

井吹トンネルの設計と施工

神戸建設部 西神工事事務所 新井克巳
同部 設計課 塚原悌二
阪神高速道路管理技術センター 田口茂
大阪第一建設部 工事第二課 東田清一
(前神戸建設部西神工事事務所)

まえがき

本トンネルは北神戸線の起点である第二神明道路の別府高架橋付近（神戸市西区伊川谷町）より東へ2.1 km進んだ位置にあり、標高80～110 m程度の丘陵地に施工された全国でも施工例の少ない延長195 mの土被りの薄い土砂山のメガネトンネルである。施工にあたっては先行トンネル（東行）の掘削が後行トンネル（西行）に影響を及ぼさないように検討し、側壁および中央導坑先進上部半断面工法（リングカット）を採用し、そして支保工と吹付コンクリートの併用を行っている。また中央導坑上部にはメガネトンネルの地圧の干渉を極力抑えるため薬液注入による地盤改良を実施した。本稿ではこのトンネルの設計および施工と現場計測の概要を報告する（図-1参照）。

1. 地形および地質

本トンネル中間部は標高110 m程度の平坦な段

丘面が分布し、段丘面上は畑地として利用されており、ところどころに小さな農業用溜池がある。またほぼ中央には神戸市道前開井吹線が通っており周辺に農家が点在している。山腹斜面は雑木が茂り植生状況は良好である。トンネルの周辺には小さな濁沢が分布しており、濁沢の上流部は未浸食の崖錐からなる小段が形成されている。トンネルの坑口はこの崖錐の位置にある。

地質は主として第三紀鮮新世～第四紀洪積世の大阪層群（砂れき、粘性土層）、段丘堆積物層（粘土混り砂れき層）およびこれらを不整合に被覆する崖錐堆積物層（粘土混り砂層、砂れき層）などにより形成されている。トンネルレベルの地層は上部より段丘堆積物層（粘土混り砂れき層）、大阪層群の粘性土層、砂れき、粘性土層、砂れき層の互層の水平層になっている（図-2参照）。トンネルの中、下部断面部の地質は $\phi 5\sim 50\text{mm}$ のチャートの円れきを多く含み、若干の粘性土を含む粗砂を主体とするマトリックスをもつ大阪層群の砂れき層であり、N値50以上の比較的緻密な層で

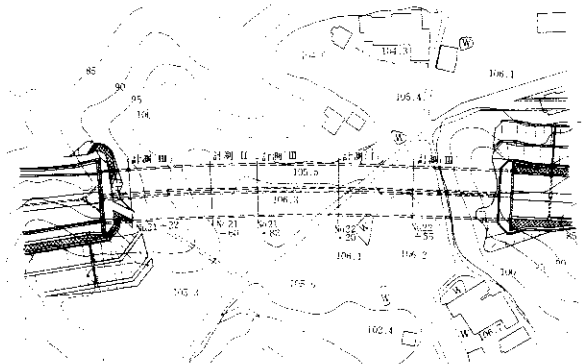


図-1 位置図および計測位置図

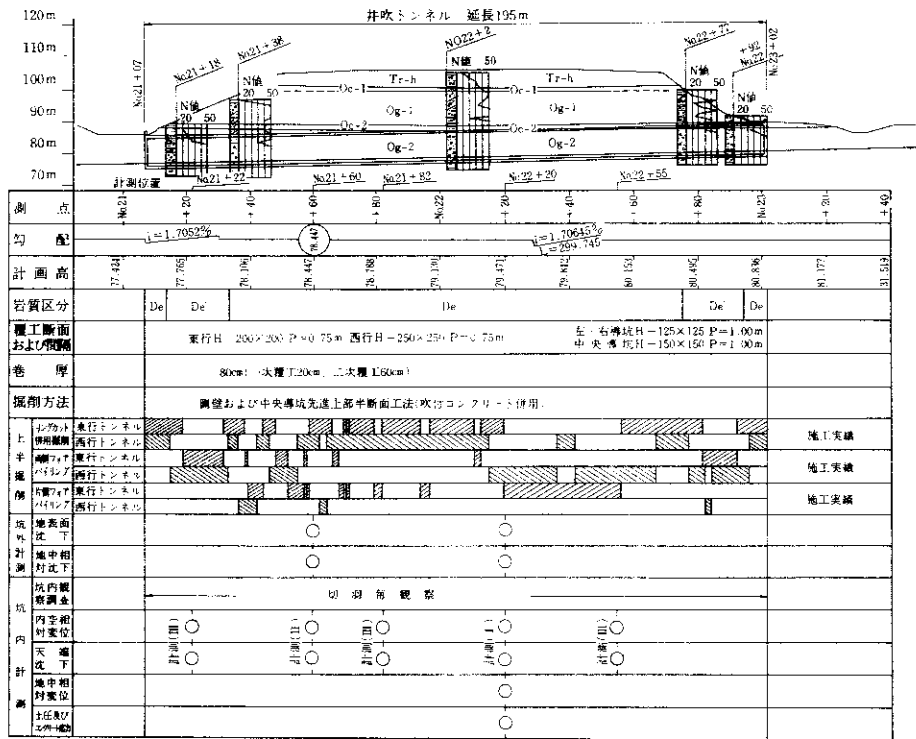


図-2 地層および岩質、施工区分図

ある。一方、天端部は主にシルトを主体とし、細砂を含むことが多く、硬質の大飯層群の粘性土層である。

2. トンネルの設計

本トンネルは当初開削トンネルであったが諸般の事情により山岳トンネルに変更になったものである。そこで、道路の平面、縦断線形、トンネル始点側に計画されている永井谷出入口との関連および地上権の範囲、地質条件、掘削時の地上物件に対する影響、トンネル構造物の安全性、施工法、工期などを総合的に判断した結果、メガネトンネルが採用された(図-3参照)。掘削方法としては、土被りが薄いことおよび地質の変化に比較的对応しやすく、また地上物件に対する影響度を極力少なくすること、周辺の農家に対して施工中の騒音、振動を最小限にすること、土砂山のメガネトンネルであるために相互干渉によるゆるみ領域

