

トラス・メラン工法によるアーチ橋の計画と設計

－ 高松大橋 (仮称) －

松井 郁治*1・和田 幸夫*2・赤峰 秋彦*3・向野 元治*4

1. はじめに

高松大橋 (仮称) は、宮崎県北部の西臼杵郡日之影町において現在架設中の橋梁であり、県営ふるさと農道緊急整備事業により、五ヶ瀬川に分断された高巢野・松の木両地区を繋ぐ掛け橋となるとともに、松の木地区から高千穂町、五ヶ瀬町へと広がる広域農道の一環として地域開発の要としても期待されている。架橋地点付近は、観光名所「高千穂峡」でも知られるように、1級河川五ヶ瀬川が標高差 100m 以上の急峻なU字谷が続く雄大で清々しい景観を造り出し、

天孫降臨の地としての深遠なムードを漂わせて訪れる人々を魅了している。このため、橋梁形式としては、景観性にも配慮した国内最長のアーチスパン260mを有するRC固定アーチ橋を選定した。また、橋面から水面までの高さが約143mの日本一高い橋ともなる(写真-1)。架設方法としては、トラス構造を形成しながら張り出すトラス工法とメラン材と称する鋼製トラス材を先行架設するメラン工法との併用工法を採用している。本稿では、当橋梁の計画と設計の概要について述べる。



写真-1 完成予想写真



*1 Ikuharu MATSUI

宮崎県西臼杵支庁
農政水産課長



*2 Yukio WADA

宮崎県西臼杵支庁
農政水産課 農村建設係長



*3 Akihiko AKAMINE

宮崎県西臼杵支庁
農政水産課 農村建設係 主査



*4 Motoharu KONO

大成・川田特定建設工事共同企業体高松大橋 (仮称) 工事作業所 作業所長

2. 工事概要

工事件名：県営ふるさと農道緊急整備事業
 松の木地区1工区 高松大橋（仮称）工事
 施工場所：宮崎県西臼杵郡日之影町大字岩井川～大字七折
 工期：平成8年3月14日～平成12年10月31日
 発注者名：宮崎県西臼杵支庁農政水産課
 施工者名：大成・川田特定建設工事共同企業体
 橋種：鉄筋コンクリート道路橋
 構造形式：上部工 鉄筋コンクリート固定アーチ
 下部工 直接基礎
 橋格：第3種第4級(A活荷重)
 橋長：463.2m（アーチ支間長260m）
 幅員：6.25m（車道部）+1.50m（歩道部）
 架設工法：トラス・メラン併用工法
 主要材料：表-1参照
 図-1に本橋の構造一般図を示す。

3. 計画

3.1 地形・地質概要

架橋地点は、阿蘇火砕流堆積物が広く分布する五ヶ瀬川の中流域にあり、高千穂町南東約9km台地部に位置する。五ヶ瀬川は阿蘇火砕流堆積物を開析した河川で、開析による急崖は傾斜80度～90度で標高250m～280m付近まで分布し、その上部は緩傾斜(5度～10度)の台地となっている。地質としては、南九州の基礎を成す中生代白亜紀～新生代古第3期の四万十累層群とこれを五ヶ瀬川に沿って被覆する阿蘇火砕流堆積物より成る。下部工の基礎岩盤は、高溶

結凝灰岩(ASO-3, CM級)が主体となっているが、ASO-3は全般に柱状節理が著しく発達するという特徴を有している。

3.2 当初計画

本橋の架設地点は、急峻なU字形溪谷地形を成しており、かつその溪谷の深さは130mにも及ぶため、谷部に橋脚を設けることは事実上不可能である。したがって、橋梁形式としては、最大スパン200m以上に適用できる構造とする必要がある。選定作業では、まず、スパン200m以上の実績がある構造に対して概略検討を行い、さらに、経済性と景観性を考慮してRC固定アーチおよび上路式スパンドレルブレースドアーチの2つのアーチ構造形式に絞った。おのおのの構造においてスパンライズ比を2ケースずつ検討した結果、最終的にアーチスパン240m、アーチライズ30m（スパンライズ比1/8）のRC固定アーチ橋を選定した。

表-1 主要材料

種別		仕様	単位	数量
コンクリート	アーチリブ・バックステイ	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$	m ³	6 093
	上床版	$\sigma_{ck}=35N/mm^2$	m ³	1 888
	エンドポスト・鉛直材・アーチアバット	$\sigma_{ck}=24N/mm^2$	m ³	14 511
鉄筋		SD295	t	2 050
P C 鋼材	アーチリブ内仮設鋼材	1B32B2(SBPR930/1 180)	t	124
	アーチリブ外ケーブル	12S15.2B(SWPR7B)	t	13
	バックステイ	12S15.2B(SWPR7B)	t	70
	斜吊り材	7S15.2B(SWPR7B)	t	60
	上床版主鋼材	7S12.7B(SWPR7B)	t	54
	床版後打ち部横締め鋼材	1S19.3(SWPR19)	t	1
鉄骨	メラン材	SS400～SM570	t	393
	水平鋼材(EP頭部鋼材含む)	SS400～SM490YB	t	519
	鉛直鋼材	SS400～SM490B	t	128

