

VI-3

地すべり地形における山岳トンネルの計測および施工

北海道開発コンサルタント(株) ○正員 岡田 正之
北海道小樽土木現業所 三木 雅司
北海道小樽土木現業所 米山 晋司
北海道開発コンサルタント(株) 佐藤 崇彦
戸田建設(株) 正員 石塚 道夫
戸田建設(株) 正員 近藤 孝裕

1. はじめに

望洋台トンネルは道道小樽環状線の内、小樽市朝里川温泉近郊に位置する延長401mの2車線道路トンネルである(図-1)。掘削対象地山は脆弱な土砂で土被りも薄く、また起点側坑口付近ではトンネル掘削による地すべりを回避するため事前に抑止杭および集水井を施工した。トンネル掘削に際しては切羽安定確保と地すべり地形内であることを考慮して中壁分割工法(以下CD工法と称す)を採用するとともに、計測管理によりトンネルと周辺地山の安定性を確認しながら変位抑制対策や中壁撤去工を行い無事掘削を完了した。

本文は当トンネルの施工および計測結果を中心に報告するものである。

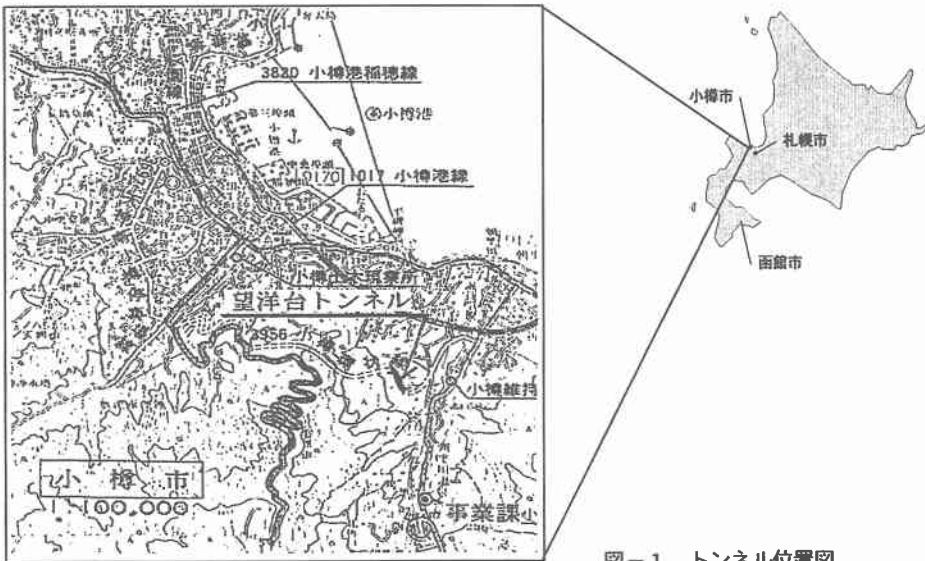


図-1 トンネル位置図

2. 設計の概要

2.1 地形地質

当トンネルの地形地質縦断を図-2に示す。土被りは最大でも1.2D(D:トンネル掘削幅、約15m)と薄く、全体に未固結な土砂地山が主体である。トンネル掘削対象となる地質は、主にN値15前後、変形係数7Mpa程度の土砂状化した凝灰角礫岩および崖錐堆積物で、その下位には比較的締まった岩滓凝灰岩~砂岩及び凝灰角礫岩が分布する。また、周辺には地すべり地形が多く認められ、特に起点側坑口から170m間は地すべりの影響を強く受け特に脆弱な地質状態となっている。

Field Measurement and Construction of Tunnel under Landslide Area by NATM
By Masayuki OKADA, Masashi MIKI, Shinji YONEYAMA, Takahiko SATO, Michio ISHIZUKA,
And Takahiro KONDOU

