

山岳トンネル覆工の合理的な設計手法に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：令2～令4

担当チーム：トンネルチーム

研究担当者：日下敦、小泉悠、菊地浩貴
佐々木亨、田村賢人

【要旨】

近年、施工性や品質向上等を目的として新たな覆工構造の研究開発が行われているが、覆工に求められる機能・性能、照査方法等が十分体系化されておらず、これらの導入検討の障壁となっていると考えられる。本研究では、覆工の性能規定化に向けた基礎研究として覆工の機能・性能を整理するとともに、実大実験や数値解析により覆工の耐荷性能に着目した評価手法の検討、新しい覆工構造の導入に向けた評価フローの検討を行った。その結果、耐荷性能の評価手法として断面耐力による方法と構造全体の耐荷力による方法を提案しフローとして体系化した。さらに、新たな覆工構造として薄肉高強度覆工の有効性を明らかにした。

キーワード：山岳トンネル、覆工、構造全体の耐荷力、MN 耐力曲線、数値解析

1. はじめに

山岳トンネル工法（いわゆる NATM）により施工される通常断面の道路トンネルの標準区間の覆工では、現場打設による設計巻厚 30cm、圧縮強度 18N/mm²の無筋コンクリート（以下「従来覆工」と称する）が標準的に採用される^{1,2)}。本仕様は過去の経験や実績等をもとに目安として示されたものであり、一般には性能が照査されることなく標準区間における実務上のみなし仕様となっている。

近年、施工性の向上や品質向上等を目的とした新しい覆工構造（例えば、プレキャスト覆工や薄肉高強度覆工）（以下「新覆工」と称する）の研究開発^{4,7)}が行われているが、標準区間での採用実績は極めて少ない。その一因として覆工に求められる機能・性能やその評価手法が十分体系化されていないことが挙げられ、新技術の導入検討の障壁となっているものと考えられる。

本研究では、性能規定化に向けた基礎研究として、覆工に求められる機能・性能を整理するとともに、耐荷力に着目し、従来覆工および新覆工の耐荷力の評価手法の提案、覆工の合理的な設計手法の提案を行った。

2. 覆工の機能・性能の整理

覆工に新技術の導入を検討するためには、覆工の性能規定化および性能照査方法の確立が必要であるが、現状、道路トンネルにおいては十分に体系化されていない。そこで、NATMにおける従来覆工の機能・性能（案）の整理を試みた。

まず、NATM 黎明期における覆工の機能や仕様について調査し整理する。1964年に Rabcewicz⁸⁾は”The New Austrian Tunnelling Method (NATM)”と題して一連の論文を発表し、地圧と支保工の相互作用等、力学的な観点から NATM の基本的な考え方を解説した。覆工（Inner lining）については、厚さ 20cm の吹付けコンクリートの内側に、厚さ 30cm の無筋コンクリートの覆工が施工された事例を紹介し、厚さの設定根拠は言及していないものの、安全率の向上が目的であることを述べている。その後、1978年に Müller は来日時、NATM における 22 の基本原理⁹⁾を発表し、トンネルの支保を果たしているのは根本的には周囲の地山であり、吹付けコンクリート等により地山の緩みを防ぐ必要があること等を示した。また、覆工については、従来の工法ではコンクリートブロック等が積み上げられた分厚いものであったのに対し、薄くてフレキシブルなものであるべきことや、覆工の目的が地山と支保工で一体化された構造の安全率向上にあることを示した。

次に、現在各事業者が所管する基準類^{1,2,10,11)}を参考に表-1 にトンネルの機能、内空断面保持機能についてはその性能について整理したものを示す。内空断面保持機能は主に構造安定性に関する機能、それ以外は供用性に関する機能と大別できるが、両機能を複合的に有しているものもあり明確な区分は難しい。防水機能は、NATM では原則として防水工および排水工より担保されることから覆工だけで機能を満足するものではなく、トンネル全体で機能を評価する必要がある。

表-1 覆工の機能・性能 (案)

機能・性能	概要
内空断面保持機能	建築限界など道路トンネルとして供用に必要な内空断面を確保する
耐荷性能	トンネル構造としての安全率を高めるとともに、供用中の地山や支保工の劣化等による不確実な追加荷重に対して抵抗できる余力を保持する
耐久性能	うき・はく離、はく落等は出来るだけ生じないようにするとともに、漏水等による劣化の促進を抑制する
耐火性能	高熱による地山や支保工への著しい損傷を防ぎトンネルの崩壊を防止し、火災終了後にわずかな補修・補強により供用を再開できる
施設保持機能	照明・換気・非常用等の諸設備を確実に保持する
内装機能	覆工表面の輝度を高く保つことで照明の効率を向上させるとともに前方の障害物の視認性の向上あるいは心理的圧迫感を軽減する 換気においては覆工表面の通気抵抗を小さく抑え換気効率を向上させる
保守管理機能	覆工の表面を平滑に仕上げ、点検時の目視観察をし易く保つとともに、点検で発見した変状を容易に補修・補強可能な構造となるようにする
防水機能	防水工・排水工とともに、トンネル内に湧水を流入させない、あるいはトンネル外に速やかに排出させる

表-2 耐荷性能の分類 (案)

性能	概要
耐荷性能	
標準区間 余力保持	供用中の不確実な追加荷重に対して抵抗できる余力を保持する 軽微な地震に対して損傷しない余力を保持する
付加外力支持	供用中に覆工に作用する土圧、水圧等に対して安定性を確保する
特殊区間 支保補完	支保工のみでは地山の変位が収束しない場合に、覆工によりトンネルの安定に必要な拘束力を確保する

NATMではトンネル空間の安定性は地山および支保工で担保することが前提であり、不良地山等を有し外力の作用を前提として構造計算により覆工仕様を決定する区間（以下「特殊区間」と称する）を除き、覆工には当初から外力作用に対する耐荷性能を期待するものではない。このことから、耐荷性能は標準区間と特殊区間で異なる性能水準を有していると考えるのが適当である。表-2に標準区間と特殊区間に分けて耐荷性能を3つに分類した。標準区間における余力保持は、設計・施工時に積極的に耐荷性能を期待するものではないものの、将来起こりうる不確実な作用荷重に対して、内空断面が保持できる程度の余力を保持するものである。一方、付加外力支持は予め想定する作用荷重に対して耐荷力を満足するよう覆工に耐荷性能を期待するものである。上記の2つは覆工施工後の作用荷重に対するものであるが、支保補完は地山の安定を目的とする支保工としての性能を覆工に期待するものであり、覆工の構築によって最終的な変位の収束を目指すものである。

耐荷性能を評価する場合、定量的な作用荷重や安全率の設定等が必要であるが現状では明確に規定されているものはない。このため、現状では、標準区間の覆工は仕様規定によるみなし仕様が標準となっている。

特殊区間では各現場個別に地質調査や地山評価が実施され設計荷重が設定されることや、過去の類似設計事例を参考に対応する場合がほとんどである。

本研究は、内空断面保持機能の耐荷性能のうち、標準区間を対象にした余力保持に着目し、覆工の耐荷性能やその評価手法について検討を行ったものである。

3. 標準区間における覆工の耐荷性能の評価フローの提案

標準区間で従来覆工の仕様を満足する施工がなされたトンネルにおいては、供用期間中の著しい構造安定性の低下を引き起こす事例は少ないことや、適切な維持管理を実施することで利用者被害の発生を低減できる¹²⁾。このことから、従来覆工の仕様は、性能照査により決定されたわけではないが、一定の耐荷性能等が担保されている仕様であると考えられる。そのため、標準区間における耐荷性能（余力保持）の性能水準としては従来覆工が1つの基準と考えることができ、本研究では新覆工の導入にあたっては従来覆工同等以上の耐荷性能を有する必要があると考えた。

標準区間の覆工の耐荷性能を評価する方法としては、断面耐力を用いた方法に加え、筆者らは構造全体の耐荷力を用いた方法を提案¹³⁾している。これらを整理した耐荷性能の評価フローを図-1に示す。

3.1 断面耐力による評価方法

ある一断面のひずみや断面力で破壊を照査し、それをもとに覆工の耐荷性能を考えるものである。実務的な手法としてMN耐力曲線を用いた方法が考えられる。これは、新覆工のMN耐力曲線が従来覆工のMN耐力曲線よりも大きくなるよう断面設計することで従来覆工同等以上の耐荷性能を有すると評価するものである。

MN耐力曲線は文献^{14,15)}を参考に、圧縮側は材料の圧縮ひずみの限界値、引張側は部材厚に対するひび割れが一定の深さ以下になるようひずみ分布を仮定し、その時の応力状態から式(1)(2)にしたがって限界曲げモーメント M_{ud} 、限界軸力 N_{ud} を算定する。

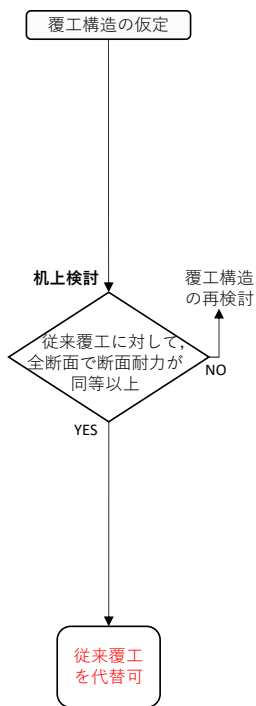
$$M_{ud} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot y \cdot b dy / \gamma_b \quad (1)$$

$$N_{ud} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot b dy / \gamma_b \quad (2)$$

