

盃山トンネルに発生した急激な路面隆起変状の計測および解析による変状メカニズムの考察

奥井 裕三¹・鶴原 敬久²・太田 裕之³・佐久間 智⁴・中田 主税⁵

¹正会員 応用地質株式会社 東京本社 (〒305-0841 茨城県つくば市御幸が丘43)

E-mail:okui-yuzo@oyonet.oyo.co.jp

²非会員 応用地質株式会社 東北支社 (〒983-0043 宮城県仙台市宮城野区萩野町3-21-2)

³正会員 応用地質株式会社 東京本社 (〒305-0841 茨城県つくば市御幸が丘43)

⁴正会員 東日本高速道路株式会社 山形管理事務所 (〒990-2227 山形市千石91)

⁵正会員 株式会社ネクスコ・エンジニアリング東北 (〒980-0013 宮城県仙台市青葉区花京院2-1-65)

山形自動車道、盃山トンネル（上り線）において、2008年8月13日午後突然、路面の隆起、舗装のひび割れが発生した。その後も路面の変状とトンネルの断面縮小が進行している状況下で、8月21日には上り線を通行止めにし、下り線を用いた対面通行下での対策工事を実施した。対策工事は、11月28日に完了し、従前の状況に戻すことができた。

ここでは、盃山トンネルに発生した変状の計測および観察結果を発生直後から対策終了まで整理し、比較的簡単な弾塑性モデルを使用して変状メカニズムの検討を行った。

その結果、変状のメカニズムは、スメクタイトを多量に含む岩石の吸水膨張と、吸水膨張により強度が低下したことによる地山の応力再配分であり、この繰り返しが、対策することでトンネル周囲の応力状態が安定するまで続いたと推察した。

Key Words : Damaged tunnel, Invert heaving, Swelling, Squeezing, Field measurement, Numerical analysis

1. はじめに

山形自動車道、盃山トンネル（上り線）において、2008年8月13日午後突然、路面の隆起、舗装のひび割れが発生した。その後も路面の変状とトンネルの断面縮小が進行している状況下で、8月21日には上り線を通行止めにし、下り線を用いた対面通行下での対策工事を実施した。対策工事は、11月28日に完了し、従前の状況に戻すことができた。

本報告では、盃山トンネルに発生した変状の計測および観察結果を変状の発生直後から対策終了直後まで整理し、比較的簡単な弾塑性モデルを使用して変状メカニズムの検討を行った。

熱水変質をうけて緑色を呈している。

トンネルの建設時にも、この区間は300mmを超える内空変位が発生しており、インバート早期閉合が実施されている。また、一部区間では早期閉合のインバートが破壊し、インバートの縫い返しが実施されている¹⁾。

今回の変状区間は、この熱水変質帯の概ね中央に位置している。

変状区間は、1991年7月20日の供用開始後、約17年を経た2008年8月13日午後突然、路面の隆起と舗装のひび割れが発生した。変状発生後、応急対策（H鋼による切梁）が実施されるまでの約10日間で380mmも路面が隆起した²⁾。

