

路面隆起が徐々に進行するトンネルの原因究明とその対策

宮沢 一雄¹・安田 賢哉²・鶴原 敬久³・須山 恭三⁴
・渡辺 淳⁴・京谷 孝史⁵

¹正会員 東日本高速道路(株)山形工事事務所 (〒990-2226 山形県山形市西越42-2)
E-mail:k.miyazawa.aa@e-nexco.co.jp

²正会員 (株)ネクスコ・エンジニアリング東北保全技術部 (〒980-0013 宮城県仙台市青葉区花京院2-1-65)
E-mail:k.yasuda.sa@e-nexco.co.jp

³正会員 応用地質(株)東北支社技術部 (〒983-0043 仙台市宮城野区萩野町3-21-2)
E-mail: turuhara-takahis@oyonet.oyo.co.jp

⁴正会員 (株)大林組東北支店赤湯工事事務所 (〒999-2222 山形県南陽市長岡字柳田2062)
E-mail:suyama.kyozo@obayashi.co.jp

⁵正会員 東北大学大学院工学研究科 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)
E-mail:takashi.kyoya.bl@tohoku.ac.jp

近年、供用中の道路トンネルの路面が隆起し、場合により車両の通行が困難となる事例が報告されている。しかし、路面隆起の範囲や変位速度、原因については不明であった。そこで、路面調査、および地質調査などを実施し、路面の隆起状況とトンネル地質の特性を把握し、供用中のトンネルの隆起に至ったメカニズムの再現解析により原因究明を行った。対策として昼夜連続通行止めによりインバート構築工事を実施した。新たに全断面連続片押しインバート施工方法により通行止め期間の短縮を行った。

Key Words : road tunnel, heaving, total station, invert, one-way casting, road closed

1. はじめに

今回対象となったトンネルの変状発生区間では、建設時の切羽の岩判定により堅硬な岩盤と判定され、インバートコンクリート（以下インバート）がない支保パターンで施工された。供用開始1年半後の1998年に路面隆起が認められ、以降16年間の累計最大隆起量は190mmに達した。隆起箇所に対しては路面の切削, オーバーレイ工にて対応を行ってきたが, 最近になって路面等にクラックの発生が確認されるようになった。対策として隆起箇所にインバートの新設を検討したが, 当該区間は片側一車線の対面通行の高速道路であり長期間におよぶ昼夜連続通行止めによる対策工事が必要となった。

本報は供用中トンネルの大規模更新・補修として先駆けとして実施したトンネル路面隆起の原因究明のための調査, 解析と変状対策について報告するものである。

2. トンネル概要

磐越自動車道は、福島県いわき市のいわきジャンクションから郡山市を經由して、新潟県新潟市の新潟中央インターチェンジに至る延長213kmの高速道路である。

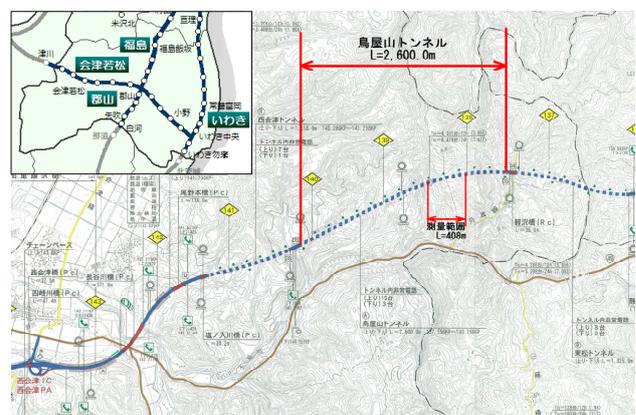


図-1 鳥屋山トンネル位置図

今回対象となった磐越自動車道の鳥屋山トンネルは、会津坂下インターチェンジ～西会津インターチェンジ間にある延長2,600mのトンネルである（図-1）。I期線（上り線）暫定二車線施工の対面通行であり、最大土被りは180m程度であり、地質は新第三紀中新世のグリーンタフ変動期に堆積した泥岩、凝灰質砂岩および凝灰岩よりなる互層構造を呈している。また、膨張質を示すスメクタイトの含有が建設時から確認されていた。路面隆起を生じた区間の地質は、緑色凝灰岩、凝灰質砂岩、凝灰質泥岩で、施工記録によると湧水が多かったが、変位は少なく概ね切羽は安定しており、堅硬かつ良好な岩盤と判断されたため、1997年以前の旧設計要領によりインバートが無い支保パターンで施工され1996年5月に完成した。

しかしながら、供用してから間もない1998年に路面隆起が発見され、累計最大隆起量は190mmに達した。隆起箇所に対してはコンクリート舗装面の切削工を9回にわたり実施した上、車両の走行性確保のためにアスファルト舗装によるオーバーレイ工にて対処してきたが、舗装面の亀裂や舗装連続鉄筋の破損が新たに確認されるようになった。

これに対応するため、路面隆起の対策として調査、変状再現解析を行った上でインバートを新設することとし、昼夜連続通行止めにより新たな施工方法でインバート構築工事を実施した。

3. 調査結果

路面隆起発見後から16年間縦断測量により路面の隆起量の測定が行われてきたが、路面隆起の範囲や変位速度、原因となる地質についての詳細は不明であった。以下に、各種調査結果を示す。路面の縦断測量は、夜間通行止め時1回/年の頻度でしか計測されておらず、常時計測による状況把握が必要であったが、測量のための交通規制や路面にターゲットの設置が困難であるため、高速道路トンネルでの自動計測システムの開発を行った。

(1) 路面調査

a) 縦断測量

路面の隆起を確認して以降、現在まで計97回の縦断測量を実施してきた。得られた測量値には舗装修繕工などによる人為的な段差が加わっているため、そのままでは「地盤隆起量」として取り扱うことはできない。そこで、舗装修繕工などの履歴を調査し、測量値から段差による増減を取り除くことで、「地盤隆起量」を算出し評価し

た。その結果、隆起が停滞している箇所と継続している箇所があることが判明し、顕著な隆起が継続している箇所はトンネル縦断方向に不連続に3箇所に点在していることが判明した（図-2）。また、隆起が継続している箇所では、図-3のように隆起初期に立ち上がり急勾配であったが、徐々に隆起速度が減少しており、長期的には2次クリープ状態を呈するようになった。短期の変動状況に着目すると、隆起や沈下を繰り返しながらも隆起を継続している場合もあるため、隆起量がごく微小な場合には継続して測量することにより長期的な変位の増加傾向を把握しやすいことも分かった。顕著な隆起を示す3箇所では、最近3年間における隆起量は8～17mmであり、平均隆起速度は年3.1～6.6mmであった（表-2）。これらの値は、NEXCO設計要領¹⁾において「補強ランクB（5mm以上/年）」に相当する。

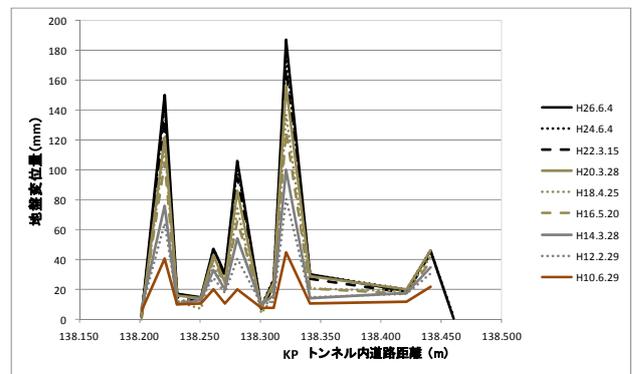


図-2 トンネル縦断方向における隆起量の推移

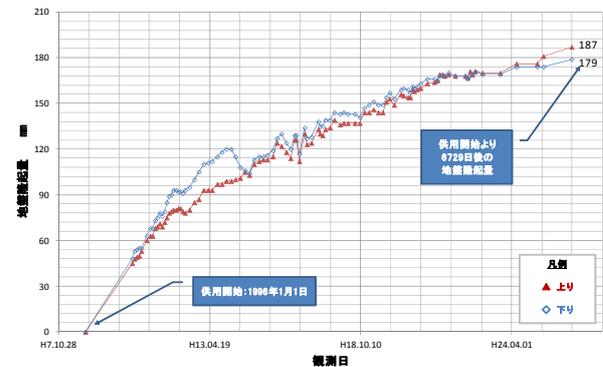


図-3 最も隆起が大きい地点での地盤隆起量の推移

表-1 最近3年間の隆起量と平均隆起速度

| 隆起箇所 KP | 隆起量* mm | 平均隆起速度 mm/年 | 備考 |
|------------|------------|----------------|----|
| 138.221 | 11～13 | 4.2～5.0 | |
| 138.281 | 8 | 3.1 | |
| 138.321 | 17 | 6.6 | |

