

都市部における長大メガネトンネルの設計と施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE LONGEST TWIN BORE TUNNEL WITH A CENTER-PILLAR BENEATH A RESIDENTIAL AREA

山田浩幸¹⁾・宇田隆彦²⁾・川端康夫³⁾・石橋照久⁴⁾・橋爪大輔⁵⁾

Hiroyuki YAMADA, Takahiko UDA, Yasuo KAWABATA, Teruhisa ISHIBASHI, Daisuke HASHIZUME

Kitasuma Tunnel is the longest twin bore tunnel with a center-pillar which has been rarely constructed in Japan. Because 1km long tunnel bored just beneath a residential area, the design of the center-pillar is an important consideration. Based on result of F.E.M. analysis, auxiliary method with pre-grouting and PU-IF were applied before excavation for supporting ground surface. Rock Split method were applied for boring in the middle part, very hard rock area. In this paper, the basic idea of the design and construction for twin bore tunnel based on the result of measurements is mentioned.

Key Words: Twin-bore tunnel, FEM analysis, Auxiliary method, Center-pillar
, Construction adjacent to structure

1. はじめに

神戸市では、南北に伸びる幹線道路の整備が遅れているとされており、そのニーズに応えるべく建設が進む神戸市道高速道路2号線は自動車専用道路で延長9.5kmの内、65%がトンネル構造となっている。

今回施工した北須磨トンネルは、高速2号線の北部に位置し、トンネル延長L=1107.5mの内、938mが山岳トンネル区間、山岳トンネルの北側110m、南側69.5mが開削トンネル区間であった。トンネルが計画された地域は写真-1に示すとおり、都市部であり、種々の厳しい施工条件の下での施工であった。

トンネルの構造は、センターピラー共有型双設トンネル、いわゆるメガネトンネルで、メガネトンネルとしては日本最長である。また、本工事は詳細設計を含む発注となっており、施工事例が少ないためメガネトンネルの設計方法が十分確立されていない中で、メガネトンネルの支保構造、周辺への影響等を検討、確認しながら設計・施工を実施した。

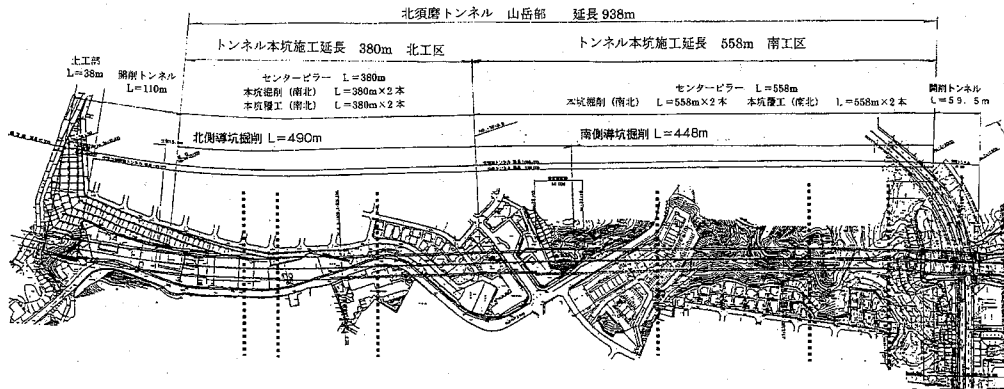
本報告では、これら設計・施工上の課題、その取組み及び施工結果について述べるものである。



写真-1 工事域全景

- 1) 正会員 (株) 鴻池組 土木設計部 第4グループ (山岳トンネル担当)
- 2) (株) 鴻池組 大阪本店 北須磨工区 (北) トンネル工事
- 3) 正会員 飛島建設(株) 大阪支店 北須磨工区 (南) トンネル工事
- 4) 正会員 阪神高速道路公団神戸建設局 設計課
- 5) 阪神高速道路公団神戸建設局 山手工事事務所

