

共同研究報告書

整理番号 第 589 号

山岳トンネル覆工の力学的特性と 性能照査方法に関する共同研究報告書

令和 5 年 3 月

国立研究開発法人土木研究所
株式会社高速道路総合技術研究所

Copyright © (2023) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

山岳トンネル覆工の力学的特性と 性能照査方法に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所

道路技術研究グループ トンネルチーム

上席研究員 日下 敦
研究員 菊地 浩貴
交流研究員 廣田 彰久

株式会社高速道路総合技術研究所

道路研究部
トンネル研究室

担当部長 中野 清人
室長 山崎 哲也
主任研究員 菅原 千尋

要 旨

山岳トンネルの覆工は、通常断面の道路トンネルの標準区間の場合、過去の経験や実績等をもとに目安として示された設計巻厚 30cm、圧縮強度 $18\text{N}/\text{mm}^2$ の無筋コンクリートが標準的に採用されているが、覆工の機能・性能やその評価手法等は十分に体系化されておらず、覆工への新技術導入にあたっての課題の 1 つとなっている。

本研究では、覆工の性能規定化に向けた基礎研究として、使用材料や断面形状の影響等を考慮した覆工の耐荷力や力学的メカニズムを把握することを目的に、実大のトンネル覆工載荷実験及びそれらの数値解析的検討等を実施した。その結果、中流動覆工コンクリート覆工や薄肉高強度覆工は従来覆工と概ね同等の耐荷性能を有することが明らかになった。また、材料非線形性を有するファイバー要素による数値解析手法は、覆工の耐荷力の評価手法として有用であることが明らかになった。

さらにコンクリート流動性の違いが中長期的に覆工の品質に与える影響を把握することを目的に、供用中のトンネル覆工における変状の発生傾向等を分析することで、中流動覆工コンクリートが従来覆工と同等の品質を有していることが明らかになった。

キーワード：山岳トンネル，覆工，耐荷力，覆工載荷実験，数値解析，変状特性

目 次

1. はじめに	1
1. 1 研究目的と概要	1
1. 2 研究の方法	2
1. 2. 1 覆工の力学特性に関する検討	2
1. 2. 2 覆工の変状特性に関する検討	2
2. 覆工の力学特性に関する検討	5
2. 1 実験的検討	5
2. 1. 1 はじめに	5
2. 1. 2 トンネル覆工載荷実験装置	5
2. 1. 3 実験ケース	7
2. 1. 4 実験条件	9
2. 1. 5 実験準備	10
2. 1. 6 コンクリートの配合及び管理供試体の強度試験	13
2. 1. 7 実験結果	14
2. 1. 8 実験結果のまとめ	35
2. 2 解析的検討	36
2. 2. 1 はじめに	36
2. 2. 2 解析条件	36
2. 2. 3 評価方法	40
2. 2. 4 解析結果	42
2. 2. 5 設計基準強度における耐荷力の算定	53
2. 2. 6 解析的検討のまとめ	63
3. 覆工の変状特性に関する検討	65
3. 1 検討の概要	65
3. 2 TCIを用いた分析	65
3. 2. 1 分析条件	66
3. 2. 2 分析結果（全トンネル）	70
3. 2. 3 分析結果（同トンネル）	72
3. 2. 4 TCIによる長期品質を想定した比較	74
3. 2. 5 まとめ	75
3. 3 定期点検結果用いた分析	76
3. 3. 1 概要	76
3. 3. 2 事例収集	76
3. 3. 3 分析条件	78

3. 3. 4	分析結果	79
3. 3. 5	まとめ	91
4.	結論と今後の課題	93
4. 1	覆工の力学特性に関する検討	93
4. 2	覆工の変状特性に関する検討	93
4. 3	今後の課題	94

1. はじめに

1. 1 研究目的と概要

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における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/mm^2 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ている^{1-1),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みなし仕様となっている。一方で、本仕様を十分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極めて少ないことから一定の耐荷性能が担保されている仕様であると考えられる。これに対して、生産性向上や品質向上等を目的とした新しい覆工構造（例えば、流動性を高めたコンクリートによる覆工や高強度化及び薄肉化した覆工、プレキャスト覆工等）の研究開発¹⁻³⁾⁻¹⁻⁷⁾が行われている。なかでも中流動覆工コンクリート（以降、「中流動 Co」と称する）は、東・中・西日本高速道路株式会社（以降、「NEXCO」と称する）において平成 20 年に導入がはじまり平成 25 年に標準工法とされて以降、高速道路トンネルで多くの実績を有するとともに、近年、一部の直轄の道路トンネルでも試験的に採用事例がみられる。

耐荷性能の観点からは、標準区間で新しい覆工構造の導入検討を行う場合、少なくとも従来覆工と同等以上の耐荷性能を有している必要があると考えられる。覆工の耐荷性能や破壊メカニズムについては、既往研究¹⁻⁸⁾⁻¹⁻¹³⁾により 1 箇所断面破壊で構造が不安定化するわけではなく、複数箇所断面破壊が生じることで構造全体が不安定化することが明らかになっている。また、これらの知見を踏まえ覆工の耐荷力を評価する方法として、部材に生じる断面力や応力をもとに 1 箇所断面破壊で評価する方法^{1-9),1-14)-1-17)}に加え、菊地らは構造全体の力学的なつり合い条件等をもとに覆工構造全体が不安定化する終局段階までを対象とした評価方法¹⁻¹⁸⁾を提案している。しかしながら、実際に新しい覆工構造の耐荷性能が検討された事例は多くない。

耐久性能の観点からは、耐荷性能と同様に従来覆工と同等以上の耐久性能を有していることを確認するのが望ましいと考えられる。中流動 Co については、高速道路トンネルで標準工法となっており、これまでに施工性の向上や施工直後の透気係数の改善による密実化等の品質の向上に寄与することが明らかになっている^{1-19),1-20)}。しかしながら、供用期間中の中長期的なひび割れやうき・はく離の規模や発生数等の変状特性については十分に明らかになっておらず、中流動覆工コンクリートが導入されてから一定の年数が経過したトンネルが増加してきた現在、研究及び検証が求められている。

本研究では、主に中流動 Co に着目し、覆工の力学特性及び変状特性に関する検討を行った。力学特性については、使用材料や断面形状、材料強度等をパラメータとした覆工の耐荷力や破壊メカニズムへの影響把握を目的として実大の覆工載荷実験を実施した。さらに数値解析による再現性の評価を行い、覆工の耐荷力の評価手法の適用性を検証したものである。変状特性については、覆工の詳細点検結果を用いて、ひび割れやうき・はく離の状況を分析し、完成から一定の経過年数を有する普通コンクリートによる覆工と中流動 Co の損傷規模や数量等の変状特性への影響を分析・整理することで長期耐久性について評価した。

1. 2 研究の方法

1. 2. 1 覆工の力学特性に関する検討

中流動 Co の適用や繊維補強、単鉄筋補強の実施といった従来覆工と異なる材料を使用した覆工、高強度化に伴う薄肉化や坑口パターンにおける通常より厚い覆工など断面形状が異なる覆工を対象に構造全体の耐荷力や破壊メカニズム等を把握することを目的に実大規模の覆工載荷実験を実施した。最大荷重や変位、ひび割れやひずみの発生傾向について分析することで、覆工の構造全体の耐荷力が決定される力学的メカニズムの違い等の把握を試みた。また、材料非線形性を考慮したファイバー要素を用いた FEM 解析により、覆工の破壊メカニズムや構造全体の耐荷力等の再現性を検証することで解析手法の適用性を検証した。さらに検証されたモデルを用いてそれぞれの覆工の設計基準強度における構造全体の耐荷力を算定し、従来覆工と耐荷力を比較することで各ケースの覆工の耐荷力の評価を試みた。

1. 2. 2 覆工の変状特性に関する検討

中流動 Co により施工された覆工の中長期的なひび割れやうき・はく離といった主に材質劣化による変状の発生傾向等を把握することを目的に、国土交通省及び NEXCO が施工・管理する山岳トンネルを対象に点検結果の分析を実施した。国土交通省が管理するトンネルについては、2016 年前後に NATM で施工されたトンネルを対象に定期点検要領¹⁻²¹⁾に基づいた定期点検結果からひび割れ及びうき・はく離の発生数、位置、経過年数等に着目し、普通コンクリート（以降、「普通 Co」と称する）による覆工と中流動 Co の差異を分析した。NEXCO が管理するトンネルについては、1973~2018 年に矢板工法、NATM で施工されたトンネルを対象に TCI (Tunnel Lining Crack Index)¹⁻¹⁹⁾を用いて、普通 Co による覆工と中流動 Co のひび割れの定量評価を行い、それらの差異の把握を試みた。

参考文献

- 1-1) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，pp. 125-128, 2003.
- 1-2) 土木学会：2016年制定 トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説，pp. 76, 103-108, 2016.
- 1-3) 真下英人，井野裕輝，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. I_1_I_18, 2021.
- 1-4) 真下英人，井野裕輝，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.
- 1-5) 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.
- 1-6) 城間博通，小川澄，佐伯徹：トンネル覆工専用中流動コンクリートの開発，土木技術，64 巻，4 号，pp.49-57, 2009.
- 1-7) 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 回土木学会年次学術講演会，III-159, 2022.
- 1-8) 今田徹：コンクリート覆工の強度，トンネルと地下，Vol. 8, No. 9, pp.579-588, 1977.
- 1-9) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 493/III-27, pp. 79-88, 1994.
- 1-10) 岡野法之，小島芳之，植村義幸：大型覆工模型実験によるトンネル覆工の変形特性の再現，第 12 回岩の力学国内シンポジウム講演概要集，pp. 909-914, 2008.
- 1-11) 野城一栄，平田亮，岡野法之，小島芳之：種々の材料からなる山岳トンネル覆工の変形破壊挙動に関する研究，土木学会論文集 F1, Vol. 71, No. 2, pp. 78-94, 2015.
- 1-12) 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.
- 1-13) 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.
- 1-14) 松岡茂，益田彰久，松尾庄二，柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究，土木学会論文集，No. 554/III-37, pp. 147-155, 1996.
- 1-15) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 4, pp. 1024-1038, 2009.
- 1-16) 小島芳之，朝倉俊弘，野城一栄，三谷浩二，松長剛：変状トンネル対策工の骨組解析によるシミュレーション，トンネル工学研究論文・報告集，第 7 巻，pp. 39-46, 1997.
- 1-17) 峰本守，鬼頭誠，梶原雄三，松岡茂：トンネル覆工の限界状態設計に関する研究，土木学会論文集，No. 523/III-32, pp. 141-149, 1995.

- 1-18) 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, Vol.78, No.2, p.I1-I15, 2023.
- 1-19) 水野希典, 八木弘, 岩尾哲也, 松岡茂, 西村和夫 : 覆工コンクリートのひびわれ抑制による長期健全性向上に向けた実験的検証, 土木学会論文集 F1, Vol. 71, No. 3, I_11-I_27, 2015.
- 1-20) 上谷明生, 中野清人, 山崎哲也 : 中流動覆工コンクリートの長期耐久性に関する考察, トンネル工学報告集, 第 32 巻, I-33, 2022.
- 1-21) 国土交通省 道路局 国道・技術課 : 道路トンネル定期点検要領 平成 31 年 3 月, 2019.

2. 覆工の力学特性に関する検討

2. 1 実験的検討

2. 1. 1 はじめに

本節では、実大の覆工載荷実験により、近年採用実績が増加している中流動 Co による覆工、高強度化し薄肉化を図った薄肉高強度覆工等の従来覆工とは異なる材料特性、強度特性を有する覆工について、破壊メカニズムの把握を試みるとともに、従来覆工と比較した構造全体の耐荷力の評価を行う。

2. 1. 2 トンネル覆工載荷実験装置

トンネル覆工載荷実験装置及び覆工供試体の全景を写真-2.1.1、載荷装置の概要図を図-2.1.1、載荷装置の設備仕様を表-2.1.1 に示す。実験装置は、水平に設置されており、二車線道路トンネルの一般部と同程度の規模の供試体に対して載荷が可能な実大規模の装置である。スプリングラインを基準に、油圧ジャッキが 10° ピッチで17台反力壁に設置されている。各ジャッキの先端に設置された高さ約1mの載荷板を介して供試体に載荷を行う。ジャッキの載荷能力は2000kN/本であり、各ジャッキ個別に荷重制御、変位制御、バネ化制御を組み合わせることで制御することが可能である。荷重制御は、載荷ジャッキの負荷目標値を荷重値で制御する方法、変位制御は同様に変位で制御する方法である。バネ化制御は、ジャッキに設置されたロードセルで計測した反力に対して、一定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、任意の地盤反力を模擬することが可能な方法である。 0° 及び 180° の支承は、覆工半径方向への滑動及び回転は可能であるが、覆工接線方向への変位は拘束されている。本研究で対象とする覆工供試体の仕様は、外径9.5~9.7m、覆工厚20~35cm、高さ（トンネル軸方向長さ）1mの半円形の供試体である。

なお、2.1.3 項に示す case1-a は上述の実験装置に改造する前に実施した実験であり、1断面あたり上下2本の500kN ジャッキが用いられている。また、地盤反力バネは各ジャッキの油圧バルブを閉めることで模擬しているためバネ定数にばらつきが生じている。

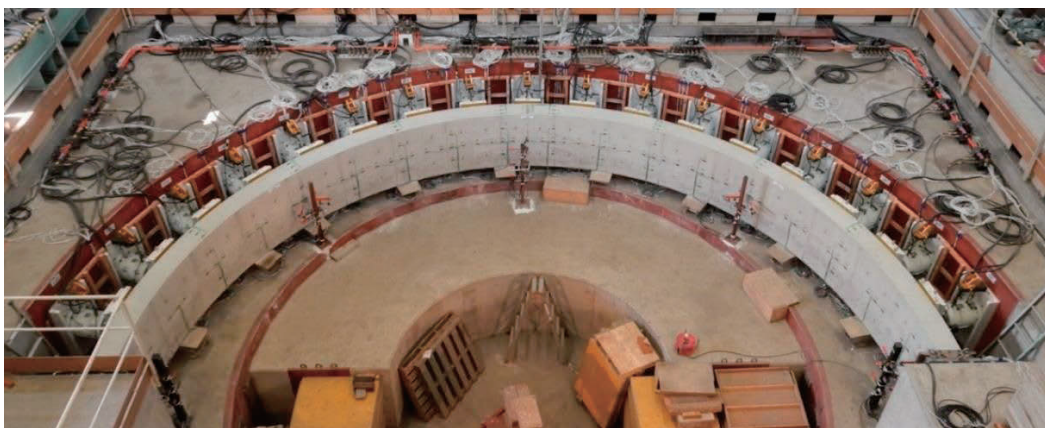
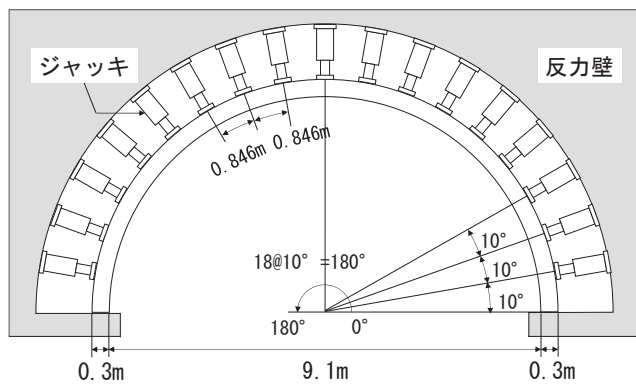
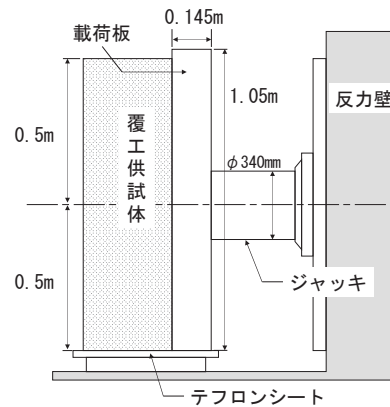


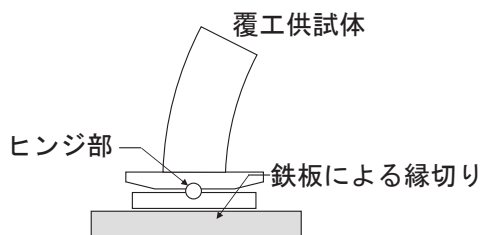
写真-2.1.1 覆工載荷装置の全景



(a) 全体平面図



(b) 載荷部断面図



(c) 支承部概略図

図-2.1.1 載荷装置の概要

表-2.1.1 載荷装置の設備仕様

設備名	構成部品	仕様・内容
油圧ユニット	油圧ユニット	使用圧力：最大35MPa
	油圧配管	油圧源～サーボ弁マニホールド間：高圧用鋼管 サーボ弁マニホールド～油圧ジャッキ間：高圧ゴムホース
	サーボ弁	使用油圧：最大35MPa
	サーボ弁マニホールド	入出口配管：鋼管接続 分岐数：最大6系統
油圧ジャッキ	油圧ジャッキ	両動型2000kN×200mm(st)×17台 ピストン径：270mm ピストン面積：572.6cm ²
制御装置	制御装置	制御方式：電気油圧サーボ式 制御範囲：0～100% (0～35MPa) 制御量：0～100%の整数値以内 制御精度：±1%以内

2. 1. 3 実験ケース

表-2.1.2 に本研究で検討対象とする実験ケースを示す. case1-a, case1-b は道路トンネル技術基準(構造編)・同解説²⁻¹⁾に基づき, 標準区間で適用される従来覆工を想定したものであり, ここでは既往の研究成果^{2-2),2-3)}を引用した. case1-a は実験装置の都合上バネ定数が一定でないものの, 最大荷重以降も荷重を継続したものである. case1-b はバネ定数を一定としたものであるが, 荷重の低下が確認された時点で除荷したものである. case2 は新技術を想定したものであり, 従来覆工に対して高強度コンクリートを用いることで覆工厚を 20cm まで薄肉化を図った薄肉高強度覆工である. case3 は地盤反力が覆工の耐荷力や破壊メカニズムに与える影響を把握することを目的に, case1 の従来覆工と同等の供試体仕様のもと地盤反力のバネ定数を 1/10 としたものである. case4,5,6 は設計要領第三集トンネル²⁻⁴⁾及びトンネル施工管理要領²⁻⁵⁾に基づき, 高速道路トンネルの標準区間で適用される覆工を想定したものである. case4 は中流動 Co, case5 はさらに樹脂繊維補強がなされている. case6 は高速道路トンネルの坑口部等で適用される覆工を想定したものであり, 覆工厚は 35cm, 中流動 Co 及び樹脂繊維補強に加えて単鉄筋補強がなされている. 配筋図を図-2.1.2 に示す. 主筋は SD345,D19, 配力筋は SD345,D16 を用いており, 主筋の被りは 106mm である.

中流動 Co を適用した case4,5,6 は, 流動化剤にフローリック SF500FP (写真-2.1.2) を用いて, case4,6 は添加率 0.6vol% とした. 樹脂繊維補強を行った case5,6 は, 樹脂繊維にバルチップ MK3530 (写真-2.1.3) を用いて, 添加率は 0.3vol% とした.

表-2.1.2 実験ケース一覧

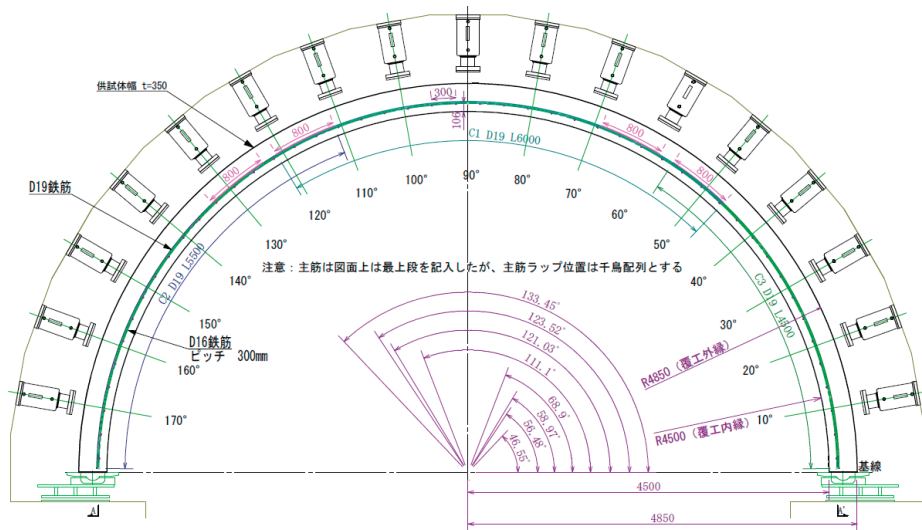
ケース名	覆工材料	覆工厚 (mm)	外径 (mm)	呼び強度 (N/mm ²)	地盤反力バネ (kN/mm)
case1-a	プレーンコンクリート	300	9700	18	160~408
case1-b	プレーンコンクリート	300	9700	18	400 (D I 相当)
case2	プレーンコンクリート	200	9500	45	400 (D I 相当)
case3	プレーンコンクリート	300	9700	18	40 (D II 相当)
case4	中流動覆工コンクリート	300	9700	24	400 (D I 相当)
case5	中流動覆工コンクリート, 樹脂繊維補強	300	9700	24	400 (D I 相当)
case6	中流動覆工コンクリート, 樹脂繊維補強, 単鉄筋補強	350	9700	24	400 (D I 相当)



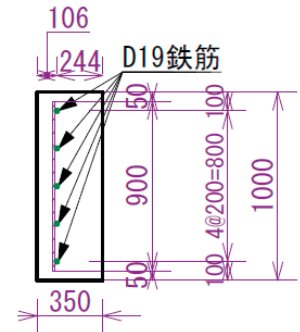
写真-2.1.2 流動化剤



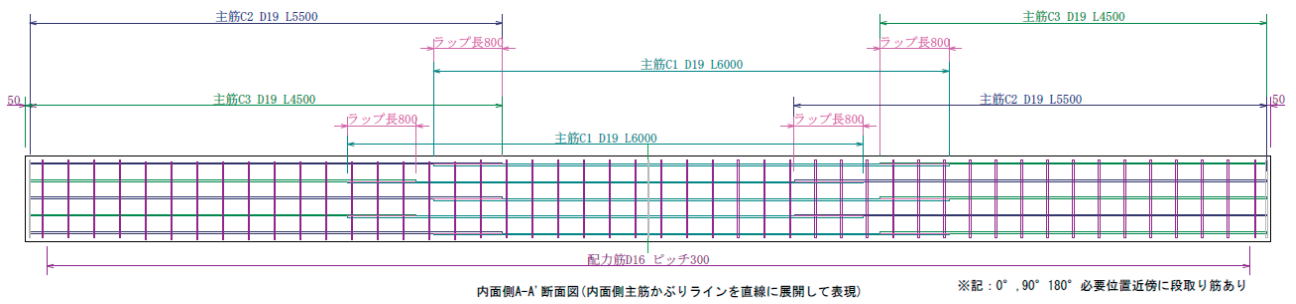
写真-2.1.3 樹脂繊維



(a) 形状概略図



(b) 断面図



(c) 内面側 A-A' 断面図

単位：mm

図-2.1.2 配筋図

2. 1. 4 実験条件

覆工供試体への荷重は、まず予備荷重を実施し、その後本荷重とした。図-2.1.3に荷重形式の概略を示す。予備荷重は、17台全てのジャッキを用いて、段階的に約40kNまで荷重制御にて荷重を行うものである。これは、荷重ジャッキ及び荷重板と覆工供試体の密着を図り、低い応力レベルでの意図しない曲げによるひび割れ発生を抑制することや、覆工におよそ自重相当の軸力の導入することを目的としている。本荷重は、80°～100° ジャッキを変位制御にて強制変位を与え、同時に10°～70°、110°～170° ジャッキはバネ化制御にすることで地盤反力バネを模擬するものである。強制変位量は、80° : 90° : 100° = 0.5mm : 0.8mm : 0.5mmの比とし、いずれも1ステップあたり1~2mm/minの荷重速度とした。地盤反力バネは表-2.1.2に示すとおり400kN/mmと40kN/mmの2種類とした。ただし、case1-aは油圧バルブを閉めることで地盤反力を模擬したため、実験後に各ジャッキの反力とストロークの関係から求めたバネ定数は約160~408kN/mmとばらついている。

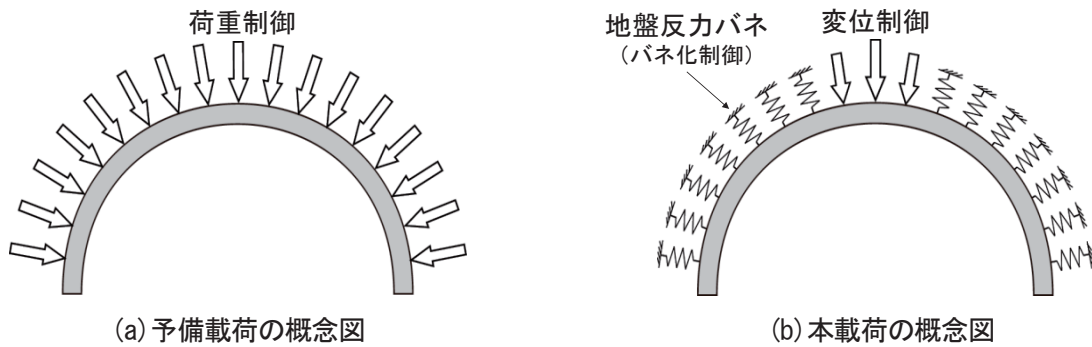


図-2.1.3 荷重形式の概略

2. 1. 5 実験準備

(1) 型枠

覆工供試体の打設に先立ち木製型枠を設置した。底面はテフロンシートにより縁切りを行っている。

(2) 生コン性状試験及び添加剤の混合

茨城県つくば市内の生コン工場から調達し、 2m^3 トラックミキサー2台を用いて土木研究所に搬入した。流動化剤及び樹脂繊維は、打設直前にミキサー車に投入し混合した。打設直前に、生コンクリートのフレッシュ性状の確認を目的に、スランプ（スランプフロー）、空気量、温度等の測定を実施した。

なお、case5及びcase6は、樹脂繊維、流動化剤の順番に混合させ、所定のスランプフローを満足するよう流動化剤の添加量を調整した。

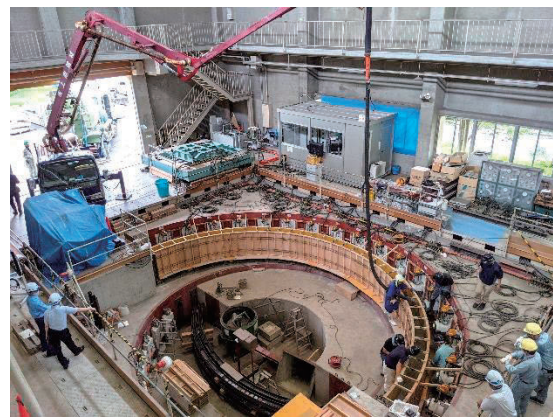
(3) 打設及び養生

打設状況を写真-2.1.4に示す。普通コンクリートは、ミキサー車からホッパーを經由して打設し、棒バイブレータにより締固めを行った。流動コンクリートは、ポンプ車を用いて打設し、型枠バイブレータにより締固めを行った。打設後は表面の乾燥を防ぐために養生シートで養生した。

また、覆工供試体の強度管理を目的に打設と併せて円柱供試体を複数製作した。覆工供試体の養生場所の近傍で同様の方法で養生を行い、覆工供試体の脱型と併せてモールドを取り外し管理した。



(a) 普通コンクリートの打設



(b) 中流動覆工コンクリートの打設

写真-2.1.4 供試体打設状況

(4) 計測機器の設置

表-2.1.3に実験の計測項目及び位置、数量を示す。図-2.1.4にひずみゲージの貼り付け位置、図-2.1.5に変位計設置位置を示す。各ジャッキに設置されたロードセル及び変位計を用いて、ジャッキ反力、ストロークを計測した。ひずみ計測は覆工供試体内外面及び上面で実施した。外面は載荷板設置位置での計測は困難であるためひずみゲージは設置していない。覆工供試体内側の $0, 45, 90, 135, 180^\circ$ 位置の変位を計測した。45及び 135° については、高さ 0.5m 位置にX、Y方向それぞれ1点、 $0, 90, 180^\circ$ については、高さ $0.25, 0.50, 0.75\text{m}$ 位置にて法線方向にそれぞれ1点の計測とした。供試体に発生するひび割れや圧ざについては目視観察により記録を行った。なお、覆工厚違い等により計測位置・数量が異なる場合がある。

表-2.1.3 計測項目一覧

測定項目	測定機器	測定位置	測定点数
ジャッキストローク	変位計	10° ~170°	17
ジャッキ反力	ロードセル	10° ~170°	17
変位	変位計	0° , 90° , 180° は3点 45° , 135° は2点	13
ひずみ	ひずみゲージ	図-2.1.4のとおり	210程度
ひび割れ	目視	覆工外面・内面・上面	-

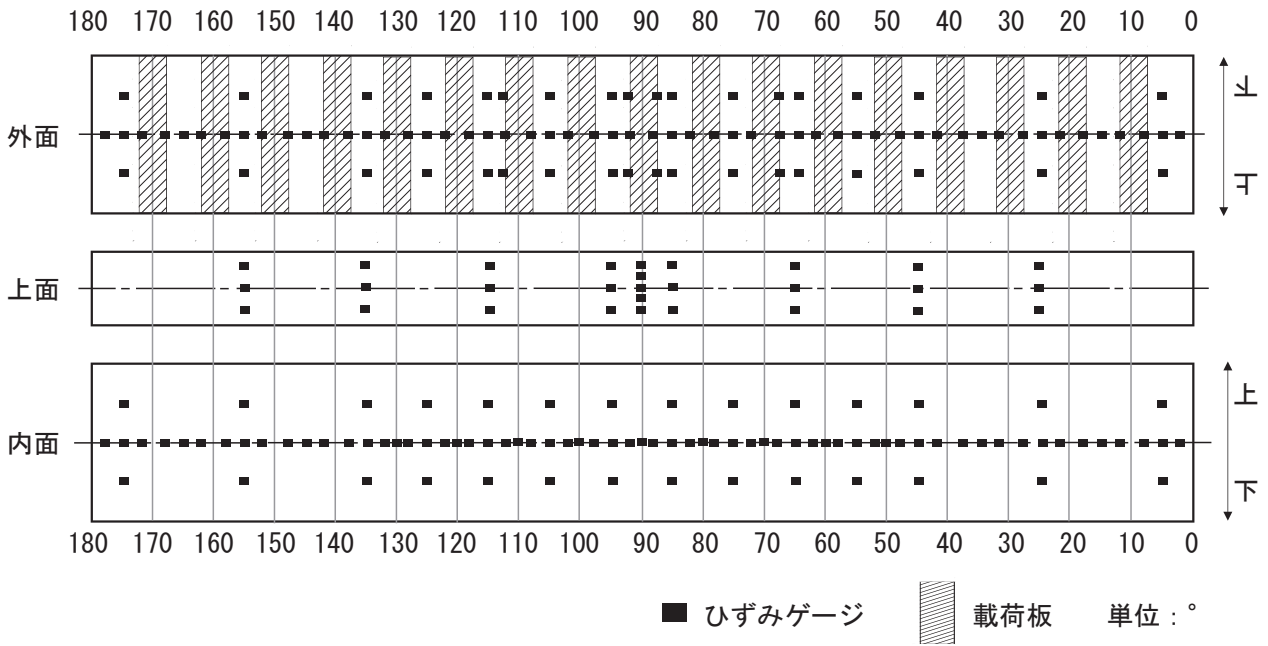
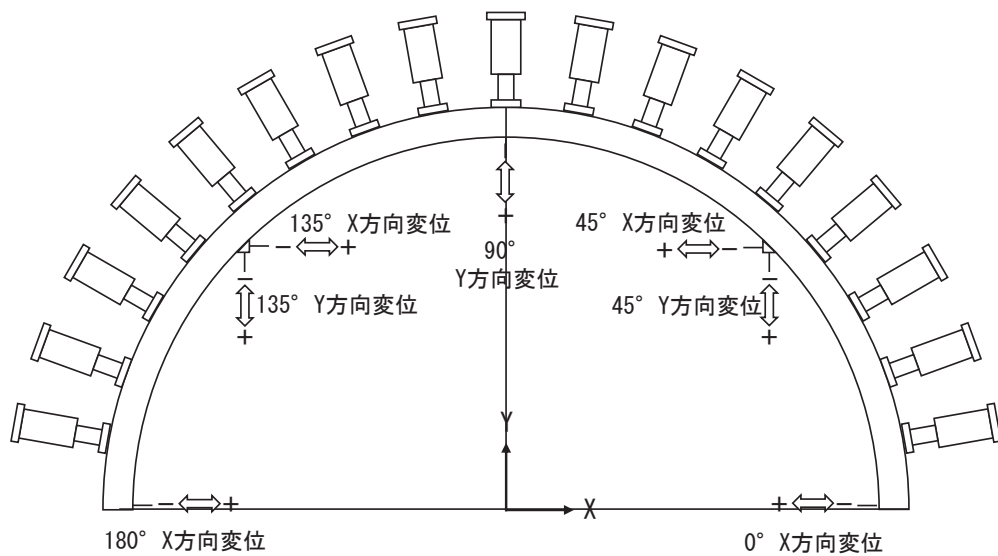
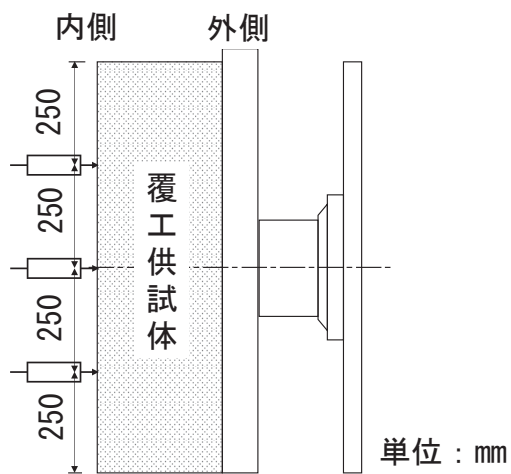


図-2.1.4 ひずみゲージ設置位置図



(a) 全体図



(b) 0, 90, 180° 位置の詳細図

図-2.1.5 変位計設置位置図

2. 1. 6 コンクリートの配合及び管理供試体の強度試験

各ケースの覆工供試体打設に用いたコンクリートの配合を表-2.1.4 に示す。なお、混和剤については、case1,3,5,6 は AE 減水剤標準型 I 種、case2 はセメント量が多いため高性能 AE 減水剤標準型 I 種、case4 は打設が夏季であり、暑中のコンクリート性状改善を考慮して AE 減水剤遅延型 I 種を用いている。

表-2.1.4 配合表

	打設時期	呼び強度 (N/mm ²)	スランブ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	セメント種類	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)					流動化剤添加率 (vol%)	繊維添加率 (vol%)
									セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤		
case1-a	不明	18	12	40	普通	57.5	43.8	4.0	270	156	822	1091	2.86	-	-
case1-b	11月	18	12	40	普通	65.7	44.8	4.5	250	164	826	1047	2.50	-	-
case2	10月	45	12	20	普通	37.6	40.8	4.5	426	160	702	1040	4.26	-	-
case3	4月	18	12	20	普通	66.3	47.2	4.5	256	167	871	995	2.52	-	-
case4	8月	24	15→21	20	普通	56.3	49.2	4.5	318	179	866	912	3.18	0.6	-
case5	10月	24	15→21	20	普通	56.3	49.5	4.5	313	176	880	912	3.13	0.8	0.3
case6	11月	24	15→21	20	普通	56.3	49.5	4.5	313	176	880	912	3.13	0.6	0.3

載荷実験当日の覆工供試体の物性値を把握するため、併せて作製した円柱供試体及び鉄筋を用いて強度試験を実施した (表-2.1.5)。強度試験は、一軸圧縮試験及び割裂引張強度試験 (case1-a,b は割裂引張強度試験は未実施)、case6 については、さらに鉄筋の引張強度試験を実施し、表に示す各種物性値を取得した。コンクリートのヤング率は JIS A 1149²⁻⁶⁾ に従い、圧縮強度の 1/3 の点と圧縮ひずみが 50 μ の点を結ぶ線分の傾きである活線弾性係数として算定した。case1,3~6 については、概ね同等の圧縮強度に達したタイミングで覆工載荷実験を実施した。case1-b は冬季に養生を行っていることや、呼び強度に対して発現強度が高いため他ケースより材齢が長くなったものと考えられる。

表-2.1.5 強度試験結果

ケース	養生時期	載荷実験材齢 (日)	円柱供試体						鉄筋引張強度試験 (上段：主筋 下段：配力筋)				
			一軸圧縮試験			割裂引張強度試験			降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大応力 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	伸び (%)
			圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比	材齢 (日)	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)					
case1-a	不明	15	30.3	23470	0.18	15	-	-	/				
case1-b	11~12月	43	25.4	19307	0.15	42	-	-					
case2	10月	15	43.1	23169	0.16	15	3.18	8					
case3	4月	13	22.3	18855	0.15	13	2.21	13					
case4	8月	9	24.6	19732	0.16	9	1.92	9					
case5	10月	10	24.7	18934	0.17	10	2.17	10					
case6	11~12月	9	25.6	18770	0.18	9	2.19	9	371 377	1887 1941	560 565	196702 194036	24.9 24.6

2. 1. 7 実験結果

(1) 荷重と変位の関係

3本の荷重ジャッキの合計値と90°位置でのジャッキ変位の関係をプロットしたグラフを図-2.1.6に、ケース別に整理したグラフを図-2.1.7に示す。図-2.1.7については、主要な引張ひび割れ、断面の圧縮破壊、構造全体の耐荷力に達したステップに旗揚げを行っている。ここでは、引張ひび割れは、目視観察上ひび割れが確認され始めたステップ、断面の圧縮破壊は、周方向の圧縮ひずみがおおよそ-3500 μ に達したステップまたは目視観察上で圧縮破壊によると考えられる表面のうきやせん断ひび割れ等が確認されたステップのうち荷重が小さいステップ、構造全体の耐荷力は、最大荷重に達したステップとした。

図-2.1.6(a)及び図-2.1.7(a)(b)(e)より、従来覆工を想定したcase1-a,1-bと高速道路トンネルで標準的に採用される中流動覆工コンクリートを想定したcase4については、いずれも最大荷重は約2300~2400kNであり、同等の構造全体の耐荷力を示した(ただし、case1-bは覆工の損傷状況及び載荷荷重の低下が確認された時点で除荷)。また、構造全体の耐荷力に至るまでの荷重変位の傾きも近似しており、引張ひび割れの発生傾向も概ね同様であった。一方で、断面破壊については、case1-a,1-bでは天端、肩部の順で圧縮破壊が確認されたが、case4では肩部、天端の順であった。ただし、図-2.1.7(e)中のcase4の肩部の圧縮破壊は圧縮ひずみが-3500 μ を超過したステップを示しており、目視上で圧縮破壊に伴う表面のうきが確認されたのは構造全体の耐荷力に達したステップと概ね一致していた。