*隆起量は、平成23年11月1日から平成26年6月4日まで946日間の累積隆起量である。

b) トータルステーション測定

対策工事までの日常管理を目的として、隆起が顕著な3箇所において、側壁上方にトータルステーション（以下TSと呼ぶ）を設置して路面高さの自動測定システムを構築した（図-4）。隆起箇所1箇所当たりトンネル縦断方向に30m区間が測定可能範囲となり、縦断方向に2m間隔で計79点の測定点を配置した（図-5）。本測定は、1日6回（4時間間隔）の自動測定で、遠隔操作が可能であること、測定データをWeb配信によって監視できる特徴がある。なお、測定誤差は路面鉛直方向に±1mmとした。測定はノンプリズムの仕様となるため路面上にはターゲットが不要であるが、TSの定期的なメンテナンス時に測定位置を確認するため、路面上にターゲットとなる白色ペンキ塗装のマーキング（200mm四方）を配置した（写真-1）。

以下に、平成26年7月～平成27年2月中旬までの約7ヶ月間の測定データを示す。138.221kp（図-6の上）では全期間にわたってほぼ隆起傾向を示し、最大4.1mmの隆起を確認できた。一方、それより2m離れた138.223kp（図-6の下）ではいったん隆起した後、沈下傾向を示し、最大8.3mmの沈下となった。これらの中間路面には亀裂が発生してきており、測定値と現地状況とが対応している結果であった。これら測定点の挙動をまとめて等高線表示したのが図-7である。路面隆起は局所的に分布しており、トンネル縦断方向への連続性は乏しいものであった。この結果は、前述した縦断測量結果と整合的であった。

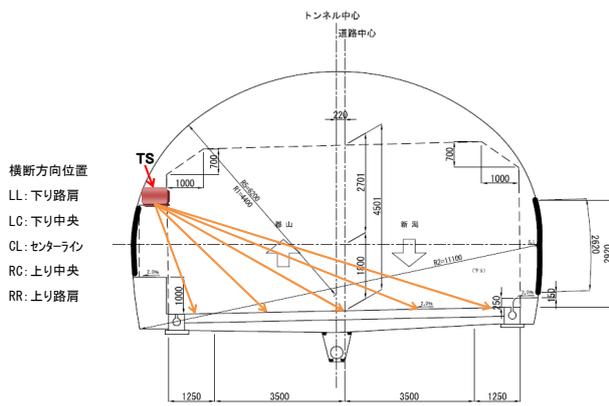


図-4 TS測定概要図

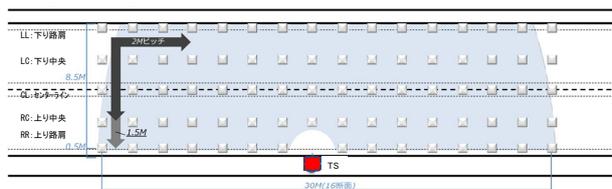


図-5 各隆起箇所における測点配置図



写真-1 TS測定のための路面上の測定点

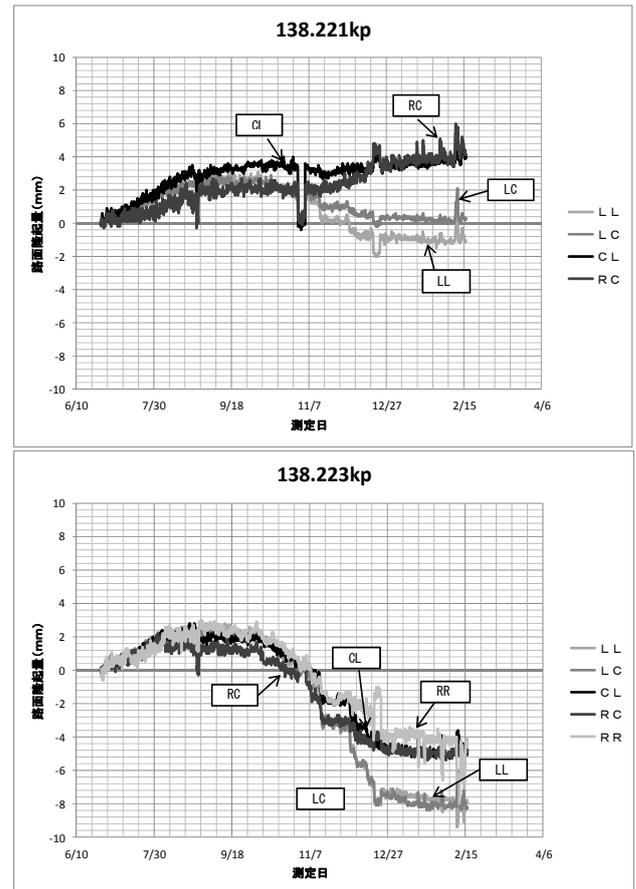


図-6 測定点の挙動例（上：138.221kp，下：138.223kp）

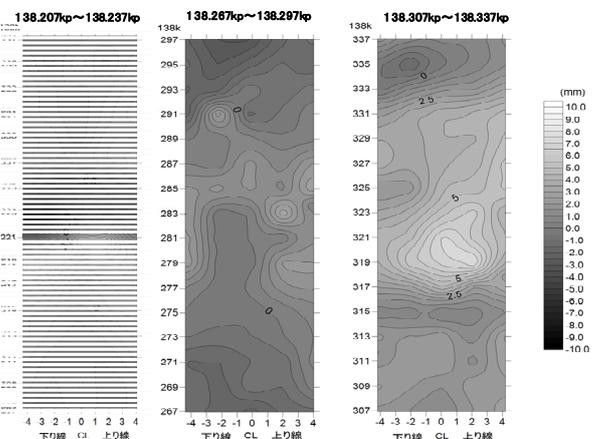


図-7 TS測定結果（等高線表示）

(2) 地質調査

地質分布状況については、建設時の弾性波探査結果のみで地質の詳細把握ができていなかった。建設時の切羽スケッチに注目して地質分布図作成を試みた。ボーリングによる岩石試験については、盤膨れ関連する物理、安定、科学試験に注目して既往研究から盤膨れ閾値を採用することとした。

a) 切羽スケッチにもとづく地質復元

施工時の切羽スケッチや完成図面を元に、路面隆起が著しい区間についてトンネル位置における地質の分布状況を復元した。その結果、分布地質は泥岩、凝灰質砂岩および緑色凝灰岩の3岩種であり、路面隆起の変状が認められた箇所の地質には小断層を多く伴うとともに、一部に粘土を挟む箇所があり、全体に地殻変動による破碎を大きく受けていることが判明した(図-8)。とくに、隆起が顕著な箇所では凝灰質砂岩が分布し、その中に泥岩層や粘土を挟む小断層、変質粘土層が挟在していることが判明した。なお、隆起箇所での地質の傾斜角は60~80度と急傾斜を示していた。

b) ボーリング調査

路面隆起がもっとも著しい箇所において、路面より鉛直下方にボーリング調査(掘削径86mm、掘削長10.0m)を実施し、トンネル直下の地質を確認した。その結果、路面下4.62mまでは、小断層に沿って破碎された凝灰質砂岩(深度1.25m~2.90m間)、シルト岩(深度2.90m~3.69m間)および砂岩(深度3.69m~4.62m間)が分布し、岩級区分は電研式岩盤分類によりD級相当であった(図-9)。一方、その下位の深度4.62m~10.0m区間では岩級区分がCL~CM級に相当するやや堅硬で均質な凝灰質砂岩が分布した。

c) ボーリングコアによる岩石試験

既往文献における盤膨れ判定指標および当トンネルの岩石試験結果を表-2に示す。路面下4.62mまでの部分のコアには膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトを含有していることが確認できた。また、吸水膨張特性が極めて大きく、吸水膨張率は88.7~139%を示す上、浸水崩壊度も大きい値(区分D:原形をとどめない)を示した。これらを総合すると、路面下4.62mの部分の地質は膨張性地山の可能性を有していることが判明した。