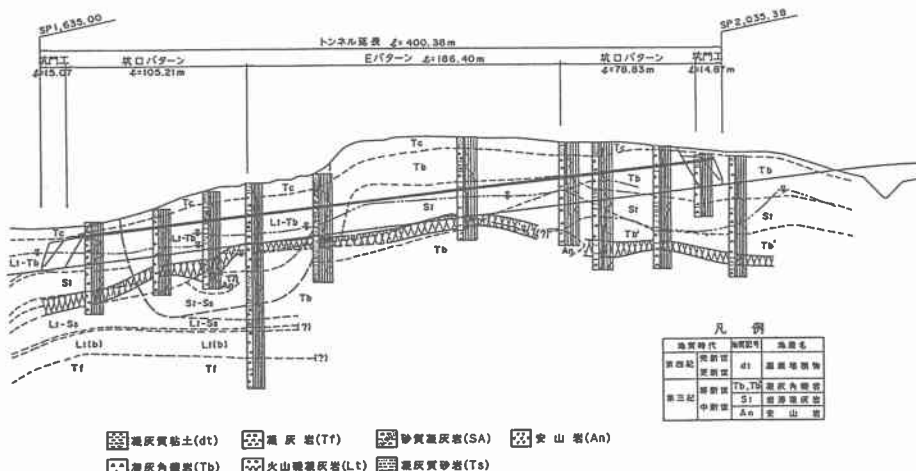


図-2 トンネル地形地質縦断面図

2. 2 設計概要

本トンネルに山岳工法を適用するにあたっての技術課題は次のとおりであった。

- ① 起点側坑口はトンネル掘削による地すべり誘発の可能性がある。
- ② 土被りが薄く、地山の変形係数が約 7MPa と極めて小さく切羽安定対策が重要となる。
- ③ トンネル断面形状が扁平で比較的分断面積が大きい。

地すべりに対しては、繰返し後退型であることから下方ブロックの滑動を考慮して抑え杭とし、地下水排除工として、トンネル区間全体にわたりほぼ平行に集水井を設置した。トンネル掘削工法は、変形係数が山岳工法の一般的な適用範囲 (10MPa 程度以上²⁾) よりも低いことおよび地すべり地形内を掘削することから、類似条件下での施工実績から変形を最小限に抑制できる CD 工法を主体として数値解析 (FEM) を用いて比較検討した。その結果 6 分割 CD 掘削工法を採用することとした。

3. 6 分割 CD 掘削工法

3. 1 施工概要

当トンネルの標準断面図を図-3 に、工法概要図を図-4 に示す。6 分割 CD 掘削工法は、先進坑切羽と後進坑切羽を約 40m 離して同時併進とし、上段ベンチ長は 2.7m、中段ベンチ長は 20~30m を基準とした。また上中段と下段は交互併進で掘削した。

上中段の加背は、応力の分散を図るため加背ごとに仮インポート吹付けコンクリート ($t=10\text{cm}$) を施工した。中段支保工は支持力対策としてウイングリブ形式とし、下段にはストラットを配置して全加背掘削完了時には支保工によるリングが完成するものとした。

切羽における補助工法は、天端およびアーチ部に対して注入式レーフボルト (ウレタン注入式フォアポーリング) を、鏡面には上中段に鏡吹付けコンクリートを施工した。掘削の位置および支保工建込の管理は、加背順序の関係から先進坑上段施工時が特に重要で、この精度が以降の加背の精度を左右するため、先進坑上段のアーチ脚部と中壁側に 2 本のレーザーを照射して (高さも与えて) シフト量管理とするとともに、ゲ

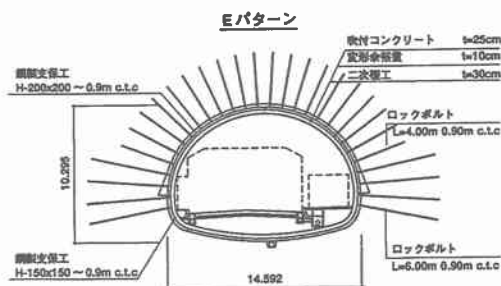
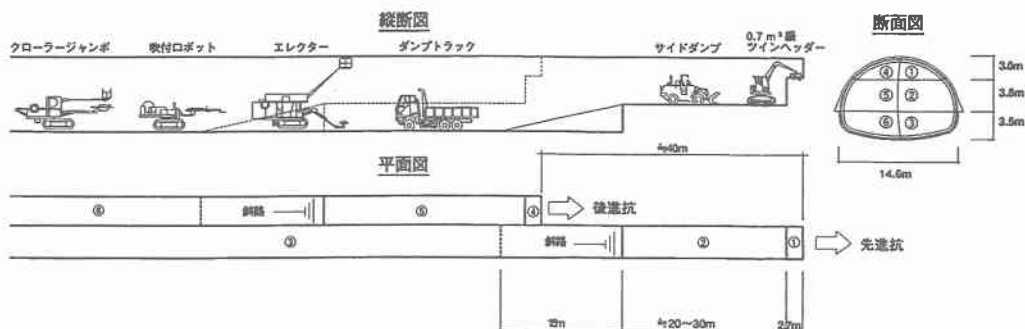


