

# 国内最大級の支間長を有する鋼床版箱桁橋（新町川橋）の設計・製作・施工

Design and Factory making and Construction of steel deck box girder (Sinmachigawa Bridge)  
with the span length of the domestic maximum level

水野 浩\*, 山本 弘和\*\*, 篠田 洋\*\*\*, 川原 桂史\*\*\*\*, 加納 晋至\*\*\*\*\*, 徳原 博允\*\*\*\*\*

## 1. はじめに

四国横断自動車道（阿南～徳島東）は四国 8 の字ネットワークの一部を形成しており、供用済みの四国縦貫自動車道や四国横断自動車道と連携し、四国東南部における広域交通ネットワークを形成することにより、慢性的な渋滞の緩和、高次緊急医療機関への搬送時間短縮、南海トラフ地震など災害時の緊急搬送道路としての役割を担っている。

新町川橋は図-1 に示すように徳島津田 IC～徳島沖洲 IC 間のほぼ中間点に位置し、新町川の河口付近に架橋される 3 径間連続鋼床版箱桁橋である。以下に工事概要を、図-2, 3 に橋梁概要を示す。図-3 には JV 各社の製作範囲を示す。

|       |                                 |
|-------|---------------------------------|
| 工 事 名 | 平成 30～32 年度 新町川橋上部工事            |
| 橋 長   | 500.0m                          |
| 支 間 長 | 123.5m+250.0m+123.5m            |
| 幅 員   | 21.750m（有効幅員） 28.640m（全幅員）      |
| 構造形式  | 鋼 3 径間連続鋼床版箱桁橋                  |
| 主要鋼材  | SM570 SM490Y SM400 S10T         |
| 鋼桁重量  | 8500 t                          |
| 架設工法  | FC による大ブロック架設                   |
| 発 注 者 | 四国地方整備局徳島河川国道事務所                |
| 設 計   | セントラルコンサルタント(株)                 |
| 施工会社  | 川田・横河・MMB 特定建設工事共同企業体           |
| 工 期   | 2018 年 8 月 24 日～2021 年 5 月 31 日 |

中央径間の支間長 250m は、鋼床版箱桁橋としては国内最大級の橋梁である。また架設方法について、国内最大クラスの起重機船（以下 FC と略す）を用いた大ブロック架

設を行った。

本論文では、本橋の設計における留意事項、施工にあたって検討した鋼床版の疲労への配慮事項や模型による施工試験と風洞実験、および大ブロック架設時の検討事項について記述する。



