

令和3年度

一般社団法人日本トンネル技術協会研究助成報告書

助成番号：JTA-R3-助1

支保的インバートの力学的メカニズムと
設計指標に関する研究

令和5年6月30日

砂金 伸治
東京都立大学 都市環境学部

研究概要

目的

山岳トンネルの不良地山における施工では、掘削後のトンネルの沈下や変形を抑制したり、長期的に周辺地山との安定化を図るためにインバートが施工される。本研究ではインバートの合理的な設計手法の確立の一助となることを目的とし、トンネルの形状が耐荷力に及ぼす影響をレビューするとともに下半支保工とインバートの接続の角度やその方法に着目して検討を行う。

研究方法

不良地山における既往の施工状況の分析を行い、支保工の変形に関する状況を把握するとともに、小規模および中規模の2つの異なる実験室レベルの規模の模型実験の実施を通じて、合理的なインバートの接続部の角度や形状を検証する。

調査、実験等の結果および結論

新たな材料を使用し模型実験を行ったところ、実験室レベルで簡易に行う模型実験に用いる覆工材料として適用可能であることを示し、インバートの曲率半径を小さくすることや増厚を行うことでトンネル全体の耐荷力が向上するといったこれまで得られている定性的な知見と合致することを示すとともに、インバート形状の変更がトンネルの安定性に及ぼす影響に関して考察を行い、インバートの接続に留意することにより、耐荷力の向上が見込めることを明らかにした。

結論

複数種の実験的検証によりトンネルの形状が構造耐力に及ぼす影響および下半支保工とインバートの接続方法に関する実験を実施し、実験の成立性ととともに、合理的なインバートの接続部の角度や形状をより詳細に検討が可能となることを示した。

今後の課題

本研究によって検討した手法等を用いて形状や接続角度などの種々のケースを検証するとともに、地山の影響を考慮した数値解析を行うことにより、設計の一助となる考え方を提案する必要がある。

助成研究者所属・氏名：東京都立大学都市環境学部 教授 砂金 伸治

共同研究者所属・氏名：東京都立大学都市環境学部 助教 河田 皓介

東京都立大学 都市環境学部 博士後期課程 大森 禎敏

目次

1. はじめに	1
2. 既往の施工状況の分析	1
3. 小規模模型実験による検証	1
3.1 はじめに	
3.2 実験装置の概要	
3.3 実験材料および模型等の概要	
3.3.1 模擬地山	
3.3.2 トンネル模型	
3.3.3 実験ケース	
3.4. 実験手順	
3.5 実験結果	
3.5.1 ひび割れおよび崩壊挙動	
3.5.2 断面変形量	
3.6 小規模模型実験による検証結果	
4. 中規模模型実験による検証	8
4.1 はじめに	
4.2 実験装置の概要	
4.3 トンネル模型の概要	
4.4 実験結果	
4.5 中規模模型実験による検証結果	
5. おわりに	11
参考文献	

1. はじめに

山岳トンネルの施工において、軟弱地山や膨張性地山などの不良地山では、掘削後のトンネルの沈下や変形を抑制したり、長期的に周辺地山との安定化を図るためにインバートが施工される。特に、力学的な耐荷力を期待する支保的インバートの設計に関しては、その構造条件や地山との相互作用等を考慮したうえで実施される必要があるものの、結果として、施工後に下半支保工との接続部に変状が生じたり、インバート中央部で盤ぶくれが生じる事例も散見されている。

本研究では「支保的インバートの力学的メカニズムと設計指標に関する研究」として、インバートの合理的な設計手法の確立の一助となることを目的とし、トンネルの形状が耐荷力に及ぼす影響をレビューし、その結果をもとに下半支保工とインバートの接続の角度やその方法に着目して検討を行う。具体的には、既往の施工状況の分析を行い、不良地山における支保工の変形に関する状況を把握するとともに、2つの異なる規模の模型実験の実施を通じて、合理的なインバートの接続部の角度や形状を検証する。また、設計指標の一つとなる支保的インバートの接続手法についてその考え方を示す。

2. 既往の施工状況の分析

宮崎県宮崎市南部に計画された東九州自動車道芳ノ元トンネル北工区では、地山からの大きな荷重等により下半とインバート支保工の接続部に写真-2.1に示す変状が発生したり、この理由としては、荷重が下半脚部のインバート接続箇所に集中し、支保工の座屈が生じたことによるものと考えられた。このため、当トンネルではインバート形状を表-2.1のようにトンネル自体が真円に近い形になるように変更した実績を有している。



写真-2.1 下半支保工脚部での変状

表-2.1 インバート形状の変更

	支保パターン	概要図
変更前	E-1	<p>トンネル中心</p> <p>縦横比 $H/W=0.66$</p> <p>$H=10.40\text{m}$</p> <p>$W=15.65\text{m}$</p> <p>S.L.</p>
変更後	E-2	<p>トンネル中心</p> <p>縦横比 $H/W=0.73$</p> <p>$H=11.40\text{m}$</p> <p>$W=15.65\text{m}$</p> <p>S.L.</p>

3. 小規模模型実験による検証

3.1 はじめに

不良地山の施工において、トンネルを円形に近づけることが施工上の対策のひとつとして有益であることは過去の経験からも示されており、また上述の本検討における分析も踏まえ、トンネ

ルの大変形時の破壊挙動に関する検討を模型実験により行った。大変形の破壊を引き起こす荷重の作用には様々な形態があると考えられるが、本検討では簡易に小規模に実験室レベルでの再現が可能であることが望ましいと考え、地山が単純せん断変形を生じる場合を念頭におき、簡易に実験可能な模型材料および载荷方法を開発した。また、その手法を用いてトンネル構造を模擬した模型に過大な外力を作用させた場合の実験を実施し、トンネルが大変形を生じた際の破壊時の挙動の把握を試みたとともに、これまでに得られている知見との定性的な比較を行った。

