

採石場跡地の大規模地すべり直下における トンネル坑口部の対策工

末松 幸人¹・宮内 智昭²・池内 正明³・三河内 永康⁴

¹ (前) (株) フジタ・(株) 熊谷組特定建設工事共同企業体 原萩谷トンネル西作業所長
(〒568-2401 大阪府茨木市生保53-5)

E-mail:suematsu@fujita.co.jp

² (前) 西日本高速道路(株) 関西支社 新名神大阪西事務所 茨木東工事長
(〒569-1133 大阪府高槻市川西町2-10-20)

E-mail:t.miyauchi.aa@w-nexco.co.jp

³ (株) フジタ 土木本部 土木エンジニアリングセンター 設計技術部 (設計グループ)
(〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2)

E-mail:ikeuchi@fujita.co.jp

⁴正会員 (株) フジタ 土木本部 土木エンジニアリングセンター 設計技術部 (トンネルグループ)
(〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2)

E-mail:mitugochi@fujita.co.jp

新名神高速道路は、名古屋市と神戸市を結ぶ名神高速道路を補完する高速道路である。原萩谷トンネルは大阪府茨木市と高槻市の市境に位置する双設トンネル(総延長3,057m)である。このうち、原萩谷トンネル西工事は、西側工区(延長1,315m)の工事である。当該施工区域は、採石業者の操業中事業区域内に位置していたことから、坑口周辺の事前調査ができず、概略でしか設計を行われていなかった。そのため、最適なトンネル構造物を構築するために、受注後に、調査、観測、設計を行った。

本報告では、採石場跡地の大規模地すべり直下におけるトンネル坑口部の対策工に関わる設計と施工について報告する。

Key Words : tunnel portal, landslide, ground improvement, schedule planning, lining

1. はじめに

原萩谷トンネル西側坑口区域は、採石事業者の操業中事業区域内に位置していた。坑口上部の山頂付近には滑落崖が、採掘法面には断層破碎帯が存在し、採石事業者が施工した既設法枠工やグラウンドアンカーは著しく劣化していた。また、坑口部周辺には、碎石製造の副産物として発生した残土(以下、剥土という)からなるルーズな盛土が広範囲に分布していた。

受注後の現地踏査の結果、原萩谷トンネル西側坑口の上部の山は、採石事業者の採掘に伴う応力解放等に起因して、大規模な地すべりを引き起こしていた。この地すべりによる影響範囲は、トンネル坑口周辺に及んでいる可能性が懸念された。

これらを踏まえ、本格的な地質調査、地山挙動観測を実施した。その結果、トンネル坑口直上部には、奥行き

約300m、幅約150m、深さ約70mの大規模な地すべり土塊が存在し、この地すべりが年間約250mm～350mm滑動していることが判明した。また、地すべりは双設トンネルのうち、主に下り線に影響があることが分かり、上り線坑口部は、直接的な影響を受けないこととされた。ただし、上り線坑口付近についても、現状の坑口では、供用後に上部から土砂が流れ込んでしまう懸念があった。

当該路線区間の開通目標は、平成28年度末であったため、全体工程を考慮すると、トンネル着手を急ぐ必要があった。下り線坑口付近に分布する剥土は、既に地すべりに対する押え盛土として機能していると考えられ、これを坑口付けのために安易に撤去することは、更なる地すべりを誘発する危険性があると考えた。これより、この剥土は存置したまま、地すべりの影響を受けない上り線の坑口付けを先行して行った。

トンネル工事と並行して、下り線坑口付近の地すべり

対策工の設計を行った結果、上り線坑口周辺にも、下り線地すべり対策に付帯した坑口対策工が必要になった。

しかし、工事を進めるうえで、上り線坑口を通行不可とするような工事が行えないことから、上り線坑口部の地すべり対策工（坑口対策工）については、後施工とならざるを得ず、施工順序を考慮した施工方法を検討・施工することとなった。

本報告では、このような特殊な制約条件の中で、高速道路開通期日の遵守と坑口部の安定性、耐久性の確保を考慮した、地すべり対策工およびトンネル支保構造、覆工構造の設計と施工について述べる。

2. 調査・観測

(1) 現地踏査による地形・地質状況

トンネル西側坑口周辺の地形は、採石事業に伴い、広大な切土法面が複数段にわたって形成されていた。また、当該区域の基盤岩の地質は、「超丹波帯」に属し、砂岩、泥岩が混在する岩盤から形成されている。写真-1 に示す坑口上部の法面は、地形・空中写真判読と地表踏査の結果より、明瞭な段差地形（滑落崖）を呈しており、地すべりの可能性が高いと判断した。

このため、地すべりの分布範囲や性状を確認する目的で、ボーリング調査や孔内傾斜計観測、地下水位観測等を実施した。その結果、下り線坑口上部の法面は、滑動が継続中の地すべりAブロックとその下層に位置する地すべりBブロックの二つのブロックに分かれて分布していることを確認した（図-1参照）。なお、地すべりBブロックは、下り線トンネルと交差している可能性が高く、その箇所は施工中および供用後に最も留意する必要がある。



写真-1 西側坑口着工前全景

(2) 地すべり変位状況

Aブロックの地すべりは、標高280m以上（道路高さから50m以上）に主に分布し、トンネルとは直接影響していないが、下層のBブロックの変位に影響を与えている地すべりブロックと言える。図-2 は各地点すべりブロック内に設置した孔内傾斜計における地すべり面の経時変化図を示しており、以下の知見が得られた。

- ・日常的な降雨では、地すべり面の平均変位速度は0.33mm/日以下である。
- ・台風等の豪雨を記録した期間は、平均変位速度が0.55～0.85mm/日に増加している。
- ・Aブロックのすべり面（SB2-2）の平均変位速度は、Bブロックのすべり面（SB3-2）の平均変位速度0.03mm/日より約5～10倍速い挙動である。

Bブロックの地すべりは、下り線トンネル坑口に直接影響を及ぼすブロックである。Bブロック頭部に設置した伸縮計S-6とその近傍に設置した地下水位観測孔SB4-2の観測結果からも、地すべり頭部の地表変位は、累計雨量と連動した挙動を示しており、Aブロックと同様に日雨量の増減により、地表面変位と地下水位の上昇が連動していることが確認できた。

(3) 地すべり挙動の要因

図-2 に示したSB2-2孔の経時変化図は、同じ地すべり

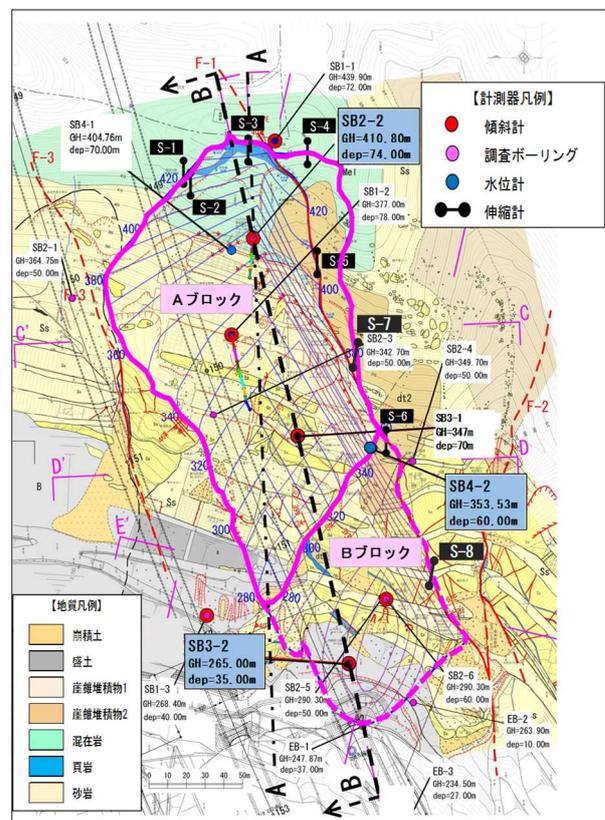


図-1 西側坑口周辺の地質平面図

ブロックの中で浅～中層と深層のすべり面で挙動に相違があることを示している。この要因について、A及びBブロックの地表付近と地すべり面付近の豪雨時における初期変位（動き出し）の時間に着目すると、以下の知見が得られた。