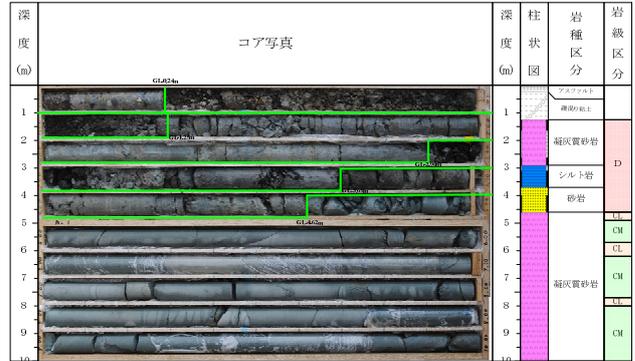


図-9 ボーリング調査結果図

表-2 盤膨れ判定指標

| 項目 | 細目 | 単位 | JH判定基準(案) | 既往研究文献 | | | 本トンネル 凝灰質砂岩 | | |
|------|----------------|-------------------|-------------------|------------------|------------|-------------------------------|----------------|-------------------|-------------------|
| | | | | ※2日本鉄道建設公団(1977) | 大塚ほか(1980) | 佐藤ほか(1980) ≦18.0 (乾燥状態) | 新宮ほか(1982) | GL-1.30~ 2.90m | GL-5.00~ 5.15m |
| 物理試験 | 単位体積重量 | kN/m ³ | ≦21 | — | ≦20.5 | — | — | 18.8 | 21.16 |
| | 自然含水比 | % | ≧20 | ≧20 | ≧20 | — | — | 25.7 | — |
| | 塑性指数 | % | ≧60 | ≧70(25) | ≧70 | — | — | — | — |
| | 2μ以下の 粒子の含有 | % | ≧25 | ≧30(15) | ≧30 | — | — | — | — |
| 定性試験 | 吸水膨張率 | % | ※1[≧2.0] | — | ≧2.0 | — | — | 88.7~139 | 0.06~0.29 |
| | 浸水崩壊度 試験 | — | C, D | D | — | C, D | — | D | A~C |
| 科学試験 | 簡易スレーキ ンゲ | — | 3, 4 | — | — | — | — | — | — |
| | X線回折 | — | スメクタイト含有量 少量以上 | 主要粘土鉱物 | — | モンモリロナイト 含有 | モンモリロナイト 含有 | スメクタイト含有 量中量 | スメクタイト含有 量少量 |
| | CEC試験 | meq/100g | ≧20 | ≧35(20) | ≧35 | — | — | 37 | 18.3 |

※1: []は既往文献の管理値から採用するもの
※2: 膨張の可能性が非常に大きい地質の判定基準。()内は膨張の可能性がある地質の判定基準。

(3) 地中変位

路面隆起の鉛直方向の隆起位置の特定をするため地中変位計を設置を検討した。路面隆起が顕著な箇所において鉛直下方に地中変位計(延長10m)を設置し、約2年5か月間の観測値を取得し、孔底(深度10.0m)からの累積変位量を算出した。深度0m~6m間で最大7mm程度の隆起方向の変位が発生していた(図-10)。なお、深度6mよりも深い地点では変位はほとんど発生しておらず、

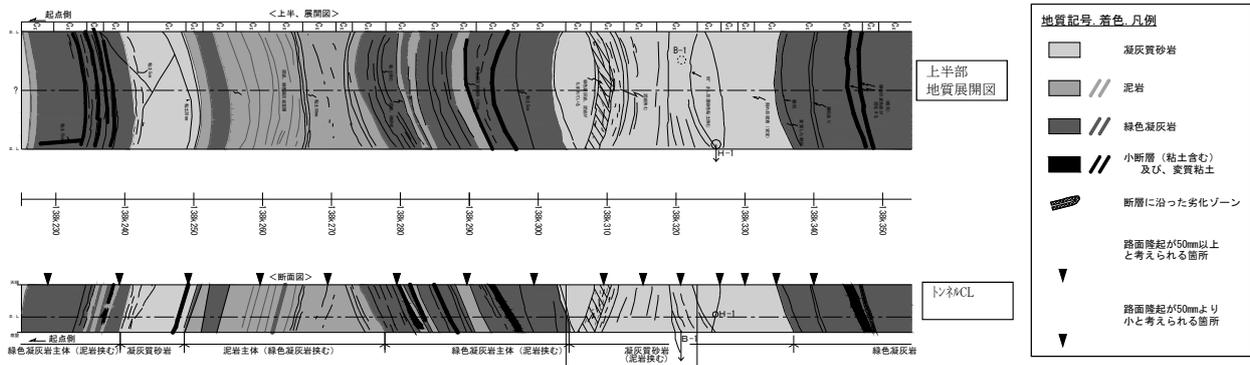


図-8 切羽スケッチから復元した地質断面図

その大部分が膨張性がない，堅硬で均質な凝灰質砂岩に相当するためと考えられる。

(4) 覆工調査

覆工や内装タイトルの表面にはひび割れなどの損傷が発生していたが，いずれも小規模で進行性のある損傷は認められなかった。また，塑性圧に伴う水平ひび割れなどの特徴的な損傷も認められなかった。

a) 覆工ひずみ

平成24年6月に覆工ひずみ計を設置して以降，約2年5ヶ月間の覆工ひずみを観測した。ひずみ値は増減を繰り返しながら1年後におおむね0に戻っており，その後も同様の挙動を示した（図-11）。また，覆工ひずみは温度と相関があり，夏季に縮みが冬季に伸びが卓越する傾向となり，異常値は認められなかった。以上より，覆工ひずみは温度に伴う経年的な変動が認められたが，顕著な累積性のある変化は認められなかった。

b) 覆工応力測定

覆工表面に張り付けたひずみゲージに対し，オーバーコアリング削孔を実施し，応力開放時のひずみ変化量を測定した。また，オーバーコアリングで回収したコア試料を用いた静弾性係数測定により，覆工壁面の二次元応力状態を求めた。覆工コンクリートに発生していた応力は覆工コンクリート強度の7～19%であり，現段階では覆工への影響は小さいことが判明した（表-3）。

c) 内空変位測定

レーザー距離計を利用した簡便な測定により，スプリングライン付近のトンネル内空の水平距離を測定した。平成23年11月の測定値を初期値とした比較では，最大でも1mmの変位量（縮み）であった。測定器自体の精度が±1.5mmであることから，変位は発生していないと判断した。

4. 変状再現解析による路面隆起予測

(1) 解析モデル概要

解析対象断面は，舗装版隆起のもっとも大きい138.321kpとした。この箇所の土被りは約180mで，支保パターンはCIIパターンであった。3次元解析モデルの領域は，境界条件の影響が及ばない範囲として，側面境界までを壁面から左右に約5D（D：掘削径）確保し，底面境界までをインバート底面から4D確保した（図-12）。

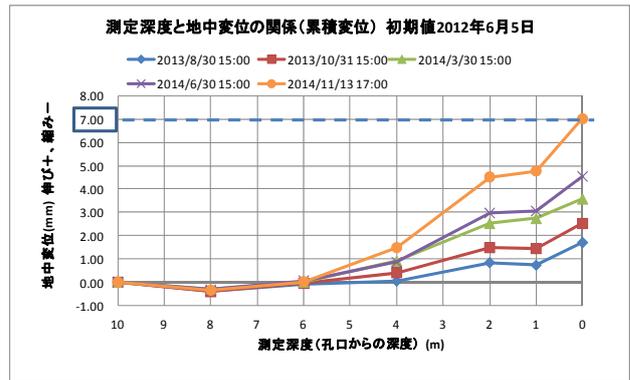


図-10 鉛直地中変位計の経時変化図(孔底10mからの累積変位)

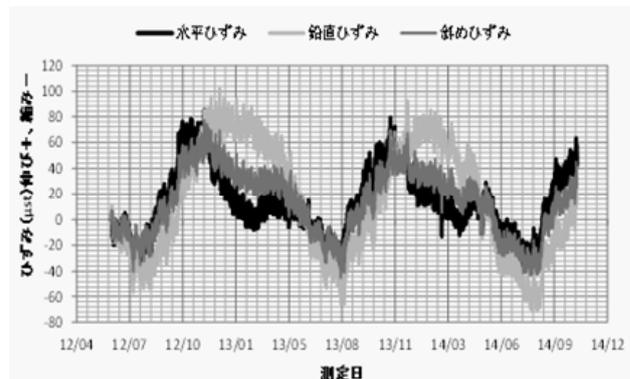


図-11 覆工ひずみの経時変化図

表-3 覆工応力測定結果

| 測定箇所 | 応力計算結果(MPa) | | 主ひずみ | | 弾性係数(MPa) | ポアソン比 | 強度(MPa) | 応力/強度 |
|------|----------------|----------------|------------------|------------------|-----------|-------|---------|-------|
| | σ_{max} | σ_{min} | ϵ_{max} | ϵ_{min} | | | | |
| 地点1 | 0.72 | -1.60 | 37.4 | -65.4 | 26,200 | 0.161 | 24.0 | 7% |
| 地点2 | -3.49 | -5.47 | -88.6 | -166.4 | 29,500 | 0.160 | 28.8 | 19% |
| 地点3 | -0.60 | -2.63 | -5.0 | -94.0 | 26,800 | 0.177 | 30.7 | 9% |

