

天城橋（工事名：新天門橋）の工事報告

架設小委員会 架設部会

松永寛 荻野悟 山田朗央

1. はじめに

熊本天草幹線道路は、熊本市から天草市に至る延長約 70km の地域高規格道路であり、熊本都市圏と天草地域との交流・連携を強化し、効率的な交通体系の形成を目的に計画された路線である。図 1 に位置図、図 2 に概要を示す。

天城（てんじょう）橋は、その一部をなす三角大矢野道路（約 3.7km）において、三角ノ瀬戸を一跨ぎして上天草市と宇城市を結ぶ中路式アーチ橋である^{1) 2)}。三角大矢野道路は、平成 18 年度から整備が開始され、橋の完成により平成 30 年（2018）5 月 20 日に開通した。

隣接する昭和 41 年（1966）に架けられた天門橋（工事名：天草 1 号橋、橋長 502m、鋼 3 径間連続トラス橋）と共に、熊本本土と天草上島を結ぶ重要な橋梁となることが期待されている。（写真 1）



図 1 位置図（出典：熊本県 HP）



図 2 熊本天草幹線道路の概要（出典：熊本県 HP）



写真 1 天城橋(左)と天門橋(右)

2. 工事概要

工事概要を以下に、図 3 に橋梁一般図を示す。

工事名：国道 266 号交通円滑化改築(新天門橋)工事
請負者：横河・日本ピーエス・吉田・吉永建設工事
共同企業体

- ・工期：平成 25 年 3 月 22 日～平成 30 年 7 月 31 日
- ・施工場所：熊本県上天草市大矢野町登立～宇城市三角町三角浦地内
- ・橋梁形式：鋼 PC 複合中路式アーチ橋
- ・道路規格：第 1 種第 3 級（設計速度 60km/h）
- ・橋 長：463.0m
- ・支間長：48.0m+362.0m+53.0m（アーチ支間 350m）
- ・幅 員：車道 9.5m
- ・架設工法

アーチ：ケーブルエレクション斜吊工法

補剛桁：台船曳航直下吊工法

PC 桁：片持ち架設工法

3. 設計概要と構造の特徴

架橋条件が複雑なことから高度な技術力と豊富な専門知識が必要であり「新天門橋技術検討委員会」（大塚久哲委員長：九州大学大学院教授（当時））が熊本県により設置された。審議の結果、鋼 PC 複合中路式アーチ橋が選定され、大日本コンサルタント（株）により設計された。

