

# 建設時からの一貫解析による 既設山岳トンネルの盤ぶくれ予測と対策の評価法

嶋本 敬介\* 野城 一栄\* 小林 寛明\*\* 上野 光\*\*

Prediction of Floor Heave and Evaluation of Its Countermeasures of Existing Mountain Tunnels  
by Consistent Numerical Analysis Executed Starting from the Excavation Stage

Keisuke SHIMAMOTO Kazuhide YASHIRO Hiroaki KOBAYASHI Hikaru UENO

Some mountain tunnels suffer from floor heave after their completion, and some of them require countermeasures against it. In this study, first, the construction data of Shinkan-sen tunnels suffering from floor heave are analyzed. Second, tunnel construction, floor heave during service and its countermeasures are modeled for the numerical analysis. Additionally, the effect of the items of the specification of downward rock bolts such as the number of bolts, their diameter, length and the value of prestress are evaluated quantitatively. As a result, it has been found out that with respect to the application of rock bolts as countermeasures against the floor heave during service, well-balanced specifications of the bolts considering the surface bonding and yielding of the bolts are important for securing the long-term performance of the countermeasures.

キーワード：山岳トンネル，インバート，盤ぶくれ，対策工，ロックボルト，一貫解析

## 1. はじめに

供用中の山岳トンネルの路盤部に地圧が作用し、長期にわたって徐々に路盤が隆起することがある。この路盤の隆起（盤ぶくれ）は何らかの対策をしない限り、その進行が自然に収束することはほとんどない<sup>1)</sup>。

トンネルの盤ぶくれ対策としては、インバートのないトンネルではインバートの設置、インバートが損傷を受けた場合はインバートの打替えが非常に効果的であると考えられるが、そのためには路盤部を掘削してインバートを構築する必要があり、大規模な工事となる。供用中のトンネルにおいて長時間の作業間合いを確保することは、社会的影響を考えると困難であることが多く、インバートによる対策と比較して短い作業時間で施工可能なロックボルトによる対策を実施するケースが多い。

本論文ではまず、トンネル完成後の盤ぶくれの要因を抽出するため、盤ぶくれが発生した新幹線トンネルのデータを整理、分析した<sup>2)</sup>。データ分析の結果、盤ぶくれには地山の強度低下が大きく関係していると考えられた。そこで、トンネル掘削から完成後の地山の強度低下による盤ぶくれ発生までを一貫して表現する数値解析手法を提案し、盤ぶくれを予測するとともに対策工の効果の評価した<sup>3)</sup>。建設時からの一貫解析を実施することにより、建設時の工法やトンネル構造の違いが完成後の変

状に与える影響を考慮できる。盤ぶくれ対策工としては、下向きロックボルトを対象とし、インバートがある構造、インバートがない構造のそれぞれについて、ロックボルトの長さや径、プレストレスといった設計諸元が盤ぶくれ抑制効果に与える影響を検討した。

## 2. 施工データの分析による盤ぶくれの予測<sup>2)</sup>

実際に完成後に盤ぶくれが確認された新幹線トンネルについて、施工データの分析を実施した。分析対象は、盤ぶくれが確認された11トンネル17工区の760断面である。その内、387断面で盤ぶくれが確認されている。以下の分析においては、施工データ760件、地質試験データ134件のうち、各項で着目するパラメータについて記録が残っているものを対象としている。

### (1) 地質に関する分析

表1に、完成後に盤ぶくれの発生したトンネルの地質を示す。これより盤ぶくれは、新第三紀の泥岩や凝灰岩等の細粒堆積岩類の地質で多く発生していることが確認できる。

### (2) 支保パターンに関する分析

図1に、当初設計と実績の支保パターンを比較して、重く変更した場合（鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトといった支保工の量を多くした場合）、変更なしの場合、軽く変更した場合（支保工の量を少なくした場合）の割合を、完成後の盤ぶくれが発生した箇所、発生しなかった箇所に分けて整理した。支保パターンは

