

# 棧 1 号橋の設計・施工

## — 曲線桁を有する上路式 RC 固定アーチ橋 —

秋田 修\*1・中嶋 光祥\*2・玉置 一清\*3・内堀 裕之\*4

棧（かけはし）1号橋は、棧改良事業により対岸へルート変更される国道19号が一級河川木曾川を渡河する橋梁であり、設計施工一括発注方式（デザインビルド）にて発注された上下部一体の橋梁工事である。河川内には河積阻害率の制約より橋脚を設置することができず、さらに道路線形は平面曲線を有しており、世界でも採用例が少ない補剛桁が曲線桁であるコンクリートアーチ橋である。

上部工となる補剛桁にリブ付き床版を有する箱桁構造の採用やアーチリブに高強度コンクリートを使用するなど、本構造を採用するにあたり設計・施工上の工夫を行っている。

本稿では、この棧1号橋の設計・施工について報告する。

キーワード：RC 固定アーチ橋、曲線桁、メラン工法、高強度コンクリート、リブ付き床版

### 1. はじめに

国道19号は、名古屋市から長野市を結ぶ主要幹線道路であり、生活道路として重要な役割を担っている。しかし棧地区には、大型車の迂回路はなく落石などの災害、交通事故発生時には、長時間の通行止めとなり、地域に多大な影響を与える懸念がある。平成9年には棧地区において、直径3m程度の岩塊が車道上に落下し2日間の通行止めが発生した。この対策として対岸へのルート変更を行う棧改良事業が行われている（図-1）。棧1号橋は、棧改良事業区間において国道19号が木曾川を渡河する橋梁である。

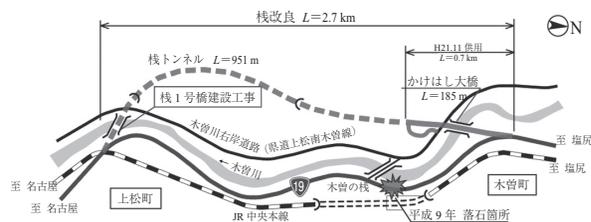


図-1 棧改良事業の概要

棧1号橋は、急峻な谷地形に加え急流である木曾川河川内には橋脚を設置することは困難（河川条件を満足しない）であるため、最大支間長が150mを超える長大支間の曲線橋が必要となった。

棧改良事業のうち、棧1号橋建設工事では、上記のような難易度の高い現地状況を鑑み、民間の技術力を活用するために、上下部一体の設計施工一括発注方式により平成20年に入札公告し、設計審査（技術対話）を経て、設計・

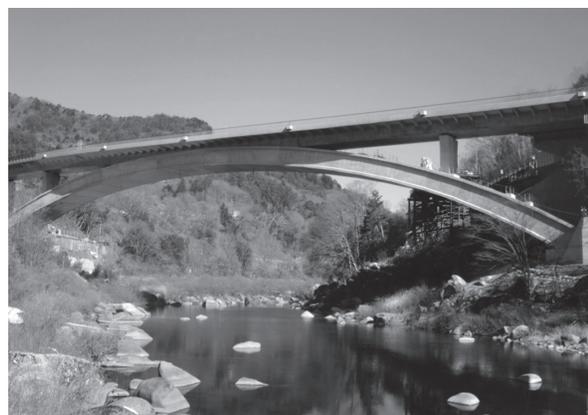


写真-1 完成

施工者を決定した。その際の基本コンセプトは経済性に加え「100年橋梁」および「自然との調和」が掲げられ、耐久性、維持管理性、景観性の観点からコンクリートアーチ橋を採用した<sup>1)</sup>。

本稿では、この棧1号橋の設計・施工について報告する。

### 2. 橋梁概要

橋梁全体一般図を図-2に示す。橋長199m、アーチ支間155mで、道路平面線形は $R = 335\text{m}$ を有する。道路幅員は、標準部で有効幅員9.5m + 歩道2.0mで、全幅13.0mである。

