

未固結地山における超大断面トンネルの建設

The construction of ultra-large section tunnel through unconsolidated ground

武友憲重¹・河村靖男²・西村誠一³・塩川裕之⁴

Kenju Taketomo, Yasuo Kawamura, Seiichi Nishimura and Hiroyuki Shiokawa

The Minoh toll road tunnel is a mountain tunnel about 5.6 km long that goes through the Hokusetsu Mountains in the northern part of Osaka Prefecture. The southern sector of this tunnel discussed in this paper is approximately 2.25 km long. The geology around the southern entrance is unconsolidated ground characterized by gravel, sand and clay of the Osaka Group. The excavation section of tunnel in unconsolidated ground is about 313 m². The side drift method was applied to ultra-large section. Additional stability is achieved with a 800 mm-diameter pipe roof. This paper deals with the design and construction of the ultra-large section tunnel in the adverse geological conditions.

Key Words : ultra-large section tunnel, unconsolidated ground, side drift method

1. はじめに

箕面有料道路は、大阪都心部と北大阪地域および京都府亀岡市を結ぶ国道423号のバイパスとして新御堂筋をさらに北へ延伸する約7.3kmの自動車専用道路である(図-1)。

このうち大阪府北部の北摂山地を貫く約5.6kmの区間は、暫定対面2車線で供用する北行線(本坑)と当面は避難坑として運用する南行線の2本のトンネル構造となる。

箕面有料道路山岳トンネル築造工事(南工区)は、トンネル延長約5.6kmのうち南側約2.2kmを施工するものである。最大の特徴は、その南側坑口において最大掘削面積が313m²にもおよび、未固結地山ではわが国最大級の超大断面トンネルとなることである。

施工は本坑の掘削に先立ち、これと平行する作業坑(掘削断面積41m², 延長347m)に着手したが、丹波帯強硬砕岩層では切羽面が自立せず、鏡面の押し出しや崩壊、大変形といった事態に見舞われ、施工に難渋した経緯がある。本坑はこの作業坑を利用して坑奥から坑口側に向けて順次断面を拡大しながら行われた。

