

# 地質不良区間における 既設山岳トンネルの地震対策工の選定法

野城 一栄\* 嶋本 敬介\* 小島 芳之\*

Guideline for Selection of Seismic Countermeasures  
for Existing Mountain Tunnels in Poor Geological Conditions

Kazuhide YASHIRO Keisuke SHIMAMOTO Yoshiyuki KOJIMA

There are various seismic countermeasures for existing mountain tunnels such as backfill grouting to voids behind tunnel linings, installing of rock bolts to the roadbed, pasting of reinforcing materials to outside surface of linings and construction of an additional invert. In this study, the authors performed model tests and numerical analyses to clarify quantitative effect of these seismic countermeasures in poor geological conditions such as the fractured zone. According to the results of the studies, it has been apparent that inner reinforcement can control the initiation of the cracks and prevent spalling; backfill grouting can improve deformation performance of the tunnel and control the compressive failure at the arch crown; and rock bolts can control heaving of the roadbed. Moreover, there are a lot of restrictions on constructing an invert in the existing tunnel; however it has been apparent that the invert is a fundamental countermeasure to control the deformation of the tunnel and heaving of the roadbed.

キーワード：トンネル，地質不良区間，地震被害，対策工，模型実験，数値解析

## 1. はじめに

山岳トンネルは一般に地震に強い構造物といわれているが、既往の研究<sup>1), 2)</sup>によれば地震の規模や震源からの距離によってはひび割れや圧ざ(曲げ圧縮破壊による剥離)などの被害が生じることがある。筆者らは、これまで山岳トンネルの地震被害の軽減を目的とし、山岳トンネルの地震被害の事例分析や、地震被害メカニズムに関する研究を実施してきた<sup>3), 4)</sup>。昨今、図1に示す既設山岳トンネルの地震対策工(裏込注入、ロックボルト、内面補強、インバート)が進められているが、これらの対策工の定量的な効果については不明な点が多い。本論文は、これらの対策工について効果を検証し、地質不良区間における既設山岳トンネルの地震対策工の選定法を示すことを目的として行った、模型実験と数値解析の結果を示すものである。

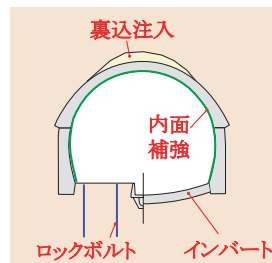


図1 既設山岳トンネルの地震対策工

## 2. 対象とする被害形態

既報<sup>2)</sup>において、山岳トンネルの地震被害形態は、斜面崩壊などによる被害を除けば、図2に示すように、I. 小

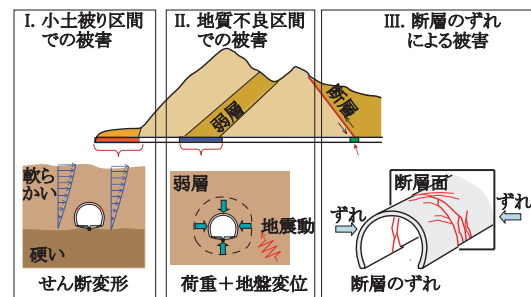


図2 山岳トンネルの地震被害形態

土被り区間での被害、II.地質不良区間での被害、III.断層のずれによる被害に大別できることを示したが、これらのうちII.の被害は、近年被害事例が多く、被害メカニズムに不明な点が残っているほか、被害の程度が大きくなりやすいという傾向もある<sup>3), 4)</sup>。このため、本論文では、II.地質不良区間での被害を対象とすることにした。

## 3. 対策工の効果に関する模型実験

### 3.1 実験方法

まず、模型実験により対策工の効果の評価を行った。II.地質不良区間での被害は地震動による地山の変位や緩み荷重や塑性圧などの初期荷重が原因となって生じるものと考えられる。よって、実験には載荷模型実験装置(図3)を用いた。トンネル模型を模擬地盤中に埋設しジャッキにより模擬地盤を介してトンネルに変位を与えること

\* 構造物技術研究部 (トンネル)

