

地震による変位を想定したトンネルの模型実験

Model tests on behavior of tunnels under deformation of the ground upon earthquake

野城一栄¹・橋直毅¹・小島芳之²・野々村政一³・朝倉俊弘⁴

Kazuhide Yashiro, Naoki Tachibana, Yoshiyuki Kojima,
Masaichi Nonomura and Toshihiro Asakura

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail : kyashiro@rtri.or.jp

²正会員 工博 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

³正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部設計技術第二課 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

⁴正会員 工博 京都大学大学院 理工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8520 京都市西京区京都大学桂)

Mountain tunnels are structures less susceptible to seismic damage. However, it is conceivable that tunnels tend to be vulnerable to earthquake under certain circumstances, such as shallow tunnels and poor geological conditions when earthquake is of great magnitude and tunnels are located adjacent to an earthquake fault. We performed model tests and numerical analyses of the mountain tunnels on the deformation and destructive behavior and the earthquake resistance of mountain tunnels in the poor geological condition upon earthquake. This paper shows deformation and destruction behavior of the tunnels under the horizontal deformation of the ground and effect of countermeasures such as the invert, fiber-reinforcement and buffering devices by model tests and numerical analyses.

Key Words : tunnel, earthquake, model test, numerical analysis

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^{例えば1), 2)}によれば土被りが小さい場合や地山の条件が悪い場合においては、地震の規模や震源からの距離によってはトンネルも地山から変位を受け、ひび割れや圧縮などの被害を生じることがある。2004年新潟県中越地震においても、多くの山岳トンネルが地震により被害を受けたことは記憶に新しいところである。

山岳トンネルの地震による被害パターンは、一般に、①土被りが小さいトンネルの被害、②不良地山にあるトンネルの被害、③断層のずれによる被害に大別できる²⁾。本論文では、特に、上記②の被害パターンに着目し、トンネルが地震被害を受けるメカニズムや覆工の有する耐震性能を明らかにするために実施した模擬地山中のトンネルの載荷実験について報告する。

2. 不良地山にあるトンネルの地震被害メカニズム

図-1 に不良地山にあるトンネルが地震により被害を受ける場合のメカニズムを示す。断層・破砕帯

等の不良地山にあるトンネルでは、地震前から覆工に地圧が作用している可能性がある。それに加え、軟らかい地山であることから、地震による変位も大きくなると考えられる。この二つの要素が重なり、地震による被害を受けやすくなる²⁾。

ここで、土被りの大きい山岳トンネルに地震により追加的な変位が作用する場合、地震波の入射角により、トンネルおよびトンネル周辺の地山に発生する変形モードは変化する²⁾が、本実験においては、水平方向からの変位(地震波の入射角45°想定)によりトンネルが被害を受けたと考えられる事例を想定し、トンネルに対して水平方向に(左側から片押しで)載荷することにより実験を行うこととした。水平変位を受けて被災したと考えられている事例として、妙見トンネルの被害例を図-2、写真-1に示す。

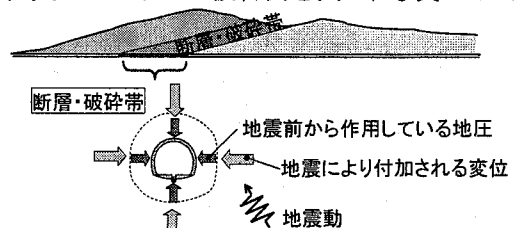


図-1 不良地山にあるトンネルの地震被害メカニズム (模式図)