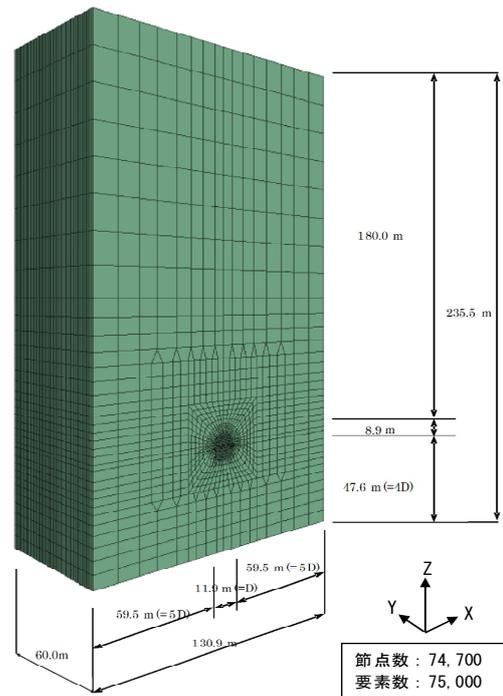


図-12 3次元解析モデル

また、地表面までは土被り高さとし、縦断方向は全体で60m、CIIパターンの施工であったことから1メッシュの奥行長さは1.2mとした。境界条件は、底面を固定、縦断方向側面X方向固定、Y方向・Z方向ローラ、横断方向側面Y方向固定、X方向・Z方向ローラとし、地表面はオールフリーとした。現況の変状調査においては、①ボーリング調査により深度約5mまでは岩盤劣化が著しく、この範囲にスメクタイトを含有すること、②地中変位計の観測結果より深度4m付近より隆起挙動が確認され、累積的に隆起している傾向が見られていた。これらより、舗装版下5m付近までは地山の劣化が著しく、同深度以浅では地山内の隆起現象も累積的に現れていることから、舗装版下5mの範囲をクリープ領域として解析モデルに組み込むこととした。さらに、路面隆起の実挙動においては、コンクリート舗装版と円形水路との間に段差を生じていたことから、縁切れした状態を円形水路と舗装版間、舗装版一部と地山間に設けて解析を実施した。

(2) 入力物性値

これまでの調査結果より、地山物性値を表-4のとおりとした。なお、時間依存性を考慮したクリープ解析を実施するため、地山強度定数の強度低下も考慮することにした。強度定数は当初の入力値から供用開始19年経過後には残留強度程度まで低下するものとし、残留強度はこれまでの調査で確認されたD~CL級の平均値を採用した。また、強度定数の低下グラフを図-13に示す。一方、CIIパターンにおける一次支保、二次覆工の要素モデルおよび入力定数を表-5に示す。

(3) 解析ステップ

3次元解析ステップは、初期応力計算後に上半逐次掘削の解析を行い、下半逐次掘削後に二次覆工および舗装版ほか施設をモデル化した。次に、クリープ領域を設定した後、クリープ領域内の強度定数を低下させながら、1年ごとのクリープ解析を実施し、舗装版隆起を再現した(図-14)。

(4) 解析結果

変状再現解析結果により、舗装版隆起は上下線で若干の差はあるが、おおむね同値の隆起量を示していた。実測値と比較した舗装版隆起の経時変化グラフを見ても、3次元解析による舗装版隆起量は実測値をほぼ再現しており、19年後には200mmを超える隆起量となった(図-15)。二次覆工変位は図-16に示すように水平変位が内空側~0.6mm、鉛直変位が隆起の0.1mmと、二次覆工変位もおおむね実測値(内空変位測定結果)を再現していた。このときの二次覆工発生応力は最大圧縮応力が3.64MPa、最大引張応力が0.12MPaとなり、最大引張応力

は許容増分応力以内の値であった。

表-4 地山物性値

| 地質 | 単位体積重量 $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$ | 変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$ | ポアソン比 ν | 粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$ | 内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$ |
|-------|-------------------------------------|----------------------------|----------------|---------------------------|---------------------------|
| 凝灰質砂岩 | 22 | 4,600 | 0.30 | 4,800 | 20 |

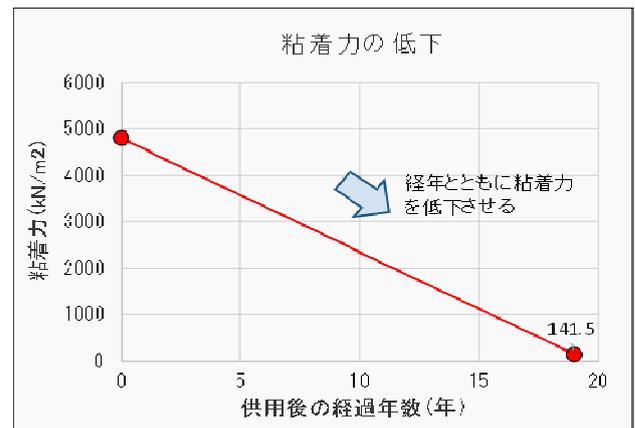
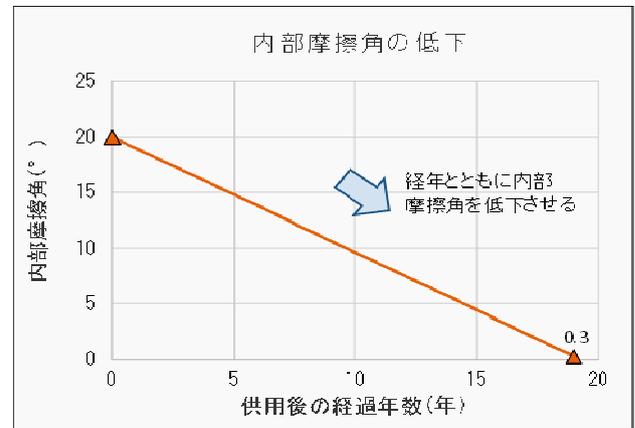


図-13 強度定数の経年低下

表-5 構造物物性値

| 構造物 | 仕様 | 要素モデル | 弾性係数 $E(\text{kN/m}^2)$ | 断面積 $A(\text{m}^2)$ | 断面2次 $I(\text{m}^4)$ | 断面係数 $Z(\text{m}^3)$ |
|------------|--------------------|-------|----------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 吹付けコンクリート | t=100mm | シェル要素 | 4.0×10^6 | 0.10 | - | - |
| 鋼アーチ支保工 | H-125@1.2m 上半のみ | ビーム要素 | 2.0×10^8 | 30.00×10^{-4} | 839×10^{-8} | 134×10^{-6} |
| ロックボルト | L=3m@1.2m | トラス要素 | 2.0×10^8 | 5.067×10^{-4} | - | - |
| 二次覆工コンクリート | t=300mm | シェル要素 | 2.2×10^7 | 0.30 | - | - |

5. 路面隆起の原因推定

路面測量、地質調査、地中変位、覆工調査等の調査結果から次の原因が推定される。

- ・隆起が著しいのは3か所で局部的に分布しており連続性は乏しいが凝灰質砂岩が分布し、泥岩層や粘土を挟み破碎を受けている。

| step | 概要図 | 備考 |
|------|---|--|
| 1 | | ・初期応力の計算 |
| 2 | | ・上半掘削 (0~2.4m) ・上半支保設置 (0~1.2m) |
| 3 | | ・上半掘削 (2.4~3.6m) ・上半支保設置 (1.2~2.4m) |
| ~ | 上半掘削, 1.2m 遅れで上半支保設置の計算を繰り返し, 上半掘削 60m まで逐次計算 | 上半掘削 60m まで逐次計算 |
| 61 | | ・下半掘削 (0~2.4m) ・下半支保設置 (0~1.2m) |
| 62 | | ・下半掘削 (2.4~3.6m) ・下半支保設置 (1.2~2.4m) |
| ~ | 下半掘削, 1.2m 遅れで下半支保設置の計算を繰り返し, 下半掘削 60m まで逐次計算 | 下半掘削 60m まで逐次計算 |
| 120 | | ・二次覆工打設 (0~60m) ・舗装版他施設モデル化 (0~60m) |
| 121 | | ・クリープ解析 →クリープ領域の設定 ・供用開始後 19 年経過までを解析 (H8.10~H27.10) |

