

小土被り山岳トンネルの 地震被害メカニズムに関する実験的研究

宮林 秀次¹・高橋 源太郎²・小島 芳之³・西藤 潤⁴・朝倉 俊弘⁵

¹フェロー会員 鉄道・運輸機構 理事 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)

²正会員 鉄道・運輸機構 設計技術部担当係長 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)
E-mail: gen.takahashi@jrtt.go.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 トンネル研究室長 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁴正会員 京都大学大学院 工学研究科准教授 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

⁵正会員 京都大学大学院 工学研究科教授 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

山岳トンネルは一般に地震に強い構造物と言われているが、地震の規模や震源からの距離によってはひび割れや圧さなどの被害を生じることがある。過去の研究によれば、山岳トンネルの地震被害パターンは、1) 小土被り区間での被害、2) 地質不良区間での被害、3) 断層のずれによる被害、に大別できる。

筆者らは、小土被りトンネルに着目し、地震被害メカニズムを明らかにするために模型実験により研究を行った。その結果、模型実験により実際の地震被害を再現することができた。また、山岳トンネルの覆工はせん断変形に対して比較的強い構造であること、地震対策工を模擬したトンネルでは健全なトンネルに比べてトンネルの変形を抑制できることがわかった。

Key Words : shallow mountain tunnel, lining, seismic damage, model test

1. 序論

山岳トンネルは通常、地山と一体となっているため、地震の際、構造物に作用する慣性力が小さく、一般に地表構造物と比較して耐震性に優れているとされている。しかし、①地震規模が大きい、②地震断層面からの距離が近い、③特殊条件(不良地山、地震断層の存在)が介在する、などの条件下では甚大な被害を受ける場合もあることが既往の研究^{例えば1)2)}により示されている。

近年の地震被害をみると、1995年兵庫県南部地震では、被災地内の100本を超える山岳トンネルのうち20本余りのトンネルが被害を受けており、2004年新潟県中越地震では、被災地内の138本の山岳トンネルのうち49本のトンネルで被害を受けている³⁾。このように、地震の規模が大きい場合や震源からの距離が近い場合には、地山の変形や作用する荷重が大きくなり深刻な被害が生じることもある。特に、2004年新潟県中越地震においては、上越新幹線のトンネル覆工コンクリートが崩落した(写真-1)ため、復旧までに2ヶ月以上を要し、運転再開のボトルネックとなった。

このように、トンネルが一旦被害を受けると、その空

間的閉鎖性から地表構造物と比較して復旧に多大な時間を要し、社会的、経済的に大きな影響を及ぼすこととなる。しかるに、高架橋のような地表構造物と比較して、山岳トンネルでは地震被害事例そのものが少なく、被害発生メカニズムと耐震性能が十分に解明されておらず、耐震設計法が確立されていない状況にある。

山岳トンネルの地震による被害パターンは、既往の研究²⁾によれば、1) 小土被り区間での被害、2) 地質不良区



写真-1 新潟県中越地震による地震被害状況

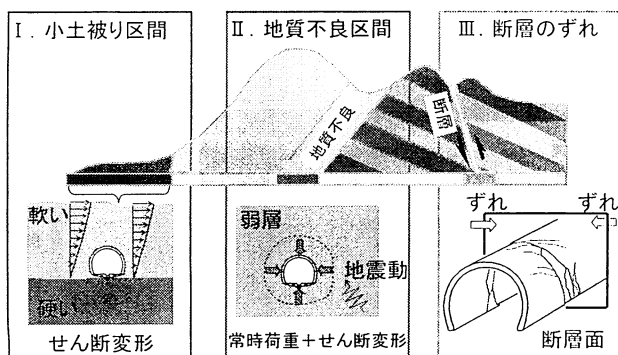


図-1 地震被害の形態の分類

間での被害，3) 断層のずれによる被害，に大別される（図-1）が，最近の施工技術の進歩により，未固結地山からなる土被り1～2D程度の小土被り地山でも，山岳トンネルが採用される事例が増えていることから，筆者らは，小土被り区間での被害に着目し，地震被害メカニズムを明らかにするために模型実験を実施した．

