

時間依存性変位を考慮した覆工設計と 施工について

—一般国道40号 音威子府村 音中トンネルにおける施工報告—

北海道開発局旭川開発建設部士別道路事務所 ○大場 北斗
北海道開発局旭川開発建設部士別道路事務所 中村 順一
清水・伊藤・岩倉特定建設工事共同企業体 大久保 征一郎

現在建設中の音中トンネルでは、トンネル中央部に分布する蛇紋岩区間において重厚な支保構造（真円三重支保）による施工を実施した。支保構築後も時間依存性変位が確認されていることから、覆工においても打設後に発生する増分変位に耐えうる力学的機能の付与（複鉄筋構造）が必要とされた。本報告では蛇紋岩区間の覆工設計についての考え方および真円形状の覆工・インバートの施工についての事例を報告するものである。

キーワード：覆工，複鉄筋構造

1. はじめに

(1) 音中トンネルについて

一般国道40号は、旭川市を起点に稚内市に至る延長約250kmの幹線道路である。このうち「音威子府バイパス」は、現道の雪崩による特殊通行規制区間を解消及び道路交通の定時性，安全性向上や交通事故低減を目的とした総延長19kmのバイパス事業である。

「音威子府バイパス」では、4本のトンネルを建設しており、音中トンネルは、事業区間のほぼ中央に位置する延長4,686mの道路トンネルである（図-1）。



図-1 音威子府バイパス全体図

(2) 音中トンネルの地質概要

音中トンネルの地質縦断面図を図-2 に示す。掘削対象となる地層は起点側（音威子府側）から蝦夷層群の泥岩、貫入岩の蛇紋岩、空知層群の玄武岩類および蝦夷層群の砂岩・泥岩である。このうち蛇紋岩分布区間は延長約460 mで、この区間の最大土被りは320mである（図-2）。

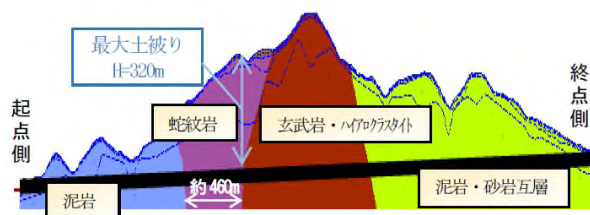


図-2 音中トンネル 地質縦断面図

(3) 蛇紋岩区間における施工状況

蛇紋岩区間は起点側から掘削しており、玄武岩との地層境界近傍であるSP8,591まで掘削を進めていたが、2014年1月に切羽近傍において鏡面の押し出し及び盤膨れが確認され、その後変状は坑口方向へ波及し、最終的には蛇紋岩分布区間の全域の再施工を余儀なくされた。

変状発生区間における支保構造は、想定されうる最大の土圧（最大土かぶり部）に加え、時間依存による変位・応力の増加（後荷）に対しても担保できるものとし、真円形三重支保構造（図-3）を採用した。

また、変状の発端となったSP8,591の切羽以奥では、調査ボーリングの結果より蛇紋岩と緑色岩境界部近傍で断層破碎帯の発達を確認され、最大土かぶり部に近い区間での新規掘削となることから、初期変位速度の増大、切羽の自立性の不安定化等が懸念されたため、中央導坑先進工法を採用した¹⁾。

以上の対策を講じながら慎重に施工を進め、2020年9月に中央導坑および拡幅掘削を完了し、蛇紋岩区間を突破した。その後も順調に掘削を進め、令和2年11月20日、終点側の掘削完了位置（SP8,738）に到達、無事貫通することができた（図-4）。

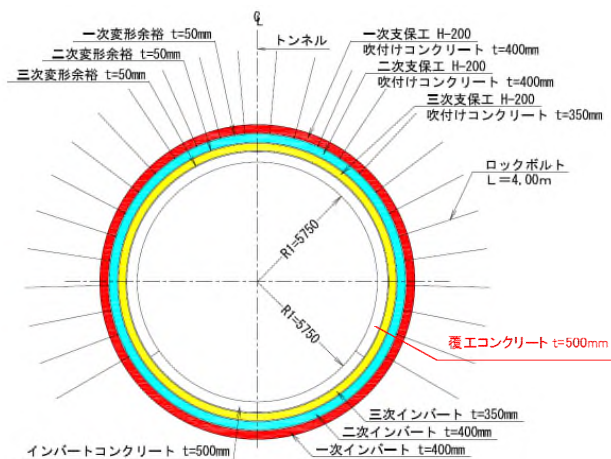


図-3 変状発生区間の支保パターンの例
(真円形三重支保構造)