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

\*\* 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

特集：構造物技術

表1 完成後に盤ぶくれが発生したトンネルとその地質

No.	トンネル名	地層年代	主な岩種
1	A トンネル	新第三紀	砂岩, 泥岩
2	B トンネル	新第三紀	泥岩
3	C トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 凝灰角礫岩
4	D トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 泥岩
5	E トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩
6	E トンネル b 工区	新第三紀	凝灰岩, 泥岩
7	E トンネル c 工区	新第三紀	安山岩
8	F トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩, 凝灰岩
9	G トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩
10	H トンネル a 工区	新第三紀	凝灰岩
11	I トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 泥岩, 凝灰岩
12	I トンネル b 工区	新第三紀	泥岩
13	I トンネル c 工区	新第三紀	泥岩
14	I トンネル d 工区	新第三紀	泥岩
15	J トンネル a 工区	新第三紀	泥岩
16	J トンネル b 工区	新第三紀	泥岩
17	K トンネル a 工区	古第三紀	泥岩, 玄武岩

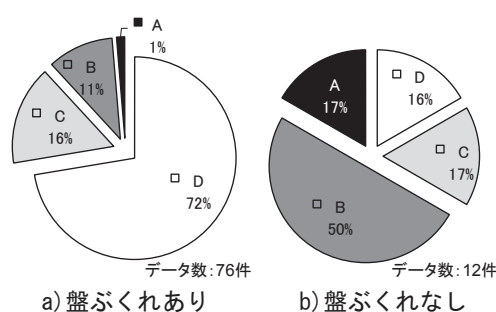


図2 浸水崩壊度と盤ぶくれの有無

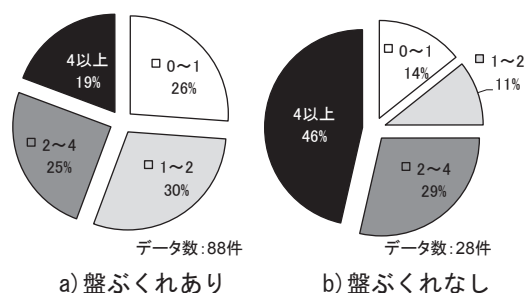


図3 地山強度比と盤ぶくれの有無

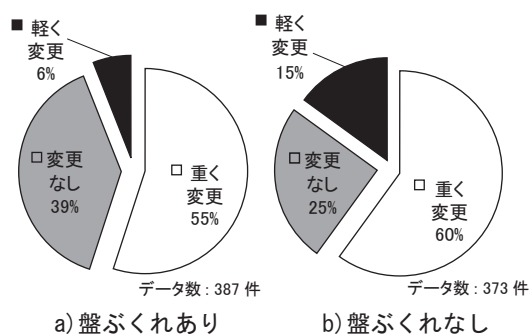


図1 支保パターン変更と盤ぶくれ発生の有無

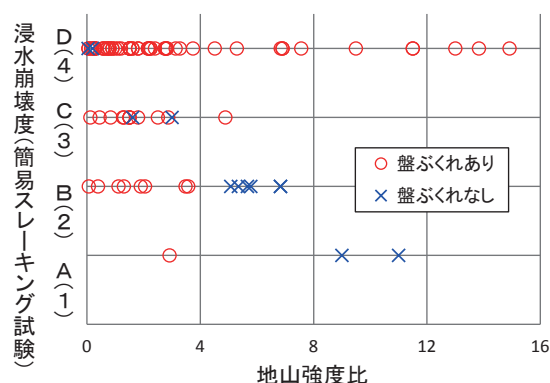


図4 浸水崩壊度, 地山強度比と盤ぶくれの有無

掘削時の切羽観察や計測の結果を基に判断されるため、掘削時に地山が想定よりも悪い場合には支保パターンが重くなるのが一般的である。

当初設計から支保を重く変更した割合は、盤ぶくれあり、なしで同程度であった。量も重い支保パターンである特Sに変更しかつ盤ぶくれなしのケースの中には半径の小さな一次インバートおよび本インバートを施工しているものも多く、完成後の盤ぶくれも抑えられたことが考えられる。一方で、支保を重く変更しても盤ぶくれが発生しているケース、軽く変更して盤ぶくれが発生しているケースも多くみられ、切羽の性状やA計測のデータをもとに完成後の盤ぶくれを予想することの困難さを示唆していると思われる。