特集：構造物技術

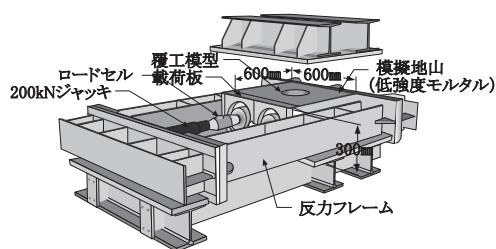


図3 実験装置

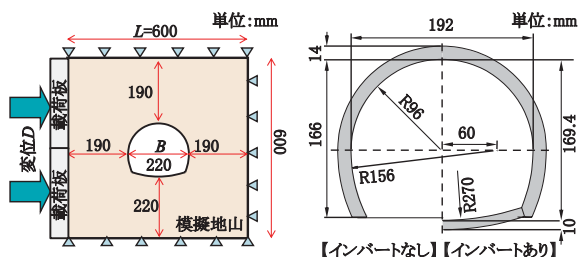


図4 土槽とトンネル模型の寸法

により実験を行うものである。ここで、II.地質不良区間での被害については、変位の作用方向、変位の作用範囲によりトンネルに生じる被害の現れ方が変化するが、水平内空の縮小が線路方向に比較的長い区間で生じ、天端に圧が生じる被害パターンを対象とすることとし、水平一様载荷により行うことにした。これは、上記被害パターンは事例が多いため、天端が被害を受けることから一般に復旧に多くの時間を必要とするためである。

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2種類を用意した。モルタルの軸強度は約26MPaである。模擬地山については、地質不良区間においては一般に地山の強度は小さく、せいぜい軟岩程度の強度しか有さないものと考えられるため、地山には一軸強度0.5MPa程度の低強度モルタルを用いた。

载荷は変位制御により実施し、载荷板変位量 $D=18\text{mm}$ まで(地山のひずみ $D/L=3\%$ まで、定義は図4、図6参照)载荷した。実験においては、ジャッキの荷重、载荷板変位、覆工内面、路盤の変位を計測した他、観察窓およびWebカメラから覆工内面のひび割れの状況も観測した。

想定した対策工は、裏込注入(以下、裏注)、路盤ロックボルト(以下、路盤RB)、内面補強、インバートである。裏注は、簡単のため、はじめから覆工背面に空洞を作らないことにより表現することにし、実際の施工の忠実なモデル化は行っていない。路盤RBはアルミ棒によりモデル化することとし、地山との摩擦を確保するため、接着剤を塗布した後に砂をまぶすことによりモデル化した。内面補強はアラミドとし、目付 $40\text{g/m}^2$ のシートをエポキシ樹脂にて周方向に1層貼り付けてある。なお、路盤RB、内面補強についてはその効果を確認するため、効果が明確に現れるよう、実物と比較して大きめにモデ

表1 対策工の諸元

対策工	材料	備考
裏込注入(裏注)	モルタル	背面空洞を作らないことにより模擬
路盤ロックボルト(路盤RB)	アルミ棒	$\phi=3\text{mm}$ $L=100\text{mm}$
内面補強	アラミドシート	$40\text{g/m}^2$ (1層)
インバート	モルタル	$t=10\text{mm}$

