

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

野城 一栄* 小島 芳之* 朝倉 俊弘** 深沢 成年***

Seismic Damage Mechanism and Assessment of Aseismic Performance of Mountain Tunnels for Railways

Kazuhide YASHIRO Yoshiyuki KOJIMA Toshihiro ASAKURA Narutoshi FUKAZAWA

In this study, the authors performed case studies and model tests on the seismic damage mechanism of mountain tunnels and their aseismic performance. The condition in which seismic damage of mountain tunnel tended to be intensive was apparent according to the studies. We performed model tests attentive to the damages to tunnels in a shallow depth or poor geological conditions; consequently, we could reproduce the degree and extent of the disasters caused by mountain seismicity. It was possible to clarify the damage mechanism, and to comprehend the seismic performance from the model tests. It was conclusive that sound and inverted tunnel are less susceptible to seismic damage. On the other hand, it was also apparent that seismic damage tends to be large when tunnels have void behind the lining and insufficient lining thickness, or when a local displacement acts on the tunnels.

キーワード：トンネル，事例分析，模型実験，被害メカニズム，耐震性能

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^{1), 2)}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ぎ(曲げ圧縮破壊による剥離)などの被害を被る場合がある。一方で、トンネルの地震被害メカニズムは十分に解明されておらず、地震により被害を受ける条件には不明な点が多い。本論文は、地震被害事例分析の結果を示すとともに、被害メカニズムや耐震性能を解明するために行った模型実験の結果について示すものである。

2. 地震被害事例の分析

2.1 山岳トンネルに大きな被害を与えた地震

1923年関東地震(以下、関東地震)以降に山岳トンネルに被害を与えた地震としては19の地震があるが²⁾、このうち被害の大きかった5地震について地震被害の内訳をまとめたものが表1である。関東地震は山岳トンネルに最も大きな被害を与えた地震で、93本ものトンネルが被害を受け、そのうち25本が崩壊など対策工や改築を要した。1978年伊豆大島近海地震(以下、伊豆地震)では、伊豆急行線の2本のトンネルが大きな被害を受けた。特に、稲取トンネルは断層のずれにより覆工が大破し半年

* 構造物技術研究部(トンネル)
** 京都大学大学院
*** 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

近く不通になった。1995年兵庫県南部地震(以下、兵庫県地震)は都市域での直下型地震で、六甲山系を貫くあるいはその麓のトンネル12本が大きな被害を受けた。中でも、神戸電鉄東山トンネル(写真1)、山陽新幹線六甲トンネルが長期間の不通を伴う被害を受けた。2004年新潟県中越地震(以下、中越地震)では、上越新幹線妙見トンネル(写真2)、魚沼トンネル(写真3)、上越線と南津トンネルでの覆工の被害をはじめとして11本のトンネルが大きな被害を受け、復旧までに約3ヶ月を要した³⁾。2007年新潟県中越沖地震(以下、中越沖地震)では信越本線の3本のトンネルが被害を受け、そのうち第一米山トンネルでは覆工の圧ぎ、せん断破壊などの大きな被害を受けた⁴⁾。

2.2 山岳トンネルの地震被害の傾向

これらの山岳トンネルの地震被害に対し、以下の(1)~(4)の項目について分析を行った。

(1) 被害レベル

被害レベルは、文献1), 2)を参考とし、補強・補修の必

表1 山岳トンネルに大きな被害を与えた地震¹⁾に加筆

地震名	マグニチュード(M)	最大震度	被災地内のトンネル数					備考
			大被害	中被害	小被害	無被害	合計	
関東	7.9	6	25	12	56	55	148	鉄道のみ
伊豆	7.0	5	2	4	3	22	31	鉄道のみ
兵庫	7.3	7	12	-	18	80	110	鉄道以外も含む
中越	6.8	7	11	14	24	89	138	鉄道以外も含む
中越沖	6.8	6強	4	1	1	14	20	鉄道以外も含む
合計			54	31	102	260	447	

