

# セントル工法による中路式アーチ橋の設計と施工

## — 宮川大橋 —

高松 淳夫\*1・西村 勝\*2・杉田 守治\*3

### 1. はじめに

宮川村は、三重県の中西部に位置し、大台山系の山々に囲まれた緑と清流のふるさとである。

宮川大橋は、三重県多気郡宮川村に建設される橋長105m アーチ支間92mの中路式コンクリートアーチ橋であり、この形式の道路橋としては国内最大支間の橋である。

本橋は、近畿自動車道紀勢線（仮称）大宮大台インターへのアクセス道路として、県道大宮宮川線の下真手地内と同線菅木屋地内の地区境となる1級河川宮川（ダム湖）を横断する橋梁の架替え橋梁であり、近年の過疎化が進む現状を踏まえた過疎対策事業の一環として建設された（図-1）。

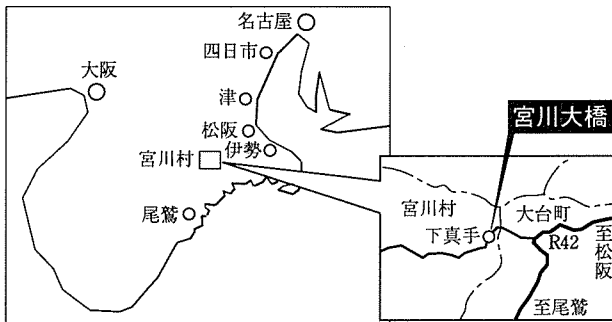


図-1 位置図

本稿は、主に宮川大橋の上部工の設計・施工について、その概要を報告するものである。

### 2. 工事概要

#### 2.1 設計条件

工事件名：宮川大橋橋梁整備工事

発注者：三重県宮川村

工事場所：三重県多気郡宮川村下真手～菅木屋地内

工期：平成9年1月16日～平成10年9月7日

橋種：道路橋（B活荷重）

構造形式：中路式コンクリートアーチ橋

橋長：105.0m

支間：アーチ支間 92.0m

補剛桁支間 15.2m+73.2m+15.2m

幅員構成：7.25m（車道）+2.5m（歩道）

縦断勾配：2.5%

横断勾配：2.0%

主要数量：表-1参照

図-2に本橋の全体側面図を、図-3に断面図を示す。

表-1 主要数量表

種別	仕様	数量
コンクリート		
アーチリブ・橋梁	$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	742m <sup>3</sup>
補剛桁	$\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$	811m <sup>3</sup>
型枠		3 785m <sup>2</sup>
鉄筋		
	SD295	234t
P C 鋼材		
補剛桁	I2S12.7mm	9 147kg
横桁・横梁	7S12.7mm	7 732kg
吊り材		
	F270 PH	1 798kg
	F360 PH	454kg

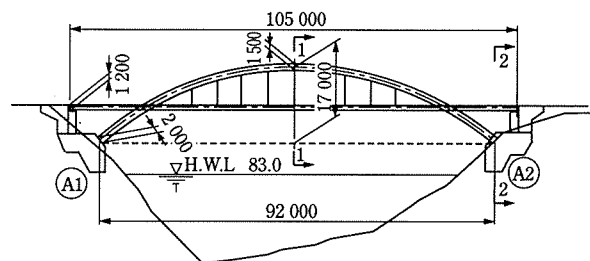
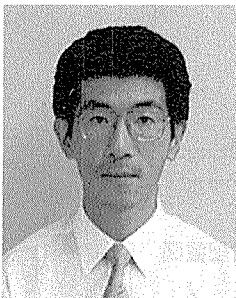
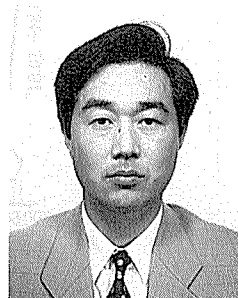


