

熱水変質自破碎溶岩地山における トンネル変状の挙動解析と施工実績

佐々木 隆¹・石黒 聡²・宇治川 徳夫²・福田 和寛³

¹国土交通省 北海道開発局 帯広開発建設部 広尾道路事務所
(〒089-2624 広尾郡広尾町並木通東2丁目5)

²正会員 清水建設㈱ 北海道支店 土木部 (〒060-8617 札幌市中央区北1条西2丁目1札幌時計台ビル)

³正会員 清水建設㈱ 土木技術本部 地下空間統括部 (〒104-8370 東京都中央区京橋二丁目16-1)

E-mail: k-fukuda@shimz.co.jp

新送毛トンネルは、延長2,995mの2車線道路トンネルである。貫通直後に土被り約300mの2地点において、インバートコンクリートが最大で101mm隆起し、縫返し掘削が必要になった。ボーリング調査の結果、主にインバート下面に出現した熱水変質を受けた膨張性の自破碎溶岩に起因していることが分かった。

そこで、厚肉円筒の式を用いて支保構造を設定し、変質部の分布を仮定した不均質モデルを用いたFEM予測解析により吸水膨張圧作用時の支保部材の健全性を照査した。熱水変質自破碎溶岩による特異な変状を各種計測、調査ボーリングならびに室内試験で捉えることで、合理的な設計を行い、安全にかつ効率よく縫返し工を実施することが出来た。

Key Words : floor heaving, swelling clay, heterogeneous FEM analysis, re-excavation

1. はじめに

一般国道 231 号は、北海道の中核都市である札幌市を起点とし、石狩市を経由し、留萌市に至る総延長約 129 kmの主要幹線道路である。

新送毛トンネルは、防災点検要対策箇所や特殊通行規制区間などの解消を目的にした雄冬防災事業の一環として建設されている。図-1 に示すように、昭和 52 年に開通した送毛トンネルに並行する延長 2,995mの 2 車線道路トンネルで、早期の開通が望まれている。

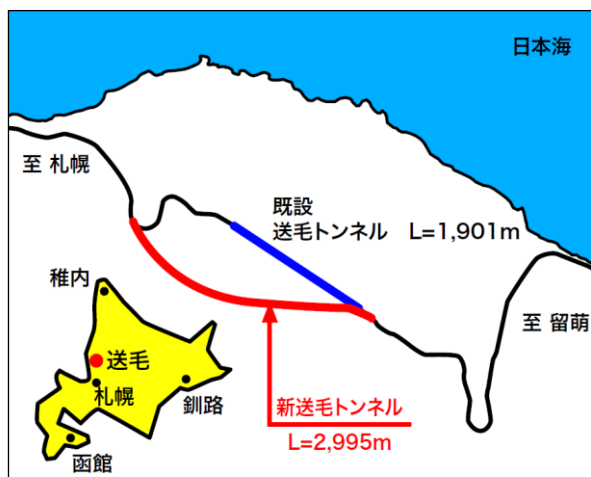


図-1 新送毛トンネル位置図

掘削は、平成 22 年 6 月に札幌側より開始し、平成 22 年 12 月には留萌側からの掘削も開始した。途中、留萌側切羽鏡面全体から 2 t/min を越える突発湧水が発生するなどの困難な状況を克服し、平成 24 年 5 月に貫通した。

ところが、貫通直後に貫通点に近い2か所において盤膨れが発生し、縫返し工が必要になった。

本稿では、有識者を交えた対策検討会の提言を受けた、トンネル変状区間における縫返し工および覆工の設計と施工について報告する。

2. 工事概要

工事概要を表-1 に示す。また、図-2 にトンネル全体の地質平面図および縦断面図を示す。新送毛トンネル周辺の主な地質は、留萌側の新第三紀の安山岩溶岩（非変質）Ba(ℓ 1)が、札幌側の安山岩溶岩・自破碎溶岩（弱変質）Ba(aa)、安山岩溶岩・自破碎溶岩（非変質～弱変質）Ba(a)を覆うように分布している。留萌側の安山岩溶岩（非変質）Ba(ℓ 1)は、亀裂の発達が顕著であるものの、硬質な新鮮岩盤である。札幌側の安山岩溶岩・自破碎溶岩は全体に非変質～中変質であり、部分的に脆弱な泥岩層や火砕岩層が介在する。

表-1 工事概要

工事名称	一般国道231号石狩市新送毛トンネル工事
工事場所	北海道石狩市浜益区送毛
発注者	国土交通省北海道開発局札幌開発建設部
施工者	清水・岩田地崎・伊藤特定建設工事共同企業体
工期	平成22年2月3日～平成25年3月22日
工事内容	トンネル延長2,995m(掘削延長2,980m) 掘削断面積CII 61.804㎡ 第3種第2級B交通 縦断勾配 i=1.52% 平面線形 R2000 L=1529.4m 直線 L=1077.26m 坑門工(起点9.0m, 終点6.0m): 15.0m 非常駐車帯(26m): 4カ所 掘削方法: 発破掘削 インバート: L=2980.0m 覆工・防水工: L=2,980m 運搬方式 起点側(札幌側): 延伸ベルコン方式 終点側(留萌側): タイヤ方式 補助工法 AGF, 注入式FP, 鏡付

実施支保パターンはCII, DI, DIIであり, 48%がCIIパターンであったが, スレーキングを起こし路盤の泥濘化も著しいことから, 長期的なトンネルの安定性確保のため全線にインバートを設置した。

