

地すべり地帯でのトンネル坑口部の掘削について

Tunneling of the Portal at the Land Slide Region

辰巳 正太郎*
Shōtarō Tatsumi

福島 義朗**
Yoshirō Fukushima

要 約

本論文は、阪神高速道路北神戸線、監那第5工区長坂山トンネル工事のうち、特に、トンネル両坑口部の補助工法について述べるものである（縦縫地ボルト工法、押し盛土工法他）。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 工事概要
- §3. 地形・地質
- §4. 施工
- §5. 補助工法
- §6. おわりに

§1. はじめに

本トンネルは、掘削断面が約85m²の双設トンネルである。坑口部は、斜面に位置し土被りは薄く、一部ではトンネル天端が露出している。また、地山は風化を受けた脆弱な地質である。以上のような地形地質であるため、坑口部は、本トンネルの工法である NATM による上半先進ショートベンチカット工法（発破工法）では、切羽天端の崩壊・偏圧及び地すべりなどが予想されるため、掘削工法の変更及び補助工法の採用により、切羽天端の崩壊防止・偏圧の低減及び地すべりの抑止を図った（Fig. 1）。

§2. 工事概要

阪神高速道路北神戸線は、一般国道（第二神明道路）の西区伊川谷を起点として、東へ進み六甲山の背後を通り、北区有野町に至る延長27.5kmの自動車専用道路である。本トンネル工事はこの路線のほぼ中央に位置して

いる。また、起点から2 kmの地点には、西松建設技報 vol 8で紹介した井吹トンネルがある。

- (1)工 事 名 監那第5工区長坂山トンネル工事
- (2)発 注 者 阪神高速道路公団
- (3)工事場所 神戸市北区山田町監那～同区山田町原野
- (4)工 期 昭和60年2月28日～昭和63年3月31日
- (5)工事内容 工区延長 L=1225m

トンネル工	L=750m
東行線	L=745m
西行線	L=715m
計	L=1460m
明り工	L=525m

トンネル工の主要数量を Table 1 に示す。

§3. 地形・地質

3-1 地形

長坂トンネルは、六甲山地の中にありその中央部よりやや西部にある。付近は長坂山（標高397m）を最高峰とする標高350m程度に定高性をもつ丘陵性山地である。

起点側坑口付近には、小さな尾根が突出している。終点側坑口付近は、小さな谷と尾根が多く、しかもルートに平行しており、東行線は尾根の中心部に位置し、坑口天端部に溜池がある。西行線はトンネルに平行して沢が入り込み、トンネル肩部の土被りが非常に薄くなっている。

3-2 地質

トンネル周辺の地質は、古生層・花崗岩類及び有馬層群などの基盤岩類と、神戸層群及び大阪層群などの被覆層からなる。

*関西(支)阪高北神戸(出)所長
**関西(支)阪高北神戸(出)係長

処でき、地山の沈下の少ない側壁導坑先進上部半断面掘削工法を採用した(東行線30m, 西行線20m)。また、発破工法の場合、発破の振動により、トンネル周辺の緩み範囲が大きくなり、坑口部ではすべりの発生及び地表面の陥没が心配されるため、坑口部は機械による掘削工法を採用した(東行線143m, 西行線102m)。

終点側坑口部において、切羽の自立が困難となり、補助工法と共に、頂設導坑先進工法を採用した(東行線15m, 西行線19m)。主要機械は Table2 のとおりである。(Photo1)。

4-2 施工順序

まず、東行線を先行トンネルとした。西行線の掘削は、掘削時に先行トンネル支保に対する影響が懸念されたため、計測工を実施して、計測結果からの逆解析による地山の評価、さらには FEM による先行トンネルの影響を検討し、影響の無いのを確認した上で開始した。

NATM による上半先進ベンチカット工法(発破工法)の施工順序は Fig.2 のとおりである。Table3 に支保パターンを示す。

4-3 掘削工

(1) 坑口付け

トンネル掘削に伴ない地すべりの発生が考えられたため、従来より行なわれている捨枠を建て込む方法とは異なり、坑口切り後、ただちに、坑門背面まで発泡モルタルを打設し、人工地山を形成する工法とした。したがって、坑口部の掘削は、モルタルの中に、トンネル断面を切り込むこととなる。この工法は、人工地山としての重量は軽い、全面をモルタルブロックで押えるため、

Table 2 主要機械・設備一覧表

工種	機械名	型式・性能	数量
掘削・建込	油圧2ブームジャンボ	JCH2-50バスケット付	3
	空圧2ブームジャンボ	TYCJ-2Xバスケット付 (改造)	1
	空圧3ブームジャンボ	TYCJ-3X	1
	ロードヘッダー	三井三池90S	1
	油圧バックホー	SK-04アイオン付800kg	1
	〃	R-904	2
	T. ショベル	小松D57Sサイドダンプ 1.6m ³	3
	ターンテーブル	25t	1
	ダンプトラック	11t	8
	建込台車	リフトブルデッキ	1
クレーン付トラック	2.9t吊 6t車	1	
吹付	吹付機	アリバー-280 4t台車搭載	2
	吹付ロボット	アリバー-304 0.4m ³ バックホー搭載	2
	トラックミキサー	4.5m ³	3
	パッチャープラント	丸友MCP-500P-B	1
	骨材ホッパー	38m ³ ×2	1
	セメントサイロ	50tタテ型	1
	集じん機	RE-500 500m ³ /min	1
ロックボルト	モルタルポンプ	PMS-38型	2
覆工	全断面スチールフォーム	L=10.5m	1
	シート台車	L=6m	1
	コンクリートポンプ車	60m ³ /min	1
諸設備	濁水処理設備	30t/hr	1
	コントラファン	φ1000 37kW×2	4
	コントラファン	φ600 30kW	2
	タービンポンプ	φ80×4s	1
	水槽	6.7m ³	3
	コンプレッサー	KST-75kW (12m ³ /min)	5
	レシーバータンク	1.8m ³ 立型	1
	受変電設備	800kVA	1
	門型クレーン	2.8t吊×6m揚程	1

