

内巻き補強した山岳トンネル覆工の 耐荷力に関する二次元載荷実験

日下 敦¹・河田 皓介²・砂金 伸治³

¹正会員 国立研究開発法人 土木研究所道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
E-mail:kusaka@pwri.go.jp

²正会員 株式会社 オリエンタルコンサルタンツ関西支店 (〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-18)
(元 国立研究開発法人土木研究所道路技術研究グループ)
E-mail: kawata@oriconsul.com

³正会員 国立研究開発法人 土木研究所道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
E-mail:n-isago@pwri.go.jp

山岳トンネルの覆工に外力に起因する変状が発生した場合に、内空断面に余裕があれば、内巻き補強工による補強を行う場合がある。その際、補強後の構造は重ねばりに近い挙動を示す場合があると考えられるが、重ねばりとなった覆工の耐荷力の評価は、実務上、ほとんど行われていないのが現状である。本研究では、外力による変状として天端の圧縮破壊に着目し、その対策として覆工の増厚により補強を行う場合を想定し、覆工が合成ばりとして挙動する場合と、重ねばりとして挙動する場合の耐荷力について、模型載荷実験により検討した。その結果、天端部に圧縮破壊が生じたときの荷重を耐荷力とみなすと、覆工の増厚を行うことで、耐荷力は増大する可能性があることが分かった。また、増厚を行った覆工が重ねばりとして挙動する場合は、合成ばりの場合と変形モードやひずみの程度が異なり、耐荷力としても合成ばりと同等か、場合によってはそれ以上となる可能性があることが明らかとなった。

Key Words : mountain tunnel, lining, reinforcement, laboratory loading test, load-bearing capacity

1. はじめに

山岳トンネルの覆工に外力に起因する変状が発生した場合の対策として、内空断面の余裕があれば、内巻き補強を行い、覆工の巻厚を増加させる場合がある。その際、変状の状態により力を伝達することが困難な場合や、漏水対策として防水シートを挟む場合等においては、構造としては重ねばりに近い挙動を示すと考えられる。一方で、実務上は、境界条件の設定の困難さ等もあり、重ねばりとなった覆工の耐荷力の評価はほとんど行われていないのが現状である。

合計巻厚が同一の場合、曲げモーメントが作用する条件下で線形弾性計算により比較すると、重ねばりの方が断面係数が小さいため、発生応力は合成ばりよりも不利になる。実務上も、外力が作用する条件下での覆工や補強工の設計を行う場合は、便宜上、覆工や補強工を弾性体と仮定して検討することが多いため、同様の傾向となる。しかしながら、外力に起因する覆工の変状としては、例えば、引張りひ割れが発生した後に、圧縮による断面

破壊が生じ、最終的に構造全体の破壊に至る場合¹⁾等があることから、終局状態の耐荷力を把握する場合は、覆工の非線形性も考慮したうえで議論されるべき現象であると考えられる。

本研究では、トンネルの利用者の安全性やトンネルの構造安定性に影響を及ぼす変状としては種々のものが存在するなかで、外力による変状として、利用者の被害に直結しやすい天端の圧縮破壊に着目し、その対策として覆工の増厚により補強を行う場合を想定し、覆工が合成ばりとして挙動する場合と、重ねばりとして挙動する場合の耐荷力およびそのメカニズムについて、模型載荷実験により検討した。

2. 実験の概要

(1) 想定する地山の変形モード

山岳トンネルの覆工に発生する外力に起因する変状の形態としては種々のものが存在するが、本研究では、利

用者への直接的な被害へとつながる可能性の高い、天端部の圧縮破壊に着目した。このような現象は、トンネル周辺地山の水平圧縮変形により再現できることが既往の研究^{2,3)}により明らかとなっている。そこで本研究では、トンネル周辺地山に水平圧縮変形が発生する状況を再現した載荷実験を行った。

(2) 実験装置の概要

図-1および写真-1に、載荷実験の概要を示す。実験装置は直方体の土槽で、トンネル軸方向に見て前面と後面、横断方向に見て上面、右面、下面は反力壁により拘束されており、左面からジャッキ3本により載荷を行った。