本論文は，模型実験の結果および考察について示すものである．

2. 実験方法

(1) 実験装置

実験には，鉄道総研が所有する2次元せん断土槽（図-2，図-3）を用いた．本装置は，せん断土槽（内法2×2×3m），反力フレーム，ジャッキ（100kN×3本），ロードセル，模擬地盤（珪砂），トンネル模型等からなっている．ジャッキは油圧により制御され，ジャッキの载荷によるせん断土槽の変位が，模擬地盤を通じてトンネルの周囲の地盤のせん断変形としてトンネル模型に伝わる構造になっている．

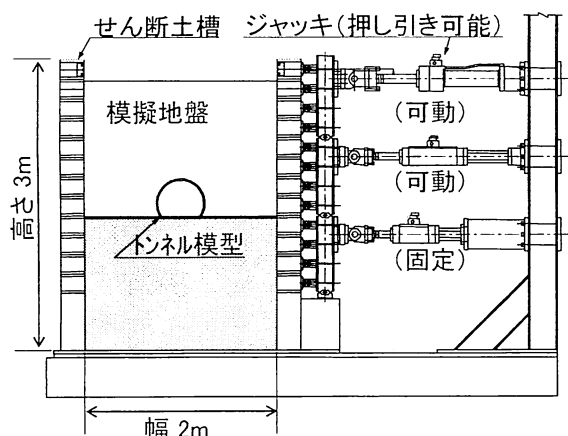


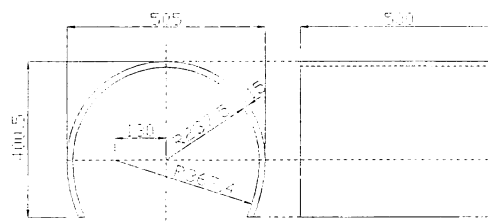
図-2 2次元せん断土槽の概要

(2) 実験条件

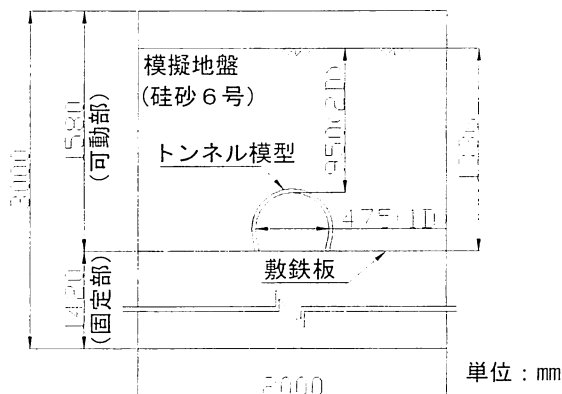


図-3 土層の外観

図-4にトンネル模型と模擬地盤の寸法を，表-1にトンネル模型と模擬地盤の諸元を示す．トンネル模型はNATMにより建設された新幹線標準断面のトンネルを想定した1/20スケール（巻厚 $t=15\text{mm}$ ）のモルタル製の模型である．なお，インバートはモルタルでは作製していな



(a) トンネル模型



(b) 模型地盤

図-4 トンネル模型と模型地盤の寸法

表-1 トンネル模型と模型地盤の諸元

覆工	材料	モルタル
	強度	約 26MPa (28 日強度)
	巻厚	15mm
	奥行き	500mm
	打継目	なし
模擬地盤	材料	乾燥砂
	種類	珪砂 6 号
	相対密度	目標 80%

いが、トンネル模型脚部の水平方向の移動を拘束（回転は自由）しており、インバートありのトンネルを想定した実験となっている。模擬地盤については、小土被り山岳トンネルを想定して土被りは2Dとし、土槽壁面からトンネル壁面までの距離はトンネル直径以上の距離を確保している。模擬地盤の材料は乾燥した珪砂で、地盤は気中落下法により作製した。撒き出し厚さはトンネル天端付近の高さまでは約10cm、トンネル天端より上は約30cmとし、突き棒により人力締め固めを行うことにより、地盤の相対密度は80%程度になっている。