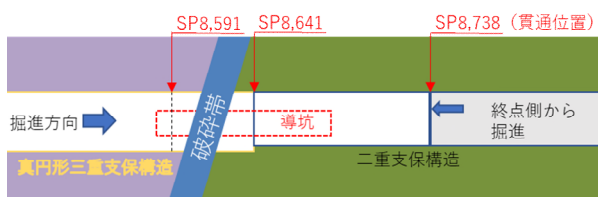


図-4 貫通位置

2. 蛇紋岩区間における覆工の設計

(1) 覆工設計の考え方

先述した通り、変状発生区間 (SP8,134~8,591, \$L=457\text{m}\$) では時間依存性を示す変位・応力の増加 (後荷) が認められ、覆工に荷重が作用することは避けられないため、蛇紋岩区間の覆工には、力学的機能を保持した構造を設計する必要がある。蛇紋岩区間における支保部材は、後荷に対しても耐力を保持した三重支保構造が設計されている。そのため、実際に発生する後荷が設計当初の想定値以内であり、支保部材の残存耐力が十分であれば、覆工には、土圧に対してトンネル構造全体を保持するための耐力付加は不必要となる。ただし、覆工は支保工の構築後に連続して施工されるため、覆工打設後に発生する時間依存性挙動による変位の影響を受けることは避けられず、これらの増分変位に対する、覆工自身の安全性を担保する必要がある。

以上のことを考慮し、蛇紋岩区間の掘削時に得られた計測データを用いた検証を踏まえて覆工設計を実施した。

(2) トンネル支保部材の健全性の検証

将来発生する後荷に対し、トンネル支保部材のみで耐力を保持できるか検証するため、吹付けコンクリートの発生応力データ (B計測) を用いて、将来発生する応力を回帰分析により推定し、設計基準強度との比較を行った (図-5)。

将来発生する応力の推定には対数近似、指数近似の2種類を用いて算出した。その結果、いずれの推定値も吹付けコンクリートの設計基準強度 \$36\text{N/mm}^2\$ を超えないことが確認された。このことから、支保部材は将来発生する増加応力についても十分な残存耐力を保持しており、覆工において新たに耐力付加を行う必要はないことが確認された。

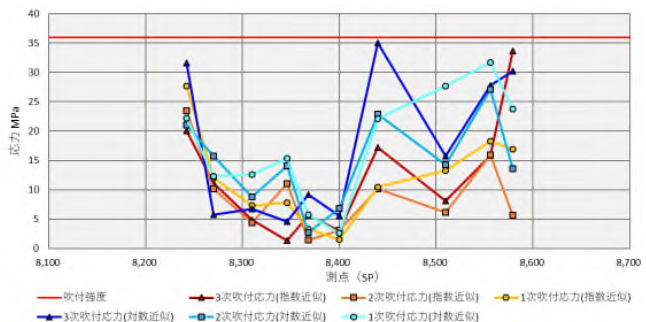


図-5 吹付けコンクリート発生応力 (100年後)

(3) 時間依存性変位の推定

蛇紋岩区間における変位計測データ (A計測) における変位速度 (mm/年) と掘削後経過日数の関係を図-6に示す。また、変位速度の時間変化に対して最大値を包含するように導出した時間依存性変位速度曲線 \$v(t)\$ は以下の式となる。

$$v(t) [\text{mm/年}] = -6.39\text{EXP}(-0.00088 \times t)$$

\$t\$: 掘削後経過時間 [日]

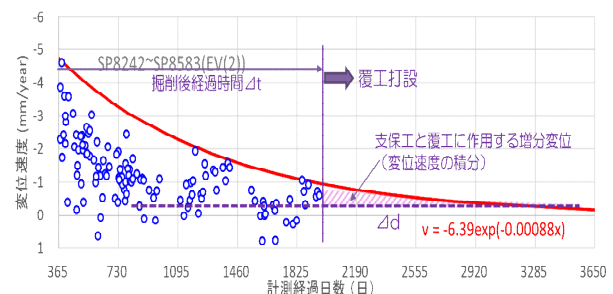


図-6 変位速度 (mm/年) と掘削後経過日数

覆工打設後の増分変位量 \$\Delta d_i\$ は、各測点における覆工打設時から覆工打設後の任意の時点までの期間について変位速度曲線を積分することで推定できる。つまり、掘削完了後の経過時間が短いほど覆工打設後の増分変位は大きくなる。

