

山岳トンネルの路盤隆起補強工の効果とその設計手法

野城 一栄* 嶋本 敬介**
 中西 祐介*** 小島 芳之*

**An Effect and a Design Method of Rock Bolts as Countermeasures
 for Roadbed Heaving of Mountain Tunnels**

Kazuhide YASHIRO Keisuke SHIMAMOTO
 Yusuke NAKANISHI Yoshiyuki KOJIMA

In some tunnels, a roadbed heaves due to geological causes after opening to traffic. In many cases, roadbed rock bolts are used for countermeasures for heaving. On the contrary, we usually design roadbed rock bolts experientially because standard specifications, such as arrangement of bolts, are undefined. In this study, the authors performed case studies, model tests and numerical analyses to clarify the effect of roadbed rock bolts, and to establish the design method. The conditions, under which roadbed heaving occurs are clarified by case studies. The mechanism of the roadbed heaving and the effect of rock bolts are clarified by model tests. Furthermore, we carried out numerical analyses for the in-situ tunnel with the practical numerical analysis method, and the effective reinforcement pattern is clarified, and we proposed standard specification.

キーワード：トンネル，路盤隆起，対策工，事例調査，模型実験，数値解析

1. はじめに

完成後の地圧の作用による山岳トンネルの変状の一形態として路盤隆起がある(例えば1)2)。高速で列車が走行するトンネルや、建築限界余裕量が小さなトンネルでは、路盤隆起が大きな問題となる。トンネルの路盤隆起対策としては一般的にインバートの新設や改築が有効であるが、供用中の鉄道トンネルにおいては現実的に施工が困難であることが多く、短い作業時間で施工可能な路盤ロックボルトにより対策するケースが多い。しかしながら、路盤ロックボルトは、変状抑制効果や、効果的な配置・寸法等の仕様が不明であり、過去の同様な事例を参考にして経験的に設計しているのが現状である。

本報告は、路盤隆起の対策工として路盤ロックボルト(以下、ロックボルト)に着目し、補強メカニズムの解明や設計法の確立のために行った、事例調査、模型実験、数値解析の結果と、それらの結果に基づく路盤隆起対策工の標準設計について報告するものである。

2. 山岳トンネルの路盤隆起現象の傾向

図1に路盤隆起を生じたトンネルの分布を示す。路盤

隆起を生じたトンネルは、文献3)等で指摘されているように、グリーンタフ地域にその多くが位置していることがわかる。図2に、地山の地山強度比 $C_f = q_u / \gamma H$ (q_u : 一軸圧縮強度, γ : 地山の単位体積重量, H : 土被り)と、路盤隆起速度との関係を示す。図より、膨張性があると判定される $C_f \leq 2$ に多く分布しており、路盤隆起は地山強度比の小さい地山で多く発生していることがわかる。

論文等で公開されている路盤隆起事例
 道路:7トンネル
 鉄道:9トンネル

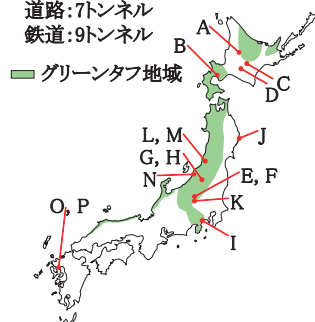


図1 路盤隆起を生じたトンネルの分布

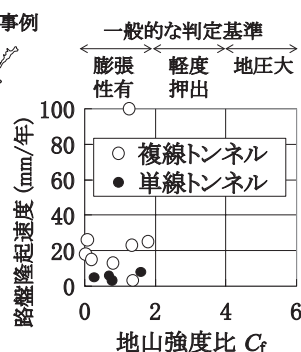


図2 地山強度比の影響

3. 模型実験

路盤隆起のメカニズムと対策工の効果を概略把握するために、模型実験を行った。ここで、塑性圧による変状現象は、スクイーミング現象とスウェリング現象に分類できるとされているが、本報告では、トンネル掘削に伴