図-5 に実験の手順を示す。型枠にモルタルを打設して養生した後に脱型してトンネル模型を作製する。トンネル模型は、ひずみゲージ、変位計、カメラなどを取り付け後に土槽に設置し、模擬地盤を作製する。

実験においては、図-2 に示した 3 段あるジャッキの

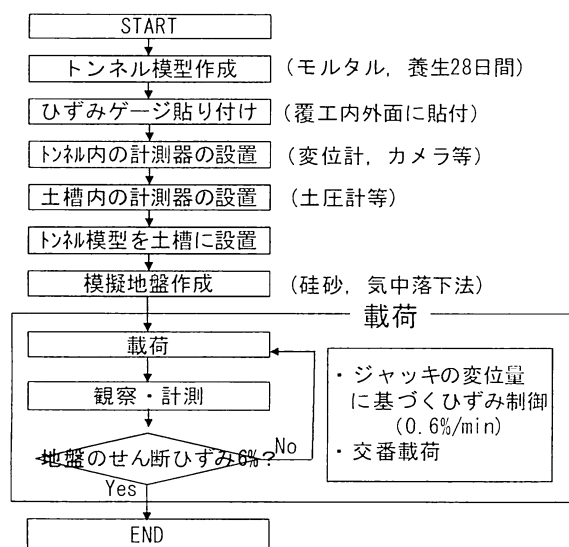


図-5 2次元せん断土層の概要

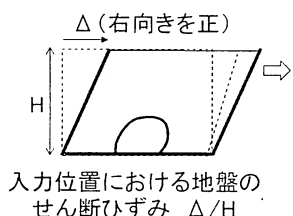


図-6 入力位置における地盤のせん断ひずみ

うち最下段のジャッキは固定し、上側 2 段のジャッキにより、三角形分布の変位を載荷した。載荷は変位制御として静的に、図-6 に示すとおり の 3 載荷パターンにより行った。

載荷パターン A は載荷しながらせん断ひずみを大きくするパターンで、1 サイクル毎に、地盤のせん断ひずみ ΔH (図-7 参照) の最大値を大きくしながら ΔH が 6%に達するまで正負交番載荷を行うものである。載荷パターン B は ΔH の振幅を 6%として一往復載荷するものである。載荷パターン C は ΔH の振幅を 5%として二往復載荷するものである。なお、載荷パターン B において $\Delta H=6\%$ 時に覆工片の剥落がみられたため、万一にもトンネルが崩壊しないよう、載荷パターン C では最大 $\Delta H=5\%$ に留めた。なお、実際に地震時に予想される地盤のせん断ひずみは最大でも $\Delta H=2\sim 3\%$ 程度と考えられることから、 $\Delta H=3\%$ 以上の結果については、例外的に大きなせん断ひずみ量を与えた場合の参考ということになる。

実験ケースは図-8に示した通りである。A～Cの各載荷パターンに対し、プレーン、繊維補強、緩衝材の3種類のトンネル条件を実施した。なお、対策工の詳細については(3)で後述する。

(3) 対策工

トンネル模型には、一般的な NATM トンネルを想定しプレーンモルタルとしたもの、繊維補強を想定してポリプロピレン繊維を混入したもの、緩衝材として覆工外面に発泡スチロール (EPS) を貼り付けたものの 3 タイプを用意した。

繊維補強は覆工の対策工として最近よく使われているもので、じん性の向上や剥落防止の効果がある。なお、今回は 1/20 スケールの実験であるので、細径のポリプロピレン繊維を使用した。ここで、体積混入率は現場で多く用いられる繊維と同じ Vol.0.5%としたが、入手可能な繊維は限られるため、繊維の長さ、径については、正しく相似性を考慮している訳ではない。

