

論文・報告

城崎大橋の施工報告

Regarding the construction method of the Kinosaki Ohashi Bridge

平田 法丈 ^{*1}

HIRATA Noritake

柳田 隼巳 ^{*2}

YANAGIDA Hayami

藤原 敏晃 ^{*3}

FUJIWARA Toshiaki

大久保 孝 ^{*4}

OKUBO Takashi

辻 花菜 ^{*5}

TSUJI Kana

本橋は、兵庫県の一級河川円山川に架かる橋長 561.5 m の PC6 径間連続ラーメン箱桁橋である。

本橋の特徴は、河川内の橋脚から張出し架設されること、固定支間長に比べ橋脚高さが低い PC ラーメン橋であること、取り付け道路との擦り付け高さの関係で端部の桁高を低く抑えていることである。本稿では、これらの特徴を踏まえ施工に際して実施した技術的な取り組みを三点紹介する。一つ目は、河川内でのコンクリート打設方法である。河川上に船を並べてその上に配管を設置し、陸上からコンクリートを圧送する方法を採用した。二つ目は、水平反力調整工の実施である。実施した水平反力調整工は、国内でも最大級の規模である。三つ目は、断面力改善のためのジャッキダウン工法の実施である。桁高の低い A1 側径間部は、閉合ケーブルの配置本数が限られるため、側径間部の断面力改善を目的にジャッキダウン工法を実施した。

キーワード：コンクリート長距離配管圧送、水平反力調整工、ジャッキダウン工法

1. はじめに

本橋は、兵庫県北部を流れる円山川に架かる橋で、歴史と風情ある城崎温泉への新たな玄関口として整備された。元々の旧橋は建設後約 70 年が経過し老朽化が進んでいたほか、幅員が狭く大型車の通行が制限されていた。また、橋脚数が多く、大雨の際には川の流れを妨げ、洪水や氾濫の危険性が指摘されていた。こうした課題を解決するため、橋を新しく架け替えることで、安全で円滑な交通の確保、洪水対策の強化そして城崎温泉と玄武洞を結ぶ観光ルートの利便性向上を目指し、橋の架け替えが計画された。

本工事は、A1 橋台、P1 橋脚、P3 橋脚、P5 橋脚、A2 橋台の上部工施工を 1 期工事として着工した。その後、P2 橋脚、P4 橋脚の下部工が完成するまで休止期間を挟み、下部工完成後、2 期工事として P2 橋脚、P4 橋脚の上部工施工を行った。