これら作業坑や本坑既掘削区間の計測結果と施工実績をもとに、未掘削区間の設計・施工法の再検討を行いながら、超大断面区間の施工に臨んだ。

キーワード：超大断面トンネル、未固結地山、側壁導坑

1 正会員 大阪府道路公社 箕面建設事務所

2 (株)熊谷組 関西支店 土木事業部

3 正会員 (株)熊谷組 関西支店 土木事業部 技術部

4 正会員 (株)熊谷組 土木事業本部 トンネル技術部

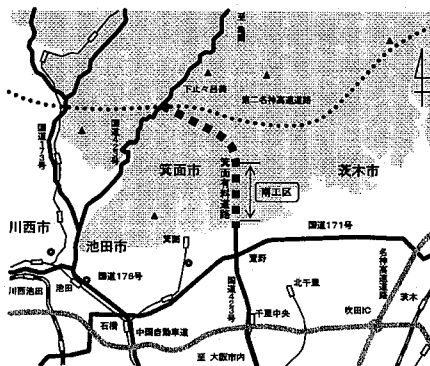


図-1 全体位置図

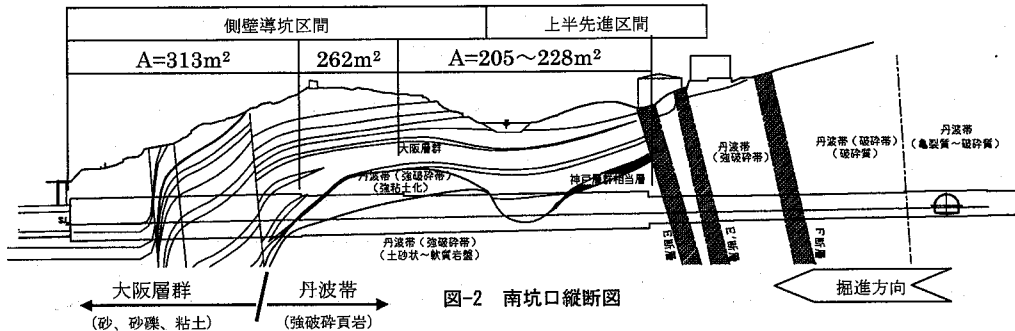


図-2 南坑口縦断面

2. 地質概要

南坑口部の地質は図-2に示す様に北摂山地を構成する中・古生層の丹波帯（頁岩主体）が分布し、その上に大阪層群（砂、礫、粘土）が被覆している。当区間では、有馬高槻構造線の派生層が幾重にも分布し頁岩は強く破碎され、粘土化が著しい脆弱な地山である。

南坑口部での地山変形係数は、各種地質調査や試験、および施工中のトンネル計測をフィードバックした再現解析より大阪層群でおおむね80～100MPa、丹波帯（破碎頁岩）で55～70MPaであった。

3. 実施工に向けての設計の修正

超大断面トンネルの施工に向け、既施工部の計測結果を基に数値解析による設計の見直しや、導坑形状の変更等、より合理的な施工法の検討を遂次行なった。

上半先進工法により掘削した既施工区間（200m²超）では、丹波帯強破碎頁岩部において得られた計測データより、以下の結果が得られた。

- ① 地山変形係数はE=70MPa以下の脆弱な地盤である。
- ② 下半掘削時の脚部沈下量が想定より大きく、とも下がりの的に天端部の沈下が促進されている。
- ③ 鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトの応力値が降伏状態に近い。

これらの結果を基に脚部沈下の抑制や、これまでの施工実績から安全性が確認された最大壁面ひずみ（大

表-1 工法比較表

		第1案 多段サイド工法(当初設計案)	第2案 側壁導坑先進工法	第3案 上半先進工法案
概要図				
数値解析結果	天端沈下量(7-1掘削時)	-58mm	-44mm	-54mm
	天端沈下量(最終)	-63mm	-55mm	-115mm
	支保工応力最大値	327N/mm²	301N/mm²	388N/mm²
	吹付け応力最大値	14N/mm²	10N/mm²	7N/mm²
安全性	導坑掘削時	切羽の安定性 加背高さに応じた分割施工が可	○ 同左	○
		構造的安全性 天端部が最もなため応力集中する	× 側壁に対し1案より有利	○
	7-1掘削時	切羽の安定性 加背が小さく最も有利	◎ 切羽補強の併用により対応可	○ 大掛かりな切羽補強の併用により対応可
		構造的安全性 側壁コンクリート高さが高く不安定	△ 側壁コンクリート高さは適当で安定性がある	○ 上半脚部地山の支持力不足が懸念される
	最終掘削時	切羽の安定性 特に問題は無い	○ 特に問題は無い	○ 下半掘削時の沈下がりが大きい
		構造的安全性 天端部が狭く施工性に劣る	△ 特に問題は無い	○
施工性	掘削	天端部が狭く施工性に劣る	△ 特に問題は無い	○
	7-1～最終掘削時	7-1掘削時、側壁との境目が難しい	△ 特に問題は無い	○ 大きな加背で施工性に優れる
工程	第1案を100として	100	87	65+α(追加補助工)
総合評価		第3案の上半先進工法は、変位および支保部材応力とも限界状態と考えられる。第1案と第2案との比較では施工性、工程から第2案の側壁導坑先進工法が優位となる。	○(採用)	×

阪層群で1.2%、丹波帯破砕頁岩で1.4%)に収めることなどに着目し、当初設計の多段サイロット先進工法や上半先進工法、側壁導坑先進工法の3工法を再度比較検討した。比較検討においては、弾性非線形モデルによる二次元FEM解析を行い、周辺地山の変位量やひずみ分布、支保部材応力などから安全性を評価し、施工性や経済性を加味して、最終的には側壁導坑先進工法を採用した(表-1)。

なお、補助工法として300m²を超える最大断面区間では、パイプルーフ工法(φ812.8mm L=90m)を、それ以外の区間(215m²~262m²)では長尺鋼管先受け工と長尺鏡補強工を採用し、切羽の安定化を図った。

