

蛇紋岩地すべり粘性土地山を 地すべり対策と早期閉合で克服

北海道横断自動車道 タンネナイトトンネル

中野清人・佐藤諭一

北海道横断自動車道タンネナイトトンネルは、北海道占冠村西部に位置するトンネルである。周辺にはJR石勝線鬼峠トンネルや道道夕張新得線赤岩トンネルなど、脆弱な地質のため難工事となったトンネルがある。タンネナイトトンネルも蛇紋岩の地すべり箇所において脆弱な粘性土地山をトンネルで掘削することになったが、トンネル着手前の地すべり対策とトンネルの早期閉合による変位抑制などによって掘削を完了したものである。

キーワード：地すべり，蛇紋岩，地下水位低下，早期閉合，支保構造，長尺鋼管フォアパイリング，サイドパイル，インバート変状

1. はじめに

北海道横断自動車道は、千歳恵庭JCTから帯広・釧路方面へ向かい、北海道を大きく東西に結ぶ高規格幹線道路（図—1）であり、昨年10月24日にトマム～占冠間が供用開始し、順次、整備が進められてきている。タンネナイトトンネルは占冠インターから西側約

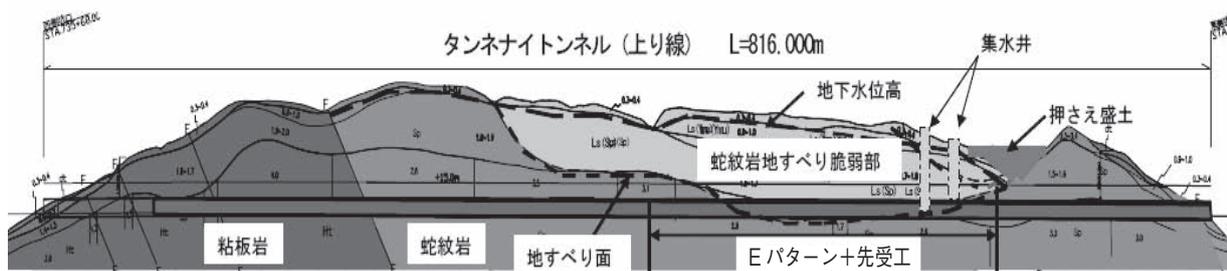
2 km に位置し、大規模な蛇紋岩の地すべり箇所において脆弱な地質を通過することから、トンネル掘削により地すべりの滑動に影響を与えることが危惧されていた。本文はトンネル着手前の地すべり対策工の実施からトンネル掘削における対策に至るまでの経過について報告するものである。

2. 地形・地質概要

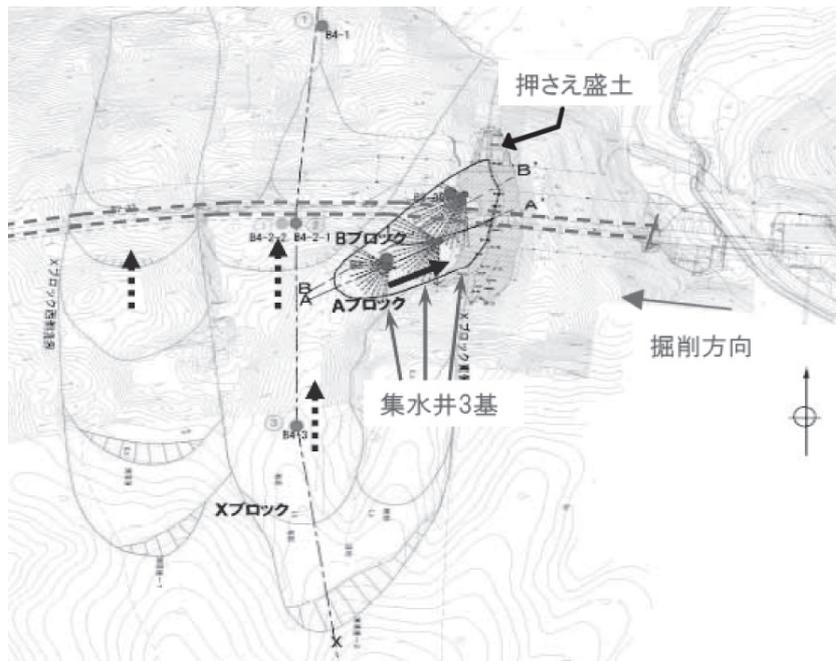
タンネナイトトンネルは神居古潭帯と呼ばれる、蛇紋岩と各種変成岩からなる地域に位置している。地形は比較的傾斜の緩い丘陵地であり、地質調査時に図—2に示すとおり中央部付近にトンネルに対して直角方向に幅350 m、長さ600 m程度の大規模な複合地すべりブロックの存在（図—3）が確認された。土被りは全般的に薄い区間が連続し最高約60 m程度である。地質は主な構成は日高累層群ハッタオマナイ層の粘板岩・砂岩、および蛇紋岩であり、それらを覆って地すべり堆積物・崖錐堆積物が分布する。ハッタオ