推定した各測点における増分変位量 \$\Delta d_i\$ を図-7に示す。全体工程を踏まえて、蛇紋岩区間の覆工打設は、最短で掘削完了後約 470 日 (SP8,641、図-4 参照) での打設が想定された。従って、蛇紋岩区間で想定される最大の覆工打設後の時間依存性増分変位量 \$\Delta d_{\text{MAX}}\$ は \$11.7\text{mm}\$ と推定された。

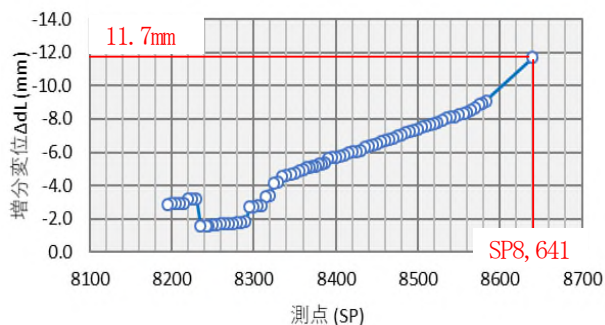


図-7 各測点ごとの打設後増分変位量

(4) 覆工発生断面力の推定

覆工打設による変位挙動の変化の概念図を図-8 に示す。前項で求めた覆工打設後の増分変位量 Δd_L は、支保工の計測変位から導出し、覆工が打設されないまま時間が経過したときの増分変位を表している（図-8 中の実線）。2次元 FEM 解析を用いて三重支保構造のトンネル掘削解析モデルを構築し、覆工打設後で解析ステップを分けることで増分変位量 Δd_L に相当する応力解放率 α を算出した（モデルⅠ、図-9）。実際に覆工を打設した時、この増分変位 Δd_L の影響を受ける覆工の変位・応力の挙動（図-8 中の破線）は、2次元 FEM 解析において、モデルⅠの最終ステップで覆工モデルを付加し、応力解放率 α を与えることで求めることができる（モデルⅡ、図-10）。これにより、任意の覆工打設時期に応じた覆工の発生断面力を推定することができる。なお、岩盤・吹付コンクリートは平面要素、鋼製支保工・覆工は梁要素でモデル化し、岩盤の構成則は完全弾塑性モデル、支保工・覆工の構成則は線形弾性モデルとした。

モデルⅠの解析により求められた増分変位量 Δd_L と時間依存性応力解放率 α の関係を図-11 に示す。前項にて算出された最大増分変位量 Δd_{LMAX} 時の応力解放率 α_{MAX} は 22.3% となった。この値を用いてモデルⅡにより覆工発生断面力を求めた結果を図-11 に示す。応力解放率 α を 22.3% とした場合、最大断面力は曲げモーメント M_{MAX} で $-10\text{kN}\cdot\text{m}$ 、軸力 N_{MAX} は $5,656\text{kN}$ となり、全圧縮で曲げモーメントの発生は軽微であることが確認された（図-12）。