図-1 位置図

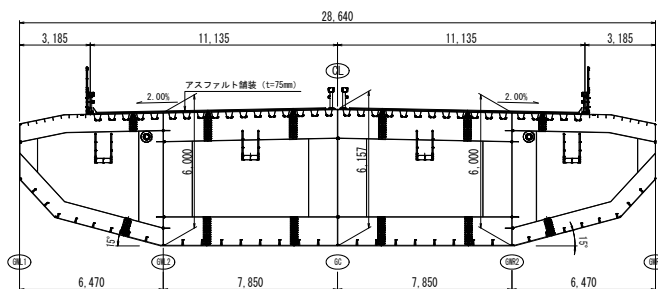


図-2 断面形状（中央径間）

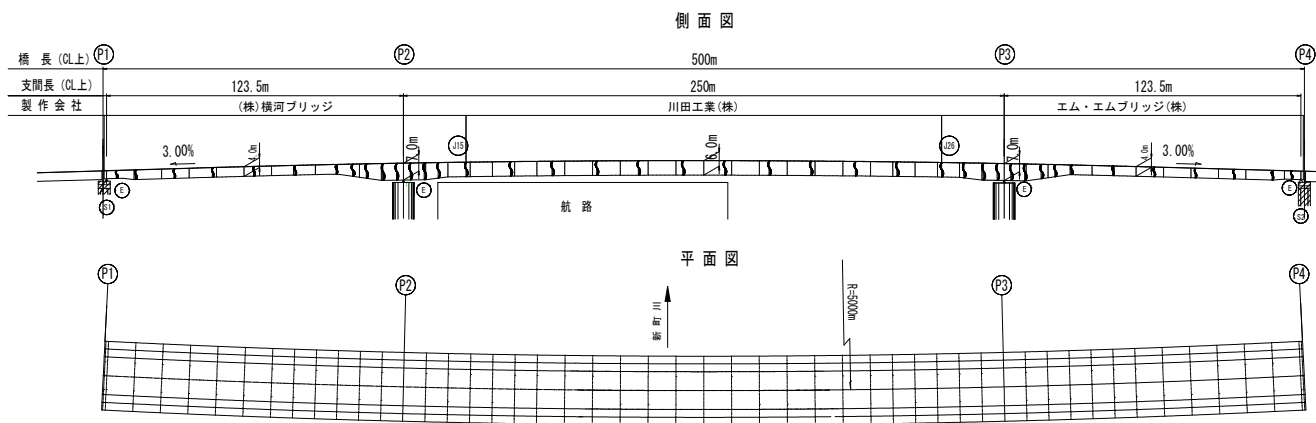


図-3 側面図，平面図

## 2. 風洞実験について

本橋は、航路と交差するため海面から 28m 以上の高さにあり、周囲に遮蔽物がないことから風の影響を受けやすい立地となっている。また、航行可能幅 220m 以上を確保するため、中央径間の支間長は 250m と長く、風の影響による大きな振動の発生が懸念された。このため、本橋の耐風安定性について、道路橋耐風設計便覧<sup>1)</sup>を適用して照査を行った結果、たわみについては発散振動、渦励振ともに照査風速以下で発現し、かつ、渦励振については発現振幅が許容振幅以上となり照査を満足しないことから、より詳細な方法により振動性状を推定するために、風洞実験を行うこととした。風洞実験を行うこととした。図-4 に実験装置の概要を、写真-1 に実験状況を示す。実験は、風洞実験設備を有する徳島大学工学部建設工学科風工学研究室に協力頂き、2015 年 5 月～2016 年 1 月の 9 か月間で行った。

### 2.1 実験条件の設定

風洞実験では、風洞の閉塞率（風洞断面積に対する模型投影断面比）を 5% 以内に抑える必要がある<sup>1)</sup>。風洞の高さが 2m のため、その 5% である 10cm が模型の投影高さの上限となる。また、風向に対して模型を ±3° 傾けて実験を行うことから、迎角を考慮すると最上点と最下点を結ぶ高さは、防護柵を含めて約 7.9m 程度となる。従って、10 cm / 7.9 m = 1 / 79 > 1 / 80 となるため、実験に使用する模型の縮尺は、実橋の 1 / 80 とした。風洞実験においては、実橋の 1 / 80 の模型を使用することから、実験における風

$$\frac{U_m}{f_p D_p} = \frac{U_m}{f_m D_m} \quad (\text{式.1}) \quad U_p = \frac{U_m}{f_m D_m} f_p D_p \quad (\text{式.2})$$

ここに、

$U_p$ : 実橋換算風速 (m/s)

$f_p$ : 固有振動解析から得られた実橋の振動数 (Hz)

$D_p$ : 実橋の桁高 (m)

$U_m$ : 風洞風速 (m/s)

$f_m$ : 模型実験の固有振動数 (Hz)

$D_m$ : 模型の桁高 (m)

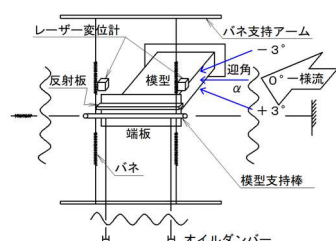


図-4 実験装置の概要



写真-1 実験状況

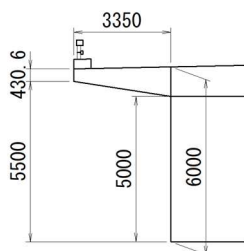


図-5 原断面形状



写真-2 原断面模型

速を実橋での風速に換算する必要があるが、風洞風速から実橋における風速を求めるためには、式.1、式.2 に示す換算風速の相似条件を用いる<sup>1)</sup>。固有値解析における振動数は、1 次モードが卓越するため、このモードの振動数を使用して実橋換算風速を算出した。以降、実験結果における風速及び振幅は、実橋換算における値を示す。

### 2.2 主桁断面形状の決定

実験はまず中央径間に対し、空力制振対策を行わない標準的な箱桁断面（以降、原断面という）にて実施した。原断面の形状を図-5に、その模型を写真-2に示す。

実験の結果、発散振動のたわみであるギャロッピングは生じなかったが、図-6 に示すように風速 10～20 m/s の比較的低風速からたわみ渦励振が発生し、応答振幅も許容倍振幅<sup>1)</sup>の 22cm 以上となることから、たわみ渦励振に対する空力制振対策が必要となることを確認した。