3.2 実験装置の概要

実験では図-3.1 に示す実験装置を使用した。本装置は長方形に固定された反力フレームと、反力フレーム側板上部の左右 2ヶ所に取り付けられた载荷棒、さらに载荷棒で押すことで長方形から平行四辺形に変形する土槽から構成されている。载荷棒による土槽の変位が、模擬地山を通してトンネル模型に単純せん断変形を与えることが可能であり、特に動力等は使用しない構造となっている。模擬地山を設置する土槽の寸法は幅 500mm×高さ 560mm×奥行き 100mm である。覆工模型は図-3.2 に示すように土槽側板から 2D (D:トンネル径)、また、土槽底板から模型天端までは形状によって模型高さが異なるため、天端を基準として 3D となる位置に設置することを基本として実験を行った。载荷棒は反力フレーム側板の土槽底面から高さ 455mm の位置に取り付けられており、ねじ式で 1 回転あたり 1mm ずつ土槽側板を強制変位させることができる。これは、地山のせん断ひずみの約 0.2% に相当する値となっている。载荷は载荷棒で模擬地山及び覆工模型に強制変位を与えて実験を行う。変位は最大で 65mm(地山のせん断ひずみとして約 14.4%相当)まで与えることができる。载荷は装置の構造から変位制御に相当すると考えられる。

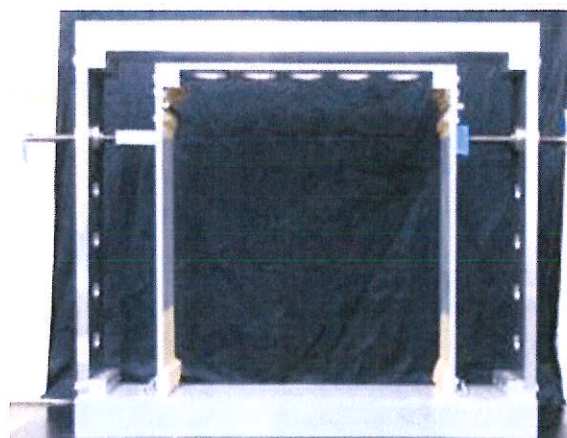


図-3.1 実験装置

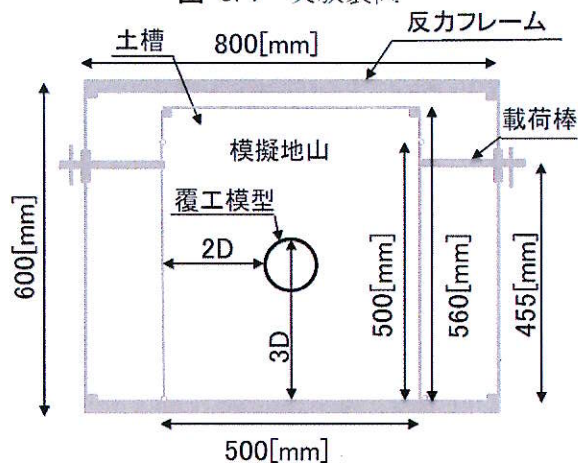


図-3.2 実験装置概要

3.3 実験材料および模型等の概要

3.3.1 模擬地山

模擬地山の材料としてアルミ棒積層体を用いて未固結粒状体の地山モデルと仮定した。アルミ

棒積層体の特徴として、それ自体の材料で自立するため、装置の前後面を壁体で支える必要がなく、試料と前後の壁面間の摩擦が皆無であること、アルミ棒の比重や内部摩擦角が一般の砂に近い結果となっていること、扱いやすく、繰り返し使用しても物性変化がほとんどないと考えられるため再現性が高いことなどが挙げられる。表-3.1に模擬地山の諸元を示す。

表-3.1 模擬地山の諸元

材質	アルミ合金
長さ	100 mm
直径	$\Phi_1=1.6\text{ mm} : \Phi_2=3.0\text{ mm}$
重量比	$\Phi_1 : \Phi_2 = 3 : 2$
単位体積重量	21.4 kN/m ³
粘着力	0 N/mm ²
内部摩擦角	30°

アルミ棒の寸法および重量混合比については、アルミ棒を地山材料とする既往の研究²⁾を参考にし、直径1.6mmと3.0mmのものを重量混合比で3:2の割合となるよう混合した。

表-3.2 塗壁材の成分および模型材料物性

成分	木粉	51%
	じゅらく土	28%
	繊維質材料	8%
	セルローズ系接着剤	7%
	粉末顔料その他	6%
模型材料	圧縮強度	0.4MPa
	引張強度	0.06MPa
	弾性係数	42MPa

単一粒径のアルミ棒による地山では、地山内に粒子が規則配列となる大きな領域がいくつかでき、この領域境が弱線となり節理系岩盤のような滑りを生じる。この規則列の滑りが全体の挙動を支配し、未固結粒状体地山の挙動にならないため、弱線となる規則配列の境界の除去するために2種類の径を混合し、不規則配列の地山となるようにした。

3.3.2 トンネル模型

実験装置の載荷力の制約から、トンネル模型は低強度な材料で作製する必要があったため、モルタルやコンクリートに代わる新たな材料として木粉や土、接着剤などを含有する塗壁材に、豊浦砂と水を質量比1:8:4で混合したものを使用した。使用した塗壁材の成分および模型材料の物性値を表-3.2に示す。物性に関しては、練り混ぜ等の状況によって特性にばらつきを生じやすいと考えられたため、試験回数を複数回確保することとし、一軸圧縮試験および割裂引張試験によりそれぞれの値を算定した。その結果、本材料は非常に低強度であるため、載荷力が小さな実験装置でも破壊挙動を確認することが可能となっている。