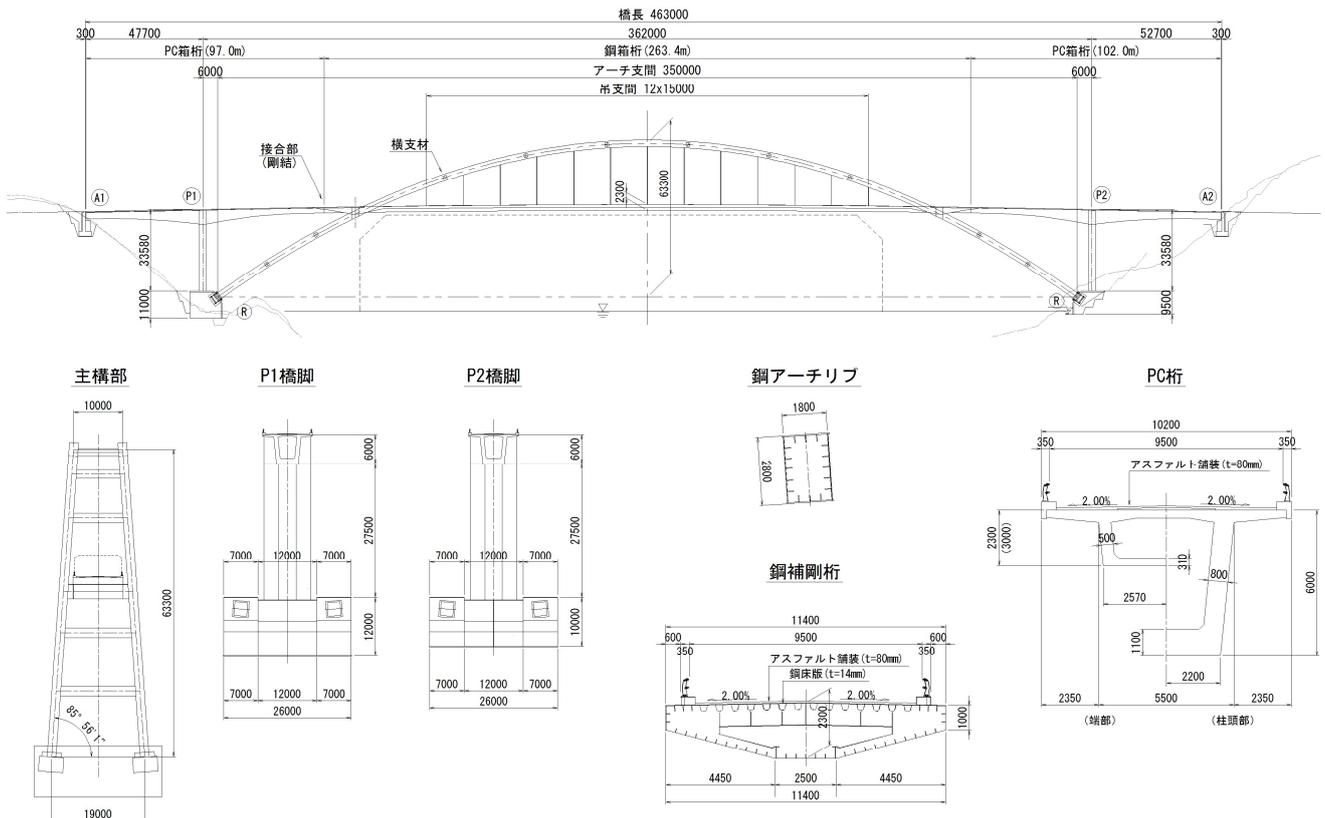


図3 橋梁一般図

構造の大きな特徴として次の点が挙げられる。

- ①アーチ形式において懸念されるアーチリブ 1/4 点付近の変位抑制策として、側径間を PCT ラーメン形式の PC 桁とすることで、その曲げ剛性により側タイ部材の代替をさせた。
- ②鋼桁と側径間の PC 桁を複合構造として剛結することで生じる温度変化による拘束力は、橋脚剛性で調整した。
- ③端支点到に生じる負反力対策は、橋脚左右で端支点到側の桁高を高くし、かつ下床版厚を厚くした。
- ④端支点を除く全ての支点を剛結として支承や伸縮装置をなくすとともに、ソリットリブアーチを採用することで部材数を最少とし、ライフサイクルコストの削減を図った。

施工においては、架設位置が天門橋と高圧線（海上を渡る架空線）との間に位置し、大型起重機船による一括架設が不可能な現場条件であるため、鋼アーチ部の架設はケーブルエレクション斜吊工法を採用した。

一般的には、アーチリブ閉合後に斜吊設備を撤去する。しかし、本橋の構造は斜吊設備をアーチ閉合

後すぐに撤去すると、過大な断面力が橋脚やアーチリブに残るため、鋼補剛桁の架設後に斜吊設備を撤去する手順が採用された。これにより、架設時に生じる断面力を斜吊索で一時的に負担し、橋体の鋼重縮減を図った設計が行われている。図4に設計に考慮した施工順序を示す。