特集：構造物技術

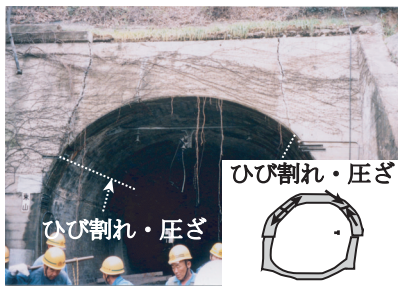


写真1 東山トンネルの被害 (兵庫地震) 2)

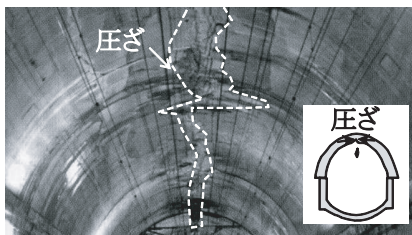


写真2 妙見トンネルの被害 (中越地震) 3)



写真3 魚沼トンネルの被害 (中越地震) 3)

要件に応じて大被害～無被害の4段階に分類して整理することにした。図1に地震別の被害レベルの構成比を示す。被災地内において、山岳トンネルは小被害～無被害の事例が多いが、それでもこれらの地震においては平均して約20%のトンネルが中被害以上となっており、大きな地震では山岳トンネルも被害を受けていることが改めて確認できる。

(2) 地震被害の形態

文献2)によれば、山岳トンネルの地震被害の形態は図2に示すI～IIIの3タイプに分類できるとされている。

I. 小土被り区間の被害としては写真1で示したようなアーチ肩部のひび割れが特徴的である。一般に土被り部は軟弱な地山に存在することが多く、地震動に伴う地盤のせん断変形によりトンネルもせん断変形し、覆工アーチ肩部で曲げが大きくなったために被害が発生したものと考えられている。II. 地質不良区間での被害としては写真2で示したような天端での圧ざ、剥落が特徴的である。一般に、地質不良区間は地山が軟らかく地震動に伴う変形が大きくなりやすいことに加え、緩み荷重や塑性圧などの荷重が地震前から作用していることが被害の原因として考えられている。III. 断層のずれによる被害は、断層のずれに伴う局所的な強制変位により覆工が破壊す

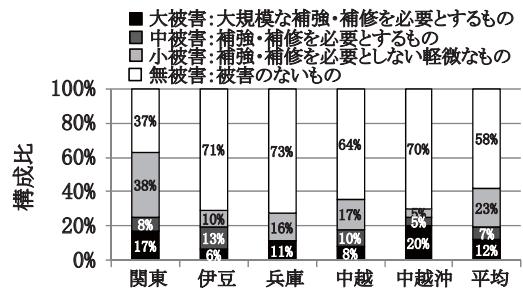


図1 地震別の被害レベルの構成比

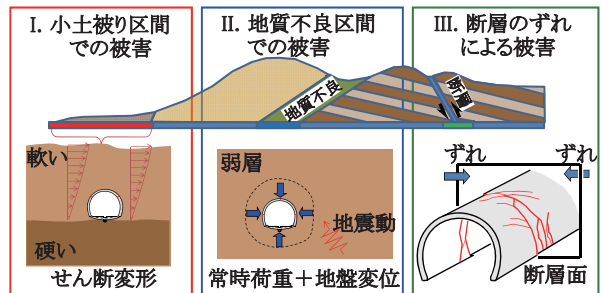


図2 地震被害の形態の分類

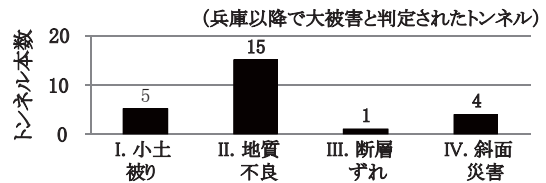


図3 被害形態別の被災トンネル数

るものである。

図3に兵庫地震以降で大被害と判定された鉄道トンネルについて、斜面災害によるものも含めて被害形態別の被災トンネル数を示す。図より、I, IIに分類される事例が多く、これらの区間では地震により被害を受けやすいことが確認できる。