2. トンネル概要



2. 1 トンネル工事の概要

図-1 全体平面図

表-1 工事概要一覧表

トンネル工事は、中央導坑を北側立坑及び南側坑口より施工し、導坑掘削後、南北両側坑口より工区境に向け、センターピラーを構築した。南側本坑坑口は、南行き本線と一般道路との入路合流部となるため、片側三車線の大断面のメガネトンネルとなった。一方、北側本坑に関しては当初立坑より施工を開始し、開削トンネルの底盤の構築が完了した段階でスライドフォームを使用して開削トンネルと本坑掘削を並行作業で行った。

	南工区	北工区
工 事 名	北須磨工区（南）トンネル工事（その1）、 （その2）	北須磨工区（北）トンネル工事（その1）、 （その2）
発 注 者	阪神高速道路公団 神戸建設局	
施 工 者	飛鳥・東急建設工事共同企業体 堀池・日本国土建設工事共同企業体	
工 期	平成8年9月27日～平成15年3月31日	平成10年9月29日～平成15年3月31日
工 事 場 所	神戸市須磨区車字西山～同区東白川台1丁目 神戸市須磨区東白川台1丁目～同区白川	
構 造 形 式	センターピラー共有型双設トンネル	
中 央 導 坑	延長 938m、掘削断面 36m ² 、機械掘削全断面工法	—
本 坑	延長 538m、掘削断面（片側）75～128m ² （非常駐車帯） 機械掘削ショートベンチ工法 （一部割岩工法）	延長 380m、掘削断面（片側）75m ² 機械掘削ショートベンチ工法 （一部割岩工法）
センターピラー	延長 558m、断面 14m ² 、RC 構造	延長 380m、断面 14m ² 、RC 構造
北 坑 口 立 坑	幅 26.4m、延長 15m、高さ 14.8m、 土留アンカー方式	—
	地盤改良（深層混合改良）12,302.8m ³	地盤改良（深層混合改良）12,463.7m ³

また、先進本坑は、全体工程短縮を目的として、センターピラーの構築と並行して掘削を進めた。なお、神戸層群における本坑掘削では、先進坑掘削の影響が後進坑掘削時に及ばないようにするため、上半切羽離れ約100mを確保して施工した。トンネル中央部の硬岩区間では周辺への環境（騒音・振動対策）に配慮して割岩工法を採用した。



写真-2 割岩工法施工状況

2. 2 地質・地形及び周辺環境

当該地の地質は図-2に示すとおり、新生代第三紀神戸層群が広く分布し、トンネル中央付近では、六甲花崗岩が貫入して分布していた。神戸層群自体は礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩が1～6m程度の繰返しにより層を形成し、東西断面では、ほぼ水平構造となっていた。

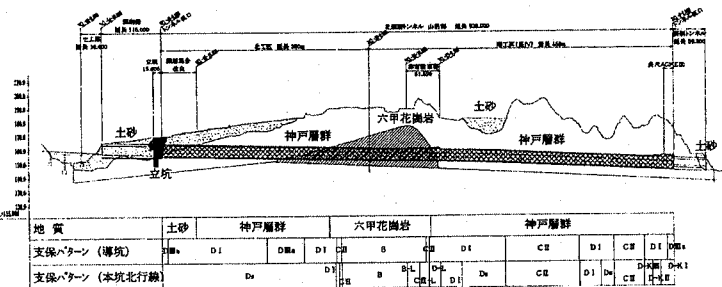


図-2 地質縦断面図

神戸層群の一軸圧縮強度は、5～60N/mm²

で軟岩から中硬岩の範囲であるが、神戸層群特有の短時間で風化が進む性質を併せ持つ。六甲花崗岩は、100

～300N/mm²の強度を有する極めて硬質な岩盤であった。

また、北側坑口部は、かつて谷筋であったところを周辺開発時の発生土で埋立て、造成した盛土部と神戸層群からなり、地山状況がトンネル断面の左右で異なっている上、きわめて脆弱な状態の地質であった。