緩衝材は弾性係数は地盤の1/100～1/10程度を有する素材で、覆工～地盤（吹付けコンクリート）間に挿入することにより、地山からの変位を吸収する効果を期待する

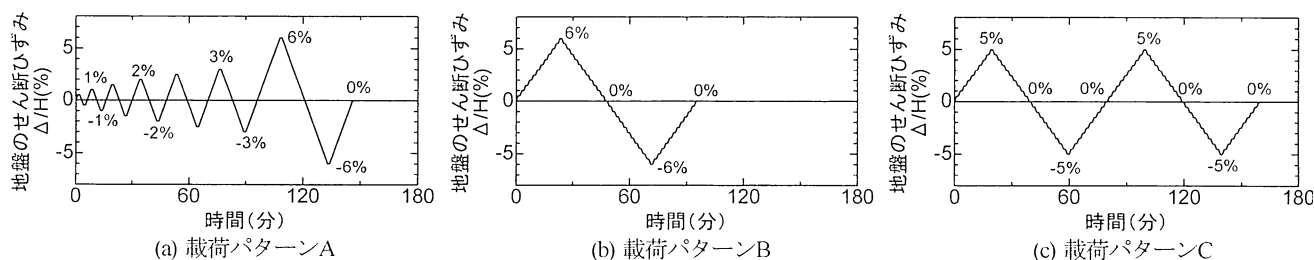


図-7 載荷パターン

ケース 1 プレーンモルタル	ケース 2 繊維補強モルタル	ケース 3 緩衝材

図-8 実験ケース

表-2 対策工の物性

繊維補強	材料	ポリプロピレン繊維
	混入率	Vol.0.5%
	寸法	$\phi=0.06\text{mm}$, $L=6\text{mm}$
緩衝材	材料	発泡スチロール (EPS)
	密度	0.12kN/m^3
	弾性係数	2.5MPa (降伏前の割線弾性係数) 0.15MPa (降伏後の接線弾性係数)

ものである。緩衝材の材料としては今回はEPSを用いることとした。EPSの物理特性は弾性域での弾性係数は2.5MPa程度、塑性域では接線弾性係数は0.15MPa程度である。表-2に繊維および緩衝材の物性を示す。

(4) 計測

図-9に計測項目を示す。実験においては、ジャッキの荷重、変位その他、トンネル模型壁面の変位等を計測した。また、地盤内に傾斜計を設置し、地盤中の発生せん断ひずみを計測した。その他、トンネル模型内に設置したカメラにより覆工のひび割れの発生、破壊の進展の様子を観察した。

3. 実験結果

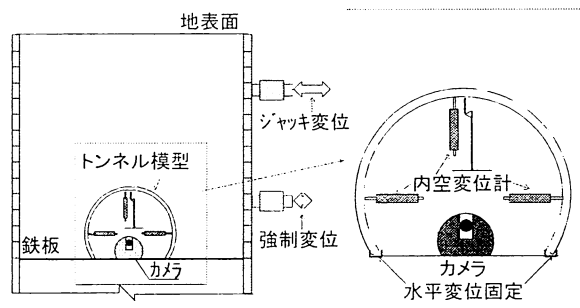


図-9 計測項目

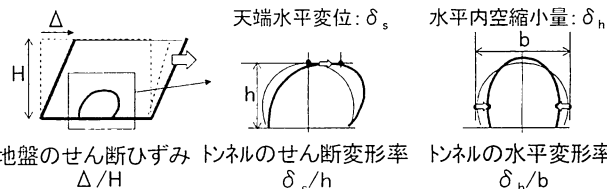


図-10 トンネルの変形を表わすパラメータ

(1) 変形

トンネルの変形については、トンネルのせん断変形率 δ_s/h 、トンネルの水平変形率 δ_h/b に着目して整理した。ここで、 δ_s/h 、 δ_h/b の定義は図-10 に示す通りである。

図-11 に、地盤のせん断ひずみ Δ/H とトンネルのせん断変形率 δ_s/h の関係を示す。図-11 より、いずれのケースも、 Δ/H が大きくなるに従い δ_s/h も増加しており、小土盛り区間での地震被害（せん断変形モード）が再現できていることがわかる。

