

緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に関する一考察

奥井 裕三¹・太田 裕之¹・早川 泰史²・伊佐治 晋³

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正会員 東日本高速道路株式会社 長野管理事務所 (〒381-1225 長野市松代町東寺尾字村北1195-2)

³正会員 ネクスコ東日本エンジニアリング (〒116-0014 東京都荒川区東日暮里5-7-18)

平成の初期に建設されたトンネルでは、地質が第三紀の凝灰岩で地山等級Cの場合、当時の設計要領ではインバートを必ずしも設置する必要がないことからインバートが設置されていないことが多い。

長野自動車道の一本松トンネルにおいても施工当時は、CIIパターンで内空変位が30mm程度と問題のない施工であり、平成5年に供用が開始され3年後の平成8年に変状が発見された。

現在では、切削や切削・オーバーレイによる補修が実施されているが、路面が最大で10cm程度隆起しており、早急な対策が必要かどうかを明らかにする必要があった。

本研究は、このように緩慢な隆起が継続するトンネルに対して、変状メカニズムの推定、トンネルの安定性の評価および評価方法の確立、今後の管理上の留意点を明らかにすることを目的として、調査・解析を実施した。

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

1. はじめに

平成の初期に建設されたトンネルでは、地質が第三紀の凝灰岩で地山等級Cの場合、当時の設計要領⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾ではインバートを必ずしも設置する必要がないことからインバートが設置されていないことが多い。

長野自動車道の一本松トンネルにおいても施工当時は、CIIパターンで内空変位が30mm程度と問題のない施工であり、平成5年に供用が開始され3年後の平成8年に変状が発見された。

現在では、切削や切削・オーバーレイによる補修が実施されているが、路面が最大で100mm程度隆起しており、早急な対策が必要かどうかを明らかにする必要があった。

本研究は、このように緩慢な隆起が継続するトンネルに対して、変状メカニズムの推定、トンネルの安定性の評価および評価方法の確立、今後の管理上の留意点を明らかにすることを目的として、調査・解析を実施した。

2. トンネルの概要と変状状況

(1) トンネルの概要

一本松トンネルは、長野自動車道(起点：松本，終点：更埴)の麻績ICと更埴ICの間、JR冠着トンネルと平面的には平行して位置する鉛直約3kmの高速道路トンネルである。

一本松トンネルの地質分布は、図-1に示すように起点である南から第三紀中新世の小川層(O1～O3)、その上に

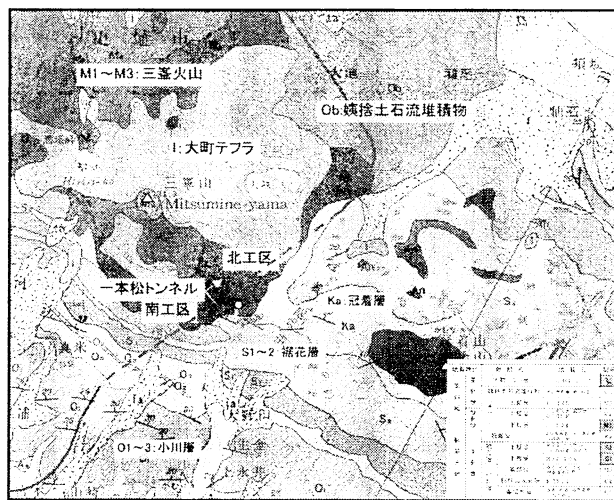


図-1 一本松トンネルと周辺の地質状況⁴⁾に加筆

裾花層(S1～S2) ,および冠着層(Ka)を貫いている。地表付近にはそれを覆うように第三紀から第四紀の三峯山火山噴出物(M1) , 第四紀の姨捨土石流堆積物(Ob)や大町テフラ(L)が分布している。

一本松トンネルは、上り線延長3,203m、下り線3,191mで、交通量は約26,000台/日であることから防災等級はAA等級ある。監視員通路下には消火栓など種々の設備が設置されている。

