

大土被りの蛇紋岩地山における 最善管理型二重支保の設計と施工

山田浩幸¹・高橋俊長²・大村修一³・高田 篤⁴

Hiroyuki YAMADA, Toshinaga TAKAHASHI, Shuichi OMURA, Atsushi TAKADA

¹ 正会員 (株) 鴻池組 土木技術部 (山岳トンネル担当) (〒530-8517 大阪市北区梅田 3-4-5)

E-mail:yamada_hy@konoike.co.jp

² 東日本高速道路㈱ 千歳工事事務所 (〒066-0037 千歳市新富1-2-14)

³ 鴻池・飛島共同企業体 穂別トンネル西工事事務所 (〒054-0201 北海道勇払郡むかわ町穂別稲里 418-5)

⁴ 鴻池・飛島共同企業体 穂別トンネル西工事事務所 (〒054-0201 北海道勇払郡むかわ町穂別稲里 418-5)

穂別トンネルは全長 $L=4,323\text{m}$ の山岳トンネル工事であり、大土被り(250m以上)の蛇紋岩区間の本坑の施工にあたり、避難坑の施工実績に基づく再現解析と本坑に関する予測解析を実施して、加背割り、補助工法、支保パターンについての検討を行った。その結果、支保構造の安定を図る目的から、トンネル構造としては「最善管理型二重支保」という新しい考え方を導入し、一次支保工にも耐力を残した状態で二次支保を設定するものとし、その目安を許容ひずみ0.5%に設定した。また、塊状と葉片状が混在する未固結な蛇紋岩地山での施工では、切羽安定確保の目的から補助工法の採用は必須と考え、周辺地山の一体化を図る目的で長尺リング補強工と長尺鏡ボルトによる補強を実施した。

Key Words: mountain tunnel, large overburden, serpentine rock, double support system, optimum management, auxiliary method

1. はじめに

穂別トンネルは全長 $L=4,323\text{m}$ の山岳トンネル工事であり、その内、西工事では延長 $L=1,951\text{m}$ をNATMで掘進中である。図-1に位置図を示した。

トンネルの地質はメランジュと呼ばれる岩石種の異なる岩体(泥岩、緑色岩、蛇紋岩)が複雑に関係した地質構造を呈しており、硬軟も様々である。

特に土被りの大きい区間(土被り250m以上)において蛇紋岩(塊状、葉片状)が出現し、先行して施工された避難坑の蛇紋岩区間において大きな変位や支保変状を生じていたため、本坑の支保構造に関しては、避難坑の施工実績に基づき、数値解析的な手法も取り入れて、断面形状、加背割り、施工手順、補助工法、支保パターンについての検討を行った。

本論文では、土被り250m以上の大土被りの蛇紋岩地山での数値計算に基づくトンネル支保構造等の設計・施工の方針について述べるとともに、施工時の計測結果の分析に基づき、今回採用した「最善管理型二重支保」という新しい支保構造の効果について考察したものである。

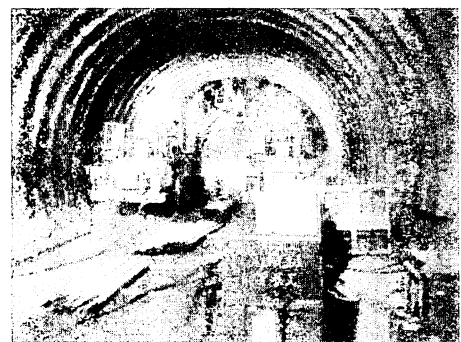


写真-1 トンネル施工状況

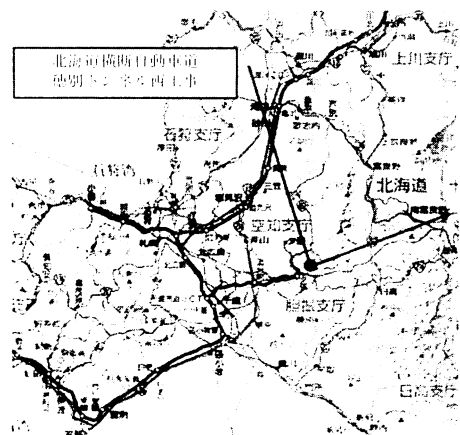


図-1 トンネル位置

2. 適用トンネルの概要

穂別トンネルは道東自動車道(北海道横断自動車道)の夕張IC～占冠ICの間に位置するL=4,323mの山岳トンネル工事である。その内、西工事では西側の延長L=1,951mをNATMで掘進中である。

トンネルの地質はメラングジュと呼ばれる岩石種の異なる岩体(泥岩、緑色岩、蛇紋岩)が複雑に関係した地質構造を呈しており、硬軟も様々であった。工事概要を表-1に示す。