原断面における実験結果を踏まえ、たわみ渦励振に対して制振効果があるフラップ及びフェアリング部材<sup>1)</sup>について実験を行った。その結果、両部材ともたわみ渦励振を抑制する効果は得られず、これら以外の空力制振対策を行う必要が生じた。この問題を解決するため、伊良部大橋にて採用された「剥離干渉部材」<sup>2)3)</sup>について、検討を行うこととした。

伊良部大橋における剥離干渉部材の形状を参考に、これに比較的近似した断面形状を基本断面として設定した。図-7に基本断面形状図を示す。剥離干渉部材は比較対象数が

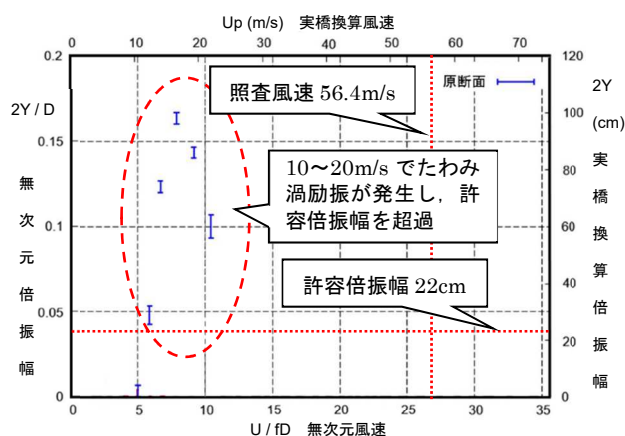


図-6 原断面のたわみ応答特性 (迎角: α = +3°)

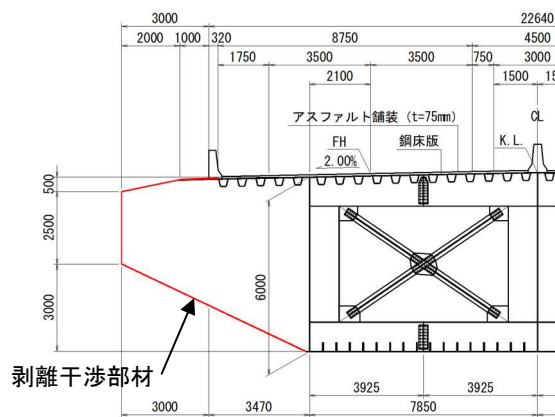


図-7 剥離干渉部材の基本断面形状

多く、実験模型を一つずつ作成した場合、時間及び費用が増大するため、写真-3に示すとおり部分的な模型を作成し、先に実験を行った原断面の模型に取り付ける方法を採用することとした。最も効果の高かった3.0m張出しの断面についてその断面形状と応答特性を以降にまとめる。

#### a) 断面形状

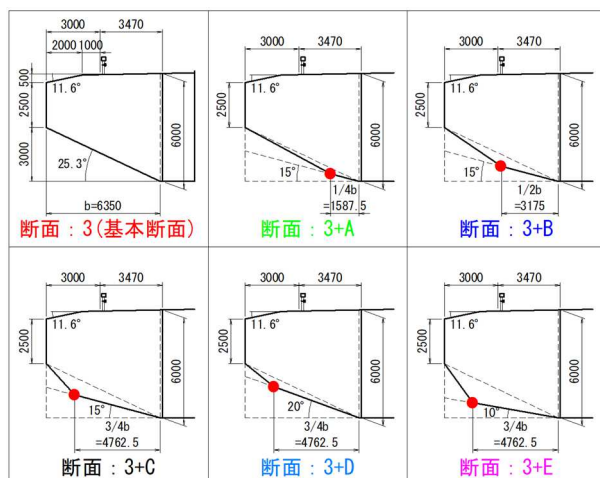
張り出し長3mの断面形状を図-8に示す。

#### b) たわみ応答

実験にて得られた、たわみ応答特性を図-9に示す。どの断面も照査風速より小さな風速でたわみ渦励振が生じるが、応答振幅量が許容倍振幅22cm以内となるため、すべての断面が照査を満足する結果となった。応答振幅の違いは下側剥離点の位置の違いによるものであり、図-10に最大応答振幅時における各断面の無次元倍振幅量を示すが、最も応答振幅量が小さい3+Cの断面を、新町川橋の中央径間における断面として採用することとした。