(3) 岩石試験結果に関する分析

図2に浸水崩壊度と盤ぶくれの有無の関係を示す(スレーキング指数0, 1を浸水崩壊度A, 4をDと換算)。浸水崩壊度Dの割合は、盤ぶくれありの場合は全体の70%以上であったものの、盤ぶくれなしの場合は20%以下であった。実際に盤ぶくれが発生した堆積岩類の地

山中のトンネルに限って整理した結果であるにも関わらず、盤ぶくれの有無で明瞭に差がみられたといえる。

図3に地山強度比(地山の圧縮強度を土被り圧で割った値)と盤ぶくれの有無の関係を示す。盤ぶくれありの場合は、50%以上が地山強度比 $\leq 2$ (一般的に膨張性ありと判定される範囲)にあり、盤ぶくれなしの場合より地山強度比が低い傾向がみられる。

図4に浸水崩壊度と地山強度比および盤ぶくれの有無との関係を示す。完成後に盤ぶくれが発生した事例のほとんどが、浸水崩壊度：Dまたは地山強度比 $\leq 4$ の範囲に集中して分布する傾向が明らかとなった。これより、盤ぶくれは掘削後の乾湿繰返しによる地山の強度低下による塑性圧が一因であると考えられる。

(4) 切羽での施工状況に関する分析

図5に掘削時の切羽湧水量と盤ぶくれの有無との関係を、図6に切羽の水による劣化と盤ぶくれの有無との関

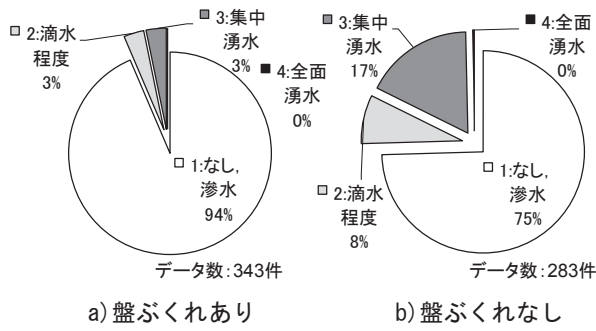


図5 湧水量（切羽評価）と盤ぶくれの有無

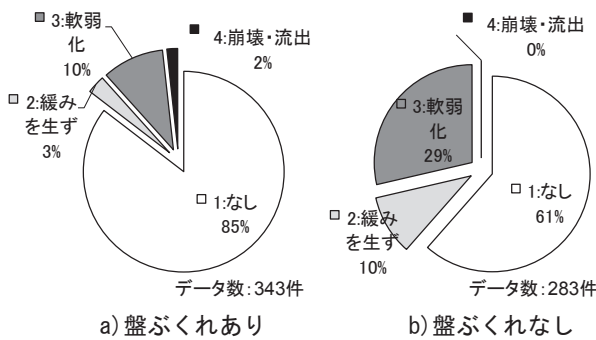


図6 水による劣化（切羽評価）と盤ぶくれの有無

係を示す。盤ぶくれありの場合は、盤ぶくれなしの場合と比較して、切羽湧水量が少なく、水による劣化もあまりないという、一般的に予想される傾向とは反対の結果になった。一方で、前述のように盤ぶくれありの場合は約90%が浸水崩壊度CまたはDであった。この結果より、掘削時には水がないことから問題が顕在化せず、完成後の地山への水の供給で徐々に地山の強度低下が発生し、盤ぶくれにいたった可能性が想定される。今回の結果は完成後の変状を建設時に予測する困難さを示唆している。