表-2 一本松トンネルの地山を構成する地質層序

地質時代	地 層 名	地 質 名	記号
第四紀	更新世	大町テフラ層	L
		姨捨土石流堆積物	Ob
	鮮新世	上部層	M3
		中部層	M2
新第三紀	中新世	下部層	M1
		冠着層	Ka
		裾花層	
	小川層	上部層	S2
		下部層	S1
		重部層	O3
		酸性凝灰岩層	O2
		差切部層	O1

(2) トンネルの変状状況

トンネルの変状は、上下線合わせて9箇所が発生している路面の隆起と側壁脚部の押し出しである。これらは全て、インバートの設置されていない区間で発生している。

写真-1にはその両方が発生している区間の写真を示す。写真-1では、路面の隆起に対して走行性を保つために切削が行われている。また、コンクリート舗装と側溝とに段差が生じているのがわかる。さらに、通常60mmある側溝の開口部が閉塞しているのがわかる。

また、図-2に示すように地中変位が深度約6m付近から発生しており、計測を開始した2000年9月から計測器の限界を超える2006年9月までに約36mmの変位であることから、平均変位速度が4mm/年と緩慢な挙動である。



写真-1 一本松トンネルに発生している変状の代表写真

○地中変位計KP59.313 (2000年9月測定開始)
データは2006.9月以降、計測限界を超えて隆起量は測定不可。
○地下水位は、GL-2m付近でほぼ一定。