- ・豪雨により地すべりブロック内の地下水位の水頭を上昇させることで、深層のすべり面の滑動に影響を与える。
- ・Aブロックの動き出しの時間がBブロックよりも早いことから、Aブロックの挙動がBブロックの挙動に影響を与えている。

図-3は、地すべり方向の縦断測線（B測線）に設置した孔内傾斜計の変位と豪雨時の地下水位の状態を示す。この結果からも、地すべり挙動の大きいAブロック頭部を排土することで、Bブロックの挙動に対する抑制が期待できるほか、水抜きボーリング等により地下水位を上昇させない方策も有効であると考えた。

3. 地すべり対策を伴う坑口部の設計

(1) 地すべり対策の設計フロー

地すべり対策工の設計では、地すべりAブロックの排土工と地下水低下工を主体とし、排土工により生じる掘

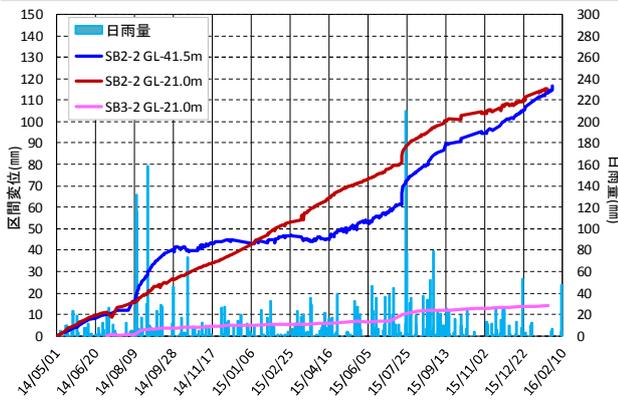


図-2 地すべり面における孔内傾斜計の経時変化図

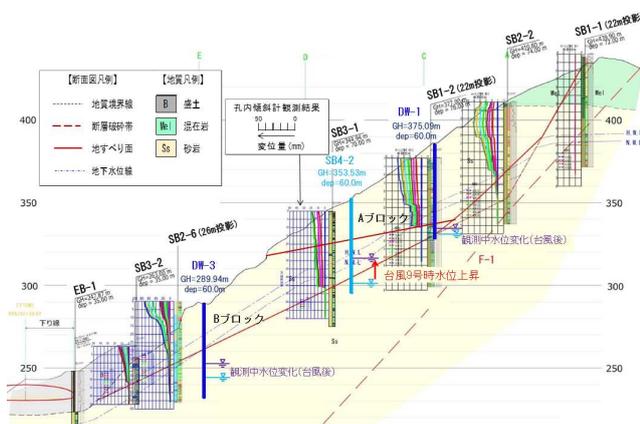


図-3 孔内傾斜計の変位と地下水位の変化（B測線）

削土を、トンネル坑口前に押し盛土として最大限有効活用することを基本とした（図-4 参照）。また、地すべりの安定解析におけるモデル化については、図-1に示すようにAブロックのすべりを対象としたA測線とA・Bブロックの複合すべりを対象としたB測線の2断面とした。B測線を地すべり主軸方向測線として、盛土上方のすべりに加え、盛土内に発生するすべりの両方を想定し、安定解析を行った。

さらに、押し盛土の支持地盤は、N値10未満の剥土であったため、盛土高さ50mを超える押し盛土の荷重に耐えられる基礎地盤と剥土内に構築するトンネル支保構造についても検討する必要が生じた。押し盛土の設計フローを、図-5に示す。

(2) 押し盛土の設計

押し盛土は、主に下り線側の地すべり対策工であり、高さ50mの高盛土となるため正面の法面（勾配1:1.5）の法尻が坑口側に広がるとともに、側面の法面の法尻は

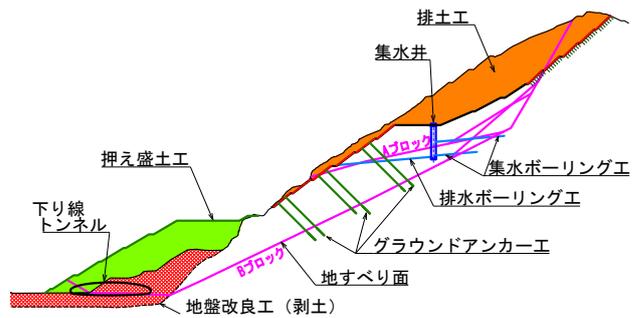


図-4 地すべり対策工標準断面図（B側線）

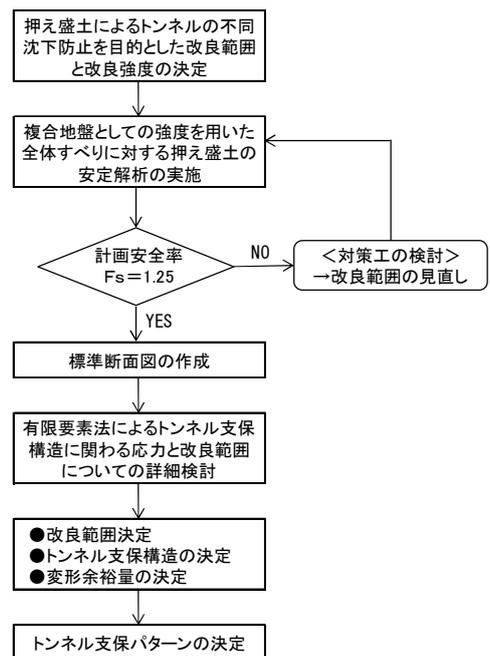


図-5 押し盛土の設計フロー



図-6 地すべり対策工平面図

必然的に上り線にも影響を及ぼすことになる。このため、押え盛土の形状に合わせて上り線，下り線トンネルの両坑口を約 70m 延伸する設計とした。図-6 に、地すべり対策工の全体平面図を示す。

押え盛土の設計は、「設計要領 第一集 土工編（平成 27 年 7 月）東日本・中日本・西日本高速道路株式会社（以下、設計要領土工編という）¹⁾」や「道路土工 盛土工指針（平成 22 年 4 月）社団法人日本道路協会（以下、盛土工指針という）²⁾」を参考にして行った。

盛土工指針では、盛土の性能、および重要度、要求性能について表-1 のとおり示されており、今回検討を行う盛土の性能については、以下のように設定した。

・トンネルを通るすべり

トンネル設置部を通るすべりを想定した場合一旦崩壊を招くと、トンネルの供用に重大な影響を与えることが想定される。したがって、当該すべりに対する盛土の重要度は重要度 1 とする。

・トンネルの外側（法面側）を通るすべり

このようなすべりについては、地震動による変形を生じても押さえ盛土としての機能低下は限定的なものにとどまると考えられる。したがって、当該すべりに対する盛土の重要度は重要度 2 とする。このとき、表-1 に示すように、レベル 1 地震動について性能 1、想定する作用によって盛土としての健全性を損なわない性能を確保する必要がある。レベル 2 地震動について性能 2、すなわち想定する作用に対する損傷が限定的なものにとどまり、盛土としての機能の回復が速やかに行い得る性能を確保することとする。以上の考え方に基づき、盛土の設計を行った。