なお、写真は土槽の蓋を開いた状態での供試体を示したものであるが、載荷時には蓋を閉め、平面ひずみ状態とした。

地山は、目標強度 0.5 N/mm^2 の貧配合モルタルにより作製した。

覆工供試体は、目標強度 18 N/mm^2 のモルタル製で、外径 60 cm とした。覆工の形状は、アーチ部とインバート部は外側の半径がそれぞれ 30 cm と 60 cm の単心円とした。

(3) 実験ケース

実験は、図-2に示す3ケースで行った。すなわち、覆工厚を 2 cm としたケース1、覆工厚を2倍の 4 cm としたケース2、覆工を2層構造とし、外側・内側それぞれ約 2 cm の覆工厚としたケース3である。

ケース3においては、地山側の覆工を外側覆工、内空側の覆工を内側覆工と称する。また、外側覆工と内側覆工の間には、 0.2 mm のテフロンシートを挟みこんだ厚紙2枚（ 1 mm 厚 $\times$ 2枚）を設置し、両者の縁切りを行っており、これらの厚紙やテフロンシートも含めて、合計の覆工厚が 4 cm となっている。

実験実施日に実施した材料試験により求めた覆工および地山の軸圧縮強さ等は表-1の通りである。

(4) 計測項目

載荷荷重は、供試体と載荷ジャッキの間にロードセルを設置することにより計測した。後述する実験結果における荷重 P は、ジャッキ3本による荷重の合計値を示す。

変位は、覆工の内側に変位計を設置することにより計測し、内空が縮小する方向を正とした。実験結果における天端沈下は $\theta = 90^\circ$ の変位を、内空変位は $\theta = 0^\circ$ と 180° の変位の合計値を示す。

ひずみは、覆工の外面および内面の円周方向にひずみゲージを貼付することにより計測し、引張を正とした。なお、ケース3においては、外側覆工の外側と内側覆工の内側においてひずみを計測した。

なお、載荷荷重約 200 kN ごとに、覆工内面の写真撮影

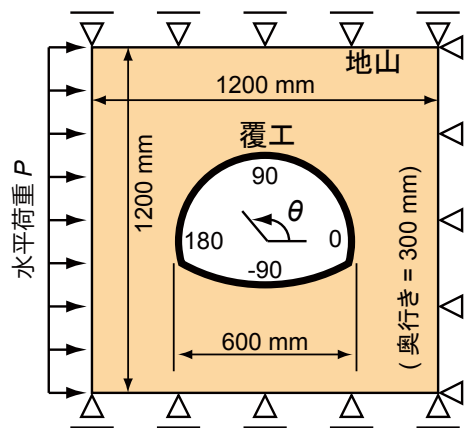


図-1 実験の概要

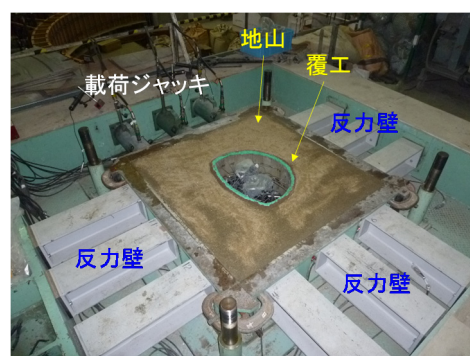


写真-1 載荷実験装置および供試体の概要

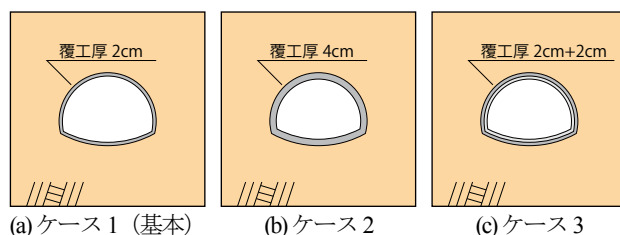


図-2 実験ケースの概要

表-1 供試体の材料物性値

ケース番号	覆工厚 (cm)	覆工材料物性値				地山材料物性値	
		一軸圧縮強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比	割裂引張強度 (MPa)	一軸圧縮強さ (MPa)	弾性係数 (GPa)
1	2	24	14	0.17	1.9	0.49	95
2	4	33	18	0.22	3.4	0.56	157
3	2+2 (2層)	34	21	0.20	3.1	0.47	143

