

供用トンネルにおける盤ぶくれの変状 および地山性状の特性に関する分析

小林 大助¹・中野 清人²・山崎 哲也³・奥井 裕三⁴・國村 省吾⁵

¹正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部 トンネル研究室 (〒194-8508 町田市忠生 1-4-1)
E-mail: d.kobayashi.aa@ri-nexco.co.jp

²正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部 (〒194-8508 町田市忠生 1-4-1)
E-mail: k.nakano.aa@ri-nexco.co.jp

³正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部 トンネル研究室 (〒194-8508 町田市忠生 1-4-1)
E-mail: t.yamazaki.ac@ri-nexco.co.jp

⁴正会員 応用地質株式会社 メンテナンス事業部 技術部 (〒331-8688 さいたま市北区土呂町 2-61-5)
E-mail: okui-yuzo@oyonet.oyo.co.jp

⁵正会員 応用地質株式会社 メンテナンス事業部 技術部 (〒331-8688 さいたま市北区土呂町 2-61-5)
E-mail: kunimura-shogo@oyonet.oyo.co.jp

NEXCO が管理する山岳トンネルにおいて、供用後に路面が隆起する盤ぶくれが多くの特長で発生している。盤ぶくれにより、路面隆起量が大きくなると走行安定性の低下や建築限界を侵すなど車両走行時の安全性に支障をきたす。盤ぶくれの進行が顕著なトンネルでは、その対策として、交通規制下において、路盤を深く掘削してインバートコンクリートを構築する大規模な工事を実施しており社会的影響が大きい。このため、合理的に対策範囲を選定することが重要となるが、盤ぶくれ発生メカニズムは十分に解明されていない。その検討の基礎資料として盤ぶくれの変状特性や変状箇所の地山性状の特性を分析した。

Key Words: heaving, invert, swelling of ground, mountain tunnel

1. はじめに

東・中・西日本高速道路（以下「NEXCO」という）が管理する山岳トンネルにおいて、供用後に路面が隆起する盤ぶくれ現象（以下「盤ぶくれ」という）が確認されている（写真-1）。盤ぶくれにより、路面隆起量が大きくなると走行安定性の低下や建築限界を侵すなど車両走行時の安全性に支障をきたす。盤ぶくれの発生が顕著なトンネルでは、その対策として、インバートを追加設置する工事（以下「インバート補強工」という）を実施してきているが（写真-2）、トンネル内設備の迂回、路盤下の掘削、インバート設置、排水工、舗装およびトンネル内設備の復旧を伴うため大規模な工事となり苦慮している。また、閉鎖的空間での施工条件などから施工効率が悪く、供用中路線を長期間交通規制して施工しており、社会的影響が大きいことが課題である。

NEXCO では、今後も多くの対策工事を計画しているが、効率的に対策を進めるためには、急速施工となる施

工方法の検討や合理的な対策範囲の選定手法の検討が重要となる。本稿では、対策範囲の選定手法検討の基礎資料として盤ぶくれの変状特性や変状箇所の地山性状の特性を分析した結果を報告する。



写真-1 盤ぶくれ発生状況



写真-2 インバート補強工の施工

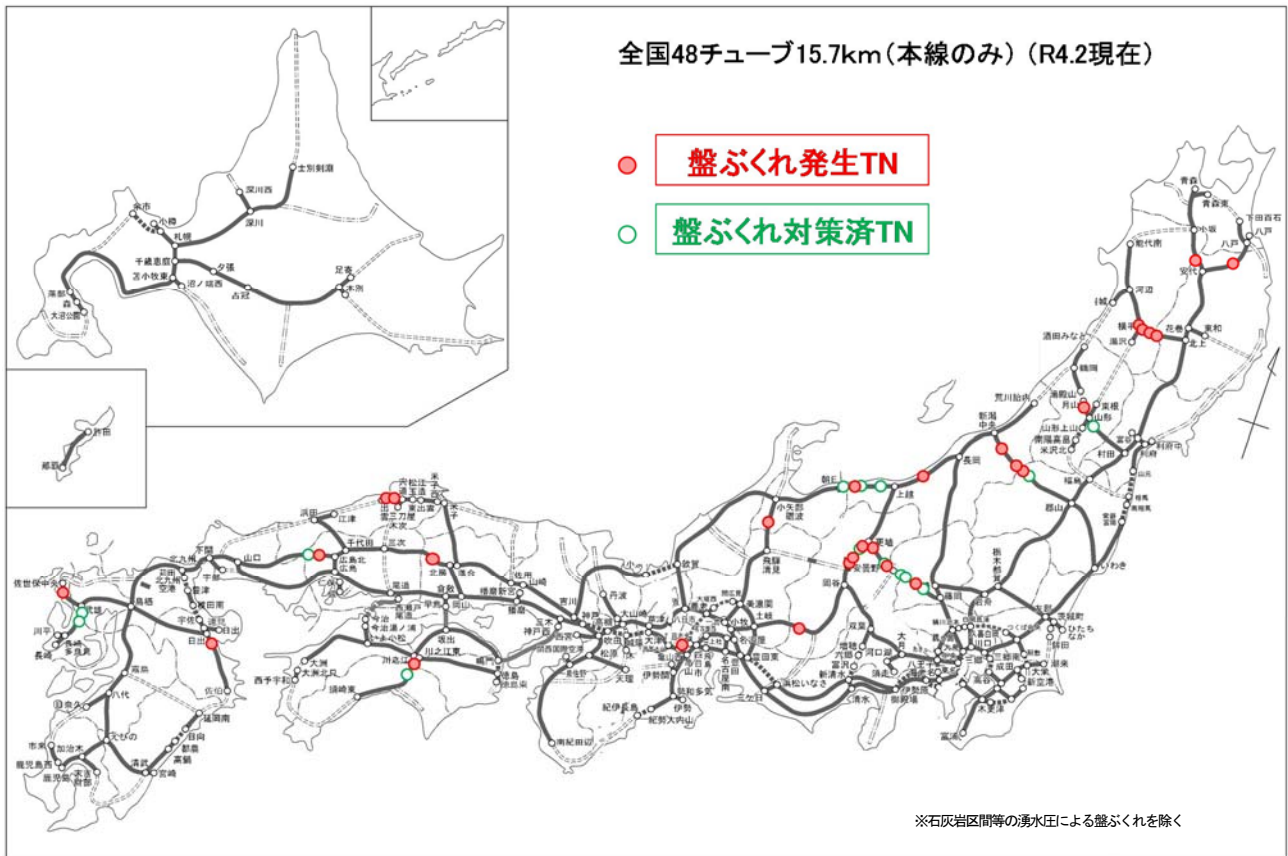


図-1 高速道路の盤ぶくれ発生トンネルの分布

2. 盤ぶくれ発生状況

高速道路トンネルの盤ぶくれは、全国約 50 チューブ（約 16 km）で確認されており、その分布を示す（図-1）。変状発生箇所の分布を確認すると、東日本エリアの山岳部を貫く横断道に変状発生が多く、新第三紀の堆積岩類の分布エリア（図-2）と類似していることが良くわかる。比較的地質年代の新しい新第三紀の堆積岩は、砂岩、泥岩および凝灰岩などが多く、一軸圧縮強度が 10~20N/mm² 程度以下で強度や固結度が低く、初生的に軟質であり軟岩に分類される。また、変形性が大きい、あるいは乾燥・湿潤の外的要因に対する抵抗性が弱く、掘削面の劣化が速いなどの特徴を有している¹⁾。このように、盤ぶくれ発生エリアと当該箇所の地山特性を比較するだけでも軟質で劣化が速い地山と盤ぶくれの発生が関係している可能性が伺える。