* 構造物技術研究部 トンネル研究室
 ** 構造物技術研究部 トンネル研究室
 (現 京都大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻)
 *** 構造物技術研究部 トンネル研究室
 (現 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部)

特集：構造物技術

う応力の変化により、トンネル周辺の地山の応力が地山の強度を越えて破壊し、周囲の地山が塑性化することにより発生する塑性圧（スキージング現象）を対象にすることにした。

3.1 実験方法

実験には、荷重模型実験装置⁴⁾（図3）を用いた。トンネル模型を模擬地山中に埋設し、ジャッキにより模擬地山を介してトンネルに側方から荷重を行い、トンネル周囲に土破りによる応力を表現し、解放面（路盤面）で路盤隆起を生じさせるものである。

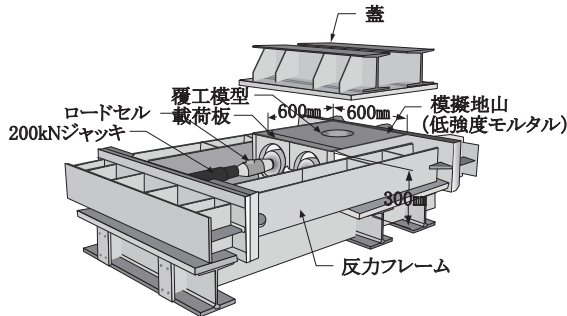


図3 荷重模型実験装置

図4に土槽とトンネル模型の寸法を示す。トンネル模型は新幹線標準断面を想定した1/50スケールのモルタル製で、インバートなし/ありのモデルとした。モルタルの一軸圧縮強度は約26MPaである。模擬地山には、軟岩を想定し一軸圧縮強度が約0.5MPa程度の低強度モルタルを用いた。

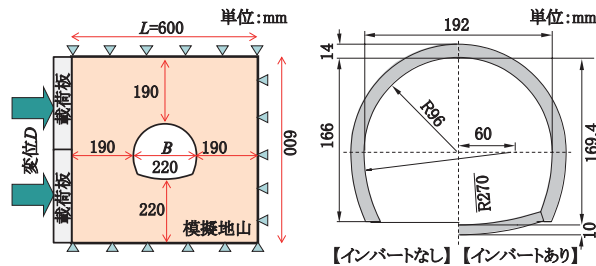


図4 土槽と覆工模型の寸法

ロックボルト模型は直径3mmと直径1mmの2種類とし、直径3mmのものにはアルミニウム棒を使用し、直径1mmのものにはステンレス棒を使用した。ロックボルトの地山との付着力を表現するため、ロックボルト模型の表面にエポキシ系接着剤により珪砂6号を貼り付けてある。

荷重は変位制御により実施し、荷重板変位量 $D=18\text{mm}$ （地山のひずみ $D/L=3\%$ に相当、定義は図6参照）まで荷重した。実験においては、ジャッキの変位、荷重板の変位、覆工の内面・路盤の変位を計測した他、観察窓およびWebカメラから覆工のひび割れ状況も観測した。図5に実験ケースの模式図を示す。

ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
標準 対策無	インバート あり	ボルト 太6本 アルミ棒	ボルト 4本	ボルト 3本	ボルト 2本 外側
ケース7	ケース8	ケース9	ケース10	ケース11	
ボルト 2本 内側	ボルト 4本 内側斜め	ボルト 2本 内側斜め	ボルト 長4本	ボルト 短4本	

図5 実験ケースの模式図

3.2 実験結果

トンネルの変形については、地山のひずみ D/L と路盤鉛直変位 u 、トンネルの変形率 δ/B （ δ ：水平内空の縮小量、 B ：トンネル幅）を指標にして整理した。図6は、代表的なケースとして、ケース1～4の D/L と δ/B 、 u との関係である。