3.3.3 実験ケース

トンネルはトンネル断面を閉合し、真円に近づけるほど軸力が卓越し、発生する曲げモーメントは小さくなるため耐力は向上すると一般的な知見が既に得られている。馬蹄形でトンネルの安定が保たれることが多いが、トンネルに大きな荷重が作用する考えられる場合にはインバートが採用されるほか、膨張性地山等等地山が著しく悪い場合にはインバートの曲率半径を小さくし、より真円に近づけるか真円にするといった対策が行われている。

本検討では支保工や覆工とインバートといったトンネル構造全体の破壊を追跡することに念頭を置き、インバートの構造半径比を小さくすることや、インバート増厚によりトンネルの耐力を上げた場合、大変形時の挙動にどのような影響を与えるのかを確認するため、インバートの構造半径比とインバート厚をパラメータに実験ケースを設定した。実験ケースを図-3.3に示す。

ケース 1 は基本ケースとして、一般的な 2 車線道路トンネル相当の約 1/100 のスケールで、インバート部の構造半径比 (インバート部 R/上半アーチ部 R) を 3.0R としたものである。そこからインバートの構造半径比を小さくし、ケース 3 は 2.0R に、ケース 5 は 1.5R とした。ケース 6 はインバートの曲率半径を上半アーチと同じにまで小さくした外径 100mm の真円である。

ケース 2 およびケース 4 はケース 1 とケース 3 に対して、構造半径比を変えないままインバートを増厚したケースで、インバート部を 5mm から 8mm に増厚したものである。模型の奥行きは模擬地山であるアルミ棒の長さ 100mm に合わせて各ケースとも 100mm とした。また、インバートと側壁部の打継ぎ目のない模型とした。

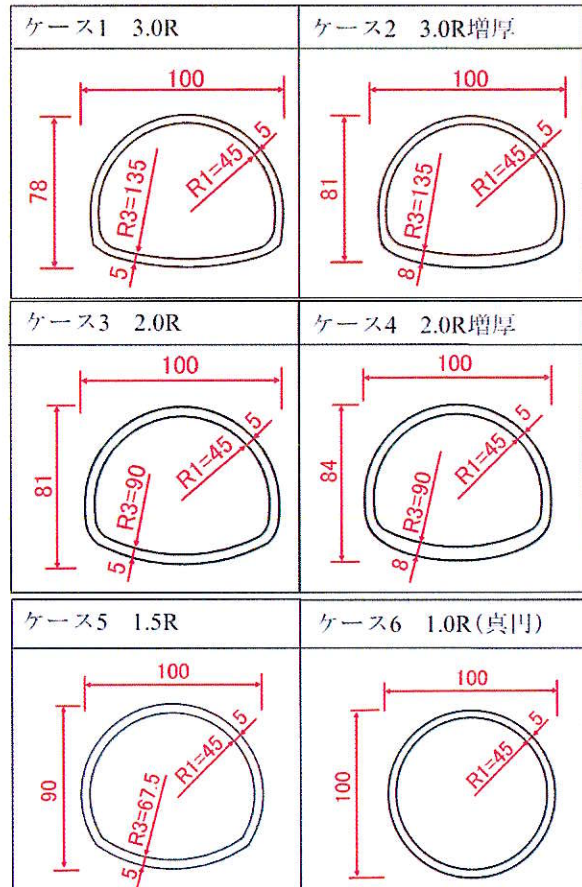


図-3.3 実験ケース

3.4. 実験手順

図-3.4 に実験フローを示す。模型材料はモルタル系材料と異なり、水を揮散させて硬化する材料であるため、炉乾燥させ模型を作製した。また、模型の設置に当たってはアルミ棒を土槽全体に積み上げる際に、過大な荷重が作用し、模型が変形・崩壊するのを防ぐために、模型作製時に使用した型枠を模型内側に入れた状態でアルミ棒を積み上げ、荷重開始直前に脱型することとした。荷重は反力フレーム右側板に取り付けた荷重棒で行い、土槽側板を 30 秒間隔で 1mm ずつの強制変位を与えた。上述したように本装置では最大で 65mm(地山のせん断ひずみ約 14.4%)の変位を与えるまで行い、模型が崩壊した場合、それ以上の変位は与えなかった。

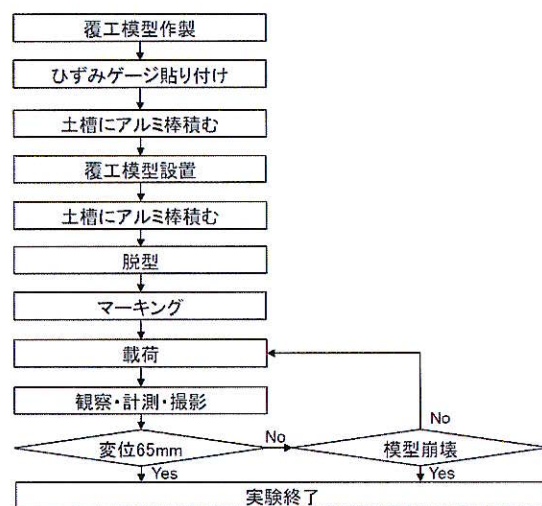


図-3.4 実験フロー

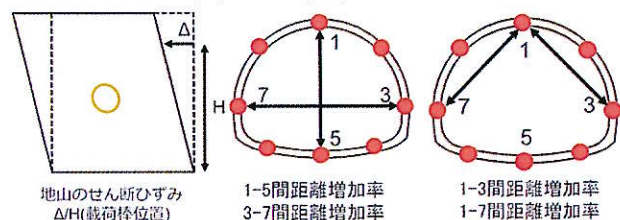


図-3.5 断面変形量の計測項目

実験の計測項目としては、ひずみゲージは模型外側に 45° 間隔で各 1 点貼り付け、模型に生じるひずみの計測を行った。また、画像解析ソフトによりアルミ棒に取り付けたマーカータラを追尾し、模型の断面変形量を計測した。マーカータラは模型断面に 45° 間隔で設置した。断面変形量の計測結果は画像解析用マーカータラの 2 点間距離の増加率で比較した。本研究における各計測項目の定義を 図-5 に示す。また、目視により模型のひび割れ等の変状を観察した。内側のひび割れは実験中の観察によって行ったが、外側のひび割れは、供試体の両端部を観察して位置を特定し、発生時の変形量を記録し、破壊後の供試体の状況から進展方向を類推する方法とした。