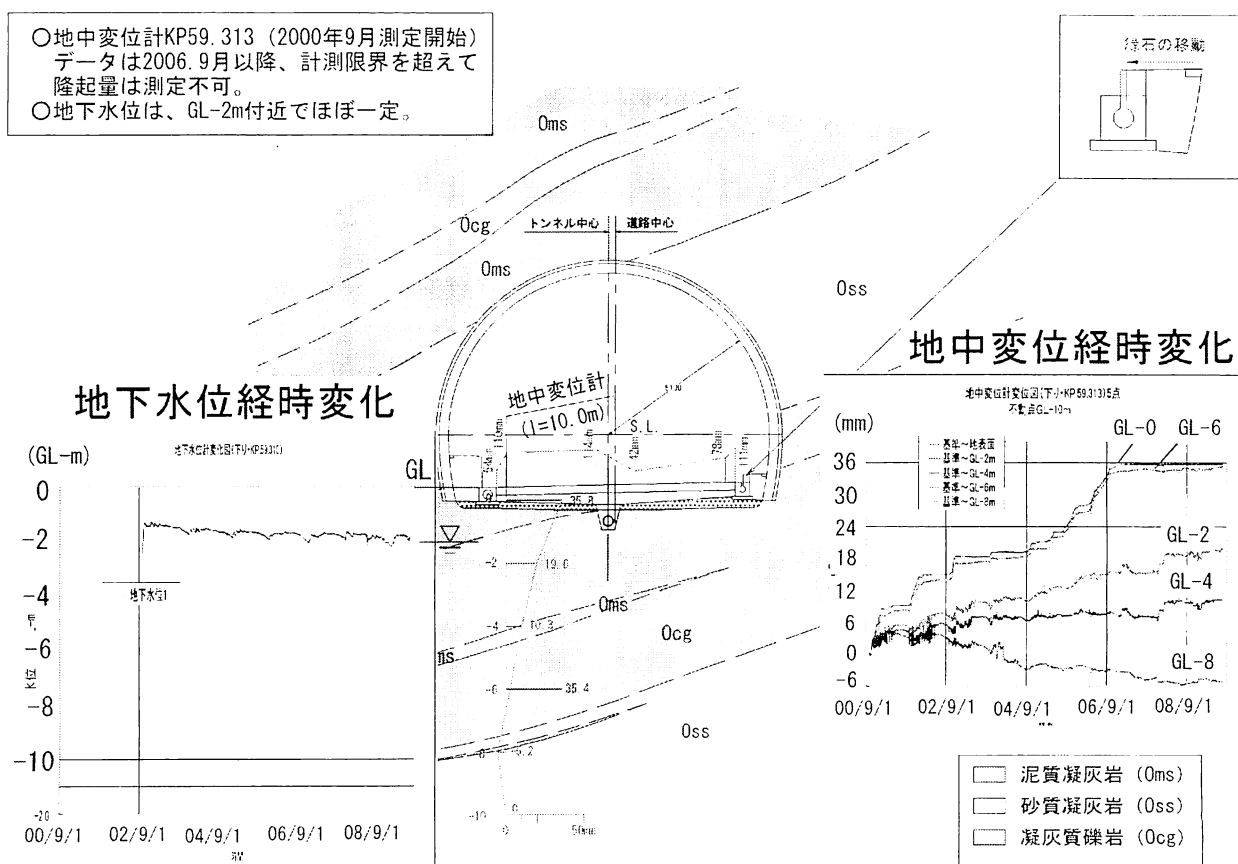


図-2 トンネル周囲の地質と地中変位および地下水位の経時変化

図-2の地中変位経時変化に示すように、2006年に計測不能であることがわかったため(G.L-0, G.L-6)、2009年に、新たに地中変位計を設置しており、同様な傾向を確認している。

また、地下水位は、G.L.-2m付近、概ね中央排水工の位置で、一定深度を示している。

3. 調査の目的と用いた調査および調査結果

(1) 調査の目的と用いた調査手法

一本松トンネルにおいては、なぜ、変状が長期にわたって緩慢に継続しているのか？また、そのような変状の進行にしたがって、トンネルはどうなるのか？構造的に安全なのか？ということが技術的課題となった。

これに対して、表-1に示すような調査を計画した。

(2) 切羽観察など調査結果の総合的な整理

まず、施工記録を調べた。特に、切羽観察の記録と評価点、内空変位などを縦断図に記載し合わせて、最近の水準測量結果、目視から判断される変状区間を一覧図として図-3のように整理した。

図-3は下り線・南工区のみを示してあるが、この図から、下記のようなことがわかり、その後の調査計画の立案に際して強力な武器となった。

- ①変状区間1は、礫岩主体で泥岩との互層地山、変状区間2は凝灰岩中に「破碎岩質層」と記載された軟らかい地層が何層か狭在する区間と一致した。
- ②変状区間1では切羽の評価点が悪く、地山状況が比較的悪かったことがわかった。
- ③変状区間1～変状区間2にかけて、支保工の変状が発生している区間であるが、必ずしも全ての区間で

変状が発生しているわけではなかった。

- ④しかし、この区間の内空変位は30mm程度未満であり、問題の無い施工であったといえる。
- ⑤この区間で特に隆起が顕著なのは、変状区間1であり、小川層の礫岩および泥岩に問題があることがわかった。

一本松トンネルでは、9箇所において、路面の隆起と側壁の押し出しが発生しており、それぞれの箇所に対しても継続して種々の調査が実施されている。

以下では、上記で得られた知見から、表-1に示す調査を路面の隆起が一番大きく長期間にわたって計測が続けられているK.P.59.3付近の変状について、適用した。

以下は、その結果を示すものである。

(3) 地表地質踏査からわかったこと

切羽で出現したであろう岩石の露頭を探して確認した結果次のことがわかった。

- ①図-3に示す変状区間1より起点側の砂岩については、比較的大きな露頭が確認された。水による劣化も少なく硬質であった。
- ②変状区間1の礫岩の露頭は付近に少なく、あっても風化しており崩れていた。また、礫岩のマトリクス(基質)は緑色を呈しており、凝灰質であった。

(4) 膨張性の判定と地山の強度低下のメカニズム

トンネル内でボーリングを実施し、岩石コアを採取し、室内岩石試験を実施した(表-1)。

その結果をまとめて、トンネル標準方書などに示されている代表的な膨張性の判定指標^⑤をレーダーチャートにして、図-4に示す。

図-4より次のことがわかった。

- ①現時点で、地山強度比、一軸圧縮強度、変形係数の指標で膨張性ありとなっている。
- ②陽イオン交換容量(CEC)は、約17meq/100mgと、文献^⑥に示されている膨張性を示す20meq/100mgより若干小さな値であった。
- ③他の指標は膨張性を示す閾値より小さく問題のない値であった。
- ④また、別途、浸水崩壊度は、現時点では、全てDであった。