(5) まとめ

新幹線トンネルの施工データを検討した結果、完成後に盤ぶくれが発生した事例のほとんどが新第三紀の泥岩や凝灰岩等の細粒堆積岩類で、浸水崩壊度：D、地山強度比 $\leq 4$ の範囲に分布しており、このような地質条件では完成後の盤ぶくれの可能性が高いと予測できることがわかった。

### 3. 建設時からの一貫解析による盤ぶくれの予測評価<sup>3)</sup>

本章では、トンネルの掘削から供用後の盤ぶくれ発生およびその対策工までを一貫して表現する手法を提案する。トンネルの建設はNATM工法を想定した1m毎の三次元逐次掘削解析で、トンネル完成後の変状は、前章より、地山の強度低下が盤ぶくれの一因と考えられることから、地山の強度を低下させることで表現した。

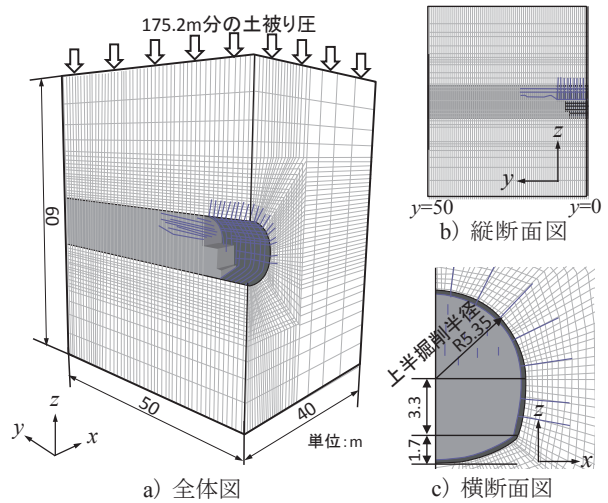


図7 解析モデル図（ケース1）

表2 解析ケース（掘削時の検討）

解析ケース	地山強度比 $C_f$	掘削工法	支保パターン
ケース1	0.5	補助ベンチ付き全断面工法	重
ケース2	0.5	ミニベンチカット工法	中
ケース3	1.0	ミニベンチカット工法	中
ケース4	1.0	ミニベンチカット工法	軽

表3 支保パターン

支保パターン	場所	鋼製支保工	吹付け	ロックボルト
重 (ケース1)	上下半	200H	250mm	3m × 14本
	インバート部	200H	250mm	なし
中 (ケース2, 3)	上下半	150H	150mm	3m × 14本
	インバート部	なし	なし	なし
軽 (ケース4)	上下半	100H	100mm	3m × 14本
	インバート部	なし	なし	なし

### 3.1 掘削時の解析

#### 3.1.1 解析手法

解析モデル図を図7に示す。水平方向をx軸、トンネル奥行き方向をy軸、鉛直方向をz軸としている。土被りを200mとし、トンネル延長50mをモデル化して掘削解析を実施した。トンネル断面は新幹線トンネル複線断面を想定している。解析ケースを表2に、支保パターンを表3に、完成後の各ケースのトンネル断面を図8に示す。

地山はMohr-Coulombの破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化した。物性値は、まず地山強度比から地山の一軸圧縮強度を決定し、軟岩における一軸圧縮強度と各種の物性値の相関関係を参考にして、軟岩を想定した一般的な値として表4のように設定した。