写真-3 剥離干渉部材の設置状況



注記) ●印は下側剥離点を示す。

図-8 3及び3+A~3+Eの断面形状

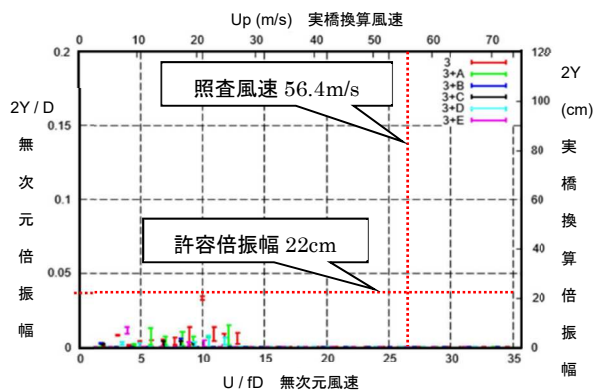


図-9 3及び3+A~3+Eのたわみ応答特性  
(迎角:  $\alpha = +3^\circ$ )

## 2.3 地覆形状、防護柵形状に着目した風洞実験

詳細設計を進めた結果、主桁部材の鋼重が当初想定よりも増加し、FC一括架設が困難となったため、吊重量軽減に配慮しコンクリート製地覆から鋼製地覆に変更を行った。

また、詳細設計中においては落下物防止柵の設置範囲が確定していなかったことから、詳細設計時の実験模型には写真-4のような鋼製地覆及び落下物防止柵は反映されていない。

このため、上部工架設前の段階において、鋼製地覆及び落下物防止柵を設置した場合について、再度風洞実験を実施し耐風安定性について確認を行った。風洞実験の結果、中央径間の応答振幅は一樣流（乱れのほとんどない流れ）中では許容振幅を若干超えるものの、架橋地点の自然風の乱れを模擬した格子乱流（格子を用いて作成した変動風の標準偏差と平均風速の比が12%程度の乱れた流れ）中では振動発生要因である渦の形成が阻害されるため許容振幅以下になること、さらに側径間では一樣流中においても振動が発生しないことから、供用に際し問題となる振動は発生しないことを確認した。

また、風洞実験は、相似側に基づきバネや質量を設定した模型にて行い、固有値解析より推定した橋梁の固有振動数を用いて実機換算風速を求めている。このため、実験と固有値解析の妥当性確認を目的に実橋における振動計測を実施した。実橋振動として、中央径間閉合部の現場溶接後、当該箇所の足場撤去時における橋面上のクレーンの移動により生じる振動を計測した。この結果、たわみモードの卓越振動数は中央径間で0.772Hz、0.806Hz、側径間で0.939Hzとなり、再実験時に算出した1次モードの振動数0.353Hzと乖離する結果となったが、振動発生源が閉合部(J16)付近であることから、3次モードが卓越しているものと推察できる。解析値における橋面舗装前の3次モードの値は0.860Hzであり、側径間では若干大きく、中央径間では若干小さな振動数となっているが、25t吊ラフタークレーン稼働中の微小振動であることを考慮すると実験と固有値解析は妥当であったと判断できる。

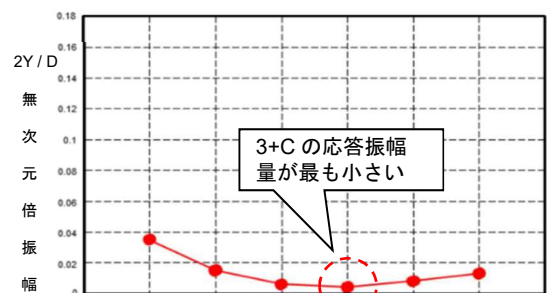


図-10 3及び3+A~3+Eの無次元最大応答倍振幅



写真-4 鋼製地覆及び落下物防止柵設置状況

### 3. 疲労に配慮した構造詳細，製作について

本橋は図-2 に示すように，11 角形の多室セル鋼床版箱桁橋である．鋼床版は直接輪荷重が載荷され，疲労損傷が発生しやすい箇所であるため，特に疲労に配慮する必要がある．また角部のヤード及び現場溶接箇所は溶接線が 3 線交差する箇所であり，溶接品質に十分配慮が必要となる．