(3) 震源からの距離、地震の規模と被害レベルとの関係

吉川¹⁾によれば、地震断層面からの距離とトンネルの被害には密接な関係がある。図4は、地震断層面からの距離、地震の規模(M)と被害レベルとの関係を示したものである。図より、地震断層面からの距離が近くなるに従い、また、地震の規模が大きくなるに従い、被害レベルが大きくなることが確認できる。目安としてM8程度の地震であれば地震断層面からの距離が30km以内の場合、M7程度の地震であれば同じく10km以内の場合に中被害以上の被害が生じる可能性が高くなると言えるが、近年発生した、中越地震(M6.8)および中越沖地震(M6.8)では、上記目安をはずれたトンネルでも被害を受けているのが特徴的である。

(4) 特殊条件と被害レベルとの関係

トンネルの地震被害を大きくする要因には、地震の規模と震源からの距離の他にもいくつかの要因がある。このような地震動以外の要因を特殊条件と呼んでいる。吉

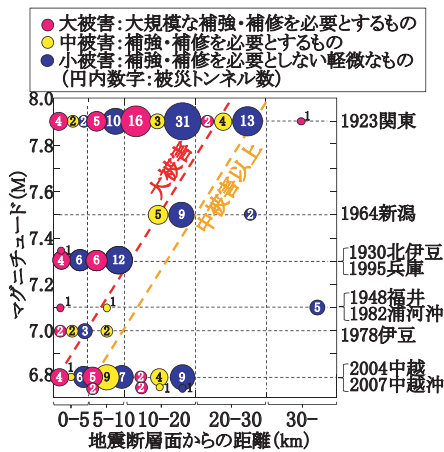


図4 地震断層面からの距離、地震の規模と被害レベルとの関係

特殊条件	
1. 斜面災害・斜面変状	5. 施工途上
2. 既変状	6. 地震断層のずれ
3. 地質不良(膨圧, 破碎帯, 小土被り)	7. 覆工材質の不良・劣化
4. 工事中の崩壊・流出の履歴	

図5 特殊条件¹⁾

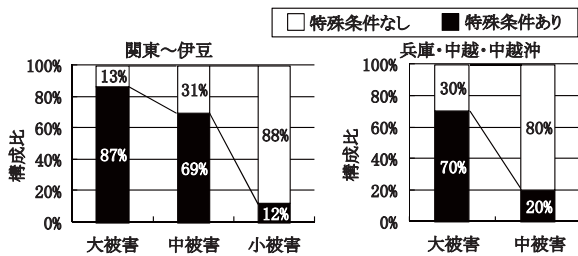


図6 特殊条件の影響

川¹⁾によれば特殊条件として図5に示すような7つの条件があるとされている。図6に表1で示した5地震について、被災した全トンネル(兵庫地震以降は中被害以上のみ)に対する特殊条件を有するトンネルの占める割合を示す。図より、大被害のトンネルにおいては特殊条件を有するトンネルの占める割合が高いことがわかる。これより、特殊条件を有する場合には、同じ地震動を受けたときでも被害のレベルが高くなることが予想される。

3. 小土被り区間での地震被害のメカニズムと耐震性能

まず、I. 小土被り区間での被害に対し、模型実験によりメカニズムの解明と耐震性能の評価を行った。

3.1 実験方法

小土被り山岳トンネルの地震時の被害は地震動による地盤のせん断変形により生じるものと考えられる。よって、実験は2次元せん断土槽(図7)を用いて実施した。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

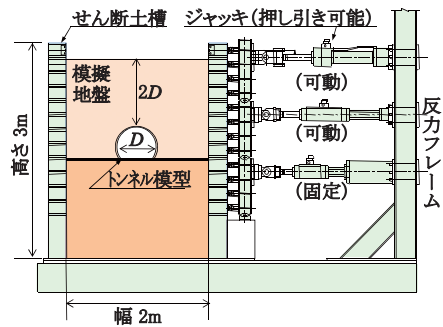


図7 2次元せん断土槽

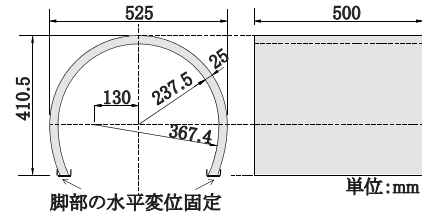


図8 トンネル模型の寸法

地盤を介してトンネルにせん断変位を与えることにより実験を行うものである。

図8に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のトンネルを想定した1/20スケールの模型である。模型はモルタル製で、一軸強度は約26MPaである。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成した。締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。