図-12に、地盤のせん断ひずみ Δ/H とトンネルの水平変形率 δ_h/b との関係を示す。ここで、载荷パターンAについては、 Δ/H を大きくしながら正負交番载荷を行ったが、各载荷段階での Δ/H がプラス側の計測値をつないで表示

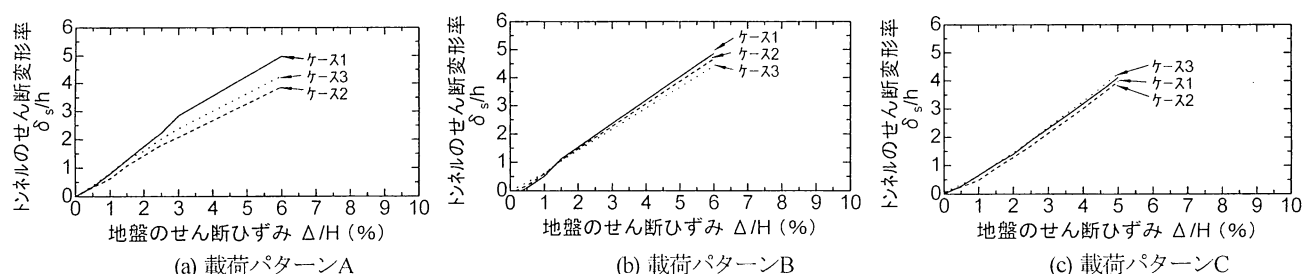


図-11 地盤のせん断ひずみ～トンネルのせん断変形率

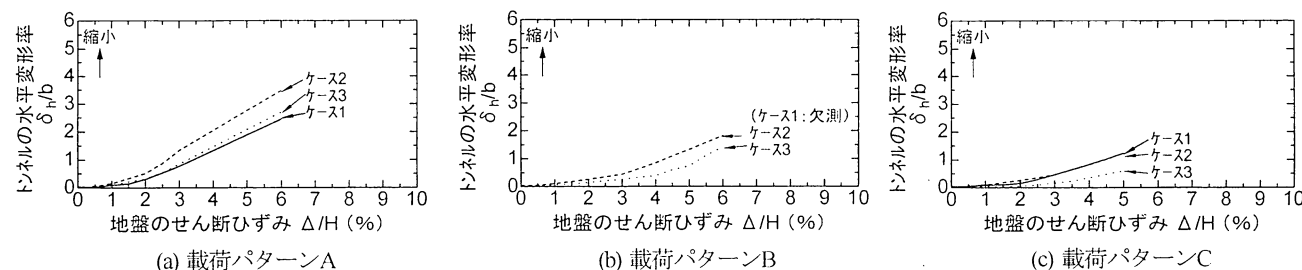


図-12 地盤のせん断ひずみ～トンネルの水平変形率

している。载荷パターンCについては载荷1往復目の計測値である。図-12より、いずれのケースも、 ΔH が大きくなるにつれ、水平内空が縮小するように変形することがわかる。ここで、図-11、図-12においては、傾きの増加は剛性の低下を意味する。トンネルのせん断変形に関する剛性については ΔH が増加してもあまり低下は見られないのに対し、水平内空の縮小に関する剛性は $\Delta H=2\sim 3\%$ 程度から低下する。これは地盤のせん断が大きくなり地盤が破壊し、トンネル水平方向に作用する土圧が増加したためと考えられる。なお、トンネルのせん断変形率については载荷パターン間の差が余りみられないのに対し、トンネルの水平変形率については繰り返しを行いながら ΔH を大きくする载荷パターンAの方がB、Cに比べて縮小率が大きく、繰り返し载荷の影響が現れている。