なお、性能 1 は、設計要領土工編にある震度法を用いて設計することとし、中規模地震動対応の設計水平震度 ($kh=0.10$) を用いた。性能 2 は、レベル 2 に相当する設

表-1 道路土工の重要度と外力、要求性能の組合せ

想定する作用		重要度	
		重要度 1	重要度 2
常時の作用		性能 1	性能 1
降雨の作用		性能 1	性能 1
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3

計水平震度の標準値 ($kh=0.20$) を用いて設計した。

また、以下を条件として円弧すべり計算を行った。

- ・盛土材料は地すべり対策の排土工より発生する岩砕
- ・盛土勾配は 1 : 1.5
- ・盛土高さは一段当り 10m
- ・必要安全率は、地震時では 1.0、常時では 1.25

押え盛土内のトンネル掘削影響範囲については、一軸圧縮強度 $2.0N/mm^2$ のソイルセメント盛土とし、土被り 3.0m を確保する台形状、法面勾配は 1 : 1.0 とした。

(3) 地盤改良の設計

坑口周辺には、採石業者の採掘により発生した剥土がルーズな盛土として広範囲に分布していた。適切な基礎地盤を構築するには、この剥土を撤去し置き換える方策もあったが、地すべり B ブロックの下端部に位置する剥土の存在は、既に地すべりに対する押え盛土として機能しているとみられ、これを安易に撤去することは更なる地すべりを誘発する危険性があった。このため、剥土は存置することを前提として対策工を検討した。

坑口周辺は、トンネルの不同沈下の抑制と押え盛土（高さ 50m の高盛土）の基礎地盤としての支持力を確保するため剥土の地盤改良が必要となった。トンネルの不同沈下に対する検討は、有限要素法（FEM）による周辺地盤の変形解析を実施することにより行い、地盤改良工の範囲及び強度を決定した。改良範囲は、トンネル端部

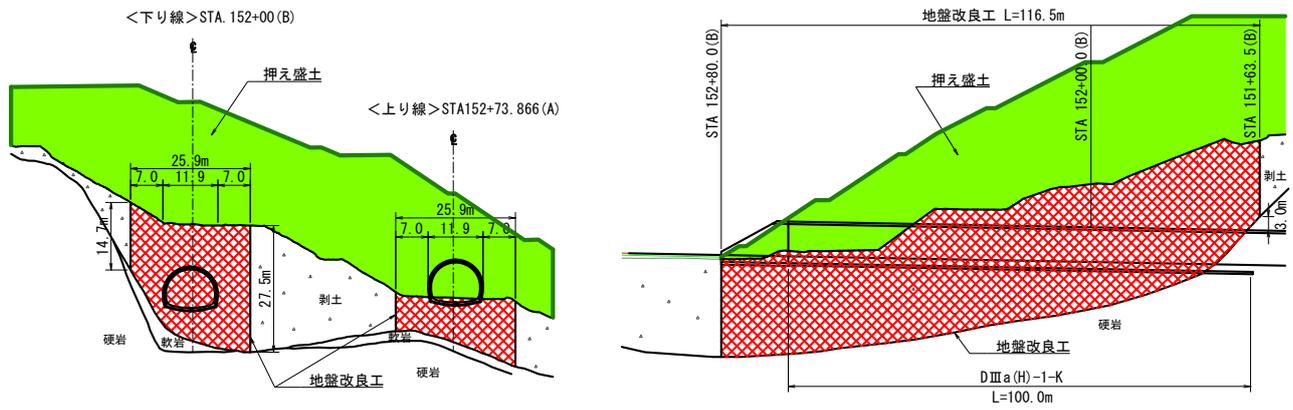


図-7 地盤改良工 横断面図・縦断面図

より 7m 張出した範囲とし、改良深度は岩盤までとした (図-7 参照)。押え盛土の支持力確保は、改良域と未改良域を複合地盤と考え、押え盛土として求められる、全体すべりに対する安全率 1.25 を満足する改良強度を求め、FEM による照査を行った。その結果、改良体の一軸圧縮強度は、 2.0N/mm^2 (改良率 90.6%) に設定した。

(4) 坑口部のトンネル支保構造の設計

押え盛土区間のトンネル掘削は、トンネル工事用や舗装、施設工事用車両の出入りのため、必ず、上り線坑口、下り線坑口のいずれか一箇所の通路を確保しておく必要があった。このため、着工時は上り線坑口からトンネル掘削を開始し、上り線トンネルと下り線トンネルを避難連絡坑 (工事用横坑として拡幅掘削) でつなぎ、地山内部から下り線坑口方向に掘削し貫通させて通路を確保した後に、上り線坑口を閉鎖して坑口部延伸の工事を行わなければならなかった。したがって、下り線トンネル坑口の掘削から貫通までを急ぐ必要があったため、下り線トンネル掘削の後に本格的な盛土を行う施工順序となった (4.坑口部の施工 (1)施工順序 参照)。

以上の制約条件より、下り線坑口部は、トンネル掘削後に施工する押え盛土の上載荷重を考慮したトンネル支保構造とする必要があったため、一次インバート (鋼製インバート支保工およびインバート吹付けコンクリート) を設計した。また、FEM の結果より、押え盛土によるトンネルの変形は、トンネル天端沈下で 7cm 程度が予測されたため、変形余裕量 10cm を設定した (図-8 参照)。

上り線の後施工延伸部についても、FEM の結果、一次インバートを設計し、変形余裕量 10cm を設定した。なお、上り線の後施工延伸部は、ソイルセメント盛土による安定した人工地山を構築した後のトンネル掘削となるため、ロックボルトと充填式フォアポーリング等の補助工法がない支保構造とした (図-9 参照)。

上り線の先行掘削区間 (既施工区間) については、押え盛土の上載荷重を考慮した解析の結果、既設の支保構

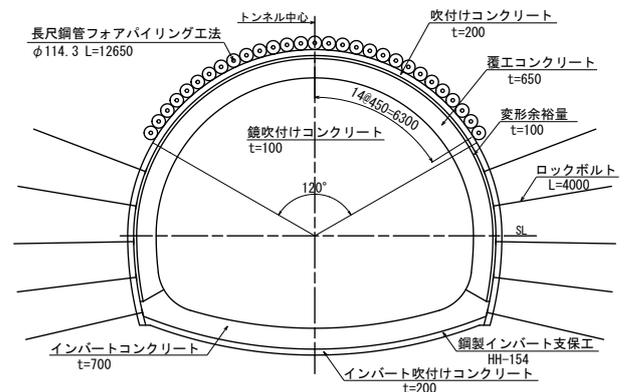


図-8 下り線支保パターン図 DIIIa(H)-1-K (坑口部 L=100m)

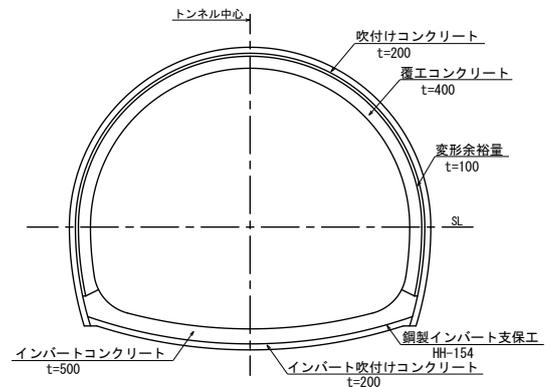


図-9 上り線支保パターン図 DIIIa(H)-2-K (後施工延伸部 L=42m)