2. 地形・地質と変状状況

図-1 に盃山トンネルの地質縦断の模式図を示す。図中に今回の変状区間を示す。

変状区間の地質は新第三期中新世の流紋岩質凝灰岩で

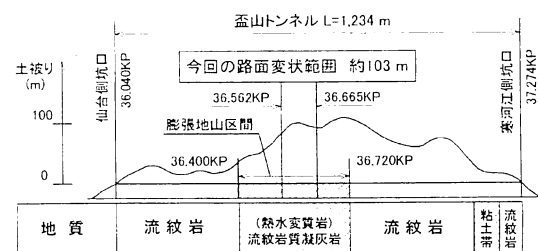


図-1 地質縦断図と変状区間

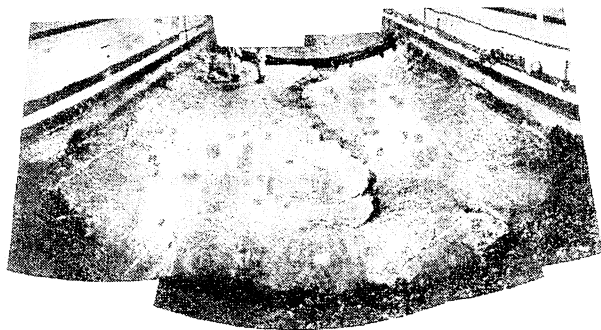


写真-1 36.630kp付近のインバート損傷状況

路面の急激な隆起は、対策工施工時の写真-1 に示すように既設のインバートが周辺地山の塑性圧により破壊したことが直接の原因であったと考えられる。

2 変状発生直後のトンネル覆工と路面の状況

図4に変状発生直後の状況として、覆工展開図と路面平面図など示す。また、図の下方に、3Dレーザスキャナ測定の結果による路面の凹凸状況を等高線図で示す。図4より、既往のひび割れと今回の観察で確認されたひび割れ比較すると、次のことが読み取れる。

- 平成15年時点においても、横断方向ひび割れ（トンネルの輪切り方向）が発生しており、多少の路面の隆起や側壁の押し出しがあったものと考えられる。これは、一般的に示された路面隆起や沈下のひび割れパターン²⁾と類似している。
- 今回の観察で確認されたひび割れをみると、変状が進行に伴い横断ひび割れの増加と、変状が著しい区間においては縦断方向ひび割れ（側壁のトンネル縦断方向に伸びるひびわれ）も発生している。

3 対策工施工時の調査・計測結果

(1) 変状区間のトンネル構造と対策工³⁾

変状区間のトンネルの構造を図-2 に示す。対策工としては、下り線の構造を参考にして、更に耐荷力を大きくするために、インバート工の半径を13.1m から10.0mと小さくした。対策工（インバート改築対策）の断面図を図-3 に示す。

(2) 内空変位測定と覆工応力測定結果⁴⁾

対策工の施工時には、通常のトンネルで実施される内空変位、天端沈下などの計測Aと地中変位計の測定や新設のインバートコンクリート応力測定などの計測Bに加え既設覆工コンクリートのクラウン部の応力測定を実施