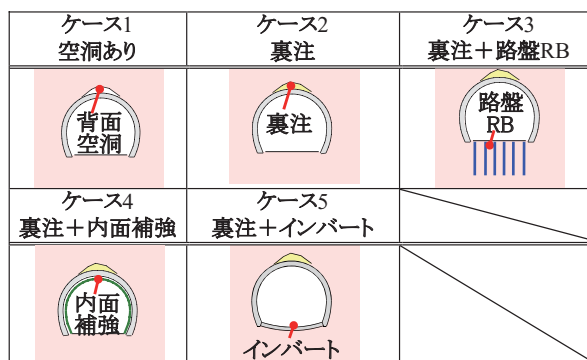


図5 実験ケースの模式図

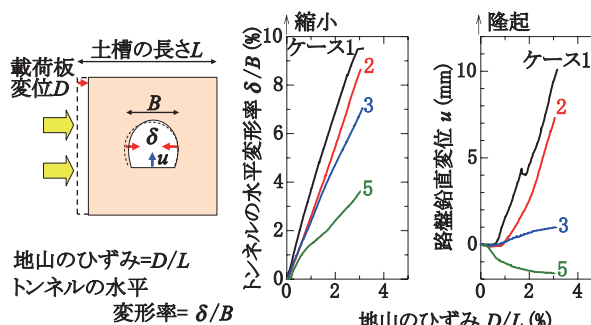


図6 トンネルの変形

ル化されていることに留意する必要がある。表1に対策工の諸元を、図5に実験ケースの模式図を示す。

3.2 実験結果

トンネルの変形については、地山のひずみ $D/L$ とトンネルの水平変形率 $\delta/B$ 、路盤鉛直変位 $u$ を指標にして整理した。図6は、 $D/L$ と $\delta/B$ 、 $u$ との関係である。なお、ケース4(裏注+内面補強)については、ケース2(裏注)とほぼ同様の傾向であったので記載していない。

まず、 $\delta/B$ に着目すると、载荷に伴い水平内空はいずれも縮小する傾向であるが、ケース2(裏注)、ケース3(裏注+路盤RB)、ケース5(裏注+インバート)と、対策の程度が大きくなると、水平内空の縮小量が小さくなるのがわかる。ケース5では、インバートによりトンネルをリング状に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はケース5より効果は小さいものの水平内空の縮小量が小さくなっている。これもやはり、インバート部分を補強することによ

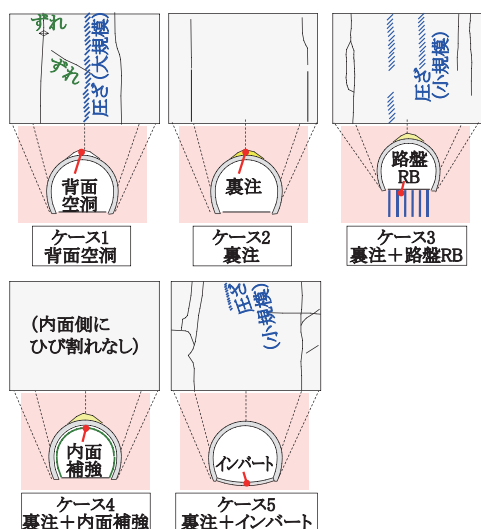


図7 荷終時の覆工の変状展開図（内面側）

りトンネル周りの地盤がリング状に補強され、トンネル全体として剛性が増したためと考えられる。

ケース1～3では $u$ は正で、 $D/L$ の増加に伴い隆起を生じている。これらのうち、ケース1, 2では、 $D/L=1\%$ 程度で $u$ が急増し、盤膨れを生じているが、ケース3, 5ではそのような盤膨れは抑制されている。

以上のことから、水平内空の縮小や盤膨れなどのトンネルの変形については、裏注だけでは抑制効果が小さく、路盤RBやインバートにより抑制効果が現れる傾向である。一般に、裏注は外力による変状に対する基本的な対策工と見なされているが、今回の実験はインバートのないトンネルを基本ケースとしたため、裏注による変形の抑制効果が現れなかったと考えられる。ただし、図8で後述するが、覆工の圧ざ発生の抑制の効果は確認されている。

荷終時の覆工の変状展開図（内面側）を図7に示す。水平方向の荷重であるため、主に側壁部に引張ひび割れが入る形態の変状となった。ケース2, 4を除き天端に圧ざが発生した。特に、ケース1では荷初期に天端に圧ざが発生し、最終的に、線路方向に続く大きな圧ざに進展した。側壁部のひび割れについてもずれを伴うなど変状の程度は最も重いものであった。裏注により天端の大きな圧ざの発生を抑制することができ、また、内面補強により引張ひび割れの発生を抑制することができたが、それ以外の対策工でひび割れ・圧ざの発生パターンが大きく変化することはなかった。