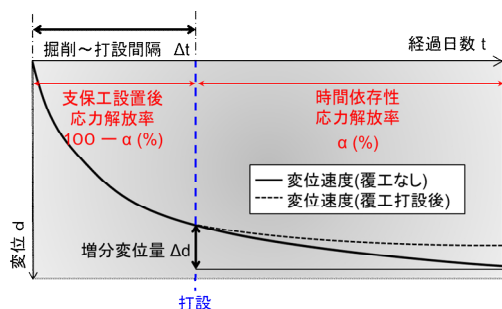


図-8 覆工の影響を考慮した変位挙動変化の概念図

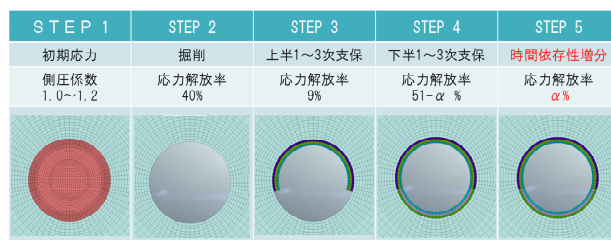


図-9 FEM 解析ステップ（覆工無し：モデルⅠ）

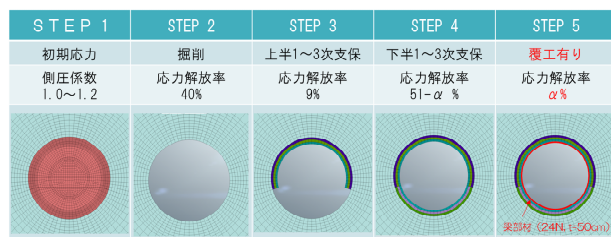


図-10 FEM 解析ステップ（覆工有り：モデルⅡ）

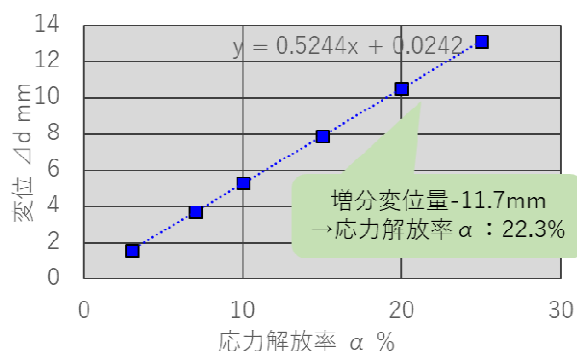


図-11 増分変位量と応力解放率の関係（モデルⅠ）

曲げモーメント(M)分布図 軸力(N)分布図

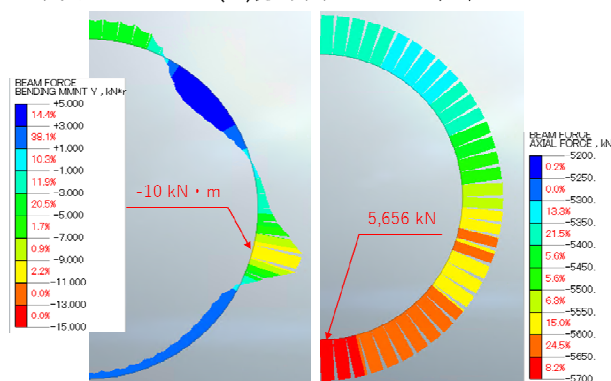


図-12 覆工発生断面力の最大値（モデルⅡ）

(5) 覆工の設計断面耐力の照査

蛇紋岩区間における覆工の目標性能は、想定し得る最大の発生断面力が、コンクリート構造物としての終局状態（軸耐力の 3/4（安全率 ≈ 1.3 ）まで許容）における断面耐力曲線（M-N 曲線）内に収まることとした。設計断面耐力の算出は表-1 に示す設計条件を用いた。

表-1 覆工コンクリート断面耐力曲線の設計条件

覆工コンクリート設計巻厚 (mm)		500
コンクリート	設計基準強度 (N/mm ²)	24
	弾性係数 (N/mm ²)	2.5×10^4
鉄筋	設計引張降伏強度 (N/mm ²)	345
	設計圧縮降伏強度 (N/mm ²)	345
	弾性係数 (N/mm ²)	2.0×10^6

最大曲げモーメント M_{\max} 及び、最大軸力 N_{\max} に対する照査結果を図-13 に示す。覆工厚さ $t=500\text{mm}$ 、鉄筋は地山側、内空側共に D16@250mm に対して、最大断面力 (SP8, 641) を満足することが確認された。