盤ぶくれ発生箇所の多くは、トンネル建設時に大きな変位や多量湧水などの発生が無く比較的良好な地山で、長期耐久性に問題ないとしてインポート設置が不要と判断されたトンネルであるが、供用後に路面隆起が進行して盤ぶくれが顕在化している。初生的に軟質な地山であるものの建設時には安定していたトンネルが、供用後に変状が発生していることから、何らかの地山性状の変化が生じていることが考えられる。そのため、盤ぶくれの変状と地山性状の特性に関して分析することとした。



図-2 日本の新第三紀堆積岩類の分布¹⁾

なお、本稿では上述した比較的良好な地山を対象とする。

3. 盤ぶくれの変状特性に関する分析

NEXCO では、変状対策の必要性の判断や対策設計を行うために、これまで多くのトンネルで変状調査を実施している。その調査では、変状箇所と未変状箇所それぞれで水準測量による路面隆起量の測定やボーリング調査による岩石試験など各種調査を実施しており、その変状調査データを活用し、盤ぶくれの変状と地山性状の特性に関して整理・分析することとした。データは 48 チューブにおける 98 盤ぶくれ箇所からデータを収集した。

(1) 盤ぶくれ発生箇所の岩種

NEXCOでは、1997年10月に建設時のインバート設置基準²⁾を以下のとおり定めている。

- 1) 地山等級 DI, DII, Eは原則として設置する。
- 2) 地山等級 CI, CIIにおいて、地質が泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶片岩、温泉余土等、劣化が予測される地質（以下「懸念地質」という）では、トンネルの長期耐久性を損なう恐れがあるので、原則として設置する。

高速道路の盤ぶくれ発生トンネルの供用年を整理した結果（図-3）、変状が発生したトンネルの多くは、1997年10月以前に施工したトンネルが多い。次に盤ぶくれ発生トンネルにおける変状箇所の岩種を延長比率で整理した（図-4）。懸念地質の対象となる岩種の変状が約85%と発生割合が高く、インバート設置基準と整合し、1997年に制定した「地山等級 CI, CIIにおいても懸念地質ではインバート設置」の設置基準の妥当性が説明できる。一方、懸念地質以外の安山岩や花崗閃緑岩など火成岩においても約15%の割合で変状が発生している。一般的に火成岩は硬質であるが、変状調査データから当該箇所は変質作用を受けた箇所であるとされている。

以上より、建設時のインバート設置基準は、現行の懸念地質に加えて火成岩を含む変質作用を受けた地山においてもインバートを設置することが望ましく基準の見直しが示唆される。

(2) トンネルの供用開始から変状発生までの経過年数

盤ぶくれが発生した各トンネルの供用開始から変状が発生するまでの経過年数を図-5に示す。ここで、矢板工法トンネルの盤ぶくれ発生が少ないことがわかる。矢板工法は建設年代が古い縦貫道に採用されており、図-2に示す新第三紀堆積岩類の軟質で劣化が速い地山を通過するトンネルが少ないことが要因の一つと考えられる。その他、盤ぶくれは湧水によって吸水膨張や粘土鉱物の膨

潤が原因の一つと考えられている。矢板工法建設時代の排水構造は、湧水が多いトンネルのみ横断排水管を設置することとされており、NATMと比べて中央排水管に湧水を集水させる排水構造となっていない。このことから、排水管内の水位上昇時に排水管有孔部からの漏水影響の可能性が低いことが想像でき、変状発生が少ない要因の一つと考えられるが、このことは明らかになっていない。矢板工法におけるもう一つの特筆事項として変状発生までの経過年数が30年を超過する事例がある。隆起量と経過年数を整理した結果（図-6）、これらのトンネルは隆起量が小さく、図の右下に示された緩慢な隆起速度で進行している。盤ぶくれは、日常点検など走行中の異変の気付きにより変状を疑い隆起量の測定など調査を開始するが、緩慢な進行のため実際の路面隆起発生時期と変状発生時期の認識の差異が生じた可能性が考えられる。

隆起量と経過年数の関係（図-6）から、路面隆起量が大きいほど初期の隆起速度が大きい傾向にあることがわかる。また、隆起速度は楕円の傾きのように概ね大、中、小の三つに区分でき、初期変位速度から将来の隆起量を予測できれば、今後、インバート構造の標準パターン化を検討することで設計の省力化が図れる可能性がある。

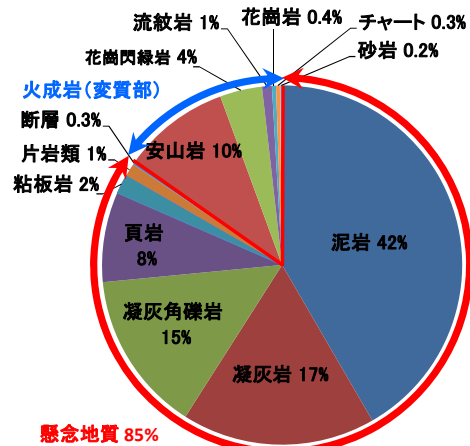


図-4 盤ぶくれ発生箇所の岩種延長比率 (48 チューブ 15.7km)