図-2.1.6(b)及び図-2.1.7(a)(b)(c)より、高強度化及び薄肉化を図ったcase2は、従来覆工のcase1-a,1-bと比較して荷重変位の傾きがやや小さいものの、構造全体の耐荷力は約2300kNであり概ね同等の構造耐力が確認された。ひび割れの発生傾向、断面破壊の傾向については有意な差は確認されなかった。一方で、ポストピークにおける挙動は、case2はcase1-aと比較して荷重の低下が著しい結果となった。

図-2.1.6(b)及び図-2.1.7(a)(b)(d)より、従来覆工と概ね同様の供試体仕様のもと地盤反力を低下させたcase3では、case1-bと比較して荷重変位の傾きがおおよそ1/2程度であり、構造全体の耐荷力は約3/4、その時の天端変位は約1.6倍であった。供試体強度はほぼ同様だが地盤反力バネが1/10であることで供試体の変形抵抗性が著しく低下したためと考えられる。それに伴い曲げモーメントが増加し、引張ひび割れが確認された荷重はcase1と比較してやや小さくなったものと考えられる。また、case3では天端外面における圧縮破壊は確認されなかった。ただし、後述するひずみ分布によると圧縮ひずみは約-3000 μ 程度までは増加しており、全体の破壊モードとしては他のケースと同様であると考えられる。

図-2.1.6(c)及び図-2.1.7(e)(f)より、高速道路トンネルの標準区間を想定したcase4,5の構造全体の耐荷力は両ケースとも約2200~2300kN、引張ひび割れの発生傾向にも有意な差は確認されなかった。断面破壊については、case4では肩部が先に圧縮破壊を示しているものの、前述のとおり目視上の圧縮破壊は天端の圧縮破壊の後であったことから、両ケースで大きな差はないと考えられ、樹脂繊維補強による構造全体の耐荷力や破壊メカニズムへの影響は限定的である結果となった。

図-2.1.6(c)及び図-2.1.7(f)(g)より、高速道路トンネルの坑口パターンを想定したcase6では約3000kNの構造全体の耐荷力を示した。これは、巻厚の増加による断面剛性の増加によるものと考えられる。引張ひび割れや断面破壊についても、case5と同様の傾向であると考えられる。

図-2.1.6(d)より、case2,3を除くポストピークにおける挙動を比較した。一般に、繊維補強を行った場合の材料試験上の特性として、圧縮及び引張におけるひずみ軟化が緩やかになることが知られている²⁻⁷⁾。case5,6では繊維補強を行っていないケースと比較して、やや荷重の低下が緩やかで最大変位量も大きいものの、本実験条件においては有意な差ではないと思われる。なお、参考文献²⁻³⁾では、鋼繊維による繊維長60mm、添加率0.5vol%（ケースA-2）及び繊維長30mm、添加率0.3vol%（ケースA-3）の鋼繊維補強コンクリートを用いた同様の実験が行われている。ここでは、繊維長60mm、添加率0.5vol%ではプレーンコンクリートと比較してポストピークにおける荷重の低下が大きく抑制されているものの、繊維長30mm、添加率0.3vol%のケースでは大差ない結果となっている。本研究は樹脂繊維補強コンクリートであり、繊維の材質は異なるものの、ポストピークにおける挙動は概ね同様の結果となった。

なお、供試体のひび割れ状況の観察・記録は荷重ステップ間に行っているため、ひび割れが発生したタイミングと厳密に一致していない場合がある。また、供試体に発生する圧縮ひずみが -3000μ 程度を超過したステップ以降は、安全を考慮し荷重ピット外からの観察としているため、軽微な圧縮破壊の兆候や荷重板に隠れて観察が困難な箇所等については旗揚げがされていない、または、確認されたタイミングが厳密には一致していない場合がある。

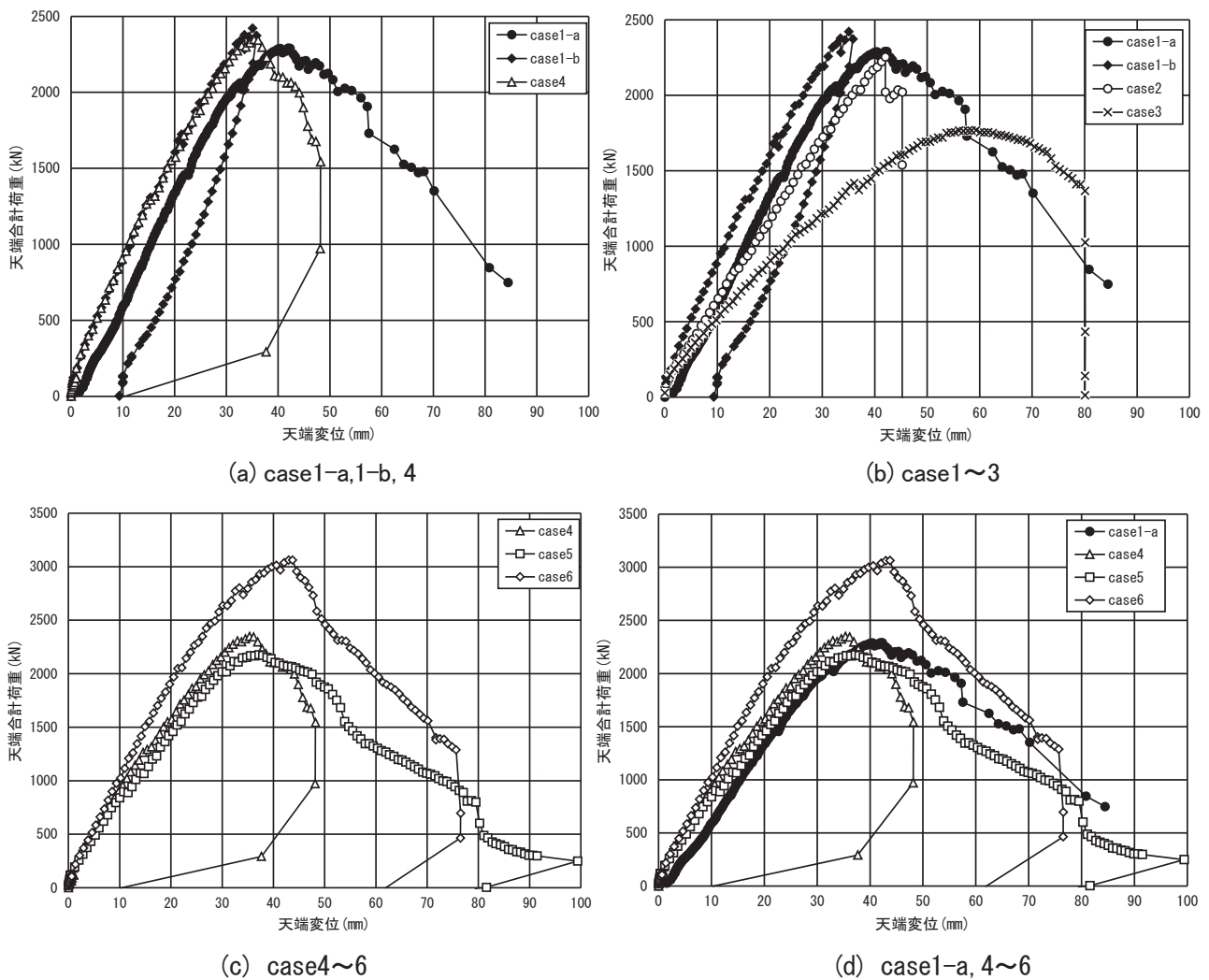
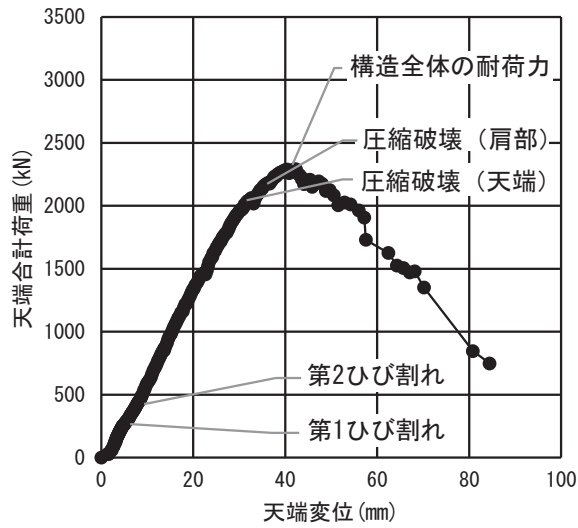
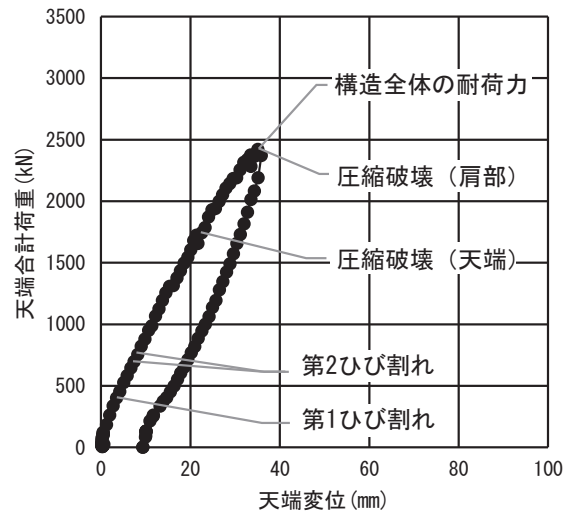


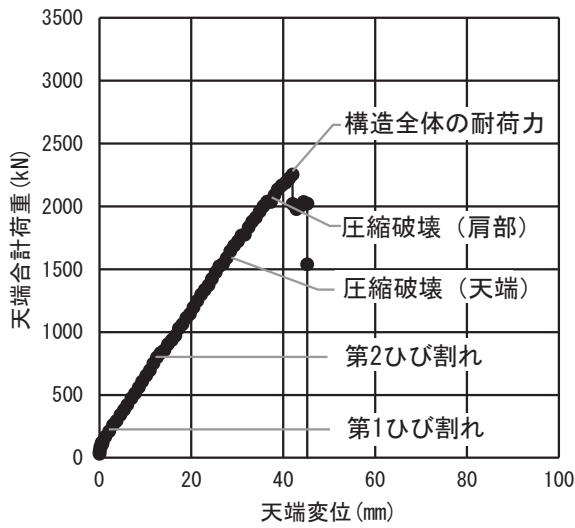
図-2.1.6 荷重変位関係



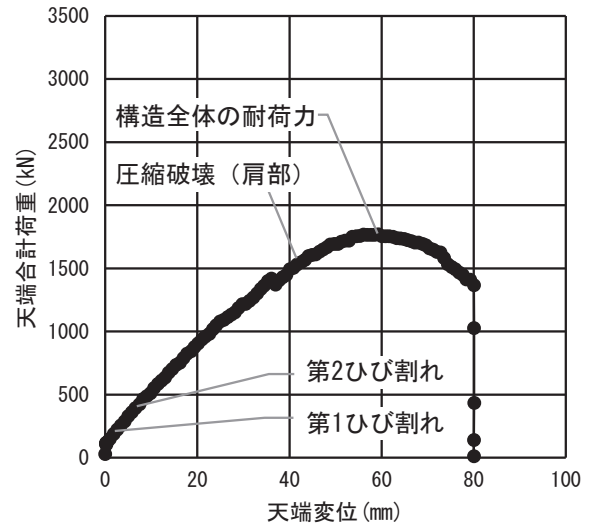
(a) case1-a



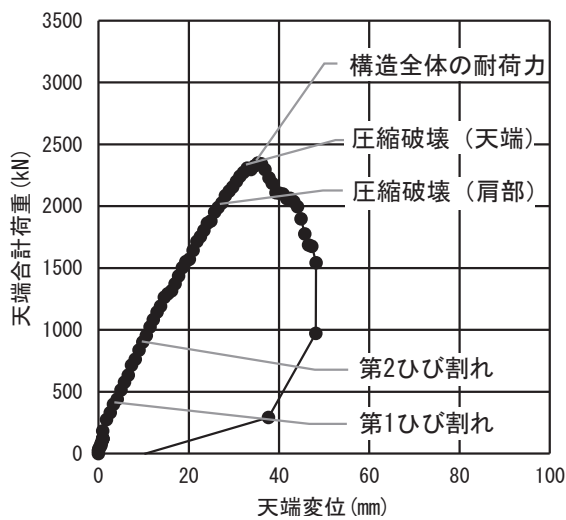
(b) case1-b



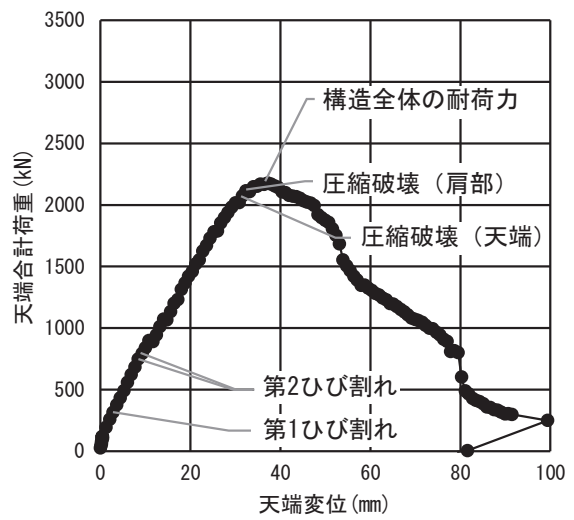
(c) case2



(d) case3



(e) case4



(f) case5

図-2.1.7 荷重変位関係 (各ケース) (1)

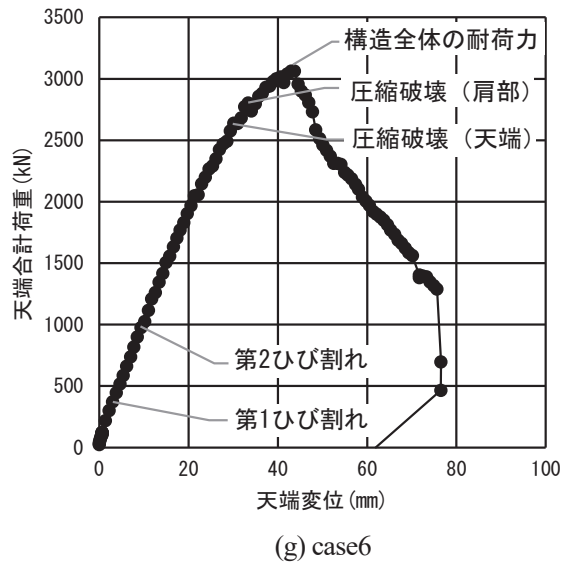


図-2.1.7 荷重変位関係 (各ケース) (2)

(2) ひび割れと断面破壊状況

表-2.1.6 にひび割れ，断面破壊，構造全体の耐荷力に至ったステップの天端合計荷重，天端変位を示す。図-2.1.8 にそれぞれの発生時の荷重と最大荷重の比を示す。

いずれのケースも第1ひび割れ（天端内面），第2ひび割れ（肩部外面）は比較的小さい荷重レベルで発生し，構造耐力に対しては比較的余裕が大きい結果となった。一方で，天端外面の圧縮破壊は70~95%，肩部内面の圧縮破壊は85~100%と，構造耐力に対してはほぼ余裕がない荷重レベルで発生することが確認された。これらの傾向は，今回実験対象とした範囲における使用材料や断面形状によらない結果となった。また，ポストピークにおける挙動の違いによらず共通する結果となった。本実験条件においては，天端外面，実構造の可視部分としては肩部内面における圧縮破壊（圧ぎに伴う表面のうき等）が構造全体の不安定化に至る予兆として重要であると考えられる。

表-2.1.6 ひび割れ発生及び断面破壊と荷重・変位の関係

		第1ひび割れ (天端 90° 内面)	第2ひび割れ (肩部 60-70° 外面)	第2ひび割れ (肩部 110-120° 外面)	圧縮破壊 (天端 90° 外面)	圧縮破壊 (肩部 60-70° 内面)	圧縮破壊 (肩部 110-120° 内面)	構造全体の耐荷力 (最大荷重)
case1-a	P (kN)	260	450	402	2038	2184	2290	2290
	δ (mm)	4.9	8.3	7.5	31.8	36	41.9	41.9
case1-b	P (kN)	403	698	757	1745	-	2421	2421
	δ (mm)	3.5	7.4	8.2	22.5	-	35.1	35.1
case2	P (kN)	210	798	798	1643	2038	2187	2253
	δ (mm)	2.1	12.5	12.5	28.5	36.5	40.5	42.0
case3	P (kN)	223	423	423	1633	1530	1753	1769
	δ (mm)	2.6	7.4	7.4	46.6	41.7	54.5	59.3
case4	P (kN)	398	903	903	2298	2308	2027	2348
	δ (mm)	3.3	9.8	9.8	33.8	33.0	27.3	35.4
case5	P (kN)	314	748	794	2074	2115	2115	2177
	δ (mm)	2.8	8.4	9.2	31.5	32.3	32.3	37.2
case6	P (kN)	371	974	974	2638	2956	2801	3063
	δ (mm)	3.0	9.3	9.3	30.1	44.5	33.4	43.7

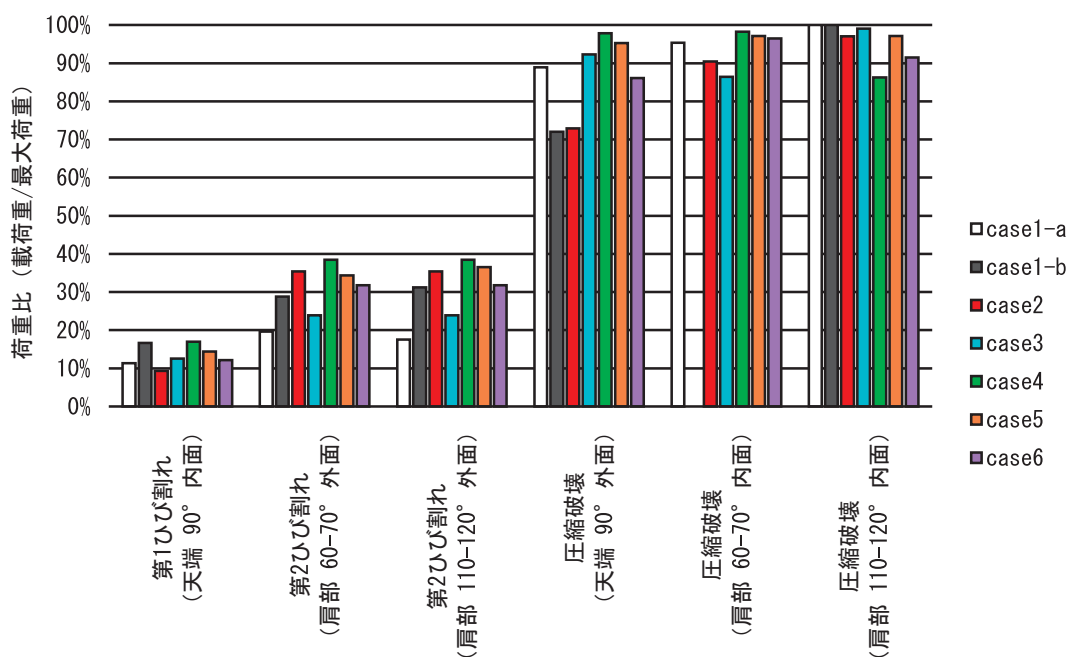
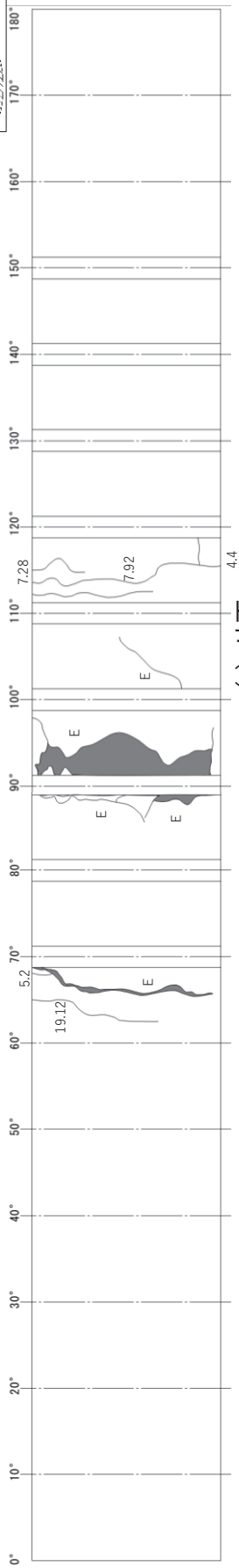


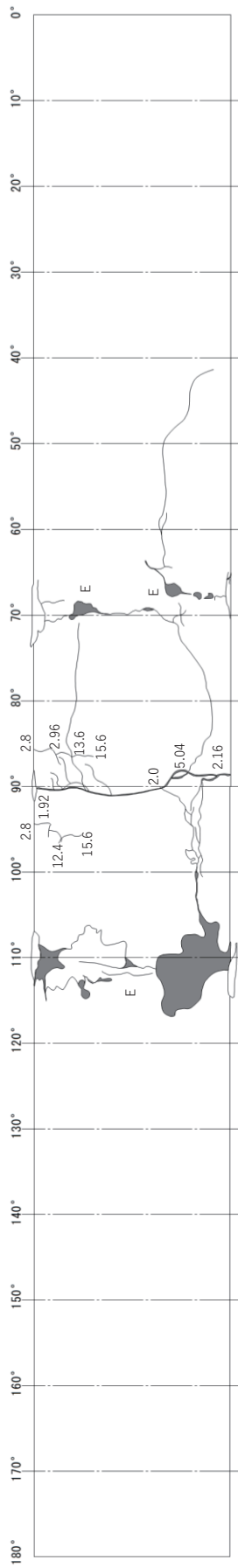
図-2.1.8 ひび割れ発生及び断面破壊と荷重比の関係

実験終了後の覆工内外面のひび割れ展開図を図-2.1.9～図-2.1.15 に示す。ひび割れに付されている数値は、ひび割れを確認した際の90° ジャッキの変位量、Eは載荷試験終了後に確認されたものを表す。

いずれのケースも90° 内面付近、肩部（60～70,110～120° 付近）外面に高さ方向（トンネル縦断方向）のひび割れが卓越していることが分かる。内面では天端変位が約15mmを超えたステップ付近から横断方向のひび割れが確認された。これは供試体の軸力の増加に伴い軸直角方向への引張力が増加し発生したことや、荷重の増加に伴い載荷板がジャッキの設置面を中心にわずかにたわむことで高さ50cm付近を点で支持するような変形になったこと等に起因すると想定される。また、最終的には肩部の内面で曲げ圧縮破壊による比較的大規模な覆工のはく離が生じている。以上から、いずれケースでもひび割れの発生傾向に有意な差は見られなかった。一方で後述するはく落の発生傾向については、繊維補強を行った case5,6 で小規模なはく落片が抑制されること、単鉄筋補強を行った case6 ではブロック規模の大規模なコンクリート片の落下が抑制されることが確認された。



(a) 外面



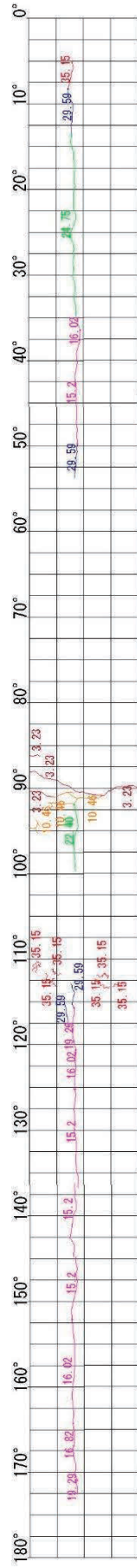
(b) 内面

単位：mm

図-2.1.9 case1-a



(a) 外面



(b) 内面

単位：mm

図-2.1.10 case1-b

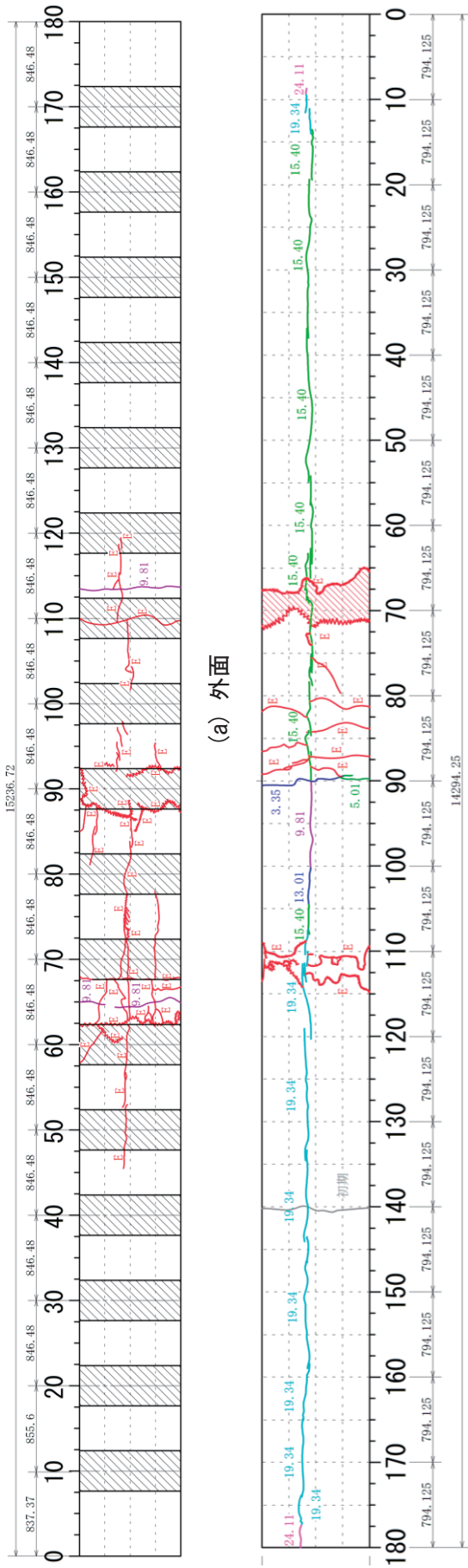


图-2.1.13 case4

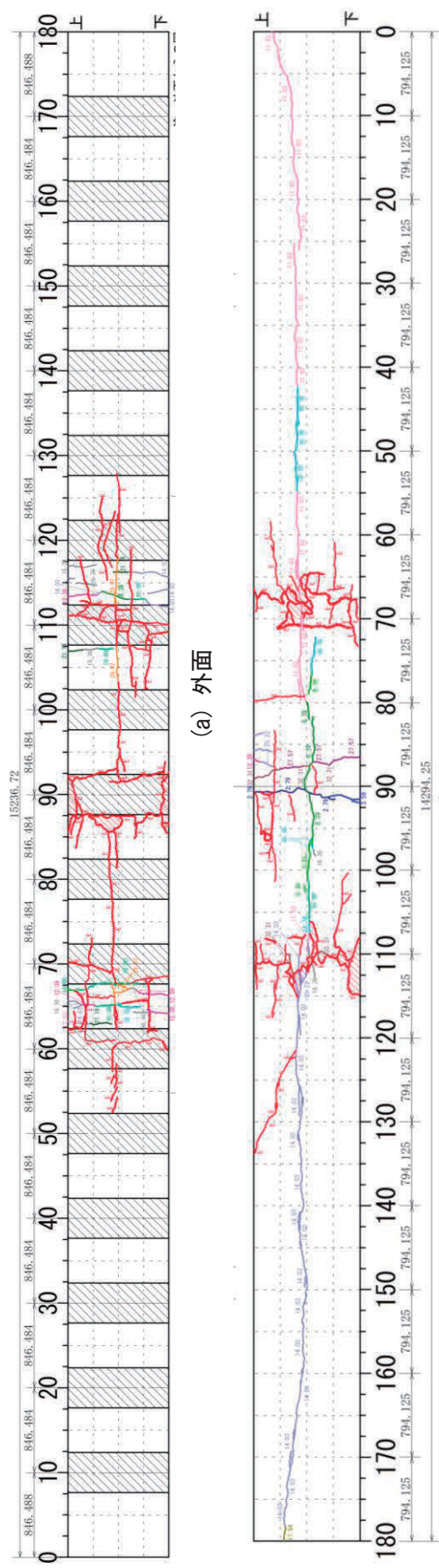


图-2.1.14 case5

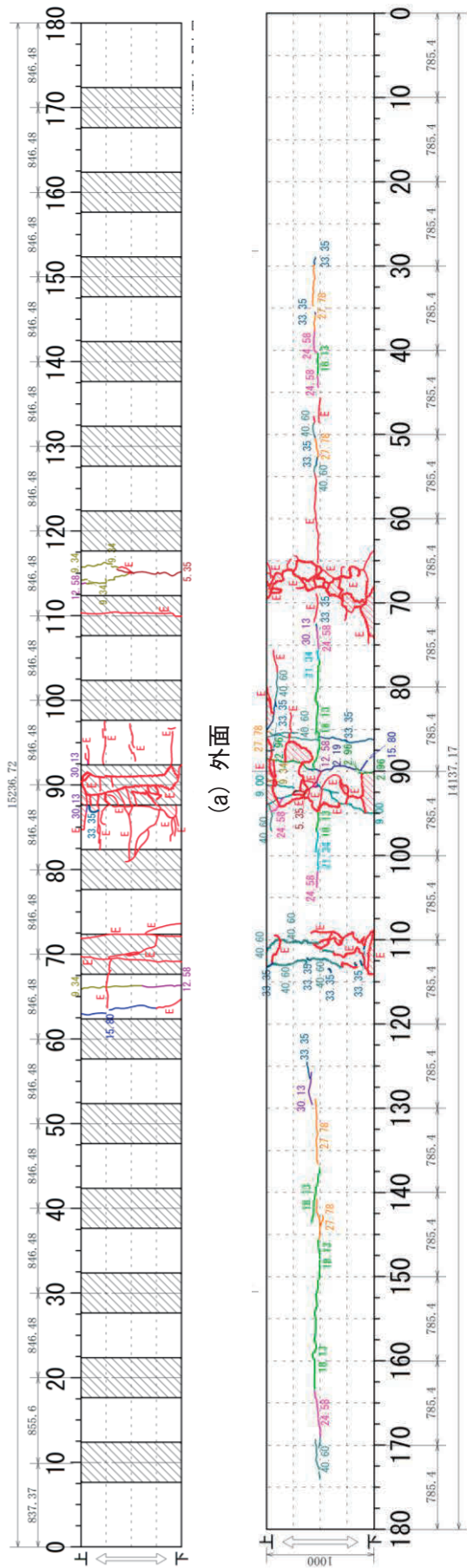


图-2.1.15 case6

写真-2.1.5~2.1.9 に載荷終了時の肩部の破壊状況を示す。いずれのケースも天端外面の圧縮破壊及び肩部内面の圧縮破壊の兆候が確認されてから数ミリ~十センチ程度の小片剥落が頻発した。case1-a 及び case2~4 では最終的に肩部内面で数十センチ~1メートル程度の比較的大規模な覆工塊のはく落が生じた。繊維補強を行った case5, 繊維補強及び単鉄筋補強を行った case6 については数ミリ~数十センチ規模のはく離は一部確認されたが, case1~4 と比較してはく落片の総量は極めて少なかった。写真-2.1.10 に case5,6 のはく離状況及びはく落小片の状況を示す。case5,6 では数センチ~十数センチかつ厚さが数センチ程度の小片の多くが覆工本体からはく離しているものの, 繊維で引っかかることではく落には至っていないことから, 繊維による一定のはく落の防止効果が確認された。一方で, 同規模の小片であってもはく落しているものがあるが, これらは繊維の混入方向がはく離面に沿っていることが確認された。また, はく落している小片の多くは数ミリ~数センチ程度であり, これらについては今回の配合では繊維の混入が確認されずはく落の防止効果が発現しなかったものと考えられる。case6 の天端上面の鉄筋の座屈によるコンクリートの分離箇所では, 繊維の多くは破断または抜け落ちていたが鉄筋によりはく落塊が支持されていることが確認された。ここから, 繊維補強または単鉄筋補強とはく落の防止効果の関係については次のように整理することができると思われる。

①数ミリ~数センチ程度の微小片

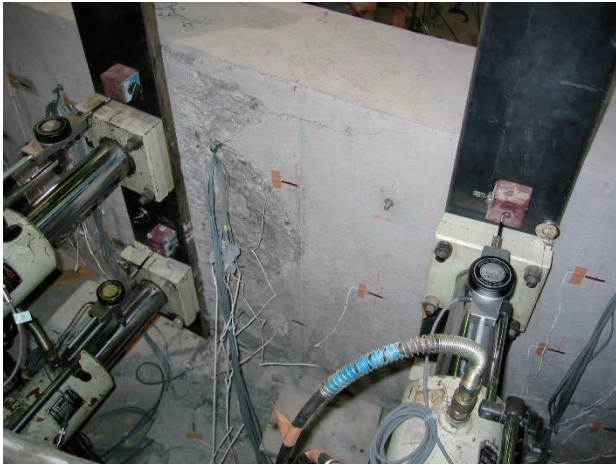
本検討における配合条件 (0.3vol%) においては, 数ミリ~数センチ程度の微小片のはく落を抑制できるほど満遍なく繊維が混入しておらず, 微小片に対するはく落の防止効果は限定的であると考えられる。

②数センチ~十数センチ・厚さ数センチの小片

小片の多くは繊維により覆工本体に引っかかっており, 一定の重量までであればはく落を防止することが可能であると考えられる。ただし, 小片であってもはく離面と繊維の混入方向の関係から多少のはく落は生じており, 完全にはく落を抑制できるわけではないと考えられる。

③数十センチ~数メートルのブロック塊

比較的大規模なひび割れ開口部や圧ざによる断面破壊部では, 多くの繊維が破断または抜け落ちていることが確認された。一方で, ブロック塊として分離した場合でも単鉄筋により落下は抑制されることが確認された。ここから, 大規模なブロック塊の落下の抑制は繊維補強では困難であり, たとえば単鉄筋により行う必要がある。



(a) 天端 90° 付近外面



(b) 肩部 110° 付近内面

写真-2.1.5 case1-a 終局時



(a) 肩部 110° 付近内面

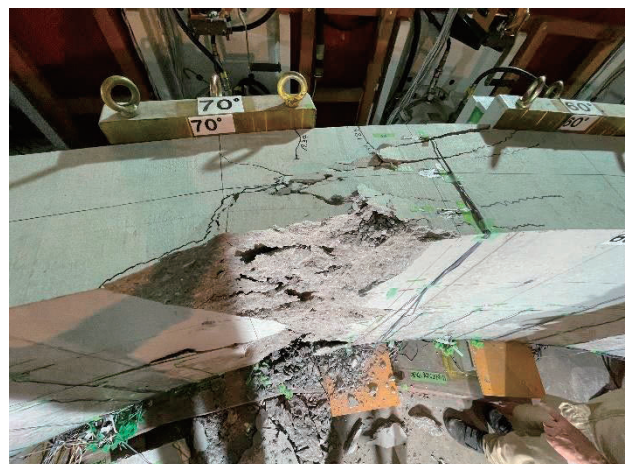


(b) 肩部 110° 付近上面

写真-2.1.6 case2 終局時

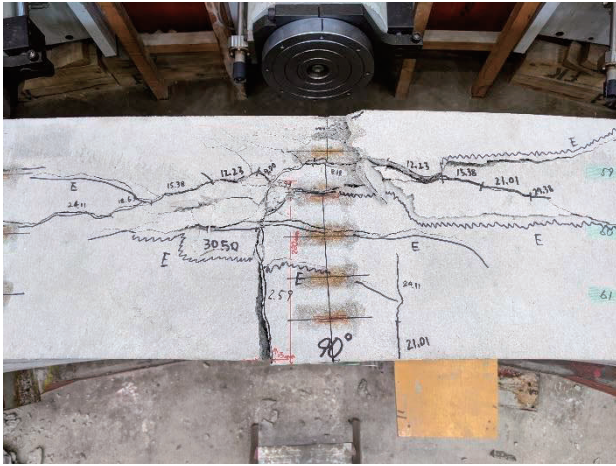


(a) 肩部 70° 付近内面



(b) 肩部 70° 付近上面

写真-2.1.7 case3 終局時



(a) 天端 90° 付近内面



(b) 肩部 110° 付近内面

写真-2.1.8 case4 終局時



(a) 繊維によるはく落片の支持



(b) 単鉄筋による分離したブロック塊の支持

写真-2.1.9 はく落が抑制された例 (case5, 6)



(a) 繊維がはく離面に沿っている小片



(b) 微小片及び小片

写真-2.1.10 はく落した小片及び微小片 (case5, 6)

(3) ひずみ分布

図-2.1.16~2.1.22 に各ケースにおいて天端合計荷重が約 500kN, 1500kN, 2000kN 及び最大荷重時の覆工内外面のひずみ分布を示す。

図-2.1.16, 17 より、従来覆工では荷重の増加とともに天端外面及び肩部内面の圧縮ひずみが卓越するとともに内外反対側は引張ひずみが卓越している。最大荷重時には約 -3500μ の圧縮ひずみを示しており、天端及び両肩部で曲げ圧縮破壊が生じているものと考えられる。これ以外の断面については、内外面ともに終始小さな圧縮ひずみが生じており、全断面圧縮状態である。

図-2.1.18 より、覆工厚を減少させた case2 では、case1 と比較して各段階で脚部付近の圧縮ひずみが若干大きく、全体的に軸圧縮力が若干卓越しているものと考えられる。これは覆工の曲げ剛性に対する地盤の変形係数が、case1-a,b 等と比較して大きく、地盤反力が大きくなったためと考えられる。それ以外には有意な差は確認されなかった。

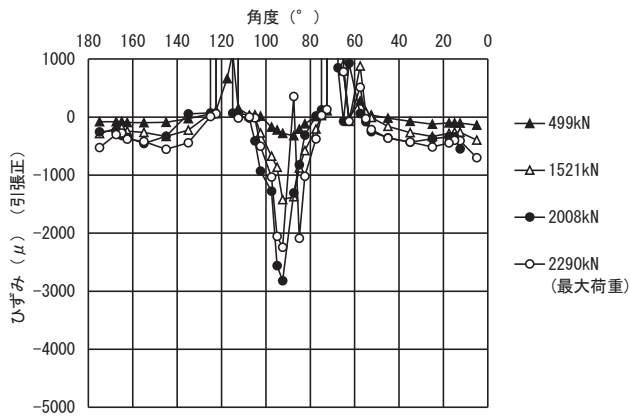
図-2.1.19 より、地盤バネを低下させた case3 では、case1 と比較して各段階及び最大荷重時において全体的に圧縮ひずみが小さい。地盤反力が小さいため覆工に軸力が入りづらくなったためと考えられる。また、内面 $40\sim 50^\circ$ 付近の圧縮ひずみがやや大きいが覆工表面の損傷として顕在化した変状は確認されなかった。

図-2.1.20 より、中流動 Co を採用した case4 では、case1 と比較し各段階でのひずみの傾向に有意な差は確認されず、今回の配合条件においてはコンクリートの流動性の違いが破壊メカニズムに与える影響は確認されなかった。

