

鋼材を用いたインバートの補強効果に関する 模型実験及び数値解析による検討

小泉 悠¹・日下 敦²・砂金 伸治³・大津 敏郎⁴

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: koizumi-y573ck@pwri.go.jp

²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

³正会員 東京都立大学 都市環境学部 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
E-mail: nisago@tmu.ac.jp

⁴正会員 東日本高速道路株式会社 総合技術センター (〒339-0056 埼玉県さいたま市岩槻区加倉 260)
E-mail: t.otsu.aa@e-nexco.co.jp

インバートはトンネルの底盤部に設置され、支保工や覆工と一体となって地山の変形を拘束し、地山の安定を図る重要な構造部材である。供用中の山岳トンネルで、近年、インバートを設置した区間でも盤ぶくれが発生し、更新が必要となった事例等が報告されており、著者らはインバートの補強や合理化に関する検討を進めている。本研究では、実大規模の概ね 1/20 に相当するトンネル模型（覆工・インバート）をモルタルで作製し、インバートを鉄筋で補強したケース、補強しないケースとで、下方からの載荷時の計測結果を比較考察した。その結果、鉄筋補強が構造耐力の向上、隆起変位の抑制に有効であることが認められた。さらに、模型実験を数値解析で再現するとともに、補強に用いる鋼材の断面諸量を変化させた追加解析を実施し、その影響を考察した。

Key Words: invert, floor heave, reinforcement, model experiment, numerical analysis

1. はじめに

山岳トンネル工事において、インバートは、長期的なトンネルの安定性の確保、内空断面の確保、車両の安全走行等の機能を果たす重要な構造部材であり、不良地山区間で設置される。文献 1) においては、インバートに関

する様々な文献がレビューされ、インバートは「底盤部に設置される逆アーチ状の構造物。おもに支保工や覆工と一体となってトンネルとして必要な機能を備え、地山の変形を拘束し、地山の安定を図る役割を果たす」として定義された。さらに、同文献では、施工中の変位抑制を主目的とする「支保的インバート」と、覆工と一

表-1 支保的・覆工的インバートの設置目的と力学的効果¹⁾

設置目的		支保的インバート			覆工的インバート				
		施工時安定性の向上	施工時変位の抑制	施工時沈下抑制	強度低下抑制	長期的な向上	将来の外力支持	不確定要素に持対	長期的な性能保持
インバートの力学的効果	断面閉合効果	○	○			○	○	○	○
	水平ばり効果		○						
	内圧付与効果				○			○	
	弱層の補強効果				○			○	
	接地面積拡大効果			○	○		○		

体となって長期安定性を保持する「覆工的インバート」とに区分し、それぞれの設置目的や期待する力学的効果を整理している(表-1)。

供用中の山岳トンネルにおいては、近年、施工時にインバートを設置した区間でも、供用中に底盤部で盤ぶくれが発生し、損傷したインバートを更新する施工事例等が報告されている²⁾。それらを背景とし、著者らは、道路管理者の観点から、先述の「覆工的インバート」に着目し、インバートの構造耐力の向上や、インバート形状の変化等による合理化に関する検討を進めている³⁾。

本報文では、まず模型実験により、それら鋼材によるインバートの補強効果を評価した。次に、模型実験の結果を再現可能な数値解析手法について検討し、同解析モデルを用い、鋼材の断面諸量を変化させた追加解析を実施した。

2. 模型実験による鋼材の補強効果の評価

(1) 模型実験の概要

国立研究開発法人土木研究所が保有する二次元荷重実験装置を用いて、盤ぶくれを模擬した模型実験を実施した。実験装置及びトンネル模型、変位計の配置等を図-1に示す。

トンネル模型は、モルタルを用い、実大規模の概ね1/20となるよう作製した。覆工の内径 R_i は280mm、インバートの内径は700mm(=2.5× R_i)とし、厚さは20mm、トンネル軸方向の長さは295mmとした。2ケースの実験を実施し、ケース1の模型では覆工のみ鉄筋で補強し、