なお、函体ヤードと呼ばれる岸壁が施工箇所より上流

600 m 付近に整備されており、そこを資機材の積込みを行う基地とした（写真 1）。



写真 1 函体ヤード

2. 橋梁概要

本橋は、橋長 561.500 m、有効幅員 11.250 m の PC6 径間連続ラーメン箱桁橋である。側面図を図 1、上部工断

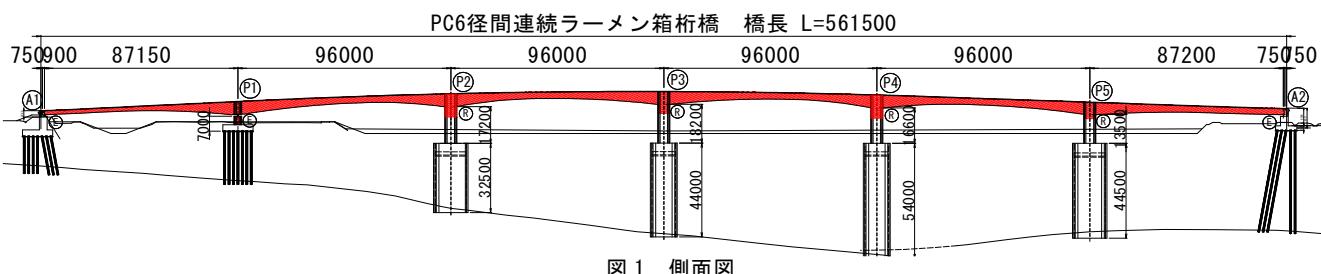


図 1 側面図

*1 川田建設㈱大阪支店工事部工事課 担当工事長

*2 川田建設㈱大阪支店工事部 上席工事長

*3 川田建設㈱大阪支店技術部技術課 課長

*4 川田建設㈱大阪支店技術部 部長

*5 川田建設㈱大阪支店企画営業部技術企画課 主任

面図を図2、橋梁諸元を表1に示す。

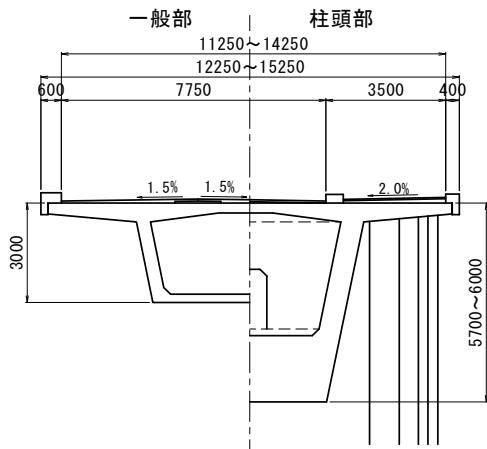


図2 上部工断面図

表1 橋梁諸元

工事名	(主)豊岡竹野線(仮称)城崎大橋橋梁上部工事
工事場所	兵庫県豊岡市城崎町桃島
発注者	兵庫県但馬県民局 豊岡土木事務所
形式	PC6径間連続ラーメン箱桁橋
橋長	561.500m
支間割	87.150m+4@96.000+87.200m
有効幅員	W=11.250m

3. コンクリートの品質確保

(1) 主桁コンクリート打設概要

1期工事の内、P3橋脚・P5橋脚は河川内にあるため、陸上から打設箇所まで作業台船を並べその上に長距離配管（最長150m）を行い主桁（柱頭部、張出部）のコンクリートを打設した。

2期工事となるP2橋脚・P4橋脚の主桁コンクリートは、1期工事で打設完了しているP1橋脚やP5橋脚の主桁張出しブロックの先端上にポンプ車および生コン車を配置し打設した。柱頭部や張出し施工初期の主桁コンクリートは、張出し先端から距離が遠いため、台船上のポンプ車を中継し、打設した。

P2橋脚・P4橋脚ともに張出し施工の初期は、この方法で打設した。張出し施工中盤以降は、P1、P5の主桁張出しブロックの先端上からポンプ車による直接打設が可能のため、ポンプ車から遠い方のブロックから開始し、その後近い方のブロックを打設する手順とした（写真2～4）。

(2) コンクリート圧送試験

本工事の主桁に用いるコンクリートは、1期工事では、打設時期が夏期、圧送距離150mであることから柱頭部50-50-20N、張出部50-60-20Hの配合とした。

セメント富配合で粘性が高く、圧送時の圧力増大や配管内での閉塞が懸念されたため、事前に圧送試験を行った。本試験では、実際に使用する配合50-60-20Hのコ

ンクリートを搬入し実施工と同じ長さの配管（L=150m）を再現した。試験配管図を図3に示す。長距離圧送後の性状と打込み後の表層の硬化度合いを把握し、実施工採用上の問題を把握するため以下の項目を確認した。

