

山岳トンネルにおける新設覆工のプレキャスト化への取組

戸田建設株式会社	正会員	○立野 翔一	正会員	巽 義知
西松建設株式会社	正会員	大谷 達彦	正会員	守田 貴昭
ジオスター株式会社	正会員	駄原 剛弘	正会員	谷口 哲憲
国立研究開発法人土木研究所	正会員	小泉 悠	正会員	菊地 浩貴

1. はじめに

山岳トンネルにおける標準部の覆工コンクリートには、設計厚 30cm、設計基準強度 18N/mm²の現場打ち無筋コンクリート（以下、従来覆工）が一般的に採用されている。従来覆工は、各種の品質向上対策が行われているが、目地部でのうき・はく離や漏水等の不具合発生は完全に防ぎきれていない。また、狭隘な空間での打設作業が生じることや脱型まで時間を要する等、品質・安全性・生産性を向上させるには限度がある。それら課題を解決するため、筆者らは共同で新たな覆工構造としてプレキャスト覆工（以下、PCa 覆工）に着目して具体の構造を開発中であり^{1),2)}、(国研)土木研究所との共同研究で PCa 覆工の現場適用に必要な耐荷性能等の検証を進めている³⁾。本稿では、新設の覆工コンクリートを対象とした PCa 覆工の実用化に向けて取り組んだ内容について報告する。

2. プレキャスト化の概要

(1)仕様・形状

従来、覆工コンクリートの部材厚さは経験工学的に 30cm 以上に設定されている。PCa 覆工の構造は、ハンドリング、掘削断面減少等を考慮して薄肉化を図るために鉄筋コンクリート構造とした。部材厚と圧縮強度は、M-N 破壊包絡線から求め、CIIやDIパターン等の無筋区間は 17cm、40N/mm²、DIIIパターンの有筋区間は 23cm、40N/mm²とした。製造場所から運搬可能な形状とするために、PCa 覆工は図-1 に示すように継手を 2 箇所設けて 3 分割とした。継手位置は左右で位置をずらし、1 リング毎に左右を入れ替えて設置することで千鳥配置となるようにした。

PCa 覆工の脚部形状は、図-2 に示すようにレール上を安定走行するための水平なローラ接地面とローラ撤去後にインバート軸線に直交する面の 2 面構造とした。なお、移動用ローラは PCa 覆工版設置後、受台（H 形鋼）に置き換えると同時に、インバートとの隙間は無収縮モルタルで間詰めする。

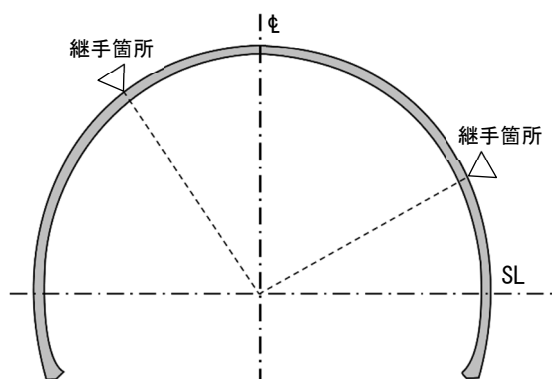


図-1 PCa 覆工の分割位置

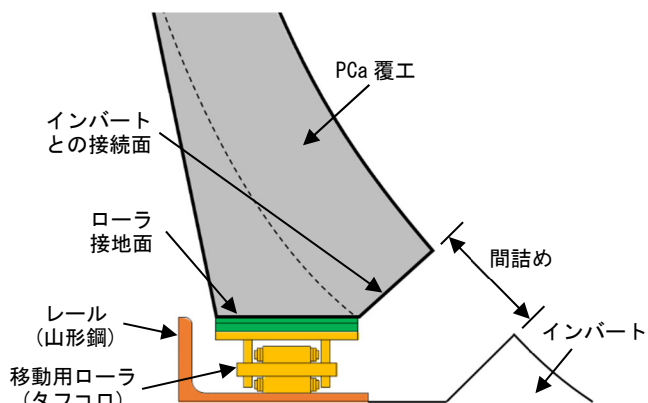


図-2 PCa 覆工の脚部詳細

(2)施工方法

坑外に組立架台を設置し、架台上に 2 リング分の PCa 覆工を組み立てる。その際、リング間の継手位置が千鳥配置となるように、組み立て連結する。その後、レール上を運搬して坑内の奥側から順次設置し、PC 鋼

キーワード 山岳トンネル、覆工コンクリート、プレキャスト、載荷実験

連絡先 〒104-0032 東京都中央区八丁堀 2-8-5 戸田建設株式会社 本社土木営業統轄部 TEL0570-0027-05

棒でトンネル軸方向に連結する。その後、一定の区間ごとに PCa 覆工背面に裏込め注入する。この作業を繰り返すことで覆工コンクリートを完成させる。PCa 覆工の施工手順を図-3 に示す。組立、運搬および設置時は、坑口部および坑内に切羽作業の重機が通行できる空間を確保しているため、切羽作業と同時進行が可能である。また、運搬に使用する移動用ローラの回収が可能でインバート形状としてコストダウンを図っている。