Table 3 支保パターン一覧表

パターン	東行		西行		計		掘削断面 (m ²)	設 計							
	延長 (m)	(%)	延長 (m)	(%)	延長 (m)	(%)		吹付コン クリート	金網	ロック ボルト	支保工	縫地 パイプ	縫地 ボルト	二次 覆工	インバート
C	194.4	26.1	123.6	17.3	318	21.8	81.044	10cm	天端 90°	ℓ=3.0m 15本	上半部 H-125	ナシ	ナシ	30cm	ナシ
DI	397	53.3	381	53.3	778	53.3	82.217	15cm	上半部	ℓ=4.0m 19本	上下半 H-150	ナシ	ナシ	〃	ナシ
DIi	56	7.5	105.3	14.4	159.3	10.9	92.938	〃	〃	〃	〃	ナシ	D25 L=2500 20本	〃	50cm
DIi'	52	7.0	64	9.0	116	7.9	92.938	〃	〃	〃	〃	ナシ	〃	〃	〃
DI s	20	2.7	10	1.4	30	2.1	97.907	〃	〃	〃	上半部 〃	ナシ	〃	〃	〃
DI t	4	0.5	11.7	1.6	15.7	1.1	95.427	〃	〃	〃	上下半 〃	ナシ	ナシ	〃	〃
DIIs	10.6	1.4	10.6	1.5	21.2	1.4	101.277	20cm	〃	ナシ	上半部 H-200	φ48.6×2.5 20本	ナシ	40cm	〃
DIIt	11	1.5	10.8	1.5	21.8	1.5	105.591	〃	〃	ℓ=4.0m 0~10本	上下半 〃	ナシ	ナシ	50cm	80cm
計	745	100	715	100	1,460	100									

トンネル掘削による斜面に沿ったクリープ及び切羽の押し出しを防ぎ、坑口付近全体の緩みの広がりを押えられるため、NATMに合った方法と思われる(Photo2)。

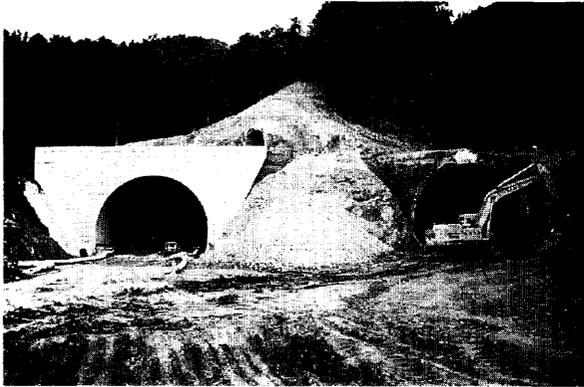


Photo 1 補助工法施工状況(終点側坑口部)

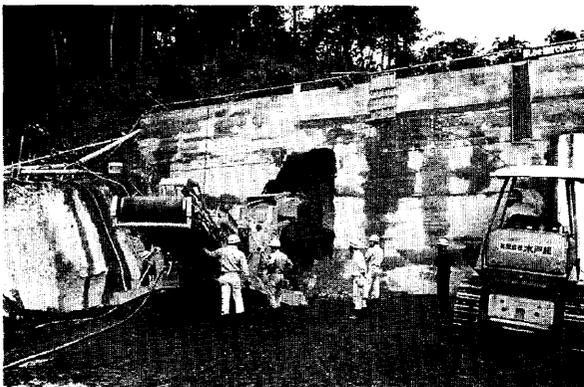


Photo 2 ロードヘッダ(MRH-S90改良型)による坑口部切削状況(発泡モルタル部)

(2) 上半掘削

機械掘削工法において、掘削機械はロードヘッダ(MRH-S90)を使用した。掘削半径が5.9mもあり、標準型では、切削高さが不足するので、リーチアップを図った改良型とした。

天端崩落防止のため、縫地パイプ(ミニパイプルーフ、 $\phi 48.6\text{mm}$, $\ell = 2.5\text{m}$)を打設し、切削を開始した。切削順序は、掘削線に沿った外周から始め中央部へ向った。ダンプトラック(4t)によるずり出し後、吹付けロボット(アリバー304)による一次吹付けコンクリート($t = 5\text{cm}$)を実施し、エレクタ付リフトブルデッキにより鋼製支保工(H-200, H-150)の建て込みを行なう。その後、金網($\phi 5\text{mm} \times 150 \times 150$)の取り付け、二次吹付けコンクリート($t = 150, t = 100$)を行ない、油圧削岩機(2ブーム, JCH 2-50)によりロックボルト(TD24, $\ell = 4.0\text{m}$)を打設して1サイクルが完了する。坑口部は、破碎帯であったが湧水は少なく、切羽は比較的安定していた。岩盤が硬くなりロードヘッダによる切削が困難となった切羽より、発破工法に切替えた。

削孔は、油圧式クローラージャンボ(2ブーム, バスケット付)で行った。爆薬は、含水爆薬(100g, $\phi 30 \times 200$)を使用した。火薬の消費量は、岩質区分Cで $0.3 \sim 1.0\text{kg/m}^3$ 、岩質区分Dで $0.1 \sim 0.5\text{kg/m}^3$ であった。ずり出しは、サイドタンブ式ショベル(1.4 m^3)で、ダンプトラック(11t)に積み込み、坑外へ搬出した。ずり出し後、一次吹付けコンクリートからロックボルトまでのサイクルを実施した。