起点側には、現道との取付け区間として拡幅部を有する。

道路規格：第3種第2級

設計速度：60 km/h

構造形式：上路式 RC 固定アーチ橋

\*1 Osamu AKITA：国土交通省 中部地方整備局 飯田国道事務所

\*2 Mitsuyoshi NAKAJIMA：三井住友建設(株) 東京土木支店 土木部

\*3 Kazukiyo TAMAKI：三井住友建設(株) 土木本部 土木技術部

\*4 Hiroyuki UCHIBORI：三井住友建設(株) 土木本部 土木設計部

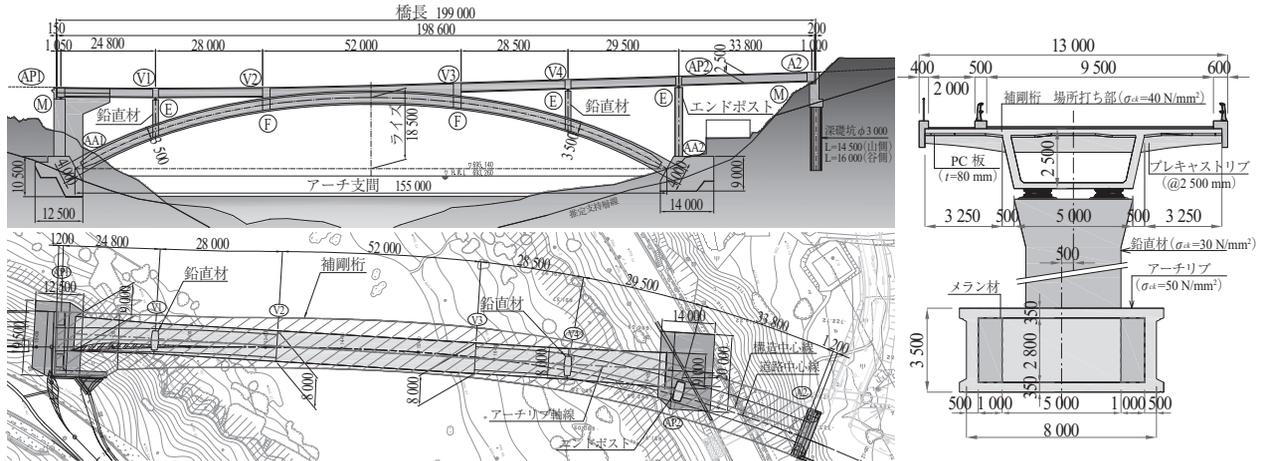


図 - 2 橋梁全体一般図

橋 長：199.0 m，アーチ支間長 155.0 m  
 幅 員：全幅 13.0 m，有効幅員 車道 9.5 m + 歩道 2.0 m  
 平面線形：R = ∞ ~ A = 165 m ~ R = 335 m

### 3. 設計概要

#### 3.1 構造概要

本橋は一級河川木曾川を渡河する位置に架橋される橋梁である。架橋位置は河積阻害率の制約によって上部工を支持する橋脚を河川内に設置することが困難であるため、アーチ橋を採用した。また、道路線形が曲線であるため、その対応が課題であった。

施工者の提案構造（以下、採用構造と記す）は、上路式コンクリートアーチ橋で、補剛桁にはプレキャスト製の水平リブとプレキャストパネルを使用した上床版を有する箱桁を採用した<sup>2)</sup>（図 - 2）。また、アーチアバットは地震時においても十分な支持力を得るために背面地盤の緩みを抑える掘削時の変位抑制対策を行った。アーチリブは設計基準強度 50 N/mm<sup>2</sup> のコンクリートと、SD 490 の鉄筋を用いて軽量化し、耐震性の向上を図っている。以下にその概要を示す。

#### 3.2 平面線形への対応

本橋の平面線形は、始点側の直線からクロソイド曲線を経て半径 335 m の曲線へと変化する曲線橋である。一方、アーチ構造は高軸圧縮部材となるため、アーチリブを平面的に湾曲させると橋軸直角方向の曲げモーメントが発生する。採用構造ではアーチリブの平面形状を直線とし、湾曲している道路のほぼ図心位置となるように配置するとともに、以下の手法によりアーチリブ幅を応力上必要な最小幅となるように設定した。

##### (1) 補剛桁に水平リブ付き床版構造の採用

補剛桁に水平リブ付き床版を有する構造を採用し、その左右の張出し床版長を変化させることにより道路の平面線形に対応する（図 - 3）。この場合、補剛桁幅員がアーチリブ上からもっとも下流側にはみ出すクラウン部では最大 5 m の張出し床版長が必要になる。この構造を成立させる