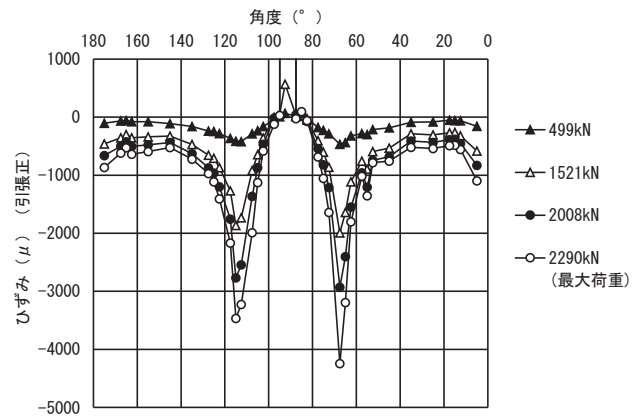
図-2.1.21 より、中流動 Co に繊維補強したものを採用した case5 においても、case1, case4 と比較し、各段階でのひずみの傾向に有意な差は確認されず、今回の配合条件においてはコンクリートの流動性の違いが破壊メカニズムに与える影響は確認されなかった。

図-2.1.22 より、35cm 厚で中流動 Co に繊維補強したものを採用し、さらに単鉄筋補強を行った case6 においては、肩部内面の圧縮ひずみが卓越する領域が他のケースと比較してやや大きいものの、これ以外に有意な差は確認されなかった。

いずれのケースでも天端及び肩部の曲げ圧縮破壊、それ以外の断面は全断面圧縮状態であり、全体の破壊モードとしては有意な差は確認されない結果となった。

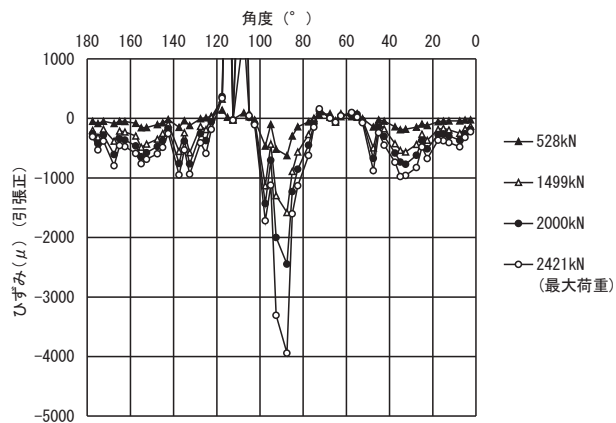


(a) 外面

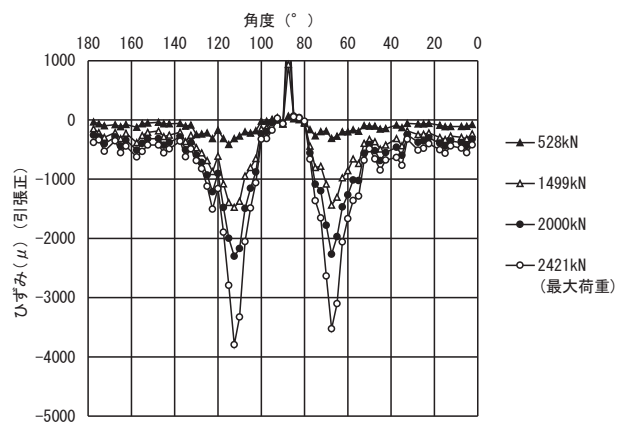


(b) 内面

図-2.1.16 case1-a

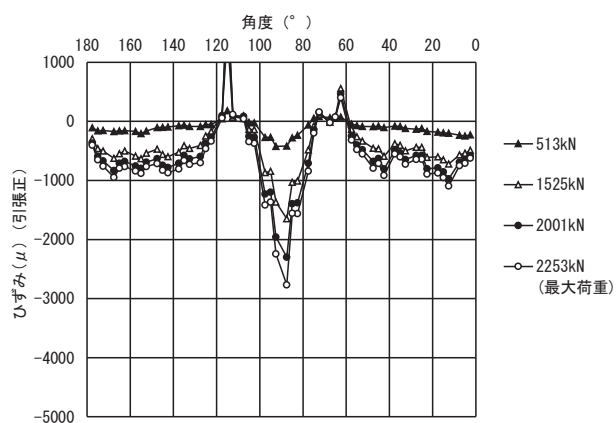


(a) 外面

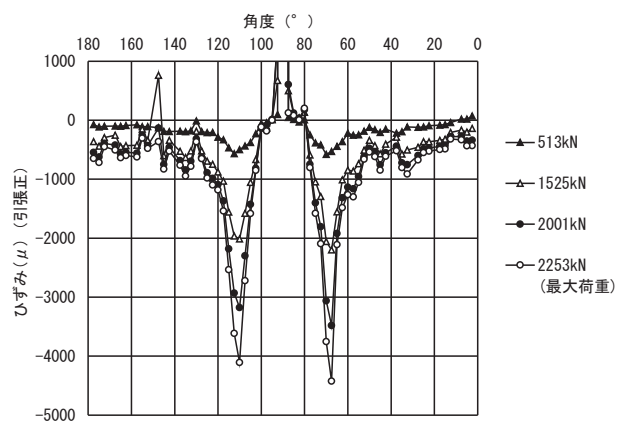


(b) 内面

図-2.1.17 case1-b

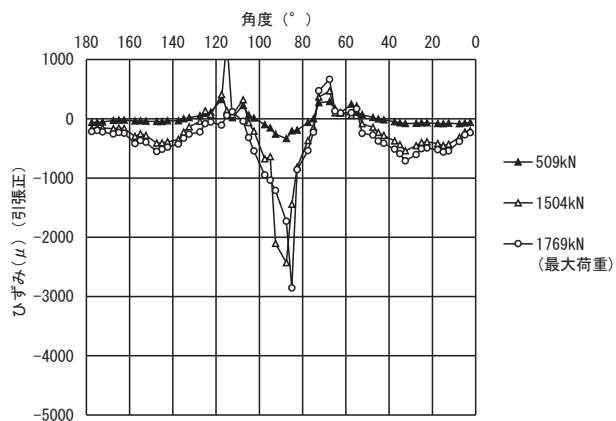


(a) 外面

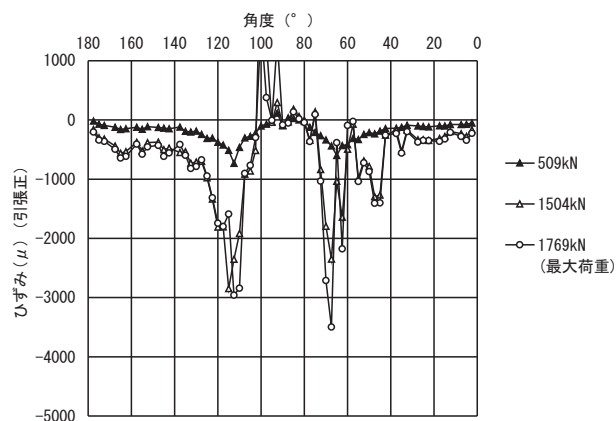


(b) 内面

図-2.1.18 case2

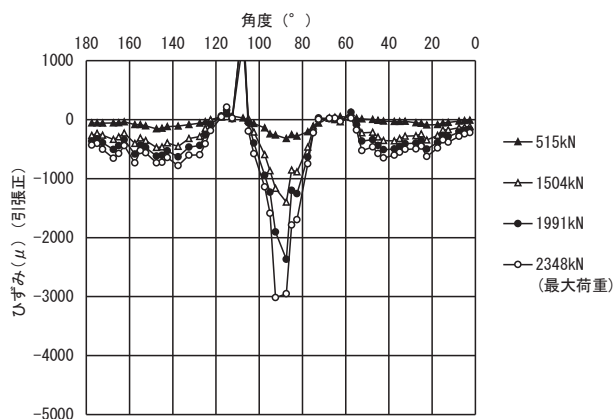


(a) 外面

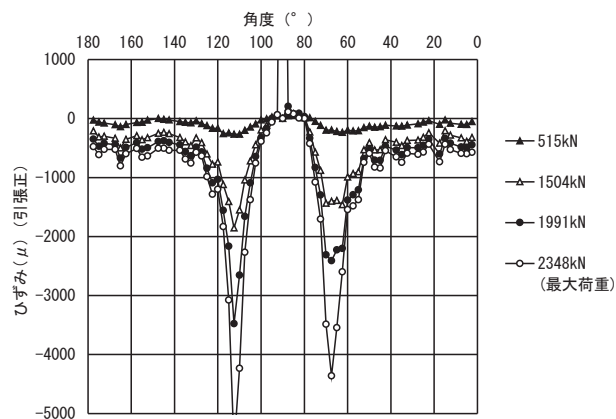


(b) 内面

図-2.1.19 case3

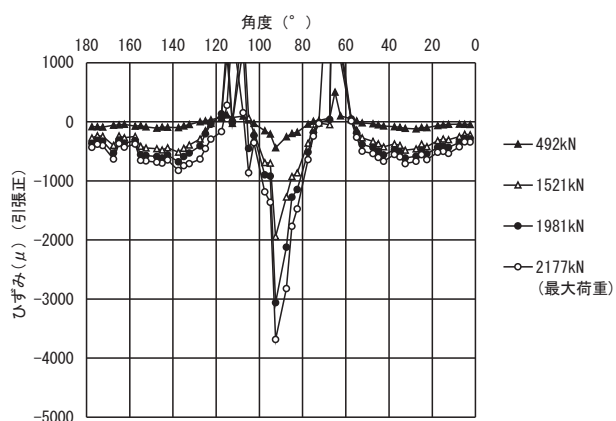


(a) 外面

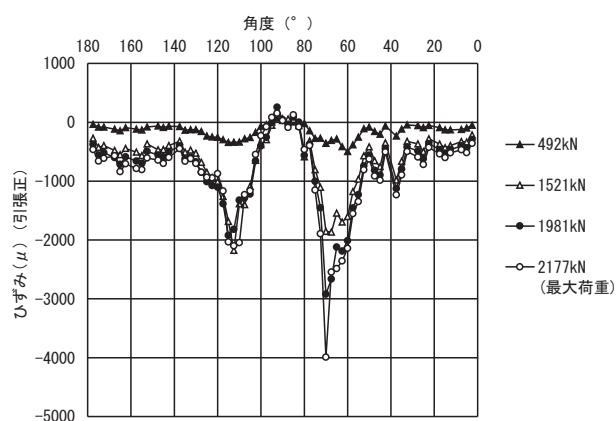


(b) 内面

図-2.1.20 case4

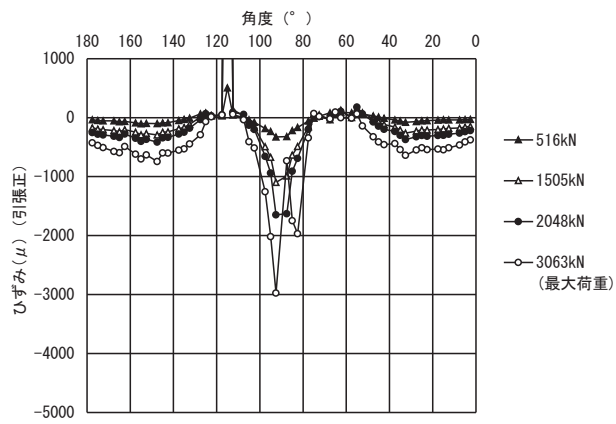


(a) 外面

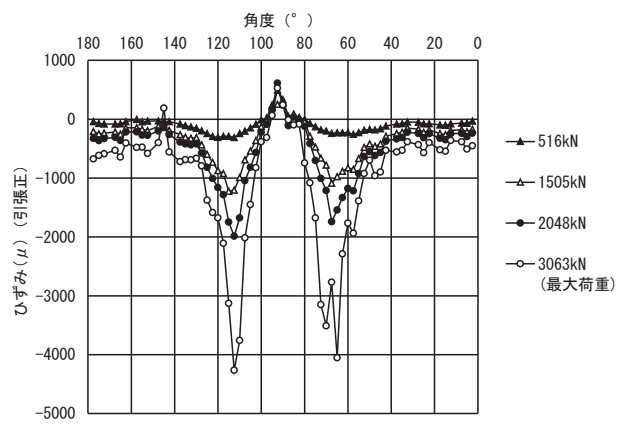


(b) 内面

図-2.1.21 case5



(a) 外面



(b) 内面

図-2.1.22 case6

(4) 断面力分布

実験で得られたひずみの値等を用いて、式(1)～(7)により断面力を算定した。全断面圧縮状態の場合は全断面有効、断面内に引張領域を含む場合は引張領域の断面を無視と仮定した。なお、軸力は引張を正、曲げモーメントは正曲げの向きを正とする。

a. 全断面圧縮状態のとき

全断面有効とし、式(1)(2)により発生する軸力及び曲げモーメントを算出する。

$$N = \frac{(\varepsilon_{in} + \varepsilon_{out})}{2} EA \quad (1)$$

$$M = \frac{(\varepsilon_{in} - \varepsilon_{out})}{t} EI \quad (2)$$

ここに、

N	:	軸力
M	:	曲げモーメント
ε_{in}	:	覆工内面の縁ひずみ
ε_{out}	:	覆工外面の縁ひずみ
E	:	ヤング率
A	:	断面積
I	:	断面二次モーメント
t	:	覆工厚

b. 断面内に引張領域を含むとき

ひび割れ深さを正確に観察することは困難であるため、式(3)により断面の中立軸の位置を算定することで引張領域を仮定する。正曲げと負曲げの場合に分けて式(4)～(7)により軸力及び曲げモーメントを算定する。

$$x = \frac{\varepsilon_{out}}{\varepsilon_{out} - \varepsilon_{in}} t \quad (3)$$

ここに、 x : 外縁から中立軸までの長さ

b-i. 正曲げのとき

$$N = \frac{x}{2} \varepsilon_{out} bE \quad (4)$$

$$M = -\left(\frac{t}{2} - \frac{x}{3}\right) N \quad (5)$$

b-ii. 負曲げのとき

$$N = \frac{t-x}{2} \varepsilon_{in} bE \quad (6)$$

$$M = \left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3} \right) N \quad (7)$$

ここに、 b : 覆工供試体の高さ (ここでは 1m)

算定にあたってヤング係数は、case1~5は表-2.1.5の値、case6は鉄筋を考慮した等価剛性を用いており、ひずみの増加に伴う剛性低下は考慮していない。そのため、いずれかの縁ひずみが非線形領域に達した断面では、実際よりも大きく断面力が算定される。断面破壊が生じた箇所ではその影響が大きいので、圧縮ひずみの上限値を各覆工供試体の ϵ'_c 、引張ひずみの上限値を引張強度 f_t 到達時のひずみとすることで、ひずみ軟化によるヤング率の乖離の影響の低減を図った。ただし、算定上の仮定から、これらの影響は曲げモーメントと比較して軸力の算定結果に与える影響が大きく、特に断面破壊が生じた箇所の軸力の値は参考程度の取り扱いが望ましい。また、断面破壊のほかうき等により真のひずみが計測できていないと思われる断面では中立軸の算定に誤差が含まれるため、注意して結果を解釈する必要がある。

算定した断面力分布を図-2.1.23~2.1.29に示す。これらによると、いずれのケースでも曲げ圧縮破壊が生じた、天端及び肩部付近で曲げモーメントが卓越している。標準的な仕様であるcase1,3,4,5については、約±300kNmの曲げモーメントが生じている。薄肉高強度であるcase2の曲げモーメントは約±200kNmとやや小さいが、case1の従来覆工に対して曲げ剛性が約1/3であることから、見かけ上曲げモーメントが小さく算定されたものと考えられる。単鉄筋補強の実施及び覆工厚35cmのcase6については、増し厚による構造全体の耐荷力の増加及び単鉄筋による曲げ耐力の増加に伴い、構造の不安定化時の曲げモーメントは約450kNmと他ケースよりも増加している。軸力については、前述のとおり天端及び肩部は参考値程度の取り扱いとなるが、それ以外の断面ではいずれのケースも全圧縮状態であり、载荷荷重の増加に伴い軸力も増加し、構造全体の耐荷力に達した段階では、3000~4000kNの軸力が発生していることが分かる。

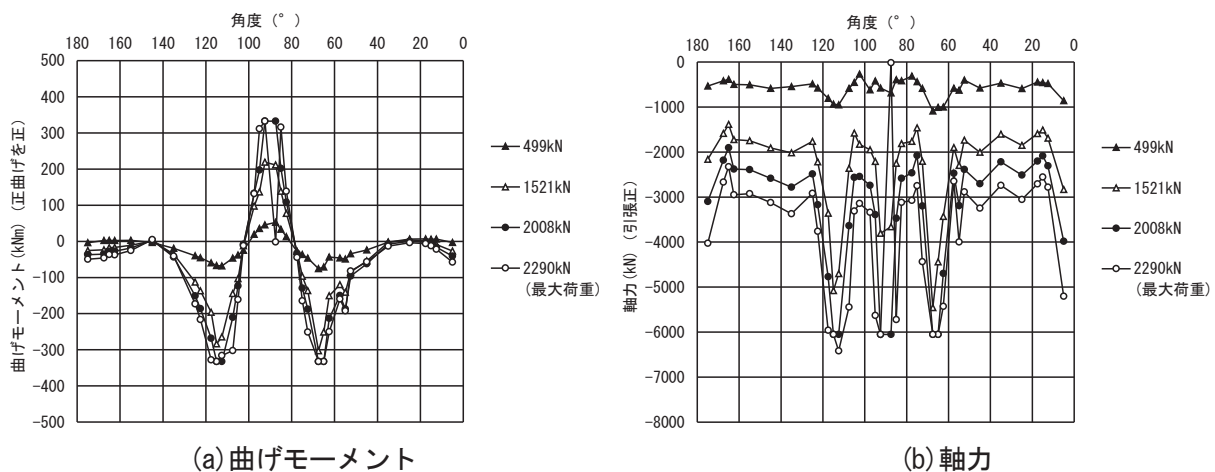
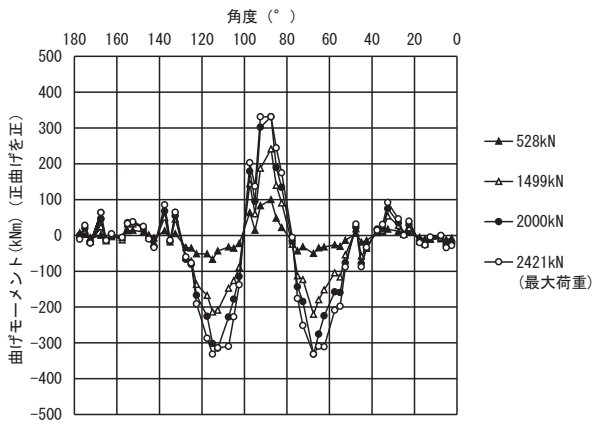
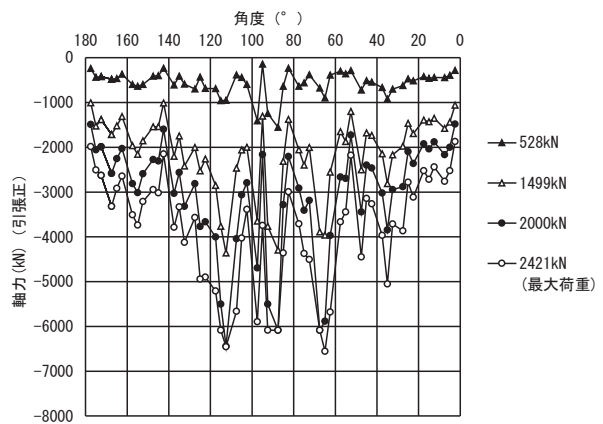


図-2.1.23 断面力分布 (case1-a)

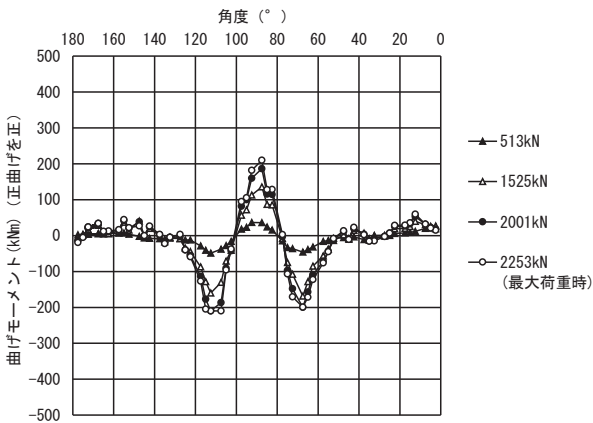


(a) 曲げモーメント

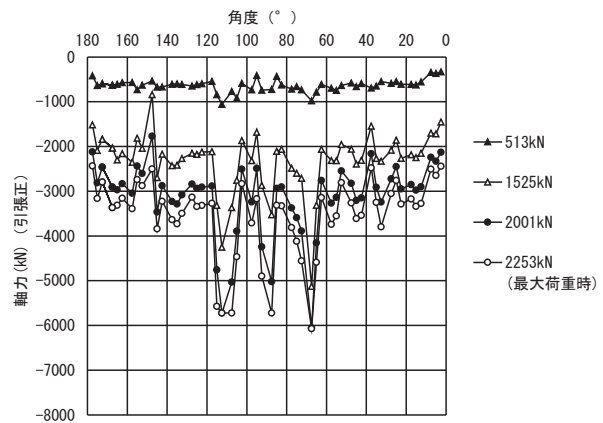


(b) 軸力

図-2.1.24 断面力分布 (case1-b)

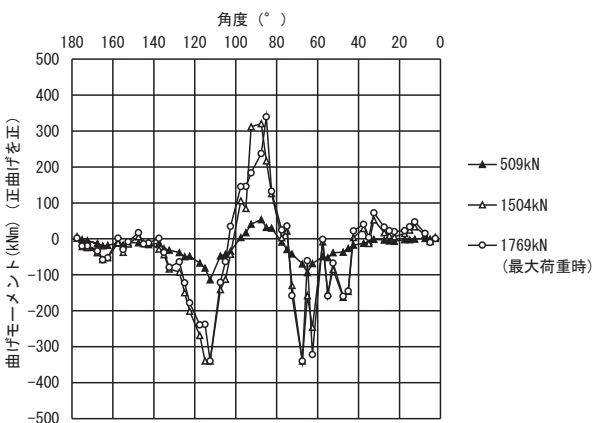


(a) 曲げモーメント

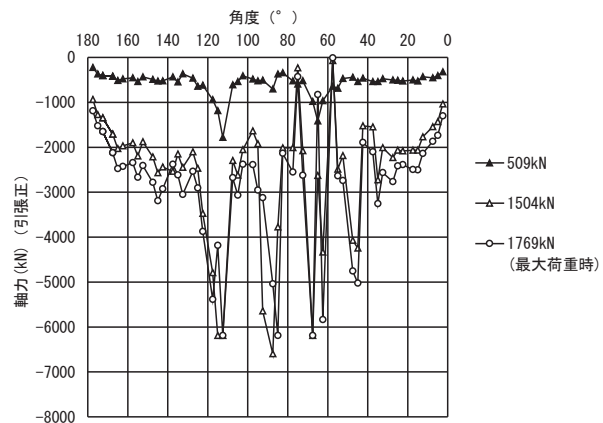


(b) 軸力

図-2.1.25 断面力分布 (case2)

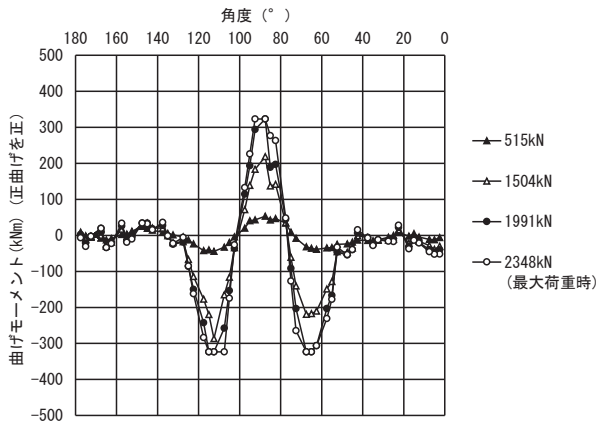


(a) 曲げモーメント

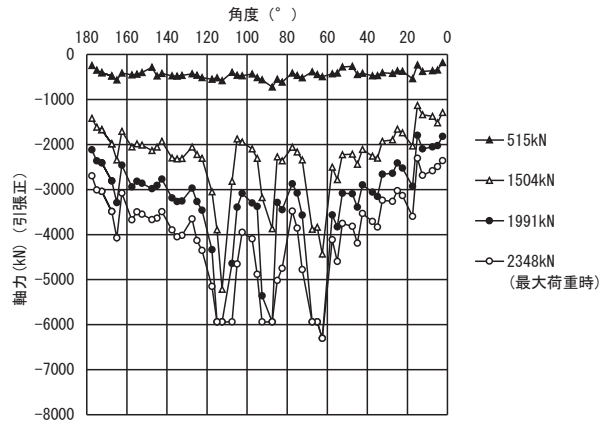


(b) 軸力

図-2.1.26 断面力分布 (case3)

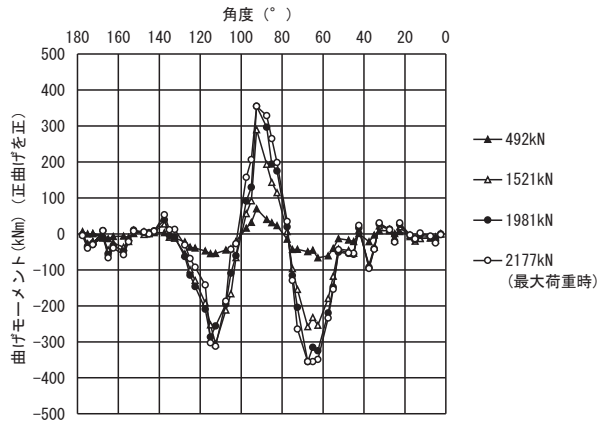


(a) 曲げモーメント

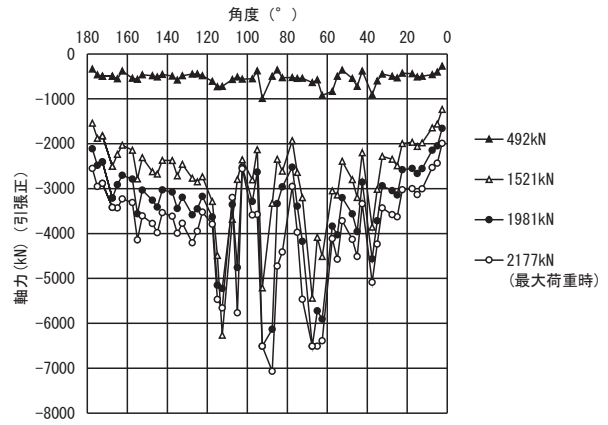


(b) 軸力

図-2.1.27 断面力分布 (case4)

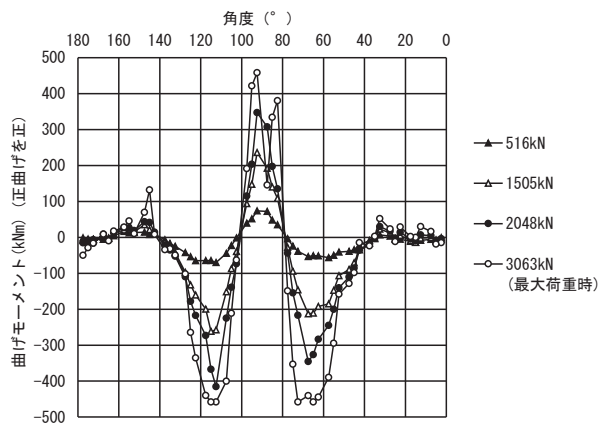


(a) 曲げモーメント

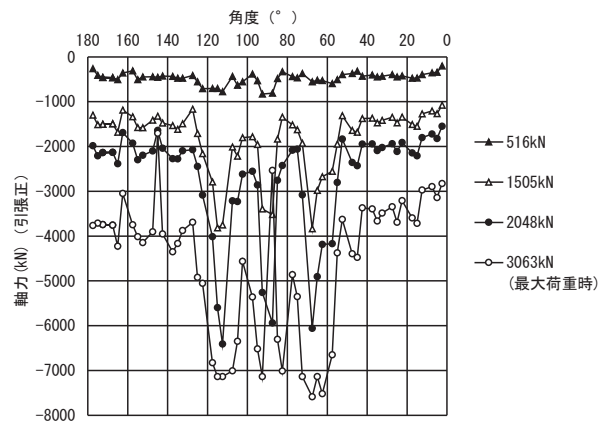


(b) 軸力

図-2.1.28 断面力分布 (case5)



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力

図-2.1.29 断面力分布 (case6)

2. 1. 8 実験結果のまとめ

従来覆工を標準とし、使用材料や材料強度、覆工厚が異なる覆工の力学特性や破壊メカニズムの把握を目的に、覆工に軸力と曲げモーメントの両方が発生する載荷条件のもと実大規模の覆工載荷実験を実施した。これにより得られた結果、知見を以下に示す。

- ・ 覆工厚 20cm、呼び強度 40N/mm^2 の薄肉高強度覆工は、覆工厚 30cm、呼び強度 18N/mm^2 の従来覆工と同程度の構造全体の耐荷力を有し、破壊メカニズムや断面の破壊モードも同様である。
- ・ NEXCO の施工管理要領に基づく中流動 Co と従来の普通 Co で打設された覆工コンクリートについて、同程度の圧縮強度、覆工厚の条件下では構造全体の耐荷力や破壊メカニズムに有意な差は確認されない。
- ・ 添加率 0.3vol%、繊維長 30mm の樹脂繊維による補強を行うことによる構造全体の耐荷力への影響は確認されなかったが、覆工表面からの数センチ程度のはく落片のはく落抑制効果が確認された。
- ・ 単鉄筋補強を行った場合、数十センチから数メートルの大規模なひび割れや断面分離が生じた場合でも、コンクリート塊の落下を抑制可能であることが確認された。

2. 2 解析的検討

2. 2. 1 はじめに

覆工はある一箇所の断面破壊によってただちに構造が不安定化するわけではなく、段階的に複数の断面で断面破壊が生じることで構造全体が不安定化する。このことから、構造全体の耐荷力や段階的な断面破壊を評価するためには非線形解析手法が必要である。本研究では、従来覆工において全断面圧縮破壊、曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊により構造全体の耐荷力が決定される場合の覆工の力学的挙動の再現性が一定程度確認されているファイバー要素による非線形解析手法を用いて、従来覆工とは異なる条件における覆工への適用性を検討した²⁻⁸⁾。

2. 2. 2 解析条件

(1) 解析手法

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た FEM 解析 (FEM 解析プログラム: フォーラムエイト) により、载荷実験の再現解析を実施する。ここで、ファイバー要素とは材料非線形性を考慮した梁要素であり平面保持を仮定する。断面をセルに分割し、各セルに応力-ひずみ関係を定義することで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し、対応した応力及び断面力を算出モデルである。また、軸力と曲げの連成を考慮したモデルである。

(2) 解析物性

表-2.2.1 に解析物性値、図-2.2.1 に覆工材料に適用した構成則、図-2.2.2 に鉄筋材料に適用した構成則を示す。覆工材料については、圧縮側の構成則はコンクリート標準示方書²⁻⁹⁾を参考に二次曲線でモデル化し、一軸圧縮試験における圧縮破壊時のひずみ以降の応力を一定と仮定した。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。引張側の構成則については、図-2.2.3 に示すようなひび割れ発生後のひずみ軟化のモデルがいくつか提案されている²⁻¹⁰⁻¹²⁾が、本論文においては図中の(b)のモデルを参考とした。要素に発生する引張応力が引張強度 f_t 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と仮定する。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²⁻¹¹⁾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。

繊維補強コンクリートにおける引張側の強度特性は、コンクリート標準示方書 施工編²⁻⁷⁾によると、一般に繊維はひび割れが発生した後に応力を伝達するものであり引張強度は母材のコンクリートのひび割れ発生強度と同一と考えてよいこと、ひび割れ発生後の応力低下が緩やかであることが記載されている。またコンクリートライブラリ²⁻¹³⁾によると、鋼繊維補強コンクリートの事例ではあるものの、試験によらない数値解析に用いる引張軟化曲線の算定方法として式(8)(9)及び図-2.2.4 が示されている。

$$w_k = 1.4 + 100/f'_{ck} \quad (8)$$

$$\mu = 0.55 \quad (9)$$

ここに、

w_k : 限界開口幅

f'_{ck} : 圧縮強度
 μ : 残留強度率

これらを参考に、case5,6 のコンクリートの引張側の軟化勾配は、式(8)(9)から算定される引張応力-ひび割れ開口の関係から算定できる破壊エネルギーと、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が整合するよう算出した。

表-2.2.1 解析物性値

物理量			単位	case1-a	case-b	case2	case3	case4	case5	case6
コンクリート	覆工厚	t	mm	300	300	200	300	300	300	350
	圧縮強度	f'_c	N/mm ²	25.8	21.6	36.6	19.0	20.9	21.0	21.8
	引張強度	f_t	N/mm ²	2.24	1.99	2.83	2.22	1.95	2.17	2.17
	弾性係数	E	N/mm ²	23470	19307	23169	18855	19732	18934	18770
	破壊エネルギー	G	N/m	101	101	90	72	79	3730	3560
	ポアソン比	ν	-	0.180	0.152	0.164	0.149	0.164	0.166	0.180
鉄筋	降伏点強度	σ_s	N/mm ²							371
	弾性係数	E_s	N/mm ²							196700
地盤反力	バネ定数	k	kN/mm	-160~-408	-400	-400	-40	-400	-400	-400

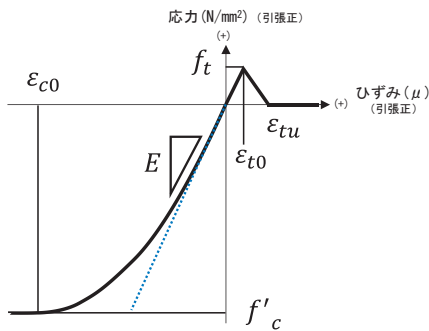


図-2.2.1 覆工材料構成則

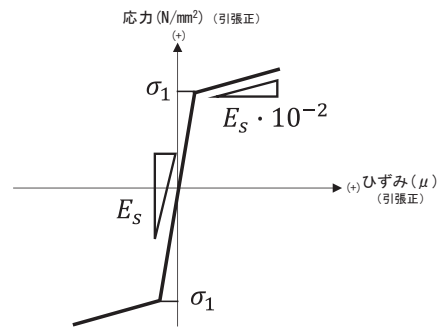


図-2.2.2 鉄筋材料の構成則

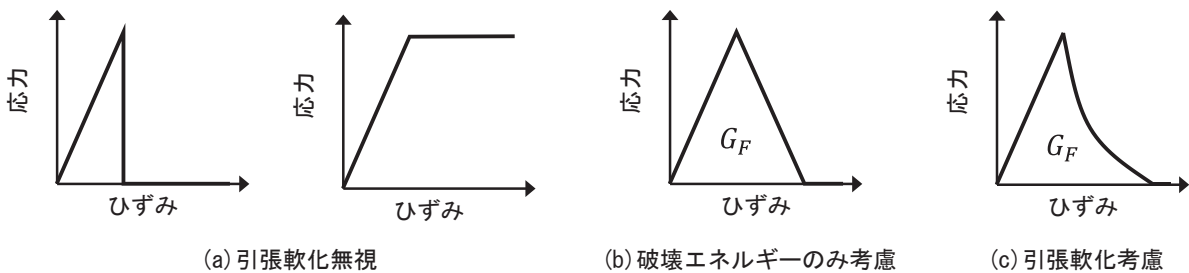


図-2.2.3 無筋コンクリート覆工材料の引張側構成則の例^{2-7~9)}を加筆修正

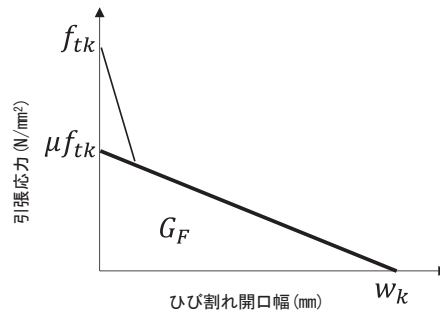


図-2.2.4 覆工材料構成則

(3) 地盤バネのモデル化

実験で得られたジャッキ反力とジャッキストロークの関係から、各ジャッキのバネ定数を算定することで、地盤バネをバネ要素でモデル化する。実験と同様に case1-b,2,4,5,6 のバネ定数は400kN/mm、case3 のバネ定数は40kN/mm、case1-a は各ジャッキの反カストロークから求めたばね定数で160～408kN/mm とした。バネ要素は地山側への変形は一定のバネ定数で拘束し、内空側への変形はフリーとしたバイリニア型の構成則とした。

なお、ジャッキ1本あたりが受け持つ荷面積 A は 0.846m^2 (周方向長さ 0.846m × 高さ (トンネル軸方向長さ) 1m) となる。ここから地盤反力係数とバネ定数の関係は式 (10) で表される。また、道路橋示方書・同解説IV下部構造編²⁻¹⁴⁾に示される式 (11) の地盤反力係数の算定方法にて、換算係数 $\alpha=4$ 、換算荷幅 $B=10\text{m}$ と仮定したとき、坑内水平荷試験による変形係数、地盤反力係数、バネ定数の関係は図-2.2.5 に示すグラフで表せる。荷重実験ではバネ定数が約 400kN/mm であるため、変形係数は約 470 となりおよそ DI に相当する。

$$K_v = \frac{k}{A} \quad (10)$$

$$K_v = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (11)$$

ただし、

K_v	:	地盤反力係数
k	:	バネ定数
A	:	荷面積
α	:	地盤反力の換算係数
E_0	:	地盤変形係数
B_v	:	換算荷幅

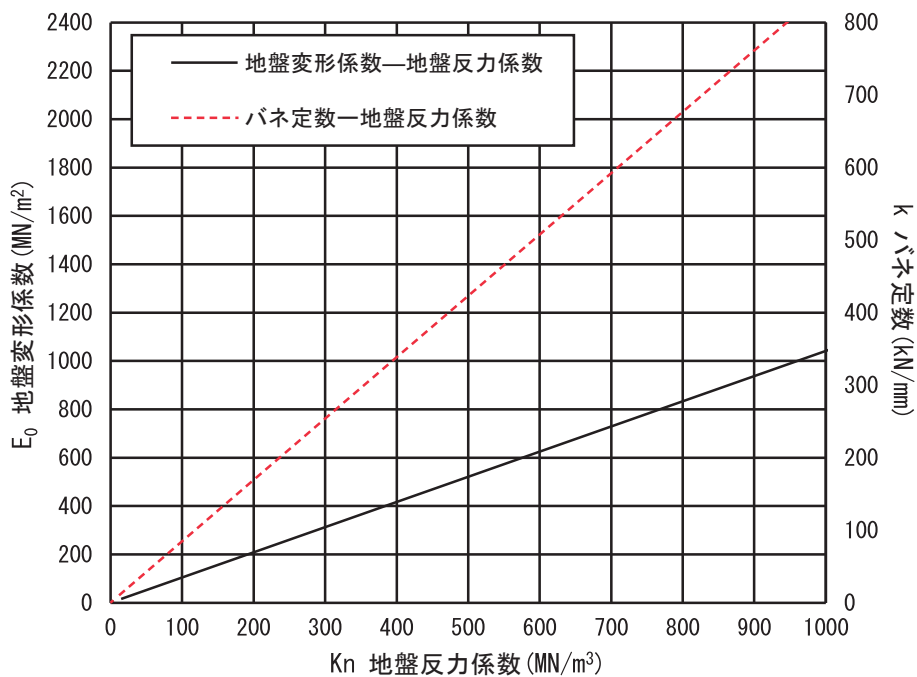


図-2.2.5 変形係数，地盤反力係数，バネ定数の関係

(4) 載荷条件

載荷実験と同様に，予備載荷と本載荷に分けて段階的に載荷を行った．予備載荷では 10° ピッチで $10^\circ \sim 170^\circ$ の 17 節点に対して中心方向に 40kN の荷重を与えた．本載荷では， 80° ， 90° ， 100° の節点に対して実験で最大荷重が得られたステップにおける各ジャッキの荷重比を参考に，段階的に同程度の荷重比で荷重を与えた．