図—1 工事位置図



図—2 タンネナイトトンネル地質縦断面図



図一3 大規模複合地すべりブロック

マナイ層は亀裂の発達した粘板岩が主体であり、蛇紋岩は葉片状の中に部分的に塊状を内含し、土砂化・粘土化した状態であった。トンネル天端（約43m）付近では岩というよりも粘土状を呈しRQDはほぼ0、一部に角礫状の岩片を含みルーズな状態で比較的厚く存在することが確認された。点在する岩片の強度は $0.5 \sim 0.8 \text{ N/mm}^2$ で低く、地山強度比は $0.57 \sim 1.57$ 程度であった。さらに、ボーリング孔の地下水位は、脆弱部と隣接する蛇紋岩区間では図一2のとおり地表面から5m程下で高いことが判明した。ボーリングで採取したコアでは天端付近はルーズな粘性土であったため、トンネル掘削時に切羽からの突発湧水の発生などが懸念された。

専門委員会を設け、本線工事着手前に集水井や水抜きボーリングで地下水位を低下させ、融雪期での安定性を確認した後に本線工事に着手することとしている。本対策により地下水位は5～10m低下した。さらに押さえ盛土でA、Bブロックを押さえた。また、トンネル掘削に先立ち、地すべりの挙動をより精度高く把握するため、観測ポイントを増加させ、傾斜計13孔(内自動計測4孔)、地下水位計14孔とし観測体制の強化を図った。

脆弱部の支保構造は周辺トンネルの施工事例を参考として、FEM解析を用いて設定した。地山物性値は表一1、解析モデルを図一4に示す。蛇紋岩の粘性土が卓越するDM層とDH層の変形係数は、現地水平

3. 地すべり対策工と支保構造設計

大規模複合地すべりの確認後、直ちに傾斜計、地下水位計により観測を始めた。大規模なXブロックは滑動の傾向はなかったが、Xブロックに包含されるA、Bブロックは傾斜計の計測データに滑動の徴候が見られた。このため地すべりブロックへの影響を少しでも軽減するため、トンネル前後も含めた縦断線形の見直しを行い、可能な範囲（約5m程度）で縦断線形を下げた。さらに、集水井3基による地下水位低下と押さえ盛土によりA、Bブロックの滑動を抑制しXブロック全体の安全率を高める方針とした。本路線の地すべり対策の考え方は、周辺の鉄道や国道の施工記録などを参考としながら、地すべり、トンネルの外部

表一1 地山物性値

(a) 地山

地山	弾性波速度 VP (km/sec)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	変形係数 D (MPa)	ポアソン比 ν	粘着力 C (MPa)	内部摩擦角 ϕ (度)	引張強度 σ_t (MPa)
D1	0.3~0.4	18.4	100	0.40	0.50	25	0.05
D2	0.9~1.0	20.7	100	0.40	0.50	25	0.05
DM	1.7~1.8	22.1	18	0.48	0.13	15	0.01
DH	2.6	22.4	40	0.48	0.23	17	0.02

