

大規模地すべりと交差するトンネルを 2重支保構造で施工

Construction of Tunnel Intersecting a Large-Scaled Landslide by a Double Support

金岡 幹¹・川村俊一²・島 豊³・河田孝志⁴

Miki Kanaoka, Syunichi Kawamura, Yutaka Shima and Takashi Kawata

¹正会員 工学 清水建設株式会社 北海道支店土木部 (〒060-8617 札幌市中央区北1西2-1時計台ビル)

E-mail:m_kanaoka@shimz.co.jp

²正会員 工学 北海道 上川支庁旭川土木現業所富良野出張所 (〒076-0021 北海道富良野市緑町8-1)

³正会員 工学 北海道 上川支庁旭川土木現業所富良野出張所 (〒076-0021 北海道富良野市緑町8-1)

⁴正会員 工修 清水建設株式会社 土木技術本部 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3シーバンス S館)

In the construction of Akaiwa Tunnel, it was found that the tunnel intersected the large-scaled landslide that was not expected prior to the construction. This paper presents the innovative technology that was effectively used in the tunnel excavation of such the large-scaled landslide intersection department.

The tunnel excavation was opposed to the ground pressure from fractured zone by a double support and secured stabilizing the excavation face by an auxiliary method. In addition, the large-scaled landslide change due to the ground water lowering was restrained by the drainage boring from the tunnel pit. Moreover, the high-density fiber reinforced high-strength concrete was adopted for the tunnel lining.

Key Words : large-scaled landslide, double support, auxiliary method, drainage boring, high-density fiber reinforced high-strength concrete

1. はじめに

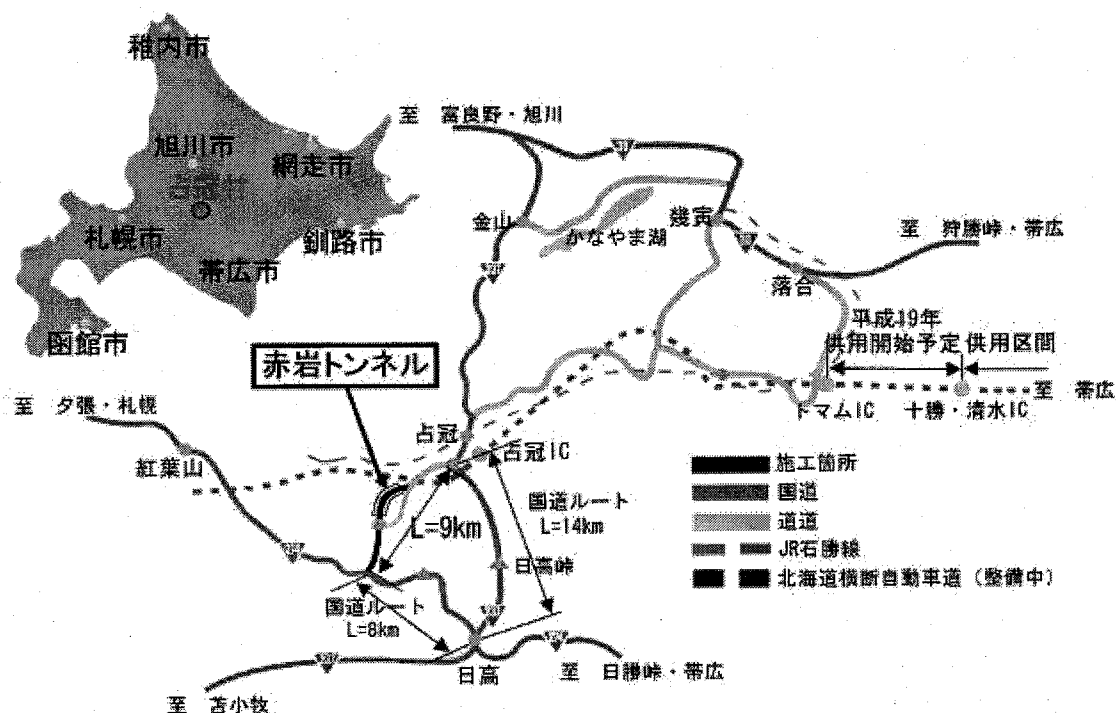
道道夕張新得線は、夕張市から占冠村・南富良野町を經由して十勝管内の新得町に至る約88kmの路線で、赤岩トンネルを含めた当該事業区間は道道占冠穂別線(旧村道日勝赤岩線)とあわせて道央圏と道東圏を結ぶ「北海道横断自動車道」と国道274号線を結ぶインター機能を有する重要な区間であり、高速道路、国道、道道の連携が図られ、広域ネットワーク路線として有効な利用が期待されている。