表-1 工事概要

工 事 名 称	北海道横断自動車道 穂別トンネル西工事
工 事 場 所	北海道勇払郡むかわ町穂別長和
工 期	平成18年3月～平成21年3月(その1) 平成21年3月～平成23年10月(その2)
発 注 者	東日本高速道路株式会社
施 工 者	鴻池・飛島特定建設工事共同企業体
工 事 内 容	延 長 L=1,951m(道路土工L=12m含む)
	断 面 掘削断面積A=85.0㎡(DⅠ),130㎡(EⅡ)
	施 工 法 NATM
	掘削方式 発破工法、機械掘削(EⅡ)
	掘削工法 EⅠ、EⅡパターン(上半先進、シールド工法) (EⅡは最善管理型二重支保構造) CH、DⅠ、DⅡ、DⅢパターン (補助ベンチ付き全断面工法)
	補助工法 天端安定対策:長尺鋼管ワッパ(ベンチ)(坑口) 長尺リング補強工(EⅡ) 注入式ワッパ(ベンチ) 鏡面の安定対策:長尺鏡張り、核残し 長尺鏡補強工(EⅡ) 脚部の安定対策:脚部補強杭、仮設バード

3. 穂別トンネル西避難坑工事の施工状況

調査坑としての位置づけで先行施工された避難坑は、延長L=2,150m、掘削断面積は19㎡～26㎡(小断面)であり、施工方法はNATM、全断面掘削工法、レーン方式(地山状況に応じて発破・機械掘削)であった。なお、図-2に示すように蛇紋岩は4回出現し、掘削延長2,150mのうち約500m分布していた。特に3回目の蛇紋岩区間では、写真-2に示す吹付けコンクリートの変状・盤ぶくれが発生したため、支保剛性を上げ、EⅡ-1-K パターン+鏡ボルトとし、鋼繊維高強度吹付けコンクリートに変更している。

蛇紋岩の地山試料試験結果では膨張性鉱物は含まれておらず、蛇紋岩特有の潜在亀裂の進展によるゆるみの増大が大きな変位発生の原因と考えられる。

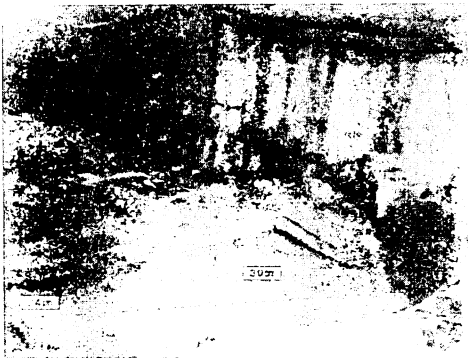


写真-2 避難坑変状状況 (STA. 6+11+75.1)

