

高速道路車線規制下における インバート再構築工法の評価

下村 哲雄¹・秋好 賢治²・天野 淨行³・中野 清人⁴

¹正会員 株式会社大林組 上信越佐久トンネル工事事務所 (〒385-0021 長野県佐久市長土呂1054-3)
E-mail:shimomura.tetsuo@obayashi.co.jp

²正会員 株式会社大林組 土木本部生産技術本部トンネル技術部 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)
E-mail:akiyoshi.kenji@obayashi.co.jp

³東日本高速道路株式会社 関東支社佐久管理事務所 (〒385-0022 長野県佐久市岩村田116)
E-mail:k.amano.ac@e-nexco.co.jp

⁴正会員 東日本高速道路株式会社 関東支社佐久管理事務所 (〒385-0022 長野県佐久市岩村田116)
E-mail:k.nakano.aa@e-nexco.co.jp

日暮山トンネルは、上信越自動車道碓井峠IC～佐久IC間の延長2 000m級のトンネルである。Ⅱ期線はⅠ期線の膨圧区間を考慮してルート変更し平成14年に完成したが、平成22年に5cmの路面隆起が発見され、その後年間2cm程度で進行した。新設時に脆弱な泥岩・凝灰岩互層により変位が発生したためインバートで早期閉合したにもかかわらず、供用後8年経過し盤膨れが発生している。

本件は、高速道路で初となる車線規制下において盤膨れ対策（インバート再構築）を実施し、左右2分割開削施工のモデルケースと位置づけられるものである。「トンネルと地下（2013年12月号）」¹⁾で、変位発生から原因の推定、設計検討および施工結果について一連の経緯を掲載しているが、本報においては新設時の施工記録および地質の整理、対策工の設計手法および定量的な評価について報告する。

Key Words :invert, heaving, squeezing, mudstone, concrete replacing, lane-closure

1. 新設時の施工記録および地質

(1) Ⅰ期線工事²⁾

日暮山の地質は、堅固な安山岩が主体であるが、トンネル中央部付近約380mは脆弱な泥岩区間となっており、超膨張性泥岩と称されている。この区間では、写真-1のように激しい天端沈下、支保工の脚部沈下と水平変位が生じ、水平変位にあっては初期変位速度で50mm/日を記録している。最大変位はSTA.563+30付近で、天端沈下3 120mm、水平変位2 997mmに達した。そこで剛な支保構造を選択して3回もの縫返しを実施し、当該区間の突破に約3年の期間をかけて平成4年7月に貫通している。

(2) Ⅱ期線工事

Ⅱ期線は、Ⅰ期線へ影響を与えないように、当初計画位置からルートを変更し、Ⅰ期線から平面的に100m離し縦断的に24m下げることで、帯水層からの湧水を避けて比較的安定した泥岩層に計画された³⁾。

全長2 051mのⅡ期線は東西工区に分けて発注され、西工事が先に1 038mの工区境地点まで到達している。西工

事は、堅固な安山岩と予測されていたが、STA.565付近において脆弱な泥岩・凝灰岩互層がトンネル下部から出現した。最大で上半内空変位が70mm、天端沈下が25mm程度の変位が発生したため、支保パターンをBからDⅠに変更し、鏡吹付けや核残し等の鏡面補強と増しロックボルトで補強を行い、最終的にインバートコンクリート



写真-1 I期線の支保工沈下状況²⁾

で早期閉合して変位を収束させた。この地点が、本報の
本題である供用後に盤膨れが顕著となった箇所であるが、
新設時には膨張性が著しいと判断されるレベルの変位ま
では発生しておらず、膨張性の調査は行われていない。

一方、東工事では到達地点手前において事前調査結果
による地山物性値のうち、膨張性を示す指標がⅠ期線と
ほとんど同じ膨張性泥岩層が予測されていた。そこで先
進導坑を補助工法と位置付け、剛な支保による早期閉合
により概ね順調に掘削を進めていた³⁾。ところが平成11
年12月、土かぶり130m、貫通まで残り約100mの
STA.562+84において崩落土砂量8 000m³の大崩落が発生した⁴⁾。
崩落前に西工事到達点から事前に実施した水平調査
ボーリングと、崩落後に地表面から実施した調査ボー
リングの結果から、図-1のように崩落地点前後の地質が
当初予想と大きく異なっていたことが判明している。

図-1にはSTA.565付近の供用後に盤膨れが発生した地
点は描かれていないが、当初予想と異なり泥岩層が西工
事側にも存在していることがわかった。STA.565付近で
泥岩・凝灰岩互層が安山岩中を貫入していることは、図
-2に示す西工事新設時の記録から確認されている。