赤岩トンネルは、占冠赤岩地区の鵲川沿いの大規模な地すべり地帯にあり、地すべりや冬期間の雪崩による通行止めが絶えない現道区間をトンネルルートに変更し、交通の安全確保を図るため計画された、延長2,115mの2車線道路トンネルである。占冠赤岩地区には景勝地である赤岩青巖峡があり、鵲川でのラフティング、ロッククライマー

に人気の巨岩など大自然の景観が楽しめる観光スポットとしても有名な場所である。

赤岩トンネルを含めた道路改良工事が完成することにより国道274号から占冠村、国道237号への最短ルート(約9km)となり、日高町を經由し、2つの峠を超える現在の国道ルート(約22km)と比較して、交通の利便性と安全性が改善される。平成19年には「北海道横断自動車道」トマムIC～十勝清水IC間が供用開始予定であり、未開通の夕張IC～トマムIC間のアクセス道路となるため、札幌～帯広間の暫定主要ルートとしても期待されている。(図-1)

本稿では、道道夕張新得線道路改良(赤岩トンネル)工事において、工事着手時には予想しなかった大規模地すべりとトンネルが交差することが判明し、日本国内外においても例のない大規模地すべり交差部のトンネル掘削に臨み、無事これを突破したので、その施工について報告する。



2. 地形・地質と大規模地すべり

(1) 地質概要

トンネルが位置する地域は、神居古潭帯に属する。神居古潭帯は蛇紋岩と各種変成岩からなる地帯である。本地域の基盤は、蛇紋岩とその進入によって上昇したと考えられているハッタオマナイ層と呼ばれる高压タイプの弱変成を受けた中生代白亜紀の地層から構成される。ハッタオマナイ層は、堆積性メランジエをなす付加コンプレックスとされ、粘板岩・砂岩・チャート・緑色岩（変質した玄武岩）などが混在する地層である。

(2) 大規模地すべりとの遭遇

トンネル線形上の地質は、当初から地すべり地帯であり、地表面には多くの地すべりの存在が確認されていた。事前調査によりトンネル坑口から500～550m 付近にも地すべりが確認されていたが、トンネル上部 2D 以上離れており、トンネル本体への影響はないものと考えられていた。地すべり観測傾斜計が観測不能になったため、トンネル掘削開始直前に、坑口から 630m 付近の地表から地すべり観測のための新たな追加調査ボーリングを実施した。ところが、追加調査による地すべり観測の結果から、地すべり面が当初想定よりトンネルに近いことが判明した。

地すべり面がトンネルとさらに接近している可能性もあるため、トンネルと地すべりの位置関係を詳細に確認するために、坑口から約 680m 付近の地表から追加調査を実施した。その結果、トンネル上方 3.8m に地すべりが近接しており、さらにトンネル坑内からの先進ボーリング調査、斜めボーリング調査結果により、地すべりはトンネルと交差することがほぼ確実となった。

そのため、上半掘削を停止し、施工方針が検討された。その一方で、地すべりとトンネルの位置関係と地すべりの全体像を把握するため、坑外からの地質調査を実施した。

地質調査の結果、トンネルと交差する地すべりは、長さ 800m×幅 500m×深さ 120m という大規模なものであり、傾斜計データから 3mm/月の変動があることがわかった。

