

## 世界遺産白糸の滝に架設された滝見橋 (3) 応力計測と解析モデル

三井住友建設株式会社 正会員 ○五味 傑  
 日本大学院理工学研究科 山田 眞弘  
 日本大学理工学部土木工学科 正会員 工博 関 文夫

## 1. はじめに

2013年富士山の世界文化遺産構成資産の一つである白糸の滝に新設された歩道橋（以下滝見橋）の構造形式には、橋体のコンパクト化と長寿命化に配慮したバランスド扁平アーチ構造（以下BFA構造）が採用された。BFA構造は、ノーシュー・ノージョイントの利点とインテグラル構造の剛性が得られることから今後更なる実用化が期待される構造であるが、使用実績は少なくその構造特性や最適な設計手法は明らかになっていない。ここでは滝見橋を対象に、構造解析から得た設計値と実橋のひずみ計測データを用いて、BFA構造の応力性状を把握し、その構造特性と設計段階における適切な解析モデルの提案をする。

## 2. 滝見橋の特徴

滝見橋(写真-1)は、橋長39m、アーチスパン28m、アーチライズ2.55m、有効幅員が2.5mの人道橋である<sup>1)</sup>。以下にBFA構造の特徴を示す<sup>2)</sup>。

## (1) 扁平アーチを有するバランスドアーチ構造

一般的なコンクリートアーチ構造では、スパンに対してライズ（アーチの反り）が、 $1/5 \sim 1/8$ （スパンライズ比）となるものが多いが、滝見橋では、橋面高さの制約、河川のHWLの制約から $1/12$ という扁平なアーチ構造となった。扁平アーチ構造の最大の弱点として一般的なアーチ構造に比べて拱台に大きな水平力が作用することと、アーチリブに曲げモーメントが大きく作用することが挙げられる。水平力に対しては背面に斜材を設けたバックステイ構造によって、その水平力の約20%をキャンセルし、さらにプレストレスの効果も合わせると約50%減となり、滝見橋はコンパクトな橋体とすることができた（図-1）。曲げモーメントに対してはアーチリブを変断面として梁性を持たせる事で対策した（図-2）。

## (2) ノーシュー・ノージョイント構造

滝見橋は現地の多湿な環境に配慮し、金属製の付属物を用いない設計としたため、斜材、アーチリブ、側径間を含んだトラス構造に剛結の橋脚を設置したポータルラーメン構造に近い特徴がある。



写真-1 滝見橋の全景

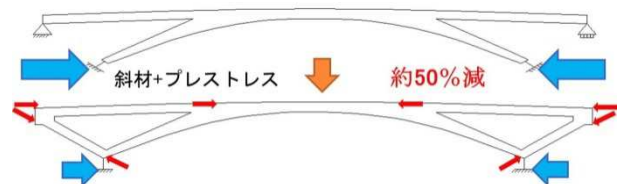


図-1 水平力への対策

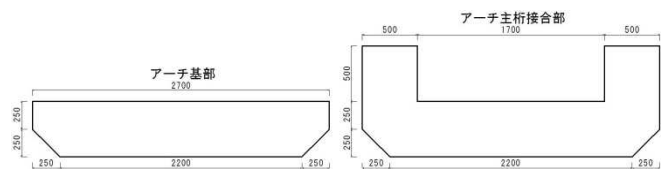


図-2 アーチリブ変断面（基部と主桁接合部）

### 3. 滝見橋におけるひずみ計測

#### 3. 1 使用機器

本研究で使用したひずみ計は以下の通りである。

- (1)FCA-3-11-1L (鉄筋用 2 軸クロスゲージ) 20 基
- (2)KM-100BT (コンクリート用) 4 基

#### 3. 2 測定位置

ひずみの測定位置は、応力集中が考えられる斜材端部、アーチ端部、アーチ頂部、主桁を選定した (図-3)。図-4~7 にそれぞれ鉄筋及びコンクリートひずみ計の測定位置を示す。橋軸方向に対して断面の両側に設置したひずみ計は「~上流」、「~下流」と名称を区別した (例: 斜材端部上縁上流, 斜材端部上縁下流)。ひずみ計は (写真-2) の様に設置をした。