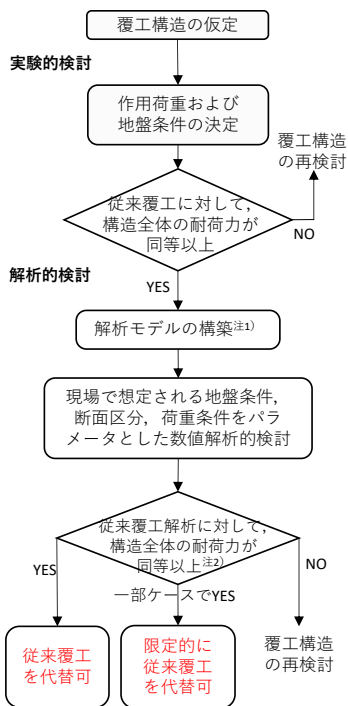
ここに、

- h : 覆工厚
- b : 単位幅
- y : 厚さ方向に対する断面中心からの距離

方法1:
断面耐力による評価



方法2:
構造全体の耐力による評価



注1) 原則として全断面圧縮破壊、曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊に対する再現性を有する解析モデルである必要がある。
 注2) 数値解析結果が材料構成則の適用範囲内であることを確認する必要がある。適用範囲外の場合は、必要に応じて追加の要素実験等を実施し、構成則の見直しまたは適用範囲の再検討を行う。

図-1 新覆工の耐力の評価フロー (案)

$\sigma(y)$: 位置 y における応力
 γ_b : 部材係数

プレーンコンクリートの場合、応力ひずみ関係における降伏圧縮ひずみを 2000μ 、限界圧縮ひずみを 3500μ とし、ひずみ ϵ'_c の大きさに応じて式(3)(4)が用いられることが多い。

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\epsilon'_c}{0.002} \left(2 - \frac{\epsilon'_c}{0.002} \right) \quad (3)$$

$(0 \leq \epsilon'_c \leq 0.002)$

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f'_{cd} \quad (4)$$

$(0.002 \leq \epsilon'_c \leq 0.035)$

ここに、

k_1 : 寸法効果を表す係数
 f'_{cd} : 設計圧縮強度

寸法効果を表す係数 k_1 は、式(5)により算定する。

$$k_1 = 1 - 0.003f'_{ck} \leq 0.85 \quad (5)$$

ただし、軸方向圧縮力の上限值 N'_{oud} は式(6)にしたがって算定する。

$$N'_{oud} = (0.85f'_{cd} \cdot A_c) / \gamma_b \quad (6)$$

ここに、

A_c : 単位幅当りの断面積

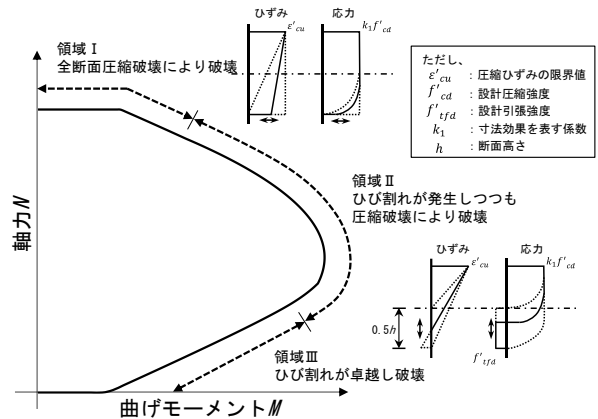


図-2 MN 耐力曲線

MN 耐力曲線は図-2 に示すような曲線として求められ、部材断面の応力状態から、断面破壊モードは全断面圧縮破壊、曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊の3種類に分類できる。

MN 耐力曲線は断面諸元から比較的容易に部材の断面耐力を評価することが出来る一方で、この方法はあらゆる破壊モードにおいて、従来覆工に対して同等以上の耐力を確保する必要がある。そのため、耐荷性能を決定付けるわけではない破壊モードに対しても断面耐力を確保する必要があり、場合によっては力学的・経済的に不合理な設計になることがある。また、覆工は1箇所の断面破壊で必ずしも構造全体が不安定化するわけではない¹⁰⁾が、この非線形的な挙動を考慮することは不可能である。さらには、プレキャスト構造に見られる継手等に対しては、MN 耐力曲線による評価方法が十分に確立されておらず、代表断面で評価したときに継手の影響を考慮することができない。

3.2 構造全体の耐力による評価方法

覆工の破壊に至るまでの非線形的な挙動を考慮した場合、覆工が不安定化する終局限界状態に着目し、構造全体の耐力を覆工の耐力として評価することで、より合理的な評価が可能であると考えた。また本手法を用いることで、継手等の特殊な構造を有する場合でも、それらが覆工に及ぼす影響を考慮して覆工構造全体として評価することが可能である。一方で、構造全体の不安定化まで評価できる手法が必要であることから、実験と数値解析を組み合わせた設計フローを提案した。

3.2.1 実験的検討

実験的検討は、標準的な作用荷重および地盤条件のもと、実大規模の載荷実験により、新覆工と従来覆工の耐荷性能の比較検討および破壊モード等の力学的挙動の差異を把握するものである。

表-3 トンネルに作用する代表的な外力とその破壊メカニズム¹⁹⁾を加筆修正

	緩み土圧	偏土圧	膨張性土圧	
作用荷重・変状の例				
荷重形態				
最終の破壊状況				

(1) 作用荷重

NATMで施工されたトンネルに作用する主な外力として、緩み土圧や偏土圧、膨張性土圧等が示されている¹⁷⁾。トンネルにこれらの外力が作用するとき、初期の段階で覆工にひび割れが発生し、進行すると断面破壊と見なせる状態に達し、さらに進行するとトンネル構造全体の破壊に至る。断面の破壊形態は応力状態に応じて、a.軸力と曲げモーメントの両方が発生する曲げ圧縮破壊(圧ぎ)、b.曲げモーメントが卓越し引張ひび割れが進展することで発生する曲げ引張破壊、c.軸力が卓越する全断面圧縮破壊によるせん断破壊の3種類に大別される。これまで土木研究所で実施した実大規模の覆工載荷実験によると、a.~c.の断面破壊は、それぞれ図-3の载荷形式A、B、Cにより再現することができる^{18,19)}。NATMで想定されるそれぞれの外力について、ひび割れ進展を考慮した数値解析により構造耐力を決定付ける破壊メカニズムの再現解析をした結果¹⁹⁾を表-3に示す。従来覆工のトンネルに外力が作用する場合、主に曲げ圧縮破壊により覆工の構造耐力が決定される。

このことから、本研究では载荷形式Aを標準的な荷重条件として検討を行うものとした。全断面圧縮破壊(载荷形式C)については、作用荷重と材料の圧縮強度、断面諸元から概ね構造耐力を算出できるため標準的な作用荷重に含めないものとした。曲げ引張破壊(载荷形式B)については、NATMで施工されたトンネル

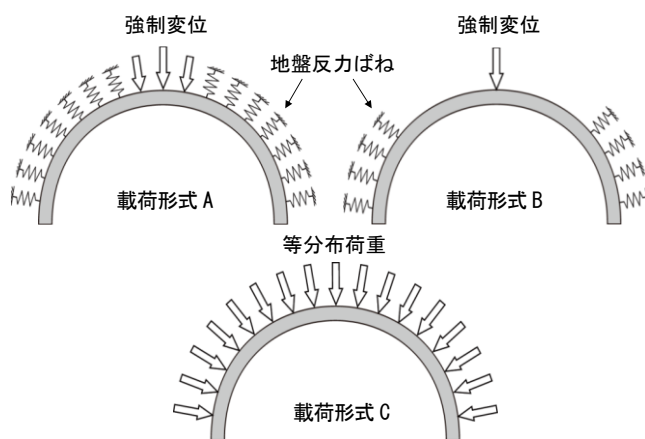


図-3 载荷形式¹⁶⁾を加筆修正

では大規模な背面空洞は生じにくいと考えられ、曲げ引張破壊により構造耐力が決定されるような荷重条件は少ないと考えられることから、同様に標準的な作用荷重に含めないものとした。

(2) 地盤条件

地盤条件の設定にあたっては、本検討の前提が標準区間として従来覆工が施工される地山等級を対象としており、このうち比較的不利な条件であるDI相当の地山を想定するものとした。

3.2.2 解析的検討

現場で想定される荷重条件、地盤条件、断面区分等の種々のパラメータにより解析を行い、従来覆工と同等以上の耐荷性能を有することを確認することで、新覆工の評価を行う。数値解析で覆工が終局状態に至る

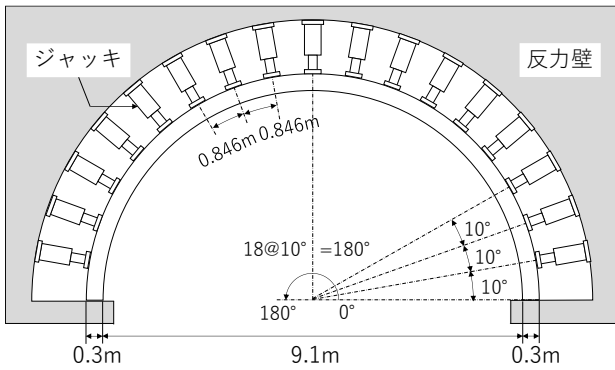


図-4 覆工載荷装置の概略図

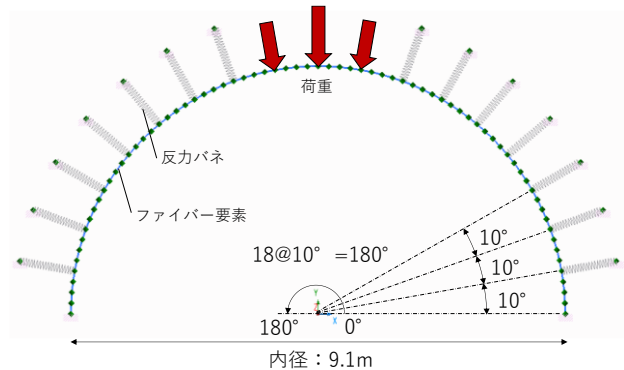


図-5 数値解析モデルの概略図

表-4 供試体物性値

ケース		case1	case2	case3	
載荷形式		A	B	C	
反力バネ定数	k	kN/mm	400	230	-
覆工厚	t	mm	300	300	300
圧縮強度	f'_c	N/mm ²	25.4	26.9	14.3
弾性係数	E	N/mm ²	19,307	21,570	14,416
ポアソン比	ν	-	0.15	0.22	0.10