以上より、地山強度比、一軸圧縮強度、変形係数のみが、膨張性を示す閾値より大きな値であった。

しかし、当時の施工はCIIパターンで内空変位も30mm程度未満あることから、次のようなメカニズムを推定した。

- a) 施工当時は、それなりの強度があった(膨張性の指標でも閾値未満であった)。

表-1 調査の目的と用いた調査手法

No.	目的	用いた方法
1	変状メカニズムの解明	1) 切羽観察記録の再整理 2) 地表地質踏査で、問題の地質とそうでない地質を直接観察 3) 岩石試験(浸水崩壊度試験、X線分析、CEC試験など) 4) 自然状態と浸水状態の岩石強度の比較(三軸圧縮試験)
2	トンネルの安定性評価	1) ボーリング調査、地中変位計による地山の変位観測 2) オーバーコアリング法による覆工応力測定 3) 地山岩石の強度低下を考慮した数値解析による再現解析と将来予測解析

- b) したがって、施工は問題なかった。
- c) しかし、陽イオン交換容量が若干あることから、インバートの内部分で徐々に強度低下を起こし、それが深部に広がっていった。

以上をまとめて、膨張性の判定指標で示すと図-5のように、施工後にインバートの無い部分で、地山強度比、一軸圧縮強度、変形係数が低下したと推定した(当時は、点線だったものが実線へ変化し、今も変化し続けている)。

なお、変状区間1の地質は、施工記録では礫岩と泥岩という記載であったが、ボーリング状況から基質が凝灰質であり、また砂質な部分も見られたため、図-2および図-4では、礫岩を凝灰質礫岩、泥岩を砂質凝灰岩と泥質凝灰岩というように分類した。現場では泥質なものが分布する区間ほど路面の隆起が若干大きいことがわかったが、岩石試験の結果にはあらわれなかった。

(5) 岩石試験から推定される地山強度の変化

岩石試験は、岩石の強度が水によりどのように低下するかを把握するために、通常の三軸圧縮試験に加え、次のような試験も実施した。

比較的深部から取り出したボーリングコアから作成した供試体を乾燥させ、乾燥後にスリーブをかぶせて水を吸わせた状態で三軸圧縮試験を行った。

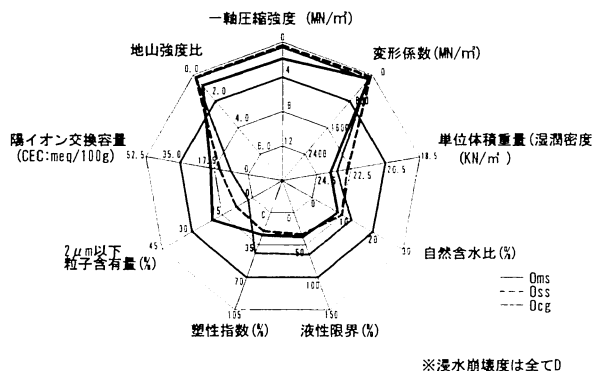


図-4 膨張性の判定

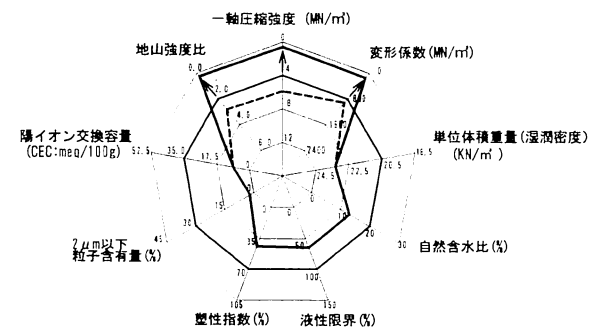


図-5 膨張性の判定指標の時間的な変化の模式図

これらをまとめて、図-6に示す。図-6では、後に示す数値解析のために施工当時の強度も推定して示してある。図-6をまとめると次のようになる。

- ①施工当時、 $E=1,000\text{MPa}$ あった弾性係数が、 70MPa にまで低下している。さらに浸水後は約1/2の 30MPa 程度までに低下する。
- ②粘着力 c は、現在 0.43MPa が浸水後は 0.13MPa に、内部摩擦角 ϕ は、 9.2 度が浸水後は 4.0 度に低下する。
- ③圧縮強度 q_u は、現在 1.0MPa であるが、浸水後は 0.3MPa に低下する。