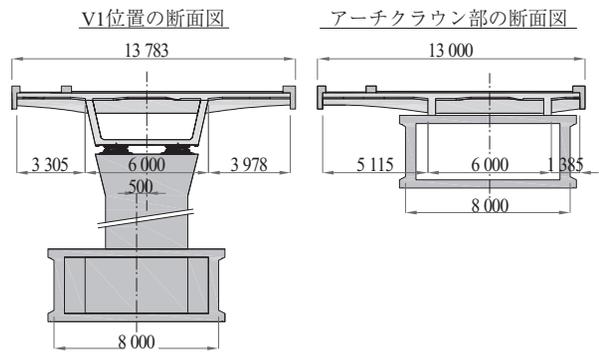


図 - 3 補剛桁張出し床版長の変化

ため、2.5 m 間隔で水平リブを設置することとした。さらに、水平リブ上に PC 板（埋設型枠）を敷設し、場所打ちコンクリートにより一体化することで、PC 合成床版構造としている。水平リブと PC 板をプレキャスト製品とすることで、張出し床版の支保工を不要とした。

##### (2) 補剛桁にねじり剛性の高い PC 箱桁橋の採用

左右の張出し床版長を変えることにより発生するねじりモーメントに対しては、ねじりモーメントに対する抵抗性の高いプレストレストコンクリート（PC）箱桁構造を採用することにより対応した。

##### (3) PC 箱桁の採用による鉛直材本数の低減

一般的には鉛直材の間隔が狭く、配置本数も多くなる。曲線の補剛桁と直線のアーチリブにおいて、平面位置がずれる箇所に鉛直材を配置するには、アーチリブ幅を拡幅する必要がある。その対策として、補剛桁に桁高 2.5 m の PC 箱桁構造を採用することにより補剛桁の支間長を 24.8 ~ 33.8 m として補剛桁を支持する鉛直材の配置本数を減らし、アーチリブからの支持は、平面曲線が緩やかな箇所のみとした。これにより、鉛直材を配置するためにアーチリブ幅を拡幅することを回避した（図 - 2）。

以上により、アーチリブは構造上必要となる最小幅（中央部 8.0 m，スプリング部 9.0 m）とすることを可能とした。

### 3.3 主方向の設計

アーチ橋では施工法によって発生応力が大きく変化する。採用構造では、アーチリブを鋼メラン材で形成したのちにコンクリートによって巻立てるメラン工法を採用した(図-4)。長大アーチ橋では、斜吊り張出し工法などにより、コンクリートアーチを途中まで構築し、残りの部分を仮設鋼製アーチを用いたメラン工法が採用されることが多い<sup>3)</sup>。本橋の場合、国道19号に近接する施工条件から、バックステイアンカーの本数が制限されるため、採用構造ではアーチリブ基部から全長にメラン材を用いることとした。アーチアバットとの接合部にはピン支承を配置し、スプリング部の曲げモーメントを低減するとともに、鋼メラン材架設時のアーチリブ形状の調整を容易にした。さ

らに、鋼メラン材の閉合後はスプリング部から2ブロック巻立てた後にアーチクラウン部を巻立てることによってアーチリブに発生するモーメントバランスを調整した。

これらにより、断面力をもっとも大きいスプリング部の負担を軽減し、アーチリブをRC構造とすることを可能にした。

### 3.4 アーチアバットの設計

#### (1) 地盤条件

アーチアバットの支持地盤は、両岸で大きく異なり、左岸(AA1側)はCM~CH級の硬岩、右岸(AA2側)は古期崖錐堆積物(dt1-sg層)である。なお、dt1-sg層は、一般の崖錐層よりも固結度が高く、平均換算N値は170程度の玉石混り砂礫層である。

#### (2) 基礎構造の選定

左岸側(AA1)については、支持地盤が硬岩であることから、直接基礎を採用した。右岸側(AA2)についても、以下の要因により、AA1と同様に直接基礎を採用した。

- i) アーチリブ断面を縮小することで、長周期化し、地震時作用力を大幅に低減。
  - ii) dt1-sg層は、直接基礎の支持地盤として十分な強度を有していることを確認。
  - iii) 背面地盤へ水平力を分担させる
- AA2における直接基礎の採用により、ドライ掘削が可能となるため、施工の確実性、安全性が向上するとともに、工期短縮とコスト縮減が可能となった。

### 3.5 耐震設計

上記のように、道路の平面線形に対応するためのアーチリブ幅を必要としないことによって柔構造となり、固有周期が橋軸方向で1.15秒、橋軸直角方向で1.84秒となった。構造を長周期化することで地震時の慣性力を低減することを可能とした。とくに、アーチリブの設計においてクリティカルとなるレベル2地震時において、もっとも大きいスプリング部の発生断面力が橋軸方向地震時、橋軸直角方向とも過大とならず、アーチアバットの大型化を避けることができ、直接基礎の採用を可能とした。