(5) 境界条件

解析モデルの 0° 及び 180° 節点については，載荷実験において水平変位はわずかであったことから，水平及び鉛直方向は固定，回転は自由とした．

2. 2. 3 評価方法

数値解析モデルの力学状態を評価するために、破壊に至るまでの損傷状態を次のように定義した。

- ひび割れ : 要素の引張側の縁におけるひずみが、引張強度に達したときのひずみ量を超過することにより、ひび割れの発生を評価する
- 断面破壊 : MN 耐力曲線により、解析モデルの要素に生じた断面力が MN 曲線と交差することにより、断面の全断面圧縮破壊、曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊の発生を評価する
- 構造全体の耐荷力 : 力学的なつり合い点が存在し、解が収束する解析ステップにおいて示された最大荷重をモデルの構造全体の耐荷力と評価する

なお、収束判定はニュートンラフソン法を用いるものとし、収束条件はすべての解析ケースで共通とした。収束条件の設定値は、プレーンコンクリート覆工において、全断面圧縮破壊、曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊により構造全体の耐荷力が決定される載荷実験の再現性が確認されている条件²⁻⁸⁾を用いるものとする。

MN 耐力曲線は、図-2.2.6 に示すとおり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(12)(13)にしたがって限界曲げモーメント M_{ud} 、限界軸力 N_{ud} を算定した。

$$M_{ud} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot y \cdot b dy / \gamma_b \quad (12)$$

$$N_{ud} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot b dy / \gamma_b \quad (13)$$

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
- $\sigma(y)$: 位置 y における応力
- γ_b : 部材係数

コンクリートの応力ひずみ関係は、降伏圧縮ひずみを 2000 μ 、限界圧縮ひずみを 3500 μ とし、ひずみの大きさに応じて式(14)(15)の関係式を用いた。

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\varepsilon'_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon'_c}{0.002} \right) \quad (0 \leq \varepsilon'_c \leq 0.002) \quad (14)$$

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f'_{cd} \quad (0.002 \leq \varepsilon'_c \leq 0.035) \quad (15)$$

- k_1 : 寸法効果を表す係数
- f'_{cd} : 設計圧縮強度
- ε'_c : 圧縮ひずみ

ここに、

寸法効果を表す係数 k_1 は、式(16)により算定した。

$$k_1 = 1 - 0.003f'_{ck} \leq 0.85 \quad (16)$$

軸方向圧縮力の上限值 N'_{oud} は式(17)にしたがって算定する。

$$N'_{oud} = (k_1 \cdot f'_{cd} \cdot A_c + f'_{yd} \cdot A_{st}) / \gamma_b \quad (17)$$

ここに、

- f'_{yd} : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度
- A_c : 単位幅当りのコンクリートの断面積
- A_{st} : 単位幅当りの軸方向鉄筋の全断面積

本研究では、文献^{2-8),2-15)}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、MN 耐力曲線を算定した。なお、 M_{ud} 、 N_{ud} の算定にあたっては、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、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プレーンコンクリートの場合は断面高さの 50%、繊維補強コンクリートの場合は 75%とした。

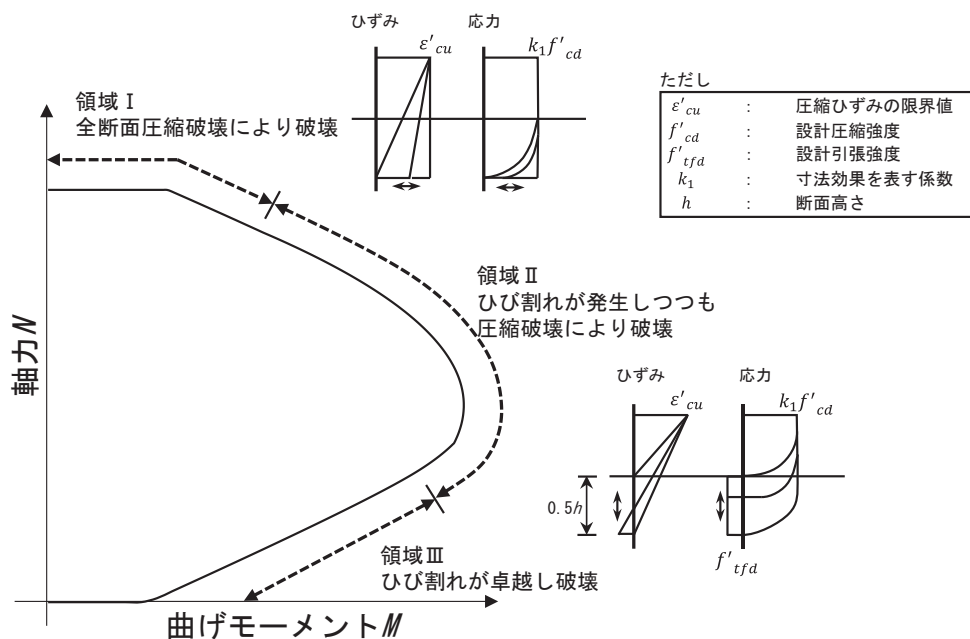


図-2.2.6 MN 耐力曲線²⁻²⁾を加筆修正

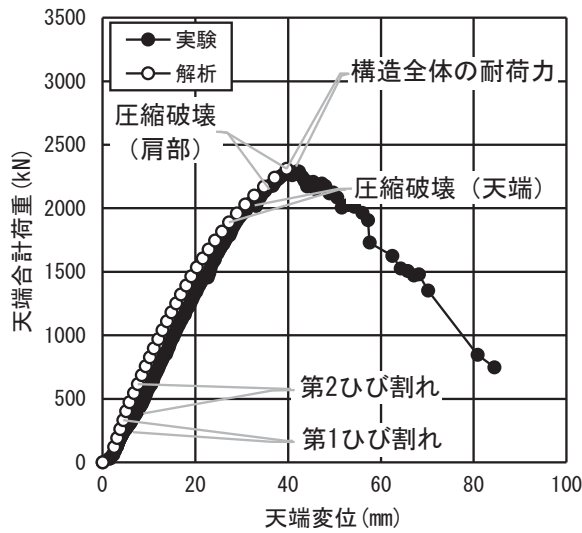
2. 2. 4 解析結果

(1) 荷重変位関係

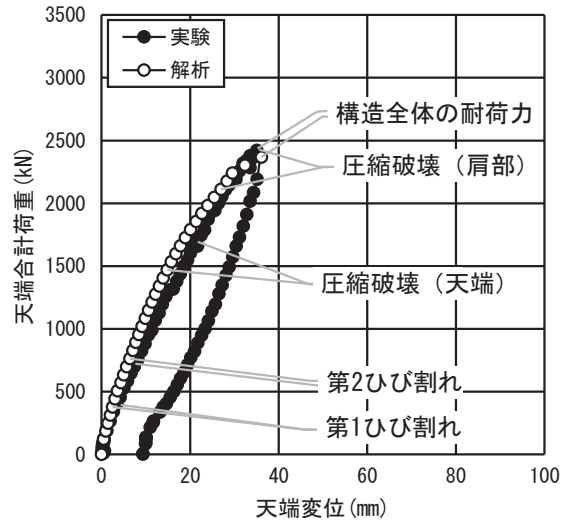
図-2.2.7に各ケースにおける実験及び再現解析の荷重（天端3本の載荷ジャッキの合計値）と変位（90°ジャッキのストローク）の関係を示す。解析結果は解が発散したステップの直前のステップまでプロットしている。また、実験は実線、解析は破線で損傷が生じたステップを示している。

いずれのケースにおいても、構造全体の耐荷力はほぼ実験値と同等の値が得られている。引張ひび割れについても多少の誤差はあるものの、概ね同等の荷重値にて天端内面、肩部外面の順に発生しており、実験と整合する結果となった。断面破壊については、各ケースで実験と同様に天端及び肩部で曲げ圧縮破壊が確認された。ただし、case4,6では、天端の圧縮破壊発生時の荷重が実験と解析で大きく異なっている。実験は天端外面の圧縮ひずみが約 -3500μ に到達したステップ、解析はMN耐力曲線と交差したステップを示しており、他のケースでは一定の整合性が確認できることから、実験時に圧ぎに伴う表面のうき等により、真のひずみが計測できていない可能性がある。また、天端外面側は載荷版が位置しているため目視観察が困難であり、圧縮破壊を確認したステップにズレが生じているものと考えられる。

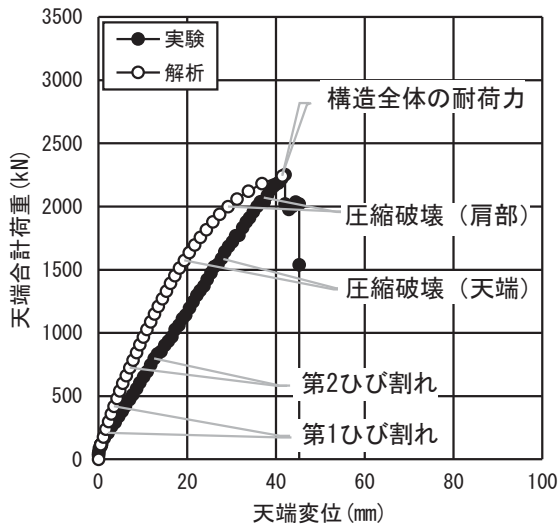
以上から、本解析条件を用いることで、覆工の構造全体の耐荷力は比較的精度よく再現することが可能であるととも、ひび割れ、断面破壊についても一定程度再現が可能であると考えられる。ただし、解析では段階的に荷重を与えているため、最大荷重以降のポストピークにおける挙動を再現することは不可能である。また、特にcase2では荷重変位関係の傾きにやや差が生じている。これは、解析では 0° 、 180° はピンとしているが、実験ではわずかに水平方向の変位があり厳密には境界条件が異なることや、実験は油圧制御であるため完全に左右対称ではないこと等の要因が影響していると思われる。曲げ剛性の小さい本ケースでこの影響が大きくなったものと思われる。



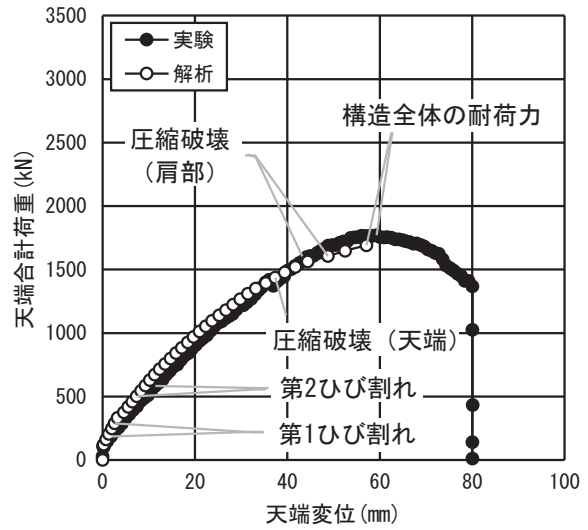
(a) case1-a



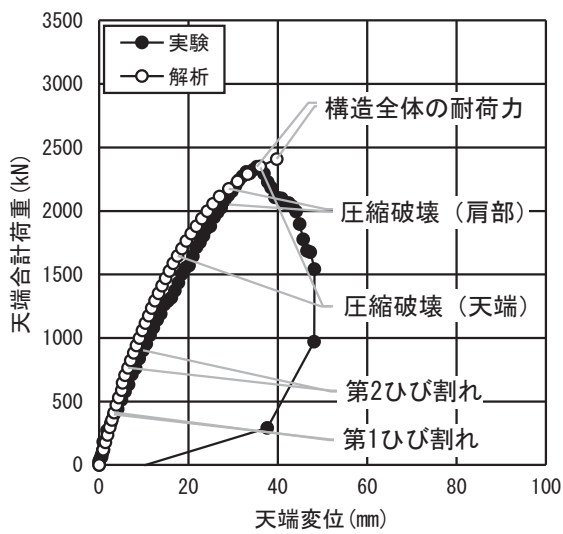
(b) case1-b



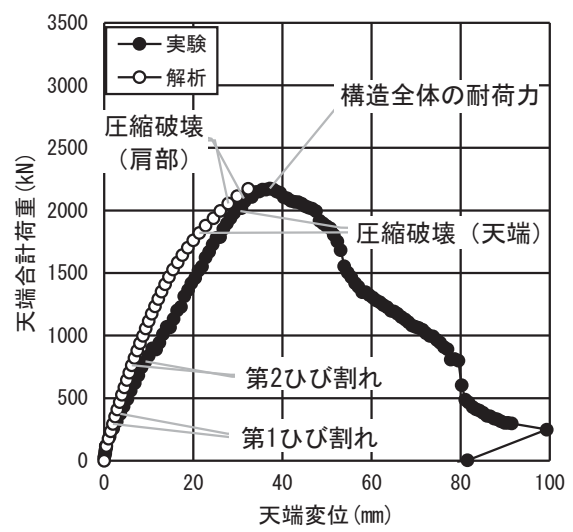
(c) case2



(d) case3



(e) case4



(f) case5

図-2.2.7 荷重変位関係 (1)

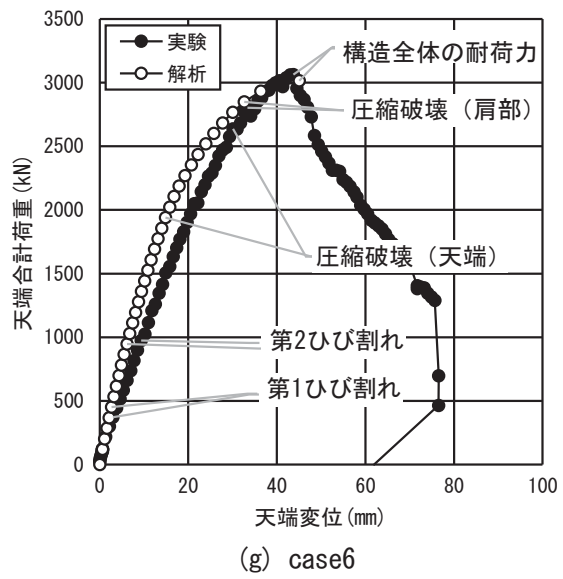


図-2.2.7 荷重変位関係 (2)

(2) ひずみ分布

図-2.2.8～2.2.14に各ケースにおける実験及び再現解析の覆工内外面の周方向ひずみを示す。なお、構造全体の耐荷力を示したステップのひずみをプロットしている。

全ての実験ケースに共通して天端外面、両肩部内面で圧縮ひずみが卓越、内外反対側では引張ひずみが発生しており、これ以外の断面では-1000 μ 程度以下の小さな圧縮ひずみが内外面で発生しているが、これらの傾向は再現解析でも同様の結果が得られており、実験結果と整合する結果が得られた。肩部外面の引張ひずみは、実験では左右どちらかで卓越するが、これは前述の実験の非対称性等により相対的に弱部になった側で卓越しているものと思われる。また、実験ではひずみゲージの周辺にひび割れが発生すると引張ひずみが開放され真のひずみの計測が困難であることから解析上の引張ひずみと差異が生じているものと考えられる。

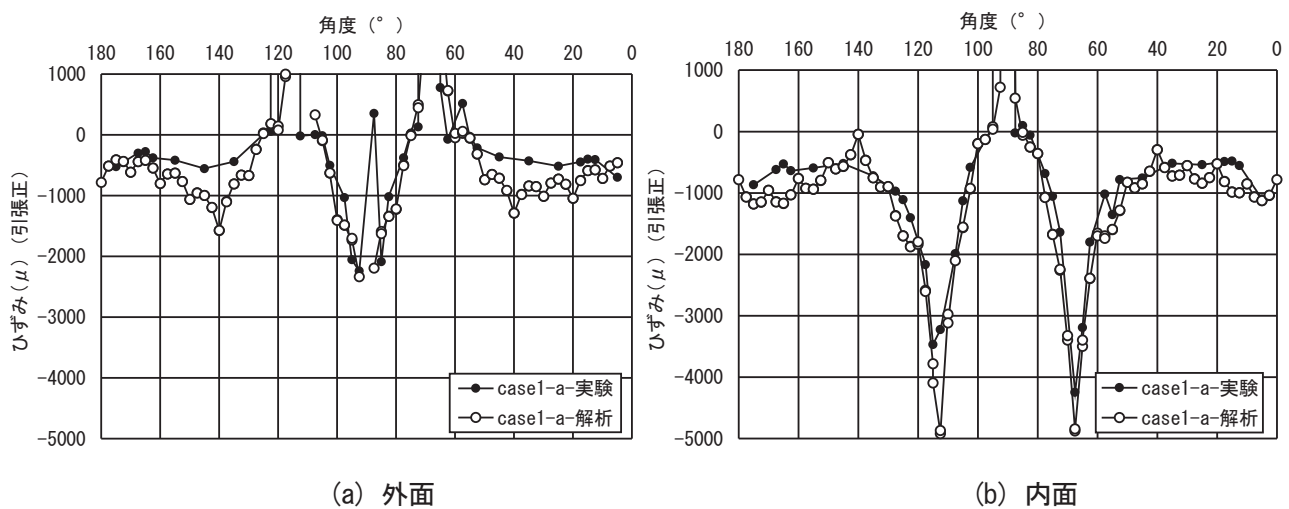


図-2.2.8 ひずみ分布 (case1-a)

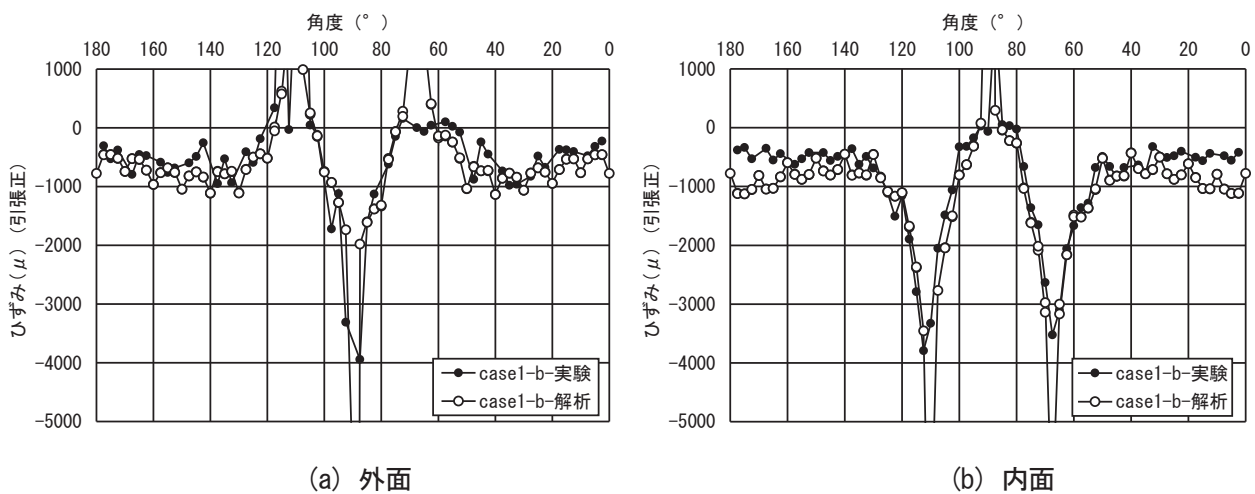
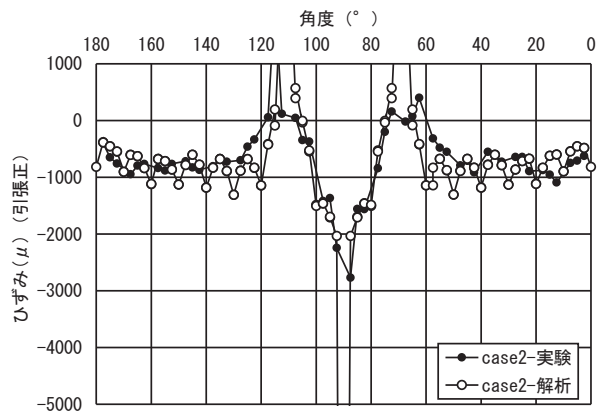
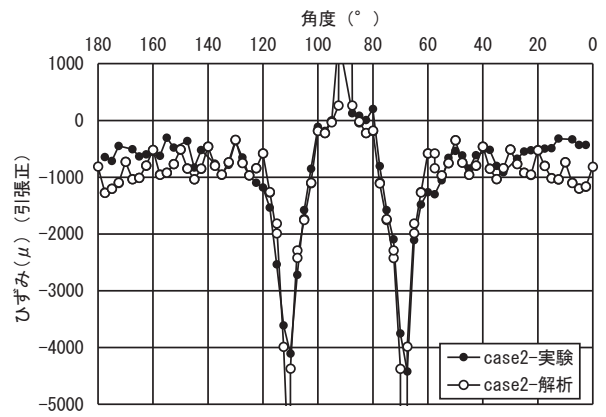


図-2.2.9 ひずみ分布 (case1-b)

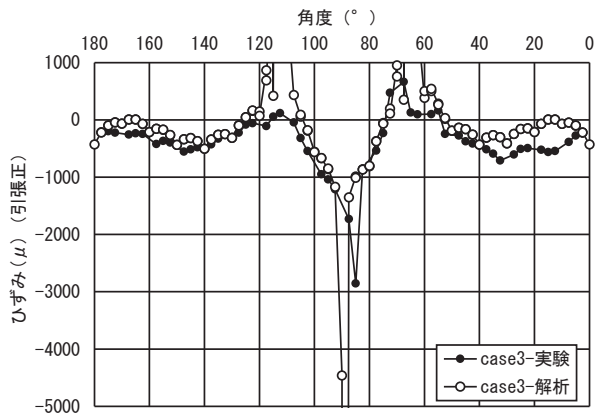


(a) 外面

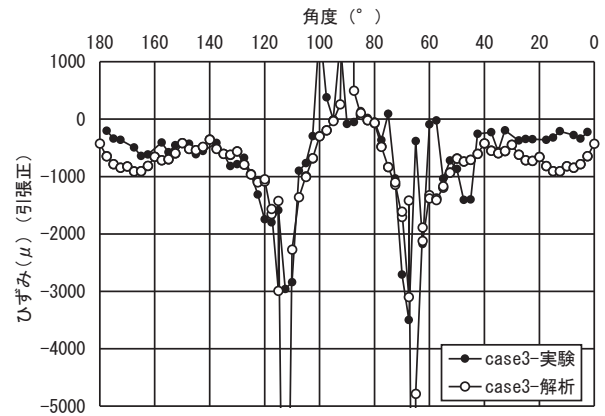


(b) 内面

図-2.2.10 ひずみ分布 (case2)

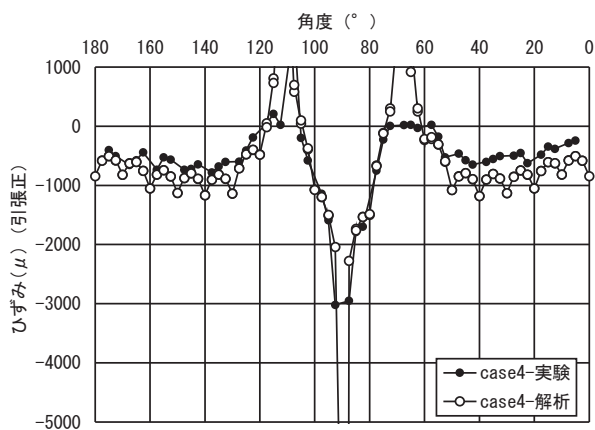


(a) 外面

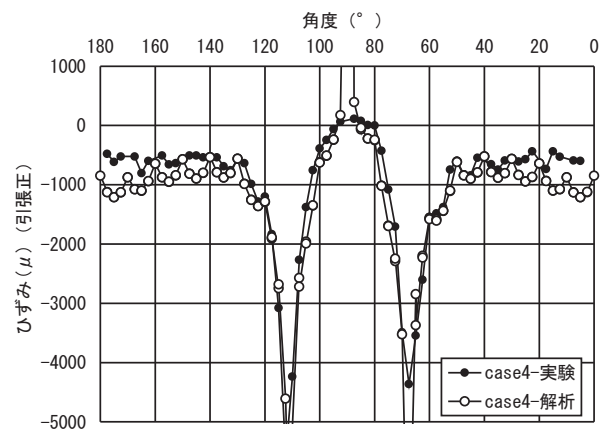


(b) 内面

図-2.2.11 ひずみ分布 (case3)

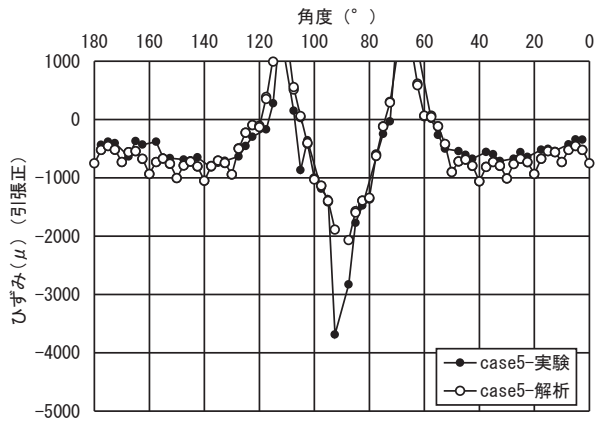


(a) 外面

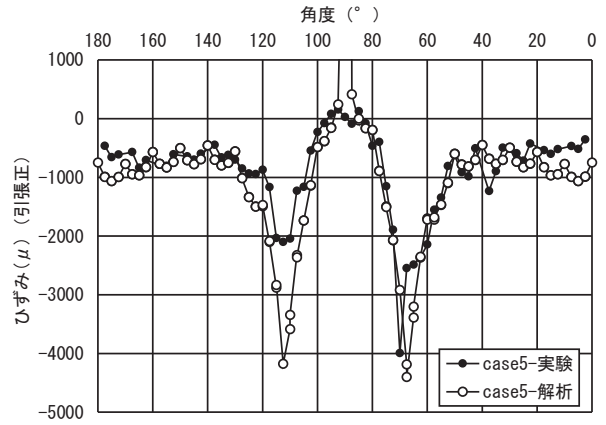


(b) 内面

図-2.2.12 ひずみ分布 (case4)

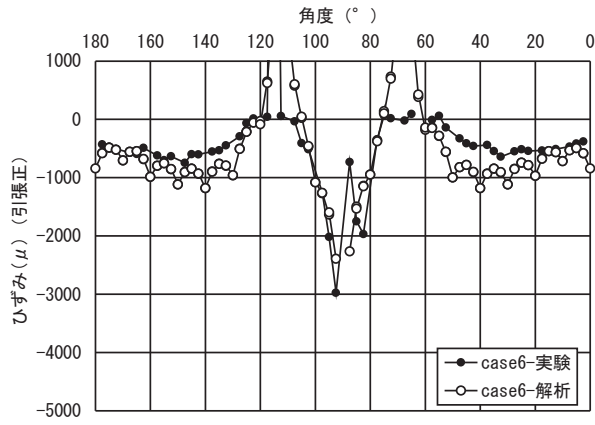


(a) 外面

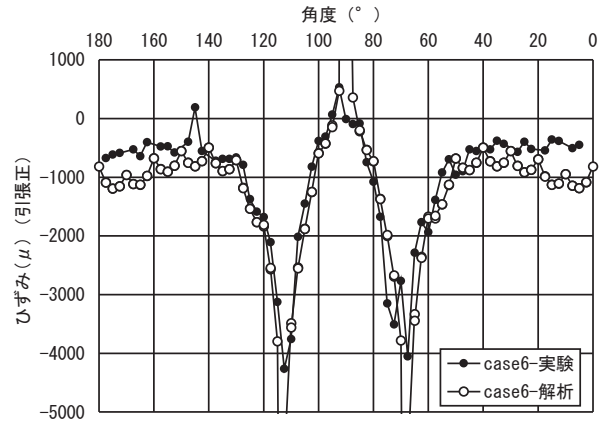


(b) 内面

図-2.2.13 ひずみ分布 (case5)



(a) 外面



(b) 内面

図-2.2.14 ひずみ分布 (case6)

(3) 断面力分布

図-2.2.15~2.2.21 に構造全体の耐荷力に達したステップにおける曲げモーメント及び軸力分布を示す。2.1.7(4)で述べたとおり実験上の断面力は覆工内外面のひずみを用いていくつかの仮定のもと算定しており、軸力については材料の非線形性が大きくなるにつれて過大に算定される傾向にある。このため、本研究では、軸力については、天端及び肩部の値は参考程度の取り扱いとする。

いずれのケースも天端、両肩部における曲げモーメントが卓越及びピーク値は概ね実験と整合する結果が得られた。天端、肩部以外の箇所についても概ね同等の傾向が得られている。天端及び肩部を除く断面の軸力については、実験は 1000kN 前後の幅がある一方で解析は一樣な結果となっている。解析値は実験における中央値と同程度となっていることから、全体の傾向としては大きく外れてはいないと考えられる。

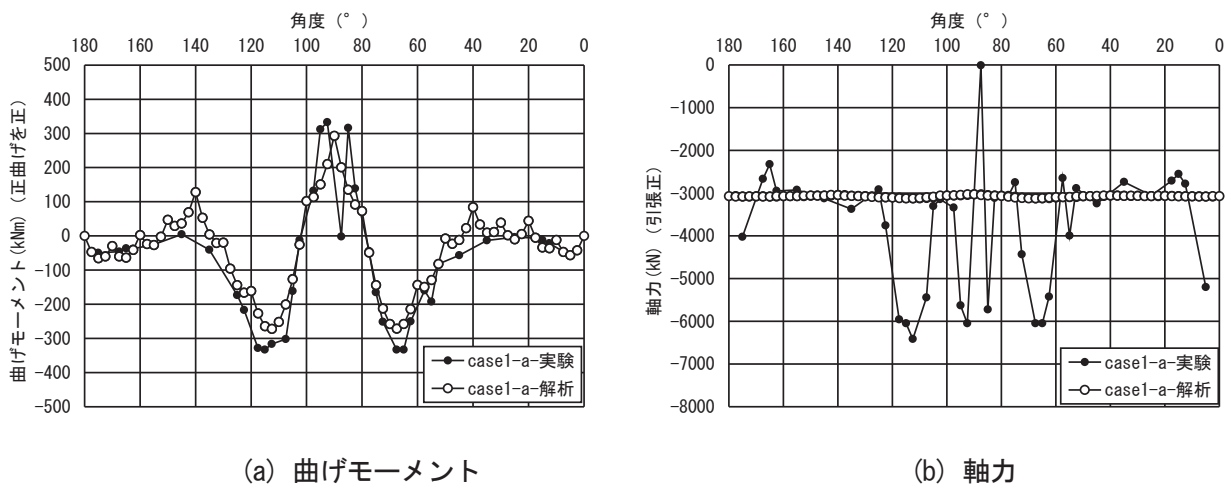


図-2.2.15 断面力分布 (case1-a)

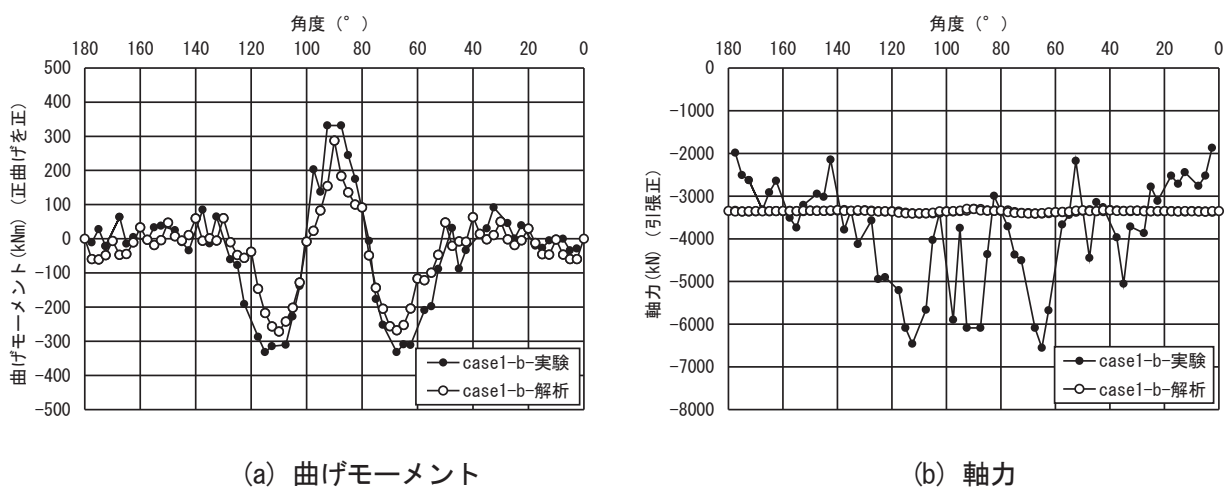
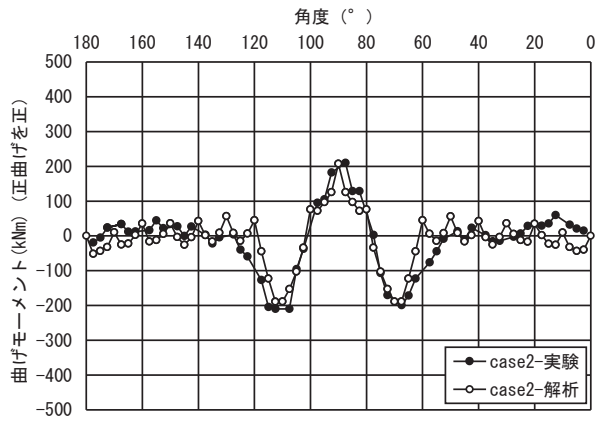
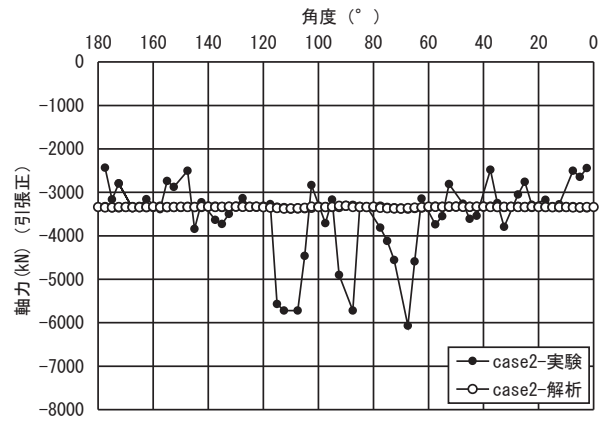


図-2.2.16 断面力分布 (case1-b)

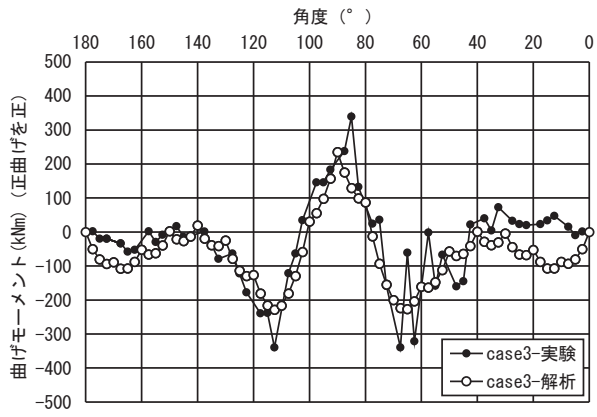


(a) 曲げモーメント

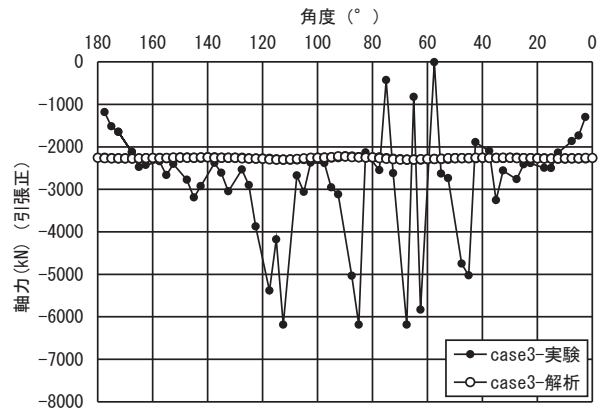


(b) 軸力

図-2.2.17 断面力分布 (case2)

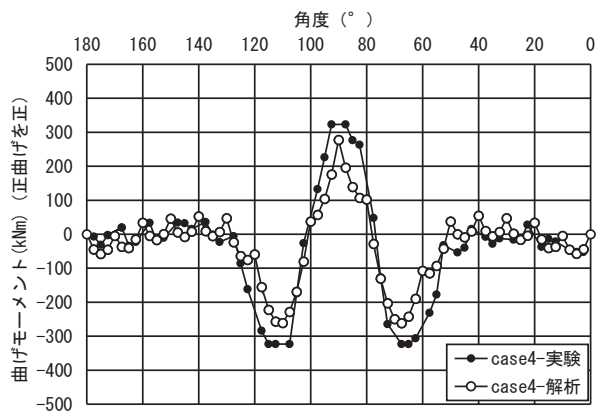


(a) 曲げモーメント

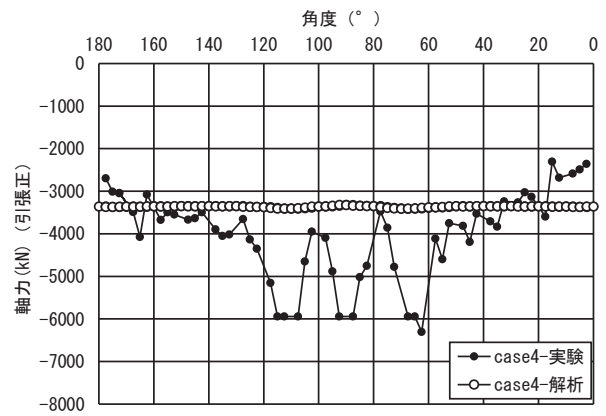


(b) 軸力

図-2.2.18 断面力分布 (case3)