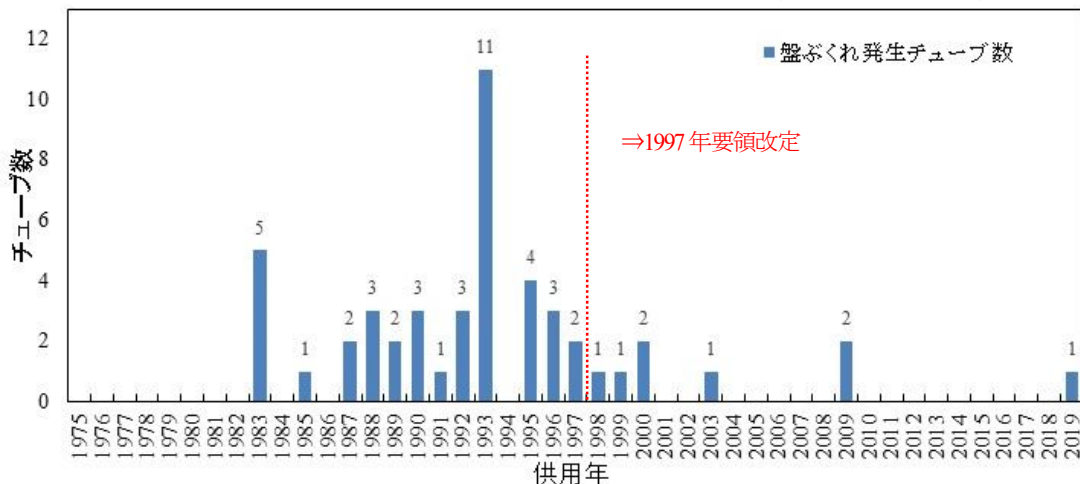


図-3 盤ぶくれ発生トンネルの供用年

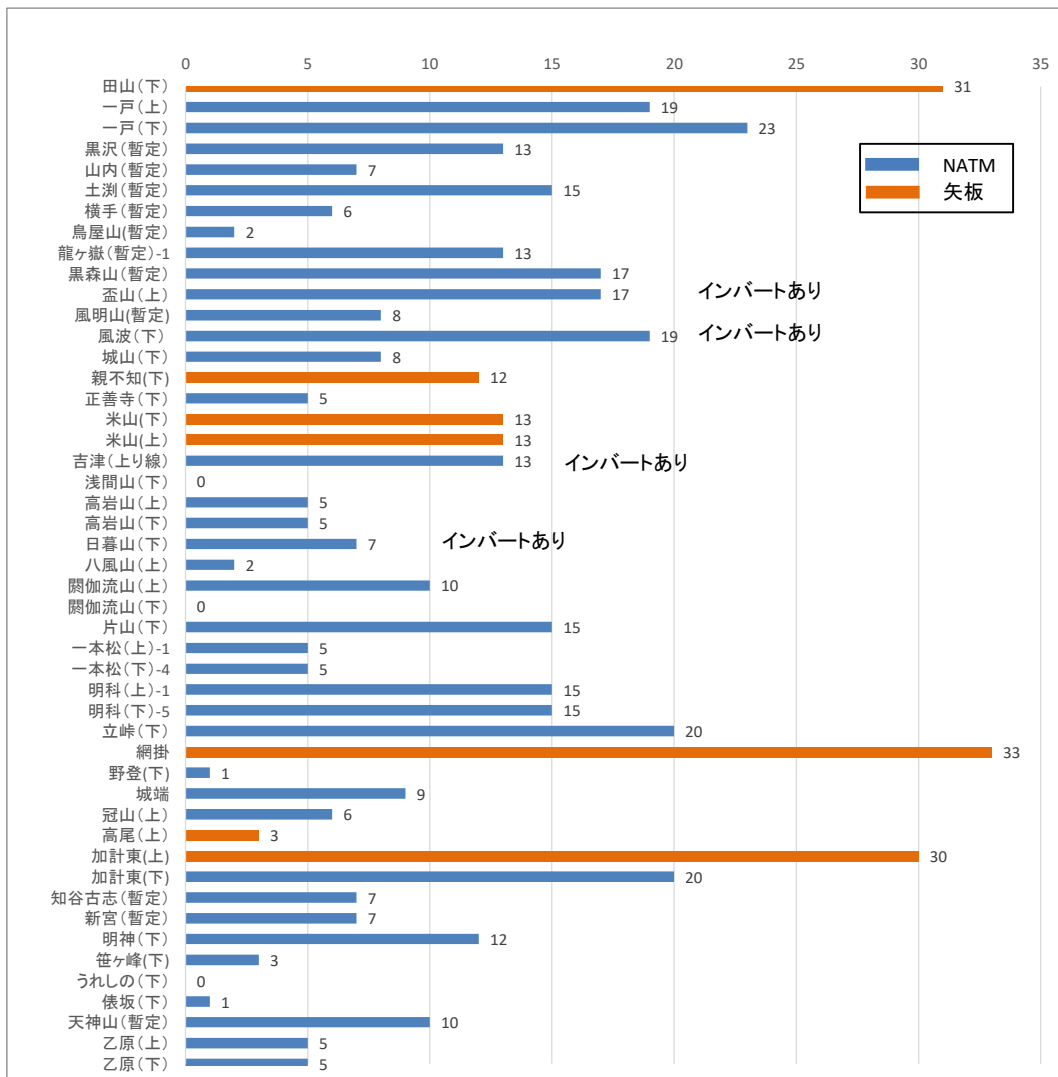


図-5 供用開始から変状発生までの経過年数
(インバート有り無しトンネル)

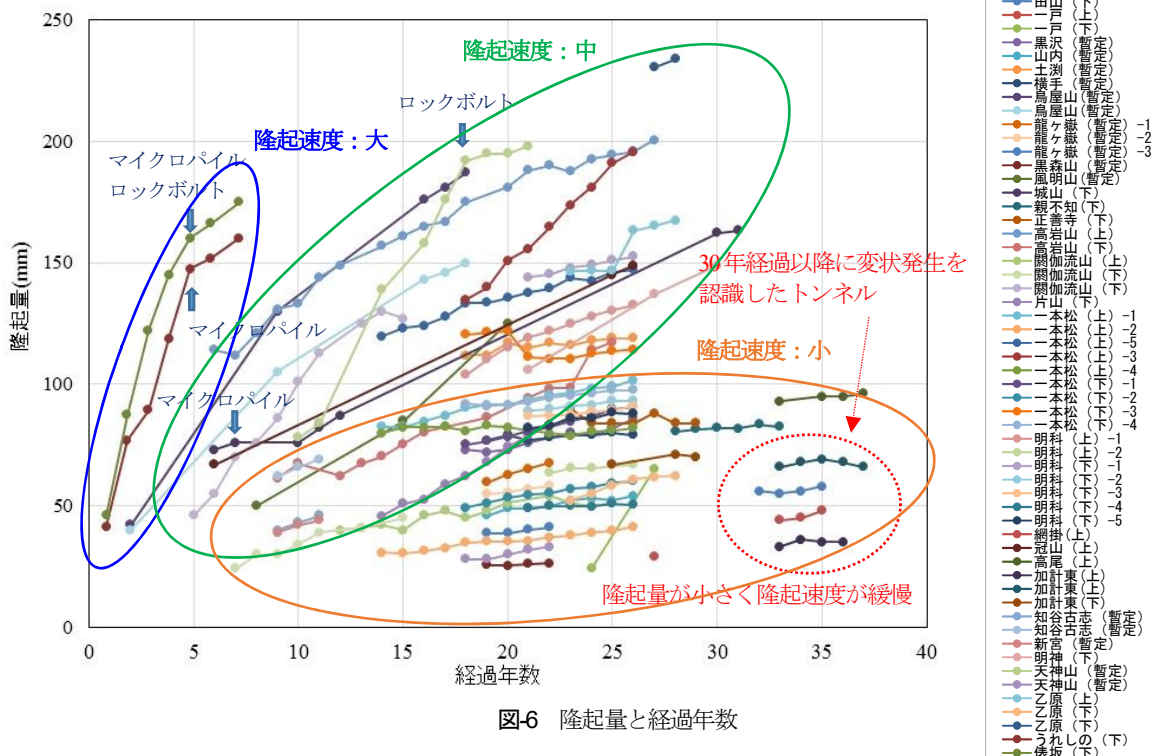


図-6 隆起量と経過年数

その他、図-5から変状発生までの経過年数を5年毎に区切り頻度分布を整理した(図-7)。盤ぶくれ発生箇所の約90%はトンネル供用開始から20年以内に変状が顕在化している高い頻度が得られた。このことは、トンネル周辺地山において概ね20年以内に何らかの地山性状の変化が生じ変状の顕在化に至っていると推察できる。

(3) 盤ぶくれ発生箇所の土被りと一軸圧縮強さ

盤ぶくれ発生箇所の土被り(H)を50m範囲で区分した頻度分布を示す(図-8)。50m~100mの範囲において発生箇所数が比較的多い。これは、この範囲の土被りを通過するトンネルが多いことが要因と考えられ、土被りの大小の影響が起因していることは言い難い。

次に土被りと隆起量の関係に一軸圧縮強さ(qu)を色分けして表した(図-9)。土被りと一軸圧縮強さが同程度だが、隆起量に大きな差がある。また、土被りの大小に関係なく一軸圧縮強さが4MN/m²以下に盤ぶくれ発生が多い傾向が見られる。従って、盤ぶくれの発生は、トンネル掘削時の膨張性地山の指標である地山強度比(qu/γH)では説明できず、一軸圧縮強さに起因している可能性がある。これは変状した路盤下地山のみ強度低下が進行し、応力再配分によって塑性圧が働いていることが要因と推察するが、詳細は4章で数値解析を用いて示す。