図-3 トンネル断面図

ージを製作して所定の幅員と高さを確保した。

また、ずり出しはダンプトラックで行ったが、旋回が不可能なためバック進入とした。トンネル延長が371mであるため後述する中壁撤去工の試験施工区間を旋回場所として利用した。



図－４ 工法概要図

3. 2 施工機械

中壁を残した施工であるため、トンネル断面が大きい割に施工断面が細長くなり作業スペースが限定される。そのため、施工機械はできるだけ小回りの利く機械をベンチ長および下段斜路形状等を考慮の上選定した。

後進坑上段の掘削状況を写真－１に、主な施工機械を表－１に示す。

表－１ 施工機械一覧表

区分	機械名称	仕様
掘削	自由断面掘削機	0.7m ³ 級
	バックホー	0.4m ³ 小旋回
	油圧ブレイカー	700kg 0.4m ³ 小旋回
支保工 建込み	エレクタージャンプ	油圧キャッチング 機構
ずり出し	サイドダンプショベル	1.8m ³ 覆帯式
	ダンプトラック	11 t



写真－１ 後進坑掘削状況

4. 地すべり地形区間の対策工

4. 1 掘削中の地山挙動

事前地質調査で指摘されていた起点側坑口付近のFブロックの地質は、特に脆弱であり中段切羽において掘削中に幾度かの小崩落が発生し、内空の鉛直変位や地表面沈下が明確に現れた。その都度、鏡吹付けコンクリート、増しロックボルト等により対応したが、坑口より112m地点に達した時点で、

- ① 先進坑切羽の直上付近に地表面クラックが発生した。クラックはトンネル横断方向で、先進坑切羽を超え後進坑外側へ回り込む形で発生し、最大開口幅は約3mmであった。
- ② 近傍の山側に設置された地中傾斜計に、トンネル縦断方向の累積変位が約6mm記録された。
- ③ 切羽付近の抑止杭応力計に若干曲げモーメントの増加傾向が認められた。
- ④ 地表面沈下は先進坑切羽前方で沈下速度の増大(6mm/day)が見られた。

等の挙動が確認され、一時掘削を中断した。

4. 2 挙動原因の推定

各計測データから、この地点の地質状況がFブロックの中でも劣悪であり、坑内における土質試験結果から算出した間隙率も $n=57\%$ であり、一般的な指標（礫＝20～30％、砂＝30～40％）と比較して大きな値を示しており、非常にルーズな状態が推定できた。

しかしながら、今後さらに変位等の増大があるとFブロックの不安定化につながり地すべりを誘発する原因となり、また各計測データの傾向から地すべりの初動である可能性も否定できなかった。したがって、掘削に伴う変位を増大させない方針のもと、変位抑制対策工を併用し、かつ各計測データにより監視しながら慎重に掘削を再開することとした。

4. 3 変位抑制対策工

変位抑制の対策工の内容を表－2に示す。対策として、既計測データの傾向から①切羽前方変位の抑制、②後方変位の抑制、③脚部沈下の抑制、④観測の強化の4項目について計画し対策を実施した。その結果、変位を増大させることなく無事掘削を完了した。

表－2 変位抑制対策工一覧表

対策項目	対策	対策内容	概要図
前方対策	ルーフボルト長の変更 (L=4.0m)	掘削による前方のゆるみに対し、ボルト長を3mから4mに変更し、ゆるみの抑制の強化を図る。	
後方対策	地山改良注入 (ウレタン注入)	支保工施工直後からの後荷に対し、支保工の沈下による地山挙動の拡大を抑制するため、ルーフ注入ゾーンの外側1.5mの範囲に対しウレタンによる地山改良注入を行なう。	
脚部強化	上段脚部仮受ピースの設置	上段施工時のアーチ支保工脚部沈下抑制のため、上段掘削形状を一部変更し仮受けピースを取付け、支保工を建込む。	
	中段脚部フットパイル (ウレタン注入)	中段支保工の脚部沈下対策として、脚部地盤の支持力増加を図るためウレタン注入（圧力管理）を行なう。	
観測強化	内空変位および地表面観測の強化	坑内A計測断面、地表面沈下計測ポイントを増設し、トンネル掘削に伴う周辺地山安定の確認および影響範囲の把握を行なう。 また、地表面伸縮計を増設し、地すべり挙動に対する監視を強化する。	