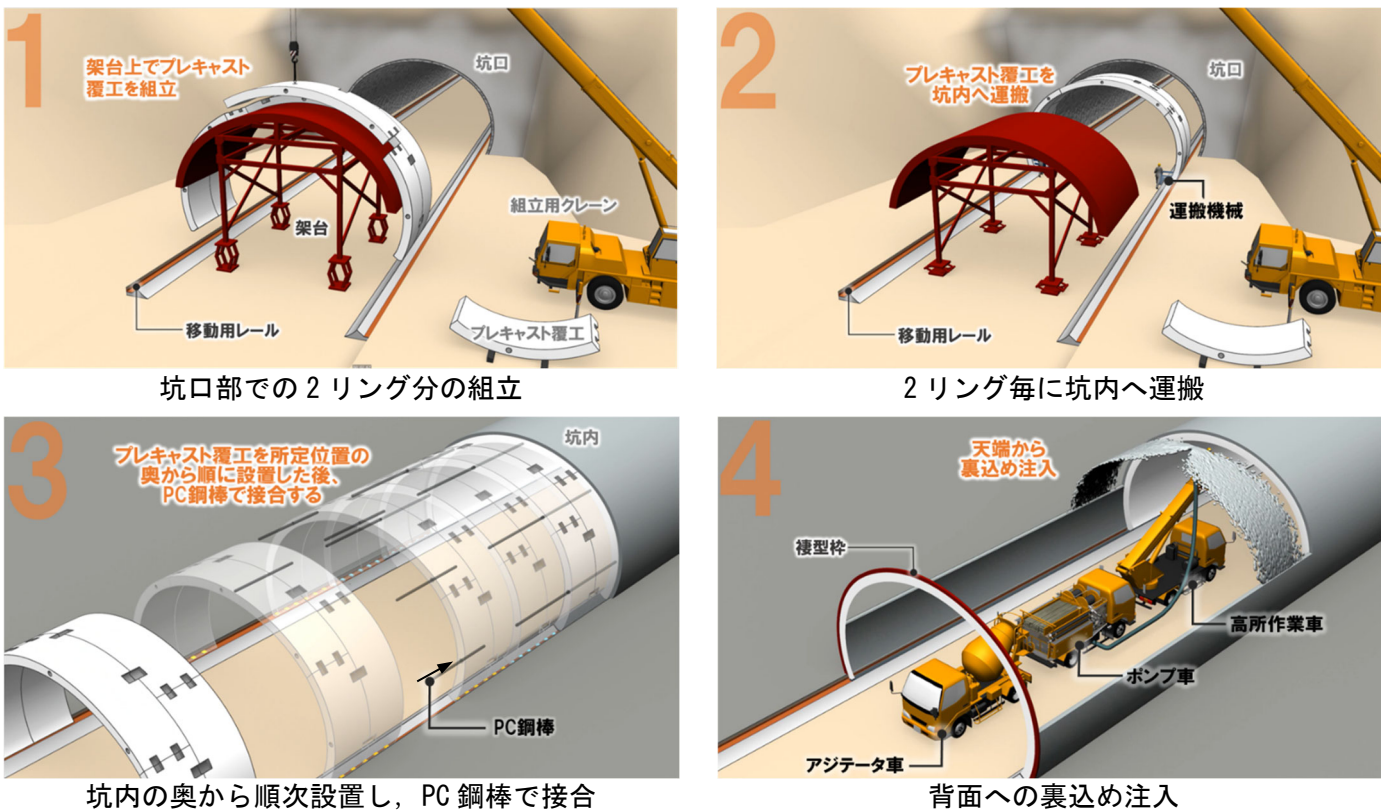


図-3 PCa 覆工の施工ステップ図

3. 試験ヤードでの模擬覆工を用いた施工性の確認試験

新設の覆工を対象とした PCa 覆工の実用化に向けて、試験ヤードにて模擬覆工を用いた移動・設置試験を実施した。試験で用いた PCa 覆工の形状は、半径 1,500mm の単心円、厚さ 170mm、長さ 2,000mm とした。実トンネルでは、PCa 覆工を千鳥配置の 3 分割として計画するが、本試験では覆工製作の関係から脚部 2、上半部 1 の 3 分割とした。なお、移動に伴う PCa 覆工の変形等による移動用ローラと山形鋼の接触時の摩擦を低減させるため、移動用ローラの外側に摩擦低減材（ウルトラスライド）を設置した。