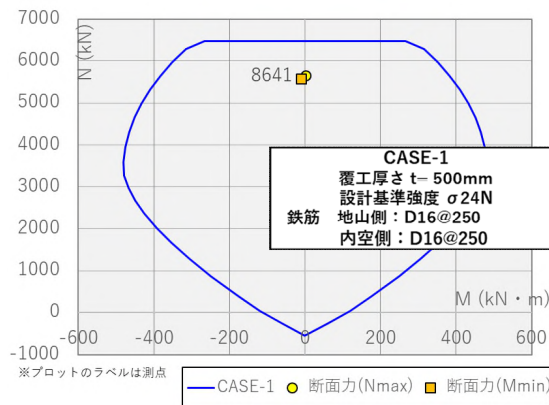


図-13 覆工の設計断面図耐力の照査

3. 蛇紋岩区間におけるインバートの施工

真円形のインバートは通常のインバートと比べ床付面が深く、コンクリート打設量が大いため、図-14 に示す通りインバートを3分割とした。

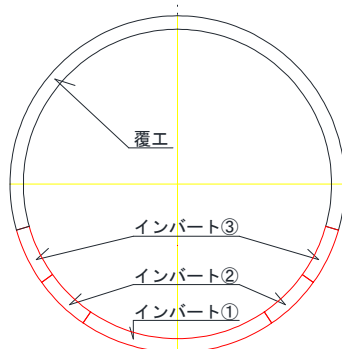


図-14 インバートの3分割

(1) 施工手順

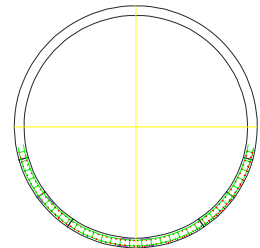
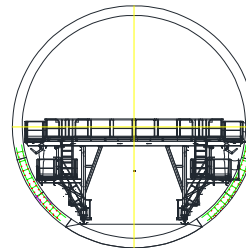
真円三重支保における覆工およびインバートはいずれの断面においても同一の設計断面耐力を有する構造とする必要があることから、インバートは覆工と同じく D16@250mm の複鉄筋構造となるが、インバート②③については鉄筋を組み立てるための足場が必要となる。仮にインバート①の施工 (鉄筋組立→コンクリート打設⇒養生→埋戻し) を完了してから、新たにインバート②③の

作業足場の組立を行った場合、全体工程をひっ迫する恐れがあった。このことから、インバート①を施工する前の路盤に専用の移動式鉄筋足場台車 (写真-1) を設置し、インバート②③の鉄筋組立を先行させ、インバート②③の鉄筋組立が完了してからインバート①を施工することとした (図-15)

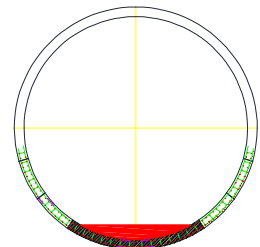
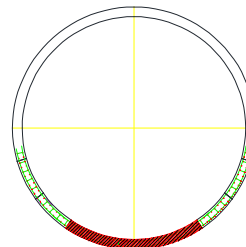


写真-1 移動式鉄筋足場台車

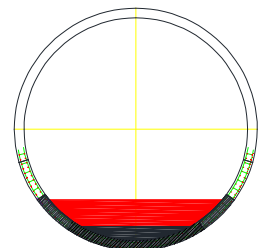
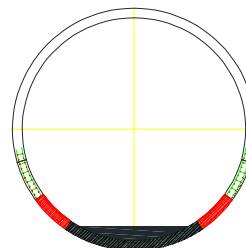
1. インバート②③鉄筋組立 (専用台車使用)
2. 路盤埋戻土撤去 インバート①鉄筋組立



3. インバート①コン打設
4. インバート①埋戻し



5. インバート②コン打設 (埋設型枠使用)
6. インバート②埋戻し



7. インバート③コン打設 (埋設型枠使用)
8. インバート③埋戻し (インバート施工完了)

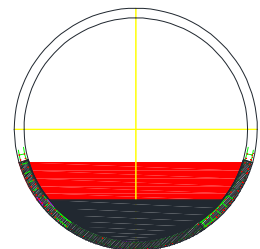
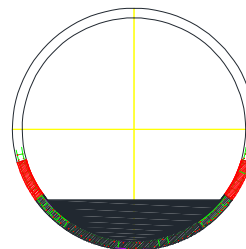


図-15 インバート施工手順

(2) 埋設型枠の活用

インバート②③のコンクリートを打設するためには、側壁部に型枠を設置する必要があったが、木製型枠を使用した場合、専門の技能者（型枠大工）が必要になることに加え、脱型強度発現を待つ必要があり、労務上、工程上支障をきたす可能性があった。そこで、インバート②③の側壁部には脱型不要である埋設型枠（図-16）を使用することとした。埋設型枠とは、押出し成形法により製造された繊維補強セメント板であり、強度と耐久性に優れ、軽量で施工が簡易である。また、打設コンクリートとの付着性能を高めるため逆台形突起を有する断面形状となっており、曲面加工も可能である。