(4) 路面隆起量と内空変位

盤ぶくれ発生箇所において路面隆起量と内空変位の関

約90%以上が20年以内に発生

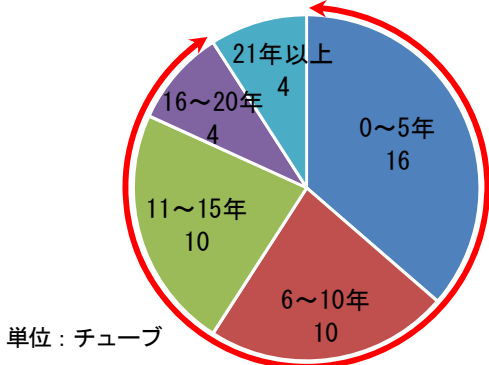


図-7 供用開始から変状発生までの経過年数の頻度分布 (インバート無しトンネル)

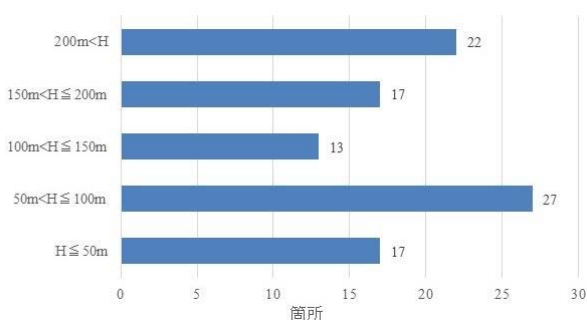


図-8 盤ぶくれ箇所の土被り頻度分布

係を整理した(図-10)。内空変位は、盤ぶくれによる変状が明らかになってから内空変位が懸念された場合に計測しており、隆起量に比べ計測位置は限られている。概ね1~4mm程度の断面収縮が多い。隆起量に対して内空断面の収縮量は極めて小さく、盤ぶくれ箇所の多くは路面隆起が卓越する変形モードであることがわかる。一方、内空断面の収縮が大きい場合や円形水路の開口部の閉塞や収縮が大きい場合は、事前対策として側壁ロックボルト工が施工されている事例がある。

(5) 変状箇所の地中変位計測

盤ぶくれ発生箇所に地中変位計を設置し、任意の深度毎に累積変位を計測している場合があり、その代表事例を示す(図-11)。深度4~6m付近から隆起が生じ、深度が浅くなるにつれて隆起量が大きくなる傾向を示す事例が多く、この範囲が塑性領域と考えられる。

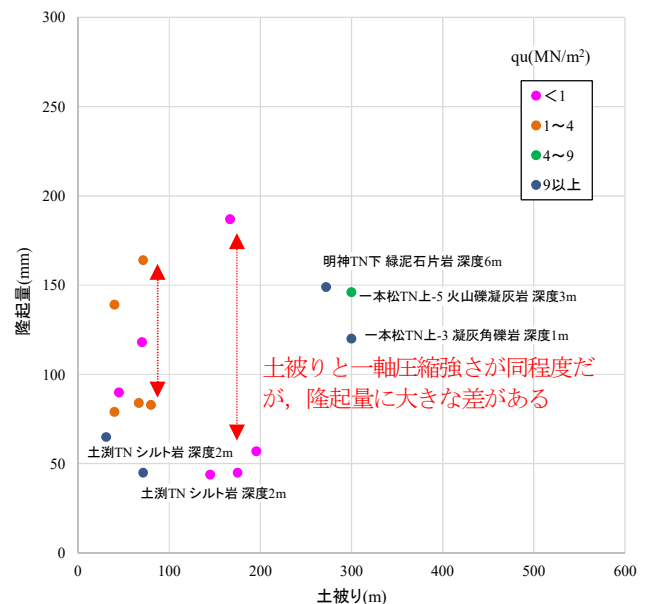


図-9 盤ぶくれ箇所の隆起量と土被りと一軸圧縮強さ

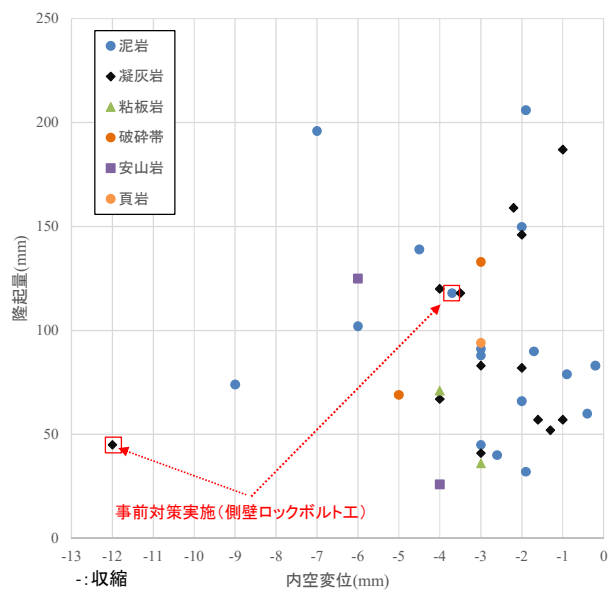


図-10 盤ぶくれ発生後の内空変位と隆起量

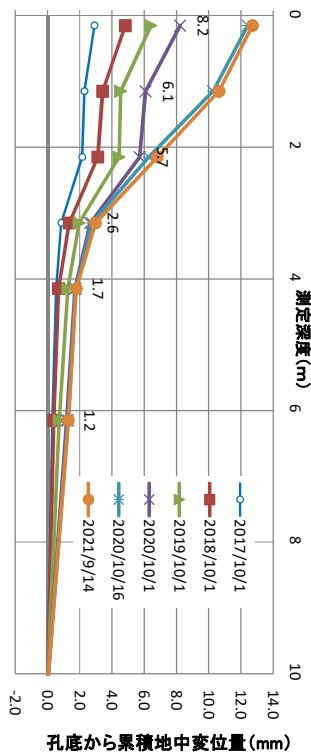


図-11 地中変位計測の事例
(深度-累積変位)

4. 地山性状の特性に関する分析

本章では、盤ぶくれが顕著に生じている1つの現地トンネルから得られた地質性状の詳細データによる分析とNEXCOのトンネル変状調査から収集した33チューブにおける211箇所の岩石試験データを用いた複数の変状トンネルデータで分析することとした。

これまで盤ぶくれや膨張性地山において多くの研究が行われており、岩石試験から得られる項目によって、盤ぶくれ変状における判定指標が複数提案されている³⁾(表-1)。このうち日本道路公団判定基準(案)以外は、トンネル掘削時の膨張性地山の判定指標として提案されたものであるが、供用後の盤ぶくれの判定指標としても度々用いられている。

ここでは、地山性状の分析にあたり、これらの指標を閾値としてデータ整理を行う。

(1) 現地トンネルの詳細データによる分析

隆起の大小が顕著な1つの現地トンネルにおいて、地質情報の詳細データを用いて分析を行った。変状の有無を区分しトンネル延長方向の試料採取位置別に試験結果を整理した(図-12)。当該トンネルの地質は新第三紀の泥岩砂岩互層である。ここでは、トンネル変状調査で得られた岩石試験データに加えてトンネル建設時やインバート補強工施工時の岩石試験データも活用することで地山劣化の進行性を把握することを試みた。図に示した