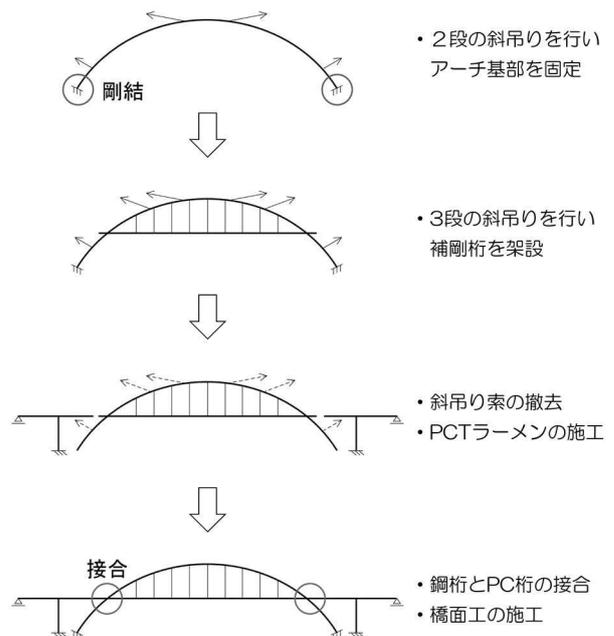


図4 施工順序

4. 全体の施工ステップ

図5に全体の施工ステップを示す。

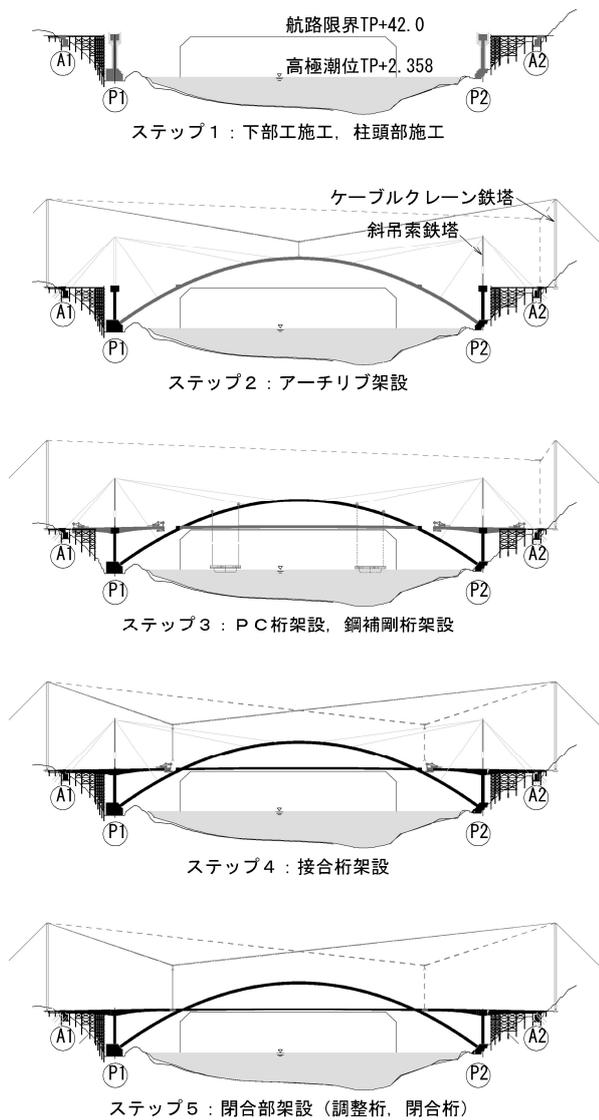


図5 全体の施工ステップ図

(1) ステップ1：下部工施工、柱頭部施工

アーチアバット・アンカーフレーム・RC橋脚の施工は、工所用仮栈橋上にクローラクレーンを設置して行った。橋脚完了後に、PC桁の柱頭部を施工した。

(2) ステップ2：鋼アーチリブ架設

鋼アーチリブは、ケーブルクレーンによりアーチアバット上に斜吊鉄塔を建方し、ケーブルエレクション斜吊工法にて架設した。

(3) ステップ3：PC桁架設、鋼補剛桁架設

PC桁架設は、鋼アーチリブ架設との上下作業を避けるため、鋼アーチリブ閉合後に仮栈橋を使用し

て、移動作業車（ワーゲン）による片持ち工法にて架設した。

鋼補剛桁は、航路規制の回数を減らすため、あらかじめ工場で地組した大ブロックをアーチ直下まで台船輸送し、アーチリブ上に設置したダブルツインジャッキにて吊り上げる台船曳航直下吊工法により架設した。

(4) ステップ4：接合桁の架設

PC桁先端に設置する鋼部材の接合桁は、ケーブルクレーンを用いて移動作業車まで運搬し、吊り装置に盛り替えて仮置きした。仮置き後、高流動コンクリートを施工した。

(5) ステップ5：閉合部の架設

閉合部は、鋼桁とPC桁先端の間を実測し、施工誤差を反映した調整桁を架設し、最終の閉合桁を落とし込み架設した。

5. 施工概要

(1) 下部工の施工

アーチアバットは、長さ16m、幅26mと平面形状が大きく、高さも12mあるため、鉛直方向に13ロットの分割打設とした。図6にP1アーチアバットの正面図を示す。

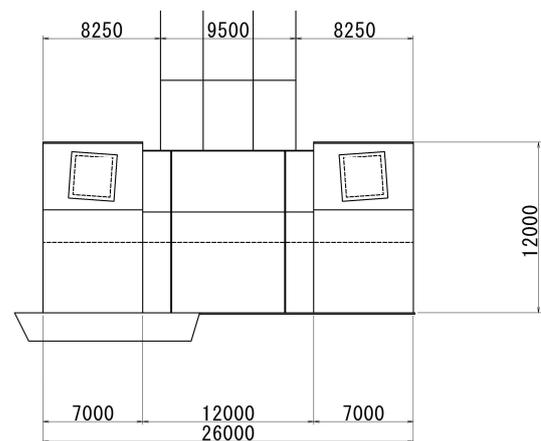


図6 アーチアバット正面図 (P1)

アーチアバットは、路面高に設けた工所用仮栈橋から施工したが、路面より約35m下の斜面上に構築するため、最大45mの鉛直落下打設となり材料分離が想定された。対策として、分離防止装置（内部に耐摩耗性鋼板を設けた緩衝装置と練直しユニット

トを組み合わせた装置)を鉛直配管の先端に設置した「鉛直落下打設工法」を採用した。

写真2に分離防止装置外観を、図7に詳細を示す。分離防止装置は、鉛直落下してきた粗骨材の落下エネルギーを耐摩耗性鋼板で低減させ、分離した材料を螺旋状の練直しユニット内部を通過させて練直しを行うものである。



写真2 分離防止装置外観

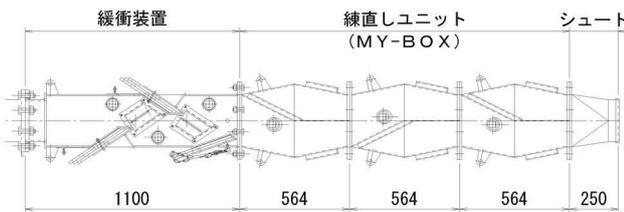


図7 分離防止装置詳細図

打設方法の妥当性を検証するため、施工前に約20mの落下高さから、①鉛直配管のみ、②鉛直配管先端に分離防止装置の2工法を比較する試験施工を実施した。その結果として、①鉛直配管のみでは筒先で骨材が分離して散乱したが、②分離防止装置を用いた場合は材料分離が発生せず、鉛直落下打設が可能なことを確認した。