(b) 吹付コンクリート

吹付コンクリート	弾性係数 E (MN/m ²)	単位体積 重量 γ_t (MN/m ³)
高強度吹付コンクリート	8.000E+03	0.023

(c) 先受け工

部材	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	粘着力 C (MPa)	内部摩擦角 ϕ (度)	引張強度 σ_t (MPa)
先受け工	9.000E+02	0.30	5.25	52.00	0.16

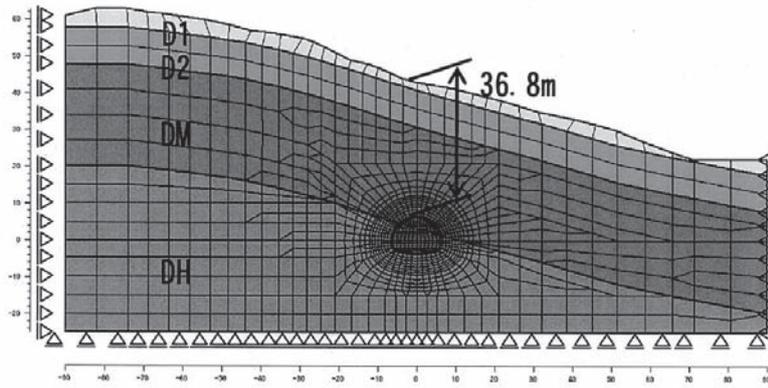


図-4 解析モデル

載荷試験により定めた数値を採用した。解析結果から、標準支保パターンDIIでは天端沈下量は変形余裕を大きく上廻るだけでなく、吹付けコンクリートの応力は設計強度(18 N/mm²)レベルまで発生、鋼アーチ支保工応力も耐力を大きく超過する結果となった。隣接するトンネルの脆弱区間で実施された支保構造^{1)~3)}も含めて検討した結果、新東名で使われている高強度吹付けコンクリート(36 N/mm²)、高規格H鋼(440 N/mm²)、高耐力のロックボルト(290 kN)を当初から採用した。さらに、長尺鋼管フォアパイリング(以下「先受工」という)は天端や支保構造の安定性を向上させること、A、Bブロックはかつて滑動しておりトンネル掘削による緩みを極力抑えたいと考え、A、Bブロック領域の範囲について当初から採用し、**図-5**に示す特殊支保Eパターンを設定した。