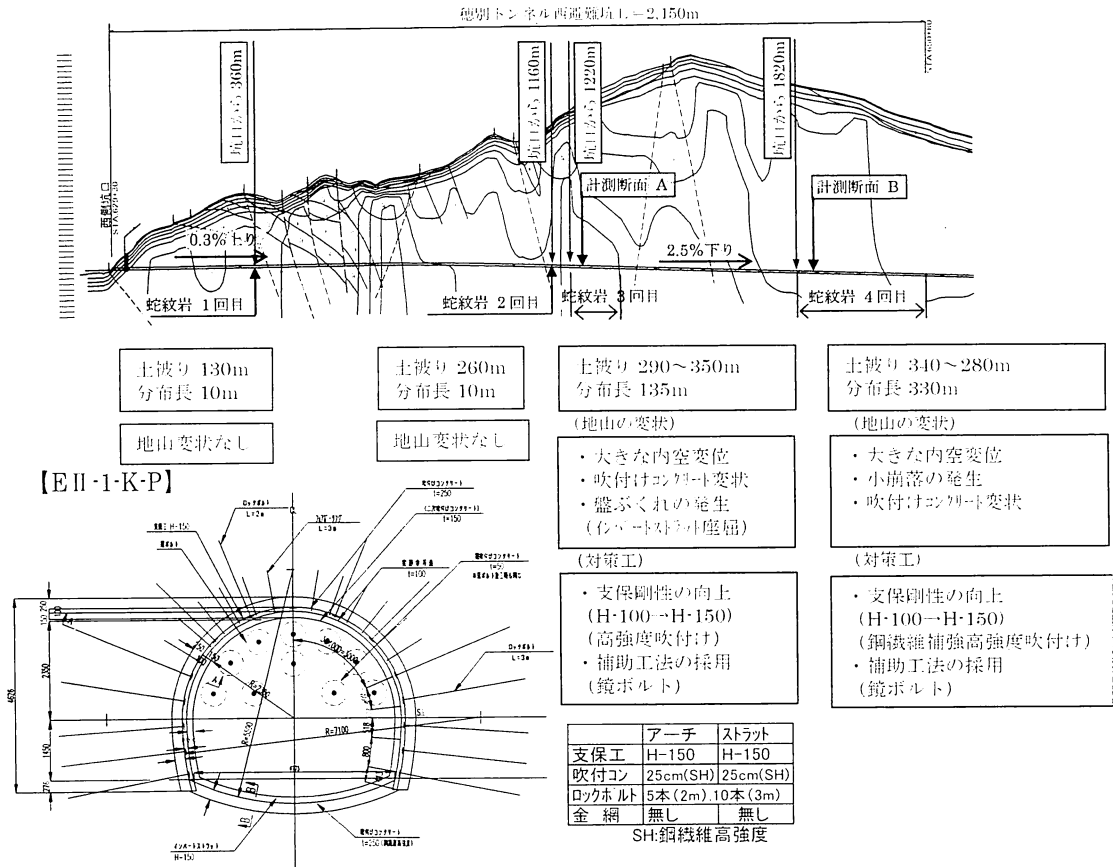


図-2 避難坑における蛇紋岩区間施工実績のまとめ

4. 本坑支保構造の検討

4.1 検討方針

検討はFEM解析（非線形弾性モデル）により行い、検討断面は本坑にて蛇紋岩の分布長の長く出現することが想定され、避難坑施工時に大きな変位を生じ、盤ぶくれやインバートストラットの変状が発生した3回目蛇紋岩区間を対象とした。まず再現解析により避難坑の計測データに基づき地山定数を逆算し、その地山定数を用いて予測解析により本坑での支保構造の安定性を評価した。

4.2 地山物性の評価

解析に用いた地山物性は、旧日本道路公団のトンネル数値解析マニュアルに基づき基本物性を設定し、これまでの施工実績や同種地質（道央道嵐山トンネル）の実績（表-2）、避難坑の試験値を基に設定した。

最終的には、表-3に示すとおり、避難坑の内空変位計測結果や実際の避難坑の変状状況、切羽（鏡面）の状況等と照合しながら最適であると判断したケースの物性値（変形係数）を予測解析に用いた。

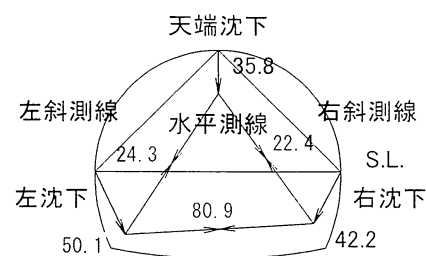
表-2 嵐山トンネル土被りと地山物性値一覧²⁾

断面番号	地盤高(m)	天端高(m)	土被り(m)	単位体積重量(t/m ³)	ポアソン比
⑧	257.978	129.318	128.66	2.95	
⑦	268.057	130.624	137.433	2.55	
⑥	260.921	135.318	125.603	2.42	0.37
⑤	244.115	131.106	113.009	2.33	0.35
④	241.254	131.106	110.148	2.32	
③	173.662	125.892	47.77	2.24	0.34
②	151.821	122.283	29.538	2.31	0.32
①	148.046	121.17	26.876	2.39	0.34
平均				2.4	0.34

4.3 再現解析結果と分析

図-3は、解析結果（再現解析）と計測値を比較したものである。変位量としては解析結果のほうが若干大きくなったが、変位モードとしてはいずれの結果に関しても全体的に縮みながら沈下している状況であり、良く一致していることが分かる。

【計測値】



【解析値】

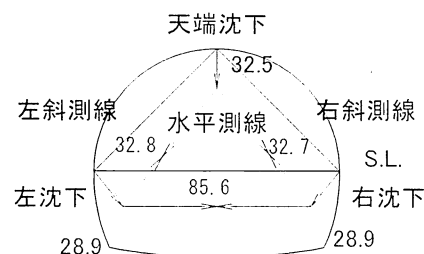


図-3 解析値と計測値の比較（変位モード）¹⁾

図-4に計測工B（地中変位測定、ロックボルト軸力測定）結果に基づく区間ひずみによる緩み領域を示す。計測結果では、天端で1.5～2.5m、左側壁部で1.0～2.0m、右側壁部で2.0～3.0mであった。

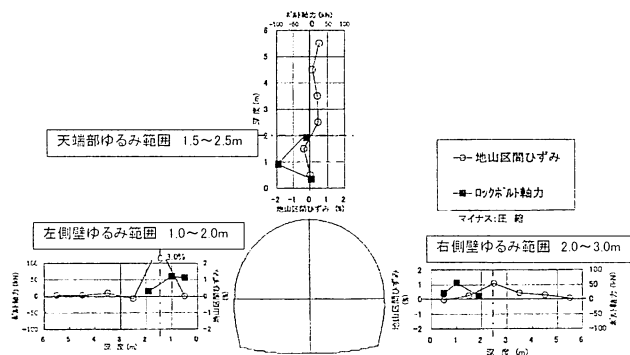


図-4 避難坑計測工B結果（緩み領域）¹⁾

表-4に解析による緩み領域と変形モード図を示すが、解析結果では破壊領域は天端で1m、側壁で2.2m程度となった。これらの結果は避難坑施工時に得られた計測結果と一致していた。