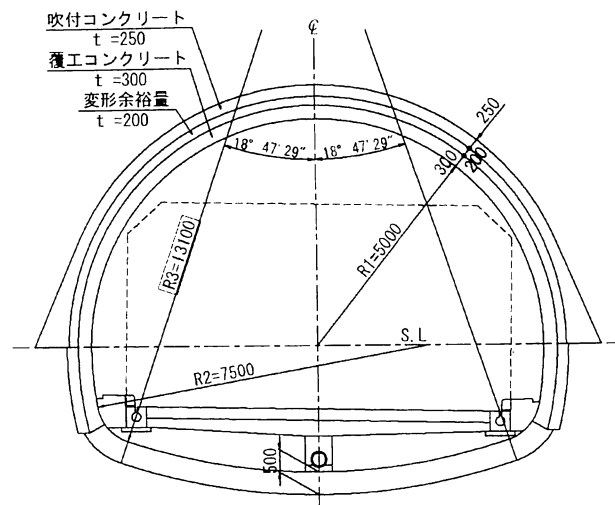


図-2 変状区間のトンネル構造

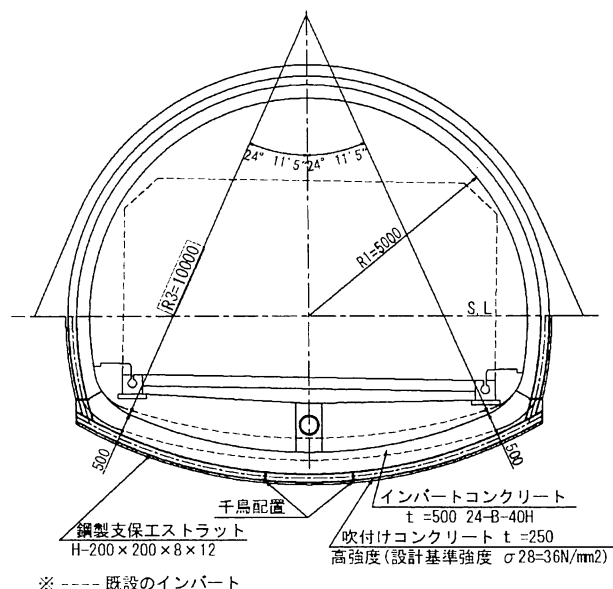


図-3 対策工（インバート改築対策）

した（写真-2）。

図-6に36.601kp断面で実施された内空変位の計測結果と対策工の施工直前および施工中～後に実施された覆工の応力測定結果を示す。その挙動を整理して以下に示す。

- 内空変位は、舗装の撤去や仮設切梁の撤去、対策工の施工などにより複雑な挙動を示しているが、施工過程を整理すると全変位で約111mm、そのうちインバート部の掘削から新設のインバートによる閉合までに約36mmの変位をとらえている。
- 破壊を受けたインバートの掘削直前のクラウン部内壁縁には、最大-12.2MPaの圧縮応力が発生していたが、対策工の施工により引張側へ、約3.0MPa変化した。

(3) 地中変位測定結果

観測結果を図-5 に示す。図-5 を整理して次に示す。

- 変位は水平より鉛直の方が大きく、9/1～9/16の増分



写真-2 36.610kp 付近から起点を見た写真(2008/9/25)

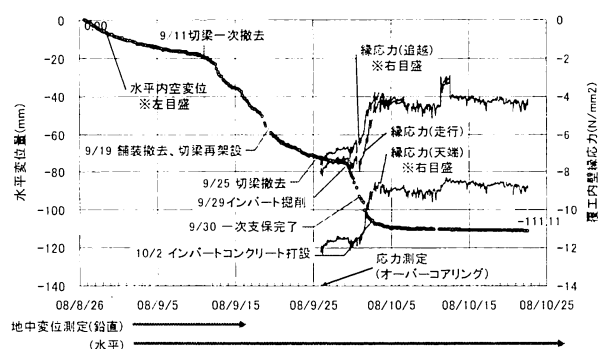


図-6 内空変位および覆工応力測定結果(36.601kp)⁴⁾

は水平が約10mm程度に対して鉛直が約70mmと7倍の変位が発生している。

- b) 鉛直の変位計は工事に伴い撤去された。水平変位の収束値は下り線側(左)が大きく、また変位が発生した深度も深い。

(4) 内空断面形状測定

図-7 に3Dレーザスキャナによる内空断面形状の計測結果を示す。図-7 よりS.L.位置の縮小量は、設計断面との比較ではあるが、次式に示すように-172mmであった。

$$\text{S.L.位置の縮小量} = (4904 - 5000) + (4924 - 5000) = -172\text{mm}$$

(5) 地山物性値調査結果

膨張性の判定を目的に実施した室内試験の結果、変状区間の岩石には、次に示す特徴があることがわかった。

- ・スメクタイトを多く含む(平均52%)
- ・浸水により原型をとどめない程度までに崩壊する(浸水崩壊度：D)

また、地山強度比も非常に小さいことが明らかとなった。これらの地山特性は図-8 に示したように「著しい発生の基準」と比較すると著しく膨張しやすい地山に対応することがわかった。

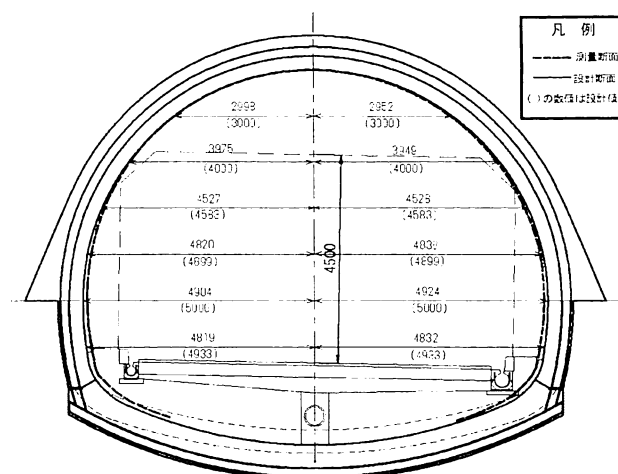


図-7 内空断面形状の比較 (36.600kp：対策後形状と設計断面との比較)