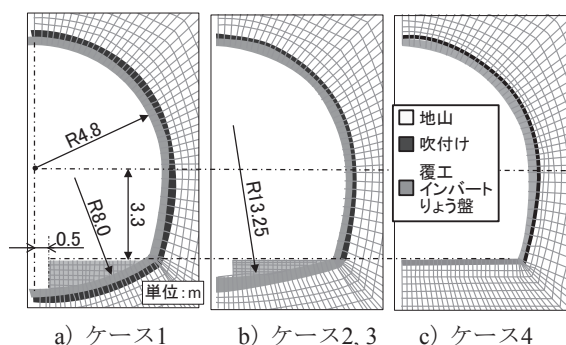


図8 各ケースのトンネル断面図

表4 解析に使用した地山の物性値

物性	単位	地山強度比 $C_r$	
		0.5 (ケース 1, 2)	1.0 (ケース 3, 4)
一軸圧縮強度	$f_c$ MPa	2.0	4.0
単位体積重量	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	20	20
弾性係数	$E$ MPa	210	480
ポアソン比	$\nu$ -	0.36	0.33
せん断強さ	$c$ MPa	0.58	1.16
内部摩擦角	$\phi$ °	30	30
ダイレイタンス角	$\psi$ °	10	10

一掘進長は1mとし、上半掘削、下半掘削、インバート部掘削の後にはその度に収束計算により釣合い状態を求め、その状態で支保を設置し、次の掘削へと移っている。ケース1の補助ベンチ付き全断面工法では、ベンチ長を3mとして、インバート部は上半切羽との相対距離が7mとなった時に3m分を掘削し閉合するというサイクル（早期閉合）とした。

### 3.1.2 解析結果

図9に  $y=23m$  位置での上半と下半の境界（以下SL）の内空変位量の推移を示す。横軸には上半切羽と  $y=23m$  位置との相対距離を取っている。

これより、ケース1とケース2は同じ地山物性であるが、ケース1ではインバート部掘削、支保工（早期閉合）以降は変位が大きく抑制されていることが分かる。ケース2では相対切羽距離が25mとなってもまだ緩慢な変位が継続し、さらにグラフ下に記載の通り、この後のインバート掘削時にさらに内空変位が発生する結果となった。

ケース3はケース4と同じ地山物性であるが、鋼製支保工と吹付けコンクリートがランクアップしており、それにより内空変位が99mmから93mmへと抑制されている。

## 3.2 供用後の変状に関する検討

### 3.2.1 解析手法

スレーキング（岩石の乾湿繰返しによる劣化）の性質は、地山の強度や空隙特性に深く関わっており、トンネ

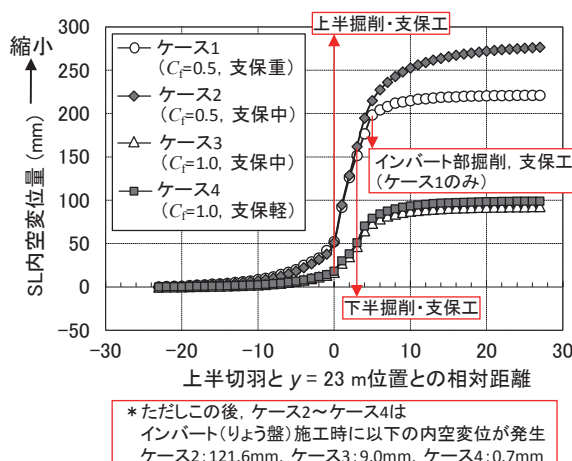


図9 SL内空変位量の推移 ( $y=23m$  位置)

ルの掘削に伴ってトンネル周辺地山の応力状態が変化し、割れ目が発達したり間隙比が増加した場合には、スレーキングの性質が発揮されやすくなると考えられる。

そこで本章では、前節の掘削時の解析結果を使用して、全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度に応じてせん断強さを50の解析ステップに分けて徐々に低下させる手法とした。このように掘削時の緩みの影響を考慮したモデル化とすると、ケース1のような早期閉合を実施したケースでは、緩みが抑えられているため、強度低下の程度も小さくなる。