移動用レールの延長は 8,000mm とし、1/2 の 4,000mm は移動用ローラの撤去・仮受材設置等の作業を確認するために、切欠き部を設けた模擬インバートを設置した。実トンネルでは、PCa 覆工を千鳥配置の 3 分割として計画するが、模擬覆工では覆工製作の関係から脚部 2、上半部 1 の 3 分割とした。

組立架台で PCa 覆工を組み立てた後に、レール上を 6,000mm 牽引して、移動時のスムーズさや移動速度（約 1.5m/min）を確認した。PCa 覆工の移動状況を写真-1、2 に示す。

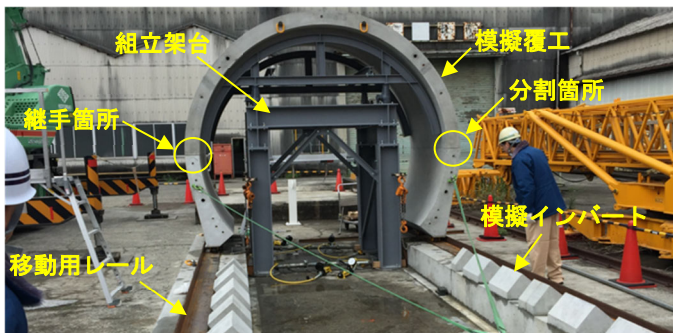


写真-1 PCa 覆工移動状況



写真-2 PCa 覆工の脚部状況

PCa 覆工移動後に、模擬インバート部で小型ジャッキによる移動用ローラの撤去および仮受け材への受け替えを行った。撤去から受け替えまで一連の作業に要する時間は、約2分/リングと短時間で実施できることを確認した。仮受け材への受け替え状況を写真-3に示す。

以上より、PCa 覆工の組立・運搬・設置に至る一連の施工方法は、妥当であると考えられた。

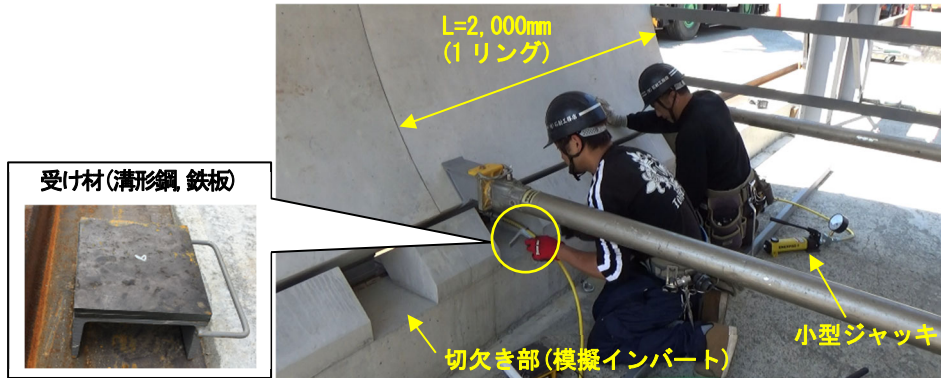


写真-3 仮受け材への受け替え状況

4. 実大覆工の載荷実験

開発中の PCa 覆工は、3分割型で継手を2箇所配置していることなどから、力学的特性が従来覆工と異なることが考えられた。そこで開発中の PCa 覆工について、実大規模の載荷実験を行い、過去に実施した従来覆工の実験結果⁴⁾と比較するとともに、継手付近の挙動を確認した。

(1) PCa 覆工の供試体の概要

a) 基本構造

本実験で用いた PCa 覆工の供試体は、上述した仕様検討結果を踏まえ、厚さ17cm、呼び強度40N/mm²の鉄筋コンクリート部材とした。供試体の概略図と配筋図を図-4、5に示す。

形状は上半部分の想定で半円形とし、分割数は3分割とした。供試体の脚部は、50mm短くして空間を設け、設置完了後に設計基準強度80N/mm²の無収縮モルタルで間詰めした。供試体の物性値を従来覆工のものを含めて表-1に示す。なお、表中の物性値は別途作成した円柱供試体での強度試験結果である。一軸圧縮強度と呼び強度の比は、従来覆工が1.4、PCa 覆工が1.6~1.8であり、PCa 覆工の方が強度比が0.2~0.4程度高い条件であった。

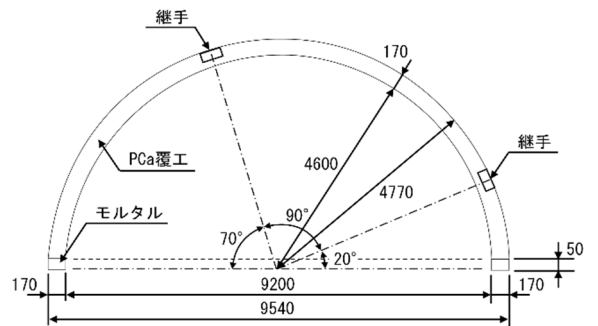


図-4 供試体概略図 (3分割型 PCa 覆工)