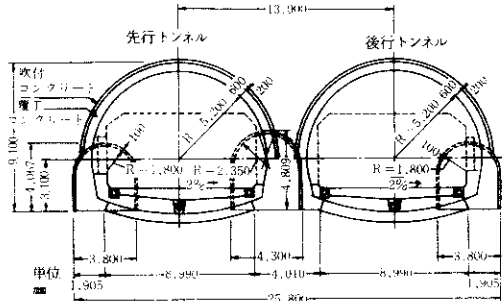


図-3 標準断面図

の拡大を極力迎える必要があることなどを検討した結果、側壁および中央導坑先進上部半断面工法によるロードヘッダー機械掘削を採用した。トンネル断面は近接しており、断面が大きくなると施工が難かしくなることおよび用地上の制約から、内空断面積をできるだけ小さくした。側壁導坑断面は施工機械(ロードヘッダー-MRH-S45)を考慮して幅3.8mの断面とし、中央導坑断面は地耐

力(70t/m²)で決まったので幅4.3mの断面とした。補助工法としてはメガネトンネルの地圧干渉によるゆるみ範囲を少なくするためにメガネ中央部に薬液注入工法を採用した。掘削には補助工法として一部フォアパイルングを併用するとともに、地山に密着して掘削面と周辺地山のゆるみを最小限にできる吹付コンクリートを採用した。また施工時の地上の物件、道路の埋設物に対する影響やトンネル周辺地山の安定状態をチェックし、その結果をもとに必要な安定手段を講ずる日常管理や将来の工事計画、設計へのデータ蓄積を目的とした現場計測を行った。

2-1 設計条件および物性値

本トンネルの設計条件および物性値を表-1に示す。

2-2 覆工厚と吹付厚の選定

本トンネルは①土被り約19.5mの位置にあり、地質的に良く締ってはいるが未固結の大阪層群の砂れき層を主とするが粘性土をトンネル天端付近に挟む。②湧水はないものと推定されるが土砂トンネルであり、土被りが薄いことからトンネル掘削によるゆるみにより降雨時の水が浸透してくる可能性がある。③メガネトンネルで掘削幅が約26mもあり、先行トンネル(東行)の掘削によるゆるみの影響を後行トンネル(西行)が受けることが考えられる。④トンネル直上部は畑地があり、かん水用の池がある。No.22+25付近において市道前開井吹線と約40度で交差するとともにNo.22+20付近左側には農家があり地表沈下や陥没が考えられることなどが想定された。そこで、掘削によるゆるみを極力防止し、地表沈下などの影響を極

力少なくする必要がある。地山を早期に被覆し、地山のクリープ変形に対して抵抗反力を形成することができる工法などを検討した結果、地山に密着したコンクリートの施工ができ、すぐに一次覆工ができる吹付コンクリートと鋼製支保工の組み合わせを採用した。一次覆工から二次覆工完了まで数ヶ月を要することが想定されることから、一次覆工に作用する荷重も比較的に大きくなることが考えられる。したがって吹付コンクリートは基本的には在来工法のように剛性の高い支保工として、また一次巻コンクリートに替わる工法であるということ considering 吹付け厚さは20cmとした。全覆工厚は最終的に掘削によるゆるみにより風化が進んで、全土荷重が作用しても抵抗できるように変形法で解析し、その結果を踏まえて80cm(吹付コンクリート厚を含む)とした。

2-3 有限要素法による解析

施工にあたってトンネルおよびその周辺地山の力学的挙動を明らかにし掘削時の地山のゆるみおよび後行トンネルへの影響などを把握し施工時および完成後の安全を確かめるために有限要素法(以下FEM)による数値解析を行った。解析には電力中央研究所方式の粘弾塑性解析法によるプログラムを用い、掘削段階に応じた解析を実施した。

2-4 トンネル補強工の設計

本トンネルは掘削断面(107.2m²と100.1m²)が大きいため掘削時の安全性および掘削のゆるみにより将来、降雨時の水の浸透などによりそのゆるみが増大し、完成後のトンネルの覆工に影響があった場合などを考慮し全土被り荷重が作用しても安全であるように平面変形法により解析・評価し次

表-1 設計条件および地山物性値

トンネルの仕様	地山想定物性値										地盤反力係数		設計仕様						
	上層					下層							材料特性						
	掘削半径	単位体積重量	弾性係数	粘着力	内部摩擦角	ポアソン比	単位体積重量	弾性係数	粘着力	内部摩擦角	ポアソン比	鉛直方向の地盤反力係数 Kv	水平方向の地盤反力係数 Kh	水平方向のせん断係数 Ks	覆工コンクリート σ _{ck}	吹付コンクリート σ _{ck}	鉄筋 SD-30 σ _{sa}	覆工支保工	
m	cm	kg/cm ³	kg/cm ²	°		t/m	kg/cm ³	kg/cm ²	°		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
6.0	2.0	700	0	35	0.35	2.1	1300	0	40	0.35	15	10	7.5	210	210	1800	1800	1800	1800

のように補強をした。覆工断面については、外側のH型鋼上フランジを圧縮側鉄筋として換算し、内側に鉄筋D25mmを引張鉄筋として20cm間隔で配置すれば巻厚80cmで対応できる結果となった。また側壁、アーチ脚部にも外側に引張りを生ずる結果となったが、実際の構造は順巻きでアーチ脚部がピン構造に近いことと外側にはH型鋼が設置されていることを考慮して補強は行わないこととした。またインバート部についても中央部付近の内側そして側壁との付け根で外側に引張りが生ずるため、内側、外側ともに鉄筋D16mmを25cm間隔に配置した。後行トンネルについてもFEM解析結果を踏まえ、先行トンネルの掘削によるゆるみ領域による偏土圧に対しても安全になるように対処した。また後行トンネルの中央導坑側壁は後行トンネル側より打設するコンクリート巻厚が薄くなるため鉄筋D19mmを20cm間隔に配置して補強することとした。