アーチアバットと橋脚の打設時は、クローラークレーンで鉛直配管を吊り上げ、その下端に分離防止装置を取り付けて打設する方法とした。耐摩耗性鋼板は粗骨材との衝突により板厚が擦り減るため、4~5回の打設毎に鋼板取替を行うことにより、材料分離や配管トラブルもなく打設を完了した。

(2) 鋼アーチリブの架設

鋼アーチリブは、ケーブルエレクション斜吊工法で架設した。写真3に架設状況を、図8に架設ステップを示す。



写真3 鋼アーチリブの架設状況

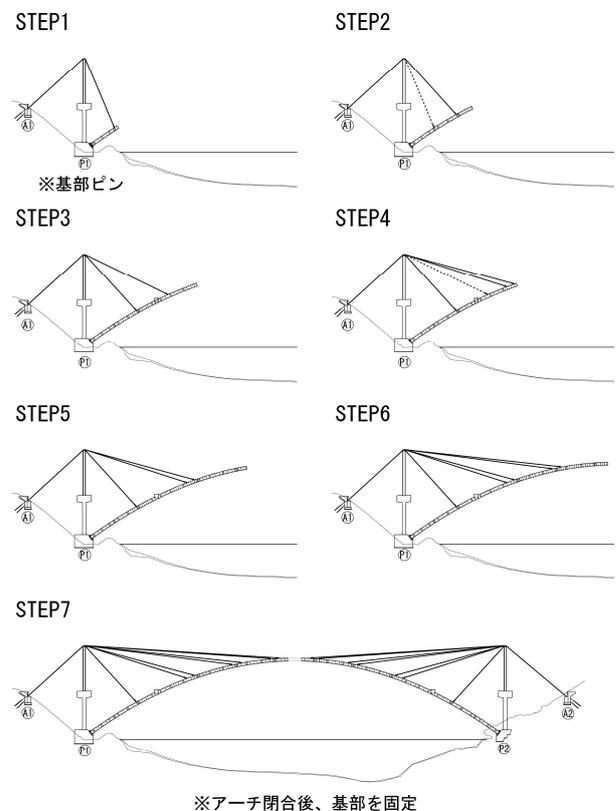


図8 鋼アーチの架設ステップ

架設にはケーブルクレーンを使用した。斜吊中はアーチ基部を仮支承でピン支持とし、斜吊鉄塔頂部から斜めに張ったケーブルでアーチリブを吊り下げながら架設を進めた。斜吊中は、トータルステーションによる自動追尾計測を行い、リアルタイムで全体形状と斜吊索張力を管理しながら架設した。

アーチの閉鎖前は、4段の斜吊索を使用して全体形状の調整を行い、最終部材を落とし込み閉鎖した。写真4にアーチリブ閉鎖の状況を示す。

閉合後、基部のアンカーボルトを締め付けてアーチ基部を固定した。



写真4 鋼アーチリブの閉合作業

(3) 鋼補剛桁（中央部）の架設

アーチリブ間の鋼補剛桁は、台船曳航直下吊工法にて架設した。航路の規制日数を抑えるため架設ブロックを5つに分け、製作工場で地組した各ブロック（約50m×10m、重量250t程度）を台船で海上輸送した。図9に直下吊架設のブロック割を示す。

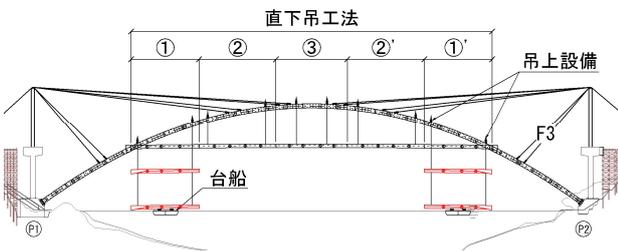


図9 直下吊架設のブロック割

台船の係留は1点係留方式を採用することで係留に要する時間を短縮し、航路規制時間の短縮および規制範囲の縮小を図った。

吊上げ設備は、アーチリブ間に渡した仮設梁上に吊上げ装置を設置した（図10）。装置にダブルツイングジャッキを使用することで、吊上げに要する時間を大幅に短縮できた。

施工箇所は航路内であり、船舶を通行させながらの海上工事となることから、航行船舶の安全対策を検討した。施工位置に応じて可航幅が変化することから、架設ブロック毎に航行制限船舶を設定し、海事関係者に事前広報を行った。航行制限の概要を図11に示す。海上工事の航路規制は5時間に設定した