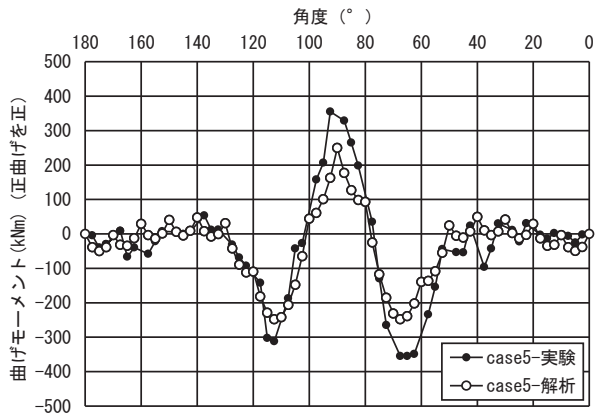


(a) 曲げモーメント

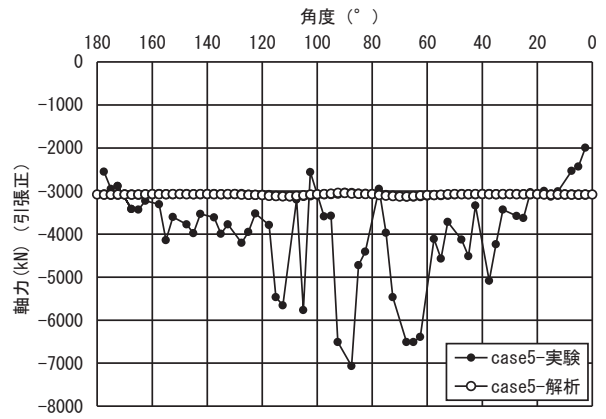


(b) 軸力

図-2.2.19 断面力分布 (case4)

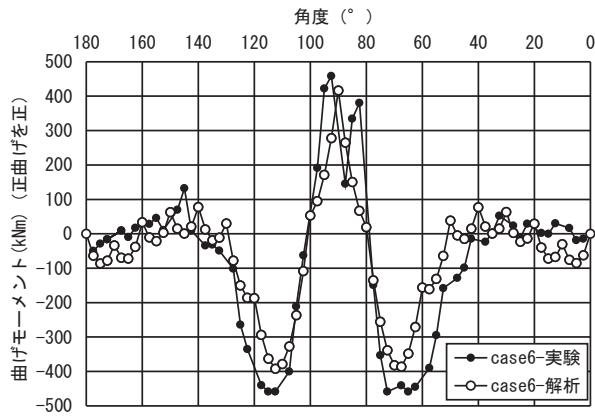


(a) 曲げモーメント

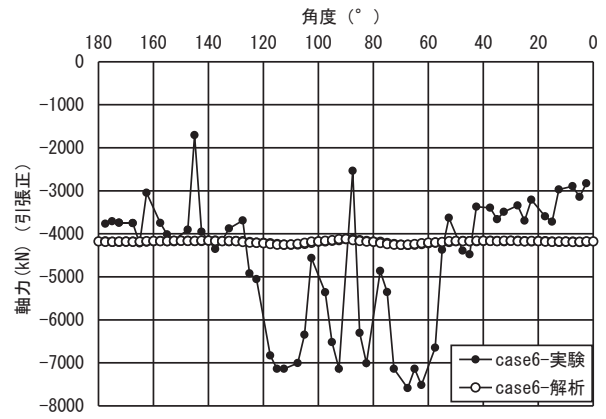


(b) 軸力

図-2.2.20 断面力分布 (case5)



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力

図-2.2.21 断面力分布 (case6)

(4) MN 耐力曲線による照査

図-2.2.22 に表-2.2.2 をもとに算定した覆工の MN 耐力曲線と、解析で得られた天端及び肩部の断面力の推移を示す。なお、天端及び肩部の照査箇所はそれぞれ断面力が最も卓越した位置とした。

いずれのケースでも天端及び肩部の順に曲げ圧縮破壊を示す領域で MN 耐力曲線と交差しており、実験の断面破壊及びひずみの発生傾向と整合する結果が得られた。

case1-b と 2 を比較すると薄肉高強度覆工の方がやや軸力が卓越するモードであることが分かる。薄肉高強度覆工は変位が大きいため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変形係数の比が大ききことにより軸力卓越モードになりやすいと考えられる。case1-b と 3 を比較すると、地盤バネ定数が小さい case3 に対して case1-b の方がやや軸力卓越モードであり、case1-b に対する case2 の関係と同様の傾向となっている。これにより、薄肉高強度覆工は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したものと考えられる。

中流動 Co を採用した case4 は case1-a,1-b と同様の傾向となった。また、繊維補強、単鉄筋補強を行った case5,6 では、曲げ引張破壊領域の断面耐力が増加しているものの、他のケースと同様に曲げ圧縮破壊領域で MN 耐力曲線と交差することから、今回の配合条件や載荷条件においては断面破壊に与える影響は小さいものと考えられる。

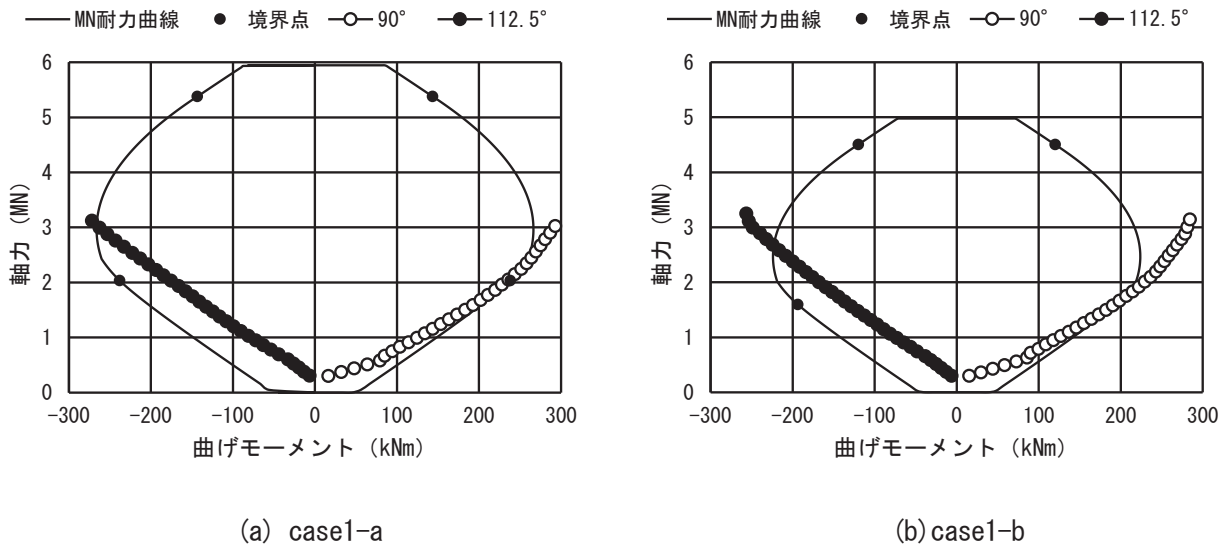
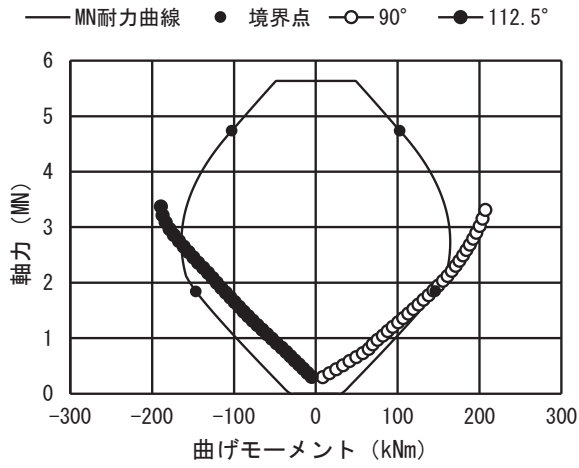
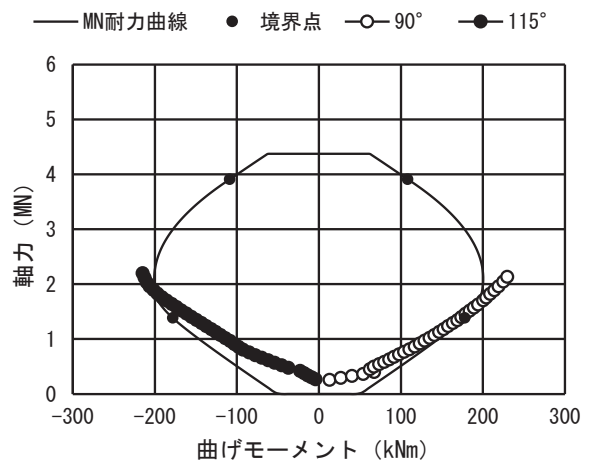


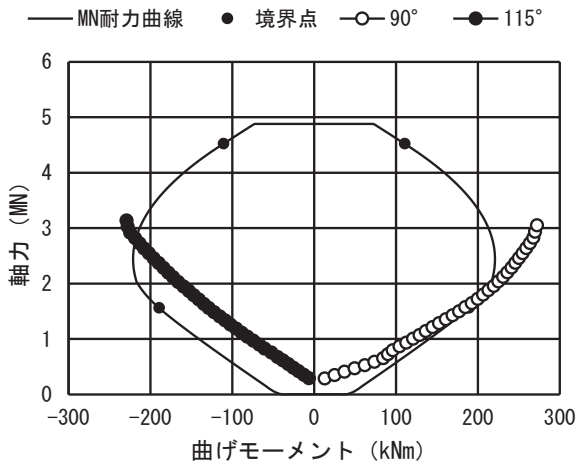
図-2.2.22 MN 耐力曲線 (1)



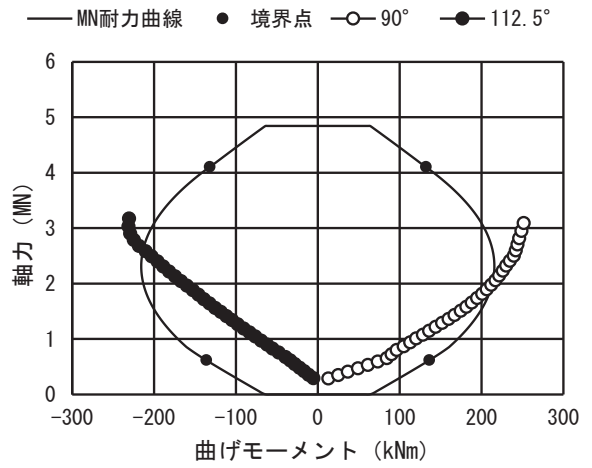
(c) case2



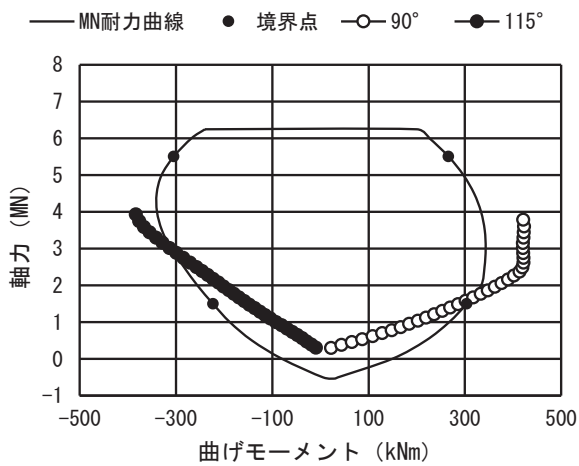
(d) case3



(e) case4



(f) case5



(g) case6

図-2.2.22 MN 耐力曲線 (2)

2. 2. 5 設計基準強度における耐荷力の算定

実験で覆工の耐荷力を評価する場合、コンクリートの強度発現を任意にコントロールするのは難しく、一般的に設計基準強度に対して上ブレすることが多い。覆工の新技术を検討する場合、従来覆工に対して同等以上の耐荷力を有していることが必要であると考えられるが、これは本来設計基準強度において検討するのが望ましいと思われる。前項までの検討結果から、材料非線形性を考慮したファイバー要素を用いた解析により構造全体の耐荷力や破壊メカニズムを一定程度再現できることが明らかになったため、本項では各ケースにおける設計基準強度にて数値解析を行うことで標準的な耐荷力を検証した。

表-2.2.2に解析ケース、表-2.2.3に解析物性値を示す。表-2.2.2は表-2.1.2の各ケースに対応している。case1は前項までのcase1-a及びcase1-bに対応する。圧縮強度は、表-2.1.4における設計基準強度（呼び強度）を参考にするものとし、引張強度、弾性係数、破壊エネルギー、ポアソン比はコンクリート標準示方書²⁻¹¹⁾を参考に一般的な値を引用した。

解析条件は2.2.2解析条件と同等とした。なお、荷重条件については、80,90,100° に対して1:1:1の荷重を段階的に与えるものとした。

表-2.2.2 解析ケース

ケース名	ケース概要
case1	プレーンコンクリート(18N/mm ² , 30cm)
case2	プレーンコンクリート(40N/mm ² , 20cm)
case3	プレーンコンクリート(18N/mm ² , 30cm, DII相当地盤反力)
case4	中流動覆工コンクリート
case5	中流動覆工コンクリート, 樹脂繊維補強
case6	中流動覆工コンクリート, 樹脂繊維補強, 単鉄筋補強

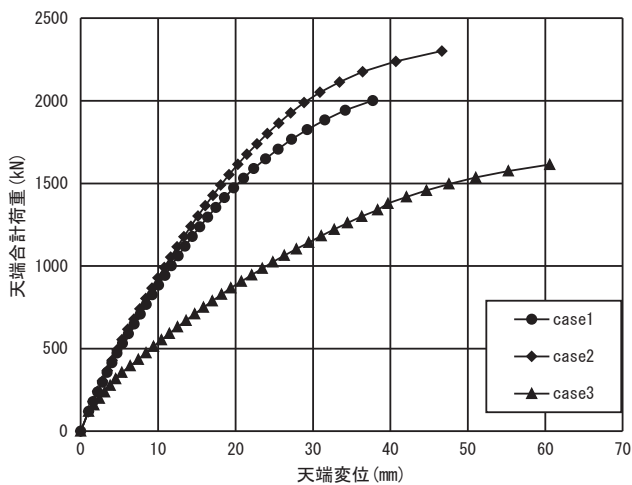
表-2.2.3 解析物性値

物理量			単位	case1	case2	case3	case4	case5	case6
コンクリート	覆工厚	t	mm	300	200	300	300	300	350
	圧縮強度	f'_c	N/mm ²	18.0	40.0	18.0	24.0	24.0	24.0
	引張強度	f_t	N/mm ²	1.58	2.69	1.58	1.91	1.91	1.91
	弾性係数	E	N/mm ²	22000	31000	22000	25000	25000	25000
	破壊エネルギー	G	N/m	71	93	71	78	3315	3315
	ポアソン比	ν	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
鉄筋	降伏点強度	σ_I	N/mm ²						345
	弾性係数	E_s	N/mm ²						205000
地盤反力	バネ定数	k	kN/mm	-400	-400	-40	-400	-400	-400

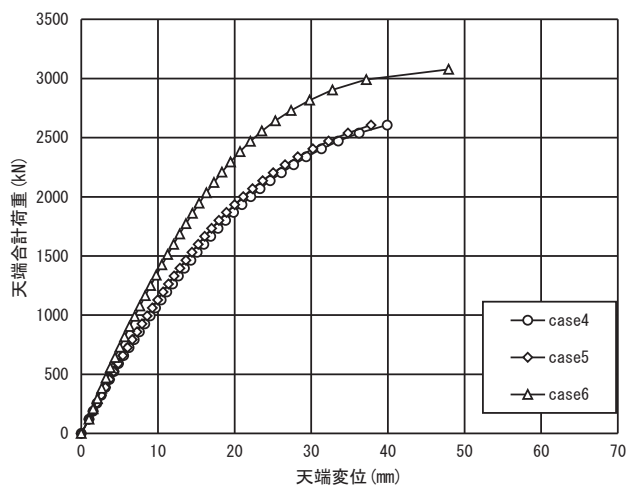
図-2.2.23, 図-2.2.24 に荷重変位関係を示す.

図-2.2.23(a)より, 基準となる case1 の従来覆工の構造全体の耐荷力は約 2000kN, これに対して case2 の薄肉高強度覆工は約 2300kN と同等以上の耐荷力が得られた. 一方で, DII 相当の地盤反力係数の従来覆工は約 1600kN と case1 の従来覆工を下回り, 最大変位量も約 1.6 倍という結果になった. 図-2.2.24(a) (b) (c) より, プレーンコンクリートを想定したケースでは, いずれも比較的小さな荷重レベルで天端, 肩部の順に引張ひび割れ, 後半に天端, 肩部の順に圧縮破壊が生じ, 構造全体の耐荷力に達した. 引張ひび割れの発生荷重は case1,2 ではほぼ同等, case3 ではやや小さい荷重であった. 前項と同様に, 覆工の曲げ剛性と地盤の変形係数の関係から, case2 は薄肉化しても軸力が卓越するため相対的に曲げが発生しにくいこと, case3 は曲げが発生しやすいことが起因すると考えられる.

図-2.2.23(b)より, case4,case5 の結果から繊維補強の有無による構造全体の耐荷力への影響はほぼない結果となった. 覆工厚 35cm の case6 は, case4,5 と比較しておよそ 1.2 倍の構造全体の耐荷力が得られた. 図-2.2.24(d) (e) (f) より, 引張ひび割れや断面の圧縮破壊の傾向はプレーンコンクリートの 18N/mm² のシリーズとほぼ同様の傾向が得られた.

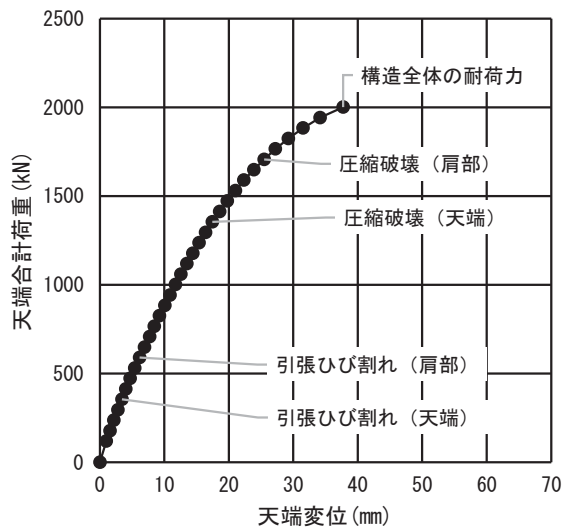


(a) case1-3 (設計基準強度 18N/mm²)

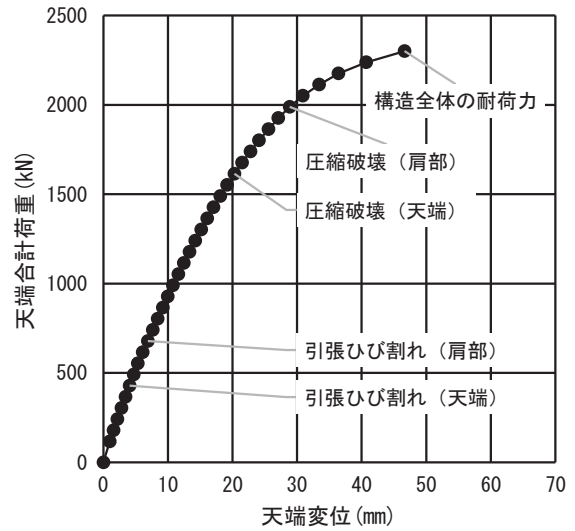


(b) case4-6 (設計基準強度 24N/mm²)

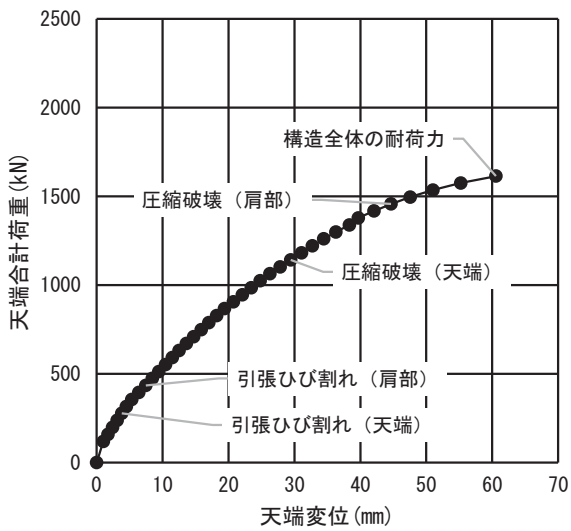
図-2.2.23 荷重変位関係



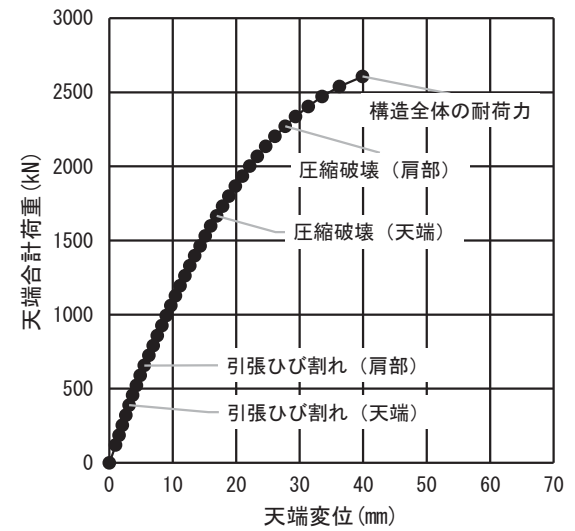
(a) case1



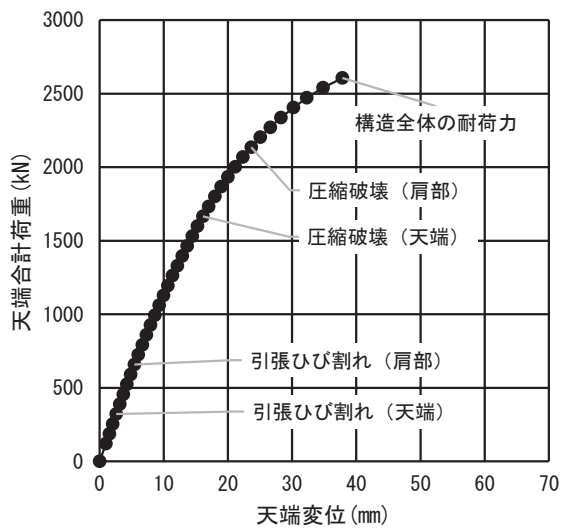
(b) case2



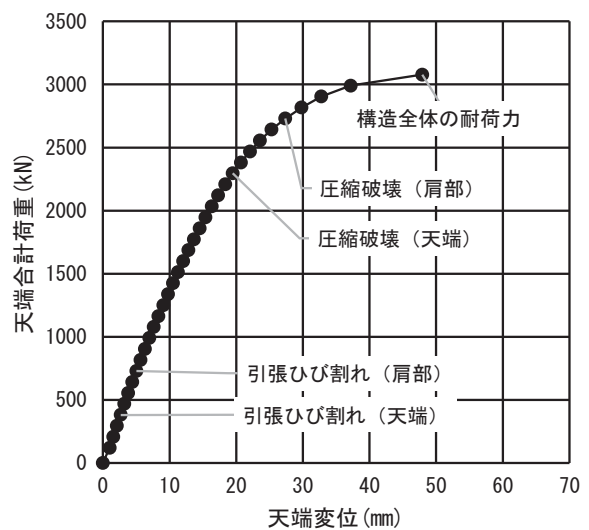
(c) case3



(d) case4



(e) case5



(f) case6

図-2.2.24 荷重変位関係 (各ケース)

図-2.2.25~30 に約 500kN, 1500kN, 2000kN, 構造全体の耐荷力に達したステップにおける周方向のひずみ分布を示す。いずれのケースでも、天端外面、肩部内面で圧縮ひずみが卓越し、その内外反対側では引張ひずみが卓越する。これ以外の断面では内外面ともに小さな圧縮ひずみが発生しており、全体の破壊モードとしては同等であると考えられる。

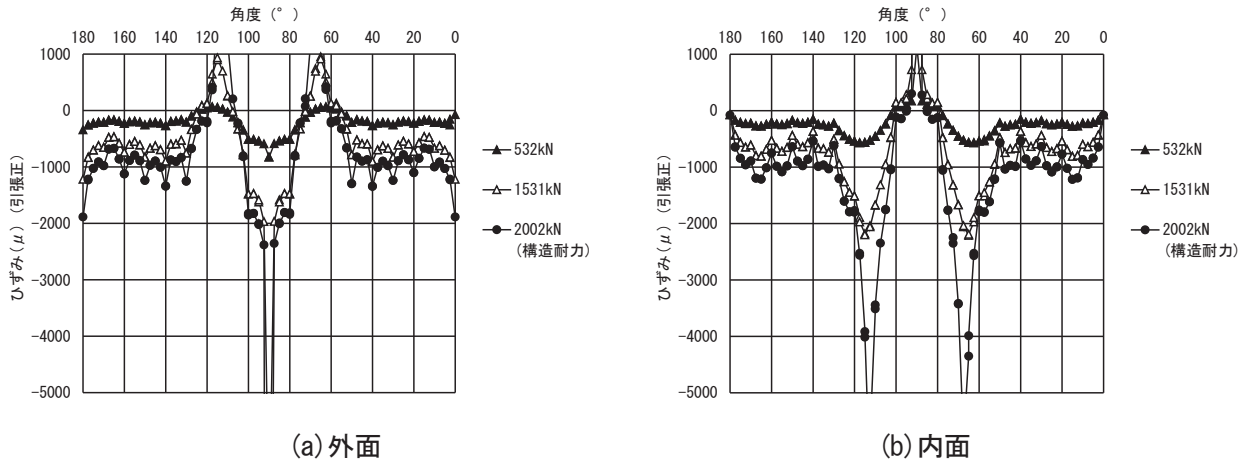


図-2.2.25 ひずみ分布 (case1)

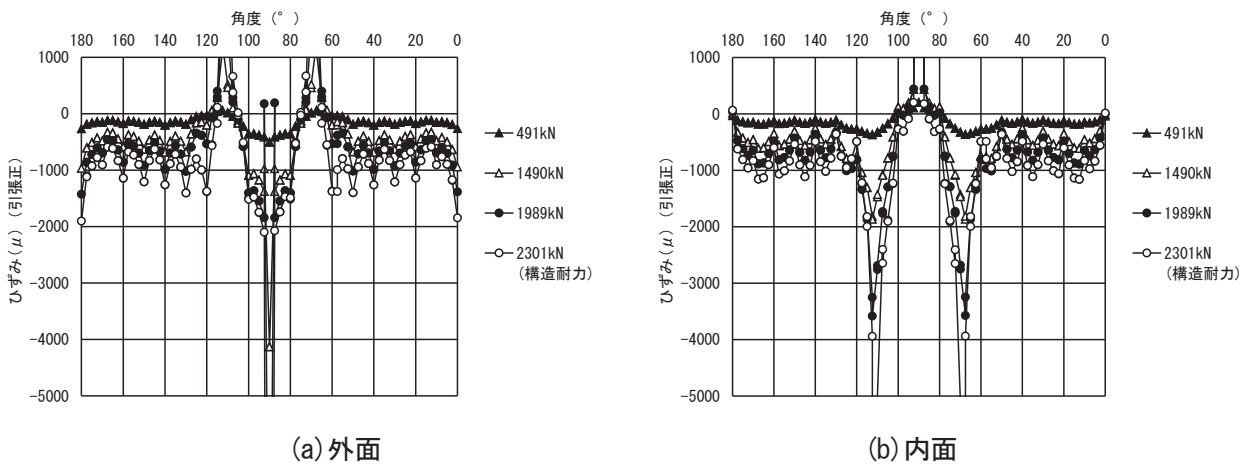


図-2.2.26 ひずみ分布 (case2)

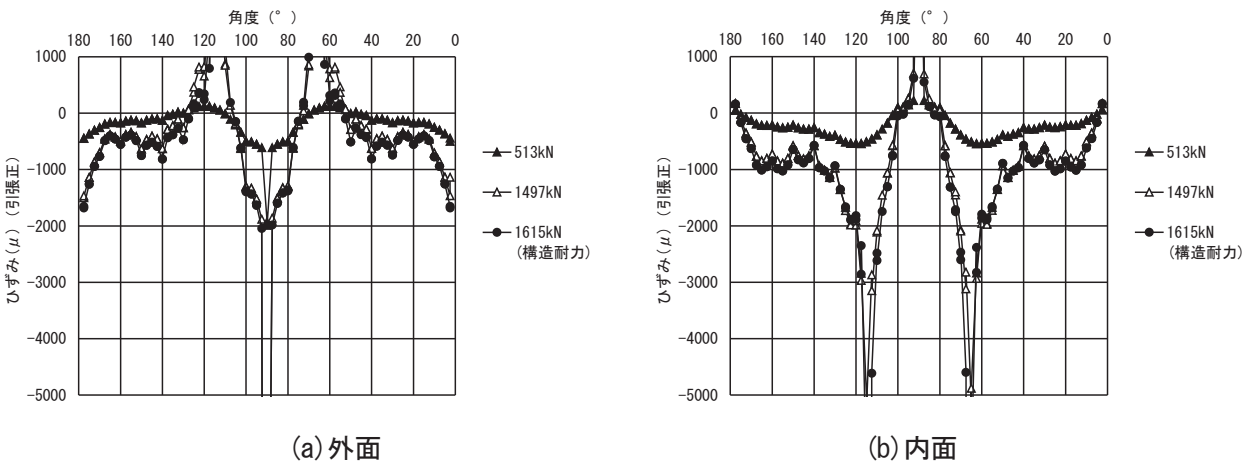
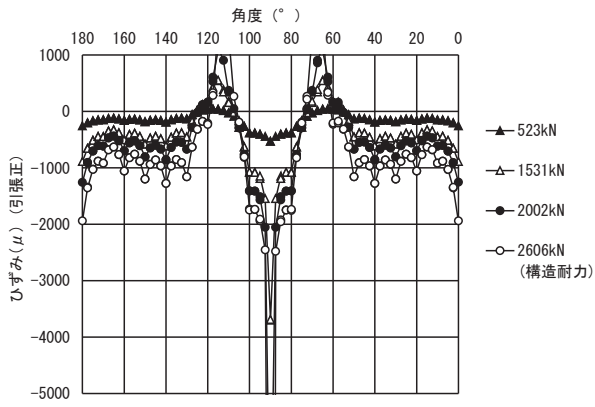
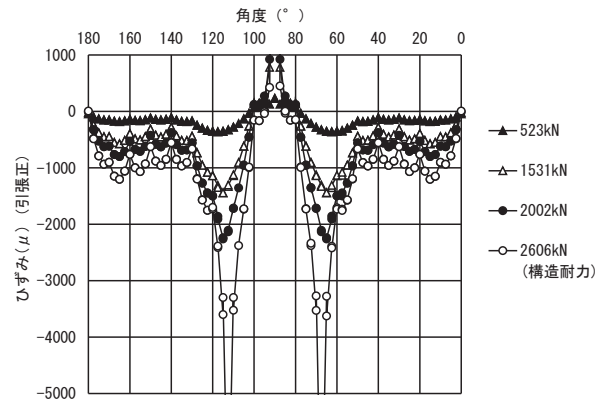


図-2.2.27 ひずみ分布 (case3)

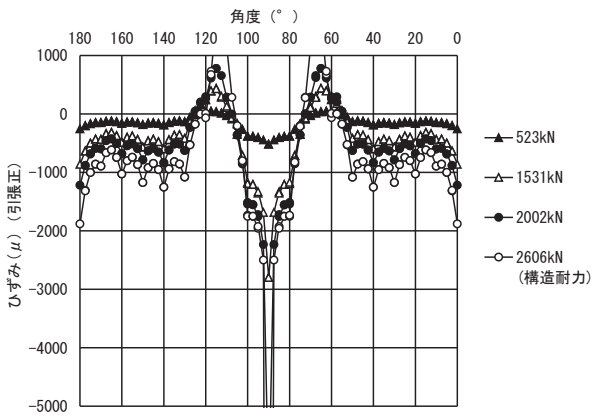


(a) 外面

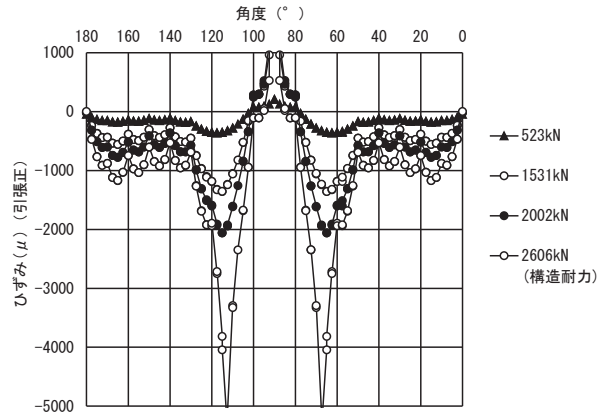


(b) 内面

図-2.2.28 ひずみ分布 (case4)

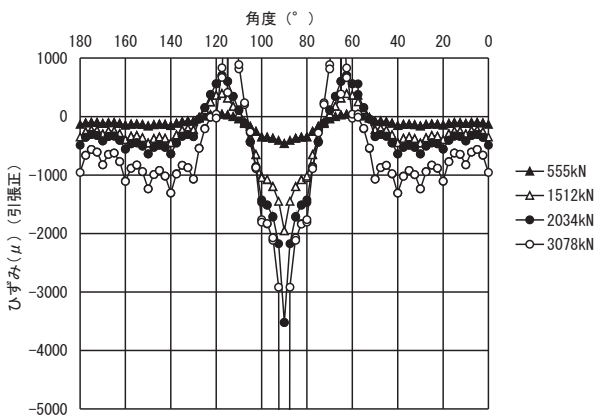


(a) 外面

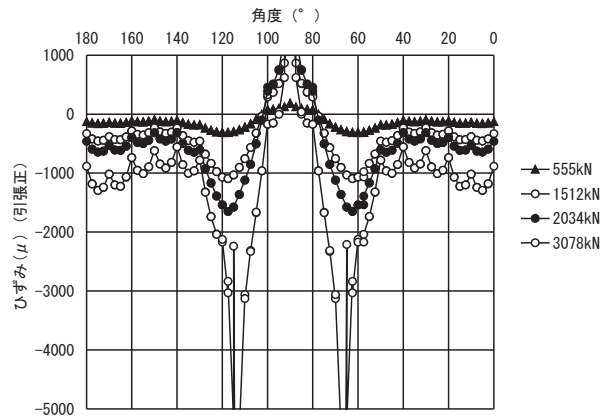


(b) 内面

図-2.2.29 ひずみ分布 (case5)



(a) 外面



(b) 内面

図-2.2.30 ひずみ分布 (case6)

図-2.2.31~36 に約 500kN, 1500kN, 2000kN, 構造全体の耐荷力に達したステップにおける断面力分布を示す. いずれのケースも曲げモーメントは天端及び肩部で卓越し, 軸力は概ね一様分布であり, 有意な差は確認されない.

図-2.2.31~33 より, 曲げモーメント分布については, 構造全体の耐荷力に達したステップでいずれのケースも天端及び肩部で約±200kNm である. 一方で, 同一の荷重値で比較すると, case1 と比較して case2 の曲げモーメントは約 1 割程度小さく, case3 の曲げモーメントは 1 割程度大きく, 覆工の曲げ剛性と地盤の変形係数の関係と整合する結果となっている. 軸力分布については参考値としての扱いであるが, case1 と比較して case2 は各荷重のステップで若干軸力が大きく, 構造全体の耐荷力に達したステップでは約 1.3 倍となった. case3 は各荷重のステップ及び構造全体の耐荷力に達したステップで case1 を下回る結果となった.

図-2.2.34~36 より, 曲げモーメント分布については, 構造全体の耐荷力に達したステップでいずれのケースも天端及び肩部で約±300kNm である. case4,5 から, 繊維補強の有無による断面力の傾向の差は見られない結果となった. 覆工厚が 35cm の case6 では他のケースと比較して, 曲げモーメント, 軸力ともにやや大きい結果となった.