3.5 実験結果

3.5.1 ひび割れおよび崩壊挙動

図-3.6 に模型のひび割れ観察結果を示す。上半アーチは地山のせん断変形に追従し、いずれのケースも 45 度方向付近に曲げひび割れが発生した。下半部のひび割れは、ケース 1~3 とケース 4~6 で異なる傾向が見られた。ケース 1~ケース 3 はインバート部の隆起が発生し、インバート中央部にひび割れが発生した。ケース 4~ケース 6 はインバート部の隆起は発生せず、地山のせん断変形に追従し変形したため、45 度方向に曲げひび割れが発生した。インバートの曲率半径を小さくするとともに増厚を行ったケース 4 は、インバートの剛性が高くなっていると考えられることから、インバート部にひび割れや変形が発生せず、隅角部にひび割れが発生した。

ひび割れ発生後さらに大きな地山のせん断ひずみを与えると、すべてのケースで模型が崩壊した。崩壊時の状況を 図-3.7 に示す。インバート部の隆起したケース 1~3 は、インバートが跳ね上げられるように崩壊した。せん断変形したケース 4~ケース 6 は模型内側から発生したひび割れが外側にまで貫通後、崩壊した。

図-3.8 に各ケースの模型にひび割れ・崩壊発生時の地山のせん断ひずみをまとめたものを示

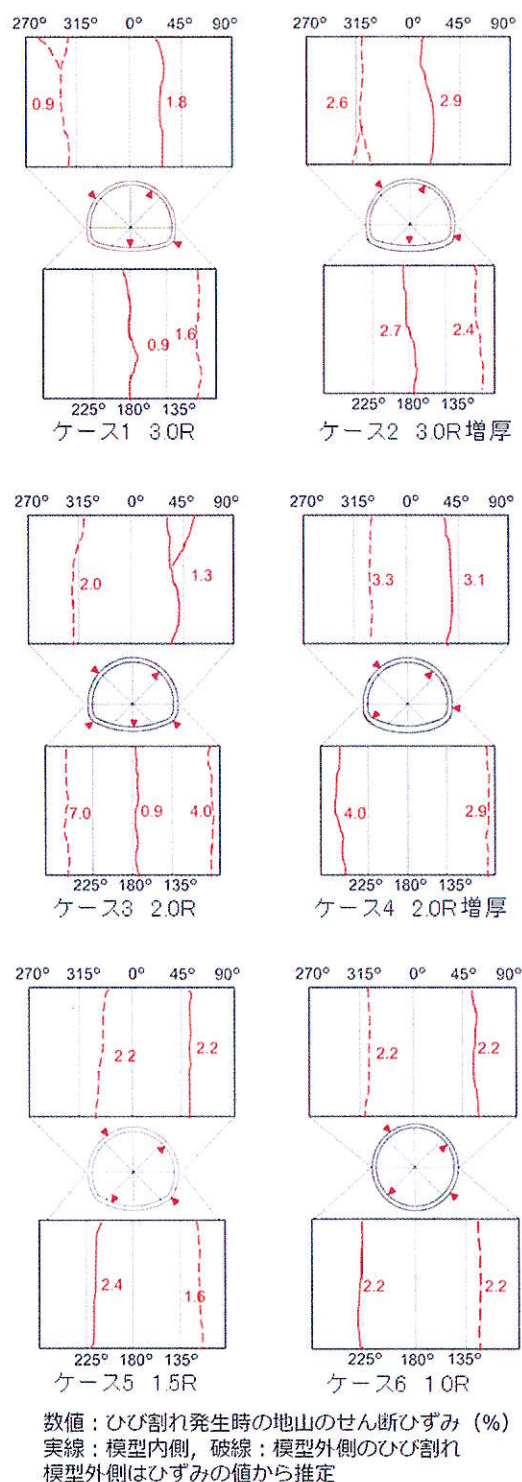


図-3.6 ひび割れ展開図

す。

インバートの構造半径比を変えたケース1, 3, 5および6の比較に関しては、最初のひび割れが発生する時期に着目すると、インバート部の隆起によりインバート中央部がひび割れたケース1およびケース3に比べて、隆起しなかったケース5・ケース6はやや大きな地山のせん断ひずみでひび割れが発生している。また、崩壊時の地山のせん断ひずみは小さい順に真円であるケース6が最も大きくなっている。このことから、インバートの構造半径比を小さくし、真円に近づけるほどトンネルの耐荷力は向上することが本実験からも確認でき、定性的な再現性を有すると考えられる。また、ケース1およびケース3は、インバート部の隆起が発生したことにより、トンネルのリング構造が成立しなくなったため、小さな地山のせん断ひずみで崩壊が発生したと考えられる。ケース3はケース1と比較してインバートの構造半径比が小さく、隆起の発生後、トンネルのリング構造が失われるまでにより大きな変形が必要だったため、より大きな地山のせん断ひずみまで崩壊しなかったと考えられる。さらに、ケース5およびケース6は地山のせん断変形に追従し、楕円形に大きく変形したものの、軸力が伝達されていたと考えられるため、崩壊に至るまでにより大きな地山のせん断ひずみを要したと考えられる。

続いてインバートの増厚を行ったケース2およびケース4と、増厚をしていないケース1およびケース3の比較に関しては、いずれもインバートの増厚により大きな地山のせん断ひずみまで変状が発生しなかったことが分かる。このことは、インバートを増厚し、剛性が向上することで