図8に対策工の効果をまとめる。これは、覆工の変状（ひび割れ、圧ざ）と盤膨れの観点から、それぞれの変状が初めて生じる $D/L$ をまとめたものである。ひび割れは、裏注+内面補強のケース4を除き発生し、発生時のひずみは $D/L=0.2\sim 0.5\%$ 程度である。盤膨れは、路盤RBがない、あるいはインバートがないケース1, 2, 4で発生し、ひずみは $D/L=0.5\sim 1\%$ 程度である。圧ざは、背面空洞を有す

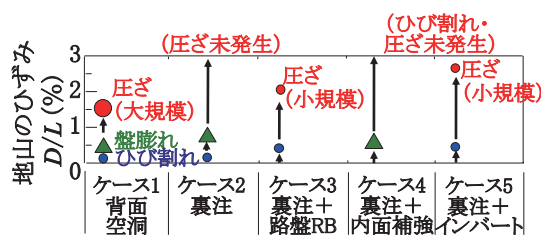


図8 対策工の効果まとめ

るケース1では $D/L=1.5\%$ 程度で発生したが、ケース3, 5では $D/L=2\sim 2.5\%$ 程度まで発生しないようになり、ケース2, 4では $D/L=3\%$ においても発生しなかった。

以上のことから、裏注により圧ざが、路盤RBにより盤膨れが、内面補強によりひび割れが、インバートにより、水平内空の縮小や盤膨れなどのトンネルの変形がそれぞれ抑制されることがわかった。

なお、路盤RBと内面補強については模型実験の制約からトンネルのサイズに対して対策工のサイズが大きく、実際の対策工と比較して対策工の効果が強調された実験であることに留意しておく必要がある。

#### 4. 対策工の効果に関する数値解析

##### 4.1 無筋コンクリートのモデル化方法

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。

無筋コンクリートからなる山岳トンネル覆工の解析においては、その変形・破壊挙動を詳細に追跡するためには、引張強度到達後や圧縮強度到達後の挙動をモデル化することのできる解析手法が必要となる。ここでは、コンクリートの引張強度到達後の軟化および圧縮強度到達後の軟化挙動を考慮したモデル<sup>5)</sup>を用いることとした。

無筋コンクリートは鉄筋が無く深く幅の広いひび割れが発生しうるため、ひび割れも解析上表現する必要がある。本研究においては、引張強度到達後のコンクリートは、図9に示すように、ひび割れ発生時の応力を $\sigma_{cr}$ 、ひび割れ発生時のひずみを $\epsilon_{cr}$ 、引張軟化係数を $\alpha$ として、指数関数により軟化するものとしてモデル化した。ここで、 $\alpha$ については一般的に用いられる値として $\alpha=200$ を用いた<sup>5)</sup>。また、荷重により主応力方向が回転すれば、ひび割れの方向も回転するものとした。

通常のFEM解析では圧縮強度到達後のコンクリートの応力を期待せず、圧縮強度到達を持って解析を終了することが多いが、実際は文献<sup>5)</sup>に示すように圧縮強度到達後も相応の応力を有していることから、本解析では圧縮強度到達後のひずみ軟化特性も考慮することとし、圧縮強度到達後のコンクリートは、図10に示すように、圧縮強度を $\sigma_{cr}'$ 、軟化開始時のひずみを $\epsilon_s'$ 、圧縮軟化係数を $\beta$ として、指数関数により軟化するものとしてモデル化し

特集：構造物技術

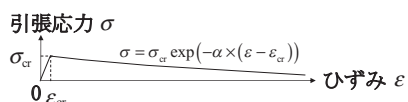


図9 引張軟化特性 (模式図)

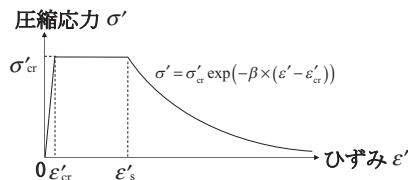
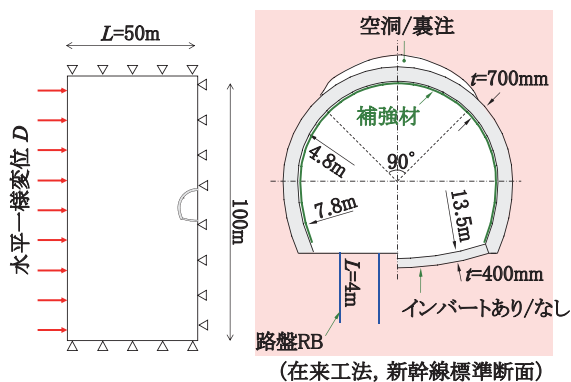