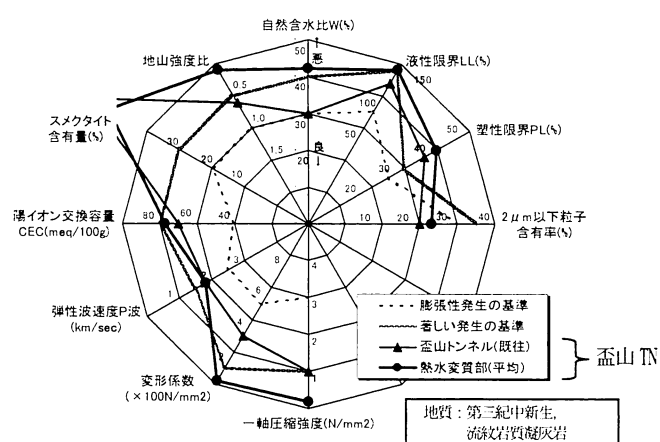


図-8 膨張性の判定結果

従って、トンネルの変状原因は吸水膨張やスレーキング現象および地山の塑性化が複合的に作用して発生したものと推定した。

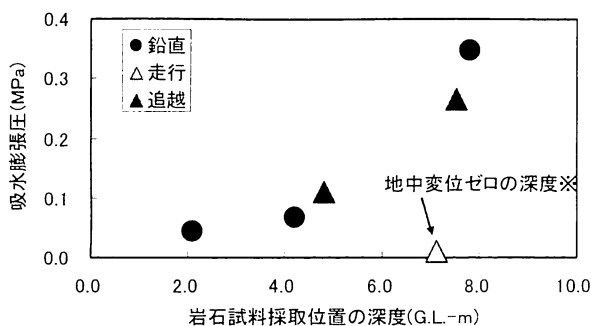
また、ボーリング調査結果からはこの横断面に関しては、深度による明瞭な地質の違いは認められなかった。このことから、トンネル周辺部は基本的に同一の岩石が分布しているものと推定した。

一方、トンネル縦断的には、当時の切羽観察記録を分析したところ、変状区間より仙台側の熱水変質帯では、トンネル建設時にインバートを再構築しており、寒河江側は比較的硬質な岩石が分布していることがわかった。

図-9 に吸水膨張圧試験の結果を示す。図-9 は、横軸に岩石試料採取深度(トンネル壁面からの深さ)とし、縦軸を吸水膨張圧とした。

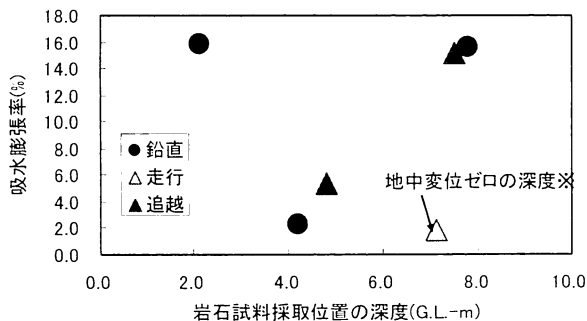
また、図-10 に吸水膨張率試験の結果を示す。図-9も図-10 と同様に横軸を岩石試料採取深度、縦軸を膨張率とした。

図-9 および図-10 より、変位が発生した領域の岩石は、トンネル壁面から離れるとともに膨張圧が増加している。これは、トンネルに近い位置の岩石は既に変形し



※他は全て地中変位が発生している深度の試料

図-9 膨張圧試験結果⁵⁾



※他は全て地中変位が発生している深度の試料

図-10 膨張率試験結果

膨張が終わっていると考えると理解できる。このことは、図-10をみても、鉛直深度2mの岩石の膨張率が大きい以外は、トンネル壁面から離れるとともに膨張率も大きくなっているおり、膨張圧試験結果と概ね整合している。

また、膨張圧の最大値は図-9の深度8.0mの試料で、0.35MPaである。これは後述する数値解析のCase3で与えた膨張圧0.3MPaと概ね同様の値である。

4 変状メカニズムを考慮した弾塑性解析

(1) 解析ステップ

解析ステップを表-1に示す。ステップ1～4までは、トンネル建設時に計測された変位（天端沈下150mm、内空変位300mm）を再現した。また、プレーンコンクリートによるインバート早期閉合が実施されているため、インバートの要素を設置してから初期応力の10%を解放した。