また、トンネルの周辺環境としては、市街地での施工となったため、地上には営業店舗、マンション、集合住宅、病院、一般住宅地が広がり、さらに県道、ガス、水道、及びNTT等のライフラインが埋設されていた。



写真-3 北側坑口状況

3 長大メガネトンネルの設計と施工

3.1 メガネトンネル施工上の課題

メガネトンネル施工上の課題として以下の事項が考えられた。

- ①トンネルの応力干渉域（中央導坑上部）における地山の安定性
- ②センターピラーの作用荷重と安定性（沈下、傾斜、内部応力）
- ③後進本坑掘削時の掘削開放力による先進支保工への影響
- ④各施工段階における計測結果の設計へのフィードバック
- ⑤センターピラー直上部の排水方法

- さらに、北須磨トンネル特有の課題として上記に加えて
- ⑥北坑口側土砂埋戻部掘削時の地表面沈下及び地下水低下
 - ⑦トンネル中心部における硬質な花崗岩の掘削
 - ⑧長大メガネトンネルの施工における工期短縮が考えられた。

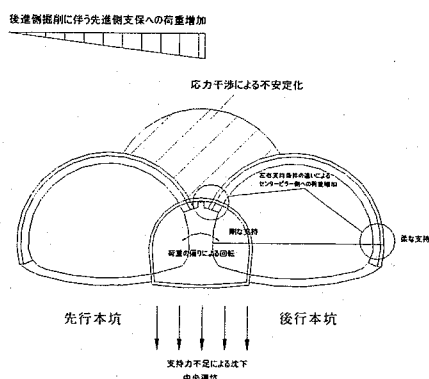


図-3 メガネトンネル施工上の課題

3.2 トンネル構造の設計

北須磨トンネルは用地幅を最小とする目的と始点側（南坑口側）の道路線形上の制約からセンターピラーを共有するメガネトンネルで計画された。トンネル構造の検討に当たっては、事前の地質調査結果から一部、旧谷筋に並行して路線が計画されているもののトンネル両外側の地耐力は確保できるものと判断されたこと、延長が約1kmと長く導坑施工による工程及び経済性の関係から中央導坑案が採用された。

なお、中央導坑の規模に関しては導坑自体の施工の工期短縮と中央部の硬岩部の施工において、周辺環境への影響から発破掘削の採用が不可能なこともあり本坑掘削と同様の掘削機械(200kw級)が使用可能な断面積 $A=36\text{ m}^2$ の比較的大きな導坑で計画されたが、センターピラー構築時には非常に狭いスペースでの作業となり苦勞した。