まず、 u に着目すると、ケース1（対策無）、ケース3（ボルト太6本）、ケース4（ボルト4本）の u は正で、 D/L の増加に伴い隆起を生じている。路盤隆起の挙動を詳細に見ると、ケース1、3、4では、 $D/L=1\%$ 程度で u が急増加する。ケース1では増加の程度が大きく盤膨れを生じているが、ケース3、4ではケース1ほどの u の急増は生じておらず、ボルトによる路盤隆起抑制効果が確認された。ケース3、4は、いずれも $D/L=2\%$ 程度までは比較的弾的な挙動を示して u は同程度であったが、ケース4は $D/L=2\%$ 以降は路盤鉛直変位の勾配が増加した。一方、ケース3はその後 $D/L=3\%$ までほぼ弾的な挙動を続けた。なお、ケース2（インバートあり）では、インバートによりトンネルをリング状に閉じたことに伴い、水平内空の縮小に対応して u が負となるように挙動（沈下）した。

次に、 δ/B に着目すると、いずれも δ/B は正で水平内空は縮小する傾向である。また、ケース4 \Rightarrow 3 \Rightarrow 2と対策の程度が大きくなると、 δ/B が小さくなるのがわかる。ケース2では、インバートによりトンネルをリング状に

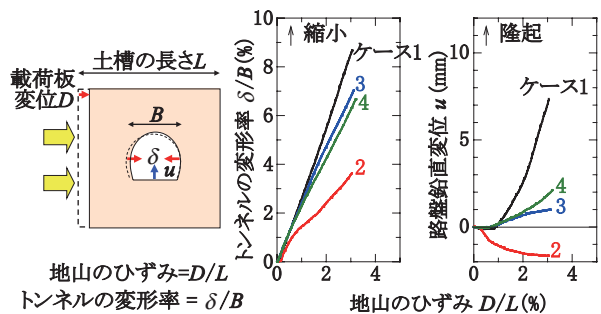
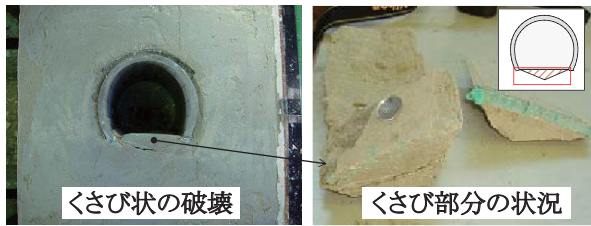
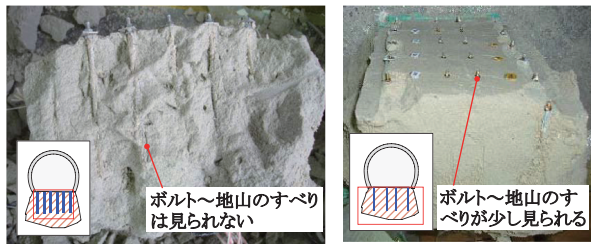


図6 トンネルの変形



(a) ケース1(対策無)



(b) ケース3(太6本) (c) ケース4(4本)

図7 実験終了時の路盤部の状況

閉合することにより側壁部でアーチ作用が得られ、トンネルの剛性が増加して変形が抑制されたものと考えられる。また、ケース3、4もケース2より効果は小さいものの δ/B が小さくなっている。

図7は、ケース1、3、4の実験終了時の路盤部の状況である。ケース1では、路盤部の地山にせん断破壊が発生し、くさび状に剥離した。一方、ケース3、4では、路盤部に明瞭なせん断破壊面は生じなかった。また、ケース4ではボルト頭部が若干地山側にめり込み、地山～ボルト間で滑りが発生していた。一方で、ボルトを太径とし本数を増したケース3では、地山～ボルト間で滑りが生じなかった。

次に模型実験の再現解析を実施した。図8に、ケース1、4を例に、 $D/L=2.5\%$ でのせん断ひずみコンター図を示す。ケース1においては、せん断ひずみが大きな領域が路盤下にV字状に発現し、図7(a)に示したような、路盤部の地山がくさび状に破壊する破壊状況を呈するが、ボルトにより、くさび状の破壊が生じなくなっていることがわかる。