4. 超大断面の施工

(1) 支保パターン

超大断面部の支保構造、断面諸元は図-3および表-2に示すとおりであり、標準的な支保部材の組合せである。なお、高強度鋼アーチ支保工等の特殊な部材を用いて、部材厚の減少を図るといった試みは、断面剛性を確保するといった観点から採用には到らなかった。

表-2 支保構造および断面諸元

名 称	加背区分		備 考
	導坑部	本体部	
吹付けコンクリート	t=250	t=350	σ ck=18N/mm2
鋼アーチ支保工	H-200	H-250	SS400
ロックボルト	L=6m	なし	地山側 n=7本
	L=4m		内空側 n=6本
掘削断面積(設計)	全掘削断面 (m2)		313
	導坑掘削 (m2)		74 (片側)

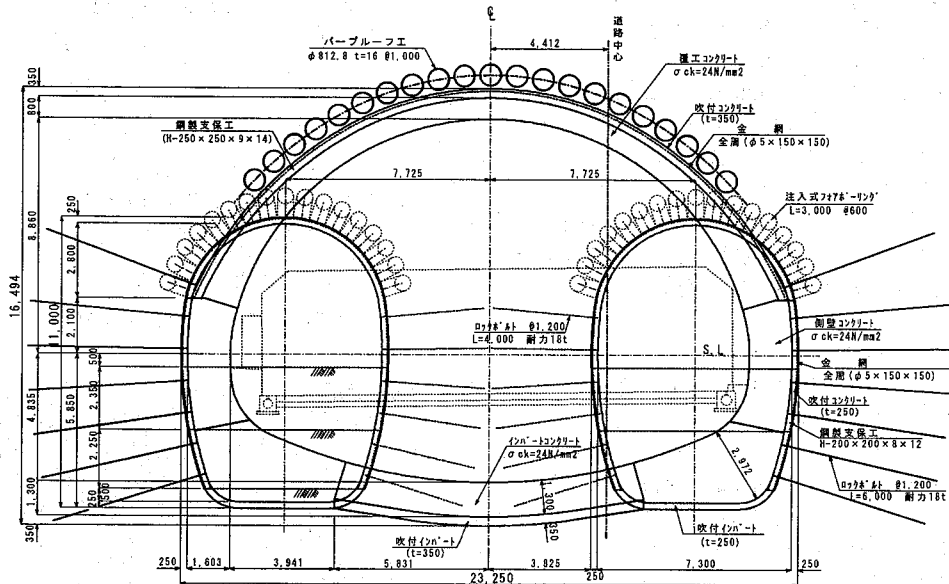


図-3 支保パターン図

(2) 施工手順

超大断面部の施工フローを図-4に示す。

最初に、左右の導坑を掘削し、側壁コンクリートを打設する。その後、アーチ掘削に着手した。

側壁導坑先進工法の特徴は、本体アーチ掘削時の荷重を側壁コンクリートで支持するため、上半先進工法で掘削した区間の弱点であった脚部沈下の抑制が期待できることである。

最後にインバート閉合により恒久的な安定を確保した。

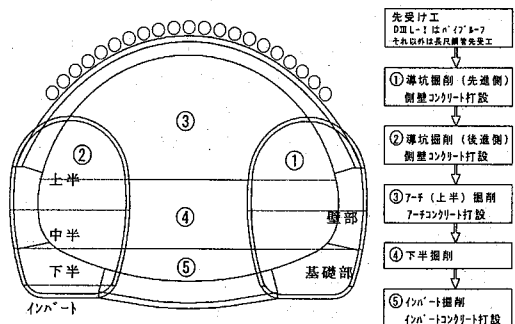


図-4 施工フロー図

(3) 施工概要

a) 導坑掘削

側壁導坑は掘削断面積 74m^2 、掘削高さ 11m の縦長形状であるため、加背割は上半・中半・下半・インバートの4分割とした。

施工は、上半・中半と下半・インバートを交互併進し、吹付けインバートにより早期閉合を行った。

補助工法としては、注入式フォアポーリングをパターン化して採用した。また、切羽の自立が困難な砂層（均等係数 $U_c=4.5$ ）の出現箇所には、注入式二重管削孔長尺鏡補強工を必要箇所のみ限定して採用した。