#### 3.1 Uリブ貫通部のノンスラップ構造

Uリブが横リブやダイヤフラムを貫通する箇所で，スラップの溶接仕端部から疲労損傷が発生しやすいことがこれまでの研究<sup>4) 5)</sup>で報告されている．そこで図-11 に示す直接輪荷重が載荷される箇所はスラップを設けず溶接する構造を採用することとした．本橋は 1 パネルに最大 6 本の Uリブが設置されることになる．貫通部がすみ肉溶接の場合，溶接部の隙間を 1mm 以下に抑える必要がある．曲線桁であることから 6 本の Uリブ全てを 1mm 以下で抑えることは困難と考えられた．そのため該当部分の部分模型（写真-5）を製作し溶接施工性を確認することとした．その結果，貫通部の隙間は 0.3～3mm とバラつきが生じることが分かった．そこで，該当箇所はあらかじめ開先加工を行い，部分溶け込み溶接を行うこととした．

#### 3.2 角部三線交差部の溶接手順

図-11 に示す地組溶接や現場溶接部の角溶接部は，3 方向の溶接線が交差する部分となる．この箇所の溶接品質を確保するため，図-12 に示す溶接手順で実施することにした．エンドタブを設置した状態でフランジ側の溶接を実施，次にエンドタブを除去し交差部の開先形状をガウジングで成形しウェブ面を溶接，その後角部の溶接を行う手順とした．この手順についても，模型による施工試験を実施し，十分品質が確保できることを確認した．

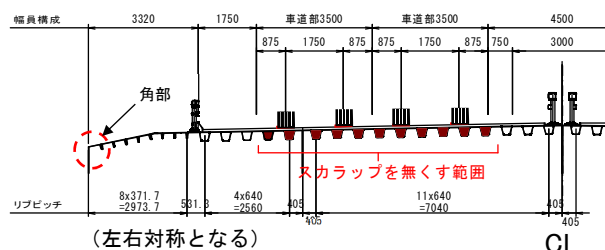


図-11 輪荷重載荷箇所および角部



写真-5 施工試験体

#### 3.3 垂直補剛材の上端構造について

本橋は大ブロック架設重量の制限より，横リブ間に垂直補剛材を設けることでウェブ板厚を低減し軽量化を図っている．一方，垂直補剛材とデッキの溶接部には疲労損傷が発生する事例<sup>4) 5)</sup>があり特に注意する必要がある．そのため図-13 に示すディテールを適用した．デッキに作用する主桁作用応力が引張側（a）については，溶接施工性のため100mm 離隔を設ける構造とした．また圧縮側（b）について，ウェブ座屈への配慮からデッキと溶接を行うが，疲労損傷への配慮として，輪荷重が直接載荷される箇所は，写真-6 に示すように完全溶け込み溶接したうえで，ビードの止端部をピーニング処理することとした．