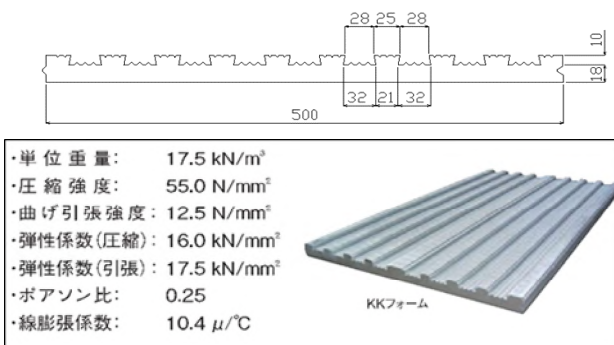


図-16 埋設型枠（KKフォーム）

インバートの1打設延長は12.5mであるので、埋設型枠（幅500mm）は左右25枚（合計50枚）必要となる。これらを効率よく設置するため、専用の埋設型枠固定架台を作成し、5枚の埋設型枠をボルトで固定することでユニット化（L=2.5m）した（図-17）。このユニットを吹付け面や既設のインバートに予め設置したアンカーに固定し、コンクリート打設後、埋設型枠固定架台のみ撤去した。この手法を用いることで、既に複鉄筋が組まれた狭隘な環境における、セパレーターによる型枠の固定が不要となり、また、専門の技能者（型枠大工）を必要とせず坑内夫にて施工することができたため、生産性向上に大きく寄与することができた。

インバート③の施工完了の写真を写真-2に示す。

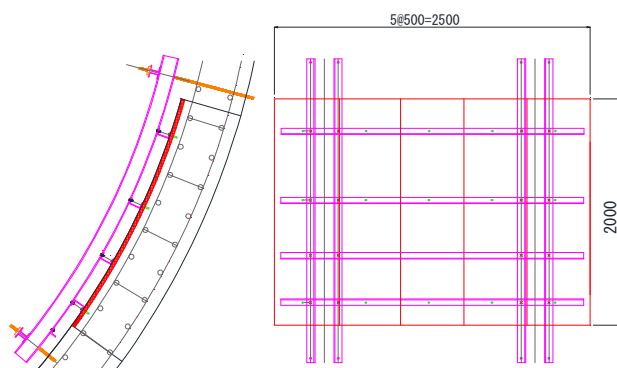


図-17 埋設型枠固定架台



写真-2 インバート③打設完了全景

4. 蛇紋岩区間における覆工の施工

(1) 計測計画

覆工コンクリート打設後においても支保部材や構造物に発生する応力を継続的に把握することを目的として、表-1に示す項目を計測することとした。なお、計測断面は変状発生時の状況や特徴を踏まえ、表-2に示す5測点とした（測定位置を図-18に示す）。

表-1 覆工打設後測定項目一覧

1) 吹付けコンクリート応力計
・1～3次支保工各10測点（計30測点：掘削時測点と同等）
2) 覆工コンクリート応力計
・中心軸10測点（吹付けコンクリートと同位置）
3) 鉄筋ひずみ計
・内側、外側各10測点（計20測点：覆工応力計と同位置）
4) 覆工コンクリート温度計
・覆工表面、内部、背面部の3測線
5) 覆工内空変位
・天端、肩×2、SL×2の5測点（レーザトランシット計測）

表-2 計測箇所一覧

計測断面	当初変状の発生状況	特徴
①SP8242	影響が少ない区間	・当初変状は軽微であったが、縫返し掘削時に吹付け応力の局所的な増大が認められた区間（内巻支保工補強を実施）
②SP8346	天端崩落発生区間（微閃緑岩ブロック）	・当初掘削時、微閃緑岩ブロックの天端崩落が発生、縫返し時地山改良工を実施
③SP8440	天端変状・盤ぶくれ区間	・当初掘削時に盤ぶくれが顕著だった区間 ・SP8400以降、縫返し時作用土圧の上昇が認められ始めた区間
④SP8556	天端変状・盤ぶくれ区間	・当初掘削時に盤ぶくれが卓越した区間 ・縫返し時、土被り上昇と共に作用土圧の上昇が認められた区間
⑤SP8620	新規掘削区間（破砕帯影響区間）	・蛇紋岩緑色岩境界部破砕帯の新規掘削区間、導坑先進工法で掘削 ・掘削完了～覆工打設まで最も時間が短い箇所