なお、施工当時の変形係数は、施工記録である天端沈下および内空変位 30mm から逆算した。

(6) 覆工応力測定結果

トンネルの構造的な安全性を調べるために、オーバーコアリング法による覆工の応力測定を実施した。

これは、3方向のひずみゲージを一体化したロゼットモールドゲージを覆工の表面に貼り付けて、ひずみの初期値を読み、その後、ひずみのモニタリングを行いながら、コアカッターでオーバーコアリングするといった手順で行うひずみ測定である。

ひずみの変化からコンクリートの弾性係数を掛けて応力に変換した結果を図-7に示す。図-7には覆工表面に発生しているひび割れや路面のひび割れも合わせて示した。図-7より次のことがわかった。

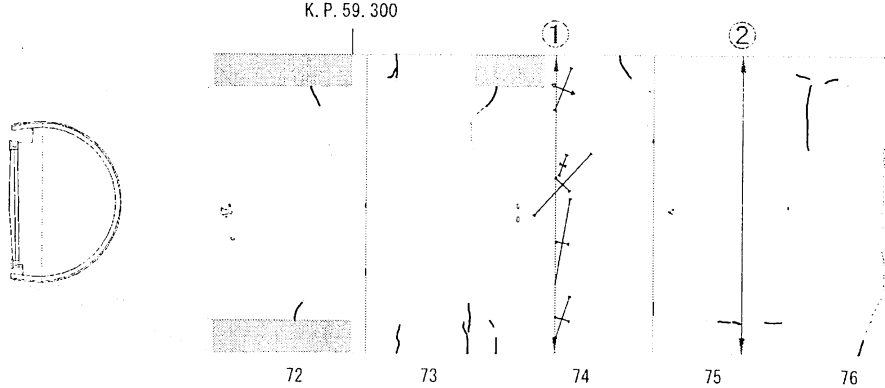
- ①覆工の応力は、天端付近で $3\sim4\text{MPa}$ 、側壁で約 2MPa であり、覆工の設計強度に比較して小さな値であった。
- ②応力の方向は多少のバラツキはあるが、概ね横断方向の成分が大きい。
- ③覆工に発生しているひび割れは、横断方向のものがほとんどである。

特に上記③については、路面隆起変状の初期には横断ひび割れが、まず発生し、変状が顕著になると縦断方向にもひび割れが発生するといわれていること⁶⁾⁷⁾から、覆工の応力の値を考えても変状状況と覆工応力は整合していると判断した。

	(a) 掘削直後	(b) 現況	(c) 乾燥・吸水後	
単位				
変形係数 E	MPa	1000	70	31.5
粘着力 c	MPa	1.0	0.43	0.14
内部摩擦角 ϕ	度	40.0	9.2	4.0
圧縮強度 q_u	MPa	4.3	1.0	0.3
備考	掘削直後の値は、地山等線CIIの一般物的値による解析で、内空変位が概ね計測値と一致したことによる。			(b)の状態から、一度乾燥させて、さらに吸水した後の岩石の強度