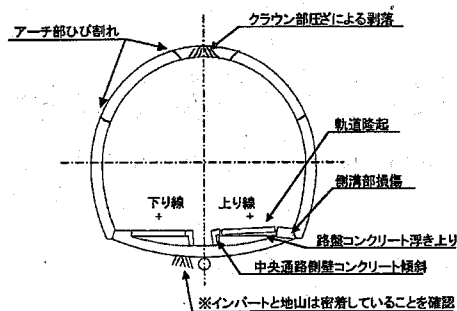


図-2 妙見トンネルの被災例³⁾



写真-1 妙見トンネルの被災例⁴⁾

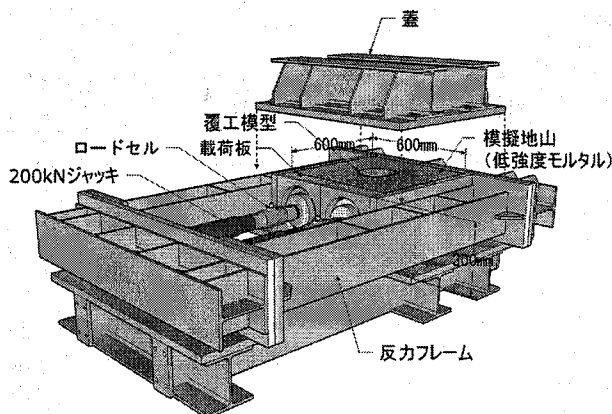


図-3 実験装置の概要

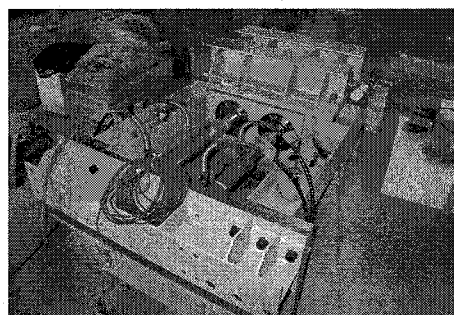


写真-2 載荷模型実験装置の外観

3. 実験方法

実験には載荷模型実験装置（縮尺 1/50，図-3，写真-2）を用いた。本装置は、土槽（内法 600×600mm，深さ 300mm），反カフレーム，載荷用ジャッキ（200kN×2 本），ロードセル，載荷板，模擬地山，覆工模型等からなっている。ジャッキは油圧により制御され，ジャッキの載荷による載荷板の変位が，模擬地山を介して覆工模型に伝わる構造になっている。また，模擬地山作成後は蓋を設置して，2 次元ひずみ条件を仮定して実験を行ったが，トンネルの位置する部分には円形の観察窓が空いており，トンネル内空の様子が目視で観察できるようになっている。

地山と土槽壁面との摩擦については，地山～土槽壁面間に流動パラフィン塗布したテフロンシートを 2 層貼り付けることにより低減に努めた。なお，久武ら⁵⁾によれば，載荷圧の 8 割以上をトンネルに作用させるためには，土槽の奥行きをトンネル土被りと同程度かそれ以上にする必要があるとされているが，本実験においては，土槽壁面からトンネル壁面までの距離約 200mm に対し，土槽の深さを 300mm 確保し上記条件が満足されるようにしている。

覆工模型は NATM（新幹線標準断面）を想定した 1/50 スケールのモルタル製の模型で，インバートなし，ありの 2 種類を用意した。インバートありの模型については，アーチ部とインバート部とを別に作成した後，接着剤を用いて両者を接着することにより作成した。なお，接着剤の引張強度は小さく，接

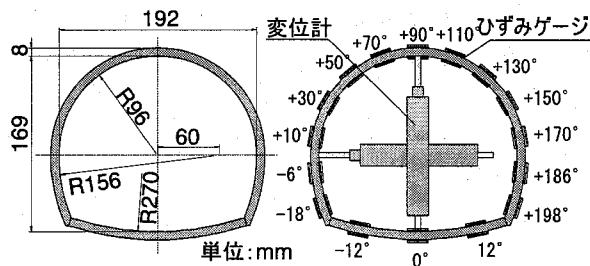


図-4 覆工模型の概要

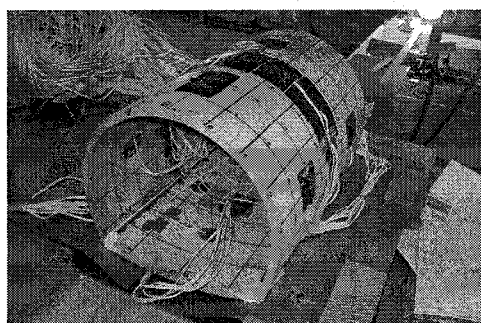


写真-3 覆工模型の外観

合部において作用する曲げモーメントは大きくないものと考えられる。なお，本実験では吹き付けコンクリートはモデル化していない。

計測については，内空変位を測定するための変位計を 4 本設置したほか，内外面には覆工に発生するひずみを測定するためにひずみゲージを貼付した。図-4 に覆工模型の概要，写真-3 に土槽設置前の覆工模型の外観を示す。

表-1 模擬地山と覆工模型の諸元

模擬地山	材料	低強度モルタル
	細骨材	珪砂 6 号
	W/C	3.5
	強度	約 0.5MPa (7 日強度)
	弾性係数	約 100MPa
覆工	内部摩擦角	9.5° (文献 ⁶⁾ による)
	材料	モルタル
	強度	約 26MPa (28 日強度)
	巻厚	8mm
	奥行き	300mm
	打継目	なし
	繊維	ポリプロピレン繊維, $\phi=0.06\text{mm}$, $L=6\text{mm}$, Vol. 0.5%
	EPS	密度 0.12kN/m ³ , 厚さ 3mm