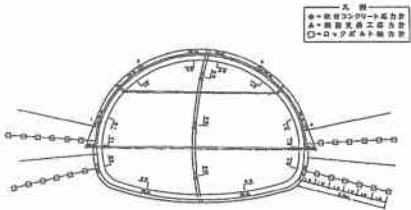
5. 中壁撤去工

CD工法の最終工程は中壁の撤去である。本撤去工に先立ち、中壁を取壊した際のトンネルの安全性を確認する目的で試験施工を実施することとした。

5. 1 試験施工の概要

試験施工は、中壁撤去時の変位と支保部材に作用する断面力の双方を確認できる主計測断面で実施した。中壁の撤去延長はトンネル掘削幅程度以上として20mとした。撤去には大型ブレーカー、エレクトージャンプを用い、区間中央部の中壁を残し前後区間の中壁から徐々に取壊しを行った。

また、各種計測機器による計測を図－5の配置のとおり実施し、中壁撤去にともなうトンネルの安全性を確認することとした。



図－5 計器配置図

5. 2 試験施工結果

試験施工断面における吹付けコンクリート応力の経時変化を図-6に示す。中壁と先進坑天端付近の応力は、掘削段階の進行にともない増加したが、後進坑掘削完了（全断面閉合）後はむしろ減少傾向を示した。これは閉合時点で中壁が分担していた応力が徐々に開放され、撤去直前の時点ではほとんど中壁の支柱としての機能はなくなっていたものと考えられる。

中壁撤去前について吹付けコンクリート応力と鋼製支保工軸力の計測結果から、中壁に作用する軸力の合力を算出すると43tfであった。中壁撤去後は支保部材の応力や軸力に大きな変化は認められず、撤去にともなう支保部材への影響はごくわずかであった。またトンネル内の壁面変位については、もっとも影響が大きいと考えられた天端沈下で5mm程度であった。

以上の結果から中壁を撤去しても安定性は確保されると判断した。

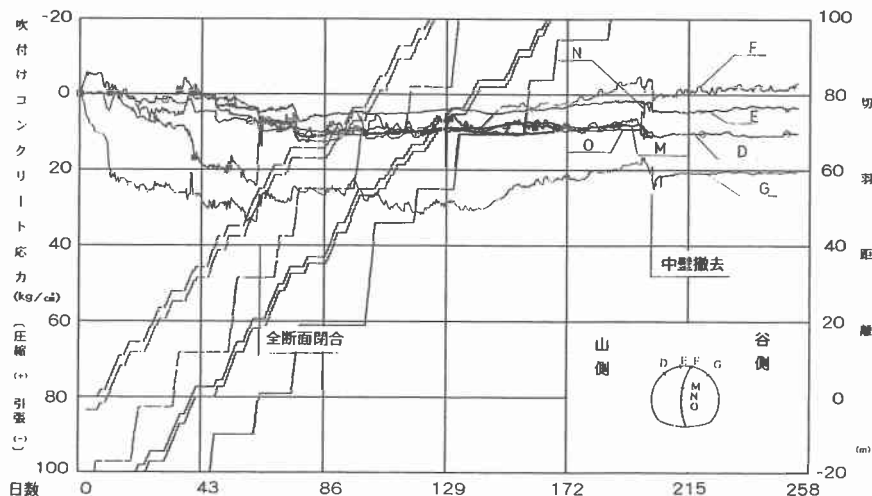


図-6 吹付けコンクリート応力経時変化図

5. 3 数値解析結果

試験施工での内空変位、地表面沈下等の計測結果を用いて逆解析 FEM により地山の変形係数を再評価し、その結果により順解析 FEM を実施して本撤去時のトンネルの安定性を事前評価した。

逆解析での内空変位の入力データについては先行変位を考慮し、また当トンネルでは掘削

による「共下がり現象」が確認されていることから、異方性パラメータ³⁾を導入し解析精度の向上を図った。逆解析から求められた地山の変形係数を表-3に示す。各層とも事前調査での試験結果と良く一致した結果が得られている。

順解析は、試験施工区間内の主計測断面を解析断面とし、表-3に示す逆解析結果を入力物性値として実施した。その結果、撤去後の天端沈下については計測値より解析値の方が大きな値となったが、中壁に発生する軸力は計測値とほぼ同様の値であった。また周辺地山の主応力分布、塑性領域、吹付けコンクリート軸力等からも本施工を実施して問題ないと判断された。