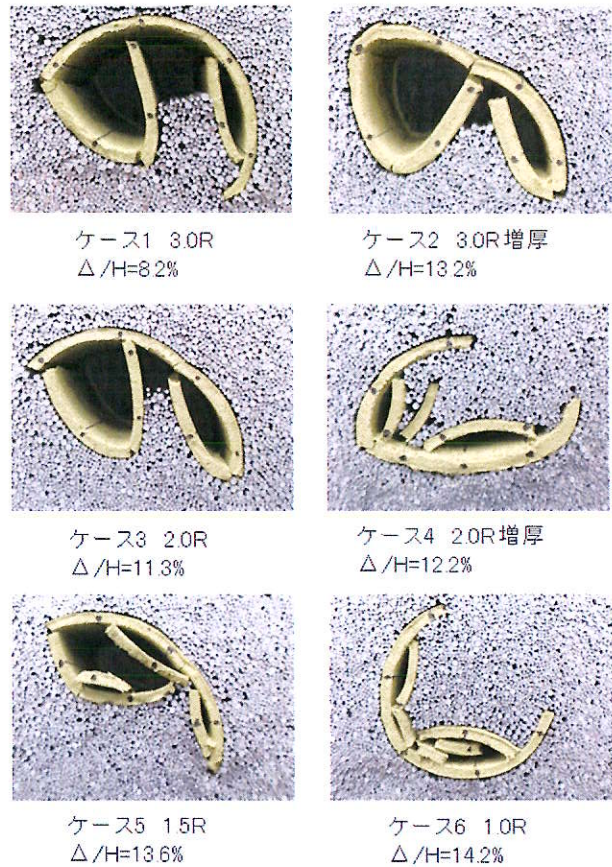


図-3.7 模型の崩壊状況

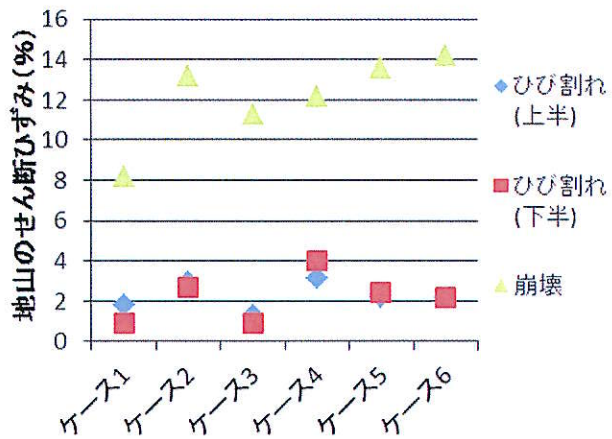


図-3.8 ひび割れ・崩壊発生時のせん断ひずみ

模型全体の剛性が向上し、ひび割れや崩壊の発生が抑制されたと考えられる。ただし、ケース 4 はケース 2 に比べて崩壊時の地山のせん断ひずみが小さくなっている。このことから、インバートの構造半径比を小さくするとともに増厚し、インバートの剛性のみが局部的に上がった場合、上半アーチや隅角部など他の箇所が相対的に弱部となり、トンネルの耐力の向上につながらない可能性がある。そのため、インバートの剛性を上げる場合、トンネル構造全体の剛性を上げることを検討する必要があることが本実験結果からも再現できることが分かる。

3.5.2 断面変形量

断面変形量の計測結果は画像解析用マーカーの 2 点間距離の増加率で比較した。

図-3.9 に地山のせん断ひずみと図-3.5 に示した定義に基づく 1-5 間距離増加率の関係を示す。本指標は実務における天端沈下と路盤の隆起量に関連する指標であると考えられる。図より、いずれのケースも地山のせん断ひずみが大きくなるにしたがって 1-5 間距離は同等もしくは減少している。インバート部の隆起が発生したケース 1~3 と発生しなかったケース 4~6 で異なる傾向を示している。ケース 1~3 は隆起が発生したため、1-5 間距離は大きく減少している。インバート比を小さくした 4 ケースでは、真円に近づけるほど減少率は小さい。また、増厚をしたケース 3~4 は、それぞれケース 1 およびケース 3 に比べて減少は抑制されており、増厚により変形が抑制される効果が見て取れる。ケース 4~6 は盤ぶくれが発生しなかったため、マーカーの上下方向の変化は小さい。ケース 4 は $\Delta/H=9.0\%$ 付近から急に減少している