表-2 低強度モルタルの配合

使用材料	記号	種類	単位量 (kg/m ³)	摘要
水	W		649	W/C=3.5
セメント	C	早強モルタル	185	
細骨材	S	珪砂 6 号	650	
混和材	B	ペントナイト	64.9	W の約 10%
混和剤	AD1	減水剤	17.1	C の約 9.2%
	AD2	分離防止剤	0.278	C の約 0.15%

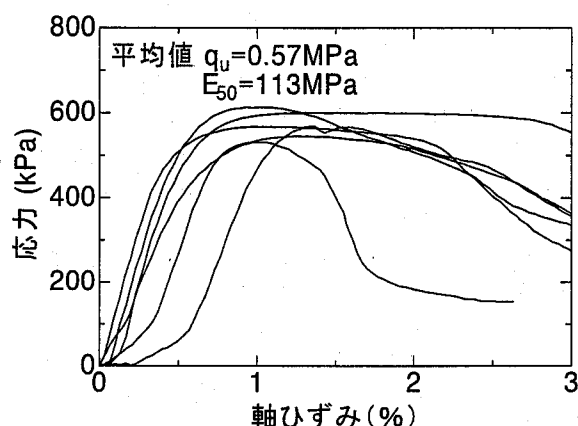


図-5 低強度モルタルの一軸試験結果の例

模擬地山と覆工模型の諸元を表-1 に示す。模擬地山は軟岩地山を想定して低強度モルタルとし、W/C を調整することにより実験時（打設 7 日後）の強度が約 0.5MPa になるようにした。

表-2 に低強度モルタルの配合を示す。低強度モルタルは過去に筆者らが行った研究⁶⁾で用いたものと同様のもので、ペントナイトと流動化剤を併用することにより貧配合であるにもかかわらず流動性がよく分離も起こしにくいように工夫がされている。なお、この低強度モルタルは内部摩擦角 ϕ は 10° 以下で粘性土に近い特性を持っている⁶⁾。今回はこの配合 (W/C=3.0) を基本とし、W/C を 3.5 に変更して用いた。図-5 に低強度モルタルの一軸試験結果の例を示す。軸ひずみ 1% 程度で応力はピークとなり、その後軟化する特性である。

今回の実験においては、地震対策として吹き付けコンクリート～覆工間に低弾性係数の材料を挿入することによる緩衝材を提案し、その効果を調べるこ

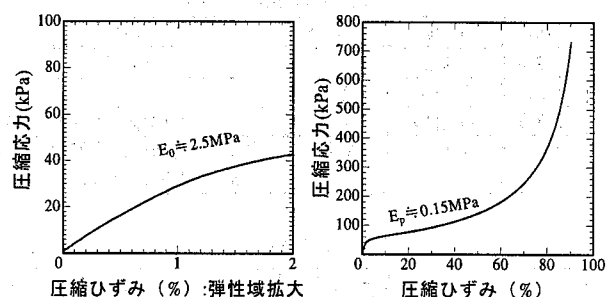


図-6 EPS の一軸試験結果の例

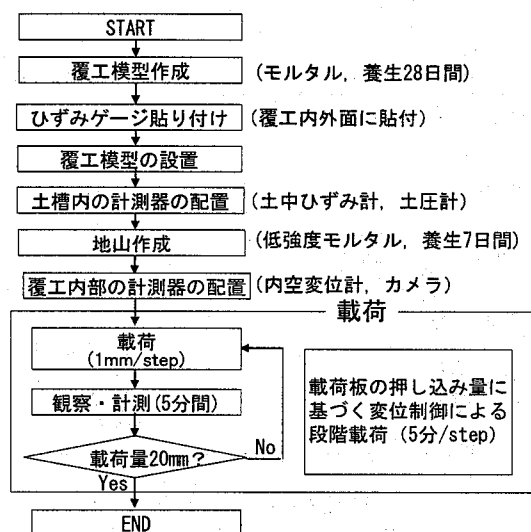


図-7 载荷方法

とにした。低弾性係数の材料としては今回は EPS を用いることとし、事前に一軸試験によりその変形挙動を把握した。一軸試験の結果を図-6 に示す。

図-6 より、EPS の物性は、ひずみが 2% を上回ると塑性化し、ひずみが 60% を上回ると、圧縮により気泡が消失することにより硬化を生じる。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。

4. 実験条件

図-7 に载荷方法を示す。载荷は変位制御により実施し、载荷速度 0.2mm/min のもとで 5 分間の载荷、5 分間の観察・計測を繰り返すことにより载荷板変位 20mm (地山の水平ひずみ 3.3% 相当) まで载荷した。