表-1 盤ぶくれ変状における判定指標³⁾に一部加筆

項目	単位	日本道路公団判定基準(案)(2001)	^{※1} 日本鉄道建設公団(1977)	大塚ほか(1980)	佐藤他(1980)	新宮他(1982)
単位体積重量	KN/m ³	≦21	—	≦20.5	≦18(乾燥)	—
一軸圧縮強度	N/mm ²	—	—	≦4	—	—
自然含水比	%	≧20	—	≧20%	≧20	—
塑性指数	%	≧60	≧70(25)	≧70	—	—
2.0m以下粒子含有量	%	≧25	≧30(15)	≧30	—	—
吸水膨張率	%	—	—	≧2.0	—	—
浸水崩壊度	—	C~D	D	—	C~D	—
簡易スレーキング試験	—	3, 4	—	—	—	—
X線回折	—	スフェライト含有量≧少量	主要粘土鉱物がモンモリロナイト	—	モンモリロナイト含有量≧30%	モンモリロナイト含有量≧20%
CEC	meq/100g	≧20	≧35(20)	≧35	—	—

※1: 膨張の可能性が非常に大きい地質の判定基準。
()内は膨張の可能性のある地質の判定基準

ブロック(△)とは、トンネル建設時とインバート補強工施工時に採取した岩石ブロック片である。ボーリング(O)は、ブロック片と同程度の深度のコアによる試験結果とした。以下に結果を示す。

- 隆起が大きい箇所では一軸圧縮強さが閾値を下回る結果が多く、相対的に隆起が大きい箇所は強度が低く、隆起が小さい箇所は高い傾向が見られ、図-9の一軸圧縮強さに起因していることと整合する。

- 単位体積重量と自然含水比は、一軸圧縮強さと相関があるため一軸圧縮強さの値に関連して変動し、同様な傾向が確認できる。

- 陽イオン交換容量は、隆起が大きい箇所で大きな値を示しているが、浸水崩壊度とともに変状の有無に関係なく全体的に閾値を超過している。

これはトンネル全般に、地山が劣化しやすい潜在的な素因を有しているが、劣化を進行させる要因が加わった範囲において変状が顕在化したものと推察する。

次に岩石試験項目別に隆起量の程度とトンネル深度方向の関係をとりまとめた(図-13)。以下に結果を示す。

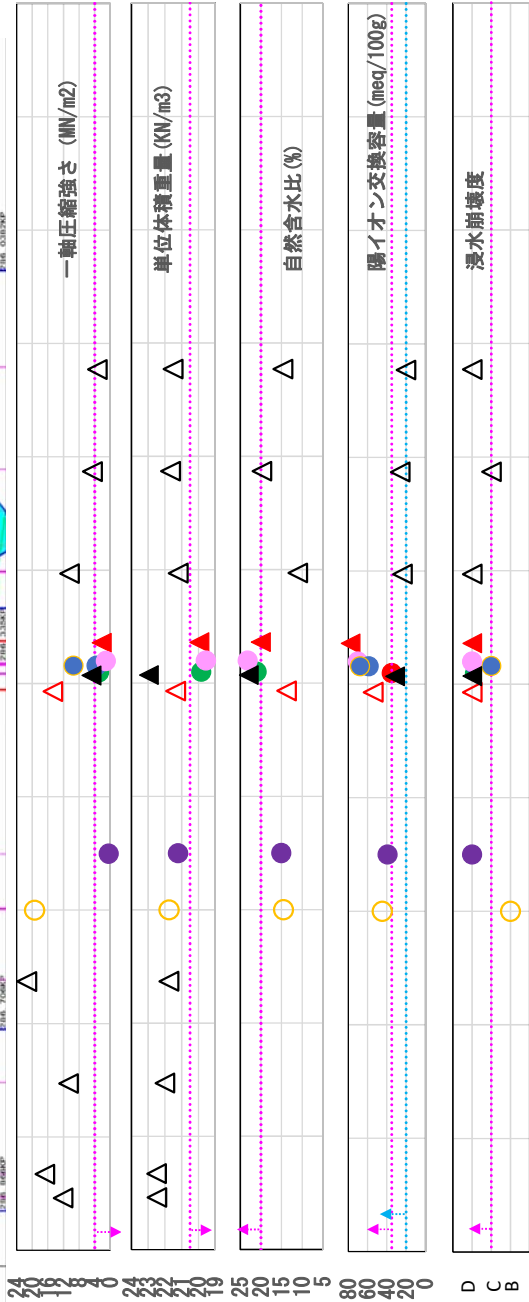
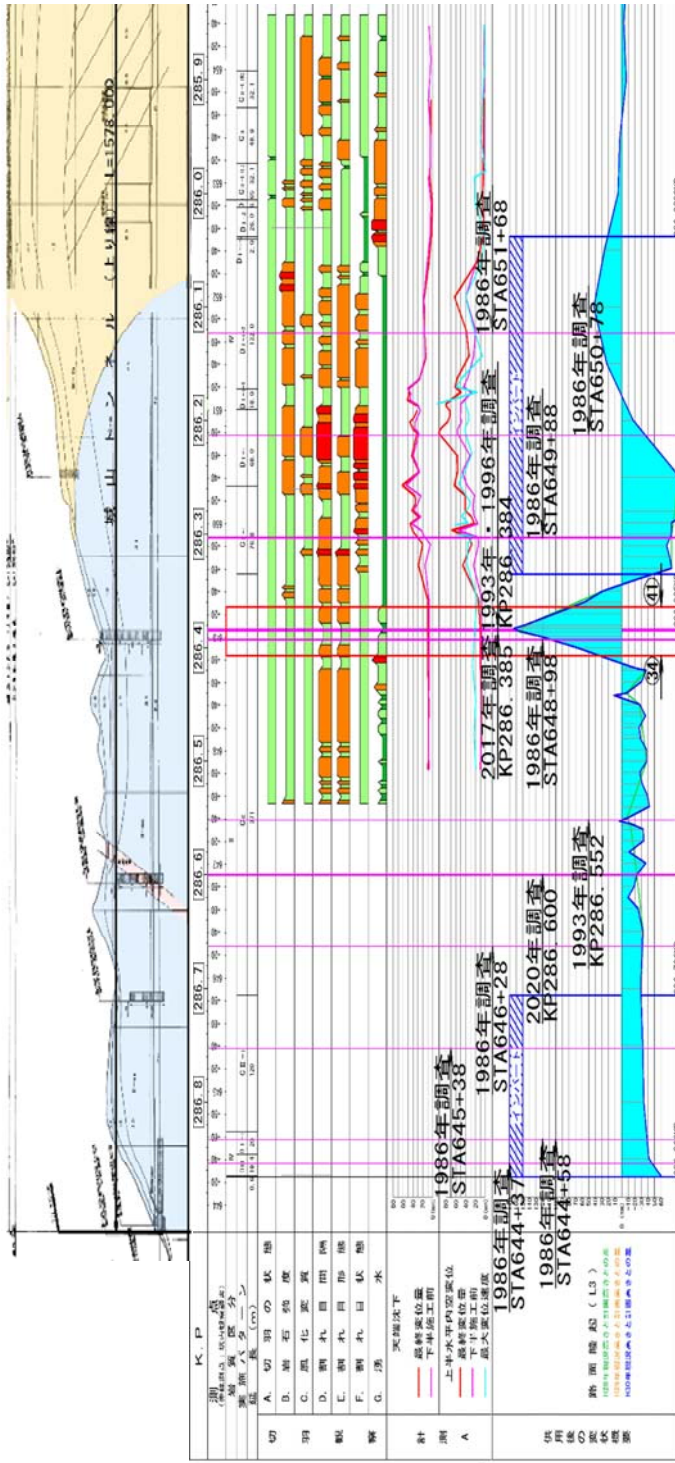
- 隆起量の程度と深度1-3m付近の一軸圧縮強さの大小が整合している。