3. 変状と発生要因

札幌側からTD1,600m付近(起点側, 土被り330m), TD1,715m付近(終点側, 土被り290m)のCII区間のインバートにおいて, コンクリート打設翌日から徐々に躯体が隆起し, 最大で101mmの隆起が観測された(写真-1, 図-3)。

ボーリング調査の結果, 主にインバート下面に出現した熱水変質を受けた膨張性の自破砕溶岩に起因していることが分かった。

当該区間は, 図-2 に示すように, 本トンネルの中で

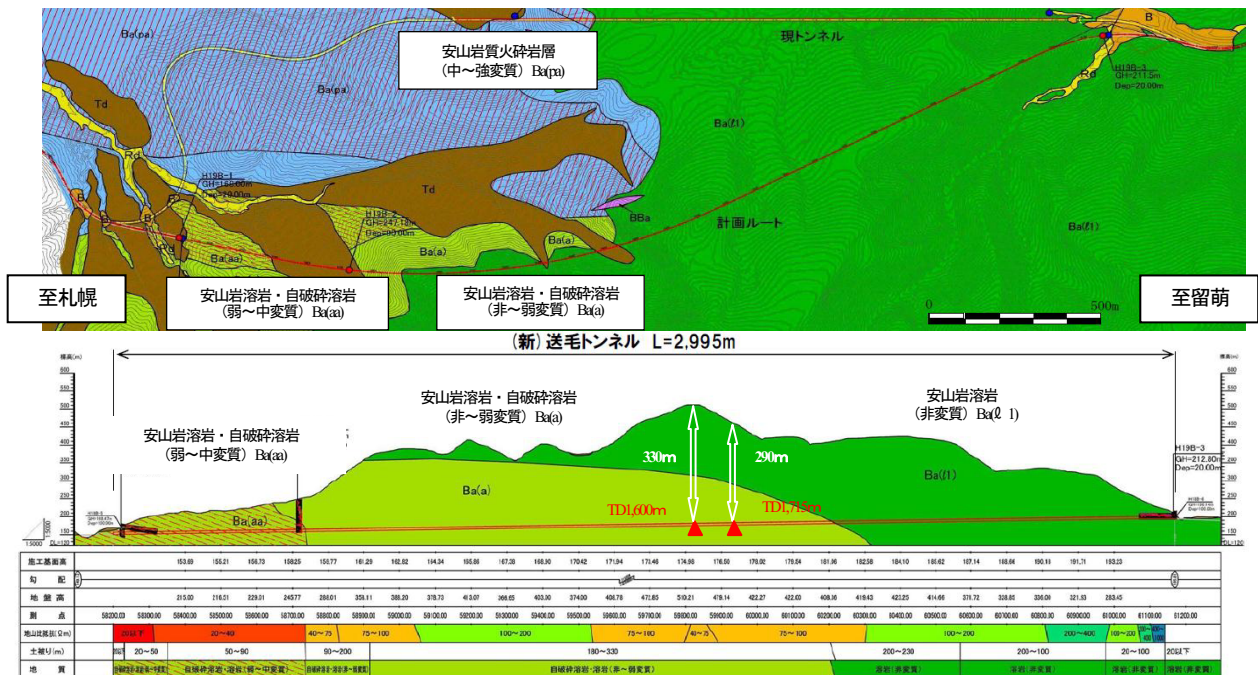


図-2 地質平面図および縦断面図



写真-1 インバートコンクリートの盤膨れによる隆起 (TD1, 715m)

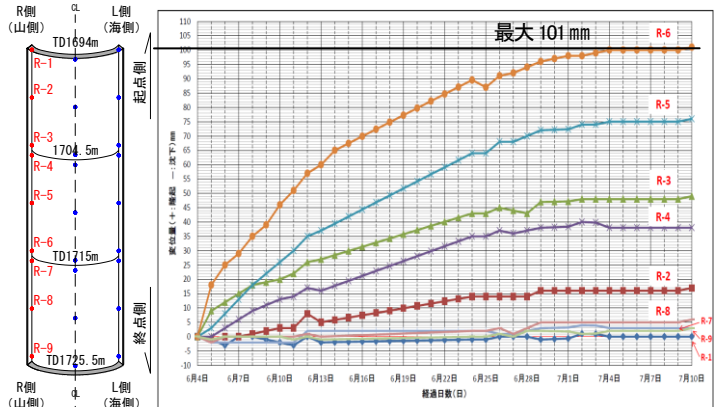


図-3 インバートコンクリートの隆起 (TD1, 715m付近)