- ・配管圧送によるスランプフロース（空気量含む）
- ・打込み後の経時変化・施工性
- ・到着後の経時変化（待機可能時間）

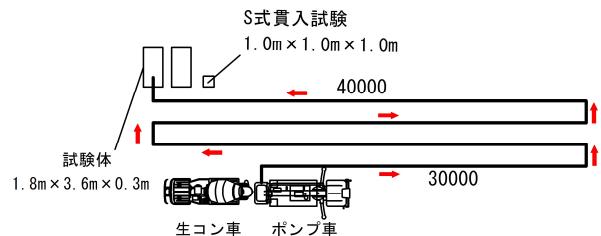


図3 試験配管図

(3) 試験結果

圧送試験の結果¹⁾、スランプフロー測定値は、工場出荷時61.0×61.0（空気量5.2%）、受入れ時65.0×63.0（空気量4.9%）、配管通過後50.0×46.5（空気量5.3%）の結果となり長距離圧送後の施工性について問題がないことを確認できた。空気量についても、大きな変動はなく、管理値4.0%±1.5%の範囲内に収まっていた。ポンプ車吐出圧力は10 MPa前後で安定して稼働しており、過度な圧力上昇は見られなかったことから、圧送中の閉塞は無いと判断できた。また、試験当日は気温30℃以上の真夏日であった。濡らした養生マットで配管を覆っていたが、圧送中のコンクリート温度は若干上昇した。打込み時の性状に問題はなかったが、コンクリートの温度上昇への対策をより確実に行う必要があると思われた。

打込み後の経時変化、施工性の確認としてS式貫入試験を実施した。夏期の試験で効果が早まる事を想定し15分間隔とした。貫入量は、打込完了から15分後に70cm、30分後に22cm、45分後に11cmと変化しており15分から30分の間に急速に硬化が進んだことがわかった。

また、生コン車の待機が生じた場合を想定し、工場出荷から90分後、110分後のコンクリートに対してスランプフロー測定を実施した。その結果、110分後まで概ね60cm±10cmを保持していた。輸送時間約30分、打設時間約20分を考慮すると、待機可能時間は60分程度と考えられる。この結果を参考に打設管理の目安とした。

(4) 実施工への適用

圧送試験を行い、実施工への適用が問題ないことを確認できたことから試験練りを行い配合決定した。

2期工事では、1期工事の経験を踏まえ打設時期が初秋から翌年の初夏になることと、圧送距離が約90mと短くなることを踏まえ、配管打設によるワーカビリ

ティーの確保を念頭におきながら施工性を考慮しフローをできる限り低くするため、柱頭部は同配合、張出部 50-50-20H の配合とした。



写真2 柱頭部コンクリート打設

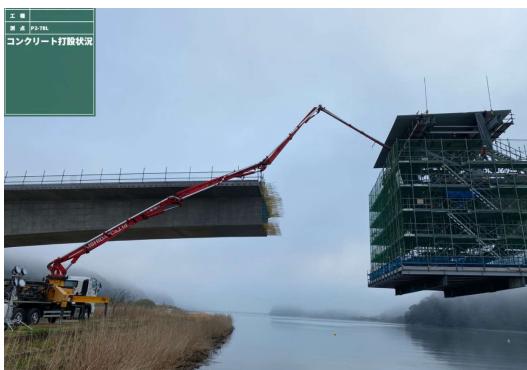


写真3 張出しコンクリート打設



写真4 張出部コンクリート打設（橋面上）

4. 水平反力調整工

(1) 目的

本橋は、橋脚高さに比べ固定支間長が長く、上部工のクリープ・乾燥収縮やプレストレス 2 次力の影響で橋脚基部に過大な拘束断面力が生じる。そこで、基部の断面力を改善するため水平反力調整工を実施した。水平反力調整工の目的は、あらかじめ閉合前に反対方向の変形(断面力)を付加することで、橋脚の応力状態の改善を図ることが目的である。

(2) 水平加力設備

本橋の P2-P3 間中央閉合部に導入される水平力は 18 000 kN であり、日本国内最大級である。閉合前のウェブに油圧ジャッキを設置し、P3-P4 間・P4-P5 間の中央閉合部に 7 000 kN, 6 000 kN の水平力を加圧し下部工に作用する断面力低減を図った。水平反力調整工を実施するステップを図 4 に示す。

