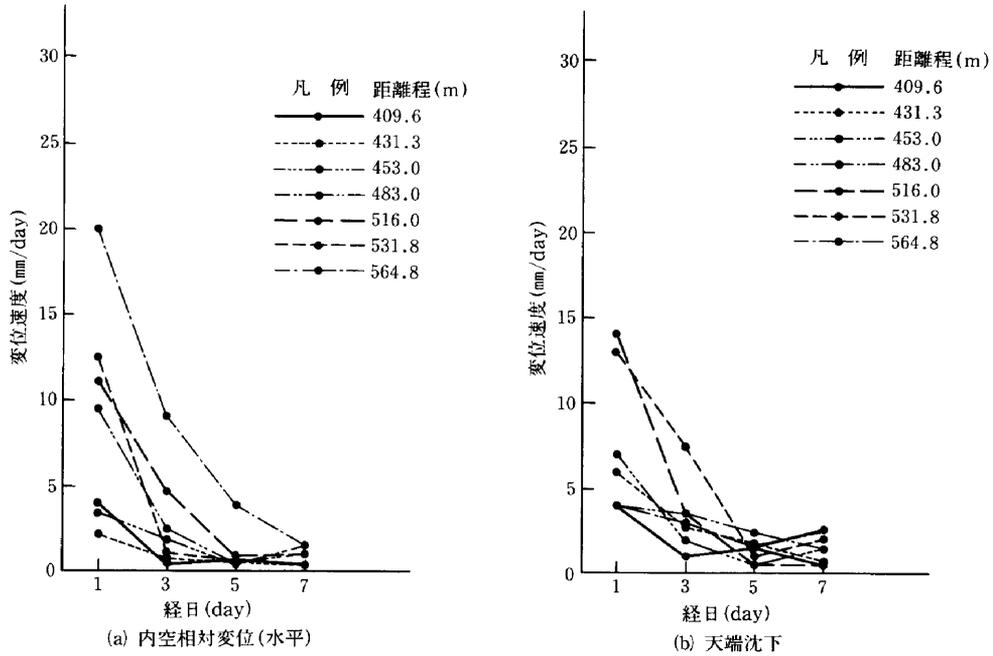


Fig.11 変位速度の経日変化(工法変更後)

初期変位速度の関係に着目した結果を Fig. 12 に示す。この結果から、変状発生区間とそれ以外の変位収束区間の相違がよくわかる。変状発生区間の最大値は、増吹きコンクリート等の対策直前までの値を含んでいることを考慮すると、最終的には初期変位速度に対してより大きな比率となったものと考えられる。このことから変状発生区間の掘削時には、早期の段階で対策の要否を判断する必要があったと言える。

§ 9. おわりに

今回の変状に対して、初期の段階では、支保の剛性不足が原因と判断し、支保剛性の増強と上半仮閉合の併用によって対処可能ではないかと考えた。また、切羽面の岩盤状態に変化がなかったことから、当該地山の収束性が悪いこと、地山の状態が切羽進行とともに悪くなっていることなどを判断するためには、ある程度の計測期間と結果の分析・解析を必要とした。したがって、支保パターンの変更および計測項目の追加などの施工経過の後、工法変更に至っている。

今回の工事では、NATMの特徴である計測結果の設計へのフィードバックという情報化施工によって工事を無事完了できた。今回の経験から、掘削時の計測管理および対策工の検討時期についてのフローを Fig. 13 に示す。