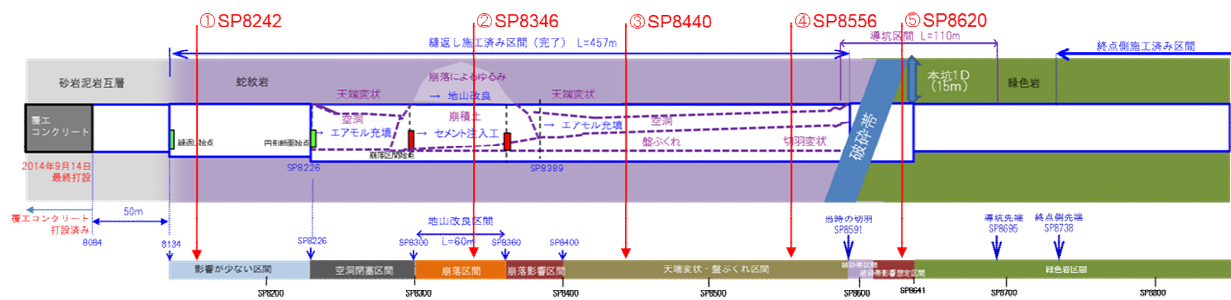


図-18 測定位置図

(2) 打設サイクル

覆工の通常部（単鉄筋区間）と蛇紋岩区間（複鉄筋区間）との比較を表-3 に示す。蛇紋岩区間では通常部に比べ、打設数量が約 1.7 倍となるため、通常部に比べ打設に時間がかかり、朝から打設を開始しても完了時間が夕方となる。これまでの覆工の施工実績より、脱型に必要な強度を発生させるためには、20 時間以上の養生時間が必要なことから、打設翌日に脱型、ケレン、セット、妻枠設置を完了させることが困難と判断し、覆工の打設は 3 日に 1 回のサイクルを標準とした。

表-3 通常部と蛇紋岩区間との比較

	蛇紋岩区間 (複鉄筋区間)	標準部 (単鉄筋区間)
1 打設延長	12.5m	12.5m
覆工厚さ (設計)	500mm	300mm
打設数量	138.6m ³	83.1m ³
配合	24-18-25N	24-18-25N

(3) 施工上の留意点（充填性の確認方法）

複鉄筋区間の覆工の打設では、巻厚が通常区間と比べ大きいことや、鉄筋がコンクリートの充填に支障をきたす可能性があり、特に天端部におけるコンクリートの充填を確認しながら施工を進めることが重要である。そこで、複鉄筋区間においては天端部 3 か所にコンクリートの充填性を視認できる振動デバイス（ジューテンダー）を設置して充填性を確認することとした。この振動デバイスは空気、ブリージング水、コンクリートの識別が可能であり、付属の液晶モニターでリアルタイムに表示されるため、目視が困難な覆工型枠内部の充填を確認しながら施工を進める事が可能となった（写真-3）。



写真-3 覆工充填確認状況

5. おわりに

覆工打設後に発生する時間依存性変位の発生量を三重支保工施工時の計測データから求め、それを用いて支保工・覆工の合成部材に発生する応力挙動を再現解析することで、時間依存性挙動として発生する覆工の断面力を推定した。時間依存性による増分変位・応力に対して覆工に発生する断面力を推定することができれば、覆工構造については、従来の RC 構造の設計方法により設計することができる。

また、真円形状の複鉄筋を有する覆工・インバートの施工に際し、通常の馬蹄形の覆工・インバートと比較し様々な施工上の問題が発生した。特にインバートについては 3 分割施工や生コン供給のための動線の確保など労務上、工程上支障をきたす可能性が生じていたが、移動式鉄筋足場台車の新設やプレキャスト製品（埋設型枠）の活用などを採用することで、最終的な工期内の施工完了が見込める状況となっている。

本報告が時間依存性挙動を示すトンネル覆工の合理的な設計や真円形複鉄筋構造の施工の一助になれば幸いである。

最後に、蛇紋岩区間における覆工設計や施工についての課題や問題点に対し、多大なるご助言とご協力を頂いた音中トンネル検討部会ならびに関係者の皆様、地元の皆様方に心から感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 第 64 回(2020 年度)北海道開発技術研究発表会論文：
強大地圧想定区間における中央導坑先進工法の施工について、
高橋民雄，小川修，大久保征一郎