表-5 解析物性値

ケース		case1	case2	case3	備考	
載荷形式		A	B	C		
圧縮強度	$0.85f'_c$	N/mm ²	21.6	22.9	12.2	
引張強度	f_t	N/mm ²	1.99	2.06	1.36	$0.23f'_c^{2/3}$
破壊エネルギー	G	N/mm	95	97	79	
弾性係数	E	N/mm ²	19,307	21,570	14,416	
ポアソン比	ν	-	0.15	0.22	0.10	

までの非線形的な破壊挙動が適切に表現できていることが重要である。そのため、前項の実験的検討による実大実験の再現性を有する解析モデルを構築したうえで、パラメトリックスタディを行う必要がある。数値解析モデルの構築にあたっては、覆工材料の材料特性、継手等を有する場合はその構造特性を明らかにして、構成則のモデル化およびその適用範囲を明確にする必要がある。特殊な材料や構造を有する場合は、要素実験や載荷実験等により、それらの特性を明らかにする必要がある。ただし、数値解析で得られた解析モデルの力学的挙動が、解析モデルの構築にあたって確認された材料特性や構造特性の適用範囲を超過していないことを確認する必要がある。

4. 従来覆工の耐荷性能の評価

標準区間における従来覆工の耐荷力や破壊メカニズム等を把握するとともに、それらを評価可能な数値解析モデルを構築することを目的に、既往の実大覆工載荷実験の分析および再現解析を実施した。

4.1 覆工載荷実験の概要

4.1.1 実験装置の概要

実験装置および覆工供試体の概要を図-4に示す。実験装置は二車線道路トンネル一般部と同程度の規模の供試体に対して載荷ができる実大規模の装置であり、油圧ジャッキが10°ピッチで反力壁に設置されている。供試体の形状寸法は、外径9.7m、内径9.1m、高さ(トンネル軸方向長さ)は1mの半円形である。ジャッキはそれぞれ荷重制御、変位制御、バネ化制御が可能

である。バネ化制御は任意のバネ定数を保持するようストロークを制御するものであり一定の地盤反力を模擬することが可能である。なお、装置改修の都合上、case1は上記のバネ化制御が実装されているものの、case2,3は油圧バルブを閉塞することで地盤バネを模擬している。

4.1.2 実験ケース

実験ケースを表-4に示す。覆工供試体の物性値は、円柱供試体の一軸圧縮試験結果を示している。分析対象は図-3に示した載荷形式A、B、Cで実施された実験^{16,20)}とした。載荷形式Aは、予備載荷として全てのジャッキで40kNまで載荷した後、本載荷として10~70、110~170°ジャッキを地盤バネに切り替えた状態で80~100°ジャッキを5:8:5の比で内空側へ強制変位させている。載荷形式Bは、予備載荷として10~40、90、140~170°の9箇所のジャッキで載荷(90°は40kN、それ以外は20kN)を行った後、本載荷として90°以外のジャッキを地盤バネに切り替えた状態で90°のジャッキを内空側へ強制変位させている。載荷形式Cは、予備載荷は実施せず17箇所全てのジャッキで段階的に等方荷重を与えている。なお、case1のバネ定数は約400kN/mm、case2は約270kN/mmである。ただし、case2は実験進行に伴い配管内の油圧に増減がみられ、概ね平均値を示している。

4.2 数値解析の概要

覆工の耐荷性能を評価するためには、構造全体の不安定化に至る過程の力学状態および最終的な構造全体の耐荷力を再現可能であり、異なる破壊モードを再現

できる解析モデルが必要である。本研究では、材料非線形性を考慮したファイバー要素を用いて覆工の耐力を評価可能な汎用的な解析モデルの構築を試みた。

4.2.1 数値解析モデル

図-5に解析モデルの概略図(図は case1)、表-5に解析物性値を示す。覆工はファイバー要素、反力バネはバネ要素でモデル化し、形状寸法は載荷実験と同様とした。なお、ファイバー要素は材料非線形性を考慮した梁要素である。断面内で分割された各セルに応力-ひずみ関係を定義し、要素の伸縮量と材端のたわみ角からセル毎に軸方向ひずみを算出することで対応した応力および断面力を算出するモデルであり、軸力と曲げの連成を考慮したモデルである。

図-6に覆工材料に適用した構成則を示す。圧縮側の構成則はコンクリート標準示方書²¹⁾を参考に二次曲線でモデル化し、 ϵ'_c 以降は応力一定と仮定した。なお、一般にコンクリートの限界圧縮ひずみとされる -3500μ 以降も解析を打ち切らないこととした。引張側の構成則は図-7に示すようなひずみ軟化モデルがいくつか提案されている²²⁻²⁴⁾が、本研究においては(b)のモデルを参考とした。引張強度に達した時点でひび割れが発生すると仮定し、ひび割れ発生前は線形弾性、ひび割れ発生後はひずみの増加に伴い一定の軟化勾配で引張強度を減少させる。軟化勾配は供試体の強度特性等から算出される破壊エネルギーが解析モデルの引張応力-ひび割れ開口の関係から求められる破壊エネルギーと整合するよう算出した。バネ要素は引張が作用しないバイリニア型の構成則とし、実験と同様のバネ定数で抵抗するようモデル化した。

載荷条件は、実験と同様に case1、2については予備載荷ののち本載荷、case3 は本載荷のみとした。

4.2.2 解析モデルの照査方法

解析モデルの力学状態を評価するため、破壊に至るまでの各損傷状態を次のとおり定義した。

- ひび割れ … 要素の引張縁におけるひずみが、引張強度 f_t に達したときのひずみ量を超過した解析ステップ
- 断面破壊 … MN 耐力曲線を用い、解析モデルに生じた断面力が MN 耐力曲線と交差した解析ステップ
- 構造全体 … 解が収束する解析ステップにおける耐力を示した解析ステップ

断面破壊の照査は、発生断面力が MN 耐力曲線と交差した範囲から破壊モードの判定を行った。なお、本研究では、曲げ引張破壊の再現を考慮し、無筋コンク

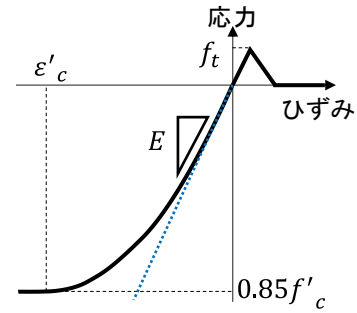


図-6 覆工材料の構成則

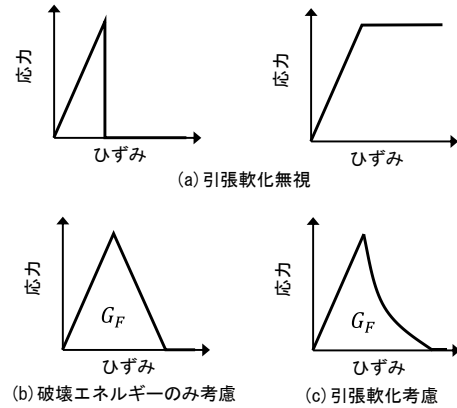


図-7 ひずみ軟化モデル²²⁻²⁴⁾

リートであっても引張応力を考慮して MN 耐力曲線を算定し、このとき文献¹⁵⁾を参考に、中立軸より引張側は引張強度 f_{tk} で一定と仮定した。また、 M_{ud} および N_{ud} の算定にかかる部材係数 γ_b は 1.15、 N'_{oud} の算定にかかる部材係数 γ_b は 1.3、コンクリートの材料係数 γ_c は 1.0、寸法効果を表す係数 k_1 は 0.85 とし、限界ひび割れ深さは断面高さの 50%とした。

4.2.3 数値解析結果

(1) case1

図-8に実験および解析の荷重(載荷ジャッキ3本の合計値)と天端変位の関係、図-9に MN 耐力曲線および解析モデルの断面力の推移を示す。なお、発散後のプロットは省略している(以降同様)。実験は天端内面側、肩部外面側の順に引張ひび割れ、天端、肩部の順に圧縮破壊が確認され、約 2400kN で構造全体の耐力に達した(載荷重の低下が確認された時点で除荷)。解析でも概ね同程度の荷重でひび割れ、曲げ圧縮破壊が生じ、約 2300kN で構造全体の耐力となった。図-10に構造全体の耐力に達したときのひずみ分布を示す。実験結果は天端外面、肩部内面の3箇所で $-3500 \sim -4000\mu$ の圧縮ひずみ、その他の断面では小さな圧縮ひずみが発生している。解析も同様に、天端および両肩部で曲げ圧縮破壊に相当するひずみ分布を示しており、これは MN 耐力曲線による照査結果と整合する。その他の断面では全断面圧縮応力が生じて、構造全体