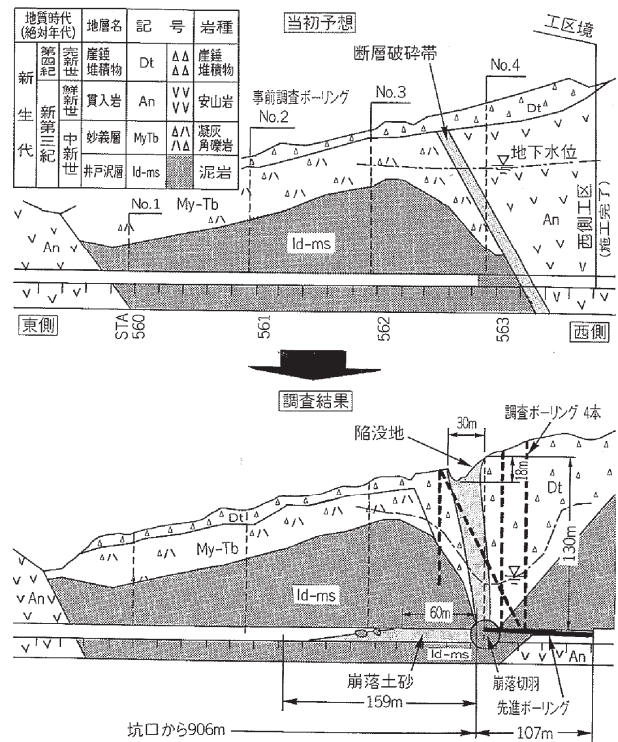


図-1 崩落箇所付近の地質縦断図⁴⁾

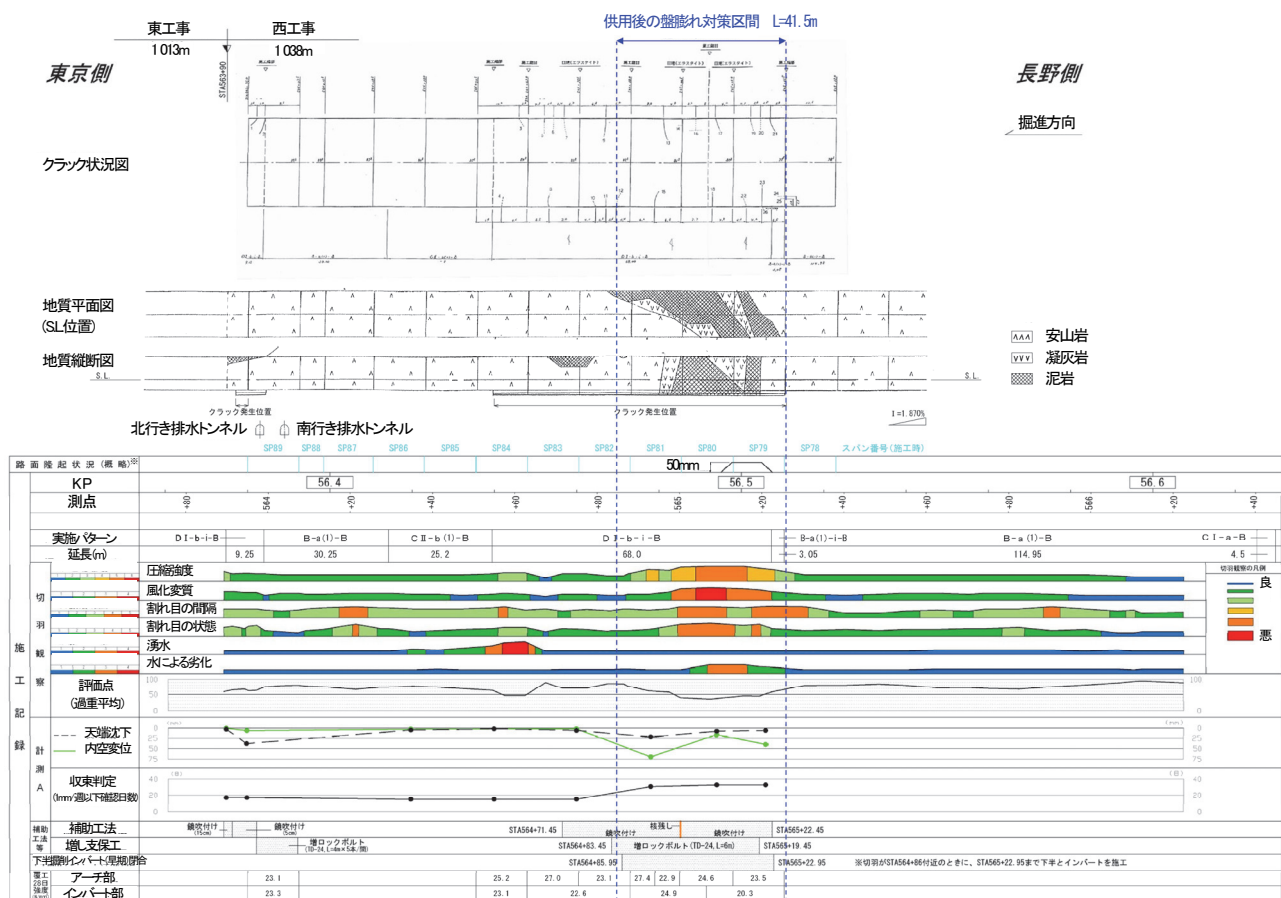


図-2 II期線西工事新設時の施工記録 (※路面隆起状況のみ供用後の平成22年8月時点)

(3) 泥岩の膨張性

盤膨れ対策の調査・施工段階において実施した土質試験のうち、膨張性に関する試験結果をⅠ期線・Ⅱ期線新設時のデータ³⁾と合わせて図-3に整理した。新設時の試験結果に比べ、膨張性の大きい結果が出たのは陽イオン交換容量のみで、一軸圧縮強度・自然含水比・地山強度比は同程度であった。変形係数や液性限界・塑性指数は、新設時よりも膨張性の小さい結果となっている。新設時には実施していないが、モンモリロナイトは施工中に採