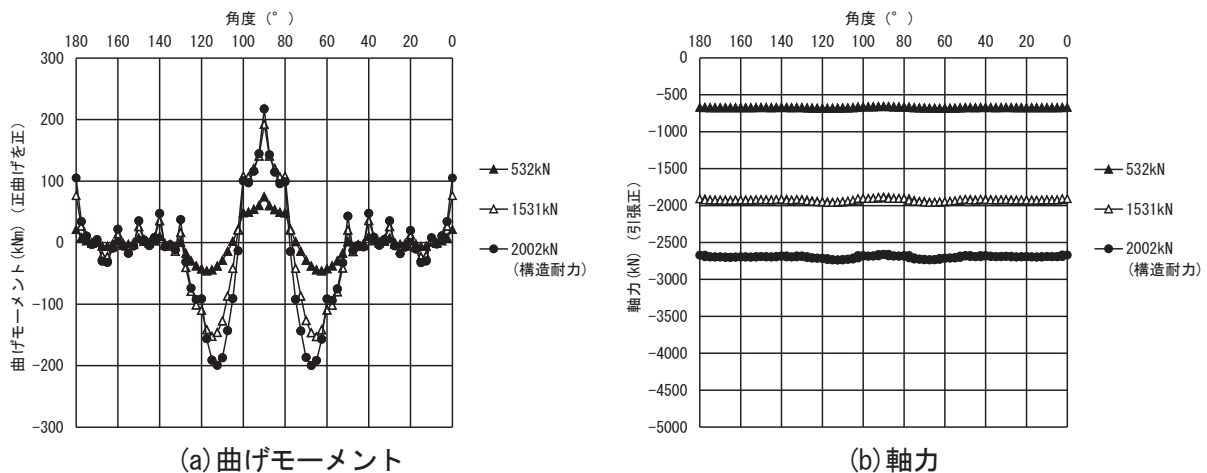


図-2.2.31 ひずみ分布 (case1)

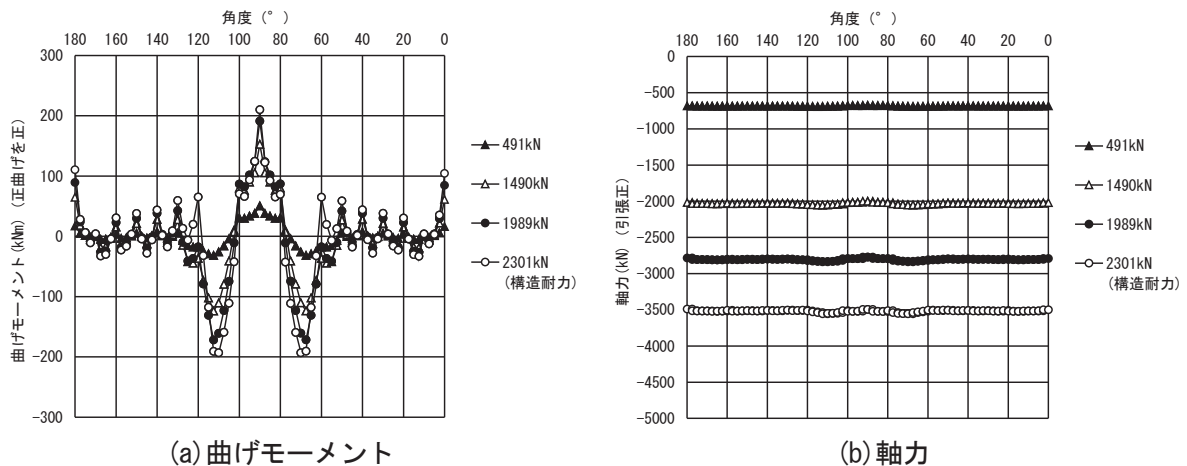
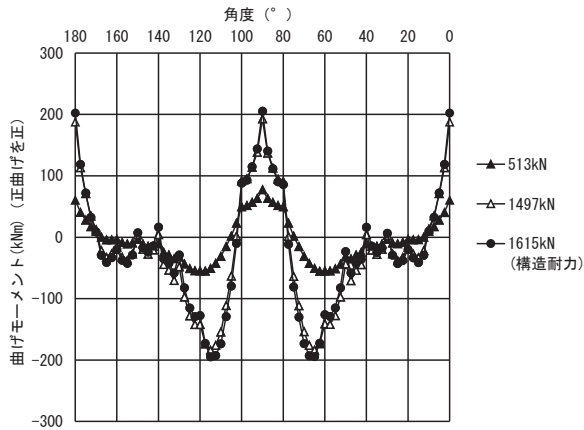
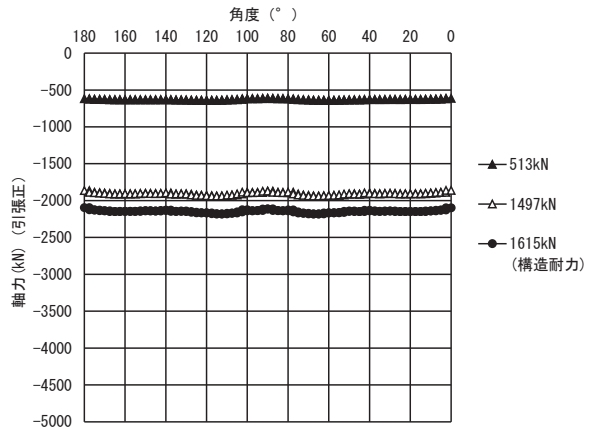


図-2.2.32 ひずみ分布 (case2)

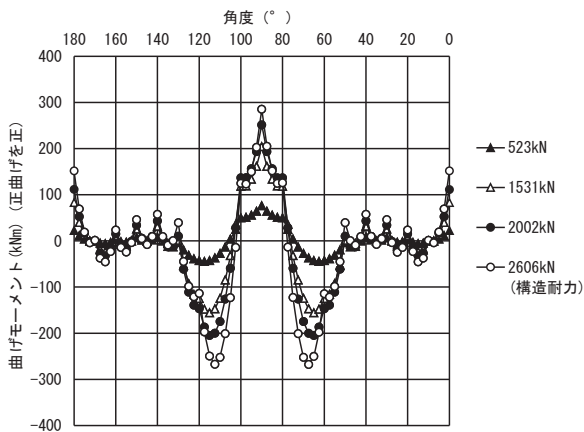


(a) 曲げモーメント

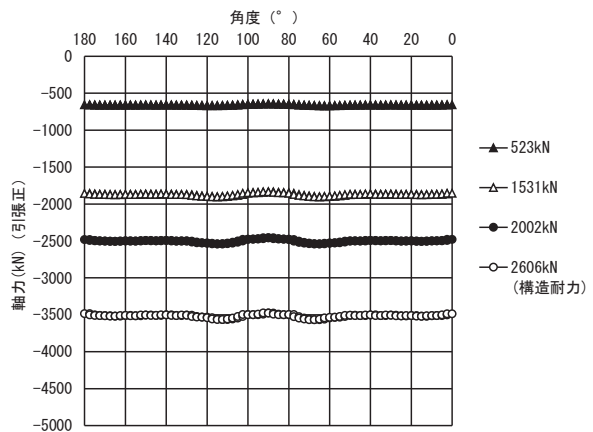


(b) 軸力

図-2.2.33 ひずみ分布 (case3)

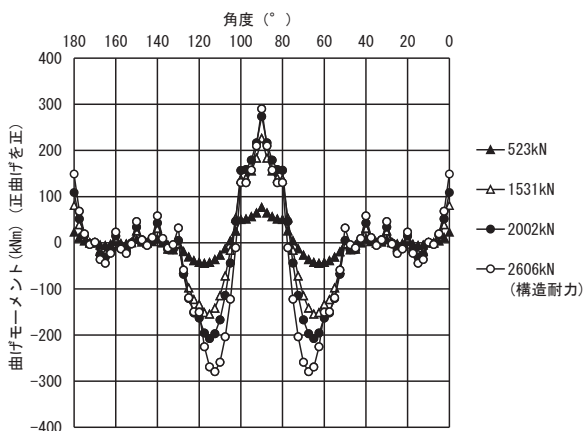


(a) 曲げモーメント

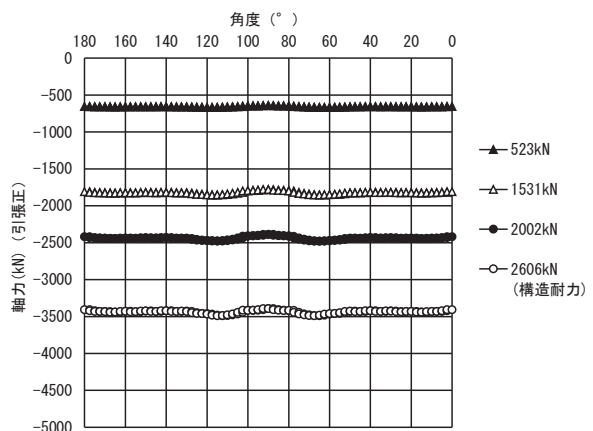


(b) 軸力

図-2.2.34 ひずみ分布 (case4)

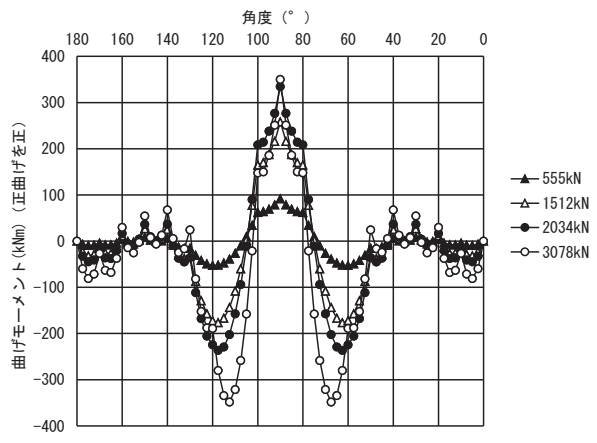


(a) 曲げモーメント

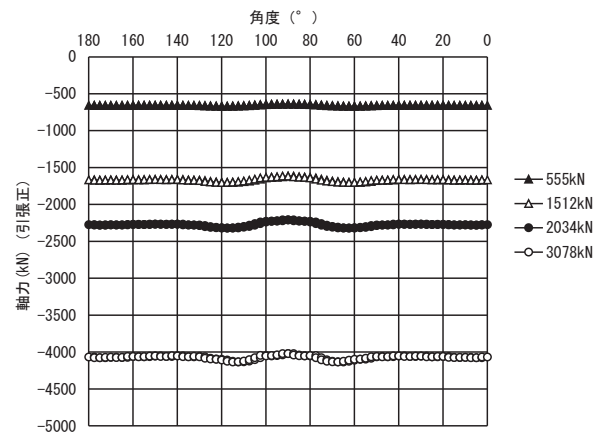


(b) 軸力

図-2.2.35 ひずみ分布 (case5)



(a) 曲げモーメント



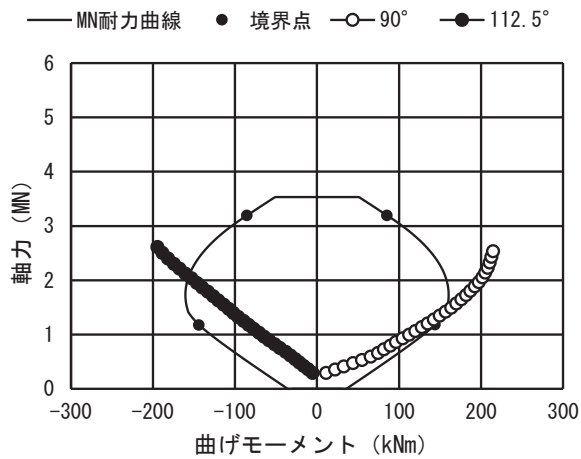
(b) 軸力

図-2.2.36 ひずみ分布 (case6)

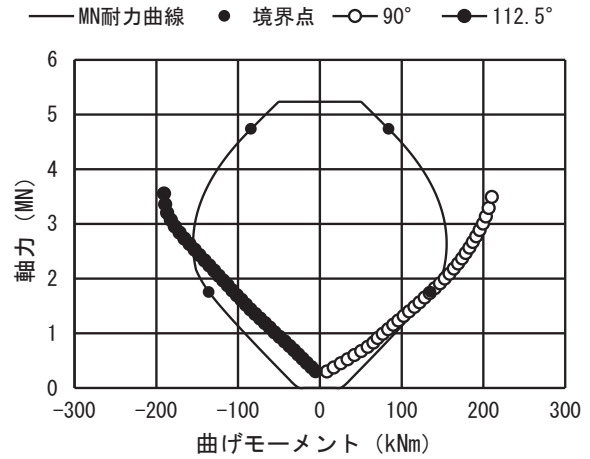
図-2.2.37に断面力及びMN耐力曲線による照査結果を示す。

いずれのケースでも天端，肩部の順に曲げ圧縮破壊の領域でMN耐力曲線と交差する結果となり，断面破壊の傾向に有意な差は確認されない。

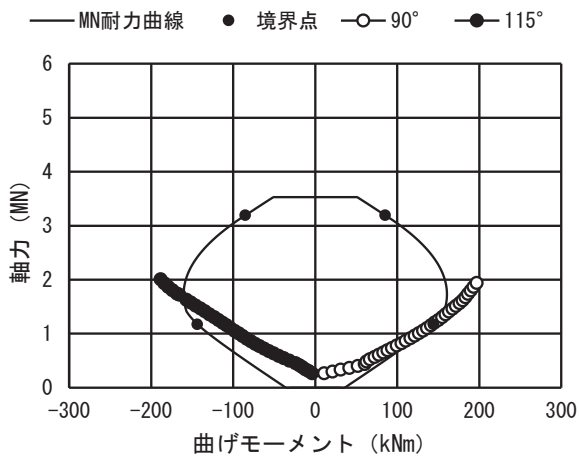
図-2.2.37(a)(b)(c)より，case1と比較して，case2は軸力が卓越，case3は曲げモーメントが卓越していることから，case2については，MN耐力曲線の特に曲げ引張破壊領域の断面耐力がcase1と比較して小さい場合でも，結果的に曲げ圧縮破壊になるものと考えられる。



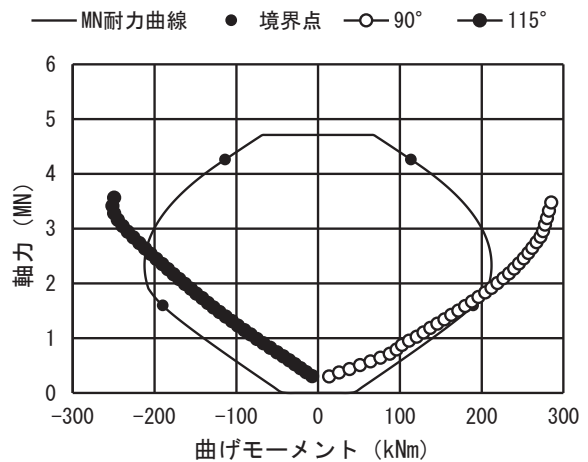
(a) case1



(b) case2

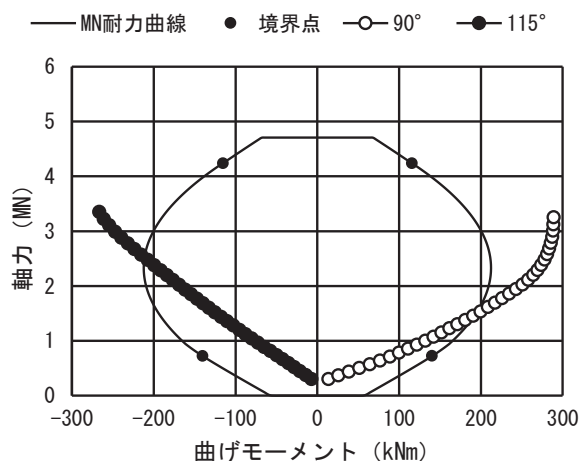


(c) case3

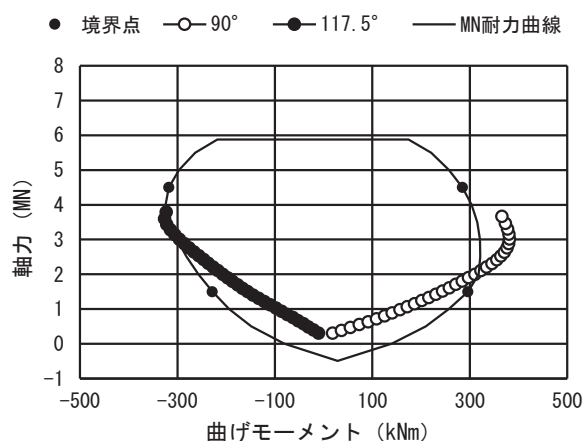


(d) case4

図-2.2.37 MN耐力曲線 (1)



(e) case5



(f) case6

図-2.2.37 MN 耐力曲線 (2)

以上より、本項では設計基準強度に割り戻して標準的な強度特性のもと解析を行った結果、いずれのケースにおいても、前節の実験結果及び前項の再現解析結果と同様の破壊モードを有する結果となり、曲げ圧縮破壊で決定される構造全体の耐荷力を算定することができた。従来覆工の case1 の構造全体の耐荷力は約 2000kN であり、薄肉高強度覆工の case2 は約 2300kN と従来覆工同等以上の耐荷力が確認された。また、設計基準強度 18N/mm²のシリーズと 24N/mm²のシリーズで破壊モード等に有意な差は生じない結果となった。

2. 2. 6 解析的検討のまとめ

本研究では、従来覆工及び従来覆工とは異なる構造等を有する覆工について、ファイバー要素による非線形解析手法を用いて非線形的な破壊過程及び構造全体の耐荷力に着目した評価が可能か、解析モデルの適用性を検討した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 本解析モデル及び解析条件を用いることで、覆工の強度、流動性、繊維補強及び単鉄筋補強等の補強材の有無、従来覆工についてはDI及びDII相当の地盤バネの違いによらず、覆工の構造全体の耐荷力及び不安定化に至るまでの損傷過程を荷重変位関係、ひずみ、断面力、MN耐力曲線による照査の観点で概ね再現することが可能である。
- ・ ただし、解析における载荷条件からポストピークにおける挙動の再現は不可能である。
- ・ 設計基準強度にて耐荷力を算定した結果、薄肉高強度覆工は従来覆工と同等以上の耐荷力を有していると評価できるとともに、設計基準強度 18N/mm^2 と 24N/mm^2 で破壊メカニズムは同等であると考えられる。

以上より、覆工の構造全体の耐荷力に着目した検討にあたっては、本解析モデル及び評価手法を用いることに一定の有効性があるものと考えられる。

参考文献

- 2-1) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，pp. 125-128, 2003.
- 2-2) 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 回土木学会年次学術講演会，III-383, 2017.
- 2-3) 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.
- 2-4) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領 第三集 トンネル【保全編 平成 28 年 8 月】【建設編 平成 28 年 8 月】，2016.
- 2-5) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：トンネル施工管理要領 平成 29 年 7 月，2017.
- 2-6) JIS A 1149：2017 コンクリートの静弾性係数試験方法，2007.
- 2-7) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 施工編，pp.269-270, 2017.
- 2-8) 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.
- 2-9) 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.
- 2-10) 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.
- 2-11) 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.
- 2-12) 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，第 77 回土木学会年次学術講演会 ，III-166, 2022.
- 2-13) 土木学会：鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針（案），コンクリートライブラリー第 97 号，pp.16-17, 1999.
- 2-14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp.187-190, 2017.
- 2-15) 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.

3. 覆工の変状特性に関する検討

3. 1 検討の概要

中流動 Co を山岳トンネルの覆工コンクリートに採用するにあたっての利点として、材料分離抵抗性や流動性が優れることや初期密実性の高さ、出来栄で優れていること等、品質における利点が報告されている(例えば 3-1)や 3-2)。一方で、中流動 Co の変状特性の影響(ひび割れやうき・はく離等の点検結果に記載される変状)については不明瞭な点も多い。

本章では、普通 Co と比較した中流動 Co の変状特性を明らかにすることを目的に、国土交通省、NEXCO が管理する道路トンネルにて、中流動 Co が適用された事例を収集し、TCI (Tunnel-lining Clack Index) を用いたひび割れ分析、定期点検結果を用いた変状の発生傾向等に関する分析を実施した結果について述べる。

3. 2 TCI を用いた分析

本節では、詳細点検データを記録するために NEXCO 総研にて開発したトンネルマネジメントシステム及び CrackDraw21 (株式会社 東設土木コンサルタント社製) を活用して、従来の覆工コンクリートと中流動覆工コンクリートの品質に関して定量的に分析を行うことを目的とした。

ひび割れの分析には、詳細点検毎にトンネルマネジメントシステムに体系的に記録されている TCI (Tunnel-lining Clack Index) を指標とする。TCI とは、ひび割れの密度や方向、幅を総括的に評価できる指標であるクラックテンソルを援用し、覆工の定量的健全性評価法として使用している指標³⁻²⁾である。TCI の基礎式を式(18)に、その概念図を図-3.2.1に示す。式(18)により覆工コンクリート 1 スパンに発生するひび割れから F_{11} , F_{22} , F_{12} , F_{21} の 4 つの成分が求まる。 F_{11} , F_{22} は TCI の縦断方向成分、横断方向成分である。また、 F_{12} , F_{21} は中間成分を示すものである。本分析では、覆工コンクリートの劣化の指標として TCI のテンソルの不変量 F_0 を定義した。ここで、覆工コンクリートの劣化の指標 F_0 は、縦断・横断成分の総和 ($F_0 = F_{11} + F_{22}$) として表される。分析対象のトンネルとして、工事記録情報を確認し、中流動覆工コンクリートが

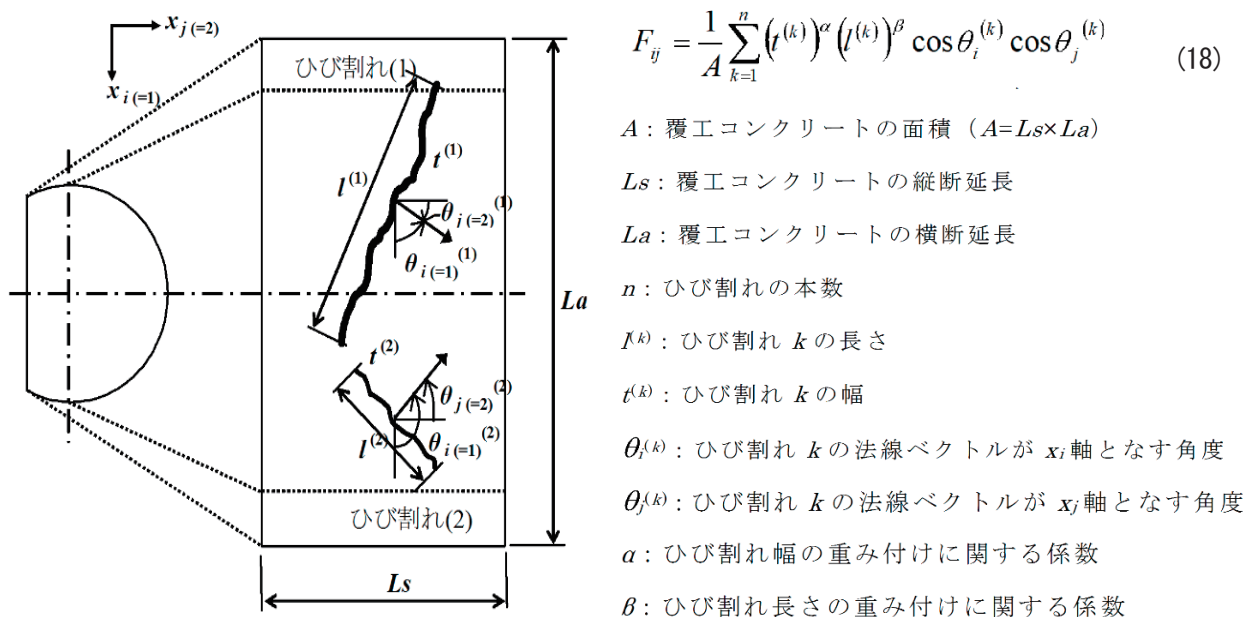


図-3.2.1 TCI の概念図

採用され、かつ、詳細点検が実施されているトンネルを抽出した。これらの TCI (F_0) を比較することでひび割れの発生状況に関して定量的な分析を行うものである。

3. 2. 1 分析条件

NEXCO が施工・管理する道路トンネルについては、TCI を用いて定量的にひび割れを分析・評価している。その際、初回の詳細点検では、最初に画像撮影点検（写真-3.2.1）を行ったのち、全面的に近接目視及び打音点検を行っている。2 回目以降の詳細点検では、画像撮影点検を行ったのち、目地部や大きな損傷などを対象に近接目視及び打音点検を行っている。



写真-3.2.1 画像撮影での点検状況

分析対象トンネルを、表-3.2.1 に示す。

表-3.2.1 覆工コンクリートの変状分析対象トンネル一覧

覆工種別	支社	路線名	トンネル名	上下線区分	供用年月日	点検実施日	供用年数	スパン数	平均F0(×10-5)
NATM(中流動)	北海道支社	道東自動車道	久留喜トンネル	上下線共有	2011/10/29	2014/9/8	2.9	40	0.40
NATM(中流動)	北海道支社	道東自動車道	久留喜トンネル	上下線共有	2011/10/29	2018/7/25	6.7	40	0.62
NATM(中流動)	新潟支社	上信越自動車道	天神堂トンネル	下り線	2018/12/7	2021/7/21	2.6	177	1.41
NATM(中流動)	新潟支社	上信越自動車道	金谷山トンネル	下り線	2018/12/7	2021/7/19	2.6	37	0.50
NATM(中流動)	関西支社	第二京阪道路	寝屋川第二トンネル	下り線	2010/3/20	2021/10/27	11.6	6	4.77
NATM(中流動)	関西支社	第二京阪道路	寝屋川第二トンネル	上り線	2010/3/20	2021/10/28	11.6	6	4.88
NATM(中流動)	関西支社	新名神高速道路	道場トンネル	下り線	2018/3/18	2021/10/6	3.6	62	1.58
NATM(中流動)	関西支社	新名神高速道路	道場トンネル	上り線	2018/3/18	2021/10/6	3.6	52	1.92
NATM(中流動)	関西支社	新名神高速道路	六石山トンネル	下り線	2018/3/18	2021/10/6	3.6	54	1.96
NATM(中流動)	関西支社	新名神高速道路	六石山トンネル	上り線	2018/3/18	2021/10/6	3.6	54	2.54
NATM(中流動)	関西支社	新名神高速道路	原救谷トンネル	下り線	2017/12/10	2021/5/14	3.4	275	2.10
NATM(中流動)	関西支社	新名神高速道路	原救谷トンネル	上り線	2017/12/10	2021/5/14	3.4	277	1.11
NATM(中流動)	九州支社	東九州・大分加治木線	日向第一トンネル	上下線共有	2010/12/4	2020/1/22	9.1	123	1.01
NATM(中流動)	九州支社	東九州・大分加治木線	日向第二トンネル	上下線共有	2010/12/4	2020/11/10	9.9	47	0.66
NATM(中流動)	九州支社	東九州・北九州日出線	南原トンネル	上下線共有	2014/3/23	2018/10/29	4.6	79	0.29
NATM(中流動)	九州支社	東九州・北九州日出線	高城山トンネル	上下線共有	2014/3/23	2018/10/29	4.6	186	0.41
NATM(普通)	北海道支社	道央自動車道	袖代トンネル	上下線共有	1991/10/25	2018/10/31	27.0	93	3.55
NATM(普通)	北海道支社	道央自動車道	幌別トンネル	下り線	1986/10/9	2018/7/12	31.8	45	7.34
NATM(普通)	北海道支社	道央自動車道	嵐山トンネル	上下線共有	1990/10/30	2016/6/27	25.7	124	4.12
NATM(普通)	北海道支社	道東自動車道	大夕張トンネル	上下線共有	2011/10/29	2018/7/23	6.7	359	1.99
NATM(普通)	北海道支社	道東自動車道	穂別トンネル	上下線共有	2011/10/29	2021/10/29	10.0	376	2.02
NATM(普通)	東北支社	磐越自動車道	関都西トンネル	下り線	1991/8/7	2019/10/10	28.2	96	10.04
NATM(普通)	東北支社	山形自動車道	田妻俣トンネル	上下線共有	2000/9/30	2019/9/5	18.9	103	1.34
NATM(普通)	東北支社	山形自動車道	宝沢トンネル	上り線	1991/7/31	2019/7/5	27.9	30	17.75
NATM(普通)	東北支社	東北自動車道	亀田トンネル	下り線	1986/7/30	2019/8/6	33.0	127	10.03
NATM(普通)	東北支社	八戸自動車道	折爪トンネル	下り線	1986/11/27	2019/9/20	32.8	186	0.48
NATM(普通)	新潟支社	北陸自動車道	金山トンネル	下り線	1988/7/20	2019/7/8	31.0	122	8.27
NATM(普通)	新潟支社	北陸自動車道	山王トンネル	上り線	2000/4/15	2019/8/27	19.4	177	3.07
NATM(普通)	新潟支社	北陸自動車道	高石トンネル	下り線	1988/7/20	2019/7/11	31.0	207	3.85
NATM(普通)	新潟支社	北陸自動車道	徳合トンネル	上り線	2000/4/15	2019/7/11	19.2	52	4.75
NATM(普通)	新潟支社	北陸自動車道	平牛トンネル	下り線	1988/7/20	2019/6/25	31.0	85	9.03
NATM(普通)	関東支社	北関東自動車道	塩坂峠トンネル	東行き	2011/3/19	2020/8/28	9.5	89	2.19
NATM(普通)	関東支社	北関東自動車道	大岩トンネル	西行き	2011/3/19	2020/9/4	9.5	80	2.68
NATM(普通)	関東支社	北関東自動車道	大岩トンネル	西行き	2011/3/19	2020/7/22	9.4	79	1.42
NATM(普通)	関東支社	北関東自動車道	唐沢山城跡トンネル	西行き	2010/4/17	2020/9/30	10.5	180	2.03
NATM(普通)	関東支社	上信越自動車道	能坂トンネル	下り線	2009/11/19	2018/5/21	8.5	80	2.02
NATM(普通)	関東支社	上信越自動車道	永江第二トンネル	下り線	2009/11/19	2018/5/23	8.5	22	1.99
NATM(普通)	関東支社	北関東自動車道	唐橋山トンネル	東行き	2007/11/14	2017/4/27	9.5	92	1.83
NATM(普通)	関東支社	北関東自動車道	唐橋山トンネル	西行き	2007/11/14	2017/4/27	9.5	90	3.01
NATM(普通)	八王子支社	中部縦貫自動車道	湯ノ平トンネル	上下線共有	1997/12/6	2019/12/3	22.0	35	6.00
NATM(普通)	名古屋支社	東海環状自動車道	久々利大平トンネル	上下線共有	2005/3/19	2019/7/5	14.3	73	3.25
NATM(普通)	名古屋支社	東海北陸自動車道	勝原トンネル	上り線	2004/12/4	2019/7/12	14.6	67	2.78
NATM(普通)	名古屋支社	東海北陸自動車道	上河和トンネル	上り線	2004/12/4	2019/6/26	14.6	4	0.84
NATM(普通)	名古屋支社	東海北陸自動車道	大矢北トンネル	上り線	2004/12/4	2019/7/26	14.6	66	2.80
NATM(普通)	名古屋支社	東海北陸自動車道	美濃トンネル	上り線	2004/12/4	2019/7/24	14.6	30	4.17
NATM(普通)	関西支社	第二神明道路北線	小東山ふれあいトンネル	上り線	1998/4/5	2012/7/23	14.3	124	2.17
NATM(普通)	関西支社	湯浅御坊道路	井間トンネル	上下線共有	1994/7/11	2012/7/5	18.0	73	13.99
NATM(普通)	関西支社	湯浅御坊道路	湯浅トンネル	上下線共有	1994/7/11	2012/7/10	18.0	56	16.87
NATM(普通)	関西支社	阪和自動車道	藤白トンネル	上り線	1984/3/28	2012/11/12	28.6	176	24.29
NATM(普通)	関西支社	播磨自動車道	金坂トンネル	上下線共有	2003/3/29	2019/11/20	16.7	111	2.25
NATM(普通)	関西支社	第二京阪道路	寝屋川第二トンネル	下り線	2010/3/20	2021/10/27	11.6	24	8.36
NATM(普通)	関西支社	第二京阪道路	寝屋川第二トンネル	上り線	2010/3/20	2021/10/28	11.6	24	5.87
NATM(普通)	中国支社	山陰自動車道	船津朝山トンネル	下り線	2009/11/28	2021/5/19	11.5	202	1.39
NATM(普通)	中国支社	岡山自動車道	有漢トンネル	下り線	1997/3/15	2017/1/30	19.9	152	8.67
NATM(普通)	四国支社	高松東道路	津田トンネル	上下線共有	1998/3/26	2019/9/3	21.5	97	15.98
NATM(普通)	四国支社	高知自動車道	宇津野トンネル	上下線共有	1998/3/20	2019/9/30	21.5	91	4.72
NATM(普通)	四国支社	高知自動車道	観月坂トンネル	上下線共有	1998/3/20	2019/5/29	21.2	47	4.91
NATM(普通)	四国支社	高松自動車道	白鳥トンネル	上下線共有	2001/3/29	2019/4/12	18.0	58	6.92
NATM(普通)	四国支社	松山自動車道	黒木トンネル	上下線共有	2004/4/17	2019/4/16	15.0	12	1.39
NATM(普通)	四国支社	徳島自動車道	新境目トンネル	上下線共有	2000/3/11	2019/5/13	19.2	246	3.82
NATM(普通)	四国支社	徳島自動車道	池田トンネル	上下線共有	2000/3/11	2019/5/16	19.2	90	3.76
NATM(普通)	四国支社	徳島自動車道	白地トンネル	上下線共有	2000/3/11	2019/5/17	19.2	261	9.44
NATM(普通)	四国支社	松山自動車道	飯岡トンネル	上り線	2002/3/15	2019/6/3	17.2	121	3.17
NATM(普通)	四国支社	高知自動車道	立川トンネル	上り線	2008/7/31	2018/10/13	10.2	76	1.27
NATM(普通)	四国支社	高知自動車道	逢坂山トンネル	上り線	2008/7/31	2017/11/14	9.3	58	2.33
NATM(普通)	九州支社	東九州・北九州日出線	光国トンネル	上下線共有	2014/3/23	2018/10/29	4.6	89	0.43
矢板	東北支社	東北自動車道	碓ヶ関トンネル	下り線	1986/7/30	2019/7/31	33.0	29	23.64
矢板	東北支社	東北自動車道	福島トンネル	上り線	1975/4/1	2019/10/3	44.5	76	16.84
矢板	東北支社	東北自動車道	平泉トンネル	上り線	1977/11/19	2019/10/25	42.0	90	6.45
矢板	新潟支社	関越自動車道	越後川口トンネル	上り線	1982/12/2	2018/6/29	35.6	32	18.38
矢板	新潟支社	関越自動車道	下倉山トンネル	下り線	1982/12/2	2018/7/3	35.6	70	10.32
矢板	新潟支社	関越自動車道	石打トンネル	下り線	1984/11/8	2019/6/10	34.6	147	7.60
矢板	八王子支社	中央自動車道	花園トンネル	下り線	1981/3/30	2019/12/20	38.8	26	9.47
矢板	八王子支社	中央自動車道	花園トンネル	上り線	1981/3/30	2019/12/19	38.7	25	10.33
矢板	八王子支社	中央自動車道	小仏トンネル	下り線	1973/4/20	2019/8/27	46.4	149	4.58
矢板	八王子支社	中央自動車道	小仏第一トンネル	上り線	1968/12/20	2019/11/28	51.0	193	8.09
矢板	八王子支社	中央自動車道	小仏第二トンネル	上り線	1968/12/20	2019/11/28	51.0	41	7.86
矢板	名古屋支社	中央自動車道	神坂トンネル	上り線	1985/3/27	2019/9/2	34.5	37	7.58
矢板	関西支社	阪和自動車道	長峰トンネル	上り線	1984/3/28	2012/11/15	28.7	360	14.24
矢板	中国支社	山陽自動車道	黒河内山トンネル	上り線	1987/12/4	2015/11/5	27.9	262	24.64
矢板	九州支社	九州自動車道	木原トンネル	下り線	1981/10/1	2017/5/25	35.7	173	13.78

全トンネルリストから、建設年代別（5年間区切り）を表-3.2.2、図-3.2.2に示す。

1970年代から1980年代後半まで矢板のトンネルが多く、1980年代後半から2010年代前半までは普通Coで施工されているトンネルが多く、2010年代後半から現在までは、中流動Coで施工されていることがわかる。

表-3.2.2 覆エコンクリートの年代別トンネル数

年代区間	年代数	中流動覆エ コンクリート	普通コンクリート	矢板
1968-1980	5			5
1981-1985	9		1	8
1986-1990	9		7	2
1991-1995	5		5	
1996-2000	12		12	
2001-2005	9		9	
2006-2010	14	4	8	
2011-2015	10	3	6	
2016-2020	8	8		

※寝屋川第二(上り・下り):中流動覆エコンクリートに含めた

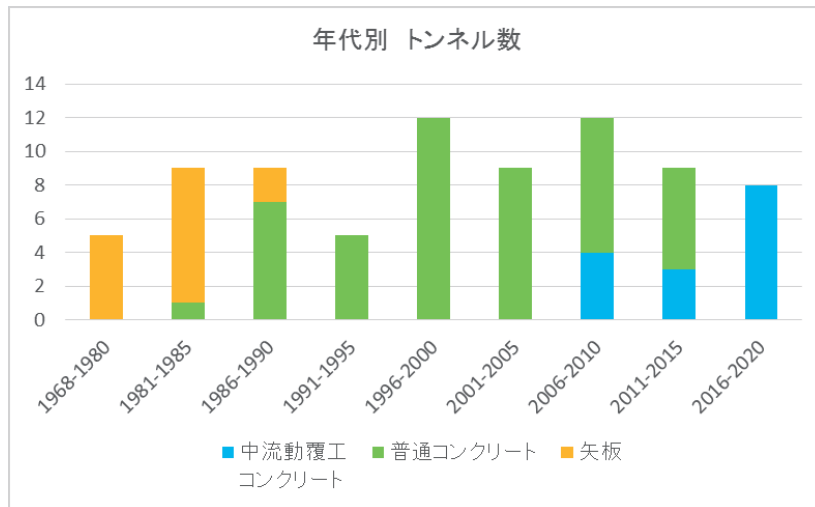


図-3.2.2 覆エコンクリートの年代別トンネル数

なお、覆工コンクリートには鋼繊維や非鋼繊維が含まれているスパンがあり、ひび割れの抑制に寄与していると考えられるため、各トンネルの坑門部のデータは除いており、繊維が入っている1999年（H11年）以降の2車線トンネルにおける地山等級D区間、3車線トンネルにおける地山等級CおよびD区間や、2008年（H20年）より繊維補強を全地山に適用している中日本管内のトンネルも除いている（表-3.2.3）。

表-3.2.3 覆工コンクリートの変遷

年度	高速道路会社		
	西日本	中日本	東日本
H11～	繊維補強C _o 導入（鋼繊維0.5%）2車線TN（D,DⅢ）3車線（C,D,DⅢ）		
H14	混入率変更0.3%、3車線（B,C,D,DⅢ）、目地構造（台形）		
H15～	非鋼繊維導入（ポリプロピレン等）		
H20	鋼繊維廃止 中流動覆工の部分採用		
	目地部はく落対策	繊維補強覆工全地山適用	
H25～	中流動覆工コンクリートの標準化および設計強度の引き上げ（ $\sigma_{28} = 18\text{N/mm}^2 \Rightarrow 24\text{N/mm}^2$ ）		
H29	特殊条件区間の設計・施工における対応を実施（耐震対策）		
R2			繊維補強覆工全地山適用

3. 2. 2 分析結果（全トンネル）

中流動 Co, 普通 Co, 矢板の全トンネルのデータで累積加積曲線を作成した（図-3.2.3）。

その結果, F_0 値の平均値 ($\times 10^{-5}$) は, 中流動 Co で 1.28, 普通 Co で 5.08, 矢板で 13.03 と, 中流動覆工コンクリートでひび割れ発生量が少なくなっている。

これは, ひび割れの発生量は中流動 Co で最も少なく, 矢板工法で多いことを示している。また, 中流動覆工コンクリートは細かいひび割れの割合が多く, 普通コンクリートは大小のひび割れがまんべんなく分布し, 矢板工法は大きなひび割れの割合が多い傾向を示している。

そのことから, 中流動 Co は, 普通 Co と比較すると品質が向上していると思われる。

階級値	階級名	中流動覆工コンクリート リート度数	相対度数	中流動覆工コンクリート リート累積度数
0	0	450	0.30	0.30
0.5	0-0.5	244	0.16	0.46
1	0.5-1	176	0.12	0.57
2	1-2	231	0.15	0.73
3	2-3	234	0.15	0.88
5	3-5	129	0.09	0.97
10	5-10	51	0.03	1.00
20	10-20	2	0.00	1.00
50	20-50	0	0.00	1.00
100	50-100	0	0.00	1.00
100-	100-	0	0.00	1.00
合計		1517		
F0平均値(×10-5)		1.28		

階級値	階級名	普通コンクリート 度数	相対度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	850	0.16	0.16
0.5	0-0.5	404	0.08	0.23
1	0.5-1	438	0.08	0.32
2	1-2	650	0.12	0.44
3	2-3	521	0.10	0.53
5	3-5	772	0.14	0.68
10	5-10	895	0.17	0.85
20	10-20	585	0.11	0.95
50	20-50	235	0.04	1.00
100	50-100	7	0.00	1.00
100-	100-	0	0.00	1.00
合計		5357		
F0平均値(×10-5)		5.08		