3. 大規模地すべり区間のトンネル構造

(1) 施工方針

国内外でも例のない大規模地すべりと交差するトンネルの施工となることから、工事の必要性、ルート変更を含めた今後の方針について検討が行われた。

①平面線形ならびに縦断線形の変更ルート案は当

該地域全体が地すべり地域のため、現在判明している大規模地すべり以外の存在についても詳細な調査検討が必要である。

②既にトンネル掘削が 810m 施工されており、線形変更に伴い、約半分の既施工区間が不必要となる。

③大規模地すべり検討結果から、地すべり抑止工法として地下水位低下工法により、地下水位の低下が図れ、それに伴い地すべりの挙動が落ち着く傾向が予測された。

④トンネル掘削は、適切な補助工法を採用することにより安全が確保できる。

⑤トンネル完成後もメンテナンスを行うことによりトンネル構造物としての機能は十分に果たせる。

以上から、トンネルルートは変更せず、大規模地すべり交差部を突破する方針に決定した。

(2) 大規模地すべり区間のトンネル構造

地すべり区間の設計は、覆工巻厚を 80cm とし、将来的な内巻きコンクリート補強の余裕量として山側 120cm、谷側に 90cm を確保する 170m² の幅断面 (E'-L パターン) とした。

その後のトンネル掘削と水抜き削孔の効果により地すべり変動速度が当初の 3mm/月から低下の傾向にあり、さらに地下水位低下による地すべり抑制が期待できることからトンネル構造の再検討を行い、覆工巻厚 60cm、将来の補強余裕量 25cm の断面 (E' パターン) に変更した。

掘削時の支保は、掘削対象地山が脆弱な粘土混じり粘板岩を主体とする地山であることから、E'-L パターン、E' パターンとも 2 重支保構造とした。

4. 大規模地すべり区間の掘削

(1) 掘削と支保パターン

170m² 大断面の掘削機械は、上部半断面における掘削高さを考慮し、カッターヘッド出力 300kW 級の自由断面掘削機 (SLB-300) を使用した。

支保パターン (E'-L) は、一次支保が鋼製支保工 H-200c.t.c.0.9m、吹付厚 250mm、高耐力ロックボルト@0.9m、二次支保が H-200c.t.c.0.9m、吹付厚 250mm、の 2 重支保とした。通常断面へ変更後の E' パターンも同様の支保構造とした。補助工法は、長尺鋼管フォアパイリング (AGF-P) を地すべり区間で実施した。また、長尺鏡補強工 (FIT)

及び長尺自穿孔水抜工 (DIP) を必要に応じて実施し、切羽の自立性を確保した。E'-L パターン断面図を図-4 に示す。

(2) 上半仮閉合と 2 重支保の施工

2 重支保については、①一次支保によりトンネルを変形させ、地山応力を開放させた後に健全な二次支保を施工する方法と、②一次支保の施工後、早期に二次支保を施工することにより 2 重支保全体の剛性によりトンネル及び地山の变形を極力抑える方法があるが、本トンネルでは大規模地すべりへの影響を考慮し、トンネル掘削による地山の变形を極力抑える必要があることから後者の方法を選択した。

上半の 2 重支保の施工順序としては、切羽で通常支保と同様に一次支保を行い、二次支保は 4～6 サイクル (3.6～5.4m) 遅れて 2 基ずつ施工した。二次側施工時に上半仮閉合ストラッド (H-150) を建て込み、二次側のアーチと同時に仮閉合部の吹付コンクリートを施工し、上部半断面の剛性を高め、トンネル変形抑止と上半脚部の沈下防止を図った (写真-2)。

また、支保全体の機能を高めるために、二次側の鋼製支保工にフラットプレート (700mm×200mm×22mm) を溶接し、両側にロックボルトを打設することで、鋼製支保工と吹付コンクリート及び一次支保と二次支保の一体化させ、縁切れによる支保機能低下の防止を図った。

(3) 補助工法 (AGF-P, DIP)

トンネル掘削による地すべりへの影響を極力少なくする必要性から、長尺鋼管フォアパイリング (AGF-P) を地すべり影響範囲の全区間で実施した。地山は粘土混じり粘板岩を主体とした非常に脆弱な状況で、天端付近からの肌落ち、抜落ちが激しい状況であった。特に大断面 (E'-L) 上半掘削においては、天端だけでなく肩付近からの抜落ちも多く、AGF-P の範囲を 150° (48 本/断面) に広げて施工を行った。