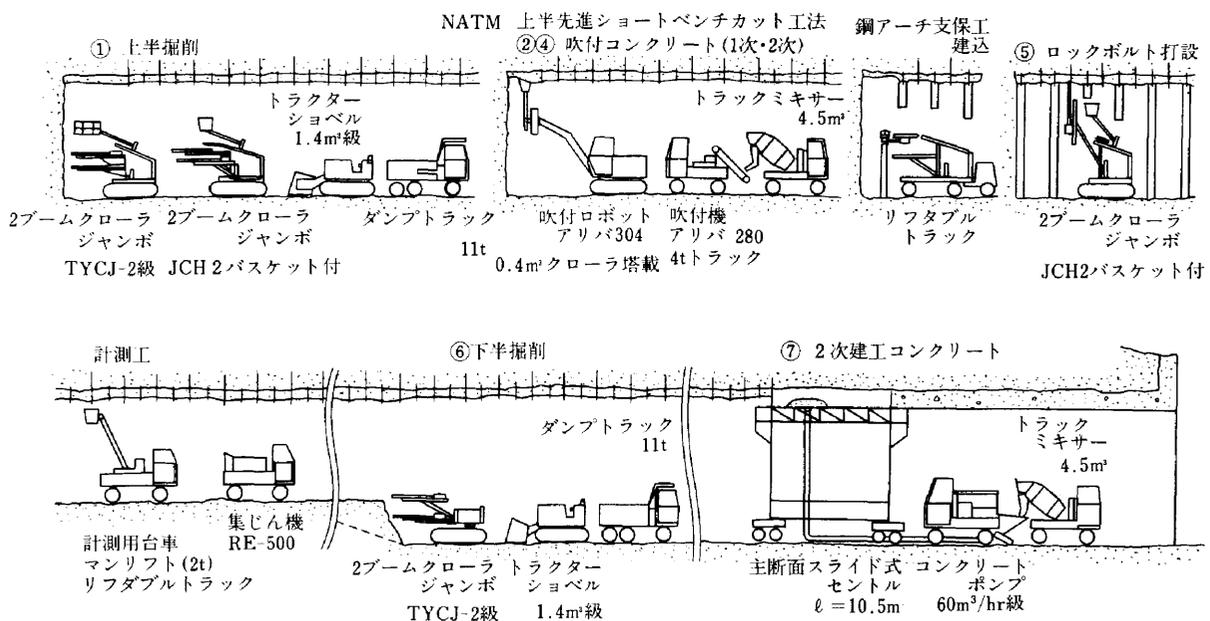


Fig. 2 施工順序図(発破工法)

終点側坑口近くになって、切羽の自立性が悪くなり、坑口より40mの切羽で、縫地ボルト(D25, $l=2500$)を施工しているにもかかわらず、天端崩落が発生した。これは、発破及び縫地ボルトの施工(削孔)による振動で、天端の緩みがボルト長以上に進行した結果と考えられる。したがって、以後は、大型ブレーカーによるリングカット工法で掘削した。天端崩落防止には、縫地矢板(木製)工法で対処した。

(3) 下半掘削

側壁導坑先進区間は大背を一度に、ショートベンチ区間では左右半分づつ掘削を行ない、残りの半分を斜路にあて上下半連絡路とした。左右の進行の差は15m程度とした。

機械掘削工法部は、上半と同様にロードヘッダ(MRH-S90)を使用した。発破工法部の削孔には、空圧式クローラージャンプ(2ブーム)を使用した。

4-4 吹付けコンクリート(一次覆工)

吹付け方式には、湿式と乾式があるが両方式とも一長一短あり、当トンネルでは、両方の吹付け方式が可能な設備とした。コンクリート混合設備は、坑口近くの本線上の地山を利用し、パッチャープラント(丸友 MCP-500P-B, $0.5m^3$)、骨材貯蔵ビン2基(砂, 砂利各 $33m^3$)、セメントサイロ(50t)を設置した。混合したコンクリートは、トラックミキサーで坑内に運搬し、アリバー280型(湿式乾式両用)にて吹付けを行った。吹付けロボットはアリバー304($0.4m^3$ クローラータ載)を使用した。

トンネル全体に軟質な岩盤であったため、早期強度の高い乾式で施工した。配合を Table4 に示す。

4-5 覆工コンクリート(二次覆工)

覆工に先立ち、漏水防止とコンクリートのひびわれ防止を目的に、トンネル全延長にわたって防水シートを施工した。シート張り作業は、トンネル全断面に及ぶため作業架台($l=6.0$, レール方式, 自走式)を使用し、湧水のある箇所は緩衝材付きのシート($t=0.4mm$, $b=2.0m$)を、湧水の無い箇所は緩衝材無しのシート($t=0.4mm$, $b=3.0m$)を取り付けた。覆工コンクリートが完了した現在、漏水、ひびわれともほとんど見られず効果は十分あったと思われる(Photo3)。

覆工は内空変位収束後とし、先行トンネルの東行線より開始した。セントルは全断面スライドフォーム($l=10.5m$, レール方式, 自走式)を使用し、東行線、西行線共1台のセントルで施工した。また、巻厚が30cmと小さいため自動ケレン装置を取り付けた。養生時間は16時間以上とし、2~3日に1度コンクリートポンプ車による吹上方式にて打設した。

Table 4 吹付コンクリート配合表

強度 kgf/cm ²	W/C kg	C kg	S kg	G max 15 kg	W kg	S/A %	急結剤 %
210	45	360	1322	566	162	70	4