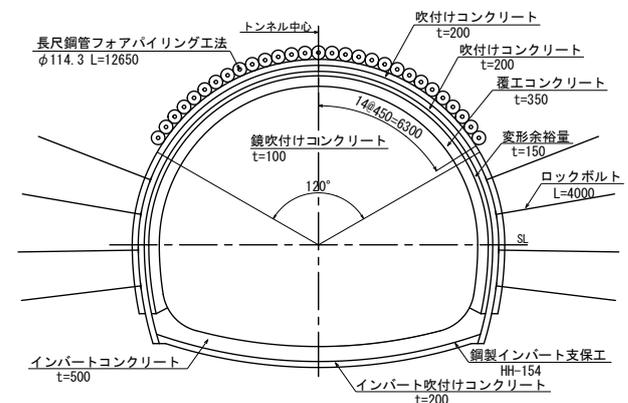


図-10 上り線支保パターン図 DIIIa(H)-6-K (先行掘削 L=46m)

造では耐力が不足することから、二重支保工と一次インバートの支保工を設計した（図-10 参照）。

ることやトンネル変位収束確認後の覆工施工となることを考慮し、標準のDIIIaパターンの覆工厚35cmを採用した。

(5) 坑口部の覆工の設計

坑口部の諸条件として、①最大限に押え盛土の進捗を早めても、下り線トンネル坑口部の覆工完了後も押え盛土の増加荷重が覆工に作用すること、②地すべりの影響範囲内に位置する下り線坑口部は、地すべり再滑動の影響を受ける可能性があること、③上り線延伸区間の坑口部の押え盛土は偏圧形状を呈し、覆工に偏圧が作用すること、等が考えられた。

これらのことより、当現場は「交通振動や将来、切土、盛土等環境条件の変化による付加荷重等の外力が作用する場合³⁾」に該当することから、「力学的機能を付加させたRC構造の覆工」を適用することとして設計した。

覆工構造を決定するために骨組み構造解析を行ったが、盛土荷重の算定にはFEMを用いた。解析した結果を、表-2に示す。下り線坑口部は覆工厚が65cmとなり、上り線の後施工延伸区間は覆工厚が40cmとなった。上り線の先行掘削区間（既施工区間）については、二重支保工であることとトンネル周囲地山が地盤改良されている

表-2 覆工解析結果一覧表

部 位	項 目	下り線	上り線
アーチ部	設計基準強度	30N/mm ²	30N/mm ²
	厚さ	65cm	40cm
	鉄筋	D19@200, D25@200 (複鉄筋)	D19@200 (複鉄筋)
インバート部	設計基準強度	30N/mm ²	30N/mm ²
	厚さ	70cm	50cm
	鉄筋	D19@200, D25@200 (複鉄筋)	D19@200 (複鉄筋)

4. 坑口部の施工

(1) 施工順序

調査結果から、①下り線坑口部が地すべりの影響範囲内に位置していること、②上り線坑口部は地すべりの影響を受けないこと、が判明した。このことより、下り線トンネルは、坑口周辺の地すべり対策工が完了するまで坑口付けが着手できないと考えた。しかし、高速道路の開通期日を見据えた全体事業工程を念頭におくと、上下線トンネルの掘削～貫通～覆工完成がクリティカル作業であり、トンネル施工の早期開始が必須条件となった。

このため、上り線トンネルに先行着手し、調査と詳細設計を並行して進めることとした。上下線坑口部に関わるトンネル掘削の施工順序を、図-11に示す。

まず、地すべりの影響を受けない上り線トンネルから先行して掘削し、上り線坑口から約400m掘進した位置にある避難連絡坑を工事用横坑として拡幅掘削（掘削断面39.7m²、延長48.3m）して、これを経由することで、地すべりの影響を受けない地山領域から下り線トンネルの早期着手を図った。

下り線の坑口部の掘削は、地すべり対策工の設計・施工完了後の掘削となったため、工程が逼迫した。そのため、下り線坑口部の地盤改良工完了後の押え盛土施工中に、地山内部（坑内）からの掘削に加えて、更なる工程短縮対策として、明り部（坑外）からも迎え掘りを行い

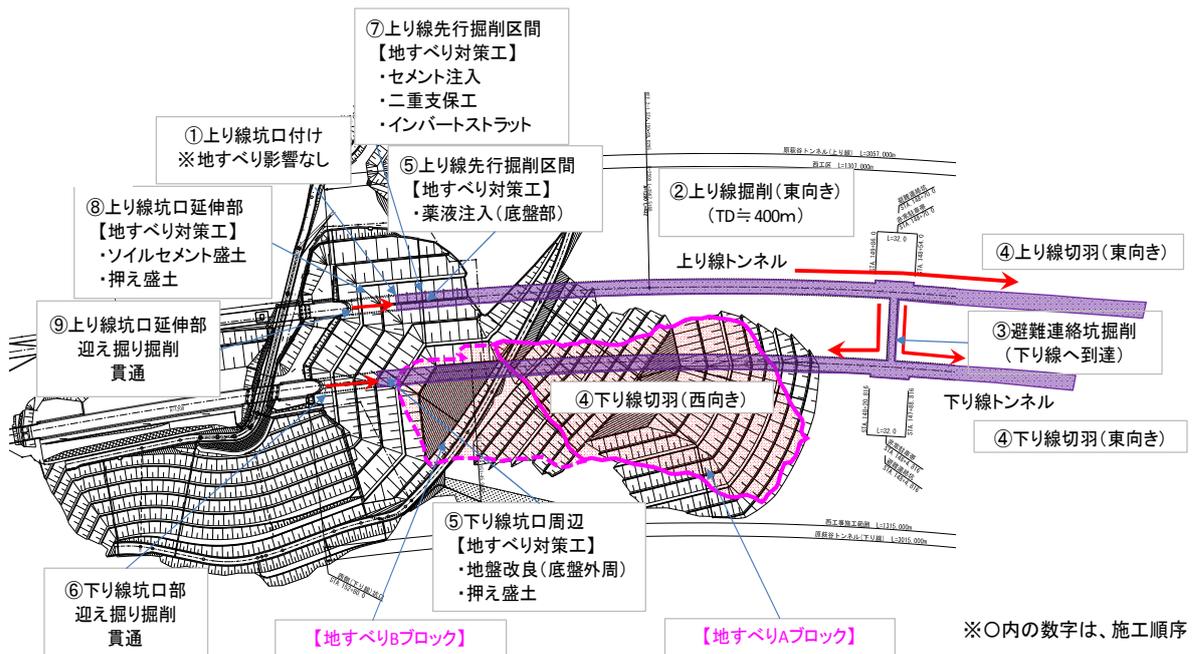


図-11 施工順序

下り線坑口を貫通させた。

また、本坑および避難連絡坑は、自工区のトンネル掘削作業や覆工作業に関わる工事用車両の他、他工区（原萩谷トンネル東工区）の舗装工事関係車両等の通行も確保する必要があったため、上り線坑口部の進入路を確保しつつ、上り線側の地盤改良工を施工する必要があった。上り線の坑口延伸部は、押え盛土（ソイルセメント盛土）を後工程としたため、下り線坑口部を貫通させ、下り線側に進入路を確保した後、上り線坑口を閉鎖して押え盛土を施工した。