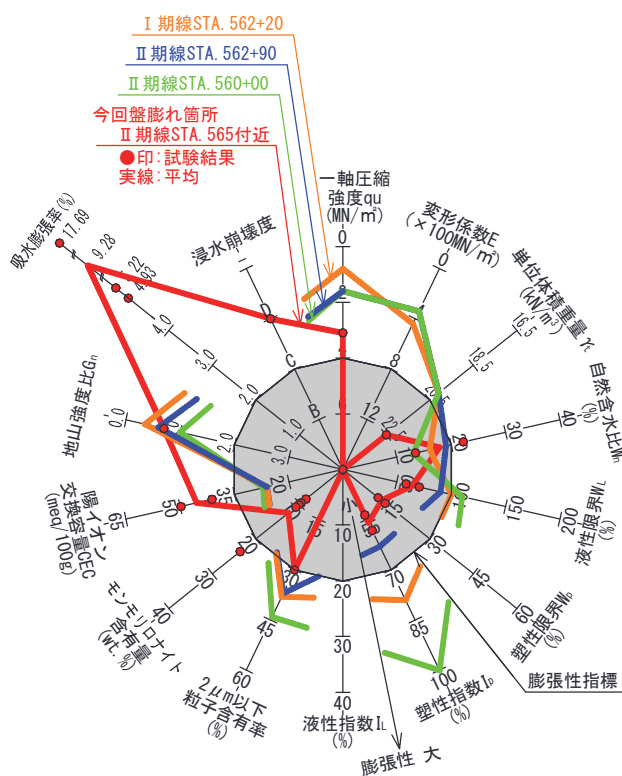


図-3 膨張性に関する試験結果

取した粘土状の試料から膨張性指標を超える量を含んでおり、浸水崩壊度、吸水膨張率からも顕著な膨張性が確認された。なお、膨張性指標はトンネル標準示方書⁵⁾、JH判定基準⁶⁾、盂山トンネルの事例⁷⁾を参考に設定した。

全体を定性的に捉えると、新設時に問題となった泥岩よりも膨張性は若干小さいと考えられるものの、特に吸水による劣化・膨張の大きい地質であり、盤膨れの要因となっていると判断できる。

2. 対策工の設計

(1) 供用後の変状状況と原因の推定¹⁾

平成22年8月、図-2に示すように、Ⅱ期線STA.565付近においてインバートを新設時に設置しているにもかかわらず路面隆起が発見された。調査の結果、以下の事象が確認された。

- ・ 最大隆起量50mm程度、隆起延長18.5m。
- ・ インバートコンクリートに80mm開口した貫通ひびわれを確認。中性化が進行し、損傷してから長期間経過している。
- ・ 変状発見後の路面隆起の変位速度は22.7mm/年。内空変位の変位速度は1～2mm/6ヶ月。
- ・ 覆工コンクリートには幅1.0mm程度の横断方向ひび割れが連続しているが、覆工コンクリート応力は小さい。
- ・ 舗装版の鉄筋応力は、引張強度の3割程度の引張力が作用しており、地圧を受けていた。

上記より、図-4のようにインバートコンクリートが若材齢時に地圧を受け局所的に変形しており、地下水の供給とともに、泥岩・凝灰岩の強度低下および塑性地圧の増加が進展したことが、隆起原因と推定した。

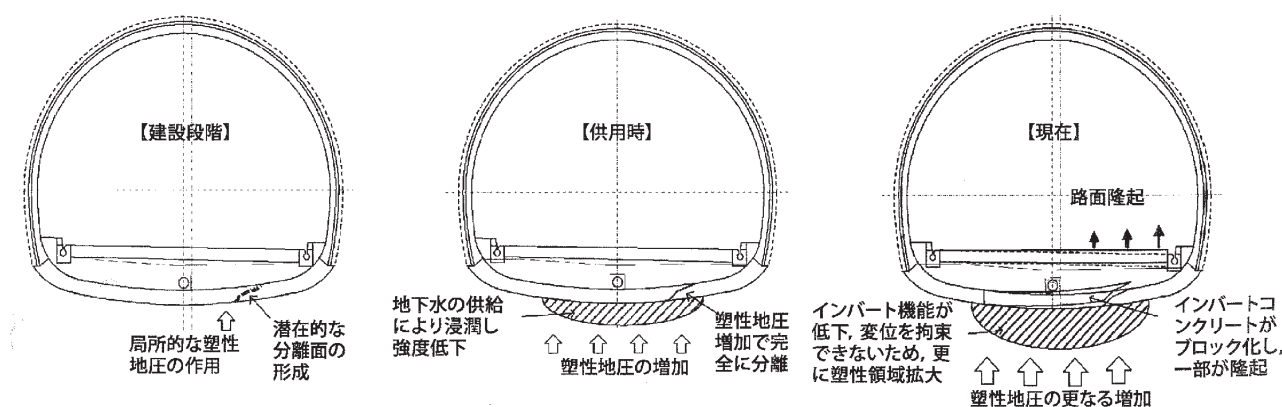


図-4 変状のメカニズム

(2) 対策工法選定

供用中の路線を改修する工事となるため、一般走行車への影響を考慮して対策工法を選定する必要がある。

図-5に示す工法を、①盤膨れ対策としての効果、②コスト、③施工性、の観点から比較検討した。盤膨れ対策としての効果を十分確保し、将来に渡って安定した構造とするため、インバート再構築案が必要との結論に達した。現状Ⅱ期線（下り線）の通行車両をⅠ期線（上り線）に接続させて迂回ルートを確認しⅡ期線を通行止めしなければならないインバート一括再構築案は、迂回にかかるコストが膨大になるため、インバート分割再構築案を採用することとした。

その他、コンクリート硬化中の弱材齢時から、下方からの塑性圧が加わることが予想されることから、コンクリートは鋼繊維補強（0.5vol%）かつ、早強セメントを用いることとした。

(3) 基本仕様の設計

道路トンネルにおいて盤膨れ対策として施工されたインバート構造は、インバート半径を上半半径の2倍程度とし、一般的なインバートよりも円形に近い形状が採用される場合が多い。代表的な類似事例として、山形自動車道盃山トンネル上り線の盤膨れ対策⁷⁾があり、インバート半径が上半半径2倍の10mの無筋コンクリートとしている。また、盃山トンネルの事例から、コンクリートの設計基準強度を 24N/mm^2 と設定した。