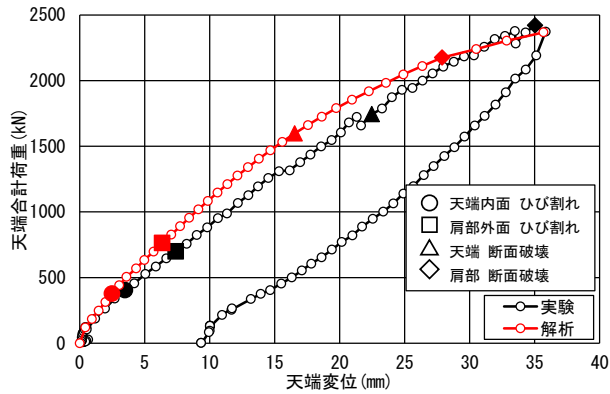


図-8 荷重変位関係

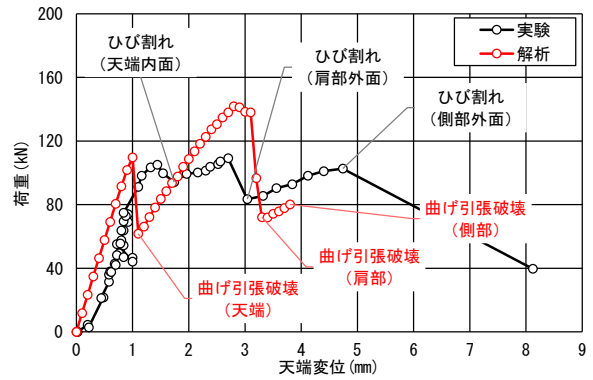


図-11 荷重変位関係

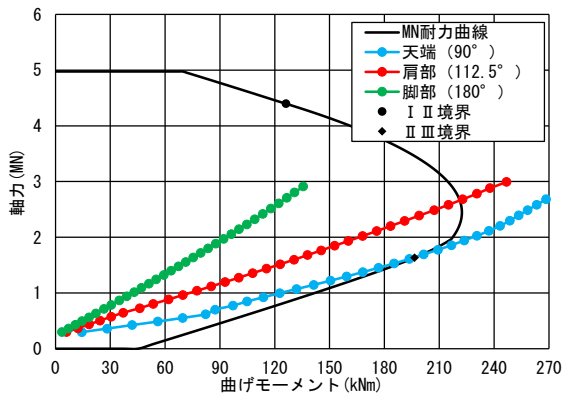


図-9 MN 耐力曲線 (解析)

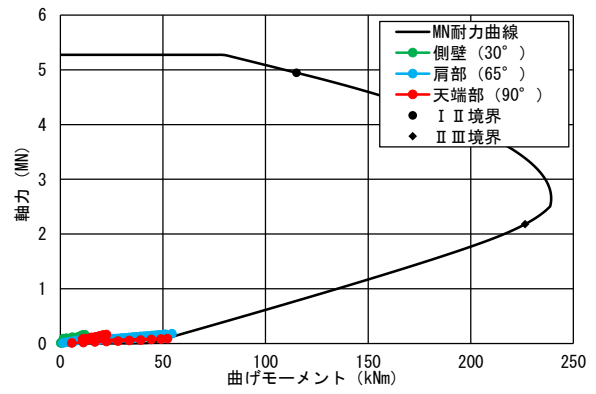


図-12 MN 耐力曲線による照査

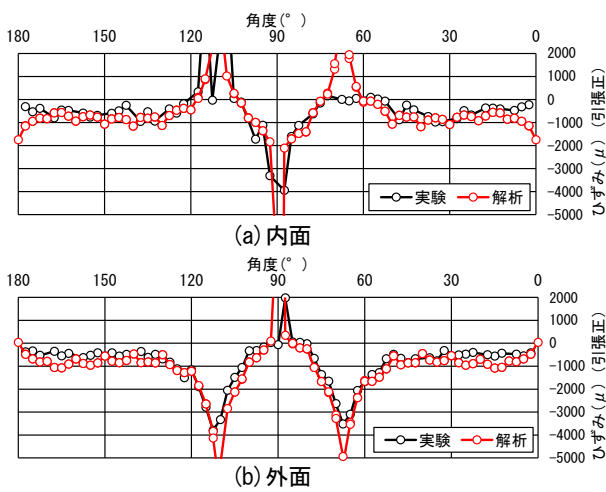


図-10 ひずみ分布

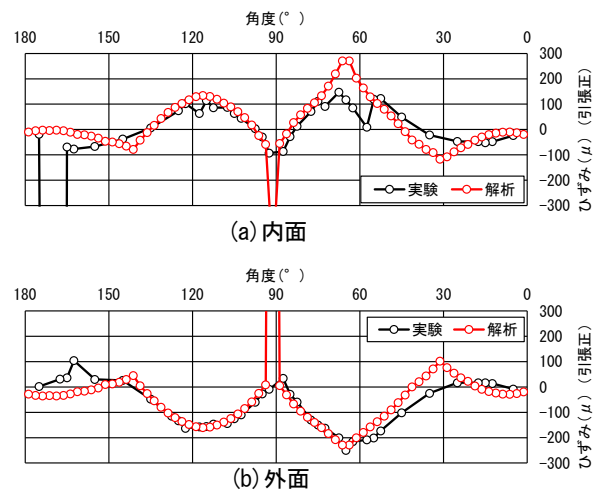


図-13 ひずみ分布 (構造全体の耐荷力)

の耐荷力に達していることが分かる。

(2) case2

図-11 に実験および解析の荷重 (90° ジャッキ) と天端部の変位の関係、図-12 に MN 耐力曲線および解析モデルの断面力の推移を示す。実験では天端、肩部、側壁部の順にひび割れが確認され、構造全体の耐荷力は約 110kN を示した。ひび割れが発生するたびに荷重の低下がみられる。解析では MN 耐力曲線による照査から天端部、肩部、側壁部の順に曲げ引張破壊が発生

することが確認され、そのたびに荷重が低下した。構造全体の耐荷力は約 140kN と実験よりやや大きい、これは実験のバネ化ジャッキはバネ定数にブレがある一方で解析では一定であり、反力がやや異なっているためと考えられる。実験では目視で供試体の状態を記録しておりひび割れ深さは厳密に記録出来ていない。実験ではひび割れ発生たびに荷重の低下が見られるが、これは解析における曲げ引張破壊のステップと一致するため、実験でも該当ステップで断面の曲げ引張

破壊が生じていると考えられる。また、実験と同様に肩部外面が曲げ引張破壊を示す手前で最大荷重を示すことから、解析モデルの力学状態は適切に再現されているものと考えられる。また、MN 耐力曲線と交差し曲げ引張破壊が生じた断面の曲げモーメントの急激な低下が確認されたが、これは当該断面が曲げ引張破壊によりヒンジのような挙動を示すためと考えられる。

図-13 に構造全体の耐荷力に達したときのひずみ分布を示す。実験は天端内面、肩部外面、側壁部内面で引張ひずみが発生し、その他の断面では非常に小さな圧縮ひずみが発生している。解析も同様に天端、肩部、側壁部で曲げ引張破壊に相当するひずみ分布を示しており、MN 耐力曲線による照査結果と整合する。

(3) case3

図-14 に実験および解析の荷重 (90°ジャッキ) と天端部の変位の関係、図-15 に MN 耐力曲線および解析モデルの断面力の推移を示す。実験では直線的な荷重変位関係が見られ、構造全体の耐荷力に至る過程で目視可能なひび割れや圧縮破壊は確認されなかった。最終的に約 600kN で構造全体の耐荷力となり、脚部で全断面圧縮破壊が発生し脆性的な破壊を示した。解析は約 300kN からやや傾きが緩くなる傾向が確認されるものの、約 550kN で構造全体の耐荷力を示し、解が発散した。MN 耐力曲線による照査から、最大荷重付近までに段階的な断面破壊は確認されず、脚部および天端部で全断面圧縮破壊が発生し、脆性的な破壊となった。実験では天端部に全断面圧縮破壊は確認されなかったが、解析においては実験と比較し天端部の変位が大きくなったことから、軸力が卓越し全断面圧縮破壊を示したと思われる。

図-16 に実験および解析について、構造全体の耐荷力に達したときのひずみ分布を示す。実験では、全箇所圧縮ひずみが発生していることから、全断面圧縮状態であることが分かる。最終的には、脚部内面に大きな圧縮ひずみが発生し、脆性的に破壊しているが、これは脚部の支持条件による影響と考えられる。解析においても同様に、全箇所圧縮ひずみが確認され、脚部から側壁および天端部に全断面圧縮破壊に相当するひずみ分布が確認され、これは MN 耐力曲線による照査結果と整合する。

(4) まとめ

以上より、全断面圧縮破壊、曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊の 3 種類の破壊モードで構造全体の耐荷力が決定される場合の従来覆工の力学的挙動および構造全体の耐荷力を整理するとともに、それらを評価可能な解

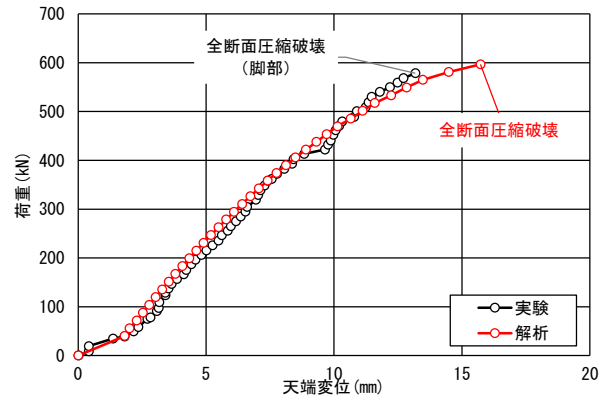


図-14 荷重変位関係

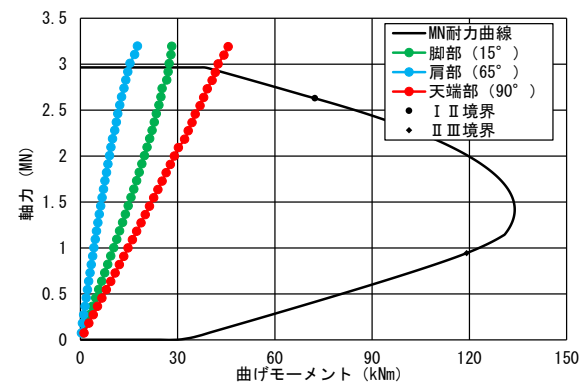


図-15 MN 耐力曲線による照査

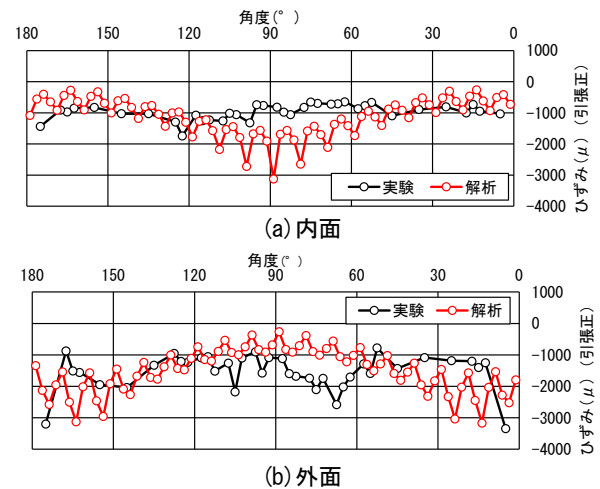


図-16 ひずみ分布 (構造全体の耐荷力)