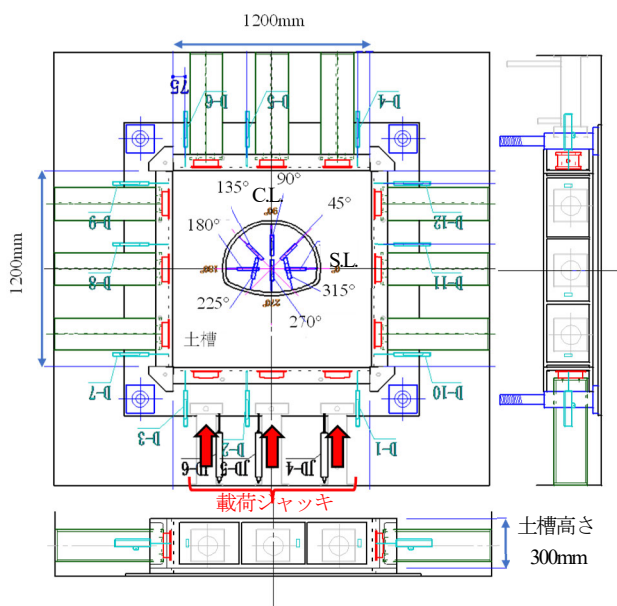


図-1 模型実験の概要

ケース2の模型では覆工とインバートの両方を鉄筋で補強した。鉄筋はD6(公称直径6.34mm)で、モルタル厚さ20mmの中心に配置(芯かぶり10mm)し、トンネル軸方向には間隔100mmで3本配置した。本模型におけるEA(弾性係数×断面積)及びEI(弾性係数×断面二次モーメント)に関するモルタルと鋼材の比を算出すると、それぞれ5.11と40.6である(表-2)。一方、インバート補強の実構造例として、厚さ400mmのコンクリート内に、支保工として多用されるH-150やH-200のH形鋼を間隔1mで配置することを考えた場合、H-150ではEI比は34.5で本模型と同等であるが、EA比は本模型の約2倍の10.6となる。剛なH-200とすることで、EA比は6.60で本模型と同等となった。次に、坑口部の覆工の設計⁴⁾を参考にD19(公称直径19.1mm)の鉄筋を間隔200mmで配置することを考えた場合、EA比は29.3、EI比は17105であり、本模型の値を大きく上回った。このように実構造との相似則を考えた際、本模型での鉄筋による補強が過大な仕様となっている点については留意が必要である。