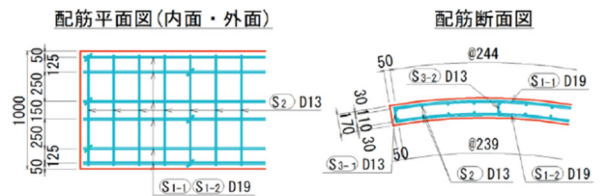


図-5 配筋図

表-1 供試体の物性値

項目	単位	case1 (従来覆工)	case2 (PCa覆工)		
			180° ~110°	110° ~20°	20° ~0°
覆工厚	mm	300	170		
呼び強度	N/mm ²	18	40		
一軸圧縮強度	N/mm ²	25.4	62.8	71.7	70.4
一軸圧縮強度/呼び強度		1.4	1.6	1.8	1.8
引張強度	N/mm ²	1.99*	3.6	3.8	4.2
弾性係数	N/mm ²	19307	36120	37590	35720
ポアソン比	-	0.15	0.21	0.18	0.19

*引張強度試験を未実施のため、コンクリート標準示方書に基づき $0.23f_c^{2/3}$ とした

b) 継手の構造・位置

開発中の PCa 覆工の継手は、図-6に示すとおりボルト接合であり、ボルトボックスは外面側に設けて内面側から中詰

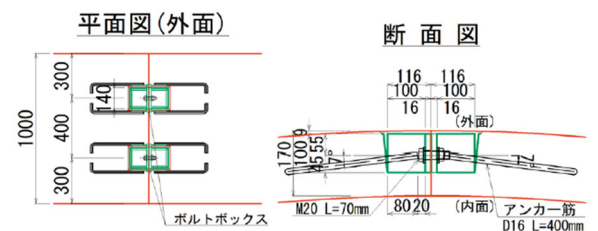


図-6 継手詳細図

めモルタル等がはく落する恐れのない構造としている。ボルトは M20 (強度区分 10.9, 許容最大軸力 161kN) を用い、手締め程度の力(ボルト軸力 20kN 導入程度)で締め付けた。ボルトボックスの内部は、本来であればモルタルで充填するが、載荷板に触れる部分のため、モルタル表面の不陸が試験結果に影響しないよう充填はなしとした。

継手位置は従来覆工の実験で曲げモーメントが最大となった 110°の位置と 90°ずれの 20°の位置とした。

(2) 載荷実験の概要

実験装置には、図-7 に示すとおり、最大荷重 2,000kN の油圧ジャッキ 17 台が 10°ピッチで反力壁に設置されている。ジャッキからは、先端に設置された載荷板を介して供試体に載荷できる。各ジャッキは荷重制御、変位制御、バネ化制御での載荷が可能である。

実験手順は次のとおりである。従来覆工の実験と同様に、まず予備載荷として全ジャッキ荷重制御で 40kN まで載荷し、供試体に軸力を導入した。その後、本載荷として、天端からの緩み土圧を想定し、80, 90, 100°位置のジャッキを 1~2mm/min の載荷速度で 5:8:5 の比で内空側へ段階的に強制変位させた。このとき載荷以外のジャッキはバネ化制御とし、地山側への変形のみを一定のバネ定数で拘束することで地山を模擬した。なお、バネ定数は約 400kN/mm (地山等級 DI相当) とした。計測項目は、各ジャッキの反力、ストローク量、供試体内外面のひずみ量、鉄筋のひずみ量、継手の上下面の目開き量等とした。また、各段階の載荷後に目視で供試体表面のひび割れ状況等の観察・記録を行った。

(3) 実験結果

a) 荷重、変位、破壊状況

従来覆工の実験を case1、今回の PCa 覆工の実験を case2 として結果を以下に示す。図-8 に荷重 (載荷ジャッキの合計値) と天端部の変位の関係を示す。

最大荷重は、case1 が約 2,400kN に対し、case2 は第 1 ピークのものとする約 2,550kN であり、case1 と同等以上の耐荷力を示した。最大荷重時の変位は、従来覆工は約 35mm、PCa 覆工は約 37mm であり、ほぼ同等の値を示した。最大荷重に至るまでの過程では、両ケースとも最大荷重の 3 割以下で天端内面、肩部外面の順に引張ひび割れが発生し、また、両ケースでは同様の勾配で変位にほぼ比例して荷重が増加した。荷重が増加すると case1 は天端外面、肩部内面の順に圧縮破壊が生じ最大荷重に達した。case2 は、荷重が約 2,300kN に達すると 110°継手付近の内面に圧縮破壊の兆候と見られるひび割れ、浮きが生じた。荷重が約 2,550kN (第 1 ピーク) に達すると左側肩部の 110°継手付近の内面が圧縮破壊して、荷重が低下した。さらに天端部の変位を増加させると再び荷重が増加し、約 2,600kN (第 2 ピーク) に達した後、110°外面側のかぶりコンクリートのはく離および主筋の座屈が生じるとともに、内面側のコンクリートにはく離が生じて、荷重が低下した。載荷実験状況及び破壊状況を写真 4~7 に示す。