トンネル模型に、変位計、カメラなどを取り付けた後に土槽に設置し、模擬地盤を作成する。実験においては、3段あるジャッキの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作用させた。载荷は変位制御とし、1サイクル毎に、 Δ/H (地盤のせん断ひずみ、定義は図10参照)の最大値を大きくしながら、 Δ/H が6%に達するまで、静的に交番载荷を行った。その際、トンネル模型壁面の変位等を計測した。また、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。図9に実験ケースを示す。健全な覆工のケース1と覆工に欠陥(背面空洞、巻厚不足)を想定したケース2の2ケースについて実施した。

3.2 実験による被害の再現

変形については、地盤のせん断ひずみ Δ/H 、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。これらの定義を図10に示す。図11に Δ/H と δ_s/h の関係を示す。なお、実験は交番载荷により行ったが、わかりやすくするため、各载荷段階での Δ/H が最大となる時の計測値をつないで表示している。図より、いずれのケースも δ_s/h は Δ/H にほぼ比例して増加しており、せん断変形により破壊する小土被り山岳トンネルの地震時挙

特集：構造物技術

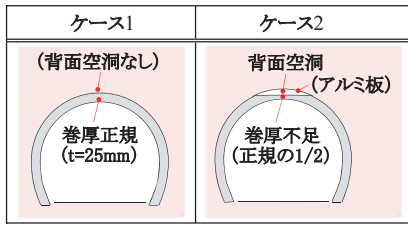


図9 実験ケース

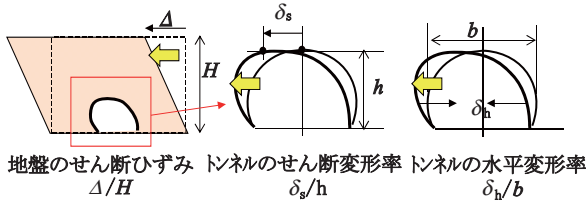


図10 各数値の定義

動が再現できていることがわかる。図12に Δ/H と δ_h/b の関係を示す。 Δ/H 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。なお、水平内空の縮小はケース1で $\Delta/H=2\%$ 程度から、ケース2で $\Delta/H=0.5\%$ 程度から顕著になる。

図13にトンネル模型の内側表面の変状展開図を示す。ひび割れ、圧が発生時の Δ/H は図11に示した通りである。ケース1については、両肩部に引張ひび割れや圧が入り写真1とよく似た変状となった。ケース2に着目すると、 $\Delta/H=0.5\%$ 時に左右両肩部と天端に曲げひび割れが生じた。 Δ/H が大きくなると、ひび割れは本数・幅とも増加していく。 $\Delta/H=3\%$ 時に天端に圧が発生し、 $\Delta/H=6\%$ 時には、天端の圧箇所で剥離が生じた他、斜め方向に複数のひび割れも発生した。同じ $\Delta/H=3\%$ と比較すると、ケース1では、天端部でのひび割れはみられず、ひび割れはアーチ両肩部にあるのみである。実験において、肩部で曲げひび割れが発生するのは、図11に示すようにトンネルがせん断変形しているためと考えられる。また、トンネル天端で曲げひび割れが発生するのは、図12に示すように水平内空が縮小しているためである。天端背面に空洞があるケース2では、欠陥のために水平方向の剛性、耐力が不足し、地盤のせん断変形の増加によりトンネル周辺地盤自体が水平方向に押し出し、天端に大きな被害が生じたものと考えられる。

3.3 耐震性能に関する考察

図14にひび割れ、圧が発生する時の δ_s/h （絶対値）を示す。安全性に関わる圧が発生する δ_s/h に着目すると、ケース1で $\delta_s/h=4\%$ 程度、ケース2では $\delta_s/h=2\%$ 程度となった。洪積層を想定した場合、L2地震動が作用した場合でも、基盤直上部や偏圧条件下などの特殊な条件下でない限り、地盤のせん断ひずみはせいぜい2%以下に収まると考えられるので、健全なトンネルで一般的な