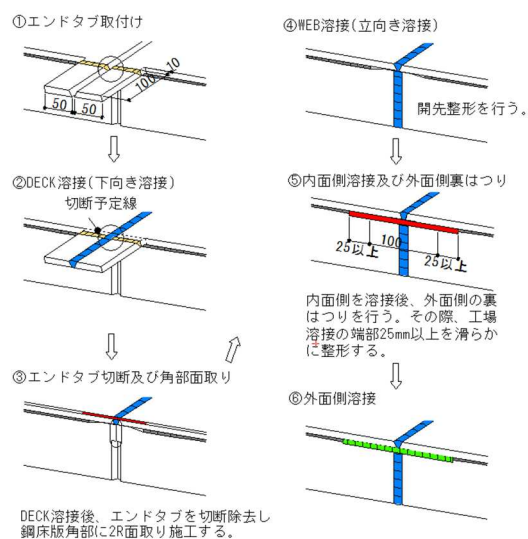


図-12 三線交差部の溶接手順

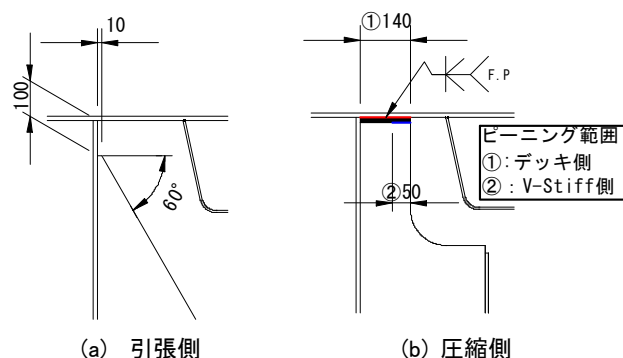


図-13 垂直補剛材上端のディテール

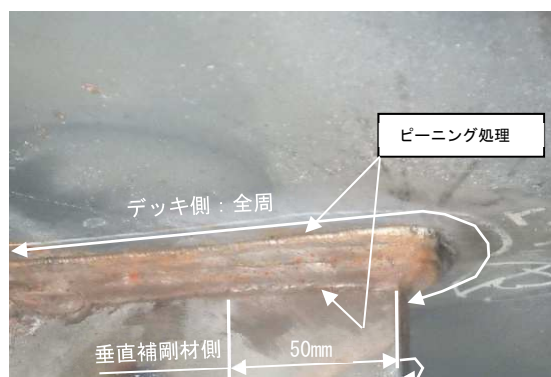


写真-6 溶接部の仕端仕上げ状況

## 4. FCによる大ブロック架設

### 4.1 大ブロック架設計画

大ブロック架設の概要を図-14に示す。全体を4ブロックに分割し架設を行った。図-3に示す範囲を3社で分割して製作を行い、中央径間を製作している川田工業で大ブロック仕口の精度を確認した後、J15~J16部材を左岸側大ブロック（横河ブリッジ）へ、J25~J26部材を右岸側大ブロック（エム・エムブリッジ）へ転送し相互チェックを行った。吊り重量から、側径間は3700t吊FCの「武蔵」で、中央径間は4100t吊FCの「海翔」で架設する計画とした。左岸側（P1側）の架設状況について写真-7に示す。近接する漁港の堤防基礎への影響を考慮し、河床の浚渫が計画通り出来なかったため、FCを中央径間側に寄せて架設する必要があった。そのため、S1~J2（小ブロック）を先行してFC架設し、更に約400tのウェイトをJ16付近に搭載した大ブロック架設を行うこととした。ウェイトには敷鉄板とH型鋼を用いた。これにより吊り重心がP2側に約15.0m移動し、左岸側の大ブロック架設を可能とした。

### 4.2 斜ベントの計画

S1~J2の小ブロックを先行して架設し、大ブロックとの接合を行うためJ2付近にベントを構築する必要があった。架橋地点は埋立地であり地盤耐力が確保できないことから、P1橋脚のフーチング上にベントを構築することとした。その場合仮支持するためには、斜めのベントを構築する必要がある。大ブロックと小ブロックを結合したときの支持反力が約12,000kN（不均等含む）と大きいこと、斜め形状のベントとなり風や地震などの水平力に対する応力性状が複雑となることから、立体骨組解析を用いて断面力を算出することとした。図-15に骨組モデルを示す。

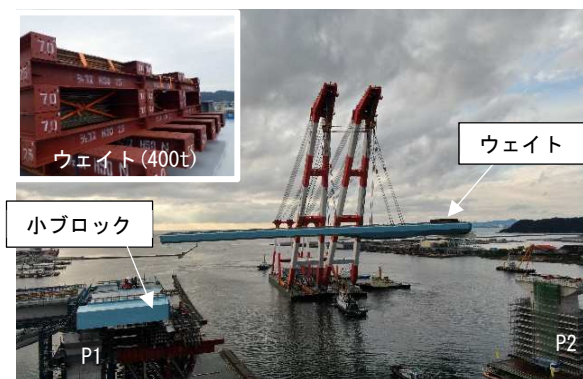
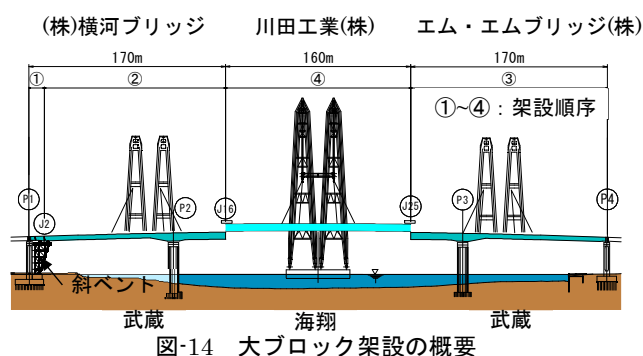