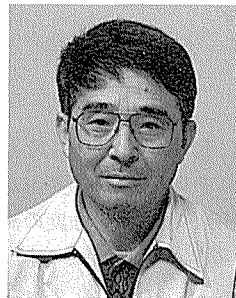
図-2 全体側面図



\*1 Atsuo TAKAMATSU  
宮川村 建設課 課長



\*2 Masaru NISHIMURA  
（財）三重県建設技術センター  
技術部技術第一課  
主幹兼橋梁係長



\*3 Moriharu SUGITA  
（株）銭高組 名古屋支店  
土木部 所長

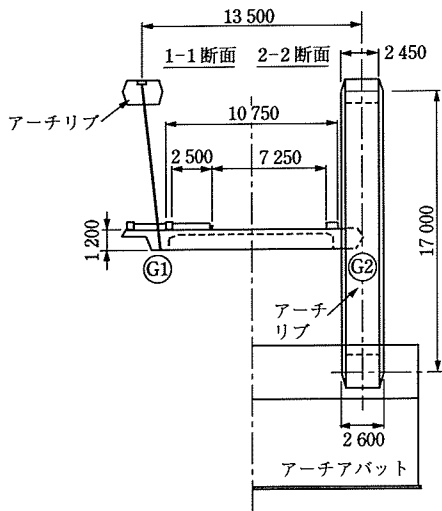


図-3 断面図

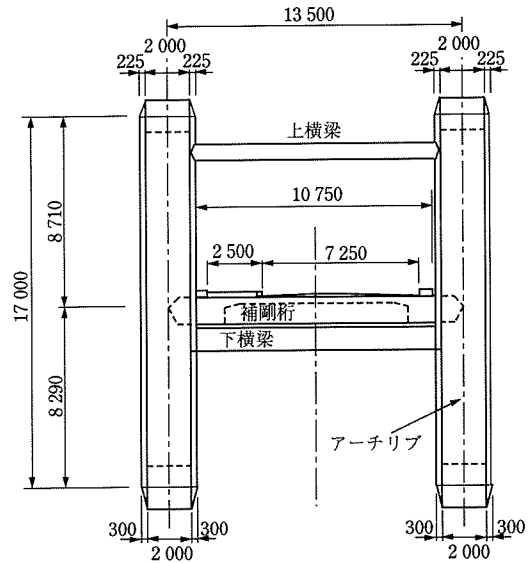


図-4 断面図

### 3. 構造概要

#### 3.1 アーチリブ

アーチリブは、アーチセトルを用いて施工するため、重量軽減が、完成後の断面力の軽減、使用材料の節減のみではなく施工費の削減にもつながる。このため円筒型枠を配置した中空断面とし、リブ厚はスプリング部で2.0m、アーチクラウン部で1.5mとした。

また、アーチ軸線はハイパボリック曲線を採用した。

$$y = \frac{f}{m-1} (\cosh k\xi - 1)$$

パラメータ $m$ については、 $m=1.7, 2.0, 2.3$ の3種類について比較した結果、全死荷重時におけるスプリング部とクラウン部の応力バランスの良い $m=2.0$ を採用した。

補剛桁との結合条件は、乾燥収縮、温度変化等によりスプリング部付近に生じる拘束応力を避けるため剛結せず、橋軸方向、直角方向ともに相対変位を許容する構造とし、アーチリブは鉛直荷重のみ分担するものとした。

#### 3.2 補剛桁

補剛桁は、橋軸直角方向の水平力に対して断面効率が優れており、鉛直材定着が容易でかつ構造的に明解なエッジガーダータイプとした。支承条件は、両端部で弾性固定し、橋梁上は全方向フリーとし、支承にはゴム支承を採用した。

#### 3.3 床組み

補剛桁には約3m間隔で横桁を設け、床版支間を橋軸方向にとりRC構造とした。

#### 3.4 鉛直材

アーチリブと補剛桁に橋軸方向に相対変位が生じるため、鉛直材にはフレキシブルなものを採用する必要がある。このため本橋では、斜張橋に使用される疲労強度の高いPC鋼材F360PHおよびF270PHを使用し、6m間隔で9本配置した。