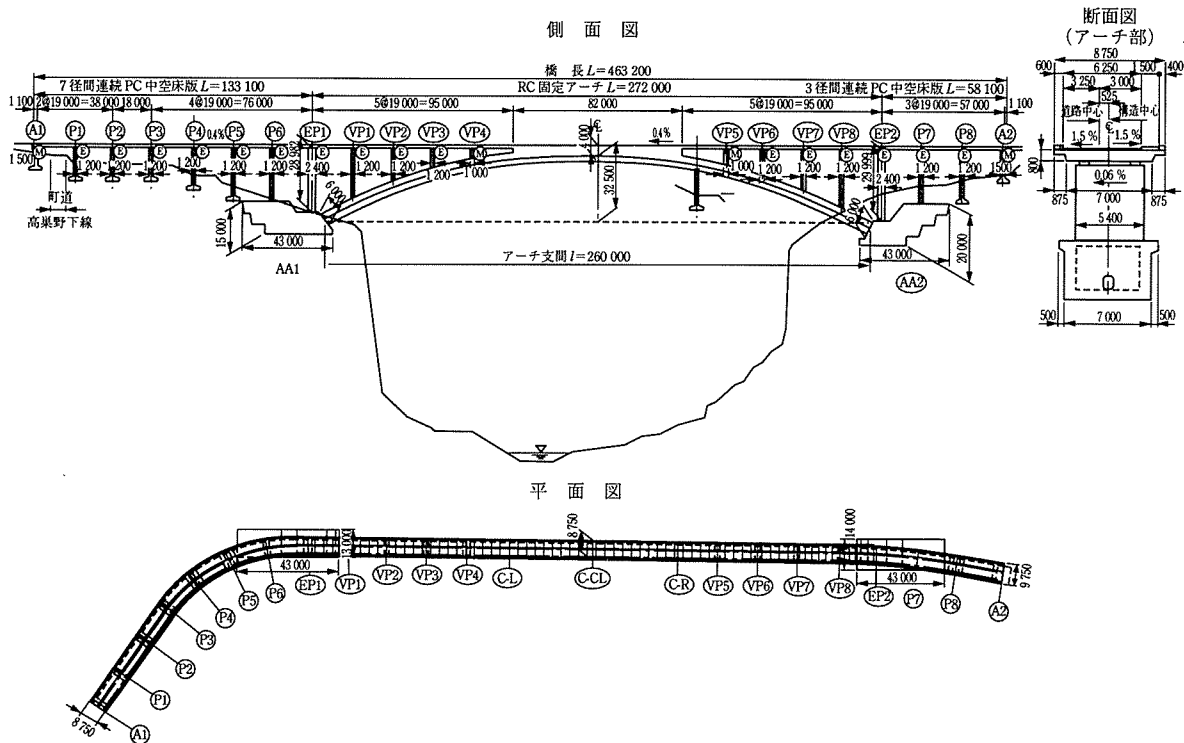


図-1 構造一般図

3.3 設計変更の経緯

平成8年6月、右岸側アーチアバットの掘削に先立ってアバット構築予定位置付近の表土を剥いだところ、アバット中央部を横切るように岩盤亀裂が数箇所直線的に分布しており、かつそれらが右岸側の前面急崖部で観測される鉛直亀裂（写真-2）とほぼ同一直線上にあることが確認された。さらに、岩盤亀裂推定線上のピット掘削（写真-3）および追加調査ボーリングでも最大40cm程度の開口亀裂が発見された。