写真-7 ウェイトを搭載した大ブロック架設

ベントの先端付近に大ブロックの鉛直支持力が発生するため、ベントには前方へ倒れこむ水平力が発生する。既に完成しているP1橋脚の加工を最小限とするため、箱形状の固定梁を橋脚の前後に設置し、PC鋼棒にプレストレスを導入し挟み込む構造とした（写真-8）。当該箇所を骨組モデルは、固定梁およびP1橋脚の変形を考慮して水平方向をバネ支持とした（図中の【A】の箇所）。青色の部材aは曲げモーメント（面内・面外）、せん断力（ $\parallel$ ）、軸力を伝達する部材とし、赤線の部材bは軸力のみを伝達する部材とした。また、必要に応じ二次応力を考慮した設計を行った。

### 4.3 出来形精度向上

本橋は断面形状が複雑であり、正確な断面剛性の把握が困難であること、長支間の鋼床版箱桁であり、断面剛性の差異が大きな変形差になることが予測されたことから、製作キャンパの設定にFEM解析を用いることとした。解析モデルは、本体はシェル要素、セッティングビームは棒要素とした弾性解析を行いキャンパーに反映した。図-16にFEMモデルの変形形状とコンターを示す。解析は、STEP1（P1~J16架設）、STEP2（J25~P4架設）、STEP3（中央径間架設）、STEP4（橋面工施工）のステップ毎に解析を行い、変形の足し合わせを行った。

鉛直変形量について、実測値から設計値（FEM解析結果）を差し引いた差を図-17に示す。側径間が最大30mm（規格値の35%）、中央径間は最大24mm（規格値の16%）となっており、高い精度となっていることが分かる。

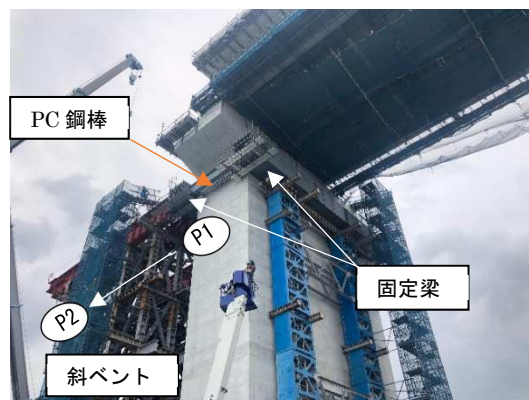
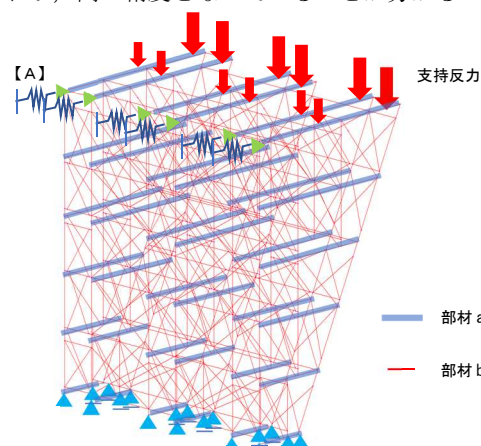


写真-8 P1斜ベントと固定梁

本橋の死荷重たわみは図-16 に示すように中央径間の支間中央で約 2.0m と大きい。また縦断線形や変断面桁の影響もあり、図-18 に示す無応力時の中立軸の弧長（赤線）と完成形状（青線）を比較すると、側径間で約 -13mm、中央径間で約 84mm 支間長が変動する。これが完成時の全長、支間長の出来形に影響するものと考えられた。そこであらかじめこの差を製作寸法に考慮し、出来形精度を高めることとした。全長、支間長の計測結果を表-1 に示す。P3~P4 の支間長が比較的大きめとなっているが規格値の 80% 以内となっている。全長は最大 -10 mm と規格値に対して 10% 以内の高い精度となっている。