#### 3.5 横構

横構は、補剛桁を支持するために補剛桁とアーチリブとの結合部に左右おのおの1か所、路面より上に、アーチリブ

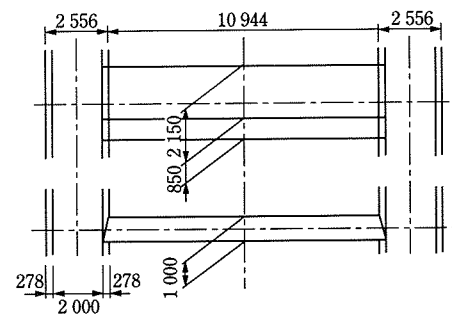


図-5 下横梁詳細図

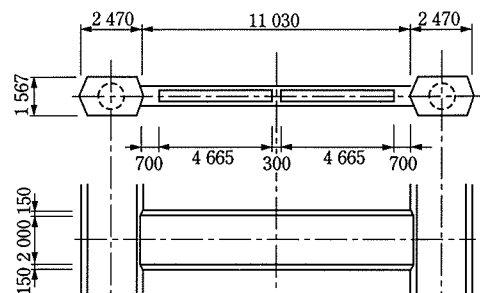


図-6 上横梁詳細図

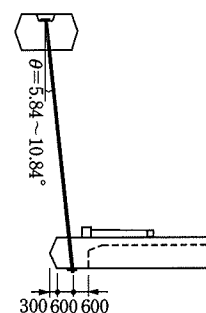


図-7 鉛直材配置図

の面外方向の安定、吊り材が傾斜していることにより生じる面外方向の応力(図-9)を軽減するため、中空断面のストラットを面外方向の安定に対して効率的な、路面より上

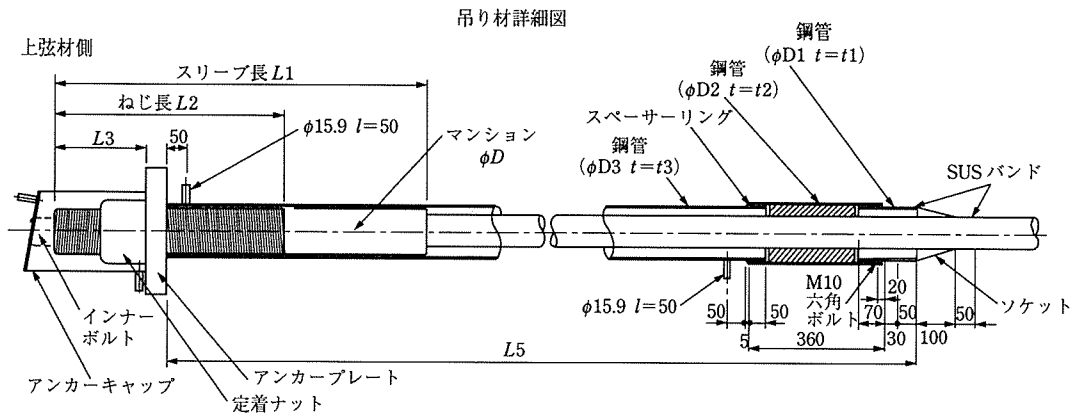


図-8 吊り材詳細図

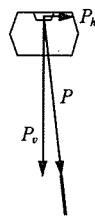


図-9 鉛直材による分力

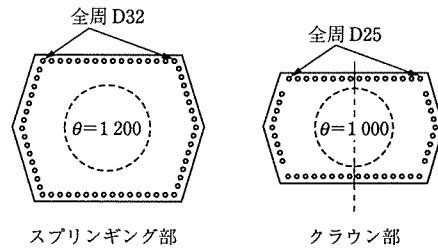


図-10 アーチリブ鉄筋配置

のアーチリブをほぼ3等分する位置に2カ所配置した。また、この位置はクラウン部の曲げを増大させないという意味でも合理的であった。

#### 4. 設計概要

##### 4.1 全体解析

本橋は2本のアーチリブで構成されていること、および吊りケーブル面が鉛直面に対して傾斜していることから、平面骨組み解析と立体骨組み解析を併用し、断面力を算出した。

その際、コンクリート部材に対してはクリープの影響を解析に反映させるため、持続荷重に対してクリープ換算弾性係数を用いた。

$$E_c \psi = \frac{E_c}{1 + \psi}$$

$E_c \psi$  : クリープ換算弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートの弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\psi$  : クリープ係数