解析ステップ5はインバートを破壊させる解析である。このことは、(2)で詳しく示す。

解析ステップ6は、インバートが破壊したために、インバートコンクリートの抵抗が無くなったと考えて、インバート要素を取り除いた。この状態を対策直前の状態と考えた。

解析ステップ7で新設のインバート部の地山を掘削し、支保工を設置する解析を行った。ここでは、掘削と支保

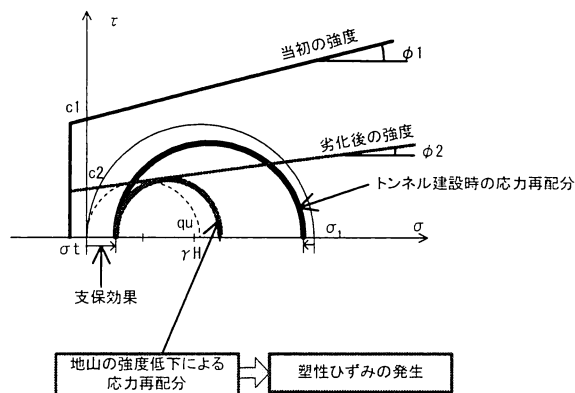


図-11 地山強度低下の概念図

の設置を同時と仮定して、掘削解放応力の90%を解放した。

最後の解析ステップ8で、新設のインバートを設置して、残りの10%の応力を解放した。

(2) インバートを破壊した変状メカニズムの再現解析

数値解析のモデルとして、表-2に示す3種類の変状メカニズムを考えた。Case3の膨張圧は既設インバートの破壊条件を満たすように試行錯誤により求めた。

ここで、既設インバートが破壊する条件は、インバートの一部に設計基準強度である-18.0MPaの応力が発生した時点とした。

(3) 地山の強度低下の考え方

地山の強度低下の概念を図-11に示す。解析は、テンションカットを考慮したモール・クーロンの破壊基準を使用し、今回の解析では、内部摩擦角 ϕ を一定として、粘着力 c を低下させて地山の強度低下を表現した。

なお、解析は、ITASCA社のFLAC3D 3.10を用いて平面ひずみ状態として計算を実行した。また、弾塑性モデルは、弾完全塑性（非関連流れ則）を使用した。

(4) 物性値と初期応力

地山の物性値は、トンネル建設時の記録¹⁾から内部摩擦角 ϕ をNEXCOの数値解析マニュアル²⁾を参考に地山等級DIIの場合の $\phi=30$ 度よりさらに悪い地山と考え、 $\phi=25$ 度と仮定して粘着力 c をモール・クーロンの破壊基準から算出した（表-3）。覆工、支保工、対策工の物性値は、トンネル建設時の計測データや一般値を用いた（表-4）。

初期応力は、土被り100mとして、トンネル建設時の天端沈下150mm、内空変位300mm（片側150mm）であったことから逆算し、等方圧として、 $\gamma H=-2.0$ MPaで静水圧状態であると仮定した。

表-1 解析ステップ

解析 ステップ	説明図	解析 ステップ	説明図
1	 初期応力の設定 ($\sigma_x=2.0\text{MPa}$, $\sigma_y=2.0\text{MPa}$)	5	インバートを破壊させた荷重(表-2参照)
2	 切羽到達前の計算 (応力解放率=40%)	6	 インバート破壊～対策直前 (インバートの要素を取り除く解析)
3	 切羽到達後の解析 (応力解放率=50%)	7	 対策工施工の解析 (応力解放率=90%)
4	 インバートに作用する荷重の解析 (応力解放率=10%)	8	 新設インバート施工の解析 (応力解放率=10%)

表-2 変状メカニズムの設定ケース

ケース	概念図
Case1	 下半の地山強度の低下 case1-1: 覆工と吹付けはスライド可 case1-2: 覆工と吹付けは密着
Case2	 全周の地山強度の低下
Case3	 膨張圧の作用 (解析ステップ5) ↓ 下半の地山強度の低下 (解析ステップ6)