3. 施工概要

3-1 地質分類と地質別の施工区分

本トンネルの地質区分は第三紀鮮新世～第四紀洪積層の土砂および崖錐である。図-2に地質および掘削区分を示す。上半断面は一次覆工厚さ20cmの吹付コンクリート、二次覆工は厚さ60cmのコンクリートライニングで全覆工厚は80cmである。その施工順序を図-4に示す。

3-2 薬液注入

本トンネルは掘削による地表沈下に伴う家屋の変形および道路の陥没などを極力少なくし、地山のゆるみの相互干渉を少なくすることおよび地山の物性値を大きく変える必要がある。そこでゆるみ領域のメガネ中央部に薬液注入を行った。メガネトンネルの場合図-5に示すように従来の双設トンネルより干渉による成長地山ゆるみ範囲が大きくなることが考えられる。また先行トンネルの掘削によるゆるみの中で後行トンネルを掘削することになるので、相互のゆるみの干渉を最少限とし安全に施工できるような必要範囲について実施した(図-6)。この状態についてFEMの解析を行い、薬液注入の効果を把握した。注入液の選

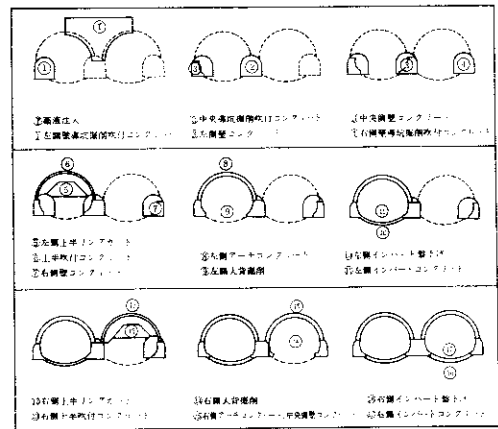


図-4 施工順序

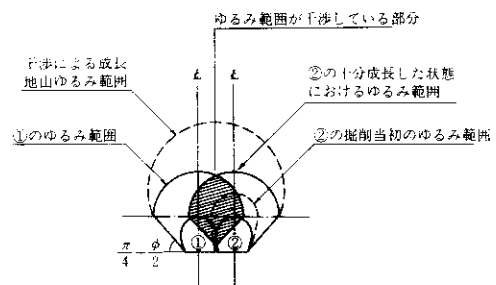


図-5 双設トンネルのゆるみ範囲

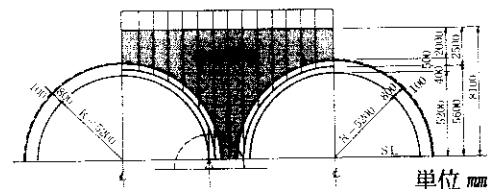


図-6 薬液注入範囲

定にあたっては、施工前にLW、アロフィックスMC-3、エヌタイトSG-1の試験注入を行い、貫入試験および孔内水平载荷試験を行って改良効果が認められた懸濁液型水ガラス系薬液LWを採用した。施工はトンネル上部が畑地であるので客土1mをはぎとり、中央導坑上部の地山へ地上より注入間隔1mピッチで1.5ショットの2重管ロッドの方式でA液(珪酸ソーダ100ℓ、水100ℓ)、B液(セメント80kg、水175ℓ)を混合した薬液を注入した。そして注入状況の確認はフェノールフタレイン液を

切羽に散布して赤色に変色したことを確認した。

3-3 掘削方法

掘削による地山のゆるみ、地表沈下などに十分に留意する必要があることおよび作業に連続性があり吹付コンクリートと競合作業ができるロードヘッダー掘削機を使用した側壁および中央導坑先進上半断面工法を採用した。

3-3-1 側壁導坑掘削

先行トンネルの側壁導坑、中央導坑、後行トンネルの側壁導坑の順序にロードヘッダー掘削機（MRH-S45）にて掘削し、ズリ運搬は先行、後行トンネルの導坑は2tダンプ、中央導坑は4tダンプで行った。なお切羽天端部に細砂層が現われ、吹付コンクリートではブロッキングできず崩落が発生したので、上半掘削部になる天端一部には松矢板、鉄矢板、エキスバンドメタル矢板を併用して掘削を行った。

3-3-2 上半掘削

上半断面は中央導坑が偏心しているため先行トンネルと後行トンネルとの掘削断面が多少異なっている。上半断面の掘削にはロードヘッダー掘削機（MRH-S90改良型）、ズリ積機にはトラクターショベル（クローラー式1.3 m^3 ）を使用した。先行トンネルは側壁コンクリート完成後、上半掘削を行ったが後行トンネルは先行トンネルの全面覆工が完成してから上半掘削を行った。ズリ運搬には4tダンプを使用した。吹付コンクリートには吹付ロボット（0.3 m^3 バックホウ搭載）を使用し、作業環境をよくするために集じん機（500 m^3/min ）をトラックに搭載した。支保工建込みにはエレクター付きリフトブルデッキジャンボ（11tトラック搭載）を使用した。掘削中、天端部付近に細砂層の薄層が挟在し、吹付コンクリート施工前および吹付コンクリートの硬化前に天端が崩落したので、リングカット工法とエキスバンドメタル矢板を送り矢板として使用し、崩落を抑えてすぐに吹付コンクリートを施工した。薬液注入をしていない区間と先行トンネルの左側、