切羽の自立性は、粘土混じりの脆弱部では地山の粘性により比較的安定している場所もあったが、複雑な地質の変わり目では、頻繁に切羽崩落が発生した。特に湧水がある場合は、切羽崩落が著しく、崩落が収まらない現象も発生した。そこで、切羽に先行して坑内からトンネル周辺の水抜工を実施して切羽前方の水位を下げ、できるだけ湧水が鏡面につかないよう処置を行った。水抜工は長

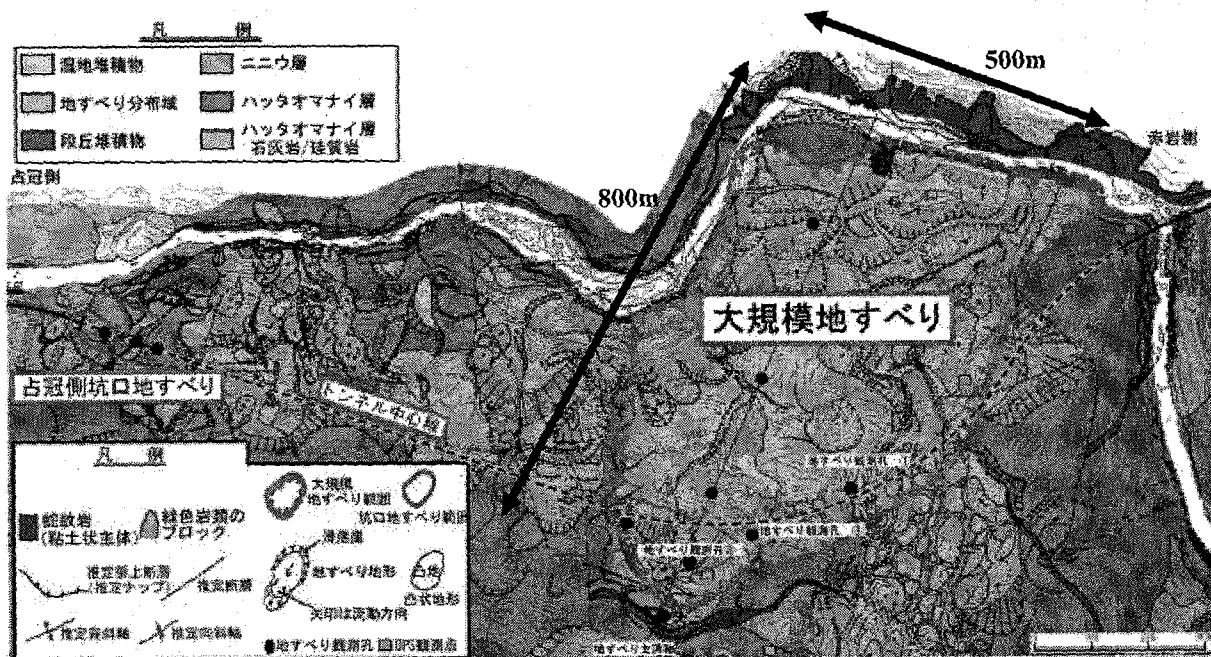


図-2 地質平面図

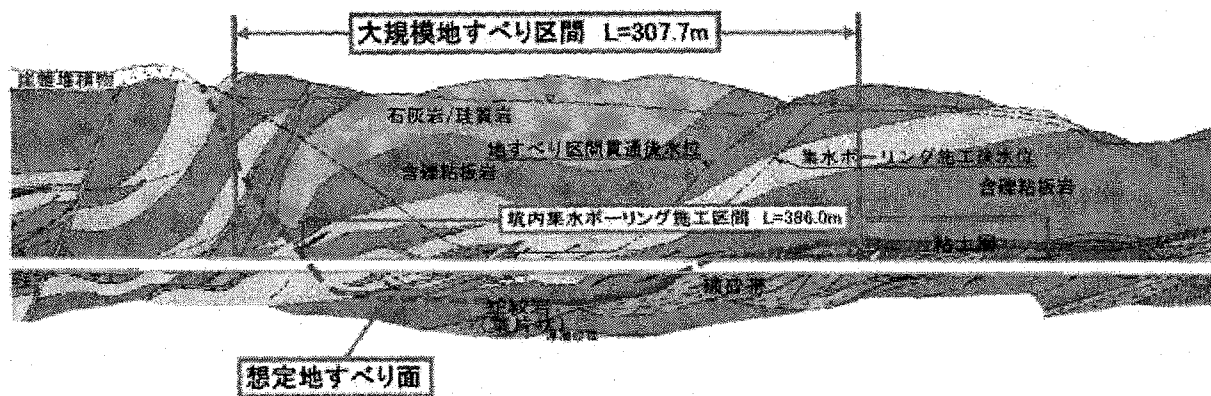


図-3 大規模地すべり地質縦断図

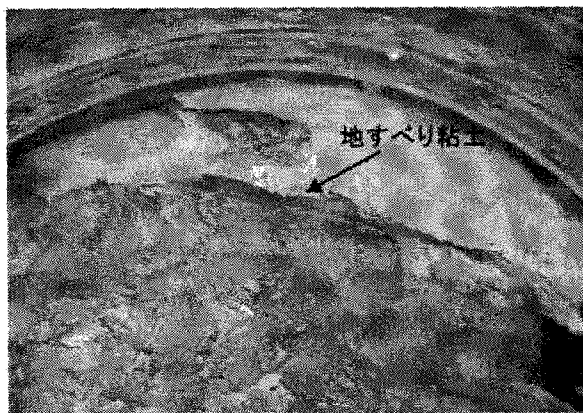


写真-1 地すべり交差部付近切羽状況