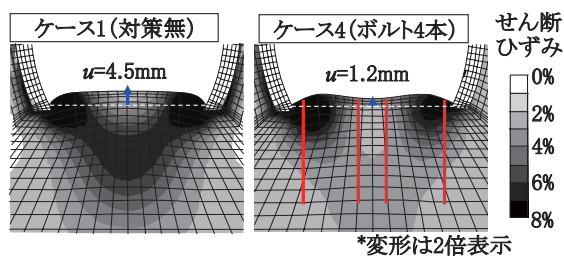


図8 せん断ひずみコンター図

図9に路盤隆起とボルトの作用メカニズムを示す。模型実験や数値解析より、路盤隆起現象は、路盤下の地山で発生したせん断破壊によりくさび状にブロック化した

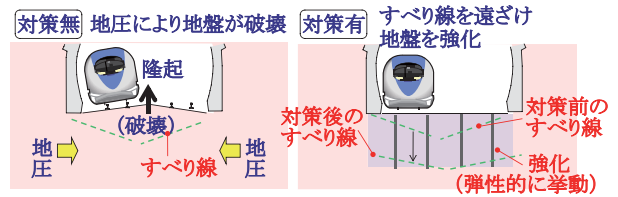


図9 路盤隆起とボルトの作用のメカニズム

領域が上方に抜け上がるようにして発生すること、また、ボルトにより、路盤下の地山を強化し弾性的に挙動するように保つことができることがわかった。

各ケース間の比較については、図10に $D/L=2\%$ での u を、ケース1(対策無)を1として比較する。ボルトの打設パターンに関しては、ボルトの隆起抑制効果は、ボルトの本数に依存して増加すること、中央部に寄せて打設するのが効果的であるが、鉛直に対する角度が 20° 程度なら打設角度の影響は小さいこと、ボルト長さが不足する場合は十分な効果が得られないことなどがわかった。

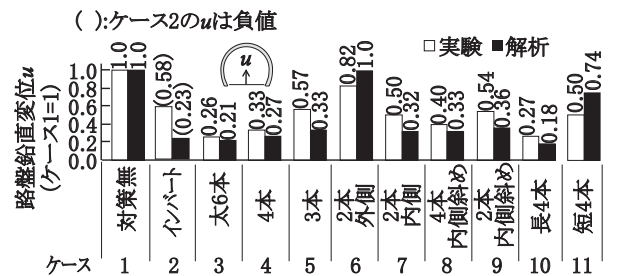


図10 路盤鉛直変位 u の比較 ($D/L=2\%$ 時)

4. 数値解析

4.1 路盤隆起を生じたトンネルの再現解析

次に、対策工を実トンネルに適用することを想定し、数値解析による評価を行うことにした。

パラメータ解析を行うに際し、解析モデルの妥当性を確認する目的で、実際に路盤隆起を生じたトンネルの再現解析を実施した。

解析対象としたのは、Aトンネルである。AトンネルはNATMによって建設された新幹線複線断面のトンネルで、供用開始後に40m弦で最大15mm/年の軌道隆起が確認されており、供用開始10年後にロックボルトによる対策工が施工され、路盤隆起速度は数mm/年に抑制されている。変状区間の土被りは200m程度であり、地質は、火山活動により堆積した凝灰岩・凝灰角礫岩・火山角礫岩を主体として安山岩が貫入する複雑な構造で、膨圧性地質および多量の湧水区間が存在することが確認されている。

図11に解析モデルを示す。変状の表現手法として、地山の強度を低下させて、トンネルや周辺地山の変形を表現する「地山劣化モデル」^{5) 6)}を用いた。図12に「地山劣化モデル」の概念図を示す。地山の強度を (c_0, ϕ_0)