後行トンネルの右側のクラウン部から肩部にかかる部分およびエキスバンドメタル矢板で崩落が防止できない箇所には補助工法としてフォアパイリングを使用した。

3-3-3 大背掘削およびインバート掘削

大背掘削は先行、後行トンネルともに上半掘削が完了後バックホウ（0.7 m^3 ）を使用した。一方、インバート部はアーチ覆工完了後バックホウ（0.4 m^3 ）にて掘削し、昼間に大型ダンプトラック（11t積）に積込んで搬出した。

3-4 支保システム

3-4-1 鋼製支保工

支保工は剛支保の材料であるH型支保工を使用した。側壁導坑はH-125×125 mm 、中央導坑はH-150×150 mm をそれぞれに1 m 間隔で設置した。上半部は先行トンネルでH-200×200 mm 、後行トンネルはH-250×250 mm を0.75 m 間隔でエレクター付きリフトブルデッキジャンボにて建て込んだ。

3-4-2 フォアパイリング工法

この支保機構は鋼製支保工と切羽前方の地山を支点として掘削地山を支えるものである。施工は1ブームクローラージャンボにて削孔し、1基手前の支保工から鋼管（ ϕ 42.7×2.3×1500 mm ）を30 cm 間隔で、クラウンから肩部の範囲に打ち込んで孔壁とパイプを密着させた。この工法が本トンネルでは切羽天端の安定には最も有効な方法であった。一部湧水箇所では鉄矢板の使用と吹付コンクリートの急結剤の添加量を増加させて施工し、その背面にエアモルタル（フォアミックス発泡剤とセメントおよび砂の混合）の注入をした。

3-4-3 金網

本トンネルにおいては吹付コンクリートと地山との一体化を図ることおよび吹付コンクリートを補強するために溶接金網（ ϕ 5×150×150 mm ）を使用した。そしてエレクター付きリフトブルデッキジャンボにて取り付けた。

表-2 吹付コンクリート配合表

	単位セメント量 C(kg)	単位細骨材料 S(kg)	単位粗骨材料 (kg)	W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	急結剤 (kg)	摘要
乾式	1360	1130	758	45	60	C×3~5	

急結剤はデンカナトミックType5

3-4-4 吹付コンクリート

掘削された地山を早期に被覆し、ゆるみを防ぐと同時に支保工相互をつなぐことにより剛性を増し、トンネル軸方向に筒として支保工と一体となり地山を支える効果および外力の配分効果を期待して一次覆工として吹付コンクリートを使用した。コンクリートの吹付方式は乾式吹付けを採用し、配合は現場で試験を行って表-2のように決定した。導坑では手吹きで一次吹付け厚50mm、二次吹付け厚50mmで計100mm、上半の場合は吹付ロボット(バックホウ0.3m級)で掘削面に一次吹付け厚50mm、二次吹付け厚70mm、三次吹付け厚80mmで合計200mmの吹付けを行った。強度管理はプアウト法により半日と1日の若齢時強度試験を行い、コア抜き取り方法(φ50mm、ℓ=100mm)では28日強度を確認した。吹付け厚の管理は厚さの指標となるピンを設け、それを埋設することで行ったほかコアを抜き取り厚さを確認した。またリバウンド率は全体で1.39であった。吹付装置系統図を図-7に示す。

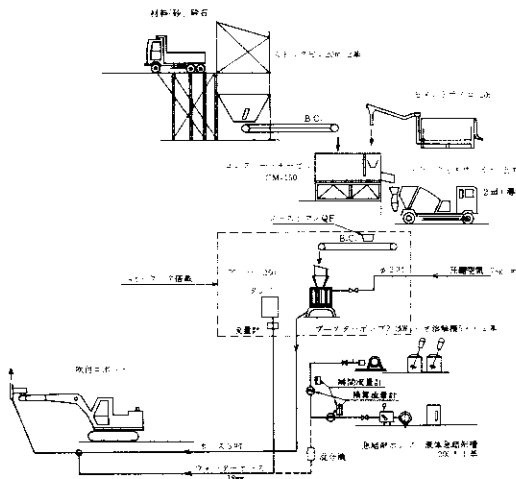


図-7 骨材設備および吹付装置系統図

3-4-5 防水シート

防水シートはその形状によりフラットシートとコルゲートシートとに分けられる。本トンネルにおいては、フラットシートを漏水防止という本来の目的と、ひび割れ防止効果および一次覆工と二次覆工との間をトンネル半径方向の力のみを伝達させる効果を期待して使用した。材料はビノンEVA防水シート(t=0.5mm、巾3000mm)を使用し、吹付コンクリートにコンクリートくぎ(NK-N09、ℓ=38mm)とブチルワッシャー(φ30mm)で取付け、くぎ孔はブチルゴムで、シート接合部にはブチルテープで接着した。

3-5 覆工コンクリート

覆工コンクリートの配合を表-3に示す。側壁部については、コンクリート打設前に平板載荷試験により許容支持力が70t/m²以上あることを確認した。側壁コンクリートは導坑掘削後、側壁用スライドフォーム(ℓ=10.5m)を使用して、コンクリートポンプ車で坑外より圧送し坑奥から10.5mづつに分けて打設した。アーチ部の鉄筋取付けは移動式(レール)鉄筋ジャンボ足場を使用して支保工から幅止め筋をだして鉄筋を固定した。アーチコンクリートは坑口側よりスライドセントル(ℓ=10.5m、レール式)を使用して、コンク

表-3 覆工コンクリートの配合

(設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$)

使用箇所	骨材寸法 (mm)	W/C (%)	スランフ (cm)	細骨材率 (%)	重量 (kg/m ³)				
					単位水量	セメント	粗骨材	細骨材	分散材
側壁・無筋	40	59	15	39	170	288	707	1131	0.72
アーチ・無筋	20	59	15	43	180	305	761	1034	0.76
コンクリート	40	59	8	39	156	264	732	1162	0.66