具体的には、破壊接近度に応じて強度低下が発生するとした。破壊接近度  $R$  は式(1)で示される、Mohr-Coulombの破壊規準への接近度とする。

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ 、 $c$ 、 $\phi$  はそれぞれ、その地山要素の最大主応力、最小主応力、せん断強さ、内部摩擦角である。一般にトンネルの掘削に伴ってトンネル周辺地山の応力状態が変化し、割れ目が発達したり間隙比が増加した場合には、スレーキングやスウェリングの性質が発揮されやすく、地山の応力状態が地山強度に対してある程度小さければスレーキングやスウェリングに伴う強度低下は発生しにくいと考えられる。以上のことから、 $R < R_{EL}$  であれば強度低下せず、 $R_{EL} \leq R \leq 1.0$  の時には、 $R$  が大きいほど強度が大きく低下するモデルとした。すなわち  $R_{EL}$  は強度低下の有無に関わる破壊接近度の限界値であり、本解析では、 $R_{EL}=0.6$  と設定した。

強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度  $R$  に応じてせん断強さ  $c$  を50の解析ステップに分けて徐々に低下させる手法とした。1～50の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。解析ステップ  $n$  におけるある要素  $m$  の強

度低減率  $RR(n, m)$ , せん断強さ  $c(n, m)$  は, 式 (2), 式 (3) のように定義した。

$$RR(n, m) = \frac{R(n, m) - R_{EL}}{1.0 - R_{EL}} \quad (R(n, m) - R_{EL} \geq 0) \quad (2)$$

$$RR(n, m) = 0 \quad (R(n, m) - R_{EL} < 0)$$

$$c(n, m) = (1 - \lambda_c \cdot RR(n, m)) \cdot c(n-1, m) \quad (3)$$

ここで,  $\lambda_c$  は 1 ステップあたりの強度の低下割合を決める定数である。例えば  $\lambda_c = 0.04$  とすると, トンネル近傍の破壊接近度  $R=1.0$  であるような要素では, 強度低減率  $RR=1.0$  となり, 式 (3) より, 1 ステップあたり 4% ずつせん断強さが低下していくこととなる。 $\lambda_c$  は劣化のしやすさを表す定数であるので, 地山によって違う値となる。本解析では, 次節で対策工の効果をケース 2 とケース 4 で比較する都合上, 50 回の強度低下ステップの後に, ケース 2 とケース 4 で同程度の盤ぶくれ量となるようにという観点から  $\lambda_c$  を設定した。その結果, 地山強度比 1.0 のケース 1, ケース 2 では  $\lambda_c = 0.040$ , 地山強度比 0.5 のケース 3, ケース 4 では  $\lambda_c = 0.025$  となった。

### 3.2.2 解析結果

図 10 に解析ステップとトンネルセンターライン (以下 CL) における盤ぶくれ量, スプリングライン (以下 SL) における水平内空変位量の関係を示す。

ケース 1 とケース 2 を比較すると, 地山は同じでも, ケース 1 では重い支保を用いて早期閉合したことにより, 供用中に発生する変位が抑えられていることが分かる。すなわち, 早期閉合は, 建設時の変状抑制のみならず, 供用中の変状抑制にも効果的であることが確認された。

ケース 3 とケース 4 を比較すると, ケース 3 はインバートがあることで, 盤ぶくれ, SL 水平内空変位ともに大きく抑えられていることが分かる。以上より, 建設時にインバートを施工しておくことで供用中の変位が抑えられることが確認できた。

## 3.3 供用中の盤ぶくれに対する対策工に関する検討

### 3.3.1 解析手法

本節では, 前節において地山に合ったトンネル構造でなかったため供用中に大きな盤ぶくれが発生したケース 2 とケース 4 について, 下向きロックボルトによる対策工を実施した場合について, ロックボルトの仕様をパラメータとした解析を実施した。ケース 2, ケース 4 について, 盤ぶくれが 20 mm に達した時点で下向きロックボルトによる対策工を施工するという解析を実施する。一般的に, 盤ぶくれは一定速度で進行するため, 対策なしの場合に 10mm/年 で進行すると仮定して時間軸を外挿した。