析手法として、材料非線形性を考慮したファイバー要素による解析手法が有効であることが確認された。

5. 新覆工の耐荷性能に関する検討

覆工構造を合理化する手法としては、例えば、高強度コンクリートの適用や部材の薄肉化、部材の分割化、プレキャスト部材の採用等が考えられる。ここでは、新覆工の共通のキーワードであると思われる部材の高強度化および薄肉化に着目し、従来覆工に対して薄肉高強度化した覆工⁷⁾ (以下「薄肉高強度覆工」と称す

表-6 設計物性値

ケース			従来覆工	薄肉高強度覆工
覆工厚	t	mm	300	200
断面積	A	mm ²	300,000	200,000
断面二次モーメント	I	mm ⁴	2.25×10^9	6.67×10^8
断面係数	Z	mm ³	1.50×10^7	6.67×10^6
圧縮強度	f'_{ck}	N/mm ²	18.0	40.0
引張強度	f_{tk}	N/mm ²	1.58	2.69
ヤング係数	E	kN/mm ²	22.0	31.0
圧縮ひずみ	ϵ'_c	μ	2000	2000

表-7 せん断耐力の算定結果

覆工仕様	圧縮強度 f'_{ck} (N/mm ²)	断面積 [*] (mm ²)	許容せん断応力度 f_s (N/mm ²)	せん断耐力 (kN)
18N30cm	18.0	300,000	0.60	180
40N20cm	40.0	200,000	0.89	178
40N20.5cm	40.0	205,000	0.89	182
40N26cm	40.0	260,000	0.89	231
40N30cm	40.0	300,000	0.89	267

※覆工の長手方向の延長は1m

る)の耐荷性能について検討を行った。

検討は図-1 に示した断面耐力による方法と構造全体の耐荷力による方法のそれぞれ2手法を用いて行うことで、薄肉高強度覆工の耐荷性能を把握するとともに各評価手法の特性等を把握することを試みた。

5.1 断面耐力による方法を用いた検討

5.1.1 薄肉高強度覆工および従来覆工の概要

検討対象とした従来覆工および薄肉高強度覆工の設計物性値を表-6 に示す。なお、両ケースとも継手や部分的な覆工厚の増減等の無い一様な断面とした。

5.1.2 評価結果

図-17 に従来覆工および薄肉高強度覆工、従来覆工と同等以上の断面耐力になるよう試算した薄肉高強度覆工(40N26cm、40N30cm)のMN耐力曲線を示す。引張応力については、コンクリート標準示方書に準じて無視した場合(実線)と考慮した場合(破線)でそれぞれ比較を行った。引張応力を考慮する場合は中立軸より引張側は引張強度 f_{tk} で一定と仮定し、MN耐力曲線を算定した。なお、各係数の設定は4.2.2と同様とした。せん断耐力の算定結果を表-7 に示す。

薄肉高強度覆工は従来覆工より一軸圧縮強度が大きいため、全断面圧縮破壊および曲げ圧縮破壊域で限界断面耐力は従来覆工を上回る。一方で、曲げ引張破壊領域での限界断面耐力は引張応力の有無に関わらず薄肉高強度覆工は従来覆工を下回る結果となった。これは、曲げ引張破壊領域は引張強度に加え覆工厚に依存するためである。せん断耐力も同様に従来覆工をわずかに下回る結果となった。薄肉高強度覆工が曲げ引張破壊域およびせん断耐力を含む全ての破壊モードにおい

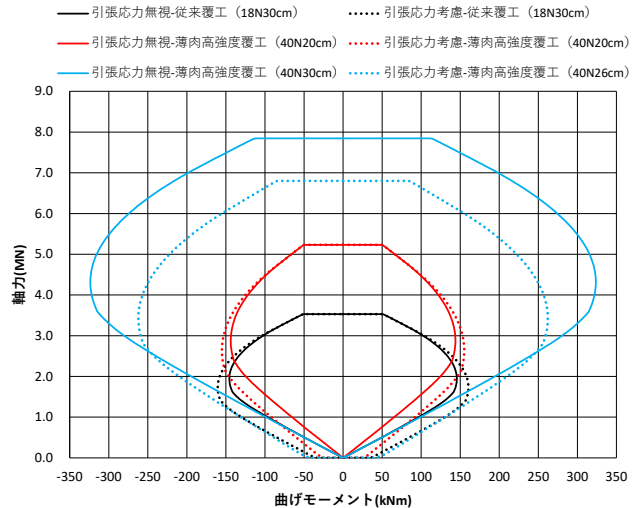


図-17 MN 耐力曲線

て従来覆工と同等以上の断面耐力を有するよう断面設計する場合、覆工の増厚や引張強度の増加等が必要となる。圧縮強度を40N/mm²で一定としたとき、引張応力を無視した場合の必要覆工厚は30cmとなり覆工厚の低減を図ることは不可能である結果となった。これは、曲げ引張破壊域における断面耐力は覆工厚の影響が支配的であることに起因する。引張応力を考慮した場合、必要覆工厚は約26cmとなり、従来覆工に対し約4cmしか薄肉化を図れない結果となった。なお、せん断耐力の観点からは必要覆工厚は20.5cmであった。

これらの結果から、断面耐力による評価では限界軸力と限界曲げモーメントが支配的となり、薄肉化の観点からは高強度化による優位性は小さくなる可能性がある。引張応力を考慮せずに評価する場合、覆工厚の低減を図るには鉄筋コンクリートの採用等により引張強度を増加させる必要がある。ただし、プレーンコンクリートと比較コストの増加や施工性の低下等の課題が残る。引張応力を考慮した場合、低軸力下での断面耐力が若干向上するなど応力状態によっては引張応力の評価が構造設計に一定の影響を与える。このことから、より合理的な評価には覆工の力学特性や材料特性を踏まえて、引張応力の設計上の評価方法を確立していく必要がある。

5.2 構造全体の耐荷力による方法を用いた検討

実大の覆工載荷実験を実施することで従来覆工と比較した耐荷性能の把握を試みた。また、前章で構築した非線形数値解析手法を用いて再現解析モデルを構築し、実現場への適用を想定し地盤反力を主なパラメータとしたパラメトリックスタディを実施した。

表-8 配合表

	粗骨材 最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	水セメ ント比 (%)	空気量 (%)	細骨 材率 (%)	単位量 (kg/m ³)			
						水	セメント	細骨材	粗骨材
従来覆工	40	12±2.5	65.7	4.5±1.5	44.8	164	250	826	1047
薄肉高強度 覆工	20	12±2.5	37.6	4.5±1.5	40.8	160	426	702	1040

表-9 供試体物性値

ケース	従来覆工		薄肉高強度覆工	
覆工厚	t	mm	300	200
圧縮強度	f'_c	N/mm ²	25.4	43.1
引張強度	f_t	N/mm ²	-	3.18
ヤング係数	E	kN/mm ²	19.3	23.2
曲げ剛性	EI	Nmm ²	4.34×10^{13}	1.54×10^{13}
ポアソン比	ν	-	0.15	0.16

5.2.1 薄肉高強度覆工の概要

薄肉高強度覆工の物性値および配合を従来覆工と比較する形で表-8、9に示す。従来覆工は前章の case1 を比較対象とした。薄肉高強度覆工の覆工厚および強度の設定にあたっては、予備解析により従来覆工と概ね同等以上の耐荷力が得られ、同等の破壊モードで構造全体の耐荷力が決定されることを確認して決定した。

5.2.2 実験条件

実験条件は3章で示したとおり载荷形式Aを標準とした。バネ定数も同様に地山等級 DI を想定した 400kN/mm とした。バネ定数と地盤反力係数、地盤変形係数の関係は、ジャッキの支持条件および道路橋示方書²⁵⁾に示される地盤反力係数の算定方法にて換算係数 $\alpha=4$ 、換算载荷幅 $B=10\text{m}$ と仮定して算定した。

5.2.3 実験結果

図-18に荷重(3本の载荷ジャッキの合計値)と天端変位の関係を示す。両実験とも、直線的に荷重が増加し、比較的低い荷重レベルで天端内面、肩部外面の順に引張ひび割れが発生する。その後、天端外面、肩部内面の順に圧縮破壊が生じ、従来覆工では約 2400kN、薄肉高強度覆工では約 2300kN で構造全体の耐荷力に達した(従来覆工は载荷重の低下が確認された時点で除荷)。構造耐力に達した後、天端変位が約 45 mm のときの薄肉高強度覆工の肩部の状態を写真-1に示す。覆工内面が圧縮によりはく落し、最終的に 110~120°位置で圧縮力に伴う曲げ圧縮破壊が生じた。荷重変位の傾きは、薄肉高強度覆工の方が小さく、構造全体の耐荷力に達したときの変位は約 7mm 大きい結果となった。これは、従来覆工に対して断面係数は約 1/2、曲げ剛性は約 1/3 であり曲げ変形しやすい構造であることに起因すると考えられる。最大荷重に対する各損傷段階の荷重を比で表した場合、両実験ともひび割れが発生した段階では約 20%と構造全体の耐荷力に対し