## 4. 施工

### 4.1 施工概要

図-4に施工ステップを、図-5に全体工程表を示す。左岸側はオープン掘削と土留め併用により、右岸側は土留めにより掘削を行った。無発破工法により、交通への影響を最小限とした。その後アーチアバットの構築、ケーブルクレーンの組立てを行った。河川上に仮設構造物を設置できないため、補剛桁の施工にも対応できるように3条のケーブルクレーンを設置した。アーチリブの施工は、新メラン工法で行った。メラン工法は、1978年の帝釈川橋で採用されて以来、H形鋼を弦材としたトラス梁をアーチリブ箱桁ウェブ部に完全に埋め込む形式であった。新メラン工法は、メラン材を箱桁断面とし、アーチリブ箱桁の内部に残す工法であり、2003年に頭島大橋で採用された<sup>5)</sup>。従来工法に比べ、メラン材を内型枠として使用でき、横構・対傾構の撤去を不要とすることから、工程短縮を可能とす

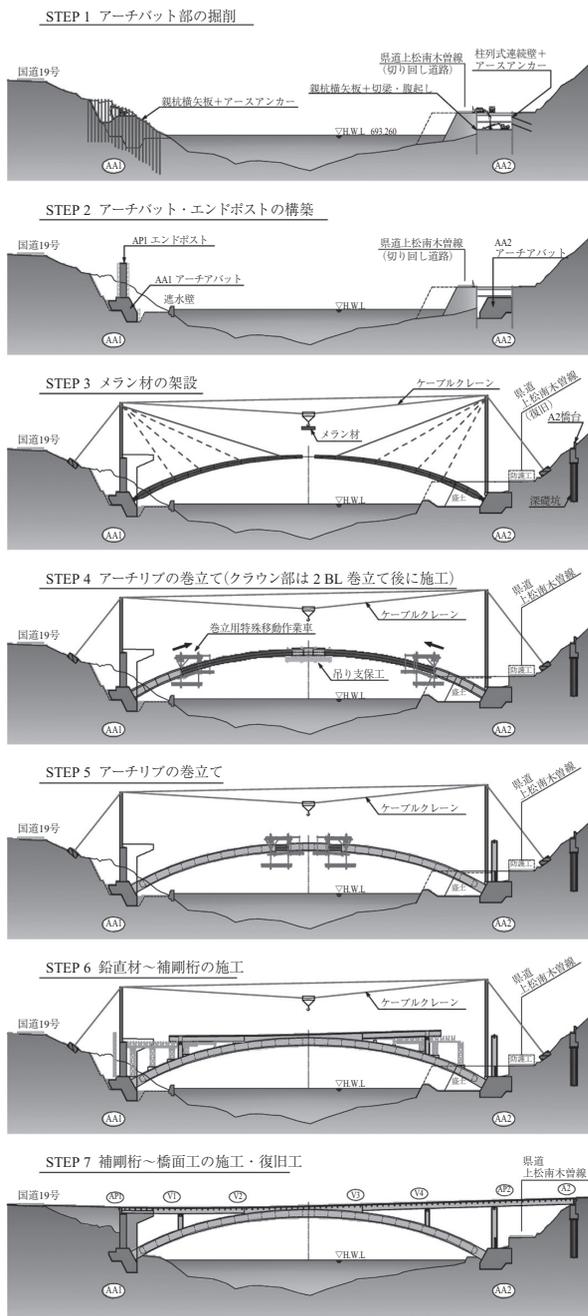


図-4 施工ステップ

	H21												H22												H23												H24												H25			
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3				
準備工	■																																																			
下部工	掘削工	■																																																		
	構築工													■																																						
アーチ リブ	メラン架設																									■																										
	巻立て																									■																										
鉛直材																																					■															
補剛桁																																					■															
橋面工																																																	■			

図 - 5 全体工程表

る工法である。アーチリブ構築後、鉛直材を施工し、アーチリブ上に支柱式支保工を組立て、曲線橋となる補剛桁を施工した。

#### 4.2 メラン材の架設

##### (1) メラン支承の設置

メラン材はピン支承で支持されている。左右の支承の設置の誤差が閉合部での橋軸直角方向のずれとなる。その比率は、支承間隔とメランの長さの比であり、本橋では約10倍となる。橋軸直角方向のずれは、閉合部で両岸から張出したメラン材を引き寄せて修正する。本橋では、特別な設備が不要となるよう、そのずれを最大で1cm程度とすることを目標とした。そのため、左右の支承の設置誤差の目標値を1mm未満として設置した。



写真 - 2 メラン支承設置状況

##### (2) メラン材の製作

メラン材は、アーチリブコンクリートの巻立て、補剛桁施工などによるたわみを考慮して、標準温度時に382mmのキャンバーが得られるように製作した。仮組立て検査は、組立てヤードの問題より、製作工場で4回に分けて実施し、最大5mm程度の誤差であった。