一方、数値解析の観点からもインバート半径を検証した。FEM弾性解析により、再構築するインバートに作用する荷重および構造モデルとして、図-6に示すCase1とCase2を設定した。Case1はインバートにのみ膨張圧を作用させた場合、Case2はアーチとインバート両方に膨張圧を作用させた場合である。膨張圧は、岩石試験で得られた 0.15N/mm^2 とした。泥岩の弾性係数は、試験結果で

A. インバート一括再構築案	B. インバート分割再構築案	C. マイクロパイル補強案	D. インバート内巻補強案
効果◎ コスト× 施工性◎	効果◎ コスト○ 施工性△	効果△ コスト○ 施工性○	効果△ コスト◎ 施工性○

図-5 工法比較

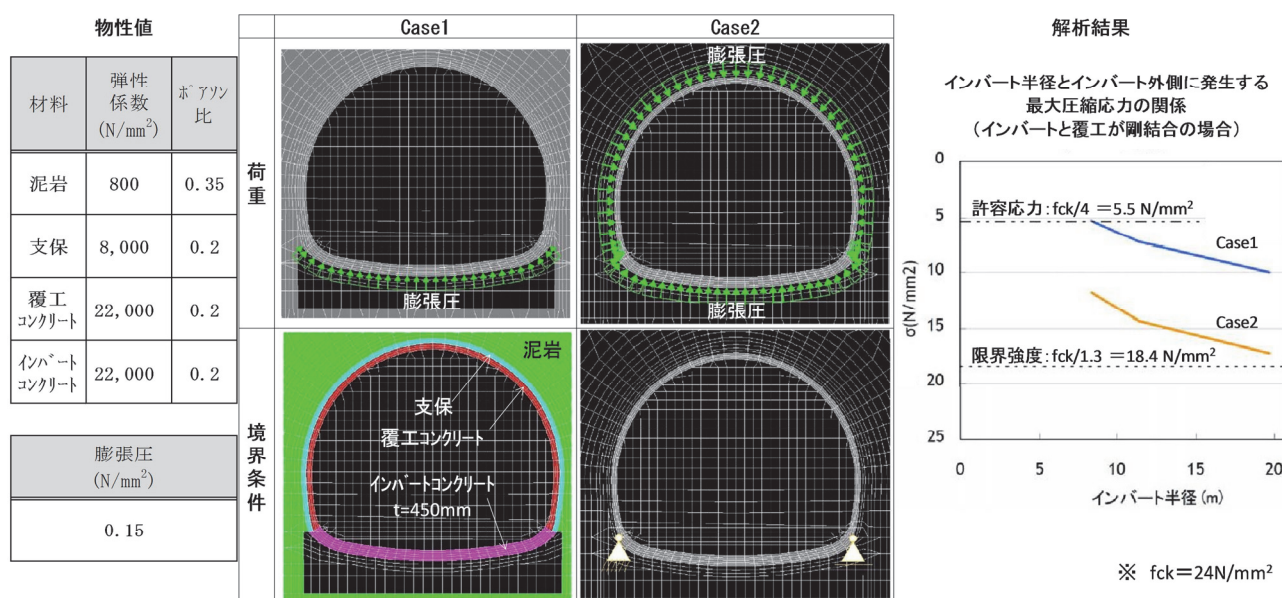


図-6 インバート半径と応力の関係（FEM弾性解析）

は4 430N/mm²であるが、安全側に考えて泥岩相当の800N/mm²とした。

両ケースともインバート半径を変化させて解析することで、図-6のようにインバート半径とインバート外側に発生する最大圧縮応力の関係を得た。インバートに発生する応力はCase2の方が大きくなる。現状の変状状況を考えるとCase1に近いと考えられるが、Case1でも覆工背面地山の变形係数が小さい場合Case2に近づくため、両ケースの中間的な値になると考えた。

インバート半径10mとすると、無筋コンクリートの場合の発生応力は6～13N/mm²で、許容応力と限界強度の間となる。岩石試験で得られた膨張圧が100%作用するかは定量的に予測できないこともあり、インバート半径10mの無筋コンクリートは妥当な対策工と判断した。

(4) 分割施工の対策および早期閉合

盃山トンネルの盤膨れ対策⁷⁾と大きく異なるのは、左右分割施工となる点である。覆工応力や内空変位、水平

方向の地中変位は軽微な状況であるが、先行側の既設インバート撤去から後行側の新設インバート打設完了まで少なくとも1ヶ月を要するため、先行側既設インバート撤去時の応力解放による側壁からの押し出しが懸念され