##### 4.2 アーチリブの設計

アーチリブは、面内・面外の断面力に対しRC構造として設計し、スプリング部のみD32とし、その他でD25を125mmピッチで配置した(図-10)。

座屈に対しては、材料非線形および幾何学非線形を考慮した全体座屈解析を行い安全性を照査した。解析は平面骨組み解析モデル(図-11)を用い、アーチ部材のみ非線形部材とし、補剛桁・吊り材は線形部材として行った。照査は、全死荷重作用時を初期段階とし、逐次地震荷重または活荷重(半載荷)を増加させる方法により行い、次式の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  により安全性を評価した(表-2)。

$$1.0D + \alpha E_q$$

$$1.0D + \beta L$$

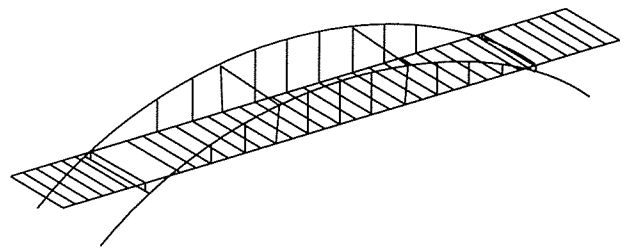


図-11 立体骨組み解析モデル

表-2 非線形解析結果

	非線形解析	道示 終局荷重時係数
地震係数 $\alpha$	0.743	0.26(0.2×1.3)
活荷重係数 $\beta$	19.731	2.5

鉛直材定着部の押抜きせん断に対しては、吊り鉄筋、横方向鉄筋を配置し、十分な補強を行った。

##### 4.3 補剛桁の設計

補剛桁をPC構造とした場合、2次応力の影響が大きく、プレストレス量が過大となり不経済となるため、PRC構造とした。

PRC部材としての設計条件を表-3に示す。PC鋼材は12S12.7mmを用い、アーチ中央部付近で1ウェブあたり最大7本配置し、断面力に応じてウェブ内側の横桁位置で途中定着し、一般部で1ウェブあたり4本配置した(図-12)。

##### 4.4 床組みの設計

床版は横桁で支持された橋軸方向を支間とする一方向性版として扱い、版厚  $t=29.0$ cmのRC構造として道路橋示方書により設計を行い、D19を125mmピッチで配置した。なお、補剛桁の大半の領域は正の曲げを受け、床版には橋軸方向に圧縮応力が作用しており、設計にこの軸力を考慮することも可能であるが、安全側を考慮して曲げのみを受ける

表-3 補剛桁設計条件

	許容応力度	許容ひび割れ幅
死荷重時	$\sigma_t < \sigma_{ta}$	
活荷重時		0.0035C(主桁上縁) 0.005 C(主桁下縁)

$\sigma_{ta} = 0.6h^{1/3} \times 0.5 \times \sigma_{ck}^{2/3}$

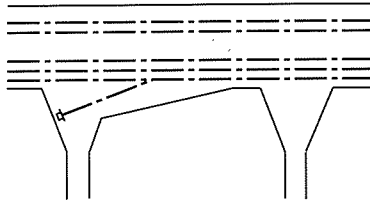


図-12 補剛桁PC鋼材定着図

部材として床版の設計を行った。

また、横桁はPC部材とし、PC鋼材 7S 12.7mmを中間横桁に2本、端横桁に3本配置した。アーチリブとの交差部に位置する横桁のPC鋼材は、アーチリブとの取合い上ジャッキスペースを確保できないため、横桁上縁に切欠きを設け、交差定着とした。

4.5 鉛直材の設計

鉛直材にはPC鋼材 F360PH, F270PHの2種類を用い、活荷重の変動応力が大きいため、安全側を考慮して許容引張応力度を  $\sigma_{pa} = 0.4\sigma_{pu}$  として設計した。

また、繰返し荷重に対する吊り材定着部の2次曲げの影響について、Wyattの式より照査した。

$$\sigma_b = 2\theta_b \sqrt{E \cdot \sigma_t}$$

- $\sigma_b$ : 2次応力 (kgf/mm<sup>2</sup>)
- $\theta_b$ : 曲げ角度 (rad)
- E: 弾性係数 (kgf/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_t$ : 1次応力 (kgf/mm<sup>2</sup>)