表-3、表-4 に実験ケースを示す。標準ケースとして、プレーンモルタル、インバートなしのケース 1 の他、インバートの有無の影響を把握するためにインバートをモデル化したケース 2、最近覆工の補強法として使われるようになった繊維補強コンクリートの効果を把握するために、ポリプロピレン繊維をモルタルに添加したケース 3、地震対策として覆工～吹き付け間に緩衝材を施工することを想定し、覆工外周に EPS ($t=3\text{mm}$) を貼り付けたケース 4 の計 4 ケースについて実験を行った。

表-3 実験ケース

No.	モデル	インバート	備考
ケース1	ブレン	なし	(標準)
ケース2	ブレン	あり	—
ケース3	繊維混入	あり	ポリプロピレン繊維 vol0.5%混入
ケース4	ブレン	あり	緩衝材を想定し、EPS (t=3mm) を覆工外周に貼り付け

表-4 実験ケース

ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
ブレンモデル	ブレンモデル	繊維補強モデル	緩衝材
インバートなし	インバートあり	インバートあり	インバートあり

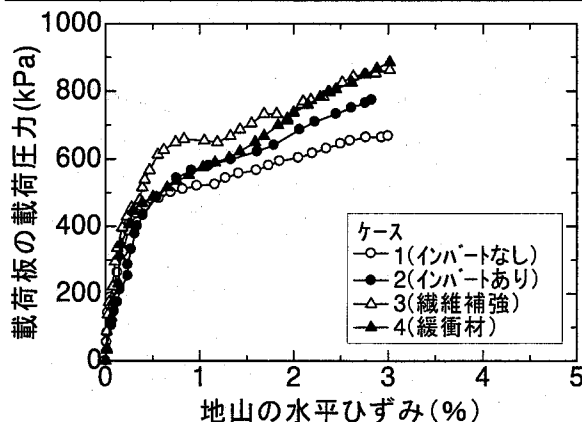


図-8 載荷重～載荷板変位関係

5. 実験結果

(1) 載荷圧力と地山の水平ひずみ

地山の水平ひずみ（載荷板の変位量 D /土槽の長さ L ）とジャッキによる載荷板の載荷圧力との関係を図-8に示す。地山の水平ひずみの定義は図-9に示すとおりである。

載荷は地山の水平ひずみ約3%程度まで実施した。図より、地山の水平ひずみ0.5%程度までは地山は弾性的に変形するが、それ以降は降伏し剛性が低下する。ケース毎の載荷圧力の差に着目すると、ケース $3 > 4 > 2 > 1$ の順で大きくなっている。載荷圧力については、ケース間で地山の軸強度にバラツキがあるため、それに合わせて差が生じている部分もあると考えられるが、インバートなしのケース1が最も小さくなっている。後述するが、インバートなしのケース1は載荷板変位量が大きくなるとトンネル底盤部が盤膨れを起こし、大きく破壊を生じたが、載荷圧力の差はこれが原因となって生じたものと考えられる。

(2) トンネルの変形率

トンネルの変形については、地山の水平ひずみとトンネルの変形率（内空の縮小量 δ /内空幅 B ）を指標にして整理した。トンネルの変形率の定義を図-9に示す。なお、図-8に示したように地山の強度によ

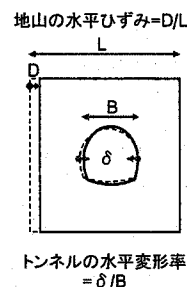


図-9 地山の水平ひずみとトンネルの変形率の定義

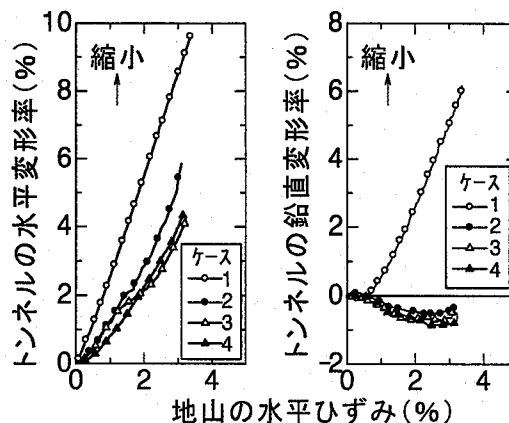


図-10 地山の水平ひずみとトンネルの変形率

り載荷圧力に差が生じるもののその差は大きくないので、ここでは、地山の水平ひずみとトンネルの変形率で整理することにより、入力された変形とトンネルの変形・破壊挙動の関係を考察することにする。