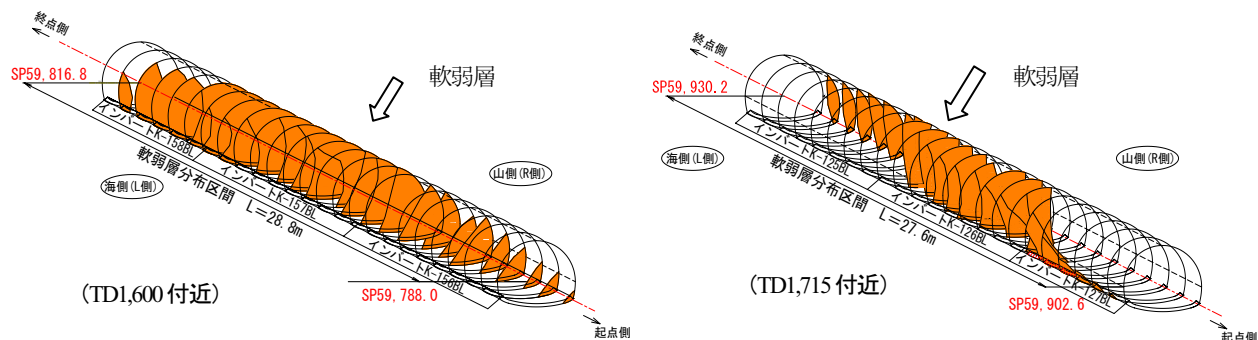


図-4 変状区間の軟弱層分布図

も最も土被りが大きく、施工時には比較的軟質な火砕岩、自破碎溶岩が一部に出現している。切羽で観察された軟弱層は断面全体に分布しておらず、図-4 のように軟弱層は層状に出現している。

先進ボーリングコアの岩石試験から、一軸圧縮強度は $1.8 \text{ N/mm}^2 \sim 62.7 \text{ N/mm}^2$ であり、強度の比較的小さな火砕岩、自破碎溶岩の介在割合によっては、地山強度比が 1 を大幅に下回る。また、膨張性粘土鉱物であるスメクタイトの含有率は 30% を超えるものが多い。

以上のことから、過大な変位の発生要因は、周辺地山の強度不足に粘土鉱物の吸水膨張圧が複合的に作用したものと推測された。

4. 変状区間の支保構造の設定

これまでに脆弱な蛇紋岩のような特殊地山におけるトンネル掘削の経験に基づき、トンネルに作用する土圧の推定と厚肉円筒の式を用いた支保構造の設計方法が提案されている¹⁾。そこで、ここでは、まず、この厚肉円筒の式を用いて支保構造を設定し、その後、詳細な FEM 解析で支保構造の健全性を照査することとした。

(1) 作用土圧の推定

支保工に作用する土圧は、掘削影響範囲を土被りと見立てた換算土圧で推定する。

図-5 に示すように、掘削に伴い発生する半径方向の再配分応力 $\Delta \sigma_r$ が掘削面から L 離れると $R_f = r_i^2 / (r_i + L)^2$ に減衰すると考えると、 $\Delta \sigma_r = k_o \cdot (f_o - q_u) \cdot R_f$ で概算できる。ここに、 f_o は土被り圧、 k_o は静止土圧係数である。

支保工に作用する換算土圧 p_o は、 $p_o = \gamma \cdot H$ (γ は地山の単位体積重量、 H は掘削影響範囲幅) で仮定する。掘削影響範囲幅 H は掘削に伴い発生する $\Delta \sigma_r$ の値が 0.05 N/mm^2 以下となる掘削面からの距離と考える。土被り $h=300\text{m}$ 、 $k_o=1$ 、 $\gamma=25.4 \text{ kN/m}^3$ 、トンネル半径 $r_i=5.0\text{m}$ 、地山強度 $q_u=2.0 \text{ N/mm}^2$ の場合には、 $H=48\text{m}$ となり、支保

工に作用する換算土圧は $p_o=1.22 \text{ N/mm}^2$ と推定される。

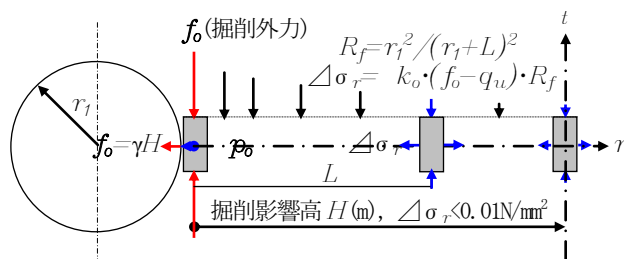


図-5 掘削影響高 H と推定土圧 p_o

(2) 必要支保耐力とトンネル構造

設定した支保工仕様を表-2 に示す。トンネル支保工の耐力は、吹付けコンクリートと鋼製支保工が発生軸力を分担すると想定し、コンクリートの許容応力度と鋼材の降伏強度を用いて算定した。吹付けコンクリート軸力分担率は、支保工軸力の 0.62 となる。

表-2 トンネル支保工仕様と軸力分担率

吹付け コンクリート	f _{ck} ≦ 36 N/mm ²	断面積	A _c = 0.35 m ²
		許容応力	18 N/mm ²
		弾性係数	E _c =6.0 × 10 ⁴ MPa
鋼製 支保工	H200 SS400	断面積	A _h = 6.353 × 10 ⁻³ m ²
		許容応力(降伏点)	245 N/mm ²
		弾性係数	E _c =2.0 × 10 ⁵ MPa
吹付コン軸力分担率		F _c /(F _c +F _h)=A _c •E _c /(A _c •E _c +A _h •E _h)=0.62	

アーチ構造のトンネル支保工に土圧 p_o が作用した場合のトンネル周方向支保工応力 σ_θ は、厚肉円筒の式(式-1)を用いて計算する。

$$\sigma_\theta = -\frac{a^2 \cdot b^2 (p_o - p_i)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{p_i \cdot a^2 + p_o \cdot b^2}{b^2 - a^2} \quad (\text{式-1})$$