湧水対策としては、事前に予想した帯水砂層に対して導坑切羽より長尺水抜きボーリングを行った。

これら水抜きと補助工法により、砂層を掘削することができた（写真-1）。

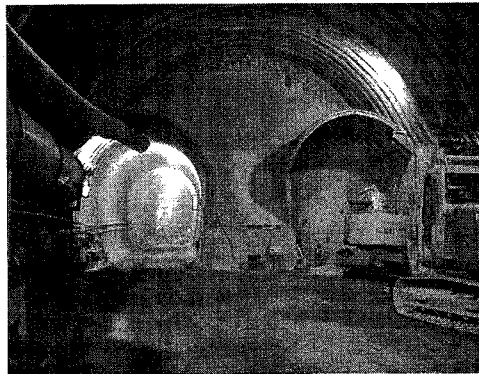


写真-1 導坑坑口状況

b) 側壁コンクリート工

掘削完了後、側壁コンクリートの施工に着手した。側壁の高さは 7.7m になり、狭隘な導坑内での作業となることから、基礎部と壁部に分割して施工した。

配筋仕様は内面主筋が $D35@125$ の2段配置となり、さらには、コーナー補強鉄筋、スターラップが高密度に配置されているため、①主筋・配力筋のユニット化、②ウエッジ圧入式継手の採用によるスターラップ組み立て作業の簡便化、③本体アーチ部およびインバート部との接合箇所での、ネジ・スクイズ式鉄筋継手工法（機械式継手）の採用等、施工の合理化を図った（写真-2）。

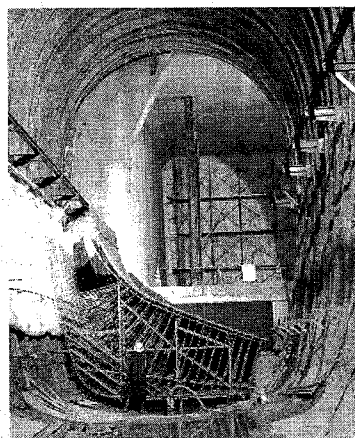


写真-2 導坑配筋状況（基礎部）

c) 本体アーチ掘削工

側壁コンクリート打設完了後、上半盤へのアプローチ盛土を行い、アーチ掘削を開始した。

掘削機械は大型ブレーカー（ロングリーチ仕様）を用い、バックホウを並べて効率的な掘削を行った（写真-3）。

鋼アーチ支保工は片側で 14m もの長さとなるため、導坑天端付近で分割された4ピースの支保工を仮置場で接合し左右2本とし、専用エレクターで建て込んだ。

補助工法は、大阪層群未固結地山であり、最大断面となる区間（ $A=313\text{m}^2$ ）は、パイプルーフ工法（ $\phi 812.8, L \approx 90\text{m}$ ）を採用した。