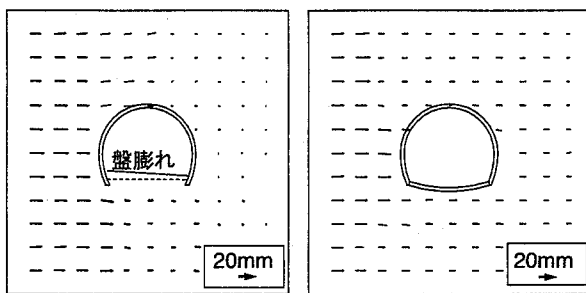
地山の水平ひずみとトンネルの変形率との関係を図-10に示す。水平方向についてはいずれのケースも載荷に伴いトンネルは縮小するが、インバートがないケース1は、インバートありのケース2～4に比べて水平変形率が約2倍となっている。一方、鉛直方向については、ケース1は縮小、ケース2～4は拡大という結果になった。ここで、インバートのないケース1では鉛直内空が大きく縮小していることがわかる。

図より、インバートはトンネルの変形の抑制に大きな効果を有することが確認できる。

(3) 地山の変位・変形

載荷終了後、除荷して蓋をはずした状態で、あらかじめ地山の表面に設置しておいたターゲットから地山表面の変位を読み取ることにより、地山の変位を把握した。その結果を変位ベクトル図として図-11に、水平ひずみ分布図として図-12に示す。ここで、代表として、インバートなしのケース1と繊維補強（インバートあり）のケース3について示している。なお、インバートのあるケース2～4はケース3と同様の破壊形態である。

インバートなしのケース1はトンネル底部の地山が破壊し盤膨れを生じた。また、地山のひずみが大きい箇所はトンネル上部と下部に分布している。一方、繊維補強（インバートあり）のケース3につい



(a) ケース 1 (b) ケース 3

図-11 地山の変位 (除荷後)

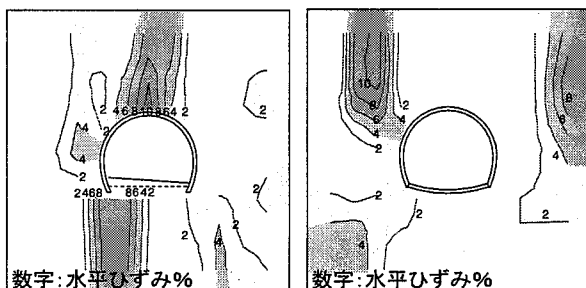
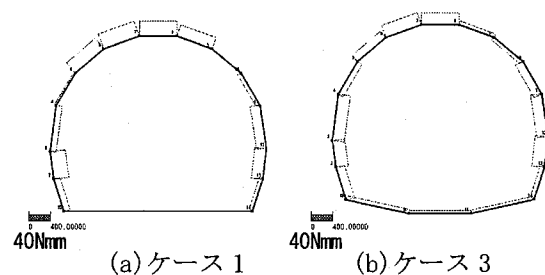


図-12 地山のひずみ (除荷後)



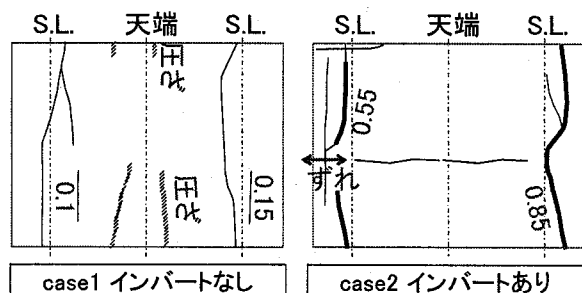
(a) ケース 1 (b) ケース 3

図-13 覆工の発生モーメント

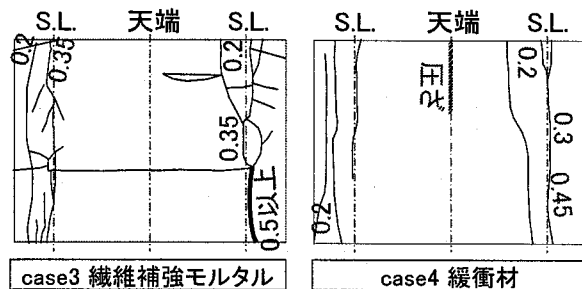
ては、トンネル底部の盤膨れは生じず、また、地山のひずみが大きい箇所はトンネルから離れた部分で生じており、ケース 1 と比較してトンネル周辺の地山は大きくはひずんでいないことがわかる。これは、インバートがない場合はトンネルの水平方向の構造体としての剛性が小さいためと考えられる。このような変形形態となるため、インバートなしのケースではトンネルの変形がインバートありのケースに比べて大きくなったものと考えられる。

(4) 覆工の発生断面力

同様に、ケース 1, 3 について、ひび割れ発生前 (地山の水平ひずみ 0.5%) 時の覆工の発生モーメントを図-13 に示す。水平方向に載荷するため、側壁部で正曲げ、天端部で負曲げの曲げモーメントが発生しており、これらの箇所ではひび割れが発生したこと (後述) と対応している。構造の違いによる違いについては、天端部の曲げについては、インバートなしのケース 1 のほうが、最大値が大きく、また、曲げが作用する範囲も広がる傾向となった。