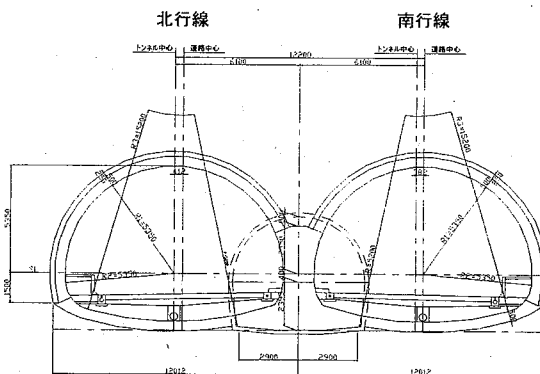


図-4 トンネル標準断面図

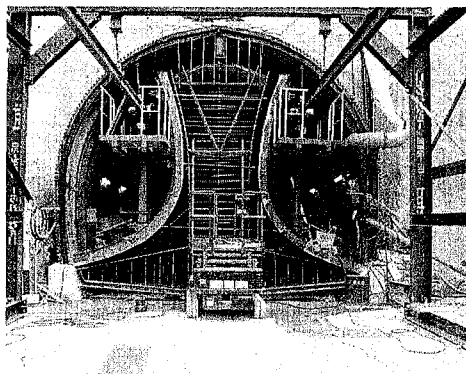


写真-4 センターピラーセトル

3. 3 補助工法の検討と施工

土砂部の補助工法の検討においては、FEM 解析によるステップ予測解析を実施し、各施工段階での安全性を照査した。採用工法の選定に関しては補助工法の種類により①補助工法無し、②ウレタン圧入式フォアボーリング（以下：PU-IF）、③薬液注入（地上から）、④PU-IF+薬液注入、⑤高圧噴射式フォアパイリング（以下：RJFP）、⑥注入式長尺フォアパイリング（以下：AGF）、⑦岩盤固結の計7ケースを考え、各補助工法の効果を地表面沈下量の最大値により評価した。

また、補助工法による改良効果はトンネル掘削時に改良領域の地盤定数（弾性係数、ポアソン比）を向上させることにより表現した。表-3に改良体の定数の一覧を示す。

解析STEPは施工順序を反映させて表-4のように設定した。初期応力は自重解析によって算出し、掘削による応力解放は掘削時に40%、支保工設置時に60%作用させた。なお、補助工法として長尺先受けであるAGF、RJFPを施工するケースでは、支保工設置時の応力解放率を向上させることにより、先受け効果を表現することとした。

本検討の結果、施工完了時に地表面沈下の目標値が達成でき、施工性、経済性を考慮して、補助工法としてはPU-IF+薬液注入（地上から）を選定した。

実際の施工時 表-3 補助工法の種類と改良定数

には、地上構造物直下で地表面からの薬液注入が出来なかった部分で④PU-IF+薬液注入 ⑤RJFP ⑥AGF ⑦岩盤固結 125 0.35

補助工法の種類	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν
①補助工法なし	—	—
②PU-IF	125	0.35
③薬液注入	5.85	0.45
④PU-IF+薬液注入	125	0.35
⑤RJFP	300	0.30
⑥AGF	35.1	0.35
⑦岩盤固結	125	0.35

を生じたため、導坑を利用した注入を追加施工して管理目標値内で施工することができた。

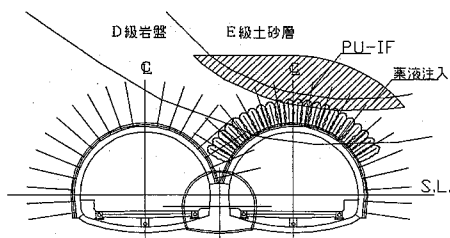


図-6 土砂部採用補助工法断面図

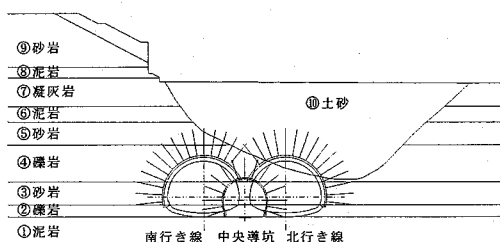


図-5 FEM解析断面 (No.44-10)

表-2 地盤定数一覧表

層番号	地質	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比	単体重量 γ (t/m ³)
⑩	土砂	1.17	0.45	1.9
⑨	砂岩	315	0.3	2.2
⑧	泥岩	360	0.3	2.1
⑦	凝灰岩	85	0.3	2.0
⑥	泥岩	360	0.3	2.1
⑤	砂岩	630	0.3	2.2
④	礫岩	850	0.3	2.3
③	砂岩	480	0.3	2.2
②	礫岩	290	0.3	2.3
①	泥岩	430	0.3	2.1