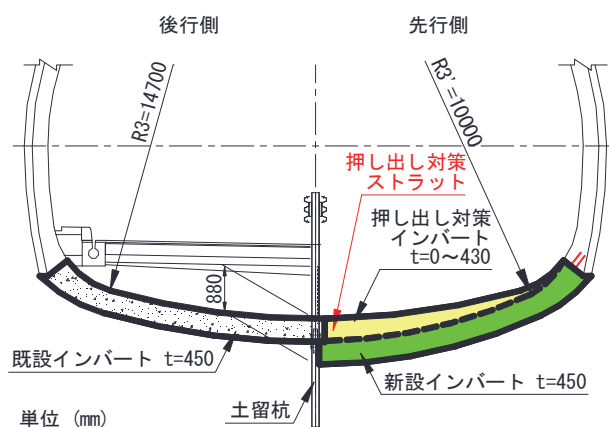


図-7 分割施工時の早期閉合方法

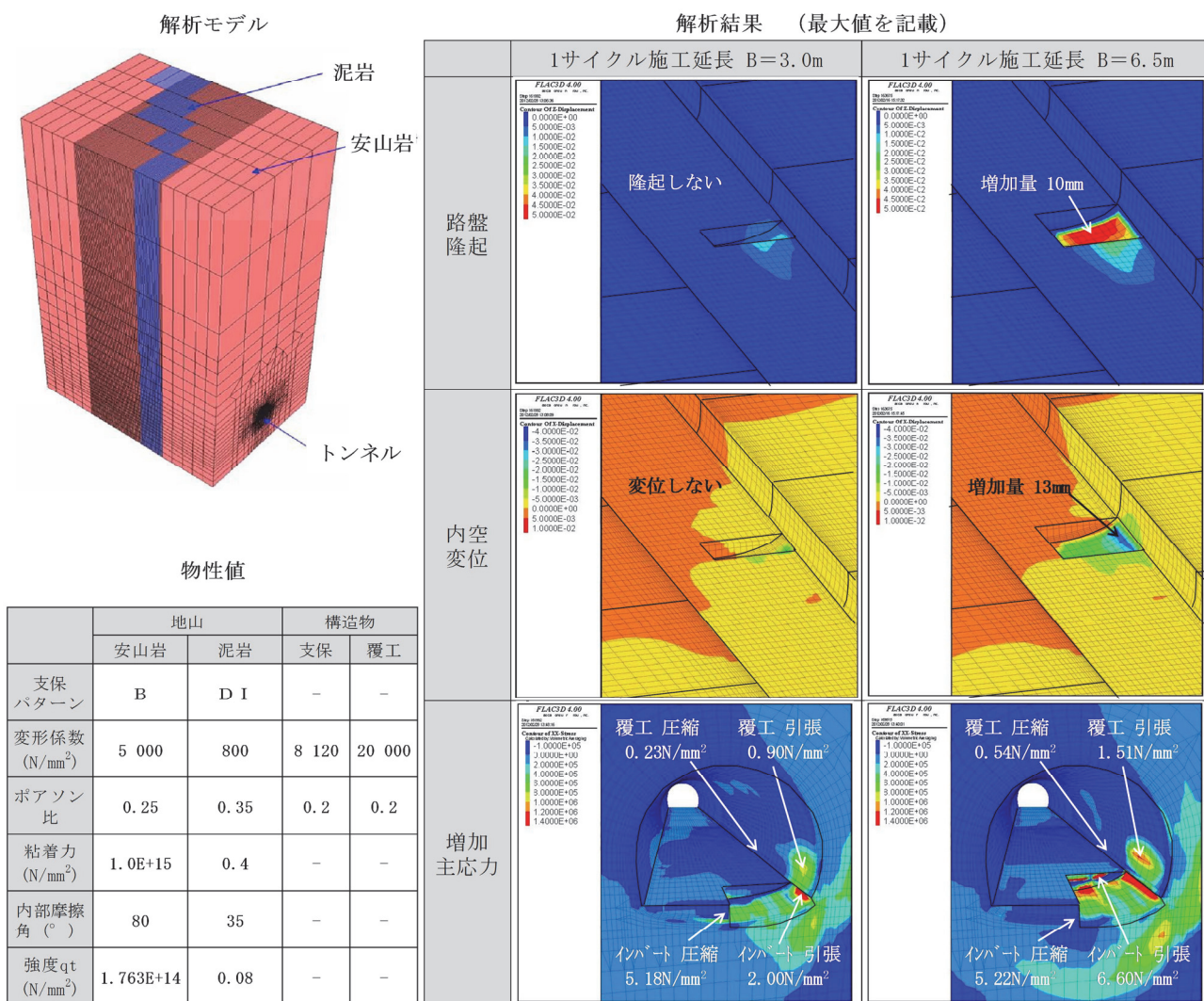


図-8 1サイクル施工延長と解析値（3次元弾塑性FEM解析）

る。そこで、図-7のように新設インバートの上部の押し出し対策インバートを新設インバートと一体として打設し、後行側既設インバートと早期閉合することとした。先行側既設インバート撤去時直ちに押し出しによる変状が発生する可能性もあるため、新設コンクリート打設前に押し出し対策ストラット（HH-154×151×8×12@1.5m）も設置することとした。また、左右分割するために既設インバートを貫く土留杭（H-150×150×7×10@1.5m）を設置し、根入れ長1.2m確保する構造とした。

(5) 1サイクル施工延長

盤膨れ対策区間は変状や地質の状況から図-2のとおり41.5mと設定している。施工中に覆工等の変状が一般走行車へ与えるリスクを考慮し、既設インバート取壊しから新設インバート打設までの1サイクルの施工延長を設定する。3次元弾塑性FEM解析（FLAC3D）を用いて図-8に示す解析モデルおよび物性値を設定した。1サイクル施工延長Bをパラメータとして、B=3.0mとB=6.5mの2ケースの解析を実施し、最も変状の大きな泥岩部の既設インバート撤去時点を表現した。既設覆工コンクリート（ $f_{ck}=18\text{N/mm}^2$ ）の許容増加圧縮応力度 $0.2 \times f_{ck}=3.6\text{N/mm}^2$ 以下を十分に満足しており、かつ、引張強度 $f_{tk}=0.23 \times f_{ck}^{2/3}=1.58\text{N/mm}^2$ に対して安全率1.05程度を有していることから、1サイクル施工延長は6.5mとしても覆工コンクリートに有害な変状を及ぼす可能性は低く、施工中の計測監視を入念に行って施工する方針とした。

なお、既設覆工コンクリートの脚部沈下対策として、図-9のように覆工と新設インバートのスパンを交互にずらす割付けとする。

3. 対策工の評価と考察

(1) 解析値と実測値の比較

現地に配置した計測機器の断面を図-10に示す。また、各解析値と平成25年7月の盤膨れ対策完了時点における実測値を表-1にまとめた。解析上はインバート厚を450mmで一定としているなど若干現実との相違はあるものの、インバート引張応力が解析値よりも実測値の方が