写真-2 ひずみ計設置の様子

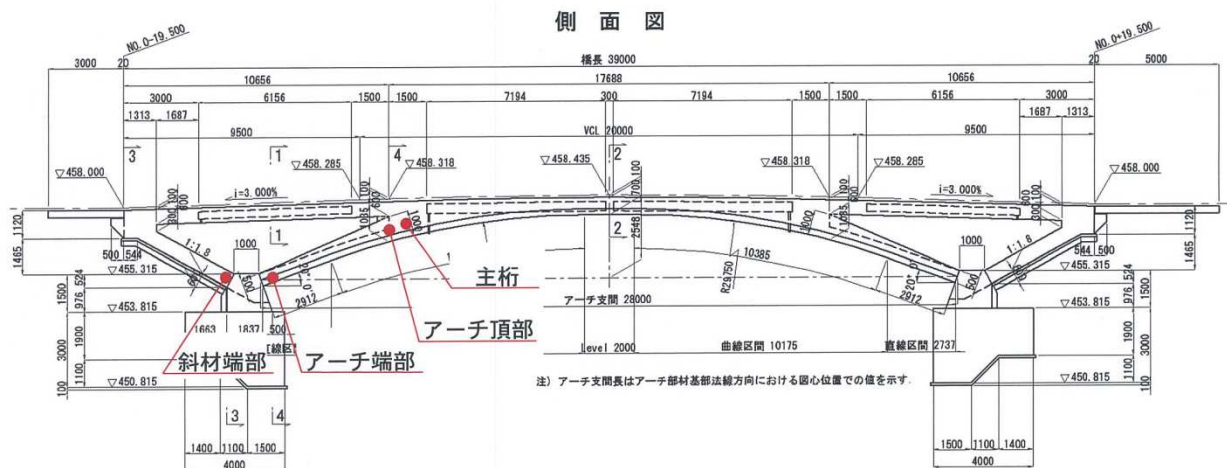


図-3 測定位置側面図

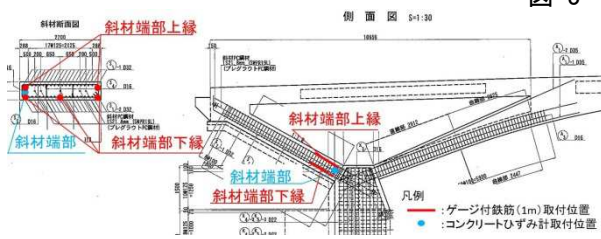


図-4 斜材端部の測定箇所

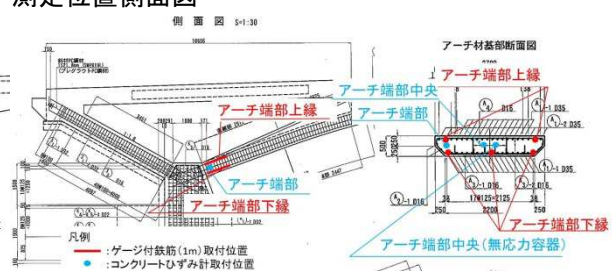


図-5 アーチ端部の測定箇所

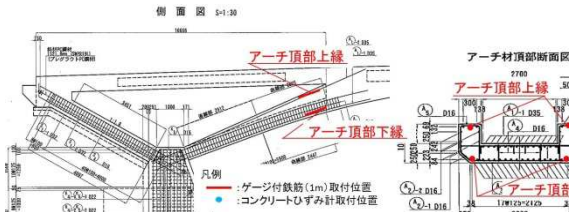


図-6 アーチ頂部の測定箇所

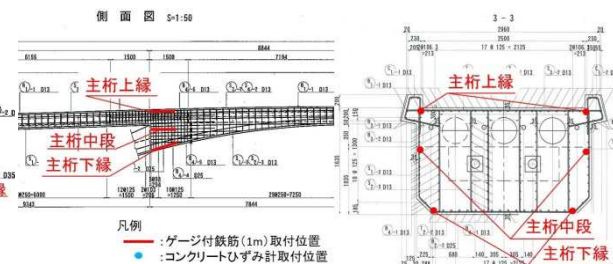


図-7 主桁の測定箇所

### 4. 計測経過

各断面の応力状態を縁応力で評価するために鉄筋のひずみ実測値を用い、以下に示す応力とひずみの関係式を用いて計測したひずみを応力に換算し、応力[N/mm<sup>2</sup>]と計測日数[日] (外力の変化が大きかったと考えられる 32 日目以降に着目した) の関係で示した (図-8~11)。実測値は日中の温度変化による温度ひずみの影響を少なくするために、朝 8 時のデータを用いた。