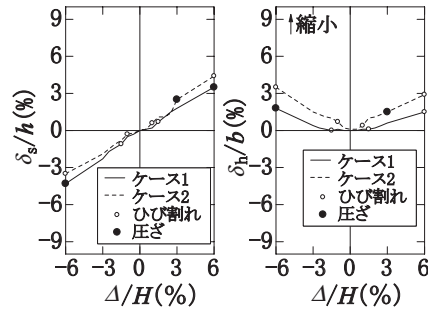


図11 δ_s/h と Δ/H の関係 図12 δ_h/b と Δ/H の関係

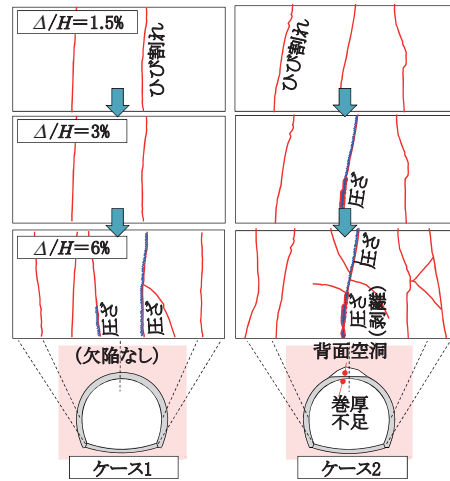


図13 トンネル模型の変状展開図

地盤条件であれば覆工に圧等のような大きな変状が生じる可能性は小さいと考えられる。ただし、実験より、覆工に欠陥がある場合は、健全な場合より小さなひずみでトンネルに圧が生じることがわかった。

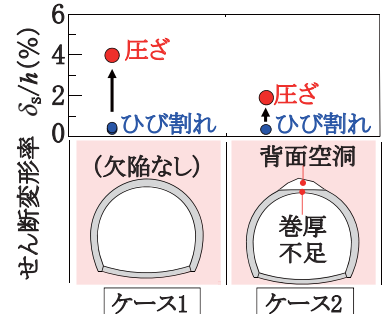


図14 変状発生時の δ_s/h

基盤層直上部や偏圧条件下などの例外的に大きなひずみが発生する場合には、大きな被害を生じるおそれがあるので裏込注入などの対策を検討する必要があると考えられる。

4. 地質不良区間での地震被害のメカニズムと耐震性能

次に、II.地質不良区間での被害に対し、模型実験によりメカニズムの解明と耐震性能の評価を行った。

4.1 実験方法

II. 地質不良区間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

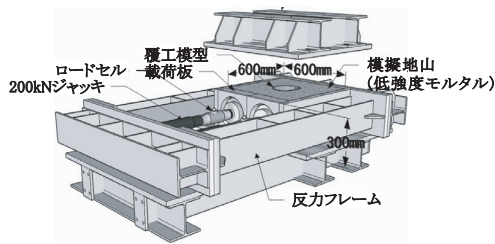


図 15 実験装置（1 段構成の場合）

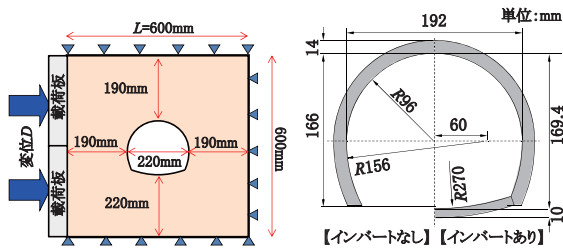


図 16 土槽とトンネル模型の寸法

ものと考えられる。よって、実験には荷重模型実験装置（図 15）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水平変位を与えること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、地震後のトンネルの残留変形を測定した結果、水平方向の内空が縮小するような変形パターンであることが多かったためこのような荷重とした。なお、本実験装置はジャッキ・荷重板それぞれ 2 個で土槽の 1 段を構成しており、最大 3 段構成とすることができる。複数段を使用すればトンネル線路方向に荷重条件を変化させた実験が可能となる。

図 16 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。なお、寸法以外は 3 章で用いたものと同様のものである。模型地山については、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。

荷重は変位制御により実施し、荷重板変位量 $D=18\text{mm}$ まで（地山のひずみ $D/L=3\%$ 、定義は図 16 参照）荷重した。実験においては、ジャッキの荷重、荷重板変位、覆工内面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。