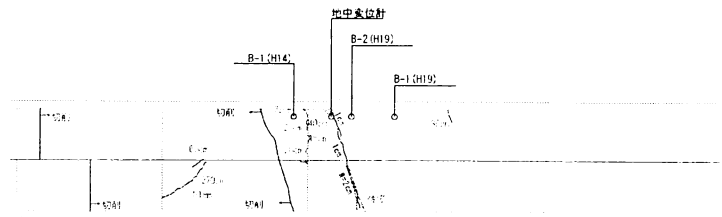
図-6 岩石試験結果から推定される地山強度の変化

S=1:500



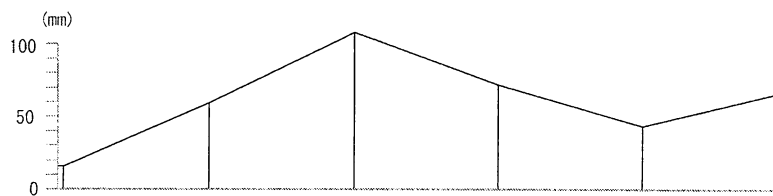
変状展開図と
応力測定結果

※ — : 2009. 11. 24確認



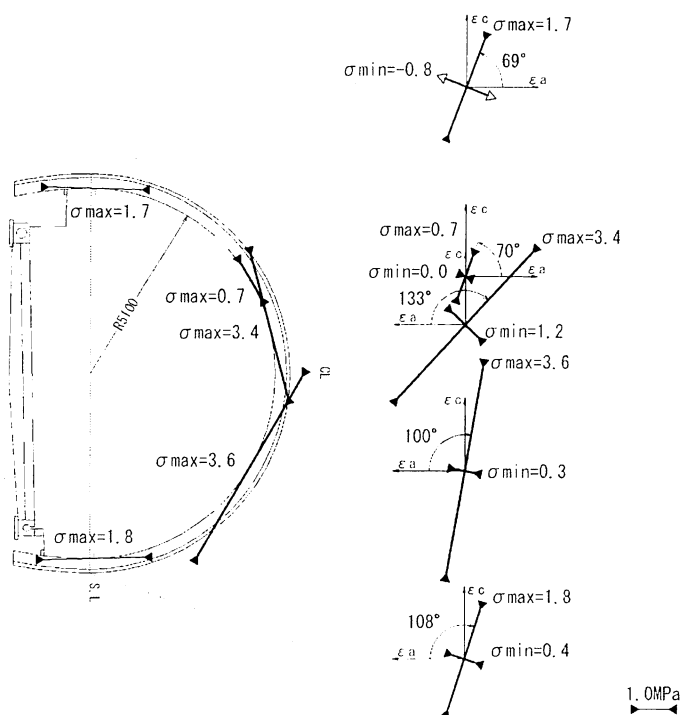
路面平面図

路面変位
高さ (mm)



路面隆起量
(計画高との差)

S=1:200



応力測定結果

図-7 覆工の変状状況と覆工応力

4 弾塑性解析によるトンネルの安定性評価

ここでは、地山のせん断強度低下を考慮した弾塑性解析による変状状況の再現と将来予測解析によるトンネルの安定性の評価を実施した。

(1) 地山のせん断強度低下を考慮した弾塑性解析による変状状況の再現

地山をモール・クーロンの破壊基準に従うと仮定した簡単な弾塑性モデルでモデル化し(図-8)、図-9に示す強度低下領域の地山強度を低下させる解析を行った。

ここで地山の変形係数や強度は図-6に示す施工当時の値と現在の値を使用した。

解析ケースとしては、図-9に示すようにトンネル全周の強度が低下するケース1、SLより下の地山の強度が低下するケース2、脚部より下の地山強度が低下するケース3の3つのケースを仮定した。

図-9より、脚部より下の地山の地山強度が低下するケース3が覆工応力および地中変位の計測結果をもっとも

良く再現することがわかった。結果をまとめると次の様になる。

- ①地中変位の深度方向の分布は、ケース1～ケース3のどのケースでもよい一致を示した。
- ②しかし、覆工応力の分布を見ると、ケース1ではアーチ部の応力が計測値(図-10)と比較して大きすぎること、ケース2は側壁の応力が大きすぎることがわかった。