図-14 3次元解析ステップ図

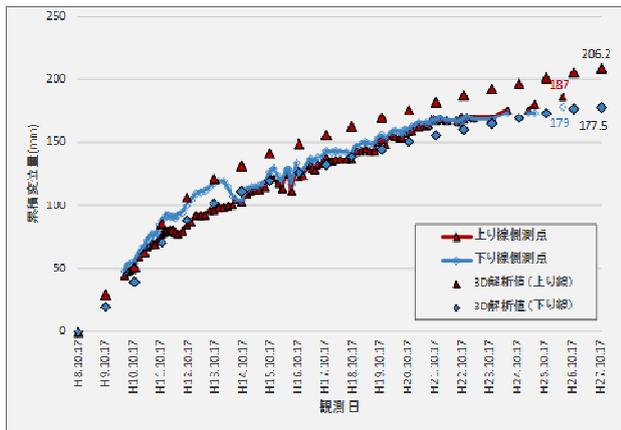


図-15 変状再現解析結果(舗装版の累積変位)

- ・スメクタイトを含んでおり, 陽イオン交換容量が大きいことから膨張性鉱物を多量に含み, 吸水膨張特性がきわめて大きく, 浸水崩壊度も大きい。

・鉛直に深度0~6mで隆起方向の変位が発生している。
以上のことから, 凝灰質砂岩に含まれる泥岩層や小断層, 粘土薄層中にスメクタイトが多量に含まれたために路面下の浅い部分から膨潤し路面隆起が発生している隆起メカニズムが考えられ, トンネル施工上インバートがない区間で路面隆起が顕在化したと推定される。

6. 変状対策工の計画検討

(1) 変状部の判定区分

対策工の抽出にあたり, 路面隆起による変状がどの程度まで許容されるかの一般的な基準は無いが, NEXCO設計要領¹⁾および有識者技術検討会の提言等関連する項目から基準目安とし, 実施した調査結果により, 変状の現状を判定し, 必要な対策区間の設定を行った。鳥屋山トンネルの変状対策をNEXCO設計要領¹⁾のトンネル変状対策により判定基準を選定した。図-17に補修・補強ランクの分類を示す。今回の変状は, 「①塑性圧に起因する変状の補強ランク」に該当しており, 塑性圧に起因する変状の補強ランクから路面隆起変位速度が5mm/年以上であるため変状の進行性大, 補強ランクBとなり, 補強ランクと対策工の緊急性の目安から, 変状が大きくかつ進行し, 通行車両に対して危険であるため, 早急に何らかの補強が必要なものとされた。

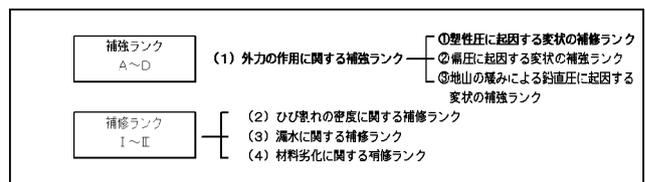


図-17 補修・補強ランクの分類

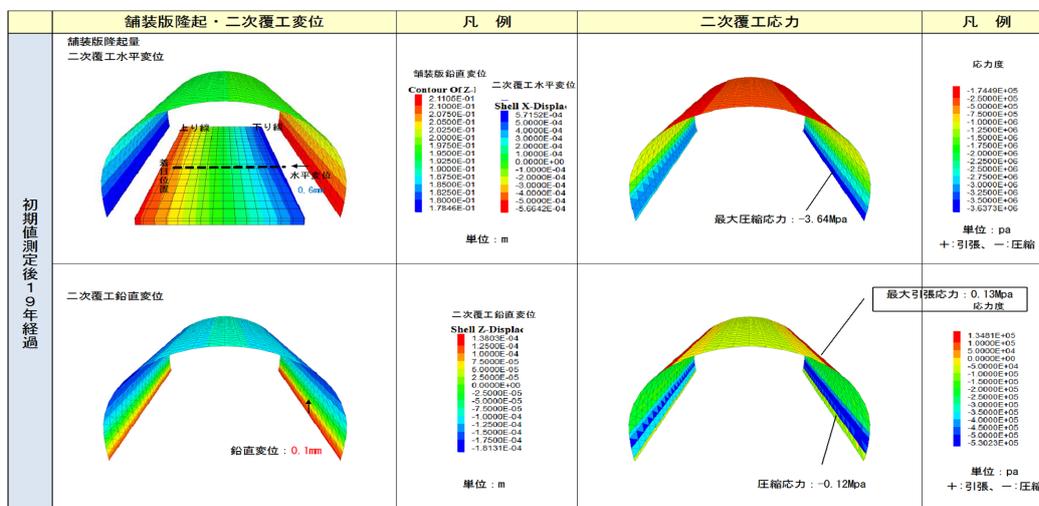


図-16 変状再現解析コンターマップ

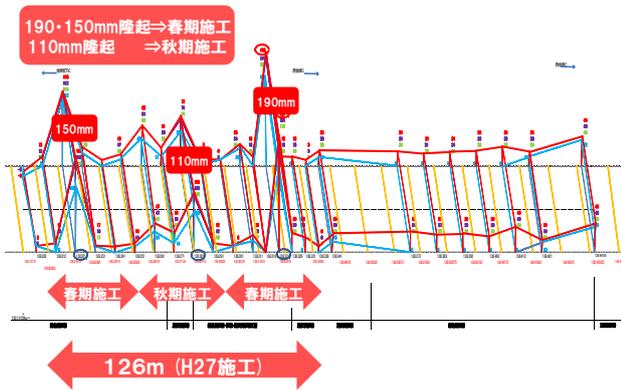


図-18 累積路面隆起と対策範囲

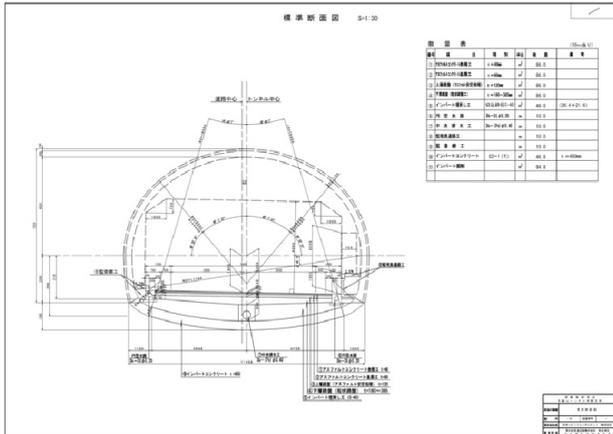
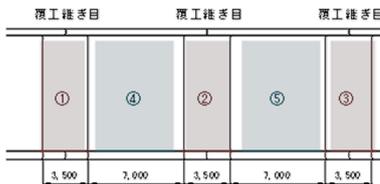


図-19 対策工標準断面図

「NEXCO設計要領第3集 本体工保全編」の施工方法



新たな施工方法(片押し順次閉合案): 1サイクル 5.25m



図-20 インバート施工方法

(2) 対策範囲

累積路面隆起量の経時変化を図-18に示す。239mにわたり路面隆起が確認されているが、隆起量が大きな3か所のピークを含む、累積隆起量50mmを超過する138.20kp～138.33kpの126m区間を対策範囲とした。

(3) 対策工の設計

建設時からの湧水が多く、発生している累積隆起量が最大で190mmと他の変状トンネルと比べても多く、隆起が継続していることからロックボルト等の応急対策では

なく、インバート設置の恒久対策が必要とされた。既設インバート損傷による変状ではなくインバート未設置箇所での変状であるためインバート半径は新設半径と同じ $R=16,000\text{mm}$ とした。インバート厚さは、C II 支保であるがインバート下面地山の劣化が想定されるためD I 支保相当の45cmとした(図-19)。ただし、早期の埋戻しと供用開始および初期ひびわれ防止のために、設計基準強度 45N/mm^2 の早強コンクリートを使用し繊維で補強した。

7. 施工計画検討

(1) 路線の交通特性と交通規制

対策トンネルがある磐越自動車道の会津坂下インターチェンジ～西会津インターチェンジ間は福島県郡山市と新潟市を結ぶ重要な高速道路であり、並行して国道49号があるが急峻な地形のため他に代替となる道路はない。冬期は累積積雪深が10mを超える豪雪地帯であり登坂不能車両による通行止めも発生する。当該区間は片側一車線の対面通行であり、道路メンテナンスや補修・改良工事は夜間通行止め(20時～翌5時)にて年間70日程度実施されている。交通量は6,000台/日程度であるが、大型連休や夏季繁忙期には10,000台/日を超え変動が大きい。国道49号線は14,000台/日程度の交通量であり、繁忙期以外であれば休日や朝夕の交通量を考慮しても迂回路としての国道49号線の交通容量は問題ないことが判った。今回対策範囲を昼夜連続通行止めにてインバートを設置すると約30日間が必要とされた。しかしながら、高速道において工事が原因でこれほどの長期間上下連続通行止めした事例はなく、利用されるお客様への影響を最小限とすべく、なるべく短い期間で工事を完了するために20日間×2回(春期・秋期)の昼夜連続通行止めでの計画とした。