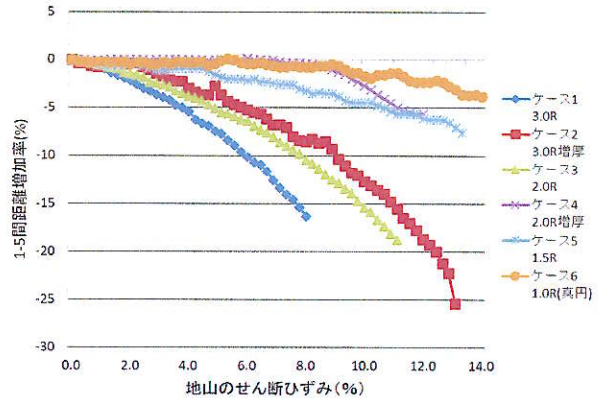


図-3.9 1-5 間距離増加率

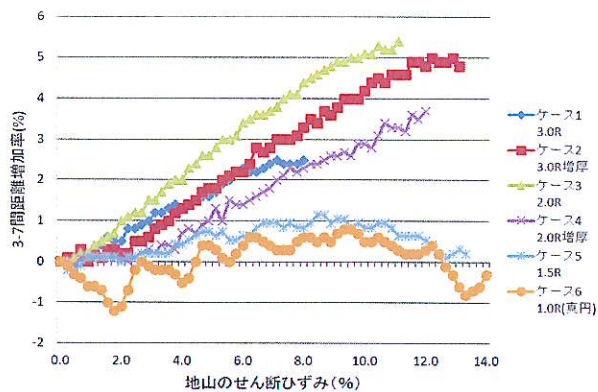


図-3.10 3-7 間距離増加率

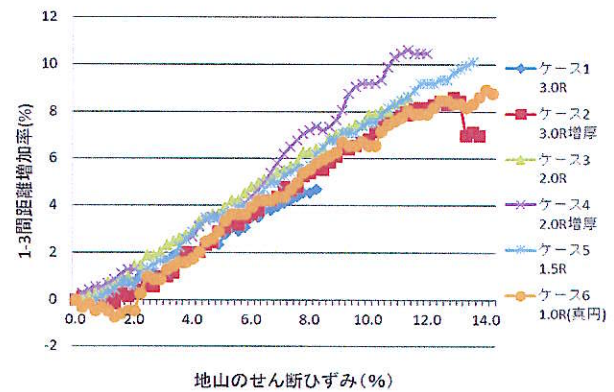


図-3.11 1-3 間距離増加率

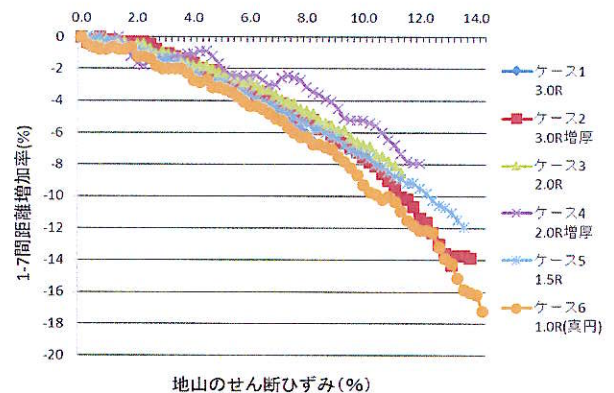


図-3.12 1-7 間距離増加率

が、インバートの変形は確認されなかったため、上半アーチの変形が急に大きくなったことによるものである。

図-3.10 に地山のせん断ひずみと 3-7 間距離増加率の関係を示す。本指標は実務における内空変位に関連する指標であると考えられる。地山のせん断ひずみが大きくなるにしたがって、ケース 1~4 では 3-7 間の距離は増加している。ケース 5 とケース 6 は多少の増減はあるものの、ほぼ変化せず一定の距離を保っていた。

隆起が発生したケースの水平方向の 2 点間距離はいずれも増加していることから、鉛直方向からの荷重が大きく、上下から押しつぶされるような変形をしていた。

図-3.11 に 1-3 間距離増加率を、図-3.12 に 1-7 間距離増加率を示す。本指標は実務における斜測線の変形計測結果に関連する指標であると考えられる。1-3 間距離増加率は、上半アーチの変形が大きかったケース 4 のみ $\Delta/H=6.0\%$ 付近から他のケースに比べてやや増加しているが、その他の 5 ケースはおおむね同じ傾向が見られた。また、上半アーチから崩壊した 3 ケースはいずれも増加率 10% 程度で崩壊している。1-7 間距離増加率についても、ケース 4 のみ他のケースとやや異なる傾向を示しているが、他の 5 ケースはおおむね同じ程度の減少量であることがわかる。これらのことから、上半アーチはいずれのケースも変形モードに大きな違いは見られなかった。

3.6 小規模模型実験による検証結果

本検討では、地山の単純せん断変形に伴うトンネルの大変形時の破壊挙動に関する検討を行うために、実験室レベルで簡易に模型実験ができる模型材料および載荷方法を開発し、トンネルが大変形を生じた際の破壊時に至る挙動の把握を試みた。その結果、以下の結論が得られた。

1) 模型材料として塗壁材、豊浦砂、水を主体とした新たな材料を使用し模型実験を行ったところ、ひび割れや崩壊といった変状のメカニズムを簡便に再現し、確認することができた。このことから、新材料は実験室レベルで行う模型実験に用いる覆工材料として適用可能であると考えられる。

2) 実験結果より、インバートの曲率半径を小さくすることや増厚をすることで、ひび割れや崩壊の発生に要する地山のせん断ひずみが大きくなることが再現できた。このことから、地震や膨張性地山による外力が想定される場合に、インバートの曲率半径を小さくすることや増厚を行うことでトンネル全体の耐荷力が向上し、被害を軽減することができると考えられ、これまでに得られている定性的な知見と合致していると考えられる。

3) 実験結果より、トンネルの耐荷力を向上させる方策として、インバートの剛性を上げる場合、上半アーチや隅角部など、他の箇所がインバートに比べて相対的に弱部とならないよう、トンネル構造全体の剛性を上げることを検討する必要がある。また、その際に盤ぶくれが発生する変形モードから、地山のせん断変形に追従し、45 度方向にひび割れが発生する変形モードへと変わるなど、大変形時に変形のモードが変わることを考慮することが望ましいといった知見が得られた。

4. 中規模模型実験による検証

4.1 はじめに

前章に示した小規模な模型実験より、これまでの実績等によって得られているトンネルが破壊した結果とも定性的に一致していると考えられ、本研究の実験手法を用いることによりトンネルの破壊メカニズムを簡便に把握することが可能であると考えられる。

一方で、与える荷重のレベルが例えば地震時の検討で想定されている値よりは大きいと考えられるせん断ひずみを模擬地山に与えているなど、検証すべき課題があると考えられる。また、定量的にトンネルの形状による影響を示すことが出来ても、構造のより具体の議論を行うことや、挙動が非線形性を示した後や、破壊直前に至るまでの力学的なメカニズムについてはさらに検討を行う必要がある。

そこで本章では、さらに規模を大きくした模型実験を実施して既存のインバート形状変更による支保部材に発生する断面力について検証し、力学的な性能を発揮しやすいインバート形状に関する考察を行った。