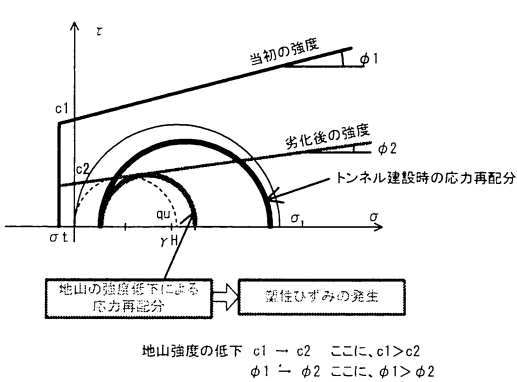


図-8 地山のせん断強度が低下する概念図

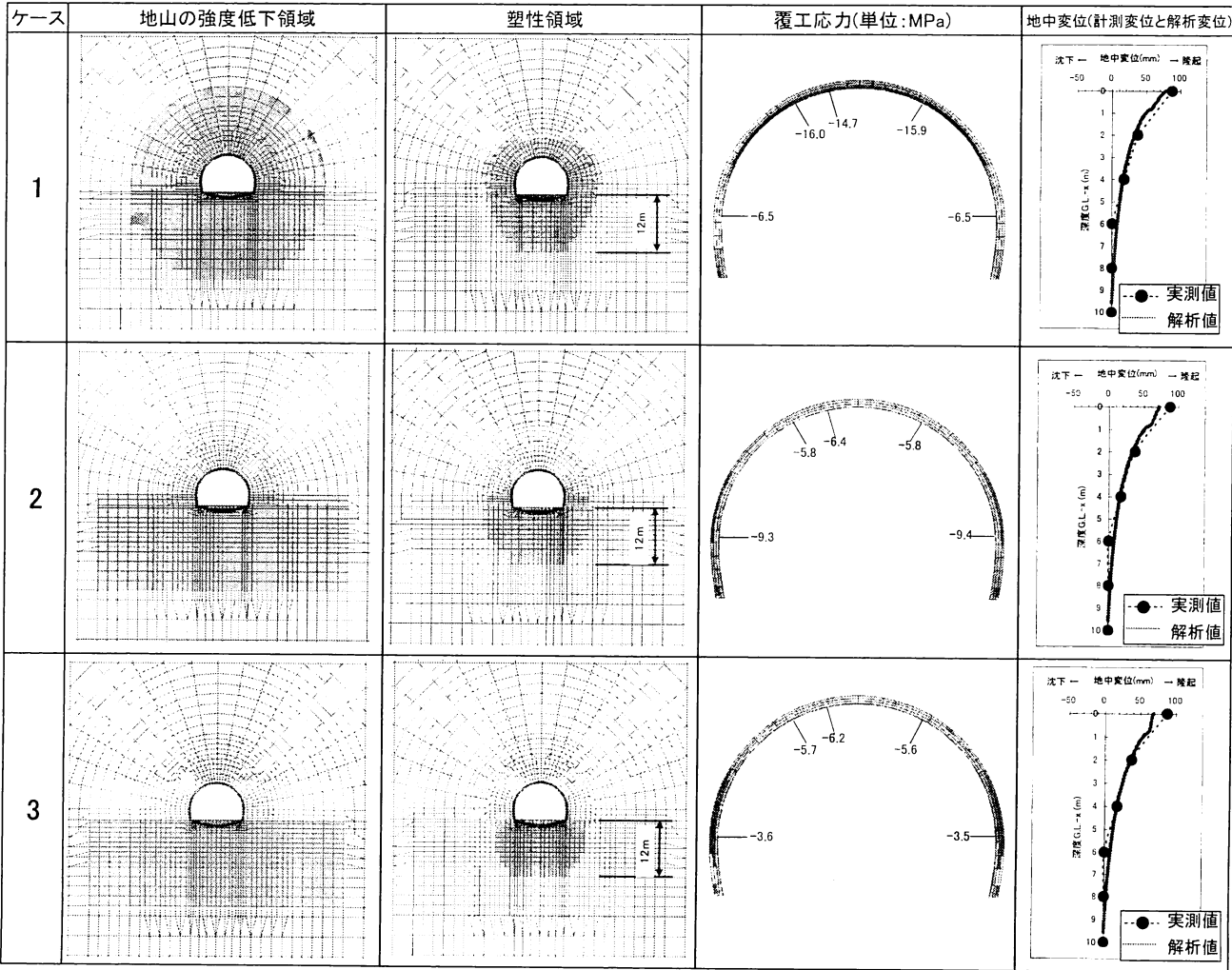


図-9 地中変位と覆工応力の再現解析結果

※トンネル全周の強度を低下させたケース1とSL下の強度を低下させたケース2、脚部下の地山強度を低下させたケース3を比較した結果、ケース3が最も計測結果と一致した。