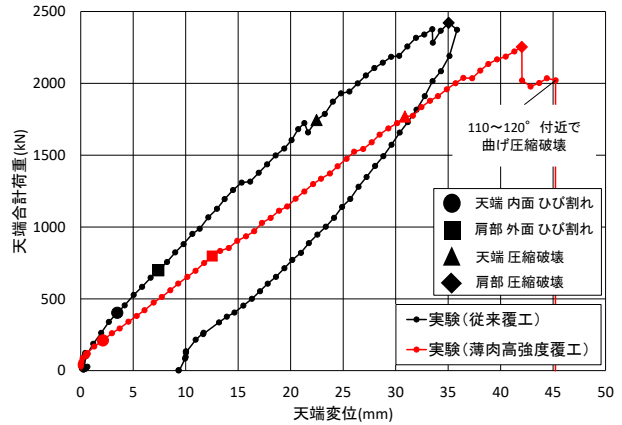


図-18 荷重変位関係



写真-1 薄肉高強度覆工の肩部の状態

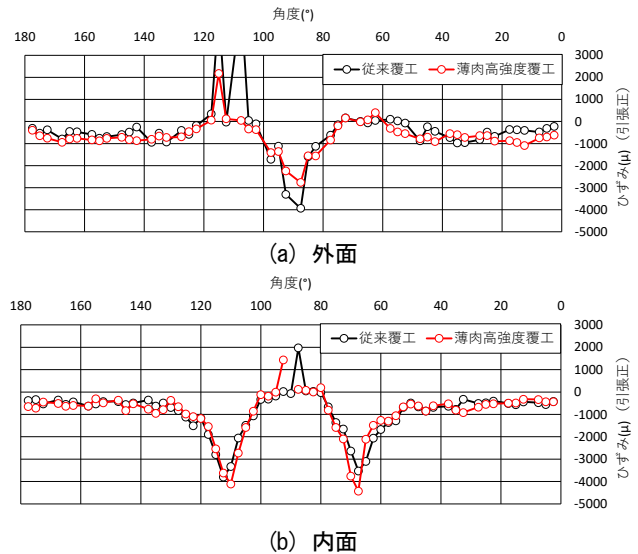
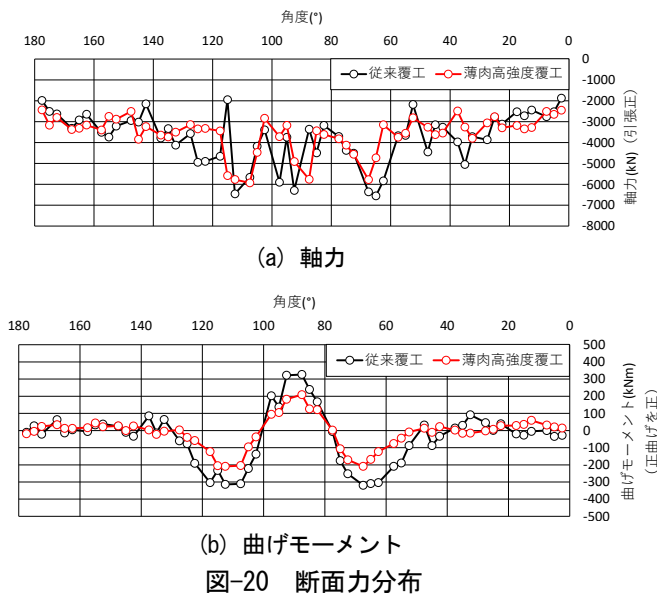


図-19 ひずみ

て十分余裕があるものの、天端および肩部の曲げ圧縮破壊が生じた段階では約 80%と余裕がなくその破壊過程は同様の傾向を示した。

図-19に構造全体の耐荷力に達したときの内外面における周方向ひずみ分布を示す。両実験とも天端外面、肩部内面で-3000~-4000μ程度程度の圧縮ひずみ、内外反対側では引張ひずみ、その他の断面では全圧縮状態であ



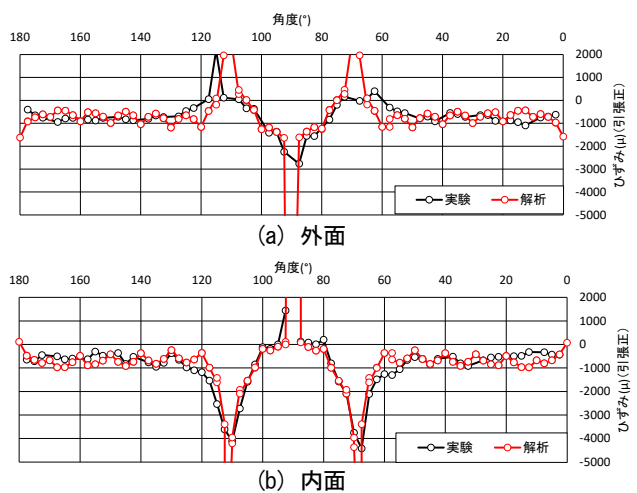
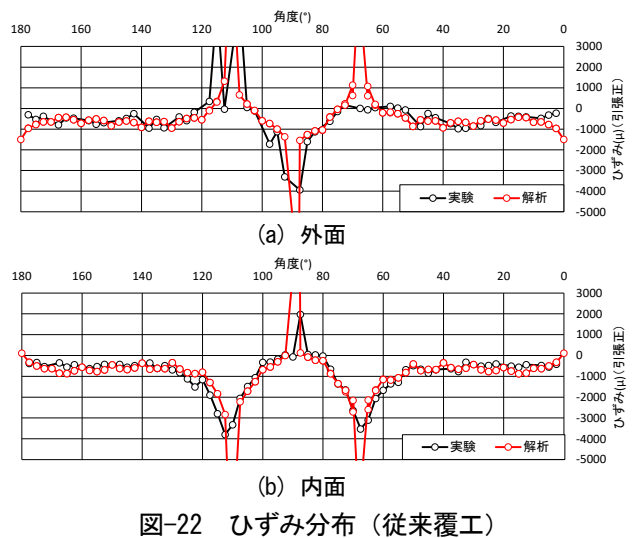
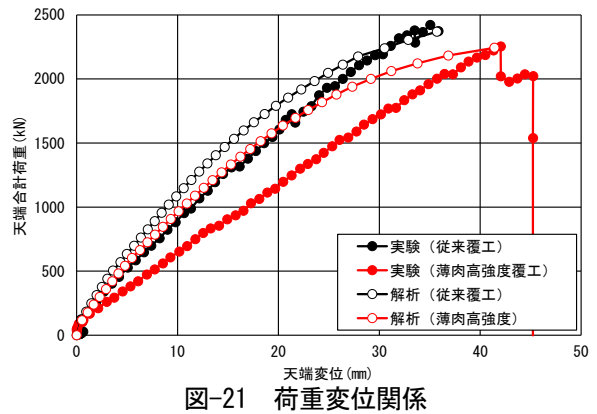
りひずみの傾向に大きな差は確認されなかった。

図-20 に構造全体の耐荷力に達したときの軸力および曲げモーメント分布を示す。両実験とも断面破壊が生じた天端、両肩部で軸力のばらつきがみられるもののこれを除いた断面では全圧縮状態であり、3000~4000kN 程度の一様な軸力が生じている。曲げモーメントは天端、両肩部で薄肉高強度覆工の方がやや小さな値を示す傾向がみられた。これは、従来覆工に対して曲げ剛性が約 1/3 であることから、見かけ上の曲げモーメントが小さく算定されたためと考えられる。その他、両実験に有意な差は確認されなかった。

以上から、軸力と曲げモーメントの影響が顕著に生じる载荷条件においては、標準区間の地山等級の範囲では従来覆工と薄肉高強度覆工で概ね同様の耐荷力、破壊メカニズムが確認された。

5.2.4 再現解析結果

図-21 に実験および解析の荷重 (3本の载荷ジャッキの合計値) と天端変位の関係を示す。解が発散したステップで解析終了とし、図中の解析結果のグラフは発散する直前のステップまでプロットしている (以降同様)。再現解析では実験と同様に比較的低い荷重レベルで天端内面、肩部外面の順に引張りひび割れが発生する。その後、天端外面、肩部内面の順に曲げ圧縮破壊が生じ、従来覆工では約 2300kN、薄肉高強度覆工では約 2200kN で構造全体の耐荷力を示しており、部材断面耐力および構造全体の耐荷力に達する際の荷重値は概ね一致した。一方で、実験値に対する解析値の荷重変位の傾きには乖離が生じた。これは、解析では脚部は固定端と仮定しているものの実験ではわずかに水平方向に変位しており厳密には条件に違いがあること、



実験では油圧制御による各ジャッキの挙動の若干の差等により完全に左右対称ではないこと等の要因が複合的に影響していると思われる。これらの影響はより曲げ剛性が小さく曲げ変形しやすい薄肉高強度覆工で大きく生じたものと考えられる。