その結果、2次曲げによる応力度は  $\sigma_b = 5\text{kgf/mm}^2$ 未滿と微小であった。

5. 施 工

5.1 施工概要

本橋の6月末現在の施工状況を写真-1に、施工順序を図-13に示す。施工上の特徴としては以下の4項目が挙げられる。

- ① アーチリブの施工に軽量アーチセトルを使用
- ② 機材の搬入組立ては3基のケーブルクレーンを使用
  - ・サイドケーブルクレーン 10t吊り 2基
  - ・センターケーブルクレーン 5t吊り 1基
- ③ アーチセトルの架設にケーブルクレーンタワーからの斜吊り索を使用
- ④ 補剛桁はアーチリブからの大規模な吊り支保工により施工

5.2 ケーブルエレクション設備

ケーブルエレクション設備の概略を図-14に示す。また、施工計画上の留意点を以下に示す。

- ① サイドケーブルの吊り上げ能力はアーチセトル1ピースの最大重量 (7.9t) より10t吊りとし、センターケー

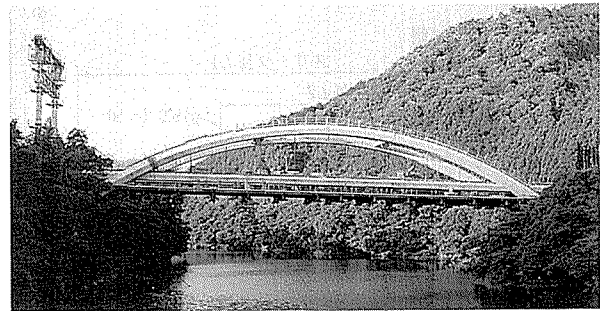
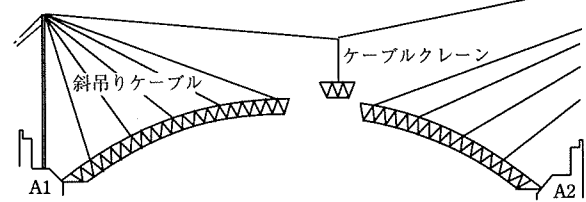
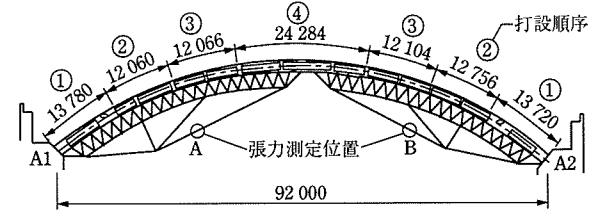


写真-1 施工状況(1998年6月末現在)