P2-P3 間は、1 ウェブにつき 5 000 kN ジャッキを 3 台ずつ計 6 台配置した(写真 5)。施工に先立ち、ジャッキ設置箇所に支圧板(定着具)を埋め込んでおく必要があった(写真 6)。加圧面の不陸を緩和する目的として硬質ゴム板、ジャッキ解放時にストロークを戻すためのサンドジャッキを配置した。



写真5 5 000kN ジャッキ配置 (3段)

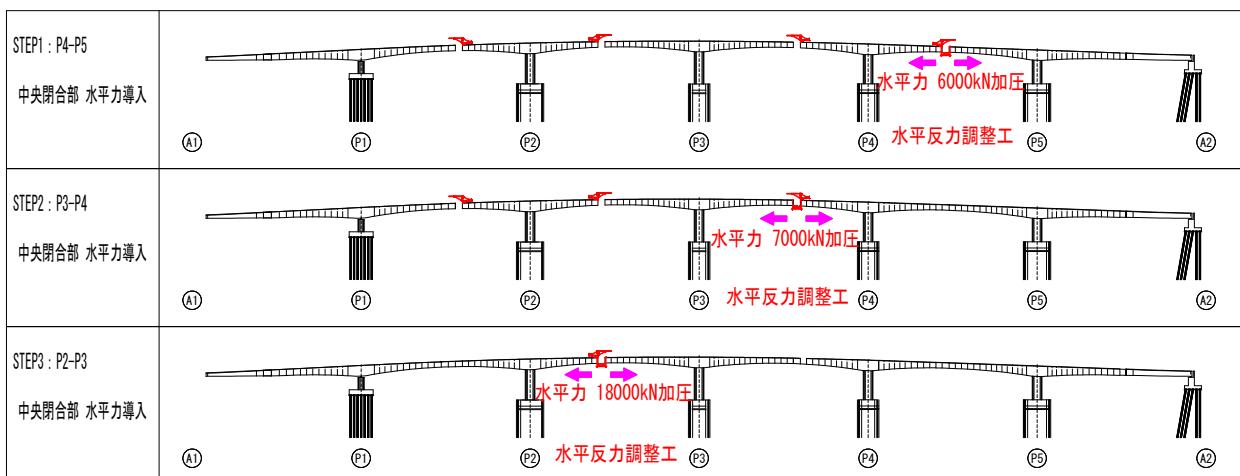


図4 ステップ図



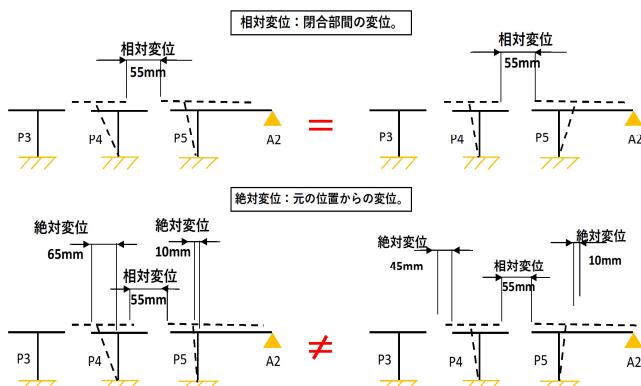
(3) 水平反力調整工の管理上の課題

水平反力調整工は、完成後に生じる橋脚中央側へ橋脚が倒れる変形に対して、閉合部に水平加力を与え反対側に変形させることで、橋脚基部の応力状態を改善する工法であるが、水平加力と閉合部の変形量（伸縮）で管理する場合、以下の3点について課題があった。

- ・橋脚剛性
- ・閉合部の変形量の相対変位
- ・遅れ弾性の影響

橋脚剛性については、橋脚の倒れにより閉合部の変形量は変化するため、橋脚に用いたコンクリートの実強度を考慮し、橋脚の弾性係数を補正する必要がある。各橋脚の設計強度は 24 N/mm^2 に対して、実強度は 39.9 N/mm^2 であるため、設計弾性係数 $25\,000\text{ N/mm}^2$ についても実弾性係数は $31\,000\text{ N/mm}^2$ であると推定された。