図10 圧縮軟化特性 (模式図)



(a) 解析モデル (b) トンネルの断面と対策工  
図11 解析モデル

た。ここで、文献<sup>5)</sup>に準じ、軟化の速さを表す $\beta$ には260を、軟化開始時の相当塑性ひずみ $\epsilon'_s$ には2,500 $\mu$ を用いた。

4.2 解析条件

図11 (a) に解析モデルを示す。モデルは、地質不良区間に位置する山岳トンネルとし、モデル化領域は、トンネルの影響が及ばないよう水平方向に50m、鉛直方向に100mを確保した。ここで、解析に要する時間を節約するために対称性を用いて半割のモデルとしている。想定する変位は、実験と同様に地質不良区間においてはトンネルの水平内空が縮小するように変形することが多いことから、ここでは水平方向のひずみを与えることとし、左側方境界に右方変位を $D/L=1.2\%$  ( $D, L$ の定義は図11 (a) 参照) まで入力した。図11 (b) に解析に用いたトンネルの断面と対策工の模式図を示す。トンネルは、新幹線標準断面の在来工法によるトンネルで、インバートあり、なしを想定した。なお、アーチ～側壁間の打継目はモデル化していない。

表2に入力物性値をまとめる。本解析においては、地山は軟岩を想定することとし、地山については軟岩のうちでも強度がかなり小さめの、弾性係数30MPa、粘着力0.15MPa (一軸強度0.3MPa相当) のMohr-Coulomb規準に従う弾完全塑性体を仮定した。その他、覆工コンクリートの入力物性値には強度24MPaの場合の標準的な値を用いている。解析ケースを表3に示す。3.で示した模型実験を参考にして5ケースを設定したが、ケース4

表2 入力物性値

項目	入力値	備考		
覆工	単位体積重量 $\gamma$	23.5 kN/m <sup>3</sup>	文献 <sup>7)</sup> より	
	圧縮時	圧縮強度 $\sigma_c$	24 MPa	$=f_{\alpha}$ , 一般的な値
		弾性係数 $E_c$	$2.5 \times 10^4$ MPa	文献 <sup>7)</sup> より
		塑性化ひずみ $\epsilon'_{cr}$	960 $\mu$	$=\sigma_c/E_c$
	引張時	引張強度 $\sigma_t$	1.9 MPa	$=f_t = 0.23 \times f_{\alpha}^{2/3}$
		弾性係数 $E_t$	$2.5 \times 10^4$ MPa	$=E_c$
塑性化ひずみ $\epsilon_{cr}$		76 $\mu$	$=\sigma_t/E_c$	
地山	非線形モデル	弾完全塑性	Mohr-Coulomb 規準	
	弾性係数 $E_s$	30 MPa	軟岩想定	
	一軸強度 $q_u$	0.5 MPa	軟岩想定	
	粘着力 $c$	0.15 MPa	$c = q_u/2$	
補強材	ポアソン比	0.25	軟岩想定	
	弾性係数 $E$	$1.56 \times 10^5$ MPa	カーボンファイバ	
	寸法	100mm × 2mm	etc = 1m	

表3 解析ケース

No.	条件	備考
ケース1	背面空洞	天端120° 範囲に地盤反力を与えない
ケース2	裏注	天端120° 範囲にも地盤反力を与える
ケース3	裏注+路盤RB	D25, L=4m, 4本/断面, etc = 1m
ケース4	裏注+内面補強	カーボンファイバプレート
ケース5	裏注+インバート	インバート厚さ $t=400$ mm