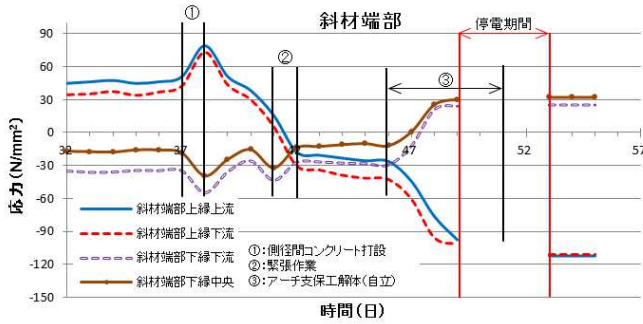


図-8 斜材端部計測経過

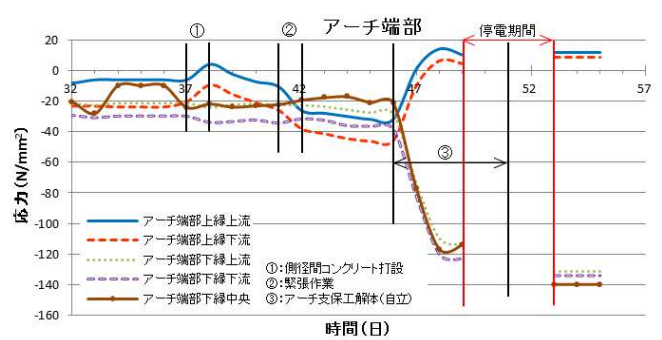


図-9 アーチ端部計測経過

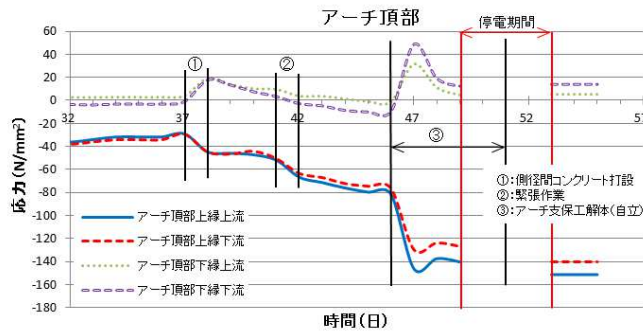


図-10 アーチ頂部計測経過

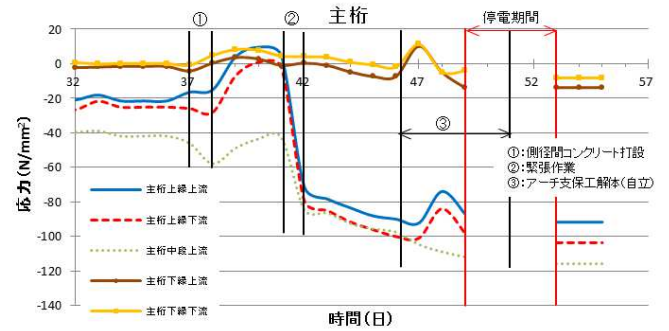


図-11 主桁計測経過

### 5. 実測値の考察

施工時の残留応力等の影響を無視し、ここでは構造モデルの変化に伴う応力性状の変化を確認するために、斜材端部、アーチ端部、アーチ頂部については支保工解体前 (46 日目) と解体後 (停電のため 53 日目の値を使用) の実測値の相対変化量、主桁については、緊張作業の際に主桁上縁の応力が圧縮側に大きく転じたため、これをプレストレスの影響による仮想的な自立と考え、緊張作業前 (41 日目) と支保工解体後 (停電のため 53 日目の値を使用) の実測値の相対変化量に着目した。これらの値と、滝見橋の骨組モデルである図心モデル (図-12) の設計値との比較を行った表を表-1 に示す。荷重条件は自重とプレストレス荷重を考慮し、支点条件は両端固定とした。各断面の圧縮応力を確認すると、実測値と設計値の誤差が最大のアーチ端部で設計値  $\sigma_d = -63 \text{ N/mm}^2$ 、実測値  $\sigma_r = -118.3 \text{ N/mm}^2$  と約 1.9 倍となり、値の傾向としては設計値と実測値は概ね一致した。ここで、骨組み



図-12 図心モデル

表-1 解析結果と実測値 (図心モデル)

	設計値		実測値		誤差
	応力 $\sigma_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力状態	応力 $\sigma_r$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力状態	
斜材端部	上縁	圧縮	-86	圧縮	-29.9
	下縁		-89.3	圧縮	-11.9
	中央	50.2	引張	44	-6.2
アーチ端部	上縁	引張	43.6	引張	13.4
	下縁		54.3	引張	24.1
	中央	-63	圧縮	-102.8	-39.8
アーチ頂部	上縁	圧縮	-95.5	圧縮	-32.5
	下縁		-118.3	圧縮	-55.3
	中央	1.6	引張	6.2	4.6
主桁	上縁	全断面圧縮	23.6	全断面圧縮	22
	下縁		-86.4	全断面圧縮	-40.9
	中央	-45.9	全断面圧縮	-101.9	-46
	上縁	全断面圧縮	-73.2	全断面圧縮	-27.3
	下縁		-12.8	全断面圧縮	-6.6
	中央	-6.2	-12.6	-6.4	

鉄筋応力: 引張(+), 圧縮(-)