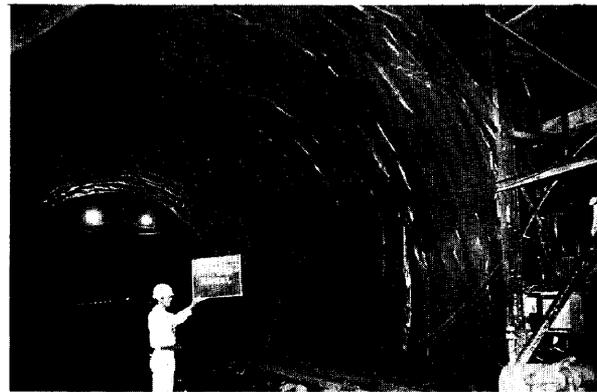


Photo 3 防水シート施工状況

4-6 工程

両坑口部における掘削工法の変更、補助工法の採用及び終点側坑口部の用地買収の遅れ等諸問題があったが、ほぼ計画通り施工することができた(Table5)。

4-7 計測

計測には、日常の施工管理としての計測Aと、支保パターンの妥当性をチェックし、その後の施工に反映することを目的としたB計測がある。本トンネルで施工した計測Aの結果はTable6で示すとおりである。内空変位は、当初設定した管理値に比べて小さい値となったため、管理値の見直しと、支保パターンの妥当性をチェックするために計測Bを、先行トンネル(東行線)の岩質区分Cで施工した。計測結果によると支保は2倍程度の安全率で施工されており、支保の妥当性が証明された。

§5. 補助工法

起点側坑口部で採用した側壁導坑先進工法の、計測結果から見た効果と、補助工法採用にあたっての過程と施工及び効果についてのべる。

5-1 側壁導坑先進工法(サイロット工法)の効果

トンネル天端から1.0m上に設置された水平傾斜計($l=50m$)による天端沈下測定(Fig.3)によると、サイロット工法区間は、側壁導坑掘削時にほとんど沈下してしまっており、上半及び下半掘削による影響は、極めて少なく、全沈下量も地質がサイロット区間の方が悪いにもかかわらず、上半先進区間の方が大きい結果となった。また、不等沈下及び地すべりも発生せず、当初の目的どおり、サイロット工法による効果が確認できた。

Table 5 長坂山トンネル実施工程表

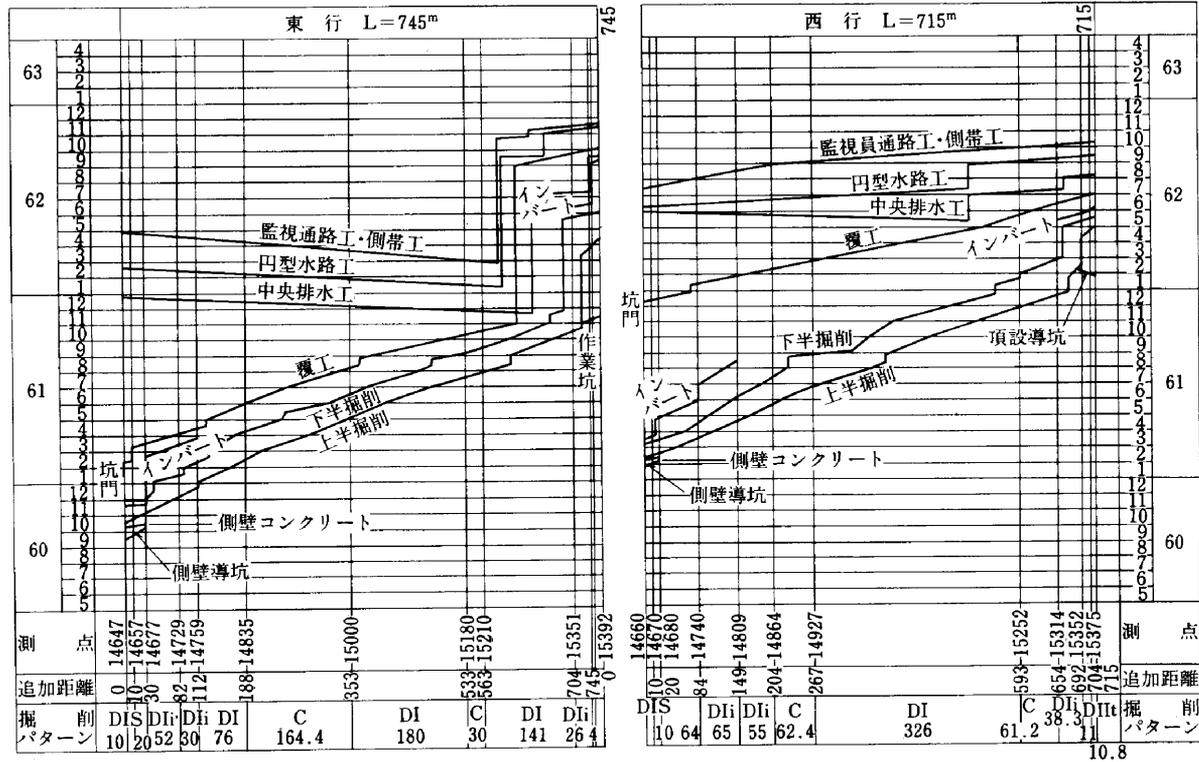


Table 6 計測Aの計測結果

岩質	天端沈下 (mm)	内空変位 (mm)	収束位置
C	2~8 平均5	2~6 平均4	1D~4.5D 平均2.5D
D	2~9 平均4	1~6 平均6	1D~3.5D 平均1.8D