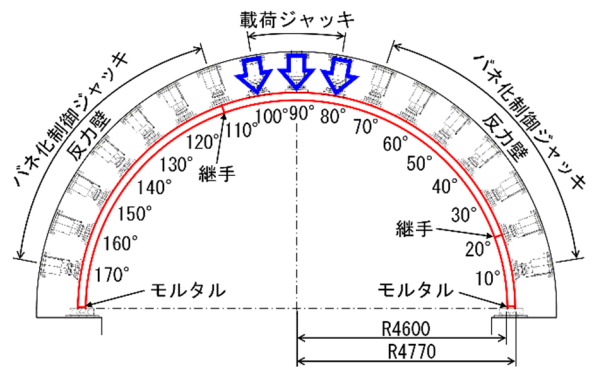


図-7 載荷実験装置概要図

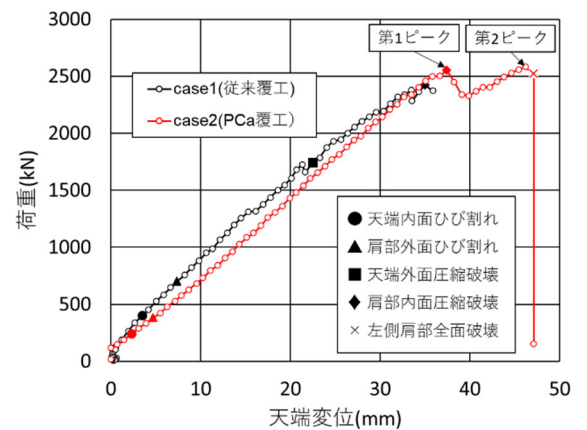


図-8 荷重-変位関係

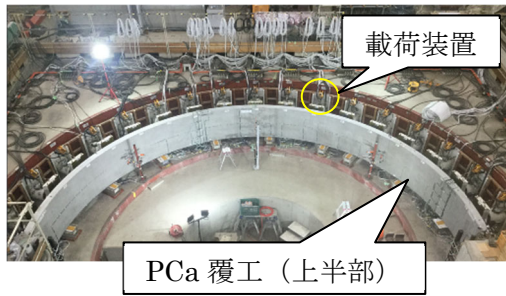


写真-4 載荷実験状況

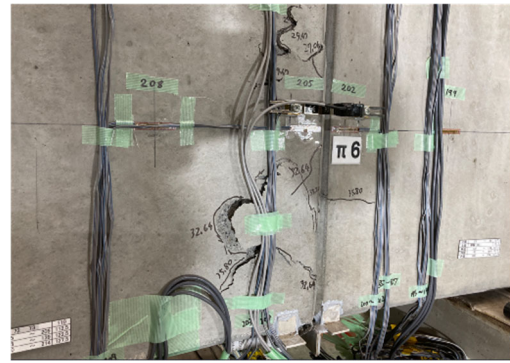


写真-5 110° 付近内面の破壊状況 (第1ピーク後)



写真-6 110° 外面側の破壊状況 (第2ピーク後)



写真-7 110° 内面側の破壊状況 (第2ピーク後)

b) ひずみ, 軸力, 曲げモーメント分布

case1 の最大荷重時と case2 の各段階 (第1ピーク, 第2ピーク) のコンクリート, および主筋のひずみ分布をそれぞれ図-9, 10 に示す. また, コンクリートのひずみより算出した軸力と曲げモーメントの分布をそれぞれ図-11, 12 に示す. なお, 軸力 N と曲げモーメント M は, 以下の式(1)~(5)で算出した.

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

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

$$A_g = bh + n(A_{s1} + A_{s2}) \quad (3)$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + nA_{s1}d_1^2 + nA_{s2}d_2^2 \quad (4)$$

$$n = E_s/E_c \quad (5)$$

ここに, ε_{in} : 覆工内面の縁ひずみ
 ε_{out} : 覆工外面の縁ひずみ
 E_c : コンクリートのヤング係数
 A_g : 換算断面の断面積
 I_g : 換算断面の断面二次モーメント
 t : 覆工厚

ここに, b : 断面幅
 h : 覆工厚
 n : ヤング係数比
 A_{s1} : 外面側主筋の断面積
 A_{s2} : 内面側主筋の断面積
 d_1 : 図心から外面側主筋までの距離
 d_2 : 図心から内面側主筋までの距離
 E_s : 鉄筋のヤング係数
 E_c : コンクリートのヤング係数