表-3 解析に用いた地山物性値³⁾

項目	変形係数 MPa、N/mm ²	ポアソン比	単位体積重量 kN/m ³	粘着力 MPa、N/mm ²	内部摩擦角 deg	引張強度 MPa、N/mm ²
採用物性値	150	0.34	24	0.2	30	0.04
G6 (DII相当)	150	0.35	21	0.2	30	0.04
嵐山試験値	—	0.34	24	—	—	—

■はG6 (DII相当)を採用、□は嵐山試験値を採用

表-4 解析結果（緩み領域と変形モード）³³⁾

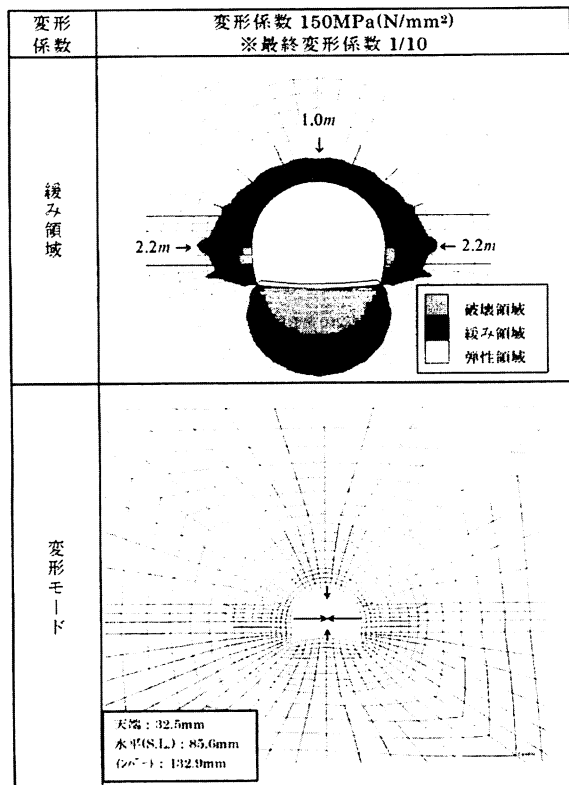


表-5に解析値と計測値の比較（変位）を示した。これらの結果から、緩み領域に関しても比較的良い一致が見られたことから今回採用した地山物性値が妥当であると判断した。

表-5 解析値と計測値の比較（変位）³³⁾

		解析値	計測値
緩み領域	天端	1.0m	1.5～2.5m
	左側	2.2m	1.0～2.0m
	右側	2.2m	2.0～3.0m
変形モード	天端	32.5mm	35.8mm
	水平	85.6mm	80.9mm

4.4 本坑予測解析結果と分析

再現解析での地山物性値を用いて本坑施工時の支保構造の検討を行った。補助工法に関しては、施工範囲の変形係数を向上させることでモデル化した。

表-6に検討ケースを示し、表-7には二重支保工による解析結果（解放率 40:50:10）の1例を示した。

また、解析結果の一覧を表-8～表-10に示す。

解析結果では変位量、支保発生応力とも許容値内に収まるのは二重支保構造による施工のみであり、ケース①、②、⑧は施工が困難と判断した。

表-6 本坑予測解析（検討ケース）³³⁾

検討ケース
①全断面（補助工法無し）
②上半，下半，インバート（補助工法無し）
③全断面（二重支保同時施工）
④全断面（二重支保：二次支保設置時解放率 10%）
⑤全断面（二重支保：二次支保設置時解放率 15%）
⑥全断面（7-7 2m 改良 D=4,500 N/mm ² ）
⑦全断面（7-7 6m 改良 D=3,000 N/mm ² ）
⑧全断面（全周改良，D=4,500 N/mm ² ）

表-7 検討結果（緩み領域と変形モード）³³⁾

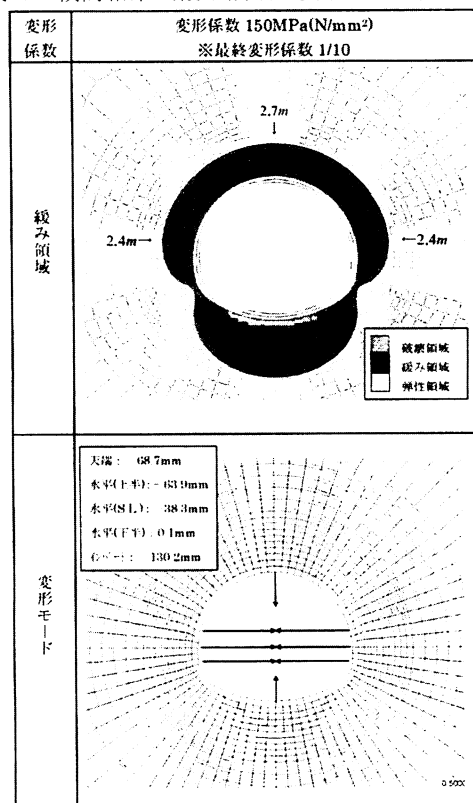


表-8 検討結果（吹付け発生応力）³³⁾

□ 内は成立の可能性のあるケース

検討ケース	①天端部	②右肩部	③左肩部	④インバート部	判定
①	46.4	47.2	47.0	43.8	×
②	47.6	37.5	37.2	13.3	×
③	22.8	22.6	22.6	18.5	△
④	4.7	4.6	4.6	3.8	○
⑤	7.0	7.0	7.0	5.7	○
⑥	14.4	16.7	16.5	52.1	×
⑦	12.1	16.5	16.4	53.8	×
⑧	9.6	11.8	11.8	5.6	△ (×)