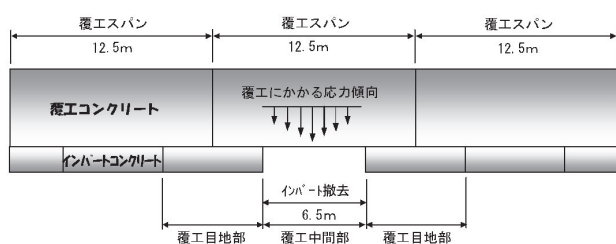
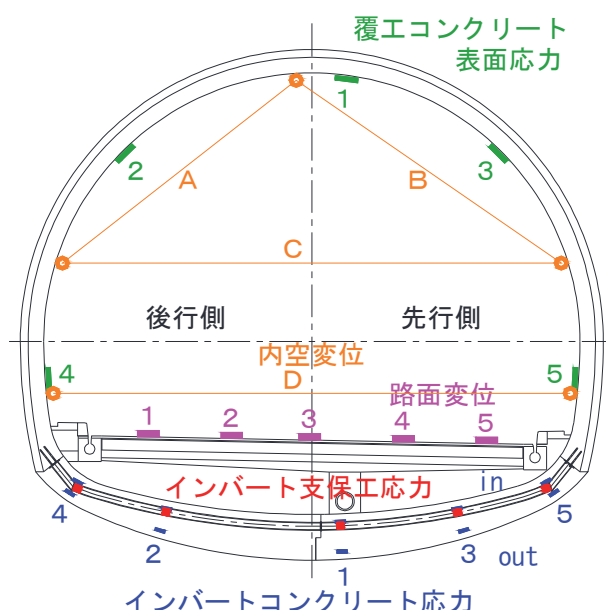


図-9 覆工脚部沈下対策

小さいことを除けば、おおむね解析に近い値が計測されており、物性値や境界条件の設定は妥当であったと評価できる。

(2) 断面性能照査

終局限界状態を表す新設及び既設インバートコンクリート断面性能曲線に、コンクリート応力計から得られる実測値をプロットしたグラフを図-11に示す。新設インバートコンクリートの材齢7日強度 $=50\text{N/mm}^2$ に基づいて断面性能曲線を設定している。対策工完了後14ヶ月経過時点において軸力2 800～3 100kN/m、曲げモーメント



※【その他】

- ・ 地中変位計
- ・ 覆工コンクリート亀裂変位計
- ・ 温度計

図-10 計測機器の配置

表-1 解析値と対策完了時点での実測値

項目	単位	FEM 弾性解析	3次元弾塑性 FEM解析	実測
インバート 圧縮応力	N/mm ²	6～13	5.22	4.91
インバート 引張応力	N/mm ²	-	6.60	0.35
覆工 圧縮応力増分	N/mm ²	-	0.54	1.63
覆工 引張応力増分	N/mm ²	-	1.51	2.72
路面隆起	mm	-	10	17
内空変位	mm	-	13	7

※各最大値

350～450kNm/mが作用しており、新設インバートの終局限界状態に対して十分余裕を持った安全率を確保できている。

一方、既設断面と同じ構造で対策工を実施していたと仮定すると、インバート半径が新設断面より大きいことからグラフにプロットした実測値よりもさらに大きい曲げモーメントが作用していたことが想定される上、対策工完了2ヶ月後の9月には終局限界を超えていることから、地圧に対抗できずに安定を損ねていたという前章で推定したメカニズムを裏付けることができた。

曲げモーメントが発生しているのは、膨張圧の顕著な範囲である測点1と測点3である。また、対策完了から10ヶ月経過後の平成26年5月までは曲げと軸力がほぼ比例して増加する傾向があり、5月以降は曲げには収束傾向が、軸力は収束傾向があるものの若干増加している状況が見られる。インバートを再構築し、湧水を供給する一因であったクラックを無くしたことで、対策前に比べて膨張させる要因が減少しているものと考えられる。一方、覆工コンクリート応力の増加が見られなかったため側壁部の対策は今回実施しておらず、側壁背面地山の動きに対する対策は行っていないため、軸力が若干増加している可能性も考えられる。測点3の曲げが5月以降ほぼ完全に収束しているのに比べて測点1の曲げは微増傾向が見られるが、これはトンネルセンターである測点1は湧水

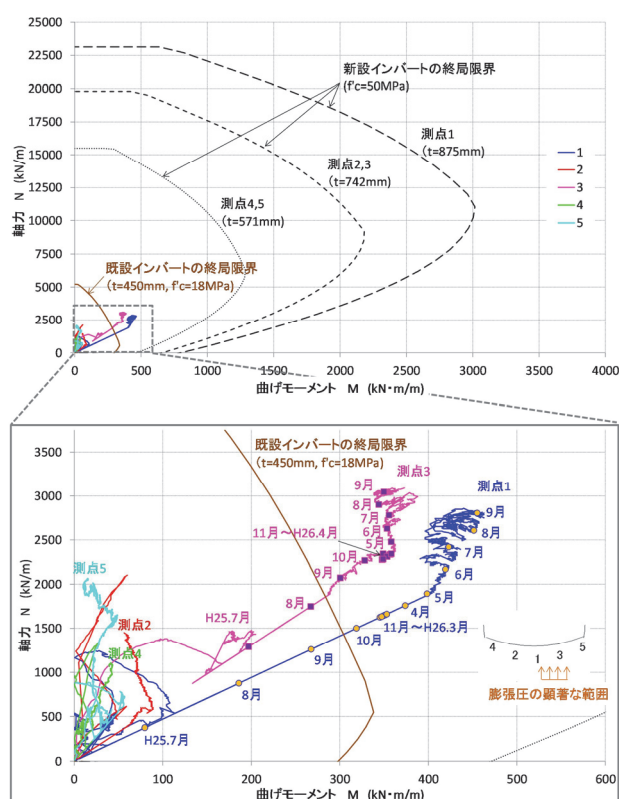


図-11 断面性能曲線と実測値

が最も集まりやすく、膨張現象が若干にしろ継続している可能性もあると推察できる。また、湧水期の湧水量減少に伴い11月～3月までは断面力が進行していないことから、湧水の遮断が膨張圧の抑制に対して重要な要素であると言える。