脱型後、トンネル模型には、図-2に示すように、内面及び外面にひずみゲージを貼り付けた。その後、実験装置の土槽中央部にトンネル模型を設置し、気乾状態の標

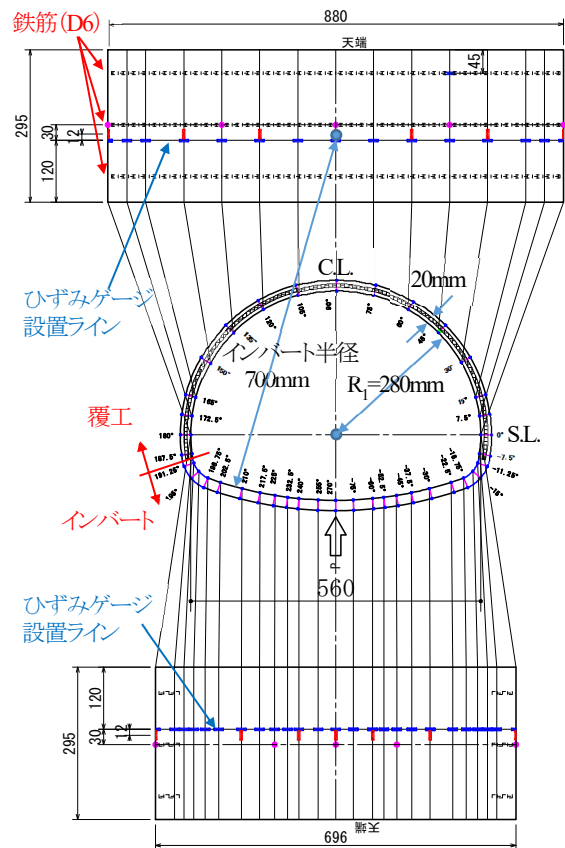


図-2 トンネル模型及びひずみゲージ貼付け位置

※ケース1(覆工のみ鉄筋補強)を例示

表-2 本トンネル模型及び実構造例におけるEA比, EI比

	材料	仕様	弾性係数 E (MPa)	断面積 A (mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	EA	EI
本模型	モルタル	20mm	17000	2000	40000	3.4.E+07	6.8.E+08
	鋼材	D6@100mm	210000	31.7	79.8	6.7.E+06	1.7.E+07
	比(コン/鋼)		0.08	63.1	501.2	5.11	40.6
実構造例1 H形鋼	コンクリート	400mm	22000	400000	5.3.E+09	8.8.E+09	1.2.E+14
	鋼材	H-150@1m	210000	3965	1.6.E+07	8.3.E+08	3.4.E+12
	比(コン/鋼)		0.10	100.9	329.2	10.6	34.5
実構造例2 H形鋼	コンクリート	400mm	22000	400000	5.3.E+09	8.8.E+09	1.2.E+14
	鋼材	H-200@1m	210000	6353	4.7.E+07	1.3.E+09	9.9.E+12
	比(コン/鋼)		0.10	63.0	113.0	6.60	11.8
実構造例3 鉄筋	コンクリート	400mm	22000	80000	1.1.E+09	1.8.E+09	2.3.E+13
	鋼材	D19@200mm	210000	286.5	6.5.E+03	6.0.E+07	1.4.E+09
	比(コン/鋼)		0.10	279.2	163277.1	29.3	17105

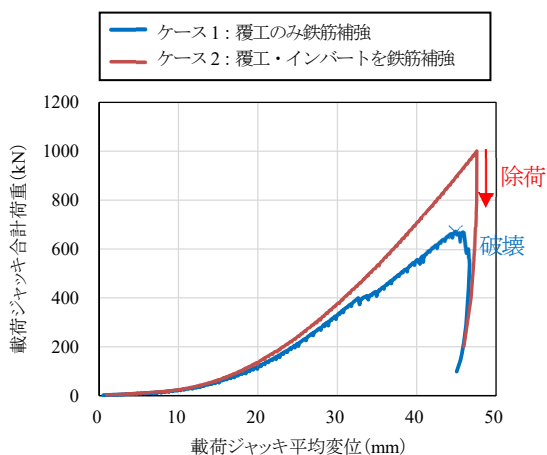


図-3 荷重-変位の関係

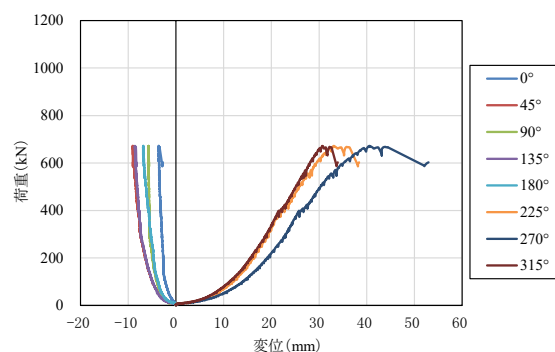
準砂を空中落下させ、密度が1.45g/cm³となるように管理しながら土槽内を充填させた。

荷重はトンネル模型下方の油圧ジャッキ 3 本により1mm/ステップでの変位制御で実施した。その他のジャッキは変位が発生しないように固定した。トンネル模型の作製時、モルタルの強度管理用に円柱供試体(φ50×h100mm)を作製しており、実験時の圧縮強度の平均値はケース1で25.6N/mm²、ケース2で28.0N/mm²、弾性係数の平均値はケース1で17.5kN/mm²、ケース2で16.3kN/mm²であった。

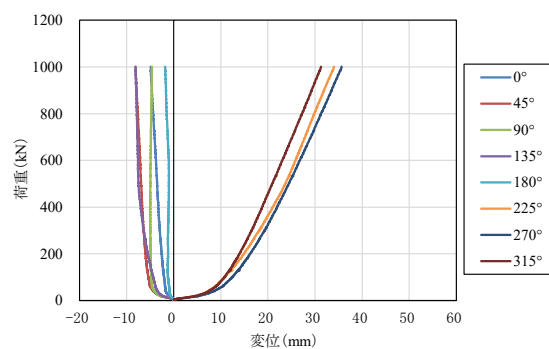
(2) 実験結果

a) トンネル模型の構造耐力

ケース1, 2の荷重-変位の関係を図-3に示す。荷重は荷重に用いた3ジャッキの合計値で、変位は3ジャッキの平均値である。ケース1, 2ともに、荷重が100kN程度に至るまでは砂の圧縮変形を伴い、それ以降、荷重-変位はおおよそ線形の関係を示した。ケース1は荷重672.5kNで最大値を示し、その後、変位を増大させても荷重は低下した。本報文では、この荷重の最大値を構造