(2) ひび割れ

図-13に载荷パターンBのケース1を例にとり、トンネル模型の内側表面の変状展開図を示す。ここで、変状の詳細の発生時期は図-14に示すとおりである。右方向に载荷している間は、トンネルの変状は、①左肩部内側ひび割れ⇒②右側壁下部内側ひび割れ⇒③右肩部で圧ざ、剥落の順で発生した。また、その後左方向に $\Delta H=6\%$ まで载荷すると、①～③の変状と対称の位置に同様の変状が生じた。これらの変状は小土被りトンネルの地震時の被害と良く一致している。ただし、実験では実際の被害事例は異なり、 $\Delta H=6\%$ まで载荷すると天端部にひび割れが入った。このひび割れは、天端外面側が開いたひび割れが内面側まで貫通したひび割れであった。これは、図-12でも示したように、 ΔH が大きくなるとトンネルの水平内空が縮小したと関連がある。すなわち、水平内空が縮小したことにより天端部で曲げが大きくなり生じたものと考えられる。

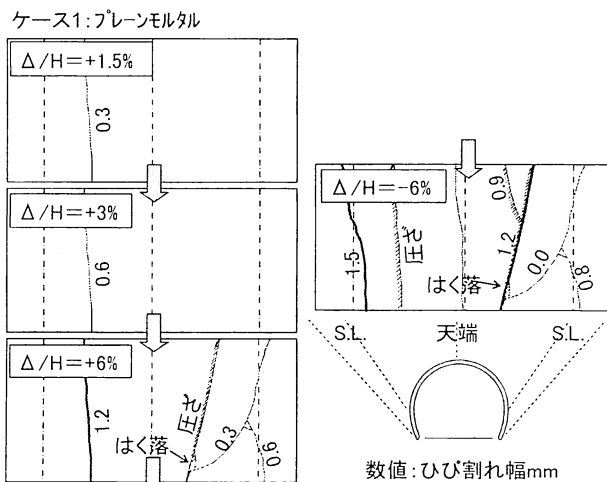
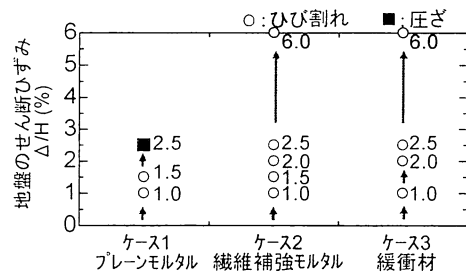
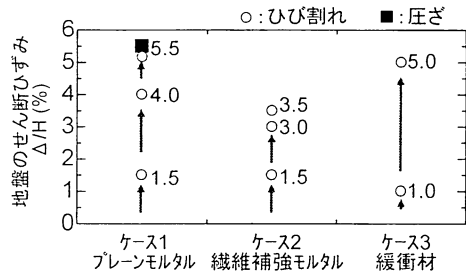


図-13 トンネル模型の変状展開図



(a) 载荷パターンA



(b) 载荷パターンB

図-14 ひび割れ、圧ざの発生時期の比較

図-15に各载荷パターンについて、 $\Delta H=6\%$ 時（载荷パターンCについては2往復目）の変状展開図を示す。ケース1に着目し、载荷パターンの特徴を考察すると、そのまま载荷して $\Delta H=6\%$ となった载荷パターンBよりも、交番载荷しながら $\Delta H=6\%$ となった载荷パターンAや、2往復目の载荷パターンCのほうが明らかにひび割れが多く、図-12で見られた繰り返しによる剛性の低下が確認できる。

対策工の有無によるひび割れの発生の違いに着目すると、概観して、ケース2（繊維補強）、ケース3（緩衝材）は、ケース1（プレーン）に比べて変状の程度が軽くなっていることが見て取れる。例えば、载荷パターンAにおいては、ケース1では肩部で線路方向全長にわたって圧ざが見られたが、ケース2、ケース3ではこのような圧ざは見られなかった。载荷パターンBにおいては、ケース1では右肩部で圧ざに加えて剥落もみられたが、ケース2、3では圧ざも見られなかった。载荷パターンCでは、ケース1では右肩部で圧ざに加えて剥落もみられたが、ケース2、ケース3では圧ざは見られたものの、剥落は見られなかった。