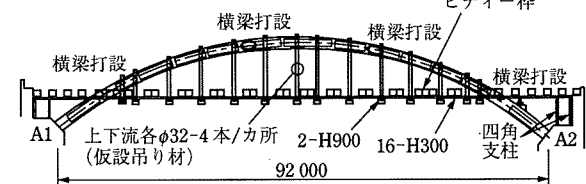
① アーチセトル組立て



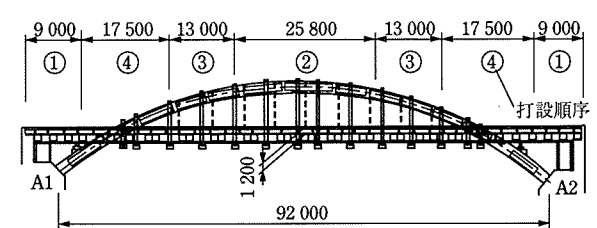
② アーチリブ施工



③ 吊り支保工仮設および横梁施工



④ 補剛桁施工



⑤ 橋面工施工

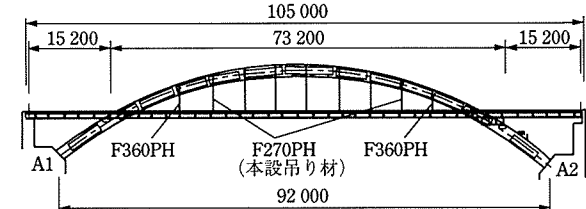


図-13 施工順序図

ブルについては仮設材の合吊りを考慮し、5t吊りを用いた。

- ② 鉄塔は斜吊り設備を供用するものとした。

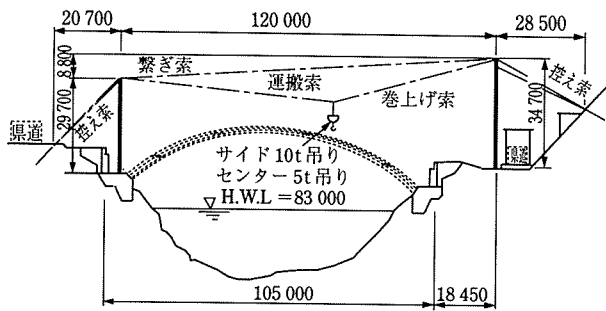


図-14 ケーブルエレクション設備

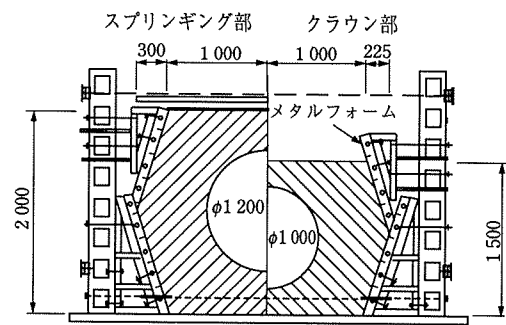


図-15 アーチリブ断面

- ③ 鉄塔の設置位置および高さは、A1側が県道と近接していること、控え索の最大角度 ( $\theta \leq 45$ 度) を満足させることにより、橋台基礎上で約30mとした。A2側は荷取り場が確保でき、かつアーチクラウン部とのクリアランスを考慮しA2パラペットより約18m後方に35mの高さとした。

### 5.3 アーチセントルの架設

アーチセントルの架設に先立ち、橋台の施工誤差を測定したところアーチスパンで+11mm、計画高で+10mmと微量であり、問題ないことが確認された。以下に架設手順を示す。

- ① 1アーチリブあたり14ブロックで構成される各セントルピース計28ブロックを地組み
- ② 荷取り場の架設ケーブル下に小運搬
- ③ サイドケーブルクレーンで吊り込み、中央ケーブルクレーンが介錯を行い所定の位置にセット(連結ボルトは仮締めとし、最後に本締めを行う)
- ④ 斜吊りセット
- ⑤ ②~④を反復(上下流を交互に行う)
- ⑥ 横継ぎ、筋違いを中央ケーブルクレーンにてセット(橋軸方向の調整)
- ⑦ ②~⑥を繰り返しアーチ中央(7ブロック)まで架設、その後、A2側を同様に架設し中央連結
- ⑧ 斜吊り材の撤去
- ⑨ 大引き溝形鋼をキャンバで高さ調整しながら設置(上越し量138mm~0mm)

### 5.4 アーチリブの施工

アーチリブの施工順序は、図-13の②に示すとおり両スプリング部からアーチクラウン部に向けて7分割4回打設を行った。以下にそれらの概要と留意点を述べる。

#### (1) 型 枠

アーチリブは図-15に示すような六角形の変断面であるため、コンクリート打設中のはらみや分割施工における転用回数等、安全性と経済性の面からメタルフォームを使用した。なお、転用についてはスライド可能な構造とし、施工の省力化を図った。また、スプリング部からアーチ中腹にかけて勾配が急な範囲 ( $\theta \leq 15$ 度) では、コンクリートの打上りに合わせてフタ型枠を取り付けた。

#### (2) 鉄 筋

場外の加工場にて加工を行いトラックで場内に搬入し、ケーブルクレーンで取付け場所へ移動した。また、円筒管

を設置するため上筋は最後に組み立てた。

#### (3) 足 場 工

鉄筋組立てとコンクリート打設用に単管足場を設置した。

#### (4) コンクリート打設

A1, A2両岸にポンプ車を配置し、打上り速度が均一になるように同時打設とした。なお、コンクリートは流動化(スランプ15cm)と早強化が期待できる高性能AE減水剤を使用したことで、打設作業をスムーズに行うことができた。

### 5.5 アーチセントルの挙動

アーチリブの出来形は、アーチセントルの挙動に大きく左右される。また、偶発的な偏荷重によりバランスを崩さぬように、施工中は常にその挙動観測を行い設計値との整合性を観た。