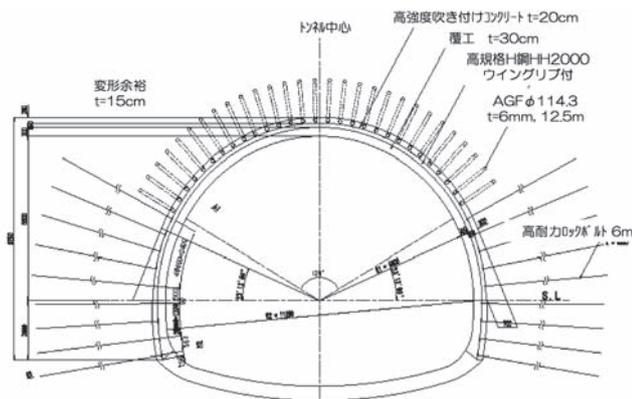


図-5 特殊支保Eパターン

4. トンネル掘削

(1) 上半先進ショートベンチ工法から早期閉合法へ

坑口部の掘削は上半先進ショートベンチカット工法(以下「上半工法」という)で着手したが、当初から**図-6**に示すとおり上半掘削でトンネル全体の沈下が

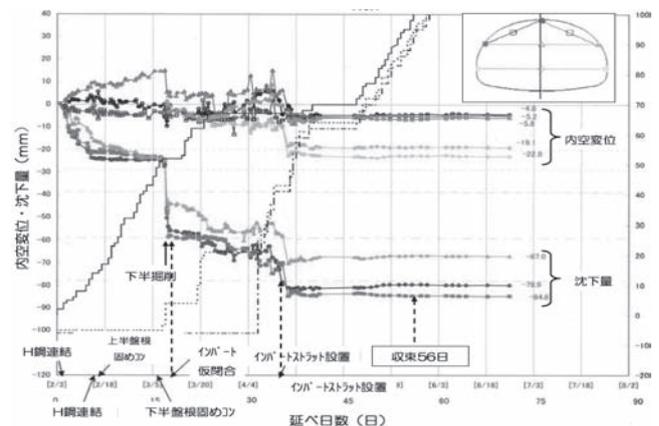
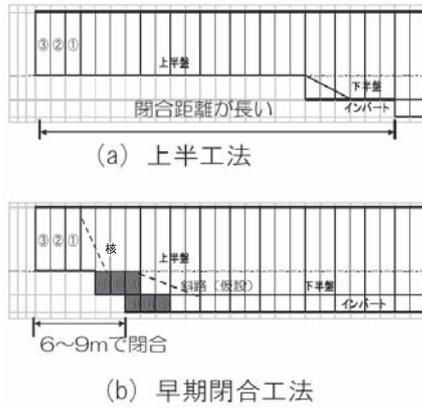


図-6 坑口部の沈下と対策(上半工法)

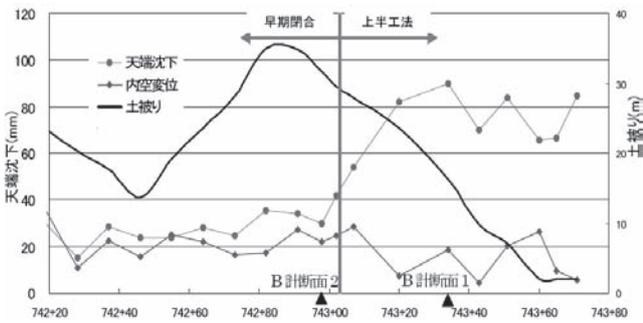
生じ、下半掘削およびインバート掘削でも沈下、クリープ的な沈下が継続した。状況を見ながら、上半盤で根巻きコンクリート、下半盤でも施工したが、改善されない。その後、上半盤での仮インバートによる閉合でも効果がなく、最終的にインバート断面内でH鋼ストラットにて断面閉合すると、沈下は収束し安定した。このような状況が続き、ゆるみを助長させ、切羽に部分的な崩落が生じ鏡ボルトで対策することになった。また、坑内の作業は切羽付近だけでなく、後方の沈下状況を見ながら上半盤や下半盤での対策を場当たり的に行なわざるを得なくなった。

従って施工法の抜本的な見直しが必要となった。そこで地すべり箇所や蛇紋岩などの脆弱地山のトンネルなどでは、変形を抑制する必要がある場合に補助ベンチ付き全断面に近い形態の掘削方式による早期閉合法(以下「早期閉合」という)が、効果的との報告事例があったことから^{2)~3)}本工事でも試験的に実施することとした。様々な比較検討を行い本現場における早期閉合は**図-7**に示すとおり、核を2m程度残し掘削は上半、下半およびインバートの3断面に分け、上半盤施工の際は斜路を設置、下半盤の施工の際には撤去し、上半3間掘削後、下半・インバートの交互掘

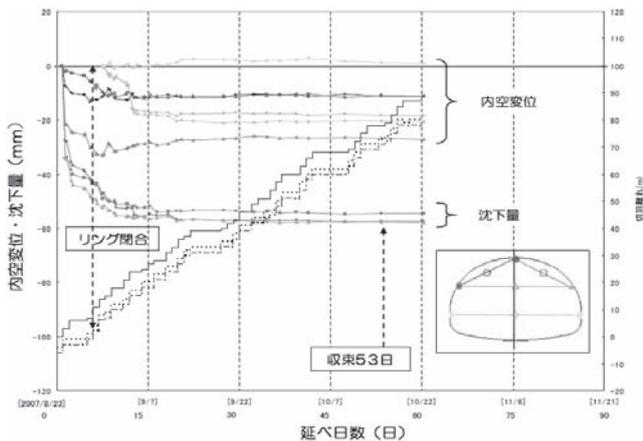


図一七 早期閉合施工順序

削3回と併進しながら、断面閉合を行うものである。閉合距離は切羽位置から6~9mとした。全断面(上半と下半の同時掘削)は切羽の安定性が懸念されたこと、下半盤から掘削機械が届かないことから、困難であった。図一八のとおり、早期閉合では天端沈下量は上半工法の1/3程度、収束時間も1/3程度(図一九)となり、効果的であった。また、上半工法で使わざるを得なかった各種の沈下対策は不要となり、作業が切羽付近に集約され効率性が向上した。ただし、上半工法より切羽が高くなって不安定となるが、切羽に打設する鏡ボルトで上半工法とほぼ同等となる本数(5本)を設定した。切羽の状況の変化を見ながらこの鏡