(2) インバート施工期間の短縮検討

NEXCO設計要領¹⁾によるインバート施工方法は、矢板工法の下半覆工コンクリートの逆巻施工の実績から、覆工コンクリート目地部の沈下防止のため覆工継ぎ目の3.5mを先行施工して、その後戻り中間部の7.0mを施工するのを標準としている。今回、路面隆起の著しい126mの対策範囲を最短の昼夜連続通行止めとすべき、新たな試みとして全断面連続片押しインバート施工の検討を行った(図-20)。施工延長、期間および覆工延長から1サイクル当たりの抜き掘り延長は5.25mとして検討を行った。既設覆工コンクリート下を連続して抜き掘りした施工例はなく、覆工応力への影響を確認するために、変状地盤をクリープにより表現できる粘弾塑性モデルを用いるものとした。地山物性値は調査段階の再現解析と同様である。インバート施工の影響の比較においては、抜き掘り延長がパラメータになることから三次元粘弾塑性解析を実施

した。スパン長を変えた3ケースの解析結果を図-21に示す。撤去スパン長と引張り応力の関係(図-22)から6m程度まで可能であり5.25mの抜き掘りに対する安定性が確認された。また、覆工継ぎ目部を先行施工しないため、片持ち長による覆工の安定度の確認を三次元シェルばねモデルにて解析を行った。片持ち長3ケースの解析結果を図-23に示す。引張り応力から片持ち長2.75mまで可能である。覆工継ぎ目部にインバート中心を合わせたスパン割にすることで、覆工片持ち長は2.625mとなることから覆工の安定性が確認された。

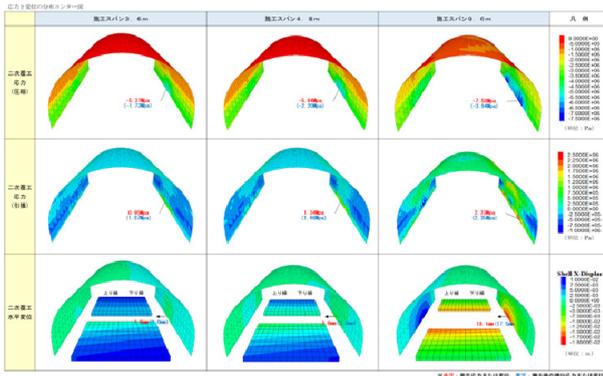


図-21 三次元粘弾塑性解析結果

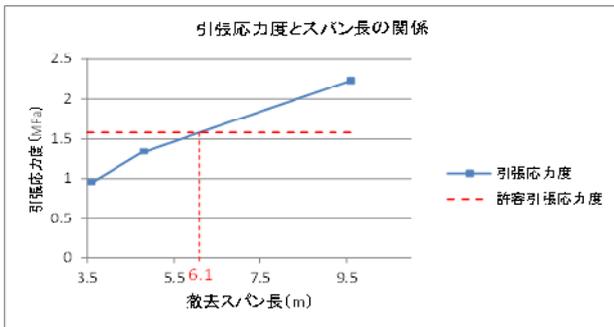


図-22 引張応力度とスパン長の関係

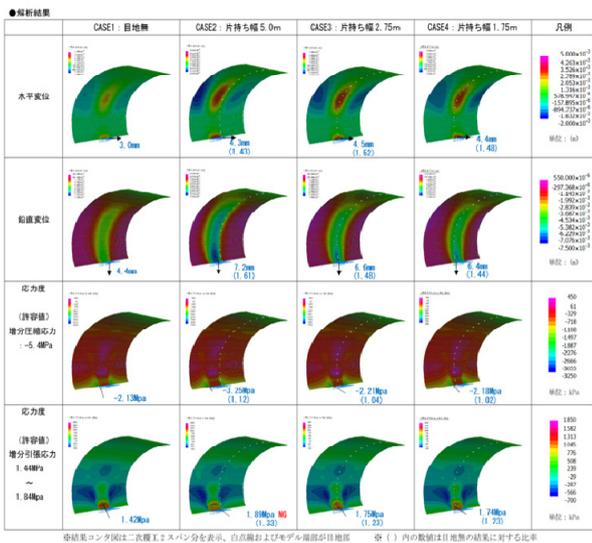


図-23 片持ちシェルばね解析結果

(3) 春期・終期の施工ステップ

インバートスパン長を5.25mとして24スパンで施工延長を126mとした。春期施工では、累計隆起量が著しい2箇所インバートの施工を先行することとし、秋期施工で中間箇所の施工を行うこととした。春期施工のスパン割と施工方法を図-24に示す。秋期施工を中央に残し両側に8スパン(42.0m)、計16スパン(84.0m)のインバートを施工することとした。施工方法は連続片押しインバート施工とし、中央から反対方向へ2パーティで同時に施工することとした。撤去部材や掘削土の処理及びびコンクリート等の資材供給も郡山側と新潟側から別途に行い工期短縮を図ることとした。春期施工ステップは、対策区間全体の各種ケーブル等を切換え、監視員通路と給水管を撤去し、次に舗装を撤去し、仮設排水釜場を設置してポンプと排水管にて水替え後に中央排水管と円形水路の取り壊しを行うこととした。1スパンのインバート掘削とコンクリート打設を一昼夜で行い、インバート完了後に中央排水管と横断排水管を設置して埋戻しを行った後、全体の仮設監視員通路および仮設ケーブル、給水管の復旧、アスファルトによる仮舗装、交通管理施設、秋期施工箇所常時監視計測設備を復旧して交通開放することとした。仮設監視員通路にプレキャストL型擁壁、仮設ケーブル敷設には強化プラスチック製トラフを使用して工期短縮を図った。秋期施工は春期施工と同様に中央から両側に4スパン(21.0m)、計8スパン(42.0m)のインバートを施工することとした。施工方法は、春期施工と同様に2パーティで同時施工することとした。秋期施工ステップは、対策区間全体の仮設の監視員通路、ケーブル、給水管、舗装を撤去し、インバートの施工を行い、中央排水管と横断排水管の設置後に水替え釜場を撤去し、既設中央排水管への接続後に埋戻しを行いインバート工を完了することとした。その後、監視員通路、給水管、ケーブル、円形水路、舗装、交通管理施設の本復旧を行い交通開放することとした。秋期施工は春期施工に比べインバートの施工は半分であるが、トンネル設備の本復旧に工程を要するため、工程管理と施工協議が必要となった。

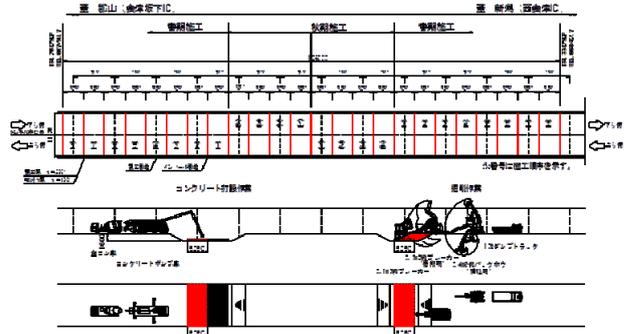


図-24 春期施工方法

8. 施工結果

(1) 地山および湧水の状況

建設時の切羽スケッチに基づく地質分布と地質調査の結果より変状が著しい区間では凝灰質砂岩が分布し、その中に泥岩薄層や粘土を伴う小断層あるいは変質粘土層が挟み込まれていると想定されていた(図-25)。インバート掘削後の地山状況は、隆起が小さい区間の緑色凝灰岩は亀裂が少なく1.3級油圧ブレイカーで掘削が困難な程度であったが、隆起の著しい箇所の地山は、亀裂の多い凝灰質砂岩と亀裂が多くて脆く黒色に変色した泥岩、一部白色に変色した粘土が互層となっていた。凝灰質砂岩の亀裂には粘土を挟み、亀裂内には酸化した跡が見られた。また、凝灰岩と泥岩の境界では層理が縦方向に入っており、手で掘ることができる脆弱な地山も見ることができた。掘削時には凝灰質砂岩部で側壁コンクリート下部より最大10ℓ/minの湧水が見られた。心配していた中央排水管の損傷は無かったが、全体に中央排水下部のセレクト材部に湧水が流出しており切れることがなかった。湧水処理は、インバート下面にもやいドレーンをV字に設置し、フィルター材と有孔管にて中央排水に導水した。