解析ケースはロックボルトの仕様をパラメータとして表 5 に示す 7 種類を, ケース 2, ケース 4 のそれぞれに

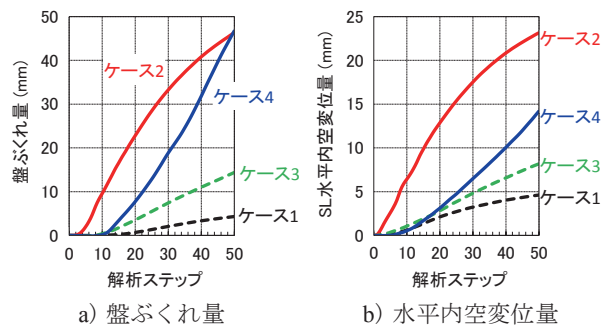


図 10 解析ステップと変位量の関係

表 5 解析ケース

	略称	RB 本数 (本)	打設 ピッチ (m)	RB 直径 (mm)	RB 長さ (m)	プレ スト レス (kN)
ケース 2-1	基準仕様	4	1.0	25	5.5	0
ケース 2-2	6 本 / 断面	6	1.0	25	5.5	0
ケース 2-3	0.5m ピッチ	4	0.5	25	5.5	0
ケース 2-4	径 50mm	4	1.0	50	5.5	0
ケース 2-5	長さ 8m	4	1.0	25	8.0	0
ケース 2-6	PS 50kN	4	1.0	25	5.5	50
ケース 2-7	高仕様	6	0.5	50	8.0	50

\* ケース 4-1 ~ 4-7 についてもケース 2-1 ~ 2-7 と同様

ついて実施した。

### 3.3.2 解析結果

ケース 2, ケース 4 の盤ぶくれ量と経過年の関係をそれぞれ図 11, 図 12 に示す。これにより, 基準仕様から本数, 径, 長さ, プレストレスといった仕様を変更したときの効果を確認できる。

ロックボルトの本数や径を大きくすることにより, ケース 2, ケース 4 ともにロックボルトの隆起抑制効果が増加した。本数や径の増加は合計の定着力の増加につながり, 効果が増したと考えられる。

ロックボルトの長さを長くすることは, 塑性領域が大きくて地山の強度が小さいケース 2 では, より長期にわたって盤ぶくれ抑制効果が発揮できることとなり効果が大きかったが, 塑性領域が小さくて地山の強度が大きいケース 4 では, 基準仕様のロックボルト長 5.5m ですですに十分でありそれ以上長くしても付着切れの前に降伏するため, 効果は見られなかった。ロックボルトの長さは想定される定着力がボルト材の降伏耐力を超えないように, 決定する必要があるといえる。

プレストレスの導入については, 打設初期の効果は向上することが確認されたものの, 最終的な盤ぶくれ量はプレストレスなしとあまり変わらない結果となった。

高仕様としたケースについては, ケース 2, ケース 4 ともにいずれも最も大きな隆起抑制効果を発揮した。1 つの仕様だけを向上させることよりも, このように複数の仕様を組み合わせることで, より一層効果が大きくなることが分かる。

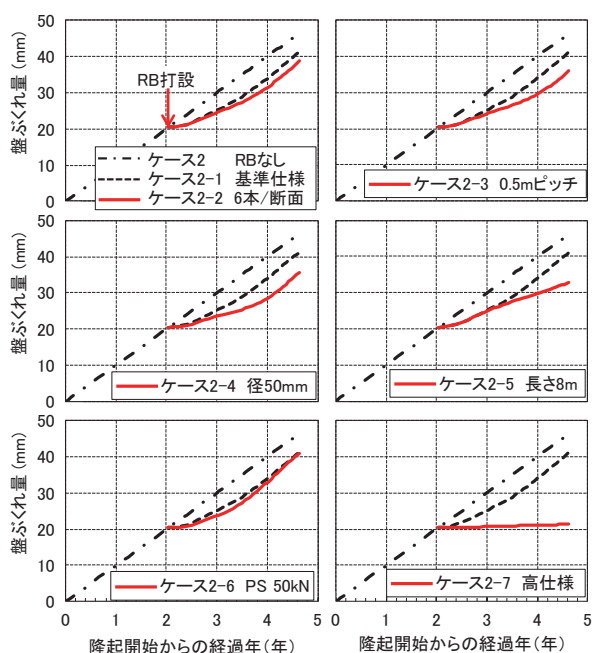


図11 盤ぶくれと経年の関係(ケース2 インバートあり)