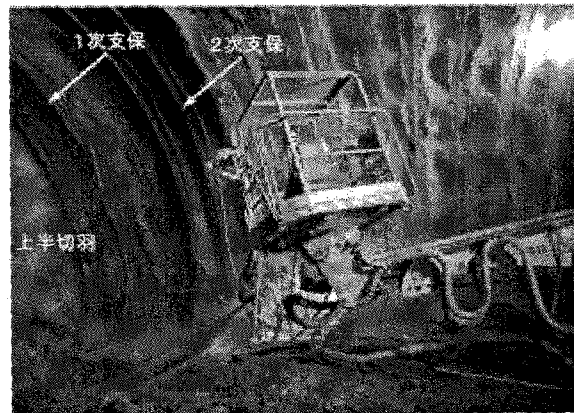


写真-2 上半仮閉合吹付け状況

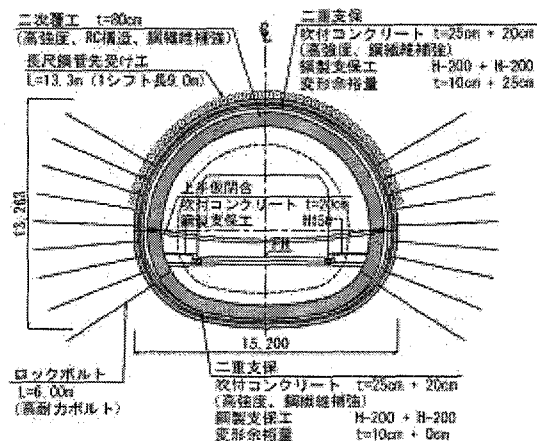


図-4 E-Lパターン断面図

尺自穿孔タイプ (DIP) 21.5m を使用し、AGF シフト長に合わせて 9m 毎に実施した。また、必要に応じて長尺鏡補強工 (FIT) を施工し、切羽の自立性の確保に努めた。

(4) 計測工

A 計測工は、9m 毎に計測断面を設け、天端脚部沈下、内空変位の測定を行った。管理基準として変位速度 10mm/日、累計変位量 100mm を警戒値、200mm を限界値に設定した。100mm 以上の変位を許すと支保が変状し、十分にその機能を果たさなくなる危険性があると考えたからである。