注) Case2, Case3 は、覆工と吹付けは密着

表-3 地山の物性値

項目	値	備考
圧縮強度 q_u	1.0 MPa	建設当時の岩石試験 ¹⁾ より
粘着力 c	0.319 MPa	q_u , ϕ より算出
内部摩擦角 ϕ	25°	DIIより悪い地山相当
変形係数 E	36 MPa	建設当時の変位 ¹⁾ より逆算

表-4 覆工, 支保工, 対策工の物性値

項目	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	備考
覆工コンクリート	22,000	0.2	設計強度 18 N/mm ²
支保工 吹き付け, H 鋼の合成材料	360	0.2	天端沈下 150mm, 内空変位 300mm より逆算
対策工 ストラット	210,000	—	鋼の弾性係数
インバート吹付け	6,000	0.2	高強度吹付けの一般値
インバートコンクリート	4,000	0.2	変形しながら固まることから, 通常吹付けと同等とみなした

5. 解析結果と変状メカニズムの検討

(1) 変状メカニズムの検討

解析結果として、各ケース、各ステップの内空変位および天端内壁側に発生する覆工応力をそれぞれ図-12, 図-13 に示す。図中には変状メカニズムの検証のために実測値も合わせて示した。図より変位や応力の大きさや対策施工時に天端付近の圧縮応力が減少した傾向を最も良く表している Case3 が、盃山トンネルの変状メカニズムであると判断した。

また、Case3のステップ5 における膨張圧は0.3MPaとなり図-9 に示す岩石試験吸水膨張圧試験で得られた最大の値0.35MPaに極めて近い値であった。

(2) 覆工および支保工に発生する応力

図-14, 図-15 にCase3 の対策工実施直後の変位および覆工応力をそれぞれ示す。図には、比較のために実測値も示した。図-14 より、変形に関しては、図-7 の実測値と概ね同様な変形モードを示しており、実測値172mmに対して解析値は140mmであった。

また、図-15 より、覆工応力は、天端での実測値は肩部(天端から30度の位置)の2倍であった。一方、解析値は、天端で大きさが実測値の約1.5倍、肩部は天端とほぼ同様な値であった。

これは、解析モデルの中に、覆工側壁に発生しているトンネルの縦断方向の開口ひび割れを考慮していないことや、覆工材料の弾性係数のばらつきにも関係があると考えられる。

図-16 にインバートに発生する応力の解析値および実測値を示す。インバート中央内側では解析値と実測値とも引張応力が発生しており、インバート下面方向からの外力が作用したことがわかる。一方、中央外側（地山側）では、解析値、実測値とも、中央内側（内空側）と±が逆で大きさが概ね同様な応力が発生しており、単純曲げ挙動を示している。

図-17 にインバート・ストラットに発生する応力を鋼アーチ支保工と吹付けコンクリートに分けて示す。鋼アーチ支保工は上下とも概ね同様な圧縮応力が発生しており、軸力部材として機能していることがわかる。また、解析値は実測値の概ね1/2であった。また、コンクリートも圧縮応力が発生しており、解析値は実測値の1/5であった。

以上より、Case3の弾塑性解析結果は、概ね実測値と同様の傾向を示しており、変状メカニズムとしても妥当であると判断した。

また、新設のインバートおよび支保工は概ね軸力部材として機能しており、若干インバート下部からの外力により、新設のインバートコンクリートの内面に引張応力が発生していることがわかった。

6. まとめ

盃山トンネルに発生した変状を数値解析で再現するために、変状の3種類のメカニズムを仮定した。その結果、膨張圧をトンネル全周に作用させた荷重モデル (Case3)