ここで、 p_i は内圧力で $p_i=0$ 、 a はトンネル内空半径で 5.0m 、 b は掘削面の位置、 r はトンネル周方向応力計算位置で $(a+b)/2$ 、換算土圧 $p_o = \gamma H = 1.22 \text{ N/mm}^2$ である。インバート部については a を 2 倍にして計算した。

この式より、土被り高さ $H=48\text{m}$ 相当の土圧を保持するのに必要な支保工耐荷力を計算し、吹付けコンクリート軸力分担率 0.62 を考慮すると、支保工の必要部材は、鋼製支保工 H200 (SS400) @1m, 吹付けコンクリート設計強度 $f_{ck}=36\text{N/mm}^2$, 必要吹付け厚さ $t=35\text{cm}$ となる。支保部材はインバート部についても適用される。

以上の計算結果から、変状区間の対策工における標準断面を図-6のように設定した。

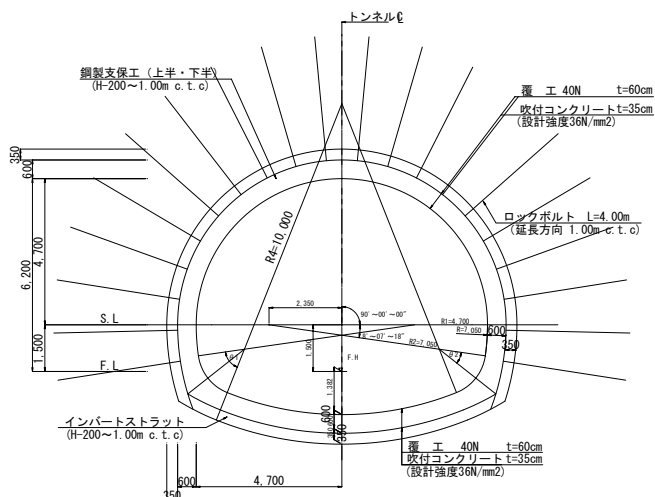


図-6 変状対策工標準図

5. 膨張現象の同定

変状区間の TD1,717m断面の A 計測データ (図-7) を対象に、天端沈下 (V) と水平変位 (H1,H2) を再現可能な不良地山の岩盤条件を、FEM 再現解析で求めた

(図-8, 表-3) . 解析手法は、二次元弾性解析である。

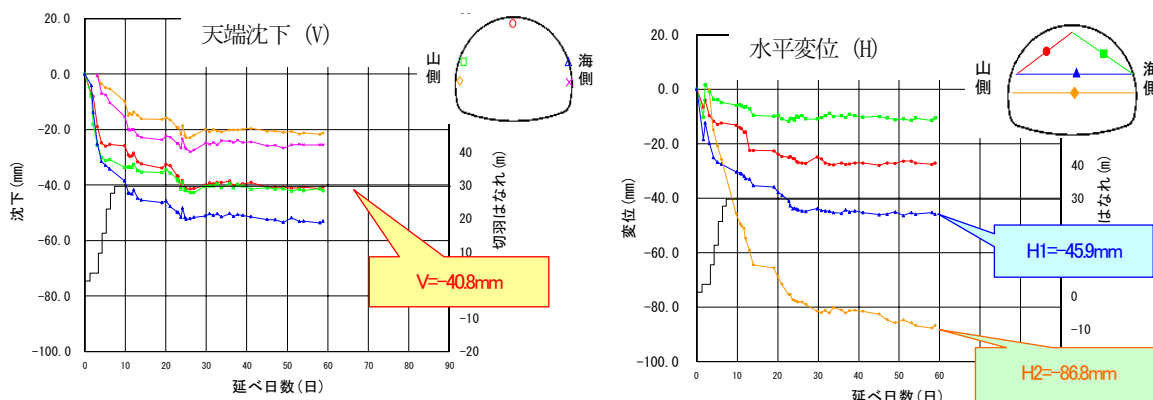


図-7 変状区間 (TD1, 717m) の A 計測データ (天端沈下, 水平変位)

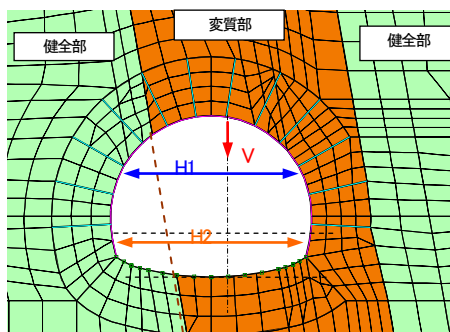


図-8 不均質岩盤モデル

表-3 不均質岩盤モデルの岩盤物性値

岩盤	岩盤物性値				側圧係数 K
	変形係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	せん断強度 C (MPa)	内部摩擦角 φ (°)	
健全部	6,000	0.25	3.0	50	1.5
変質部	300	0.35	0.5	35	

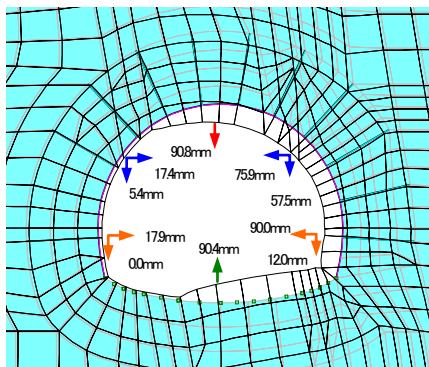


図-9 不均質岩盤モデル解析結果変形図 (絶対変位)