地すべり交差部での初期変位速度は、天端沈下量、内空変位量ともに 30mm/日を超える状況であったが、上半切羽距離が 1~2D 程度になると、急速に収束に向かう傾向が見られ、上半水平測線の最終変位量は最大でも 120mm 程度で収束している。二次支保と上半仮閉合の施工後、2重支保としての機能が発揮された結果と考えられる。

B 計測工として、鋼製支保工応力、吹付けコンクリート応力、ロックボルト軸力の測定を行った。測定断面は、地すべり 2重支保施工箇所では 5 断面、通常支保の地山脆弱区間で 3 断面実施した。

鋼製支保工応力は限界値を大きく超えた応力が発生した箇所も見られたが、座屈等の変状は見られなかった。これは、吹付コンクリートと鋼製支保工が一体化して支保機能を果たしていることを示している。吹付けコンクリート応力は計測結果では最大発生箇所でも 28N/mm² と限界値 (高強度 40N/mm²) 以下であった。

ロックボルトについては、通常支保の施工箇所では、上半肩部及び脚部にボルト破断及びプレート変形が随所で見られた。2重支保施工箇所での

パターンボルトは一次支保のみで施工しており、二次支保の構築により変状状況は目視確認できなくなる。一方で、ロックボルト軸力計の計測結果では、測定開始から限界値に達する勢いで応力が増加するが、二次支保構築後は急激に収束する傾向が見られた。

(5) 2重支保の効果

大規模地すべり区間は、非常に脆弱な地山状況であったことと地すべりの影響による地山の初期地圧が大きくなっていることへの懸念から全区間 2重支保での施工を行った。一方、地すべり以外の地山脆弱部では、切羽観察結果に基づく切羽評価点と計測結果から最適な支保パターンを採用して施工を進めた。その中には、トンネル変形が収束せず、覆工の設計巻厚を確保できない箇所や、鋼製支保工の座屈や吹付コンクリートのクラック、ロックボルトの破断により、トンネル支保の健全性が確保されない箇所も発生した。累積の変位が、上半水平側線で 300mm を超える箇所もあった。

地すべり以外の地山脆弱部で支保に大きな変状が発生した箇所と地すべり区間を比較すると、地質状況は脆弱な粘土混じり粘板岩と蛇紋岩が主体であり、切羽観察による切羽評価点も同等程度である。計測結果から上半内空変位の初期変位速度を比較すると、変状発生箇所でも 30~40mm/日と 2重支保施工区間と大きな差異は認められず、切羽から 0.5D 離れでの上半水平変位量は 2重支保の施工箇所のほうがむしろ大きい。

以上から、2重支保の変位抑制効果は大きく、地山脆弱部の変状発生箇所は、2重支保パターンであれば、支保変状等は発生しなかったものと考えられる。しかしながら、2重支保を実施するためには、予め二次支保施工用の断面を確保しなければならない。その必要性を切羽観察状況から判断することは非常に難しい。初期変位速度と切羽状況を細かくチェックし、過去の掘削データから技術的に判断していくことが重要であると考えられる。

5. 坑内からの水抜きによる地すべり抑止

(1) 掘削時の切羽前方への水抜き削孔

地すべり交差部及び地すべり土塊内のトンネル掘削においては、非常に脆弱な切羽状況での湧水による切羽崩落と大規模地すべり活動による地形変化による突発湧水発生の懸念があった。そこで

切羽前方への水抜き削孔を行い、地下水位の低減と突発湧水発生を回避するとともに、切羽前方の地質状況の確認を行った。

水抜き削孔は、切羽より 10m 先行させるために、掘削 9m 毎に長さ 21.5m を削孔した。長尺削孔で孔壁自立は困難なため長尺自穿孔タイプ (DIP 工法) を採用した。切羽前方への水抜き削孔と地すべり土塊内のトンネル通過により地すべり観測孔の水位は約 20m 低下した。