なお, コンクリートと鉄筋のヤング係数は, それぞれ(1)a) で示した表-1 および表-2 のもので一定とした. 非線形領域に達した断面での剛性の低下は考慮しておらず, そのような断面では実際よりも大きく断面力が算出されることとなる. 破壊が生じた断面ではその差が大きいと考えられるため, ひずみの上下限值は, それぞれ引張強度と圧縮強度到達時のひ

表-2 鉄筋物性値

項目	単位	鉄筋
材料	-	SD345
降伏点	σ_{sry}	N/mm ² 345
引張強度	σ_{sru}	N/mm ² 490
弾性係数	E_s	N/mm ² 200,000
ポアソン比	ν	- 0.3
配筋	-	- D19@150

ずみとして、実際との差の低減を図った。

case1 の最大荷重時と case2 の第 1 ピークに着目すると、図-9 より、両ケースとも、天端外面、肩部内面に $-1,000\mu$ 超の圧縮ひずみが、内外反対面に $1,000\mu$ 超の引張ひずみが生じ、他の部分は -500μ 前後の圧縮ひずみが生じた。肩部内面を詳細に見ると、case1 では、両側でほぼ均等に $-3,500\mu$ 前後の圧縮ひずみが生じたのに対し、case2 では右側肩部が約 $-3,000\mu$ 、左側肩部が約 $-2,000\mu$ と左右差が生じ、継手がある左側肩部の方が小さい値を示した。ここで、case2 の左右肩部の曲げモーメントを比較すると、図-12 より、左側肩部が約 -190kNm 、右側肩部が約 -260kNm であり、左側肩部の方が小さい値を示した。これらより、継手部分では、曲げモーメントが低下し、付近の曲げ圧縮ひずみが減少したことが考えられる。

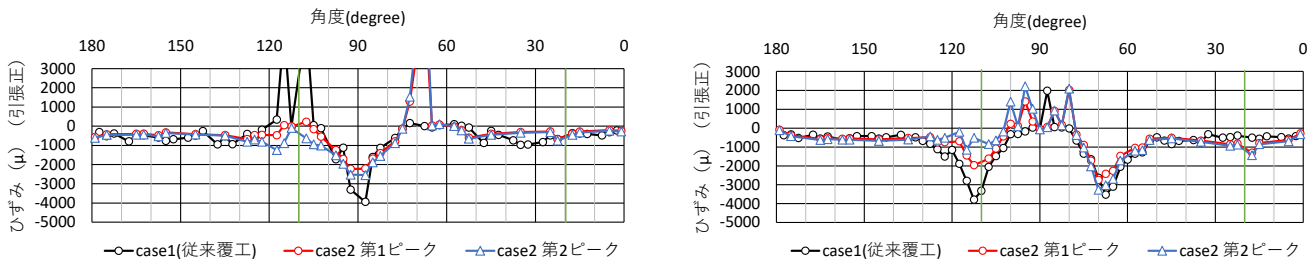


図-9 コンクリートのひずみ分布 (左：外面 右：内面)

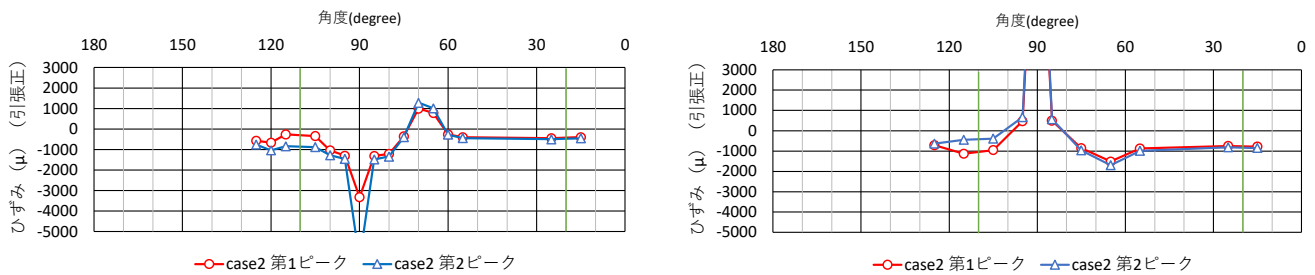


図-10 鉄筋のひずみ分布 (左：外面 右：内面)