特集：構造物技術

から (c_1, ϕ_1) に低下させると、応力集中により応力状態が破壊包絡線に近いトンネル近傍の要素から塑性化する。その時、塑性ひずみが発生しトンネル内空に向けて押出しが発生する。よって、地山の強度の低下とともに徐々にトンネル覆工が内空に押出され、地山の塑性領域が広がるという、実際のトンネルのスクイージング現象を表現することができる。解析コードは有限差分法による FLAC^{3D} である。

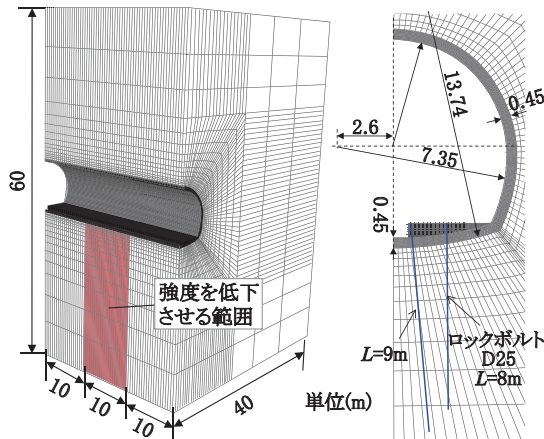


図 11 解析モデル

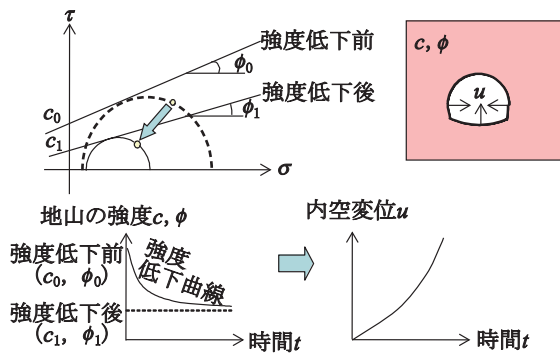


図 12 地山劣化モデルにおける変状の表現

「地山劣化モデル」では、地山の強度低下を時間の関数として定義することにより時間依存性を表現する。ここでは、強度定数として地山の粘着力のみを低下させるものとし、その強度低下を式(1)で表現する。

$$c(t) = c_0 \cdot e^{-at} \quad (1)$$

ここで、 $c(t)$ は強度低下開始から t 年経過したときの粘着力、 c_0 は初期の粘着力、 a は定数（強度低下速度係数）である。

表 1 に本解析の入力物性値を示す。地山の粘着力 c は 20 年間で 2.0MPa からある値まで低下させることとした。図 11 に示すように、強度を低下させた領域はトンネル線路方向範囲は中央の 10m 間とし、断面方向の範囲は天端の高さより下の領域とした。

「地山劣化モデル」では、式(1)の各係数を実際のトンネルの内空変位や路盤鉛直変位等の実測値から決定する必要がある。まず、最終強度 c_r と強度低下速度係数 a を

表 1 解析入力物性値

	覆工	地山
変形係数 E (MPa)	22,000	100
ポアソン比 ν	0.2	0.35
粘着力 c (MPa)	6.35	初期強度 $c_0=2.0$ 最終強度 $c_r=0.2$
内部摩擦角 ϕ (°)	30	30
引張強度 σ_t (MPa)	2.2 引張破壊後 0.22	1.0
強度低下速度係数 a (1/年)	—	0.115
ボルトせん断ばね剛性 k_g	5520MN/m ²	
ボルト付着強度 c_g	408kN/m (地山の c が 2.0MPa の時)	
ロックボルト	ボルト弾性係数 $E=200$ GPa, 注入材せん断剛性 $G=8.75$ GPa $\phi=25$ mm (D25), $L=8, 9$ m 打設間隔=1m	
対策工施工時期	供用開始 10 年後	

パラメータとして試行錯誤的に解析を行い、 c_r を 0.2MPa、 a を 0.115/年としたときに、計測結果を正しく再現することができることがわかったので、これらの値を用いている。