(3) 早期閉合効果

図-12は、最も変状の大きい測定における内空変位の経時変化である。変位は先行側の既設インバート撤去時に顕著であり、応力解放による部分が大きいと考えられる。施工順序ごとの変位速度を検証すると、既設インバート撤去開始後すぐに応力解放により0.2mm/h程度で変位が進行した後、掘削途中で0.04mm/h程度に速度が下がる。掘削後すぐにストラットを取り付けるものの、変位速度に変化はなく、インバートコンクリート打設完了と同時に短期的な観点で変位が収束する。コンクリートに湿潤・加温養生を行うことで、5時間後には4N/mm²程度まで強度を発現させたことも早期閉合の面から有効であったと考えている。

また、応力測定の結果からインバート単位長さあたりの軸力換算でコンクリートは3 600kN/mであるのに対しストラットは180kN/m程度と比率にして1:20程度であり、

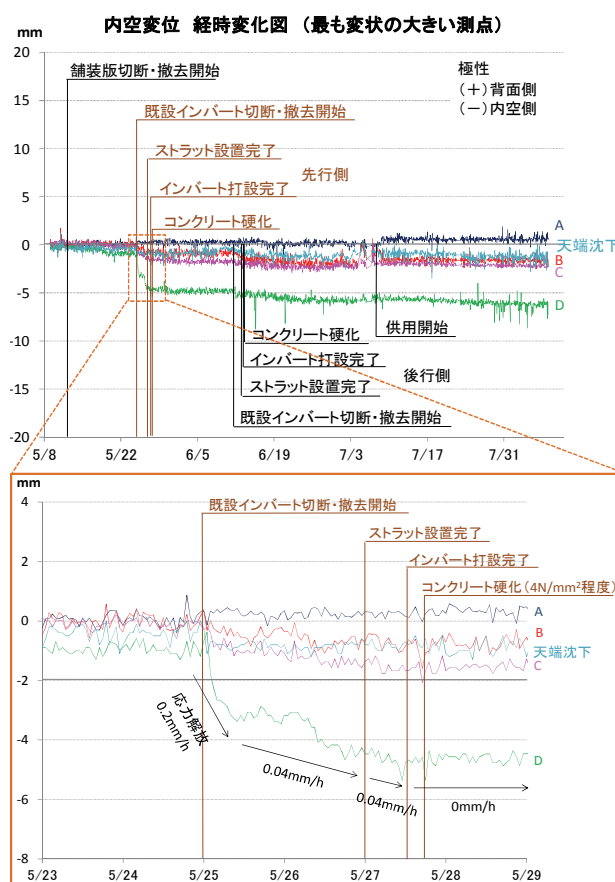


図-12 施工中の内空変位

ストラットの荷重分担率は無視できるほど小さいことがわかった。これらのことから、早期閉合に重要なのはコンクリートを早期に打設することであり、ストラットは今回のケースに関しては設置しなくても問題はなく、むしろストラットを現地合わせ加工しアンカーボルトで固定するのに要する3～4時間を短縮して、コンクリートによる閉合を急ぐ方が変位は少しでも小さくなった可能性がある。ただし、車線を供用しながら施工する今回のような対策工事において土留杭と組み合わせて設置したストラットは、コンクリートと違って硬化時間を要さないため、急激な変位が発生した場合もしくは偏圧が作用する場合の安全余裕代としての意味が大きいと考えている。

(4) 盤膨れの収束状況

対策前の路面隆起速度22.7mm/年が図-13のように対策後は5mm/年に低減している。上述したように、新設したインバートの断面性能は十分な余力を残しているため、膨張圧が作用したインバートコンクリートの弾性変形の範囲内でわずかな変位が路面に現れていると考えることができる。対策前に3年程度変位が生じていたこともあり、対策後も変位が収束するのに時間を要することも考えられる。今後計測監視は注視を続ける。

既往の報告⁸⁾のとおり、対策区間に地下水はほとんどないが、上流側から130L/minの湧水が中央排水管を通して流れており、掘削中においては、そのうちの100L/minは有孔管である中央排水管から周囲のフィルター材を通して漏水し、周辺地山に浸透している様子が確認された。再構築後に中央排水管周りの埋戻しが完了した時点の対策範囲内においては、湧水はほぼインバート内に取り込

めたと考えている。膨張現象の低減は見られたが、今回対策範囲よりも上流側のインバート未設置区間の湧水が地山の亀裂に浸透し、新設したインバートの下側に集まり膨張現象が継続している可能性も考えられる。もし今後、変位が収束しないようであれば、今回よりも上流側のインバート下面より深い位置から強制排水する追加対策⁹⁾が有効と考えているが、引き続き計測により監視を続けていきたい。

(5) 側壁押し出しの収束状況

一方、側壁部の内空変位は対策前の変位速度1～2mm/6ヶ月に対して、図-14のように若干の収束傾向は見られるものの対策後もほぼ同量の変位速度が継続しているとも言える。今回実施した対策工において、覆工応力が増加しておらず、また66日間で2車線開放が要求された工程上の制約があったことから、側壁部の覆工補強対策までは実施していない。インバートと覆工の接続部はストラットを固定するアンカーボルトで接続し軸力伝達には問題を残しておらず、側壁下部における切梁としてのインバートは十分な性能を有しているが、S.L.付近の側壁には亀裂も入っており、膨張圧に耐えうる構造耐力が低下してくる可能性がある。内空変位についても計測監視を継続していく。