図-22、23 に構造全体の耐荷力に達したときの実験および解析の覆工内外面の周方向ひずみ分布を示す。

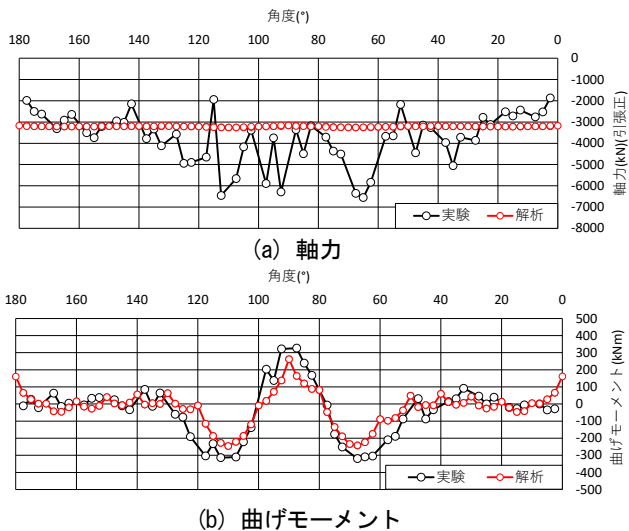


図-24 断面力分布（従来覆工）

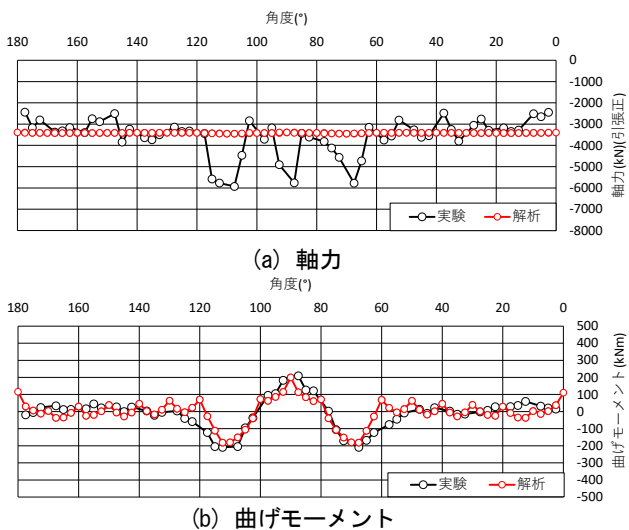


図-25 断面力分布（薄肉高強度覆工）

両実験の再現解析とも、実験結果と同様に天端外面、肩部内面で圧縮ひずみが卓越し、内外反対側では引張ひずみが生じる。その他の断面では内外面ともに-500～-1000 μ の圧縮ひずみが生じ全圧縮状態である。これより、覆工全体の破壊モードを適切に再現できていると考えられる。

図-24、25 に構造全体の耐荷力に達したときの実験および解析の軸力と曲げモーメント分布を示す。解析で得られた曲げモーメントは実験と概ね整合するものの、軸力は天端部および肩部で乖離がみられる。実験の断面力の算定においては、前述のとおり、材料の非線形性が生じている断面で実現象と一定の剛性の乖離が生じること、ひずみの上限値を仮定し有効断面が決定されることで圧縮応力が過大に算定されること、引張領域を無視して断面力を算定することにより、軸圧縮力は過大に算定される傾向にある。一方で、曲げモー

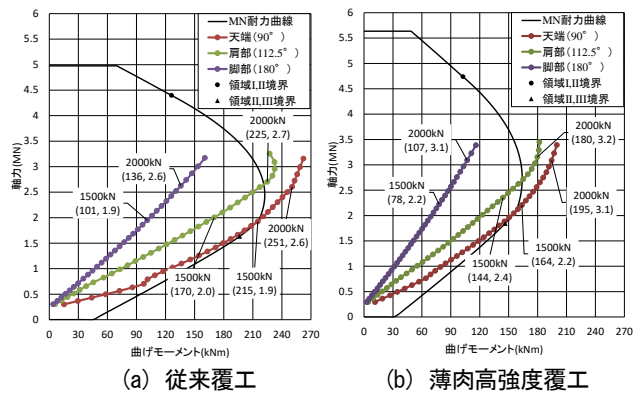


図-26 MN 耐力曲線

メントは圧縮側の有効断面の増加に伴い軸圧縮力が増加することによる増加要因と引張応力を無視することによる減少要因が打ち消しあい、軸力よりは見かけ上比較的精度良く算定されていると考えられる。以上より、実験における断面力の算定には一定の仮定を含むことから、覆工全体の挙動の再現性等を判断するうえでは参考程度と考える。

図-26 に表-6 の物性値のもと算出した MN 耐力曲線および解析モデルに生じた断面力の応答値の推移を示す。MN 耐力曲線の算定にあたっては、載荷実験における断面の破壊モードを適切に再現することを目的に、コンクリートの引張応力を考慮して算定を行った。両モデルとも天端、肩部の順に曲げ圧縮破壊領域で MN 耐力曲線と交差し、その後構造全体が不安定化しており、実験と同様の破壊メカニズムが確認された。また、同等の荷重値のときの両モデルの断面力を比較すると、薄肉高強度覆工の方がやや大きいことが分かる。これは、薄肉高強度覆工の方が同荷重値に対する変形が大きく、地盤反力が大きくなったこと、覆工の曲げ剛性に対する地山の变形係数の比が大きくなり、軸力卓越モードになりやすいことに起因すると考えられる。これにより、相対的に曲げ引張破壊域の断面耐力が従来覆工を下回っていても、最終的には曲げ圧縮破壊を示すものと考えられる。

以上より、ファイバー要素を用いた解析モデルにより、曲げ圧縮破壊で構造全体の耐荷力が決定される場合の薄肉高強度覆工の力学的挙動および構造全体の耐荷力を再現可能であることが確認された。

5.2.5 パラメトリックスタディ

実現場における新技術覆工の適用範囲を検討することを目的に、個別の現場条件に応じたパラメトリックスタディを実施した。構造全体の耐荷力による評価は、地盤反力の違いが評価結果に一定の影響を与えること

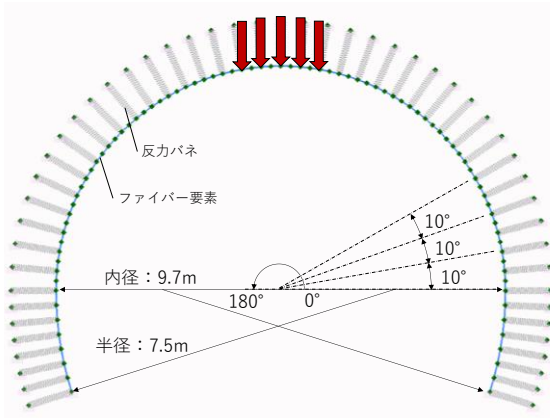


図-27 数値解析モデルの概略図

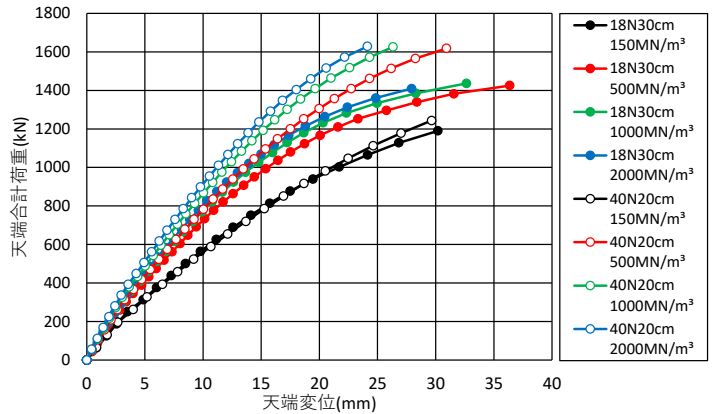
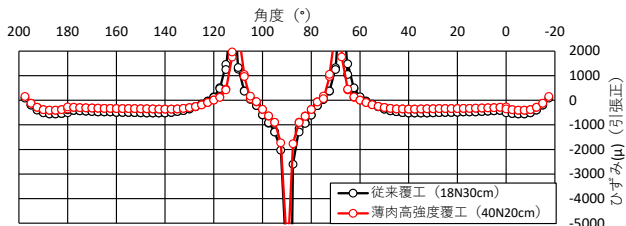
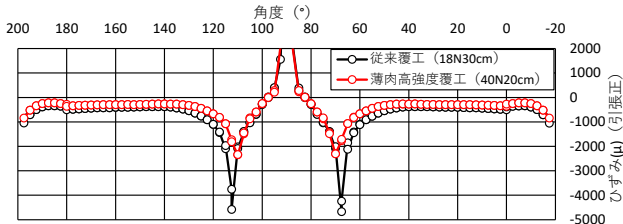


図-28 荷重変位関係

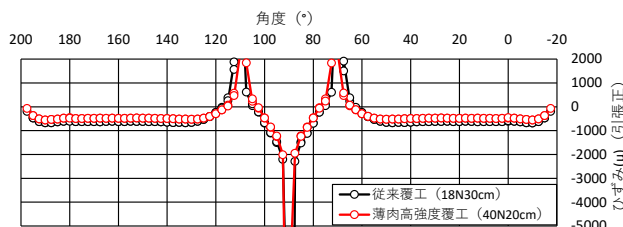


(a-1) 外面

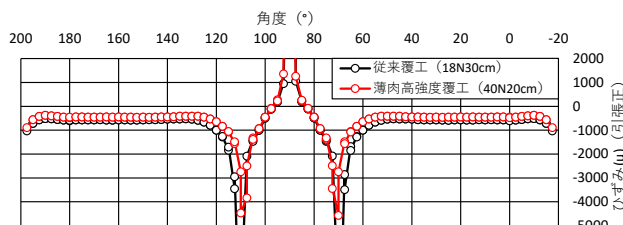


(a-2) 内面

(a) 150 MN/m³ (DII 相当)



(b-1) 外面



(b-2) 内面

(b) 500 MN/m³ (DI 相当)

図-29 ひずみ分布

が想定されることから、ここでは地盤反力を主なパラメータとし、地盤反力の違いが耐荷性能の評価結果にどのような影響を及ぼすか検証した。

(1) 解析ケースの概要

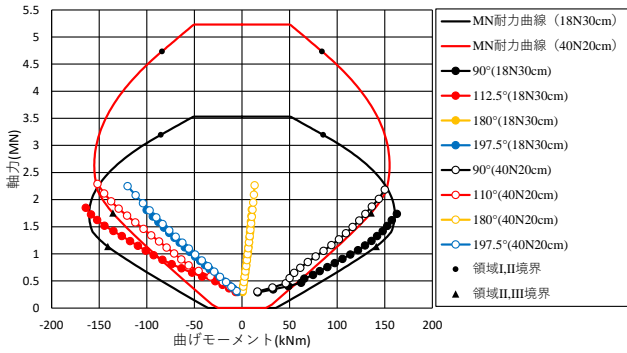
従来覆工および薄肉高強度覆工を対象に検討を行う。図-27 に解析モデルの概略図を示す。一般的な2車線道路トンネルを想定し下半を考慮した三心円とした。内径はどちらも9.7mとし、薄肉高強度覆工は外径を薄肉化した。解析手法およびモデル化については前節と同様である。解析ケースは評価フローの対象範囲である標準区間の地山を想定し、地盤反力係数は150 MN/m³、500 MN/m³、1000 MN/m³、2000 MN/m³の4ケースとした。これは、地盤変形係数としてはそれぞれ約150 MN/m²、500 MN/m²、1000 MN/m²、2000 MN/m²と算定²⁵⁾され、地山等級に換算するとおよそDII、DI、CII、CIに相当する。載荷条件は前項と同様とし80°～100°の範囲に鉛直下方向に段階的に荷重を与えた。