(a) ケース1



(b) ケース2

図-4 荷重-トンネル模型の壁面変位

耐力と呼ぶ。ケース2は荷重が実験装置の上限である1000kNに到ったため、その時点で実験を終了した。以上より、ケース2の構造耐力はケース1よりも高く、鉄筋によるインバートの補強が構造耐力の向上に有効であることが認められた。

b) トンネル模型の変形モード及び隆起変位

トンネル模型内に設置した変位計の計測結果を図-4に示す。変位計の固定点は図-1, 2におけるS.L.とC.L.の交点としているため、図-4中の変位は、正値が変位計の縮み、負値が変位計の伸びに対応する。同図より、ケース1, 2ともに、インバート(θ=225°, 270°, 315°)では隆起が生じ、天端~S.L.では10mm以下ではあるが、

内空が広がる変形モードとなることが分かった。ケース1の構造耐力の約9割に相当する荷重600kNにおいて、ケース1, 2のインバート中央 ($\theta=270^\circ$) の隆起変位を比較すると、ケース1で35.2mm, ケース2で26.8mmであった。ケース2の隆起変位はケース1より24%ほど抑制され、鉄筋によるインバートの補強は、変形抑制の観点からも有効であることが認められた。

c) トンネル模型の内面・外面のひずみ

トンネル模型の内面・外面に貼り付けたひずみゲージの計測結果について、まず、全体的なひずみの分布傾向を図-5に示す。ここではケース1の構造耐力の約9割に相当する荷重600kNにおけるひずみ分布を例示した。同図より、ケース1, 2ともにインバート中央部及び地盤反力を受ける天端付近において、内面側で引張ひずみ、外面側で圧縮ひずみが発生した。また、隅角部では、内面側で圧縮ひずみ、外面側で引張ひずみが発生した。以上、ひずみの分布傾向はケース1, 2で類似した。一方、特にインバート中央部での引張・圧縮のひずみ値について、ケース2はケース1を大きく上回り、差異が認められた。

そこで、インバート中央部 ($\theta=270^\circ$) のひずみに着目し、その推移を図-6に示す。荷重開始より内面・外面で増加していたひずみが、ケース1では荷重11.7kNで

顕著に急減し、ケース2でも荷重6.1kNでわずかに減少した。これは、載荷試験時、トンネル模型のインバート中央部の内面で、引張ひび割れの発生が視認されたタイミングとほぼ等しかった。その後、ケース1では、内面で引張、外面で圧縮のひずみが再び増大したが、構造耐力の約75%となる荷重500kN以降で減少が認められた。この時、インバート中央及びその周辺では、引張ひび割れが顕著となり、曲げモーメントが伝達不能となっていたものと考えられる。一方、ケース2では、先述した初期段階でのひずみ減少後、内面で引張、外面で圧縮のひずみが増大し続けた。曲げによる引張応力については、その多くを鉄筋が負担していたものと考えられる。それと同時に、外面でのモルタルの圧縮ひずみも安定的に増加しており、鉄筋で補強されたケース2のインバートは曲げモーメントの伝達能力が高く、荷重に粘り強く抵抗し、高い構造耐力と変形抑制性能を発揮したと考えられた。