(3) 対策工の効果

図-14に载荷パターンA、Bについて、ひび割れ、圧ざが発生するときの ΔH を比較する。

まず、プレーンの場合より、トンネルの変形性能について考察する。载荷パターンAでは、ひび割れが発生する ΔH は1%、圧ざ ΔH は2.5%であった。载荷パターンBでは、ひび割れが発生する ΔH は1.5%、圧ざ ΔH は5.5%であった。図-15に見たように、繰り返しのない

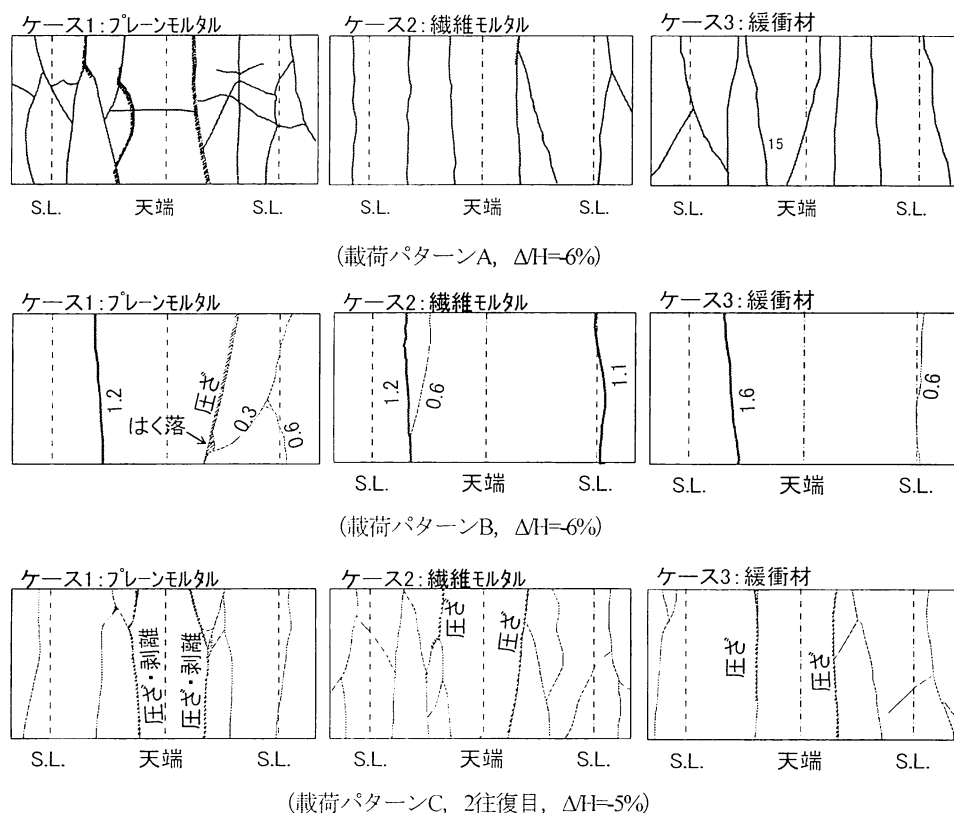


図-15 トンネル模型の変状展開図

載荷パターン B よりも、交番載荷しながら $\Delta H=6\%$ となった載荷パターン A のほうが明らかに小さい ΔH でひび割れが入っており、繰り返しの剛性の低下が確認できる。なお、 $\Delta H=6\%$ というような大きなせん断ひずみに対してもトンネルが崩壊するようなことはなかった。一般に大規模な地震でも地盤中に発生するせん断ひずみは 2~3% 程度と予想されるのに対し、今回の模型実験で観察された圧縮発生時のせん断ひずみはこれよりも大きなものであり、基本的に山岳トンネルの覆工はせん断変形に対して強い構造であることが確認できた。