(2) 集水ボーリングの施工

地すべり土塊内のトンネル通過後、さらに地下水位の低下を図るため、坑内集水ボーリング (L=50m×55 本) をトンネル放射状に施工した。

坑内集水ボーリング施工により、当初と比較してトンネル山側で 20～55m、谷側で 75m の水位低下が得られた。水位低下により大規模地すべりの地中内傾斜計の動きで、当初の 3mm/月の変位速度から水位低下により 0.1mm/月にまで収束している。

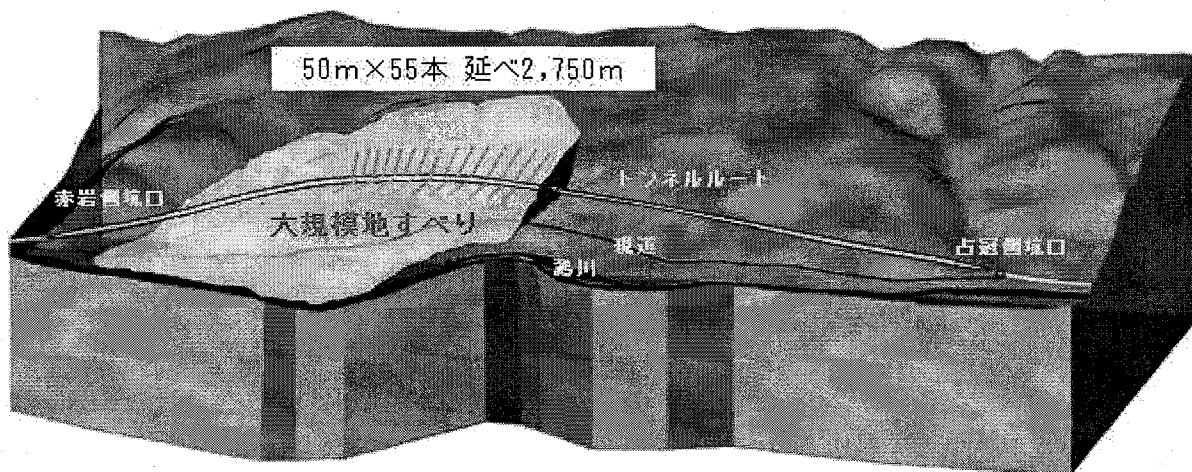


図-5 坑内集水ボーリング模式図

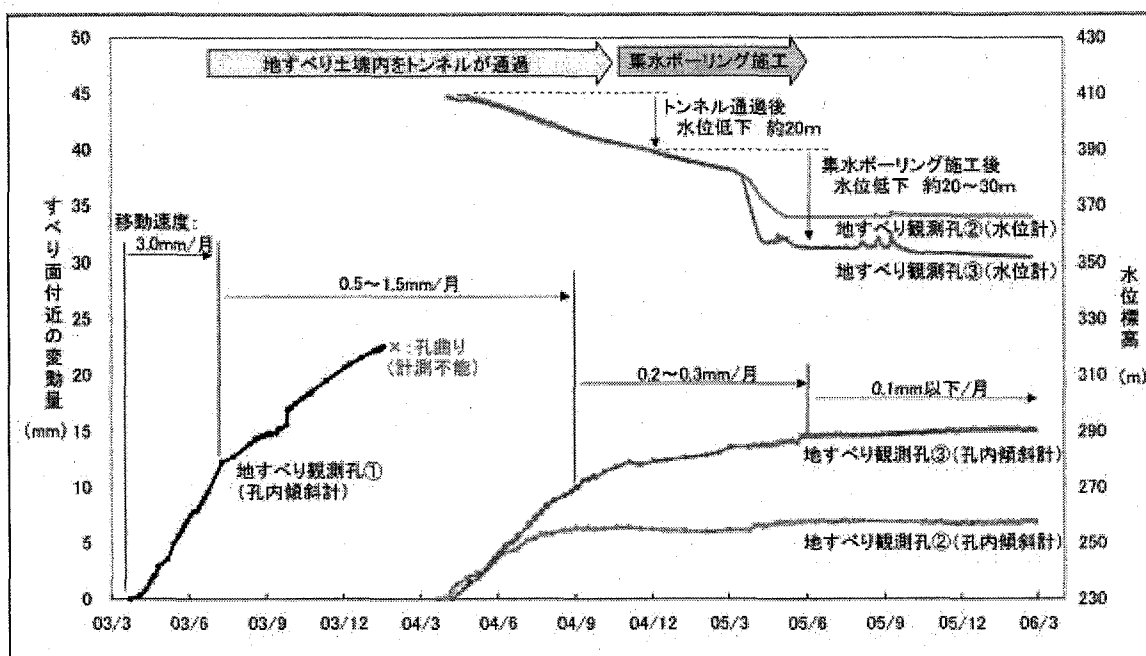


図-6 地すべり変動・水位変動図

表-1 地すべり交差部覆工コンクリート配合

スラ ンプ (cm)	空 気 量 (%)	G max (mm)	水セメ ント比 W/C (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)					
					セメント C	水 W	細骨材 S1	粗骨 材 G	混和剤 Ad (C×%)	補強繊維 STRUX-85/50
23±2.5	4.5±1.5	25	35.0	56.5	500	175	948	745	7.50 (1.50%)	3.68 (0.4%)

6. 地すべり交差部の覆工の設計と施工

(1) 地すべり交差部と土塊内の覆工設計

地すべり土塊内の覆工設計は、計測結果から逆解析により周辺地山変形係数を推定し、推定された変形係数を用いた有限要素法解析（順解析）により得られた塑性域に安全率を乗じた値を緩み高さとしてフレーム計算し、限界状態設計法により構造を決定した。

地すべり交差区間の覆工設計は、吹付コンクリート応力の計測結果から経過年数毎にトンネルに作用する外力を推定し、限界状態設計法により、50年後の外力に耐えうるものとし、高強度（50N/mm²）高密度鉄筋（主筋 D32@125mm）構造を採用した。また、地すべり交差区間は想定した以上の外力が作用した場合も考えて対策を検討し、以下の構造とした。