##### (3) メラン材の架設

メラン材は、2主箱桁構造とし、1BLを標準6.0mとし、閉合BLを含め全27BLに分割して製作した。1BLの1主構あたりの重量は、9.0tであった。メラン材の架設は、ケーブルクレーン設備を兼用したケーブルエレクション架設により行った。メラン材は、ケーブルクレーンの主塔から1主構あたり斜吊ワイヤー2本を用いて支持した。架設時は、1ブロックごとに高さを計測した。斜吊ワイヤー設置

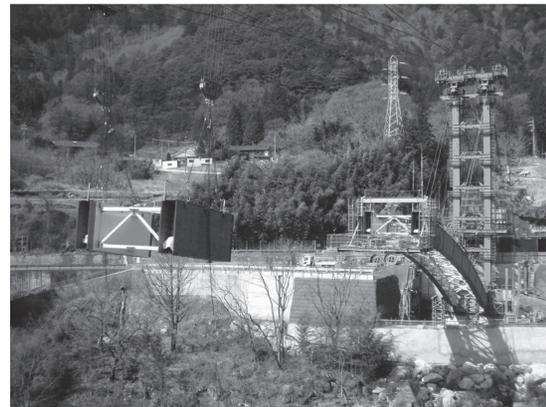


写真 - 3 メラン材架設状況 (右岸)



写真 - 4 メラン材架設状況 (左岸)

時には、吊足場重量を考慮した高さになるようワイヤー長を調整した。ブロック同士の接合は、高力ボルト接合とした。架設においては、作業性向上のために、ケーブルクレーンで移動が可能な、吊足場<sup>4)</sup>を使用し、1日1ブロックの架設を実現した。

先行して架設した右岸側(終点側)は、左岸の荷取り構台上で2主構を面組し、一括架設した。左岸側(起点側)は、斜材ケーブルとメラン材が干渉するため、1主構ずつ架設し、対傾構と横構を後から架設した。

##### (4) メラン材の閉合

中央閉合BLの寸法は、仮組み検査で確認した製作寸法および支承の設置精度から決定した。また、AA2側の斜吊り架設が先行して完了していたため、気温および日照による形状変化をあらかじめ計測したところ、メラン材先端

で高さ方向に約 3 cm、橋軸方向の伸びが約 1 cm、橋軸直角方向に約 1 cm の日変化が見られた。この変化量は、作業速度に対しても十分に余裕があり、閉合時に十分調整可能な範囲であった。また、閉合時の温度変化に対してボルトに発生する応力を検討したところ、日中においても閉合可能であることを確認した。その結果、クラウン部のキャンバーを目標 ±100 mm に対して、-25 mm で閉合することができた。



写真 - 5 メラン材閉合状況

### 4.3 アーチリブの施工

#### (1) 高強度コンクリート

メラン工法では、メラン材の下側へのコンクリート充填性を確保するため、従来実績ではスランプ 18 cm の配合が採用されてきた。一方、本橋のアーチリブは設計基準強度 50 N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを使用するため粘性が高く、アーチリブの下フランジには、厚さ 350 mm の内に主鉄筋 D 51 が配置されているため、充填性に懸念があった。そこで、アーチリブのメラン下部の切出し実物大模型（図 - 6、写真 - 6）を製作し、充填性確認実験を実施した結果、表 - 1 に示すスランプフロー 40 cm の配合を採用した。次に、実機ミキサーによる試験練りを繰り返したところ、スランプの経時変化に大きな差異があり、圧縮強度もばらつきが大きいことがわかった。これは、当該地区の生コン工場の可傾胴形ミキサーは強制 2 軸ミキサーに比べて、練混ぜ能力が低いことが原因であると判明した。これに対し、練り混ぜ時間を設計基準強度 30 N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを製造するときの 3 倍である 3 分とすることで、安定したスランプ経時変化、強度を得ることができた。

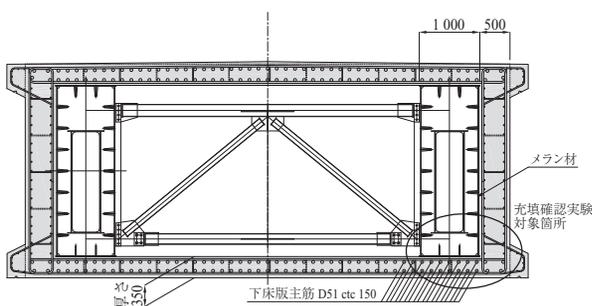


図 - 6 充填性確認実験対象箇所



写真 - 6 コンクリート充填確認実験状況

表 - 1 アーチリブコンクリートの配合

W/C	s/a	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
35.0 %	43.6 %	155	443	744	975