表-4 解析ステップ

解析ステップ	施工手順	予測応力解放率
STEP0 初期応力算出 (自重解析)		
STEP1 導坑掘削		STEP1 40%
STEP2 導坑支保工設置		STEP2 60%
STEP3 モノピットドリフト打設 先導坑上半掘削		STEP3 40%
STEP4 先導坑上半支保工設置		STEP4 60%
STEP5 干渉壁注入 先導坑下半掘削		STEP5 40%
STEP6 先導坑下半支保工設置		STEP6 60%
STEP7 後導坑上半掘削 補助工法施工 (PU-IF等)		STEP7 40% (20%:RJFP) (30%:AGF)
STEP8 後導坑上半支保工設置		STEP8 60% (60%:RJFP) (70%:AGF)
STEP9 後導坑下半掘削		STEP9 40%
STEP10 後導坑下半支保工設置		STEP10 60%
STEP11 先導坑インバート掘削		STEP11 40%
STEP12 先導坑ドリフトドリフト打設		STEP12 60%
STEP13 後導坑インバート掘削		STEP13 40%
STEP14 後導坑ドリフトドリフト打設		STEP14 60%

3. 4 センターピラーの設計と施工

(1) センターピラーの検討

メガトンネルの構造の中で重要とされるセンターピラー（以下 CP）の検討において過去の事例を参考に図-7 に示すように荷重の作用幅をトンネル中心間と想定し、作用高さを指標とした便宜的な荷重図を設定した。

また、図-8 に過去の実績に基づく荷重作用高さと土被りの相関図を示す。これによると、トンネル片側掘削径を D とした場合の荷重作用高さは、土砂地山で $2.0D$ 以下 ($1.0 \sim 1.9D$)、岩地山では $1.0D$ 以下 ($0.1 \sim 0.7D$) となっている。

一方、土砂部で土被りが $2D$ 以下の浅い場合について、CP の作用荷重を FEM 解析により算出した。土被りの薄い土砂部で土被り高さ以上の荷重が作用した結果となった。これは、上述した想定幅以上の荷重が CP に作用しているためと考えられる。

検討の結果より、CP の作用荷重は、土砂地山（地山等級 D の岩種を含む）を $2.0D$ 、岩地山を $1.0D$ と設定した。

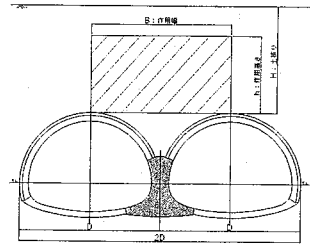


図-7 センターピラー作用荷重図

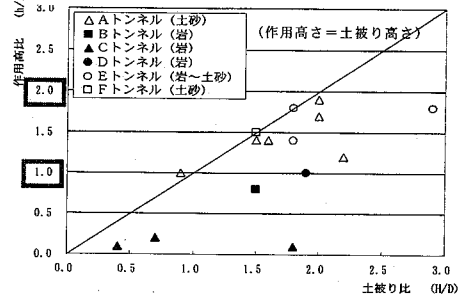


図-8 作用荷重と土被りの関係

(2) 本坑施工と CP 計測結果

CP 上方の干渉部は、中央導坑、本坑先進坑、後進坑の掘削に伴い 3 回以上の応力再配分が生じ、これによって、切羽の不安定化、支保荷重や沈下量の増大等トンネルの構造的な問題が生じる可能性がある。そこで、FEM 解析に基づいて補強範囲を設定し、過去の事例を参考に土砂部や亀裂性岩盤部では注入式ロックボルト、その他の岩盤部では充填式ロックボルトを施工した（図-9 参照）。

CP 軸力、傾斜を施工段階毎に計測した結果を表-5 に示す。これらの荷重は、先進坑掘削後に対し、後進坑施工後に大幅に増加しており、干渉部の荷重が後進坑掘削と同時に作用する傾向があった。CP 軸力を作用高さに換算すると、土砂地山では $0.7 \sim 1.8D$ 、岩地山（地山等級 D）では $1.1 \sim 1.2D$ の作用高さであることが確認できた。また、地山等級 C の場合は、坑内の A 計測の結果から地山等級 D に比べ変位量が小さいこと等から、作用高さは $1.0D$ 以下と推定される。一方、CP の傾斜は、地耐力が十分であることから計測値は小さいものの、先進坑掘削時には後進坑側に、後進坑掘削時には先進坑側に数 mm 傾斜しており、掘削に伴うゆるみ荷重が CP に作用することが確認できた。