リートポンプ車にて坑外より圧送して打設した。打設方法はポンプ車による吹上げ方式とし、アーチ天端に空隙がないように十分に充填した。打設は3日に1打設(ℓ=10.5m)のサイクルで行った。

3-6 工程表

本トンネルの実施工程表を図-8に示す。

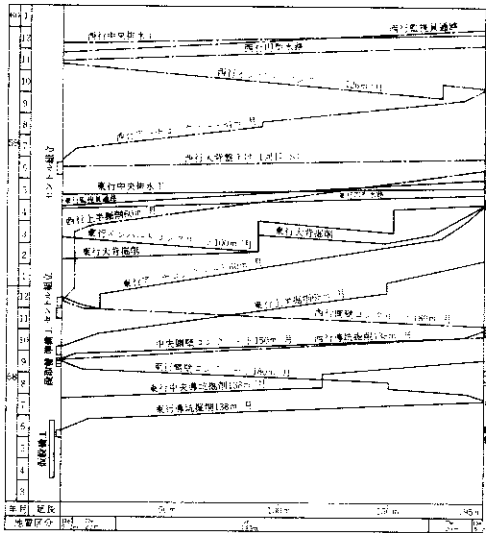


図-8 実施工程表

4. 計測

掘削後の地山の挙動把握および周辺地山の安定と地表面の沈下や先行トンネル、後行トンネルの安定を確認するためには、厳密な計測と慎重な施工管理が必要である。そこで、日常の施工管理を目的とするものと将来の設計施工に反映させる資料収集を目的とするものとに分類し計測項目を下記のように選定して実施した。

(1) 日常の施工管理計測

- ① 坑内観察調査
- ② 内空相対変位測定
- ③ 天端沈下測定

(2) 設計施工に反映させる計測

- ① 地表沈下測定
- ② 地中相対沈下測定
- ③ 地中相対変位測定
- ④ 土圧測定
- ⑤ 支保工軸応力測定
- ⑥ 吹付コンクリートおよび鉄筋応力測定

計測の平面位置については図-1、計測箇所については図-9に示す。

4-1 原位置調査および試験

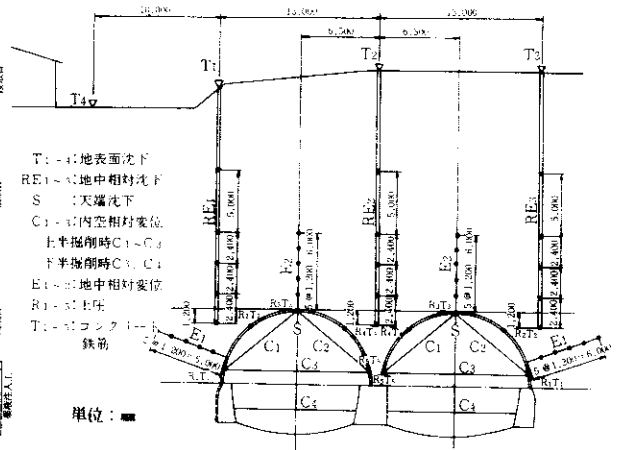


図-9 計測点 (No. 22 + 20 m)

計測を行う前に地山の大阪層群の砂れき層および薬液注入による地盤改良後の物性値を把握することを目的として側壁導坑内および中央導坑内で平板載荷試験、現場一面せん断試験を実施した。またボーリング孔を利用して孔内水平載荷試験を行った。結果を表-4に示す。なお現場一面せん断試験についてはあらかじめ地上より導坑箇所薬液注入をしておき、掘削中その地山をブロックで切り出してせん断箱 (50 × 50 × 30 cm) を使用して行った。

表-4 原位置調査試験結果表

項目	土の単位体積重量			変形係数 Em	現場一面せん断試験		許容支持力	
	湿潤	乾燥	含水率		粘着力C	せん断抵抗角φ	平板載荷試験によるQ _u	孔内側方載荷試験によるQ _u
地盤改良前	1.88	1.76	425	4.0	35°00'	76.7	70.0	
地盤改良後	—	—	842	12.8	27°13'	—	—	

4-2 計測管理

計測によってトンネルが安全に施工でき、かつ変形を許容範囲内に抑えるためには管理基準が必要である。管理基準の設定方法については

- ① 過去の実績に基づき管理基準を設定する
- ② そのトンネル実績そのものを管理基準とする
- ③ 数値解析に基づく管理基準を設定する

表-5 日常の施工管理のための管理基準値

管理基準手法	計測位置		計測管理値				備考
	車線	記号	先行トンネルの一次覆工時		後行トンネルの一次覆工時		
			変位速度 mm/day	全体 変化量	変位速度 mm/day	全体 変化量	
当初の 管理基準値	東行	C ₁	—	35	—	—	・FEM解析による弾塑性解析の結果、 得られた変位量で設定した。
		C ₂	—	35	—	—	
		C ₃	—	15	—	—	
	西行	C ₁	—	—	—	45	
		C ₂	—	—	—	45	
		C ₃	—	—	—	15	
実績測定値	東行	C ₁	3	21	—	—	※全体変化量は、先行変位量率(0.46)を 考慮した値である。
		C ₂	4	21	—	—	
		C ₃	4	20	—	—	
		ΣC	—	—	6	37	
フィードバック の結果、設定さ れた管理基準値	西行	C ₁	—	—	9	37	・全体変化量は、限界値より設定した。 ・変位速度は、実績による予測式を基に 計算した。 ・ノモグラムは、先行変位量率を考慮し た限界値 $\epsilon_0 = 0.5 \times 0.54 = 0.27\%$ で設 定した。
		C ₂	—	—	6	24	
		C ₃	—	—	—	—	
		ΣC	ΣCはC ₁ 、C ₂ 、C ₃ で、これが内挿する三角 形の頂が限界値を超えないこと。 ノモグラム参照			—	