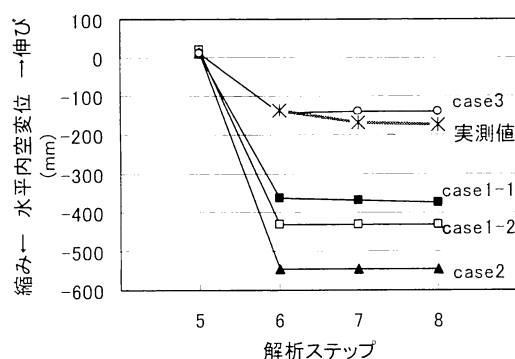


図-12 水平内空変位³⁾

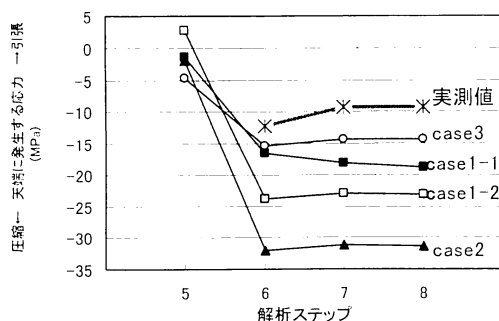


図-13 天端(内側)に発生する応力³⁾

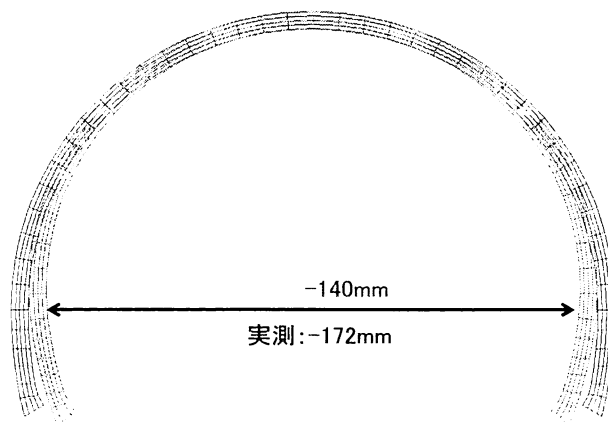


図-14 S.L.位置での内空変位の実測値との比較

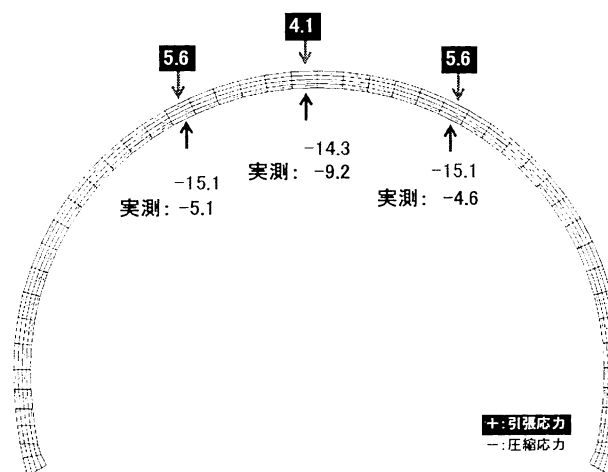


図-15 覆工応力の実測値との比較 (単位: MPa)

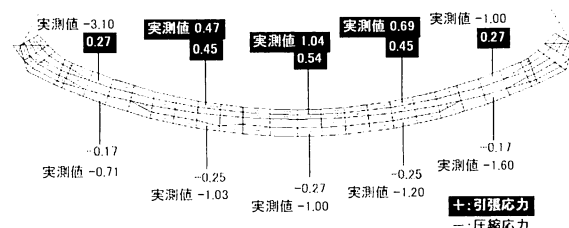


図-16 インバート(対策工)に発生する応力の実測値との比較 (単位: MPa)

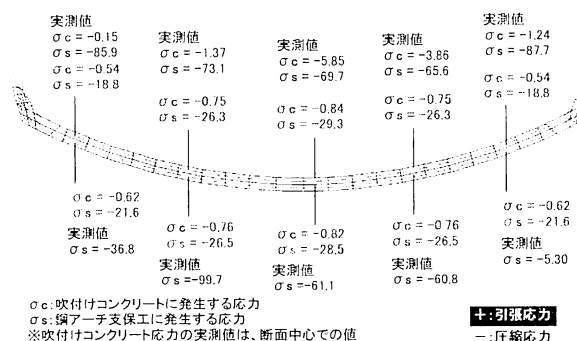


図-17 インバート・ストラット(対策工)に発生する応力の実測値との比較 (単位: MPa)