凡例
 ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力

吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力

吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力
 吹付け発生応力

表-9 検討結果（鋼製支保工応力）³⁾

□ 内は成立の可能性のあるケース

検討 ケース		①天端部	②右肩部	③左肩部	④右ハート部	判定
1	IN	1501.9	1526.5	1522.0	1419.5	○
	OUT	1485.7	1508.8	1507.0	1564.5	
2	IN	1468.6	1060.8	1051.7	391.7	○
	OUT	1279.0	706.6	703.6	297.5	
3	IN	729.2	708.6	708.6	339.2	○
	OUT	736.1	728.2	728.2	568.0	
4	IN	157.6	154.1	154.1	78.1	○
	OUT	159.0	157.2	157.2	116.4	
5	IN	144.8	141.0	141.0	65.8	○
	OUT	146.5	145.1	145.1	116.6	
6	IN	470.3	545.9	539.6	1687.4	○
	OUT	493.8	555.2	550.3	1886.3	
7	IN	349.9	533.5	529.5	1748.0	○
	OUT	402.0	528.1	524.5	1912.3	
8	IN	313.1	382.5	380.5	180.0	○ (×)
	OUT	316.2	379.2	377.4	202.0	
	OUT	980.5	795.7	788.3	264.5	

凡 例
①天端部 ②右肩部 ③左肩部 ④右ハート部
IN: 発生応力 440 Mpa (許容応力)
OUT: 発生応力 590 Mpa (許容応力)

○ 成立の可能性のあるケース
□ 成立の可能性のないケース

□ 不可
□ 発生応力超過
□ 設計値超過

なお、発生する支保応力が大きいことや二重支保構造を採用することを考慮して設計照査では、トンネルの支保部材のうち、鋼製支保工（高規格支保工）と吹付けコンクリート（高強度）の荷重分担に関しては、図-5に示すとおり、鋼製支保工の設計値（終局値）を超過する発生応力を吹付けコンクリートの設計値（終局値）で分担可能かどうかで照査した。

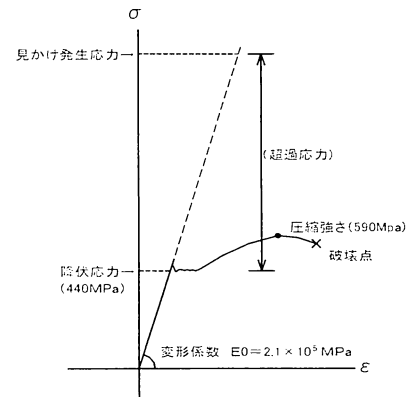
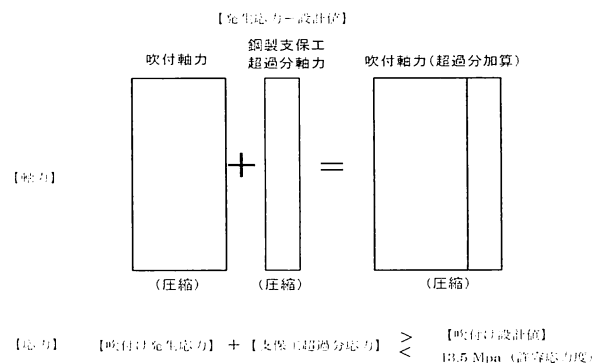


表-10 検討結果（変位量）³⁾

検討 ケース	①天端沈下	②上半 内空変位	③下半 内空変位	判定
①	89.1	62.1	-9.2	○
②	202.6	330.0	289.5	×
③	43.9	21.8	-36.9	○
④	68.7	63.9	-0.1	○
⑤	67.1	59.9	-3.6	○
⑥	66.4	-1.3	-17.6	○
⑦	46.6	15.3	9.7	○
⑧	19.6	14.2	11.0	○



4.5 支保構造の選定と対策工の方針

本坑予測解析の結果を踏まえて、本坑の支保構造の選定と対策工の方針に関して図-6 に示すとおりとした。なお、図-7 に EII-K の支保パターン（補助工法含む）を示した。

ここで、本トンネルでは従来の「いなし工法：一次支保では変位を許容して二次支保でしっかり押さえる」という考え方を発展させて綿密な計測管理に基づき「最善管理型二重支保」として一次支保にも耐力を残した状態で二次支保を設定するものとし、周辺地山の破壊ひずみを 1.0% と想定し、二次支保設置時期の目安を許容ひずみ 0.5% と設定した。