#### (2) スプリング部施工および移動作業車の組立て

スプリング部は、固定支保工で施工を行った。施工ブロックは 7.5 m とし、横桁部 2.0 m と箱桁部 5.5 m の 2 回に分けて施工した。起点側では、出水時の対策のために遮水壁を設けていたが、アーチアバットと遮水壁で囲まれた作業ヤード内では移動作業車の組立てに十分なスペースがなく、移動作業車のステージを組み立てることは不可能であった。そこで、スプリング部施工のための支柱式支保工と遮水壁を利用して、その上で組み立てることとした（図 - 7）。

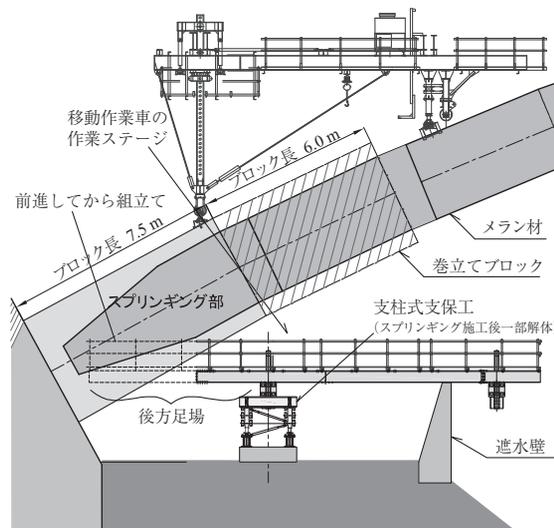


図 - 7 移動作業車の組立て (起点側)

#### (3) 移動作業車による施工

アーチリブは、巻立て用移動作業車を用いて、片側 11 ブロック（長さ 6.0 m）、クラウン部とスプリング部を含め全 25 ブロックの施工とした。移動作業車の前方足場で、ウェブと下床版の鉄筋を先行組立てすることで、工程

## ○ 工事報告 ○

短縮を図った。その後、移動作業車の移動後に上床版の鉄筋組立て、型枠組立て、コンクリート打設・養生を行った。型枠の解体は後方足場で行った。コンクリートには前述したとおり、流動性の高いコンクリートを使用したため、クラウン部以外においては、抑え型枠を使用した。

本工事では、1ブロック6mを実働10日サイクルで施工した(表-2)。

表-2 サイクル工程表

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
鉄筋組立て	下床版・ウェブ										
	上床版										
型枠組立て											
コンクリート											
養生											
移動作業車移動											



写真-7 抑え型枠



写真-8 アーチリブ下床版鉄筋組立て状況

### (4) クラウン部の施工

クラウン部は、吊支保工を用いて施工した。基部から2ブロック施工した時点で打設し、アーチリブ基部に発生する応力を低減している。吊支保工は、メラン上に反力をとるため、一部メラン上のみ先行してコンクリートを打設し、吊支保工の横梁を支持した(写真-9)。

#### 4.4 基礎およびアーチアバットの施工

##### (1) 掘削・土留め

AA2 アーチアバットの土留め掘削において、通常の親杭横矢板土留め壁では、背面側土留め壁に25mmの変位



写真-9 クラウン部吊支保工

が生じるため、アーチアバットの背面地盤が緩むことが予想された。背面地盤が緩むことにより、アーチリブ完成後に水平力によるアーチアバット背面の支持力が低下し、アーチリブに過大な応力が生じることが懸念された。このため、掘削時の変位抑制対策として、背面側土留め壁に剛性の高い柱列式連続壁を採用した。また、切梁にプレロードを導入することに加えて、3段切梁の中間にグラウンドアンカーを増設した(写真-10)。以上の対策により、土留め壁変位量を1mmで掘削を完了した。さらに、この僅かな変位による緩みの影響を排除するため、AA2 アーチアバットの躯体構築後に恒久グラウトを施工した。



写真-10 AA2 アーチアバット掘削時の変位抑制工

メラン閉合後より、AA2 アーチアバットの変位計測を行った。計測結果を図-8に示す。計測箇所において、アーチリブ巻立て完了時点で設計値2.64mmに対して、上流側0.83mm、下流側1.75mmと小さく、背面地盤に緩みが生じず、所定の支持力が確保できていることが確認できた。