が、実作業では3~3.5時間で制限解除することができた。写真5に直下吊架設状況を示す。

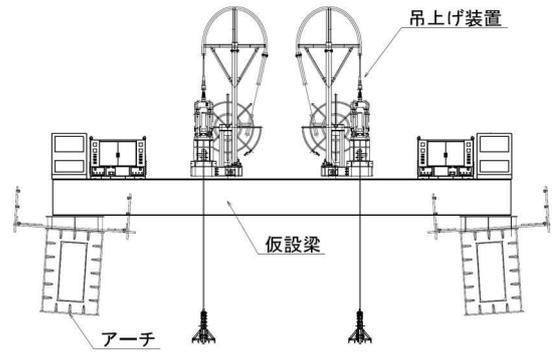


図10 吊上設備の概要



写真5 鋼補剛桁の直下吊架設状況

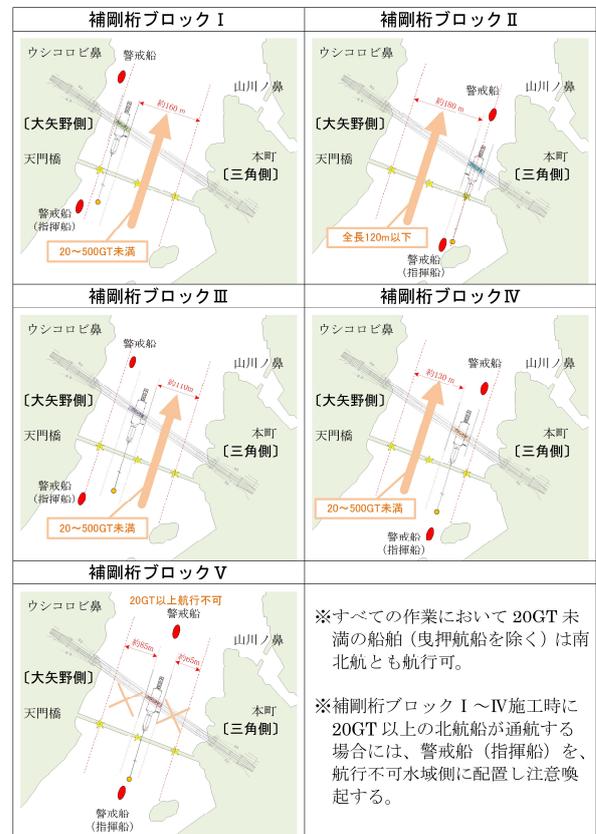


図11 海上工事での航行制限

(4) PC桁の架設

PC桁は、移動作業車による片持ち工法にて架設した。本橋の特徴として、面外方向の水平力に対してアーチより剛性の高いPC桁に断面力が集中する。そのため、床版張出先端の圧縮力が卓越する結果となり、PC桁本体は設計基準強度 $50\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートを用いたが、上床版には部分的に $60\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度のものを使用した。図12に高強度コンクリート打設範囲を示す。

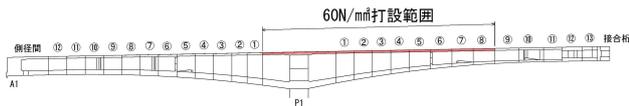


図12 高強度コンクリート打設範囲

コンクリート打設は、仮栈橋上にポンプ車を配置して行った。1回の打設で配合が異なる施工ブロックでは、 $50\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートを所定位置まで打設したのち、ポンプ車を入れ替えて $60\text{N}/\text{mm}^2$ の上床版コンクリートを打ち重ねた。

(5) 接合桁の架設

PC桁と鋼桁の閉合は、複合構造となる接合桁をPC桁先端に先行して設置し、最後に鋼補剛桁を落とし込む架設順序とした。図13に、閉合部の施工ステップを示す。

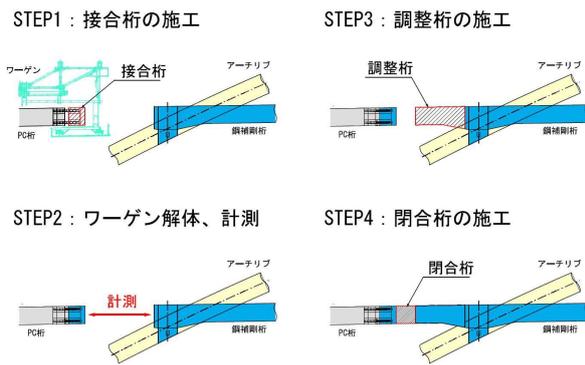


図13 閉合部の施工ステップ

接合桁には大きなねじりモーメントが作用することから、設計段階で鋼殻セルの検証実験が行われ、スパイラル鉄筋が採用された。鋼殻セル内部の軸鉄筋とスパイラル鉄筋は、仮置きしたヤードで組立を行った。写真6に鋼殻セル配筋後の接合桁を示す。



写真6 鋼殻セル配筋後の接合桁

接合桁の架設は、ケーブルクレーンを用いて移動作業車上まで運搬して仮置きした。仮置き後、吊り設備にて軸方向と直角方向および高さの微調整を行い固定した。写真7に接合桁架設状況を示す。



写真7 接合桁架設状況

接合桁は、鋼殻セル内と間詰め部に高流動コンクリートを充填する構造である。密配筋であることに配慮して、高流動コンクリートは自己充填性ランク3からランク1に仕様変更した。また、施工性の確認として、床版部水平区間とウェブ鉛直区間を模した実物大の供試体で充填性検証試験を実施した。図14に接合部概要と試験箇所、写真8に試験状況を示す。