1D=10m

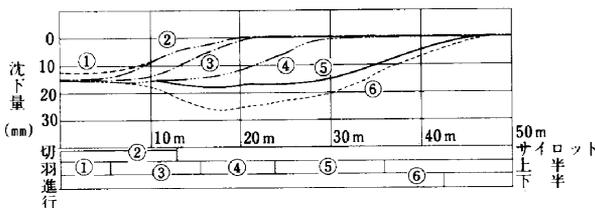


Fig. 3 水平傾斜計による天端沈下測定結果 (西行線、起点側坑口部)

5-2 押え盛土

西行線の終点側坑口部は、トンネルと平行に延びる沢の近くに位置し、偏圧を受ける地形となっている。トンネル肩部は土被りが非常に薄く、一部は露出している。概略設計では偏圧低減のため、発泡モルタルによる人工地山を計画していたが、地質状況から、現地山のすべりに対する安全率を $F_s=1.0$ とすると、計算では、発泡モルタル施工による安全率は $F_s=1.19$ と向上するが、一般にトンネル掘削に伴う地山の安全率5~10%低下するといわれており、現設計の対策工では不十分と判断して、偏圧に対するより効果の高い補助工法を検討する

ことにした。比較検討の結果、Table 7 に示すとおり改良土による人工地山 (押え盛土) 工法を採用した。

押え盛土に先立ち、施工に必要な機械及び資材の運搬路として、作業横坑を施工した。

押え盛土の一軸圧縮強度は、安全に施工ができるとされている $q_u \geq 10 \text{ kgf/cm}^2$ とした。盛土材は、坑口部の切土材 (粘土混じり砂質土) を使用した。固化材は、セメント系固化材を 1 m^3 当り 150 kg 添加した。施工は、バックホー (0.4 m^3) により現場混合とし、次に示す順序で施工した。

- (1) 敷均し 1層厚30cm, ブルドーザー (3.6t)
- (2) 固化材散布 バックホー (0.4 m^3) による散布
- (3) 混合 バックホー (0.4 m^3) による混合攪拌 (攪拌回数は5回)
- (4) 転圧 振動ローラー (0.6 t) による転圧 (転圧回数は5回)

5-3 縦縫地ボルト

押え盛土により、偏圧の低減及び地すべりの抑止を図ったが、上半掘削に伴い、地すべり挙動の徴候が発生していることが明らかになった。このため新たな補助工法の追加が必要となり、地すべり抑止工法として、縦縫地ボルト工法を実施した。

補助工法選定に際しては、次の点を考慮した。

- (1) 地表沈下及び地表面のクラックから、地表面の地

Table 7 補助工法比較検討表(西行線, 終点側坑口部)

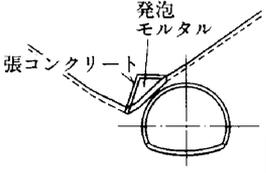
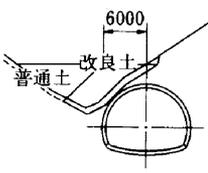
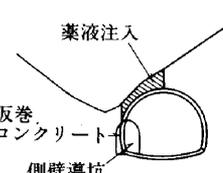
工法 工種	第1案. 発泡モルタルによる人工地山	第2案. 改良土による人工地山	第3案. 事前切土とダミー支保工	第4案. 側壁導坑と薬液注入の併用
標準断面				
数量	<ul style="list-style-type: none"> 発泡モルタル 239.1m³ 張コンクリート 55.7m³ 型枠 146.6m² 	<ul style="list-style-type: none"> 改良土 581m³ 普通土 323m³ 	<ul style="list-style-type: none"> 切土 1,360m³ 埋戻し 1,030m³ コンクリート 65m³ 型枠 140m² ダミー支保工 23基 残土処理 330m³ 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削 320m³ 支保工 20基 吹付コンクリート 232m³ 仮巻コンクリート 61m³ 型枠 60m² 鉄筋 0.4 t 薬液注入 98,000 l
工法概要	発泡モルタルで人工地山を造る。	坑口部切土の材料を改良し人工地山を造る。	事前に切土を行ない、基礎コンクリートを打設しダミー支保工を建込む。その後埋戻しをする。	側壁導坑を掘削し仮巻コンクリートを折設する。又、土被の薄い部分に坑外から薬液注入(LW)を行なう。
偏圧に対する効果	発泡モルタルを押え盛土とするため単位重量は軽い。したがって偏圧に対し効果は小さいと思われる。 △	坑口部切土材を押え盛土とするため単位重量も発泡モルタルより大きく量も多い。したがって押え盛土全体の重量が大きく偏圧に対し効果は大きいと思われる。 ○	谷川支保工の沈下及び支保材変形による地山の緩みを防止できる。しかし土質が悪く偏圧が大きければ押え盛土が必要と思われる。 △	第3案と同じ △
天端崩壊に対する効果	人工地山部は効果大、人工地山部以外と人工地山と掘削面との間から崩壊のおそれがあるためフォアパイリングが必要である。 △	第1案と同じ ○	ダミー支保工建込み場所(谷側)は崩壊なし。他の場所(山側)についてはフォアパイリングが必要である。 ○	薬液注入場所(谷側)は効果大。しかし、土被が薄いためフォアパイリングが必要である。 ○
総合評価	2	1	3	4

Table 8 風化岩の土質定数

飽和重量 (tf/m ³)	湿潤重量 (tf/m ³)	粘着力 (tf/m ²)	内部摩擦角 (度)
1.80	1.80	1.0	23

すべりが発生していると考えられる。

- 上半施工に伴い、新たに上半断面内に及ぶ地すべりが考えられた (Fig.4).
- 地山は風化が進行しているため、土質定数として Table8 の値を設定した。