(a) ケース 1 (b) ケース 2



(c) ケース 3 (d) ケース 4

図-14 載荷終了時の覆工の変状展開図 (内面側)

(図中の数字はひび割れ幅: mm)

(5) 変状展開図

載荷終了時の覆工の変状展開図 (内面側) を図-14 に示す。水平方向の載荷であるため、文献 7) に示されているように、側壁部に引張りひび割れが入る形態の変状となった。なお、図上には現れないが、いずれのケースも天端の外側にも引張りひび割れが入った。また、インバートには引張りひび割れは観察されなかった。

インバートの有無に着目すると、インバートのないケース 1 では載荷の進展に伴い天端内面側で圧縮を生じた。なお、インバートのあるケース 2, 3 では目視では圧縮は確認できなかった。ケース 1 では天端で圧縮を起こし天端に変形 (回転) が集中し、また、インバートが無く側壁の変位が進んだことから、側壁の変状そのものは小さくなったものと考えられる。次に、覆工の材料に着目すると、モルタル覆工のケース 2 では載荷の進行に伴い側壁部に大きなひび割れが発生しその後はひび割れの数が増加せず、幅のみ大きくなった。それに対し、繊維を混入させたケース 3 では、ひび割れの発生位置はほぼ同じであるものの、ひび割れの発生数が増加し、一方で、ひび割れの幅は小さくなった。これは、繊維の混入による曲げ変形性能の向上の効果であると考えられ、トンネルが変形した際には落抵抗性の向上につながるものと考えられる。

緩衝材を覆工外面に貼り付けたケース 4 では側壁のひび割れ幅は減少したものの、天端内面側で圧縮を生じた。これは、緩衝材の効果により水平方向の変形量は低減できるものの、同時に天端部では地山反力の減少が生じ、鉛直方向の変形量が増加するためと考えられる。このことは、図-10 から確認できる。

表-5 解析条件

覆工	弾性係数 E	22,000 MPa (弾性時)
	一軸強度 f'_{ck}	22 MPa (曲げ強度 $f_{bd}=3.8\text{MPa}$)
EPS	弾性係数 E	0.3 MPa (ひずみ 20%時の割線弾性係数)
	ポアソン比 ν	0.25
地盤	非線形モデル	弾塑性 (Mohr-Coulomb 破壊規準)
	粘着力 c	0.175 MPa ($q_u=0.35$ 想定)
	弾性係数 E	30MPa (弾性時)
	内部摩擦角 ϕ	0°
	ポアソン比 ν	0.25

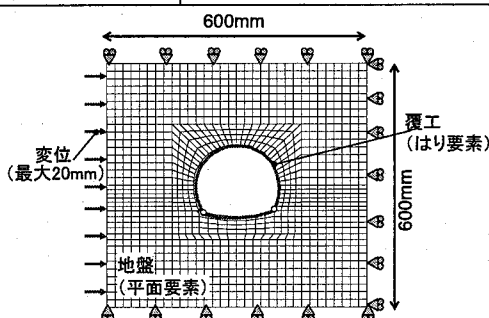


図-15 解析モデル

6. 数値解析

次に、模型実験の結果を数値解析により確認し、また、今後数値解析を用いて実トンネルを想定した予測解析を行うことを念頭に置き、シミュレーション解析を行った。

(1) 解析方法

解析方法は2次元 FEM 解析によるものとし、汎用解析コードを用いて行った。

覆工については、はり要素でモデル化した。アーチ～インバート間はヒンジとし、地山～覆工間は接触とすべりを考慮した。ひび割れ発生後の挙動については、無筋コンクリートであることを考慮し、以下のようにモデル化した。

- ・プレーンモルタル：曲げモーメントと軸力によりひび割れの発生を判定し、ひび割れが発生した時点でその箇所をヒンジに変更して解析を続行する。
 - ・繊維補強モルタル：曲げモーメントによりひび割れの発生を判定し、ひび割れが発生した時点でそれ以降は曲げモーメント一定としてモデル化する。
- なお、ひび割れの発生の判定は軸力=0として行い、軸力の増加によるひび割れが発生する曲げモーメント値の変化については考慮しない。

地山については、平面ひずみ要素を用い、Mohr-Coulomb 規準に従う弾塑性材料としてモデル化した。ここで、内部摩擦角については解析を単純化するために 0° とした。ポアソン比についてはパラメータとし、 $\nu=0.25\sim0.35$ の間で変化させて解析を行い、実験結果を最もよく再現できる値として、 $\nu=0.25$ を採用した。