対策工の効果に関しては、ケース1（プレーン）に比べ、対策工を行ったケース2（繊維補強）、ケース3（緩衝工）では圧縮や剥落が発生しなくなるといった差が見られた。ケース2については、繊維の混入による曲げ変形性能の向上、ひび割れ分散化の効果であると考えられ、トンネルが変形した際の剥落抵抗性の向上に寄与するものと

と考えられる。

図-16に、 $\Delta H=3.0\%$ 時のトンネルの変形率を比較する。対策工を施工したケース2、3については、若干であるが同じせん断変形が地盤から入力されたときでもトンネルの変形が小さくなっていることがわかる。これは、ケース2については繊維の混入により曲げ剛性をひび割れ発生後も維持できるため、ケース3については地山からの変形を緩衝材が吸収しているためと考えられる。

4. 結論

本研究では、小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムを明らかにすることを目的とし、模擬地山中のトンネルの載荷実験を行った。本研究の結論を以下に示す。

- ・ 模型実験により小土被り山岳トンネルの地震被害を

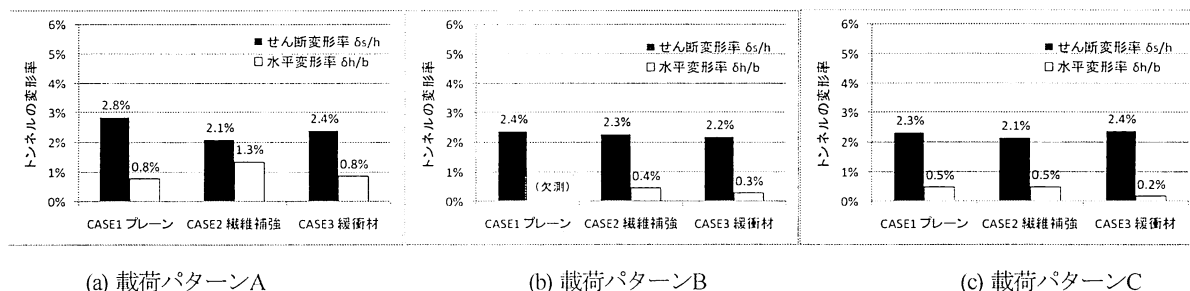


図-16 トンネルの変形率の比較 ($\Delta H=3\%$ 時)

再現し、被害メカニズムや覆工の破壊が生じるせん断変形量を把握することができた。

- ・ 厳しい条件の载荷パターンAでも圧ざを生じるのは $\Delta H=2.5\%$ で、 $\Delta H=6\%$ というような大きなせん断ひずみに対してもトンネルが崩壊するようなことはなかった。一般にきわめてまれに生じるような大規模な地震でも地盤中に発生するせん断ひずみは2~3%程度と予想されていることから、基本的に山岳トンネルの覆工はせん断変形に対して強い構造であることが確認できた。
- ・ 対策工を模擬したトンネルでは、健全なトンネルに比べてトンネルの変形を抑制できること、覆工の変状を抑制することがわかった。これは、覆工に繊維

を混入した場合においては曲げ剛性をひび割れ発生後も維持できるため、緩衝材を設置した場合においては地山からの変形を緩衝材が吸収しているためと考えられる。

参考文献

- 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) 土木学会トンネル工学委員会新潟県中越地震特別小委員会報告書，2005.6

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC DAMAGE MECHANISM OF SHALLOW MOUNTAIN TUNNELS

Hidetsugu MIYABAYASHI, Gentaro TAKAHASHI, Yoshiyuki KOJIMA,
Jun SAITO and Toshihiro ASAKURA

It is generally said that mountain tunnels are little damaged by earthquakes. However, recent case studies of the damage of mountain tunnels caused by earthquakes also show that they are likely to be damaged when 1) the scale of earthquake is large, 2) there are earthquake faults near the tunnel or 3) there are special conditions.

We paid attention to shallow tunnel among damage patterns. We carried out model tests assuming shallow mountain tunnels to grasp the damage mechanism due to earthquake. As the results, the damage mechanism and the effect of countermeasures against earthquakes have been grasped qualitatively.