図-5 トンネル支保の荷重分担³⁾

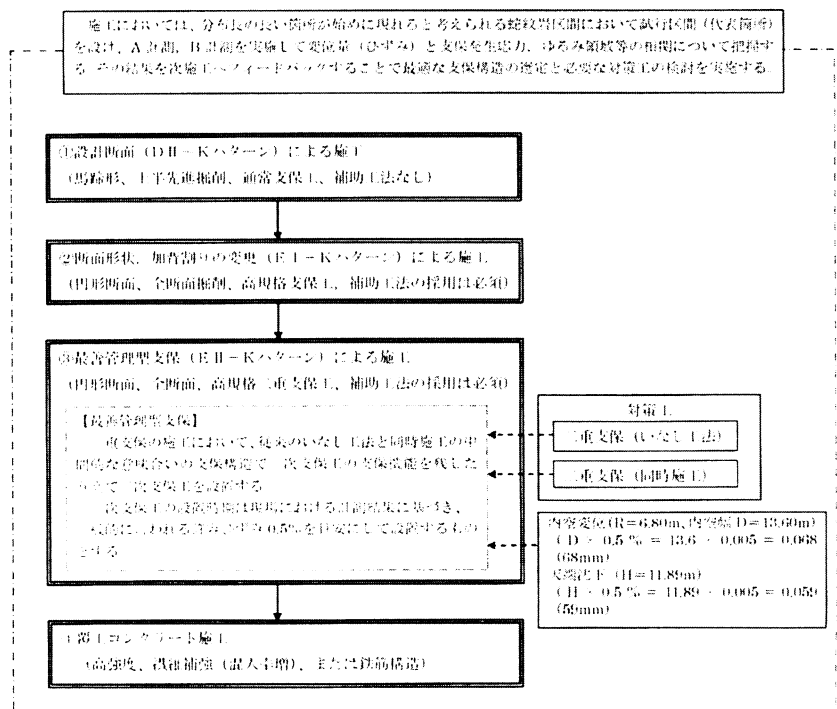


図-6 最善管理型による二重支保選定と対策工の方針³⁾

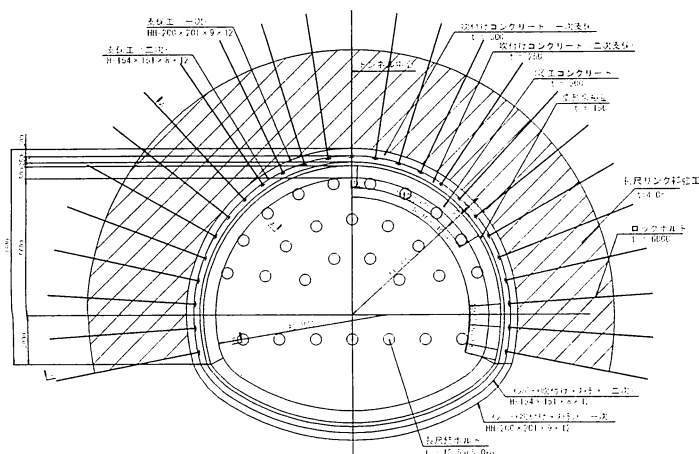


図-7 EII-K ハターン（二重支保：補助工法施工）



写真-3 最善管理型二重支保の施工状況

5. 蛇紋岩区間の施工実績

5.1 最善管理型二重支保工の施工

二重支保の施工は以下に示すサイクルで実施した。

- ①補助工法の施工（図-7）
- ②上半掘削一次支保2基施工
- ③上半掘削二次支保2基施工
- ④下半片側2基掘削一次支保工2基施工
- ⑤下半片側二次支保工2基施工
- ⑥インバート掘削一次、二次ストラット同時施工

なお、トンネルの全断面閉合を早期に実現する目的でサイクル向上のための促進案として、トンネル施工設備（ドリルジャンボ、吹付け機械、吹付けフロント）を2セット準備することで結果的にトンネル切羽離れ8mで全断面閉合を完了した。

また、最善管理型二重支保の採用にあたっては、変化の著しい地山に対応する目的で、トンネル地山

評価システムを用いて前方地山の確認を行うとともに計測工Aにおいては、通常30mピッチに測定する変位測定を測点間隔を2mピッチとして綿密な計測管理を行うことで、掘削後から測点設置までの初期変位量の確認を行い、さらに、パターン毎に実施した計測工Bの分析とフィードバックを速やかに実施することで作業の安全を確保した。