##### (2) パイプクーリング

アーチアバットは、マスコンクリートとなるため、内部拘束による温度ひび割れの発生が懸念された。本工事では、部材中心部の硬化熱を表面部に配熱する配温式パイプクーリングを実施した(写真-11)。AA1 アーチアバットの第3リフトの計測値と解析値の比較を図-9に示す。対策を行わない場合と比較して、中心部の最高温度を10℃低減、中心部と表面部の温度差を10℃低減している。

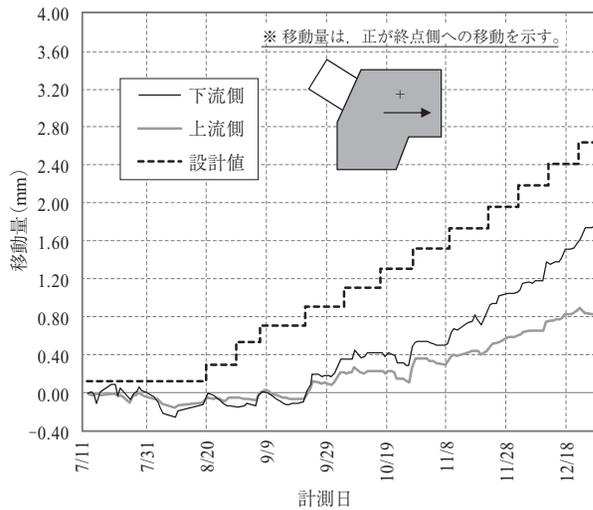


図 - 8 AA2 アーチアバット移動変位

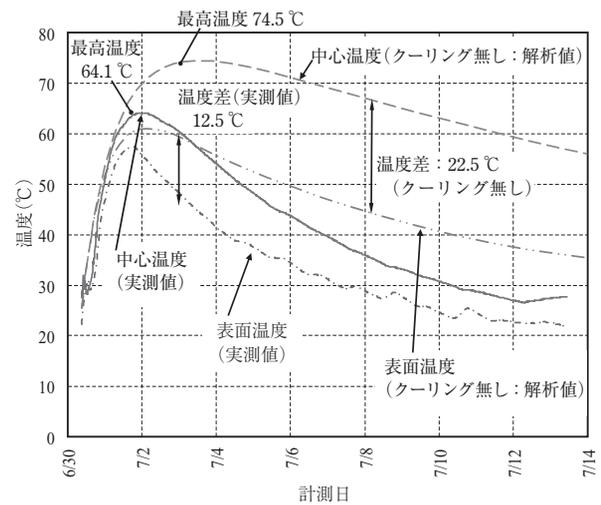


図 - 9 AA1 アーチアバット③リフト温度比較



写真 - 11 アーチアバットのパイプクーリング

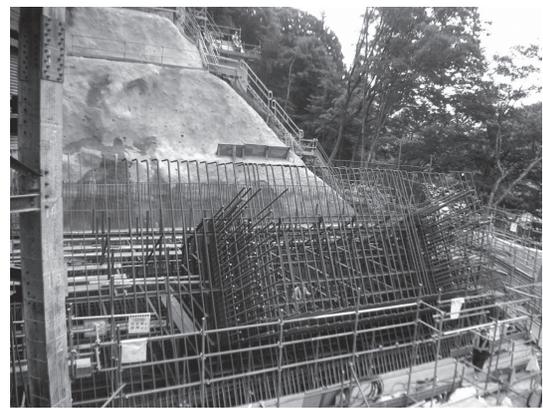


写真 - 12 鉄筋受け架台

その結果、温度ひび割れの発生は見られなかった。

(3) アーチリブ鉄筋

アーチリブの鉄筋は、アーチアバットに適切に埋め込まれている必要があるが、主筋はD51であり、埋込み長が3.8mと長く、斜め方向に重量物を組み立てるため、精度の確保に困難が予想された。そこで、鉄筋受け台を製作して、鉄筋を組み立てた。その結果、安全に精度良く組み立てることができた (写真 - 12)。

4.5 補剛桁の施工

(1) 箱桁部

図 - 10 に補剛桁箱桁部の施工手順を示す。アーチリブ

上に下床版・ウェブの支保工および水平リブの支保工設置後、まず工場製作部材である水平リブを所定の位置に固定した (写真 - 13)。その後、ウェブ、下床版の鉄筋、型枠を組立て、箱桁のウェブと下床版のコンクリートを場所打ちした。次に、水平リブ上に埋設型枠となるPC板を敷設し、鉄筋・PC鋼材を組み立てた後に、上床版を場所打ちした。