以上より、Table9で示すように、4案について比較検討した結果、押え盛土の追加と縦縫地ボルト工法を採用した。

押え盛土の追加は、偏圧を低減してすべりに対する抑止力を増大させるものであり、すべりの安全率 (F_s) は

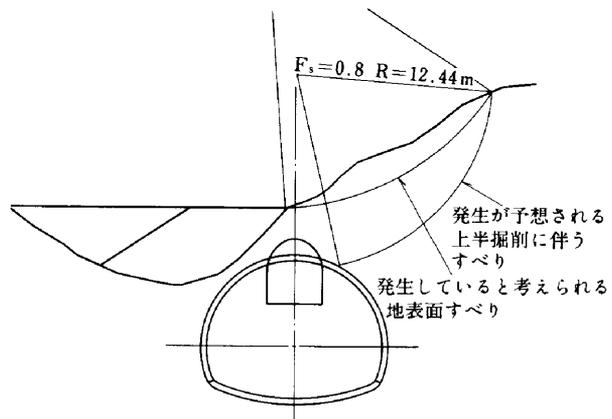


Fig. 4 現在発生していると考えられるすべりと、掘削に伴ない発生が予想されるすべり

1.07から1.37と向上する。なお、盛土量は、現状で施工できる最大高 (H=2.0m) とした。

Table 9 地すべり対策補助工法一覧表

対策工	① 押え盛土の追加	② ①+薬液注入	③ ①+パイプルーフ	④ ①+垂直縫地ボルト
施工概略図				
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加 普通盛土を2m追加する。 	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加 ①と同様 薬液注入 注入剤としてLWを使用。 	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加 ①と同様 パイプルーフ 坑口よりパイプルーフ(ℓ=13m φ216.3×6.2)を24本 	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加 ①と同様 垂直縫地ボルト 地表面よりボーリングし、鉄筋(D25)を挿入し、セメントミルクを注入する。
対策工の効果	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加によって、地滑り、偏圧に対する抑止力を増大。 上半掘削に伴うすべりに対して不十分である。 	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加によって、地滑り、偏圧に対する抑止力を増大。 薬液注入によって地山の緩みを防止する。 薬液注入では、緩み防止対策として一般的に用いられるが、施工途上の注入圧によって、地滑りを誘発する危険があり、確実性に問題がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土の追加によって、地滑り、偏圧に対する抑止力を増大。 パイプルーフによってトンネル上部の地山の緩みを防止する。 パイプルーフは、トンネル上部の緩み対策としては効果的であるが、大規模な仮設設備を要し、工期及び工費の面で不利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 棒鋼のせん断抵抗及び押え盛土の追加によって地滑りと偏圧に抵抗する。 セメントミルク及び棒鋼により、せん断強度を上げる。 施工例からも信頼性が高く、③と比較して経済的である。 ボルトにより、上半切羽が安定する。
評価	△	○	△	◎

縦縫地ボルト工法は、地山にボルトを挿入することにより、

- (1) ボルトのせん断抵抗による地すべりの抑止。
- (2) ボルト及びグラウト材による地山のせん断強度の向上

等の効果を期待するものである。

地山の安定に要する安全率を $F_s=1.05$ として、ボルトのせん断抵抗で、すべりに抵抗するものとすれば、ボルトの必要本数は、ボルトの径を D25mm とすると、次式より 3本/m 以上となる。しかし、有効にせん断抵抗を発揮するには、受働側の土塊に十分なせん断強度が必要とされるので、トンネル上部の地山にも縦縫地ボルトを施工した。配置図を Fig.5 に示す。

$$n \geq \frac{\Delta H_R}{\alpha \cdot A_s \cdot \tau_a}$$

$$= \frac{16.6 \times 10^3}{3/4 \times 5.067 \times 1500} = 2.9$$

n : 必要本数 (異形棒鋼 D25)
 ΔH_R : 不足抵抗力 (16.6kg/m)
 $\alpha \cdot A_s$: せん断断面積
 α : 係数 (3/4)
 A_s : ボルト断面積 (5.067cm²)

τ_a : 許容せん断応力度 (短期=1500kg/cm²)

施工は、クローラードリル(MCD 8)により、パーカッション方式で削孔し、ボルトを建て込み、セメントミルクを注入する順序で行った。削孔径は86mmで行ない、地表付近の土砂部(ℓ=3.0m)は、ケーシングパイプ(φ115mm)を使用して孔壁のくずれを保護した。ボルトは人力による建て込みとしたため、7.0m以上は2本継ぎとし、ロックナットによる締付け継ぎ手とした。締付けにはトルクレンチを使用した。注入材は、孔周辺に浸透することを期待して、浸透性の高いセメントミルクを使用した。配合を Table10 に示す。施工数量を Table11 に示す (Photo4)。

5-4 計測結果から見た補助工法の効果

地すべりの監視及び補助工法の効果を確認するため、Fig.6 に示す位置で計測工を実施した。計測結果は Fig.7 で示す通りである。傾斜計によると地山の変位は深度6.5mで最大となり、それまでトンネル側へ変化していたものが急激に山側に押し戻されている。この現象は、押え盛土によって変位が抑制された結果と考えられる。岩盤変位計によると、深度による差はほとんどなく一様な沈下を起しているが、トンネル天端付近の沈下量が地表付近の沈下量よりもわずかに少なく、トンネル支保近