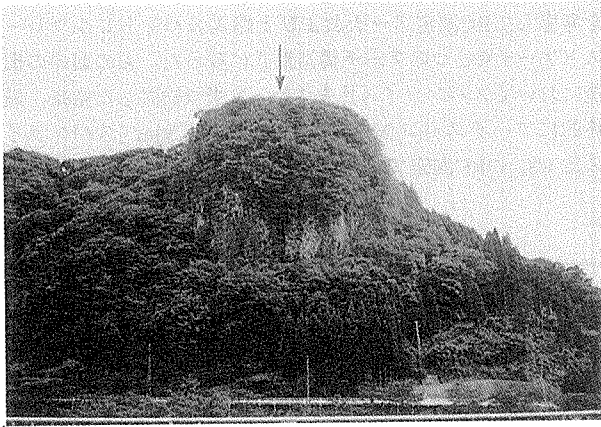


写真-2 右岸側前面急崖部

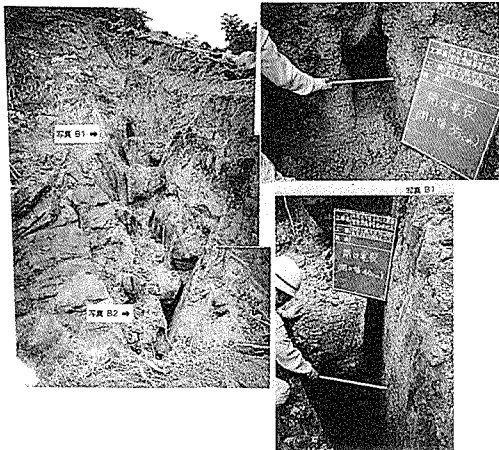


写真-3 岩盤亀裂状況

調査結果よりアーチアバット中央部に最大40cm程度の鉛直亀裂が広い範囲で分布していること、前面岩塊の最小幅が15m程度と薄く地形的にも急崖面を形成していること、これらの地形が第4期の数万年前という比較的若い時代に形成されたものであることなどより、前面の岩塊と背面の岩盤とが鉛直亀裂によって分断されており、基礎岩盤その他の部分にも多数の亀裂が入っていると判断された。

当初計画段階における調査ボーリングでも亀裂（最大298mm）は確認されていたが、これが連続していることは予見不可能であったこと、新たに発見された開口亀裂が予想以上のものであったこともあり、開口亀裂で分断された前面の岩塊を避けてアーチアバット構築位置を20m後方に移動することとした（図-2）。

同時に、町道との交差条件も平面交差から立体交差へ変更し、橋面線形を大幅に見直した（図-3）。

3.4 線形計画

橋面線形の決定に際しては、国道218号線からの眺望も含めた景観性について検討するとともに（図-4）、橋面上を走るドライバーの視点からの走行シミュレーションを実施して走行性などについても検討した（図-5）。左岸側における土工区間への摺付け部については、橋長延伸案と擁壁案について比較検討した結果、経済性から橋長延伸案を採用した。