ここでは、アーチセントルが示す挙動に関して以下の3項目について記す。

#### (1) 斜吊り装置の張力

アーチセントルの架設において、最終張出し時の斜吊り最大引張力は設計上51.5tfであったが、実測では40tf程度であり十分な余裕があった。

#### (2) 変 位

鉛直方向変位について、アーチセントル撤去後の累計変位量を図-16に示す。全体的に設計値に比べ大きな変位が生じたが、通常張出し施工等で用いられる計画高の管理値±25mm以内であった。

橋軸直角方向変位については、コンクリート打設ごとにアーチクラウン部でその量をチェックしたが、最大でも5mm程度と微量であった。

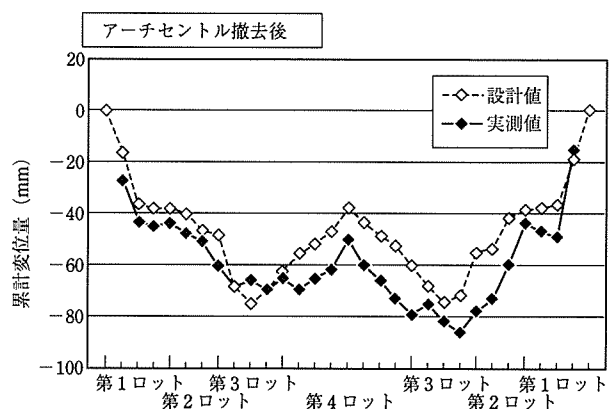


図-16 アーチリブ累計変位量

(3) アーチセントル引張材の作用張力

図-17に、引張材に生じる張力(図-13の②の点A)の設計値と実測値を示す。ここで、設計値は本部材の重要性を鑑み安全側の値を得るため、アーチリブ本体の剛性は考慮せずに計算した。その結果、引張力が増加する第2ロット打設時までは実測値が設計値を下回り、減少する第3ロット打設以降はその関係は逆転している。これは明らかに、アーチリブ本体がコンクリートの硬化に伴い自重を分担したことを表している。

以上、アーチセントルの各挙動を把握しながら施工を行い、あらかじめ期待した精度で完了することができた。

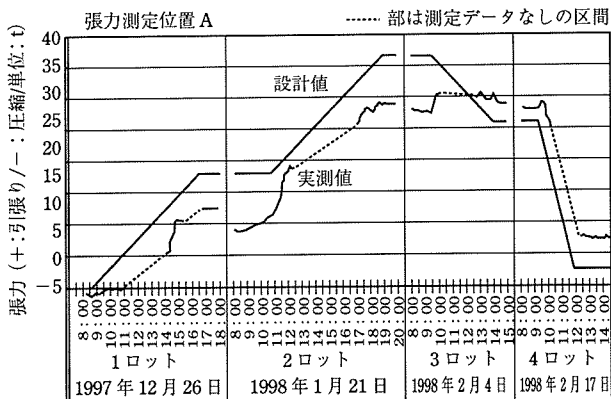


図-17 アーチセントル引張材の作用張力

5.6 補剛桁の施工

補剛桁の施工は、既設のアーチリブより仮設鋼棒(φ32-SBPR 95/110)で吊られた大規模な吊り支保工上で行った。図-13の③に吊り支保工の概略を、図-13の④に施工順序を示す。

(1) 吊り支保工の架設

まず仮設吊り材については、施工計画1カ所あたり最大で約90tfの力が作用する。この荷重に対し、応力的にはφ32-2本配置で十分満足(許容値61.9tf/本)するものであったが、安全性、アーチリブに作用する荷重のバランスおよび、支保工解体方法を考慮し4本配置に決定した。橋軸直角方向の桁受け材は、曲げおよびたわみの検討よりH900×300×16×28をダブルとした。

架設は、四角支柱を使用した両側径間部を先行し、順次径間中央方向に吊り支保工材を設置した。

(2) 補剛桁の施工

補剛桁は、アーチリブと同様に7分割4回打設で左右対称作業で施工した。打設順序は、初めに両側径間部を、次に最も変位の大きい径間中央部、最後に中間支点近傍とし、いずれも1回の打設量を200m<sup>3</sup>程度とした。