(2) 押え盛土の施工

押え盛土は、地すべり対策の抑制工の目的で施工した普通盛土と、トンネル掘削影響範囲の改良を目的として施工したソイルセメント盛土に区分される。

a) 普通盛土

普通盛土は、高さ50mの高盛土となり、法勾配1:1.5、1段当り法高10mで、地すべり対策の抑制工として重要な構造物となることから、その品質管理に留意し、施工を行った。

盛土材料は、排土工により発生した軟岩を主体として使用し、盛土管理はRIによる路体相当の品質を確保した。使用機械は、運搬に10tダンプトラック、敷均しに16t級ブルドーザー、転圧に10t振動ローラーを使用した。

b) ソイルセメント盛土

トンネル掘削影響範囲については、掘削時の切羽の安定性を考慮し、軟岩相当の強度を確保する必要があったため、ソイルセメント盛土を施工した。施工に先立ち配合試験を実施し、最適なセメント添加量を求めた。

ソイルセメント盛土の設計・施工の方法については、「土質安定処理工法の設計・施工に関する手引き（平成23年7月）西日本高速道路株式会社⁴⁾」に基づいて実施した。押え盛土の安定処理の室内試験目標強度は、現場目標一軸圧縮強度に対し2倍とする。今回のトンネル坑口押え盛土の現場目標一軸圧縮強度 $qu=2.0N/mm^2$ であることから、室内目標一軸圧縮強度 $qu=4.0N/mm^2$ とした。

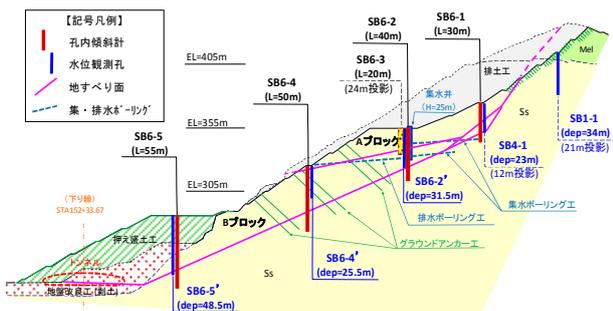


図-12 孔内傾斜計・地下水計設置位置 (B測線)

室内配合試験の結果より、セメント添加量は $195.7kg/m^3$ となり、盛土材は剥土（礫混じり砂質土）を使用した。

現場におけるセメント攪拌は、ミキシングフォーク（ベースマシン BH0.8m³級）を使用し、均質性に留意し攪拌を行い、ソイルセメント盛土を施工した。なお、トンネル掘削時における切羽の安定性は良好であった。

c) 動態観測

地すべりの動態観測は、2014 (H26) 年4月から実施していたが、2016 (H28) 年1月からの排土工の着手等で、継続観測が可能な計器が減少したため、排土工と押え盛土の進捗に応じて、地すべりブロック内および押え盛土内へ孔内傾斜計および地下水位計を改めて設置し観測を継続した（図-12 参照）。表-3 に孔内傾斜計の変位と地下水位の状況を示す。地すべり滑動の収束は2017 (H29) 年5月に、静止状態を確認できた。伸縮計S-8の観測結果により直近10日平均値 $0.008mm/日$ を確認し、静止状態と判断した（図-13 参照）。2017 (H29) 年6月には、EL355m平場（切土部中腹）まで排土工が完了した。

(3) 地盤改良工の施工

a) 制約条件下における地盤改良工の概要

上り線、下り線坑口部周辺には採石業者の採掘により発生した剥土がルーズな盛土として分布していたことか

表-3 孔内傾斜変位・地下水位状況

孔内傾斜計 水位観測孔	変位・地下水位の状況
SB1-1	・水位は標高384.25mから388.5mへ上昇傾向。 ただし、当孔は地すべり地外のため、水位上昇による法面への直接的影響はない。
SB6-1 SB4-1	・2017/5/10初期値、同年11/21が13回目観測。 ・同年7/19までに、GL-15m以浅で、排土工に伴う岩盤の緩み(A軸7.6mm)を観測。 ・同年8/3以降、変位累計は観測されていない。 ・水位は標高350.4m~351.0m間でほぼ一定。計画地下水位364.5mよりも下に位置する。
SB6-2 SB6-2'	・2017/7/20初期値、同年9/21が5回目観測。 ・GL-10m~23mで、2号集水井掘削に伴う岩盤の緩み(B軸最大約2mm)を観測。 ・同年8/3以降、変位累計は観測されていない。 ・水位は標高322.8m~324.1m間でほぼ一定。計画地下水位339.0mよりも下に位置する。
SB6-3	・2017/7/7初期値、同年9/21が6回目観測。・GL-4m以浅で、1号集水井掘削に伴う岩盤の緩み(A軸1.5mm、B軸4mm)を観測。 ・同年7/9の降雨(59.5mm/日)の影響による変位は観測されていない。
SB6-4 SB6-4'	・2018/4/23初期値、同年7/12が4回目観測。 ・初回から、変位累計は観測されていない。 ・水位は標高303.1m~304.5m間でほぼ一定。計画地下水位305.0mよりも下に位置する。
SB6-5 SB6-5'	・2018/4/26初期値、同年7/12が3回目観測。 ・初回から、変位累計は観測されていない。 ・水位は標高238.8m~240.8m間でほぼ一定。計画地下水位239.0mとほぼ同位置になる。
5孔共通	・2018/6/18大阪北部地震、2018/7/7西日本豪雨経過後、変位累積は観測されていない。 ・地すべり面付近でのせん断変位は観測されていない。

※A軸: 検計断面軸方向。B軸: 検計断面直角方向。

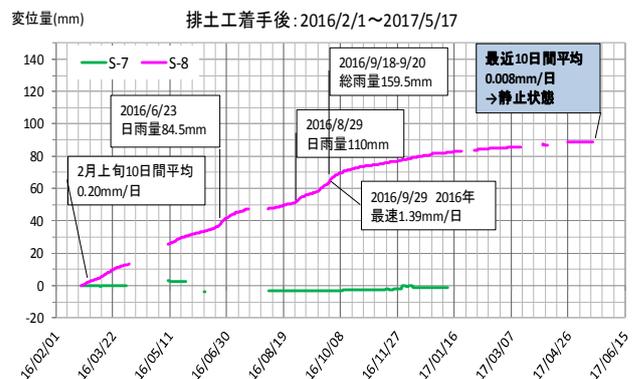


図-13 伸縮計観測結果

ら、トンネルの不同沈下の抑制と高さ50mの高盛土となる押え盛土の基礎地盤としての支持力を確保する目的で、地盤改良工（設計強度2.0N/mm²）を施工した。

地すべりの影響を受けないと考えトンネル掘削を開始した上り線坑口部についても、前述（3.地すべり対策を伴う坑口部の設計（2）押え盛土の施工 参照）したとおり押え盛土（高盛土）の影響を受けるため、地盤改良工が必要となった。

地盤改良工の工法選定は比較検討を行い、地表から施工可能な範囲については、経済性（工期、コスト）に優れる、高圧噴射攪拌工法を基本工法として選定した（表-4参照）。ただし、施工場所により様々な制約条件があったため、以下のとおり、工法を選定した。

・下り線坑口部：トンネル未施工時（後施工延伸部）

下り線坑口部は、トンネル掘削に先立ち、明り部地表面から高圧噴射攪拌工法（一部斜面地は作業構台使用）によりトンネル周辺（トンネル断面含む）を基盤岩まで地盤改良を施工した。