3. 数値解析による模型実験の再現及び鋼材の仕様を変更した追加解析

(1) 数値解析の概要

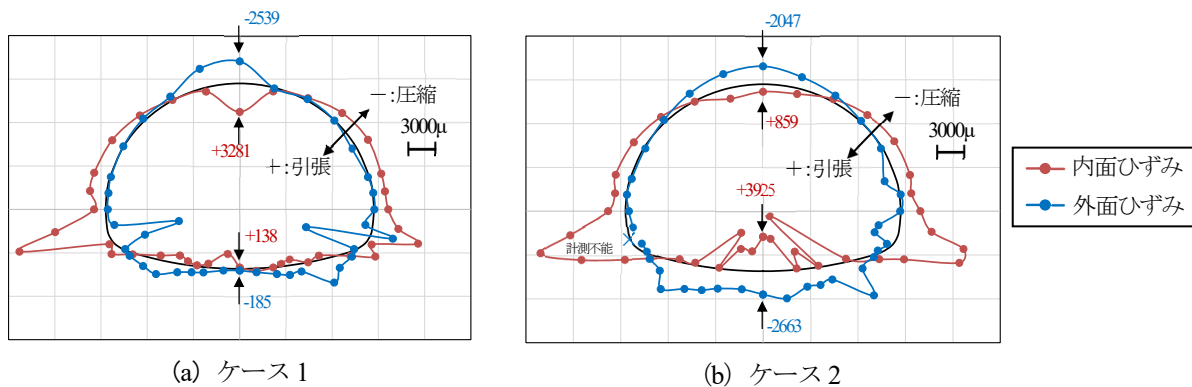


図-5 荷重600kNにおけるトンネル模型のひずみ

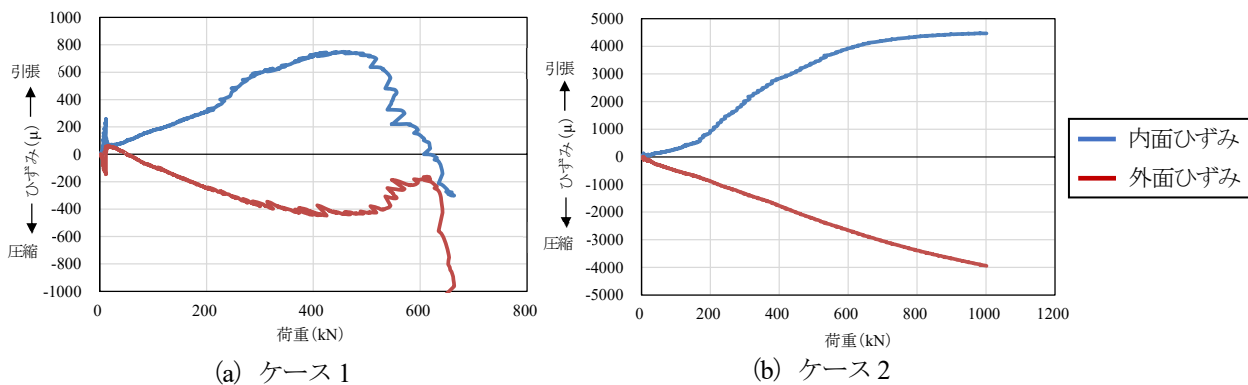


図-6 インバート中央部のひずみ-変位関係

鋼材を用いたインバートの補強に関して更なる検討を進めていくため、前章で示した模型実験の再現解析に取り組んだ。多様な材料特性をモデル化できる解析ソフトとして、midas FEA NXを使用した。作成した解析モデルを図-7に示す。模型実験における補強鉄筋の奥行き方向

の間隔が 100mm であったことから、解析モデルは奥行きを 100mm とし、中間 (Z=50mm) の断面に鉄筋を配置した。荷重は、解析モデル底面の 252 節点に対し、均等に与えた。模型実験と同様に、ケース 1 の解析モデルでは覆工のみ鉄筋で補強し、ケース 2 では覆工とインバートの両方を鉄筋で補強した。

解析における覆工とインバート、地盤、鉄筋のモデル及び物性値を表-3に示す。覆工とインバートの物性値は圧縮試験結果から設定した。引張強度は圧縮強度の 1/10 と想定した。地盤と鉄筋の物性値は一般的な値を設定し、地盤の弾性係数については実験結果と整合するよう調整した。

非線形解析の収束計算にはニュートンラフソン法を用い、収束判定条件はエネルギーノルムが 1.0×10^4 を下回ることにし、最大反復回数は 50 回とした。つまり本解析では、反復計算を 50 回繰り返してもエネルギーノルムが 1.0×10^4 を下回らないステップが、構造として破壊したタイミングであると解釈した。また、破壊と解釈する 1 つ前のステップの荷重を構造耐力と定義した。

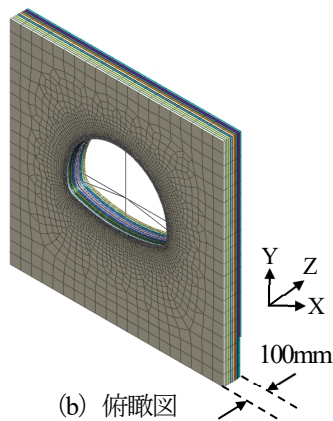
(2) 数値解析の結果

a) トンネル模型の構造耐力

荷重と載荷面中央 (図-7 (a) における節点 3644) の変位の関係を図-8に示す。縦軸の荷重は、模型実験の結果と比較できるように、解析モデル底面の 252 節点に与えた荷重の総和に 2.95 (実験模型の奥行き/解析モデルの奥行き) を乗じ、算出した。同図より、ケース 1 では、模型実験で示された構造耐力 (672.5kN) と同程度となる