トンネルの施工は6月末現在で約1,500mの掘削を完了し、蛇紋岩区間約191mについて、補助工法を駆使しながら掘進を完了した。

5.2 計測結果の分析

ここでは、蛇紋岩区間（EIIパターン）において実施した計測工A、計測工Bの結果を示し、支保構造の安定性に関する評価結果を示す。

(1) 計測工A測定結果と評価

図-8にEIIパターン（STA. 640+89.71）における計測工Aの結果を示す。

計測結果に関する主な特徴は以下のとおりである。

- ①初期高剛性（高規格鋼製支保工）を用いることで初期変位速度が抑制され20mm/日程度に収まっている。
- ②二次支保（HH-150）設置後も収束傾向が見られず、早期にインバートストラット+吹付けコンクリートでの全断面閉合が必要と判断される。
- ③今後、全断面閉合後の変位挙動を確認する必要があるが、これまでの施工実績から変位が漸増するものと想定される。
- ④右側上半脚部の沈下量が大きくなっている（171.9mm）
- ⑤現時点で内空変位は133.1mmとなっており、変形余裕量（150mm）内に収まっている。

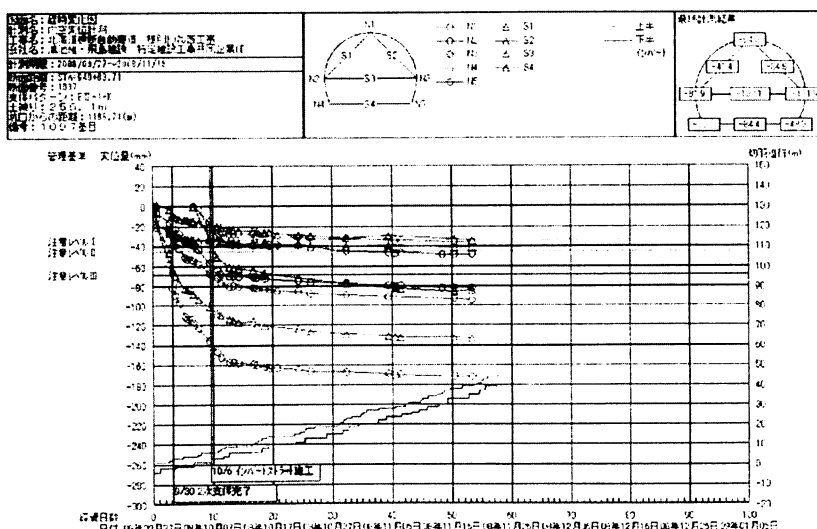


図-8 計測工A経時変化（STA. 640+89.71：EIIパターン）

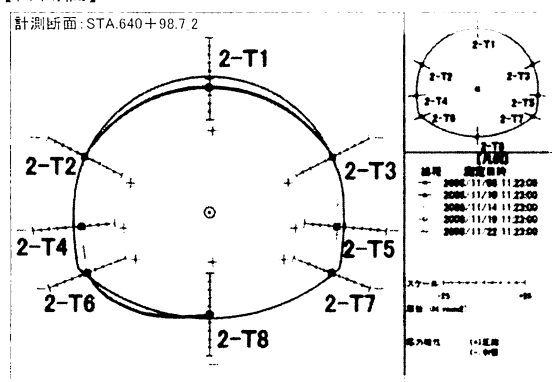
全体的な経時変化の挙動は、EⅡ（高規格支保工による二重支保工の採用）により、初期変位速度は抑制されているが、二次支保（HH-150）設置後もトンネルの変位収束は見られず、インバートストラットを用いた全断面閉合実施後に変位は収束傾向が見られる。

(2) 計測工B測定結果

1) 支保工応力（鋼製支保工、吹付け応力）

予測解析結果で想定されたように鋼製支保工の発生応力は一次、二次ともアーチ部で全体的に圧縮状態となり、発生応力自体は結果的に降伏点を超えている箇所がある。また、吹付けコンクリートの発生応力に関しては、一次、二次とも当初設定した許容値（設計値：13.5N/mm²）内で収束傾向が見られており、トンネル構造の安定性は確保されていると考えられる（図-9）。

【計測値】



【解析値】

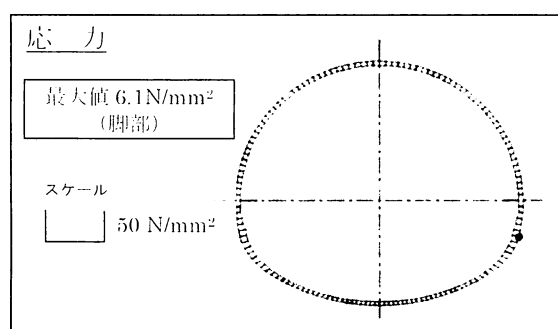


図-9 計測値と解析値の比較（二次支保吹付け）

2) 緩み領域

①絶対変位の発生位置は図-10 に示すとおり、

E1：天端部（5～6m）、E2：左肩部（7～8m）、
E3：右肩部（8～9m）、E4：左側壁部（10～11m）、
E5：右側壁部（6～7m）とかなり大きい。

②変位パターンから判断すると明確な不連続面の発生は見られず、端部が緩み領域中にあり、固定

点（12m 位置）が不動点となっていない懸念があった。

③図-11 に示すとおり、ロックボルト軸力は天端と側壁で圧縮を示し、二重支保の採用により、支保剛性が卓越していることを裏付けている。

これらの結果をもとに、ロックボルトの機能に配慮して作業時間短縮を図り、かつ全断面早期閉合を早期に実現する目的でロックボルトの長さを 6.0m から L=4.0m に変更した。