・上り線坑口部：トンネル未施工時（後施工延伸部）

上り線トンネルの後施工延伸部については、トンネル施工前にトンネル下半盤を施工基盤として片側交互に、高圧噴射攪拌工法にて地盤改良を施工した。

・上り線坑口部：トンネル施工済み（先行掘削区間）

先行掘削を行った上り線坑口部の上部の狭小かつ斜面地となる施工場所は、作業構台を設置して、高圧噴射攪拌工法にて地盤改良を施工した（写真-2参照）。

・上り線支保工近傍周囲：トンネル施工済み（先行掘削区間）

トンネル施工済みの先行掘削区間の支保工近傍の周囲2~3mの範囲は、高圧噴射攪拌によるトンネルへの影響を回避するため、坑内からのセメント注入工を採用した。セメント注入工法の施工方法はドリルジャンボを使用し、ロックボルトと同様、トンネルに対し放射状（周長方向間隔50cm、延長方向間隔50cm）に注入ボルト打設、注入を行った。施工時期は、下り線坑口貫通後、トンネルへの通行を確保した後、上り線坑口延伸部の押え盛土施工時の坑口閉鎖期間に施工した（写真-3参照）。

・上り線坑内底盤部：トンネル施工済み（先行掘削区間）

先行施工を行った上り線坑口部坑内の底盤部の地盤改良については、片側交互通行によるトンネル工事用車両の通行を確保するため、坑内片側に機械配置が可能な薬液注入工法を選定した（写真-4参照）。以下、各種地盤改良工法について詳述する。



写真-2 高圧噴射攪拌工法（作業構台）



写真-3 セメント注入工（支保工外周）



写真-4 薬液注入工法（坑内）

表-4 地盤改良工法比較表

	機械攪拌工法	高圧噴射攪拌工法	薬液注入工法
概要	スラリー状のセメント系固化工材を吐出しながら、原位置土と固化工材を機械的に混合攪拌し、所定の深度まで掘削した後、ロッドを引き抜きながら再度土と固化工材を混合攪拌することにより、地盤中に改良体を造成。	ボーリングマシンによりロッド（三重管）で計画深度まで掘削し、先端の上段ノズルより超高圧水を噴射して地山の切削を行い、下段ノズルよりエアと硬化材を噴射して、拡大切削を行いながら半置換により改良体を造成。	ケーシング付き先行掘削を行い、注入用外管を挿入してケーシングを引き抜き、注入用外管と地山との間をセメントペーストで充填注入後、注入用外管の内に注入用パイプ（ダブルバック付）を挿入し薬液を注入。
適応土質	N≤50の砂質土 N≤20の粘性土 D≤100mmの砂礫	N≤70の砂質土または砂礫土 C≤50kN/m ² 以下の粘性土	全ての地盤に施工可能
改良径	最小φ1.6m～最大φ2.5m	最小φ2.5m～最大φ3.5m	削孔間隔1m程度
長所	○均質な地盤において攪拌能力、改良効率に優れる。 ○改良造成機には大型の専用機を使用するため、高精度な改良体の造成が可能。	○高圧噴射工法の中では、造成速度の速い。 ○改良造成にはボーリングマシンを使用、狭小な場所や斜面地でも足場を確保すれば施工可能。	○浸透性及び恒久性に優れ、強度発現の速い。 ○狭小な場所や斜面地でも足場を確保すれば施工可能。
短所	×改良造成機はクローラー式の専用大型機となるため、斜面地や地耐力のない地盤では施工不可。 ×砂礫の粒径100mm超の場合、攪拌（切削）が困難。	×排出される汚泥の量が3案の中で最も多く、バキューム車等での搬出となる。	×浸透注入のため、施工期間は3案の中で最も遅い。 ×改良対象地盤を直接的に攪拌あるいは置換していないので、改良効率は3案の中で最も低い。
概略工費	改良土量1m ³ 当たり 5,000～10,000円/m ³ 程度	改良土量1m ³ 当たり 26,000～37,000円/m ³ 程度	改良土量1m ³ 当たり 40,000～50,000円/m ³ 程度
評価	改良対象となる地形が斜面上や不安定な盛土地盤では施工機械の据付が困難。 改良対象地盤は、不均質で粒径300mm超の礫が含まれており、攪拌（切削）困難。	施工期間は3案の中で最も早い。 斜面地斜面地においても足場を確保する事で施工可能。	施工期間は3案の中で最も遅い。 斜面地斜面地においても足場を確保する事で施工可能。 狭小な施工場所において、施工可能。
	×	○	△

b) 高圧噴射攪拌工法（上り線，下り線のトンネル周辺）
 当現場で選定した地盤改良の基本工法の高圧噴射攪拌工法は，経済性（コスト，工期）に優れる OPT ジェット工法（三重管工法）を採用した。

改良材の配合を表-5 に示し，高圧噴射攪拌工法配置平面図を図-14 に示す。改良効果については，原位置においてボーリングにより改良体のコア供試体を採取し，一軸圧縮強度（28 日強度）で確認した。試験結果は， $\sigma_{28}=5.653\text{N}/\text{mm}^2$ （平均値）であった。

この改良効果を確認することと，トンネルへの影響を把握するために計測を行った。計測は，地中に設置した沈下板により沈下量を測定した。押え盛土は 2017（H29）年 6 月に計画高さまで完了し，計測結果は，地盤改良部の沈下量が 33mm（予測値 63mm），未改良部の沈下量が 97mm（予測値 561mm）と予測値以下の沈下量に収まり，押え盛土底盤部の地盤改良効果を確認できた（図-15，図-16 参照）。

c) セメント注入工法（上り線トンネル近傍周囲）

上り線坑口部（先行掘削区間）におけるトンネル外周 2m～3m の高圧噴射攪拌工法の未施工範囲については，坑内からドリルジャンボを使用したセメント注入工法を採用した。セメントミルクを未改良地山へ注入することで，高圧噴射攪拌工法と同等の改良強度の確保を図るものである。注入材は浸透性や強度を考慮し，超微粒子セメント系（デンカES，デンカコロイダルスーパー）を採用した。注入に際し，中空鋼管ボルト $\phi 27.2\text{mm}$ ， $L=2.0\text{m}$ と $L=3.0\text{m}$ を周長方向間隔 50cm，延長方向間隔 50cm で打設し，注入を行った。

配合については，表-6 に示す基本配合表⁹⁾に基づき，試験練りを実施し決定した（材齢28日の設計圧縮強度

$2.0\text{N}/\text{mm}^2$ に安全率2倍を乗じて $4.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の配合を決定）。

セメント系注入材は，無発泡性のため地山外へリークしやすく，注入に先立ち，注入ボルトを地山に挿入後に，口元の吹付けコーキングを行った。吹付けコーキングは，簡易な吹付け用資機材を用いて，ボルトの口元周辺にプレミックスモルタル（Pモル，急結材）を吹き付けるものである。

セメント注入は量と圧力の両方で管理し，以下3点を主な終了基準とした。

- ・設定量（2.0m：144 kg /本，3.0m：217 kg /本）の注入が完了した時

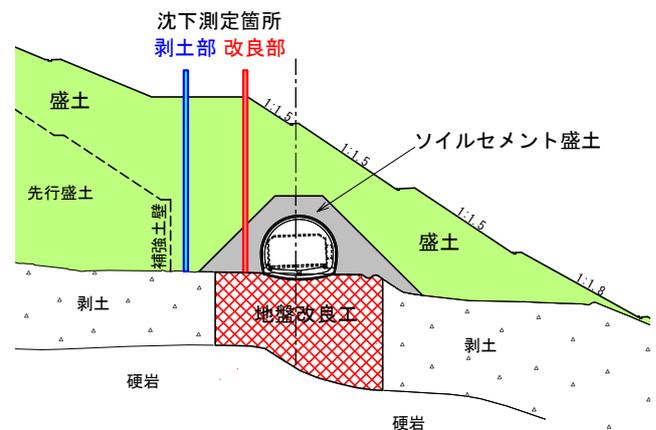


図-15 沈下板設置位置横断面図

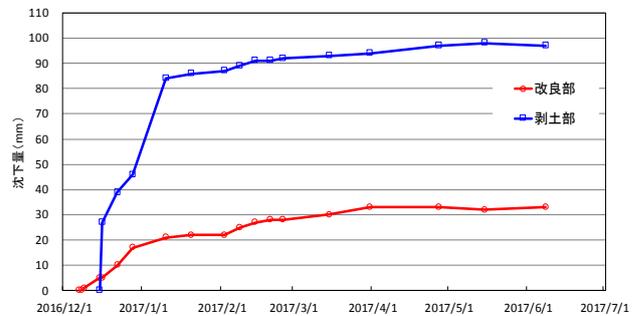


図-16 沈下計測結果

表-5 改良材配合表

(1,000 m^3 当り)