図一八 変形量の比較



図一九 脆弱部の沈下状況(早期閉合)

ボルトの本数を増減することにした。

(2) 脆弱部の施工

脆弱部では、図一十に示すように切羽には蛇紋岩粘性土の割合が高くなり、部分的に塊状の蛇紋岩が点在する状況となってきた。切羽のほぼ80%以上が粘性土状の蛇紋岩となったが、すべり面は明確でなく特定は困難であった。切羽は部分的な崩落は繰り返したが、先受工が効果的に天端を保持していたため、大きな崩落には至らず、2m程度の核と最小限の鏡ボルトで切羽の自立性は確保できていた。その後、切羽状況は粘性土80%以上が継続したが、沈下量の大きさや収束するまでの期間は様々であった。そして切羽上部の滴水があり肌落ちが続いたため、STA.742+59から鏡ボルトを増加させ8本とした。

特殊パターンEの支保構造の妥当性を確認するため、B計測はSTA.741+72(土被り36.5m)で行った。吹付けコンクリートには最大13.3N/mm²の応力が発生し、上半平均で8.7N/mm²となっている。閉合したインバートの吹付けコンクリートにも平均10.1N/mm²と大きな数値となった。鋼アーチ支保工(高規格H鋼)の耐力に近い応力が作用していた。ロックボルトには最大値として160kNもの軸力が発生していた。各部材には大きな応力が生じ、吹付けコンクリートにも部分的にひび割れが入ったが、トンネルの変形は収束し安定した。結果的に安全サイドの支保構造ではなかったと考えられる。

脆弱部は特に初期の変位速度に留意し管理してきたが、STA.741+23から10m程度の区間は、天端沈下の初期変位速度が急に大きくなり、図一十一のサイドパイルで対応し沈下を取めた。これは12.5mの先受工鋼管を2分割し、左右の側壁に3本配置した。このサイドパイル区間以降、切羽にさらに滴水の範囲が広がり切羽崩落の頻度が増えてきたため、鏡ボルトを12本に増加させた。重ねてA計測側線ピッチを10mから5mへ変更した。STA.740+56からは、天端沈下と内空変位ともに初期変位速度が大きくなり、16m程度の区間、サイドパイルを用いた。サイドパイルにより変形は収束へ向かうように大きく改善され効果的であったが、脚部沈下は136mmでクリープ的な変形を示し収束するまで約50日要した。その後、脆弱部を過ぎ、切羽は同じような状況が継続したため、早期閉合、特殊パターン、先受工、鏡ボルトは継続した。その後、徐々にではあるが変位量が少なくなり、傾斜計の動きについても監視しながら、補助工法および支保パターンを徐々にランクダウンさせた。