基本的な破壊性状を把握するため、2 次元平面ひずみ条件を想定し 1 段構成とした実験（一様変位実験）をまず実施したが、II. 地質不良区間での被害の中には、輪切り方向のひび割れも加わって発生した複雑な破壊形態の事例（写真 3）もある。このような被害については、一様変位実験では再現することができないため、土槽を 3 段構成としてトンネル線路方向の一部の範囲に対して変位を作用させた実験（局所変位実験）も行った。実験ケー

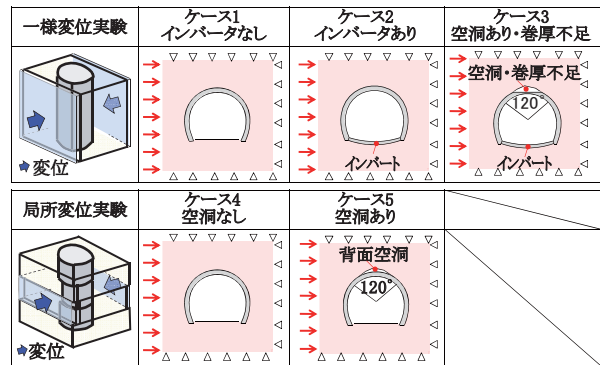


図 17 実験ケースの模式図

スを図 17 に示すが、インバートの有無、背面空洞の有無、巻厚不足の有無に着目して計 5 ケースを実施した。

4.2 実験による被害の再現

一様変位実験について、 D/L は約 3% 時の覆工の内面側の変状展開図を図 18 に示す。水平方向に変位を与えているため、全体的には側壁部に引張りひび割れが多く入る形態の変状となった。ケース 2 ではアーチ天端から少しはずれたところに小さい圧が見られた程度であったのに対し、ケース 3 では天端部に大きく圧が入った。図 18 には、写真 2 で示した妙見トンネルの被災箇所の変状展開図も記載したが、ケース 3 と被害の状況が類似していることがわかる。ここで、妙見トンネルにおいては、被災前から背面空洞があったことがわかっている。以上の結果から、背面空洞を持つトンネルに対して水平方向に変位あるいは荷重が加わることにより妙見トンネルのような地震被害を再現できることが確認できた。

次に局所変位実験を実施した。本実験では、土槽を 3 段構成とし中段のみ $D=18\text{mm}$ まで荷重を行った。図 19 に変状展開図を示す。線路方向のひび割れの割合が多いが、局所変位実験の場合はそれに加えて輪切り方向のひび割れが数多く生じた。 D/L を大きくしていくと、荷重側の肩部で圧が生じ、また、線路方向のひび割れと輪切り方向のひび割れとでブロック化が生じた。ひび割れの発生形態は背面空洞の有無によらずほぼ同様であるが、ケース 5 の方がケース 4 と比較してひび割れの幅が大きく、大きくブロック化して剥離している箇所も見られる。図 19 には写真 3 で示した魚沼トンネルの被害事例も掲載してあるが、この変状現象は局所変位実験の場合と類似していることが確認できる。

4.3 耐震性能に関する考察

図 20 は、覆工の変状（ひび割れ、圧）と盤膨れが初めて生じた時の D/L を示したものである。一様変位実験の場合、 $D/L=0.2 \sim 0.5\%$ 程度でひび割れが入っている。インバートのないケース 1 は 0.5% 程度で盤膨れを生じ

特集：構造物技術

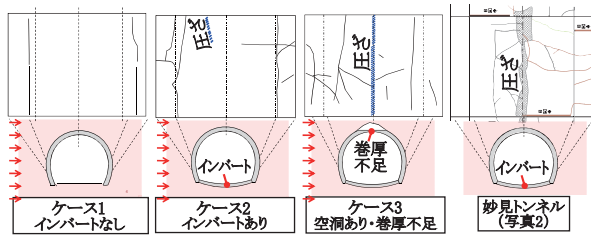


図18 覆工の内面側の変状展開図の比較(一様変位実験)