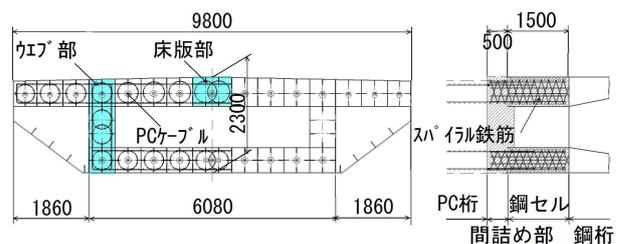


図14 接合部概要と充填性検証試験箇所



写真8 充填性検証試験の状況

当初は鋼殻セル上面に開口蓋を設けた分割充填であったが実施工時は検証試験の結果を反映して、低勾配となる間詰め部 500mm からの一括充填と強力バキューマーによる残留空気の除去へと充填方法を変更した。さらに CCD カメラを使用して画像による充填確認を行った。写真9に高流動コンクリート打設状況を示す。



写真9 高流動コンクリート打設状況

鋼殻セル内部に充填する高流動コンクリートは、単位セメント量の多い富配合であり、かつ施工時期が8月のため暑中コンクリートとなることから、水和熱による温度ひび割れの発生が懸念された。このため、アジテータ車のドラム内部に -196°C の液体窒素を噴射して打ち込むことによりコンクリート温度の低減を図った。写真10に液体窒素の噴射状況を示す。液体窒素の噴射により高流動コンクリートの打ち込み温度を $6\sim 8^{\circ}\text{C}$ 低減できた。



写真10 液体窒素の噴射状況

(6) 閉合部（鋼補剛桁）の架設

閉合部の鋼補剛桁の施工は、図13に示したとおり、先行してPC桁先端に施工した接合桁と架設完了している交差部に落とし込み架設を行った。閉合部は、鋼桁側とPC桁側の施工誤差が集積されるため、調整桁を実測反映可能な構造とし、移動作業車の解体後に計測して後加工を行った。また、最終部材である閉合桁は、形状を逆台形に処理して施工性を向上させた。鋼桁架設は、ケーブルクレーンを用いて行った。

架設時は、温度変化に伴う桁変形により、桁温度が上昇すると部材間が狭くなり、落とし込み架設が困難になることから、桁温度が低い早朝から作業を開始した。閉合桁の架設状況を写真11に示す。

閉合桁の落とし込み完了後、気温上昇により所定のジョイントクリアになったところで高力ボルトの本締めを行った。これをもって主構造の施工が完了した。



写真11 閉合桁の架設状況

6. 耐風安定性の検討

6.1. 風洞試験（アーチ斜吊中）

本橋架設時において最も不安定であると考えられるアーチリブ最大張出時の耐風安定性を検討するため、架設系（アーチリブ最大張出時）の模型による3次元風洞試験を行い、施工時の安全性検証を行った³⁾。写真12に風洞試験状況を示す。