(裏注+内面補強)については、補強シート接着工法に比べて補強効果が大きい、カーボンファイバプレート接着工法<sup>6)</sup>を採用した。

なお、解析においては、(1)式で示す相当塑性ひずみ $\epsilon_{eq}$ が1%を超えた箇所について圧ぎ相当と判定することにした。

$$\epsilon_{eq} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\epsilon_1^p - \epsilon_2^p)^2 + (\epsilon_2^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_3^p - \epsilon_1^p)^2} \quad (1)$$

( $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ : 最大, 中間, 最小主ひずみ, p: 塑性成分, のび正)

ここで、相当塑性ひずみ1%については、過去に行った模型実験のシミュレーション解析<sup>5)</sup>でその値の妥当性を一部確認しているが、今後実験等により検証していく必要がある。

4.3 解析結果

図12にケース1 (背面空洞), ケース2 (裏注), ケース3 (裏注+路盤RB), ケース5 (裏注+インバート) を例に取り、地山のひずみ $D/L=1\%$ 時のトンネルの変形状況をそれぞれ示す。また、図13にこれらのケースについて、 $D/L$ と水平変形率 $\delta_h/B$ 、鉛直変形率 $\delta_v/H$ 、路盤鉛直変位 $u$ の関係を示す。

水平方向に一樣変位を作用させているので、いずれのケースもトンネルの水平内空が縮小、鉛直内空が拡大するモードとなっている。個々に見ていくと、ケース1では、天端部覆工が背面の空洞に向かって変位する挙動と、 $D/L=0.5\%$ 程度での路盤鉛直変位の急増(盤膨れ)が生じている。ケース2では、裏注により、天端部覆工の上記挙動を抑制できているが、水平内空の縮小を抑制する効果はあまり見られない。また、路盤鉛直変位については、当然ながら全く抑制効果がみられない。ケース3

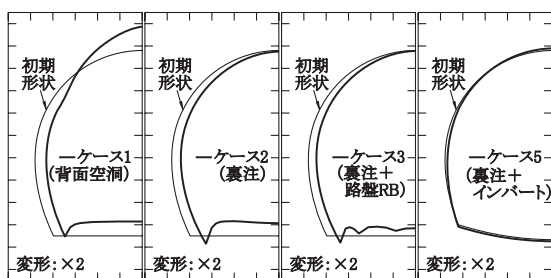


図12 トンネルの変形状況 ( $D/L=1\%$ 時)

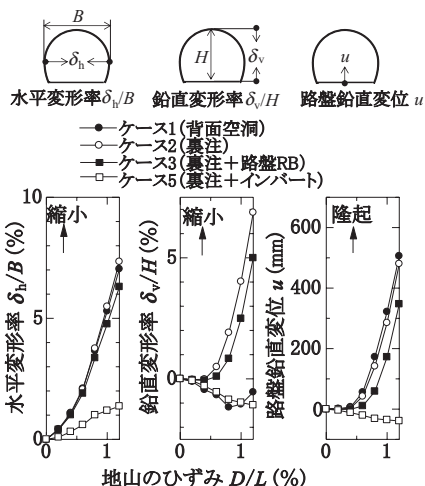


図13 地山のひずみと水平・鉛直変形率，路盤鉛直変位

では、路盤RBにより、路盤部の鉛直変位の急増（盤膨れ）が抑制されていることがわかる。一方で、水平内空の縮小の抑制効果はあまり見られない。ケース5では、水平内空の縮小と、路盤部の鉛直変位の急増（盤膨れ）がいずれも抑制されていることがわかる。

なお、ケース4（裏注+内面補強）については、ケース2とほとんど同じ変形形態となった。これは、図14で後述するが、内面補強が効果を発揮するスプリングライン部（以下SL部と略記）内側で大きな引張りひずみが生じていないことと、今回の内面補強工が弾性係数はコンクリートの10倍程度はあるものの、その補強面積は小さく、トンネルの構造物としての剛性を高めるまでには至っていないことが理由と考えられる。