本報文が、今後、同様な状況の地山掘削にあたって参

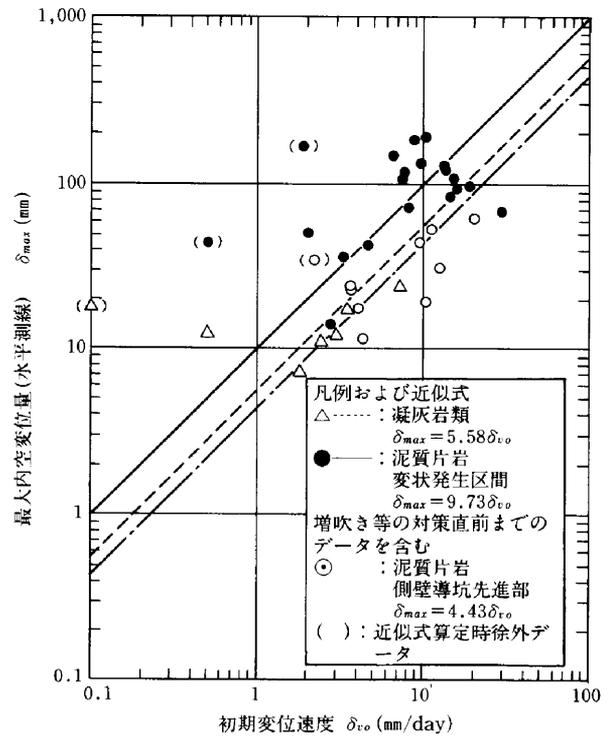


Fig.12 初期変位速度と内空変位の関係

考になれば幸いである。

最後に、本トンネルの対策について、御指導・御尽力を頂いた建設省中国地方建設局浜田工事事務所の方々はじめ、関係各位に深く感謝致します。

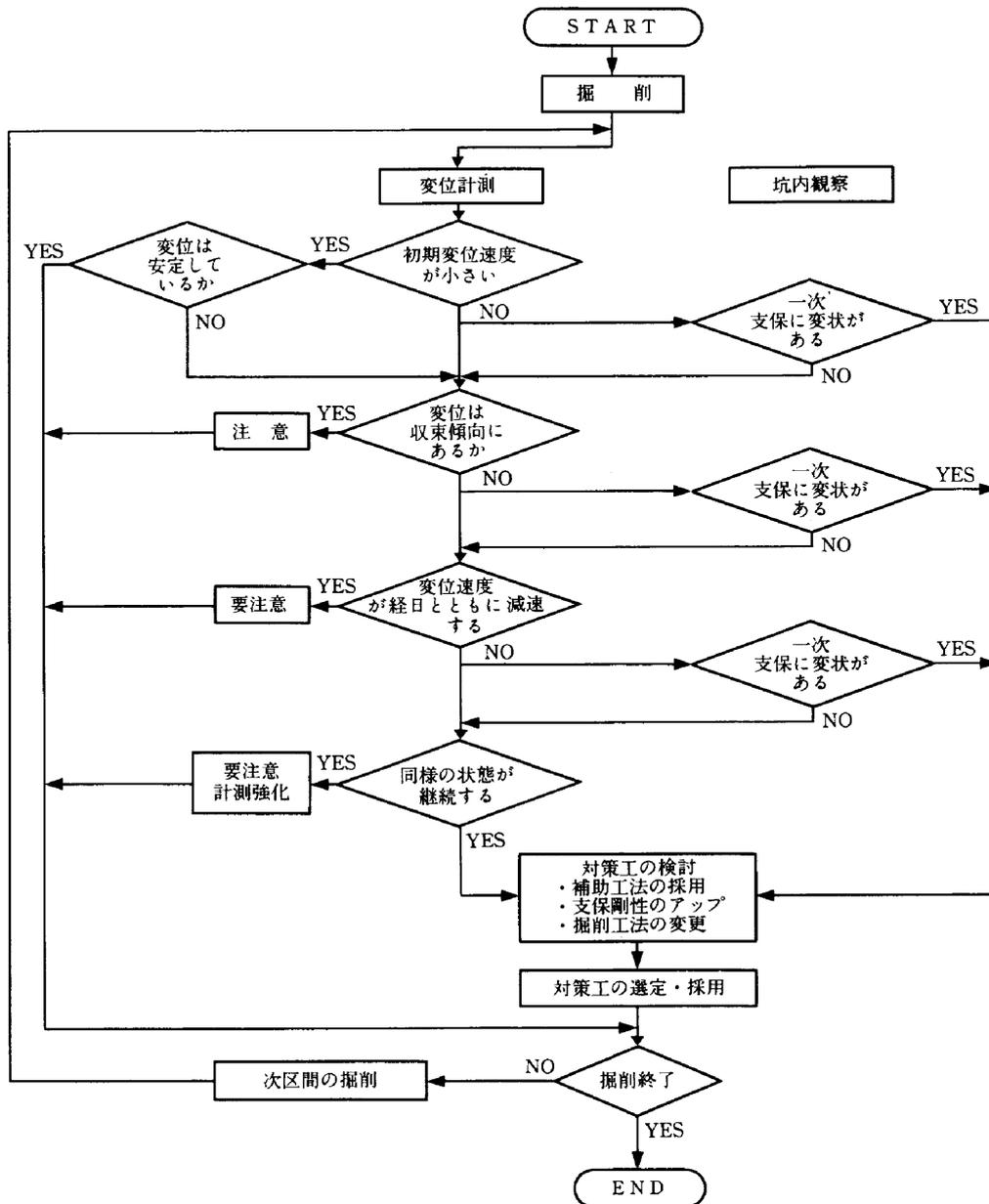


Fig.13 掘削時計測管理フロー

参考文献

- 1) 日本トンネル技術協会：地山評価のあり方に関する研究, pp.24~26, 昭和60年.
- 2) 西松建設：NATM 施工マニュアル, p.397, 昭和62年.
- 3) 田中威：現場技術者のための地質工学（その調査への指針）, 理工図書, p.94, 昭和59年.