ボルトの解析入力値のうち、ボルトのせん断ばね剛性 k_g は FLAC のマニュアルに従い算出した。本解析では地山の強度を経時的に低下させているが、それに伴いボルトの付着強度 c_g も低下させていることになる。

図 13 に路盤鉛直変位について、計測結果と解析結果を比較する。図より、解析において地山の強度の低下に伴う路盤鉛直変位や内空変位の発生が確認できる。また、途中のボルトの施工により、鉛直変位速度を抑制することができるが表現されている。

以上から、解析手法は一定の妥当性を持つことを確認した。

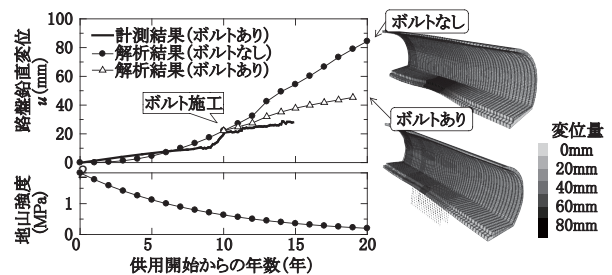


図 13 計測結果と解析結果の比較

4.2 実トンネルを想定したパラメータスタディ

次に、パラメータスタディにより、ロックボルトの最適な諸元を調べることにした。

解析は、インバートの有無、ロックボルトの本数、打設角度、線路方向の打設間隔、ボルト長さに着目して、計 18 ケースについて行った。解析モデルを図 14 に、解析ケースを図 15 に示す。インバートの有無、ボルトの諸元は変更したが、入力物性値、強度低下の方法、対策工の

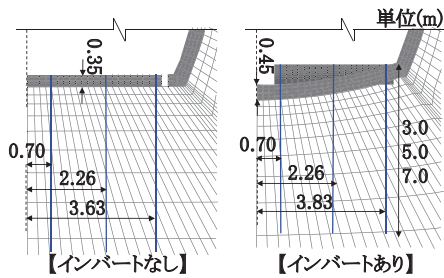


図 14 解析モデル

ケース1 標準 対策無	ケース2 ボルト 鉛直6本 間隔1m	ケース3 ボルト 鉛直4本 間隔1m	ケース4 ボルト 内側2本 間隔1m	ケース5 ボルト 斜め4本 間隔1m
	 L=5m	 L=5m	 L=5m	 L=5m
ケース6 ボルト 鉛直4本 間隔0.5m	ケース7 ボルト 鉛直4本 間隔2m	ケース8 ボルト 短4本 間隔1m	ケース9 ボルト 長4本 間隔1m	
 L=5m	 L=5m	 L=3m	 L=7m	

図 15 解析ケース

施工時期等は前節の再現解析で用いたものと同じである。

代表的な解析結果として、ボルト4本、L=5m、鉛直方向打設のケース1、3、6を例に取り、図16に供用開始からの年数と路盤鉛直変位との関係を示す。図より、ケース1（対策無）に対し、ケース3（打設間隔1m）、ケース6（打設間隔0.5m）の順で、路盤隆起抑制効果が大きくなっていることがわかる。

さて、本解析では、隆起現象について、横軸を時間とし、路盤鉛直変位や路盤鉛直変位速度という実務で使いやすい指標により表現できていることがわかる。また、将来的な予測も可能となるため、目標とする隆起量や隆起速度内に収めるためにどのような諸元がロックボルトに要求されるかについて検討することが可能となる。

図17にケース1（ボルトなし）について、供用開始20年後のせん断ひずみコンター図を示す。路盤下にV字状のせん断ひずみが大きい領域が発生し、模型実験（図7、図8）と同様の変状メカニズムとなっていることがわかる。

対策工施工後10年間の路盤鉛直変位 u を、ボルトなしの場合を1として比較したものを図18に示す。

①インバートの有無

全体的には、インバートなしの方がインバートありよりもロックボルトの効果が大きい。これは、インバートがある場合は、インバートは路盤隆起により破壊するとしても応分の残存耐力があるので、その分だけ地山の鉛直変位が抑制され、ロックボルトの効果が見た目上小さ