表-5 に解析条件を、図-15 に解析モデルを示す。解析は変位制御にて実施し、載荷板に最大 20mm の水平変位を与えることにより行った。

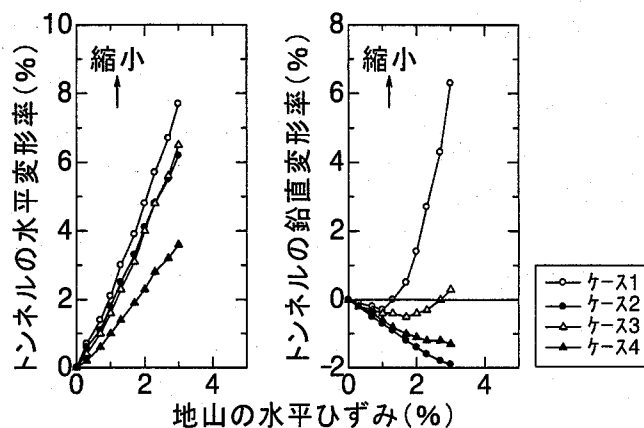


図-16 地山の水平ひずみとトンネルの変形率

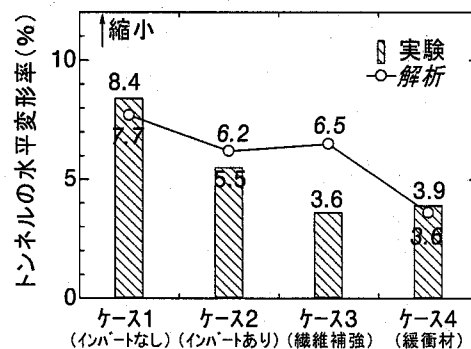


図-17 実験結果との比較 (水平方向)

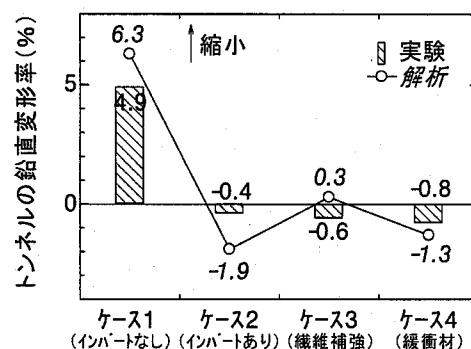


図-18 実験結果との比較 (鉛直方向)

(2) 解析結果

図-16 に地山の水平ひずみとトンネルの変形率との関係を示す。トンネルの水平変形率についてはいずれも縮小となっている。鉛直変形率については、インバートなしのケース1で大きく縮小となっている。一方、インバートありの場合は、ケース3で最終的にごく小さくではあるが縮小となった以外は、拡大となっており、実験でみられた傾向と一致している。

図-17～図-18 に地山の水平ひずみ 3%時のトンネルの水平変形率をまとめる。水平方向、鉛直方向とも解析結果は実験で得られた傾向を適切に表現できていることが確認できる。また、図より、インバート、繊維補強、緩衝材を採用した場合、水平方向、鉛直方向とも変形を抑制することができることが確認できる。

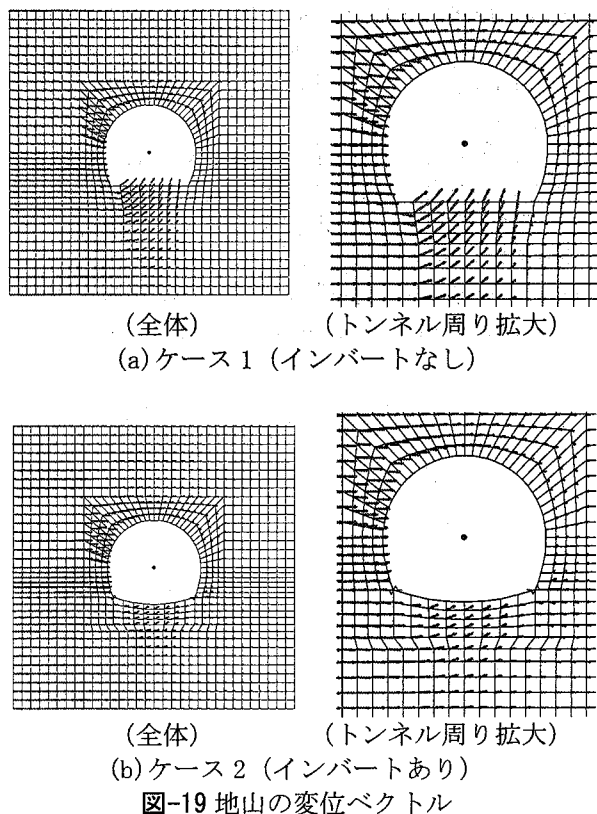


図-19に、ケース 1, 2 を例に取り、地山の水平ひずみ 3% 時の地山の変位ベクトルを示す。インバートのないケース 1 では、トンネル底盤部が盤膨れを起こしていることがわかる。一方、インバートのあるケース 2 では、トンネル底盤部の盤膨れはケース 1 と比較して小さいことがわかる。