表-4 不均質岩盤モデル解析結果 (相対変位)

	計測値 (TD1, 717)	解析値 (相対変位)
		非線形解析
V (mm)	-40.8	-47.6
H ₁ (mm)	-45.9	-41.8
H ₂ (mm)	-86.8	-40.6

再現断面 TD1,717m の変形モードの特徴を把握し、変形モードが再現断面の変位挙動と類似するように、試行錯誤的に軟弱層分布を修正し、不均質モデルを設定した。図-8 のモデルケースで天端沈下 (V) および上半水平変位 (H1) はほぼ再現できている。ただし、このモデルにおいても図-9、表-4 に示すように下半水平変位 (H2) は解析値が計測値の約半分で、H2 と盤膨れが特に大きくなる傾向が計算では表現されなかったことから、変質部の膨張圧の影響について考察を加えた。

すなわち、弱層部のコア試験では、吸水膨張率 (自由膨張) は最大 18% にもなるため、下半内空変位の増分 H2 が上半 H1 より 40mm 以上大きいこと、インバート面が 101mm 盤膨れしたことは、掘削後トンネル断面が閉合していなかったため、上半の水分が下半・インバートに移動し吸水膨張 (自由膨張) したと考えると、現場の実現象とつじつまが合う。また、当該箇所は地山強度比が 0.2 程度と非常に小さいため、掘削直後に緩み域ができ自由膨張が起きる状況にあったと考えられる。

縫返し掘削では、この膨張域を掘削してすぐに断面閉合するので、掘削後に変質部が吸水すれば支保工・インバートストラットに膨張圧がかかる可能性が生じる。コ

アの吸水膨張応力試験では、最大値で 530 kN/m² の応力が発生している。

ただし、縫返し掘削時には地山の水分は失われており、他区間の排水がインバートに流入することで吸水膨張が起これと考えられる。

以上の考察から、インバートの変質部に 0.5 MPa の膨張圧が作用する条件で健全性を確保できる支保構造を検討することとした。

6. 縫返し工の挙動予測

変状区間の不均質モデルを用いて、縫返し掘削の予測解析を行い、縫返し掘削終了時の支保構造を検証した。さらに、図-10 のモデルのように縫返し掘削終了後にインバートの変質部に膨張圧 0.5 MPa を作用させ、膨張圧作用時の支保構造の健全性を照査した。

その結果、支保部材としてアーチ部は吹付けコンクリート設計強度 $f_{ck}=36 \text{ N/mm}^2$ 、吹付け厚さ 35cm、鋼製支保工 H200@1m、インバート部はインバートストラット H200@1m、吹付けコンクリート設計強度 $f_{ck}=36 \text{ N/mm}^2$ 、

表-5 使用した岩盤物性値

岩盤	岩盤物性値				側圧係数 K
	変形係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	せん断強度 C (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	
健全部	6,000	0.25	3.0	50	1.5
変質部	300	0.35	0.5	35	