- ボーリングコアによる試験結果は、3m付近以深の強度は次第に大きくなる傾向にあり、強度変化の傾きはいずれも概ね同程度である。

- 同様に一軸圧縮強さと相関がある単位体積重量も深度が浅いほど値は低くなり、自然含水比は高くなる傾向であり、この値変化の傾きも概ね同程度である。

- 一軸圧縮強さ、単位体積重量および自然含水比の深度方向の値の変化は、隆起量の程度に係わらず見られるため掘削による応力解放の影響と考えられる。

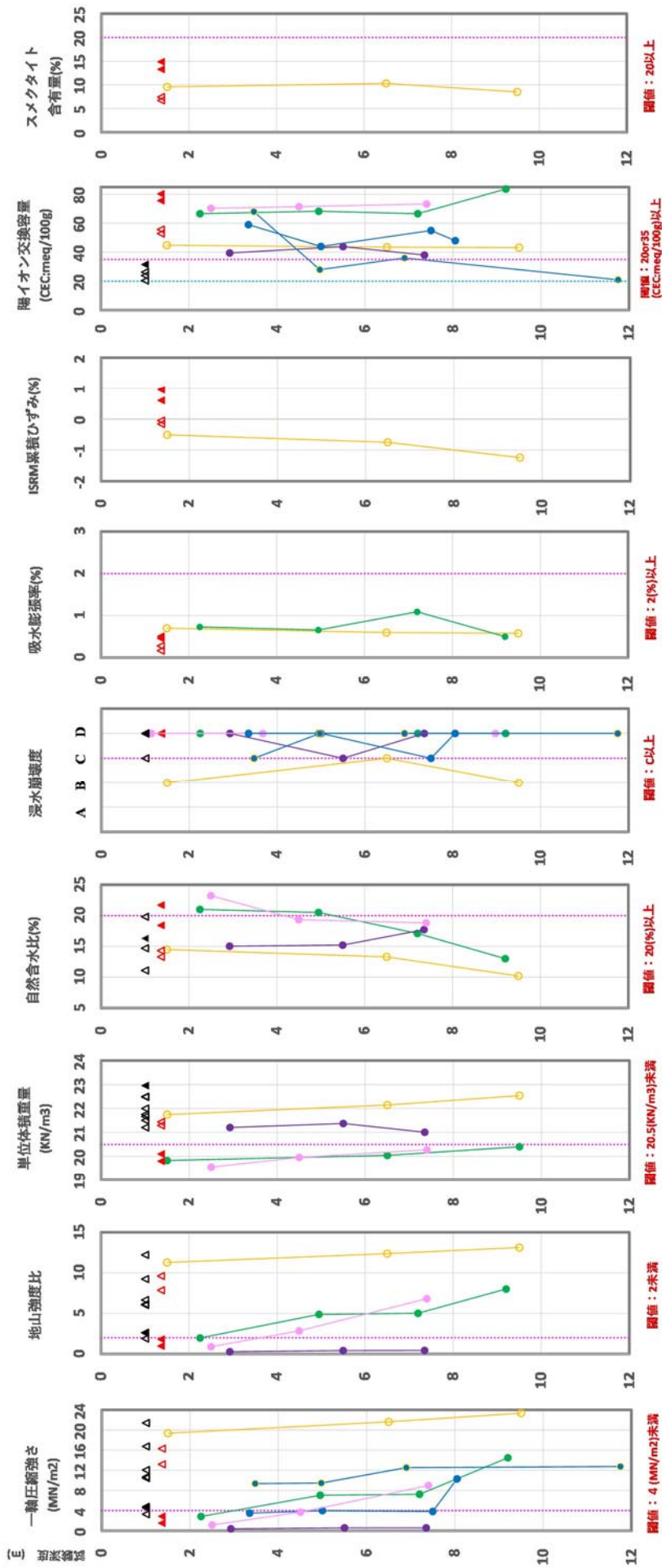
- 陽イオン交換容量や浸水崩壊度は、深度方向に明瞭な関係が見られず、やはり潜在的に劣化しやすい素因を有した地山であることがわかる。



- 凡例
- ▲ 2021年 (隆起大) (ブロック)
 - △ 2021年 (隆起小) (ブロック)
 - 2020年 (未変状) (ポーリング)
 - 2017年 (隆起大) (ポーリング)
 - 1993年No.1 (隆起大) (ポーリング)
 - 1993年No.2 (隆起大) (ポーリング)
 - 1996年No.3 (隆起大) (ポーリング)
 - 1996年No.4 (隆起大) (ポーリング)
 - ▲ 1986年 (隆起大) (ブロック)
 - △ 1986年 (未変状) (ブロック)
 - 閾値 (CEC 20meq/100g)

グラフにプロットした試験結果は、路面からの深度1-3m付近でサンプリングした試験値である。

図-12 岩石試験結果 (変状の有無と試料採取位置別)



ボーリングは鉛直下向ボーリングであり、グラフ上側が路面（トンネル内空）側を示す。

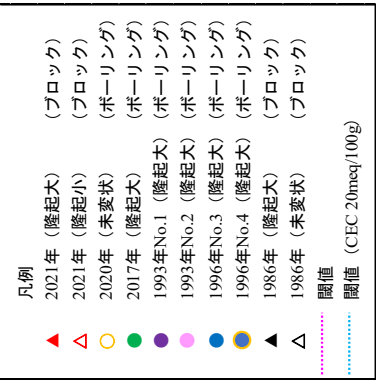


図-13 岩石試験結果 (変状の有無とトンネル深度方向)

(2) 複数の変状トンネルデータにおける分析

変状特性の分析や任意の変状トンネルにおける地山性状の分析結果から盤ぶくれの発生は、路盤下地山の一軸圧縮強さが関係していることが伺える。このため、全国複数のトンネルを対象に、変状箇所と未変状箇所それぞれで一軸圧縮強さと路面の計画高との差分の関係を整理した(図-14)。ここで対象としたトンネルの地質は地質年代、岩種ともに様々である。図-14では、未変状箇所においても路面計画高との差分があるが、トンネル変状調査報告書では、コンクリート舗装の出来形管理基準値 $\pm 20\text{mm}$ は未変状箇所として取り扱っておりこれを踏襲した。データ整理したボーリングのコア採取深度は、盤ぶくれ発生後の地中変位が概ね深度4~6m以浅であることや後述のトンネル周辺地山の応力状態で路面隆起に影響がある範囲と考えられる深度5m以浅のボーリングデータを使用した。