- ①地すべりによる外力に対し、フレキシブルな構造とするために、1打設長を6mとし、打継ぎは5cmの目地材とスリップバーを使用する。
- ②コンクリートにクラックが発生した場合にコンクリート塊の落下を防ぐため、繊維補強コンクリートとする。

(2) 高密度鉄筋・繊維入り高強度コンクリートの施工

過密配筋区間については、鉄筋コンクリートの確実な充填を行うためにTヘッドバー（せん断補強鉄筋）と束ね鉄筋を採用し、施工した。

コンクリートの配合は、高強度（50N/mm²）繊維補強覆工コンクリートとなるため、以下の問題があった。

- ①50N/mm²の強度があり、かつ覆工コンクリートとしての品質、仕上り状況を確保できるコンクリート性状を有すること

- ②50N/mm²の圧縮強度に対して所定のじん性を得るための繊維混入率の設定

以上の問題について、室内試験、現場模擬打設試験を行い、配合を決定した。表-1に決定した配合を示す。決定した配合により高強度繊維補強覆工コンクリートの打設を現在まで順調に進めている。

7. おわりに

国内外においてこのような大規模地すべりとトンネルが交差する例はなく、この区間の設計ならびに施工方法については、北海道大学の三上教授を委員長とする有識者で構成される赤岩トンネル検討委員会にて方針を決定しながら進められ、多くの方々から多大なるご支援とご指導をいただいた。

今後は、供用開始後の一般交通車両の安全を確保のため、地すべりの活動状況及びトンネル覆工応力等のデータを常時観測し、異常がある場合は速やかに対策を検討することとし、万全の体制でトンネル維持管理を実施する計画である。

参考文献

- 1) 北海道上川支庁旭川土木現業所：道道夕張新得線赤岩トンネルパンフレット，2006.
- 2) 夕張新得線赤岩トンネル検討委員会：第1～8回赤岩トンネル検討委員会資料，2002～2006.
- 3) 河田孝志，米川裕之：道道夕張新得線道路改良（赤岩トンネル）工事現場報告，北海道土木技術会トンネル研究委員会会報No.34，2002.
- 4) 金岡 幹，島 豊，河田孝志：大型割岩機を用いた割岩工法の急速施工，第25回日本道路会議論文報告集，2003.