計測結果から判断すると、CP に作用する荷重は、当初想定した荷重に近い値が作用しており、本設計の妥当性が検証されたものと考えられる。

さらに、先進坑の鋼製支保工に生じる応力は、干渉部付近が最大値を示し、後進坑掘削時における干渉の地山荷重の作用で、約 100N/mm^2 程度急激に増加することから、干渉部の補強が支保の安定に重要な要素であることが確認できた。

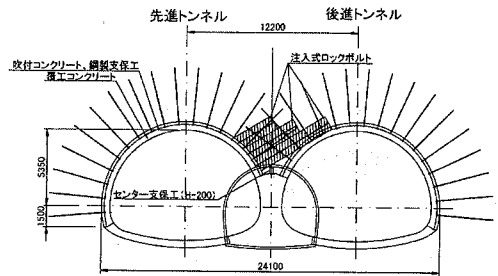


図-9 干渉部補強（土砂部）

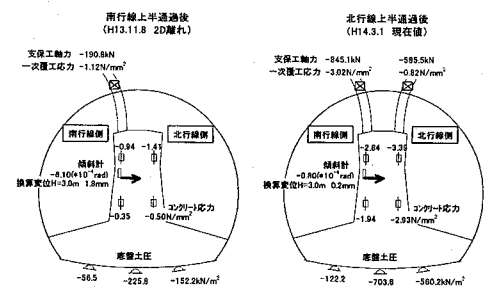


図-10 センターピラー計測値（土砂部）

表-5 センターピラー計測結果一覧表

断面	部材	先進坑通過後	後進坑通過後	作用高換算
岩地山① (D)	CP 軸力	1433KN	4550KN	1.2D
	CP 傾斜	後進側に 1.1mm	先進側に 0.3mm	
岩地山② (D)	CP 軸力	216KN	3143KN	1.1D
	CP 傾斜	後進側に 3.5mm	先進側に 4.2mm	
土砂部① (E)	CP 軸力	1446KN	4898KN	1.7D
	CP 傾斜	後進側に 1.8mm	先進側に 1.6mm	
土砂部② (E)	CP 軸力	1315KN	5392KN	1.8D
	CP 傾斜	後進側に 1.4mm	先進側に 0.2mm	

※断面 () 内は、地山等級

4. 施工時の計測管理手法

これまで述べたとおり、本工事はメガネトンネルの特殊性に加え、地上が市街地で施工条件が厳しいことから、当初より各施工段階での計測結果を設計・施工へフィードバックすることとした。

図-11 にトンネル部の計測管理フロー図を示す。

なお、計測管理に当たっては以下の事項に留意した。

① FEM解析等による予測解析を参考に各施工段階での変位の予測、支保・補助工法の選定・効果を確認した。管理基準の設定に関しては、建築物の基礎構造、ライフラインの種類毎の沈下・傾斜やトンネル支保の応力・変状に関する許容値・限界値に準拠し、解析結果に基づく各施工段階での管理レベルを定めた。

表-6 に管理レベル一覧表を示す。

② 地上保全条件の厳しい箇所、坑口部大断面でかつ大規模法面が控えている箇所、さらに支保の変更坑口部大断面でかつ大規模法面が控えている箇所、さらに支保の変更箇所を対象とし、前述の図-1 の平面図に示したように、北工区側に3断面、南工区側に3断面、計6断面の主計測断面を設けた。これらの主計測断面では、自動計測により、連続かつ精度の高い計測を行い、速やかな対策の実施に主眼をおいて実施した。