階級値	階級名	矢板度数	相対度数	矢板累積度数
0	0	12	0.01	0.01
0.5	0-0.5	7	0.00	0.01
1	0.5-1	28	0.02	0.03
2	1-2	69	0.04	0.07
3	2-3	83	0.05	0.12
5	3-5	170	0.10	0.22
10	5-10	448	0.26	0.48
20	10-20	532	0.31	0.79
50	20-50	352	0.21	0.99
100	50-100	9	0.01	1.00
100-	100-	0	0.00	1.00
合計		1710		
F0平均値(×10-5)		13.03		

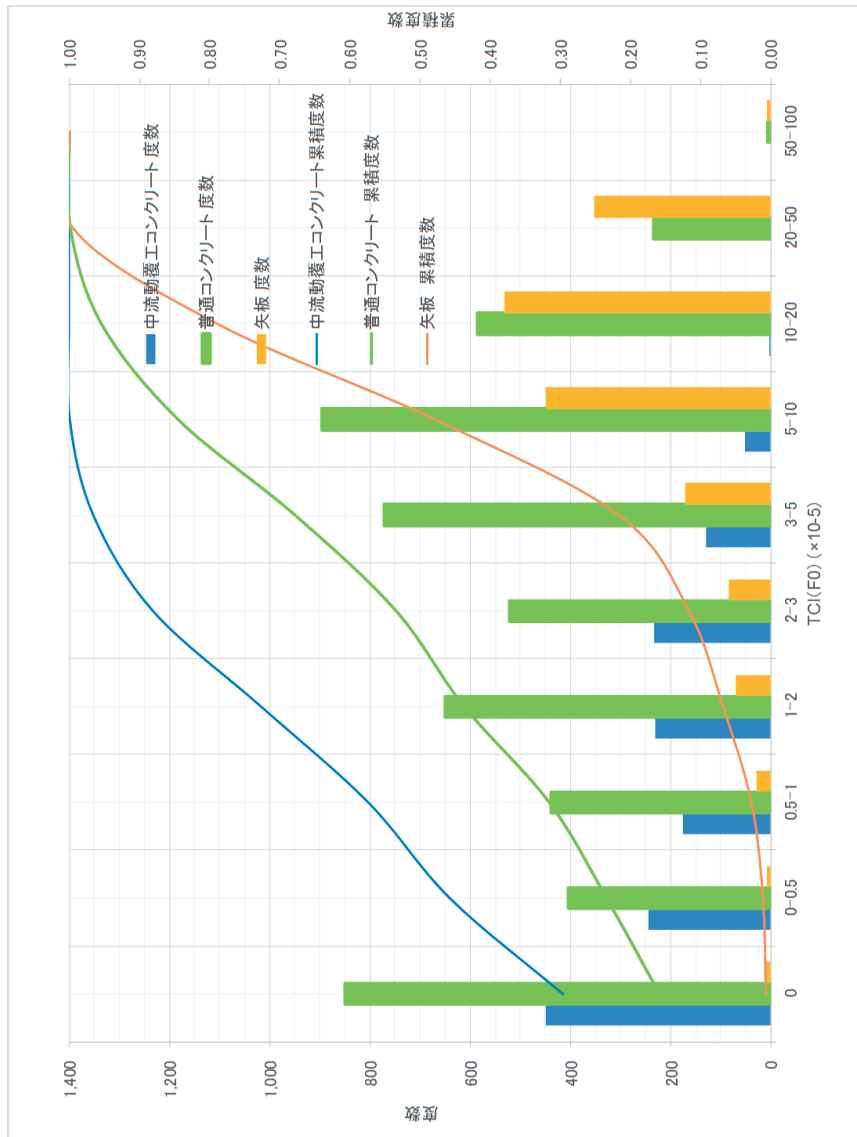


図-3.2.3 中流動覆工コンクリート，普通コンクリート，矢板 累積加積曲線

3. 2. 3 分析結果（同トンネル）

施工時期や供用期間による影響を排除するために、中流動 Co 施工試験を行っている、寝屋川第二トンネル（上り線，下り線）【西日本管内,第二京阪道路,建設年月 2010 年 3 月】の中流動 Co 区間及び普通 Co 区間の累積加積曲線グラフを作成した（図-3.2.4）。

その結果，施工に慣れた普通 Co と施工に不慣れな中流動 Co の比較であっても，中流動 Co の方が，ひび割れが少なく，ひび割れ幅や長さも小さい割合が多かった。

以上より，中流動 Co は，普通 Co と比較してひび割れ量が少なく，微細なひび割れの割合が多いことから，利用者被害が懸念されるはく落等を誘発する可能性がある規模の大きなひび割れの発生は抑制可能であると評価できる。

トンネル名			供用年数
寝屋川第二トンネル上り線			11.6
階級名	階級数	相対度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	0	0.14
0.5	0~0.5	0	0.00
1	0.5-1	0	0.00
2	1-2	0	0.00
3	2-3	0	0.00
5	3-5	3	0.43
10	5-10	3	0.43
20	10-20	0	0.00
50	20-50	0	0.00
100	50-100	0	0.00
100-	100-	0	0.00
合計	7		1.00

階級名	階級数	普通コンクリート 度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	0	0.00
0.5	0-0.5	0	0.00
1	0.5-1	0	0.00
2	1-2	2	0.08
3	2-3	2	0.08
5	3-5	7	0.29
10	5-10	11	0.46
20	10-20	2	0.08
50	20-50	0	0.00
100	50-100	0	0.00
100-	100-	0	0.00
合計	24		1.00



トンネル名			供用年数
寝屋川第二トンネル下り線			11.6
階級名	階級数	相対度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	0	0.14
0.5	0-0.5	0	0.00
1	0.5-1	0	0.00
2	1-2	0	0.00
3	2-3	0	0.00
5	3-5	2	0.29
10	5-10	4	0.57
20	10-20	0	0.00
50	20-50	0	0.00
100	50-100	0	0.00
100-	100-	0	0.00
合計	7		1.00

階級名	階級数	普通コンクリート 度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	0	0.00
0.5	0-0.5	0	0.00
1	0.5-1	0	0.00
2	1-2	0	0.00
3	2-3	2	0.08
5	3-5	3	0.13
10	5-10	11	0.46
20	10-20	8	0.33
50	20-50	0	0.00
100	50-100	0	0.00
100-	100-	0	0.00
合計	24		1.00



トンネル名			供用年数
寝屋川第二トンネル上り線下り線			11.6
階級名	階級数	相対度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	0	0.14
0.5	0~0.5	0	0.00
1	0.5-1	0	0.00
2	1-2	0	0.00
3	2-3	0	0.00
5	3-5	5	0.36
10	5-10	7	0.50
20	10-20	0	0.00
50	20-50	0	0.00
100	50-100	0	0.00
100-	100-	0	0.00
合計	14		1.00

階級名	階級数	普通コンクリート 度数	普通コンクリート 累積度数
0	0	0	0.00
0.5	0-0.5	0	0.00
1	0.5-1	0	0.00
2	1-2	2	0.04
3	2-3	4	0.08
5	3-5	10	0.21
10	5-10	22	0.48
20	10-20	10	0.21
50	20-50	0	0.00
100	50-100	0	0.00
100-	100-	0	0.00
合計	48		1.00

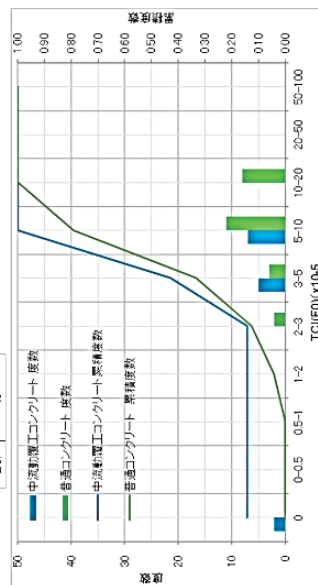
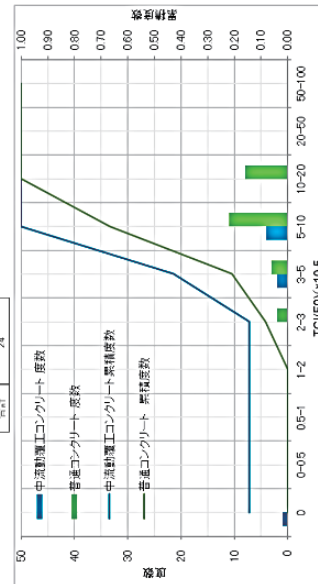
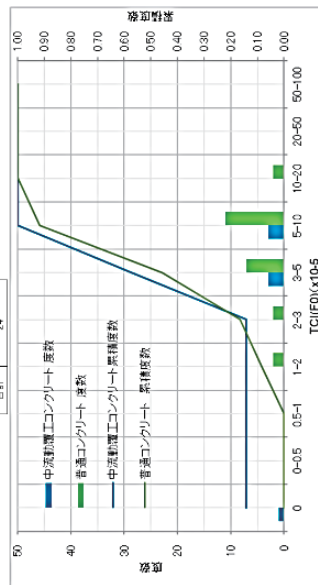


図-3.2.4 寝屋川第二トンネル 累積加積曲線

3. 2. 4 TCIによる長期品質を想定した比較

中流動 Co はひび割れの総量が少ないものの、矢板工法や普通 Co よりも施工時期が新しいことから、供用期間の違いによる差がないか確認した。

長期的な品質を想定するために、供用年数と F_0 値で散布図を作成し、分布状況の比較を行った(図-3.2.5)。

近似式の傾きは、普通 Co が 0.323、中流動 Co が 0.228 となっており、中流動 Co の方が値が小さいことから、供用期間増加に伴う覆工の品質劣化の進行は、中流動 Co の方が遅いと考えられる。

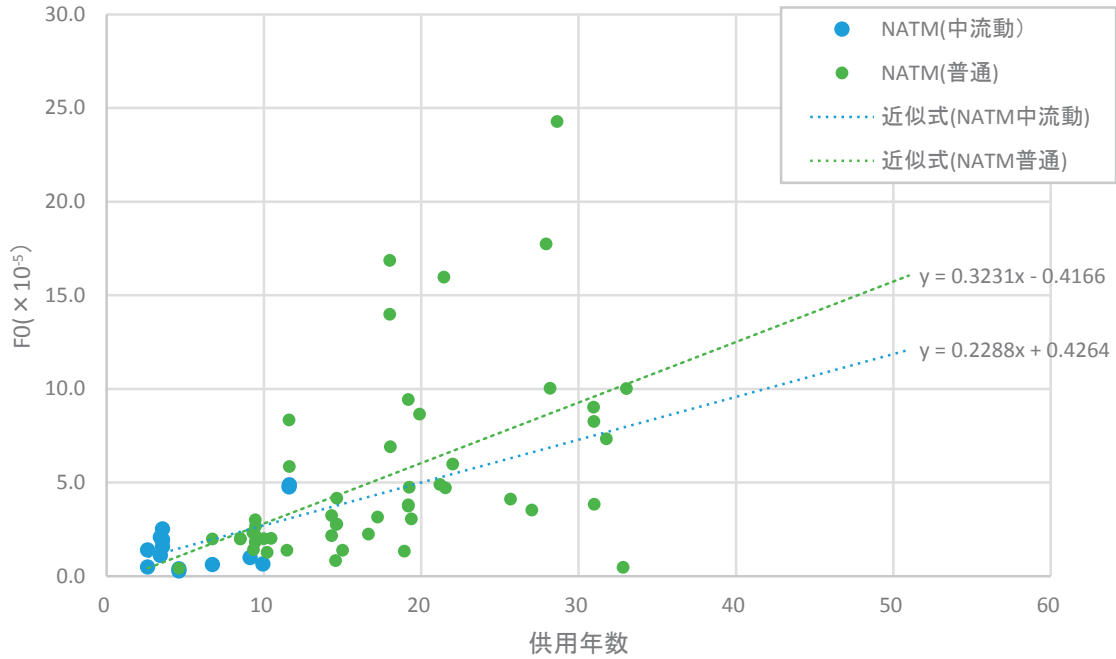


図-3.2.5 TCIによる長期品質を想定した比較

3. 2. 5 まとめ

中流動覆工コンクリートは、従来の普通コンクリートと比べて、維持管理段階においても、中流動覆工コンクリートは F_0 値が小さいことから、ひび割れ総量が少なく、規模の大きなひび割れの割合が少ないことを定量的に示すことができた。また、施工時期及び供用時期による影響を排除するため、同一トンネルにて普通覆工コンクリートと中流動覆工コンクリートを施工した、第二京阪自動車道寝屋川第二トンネルにおいても、中流動覆工コンクリートはひび割れ総量が少ない結果となった。

今後は、ひび割れについて分析数を増やすとともに、うき・はく離についても分析し、中流動覆工コンクリートの長期耐久性について引き続き評価を重ねていく予定である。

また、上記の耐荷性能、耐久性能に加え、施工性や自動化施工等との融和性等の優位性も含めて総合的に評価する必要がある。

3. 3 定期点検結果を用いた分析

3. 3. 1 概要

本節では、国土交通省が管理している道路トンネル（NATM）において、トンネル覆工に中流動 Co が適用された事例を収集し、定期点検結果³⁻³⁾をもとに普通 Co と中流動 Co の変状の発生傾向等に関する比較分析を行った結果について述べる。

3. 3. 2 事例収集

分析対象としたトンネルは国土交通省管理の道路トンネル（NATM）で、覆工に中流動 Co または普通 Co が適用されたトンネルである。分析にあたっては、気候や塩害の有無等の環境条件の違いや定期点検の実施時期及び点検実施者の違い等による影響を低減するため、分析対象の地域を東北地方の2路線に限定し、さらにトンネル相互の位置が比較的近いトンネルを分析の対象とした。表-3.3.1、図-3.3.1、図-3.3.2に収集したトンネルの概要を示す。収集したトンネルは16トンネルで、完成年度はH27年度～H29年度である。C、E～H、Jの6トンネルでは普通 Co と中流動 Co が併用されている。それぞれの適用比率は異なるものの、おおむね坑口部で中流動 Co が適用されている事例が多い。また、いずれのトンネルでも初回の定期点検が実施済みであるとともに、H～Pの9トンネルでは2回目の定期点検が実施済みである。また、I、J、K、M、Nトンネルにおいては、内装工としてタイルを確認している。

表-3.3.1 分析対象のトンネル一覧

No	路線	完成年度	トンネル名	延長 (m)	総スパン数	内訳			定期点検実施年度		経過年数		備考
						普通 コンクリート	中流動 コンクリート	中流動スパン番号	1回目	2回目	1回目	2回目	
1	a	H29	A	1,169	116	0	116	PS, 1~114, PE	H30	-	1	-	
2	a	H29	B	465	45	0	45	PS, 1~43, PE	H30	-	1	-	
3	a	H29	C	521	50	38	12	PS, 1~7, 46~48, PE	H30	-	1	-	
4	a	H29	D	3,023	266	0	266	PS, 1~264, PE	-	R1	-	2	
5	a	H27	E	309	32	3	29	1~15, 17~30	H30	-	3	-	
6	a	H28	F	975	101	88	13	PS, 1~3, 36~43, PE	H30	-	2	-	
7	a	H28	G	808	82	71	11	1~6, 68~72	-	R1	-	3	
8	b	H27	H	626	66	41	25	1~5, 23~26, 49~64	H29	R4	2	7	
9	b	H27	I	161	16	0	16	1~16	H29	R4	2	7	内装として側壁タイル貼り確認
10	b	H27	J	1,404	148	130	18	1~8, 137~146	H29	R4	2	7	内装として側壁タイル貼り確認
11	a	H29	K	1985	199	0	199	-	H29	R3	1	4	2項目に内装（側壁タイル貼り）確認
12	a	H28	L	977	99	99	0	-	H29	R2	1	4	
13	b	H28	M	929	98	98	0	-	H29	R4	1	6	内装として側壁タイル貼り確認
14	b	H28	N	889	90	90	0	-	H29	R4	1	6	内装として側壁タイル貼り確認
15	b	H27	O	367	36	36	0	-	H29	R4	2	7	
16	b	H27	P	175	17	17	0	-	H29	R4	2	7	

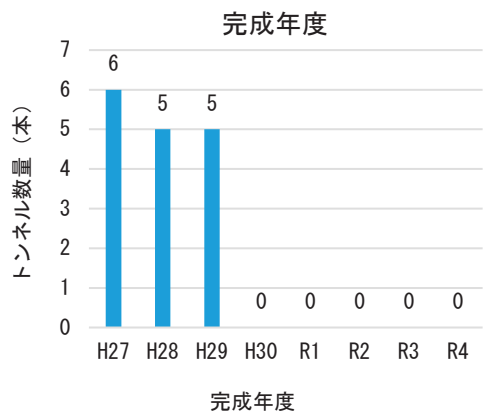


図-3.3.1 トンネル完成年度

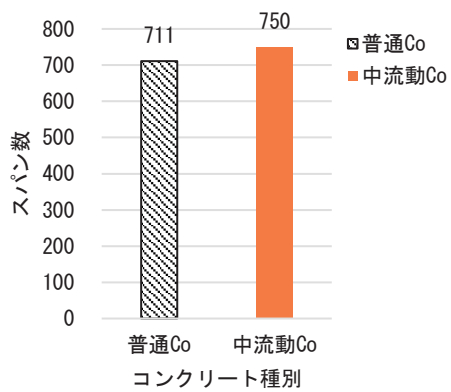


図-3.3.2 適用スパンの内訳

3. 3. 3 分析条件

普通コンクリート及び中流動 Co の変状数の比較には、1 スパンあたりの変状数を指標として用いた。算出方法は、定期点検において確認された変状の総量をそのスパン数で除した。なお、コンクリートの材質劣化に着目した分析であるため、原則として外力性の変状は分析の対象外とした。ただし、1 巡目の定期点検で1 回目の点検がなされているトンネルでは、ひび割れが外力に区分されている事例が多く、2 巡目の定期点検では要領の改訂に伴い、2 回目点検ではそれらが材質劣化に再区分されている事例があった。これらについては、2 回目の定期点検結果で進行性が認められない場合は1 回目の点検結果も材質劣化による変状として扱うものとした。

分析ケースを以下に示す。変状の発生箇所や変状種類等に着目したケースに加えて、構造条件や経過年数に着目した分析を実施した。

表-3.3.2 分析ケースと主な着目点

ケース	主な着目点
1 全体	変状総数
2 変状種類・規模別	ひび割れ / うき・はく離 / 漏水 等
3 対策区分別	対策区分判定
4 構造	有筋 / 無筋
5 経過年数別	経過年数

ケース5の経過年数に関しては、本トンネル完成から1年ごとの経過年数に区分して変状の発生傾向の分析を実施した。経過年数は点検実施年度からトンネル完成年度を引いて算出した。普通 Co では、温度応力または乾燥収縮に起因するひび割れは完成後5~10年程度でひび割れ密度が一定または微増に留まる傾向がある³⁴⁾ことが明らかになっている。今回収集した普通 Co の事例は変状の増加段階である可能性があることや、中流動 Co については経過年数による影響が明らかになっていないことを踏まえ、経過年数に着目することで同条件にて変状の発生傾向や変状数の推移の比較を試みたものである。収集したトンネルを経過年数ごとに整理したグラフを図-3.3.3に示す。

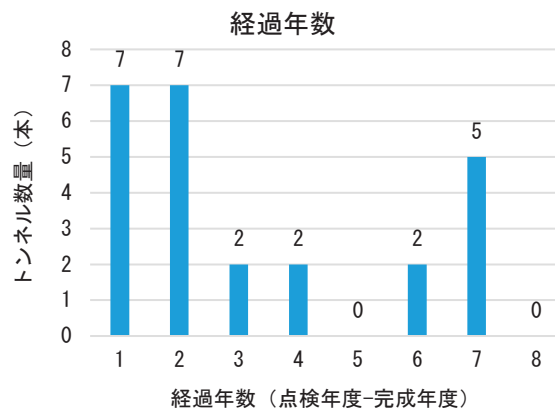


図-3.3.3 トンネル経過年数

3. 3. 4 分析結果

本項では、3.3.2項の分析条件に従い、コンクリート種別毎の1スパンあたりの変状数について分析した。

(1)case1 全体分析

図-3.3.4にコンクリート種別毎の1スパンあたりの変状数を示す。全変状における1スパンあたりの変状数は中流動Coの方が普通Coと比較して少なく、やや優位であると考えられる。

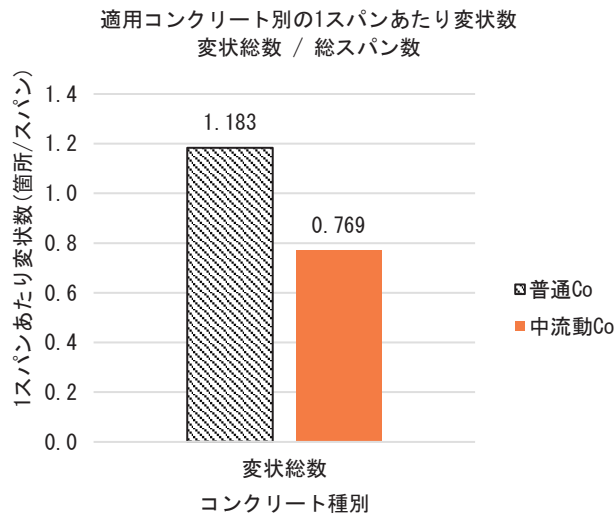


図-3.3.4 コンクリート別変状数

(2)case2 変状種類別

次に変状種類別に整理した結果を図-3.3.5に示す。この結果より、普通Co、中流動Coともうき・はく離、ひび割れの順に発生量が多く、アーチ部での発生が多いことが確認された。ここで、変状種類は定期点検要領にて分類される変状³⁻⁵⁾、発生箇所は「道路トンネル維持管理便覧【本体工編】令和2年度」³⁻⁶⁾(以下、維持管理便覧という)及び道路トンネル定期点検要領³⁻⁷⁾にて規定されているもので区分した。ここでは、発生量が多かったうき・はく離、ひび割れについて整理した。

まず、うき・はく離について、その変状規模に関して整理した結果を図-3.3.6に示す。変状規模については、「維持管理便覧」³⁻⁸⁾ならびに「NEXCO 設計要領第三集トンネル【保全編 令和2年7月】」³⁻⁹⁾において対策工目安として設定されている変状規模を参考に6種類に分類した。この結果から、普通、中流動Coに関わらず0.1㎡未満の変状が約90%と変状規模が小さいものがほとんどである。また、一部4㎡程度の大きな変状が確認されているが、このような大きな変状は対策工が実施されており、対策工の施工範囲全体を変状面積として計上していたため、実際の変状面積は点検調書に記載されている変状面積よりもかなり小さいと考えられる。うき・はく離の発生で最も多いアーチ部での発生箇所を図-3.3.7のように「目地沿い」、「ひび割れ沿い」、「それ以外(その他)」として分類した。この分類に従ってアーチ部のうき・はく離の発生位置を整理した結果を図-3.3.8に示す。これより、アーチ部でのうき・はく離は「目地沿い」と「それ以外」の箇所で発生量が多い結果となった。「目地沿い」でのうき・はく離はコンクリート打設後、乾燥収縮により発

生したものと考えられる (写真-3.3.1)。さらに、目地部付近は覆工端部となるため、コンクリートの充填性が課題となるが、流動性の良い中流動 Co では充填性が良いことから「目地部」でのうき・はく離の発生数が小さくなったと考えられる。また、「それ以外」の箇所で発生したうき・はく離は写真-3.3.2 に示すように、覆工コンクリート打設後の型枠脱型時にはく離したものを点検時にうき・はく離として判定したものがほとんどを占めており、普通 Co と中流動 Co で同じであった。

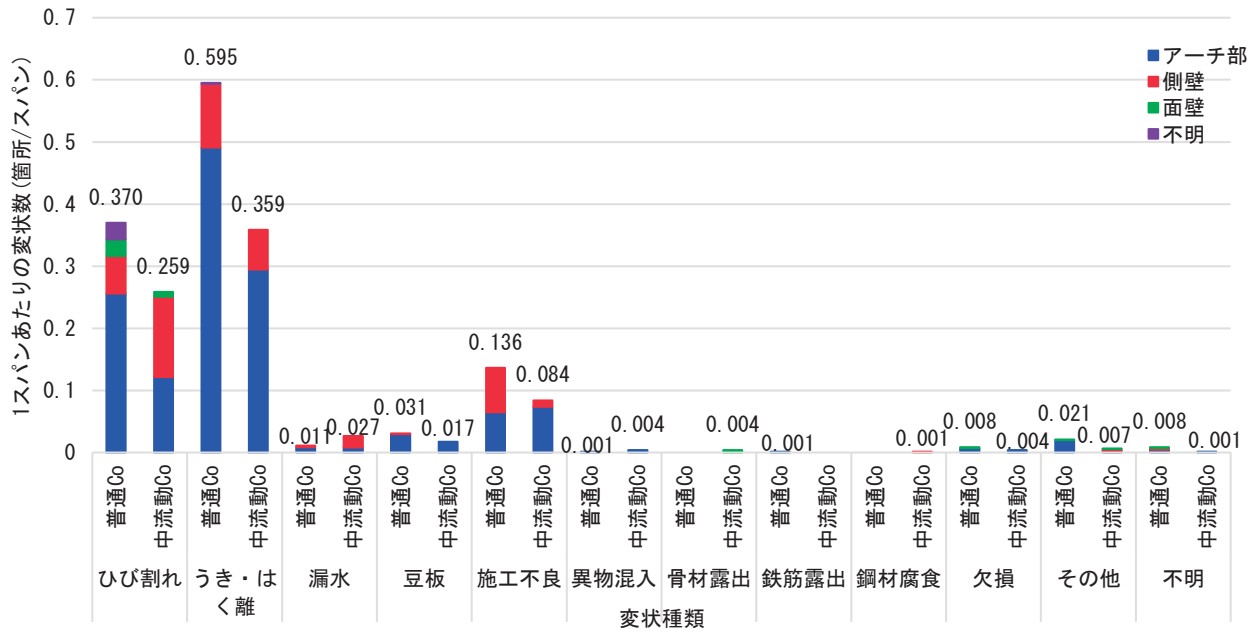


図-3.3.5 各発生箇所における変状種類別変状数

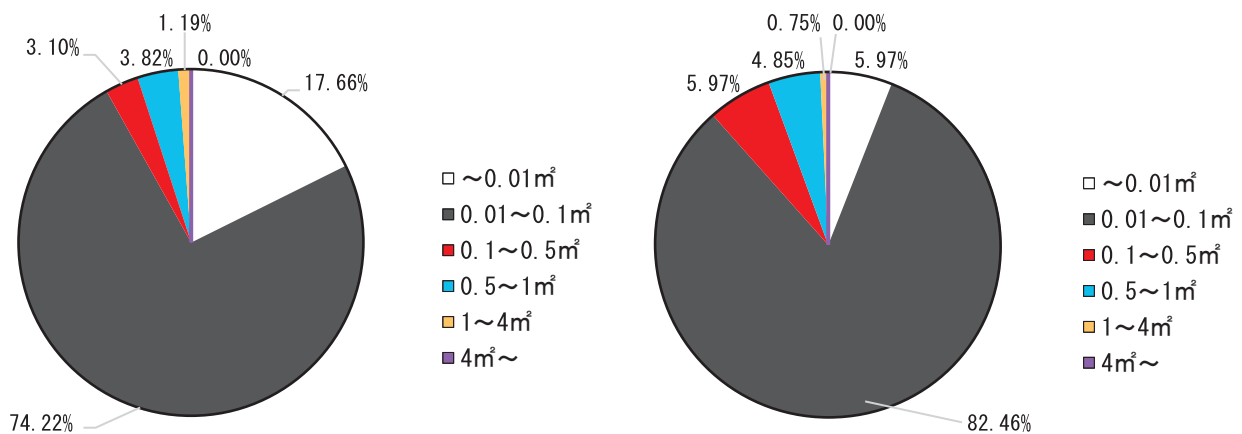


図-3.3.6 普通コンクリート (左) と中流動覆工コンクリート (右) のうき・はく離変状規模

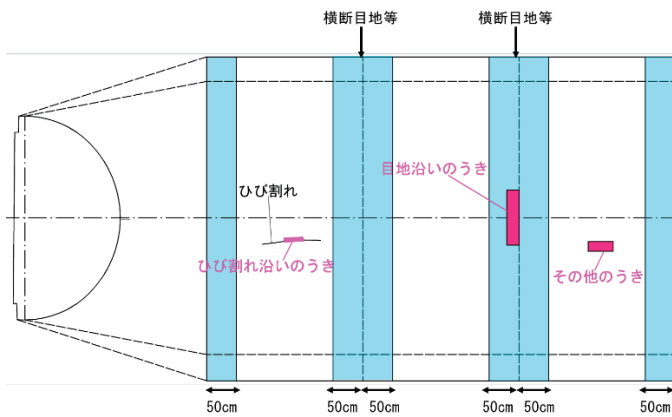


図-3.3.7 うき・はく離の発生位置の分類

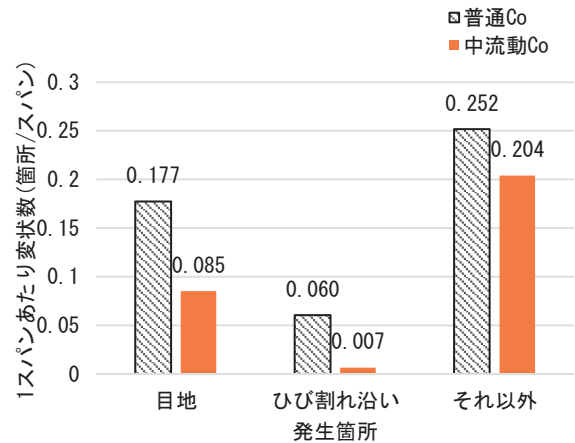


図-3.3.8 アーチ部のうき・はく離発生位置による変状数

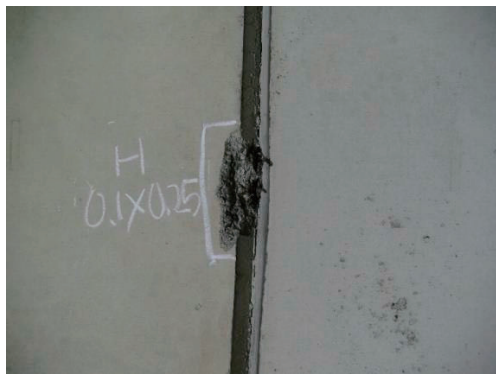


写真-3.3.1 アーチ部「目地部」でのうき・はく離発生例



写真-3.3.2 アーチ部「その他」でのうき・はく離発生例

ひび割れにおいてはアーチ部及び側壁で多く発生している。図-3.3.9にアーチ部及び側壁で発生したひび割れについて支保パターン別に整理した結果を示す。まず、アーチ部に発生したひび割れについて整理した。主に普通 Co の DIIIパターンで多く発生しているが、他の支保パターンにおいても一定程度発生している。またその発生パターンは写真-3.3.3に示すように、主に縦断方向に発生しており、このようなひび割れは覆工コンクリート打設後の乾燥収縮等によるものであると考えられる。この発生パターンは普通 Co、中流動 Co で同じであった。次に側壁に発生したひび割れについて整理した。中流動 Co においては側壁の変状数が他と比較して多い結果となった。側壁で発生しているひび割れの発生箇所はインバートの標準設置区間である DIIIパターンで多く、またスパン中央で横断方向に多く発生していた (図-3.3.10)。このことから、側壁でのひび割れはインバートの拘束を受けたひび割れや温度伸縮の影響による乾燥収縮ひび割れ等であると考えられる。側壁でのひび割れ発生パターンについてもアーチ部同様に普通 Co、中流動 Co で同じであり、一般的に発生するひび割れパターンであるといえる。

以上から、中流動 Co では流動性が良いことから充填性で優位と考えられ、アーチ部や目地部でうき・はく離がやや低減される傾向が見られたことから、変状種類別においてもうき・はく離の変状数が少ないことがわかる。また、ひび割れではアーチ部は天端での縦断方向ひび割れが多く発生し、覆工コンクリート打設

後の乾燥収縮等によるものであると考えられる。側壁のひび割れはスパン中央で横断方向に多く発生しており、インバートの拘束を受けたひび割れや温度伸縮の影響による乾燥収縮ひび割れ等であると考えられる。

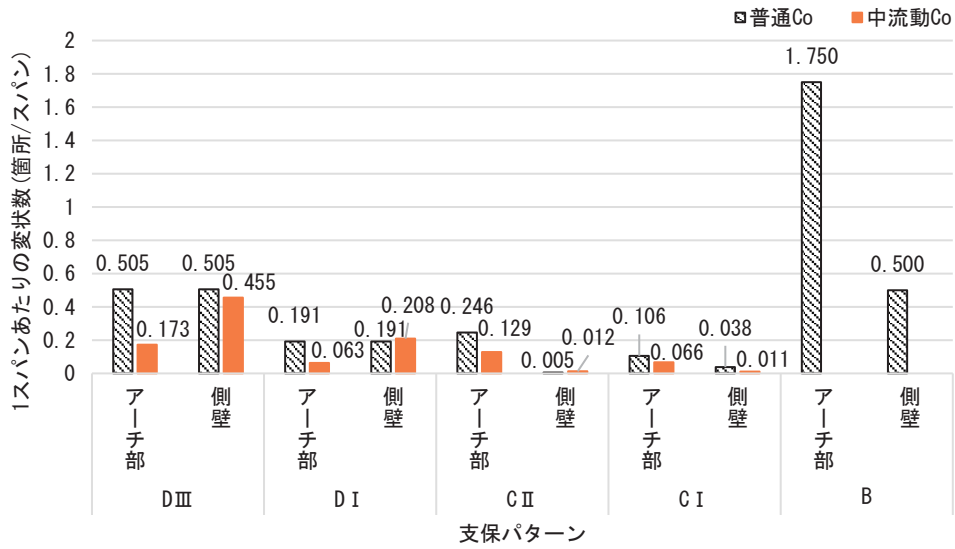


図-3.3.9 アーチ部および側壁におけるひび割れの支保パターン別整理

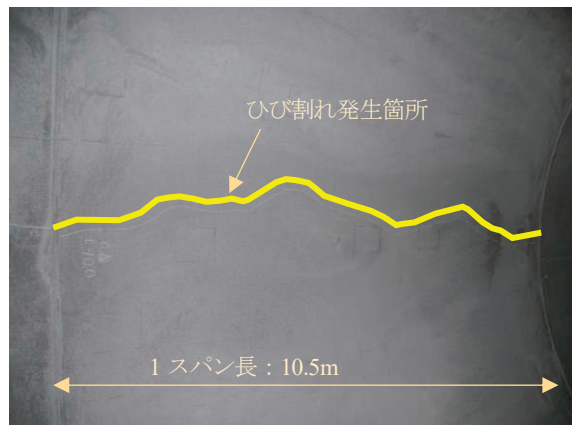


写真-3.3.3 アーチ(天端)でのひび割れ発生例

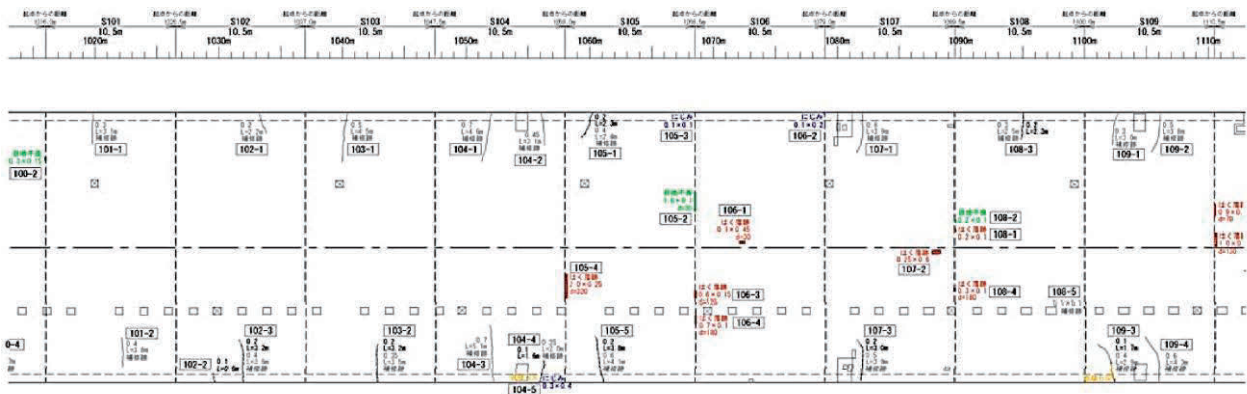


図-3.3.10 中流動覆エコンクリートを使用したトンネルの変状展開図 (DIIIパターン) の一例

(3)case3 対策区分別

ここでは、定期点検要領に記載のある対策区分で整理した結果について述べる。図-3.3.11 に対策区分別による整理結果を示す。対策区分別では、コンクリート種別によらず変状の多くが対策区分Ⅰと軽微な変状であることを示している。措置を必要としない対策区分Ⅰにおける変状数では、中流動 Co の方がやや少ない結果となったものの、重点監視や対策が必要となる対策区分Ⅱa 以上では、普通 Co、中流動 Co ともに同程度であった。そこで、重点監視や対策が必要となる対策区分Ⅱa 以上の変状の内訳について整理した結果を図-3.3.12 に示す。対策区分Ⅱa 以上の判定においては、発生している変状のほとんどがうき・はく離であった。これは、うき・はく離では利用者被害への影響が大きく、事故発生等の懸念が他の変状に比べて大きいことが推定される。さらに対策判定区分Ⅱa 以上の変状の発生箇所について整理したものを図-3.3.13 に示す。発生している変状のほとんどがアーチ部に発生していた。うき・はく離の発生規模別に整理したものを図-3.3.14 に示す。0.01 m²以上 0.1 m²未満の変状規模が多く確認されており、普通 Co 及び中流動 Co において違いは見られない。