の再現性が良いことが分かった。

以下に、計測、観測、数値解析から得られた成果と知見を示す。

(1) 計測および観察から得られた成果と知見

- ① 路面の隆起を主体とした変状は横断方向ひび割れ（トンネルの輪切り方向）が兆候として現れ、横断方向ひび割れの増大と路面の隆起は対応している可能性がある。
 - ② 変形モードとしては、トンネル下方および側方からの押し出しが大きく、側壁が内側に変形し、その結果として側壁部に縦断方向のひび割れが発生する。また、天端部分は覆工内壁に圧縮応力が発生する。
- #### (2) 岩石試験、有限差分法による弾塑性解析から得られた成果と知見
- ① インバートを破壊させた外力は数値解析と吸水膨張試験の結果より岩石自体の吸水膨張圧による可能性が高い。
 - ② その後のクリープ的な変形は、トンネル周辺の地山がトンネル近傍から周辺へと徐々に塑性化した結果、地山の応力の再配分が発生したためであると考えられる。
 - ③ インバートの破壊により急激な盤ぶくれと側壁の押し出しが発生し、クラウン部の内壁では圧縮応力が増加するが、インバートの閉合により、圧縮応力は減少する。
 - ④ 変状および対策工施工により発生した変位挙動に関して、比較的簡単な弾塑性解析により、時間依存

的な挙動は表現できないが、各段階の挙動については、定量的な再現が可能である。

対策により、内空変位が収束し、天端付近の覆工の内壁縁の圧縮応力が減少する結果が得られた。すなわち、覆工に発生した応力は対策工施工前には最大 -12.0 MPaの値であったが、対策工施工後は -10.0 MPa未満となった。したがって、インバートによる断面の早期閉合がトンネルの変位を抑制し、トンネル構造の安定化に効果があることが検証された。

参考文献

- 1) 二唐時雄, 佐藤秀行, 芹沢尚一, 高須賀俊行: 流紋岩質凝灰岩熱水変質部の膨張性地山を掘る, トンネルと地下, 第 22 巻 2 号, pp.117-123, 1991.
- 2) 道路トンネル維持管理便覧: 社団法人 日本道路協会, p.20, 1993.
- 3) 佐久間 智, 菅原 徳夫, 多田 誠: 供用トンネルで発生した変状とその対策-山形自動車道 盃山トンネル(上り線)-, 土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集 第 III 部門, pp.803-804, 2009.
- 4) 太田裕之, 奥井裕三, 鶴原敬久, 佐久間智, 菅原徳夫, 多田 誠, 末岡真純, 中田主税: 盃山トンネルに発生した変状と計測結果, 土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集 第 III 部門, pp.805-806, 2009.
- 5) 奥井裕三, 太田裕之, 鶴原敬久, 佐久間智, 菅原徳夫, 多田 誠, 末岡真純, 中田主税: 盃山トンネルに発生した急激な路面隆起に対する変状メカニズムの検討, 土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集 第 III 部門, pp.807-808, 2009.
- 6) トンネル数値解析マニュアル: 日本道路公団試験研究所, 2002.

ANALYSIS OF HEAVING BEHAVIOR IN SAKAZUKIYAMA ROAD TUNNEL UNDER USE

Yuzo OKUI, Takahisa TSURUHARA, Hiroyuki OTA, Satoru SAKUMA and Chikara NAKATA

At August 13, 2008, there occurred a sudden and huge heaving of the road surface at the center of the tunnel, and the transportation of this tunnel was difficult.

We investigated road surface leveling, convergence and stress of lining, and evaluated the property of rock material around the tunnel. From the results of investigation, it settled after shrinking by about 170mm and lining compressive stress was 12MPa and invert concrete was damaged with open cracks. In order to turn out above phenomena, we calculated deformation and lining stress using FLAC with several conditions which represent the behavior. Consequently, we conclude the following result of this study.

- a) The damage of the invert is caused by hygroscopic swelling pressure of the surrounding rock.
- b) Large displacement of the lining and invert heave was occurred after the destruction of invert.
- c) It is assumed that the cause of the above deformation of the tunnel is stress-relief with squeezing after swelling.
- d) It is possible to represent quantitatively using elastic-perfect-plastic model that considered the swelling pressure and the reduction of shear strength around the tunnel.