通常では幅員の小さなアーチリブに設置しなければならない張出し床版下の支保工が、本工法では不要となるため施工が容易となった。

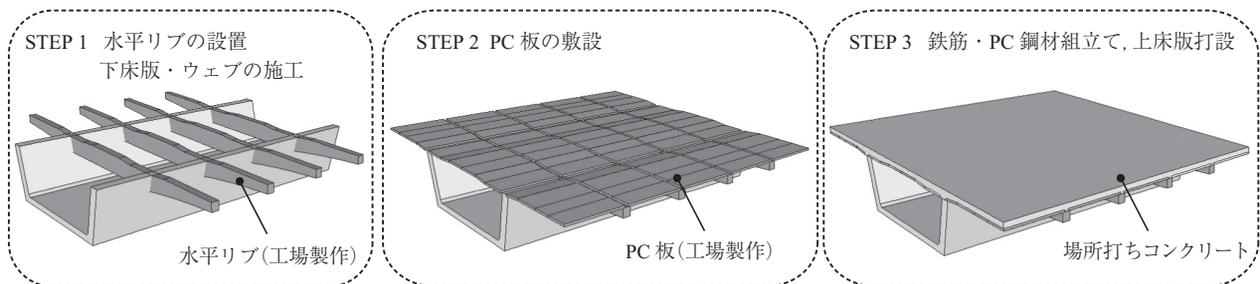


図 - 10 補剛桁施工手順



写真 - 13 水平リブ設置状況



写真 - 15 天秤梁による PC 板運搬

## (2) クラウン部

クラウン部では、アーチリブと補剛桁は一体となっている。アーチリブに支保工を設置し、プレキャストリブを設置した。その後ウェブに相当する直壁を施工し、上床版は、箱桁部と同様に施工した。V2 横桁近傍は、アーチリブとのあきが最小で 200 mm 程度と通常の支保工は設置できないため、起点側 3 m は、箱の中に砂をつめて支保工替わりとするサンド式の支保工を用いて施工を行った（図 - 11、写真 - 14）。

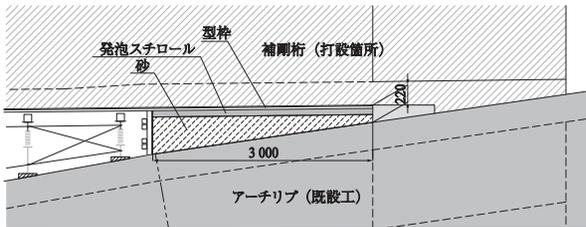


図 - 11 サンド式支保工概要図

水平リブは、所定の高さに設置できるように、アーチリブ上に鋼材を設置し、その上に水平リブをケーブルクレーンにて設置した。使用できる揚重設備は、ケーブルクレーンのみであるため、鋼材は、人力で撤去できる山留材の調整部材を使用した。



写真 - 14 サンド式支保工

PC 板はケーブルクレーンの動線から約 2.9 m 離れた箇所まで設置しなければならなかったため、天秤梁を製作し、ケーブルクレーンのみで設置を行った（写真 - 15）。

## 5. おわりに

アーチ橋は、構造的に優れた構造であるが、施工時に配慮すべき内容は複雑である。本橋は、曲線桁を有するアーチ橋であり、補剛桁にリブ付き床版を有する箱桁を採用した。アーチリブ上の支保工を低減できるなど、一定の効果をあげられたと考えられる。

本報告が類似橋梁の設計・施工の参考になれば幸いである。最後に、本工事の設計施工について多大なご指導、ご協力をいただいた関係者に深く感謝の意を表します。



写真 - 16 完 成

## 参考文献

- 1) 秋田 修, 中嶋光祥, 玉置一清, 永元直樹: 棧 1 号橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.46, No.12, pp.5-10, 2012.12
- 2) 池田博之, 水口和之, 春日昭夫, 室田 敬: 古川高架橋の設計と施工 (上), 橋梁と基礎, Vol.35, No.2, pp.2-9, 2001.2
- 3) 太田 隆, 川口歳則, 庄田浩二, 大磯 章, 中村收志: 立山大橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.5, pp.9-18, 2000.5
- 4) 江崎秀博, 武末博伸, 寺山 守, 柴田雅俊, 玉置一清: 龍大橋の施工, プレストレストコンクリート, Vol.44, No.5, pp.31-38, 2002.9
- 5) 伊藤稔明, 杉田興平, 荒巻武文, 中村收志: 頭島大橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.36, No.9, pp.2-11, 2002.9

【2013年2月26日受付】