(2) 解析結果

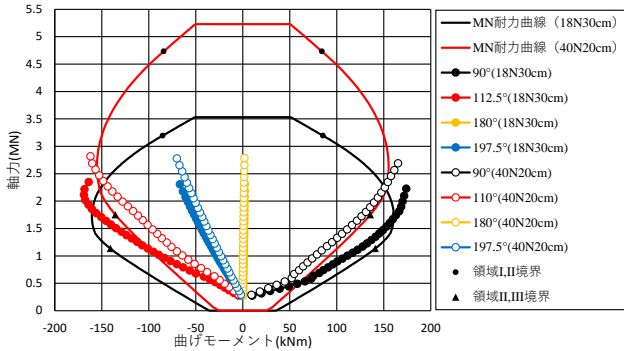
各ケースの荷重変位関係を図-28に示す。全ケースで薄肉高強度覆工が従来覆工に対して同等以上の耐荷力を有する結果となったものの、地盤反力が500 MN/m³から150 MN/m³を境に構造全体の耐荷力が低下する傾向が確認された。地盤反力150 MN/m³のケースでは、従来覆工と薄肉高強度覆工の荷重変位の傾きおよび構造全体の耐荷力がほぼ同等となった。

各ケースのひずみ分布を図-29に示す(ここでは、代表的なDI、DII相当のケースの抜粋を示す)。従来覆工、薄肉高強度覆工とも天端外面および肩部内面で圧縮ひずみが卓越し、内外反対側では引張りひずみが卓越、またその他の断面では全圧縮状態であり、天端および肩部で曲げ圧縮破壊を示す。

各ケースの断面力の推移およびMN耐力曲線を図-30に示す(ここでは、代表的なDI、DII相当のケースの抜粋を示す)。天端部、肩部の順に曲げ圧縮破壊を示し構造全体の耐荷力に達する。脚部付近では地盤反力



(a) 150 MN/m³ (DII 相当)



(b) 500 MN/m³ (DI 相当)

図-30 MN 耐力曲線および断面力の推移

が低下するにつれ、曲げモーメントが増加する傾向が確認されたものの断面破壊は確認されなかった。地盤反力が低下するにつれ、軸力が低下するとともに曲げモーメントがやや増加する傾向が確認され、同等の地山反力の条件下では薄肉高強度覆工は覆工の曲げ剛性に対する地盤変形係数の比が従来覆工に比べ相対的に大きいことからやや軸力卓越モードになりやすく、曲げ引張破壊域の限界断面耐力が従来覆工を下回っていても結果的に曲げ圧縮破壊を示すため、同等以上の耐力が得られたものと考えられる。

以上より、標準区間において薄肉高強度覆工の有効性が確認できるとともに、構造全体の耐力による評価手法の合理性が確認できた。ただし、地盤反力が低下するにつれ曲げモーメントが卓越し急激に構造全体の耐力が低下する可能性があることから、脆弱な地質を有する特殊区間ではこれまでと同様に現場条件に基づく作用荷重の組み合わせに応じた許容応力度設計法や限界状態設計法を用いた耐力性能照査を行う必要があることには留意が必要である。

6. まとめ

本研究では、覆工の性能規定化に向けた基礎研究として、覆工の機能・性能を整理するとともに、実大実験や数値解析により覆工の耐力性能に着目した評価手

法の検討、新覆工導入に向けたフローの検討を行った。本研究で得られた成果を以下に示す。なお、2)以降は標準区間を対象に検討を行い得られた知見を示している。

- 1) 覆工の機能・性能(案)を整理するとともに、耐力性能を標準区間と外力作用を前提に覆工仕様を決定する特殊区間に分類し性能を整理した。
- 2) 覆工の耐力性能の評価手法として、断面耐力に着目した方法、構造全体の耐力に着目した方法をフロー(案)として体系化し、実検証を行うことでそれぞれの方法の特徴を明らかにした。
- 3) 構造全体の耐力に着目した方法について、覆工の耐力の評価に用いる作用荷重条件として軸力と曲げモーメントの両方が発生し曲げ圧縮破壊で構造耐力が決定される載荷形式A、地盤条件としては標準区間において比較的不利な条件かつ採用実績も多いDI相当を想定し、通常のみなし仕様が有する耐力の水準を明らかにした。
- 4) 覆工の耐力や破壊メカニズムを再現可能な数値解析モデルとして、材料非線形性を考慮したファイバー要素の有効性を明らかにした。
- 5) 新たな覆工構造として薄肉高強度覆工を提案し、耐力性能に着目したフロー(案)に基づき検証することで、従来覆工と同等の耐力性能を有していることを明らかにした。

これにより、従来困難であった覆工への新技術や新構造の導入に向けたきっかけの1つとなり、今後、生産性向上や品質向上等を目的とした覆工の技術開発の促進やより合理的な設計検討、施工が実現することが期待される。

一方で、本来覆工はインバートと一体となり耐力性能を発揮するものであり、それらの形状や接合部による影響等を考慮した設計手法の検討については今後の検討課題である。また、新覆工を検討する場合は耐久性等についても照査が必要であると考えられ、これらについても今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, pp125-128, 2003.
- 2) 土木学会：2016年制定トンネル標準示方書, pp.76, 103-108, 2016.
- 3) 真下英人, 砂金伸治, 城間博通, 馬場弘二：トンネル覆工の薄肉化に関する共同研究報告書, 共同研究報告書, 第275号, 2001.

- 4) 真下英人, 井野祐輝, 吉武謙二, 鹿島竜之介, 夏目岳洋: 山岳トンネルにおけるプレキャスト覆工の耐荷力に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.77, No.2, pp.1-18, 2021.
- 5) 真下英人, 井野祐輝, 鹿島竜之介, 夏目岳洋: 数値解析による山岳トンネルにおけるプレキャスト覆工の耐荷力の評価, トンネル工学報告集, 第 30 巻, I -41, 2020.
- 6) 佐藤幸三, 我彦聡志, 石山宏二, 岡井崇彦: 山岳トンネル二次覆工コンクリートのプレキャスト化, 西松建設技報, VOL.42, 2019.
- 7) 菊地浩貴, 日下敦, 佐々木亨, 田村賢人: 薄肉高強度覆工の耐荷力に関する実験的検討, 第 77 回年次学術講演会, 2022.
- 8) L. v. Rabcewicz: The New Austrian Tunneling Method PART THREE, WATER POWER, pp.19-24, January, 1965.
- 9) 谷本親伯: L. ミューラーの講演会から NATM 設計・施工の問題点と対策 22 の原理, トンネルと地下, 101 号, pp.45-51, 1979.
- 10) 土木学会: トンネル・ライブラリー第 12 号山岳トンネル覆工の現状と対策, 2002.
- 11) 鉄道運輸機構山岳トンネル設計施工標準・同解説 H20.4
- 12) 日本道路協会: 道路トンネル維持管理便覧【本体工編】令和 2 年版, pp.1-38, 2020.
- 13) 菊地浩貴, 日下敦, 砂金伸治, 佐々木亨, 巽 義知: 山岳トンネルにおける覆工の耐荷性能の評価手法の提案, 土木学会論文集 F1, Vol78, No.2, p.I1-I15, 2023.
- 14) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp. 180-185, 2018.
- 15) 併進工法設計施工研究委員会: 併進工法設計施工法(都市トンネル編), pp.68-77, 1992.
- 16) 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 1, Vol.64, No.3, pp.311-326, 2008.
- 17) 日本道路協会: 道路トンネル維持管理便覧【本体工編】令和 2 年版, pp42-47, 2020.
- 18) 菊地浩貴, 日下敦: ファイバー要素を用いた山岳トンネル覆工の耐荷力に関する数値解析的検討, トンネル工学報告集, 第 31 巻, I-36, 2021.
- 19) 真下英人, 砂金伸治, 石村利明, 坂本昇, 笹田俊之: 道路トンネルの変状に関する研究報告書-判定・診断の考え方と変状事例-, 土木研究所資料, 第 4360 号, pp.31-36, 2017.
- 20) 石村利明, 砂金伸治, 日下敦: 炭素繊維シートを鋼材により固定した場合のトンネル補強効果に関する実験的検討, 第 72 回年次学術講演会, 2017.
- 21) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp. 180-185, 2018.
- 22) 土木学会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, pp.100-102, 2005.
- 23) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp. 41-42, 2018.
- 24) 田村賢人, 菊地浩貴, 佐々木亨, 日下敦: コンクリートの引張側構成則が山岳トンネル覆工の数値解析上の耐荷力に及ぼす影響, 令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, III-166, 2022.
- 25) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp187-190, 2017.

Study on Rational Design Method for Mountain Tunnel Lining

Research Period: FY2020-2022

Research Team: Tunnel Team, Road Technology Research Group

Author: KUSAKA Atsushi

KOIZUMI Yu

KIKUCHI Koki

SASAKI Toru

TAMURA Kento

In this study, the functional performance of the lining was organized, a method for evaluating the load-bearing capacity of the lining was studied, and the design flow for the introduction of new technology was examined. As a result, two load-bearing capacity evaluation methods were proposed and systematized as a design flow. The effectiveness of the thin-walled high-strength lining as a new lining structure was clarified.

Keywords: Mountain tunnels, permanent lining, load-bearing capacity, MN failure envelope, numerical analysis