表-3 地山の変形係数比較表

	地質調査結果	逆解析結果
第1層目	700	790
第2層目	2300	2620
第3層目	4000	4560

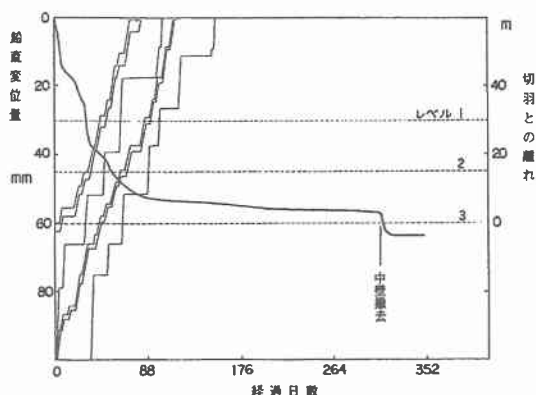
単位：t f / m²

5. 4 本施工結果

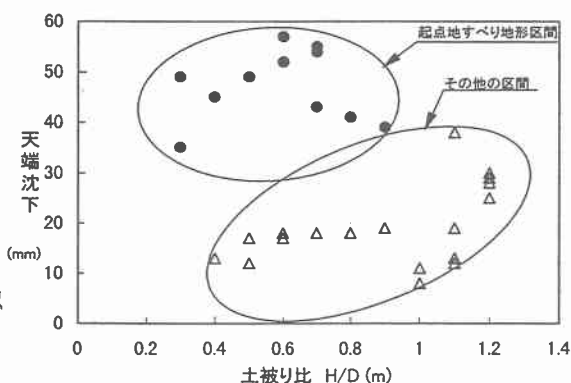
本施工は、坑口側より 10m/日の施工速度で連続的に中壁の撤去を行った。代表的な変位計測結果として、値がもっとも顕著であった断面（F ブロック）における経時変化グラフ（天端沈下）を図－7 に示す。図より全加背割掘削完了時の天端沈下が 57mm と大きいにもかかわらず、中壁撤去後の天端沈下の増分はわずかに 4mm、増加率で約 7%であることが分かる。

同様の傾向は他の計測断面でも認められる。起点側の地すべり地形の区間では、土被りが 0.5D 以下の箇所では中壁撤去による天端沈下の増加率は 10%～25%と比較的大きかったものの、土被りが 0.5～1D の箇所では 10%以下と少なかった。さらに地すべり地形以外の区間では、1～3mm の増加に収まり、中壁撤去後ほとんど天端沈下の増加は見られなかった。

当トンネルにおける天端沈下の最終値と土被り比（土被り H/トンネル掘削幅 D）との関係を図－8 に示す。図より F ブロック区間では天端沈下は 35～60mm と大きく、それ以外の区間よりおおむね 2 倍程度大きく、また土被り比との相関性は認められなかった。



図－7 天端沈下経時変化図



図－8 天端沈下と土被り比の関係

6. あとがき

当トンネルは変形係数が 7MPa 程度と極めて軟弱な地山を掘削対象とし、しかも地すべり地形内を貫く国内で有数の厳しい地質条件下に建設されたトンネルである。そのため設計段階では事前に抑止杭と集水井により地すべり対策を行い、トンネルについては 6 分割 CD 掘削工法を採用することによりできるだけ変形を抑止する工法を採用した。また施工にあたっては、綿密な計測管理を行い周辺地山とトンネルの安全性を確認しつつ慎重に掘進し、その結果無事掘削を完了することができた。

本報告は当トンネルの施工と計測結果について取りまとめたものであるが、同様条件下における類似トンネルの設計施工の参考となれば幸いである。

最後に、本工事でご協力頂いた関係各位に対し深謝する次第である。

参考文献

- 1) 岡田正之・三木雅司・米山晋司・鷹田雅宏・重清浩司・佐藤崇彦：地すべり地形の未固結地山における山岳トンネルの設計、土木学会北海道支部論文報告集第 54 号、pp.714～719、1998.2.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書【山岳工法編】・同解説、平成 8 年版、pp.1～3、1996.5.
- 3) 桜井春輔・足立紀尚共編：都市トンネルにおける NATM、鹿島出版会、pp.50～56、1988.11.