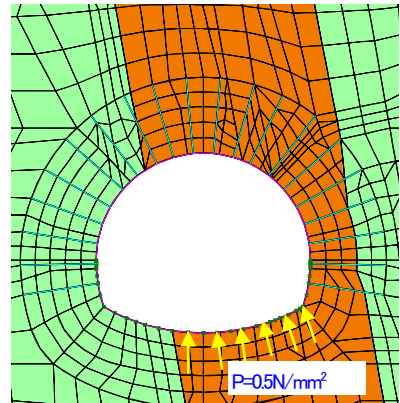


図-10 膨張圧作用
不均質モデル

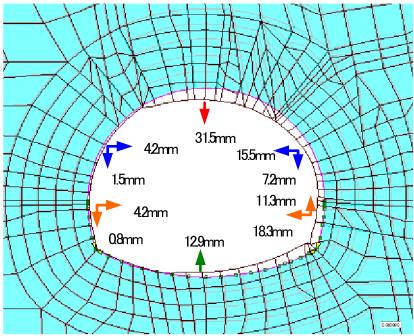


図-11 縫返し後の増分変位

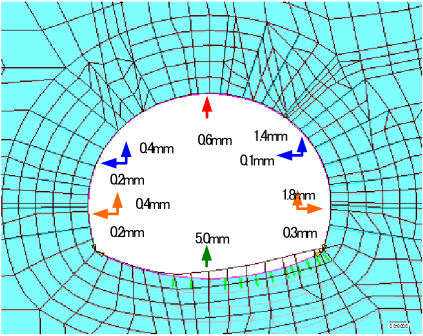


図-12 膨張圧による増分変位

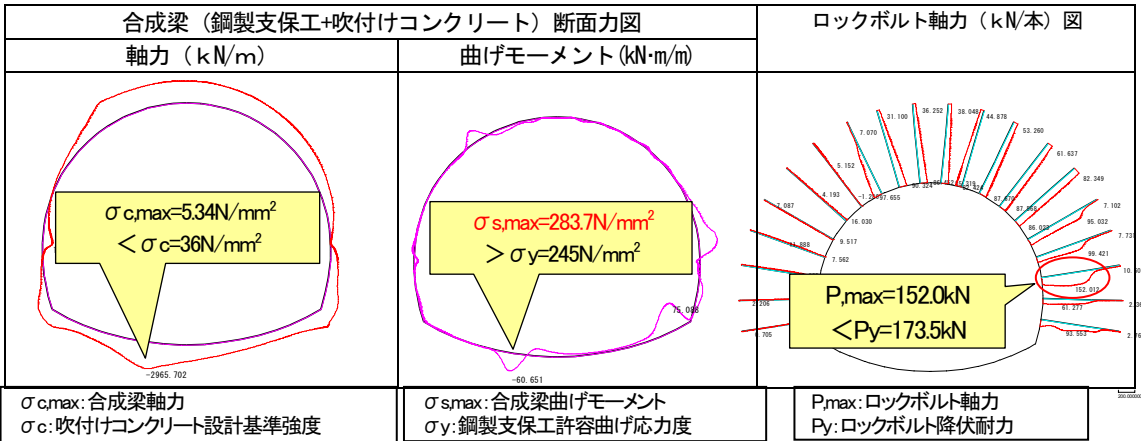


図-13 予測解析結果 (縫返し後膨張圧を作用)

吹付け厚さ35cmで、膨張圧0.5MPaがインバートの変質部に作用しても、図-13に示すように支保構造は充分健全性を確保できることが明らかになった。

なお、鋼製支保工は、降伏応力をわずかに超える部分がインバートストラットに1カ所見られるが、これは不均質層境界部で変形係数が著しく異なる健全部と変質部の要素が隣接するため、FEM解析のモデル化の特性から、特にモーメントが強調されて計算されたものである。吹付けコンクリートは許容値に対して十分な余裕があるため、支保構造としては問題ないものと考えた。

7. 縫返し工

(1) 施工状況

切羽の観察結果からは、軟弱層分布区間は起点側で28.8m、終点側で27.6mであった。影響範囲として、軟弱層出現区間の前後約5mを対策区間とし、起点側、終点側ともに延長40.8mを縫返し工の施工区間と設定した。上半縫返し完了後、変状した既設のコンクリートを3～4mの範囲で取り壊し、下半・インバートストラットを並行して施工した（写真-2、3）。

(2) トンネルの安定性

図-14にTD1,714mのA計測結果を示す。1次管理値以下で収束し、FEM解析による縫返し後の解析値と近い値となった。さらに縫返し工の効果を確認するために、



写真-2 上半縫返し掘削



写真-3 断面閉合状況

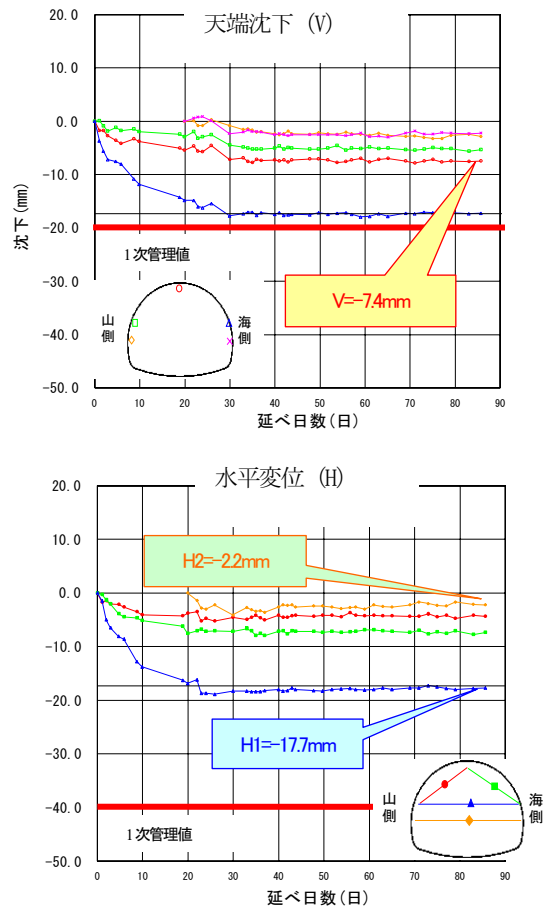


図-14 TD1,714mの縫返し中のA計測データ

B計測（地中変位計×2、吹付け応力計×5、支保工応力計×5、覆工応力計×5）を図-15の配置で設置した。設置位置は、最もインバートの隆起が大きいTD1,600m付近およびTD1,715m付近の2断面とした。