また、丹波帯強破碎岩盤地山の最大断面に準じる区間（ $A=262\text{m}^2$ ）では、無拡張長尺鋼管先受け工法を用いた。

なお、導坑と同様に、自立困難な砂層に限定して、注入式二重管削孔長尺鏡補強工を用いた。

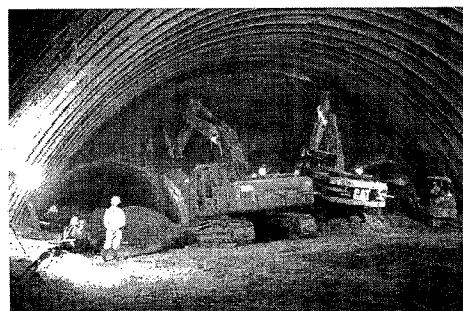


写真-3 本体アーチ掘削状況

d) パイプルーフエ

パイプルーフの工法選定にあたっては、①長距離掘進（約 90m ）であること、②自立性に乏しい砂層や硬質粘土層などの土質変化が激しい地盤であること、③地下水

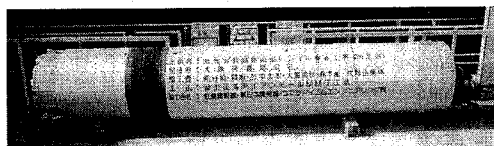


写真-4 パイプルーフ掘進機

の湧出が懸念されたこと、④作業スペースに制約を受けること、⑤推進反力を既設構造物で受けなければならないこと、⑥到達側での先導体（掘進機）の回収ができないこと、⑦高精度の推進が不可欠なこと、などの施工条件から掘進機の管内回収が可能な、泥土圧方式MMT（マルチマイクロトンネリング）工法を採用した（写真・4）。

施工はトンネル坑口側に立坑を構築し、そこを発進基地として坑奥側に向けて推進した。施工精度は高く（平均1/3000以上）、トンネル掘削時にはきれいに並んで出現した。

なお、今回のパイプルーフはノンセクション方式を採用したが、パイプ間の抜け落ちもなく良好な先受け効果が発揮されていた。

e) アーチ覆工コンクリート工

当該区間のアーチ覆工においては、次のような問題点と課題が予想された。

- 高密度配筋部のジャンカの発生、材料分離、充填不良箇所の発生
- アーチ天端部での充填不良（複鉄筋構造＋大巻き厚[最大125cm]
- 大スパン、大巻き厚に伴う温度ひび割れ、乾燥収縮に伴うひび割れの発生

これらの課題に対して高流動コンクリートは、最近その適用事例が増加しているものの、以下のデメリットも考えられた。

- 側圧増加に伴うセントルの強度不足
- 棲型枠からのコンクリートの流出
- コンクリート単価の高額化

よって、高流動コンクリートの採用は不相当と判断し、新たなコンクリートを開発することとした。

開発にあたっては、ワーカビリティ等のフレッシュコンクリートの性状改善と、ひび割れ抑制等の硬化コンクリートの性状改善、の2つの観点から種々の検討、配合設計、試験練りをくり返した。最後に、実際に用いるセントル型枠の一部を使用してモデル施工を行い、実施工への適応性を検証した。

ひび割れに関しては、三次元有限要素法を用いた温度応力解析より、天端部での最小ひび割れ指数0.7が、膨張材の添加により1.3程度に改善される結果となり、その採用を決定した。開発されたコンクリートの性状、配合は表-3に示すとおりであり、施工結果も良好であった。

なお、覆工コンクリートの施工スパン長は、1回の打設数量が200m³以下となるよう6mを基本とした。写真-5.にセントル全景を示す。

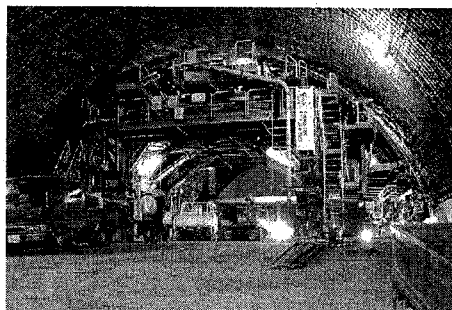


写真-5 アーチ覆工セントル全景

表-3 準高流動コンクリート（膨張材添加）配合表

Gmax (mm)	セメント 種別	W/C (%)	s/a (%)	σ _{ck} (N/mm ²)	スランプ [*] (cm)	単位量(kg/m ³)						
						C	W	S	G	P	E	AD
20	N	57	48	24	23	287	175	796	890	100	20	5.29 1.3%