(a) 断面図



(b) 俯瞰図

図-7 解析モデル

表-3 解析への入力物性値

	材料特性	モデル要素	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	強度特性	
					圧縮	引張
覆工・インバート (モルタル)	分散ひび割れ	3Dソリッド要素	17,000	0.20	26.5N/mm ² を上限とする	バイリニアモデル
					2.65N/mm ² を上限とする	バイリニアモデル
地盤	弾性	3Dソリッド要素	50	0.40	-	
鉄筋 (D6)	弾性	1Dビーム要素	210,000	0.25	-	

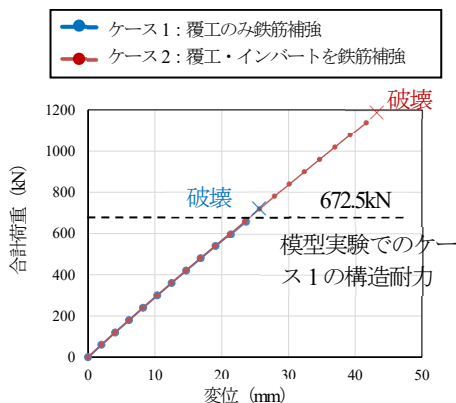
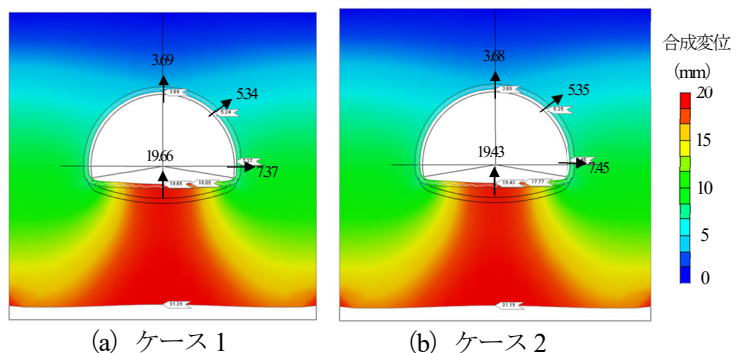


図-8 荷重-変位 (載荷面中央) の関係



(a) ケース 1

(b) ケース 2

図-9 荷重 600kN における合成変位の分布

載荷ステップで解析上の破壊が生じ、構造耐力は 660kN となった。また、覆工に加えてインバートも鉄筋補強したケース2の構造耐力は1140kNで、ケース1の構造耐力ならびに実験装置の上限であった 1000kN を上回った。以上より、構造耐力に関して、数値解析と模型実験の整合性は概ね良好であると言える。

b) トンネルの変形モード及び変位

荷重 600kN における合成変位の分布を図-9 に示す。模型実験同様に、インバートが隆起し、天端～S.L.では内空が広がる変形モードが示された。一方、荷重 600kN における変位をケース 1, 2 で比較すると、着目した各節点において両者の値はほぼ等しい。模型実験では、前章の図-4 で示したように、鉄筋補強による変形抑制効果が認められており、数値解析で模型実験の変形挙動を精度良く再現するには至らなかった。

c) 覆工及びインバートのひずみ

荷重 600kN における覆工とインバートのひずみ分布 (E_XX) を図-10 に示す。インバート中央部では、ケース 1, 2 ともに、内面で 1500 μ 程度の引張ひずみ、外面で 2100 μ 程度の圧縮ひずみが生じており、模型実験のケース2の結果 (図-5 (b)) に近い。本解析では、モルタルの応力-ひずみ関係について、引張・圧縮ともに、応力が所定の強度に達した後、一定の値を保つバイリニアとしてモデル化した。一方で、実際のモルタルの応力-ひずみ関係は、図-6 より、初期段階での引張ひび割れの発生や終局段階でのひずみ軟化等、より複雑なものであると考えられる。バイリニアモデルを、所定の強度に達した後、ひずみ軟化するモデル化等とすれば、解析はより複雑となるが、ひずみや先述の変位に関し、模型実験と数値解析の乖離が軽減される可能性が考えられ、今後の課題としたい。

一方、ケース 1, 2 ともに、隅角部の内面で顕著なひずみが生じたが、その値はケース 1 で約 32300 μ 、ケース 2 で約 21940 μ と有意な差が認められた。ケース 2 は隅角部に鉄筋が設置されており、その補強効果により隅角部のひずみが軽減され、構造耐力の向上に結び付いたものと考えられた。なお、本解析では、隅角部を連続体