図14に、地山のひずみ $D/L=1\%$ 時の覆工の相当塑性ひずみの分布を、ケース1（背面空洞）、ケース2（裏注）、ケース4（裏注+内面補強）、ケース5（裏注+インバート）を例にとって示す。なお、圧ざについて着目したため、圧縮側のひずみのみ表示した。また、ケース3（路盤RB）については、ケース2とほぼ同様のひずみ発生状態となった。

ケース1は、アーチ肩部と天端部でひずみの大きな箇所が見られ、ここで圧ざが発生するモードとなっている。天端部では空洞の存在により地盤反力がないため、曲げが大きくなりひずみの大きな箇所が生じたと考えられる。肩部では地山接触部と空洞部との境界で境界条件

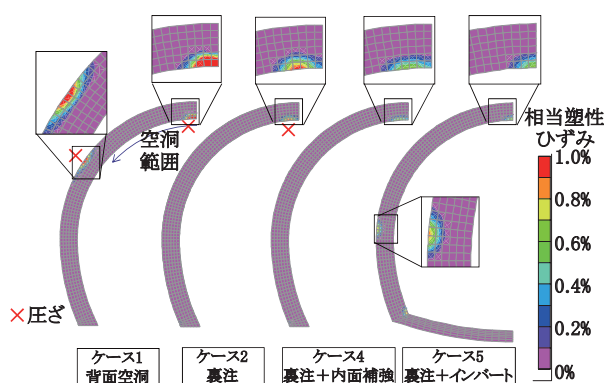


図14 覆工のひずみの分布の比較 ( $D/L=1\%$ 時)

が変化する場所に位置するため、曲げが大きくなりひずみの大きな箇所が生じたと考えられる。ケース2は、ケース1と比較して、全体的なひずみのレベルはかなり小さくなっている。また、肩部の圧ざ箇所については消滅しており、最終的に天端部のみで圧ざが発生するモードとなっている。ケース4は、ひずみ分布はケース2とほぼ同様であるが、ひずみレベルが少し小さくなっており、ケース2では $D/L=1\%$ 時に天端で圧ざが確認できるが、ケース4では $D/L=1\%$ 時には天端では圧ざが確認できなくなっている。ケース5は、全体的なひずみ分布はケース2、4から変化し、天端部の他にSL部でもひずみの大きな箇所がみられる。これは、インバートなしの場合は、天端部で支持される片持ち梁のような挙動を示し、支持点に相当する天端部で曲げが大きくなり、ここに破壊が集中したのに対し、インバートありの場合は、側壁がインバートと結合されることにより両端固定梁のような挙動を示すようになり、梁中間部に相当するSL部でも曲げが大きくなったことによるものと考えられる。

図15に、各ケースの $D/L=1\%$ 時のトンネルの水平変形率 $\delta_h/B$ 、路盤鉛直変位 $u$ をケース1を1として比較したものを示す。

まず、裏注の効果に着目すると、 $\delta_h/B$ についてはケース2はケース1とほぼ同じであり、水平変形抑制効果は確認できない。 $u$ については、ケース2はケース1よりも多少改善されているが、図12、図13からもわかるように、ケース2でも盤膨れを生じており、鉛直変位量そのものが大きく、対策工としては不十分である。

次に路盤RBに着目すると、ケース3は $u$ をケース1の50%程度に抑制する効果が見られる。ただし、図13のように、 $D/L$ が大きくなると、ケース1と同様盤膨れが生じ、加速度的に $u$ が増加する。これは、地山の強度や変形量に比べてロックボルトの長さや打設本数が不足していることを示すものであり、予想される地盤変位が大きい場合はロックボルトによる補強量を増加させる必要があるといえる。