くなるためと考えられる。ただし、ケース4、7については、インバートなしとありとが効果が同程度であり、インバートなしの場合にロックボルトの効果が十分に発揮されていないことがわかる。両者は単位路盤面積あたりの補強量が最も小さいケースである。ボルトを打設しても周辺地盤を弾性状態に保つことができないことが、インバートなしでの効果が小さくなった理由と考えられる。

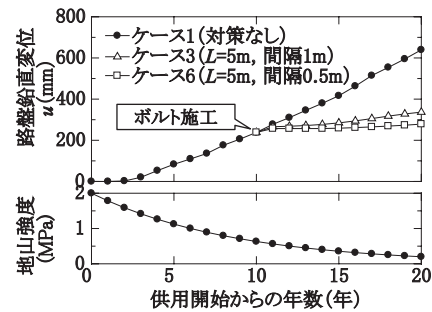


図 16 路盤鉛直変位の経時変化

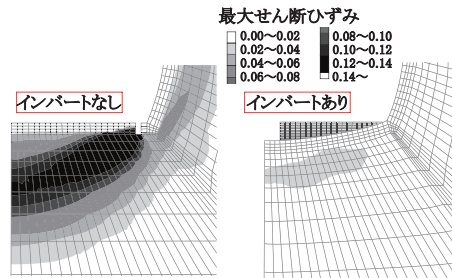


図 17 せん断ひずみコンター図（ケース1）

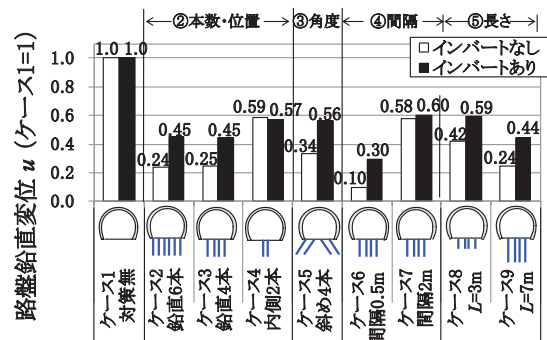


図 18 路盤鉛直変位量 u の比較

②本数・位置

ケース2、3より、インバートの有無に関わらず、ボルトを4本に対し外側に2本増し打ちして6本に増やしても、ボルト4本の場合と隆起抑制効果はあまり変わらない。ケース4（内側2本）は、ケース3（4本）と比べて、インバートありの場合は u の増加はさほどでもないが、インバートなしでは u が大きく増加した。①で説明したように、インバートなしの場合は補強量が不足しているものと考えられる。

③角度

ケース3、5より、斜め方向に打設すると隆起抑制効果が低下している。

特集：構造物技術

④間隔

ケース3, 6, 7より, 打設間隔を小さくし, 単位路盤面積あたりの打設本数を増加させることにより隆起抑制効果が大きくなる。鉛直変位量の絶対値を確実に抑制するには, 打設間隔を短くすることが有効な手段であることがわかる。ただし, 一本あたりの効果は本数が増えるほど小さくなる。

⑤長さ

ケース3, 8, 9より, ケース8 ($L=3m$) よりもケース3 ($L=5m$) のほうが路盤隆起抑制効果が大きい。一方で, ケース9 ($L=7m$) はケース3 ($L=5m$) と効果はあまり変わらない。ロックボルトが十分に効果を発揮するには, 隆起範囲(破壊領域)を超えて定着させる必要があるが, 必要以上に定着長を確保する必要はないことがわかる。

5. 路盤補強工の標準設計

4章で示した解析手法を用いれば, トンネル内空の計測結果(水平内空, 路盤鉛直変位等)とその周囲の地山の物性(せん断強度等)がわかれば, 目標とする地山の路盤鉛直変位の抑制率(対策前後の路盤鉛直変位速度の比)に応じたロックボルトの諸元を解析的に決定することが可能となる。一方で, この解析においては3次元のモデル化が必要となるが, 全ての場合に本解析手法を用いて設計することも現実的に不可能である。よって, 本研究においては, 標準的な条件(変状, 地山強度比等)の場合に適用できる標準設計を示すことにした。