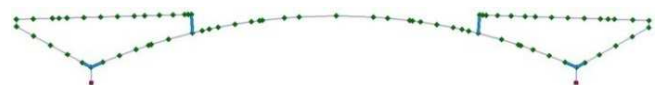


図-13 アーチモデル

モデルの他案である、図心軸をアーチ軸線にとったアーチモデル (図-13) での設計値と実測値を比較した表を表-2 に示す。実測値と設計値の誤差が最大のアーチ端部で設計値  $\sigma_d = -67.4 \text{ N/mm}^2$  で1.8倍となっており、図心モデルでの解析結果よりもアーチモデルでの解析結果の方が一部で実測値に近い結果となった。これは、滝見橋での施工手順として、施工の初期段階でアーチリブを打設したため (図-14)、初期段階で構造体の中でアーチアクションが卓越しその後の作業の過程で発生する力がアーチリブを流れ、橋台とアーチリブに残留応力として積み重なり、今回のような実測値を得たものと推定される。BFA 構造の実測値は施工手順による残留応力がみられ、モデルの違いによる影響は多少みられたがその差は小さく、さらに、応力の正負の傾向 (引張圧縮) は設計値と一致していたことから、本計測管理によって BFA 構造の解析モデルとして、図心モデルの妥当性が確認された。

表-2 解析結果と実測値 (アーチモデル)

部材	位置	設計値		実測値		誤差
		応力 $\sigma_s (\text{N/mm}^2)$	応力状態	応力 $\sigma_s (\text{N/mm}^2)$	応力状態	
斜材端部	上線	-59.8	圧縮	-86	圧縮	-26.2
	下線			-68.3	圧縮	-8.5
	中央	59.5	引張	54.3	引張	-5
アーチ端部	上線	36.4	引張	44	引張	7.6
	下線			43.8	引張	7.4
	中央	-67.4	圧縮	54.3	引張	17.9
	下線			-102.8	圧縮	-35.4
	下線	-95.5	圧縮	-28.1		
	中央	-118.3	圧縮	-50.9		
アーチ頂部	上線	-63.2	圧縮	-69.8	圧縮	-6.6
	下線			-69.8	圧縮	-0.6
	中央	13.9	引張	6.2	引張	-7.7
主桁	上線	-67.7	圧縮	62	引張	9.7
	下線			23.6	引張	-28.7
	上線	-34.3	圧縮	-96.4	圧縮	-33.8
	下線			-101.5	圧縮	-38.9
	中段	-0.21	引張	-73.2	圧縮	-12.99
	下線			-12.8	圧縮	-12.39

鉄筋応力: 引張(+); 圧縮(-)

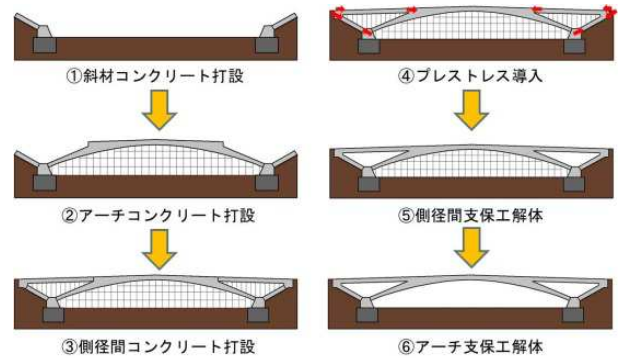


図-14 滝見橋の施工手順

6. まとめ

本研究で、BFA 構造である滝見橋のひずみ計測を行った。構造変化に伴う応力性状の変化による実測値の相対変化量と設計値を比較した結果、施工順序の関係から一部の断面において図心モデルよりもアーチモデルが実測値に近い値を示したが、その差は少なく、BFA 構造は図心モデルでの設計が適切であると考えられる。

7. おわりに

BFA 構造の解析モデルについて、本論文では主に自重とプレストレスの影響を評価したが、今後数年間にわたり無応力容器付きのコンクリート応力計を用いて乾燥収縮とクリープの影響についても調査、分析を続けたい。また、施工ステップ毎の残留応力の影響等も含め、より総合的な荷重条件下での検討を今後の展望とするとともに、本論文が BFA 構造の更なる実用化の一助となれば幸いである。

謝辞: 本研究を進めるにあたり、橋体への計測機器設置にご協力頂きました富士宮市佐藤様、現場でのご対応を頂きましたドーピー建設工業 (株) 山崎様、長谷川様、坂野様に対して厚く感謝の意を表し、ここに付記致します。

参考文献

1) 富士宮市, パシフィックコンサルタンツ (株):平成 24 年度 白糸の滝橋梁詳細設計業務 第 4 編 上部工設計計算書  
 2) 関文夫, 佐藤和幸, 伊東靖, 石原大作, 天野光一:世界文化遺産の構成資産白糸の滝に架けられた滝見橋のデザイン, 景観・デザイン研究講演集 No.9, pp.117~122