③一方、ケース3では、応力の絶対値は、解析値の方が2倍程度大きいですが、その分布を見ると天端が側壁の約2倍の値となることも整合している。

以上より、ケース3が計測結果を最もよく再現していると判断した。

(2) 将来予測解析によるトンネルの安定性の評価

図-9に示すケース3の強度低下領域の強度をさらに低下させた解析を行った。

解析結果として、路面の隆起量と覆工に発生する最大圧縮応力および内空変位、天端沈下との関係を整理して図-10に示す。

図-10より、路面の隆起量が300mmを超えた場合でも覆工に発生する応力は13MPa程度と大きい値ではあるが、その前に走行性や建築限界に支障を来すことになることがわかった。

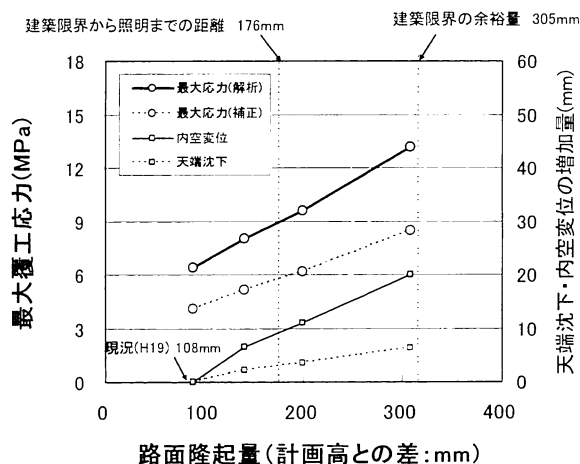


図-10 将来予測解析結果

法について

変状メカニズムを推定するためには、地中変位計測、岩石試験に加えて、覆工応力測定とそれらを再現する数値解析が有効であることがわかった。また、数値解析モデルとしては、完全弾塑性 (非関連流れ測) 程度でよいことがわかった。

(2) トンネルの安定性の評価および評価方法と今後の管理上の留意点について

数値解析により路面の隆起量と覆工応力の関係を予測することで、仮に通行に支障がでる範囲まで路面が隆起しても、構造的な安定性を確保できることがわかった。

謝辞：本研究を進めるにあたり、上信越自動車道・長野自動車道トンネル保全技術検討委員会の皆様に多大な助言を頂きましたことを感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領第3集 トンネル，1985.
- 2) 日本道路公団：設計要領第3集 トンネル，1997.
- 3) NEXCO：設計要領第三集，2009.
- 4) 加藤硯一：坂城地域の地質，地域地質研究報告 5 万分の 1 図副 東京(8)第 1 号，地質調査所，1980.
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説，土木学会，2006.
- 6) 太田裕之，奥井裕三，鶴原敬久，佐久間智，菅原徳夫，多田誠，末岡眞純，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 第三部門，pp.805-806，2009.
- 7) 奥井裕三，鶴原敬久，太田裕之，佐久間智，中田主税：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，土木学会トンネル工学報告集第 19 巻 pp.173-180，2009.

5. おわりに

本研究で得られた技術的知見を以下に示す。

(1) 変状メカニズムを推定するための効果的な調査方

FUNDAMENTAL STUDY OF TUNNEL STABILITY BASED ON ELASTO-PLASTIC MODEL FOR A ROAD SURFACE HEAVING.

Yuzo OKUI, Hiroyuki OTA, Yasushi HAYAKAWA and Susumu ISAJI

We studied a road heaving phenomena by using numerical analysis considering data which measured in the Ipponmatsu road tunnel in service. The Ipponmatsu Tunnel on Nagano Expressway which was built in 1991 is about 3km long. The maximum overburden is about 300m. The geology of this tunnel is sedimentary rock and pyroclastic sediment which received the hydrothermally alteration of the tertiary period. Consequently, we conclude the following result of this study. 1) Our proposed technique for combining field measurements with numerical analysis is effective to clarify the mechanism of tunnel deformation. 2) It is possible to represent quantitatively using elastic-perfect-plastic model that considered the reduction of shear strength around the tunnel.