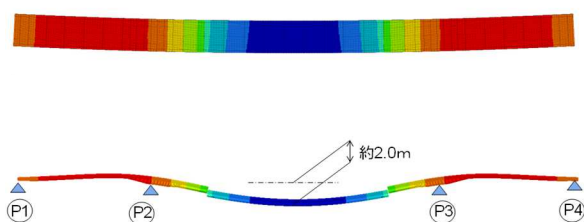


図-16 死荷重による鉛直変形コンター

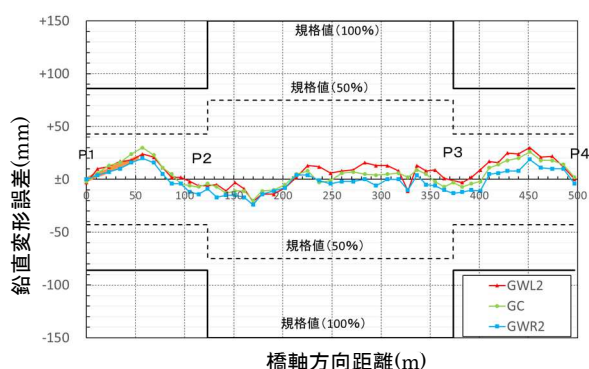


図-17 鉛直変形誤差（実測値—設計値）

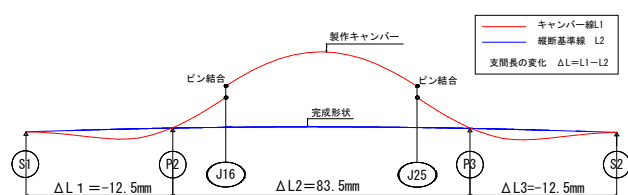


図-18 弧長による支間長の差異

表-1 全長、支間長の実測値

|      |     | (mm)           |                |                |               |
|------|-----|----------------|----------------|----------------|---------------|
|      |     | 支間長<br>(S1~P2) | 支間長<br>(P2~P3) | 支間長<br>(P3~S2) | 全長<br>(S1~S2) |
| GWL2 | 設計値 | 123,301        | 249,582        | 123,301        | 496,184       |
|      | 実測値 | 123,302        | 249,604        | 123,272        | 496,178       |
|      | 差   | +1             | +22            | -29            | -6            |
| GC   | 設計値 | 123,497        | 249,974        | 123,497        | 496,968       |
|      | 実測値 | 123,488        | 250,008        | 123,462        | 496,958       |
|      | 差   | -9             | +34            | -35            | -10           |
| GWR2 | 設計値 | 123,693        | 250,367        | 123,693        | 497,753       |
|      | 実測値 | 123,682        | 250,405        | 123,660        | 497,747       |
|      | 差   | -11            | +38            | -33            | -6            |
| 規格値  |     | ±44            | ±70            | ±44            | ±119          |

## 5. おわりに

新町川橋は、セントラルコンサルタントで 2015 年 3 月～2016 年 3 月に詳細設計を実施。2018 年 8 月に川田・横河・MMB 特定建設工事共同企業体が上部工工事を受注し製作を開始。FC による大ブロック架設を 2020 年 9 月～12 月に 4 回に分けて実施した。下部工工事との平行作業、河床の浚渫に起因した架設方法の変更などあったが、発注者、下部工業者、上部工 JV 一体となり厳しい工程管理を行った結果、2021 年 3 月 21 日に無事開通することができた。完成形状を写真-9 に示す。

本工事は中央径間の支間長 250m と国内最大規模の連続鋼床版桁橋を、全断面現場溶接で FC により大ブロック架設を行う難易度の高い工事であった。本報告に記載した内容以外にも、設計、品質、出来形に関する様々な検討を行った。本工事が完成することが出来たのは本橋の設計や製作、架設工事に携わった関係者の多大な協力によるものとする。

## 6. 謝辞

本工事では施工検討会が設置され、委員長の東京都市大学三木千壽学長をはじめ、徳島大学長尾文明教授、その他有識者による検討会が計 6 回開催された。ここでは、耐風安定性、鋼床版の疲労損傷に配慮したディテール、全断面現場溶接部の品質確保、大ブロック架設の精度確保について議論が行われた。新町川橋が高い品質、精度で完成出来たのは、先生方委員の方々のご助言により実施した対策によるもの大きいと考えている。また、本工事を進めるにあたって徳島河川国道事務所の担当職員、現場技術員の方々に多大なご指導を頂いた。ここに深く謝意を表する。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2007.12.
- 2) 宜保，我謝ら：塩害環境下にある伊良部大橋主航路部の計画と設計，橋梁と基礎，建設図書，2011.7.
- 3) 塙，鈴木ら：伊良部大橋(主航路部)の耐風安定性の検証と維持管理計画，橋梁と基礎，建設図書，2015.2.
- 4) 三木千壽：橋の臨床成人病学入門，建設図書，2017.9.1.
- 5) 鋼構造委員会：鋼床版の疲労，土木学会，2010.12.21.



写真-9 完成形状