P:石灰石微粉末 E:水和熱抑制型膨張材(エリンカイト・石灰複合系) AD:高性能AE減水剤

※ スランプローは管理参考値として42cmを採用

f) 下半・インバートの施工

下半は導坑を取り壊しながらまとめて掘削し、インバートは掘削、吹付けを1スパン6m毎に行い、早期の断面閉合を図った。

最後に鉄筋の組み立てを行い、インバートコンクリートを打設した。

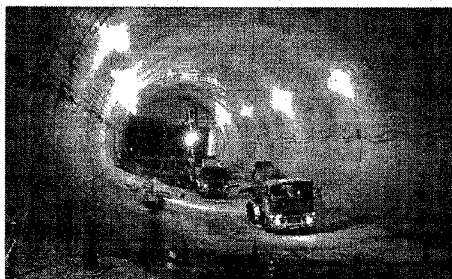


写真-6 インバートコンクリート打設状況

5. 計測結果

(1) 坑内A計測

図-5に示すA計測の結果、以下の結果を得た。

- ① 天端沈下量は、上半先進区間では切羽の進行に伴い増加し最大で100mmを超えた。しかし側壁導坑先進区間の本体アーチ天端沈下は30mm程度以下であり、大きな変化は見られない。
- ② 上半先進区間では、脚部沈下は天端沈下と連動し、地質の良し悪しや土被りとも相関性がみられた。一方、側壁導坑区間における本体アーチの脚部沈下は天端沈下に対して平均で56%の比率で収まっており、また地質の変化や土被りとの相関性は認められずほぼ一定の値を示している。
- ③ 天端沈下に対する内空変位（水平変位）の割合は上半工法区間で29%、側壁導坑区間では6%であった。このように横幅が広く扁平率（掘削高さ/掘削幅）が小さいといった形状から内空変位は小さく沈下卓越型の変形特性が特徴的である。特に側壁導坑区間では外へ広がるダイバージェンスの挙動を示していることから、小さな扁平率といった形状要因以外に、アーチ脚部が側壁コンクリートにより強く拘束された結果であると考えられる。
- ④ 側壁導坑先進区間における本体アーチ天端沈下の収束距離は35～40m程度であった、これはトンネル直径の1.5～2.0倍に相当することから、周辺地山の挙動は概ね弾性的であったと推測される。

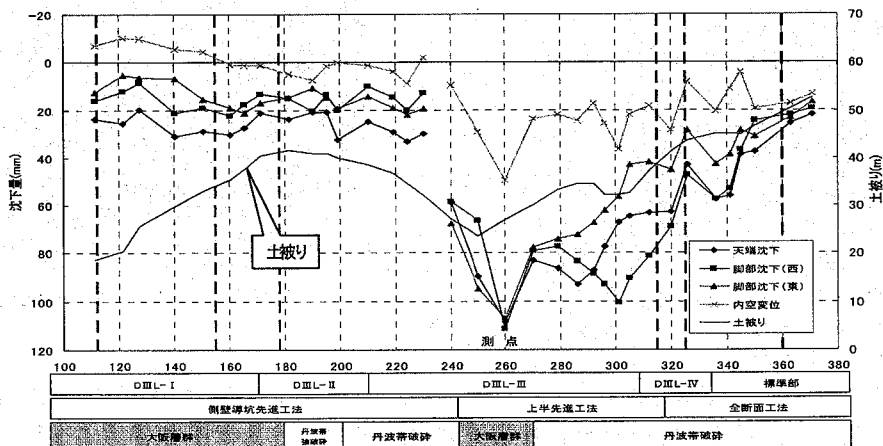


図-5 A計測結果縦断分布（導坑区間は上半アーチ部掘削時の計測結果）

(2) 坑外計測

表-4にトンネル天端上方2.5m位置の地中沈下計の計測結果一覧表を示す。これによれば、導坑掘削完了時の収束変位はDⅢL-Iで53.3mm、DⅢL-IIで64.2mmであり、最終変位（DⅢL-I：103.5mm、DⅢL-II：132.7mm）に対して約50%の比率となった。つまり、導坑掘削により約半分の変位が生じていたことが分かる。また、上半アーチ掘削が計測点を通過した時点での変位比率は、側壁導坑先進工法では最終値に対して65%程度、上半先進工法の場合は約33%であった。