表2に, 複線断面のトンネルを例にとり, 標準設計案を示す。目標とする鉛直変位速度の抑制率に応じて, 路盤ロックボルトの標準パターン(補強ランクをI~III)を示すものである。

表2 標準設計(案)

	補強ランク I	補強ランク II	補強ランク III
略図			
ボルト諸元	D25×4本/断面 $L=4m, 1.5m$ 間隔	D29×4本/断面 $L=4m, 1.0m$ 間隔	D35×6本/断面 $L=6m, 0.5m$ 間隔
プレストレス	50kN	50kN	100kN
備考	鉛直変位速度を60%程度に抑制	鉛直変位速度を40%程度に抑制	鉛直変位速度を20%程度に抑制

これらのパターンについてその効果を解析により検討した結果として, 図19に対策後10年間の路盤鉛直変位量 u を対策無しの場合の u を1として整理したもの(=抑制率)を示す。なお, ロックボルト配置以外の条件は4章と同じである。補強量が多く(ランクI⇒III)なるに従い u が小さくなっており, 表2で示した, 鉛直変位速度の抑制率を満足していることがわかる。

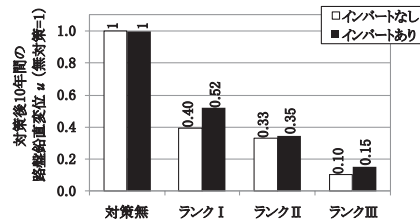


図19 対策後10年間の路盤鉛直変位(対策無=1)

6. まとめ

本研究では, 山岳トンネルのスクイーミングに起因する路盤隆起現象に関して, 事例整理, 模型実験, 数値解析を実施した。以下に成果をまとめる

- ①事例分析により, 路盤隆起が生じているトンネルは, 地山強度比2以下の例が多い。
- ②路盤隆起現象は, 路盤下の地山で発生したせん断破壊によりくさび状にブロック化した領域が上方に抜け上がるようにして発生する。
- ③ボルトにより, 路盤下の地山の破壊を防止し, 弾性状態に保つことにより隆起を抑制する。
- ④ボルトの隆起抑制効果は, 単位路盤面積あたりの打設本数に依存して増加するが, 断面方向については, 4本, 長さ $L=5m$ の配置が, 路盤隆起抑制効果が高くバランスも良い。
- ⑤鉛直に打設するのが最も効果的であるが, 20° 程度であれば打設角度の影響は小さい。
- ⑥ボルト長については, 路盤下に形成されるくさび領域(隆起範囲)の外側まで打設する必要があるが, 必要以上の長さは不要である。
- ⑦模型実験, 数値解析の結果を基に, 路盤ロックボルトの標準設計を提案した。

参考文献

- 1) 原田聡:ロックボルト補強トンネルの長期計測, 鉄道土木, Vol.27, No.11, 1985
- 2) 渡邊康夫, 藍郷一博, 鈴木尊: 供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策, トンネルと地下, Vol.38, No.9, pp. 7-16, 2007
- 3) 土木学会:トンネル標準示方書[山岳工法]・同解説, p.20, 2006.7
- 4) 野城一栄, 小島芳之, 深沢成年, 朝倉俊弘, 竹村次朗: 地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズム, 土木学会論文集C, Vol.65, No.4, pp.1045-1061, 2009.12
- 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トンネル変状の再現解析とその長期予測への適用, 土木学会論文集C, Vol.65, No.1, pp.107-119, 2009.2
- 6) 田中忠次, 鶴飼恵三, 川邑眞, 阪上最一, 大津宏康: 地盤の三次元有限要素法, pp.112-113, 丸善, 1996.3