軸力については、図-11 より、case1 と case2 の第 1 ピークおよび第 2 ピークとで、同程度であった。

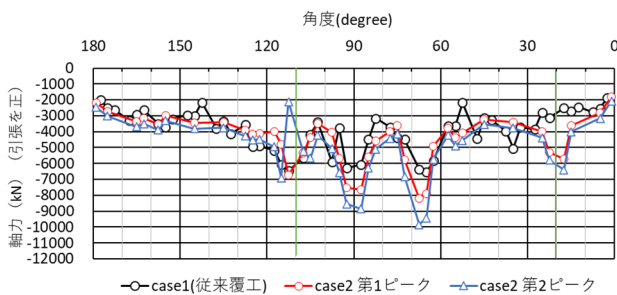


図-11 軸力分布

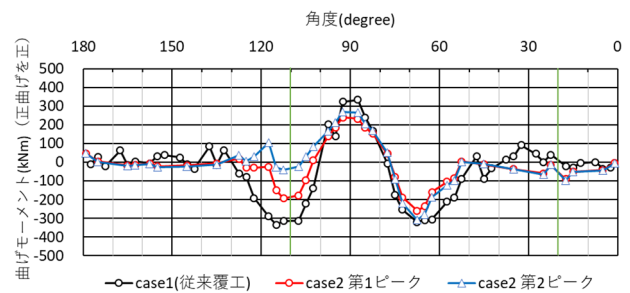


図-12 曲げモーメント分布

c) 継手の M-θ 関係

継手付近のひずみ計測と継手上下面の目開き量の計測について、概略図を図-13 に示す。それらの計測結果を用い、継手の曲げモーメント M と回転角 θ を以下の要領で求めた。継手の曲げモーメント M は、継手左側 (112.5° , 22.5°) と継手右側 (107.5° , 17.5°) のひずみ計測の結果から、前節の式(1)~(5)により、曲げモーメントをそれぞれ求め、それらを平均したものとした。継手の回転角 θ は、継手の上下面に設置した目開き量

の計測結果から、以下の式(6)~(8)により算定した。

$$\theta_1 = ATAN\left(\frac{G_1 - G_2}{l}\right) \quad (6)$$

$$\theta_2 = ATAN\left(\frac{G_3 - G_4}{l}\right) \quad (7)$$

$$\theta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} \quad (8)$$

ここに、 θ : 継手の回転角
 θ_1, θ_2 : 継手部上面または下面の目開き量から算定される回転角
 G_n : 目開き量
 l : 目開き量の計測点間の距離

継手の曲げモーメント M と回転角 θ を算出した結果を図-14 に示す。110°の継手については、約-4mrad、約-12mradで傾きに変化が生じた。約-4mradまでは、軸力導入および試験装置と供試体のなじみが進む過程であったことが考えられる。約-4~12mradの間は、概ね一定の傾きで曲げモーメントに比例して回転角が増加しており、回転バネの挙動を示していると考えられる。約-12mradから傾きがしだいに緩み、第1ピークにかけて横ばいとなった。約-12mradは上述した110°付近内面で圧縮破壊の兆候が確認された段階であり、断面破壊により、継手の挙動が変化したと考えられる。第1ピーク以降については、第1ピーク付近で躯体底面の変位計が一部脱落したこと等から、計測値の信頼性が低下しているものと考えられ、参考程度に取り扱うのが妥当と考えられる。

20°の継手については、110°の継手と比較して第1ピークで曲げモーメントは約1/3、回転角は約1/10であった。20°付近は軸力の方が相対的に大きく、変形が抑えられたものと考えられる。

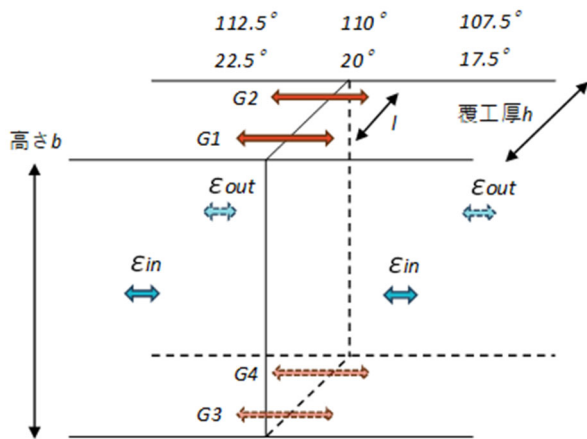


図-13 継手付近の計測の概略図

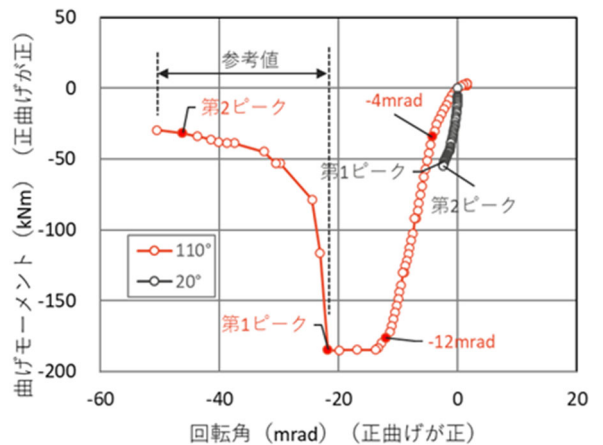


図-14 継手の $M-\theta$ 関係

d) ボルト軸力

ボルト軸力の計測結果を図-15 に示す。ボルトにかかる軸力の最大値は、予備載荷時のものを除くと、110°は約15kN、20°は初期値の約20kNであり、110°と20°のボルト軸力はともに初期値の20kN以下で推移した。