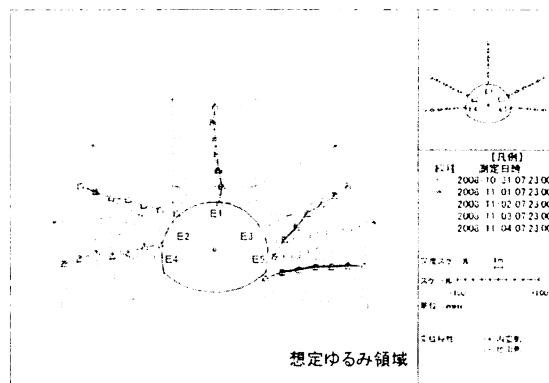


図-10 地中変位測分布（一次）

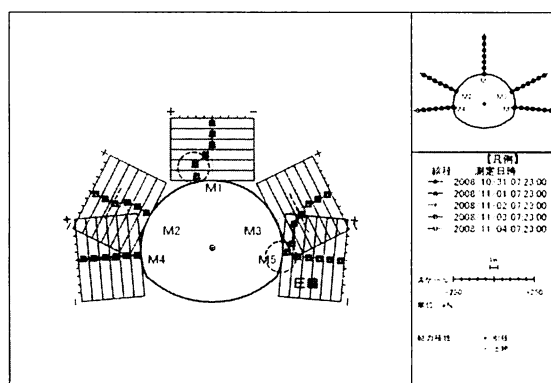


図-11 ロックボルト軸力分布（一次）

6. まとめ

土被りが 250m を越える大土被り蛇紋岩地山での施工という施工実績のない特殊条件におけるトンネル工事において、調査坑として先行施工された避難坑の施工実績に基づく事前の数値解析を用いた支保構造の検討を行った。その結果、一次支保にも耐力を残した上で二次支保を施工するという「最善管理型二重支保構造」を採用して蛇紋岩区間 L=156m の施工を完了した。

施工では補助工法として、長尺リング補強工および長尺鏡ボルトを併用することにより地山を一体化することで初期変位速度の抑制が図れた。

また、支保構造の安定性に関しては、予測解析で想定していたとおり、鋼製支保工に関しては、一次、

二次支保工とも降伏点を越えた大きな発生応力を示しているものの、吹付けコンクリートの発生応力は許容値(設計値: 13.5N/mm^2)以内に収まっており、トンネル構造の安定性は確保されていると考えられる。今後、Ⅱ区境付近では、350mを越える大きな土被りを有する蛇紋岩区間の施工が控えている。

今回報告した施工実績の分析および評価を進めるとともに、さらなる施工上の工夫により全断面閉合の早期実現に向けて取り組むとともにⅡ区内でのトンネル完成に向けて安全に留意して施工を進める所存である。

今回の報告が特殊な地山条件での同種工事の参考になれば幸いである。

最後に、本工事の設計検討および施工にあたっては、北海道支社管内トンネル施工技術検討委員会の中で委員長である北海道大学工学部三上教授はじめ、各委員の方々に貴重な助言を頂いた。最後に紙面を借りて厚く感謝の意を表したい。



写真-4 補助工法完了状況³⁾

参考文献

- 1) 梶山孝司：蛇紋岩特有の押出し性地山の掘削時の挙動について、(社)日本トンネル技術協会、第60回施工体験発表会(山岳)講演集、pp33-40、2007。
- 2) 稲葉英憲、西谷直人、手塚洋、新田訓弘：神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る(その2)道央自動車道 嵐山トンネル、トンネルと地下、pp15、1989。
- 3) 山田浩幸、佐々木正博、大村修一、高田篤：土被りの大きい脆弱地山(蛇紋岩)におけるトンネル設計と施工に関する一考察、2009 トンネル技術研究発表会、pp81-92、2009。

A STUDY ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF OPTIMUM MANAGING DOUBLE SUPPORT IN SERPENTINE ROCK WITH LARGE OVERBURDEN

Hiroyuki YAMADA, Toshinaga TAKAHASHI, Syuichi OMURA,
and Atsushi TAKADA

The Hobetsu tunnel has a total length of 4,323m and now is under construction by using NATM. The tunnel is located in complex rock masses, which are called melange (compound of mudstone, green rock, and serpentine rock), among which, large deformation was confirmed in the sections composed of serpentine rock with large overburden (over 300m). The adoption of auxiliary method in the tunnel construction was considered necessary to ensure the stability of cutting face and support structure. This paper presents the design of the support structure (double support pattern) in the weak ground (serpentine rock) with overburden over 250m, and the assessment of the measurement results during construction.