④周辺構造物の安全性確保のための管理基準
などが考えられるが、先行トンネルについては数
値解析に基づく管理基準で、後行トンネルにつ
いては先行トンネル実績そのものを管理基準とする
方法とともに内空相対変位の管理基準値を限界ひ
ずみで決める方法によって行った。管理値を表-5
に示す。(ただし先行トンネルについては原位
置調査・試験の結果に基づいて設計時のFEM解
析を修正して計測管理値を決定した。)また計測
管理のフローを図-10に示す。

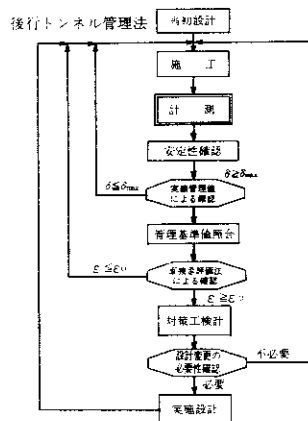
4-3 計測結果

4-3-1 内空相対変位の測定

本測定は日常の施工管理として周辺地山の安定
性、支保の妥当性、二次覆工およびインバートの
打設時期などを把握するための基本となる計測で
ある。測定はアーチ部の天端および両側面に打ち
込んだコンバージェンスボルトをコンバージェン
スメジャーで測定し内空断面寸法の変位量を把握
した。

(1)変位の発生状況

変位の収束時期は先行トンネル、後行トンネル
ともに掘削後の経過時間および切羽との隔距離に
左右されており、掘削後15~20日で、切羽との
離れ1.5D(D;掘削幅)でひずみの変化が起こ



先行トンネル管理法

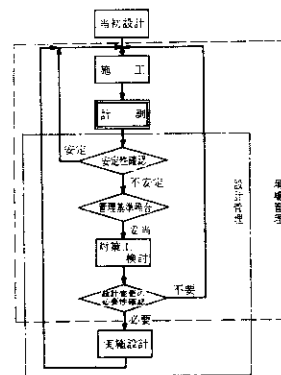


図-10 計測管理 フロー図

り、約4Dで収束した。先行トンネルにおいては最大変位速度は位置C₁で3.1mm/日、C₂で3.8mm/日、C₃で3.6mm/日、収束値はそれぞれ5.1mm、11.1mm、10.7mmであった。一方後行トンネルでは最大変位速度は位置C₁で3.4mm/日、C₂で4.3mm/日、C₃で2.5mm/日、収束値はそれぞれ10.3mm、12.0mm、9.2mmとなった。各計測値とも管理基準値内で収まったが特に後行トンネルについてはその値が先行トンネル実績値前後に収まっていた。両トンネルの地山の变形挙動が似たような傾向を示している要因として、事前の薬液注入の効果と施工法の適確さなどが挙げられる。

(2) トンネル断面のひずみ解析の結果

トンネル断面の变形による最大せん断ひずみを各計測断面位置で解析すると先行、後行トンネルともに主ひずみの収束値は0.2%前後に収まっており、同じような傾向で最大せん断ひずみが生じており限界ひずみも $\epsilon'_0 = 0.27\%$ 内におさまっていた(表-6参照)。また最大せん断ひずみ速度は収束値との間に

$$y = -0.025 + 3.353x$$

(y; 収束値mm, x; 最大せん断ひずみ速度mm/日)の直線の関係にあることがわかった。

表-6 先行トンネル断面の内空変位量とひずみ

計測断面位置	内空変位量(収束値)			ひずみ		
	C ₁ mm	C ₂ mm	C ₃ mm	ϵ_1 %	ϵ_2 %	γ_{max} %
No. 21+24m	-0.42	0.61	-9.90	0.12	0.08	0.20
No. 21+60m	1.22	-11.13	1.00	0.03	-0.18	0.21
No. 21+83m	2.49	6.31	8.37	0.06	-0.10	0.16
No. 22+20m	3.21	-7.77	-10.70	0.09	0.12	0.21
No. 22+55m	5.13	-6.95	7.10	0.10	-0.10	0.20

(ϵ_1 : ϵ_2 : 主ひずみ)

4-3-2 天端沈下の測定

天端沈下測定は内空相対変位測定と同様に周辺地山と支保工の安定状況を確認する上で有効な計測である。沈下は切羽との離れが3D(掘削幅; D)程度で収束したが天端の沈下量は先行トンネルで最大値6mm、後行トンネルでは8mmと小さくほとんど影響がなかった。

4-3-3 地表面沈下の測定

地表の沈下測定は地山安定状態の確認、支保効果の把握、および掘削による地表への影響範囲とその程度を予知し、第三者被害発生の未然防止と施された対策工の効果を確認するための測定である。沈下は上半の切羽が進行してくる-2D(掘削幅; D)前後より表われ3D前後で収束した。先行トンネル掘削終了時における沈下量は位置RE1で12mm、RE2で20mm、RE3で10mmが最大値であり、後行トンネルでは位置RE1で17mm、RE2で31mm、RE3で20mmの最大値で収束したがFEM解析の値(修正値)より小さな値であった(図-12参照)。

4-3-4 地中相対沈下の測定

この測定は地表面沈下と同様に地山のゆるみ領域を把握するために地表面から実施するものである。なお掘削による地山変形は切羽が到達するまでの変形と切羽通過(掘削後)に生ずる変形の合計である。本計測により先行変位を含めた地山の挙動を把握することができる。測定は多点ロットエクステンソメータレックスを地表のボーリング孔に設置し、測定頭部と延長ロッドの頂部間の長さをダイヤルゲージで測定し、各アンカーと測定頭部間の相対的な長さの変化量を求めた。

(1) 地中絶対沈下(最深測点)と切羽の位置

切羽が測定断面に近づくに従ってその地点の变形が生じ、その断面を通過してしばらくした後に収束した。最大値が測定されたNO.21+60におけるメガネ中央部のRE2の計測結果を図-11に示す。