を行った。また、計測データに大きな変化があった際に覆工内面の目視観察を行い、ひび割れのマーキングを行った。

3. 実験結果および考察

(1) 基本ケースの挙動

図-3に、ケース1の荷重-変位関係を示す。載荷初期段階においては、天端は内空拡大方向に、SLは内空縮小方向に変位した。荷重 190 kN 程度で脚部付近に、荷重

330 kN程度で全体に周方向にひび割れが発生し、荷重360 kN程度で天端に圧縮破壊の兆候とみられるひび割れが発生したが、トンネルの変形モードは同一であった。一方、荷重450 kN付近において、変形モードが変化し、以降、天端は内空縮小方向に変位するようになった。荷重400 kN時点における覆工のひずみ分布は図-4に示すとおりであり、コンクリートの圧縮破壊の目安とされる $2,000 \mu$ を超過する圧縮ひずみが天端付近の覆工内側でも発生している。荷重500 kN時点での天端周辺の写真を写真-2(a)に示す。この時点で覆工の圧縮破壊に起因すると考えられる、はらみだしが確認された。

また、別途行った、本実験を再現した数値解析による検討においても、天端の圧縮ひずみの急激な増大、すなわち天端の圧縮破壊にともなう天端の内空側への急激

な変位の増加が見られた⁴⁾。

なお、図-4に示したように、側壁から脚部にかけて、覆工外側と内側のひずみの差が大きい、すなわち曲げモーメントの影響が大きい状態となった。さらに、天端に圧縮破壊が発生する以前に、側壁部にひび割れが確認されていたことから、側壁から脚部にかけて曲げモーメントによる破壊が先行して発生していたと考えられる。しかしながら、側壁部にひび割れが発生しても、荷重-変位関係や覆工のひずみ分布形状に大きな変化は見られなかったことから、本実験条件においては、側壁から脚部にかけて発生した破壊のみでは構造系としての挙動に大きな影響はなかったものと考えられる。換言すれば、荷重450 kN付近における変形モードの変化は、天端の圧縮破壊にともなうものであり、トンネルの構造系にも影響

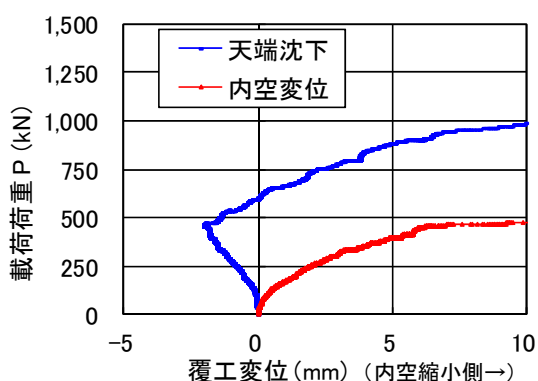


図-3 ケース1の荷重-変位関係

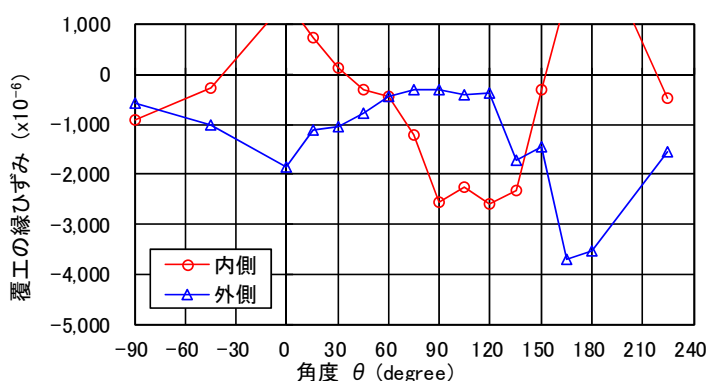


図-4 ケース1のひずみ分布 (荷重400 kN時)