吸水膨張応力試験をみると、応力増加は1ヶ月以上も継続するものがあつた。今回の支保構造の検討で、吸水膨張圧試験結果の最大膨張圧0.5MPaがインバート

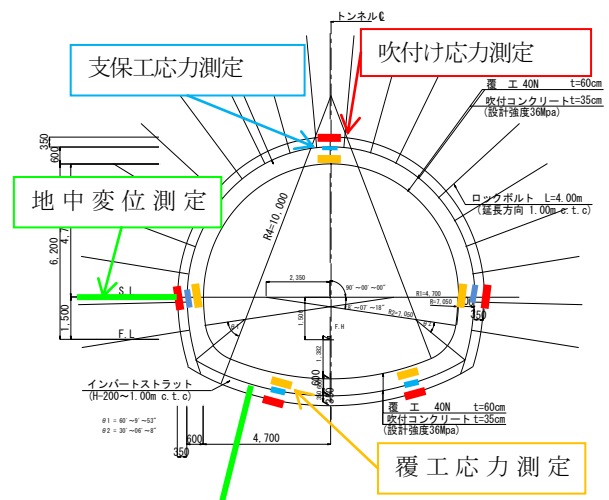


図-15 縫返し工区間B計測断面

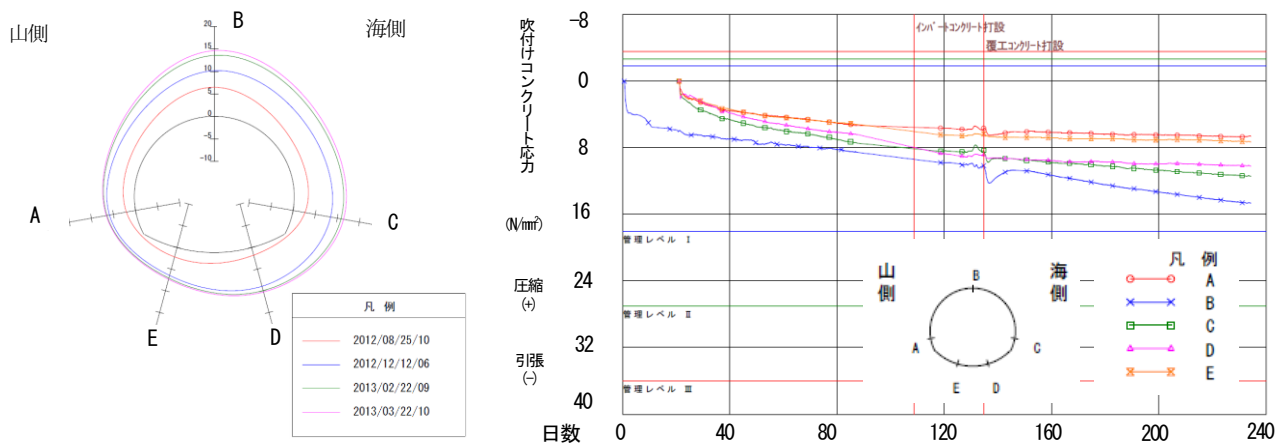


図-16 吹付けコンクリート応力 (TD1714m)

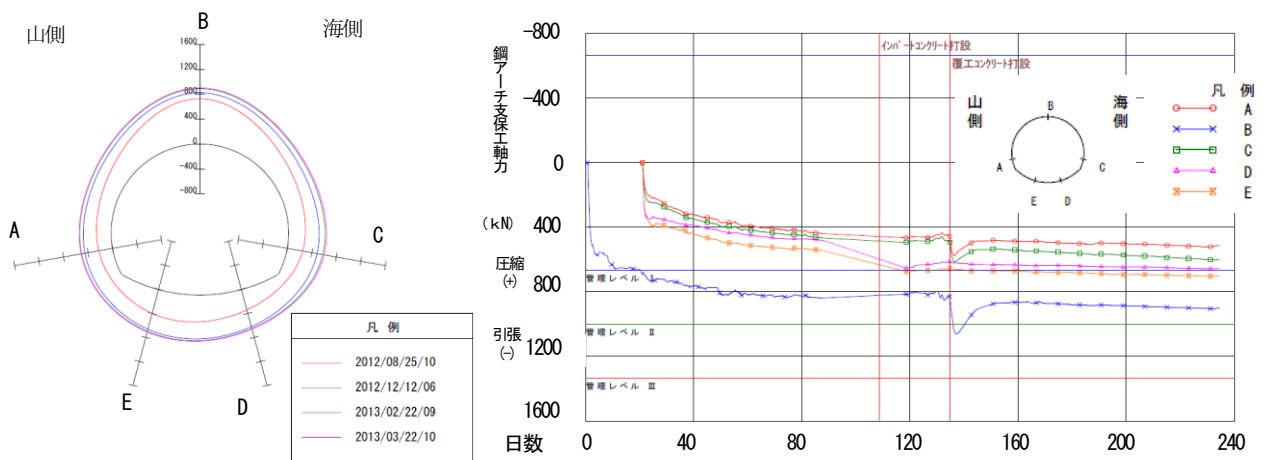


図-17 鋼製支保工軸力 (TD1714m)

の変質部に作用しても充分健全性を確保できる支保構造としたものの、吸水膨張によって何らかの地山挙動が継続する可能性が考えられる。そこで、計測は長期に行い、挙動の収束を確認することとした。

TD1,714mの吹付けコンクリートの応力分布と経時変化を図-16に示す。一様に圧縮状態にあり、漸増傾向である。最大応力は天端部の 14.6N/mm^2 で設計強度の40.6%である。次に、TD1,714mの鋼製支保工の軸力分布と経時変化を図-17に示す。天端の軸力が、901.5kNと設計軸力の67.6%の発生率で、収束傾向にある。

図-18に地中変位計で計測した地中ひずみ分布を示す。インバート部で、量的には0.9%以下の値であるが、掘削面近くで圧縮、掘削面から2~3mの深さで引張り(膨張)が生じている。これは、支保の内圧効果により、掘削面近傍の緩み域が圧縮されたものと考えられる。