変位量については、吊り支保工解体直後の計画高に対し管理値±25mm以内であり、十分な精度を得ることができた。設計値と実測値を図-18に示す。なお、その後の値については作業の進捗に伴い、随時確認を行い計画値との整合性を図る。

(3) 吊り支保工の解体

本橋の架設作業の中で、最も重要なポイントの一つとし

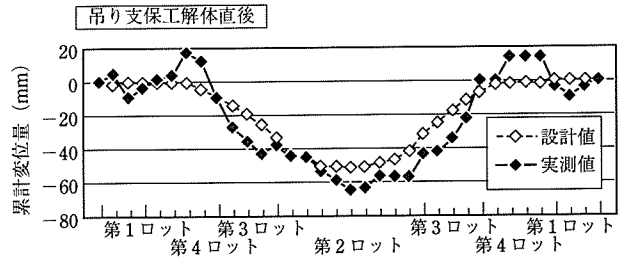


図-18 補剛桁累計変位量

て吊り支保工の解体作業が挙げられる。

本作業では、仮設吊り材が受け持っていた補剛桁重量(約1000tf)を本設吊り材に受け渡し、その後各仮設材の撤去作業を行う。そのため、以下の点が懸念事項として挙げられた。

- ① 大きな荷重移行作業による安全性の確保
- ② 設計張力および設計断面力の確保

解体方法として、本設吊り材に所定の設計張力を導入すればより安全に、かつ本体を設計どおりの応力状態に保つことが可能である。しかし、18本の本設吊り材に所定の張力を導入することは非常に煩雑な作業となり、かえって応力バランスが崩れる恐れがある。よって解体作業は図-19に示すような手順で行うことに決定した。

この方法では、仮設材を順に撤去していくことで自然に荷重の移行を促し、急激な応力変動を避けることができるため①を十分に満足する。②については、解体作業前に本設吊り材の遊びを除去することで対応可能と考えた。

結果として、吊り支保工解体終了時に吊り材の張力確認を行ったところ、いずれも設計値に比し±5%の誤差であり②の懸念事項を満足した。

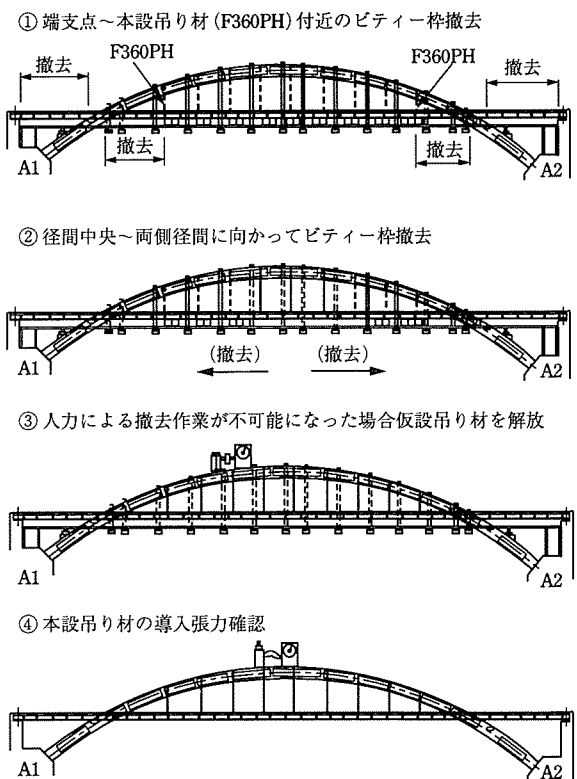


図-19 吊り支保工解体順序図



写真-2 完成間近の宮川大橋

## 6. おわりに

本工事は現在、無事に吊り支保工の撤去作業を終了し、橋面工を残すのみとなった。

アーチセントルや、大規模な吊り支保工を用いた非常に難易度の高い施工であったが、本橋に携わった多くの方々のお力添えにより現在までのところ、無事故無災害で作業

を進めることができた。そのことに対し関係者一同、この場をお借りして御礼申し上げる次第である。

今後、9月の開通式に向けて急ピッチで施工を行い、地域の新たなランドマークとして数多くの人々に親しまれる橋梁となることを願うものである。

【1998年7月23日受付】