20°の継手のボルト軸力は、載荷荷重の増加に伴って減少し、載荷荷重約1,000kNで0となった。コンクリートに作用する軸力でコンクリートがひずみ、ボルトで締め付けていた部分が緩んだものと考えられる。

110°の継手のボルト軸力も載荷荷重の増加に伴って減少

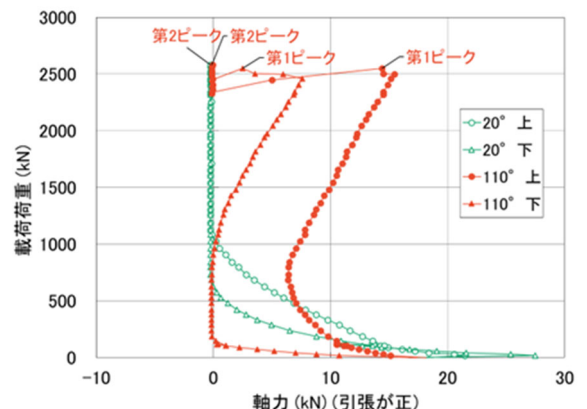


図-15 ボルト軸力

したが、載荷荷重約 800kN で増加に転じた。110°付近はボルト部分が引張側となる曲げモーメントが 20°よりも大きく生じており、曲げモーメントによる力がボルトに加わったものと考えられる。その後、第 1 ピークの手前で再び減少し、第 1 ピーク後に 0 まで低下した。第 1 ピーク手前で内面側が圧縮破壊することで中立軸が外面側に移り、ボルトに加わる曲げモーメントによる力が減少したものと考えられる。

以上より、ボルトは M20（強度区分 10.9、許容最大軸力 161kN）としたが、今回の載荷条件では、構造安定性に影響を及ぼすような部材ではないことが確認された。

5. まとめ

試験ヤードでの模擬覆工を用いた施工性の確認試験により、組立・運搬・設置に至る一連の施工をスムーズに行えることを確認した。また、運搬時には PCa 覆工部材の転倒やレールからの脱線もなく、安全に施工できることを確認した。ただし、本試験は小断面でのものであり、実大規模の断面でも上記同様に一連の施工が可能であるか検証する必要がある。

実大覆工の載荷実験により、3分割継手を有する PCa 覆工は従来覆工と同等以上の構造全体の耐荷力を示し、最大荷重までの過程では従来覆工から有意に劣る差異は確認されなかった。山岳トンネルにおける標準部の覆工への適用の可能性を示したと考える。ただし、本結果は限られた条件下のものであり、現場適用時には、実際の現場条件に合わせて検討する必要がある。また、PCa 覆工の実験の方が従来覆工よりも一軸圧縮強度と呼び強度の比が高い条件であったため、実施工時に PCa 覆工の強度を今回の実験のものと同様以上になるよう管理するか、数値解析等により、PCa 覆工の強度が低い条件での検討が必要である。

山岳トンネル工事では、現場毎にトンネル線形、勾配、各種設備を設置するための箱抜き等の特徴が異なるため、覆工コンクリートのプレキャスト化の実現のためには、解決しなければならない課題が残されている。しかしながら、生産性・品質・安全性の面から覆工コンクリートをプレキャスト化することのメリットは大きい。それを前提とした設計・施工を検討することで、実現への課題は解決できると考えている。

今後は 3 分割型 PCa 覆工における実大規模での組立・移動・設置実験による検証を行い、実現場に対応できるよう開発を進める予定である。

参考文献

- 1) 佐藤幸三, 石山宏二, 我産聡志, 岡井崇彦, 浅野均, 中林雅昭, 山田勉, 請川誠, 小高武: 山岳トンネル覆工コンクリートのプレキャスト化, 土木学会第 74 回年次学術講演会, VI-424, 2019.9
- 2) 佐藤幸三, 我産聡志, 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, 2019.9
- 3) 巽義知, 今村新吾, 山本悟, 守田貴昭, 駄原剛弘, 谷口哲憲, 小泉悠, 菊地浩貴: 3 分割型プレキャスト覆工の耐荷力に関する実験的検討, 土木学会第 78 回年次学術講演会, 2023
- 4) 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, 土木学会第 72 回年次学術講演会, III-383, 2017.9