固化材	高炉セメント	760 kg
混和材	OPフローS型	10 kg
練混水	水	741 kg

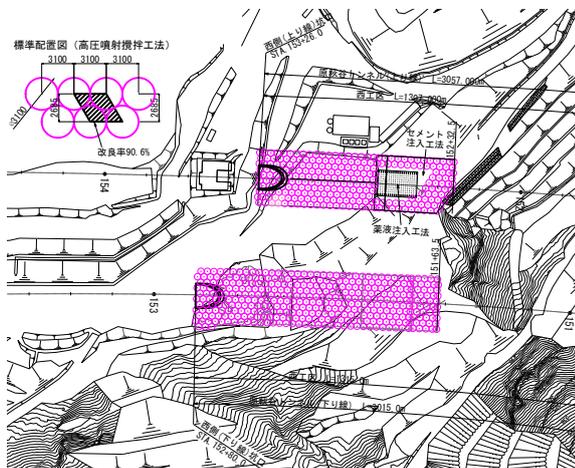


図-14 高圧噴射攪拌工法配置平面図

表-6 セメント注入材配合表

(1000 m^3 当り)

		A液 (500 L)	B液 (500 L)
セメント系急硬材	デンカES	79kg	—
凝結調節剤	デンカセッターD-100	0.79kg	—
超微粒子セメント	デンカコロイダルスーパー	—	316kg
分散剤	デンカFT-500V	—	3.16kg
練混水	水	474kg	395kg

表-7 薬液注入材（二次注入）配合表

(1000 m^3 当り)

固化材	シラクソルSKU	250 kg
混和剤	アクセルUD	35 kg
分散剤	マイティ	1 kg
練混水	水	895 kg

- ・注入圧力が十分に上昇した時3.0MPa以上（初期圧+2.5MPa以上）
- ・リークが止まらない時

また、設計注入量を越えた時点でも圧力が上昇しない場合は、その原因の一つとして地盤の間隙率が想定以上に大きいことが挙げられる。そうした場合、ある程度の圧力の上昇による空隙充填が認められるまで注入を継続する必要があるため、トンネル補助工法の標準的な注入管理フロー⁶⁾に基づき施工を行った。

d) 薬液注入工法（上り線坑内底盤部）

薬液注入工法は、二重管ダブルパッカー工法を採用した。注入孔間隔は、施工実績や、経済性を考慮し、1.0m間隔を標準として施工した。

注入材は、恒久的な改良効果が得られ、砂質土層への浸透改良に優れ、ホモゲル強度が大きな「特殊スラグ系注入材（シラクソル）」を使用した。配合は、表-7に示す。なお、土質特性から、注入孔内側の間詰めが必要となり一次注入材に「セメントベントナイト」を使用した。改良効果については、原位置においてボーリングにより改良体のコアを採取し一軸圧縮強度（28日強度）を確認した。試験結果は $\sigma_{28}=3.36\text{N/mm}^2$ （平均値）であった。

(4) 坑口部のトンネル掘削

坑口部のトンネル掘削は、以下の3種類に区分される（表-8参照）。

a) 上り線先行掘削区間:DⅢa(H)-6-K 他(STA. 152+69 (A) ~STA. 152+23 (A) :L=46m)

地すべり対策工の詳細設計前に、当初支保パターンにて掘削した区間である。地質は剥土からなるルーズな盛土であったため、複数回の崩落を経験し、各種補助工法（AGF、注入ボルト、鏡ボルト、仮インバート吹付け）を採用し掘削した。

表-8 支保パターン諸元一覧表

上り線 先行掘削区間	DⅢa(H)-6-K 区間長46m
鋼製支保工	高規格鋼HH154、二重支保工
一次インバート	鋼製インバート支保工、インバート吹付けコンクリート
吹付けコンクリート	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 、厚さ20cm+20cm
変形余裕量	15cm
補助工法	AGF工法(上半120°)
覆工コンクリート	アーチ： $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 、厚さ35cm、補強鉄筋 インバート： $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ 、厚さ50cm、補強鉄筋
上り線 坑口延伸区間	DⅢa(H)-2-K 区間長42m
鋼製支保工	高規格鋼HH154
一次インバート	鋼製インバート支保工、インバート吹付けコンクリート
吹付けコンクリート	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 、厚さ20cm
変形余裕量	10cm
補助工法	
覆工コンクリート	アーチ： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 、厚さ40cm、構造鉄筋 インバート： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 、厚さ50cm、構造鉄筋
下り線 坑口延伸区間	DⅢa(H)-1-K 区間長100m
鋼製支保工	高規格鋼HH154
一次インバート	鋼製インバート支保工、インバート吹付けコンクリート
吹付けコンクリート	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 、厚さ20cm
変形余裕量	10cm
補助工法	AGF工法(上半120°)
覆工コンクリート	アーチ： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 、厚さ65cm、構造鉄筋 インバート： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 、厚さ70cm、構造鉄筋

地すべり対策工の詳細設計後に、押え盛土の上載荷重を考慮し、二重支保工および一次インバートを追加施工した。トンネル周囲には、前述の地盤改良工（底盤部に薬液注入工、側壁・アーチ部にセメント注入）を後施工として施工した。

b) 上り線坑口延伸区間:DⅢa(H)-2-K (STA. 153+11 (A) ~ STA. 152+69 (A) :L=42m)

地すべり対策工の詳細設計後に、坑口延伸部の押え盛土（ソイルセメント盛土）を施工した後に掘削した区間である。ソイルセメントにより切羽の安定性が確保されていたため、設計どおりロックボルトと充填式フォアオーリングは、打設しなかった。

c) 下り線坑口部 :DⅢa(H)-1-K (STA. 152+65 (B) ~ STA. 151+65 (B) :L=100m)

地すべり対策工の詳細設計後に、前述の地盤改良工（高圧噴射攪拌工法）を施工した後に掘削した区間である。押え盛土施工中であったため、盛土等の上載荷重を考慮し、天端部には AGF 工法を採用した。掘削中、掘削後、特異な変状は見られなかった。また、掘削は、地山内部からの掘削と坑外からの迎え掘りの両方向から掘削し、工程短縮を図った。

d) 計測結果

計測 A は 10m 間隔で実施し、測定結果は坑内変位の収束値が上り線で最大 19.1mm（脚部沈下）、下り線で最大 17.4mm（天端沈下）と解析予測値以下（管理レベ