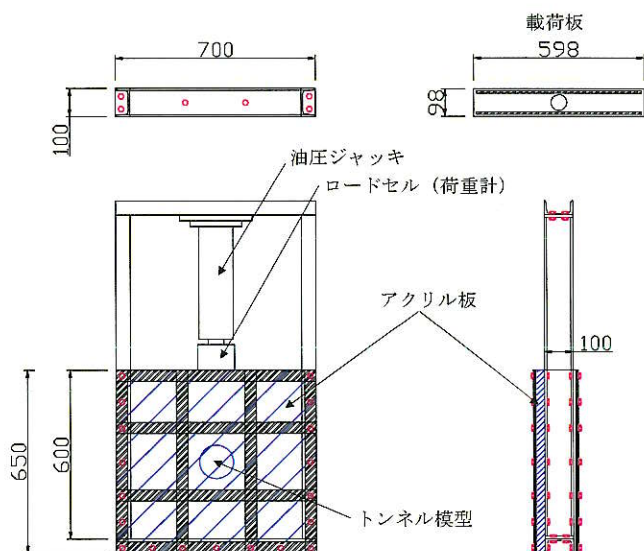


図-4.1 実験に用いた土槽の概要

4.2 実験装置の概要

検証に用いた実験装置の概要を図-4.1と写真-4.1に示す。実験に用いた土槽の大きさは $600 \times 600 \times 100$ (mm) で、土槽には含水比 3% に調整した 5 号珪砂を充填して地山を再現した。また、土槽上部に設置した油圧ジャッキを用いて土被り荷重として約 5D 相当となる約 1.500 (kN/m³) まで鉛直荷重を作用できるようにした。5 号珪砂の物性値は、三軸圧縮試験 (JGS 0524) によって求めた。

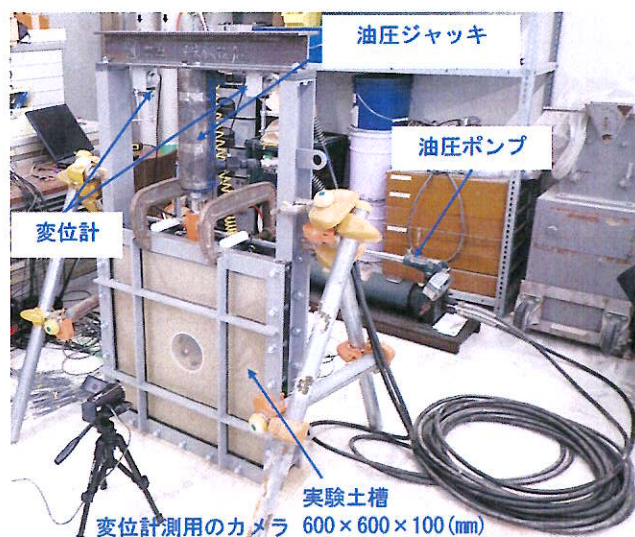


写真-4.1 実験状況

4.3 トンネル模型の概要

トンネル模型は、3Dプリンターを用いて作成し、実際のトンネルとの縮尺比は約 1/10 とした。模型に使用した樹脂の特性については、あらかじめ JIS Z2201 に準拠した引張試験を実施して弾性係数を求めた。地山を模擬した珪砂とトンネル模型を作成した材料の物理特性をまとめて表-4.1 に示す。

表-4.1 使用した材料の物理特性

	材料名	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E(kN/m ²)	粘着力 c(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
地山	5号珪砂	13.0	2.5×10^4	3.7	32.0
トンネル	樹脂	10.7	2.6×10^6	—	—

4.4 実験結果

図-4.2 に図-4.1 に示した土槽における作用荷重と載荷板の変位（沈下）量の関係を示す。図には、有限要素法を用いたパラメータ解析で得られた作用荷重と表面変位量を併記している。図-4.2 から、本土槽での作用荷重と表面変位量は比例関係にあることが分かる。

写真-4.2 に約 1,365 (kN/m²) の鉛直荷重を作用させたときの模型の変形状況に関して、2章で示したインバート形状を変更する前の支保パターン E-1 と変更した後の E-2 を比較して示す。なお、図-4.3 の(a), (b)は、実験で得られた支保パターン E-1 と E-2 の作用荷重と模型での軸ひずみの関係であり、負が圧縮である。写真-4.2 には図-4.3 の(a), (b)に示した軸ひずみの測定位置を示している。

写真-4.2 からインバート形状を変更する前の支保パターン E-1 では、下半脚部が沈下する一方で、インバート中央部分が持ち上がる「盤ぶくれ」現象が見られた。このことから、支保パターン E-1 では支保工の下半脚部には、地山からの荷重によって過大な曲げ応力とせん断力が発生して写真-2.1 に示した変状に至ったと推察される。一方でインバート形状を変更した支保パターン E-2 については、作用荷重によってトンネル形状がより扁平になるものの、