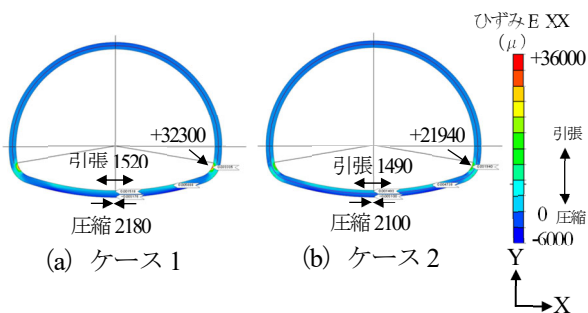


図-10 荷重 600kN におけるひずみ E_XX

として要素を剛結してモデル化したが、ここでのひずみの集中が構造耐力の決定因子となったと考えられる。一方、実構造の隅角部の変形挙動やひび割れの発生等は、このような解析結果とは異なる可能性が考えられ、先述した応力-ひずみ関係のモデル化とともに、今後の課題と考えている。

(3) 補強鋼材の仕様を変更した追加解析検討

以上の解析では、模型実験にならって鉄筋を直径 6.35mm の円形断面の一次元ビーム要素とした。ここでは、覆工とインバートを補強する鋼材を直径 9.53mm (D10鉄筋) としたケース 3, また直径 6.35mm の円形と同様の断面積でありながら、高さ 12.5mm の H 形鋼としたケース 4 について、追加の解析を実施した。鋼材の仕様及び断面諸量を表-4 に示す。

a) 追加解析ケースの構造耐力

数値解析によるケース 1~4 の構造耐力を図-11 に示す。補強に用いる鋼材の断面諸量が高めることで、構造耐力をさらに向上できる可能性が示された。ケース 4 の構造耐力はケース 3 をわずかに上回り、断面積よりも断面二次モーメントを高めることが、構造耐力の向上により効果的である可能性が示された。

b) 追加解析ケースのトンネルの変位及びひずみ

ケース 3 及び 4 の荷重 600kN におけるトンネルの変形図を図-12 に、覆工とインバートのひずみ分布 (E-XX) を図-13 に示す。図-12 より、ケース 3, 4 でのインバート中央部の隆起変位はいずれも約 19mm であり、ケース 1, 2 に比較し、わずかに減少した。下方からの荷重に抵抗し、変形を抑制することに伴って、ケース 3, 4 のインバート中央部のひずみは内面で 1700 μ 程度の引張り

表-4 鋼材の仕様及び断面諸量

ケース	断面形状	寸法 (mm)	断面積 A (mm ²)	断面二次モーメント I _y (mm ⁴)
1及び2	円形	D6 直径6.35mm	31.67	79.8
3	円形	D10 直径9.53mm	71.33	404.9
4	H形	高さH 12.5	29.46	824.8

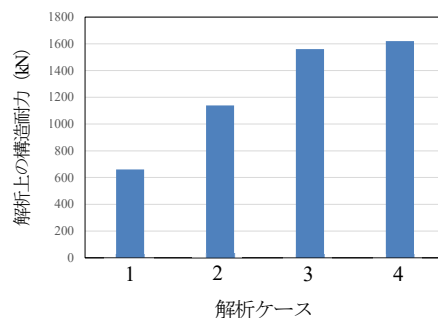


図-11 数値解析による構造耐力

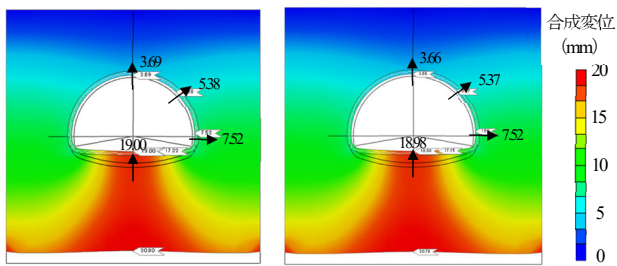


図-12 追加解析ケースでの荷重 600kN における合成変位

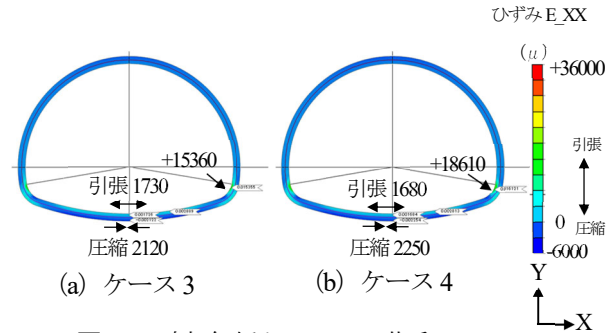


図-13 追加解析ケースでの荷重 600kN におけるひずみ E_{XX}

ずみ、外面で 2100~2200 μ 程度の圧縮ひずみとなり、ケース 1, 2 に比較して増加した。一方、隅角部内面のひずみは軽減されており、このことが構造耐力の向上に結び付いたものと考えられた。