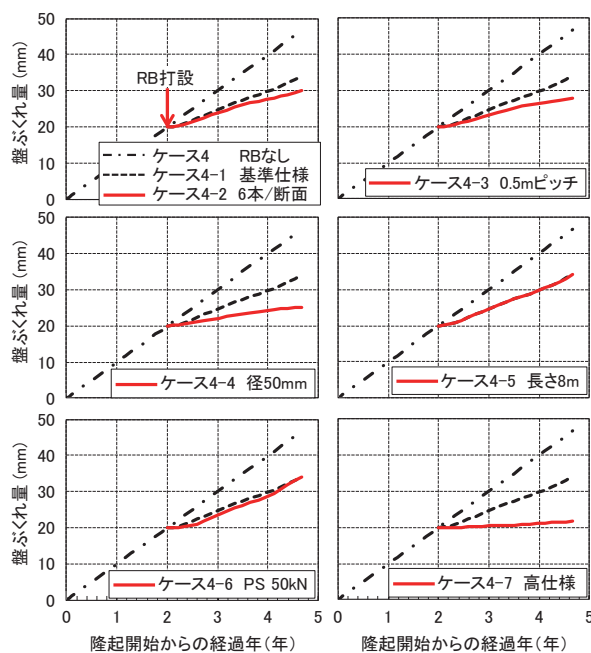


図12 盤ぶくれと経年の関係(ケース4 インバートなし)

地山条件に応じたロックボルト仕様向上の考え方は表6のようにまとめられる。すなわち、強度が小さい地山では付着切れを防ぐことが、強度が比較的大きい地山ではボルト材の降伏を防ぐことが重要となる。プレストレスを導入すると付着切れやボルト材降伏に至る期間が短くなるため、即効性を期待してプレストレスを導入する場合は、強度が小さい地山では十分な長さを確保しておくことが、強度が大きい地山では径を大きくしておくことが重要となる。

#### 4. おわりに

本研究では、完成後に盤ぶくれが発生した新幹線トンネルの事例分析、掘削時から完成後の盤ぶくれ発生およびその対策工までの一貫解析を実施し、完成後に盤ぶくれの発生が予測される地山条件を整理するとともに、解析により盤ぶくれ対策工の効果を評価した。本研究で得られた主な成果を以下にまとめる。

- 1) トンネル完成後の盤ぶくれの発生は、掘削時の切羽観察記録や計測では予測が難しいが、地質として、浸水崩壊しやすく、地山強度比が小さい傾向にある。
- 2) トンネル掘削を三次元逐次掘削解析で、トンネル完成後の盤ぶくれを、掘削時の緩みに応じて地山強度を低下させる地山劣化解析により表現する一貫解析手法を提案し、盤ぶくれとその対策工の効果を評価した。
- 3) 地山条件に応じたロックボルト仕様向上の考え方

表6 地山条件に応じたロックボルト仕様向上の効果

	向上させるロックボルトの仕様			
	本数	径	長さ	プレストレス
強度が小さい地山 (付着切れの防止)	○	○	◎	△
強度が大きい地山 (ボルト材降伏の防止)	○	◎	×	△

◎：非常に有効，○有効，△：やや有効，×：効果なし

は、強度が小さい地山では付着切れを防ぐことが、強度が比較的大きい地山ではボルト材の降伏を防ぐことが重要であり、地山条件に応じてバランス良く仕様向上することが重要であることがわかった。

#### 文献

- 1) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.68, No.3, pp.65-79, 2012
- 2) 小林寛明, 井浦智実, 上野光, 渡辺和之, 嶋本敬介, 伊藤直樹: 山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.71, No.3, pp. I\_80-I\_93, 2015
- 3) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.69, No.2, pp.105-120, 2013