(2) 収束時の地中絶対沈下量

NO.21+60における先行、後行トンネルの地中絶対沈下量の収束時の結果を図-12に示す。

(3) 地中相対沈下量と最大沈下速度

掘削するうえで1日の最大沈下速度がわかれば地中相対沈下量を知ることができる。解析的に検討すると先行、後行トンネルについてそれぞれ近似直線式

$$y(I) = 2.41 + 2.58x$$

$$y(II) = 1.12 + 2.65x$$

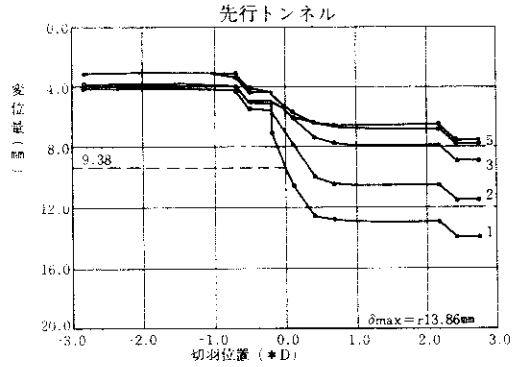
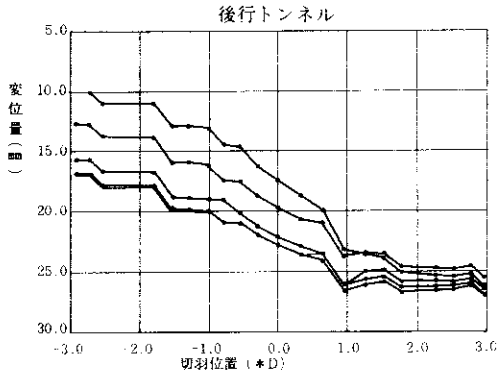


図-11 メガネ中央部RE-2における切羽位置と絶対沈下 (No.21+60m)

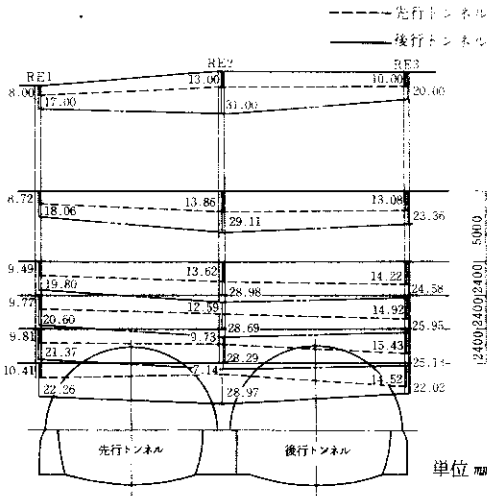


図-12 収束時の地中絶対沈下状況 (No.21+60m)

($y(I)$: 先行トンネルの変位量 mm 、 $y(II)$: 後行トンネルの変位量 mm 、 x : 最大変位速度 $mm/日$)で表すことができた。

(4) 先行沈下量による収束時沈下

施工管理するうえで、掘削時の先行沈下量から収束時の沈下量が推定できれば施工の安全に役立てることができる。解析の結果先行、後行トンネルの収束沈下量についてそれぞれ近似直線式

$$y(I) = 1.075 + 0.228x$$

$$y(II) = 8.33 + 0.368x$$

(x : それぞれの先行沈下量 mm)

の関係が得られた。

4-3-5 地中相対変位の測定

本測定は掘削に伴うトンネルの半径方向の地山内変位を坑内より測定し、トンネル周辺のゆるみなどの地山挙動を明らかにする目的で実施した。小型エクステンソメーター(5点、 $l=6m$)を坑内より地山に打ち込み、測定頭部と延長ロッドの頂部間の長さをダイヤルゲージで測定し各アンカーと測定頭部間の相対的な長さの変化量を求めた。

計測結果によれば位置 E_1 における先行トンネルの収束値は $-1.3mm$ で後行トンネルでは $0.2mm$ 、 E_2 において先行トンネルは $-3.6mm$ 、後行トンネルは $3.8mm$ であった。掘削後はほとんど変位していないが先行と後行トンネルとは符号が反対になっている。位置 E_2 における変位量の経時変化を図-13に示すが、深さ $6m$ 、 $4.8m$ ではほとんど変位は認められない。また先行、後行トンネルについても天端部 E_2 が側壁側 E_1 より変位が大きくなっており土圧測定結果と同じ傾向を示している。

4-3-6 直接ひずみ評価法による管理

(1) 地中相対変位とひずみ

限界ひずみを原位置調査試験の結果より求めると地盤改良後は限界ひずみ $\epsilon_0 = qu/Em = (2C \cdot \cos\phi / (1 - \sin\phi)) / Em = 0.5\%$ である。地中相対沈下の測定より求めた先行変位率を考慮して限界ひずみを修正すると $\epsilon'_0 = 0.27\%$ となる。これに注目してみるとNO. 22+20の経日3日より

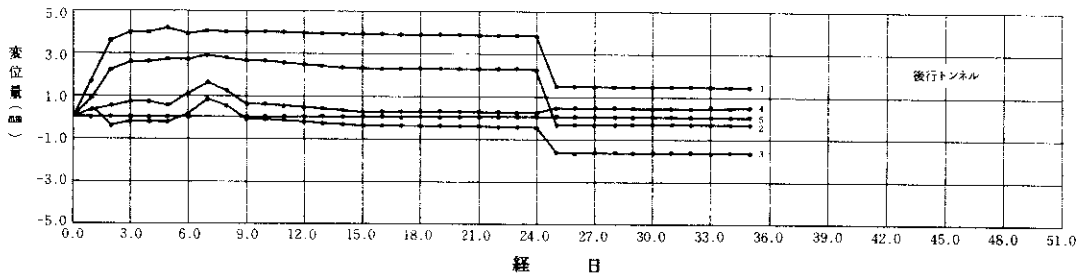


図-13 天端E2における地中相対変位の経日変化 (No.22+20m)