表-4 地中沈下一覧表（絶対沈下量）

測点(ハターン)	1+50 (DⅢL-I)			1+95 (DⅢL-II)			2+70 (DⅢL-III)		
	日時	変位量	変位率	日時	変位量	変位率	日時	変位量	変位率
側壁導坑(両側) 掘削完了	04/05/09	-53.3mm	51.5%	02/05/10	-64.2mm	48.4%			
上半(本体アーチ) 到達(通過)	04/05/01	-66.3mm	64.1%	02/12/24	-86.9mm	65.5%	01/05/28	-29.4mm	32.7%
下半・インバート 掘削完了	05/01/31	-103.5mm	100%	05/01/31	-132.7mm	100%	05/01/31	-89.8mm	100%
工 法	側壁導坑先進工法			上半先進工法			全断面工法		
断面図									
掘削断面積	313m ²			262m ²			205～228m ²		

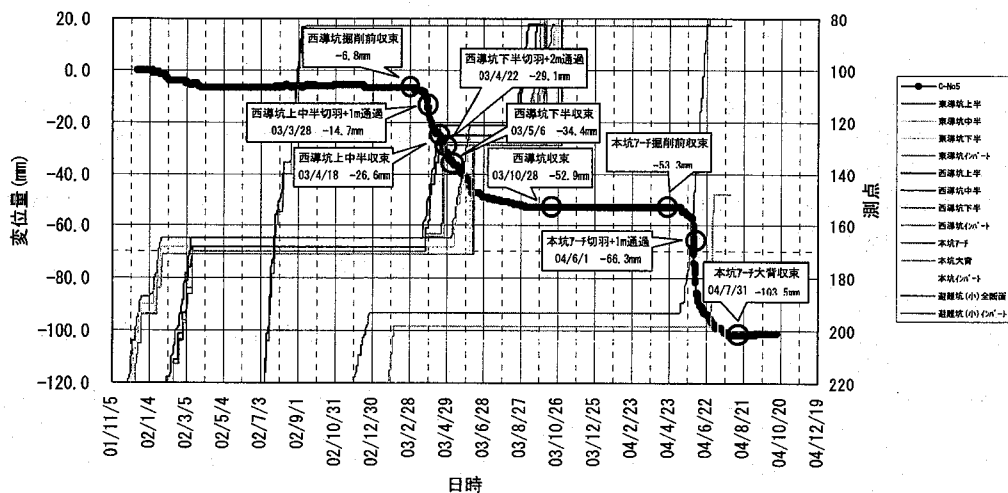


図-6 地中沈下経時変化図 (NO.1+50 トンネル直上 2.5m 絶対沈下量)

図-6にNO.1+50における地中沈下の経時変化図を示す。

本坑アーチ施工時の先行変位率は、 $(66.3-53.3)/(103.5-53.3)=26\%$ と小さな値である。これは、先進した側壁導坑により形成された地山アーチの効果と、パイプルーフによる先行変位抑制効果が期待どおりに発揮された結果であると考えられる。

図-7に坑外計測に関する総括図を示す。作業坑では、トンネル天端部から地表面まで一様に沈下を起こす「とも下がり」が見られた。しかし、本坑ではトンネル直上の地中沈下に対する地表面沈下の比率は60%程度に低減され、「とも下がり」現象は現れていない。これも、側壁導坑による脚部沈下の抑制効果であったと考えられる。

なお、上半（アーチ）高さに対する地中沈下量の割合を周辺地山の「鉛直ひずみ(ε)」とみなせば、 $\varepsilon=103.5/10010=1.03\%$ となり、管理基準として設定した壁面ひずみ ($\varepsilon_R=1.2\%$) 以内に収めることができた。このことは、過度に地山を緩めることなくコントロールされた状態でトンネル掘削が行われた結果であると評価できる。