(a) 荷重500 kNにおける天端付近の様子



(b) 載荷後の全体の様子

写真-2 ケース1の変状状況

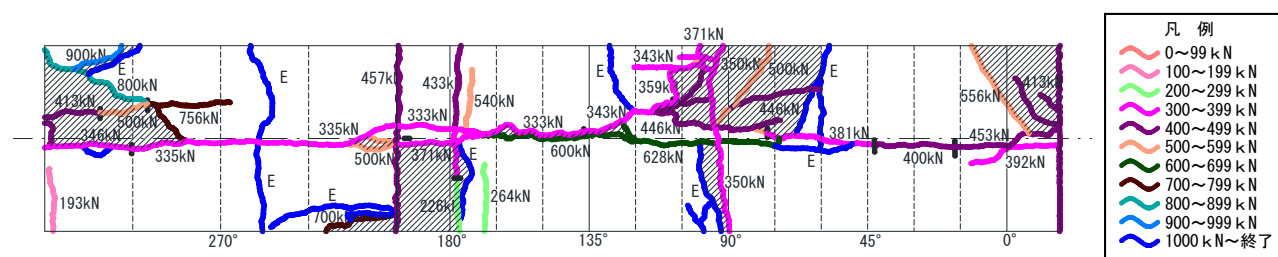


図-5 ケース1のひび割れ展開図

を及ぼすものであったと考えられる。

なお、そのまま載荷を続行したところ、荷重800 kN程度で覆工の崩落が発生した。その後、荷重1,100 kN程度でジャッキの載荷能力の限界に達したため、載荷を中止し、除荷した。除荷後の覆工の状況は写真-2(b)のとおりであり、天端周辺も大きく損傷していることが分かる。ひび割れ展開図は図-5に示すとおりであり、ハッチングで示した崩落は、天端周辺だけでなく脚部周辺でも発生したが、載荷終了直前にほぼ同時に発生したため、いずれの崩落が先行していたのかは不明であった。

(2) 覆工増厚を行ったケースの挙動

図-6に、ケース2の荷重-変位関係を示す。変形モードは概ね一定で、天端は内空拡大方向に、SLは内空縮小

方向に変位した。ケース2においては、荷重110 kN程度で側壁にひび割れが発生し、840 kN程度で周方向のひび割れも発生したが、トンネルの構造系に影響を及ぼすほどの変状ではなかったものと考えられ、変形モードの傾向は荷重を増加させても大きくは変わらなかった。その後、荷重約1,200 kNでジャッキの載荷能力の限界に達したため、載荷を終了した。しかし、天端周辺の圧縮ひずみは、荷重900 kN時点において図-7に示すように $-5,000 \mu$ に達しており、いつ圧縮破壊が発生してもおかしくない状況にあったと考えられる。荷重1,000 kN時点での天端周辺の写真を写真-3(a)に示す。この時点で、覆工の圧縮破壊の前兆と考えられる、はく離が確認された。すなわち、ケース2においては、天端部において明確な圧縮破壊は生じていないものの、荷重900 kN程度で圧縮破

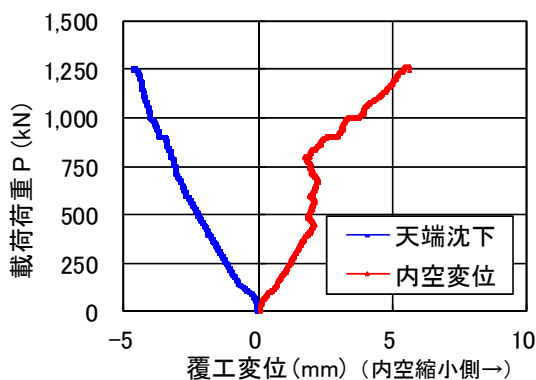


図-6 ケース2の荷重-変位関係

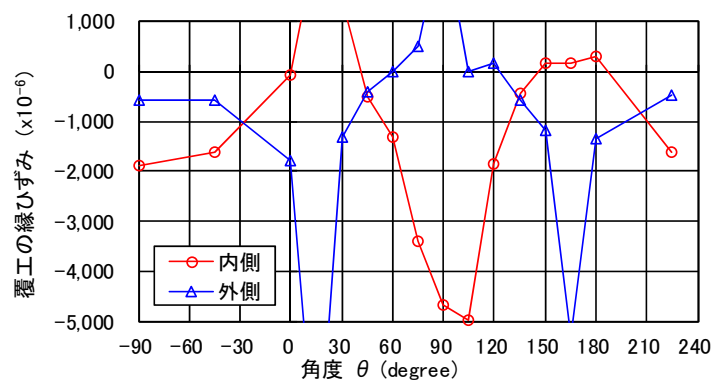


図-7 ケース2のひずみ分布 (荷重900 kN時)