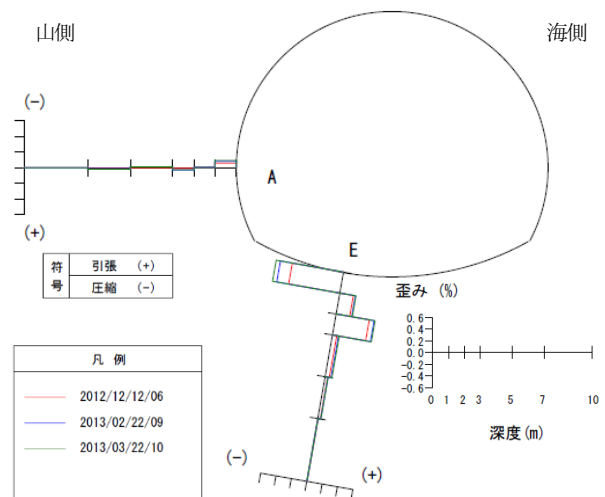


図-18 地中ひずみ分布 (TD1714m)

8. 覆工コンクリート構造

変状区間の支保構造検討では、縫返し区間において膨

張圧がインバートに作用しても、充分健全性を確保できる支保構造を設計した。覆工構造においては、長期的なトンネルの安定性を担保するため、吸水膨張応力試験結果に基づき変状区間の覆工構造の検討を行った。吸水膨張応力試験結果は、最大値で 530 kN/m^2 の応力が発生し

ている。そこで、覆工構造の検討に当たっては、インバートに最大 0.5MPa の膨張圧が作用することを仮定した。フレーム解析のモデルを図-19、解析結果を図-20 に示す。

膨張圧 (0.50MPa) がインバート下面に作用した場合について、地山物性を変形係数が安全側となる掘削解析時の健全岩盤の 1/2 (3,000MPa) として解析を行った。

作用する膨張圧は、地下水供給の状態を考慮し、イン

バートの最下底部で最大圧となる三角形分布と仮定した。解析にあたっては、コンクリートの設計強度を 40N/mm² とした。

膨張圧 (0.50MPa) がインバート下面に作用した場合の、内側引張と外側引張の最大曲げモーメント発生位置での許容応力度法による照査の結果、鉄筋を D32@150 (複鉄筋) とした場合、厚さ 600mm の覆工を成立させるためには、コンクリートの設計強度は 40N/mm² となった。

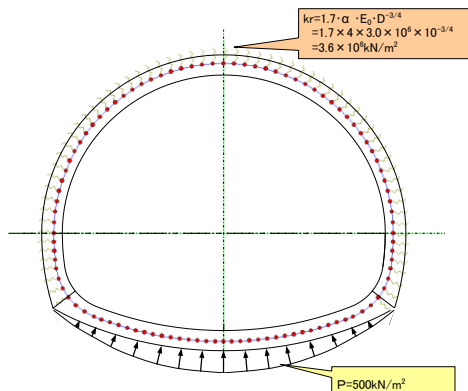


図-19 フレーム解析モデル

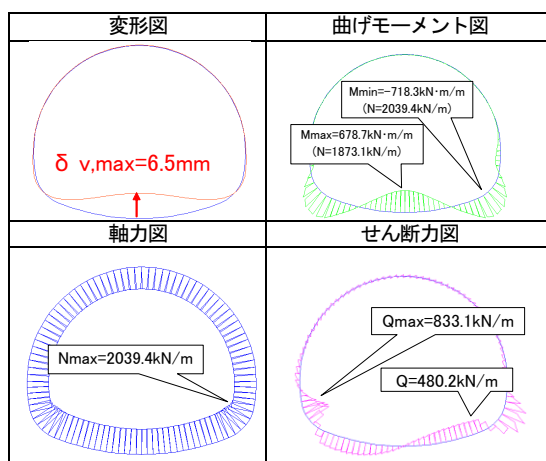


図-20 フレーム解析結果

9. おわりに

熱水変質自破碎溶岩に起因する特異な変状を各種計測、観測、調査ボーリングならびに室内試験で捉えると共に、厚肉円筒の式を用いて支保構造を設定し、FEM 予測解析により吸水膨張圧作用時の支保部材の健全性を照査することで、変状区間の合理的な支保設計を行った。その結果、安全かつ効率よく縫返し工を実施することができた。

謝辞：本工事の設計・施工にあたり、北海道大学大学院 藤井義明教授、児玉淳一准教授をはじめ北海道土木技術会トンネル研究委員会の皆様、ならびに関係各位より、格別のご指導賜りましたことをここに記し、謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 小川 澄・楠本 太：早期閉合の効果を施工事例および数値解析より検討，トンネルと地下，vol.43，2012。
- 2) 佐藤嘉高・多田和広・佐々木隆・石黒聡・宇治川徳夫・福田和寛：熱変質を受けた自破碎溶岩によるトンネル変状部の設計・施工，2013 トンネル技術研究発表会論文集，pp.21-32，北海道土木技術会トンネル研究委員会，2013。

(2013. 9. 2 受付)

ANALYTICAL AND MEASURED BEHAVIOR OF TUNNEL DEFORMATION IN THERMAL ALTERATION AUTOBRECCIATED LAVA GROUND

Takashi SASAKI, Satoshi ISHIGURO, Tokuo UJIGAWA and Kazuhiro FUKUDA

Shortly after the completion of tunnel excavation, it happened in two areas at the depth of about 300m, that the concrete structures of tunnel invert were upraised up to 101mm, and it forced to re-excavate that two areas. Thermal alteration autobrecciated lava containing the swelling clay minerals, is found under the invert structures. Therefore that is believed to be due primarily to the uprise.

Using the heterogeneity models postulated the distribution of altered zone, we judged the soundness of the tunnel supports acting the swelling pressure in the re-excavation areas.