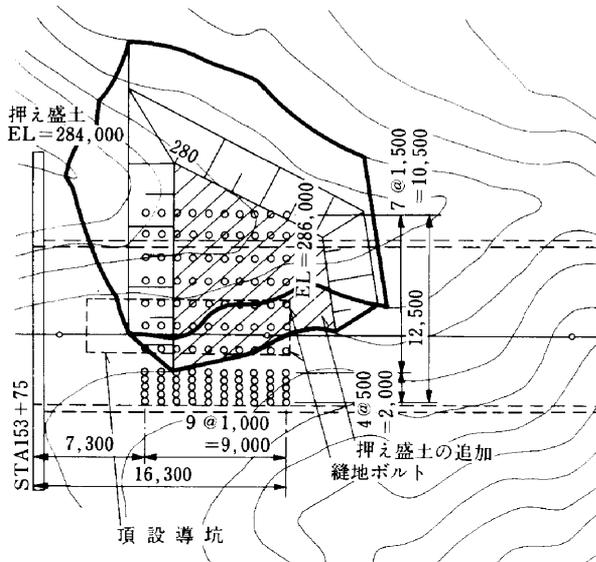


Fig. 5-1 縦縫地ボルト配置図(平面図)
(西行線終点側坑口部)

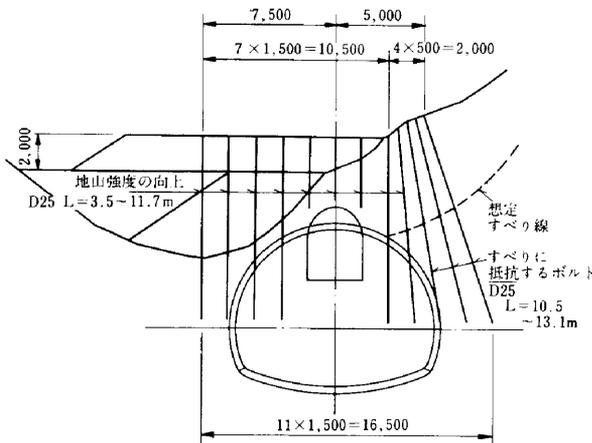


Fig. 5-2 縫地ボルト配置、横断面図

くの地山が圧縮を受けていることがわかる。ロックボルト軸力計によると、ボルトには、すべて圧縮の軸力が作用していて、地表付近が少なく深くなると大きくなる傾向にある。これは、トンネル天端より上位の地山の沈下が大きいため、その沈下が圧縮の作用を働かせたと考えられる。したがって、縦縫地ボルトは、地上からの沈下をある程度抑制していると思われる。

以上の計測結果から、押え盛土は、偏圧の低減及び表層すべりに対して、抑止効果があったと考えられる。縦縫地ボルトは、掘削に伴うすべり挙動が観測されなかった結果から、トンネル上部の土塊を一体化し、ボルトのせん断抵抗とともに、すべりに抵抗したと考えられる。

§ 6. おわりに

坑口部は予想されたように脆弱な地山であったが、工法の変化及び補助工法の採用などの対策工により、無事

掘削を完了させることができました。

Table 10 セメントミルク配合表 1 m³当り

セメント	膨張性混和剤	水
740 kg	20 kg	759 kg

Table 11 施工数量一覧表(縦縫地ボルト)

工種	規格	単位	数量
押え盛土	土砂	m ³	296
削孔	φ86	m	661.7
削孔	φ115	m	348.5
注入	C:W=1:1	ℓ	13400
鉄筋	D25	t	4.225
		(本)	(120)

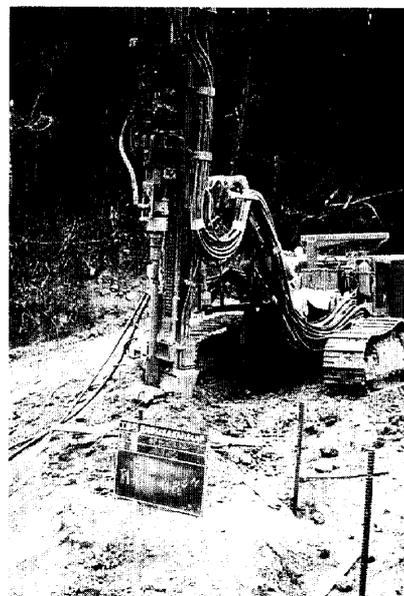


Photo 4 縦縫地ボルト削孔状況
クローラードリル(MCD8)による削孔(φ86mm, φ115mm)