(a) 荷重1,000 kNにおける天端付近の様子



(b) 載荷後の全体の様子

写真-3 ケース2の変状状況

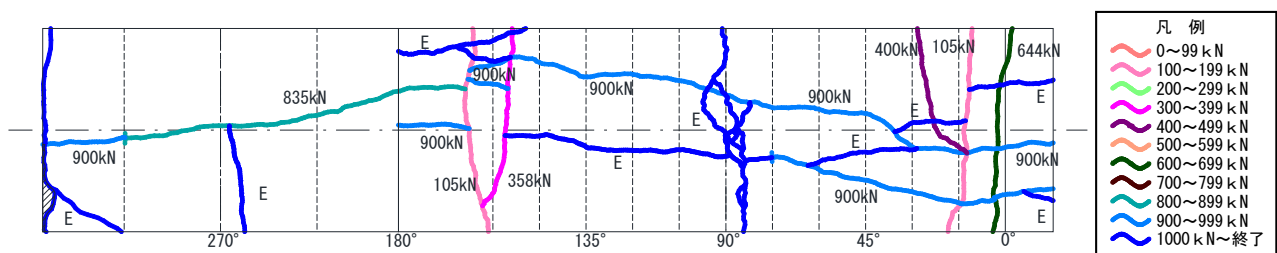


図-8 ケース2のひび割れ展開図

壊の兆候が見られた。

なお、載荷終了後の覆工の状況は写真-3(b)のとおりであり、右脚部付近ではく落の痕跡があるものの、構造全体では致命的な破壊には至っていない。ひび割れ展開図は図-8に示すとおりであり、目立ったく離等は確認されなかった。

(3) 2層覆工としたケースの挙動

図-9に、ケース3の荷重-変位関係を示す。載荷初期段階においては、天端は内空拡大方向に、SLは内空縮小方向に変位し、荷重140 kN程度という初期段階で側壁にひび割れが発生したという傾向はケース2と同様であった。しかし、荷重200 kN程度以降は、SLも内空拡大方向へ変形するモードとなり、ケース2とは異なった構造系

に変化したと考えられる。ただし、荷重200 kN時点において、SL付近は $1,000\mu$ を超える引張りひずみを計測するとともに、ひび割れも観察されていたことから、SL付近の曲げ引張りひび割れに起因する変形モードの変化と考えられるが、載荷初期段階で側壁から脚部付近でひび割れが発生するのはケース1もケース2も同様であったため、この変形モードの変化の要因は不明である。また、覆工供試体に荷重が作用するまでに、ジャッキからの荷重は貧配合モルタル製の地山を介して伝達されるため、模型地山変形が進行する、言い換えれば地山が締まる影響等も考えられるが、模型地山の変形挙動を計測することは困難であったことから、変形モードの変化の原因についてはさらなる検証が必要であり、実現象との対比も検討の余地がある。