閉合部の変形量（伸縮）を相対変位で管理した場合、橋脚基部に必要な断面力を与えられない可能性が大きい。例えば、P4-P5間の閉合部の変位量は 55 mm となるが、P4とP5が同方向に変位しても相対変位 55 mm となる場合もある（図5）。また、水平加力工に続く閉合部施工中に、橋脚の遅れ変形などにより与えた水平加力量が徐々に減少することも懸念された。

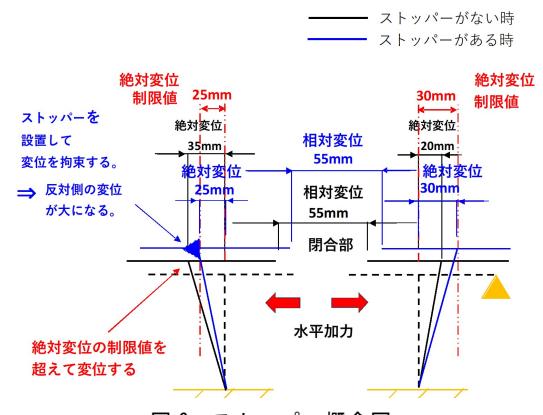


(4) 課題の解決策

実際の橋脚剛性を精緻に把握するための試験施工を行った。事前に試験水平加力をすることにより、閉合部剛性（橋脚剛性と基礎バネを合わせた剛性）が算出できる。試験で得られた閉合部剛性を用いることにより実施工にともなった水平加力と変形量（伸縮）について、管理することができる。

変位量の観測は、相対変位だけでなく、不動点からの絶対変位でも管理した。片側の絶対変位が上限を超えた段階で、それ以上動かないようストッパーを設置し、強制的に反対側に変位を与えることとした（図6）。

遅れ弾性の影響を解決するために、再加力を行うこととした。今回、その後の工程を考慮し水平加力工実施工日の翌日に、再度変位量と再加力を確認し、減少していることを確認してから、再加圧を行った。これにより遅れ弾性の影響を考慮した変形を与えることができた。



(5) 試験水平加力

試験水平加力として、設計水平加力の 70% の水平加力を与えた。P2-P3間の設計水平加力は、 $18\,000\text{ kN}$ であるため、試験水平加力は $12\,600\text{ kN}$ とした。水平力の載荷は、管理図を用いて 5 MPa ずつ加圧して、閉合部間隔、各橋脚絶対変位、柱頭部傾斜角度を測定した。あわせて、サンドジャッキ部の側方ずれや主桁ウェブの異常の有無、水平加力設備などの点検を行い、20分以上の間隔をあけて 5 MPa ずつ加圧した（図7）。

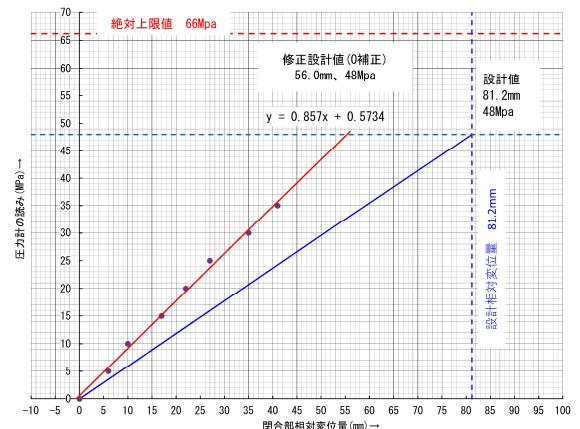


図 7 P2-P3 水平反力調整工管理図

(6) 本水平加力

試験水平加力で得られた閉合部剛性を用いた修正設計相対変位量について、設計では平均気温 20 ℃で検討されているため外気温差による桁の伸縮量を考慮し当日の外気温による補正を行った1次補正設計変位量を算出し、管理することとした。