・変状箇所の一軸圧縮強さは膨張性地山の閾値($4\text{MN}/\text{mm}^2$)以下が多く、一軸圧縮強さが小さいほど隆起量が大きい傾向が見られる。

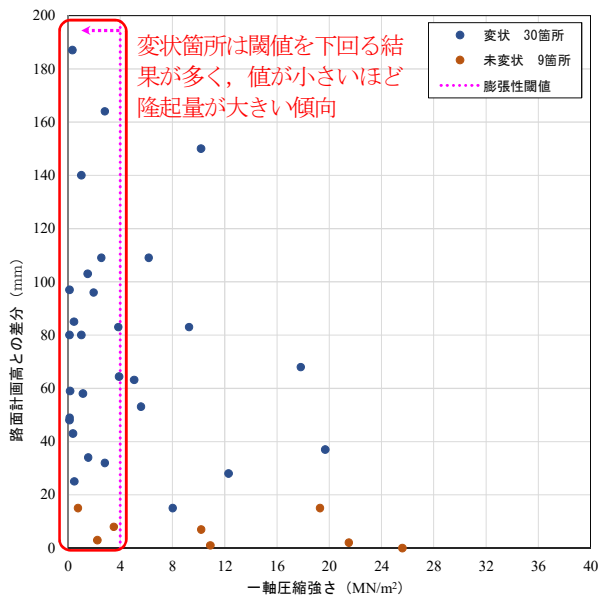


図-14 一軸圧縮強さと路面計画高との差分

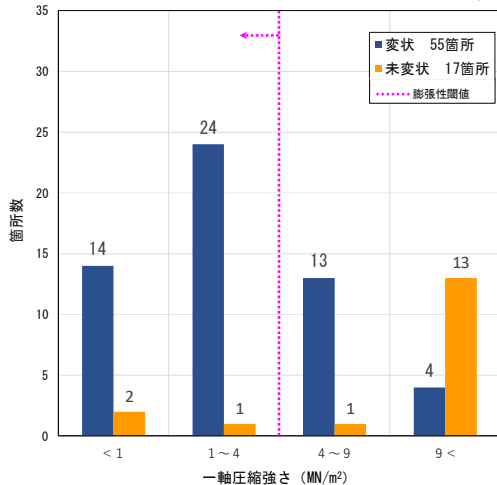


図-15 一軸圧縮強さの頻度分

・一軸圧縮強さの頻度分布を変状と未変状箇所に分けて整理した結果(図-15)、変状箇所は $4\text{MN}/\text{m}^2$ 以下、未変状箇所は $9\text{MN}/\text{m}^2$ 以上の頻度が多く、盤ぶくれ発生箇所は一軸圧縮強さが相対的に低い。

・一方、変状箇所においても一軸圧縮強さが閾値を大きく上回る結果もある。これはボーリングコアのうち、試験実施不可能な脆弱部や破砕部などを避けてサンプリングした結果、堅硬なコアで試験実施を強いられたことが要因の1つとして考えられる。このため適切なコアで地山物性値が得られているか確認することが重要である。

(3) 地山性状の特性に関する分析結果の考察

変状が顕著なある1つの現地トンネルおよび複数の変状トンネルのデータを分析した結果、いずれも変状箇所は路盤下地山の一軸圧縮強さが小さく、一軸圧縮強さが小さいほど隆起量が大きい傾向が得られた。

供用直後は安定していたトンネルが供用後の時間経過とともに盤ぶくれが発生している。潜在的に劣化しやすい素因を有した地山にも係わらず、長期間経過後に変状が顕在化した箇所と変状が無い箇所があるため、変状が顕在化した範囲に限って劣化を進行させる要因が加わったと考えられる。

5. トンネル周辺地山の数値解析

前述のとおり、路盤下地山の性状の変化によって変状が発生していることを示したが、盤ぶくれ発生メカニズムの考察を目的に、トンネル掘削に伴うアーチ部から路盤下の地山の応力状態の違いを確認するため、トンネル周辺地山の状況を数値解析を用いて検証することとした。解析条件は、以下のとおりである。

- 1) 解析手法は、二次元有限要素法弾塑性解析とした。
- 2) 地山条件は、地山等級CIIとDIの2種とし、土被りは100mとした。地山物性値はNEXCO数値解析マニュアル⁴⁾の一般値を採用した。
- 3) 検計断面は、一般的な2車線断面であるIII-a断面(インバート無し)とした。

(1) トンネル周辺の掘削直後の応力状態

トンネル周辺の掘削直後の応力状態として、天端、側壁、路盤下の代表3箇所について、破壊基準線とモールの応力円によって任意の深度における応力状態を表すこととし、地山等級DIの事例を示す(図-16)。得られた結果は以下のとおりである。

・掘削直後は、天端からS.L.にかけて弾性領域であるが、概ね破壊基準と一致しており、僅かな地山物性値の低下によりアーチ部にも塑性領域が生ずる状態である。

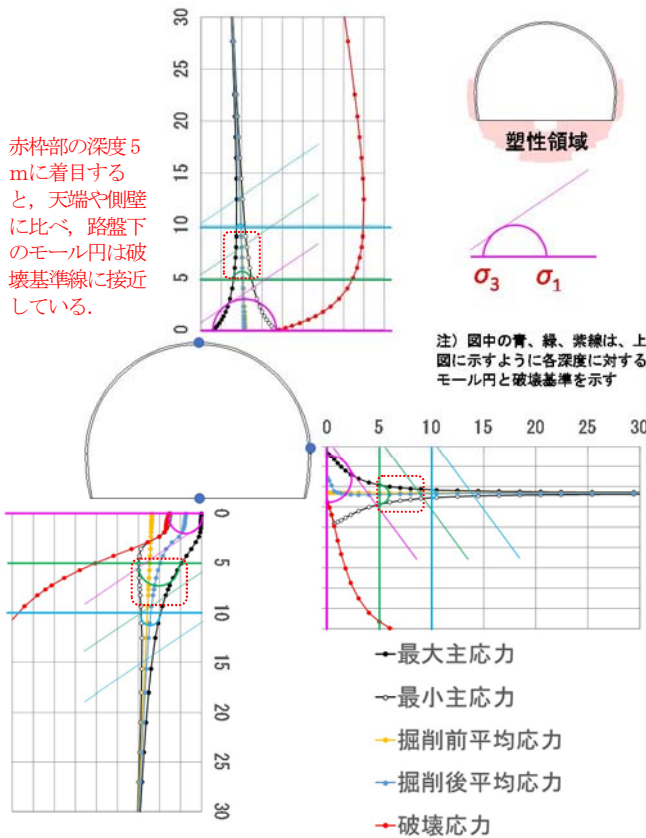


図-16 地山等級 DI の場合のトンネル周辺の掘削直後の応力状態 ※ $\sigma_1 = \sigma_\theta$, $\sigma_3 = \sigma_r$ に相当

- ・側壁から路盤下にかけて塑性領域が生じ、路盤下の塑性領域が大きく、弾性範囲に着目すると円形に近い。
- ・掘削後応力が初期応力より減少している部位は路盤下と塑性領域のみで、アーチから脚部に比べ路盤下の応力の減少が顕著であり、弾性領域である深度 5m においても破壊基準線までの余裕が小さい。
- ・路盤下は支保部材がなく拘束圧である σ_r が導入されていない。
- ・路盤下とそれ以外の部位の深度 5m と 10m のモール円を比較すると、路盤下は拘束圧が小さいためモール円が広がって破壊基準に接近し、強度低下による塑性圧が発生しやすい状況にある。

以上のことから、路盤下は側壁に比べ塑性域が大きい。うえ、弾性域においても破壊基準線に対する安全率が低い状態であり、塑性圧に対して不利な部位であることがわかる。

(2) 路盤下地山の強度低下時の応力状態

変状トンネル調査データの分析から得られたように掘削後から路盤下地山の強度が低下した場合のトンネル周辺の応力状態を確認するため地山劣化モデル⁵⁾を用いて数値解析を実施した。地山劣化モデルは、強度低下前の応力状態だった部分が、強度が低下することで破壊基準