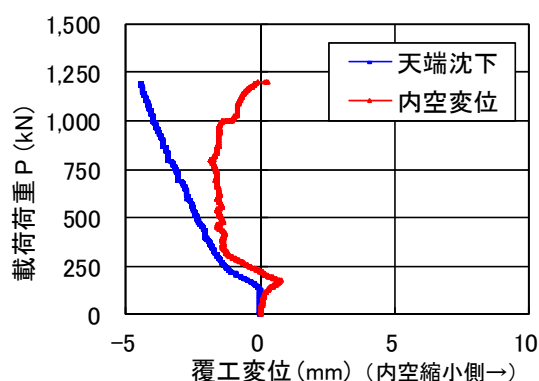


図-9 ケース3の荷重-変位関係

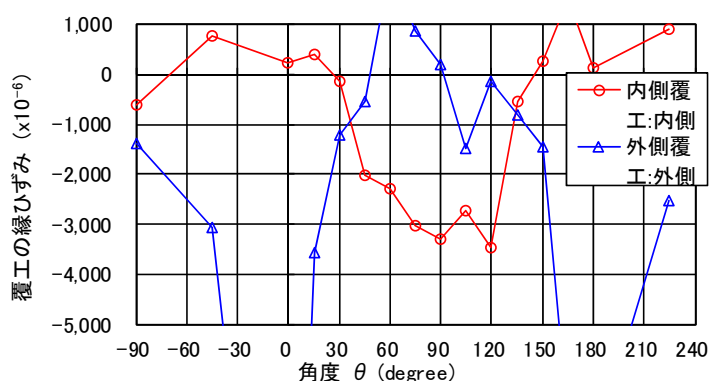


図-10 ケース3のひずみ分布 (荷重1,200kN時)



(a) 荷重1,200kNにおける天端付近の様子



(b) 載荷後の全体の様子

写真-4 ケース3の変状状況

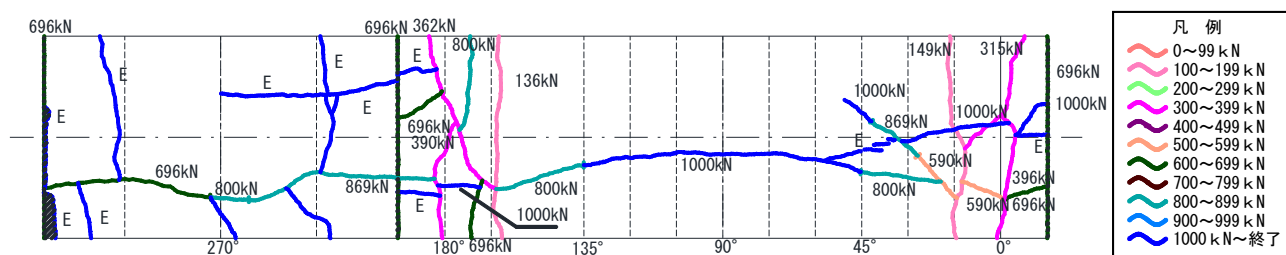


図-11 ケース3のひび割れ展開図

この変形モードの変化を除いては、荷重を増加させても目立った傾向の変化は確認されず、荷重約1,250 kNでジャッキの載荷能力の限界に達したため、載荷を終了した。荷重1,200 kN時点における天端付近の圧縮ひずみは、図-10に示すように $-3,000\mu$ を超えていたものの、ケース3の荷重900 kNのそれ（図-7参照、約 $-5,000\mu$ ）よりも小さいものであった。同荷重における天端周辺の写真を写真-4(a)に示すように、目視観察では覆工内側にひび割れ等もほとんど確認されなかった。

以上より、ケース3においては、ケース2と比べて変形モードが異なり、天端に発生する圧縮ひずみも小さいものとなった。その結果、荷重1,200 kNでまで載荷しても、天端には圧縮破壊が発生しなかった。なお、載荷終了後の覆工の状況を写真-4(b)に、ひび割れ展開図を図-11に示すように、左脚部付近で小規模はく落の痕跡は見られるものの、構造全体の破壊には至らなかった。

すなわち、補強後の覆工構造が重ねばりとなる場合は、合成ばりの場合と比較して、変形モードが異なり、発生するひずみも小さい部分がある可能性があることを示唆していると考えられる。

(4) 各ケースの耐荷力の比較

以上の結果をまとめると、各ケースにおいて載荷初期段階で側壁部から脚部付近においてひび割れが発生した。その後、天端において覆工内側の圧縮ひずみが増大し、ケース1では荷重450 kN程度で天端部に圧縮破壊が、ケース2では荷重900 kN程度で天端部に圧縮破壊の兆候が確認されるとともに、ケース3では荷重1,200 kNでも天端部に圧縮破壊は発生しなかった。これらの荷重値をまとめると図-12のとおりとなる。

これらのことから、天端部に圧縮破壊が生じたときの荷重を覆工の耐荷力とみなすと、覆工の増厚を行うことで、耐荷力は増大する可能性があることが分かった。また、増厚を行った覆工が重ねばりとして挙動する場合は、合成ばりの場合と比較して変形モードが変化し、ひずみの観点から見た場合の耐荷力としても同等か、場合によってはそれ以上となる可能性があることが明らかとなった。