次に内面補強に着目すると、ケース4は $\delta_h/B$ 、 $u$ とも

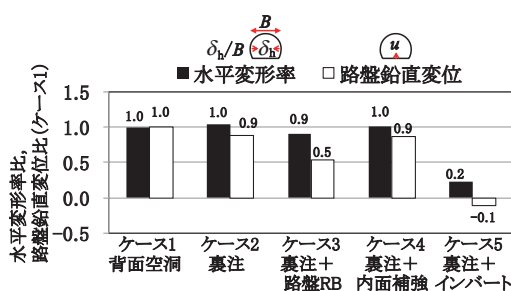


図15 水平変形率と路盤鉛直変位の比較

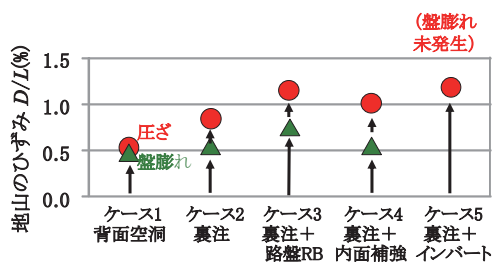


図16 変状が生じるときの地山のひずみ

にケース2と同じであり、今回の解析ではトンネルの変形の抑制に効果は見られなかった。最後にインバートに着目すると、ケース5はケース1に比べて、 $\delta_h/B$ ,  $u$ ともに大きく抑制できており、変形抑制に効果的な対策工であることが確認できる。

図16に、まとめとして、トンネルや覆工に変状（盤膨れ、圧縮）が生じるときの地山のひずみD/Lをまとめる。裏注により、圧縮が生じにくくなるのがわかる。また、路盤RB、内面補強によっても若干の効果が期待できる。さらに、路盤RBにより盤膨れしにくくなり、またインバートにより盤膨れを防止できることがわかる。

### 5. 耐震補強の考え方

以上の模型実験、数値解析の結果を反映させて、地質不良区間でのトンネルの耐震補強を対象とし、目的別に対策工を表4のように評価した。

内面補強は、トンネルの変形抑制効果は小さいが、引張ひび割れの発生抑制効果があるので、ひび割れ、剥落対策として適用する。

裏込注入は、変形性能を向上させ、トンネルの安全性に大きな問題を与える天端の圧縮を防止できる。地震時にトンネルに外力が作用する可能性がある条件下、例えば、断層・破碎帯、過去に崩落を生じた箇所、土砂地山などの不良地山区間に該当する場合で天端背面に空洞がある場合に適用を検討する。

路盤ロックボルトは、水平内空の縮小を抑制する効果は小さいが、盤膨れ抑制には効果的である。地山強度比が小さく盤膨れが生じやすい地山や、過去に盤膨れの間

表4 目的別の地震対策工の評価表

目的 対策工	ひび割れ・剥落の抑制	変形性能の向上 (圧縮抑制)	変形の抑制	盤膨れの抑制
内面補強	○	△	—	—
裏込注入	—	○	—	—
路盤RB	—	—	△	○
インバート	—	—	○	○

○：効果的，△：一部効果有り，—：目的外

題が生じた、あるいは現在そのような問題が生じている箇所などに適用を検討すればよい。

インバートは既設トンネルで施工するには制約が多いが、変形を抑制することができ、また盤膨れを抑制することができる。

### 6. おわりに

本論文は、地質不良区間における既設山岳トンネルの地震対策工を対象に、模型実験と数値解析の結果を示し、その結果として地震対策工の選定法を示した。

なお、本論文は、鉄道・運輸機構「運輸分野における基礎的研究推進制度」により、京都大学、鉄道総研、鉄道・運輸機構が共同で実施した「山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震性向上に関する研究」により実施した研究の成果の一部を含んでいる。

### 文献

- 1) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災事例調査，鉄道技術研究報告，No.1123，1979.9
- 2) 朝倉俊弘，志波由紀夫，松岡茂，大矢敏雄，野城一栄：山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム，土木学会論文集，No.659/III-52，pp.27-38，2000.9
- 3) 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
- 4) 野城一栄，小島芳之，朝倉俊弘，深沢成年：山岳トンネルの地震被害発生メカニズムと耐震性能の評価，鉄道総研報告，Vol.23，No.12，pp.17-22，2009.12
- 5) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集C，Vol.65，No.4，pp.1024-1038，2009.12
- 6) 岡野法之，植村義幸，小島芳之，西藤潤，朝倉俊弘：山岳トンネル覆工の内面補強に関する実験的研究，トンネル工学論文集，Vol.19，pp.69-76，2009.11
- 7) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4