本水平加力についても、試験水平加力と同様に管理図を用いて20分以上の間隔をあけながら、5 MPaずつ加圧して計測および点検を行い、設計水平加力まで加圧した。また、水平加力中の異常値を把握することを目的として、修正設計相対変位量に対して、2割のばらつき内におさまっていることを確認するための上限値・下限値を設けて管理した。最終設計水平加压力まで加圧したのち、閉合部間隔を測定し、設計変位量まで変位していることを確認した。その後、遅れ弾性変形を考慮して、加圧状態のまま、当日の作業を終了した。翌日、減圧したため、最終設計水平加压力まで再加圧し閉合部間隔を確認したのち、作業完了とした。

(7) 実施工検証

試験水平加力で得られた閉合部剛性については、設計で想定されている剛性に対して、1.4倍～1.9倍ほどの高い剛性となった。これは、橋脚の実強度が設計値に対して1.2倍ほど大きかったこと、橋脚部は工程短縮を目的にハーフプレキャスト工法を採用し主鉄筋の代わりにH鋼を用いたSRC構造としていることが要因と考えられる（主鉄筋からH鋼に換算した場合、1.3倍の高い剛性となる）。また、本橋梁は、橋脚高さが低いため、剛性の影響がより顕著に変位に出ていると考えられる。この水平力反力工により傾斜角度および絶対変位量とともに、概ね設計で想定した変形と同様の傾向を示した。片側の絶対変位だけが卓越した場合は、ストッパーを用いて強制的に反対側に変位を与える必要性があったが、今回は必要なく終了できた。

5. ジャッキダウン工法

(1) 工法概要

A1橋台側は、取り付け道路縦断線形に合わせるため、またP1側は河川高水位の余裕高確保のため、P1柱頭部からA1端部にかけて桁高が低くなり、A1端部では桁高を低く制限している。それにより、A1端部でのPC鋼材の定着スペース確保が困難で、閉合ケーブル配置本数に制約のある中、側径間部の断面力改善を目的にジャッキダウン工法を実施した（図8）。

ジャッキダウン工法は、A1側径間施工時にA1支承付近で上げ越した状態で仮受けし、構造系完成後に油圧ジャッキにより降下させることで、側径間正曲げの断面

力の改善を行う工法である。

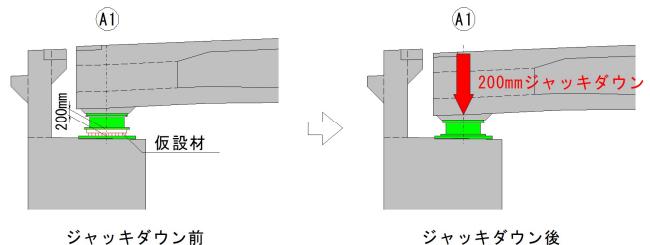


図8 ジャッキダウン工法要領図



写真7 A1支承仮受状態

A1側径間施工から全中央閉合施工完了まで、調整用鉄板（H=20）・硬質ゴム（H=30）、仮設材（150H）を使用し200mm上げ越して仮受けた（写真7）。

ジャッキダウン施工として、片側5000KNジャッキ2基を使用し、橋台上にセットしたジャッキで橋体荷重を受け替えた。ジャッキに確実に反力を伝達するため橋台の水勾配及び桁下面の勾配調整用の鉄板を用意した。この鉄板とコンクリートとの緩衝材としてゴム板を設置した（写真8）。



写真8 ジャッキセット

(2) ジャッキダウン工法の課題

本橋のA1端支点部は76°の斜角を有しているため、支承ライン上にジャッキを設置した場合、A1-P1間の支点間長が異なるためジャッキ反力が異なる。したがって、使用するジャッキの選定について課題があった。また、ジャッキダウン工法は、側径間正曲げの断面力改善を目的としているが、その効果の検証方法に課題があった。