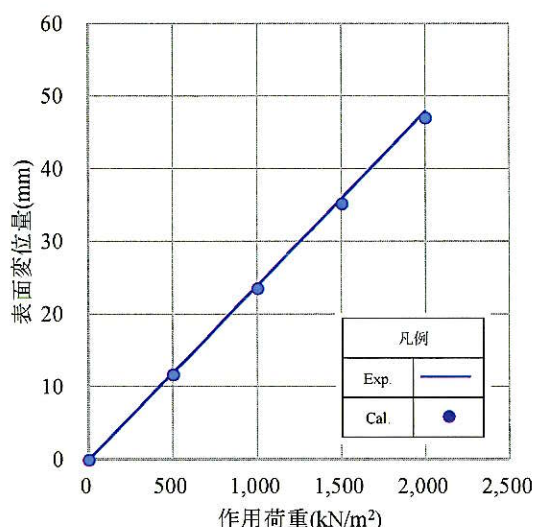


図-4.2 作用荷重と変位の特性

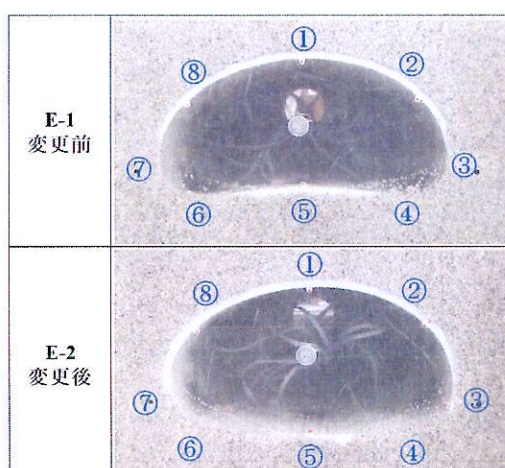


写真-4.2 模型トンネルの変形状況

盤ぶくれ的な挙動はなく、下半脚部とインバート接続部分についても支保パターン E-1 のように接続部がせり上がる現象は確認されなかった。図-4.3 の(a), (b)に示した作用荷重と発生軸ひずみより支保パターン E-1, E-2 ともにインバート中央部分での発生ひずみが引張となっている。また、(a)に示した E-1 では、(b)の E-2 と比較してインバート肩部に該当する④、⑥での発生軸ひずみが小さくなっている。このことから、写真-2.1 に示した下半支保工脚部での支保パターン E-1 の変状は、曲げ応力やせん断応力が大きくなる一方で、上下半アーチから導入される軸力が小さくなったことが要因と考えられる。

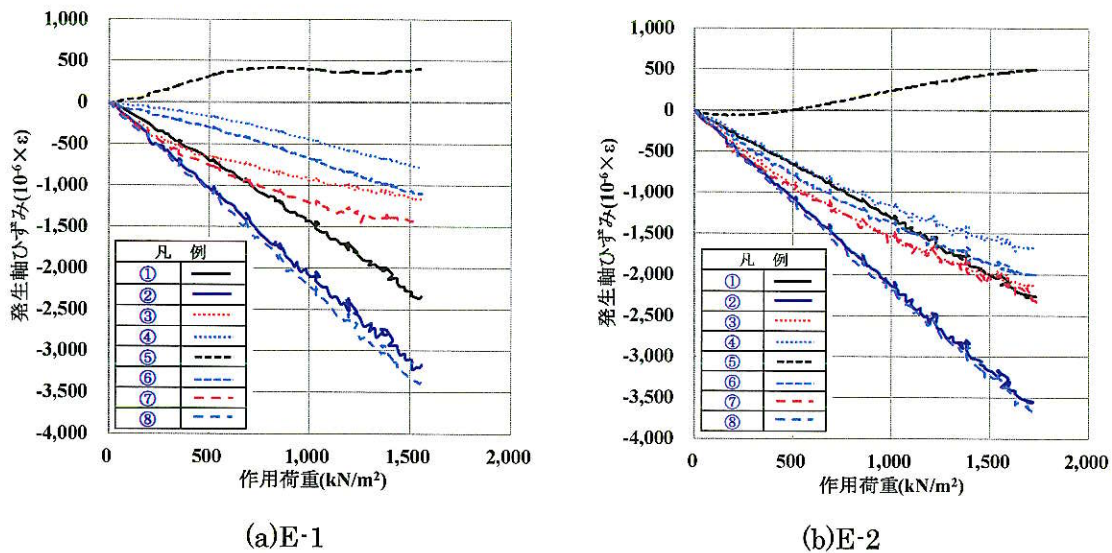


図-4.3 作用荷重と発生軸ひずみの関係

4.5 中規模模型実験による検証結果

上述した例えば芳ノ元トンネルで採用されたインバート形状と、下半支保工脚部とインバート接続部の形状を変更したことによって曲げ応力とせん断応力の応力集中を抑制するとともに、上下半アーチからの軸力伝達がスムーズになったことでトンネルの安定性が向上したと考えられた。

本実験では、インバート形状の変更がトンネルの安定性に及ぼす影響に着目し、実験を通じて力学的な性能を發揮しやすい形状に関して考察を行った。実験ケースが限定的であることから、知見として系統的に言及することまでは困難であるが、実験方法の確立とこれまで定性的に考えられてきた支保工とインバートの接続について留意することにより、耐荷力の向上が見込めることが明らかになった。将来的にはインバートの接続角度や荷重の作用方向に着目して支保的インバートの効果を模型実験や数値解析でさらに検証する必要がある。

5. おわりに

山岳トンネルの施工において、軟弱地山や膨張性地山などの不良地山では、掘削後のトンネルの沈下や変形を抑制したり、長期的に周辺地山との安定化を図るためにインバートが施工される。

特に、力学的な耐荷力を期待する支保的インバートの設計に関しては、その構造条件や地山との相互作用等を考慮したうえで実施される必要があるものの、結果として、施工後に下半支保工との接続部に変状が生じたり、インバート中央部で盤ぶくれが生じる事例も散見されている。

本研究では「支保的インバートの力学的メカニズムと設計指標に関する研究」として、複数の実験的検証によりトンネルの形状が構造耐力に及ぼす影響および下半支保工とインバートの接続方法に関する実験を実施し、実験の成立性ととも、合理的なインバートの接続部の角度や形状をより詳細に検討が可能となることを示した。また、支保的インバートにおける支保工とインバートの接続手法や角度を設計に取り入れることで、不良地山等に関するトンネル建設に対してより合理的な設計や施工が可能となることも示した。

今後は本研究によって検討した手法等を用いて形状や接続角度などの種々のケースを検証するとともに、地山の影響を考慮した数値解析を行うことにより、設計の一助となる定量的な考え方を提案することが求められる。

参考文献

- 1) 弓場進，森川義博，藍澤正直，大森禎敏：脆弱な日南層群を中央先進導坑を用いて克服，トンネルと地下，Vol.50，No.1，2019.
- 2) 村山朔郎：砂層内局部沈下部のかかる垂直土圧，京大防災研究所年報，第 11 号，pp.123-138，1968.