(2) 岩石試験による地山特性

インバート掘削時に地山岩石試験のためのブロックサンプリングが困難となることが想定されたため、舗装撤去施工時にインバート施工2スパン(5.25m/スパン)に1箇所の頻度で掘削深度2m程度の鉛直下方ボーリングを実施した。また、ブロックサンプリングは、主に路面隆起が顕著な位置で15ヶ所実施したが、データが取れたのは6か所であった。試験に供した試料は、凝灰質砂岩、凝灰岩、泥岩等の新第三紀中新世の堆積岩類およびそれらの互層と多岐にわたった。これら試料の一軸圧縮強度はほぼ20MPa以下を示す軟岩であった。地山の概略的な傾向を把握するため、浸水崩壊度試験結果を図-26に示す。変化がみられない健全な「区分A」と原形をとどめない「区分D」が大半を占めており、本トンネルの地山の複雑性を示唆している。地山の膨張性判定図(ヘキサダイアグラム)を図-27に示す。ここに示す地山では、路面隆起量が累積で110mmほど生じていた。このように隆起量が大きい箇所では、膨張性判定指標のほとんどで基準を上回る結果であった。特に、隆起量が著しい箇所での含水比、一軸圧縮強度および陽イオン交換容量が基準を大きく上回る傾向があった。一方、複数の項目で基準を上回っても隆起量が大きくない試料もあり、路面隆起には別の要因も関与している可能性を示唆する。

(3) 覆工変位

インバート施工時におけるトンネル挙動を把握するた

めに、覆工変位の計測工を実施した。覆工の鉛直変位は、沈下あるいは隆起の累積傾向は見られず2.2mm沈下～

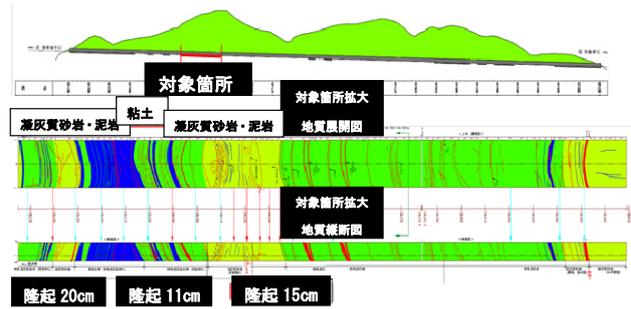


図-25 切羽スケッチにもとづく地質分布

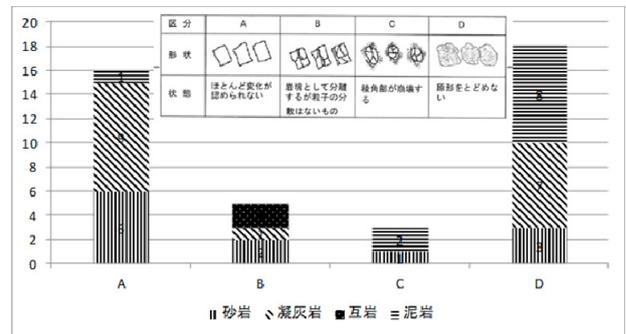


図-26 浸水崩壊度試験結果ヒストグラム

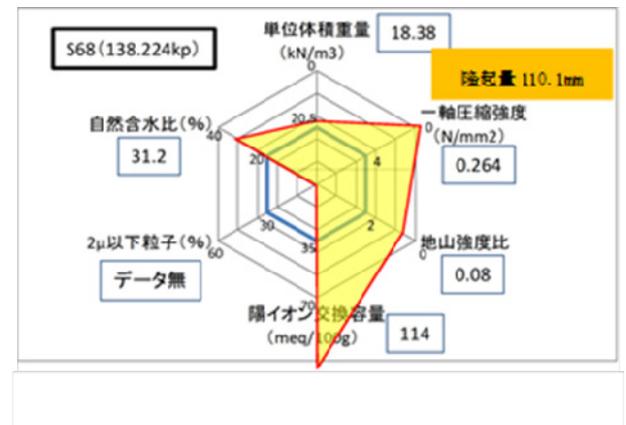


図-27 膨張性判定のヘキサダイアグラム

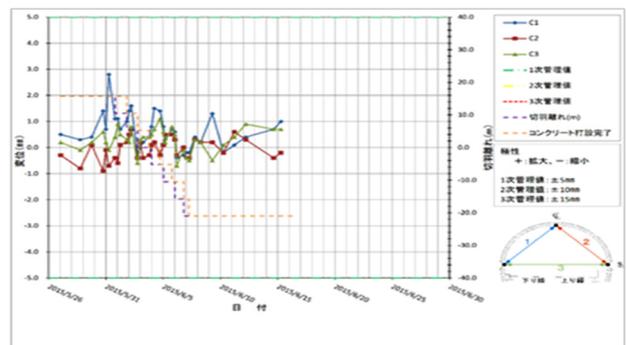


図-28 施工時内空変位経時変化

2.6mm隆起の範囲内の値であった。各計測断面の累積性や近似関係は見られなかった。内空変位も同様に縮小や拡大の累積傾向は見られず、1.8mm縮小～2.8mm拡大の範囲内の値であり、各計測断面間で一定した変位傾向は認められなかった(図-28)。

(4) 覆工ひずみ

隆起が著しい箇所の覆工スパンの4断面においてインバート施工時に円周方向5ヶ所、縦断及び横断方向のひずみを計測した(図-29)。コンクリート打設後の養生温度、アスファルト舗装の舗設温度等が起因し、ひずみ値に変化がみられたが、施工が完了してからは、ひずみ値に大きな変化はなく、通常の覆工温度変化に伴う変動と思われ、顕著な累積性のある変化は認められなかった。

(5) インバートコンクリート応力

インバートコンクリート応力を図-30に、コンクリート温度の経時変化を図-31に示す。インバートコンクリートの応力は、コンクリート打設直後に $4\text{N}/\text{mm}^2$ を超えた以降は $2\text{N}/\text{mm}^2$ 以内に収まり、設計強度に比べて非常に小さな値である。コンクリート応力と温度の経時変化はほぼ同じ傾向を示しており、コンクリート打設後の温度上昇の影響により一時的に圧縮応力が発生し、温度低下に伴い応力も安定している。190mmにおよぶ最大累計隆起した箇所でインバート設置後の応力変化傾向を把握するため、今後、長期的に計測を行う予定である。

9. 対策工の解析検証と評価

(1) 覆工変化の経時変化挙動の検証

インバート施工時のスパン毎の挙動を把握するため、各インバート掘削終了後から次スパンのインバート掘削終了時までの増分変位を整理してまとめた。覆工天端・左右SLの3測点における変位量を変位方向と共に表示し、変形モードを分類した(図-32)。覆工スパン毎にインバート施工後の変形モードに分類したが変位の累積性や共通性は見られなかった。

なお、変位の発生範囲は $\pm 3\text{mm}$ であり、対策工事中の変位量としては軽微なものと考えられる。また、これらの変位には累積性も認められないことから、1つの覆工に対しインバート施工スパンを5.25mとして3回に分けた施工は、変位を抑制する点で有効であり、覆工の安全性に影響を及ぼしていないことが判った。

(2) 施工時再現解析

施工時再現解析は、施工前調査段階の解析モデル¹⁾と同じ初期条件下で解析した。なお、舗装版直下5m範囲でのクリープ領域の設定および地山強度定数(c, ϕ)の線形低下もモデルに加味した。インバートは設計基準強

度 $45\text{N}/\text{mm}^2$ ・厚さ45cmとしてシェル要素にてモデル化し、施工後すぐに強度発現するものとして計算した。覆工の天端における縦断方向の変位分布を施工スパンごとにグラフ化した(図-33)。天端変位をみると、第1スパン施工時はほとんど動きがみられないが、第2スパン施工時以降から各施工スパン位置の隆起が発生し、隆起量が最終施工スパン方向にシフトしていた。この傾向は覆工のSLの水平内空変位でも確認され、累積的に増加する。2mm未満の小さな変位である。なお、覆工の最大水平変位は、各施工スパン中央部の脚部端に発生し、その変位量は約3mm程度である。