5. おわりに

北須磨トンネル工事は、両工区とも平成15年3月に竣工し、供用に際し白川トンネルと命名された。本工事は、地質が土砂・軟岩・硬岩と変化に富んでいるうえに、トンネル直上が市街地であることで、騒音・振動問題等地元住民の方々の多大なご協力とご理解を頂きながら、無事施工を完了することができた。今回、都市部の長大メガネトンネルの施工にあたり、厳しい施工条件下で種々の課題に対して設計・施工上の検討を実施したが、今後の同種工事の参考になれば幸いである。

最後に、トンネルの設計・施工における多くの課題に対し、「北須磨トンネル施工法検討委員会（委員長：大野公男氏）」

において、適切なご指導を頂いた委員の方々をはじめ、多くの関係者に対し、紙面を借りて謝意を表します。

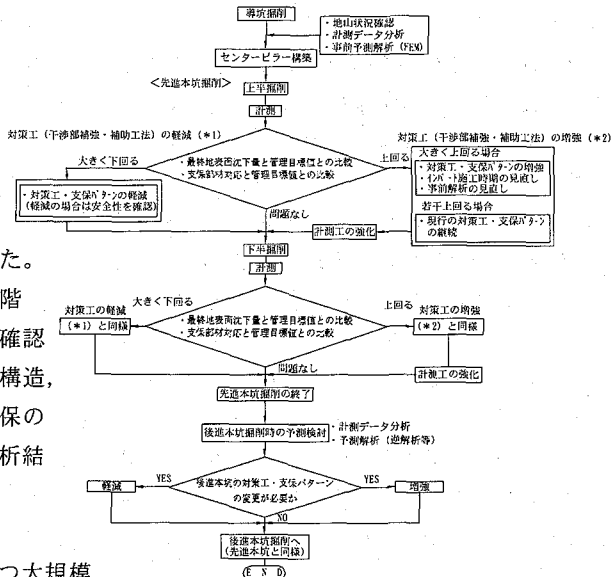


図-11 計測管理フロー図

表-6 管理レベル一覧表

管理レベル		トンネルの安定			近隣構造物への影響 地表面沈下の目安	対応策
		変状	変位量の目安	応力度の目安		
I	管理目標値①	変状なし	限界基準に基づく 管理目標値1以下	許容応力度の 1/1.5以下	許容沈下量の 50%以下	通常の計測や観察を続ける。 安全上問題とならない範囲で 支保や対策工の軽減を図る。
II	管理目標値②	僅かに変状 が発生する が安定して いる	限界基準に基づく 管理目標値1 管理目標値2	許容応力度の 1/1.5～1/1.2	許容沈下量の 50%～80%	計測結果や現場の状況を精 確に分析し、変状等の原因を 明らかにする。この間、計測 を強化する。必要に応じて、 対策工の検討を行う。
III	管理目標値③	変状が各所 に現れ、対策 を要する	限界基準に基づく 管理目標値2 管理目標値3	許容応力度の 1/1.2～1/1	許容沈下量の 80%～100%	逆解析等により再度将来予測 を実施し、対策工の検討を行 う。必要に応じて対策工を実 施する。
IV	管理目標値④	極めて不安 定な状態。早 急かつ根本 的な対策が 必要	限界基準に基づく 管理目標値3 以上	許容応力度 以上	許容沈下量の 100%以上	工事を一時中断し、施工法の 見直しを行う。支保部材の追加 や補助工法の併用を含めて、 対策工の検討を行い、必要 に応じて実施する。

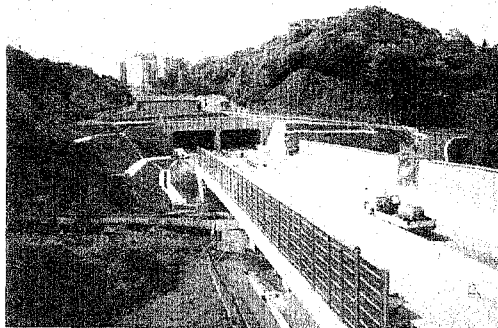


写真-5 北側坑口部全景