4. おわりに

本研究では、外力による変状として天端の圧縮破壊に着目し、その対策として覆工の増厚により補強を行う場合を想定し、覆工が合成ばりとして挙動する場合と、重ねばりとして挙動する場合の耐荷力について、模型載荷実験により検討した。その結果、天端部に圧縮破壊が生じたときの荷重を耐荷力とみなすと、覆工の増厚を行う

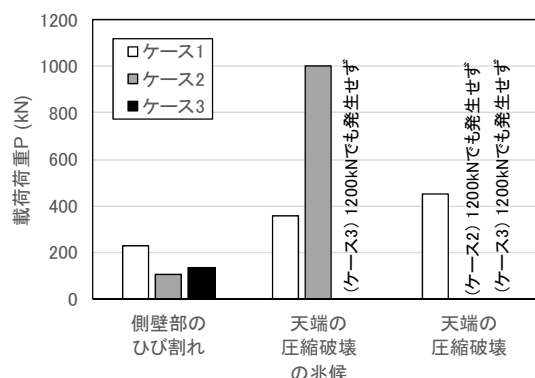


図-12 各ケースにおける代表的な変状発生時の荷重

ことで、耐荷力は増大する可能性があることが分かった。また、増厚を行った覆工が重ねばりとして挙動する場合は、合成ばりの場合と変形モードやひずみの程度が異なり、耐荷力としても合成ばりと同等か、場合によってはそれ以上となる可能性があることが明らかとなった。

ただし、上述の結論は、限られた条件下での模型実験であるため、一般化した議論を行うには、さらなる検討が必要である。また、実際のトンネルにおいて外力対策を行う場合は、一般に既設の覆工に変状が発生した状態で補強を行うことになるため、覆工が無垢の状態で補強した本研究の実験条件とは異なることになる。また、既設覆工と補強工の材料が同一とも限らない。今後は、覆工に変状が発生した状態で補強した場合の構造全体の耐荷力の評価や、覆工と補強工の剛性の違いの影響等、より実現象に即したモデルでの検討を踏まえ、合理的な補強工の設計法の確立に資する検討を行っていく予定である。

謝辞：本研究の一部は、JSPS科研費24760385の助成を受けたものである。

参考文献

- 1) 真下英人，日下敦，砂金伸治，木谷努，海瀬忍：トンネル覆工の破壊メカニズムと補強材の効果に関する実験的研究，土木学会論文集 F，Vol.64，No.3，pp.311-326，2008.
- 2) 河田皓介，砂金伸治，日下敦，真下英人：変状対策工を適用した山岳トンネルの耐震性に関する実験的考察，トンネル工学報告集，第 23 巻，pp.277-284，2013.
- 3) 日下敦，河田皓介，砂金伸治，真下英人：地震による地山の変形を想定した山岳トンネル覆工の耐荷力評価に関する数値解析的考察，トンネル工学報告集，第 24 巻，No.1-14，pp.1-8，2014.
- 4) 日下敦，河田皓介，砂金伸治，真下英人：二次元静的載荷実験の再現解析による山岳トンネルの耐震対策工の効果に関する一考察，岩盤力学に関するシンポジウム講演集，第 43 回，pp.93-98，2015.

(2015.8.7 受付)

LOAD-BEARING CAPACITY OF DOUBLE-LINED TUNNEL THROUGH 2-DIMENSIONAL LABOLATORY LOADING TEST

Atsushi KUSAKA, Kosuke KAWATA and Nobuharu ISAGO

Tunnels that have suffered severe damage from external force can be repaired by installing an additional concrete lining according to the degree of their damage. However, the design of the additional lining is usually based on an empirical approach that does not strictly consider the actual structural condition of built-up beam, partly due to the difficulties of modeling the boundary condtions. In this study, the difference of load-bearing capacity between composite beam and built-up one is exaimined through 2-dimensional labolatory loading test simulating double-lined tunnel. Major conclusions include: The built-up beam of double lining can pose no less external load than composite one.