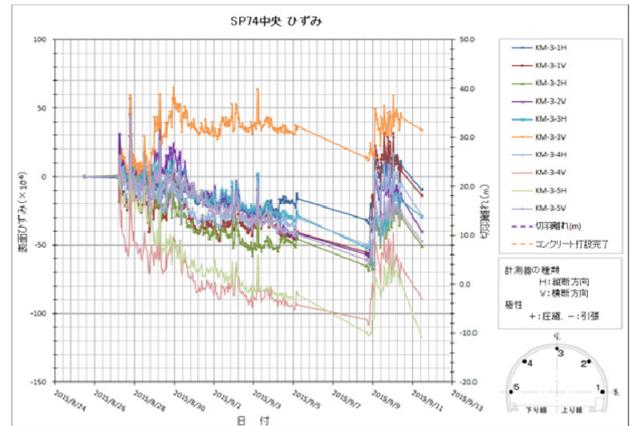


図-29 施工時覆工ひずみ経時変化

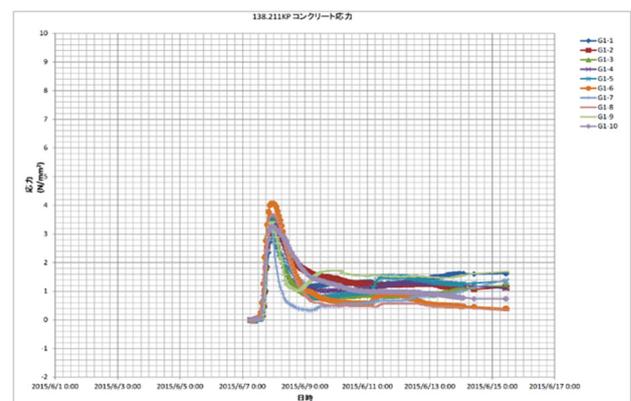


図-30 インバートコンクリート応力経時変化

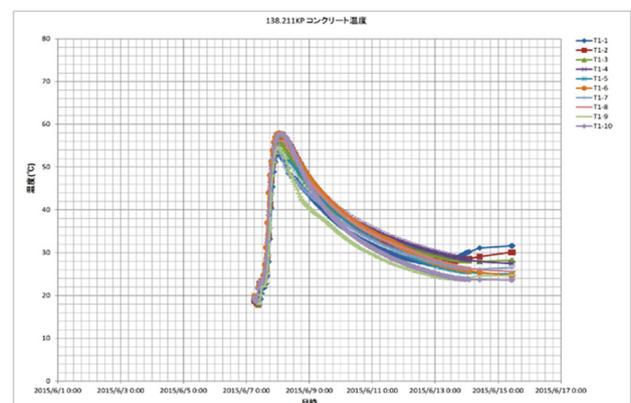


図-31 インバートコンクリート温度経時変化

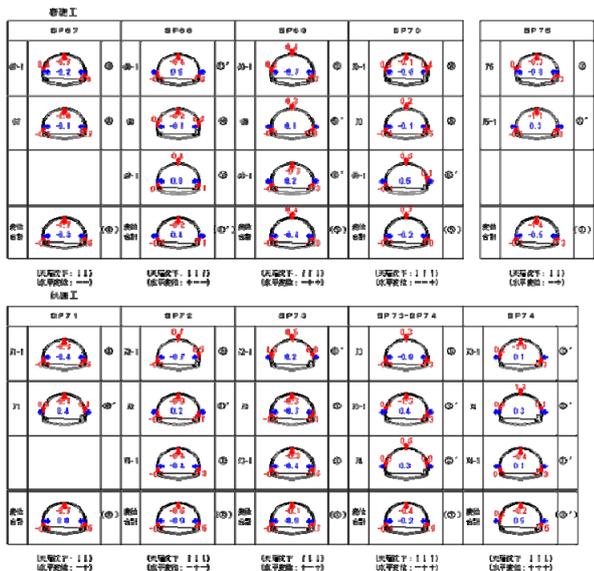


図-32 変形モード

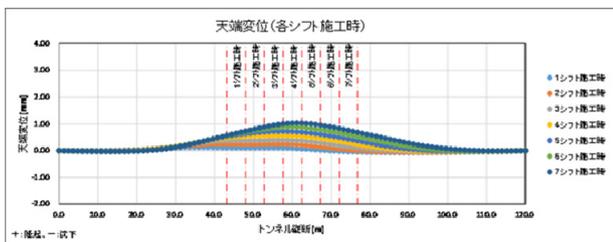


図-33 天端変位縦断方向変位分布

(3) 解析結果と評価

インバート逐次施工の3次元解析結果は、二次覆工の鉛直変位、水平内空変位が隆起や縮小の累積傾向であるのに対して、計測結果は沈下や隆起、縮小や拡大を繰り返す挙動を示し、変位傾向は異なるものであった。しかし、再現解析結果も計測結果も変位量は小さく、覆工1スパンに対してインバート施工スパンを5.25mとした施工は、変位を抑制できた点において妥当であったと判断できる。

10. 結論

鳥屋山トンネルにおける盤膨れ変状対策の結果から得られた知見を列挙する。

- (1) 交通特性の把握、関係機関調整、広報により工事としては前例のない長期間の昼夜連続通行止めを実施することで、初めて対面二車線高速道路において盤膨れ恒久対策であるインバート施工を可能とした。
- (2) 従前の標準的なインバート施工方法の覆工継ぎ目の3.5mを先行施工する方法に対し、新たな試みとして

全断面連続片押しインバート施工を採用し、施工性を向上させて工程を大幅に短縮させた。変状状況をモデル化し三次元粘弾塑性解析および三次元シェルばね解析によって影響を予測し、施工時の計測により施工方法の妥当性を検証した。

- (3) 路面隆起が進行するトンネルの変状調査と変状再現解析を行い、インバート施工時の地山状況確認や岩石試験結果から路面隆起状況と地山物性値の相関が認められた。これらは、路面隆起の指標となる可能性がある。路面隆起のリスクの把握や対策計画に寄与すると考えられる。
- (4) 鳥屋山トンネルにおけるインバート構築工事においては、当初計画した通行止め期間に対し、春期施工20日間にに対し10時間、秋期施工20日間にに対し32時間短縮して計画した全ての対策工を完了して交通開放することができた。初めての試みであったが、これは調査、計測、設計、通行止め規制、施工等の計画および管理が適正であったと考えられる。

最後に、供用中トンネルの路面隆起に対し、お客様の安全を確保するため、対面二車線の制約の中、路面計測、路面切削、段差修正等対応に苦慮してきた。今回の昼夜連続通行止めの下で全断面連続片押しインバート施工は、高速道路においては初めてのことである。同様な対策を行うに当たり、お客様への影響と工事の安全を最優先した上で、現地条件や交通特性を勘案して選択することが重要と考える。今回採用した調査、計測、解析、施工が今後の選択肢の一つとなれば幸いである。

謝辞：本トンネルの変状調査、対策工の検討と施工にあたり、協力いただいた関係各位および東北支社トンネル技術検討委員会でご指導いただいた委員の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 東日本高速道路：設計要領第三集トンネル(1)トンネル本体工保全編(変状対策)、2012年7月。
- 2) 宮沢一雄・安田賢哉・菊池慎司・鶴原敬久、路面隆起が徐々に進行するトンネルの変状調査と再現解析、トンネルと地下 vol47, no3, 2016, p.33~43, 2016年3月。
- 3) 安田賢哉・菊池慎司・宮沢一雄・鶴原敬久・松井端亘、路面隆起トンネルに適用した新しい路面測定手法、地下空間シンポジウム 論文・報告集, vol20, p.171~176, 2015。
- 4) 宮沢一雄・永井宏・安田賢哉・鶴原敬久、ノンプリズムトータルステーションによる供用中高速道路トンネル監視への適用例、土木学会第70回年次学術講演概要集 VI, VI-335, 2015年9月。

INVESTIGATION OF CAUSE AND COUNTERMEASURES FOR A TUNNEL WITH GRADUALLY PROGRESSING ROAD SURFACE HEAVING

Kazuo MIYAZAWA, Kenya YASUDA, Takahisa TURUHARA, Kyouzou
SUYAMA, Jun WATANABE and Takashi KYOYA

Recently, case examples are reported, which are forced to make the traffic difficult due to the road surface heaving of tunnel in service. However, the extent, displacement rate, and cause of the road surface heaving have not been identified so far. Therefore, the road surface survey and geological investigation etc. are carried out to understand the heaving conditions of the road surface and geological characteristics around the tunnel. Then, we have investigated the reason of the heaving by performing the simulation analysis for the mechanism of the road surface heaving of tunnel in service. As for the countermeasure, we carried out the reconstruction of the heaved invert with day and night traffic stop and shortened the traffic closed period by newly adopting the full section continuous one-way casting invert concrete method.