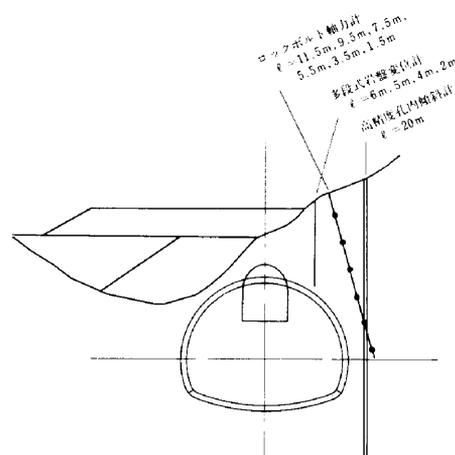


Fig. 6 計測位置図

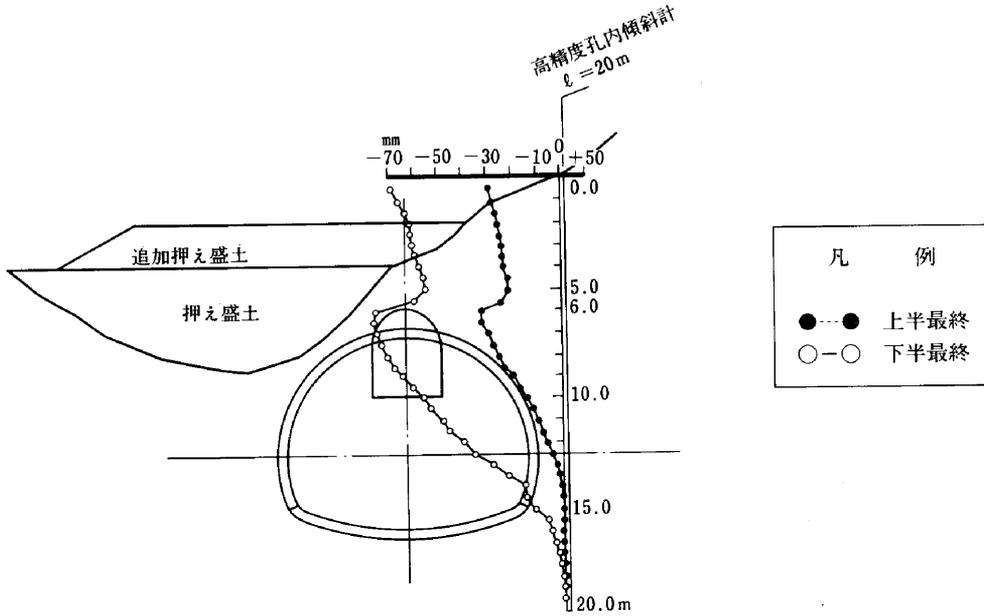


Fig. 7-1 傾斜計による横断方向変位図

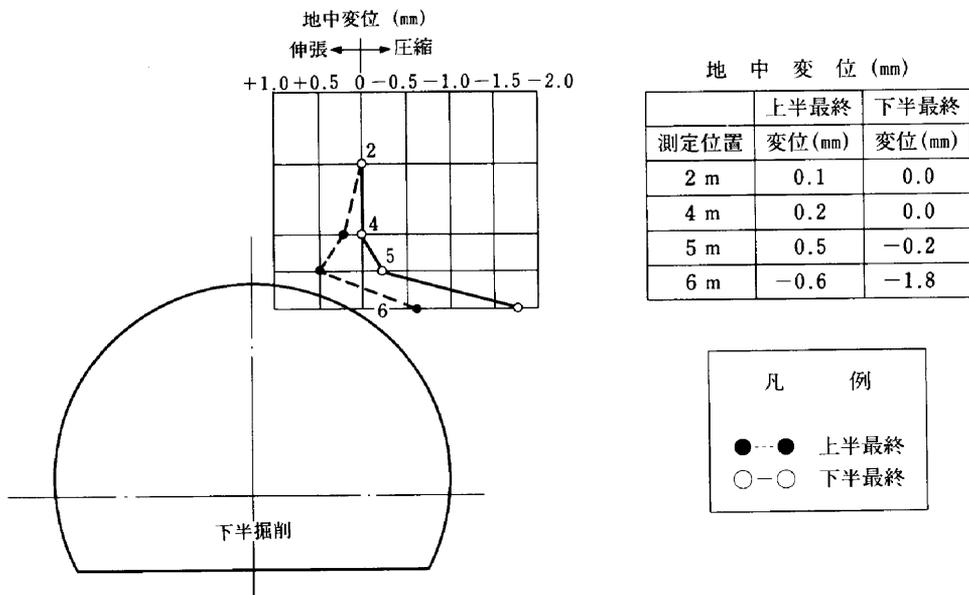


Fig. 7-2 多段式岩盤変位計による地中変位分布図

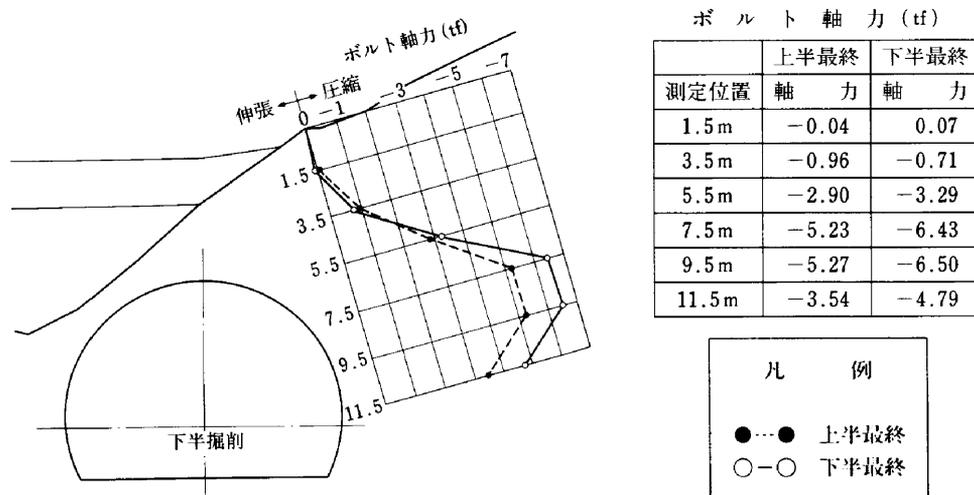


Fig. 7-3 ロックボルト軸力計による軸力分布図



Photo 5 終点側坑口部切羽状況
(上半切羽、頂設導坑及び
切羽に出た縫地ボルト)

補助工法のうち、地すべり防止のために採用した縦縫地ボルト工法は、一般的にすべり対策工が大規模設備となる中で、比較的小規模な設備で、短時間に施工できる工法であり、最近になっていろいろな工事報告がされているように、今後も多く施工される工法と思われます。本トンネルでは、すべり抑止効果の他に、切羽へ打込まれたボルトにより切羽は安定し、切羽の自立性の向上が見られた。また、計測によると、従来より縫地ボルトに期待していた吊下げ効果は見られず、反対の力、すなわち圧縮力が作用していることがわかりました。縦縫地ボルト工法は、まだ未知な部分が多く、本トンネルの施工結果が、今後の縦縫地ボルト工法の参考になれば幸いである。

最後に、当工事の設計、施工及び管理に御協力をいただいた関係者の皆様方に厚くお礼を申し上げます。