模型は、実橋の1/80縮尺の3次元模型（図15）とし、架設機材として計画した足場や防護工、下面ネット等を再現した。



写真12 風洞試験状況

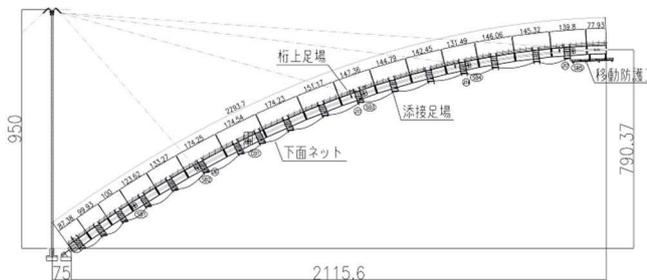


図15 3次元模型（縮尺：1/80）

風洞試験は、架設機材を再現した基本構造（写真13）に加え、渦励振対策構造（写真14）や架設機材なしのアーチリブ単体についても試験を実施した。

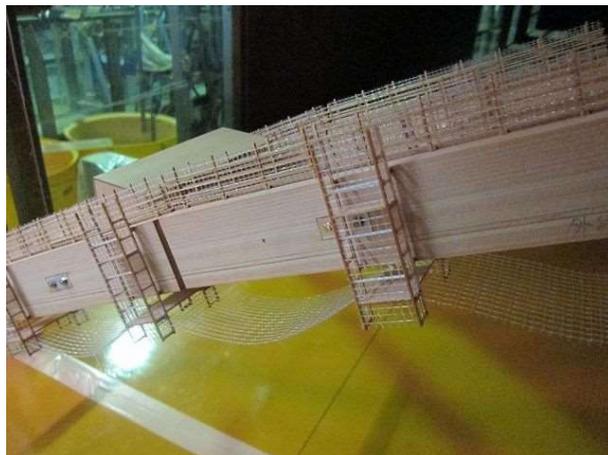


写真13 基本構造（ネット閉塞率26%）



写真14 渦励振対策構造（閉塞率100%）

風洞試験は一様流中および乱流中のそれぞれについて実施した。表1に一様流中の試験結果を示す。

表1 一様流中の試験結果

試験ケース	迎角	鉛直たわみ渦励振の発現振幅			構造対数減衰率 (鉛直1次モード)	
		1次モード	2次モード	3次モード		
基本構造	0°	—	許容値以上	許容値以下	0.02	
	+3°	—	許容値以上	許容値以下		
	-3°	—	許容値以下	許容値以下		
安全ネット 閉塞率変更 (渦励振対策)	全面閉塞率100%	0°	—	—	0.025	
		+3°	—	—		
		-3°	—	許容値以下		—
	桁上通路、添接足場 閉塞率100%	0°	—	許容値以下	許容値以下	0.02
		+3°	—	許容値以下	許容値以下	
		-3°	—	許容値以下	許容値以下	
	桁上通路のみ 閉塞率100%	0°	—	許容値以下	許容値以下	0.02
		+3°	—	許容値以下	許容値以下	
		-3°	—	許容値以下	許容値以下	
架設機材なし(アーチリブ単独)	0°	許容値以上	許容値以下	許容値以上	0.005	

一部の条件下において、許容振幅を超える振動が発現するものの、架設作業時の安全性および品質には問題がないこと、構造体としての安全性にも問題ないことを確認した。また、渦励振対策として、安全ネットの閉塞率を高めることが有効であることがわかった。

6.2. 施工中における振動実験による検証

風洞実験は「本州四国連絡橋風洞試験要領・同解説(1980)」により推定した構造対数減衰率を再現したモデルで実施した。しかしながら、実橋の構造対数減衰率は推定値とは差異が生じるため、比較的振幅の大きな渦励振やガスト応答が発現する可能性がある。そこで、斜吊中にアーチリブの振動実験を行い⁴⁾有害な振動が発現する可能性があるかと判断された場合には耐風対策を講じることとした。

アーチリブの振動実験は「桁交差部架設時」、「桁交差部と最大張出時の中間」、「最大張出時」の3回行い、その都度、耐風安定性の可否を判断した。

アーチリブ先端に加速度計を設置し、常時微動計測および強制加振計測により構造対数減衰率を求めた。図16に最大張出時の計測位置を示す。

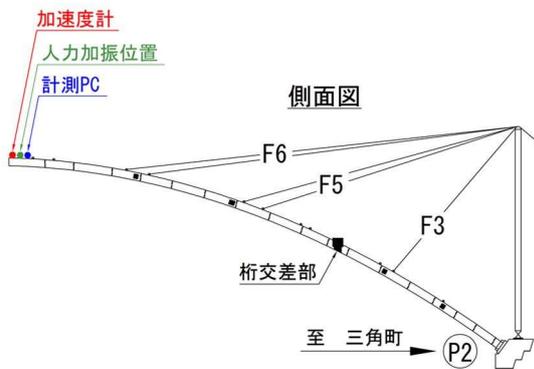


図16 最大張出時の計測位置

表2に振動実験により得られたアーチリブの構造対数減衰率および固有振動数と基準値との比較結果を示す。比較に用いた基準値は、構造対数減衰率については風洞試験時に設定した0.02とし、固有振動数の基準値は固有値解析結果の65%とした。

表2 構造対数減衰率と固有振動数の比較

(a) 桁交差部架設時

	振動実験により得られた実橋値	基準値	基準値との比較結果
構造対数減衰率	0.10	0.02	基準値以上
固有振動数 (Hz)	0.39	0.24	基準値以上

(b) 桁交差部と最大張出時の中間

	振動実験により得られた実橋値	基準値	基準値との比較結果
構造対数減衰率	0.11	0.02	基準値以上
固有振動数 (Hz)	0.67	0.46	基準値以上

(c) 最大張出時

	振動実験により得られた実橋値	基準値	基準値との比較結果
構造対数減衰率	0.18	0.02	基準値以上
固有振動数 (Hz)	0.75	0.59	基準値以上

全ての計測において、アーチリブの構造対数減衰率および固有振動数はともに振動実験により得られた実橋値が基準値を上回ったため、実橋においても耐風安定性には問題がないと判断し、耐風対策は実施しないこととした。

7. ケーブルクレーン設備

図17にケーブルクレーン設備概要を示す。ケーブルクレーン鉄塔の設置位置は、荷取りヤードの確保と基礎構築の施工性から、平坦で地山が安定している橋台背面とし、支間長500m、高さ88mと決めた。鉄塔建方は、作業ヤード幅が狭く、かつ鉄塔高