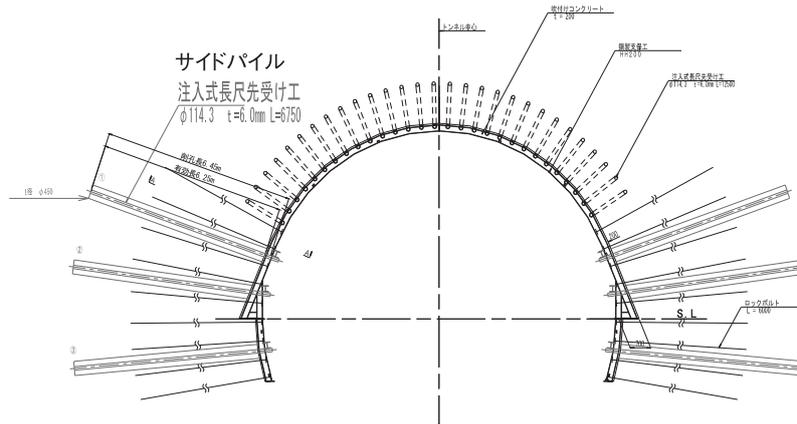


図-11 サイドパイルの配置

(3) 閉合インバートの変状

本設インバートを施工する際、サイドパイルを用いた大变位区間で閉合インバートに盤膨れが発生し、写真-1のように吹付けコンクリートにも大きなひび割れが確認された。ストラット中央付近で最大10cm程度持ち上げられ内空側が侵されていた。変位計測では収束の確認はとれていたにもかかわらず、インバートのみに変形し変状を受けていた。原因究明のため、原位置試料で試験した結果、一部に膨張性鉱物を含んでおり、強度劣化による塑性地圧に加え膨張圧が作用したと思われる。もう一つの理由として、早期閉合は早く構築されるリングによって変形を収めることが最大の特徴である反面、通常より支保部材に大きな荷重が作用することが一般に言われている。本区間においても大きな沈下量が生じ、大きな断面力が作用していたのではないかと想像される。

復旧はインバート半径をインバート半径/上半半径 = 2.0となるインバート半径でトンネル断面の構造変更を行い、試行区間で変位の収束を確認した後、該当区間の縫い返しを行った。このようなことから、早期閉合で大きな変位や応力が作用していると判断される際は、変位計測で変位の収束を確認した場合であって

も、早期閉合したインバートの健全性については定期的に確認する必要があると考えられる。

5. おわりに

今回、調査段階からの掘削前の各種地すべり対策工やトンネル掘削時における支保構造や早期閉合などの対応によって地すべりに対する影響を軽減できたと思われる。

最後に検討委員会にてご協力を頂いた、地すべり検討委員会の三田地（前）委員長、田中（現）委員長（北海道大学）、トンネル検討委員会の三上委員長（北海道大学教授）をはじめ各委員の方々に深く、感謝の意を表したい。

J[C]M[A]

《参考文献》

- 1) 川村俊一、島豊、河田孝志、金岡幹；大規模地すべり脆弱部を2重支保で突破～道夕張新得線 赤岩トンネル～、トンネルと地下 436号、Vol.37 No.12 2006年12月
- 2) 田山聡、竹國一也、神澤幸治、平野宏幸；小土かぶりの大規模地すべり地帯を情報化施工で突破～第二東名高速道路 引佐第二トンネル～、トンネルと地下 415号 Vol.36 No.3 2005年3月
- 3) 安藤武義、小澤隆二、内田渉、谷卓也；蛇紋岩地山での変形抑制と新しい吹付け応力測定法への取り組み～北海道横断自動車道 東占冠トンネル～、トンネルと地下 454号 Vol.39 No.6 2008年6月

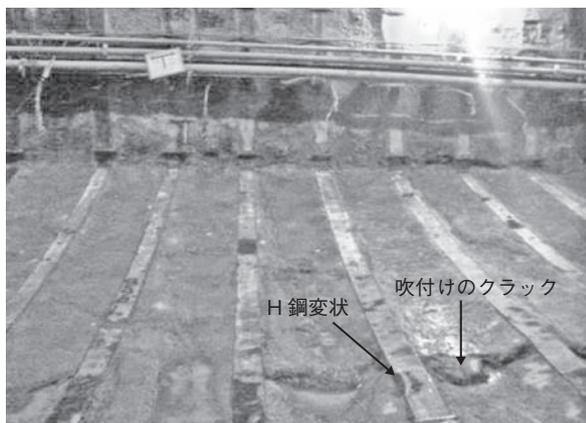


写真-1 インバートの変状

【筆者紹介】

中野 清人（なかの きよと）
 ㈱高速道路総合技術研究所
 道路研究部
 トンネル研究室長



佐藤 諭一（さとう ゆういち）
 東日本高速道路㈱
 北海道支社 千歳工事事務所
 占冠西工事長