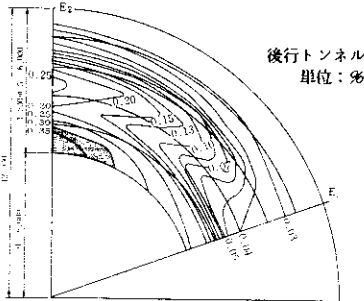


図-14 上半通過後24日のせん断ひずみ図 (No.22+20m)

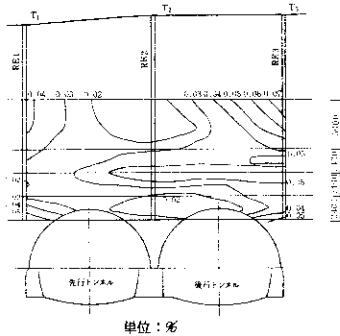


図-15 後行トンネルの上半通過時のせん断ひずみ図 (No.22+20m)

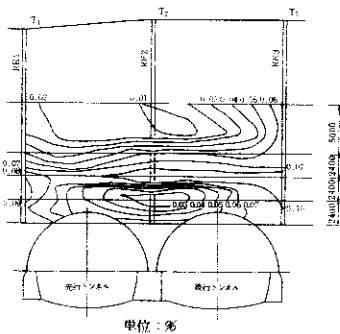


図-16 後行トンネルの上半通過後35日のせん断ひずみ図 (No.22+20m)

天端部E₂で超える部分が出始め、経日24日で0.35%になって収束した。(図-14参照)。

(2)地中相対沈下とひずみ

後行トンネルのNO.22+20における地中相対沈下から求めた地山内せん断ひずみを上半掘削到達時を図-15に、通過後35日時を図-16に示す。

4-3-7 土圧測定

背面土圧を測定するためにグレートツェルハイドロリックセルを地山と吹付コンクリートの境界に設置した。先行トンネルNO.22+20で掘削後10日前後に天端部で最大(18t/m²)となり、それ以降は一定値を示している。その後、後行トンネル上半掘削到達が近づくにつれて急激に土圧がかかり始めて到達後20日前後で最大値43t/m²で収束した。また天端部と中央側壁側とは天端部が約30t/m²程度大きく収束した。

4-3-8 支保工軸応力の測定

支保工軸力を計測するために静ひずみ計を脚部のH型鋼のフランジ両面に取り付けて測定した。先行トンネルのNO.22+20地点では上半掘削の切羽の位置が3Dになると収束(19.5kg/cm²)する。その後下半掘削が到達する-7.5D付近より増加してほぼ一定値(32kg/cm²)となるが後行トンネルの上半掘削の切羽が-0.25D付近になると増加し始めて3D程度になると収束(40.5kg/cm²)した。また後行トンネルのNO.22+20地点でも上半掘削の切羽の位置が3Dになると収束(40.5kg/cm²)した。両トンネルともに支保工の軸力は薬液注入をおこなった中央側が最大値を示し、側壁側支保工軸力との差は先行トンネルでは

20 kg/cm²、後行トンネルでは30 kg/cm²となった。

4-3-9 コンクリート・鉄筋応力の測定

吹付コンクリートおよび二次コンクリート（覆工）の安定性を把握するためにコンクリート応力および鉄筋応力を測定した。後行トンネル施工の影響を正確に測定することができるのでグレーツェルハイドロリックセルと鉄筋ひずみ計を設置した。先行トンネルのN.O. 22+20地点では土圧測定と同じ傾向を示している。コンクリート応力では上半掘削後10日前後で天端部が最大値4 kg/cm²、後行トンネル上半掘削到達後20日前後で天端部で最大値7 kg/cm²になって収束した。また鉄筋応力については後行トンネルの影響が始めるのは切羽が-1.0 D付近からで2.5 Dになると収束した。後行トンネルの影響で増加した位置の鉄筋応力はメガネ側で外側が約300 kg/cm²、内側では約600 kg/cm²増加している。コンクリート応力の最大値の位置とは異なっているが応力が大きくなっている側からいえばメガネ側の覆工と一致している。

5. 考 察

本工事の経験によると土砂山トンネルの掘削には吹付コンクリートおよびフォアパイリングが最も有効であり、メガネ部についても薬液注入が有効であった。当初このようなメガネトンネルの場合、掘削による干渉によって変形挙動が先行、後行トンネルともに異なることが考えられたが、計測結果によれば地山の変形挙動は両トンネルで似たような傾向を示している。これは今回採用した工法が妥当であったことがいえる。先行トンネル



上半掘削中のロードヘッダー機械

と後行トンネルの実績を比較、解析した結果、管理値と比較すると変位量については解析値や管理基準以下の値であった。また土砂山においては内空相対変位、地中相対沈下において変位速度およびひずみ速度が収束値に対して線形的関係を保ちつつ増加する傾向があることがわかったのでこの関係を利用し、掘削時の安全性を確立できると考えている。またひずみで評価することによってトンネル断面の変形挙動が適確に判断できる指標となることも知ることができた。計測管理基準設定方法に関しては、後行トンネルで採用した管理手法も適切な方法であったと思われる。

あとがき

井吹トンネルの施工は好結果のもとに終了したが、今後土砂山におけるメガネトンネルの施工の際に本報告が参考となれば幸いである。

最後に当工事の設計・施工に御指導を賜った技術審議会基礎分科会（主査柴田徹 京都大学教授）の委員および関係者の皆様に厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) トンネルの地質調査と岩盤計測、土木学会
- 2) NATMの計測指針に関する調査研究報告書、社団法人日本トンネル技術協会、昭和58年3月
- 3) 第5回トンネル技術シンポジウム、社団法人日本トンネル技術協会、昭和59年2月



トンネル完成