(3) ジャッキダウン工法の課題の解決策

ジャッキダウン反力については、斜角および段階施工の影響を確認するため、立体格子解析を用いて、施工前・施工後の反力を算出した。その結果を図9に示す。

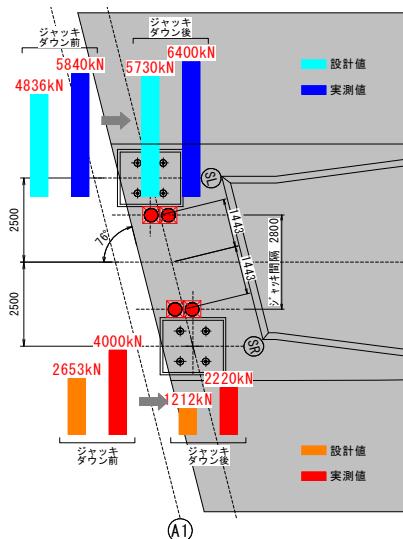


図9 ジャッキダウン反力移行図

当初設計では、反力に対し均等割りし 5 000 kN ジャッキを左右それぞれ 1 台使用する予定であった。しかし、解析の結果、最大反力は、ジャッキダウン後の L 側反力の 5 730 kN で、左右不均等荷重（割増率 1.2）を考慮して 7 000 kN 以上の油圧ジャッキを選定することとした。実施工においては、左右のバランスおよび安全側を考慮して、左右それぞれで 5 000 kN ジャッキを 2 台使用することで余裕を持ったジャッキダウン作業を行うことができた。

また、ジャッキダウン工法による側径間正曲げの断面力改善を検証するため、側径間部に鉄筋計を設置し、ジャッキダウン時の応力変動を確認することとした。

(4) ジャッキダウン工法の実施

橋体荷重を仮受状態から受け替えた時点で、ロックナットを締めるとともに、安全対策として、サンドル鋼材をセットし、ロックナットと合わせて橋体荷重を仮受けできるようにした。1 回のジャッキダウン量は 50 mm とした。



写真9 完成写真（全景）

(5) 実施工の検証

ジャッキダウン施工時の鉄筋計の計測結果は以下に示すとおりで、ジャッキを加圧しロックナットが回転する程度まで加圧し、サンドル材を 50 mm 下げた後、ロックナットも 50 mm 下げ減圧しジャッキダウンを行った。これを繰り返し、下脛がベースプレートにタッチするまでダウンさせた。上床版は引張傾向となり、下床版は圧縮方向となり、応力値として 10 N/mm^2 ほど正曲げモーメントに対して改善されていることがわかった（図 10）。

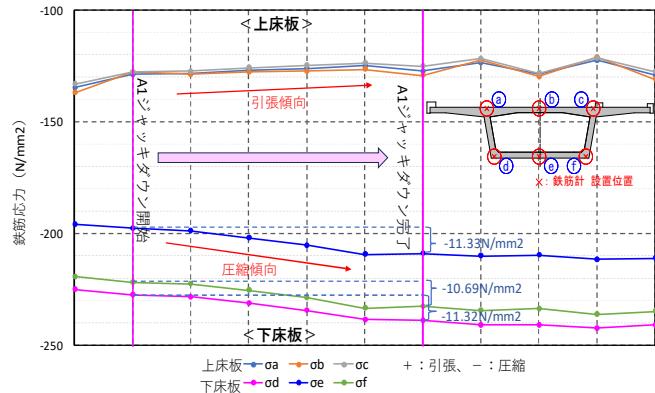


図10 ジャッキダウン鉄筋計応力

6. おわりに

本橋は、2025年5月31日、無事に開通式を迎えた。本工事で実施した施工技術検討や対策が、同種工事の参考となれば幸いである。

ご協力頂いた全ての本工事関係者各位に謝意を表して結びとする。

参考文献

- 桑野、藤原、柳田、平田：城崎大橋における高強度コンクリート長距離配管圧送試験報告、第 30 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.229-P232, 2021.10