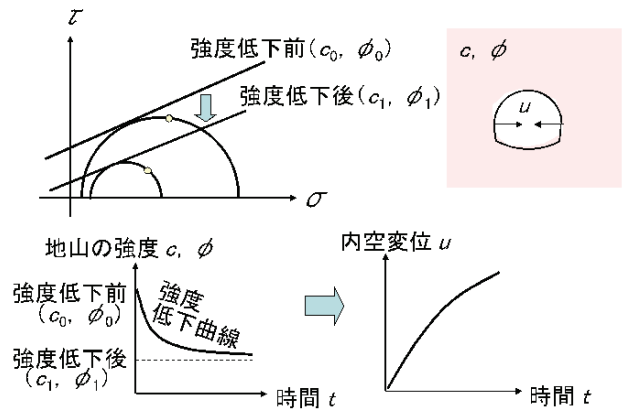


図-17 地山劣化モデルの概念⁵⁾

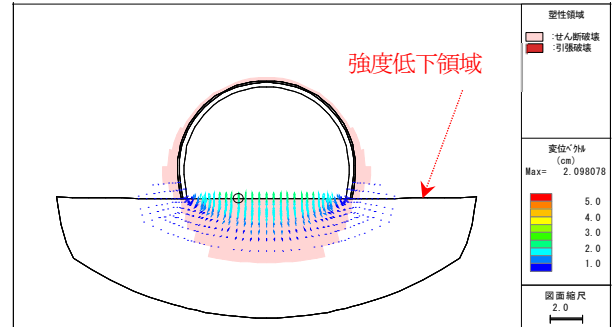


図-18 路盤下の強度低下と塑性領域の進展および変位増分 (強度低減割合: 80%)

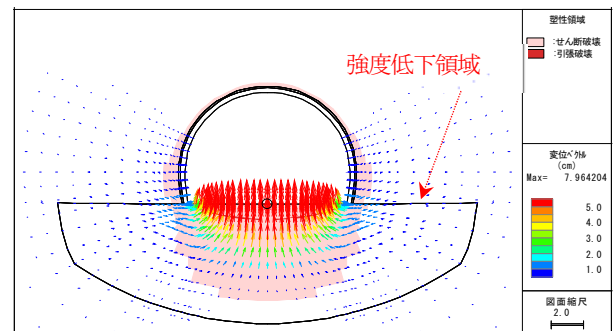


図-19 路盤下の強度低下と塑性領域の進展および変位増分 (強度低減割合: 60%)

に達して応力再配分を促す計算方法である (図-17)。解析手法は、強度低下領域を設定し、その範囲の地山物性値を一律に低減させることで地山強度を低下させた。なお、強度低下領域は便宜上、塑性領域が生ずる領域より大きく設定し、設定した強度に応じた塑性領域が生ずるようにした。強度低下の進行に応じた応力状態、塑性領域および変位量の進展を確認するため段階的に強度低下割合を低減した (図-18, 図-19)。

この結果より、強度低下による塑性領域の進展に伴い、変位が増加し、4章に示した一軸圧縮強さの低下影響について再現することができた。路盤下は天端部や側壁部に比べて支保が無いため拘束圧が小さく、破壊基準線に対してモールの応力円に近い位置にあり、塑性圧に対して不利な部位となる。このため湧水等による地山の吸水膨張や粘土鉱物の膨潤等によって一軸圧縮強さが低下す

ることで塑性領域が進展し変状が発生していると考えられる。

6. まとめと今後の課題

(1) まとめ

今後の変状箇所の子測や盤ぶくれ対策範囲を選定するにあたり、盤ぶくれ発生メカニズム解明の基礎研究として、盤ぶくれ発生トンネルにおける変状特性や地山性状の特性を分析した。その結果以下の知見が得られた。

- 1) 盤ぶくれ発生は、泥岩や凝灰岩など新第三紀の堆積岩類地域に多い。
- 2) 建設時のインバート設置基準は、現行の懸念地質に加えて火成岩を含む変質作用を受けた地山においてもインバートを設置することが望ましく基準の見直しが示唆される。
- 3) 隆起量と経過年数の関係より、路面隆起量が大きいほど初期の隆起速度が大きい傾向にあり、初期変位速度から将来の隆起量を予測できれば、今後、インバート構造の標準パターン化を検討することで設計の省力化が図れる可能性がある。
- 4) トンネル供用開始から 20 年以内に変状が顕在化している頻度が高く、この間に路盤下地山の強度低下が進行し変状が顕在化している。一方、変状顕在化まで 20 年以上要した事例は極めて少ない。
- 5) 盤ぶくれの発生は、トンネル掘削時の膨張性地山の指標である地山強度比では説明できず、むしろ一軸圧縮強さに起因している。
- 6) 盤ぶくれ箇所は内空変位よりも主に路面隆起が卓越する変形モードである。
- 7) 地山性状の特性に関する分析より、盤ぶくれ発生箇所では変状していない箇所に比べて一軸圧縮強さが相対的に低いことが明らかとなった。
- 8) 潜在的に劣化しやすい素因を有した地山にも係わらず、長期間経過後に変状が顕在化した箇所と変状が無い箇所があるため、変状が顕在化した範囲に限って劣化を進行させる要因が加わったと考え

られる。

- 9) 数値解析結果から強度低下による塑性領域の進展に伴い、変位が増加することを再現できた。
- 10) 同様に、路盤下はアーチ部や側壁部に比べて支保が無いため拘束圧が小さく、破壊基準線に対してモールの応力円が近い位置にあり、塑性圧に対して不利な部位となる。

以上より、湧水等による地山の吸水膨張や粘土鉱物の膨潤等によって一軸圧縮強さが低下することで塑性領域が進展し変状が発生していることが、供用トンネルの盤ぶくれ発生要因であると考えられ、この現象が概ね 20 年以内に顕在化していることが明らかとなった。

(2) 今後の課題

NEXCO では今後も多くの盤ぶくれ対策工事の計画がある。変状調査データを活用しながら現場の現象を理論立てて説明できるようにすることで、盤ぶくれ対策を進める上での優先順位や閾値の検討など対策必要範囲の選定、また、合理的なインバート補強工の設計に役立つものとする。このことは、新設トンネルのインバート設置基準にもフィードバックすることができる。合理的な補強対策や新設トンネルの建設に向けて、今後も研究を進めていく。

参考文献

- 1) 山口ら：堆積軟岩による盛土の工学的諸問題 2.堆積軟岩材料の物理的性質（その 1）、土と基礎、1995.12.
- 2) 設計要領第三集トンネル建設編、NEXCO、2020.7.
- 3) 大嶋健二、城間博通、伊藤哲男、村地栄次、久保田龍朗：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、第 11 回岩の力学国内シンポジウム論文集、2002.
- 4) トンネル数値解析マニュアル、NEXCO、2018.2.
- 5) 野城一栄、嶋本敬介、小島芳之、高橋幹夫、松長剛、朝倉俊弘：地山劣化モデルによる変状の再現解析とその長期予測、土木学会論文集 C Vol.65 No.1, pp.107-119, 2009.

(2022. 8. 26 受付)

DEFORMATION OF A BLISTER IN A SERVICE TUNNEL
AND ANALYZES ON THE CHARACTERISTICS OF ROCK GROUND
PROPERTIES

Daisuke KOBAYASHI, Kiyoto NAKANO, Tetsuya YAMAZAKI, Yuzo OKUI and
Shogo KUNIMURA

In mountain tunnels managed by NEXCO, bulging of the road surface occurs in many tunnels after service. If the amount of road surface swelling increases due to the bulging of the pavement, it will hinder the safety of the vehicle when running, such as lowering the running stability and violating the construction gauge. In tunnels where the blistering is conspicuous, as a countermeasure, under traffic control, large-scale construction work is carried out to construct inverted concrete by deeply excavating the roadbed, which has a great social impact. For this reason, it is important to rationally select the range of countermeasures, but the mechanism of the blister occurrence has not been fully elucidated. As basic data for the study, the deformation characteristics of the blister and the characteristics of the rock mass at the deformation point were analyzed.