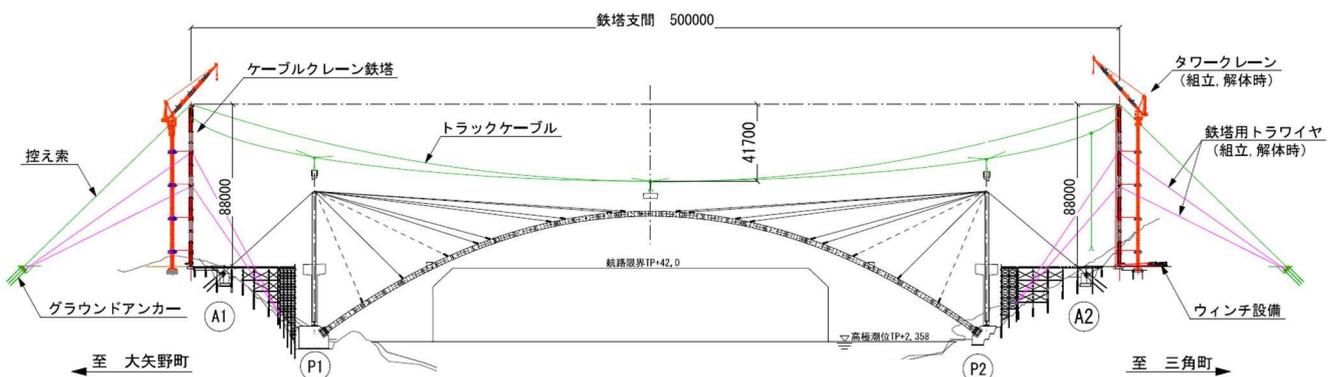


図17 ケーブルクレーン設備概要

が高いため、移動式クレーンを使用するとアーチアバット施工の資機材搬入が困難となるため、タワークレーンを使用して鉄塔建方とアーチアバット施工の並行作業を行った。

ケーブルクレーン設備は、主クレーン（吊能力28.5t）4系統、補助クレーン（吊能力9.4t）1系統の計5系統を設置した。ワイブリッジを設置すると航路限界を犯すため、鉄塔頂部に作業床を設けて設備の組立を行った。

ワイリングの最初のステップであるパイロットロープの展開作業は、浮きを付けたロープを曳船で渡海させて兩岸のロープと結する方法を採用し、航路を封鎖して作業を行った。展開中は潮流の影響を受けるため、作業時間は小潮の潮止まりに設定した。図18にパイロットロープの施工要領、写真15に施工状況を示す。

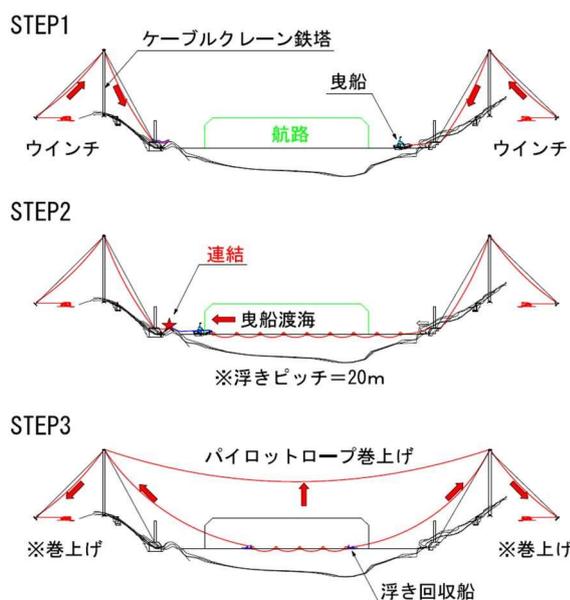


図18 パイロットロープの施工要領



写真15 パイロットロープの施工状況

8. おわりに

本橋は中路式アーチ橋として、国内最大級の規模を有する橋梁であり、側径間をPCT ラーメン形式として鋼桁とPC桁の複合構造を採用した特殊な構造である（写真16）。

架設に国内でも例の少ない大規模なケーブルクレーン設備を構築し、航路規制を伴う海上作業をはじめ、難度の高い施工であったが、着実に工事を進めて無事に閉合し、開通式を迎えることができた（写真17）。

建設中は新天門橋と呼ばれていたが、一般公募された5案の中から天城橋が選ばれ、開通式において蒲島知事から発表された。今後、地域の発展・利便性に寄与し、後世に永く愛される橋梁となることを祈っている。

最後に、厳しい施工条件の中、無事に工事を完了することができたのは、携わった皆様の多大なる努力の賜物であり、熊本県天草広域本部をはじめとする御協力いただいた関係者・地域の方々に深く感謝の意を表します。



写真16 完成写真（大矢野側からの空撮）



写真17 開通式のパレード

【参考文献】

- 1) 本田晃三, 最上有希, 原田修一, 新井信博, 松井幹雄, 池田大樹: 熊本天草幹線道路(国道 266 号大矢野 BP) の新天門橋(仮称) の計画, 橋梁と基礎 2015-10, pp. 45-50
- 2) 坂本智典, 原田修一, 友光宏美, 大貝和也, 徳橋亮治, 町田信彦: 熊本天草幹線道路(国道 266 号大矢野 BP) の新天門橋の設計, 橋梁と基礎 2016-10, pp. 30-36
- 3) 原田修一, 木村健史, 久保喜延, 松田一俊, 加藤九州男, 村本裕樹, 吉田謙一郎, 川東龍則: 新天門橋架設時の耐風安定性に関する検討, 土木学会第 69 回年次学術講演会概要集, pp. 475-476
- 4) 川東龍則, 石井博典, 山田朗央, 新天門橋(仮称)アーチリブの振動実験およびモニタリング観測, 土木学会第 73 回年次学術講演会概要集, pp.