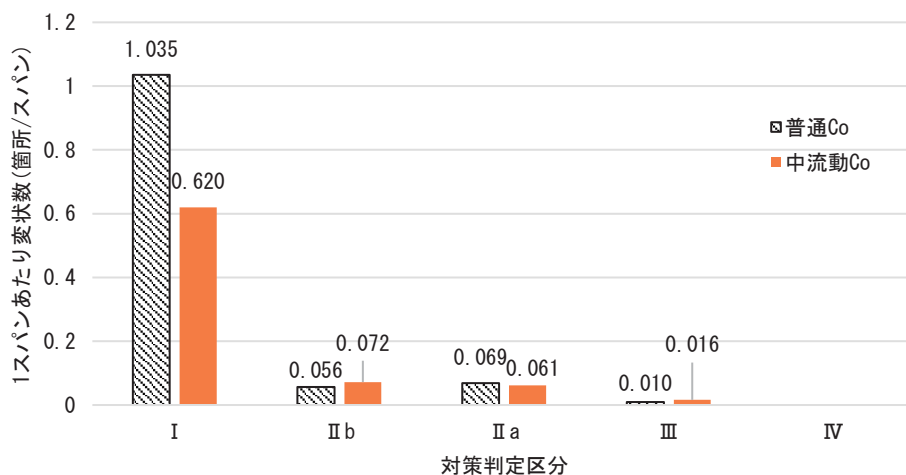


図-3.3.11 対策区分別変状数

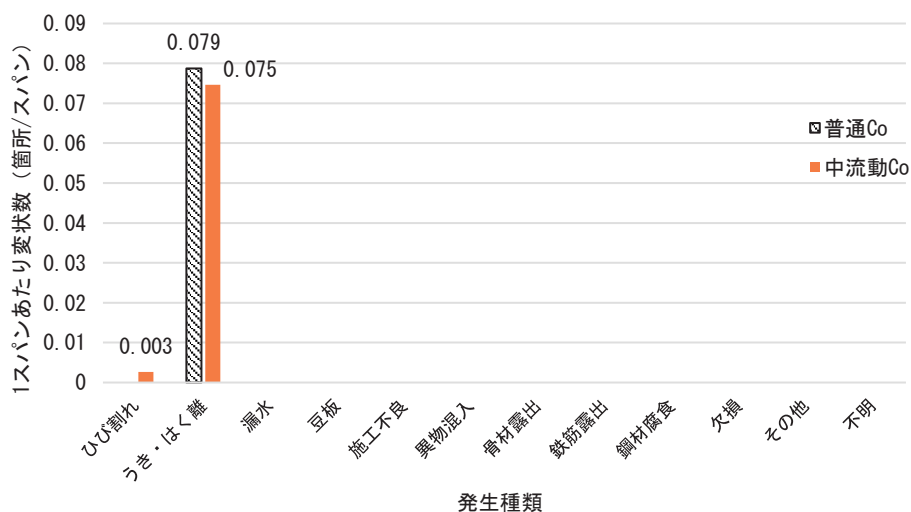


図-3.3.12 対策区分Ⅱa 以上における変状種類別の変状数

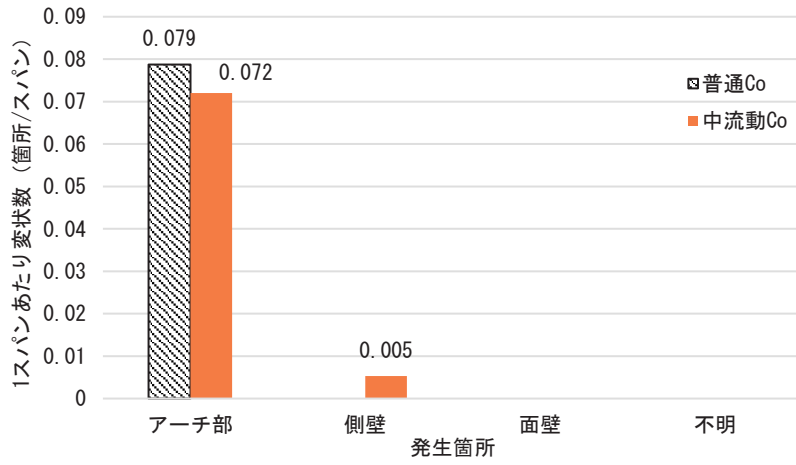


図-3.3.13 対策区分Ⅱa 以上の変状発生箇所別の変状数

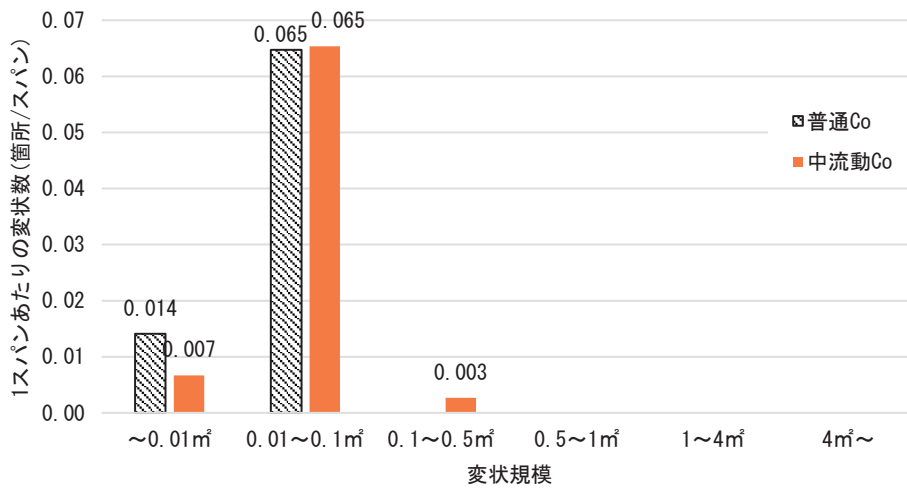


図-3.3.14 対策区分Ⅱa 以上のうき・はく離の発生規模

(4)case4 構造条件

ここでは、構造条件として、覆工に鉄筋を有する区間と覆工コンクリートのみの区間に分類して分析を実施した。図-3.3.15 に各コンクリート種別での鉄筋有無における1スパンあたりの変状発生数を示す。1スパンあたりの変状発生数としては普通Co及び中流動Coともに有筋部で多く発生しており、無筋部では1スパンあたりの変状発生数が有筋部の約50%であった。また、鉄筋有無による変状発生量を変状発生箇所別に整理した結果を図-3.3.16に示す。図-3.3.15の傾向と同様に有筋部で1スパンあたりの発生量が多くなっており、アーチ部での変状発生量が多い。図-3.3.17に変状種類別に整理した結果を示す。ひび割れ、うき・はく離の順に1スパンあたりの変状数が多く、やはり有筋部での変状が多かった。有筋部はDⅢパターンでの適用であり坑口部で採用されていることから、主にインバートによる拘束ひび割れの他、外気温の温度変化による乾燥収縮等の影響が考えられる。

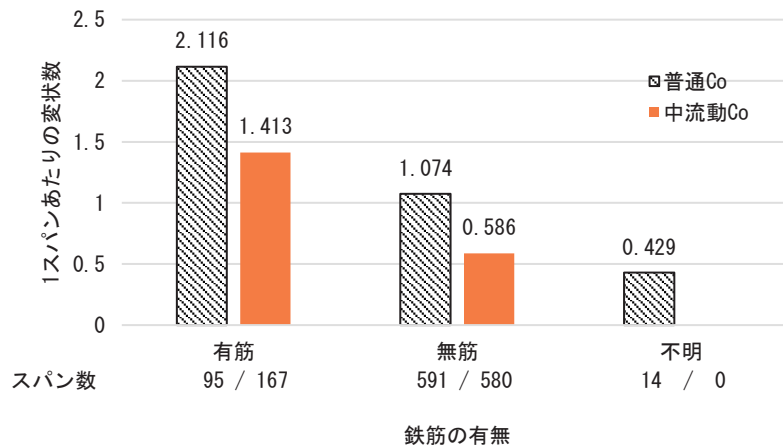


図-3.3.15 鉄筋有無による変状発生量

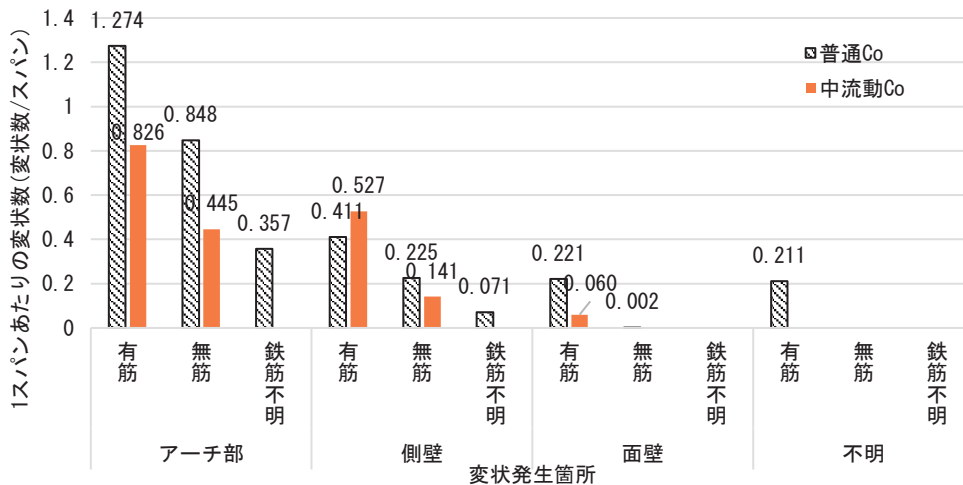


図-3.3.16 鉄筋有無による発生箇所別の変状発生量

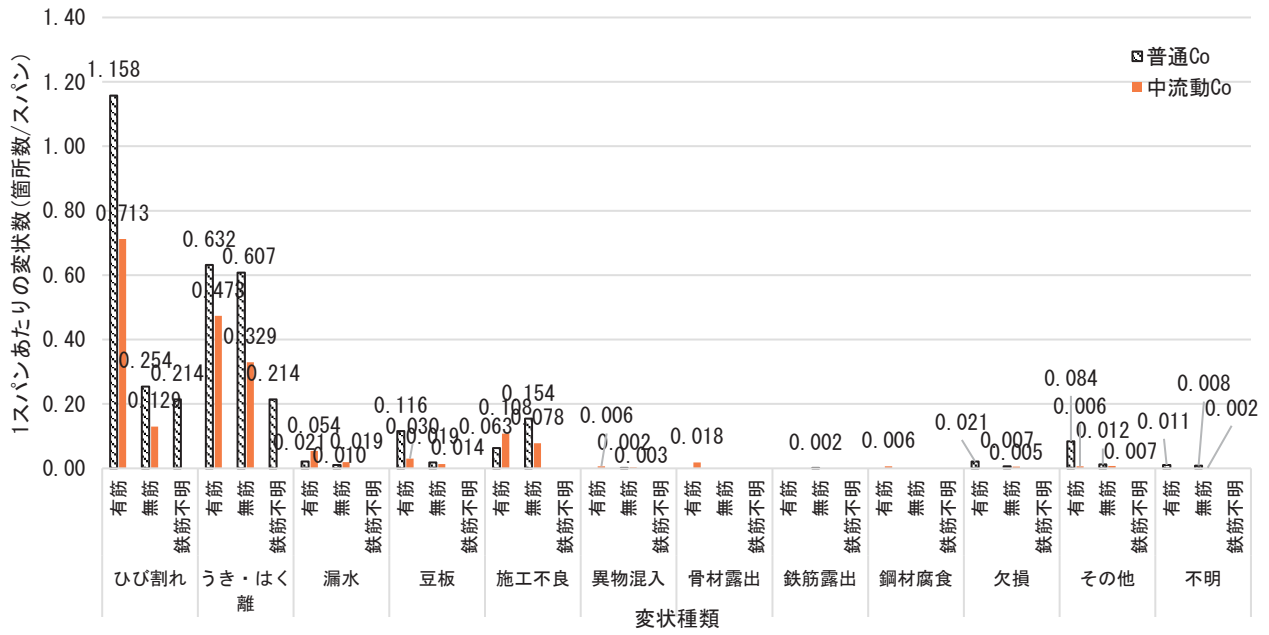


図-3.3.17 鉄筋有無による変状種類別の変状発生量

(5)case5 経過年数別

経過年数別の1スパンあたりの変状数について、全ての変状に関して各トンネルのコンクリート種別ごとに整理した結果を図-3.3.18に、うき・はく離を対象として整理した結果を図-3.3.19に、ひび割れを対象として整理した結果を図-3.3.20にそれぞれ示す。普通Coは塗り、中流動Coは白抜きで表現している。普通Co、中流動Coともに各トンネルによって発生している1スパンあたり変状数にバラつきがあるものの、2回目点検まで実施しているトンネルにおいては1回目点検からの変状数の変化はあまりなく、ほぼ一定量といえる。これはうき・はく離、ひび割れにおいても同様の傾向が確認でき、経時変化における変状の発生数はある程度落ち着いていると考えられる。

ひび割れに関して、発生したひび割れの規模による整理をするため、ひび割れ密度Cに着目して整理を行った。ひび割れ密度Cとは、調査対象とした覆工スパン内の視認できる覆工表面の範囲内にあるひび割れの総延長を、その覆工スパン内の視認できる範囲の表面積で除したものであり、ここでは近接目視点検結果から作成した変状展開図に記載があるひび割れを対象として、各トンネルの普通Co及び中流動Coでのひび割れ密度を算出した。また、集計に適した記録様式となっているトンネルを対象とした。各トンネルのコンクリート種別ごとに経過年数の推移を整理した結果を図-3.3.21に示す。普通Co及び中流動Coともにトンネルによって若干の変動量はあるものの同程度であり、ひび割れ密度Cは年数が経過した場合においても「維持管理便覧」に記載がある、対策区分に影響するひび割れ密度 $C \leq 0.2$ の範囲であった。また、6~7年目でひび割れ密度の大幅な増加はないことから、ひび割れによる進展は安定していると考えられ、これらの結果は既往研究³⁴⁾と整合している。ただし、2回目点検まで実施したトンネルの中で経過年数が1年のトンネルでは2回目点検でのひび割れ密度Cに比べ大幅に小さい結果であった。これは、経過年数1年のトンネルは施工直後に点検したものが多く、乾燥収縮ひび割れが発生する前に点検を実施したためであると考えられる。また、I、J、K、M、Nトンネルではタイルによる内装工が施工されており、内装工背面に発生したひび割れを確認できないため、側壁に発生したひび割れの影響が含まれていないことに留意が必要である。

次に、乾燥収縮によるひび割れ等がある程度収束し安定していると考えられる経過年数6~7年のトンネルに限定して、【(2)case2 変状種類別】で整理した結果からひび割れ発生が多かったアーチ部及び側壁のひび割れ密度を算出した。なお、前述のとおり一部のトンネルには内装工が設置されており、このようなトンネルでは、側壁及びアーチ部の一部の変状を確認できないため、内装工設置箇所は分析の対象外とした。以上の条件でひび割れ密度を算出した結果を図-3.3.22に示す。図中に各パターンでひび割れ密度の算出に使用したトンネル数とそのスパン数を示した。アーチ部では中流動Co、側壁では普通Coにおけるひび割れ密度が小さい結果となった。また、ひび割れの発生状況は【(2)case2 変状種類別】にて記述したとおり、アーチ部はトンネル縦断方向への乾燥収縮によるひび割れ、側壁ではインバートによる拘束ひび割れが発生しており、ひび割れ発生パターンの傾向は普通Co、中流動Coで同じ傾向であったことを確認している。一方で、内装工の有無による分析条件が異なることから、内装工背面の覆工状況によっては結果に影響を及ぼすことも考えられる。今後はトンネル条件に合わせた経時変化について確認していくことが必要である。

今後、年数の経過に伴い点検を繰り返すことにより、1スパンあたりの変状数の推移について確認していく必要があると考えられる。また、データ数を増やし、分析データの収集の継続が必要である。

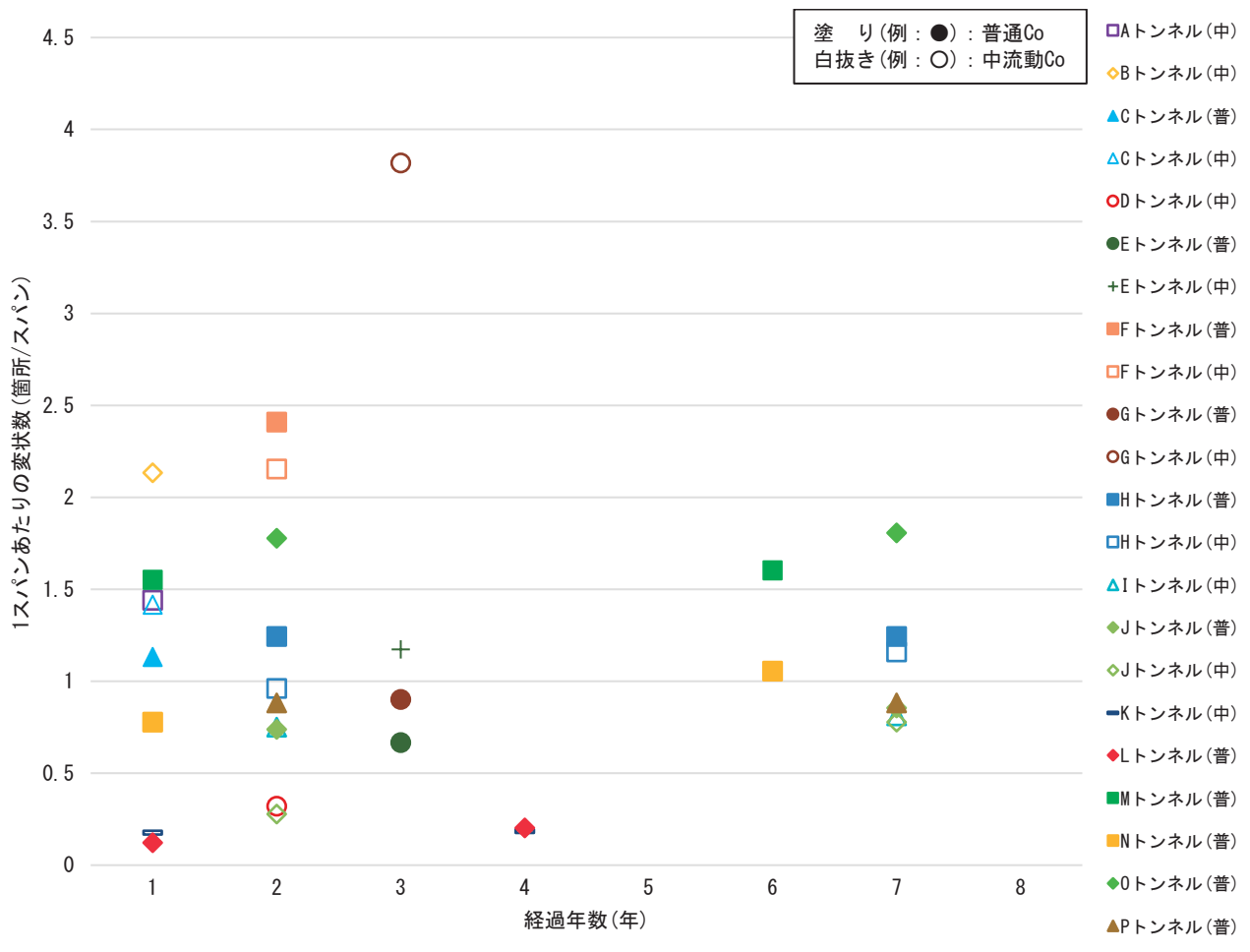


図-3.3.18 各トンネルのコンクリート種別ごとの経過年数における変状数の推移

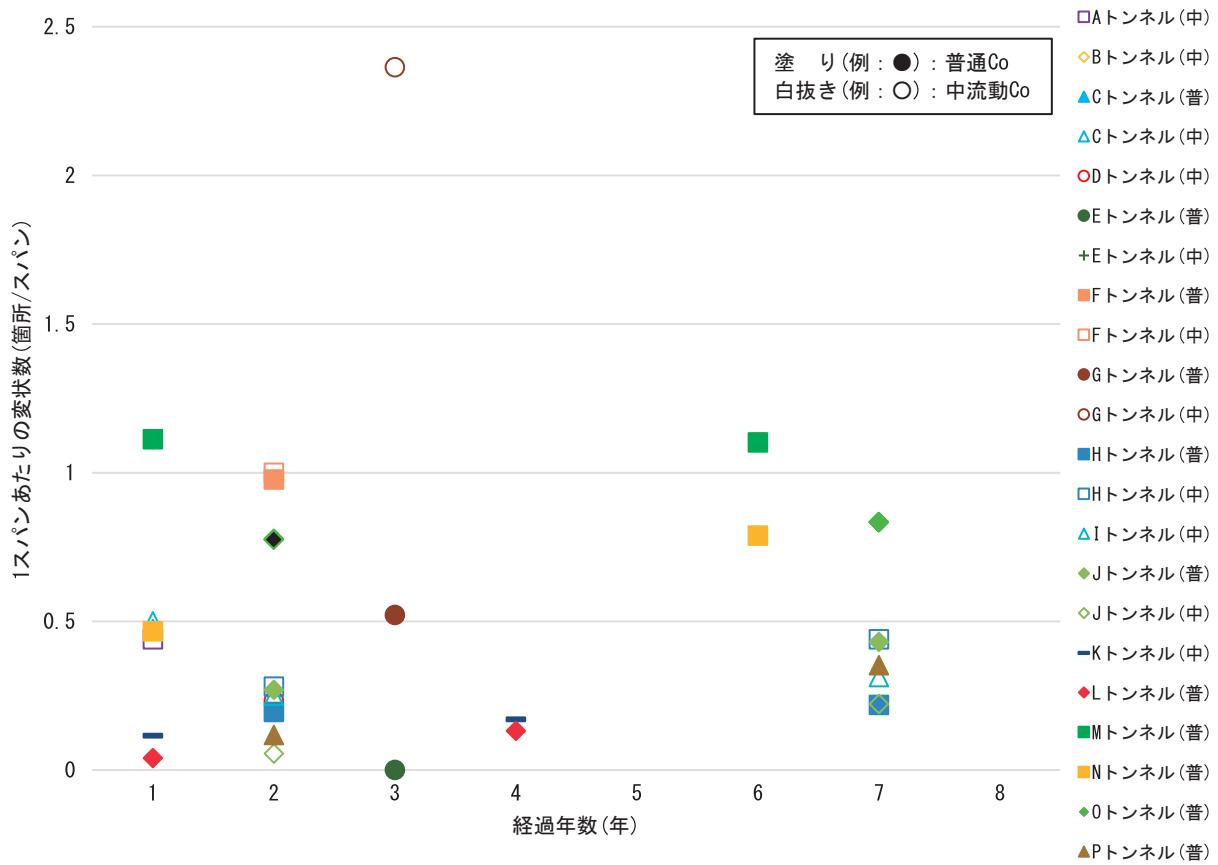


図-3.3.19 うき・はく離での各トンネルのコンクリート種別ごとの経過年数における変状数の推移

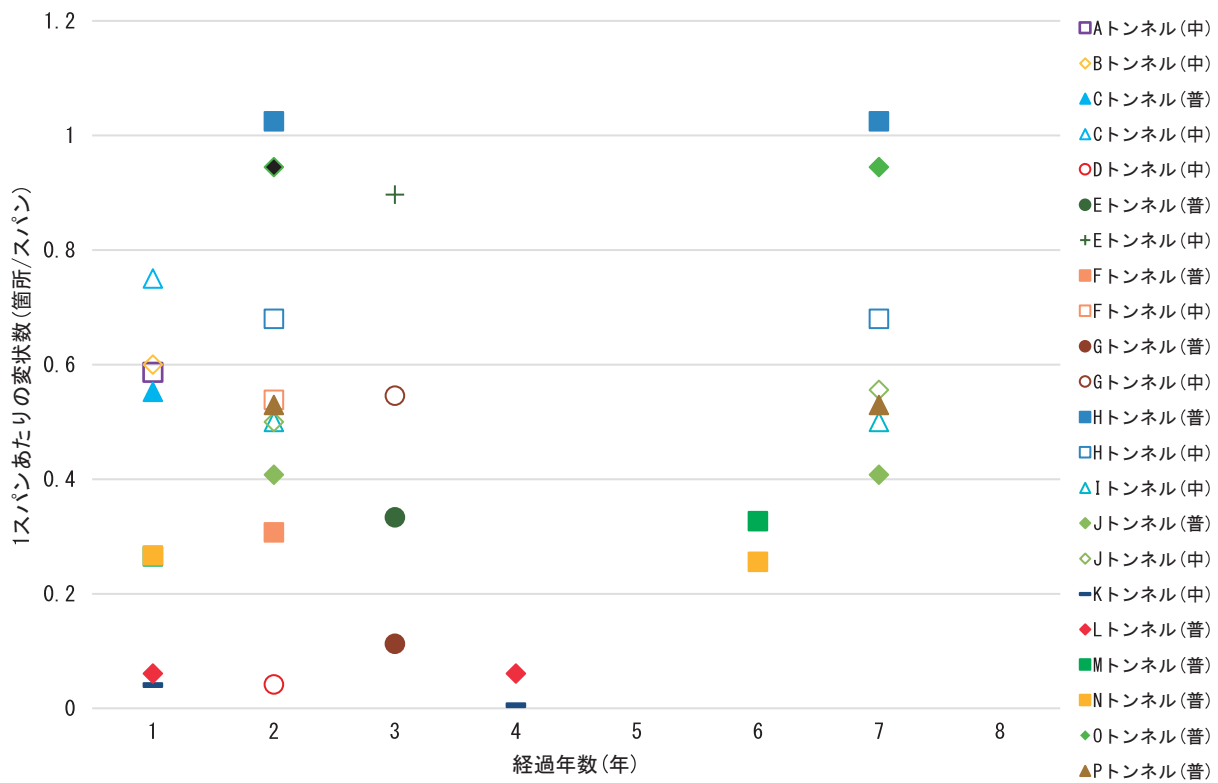


図-3.3.20 ひび割れでの各トンネルのコンクリート種別ごとの経過年数における変状数の推移

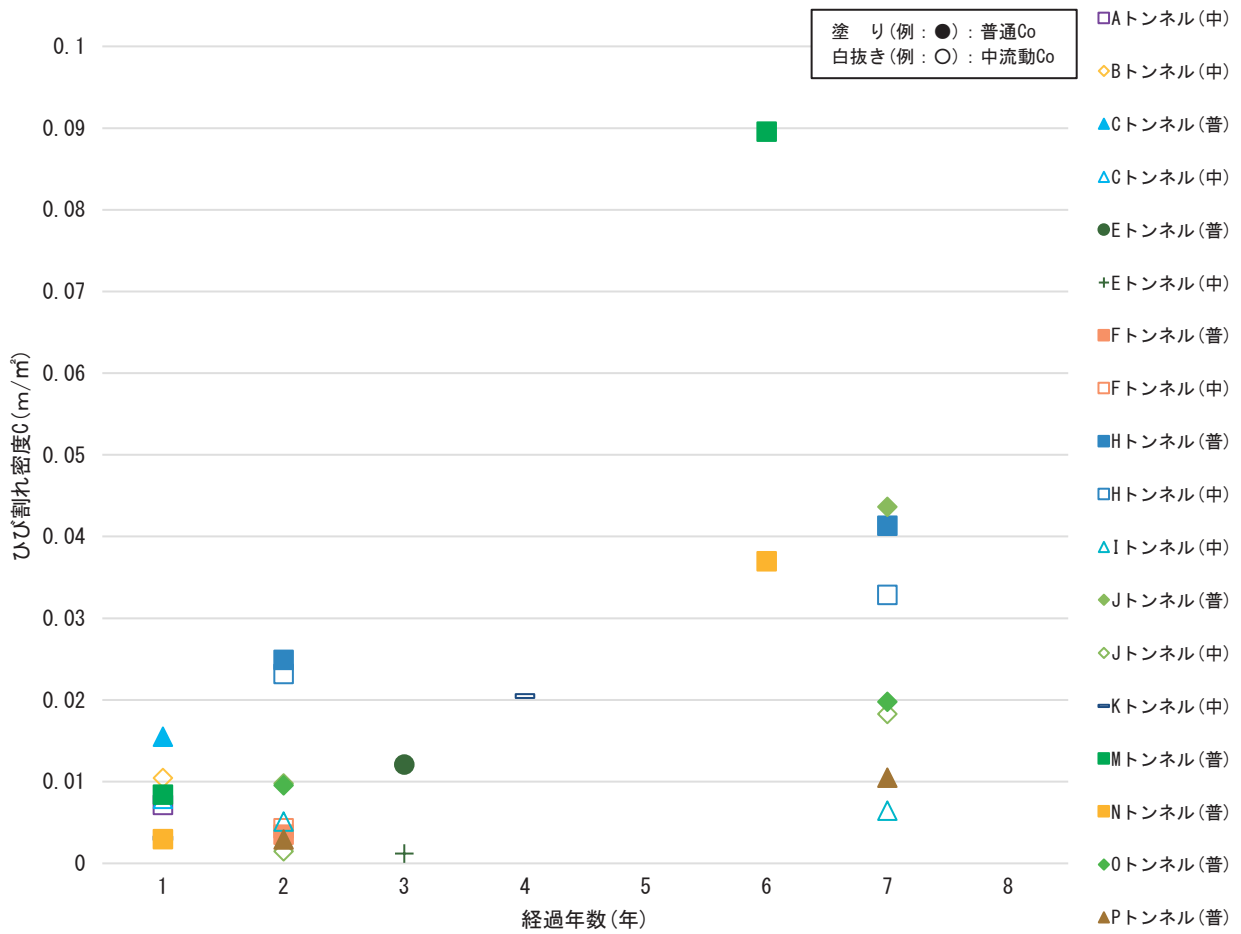


図-3.3.21 ひび割れ密度での各トンネルのコンクリート種別ごとの経過年数における変状数の推移

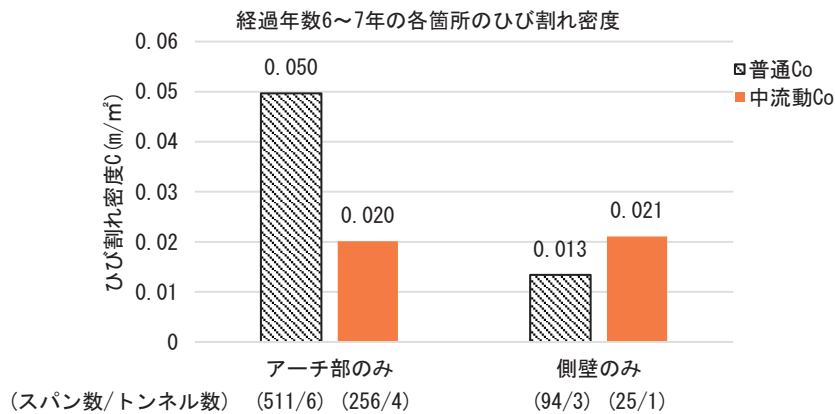


図-3.3.22 経過年数6~7年のトンネルにおけるアーチ部と側壁のひび割れ密度

3. 3. 5 まとめ

覆工コンクリートに用いる材料として中流動 Co の変状特性を把握するため、国土交通省が管理するトンネルにおいて完成年度や経過年数等の条件を揃え、普通 Co 及び中流動 Co の変状特性について整理を行った。その結果、得られた知見を以下に示す。

- ・ 経過年数が7年程度においては、変状総数では中流動 Co の方がやや優位な結果となった。発生箇所や発生種類では、普通 Co、中流動 Co で同じ傾向が見られた。
- ・ うき・はく離やひび割れの発生が多く、アーチ部での発生が多かった。アーチ部の目地部におけるうき・はく離の発生量において、中流動 Co でやや優位性が確認された。
- ・ アーチ部のひび割れは縦断方向に乾燥収縮ひび割れが発生し、側壁においてはスパン中央の横断方向にインバートによる拘束ひび割れや乾燥収縮ひび割れが発生していた。
- ・ 対策区分別では普通 Co、中流動 Co とともに発生した変状の多くが対策区分Ⅰと軽微な変状であった。また、重点監視や対策が必要となる対策区分Ⅱa 以上では、普通 Co、中流動 Co とともに同程度であった。
- ・ 構造条件別（覆工内鉄筋の有無）に整理した結果、有筋区間での変状が多い結果となった。また、有筋区間や無筋区間で流動性の違いによる変状への影響は確認できなかった。
- ・ 経過年数別に整理した結果においても各トンネルにおいてばらつきがみられるものの、普通 Co 及び中流動 Co において同程度の変状量であり、1 回目点検及び2 回目点検での変化はあまり見られなかった。ひび割れ密度においても経過年数における差異は見られず、概ね安定していると考えられる。
- ・ 経過年数が1年におけるトンネルではひび割れ密度が小さくなっていたが、これは施工直後の点検のためひび割れの発生が限定的である可能性が示唆された。そのため、今後の点検結果等を踏まえて経過を確認していく必要がある。

以上より、完成後7年間程度の期間におけるトンネルにおいては、1 スパンあたりの変状数では分析条件によって優位な点が異なった。一方で、維持管理上重点監視や対策が必要となる対策区分Ⅱa 以上では普通 Co、中流動 Co とともに同程度であった。このことから、同等程度の品質を有していると考えられる。

しかしながら、今回収集したトンネル事例はトンネル完成後7年程度と若齢のため、今後の変状数等の推移については、事例の追加ならびに追加の点検結果等を確認することにより継続して把握していく必要がある。

参考文献

- 3-1) 城間博通, 小川澄, 佐伯徹: トンネル覆工専用中流動コンクリートの開発, 土木技術, 64 巻, 4 号, pp.49-57, 2009.
- 3-2) 藤倉裕介, 三河内永康: 中流動コンクリートを用いた覆工コンクリートの耐久性について, フジタ技術研究報告, 第 49 号, pp.35-40, 2013.
- 3-3) 国土交通省 道路局 国道・技術課: 道路トンネル定期点検要領, 2019.
- 3-4) 真下英人, 角湯克典, 森本智: トンネル覆工のひびわれの進展に関する一考察, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 3-149, pp.297-298, 2007.
- 3-5) 国土交通省 道路局 国道・技術課: 道路トンネル定期点検要領, pp.69-85, 2019.
- 3-6) (公社) 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, p.121, 2020.
- 3-7) 国土交通省 道路局 国道・技術課: 道路トンネル定期点検要領, p.32, 2019.
- 3-8) (公社) 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.289-298, 2020.
- 3-9) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第三集トンネル【保全編令和 2 年 7 月】, p.3, 2020.

4. 結論と今後の課題

本研究では、覆工の性能規定化や性能評価手法の確立に向けた基礎研究として、従来覆工に対して使用材料や断面形状、強度等が異なる覆工の実大覆工載荷実験により覆工の力学特性等を把握するとともに、材料非線形性を考慮した非線形数値解析による再現性の評価を試みた。また、近年、高速道路を中心に採用事例が増加している中流動 Co により施工された覆工について、従来覆工と比較した変状特性の分析・整理を行った。

4. 1 覆工の力学特性に関する検討

実大覆工載荷実験により覆工の破壊メカニズムや耐荷力に関する検討の結果得られた知見、材料非線形性を考慮したファイバー要素を用いた非線形解析により覆工の挙動への適用性について検討した結果得られた知見を示す。

- ・ 覆工厚 20cm、呼び強度 40N/mm^2 の薄肉高強度覆工は、覆工厚 30cm、呼び強度 18N/mm^2 の従来覆工と同程度の構造全体の耐荷力を有し、かつ破壊メカニズムや断面の破壊モードも同等である。
- ・ NEXCO の施工管理要領に基づく中流動 Co と従来の普通 Co で打設された覆工コンクリートについて、同程度の圧縮強度、覆工厚の条件下では構造全体の耐荷力や破壊メカニズムに有意な差は確認されない。
- ・ 添加率 0.3vol%、繊維長 30mm の樹脂繊維による補強を行うことによる構造全体の耐荷力への影響は確認されなかったが、覆工表面からの数センチ程度のはく落片のはく落抑制効果が確認された。
- ・ 単鉄筋補強を行った場合、大規模なひび割れ等により数十センチから数メートルのブロック塊の分離が生じた場合でも、大きなコンクリート塊の落下を抑制可能であることが確認された。
- ・ 本研究における解析モデル及び解析条件を用いることで、覆工の強度、流動性、繊維補強及び単鉄筋補強等の補強材の有無、従来覆工については DI 及び DII 相当の地盤パネの違いによらず、覆工の構造全体の耐荷力及び不安定化に至るまでの損傷過程を荷重変位関係、ひずみ、断面力、MN 耐力曲線による照査の観点で概ね再現することが可能である。
- ・ 設計基準強度にて耐荷力を算定した結果、薄肉高強度覆工は従来覆工と同等以上の耐荷力を有していると評価できるとともに、設計基準強度 18N/mm^2 と 24N/mm^2 で破壊メカニズムは同等であると考えられる。

4. 2 覆工の変状特性に関する検討

従来覆工と比較した中流動 Co の変状特性に関する分析の結果得られた知見を示す。

- ・ TCI を用いたひび割れ分析の結果、従来の普通 Co と比較して規模の大きなひび割れの発生が少ないことが明らかになった。
- ・ 経過年数が 7 年程度においては、変状総数では中流動 Co の方がやや優位な結果となった。発生箇所や発生種類では、普通、中流動 Co で同じ傾向が見られた。
- ・ うき・はく離やひび割れの発生が多く、アーチ部での発生が多かった。アーチ部の目地部におけるうき・はく離の発生量において、中流動 Co でやや優位性が確認された。
- ・ アーチ部のひび割れは縦断方向に乾燥収縮ひび割れが発生し、側壁においてはスパン中央の横断方向にインバートによる拘束ひび割れや乾燥収縮ひび割れが発生していた。

- ・ 対策区分別では普通 Co, 中流動 Co とともに発生した変状の多くが対策区分Iと軽微な変状であった。措置を必要としない対策区分 I における変状数は, 中流動 Co の方がやや少ない結果となったものの, 重点監視や対策が必要となる対策区分 IIa 以上では, 普通 Co, 中流動 Co とともに同程度であった。
- ・ 構造条件別 (覆工内鉄筋の有無) に整理した結果, 有筋区間での変状が多い結果となった。また, 有筋区間や無筋区間で流動性の違いによる変状への影響は確認できなかった。
- ・ 経過年数別に整理した結果においても各トンネルにおいてばらつきがみられるものの, 普通 Co 及び中流動 Co において同程度の変状量であり, 1 回目点検及び 2 回目点検での変化はあまり見られなかった。ひび割れ密度においても経過年数における差異は見られず, 概ね安定していると考えられる。
- ・ 経過年数が 1 年におけるトンネルではひび割れ密度が小さくなっていたが, これは施工直後の点検のためひび割れの発生が限定的である可能性が示唆された。そのため, 今後の点検結果等を踏まえて経過を確認していく必要がある。

4. 3 今後の課題

覆工の力学特性に関する検討については, 主に上半のみを対象に実大載荷実験や数値解析を行い, 断面形状や材料の違いによる耐荷力や破壊メカニズムに与える影響を分析したが, 覆工は下半及びインバートと一体となり耐荷性能を発揮するものと考えられる。このため, インバート等を含めたトンネル断面形状や接合部等による影響を考慮した耐荷性能の評価や評価手法の確立は今後の検討課題である。また, 本研究で検討した載荷実験の再現解析モデルではポストピーク挙動を表現することは困難であった。繊維補強や単鉄筋補強によるポストピークにおける急激な耐力低下の抑制効果を定量的に検討するためには, これらを適切に評価できる解析モデルの検討が必要である。

覆工の変状特性に関する検討については, 中流動覆工コンクリートが普及し始めてから国管理のトンネルにおいては 7 年程度の条件で分析を行ったものであるため, 今後は既存のトンネルについては採用件数や点検結果や調査結果によるデータ数を増やすとともに, 地域性や覆工の打設時期, 地山状況等の観点を考慮することや打設から変状の発生までを実験等により確認することが必要である。

謝辞: 本研究の実施にあたり, 国土交通省が管理する中流動覆工コンクリートの施工情報, 点検情報については国土交通省 東北地方整備局よりご提供いただきました。ここに感謝の意を表します。

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.589 March 2023

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754