図-20に、プレーンモルタルを用いたケース 1, 2, 4 について、ひび割れ発生時の地山の水平ひずみを示す。図より、インバートを用いた場合には効果は見られなかったが、緩衝材を用いた場合には、ひび割れ発生時の地山の水平ひずみは大きくなり、緩衝材の採用により、ひび割れ発生を遅らせることができることがわかる。

図-21に、繊維補強の効果を把握するため、ケース 2, 3 について、地山の水平ひずみ 3% 時の覆工の曲げモーメント図を示す。図より、プレーンモルタルのケース 2 では、覆工の計 7 箇所でひび割れが発生した。これは、図-14において、アーチ肩部にも部分的にひび割れが発生していることと対応している。一方で、繊維補強モルタルを用い、ひび割れ発生後も曲げモーメントを保持するケース 3 においては、ひび割れ発生以後も曲げモーメントを保持するため、ひび割れ発生後も曲げモーメントが低下する部分、すなわち、ひび割れの開口が生じている部分が見られない。これより、数値解析からも、繊維の混入により覆工のじん性が向上し、ひび割れを分散させ、ひび割れ幅を小さくする効果が確認できる。

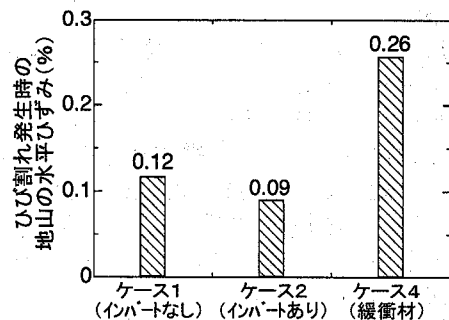
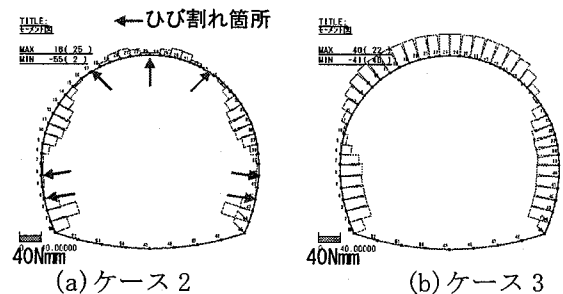


図-20 ひび割れ発生時の水平ひずみの比較



7. 結論

本論文では、不良地山にあるトンネルの被害に着目し、トンネルが地震被害を受けるメカニズムや覆工の有する耐震性能を明らかにするために、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。

- ① 載荷模型実験装置を用いた実験により、地震により水平方向の変位を受けた際のトンネルの変形・破壊挙動や耐震性能の評価が可能であることがわかった。
- ② インバートによりトンネルの変形や盤膨れを低減することができることがわかった。
- ③ 繊維の混入により覆工のじん性が向上し、ひび割れを分散させ、ひび割れ幅を小さくすることが可能となることがわかった。
- ④ 緩衝材の導入によりトンネルの変形を抑制できる可能性があることが分かった。

今後は、数値解析による検討を深度化するとともに、線路方向の不良地山の分布範囲が狭い場合の影響についても検討を行っていく予定である。

なお、本研究は、京都大学、鉄道総研、鉄道・運輸機構により共同で行っている一連の「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」の一部であり、鉄道・運輸機構「運輸分野における基礎的研究推進制度」により実施したものである。

謝辞：本研究の遂行にあたって実験に協力頂いた、(株) テス 松本吉雄氏に深甚なる謝意を示すものである。

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) 清水満，栗栖基彰，加藤正二：新潟県中越地震における鉄道トンネルの被害，トンネルと地下，Vol.36，No.5，2005.5
- 4) 新潟県中越地震 震災復旧工事誌：東日本旅客鉄道
- 5) 久武勝保，渋谷卓：トンネル覆工模型実験装置の設計と初期応力生成における検討，第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.545-550，1998.1
- 6) 小島芳之，吉川和行，野城一栄，野間達也，朝倉俊弘，土屋敬：上部地山の載荷がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験，土木工学論文集，No.729／Ⅲ-62，pp.73-86，2003.3
- 7) 鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル），鉄道総合技術研究所，2007.1