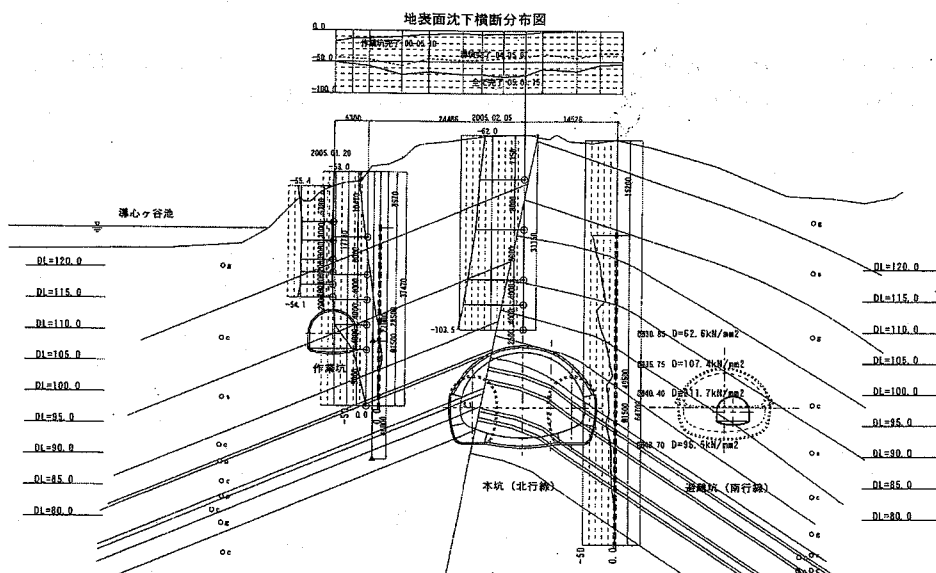


図-7 坑外計測総括図

6. おわりに

本工事は平成11年5月に作業坑掘削に着手し、平成17年2月に超大断面部のインバート閉合を完了した、この間多くの課題に遭遇したが、都度解決策を模索し、次工程の施工へ反映させてきた。施工を終え、得られた知見、感想を以下に示す。

- 掘削幅23mにも及ぶアーチ掘削時の切羽安定対策が課題であったが、長尺鏡補強工等により積極的に切羽前方を補強すれば、掘削は可能となる。
- 側壁導坑による大スパンアーチの脚部沈下抑制策は有効に機能した。これにより、とも下がりの防止や、緩みの抑制に寄与したものと考える。
- 壁面ひずみ(1.2%)による管理基準値を設定したが、各種計測結果や再現解析結果よりこれを下回る安定した掘削ができたといえる。
- 覆工コンクリートの施工においては、大スパン、大巻き厚、そして高密度配筋といった、山岳トンネルではこれまでに前例のない規模のものとなった。実施工にあたっては各種の検討・試験施工を行い、膨張材を添加した「準高流動コンクリート」を新たに開発し、高品質な構造物を完成させることができた。

このように、最大掘削断面積が 313m^2 にもおよぶ超大断面トンネルを未固結地山において完成させることができたのは、情報化施工による計測結果の設計・施工へのフィードバックや、それによる適切な補助工法・掘削工法の選択等による成果であったと考える。

都市再生がクローズアップされる中、今後山岳トンネルの分野でもより厳しい条件下での施工事例が増加するものと考えられ、本報告が何かの参考になれば幸いである。

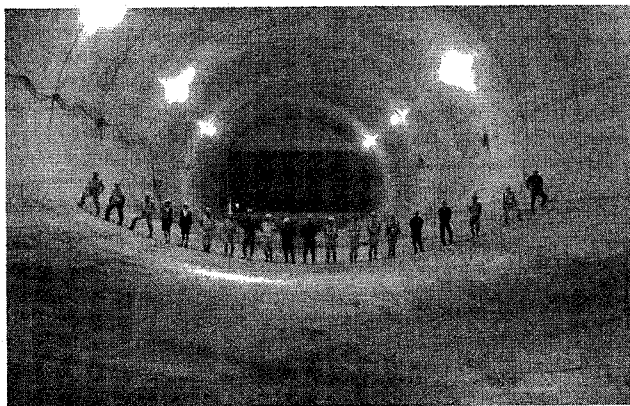


写真-7. 超大断面部全景

謝辞：本工事の施工にあたり、箕面有料道路トンネル技術研究会の大阪大学名誉教授 松井保委員長をはじめとする委員の方々にご指導を頂きました。この場をお借りして心より御礼申し上げます。