4. まとめ

インバートの構造耐力の向上やインバート形状の合理化を目標とした基礎的検討として、模型実験と数値解析により、鋼材によるインバートの補強効果を評価した。

模型実験では、覆工のみ鉄筋で補強したケース 1 と、覆工及びインバートを鉄筋で補強したケース 2 とで結果を比較した。

- ・ 構造耐力：ケース 1 は 672.5kN、ケース 2 は 1000kN 以上であり、鉄筋補強による構造耐力の向上が認められた。
- ・ インバートの隆起変位（荷重 600kN で比較）：ケース 2 の隆起変位はケース 1 より 24%程度小さく、鉄筋補強による変形抑制効果が認められた。
- ・ インバートのひずみ：ケース 2 の内面での引張ひずみ、外面での圧縮ひずみは、ケース 1 を大きく上回り、鉄筋補強されたモルタルによる曲げモーメント伝達能力の高さが認められた。

ただし、本実験の模型では、モルタル厚さ 20mm に対して D6 鉄筋を使用しており、これは実構造と比較し、過大な仕様となっている点については留意が必要である。

数値解析では、模型実験の結果を再現すべく、有限要素解析を実施した。さらに、鉄筋の径を大きくしたり、H 形鋼とした追加解析を実施した。

- ・ 構造耐力：各載荷ステップにおける収束判定の結果から、構造上の破壊・非破壊を判定した。構造

耐力は、ケース 1 で 660kN で模型実験と整合し、ケース 2 で 1140kN であった。また、追加解析ケースでは 1500kN 以上となり、鋼材を用いた補強による構造耐力の向上が認められた。覆工及びインバートのひずみ分布から、補強によるインバート隅角部内面でひずみの軽減が、構造耐力の向上に寄与するものと考えられた。

インバートの隆起変位：ケース 1, 2、さらに追加解析ケースでも、隆起変位に有意な差は認められなかった。本検討では、覆工及びインバートの応力-ひずみ関係をバイリニアとしてモデル化した。しかし、模型実験の結果をより精度良く再現するためには、ひずみ軟化モデルの採用等、改善の余地があると考えられ、今後の課題である。

参考文献

- 1) 土木学会：山岳トンネルのインバート -設計・施工から維持管理まで-, pp.9-54, 丸善出版, 2013.
- 2) 例えば、佐久間智, 菅原徳夫, 多田誠, 遠藤祐司：供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する -山形自動車道 盃山トンネル (上り線) -, トンネルと地下, No.472, pp.27-37, 2009.
- 3) 藁拓史, 石井祥旭, 砂金伸治, 三上尚人, 田邊修平：山岳トンネルにおける補強対策の合理化に関する考察, トンネル工学報告集, 第 31 巻, I-19, pp.1-11, 2021.
- 4) 日本道路協会：道路トンネル技術基準 (構造編) ・同解説, pp.145-147, 2003.

(2022. 8. 26 受付)

REINFORCEMENT EFFECT OF STEEL MATERIAL ON INVERT BY MODEL EXPERIMENT AND NUMERICAL ANALYSIS

Yu KOIZUMI, Atsushi KUSAKA, Nobuharu ISAGO and Toshiro OHTSU

Invert is constructed at the bottom of tunnel structure. It stabilize the tunnel structure and the ground to suppresses the deformation of the ground including floor heave. Recently, it has been reported that the severe floor heave occurred where invert was constructed while the tunnel was in service. Thus, we have been developing the methods of reinforcing invert using steel material. In this study, we conducted model experiments to evaluate the reinforcement effect of steel material on the behavior of invert. As a result, the reinforcement improve the structural strength of the tunnel model and decrease the displacement of floor heave. Furthermore, we conducted numerical analyses to simulate the model experiments and evaluate the influence of the cross-sectional quantities on the behavior of invert.