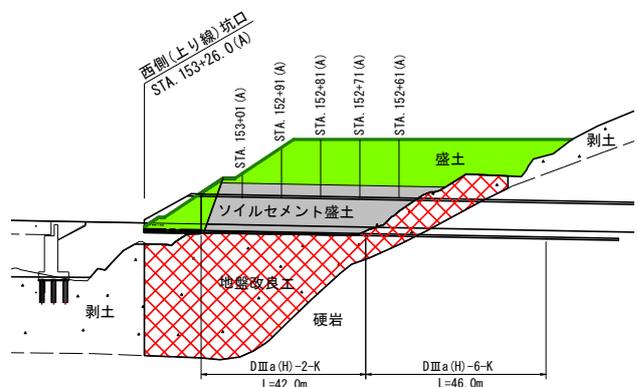


図-17 上り線 計測 A 位置図

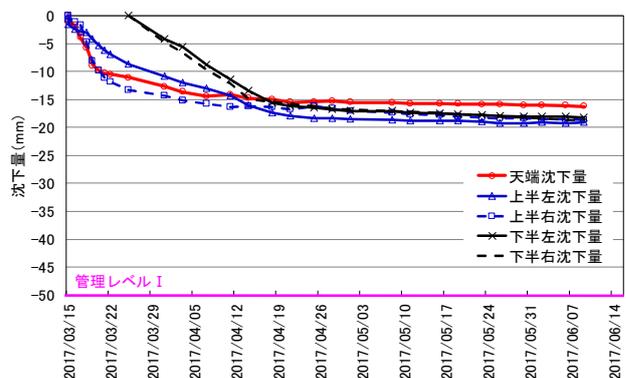


図-18 上り線 STA. 152+91 (A) 計測 A 結果

表-9 覆工コンクリート配合表

配合条件								
配合種別	セメントの種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	設計基準強度 (N/mm ²)	スラブ厚 (cm)	フロー値 (cm)	空気量 (%)		
T3-4(30)	N	20	30.0	21.0	35-50	4.5		
W/C (%)	S/a (%)	単用量 (kg / m ³)					(cc)	(kg)
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	高性能マスターグレニューム6500	AE剤 マスターエフ202	混和材 ハルチップJK
48.6	50.0	175	360	861	892	5.760	1530	2.73

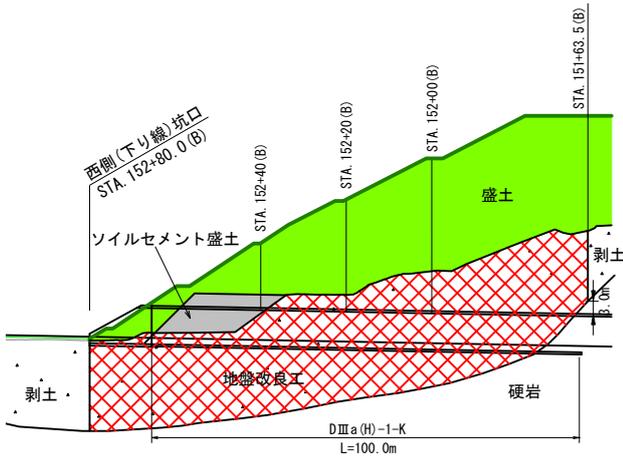


図-19 下り線 B 計測位置図

ル I 以下) となり、支保構造の妥当性とトンネル周囲の地盤改良効果を確認できた (図-17, 図-18 参照)。

(5) 坑口部の覆工の施工

覆工には、発注者 (西日本高速道路株式会社) の標準仕様である中流動コンクリート (繊維補強) を使用した。コンクリートの設計基準強度が 30N/mm² であるため、表-9 に示す配合とした。下り線坑口部は、D25 の複鉄筋構造であったが、中流動コンクリートは自己充填性に優れるため、締め固めはセントルに設置した型枠バイブレータを主体に施工し、良好な充填状態で密実なコンクリートに仕上がった。

計測は、計測 B (覆工応力) を図-19 に示す位置で実施した。覆工コンクリートは、計測 A の変位収束確認後に打設したが、押え盛土天端において重機・車両の稼働が継続していたため、その影響が懸念された。押え盛土完了後における計測工 B (覆工応力) の計測結果は、最大値で 1.4N/mm² と小さい応力であり、覆工表面も後荷重による変状等は見られなかったことから、力学的な性能を付加させた覆工の設計の妥当性が確認できた。

写真-5 に対策工完了の全景写真を示す。

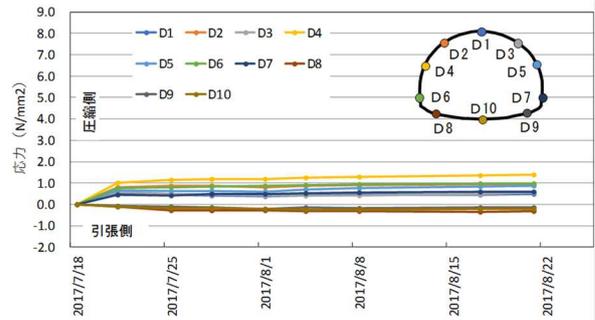


図-20 下り線 STA. 152+00 (B) 覆工応力計測結果



写真-5 西側坑口対策工完了現場全景

5. おわりに

本報告は、採石場における採掘に起因した大規模な地すべり直下での、双設トンネルを施工するにあたり、その坑口部の工事において、開通期日に関わる工程管理と坑口部の安定性・耐久性を確保した設計・施工を行った事例について述べた。

本工事では、高速道路開通期日厳守という制約条件の中で、調査、設計、施工に要するコストと時間を把握したうえで、最適な施工方法と工法の選定を行い、平成 29 年 12 月 10 日に無事開通を迎えることができた。

押え盛土施工中およびトンネル施工中には、計測 A と計測 B によりトンネルの変位および応力の計測等を行った。これらの計測結果は、許容値以下となり、設計の妥当性を確認できた。また、排土工完了時には、地すべり滑動の静止状態を確認できた。

現在も監視のための動態観測を実施中であり、変動はなく、安定を確認している。

本稿が、今後の同様な施工条件におけるトンネル工事に際して参考になれば幸いです。

謝辞：本施工にあたり、多大なるご支援、ご指導をいただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領第一集土工編, pp.1_1-2_110, 2015.
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工 盛土工指針, pp.80-126, 2010.
- 3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領第三集トンネル編, p.129, 2015.
- 4) 西日本高速道路株式会社：土質安定処理工法の設計・施工に関する手引き p.13_1, 2011.
- 5) 株式会社デンカ：セメント系注入材料 S バック ES.コロイダルスーパー技術資料 p.13
- 6) ジェオフロンテ研究会：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術資料六訂版, pp.112-113, 2012.

(2019.8.9 受付)

COUNTERMEASURE CONSTRUCTION AT THE TUNNEL PORTAL AREA JUST BELOW A LARGE-SCALE LANDSLIDE OF THE QUARRY SITE

Yukito SUEMATSU, Tomoaki MIYAUCHI,
Masaaki IKEUCHI and Nagayasu MITSUGOCHI

The Shin-Meishin Expressway is an expressway that complements the Meishin Expressway connecting Nagoya City and Kobe City. The Hara-Hagitani tunnel is a twin tunnel (total length: 3,057 m) located at the city border of Ibaraki City and Takatsuki City, Osaka Prefecture. Among them, the Hara-Hagitani tunnel west construction is the construction of the west side construction area (1,315 m in length). Since the construction area was located within the operation area of the quarryer's site, it was not possible to conduct a preliminary survey around the site, and the design was only roughly performed. Therefore, in order to construct an optimal tunnel structure, we conducted surveys, observations and designs after receiving orders.

In this paper, designs and constructions related to the countermeasure construction of the tunnel portal area immediately below the large-scale landslide of the quarry site are described.