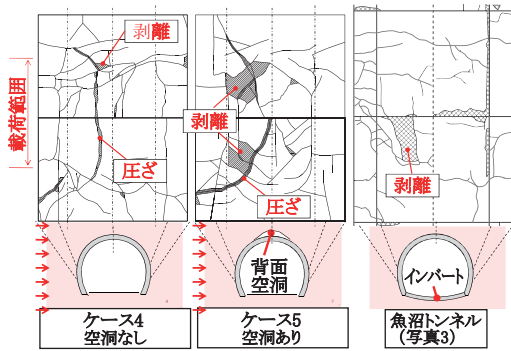


図19 覆工の内面側の変状展開図の比較(局所変位実験)

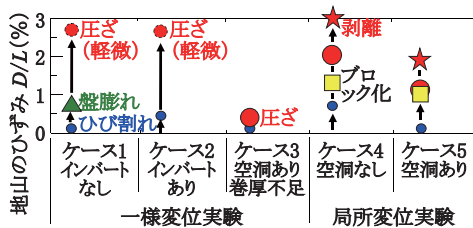


図20 変状が発生するときの地山のひずみ

たが、インバートのあるケース2、3では盤膨れは生じなくなった。その後、 D/L を大きくしていくと、ケース1、2では $D/L=3\%$ 程度で軽微な圧ざが生じたが、背面空洞や巻厚不足を設けたケース3では早期に程度の大きな圧ざが生じた。インバートの効果については、盤膨れは生じなくなるものの、圧ざ発生時の D/L はインバートなしと大きな差はない。これは、インバートを付加して剛な構造とすることにより盤膨れ等のトンネルの変形を抑制できる一方で、トンネル自体に外部からの荷重が集中した結果と考えられる。局所変位実験については、覆工の変状については、ひび割れの発生時期は一様変位実験と同様で $D/L=0.5\sim 1\%$ 程度であるが、局所変位実験の場合は $D/L=1\sim 1.5\%$ 程度で線路方向のひび割れと輪切り方向のひび割れとでブロック化した。また、ケース5では $D/L=1.8\%$ でブロック化した部分が剥離した。局所変位実験の方が小さな変位でも輪切り方向のひび割れの発生によりトンネルの安全性が脅かされることになると考えられる。また、水平変位実験、3、で示したせん断変形に着目した実験と同様に背面空洞があることにより同じ D/L でも変状の程度が大きくなり、変形に弱くなっていることが確認できる。

実験によれば、インバートありの欠陥のないトンネルについては、一様変位で 2.5% 程度の相当大きなひずみが作用したとしても大きな被害は生じないことがわかった。このことから、不良地山にあるトンネルでも健全なトンネルであれば被害を受ける確率は小さくなると考えられる。ただし、インバートがない場合は盤膨れを生じ、また、背面空洞や巻厚不足がある場合、局所変位が作用する場合には、覆工に変状が生じやすくなることが確認された。II.地質不良区間での被害は、I.小土盛り区間での被害の場合と異なり、地震時に生じる地山のひずみ量をあらかじめ予測することは難しいが、このような条件下にトンネルがある場合には優先的に対策工(裏込注入やロックボルト等)を検討する必要があると考えられる。

5. まとめ

山岳トンネルの地震被害に着目し、事例分析と模型実験により研究を行った。事例分析により山岳トンネルが被害を受けやすい条件を明らかにした。また、小土盛り区間および地質不良区間における山岳トンネルの地震被害に着目して模型実験を行い、地震被害を再現し、被害メカニズムを明らかにした。実験により覆工の耐震性能を把握し、背面空洞や巻厚不足がない健全な覆工を有し、インバートがあるトンネルにおいては被害を生じにくいこと、インバートがないトンネルや、欠陥を有するトンネル、また、局所的な変位が作用するような条件下では、盤膨れや圧ざ、はく落等の被害を生じやすくなることがわかった。

今後は、数値解析手法や設計法の検討も実施し、本研究と合わせて成果を山岳トンネル覆工の耐震検討のためのマニュアル等に反映させていく予定である。

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) 東日本旅客鉄道：新潟県中越地震 震災復旧記録誌，2005
- 4) 齋藤貴，向山路一，田口芳範：新潟県中越沖地震における鉄道トンネルの被害，トンネルと地下，Vol.38，No.12，pp.47-56，2007