4. おわりに

繁忙期を避け、平成25年5月のゴールデンウィーク明けから7月の海の日を含む3連休前までにインバート再構

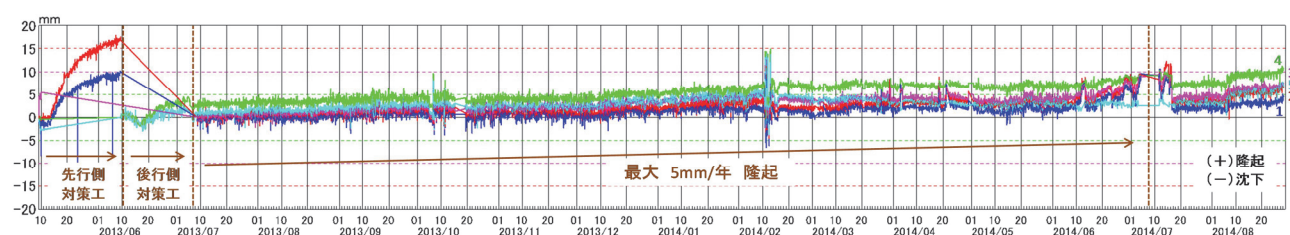


図-13 路面隆起の経時変化

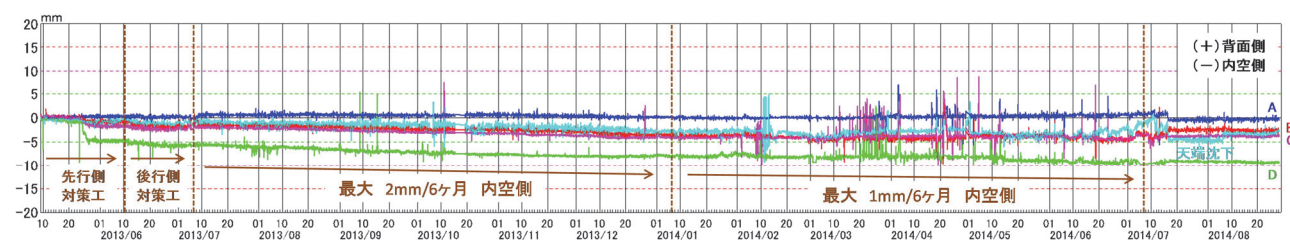


図-14 内空変位の経時変化

築を完了させ2車線を開放すべく超突貫工程を乗り切り、かつ覆工変状が一般車に与えるリスク、片側車線規制横を高速車両が通行することによる事故リスクを最小限に抑えるために、綿密な調査設計・施工計画と施工管理を必要とする内容であった。その実務を通して、地質・湧水の状況を現地で確認した上で、計測結果を基にインバート再構築による対策工の評価ができたことは非常に有意義であった。

膨張性地山は地質や場所、湧水の状況によって膨張の特性は大きく異なり、その対策には十分な調査が必要で、最終的には過去の事例や数値解析を活用し、設計・施工を含めた様々な知見に基づいた総合的な判断が重要となる。今回得られた数々のデータや知見を、今後新設するトンネルインバートの設計や、施工中に膨張性地山に遭遇した際の対応に活用していただければ幸いである。

謝辞：変状発生直ちに開催したトンネル保全検討委員会においてご指導いただいた西村和夫委員長をはじめ、委員の皆様にあたたためて感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 丸山勝，中野清人，天野淨行，下村哲雄：61 日間連続車線規制によるインバート再構築工事，上信越自動車道 日暮山トンネル，トンネルと地下，Vol.44，No.12，pp.17-28，2013.12.
- 2) 中村良明，羽田勝，木曾伸一：超膨張性泥岩を克服，上信越自動車道日暮山トンネル，トンネルと地下，Vol.24，No.1，pp.7-14，1993.1.
- 3) 谷井敬春，下田哲史，高橋浩，菊地裕一，釜谷薫幸：日暮山トンネルにおける早期閉合を目的とした導坑先進工法について，第 11 回トンネル工学研究論文・報告集，pp.207-214，2001.
- 4) 藤田芳邦，谷井敬春，高橋浩，菊地裕一：土かぶり 130m の地表面陥没に至った大崩落，上信越自動車道日暮山トンネル東工事，トンネルと地下，Vol.34，No.1，pp.7-16，2003.1.
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書，山岳工法・同解説，pp.37，2006.
- 6) 大嶋健二，城間博通，伊藤哲男，村地栄次，久保田龍郎：変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について，盤膨れ変状における判定指標，JH 判定基準（案）.
- 7) 佐久間智，菅原徳夫，多田誠，遠藤祐司：供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する，山形自動車道 盃山トンネル（上り線），トンネルと地下，Vol.40，No.12，pp.27-37，2009.12.
- 8) 下村哲雄，北岡治，天野淨行，高橋孝二，中野清人：トンネル中央排水の改善案，上信越自動車道日暮山トンネル下り線インバート再構築工事，第 74 回施工体験発表会（山岳），2014.

(2014.9.15 受付)

EVALUATION OF COUNTERMEASURES ON INVERT CONCRETE RECONSTRUCTION UNDER EXPRESSWAY LANE-CLOSURE CONDITION

Tetsuo SHIMOMURA, Kenji AKIYOSHI, Kiyoyuki AMANO and Kiyoto NAKANO

The Nikkureyama Tunnel on the Joshin-etsu Expressway is 2km twin tunnels. The alignment of later tunnel constructed in 2002 was changed in consideration of the swelling pressure zone of former tunnel. In 2010, the road surface heaved about 5 cm, which progressed 2 cm per year because invert concrete was damaged by weak mudstone and tuff just after invert concrete placing.

This report gives information on the tunnel behavior during construction and design method as well as quantitative evaluation of invert reconstruction.