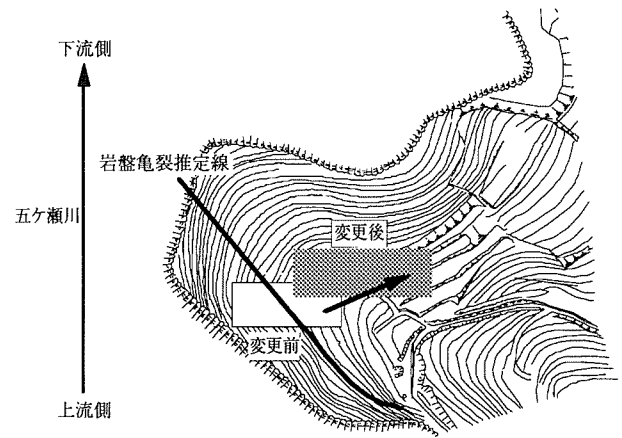


図-2 右岸アーチアバット位置図

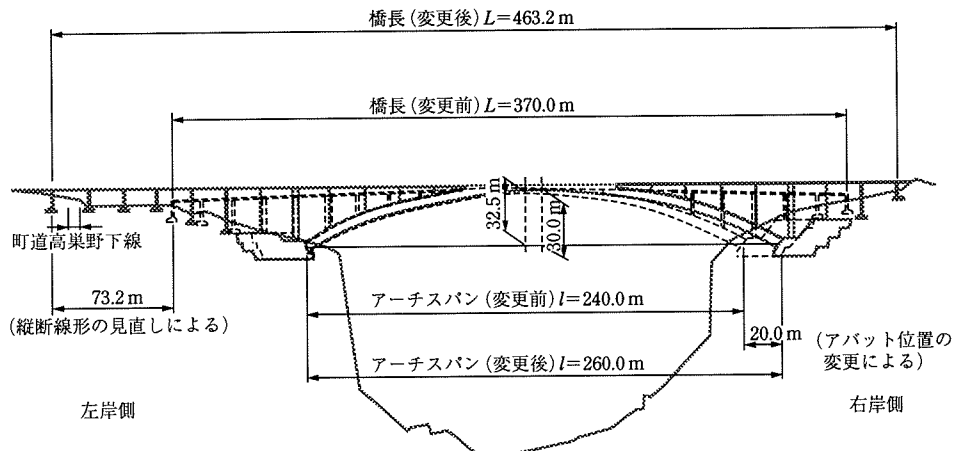


図-3 全体一般図

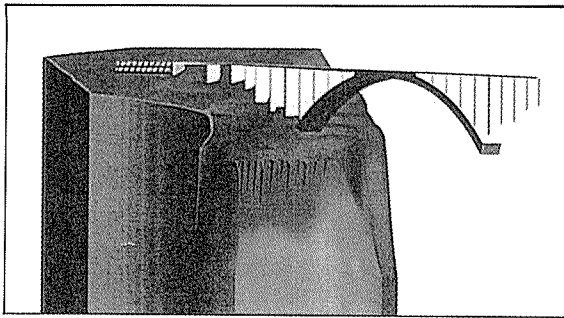


図-4 鳥瞰図



図-5 走行シミュレーション

3.5 基本構造検討

道路線形の決定後、アーチスパン260mを有するRC固定アーチの基本構造について検討を行った。道路線形および下部工岩掘削量を考慮してアーチライズを32.5m(スパンライズ比1/8)とした。アーチ軸線形状としてはハイパボリック曲線を採用しており、パラメータ m は自重による断面力を比較検討のうえで $m=3.1$ とした。なお、メラン区間長は、構造変更箇所をできるだけ少なくするために当初設計とほぼ同じ78.5mとした。上床版については、支間長を19mとしたが、町道交差部における桁下空間を確保するため桁高は当初設計と同じ800mmとした。

3.6 景観検討

景観検討に際しては、CGや全体模型(写真-4)を利用した。上床版の桁高がアーチリブと比較して非常に低いため、アーチリブの水切り形状を大きくして、その陰影効果からアーチリブをスレンダーに見せるよう工夫している。

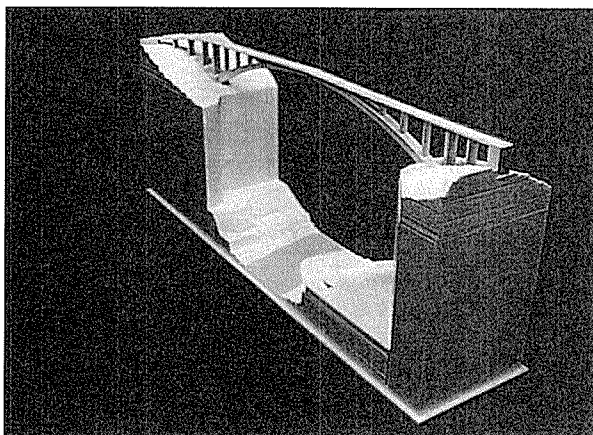


写真-4 全体模型

また、側径間部における橋脚および鉛直材の部材厚に急激な変化をもたせないよう配慮するとともに、所要の剛性を確保するために他の柱に比べて厚くせざるを得ないエンドポストは、断面形状に凸形状を取り入れることで視覚的に少しでも薄く見えるように配慮している。

4. 施工方法

4.1 架設機械

ケーブルクレーンは15t吊りを2条設置しており、この容量はメランブロック重量(約30t)から決めている。アーチリブ架設作業台車(以下、トラベラーと称す)は、2主構で600tmの曲げ耐力を有しており、足場を含む重量は約115tである。

4.2 施工手順

スプリング部11mを支保工施工した後に、H形鋼(鉛直鋼材、水平鋼材)と斜吊り材によりトラス構造を形成しながらトラベラーによる片持ち張出し施工を行う。中央部82mについてはメラン材にて先行閉合した後にコンクリートで巻立て施工を行う。その後に、鉛直鋼材のコンクリート巻立て施工、上床版の施工(水平鋼材を支保工として転用)を順次行う(図-6)。なお、メラン材については、基準ブロックを既設アーチリブに固定した後に片持ち張出し状態で1ブロックずつ架設するが、メラン材のこうした架設方法は国内初の試みである。

5. 設計

5.1 構造解析

橋軸方向の解析は主桁の縦断勾配0.4%を反映した面内2次元骨組みモデルを主体として行い、橋軸直角方向については面外2次元骨組みモデルを用いた。なお、架設時において構造系が逐次変化することにより、コンクリートのクリープ・乾燥収縮による不静定力が発生するため、構造解析においては施工手順およびコンクリートの材令を考慮した。

5.2 下部工の設計

架設時におけるアーチアバットの安定照査において、転倒に対しては、アバット前趾位置回りのモーメントに着目して安全率(=抵抗モーメント/作用モーメント)1.5を確保している。支持力については、荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力を用いて照査している。

また、アーチアバット躯体断面については、地盤により支持された弾性床の梁にモデル化して検討するとともに、地盤を含めた2次元FEM解析を実施して配筋量などについて照査した。図-7に、解析モデル図を示す。

5.3 バックステイの設計

バックステイはPC部材とし、架設中にひび割れによる剛性低下が生じないようにフルプレストレスとして設計した。検討荷重ケースは、架設常時、架設温度時および架設地震時とした。部材寸法は、幅5.8m、厚さ2.2mで、PCケーブルにて約1万4000tの導入力を与えている。

5.4 アーチリブの設計

架設時はPC構造、完成時はRC構造として設計した。アー

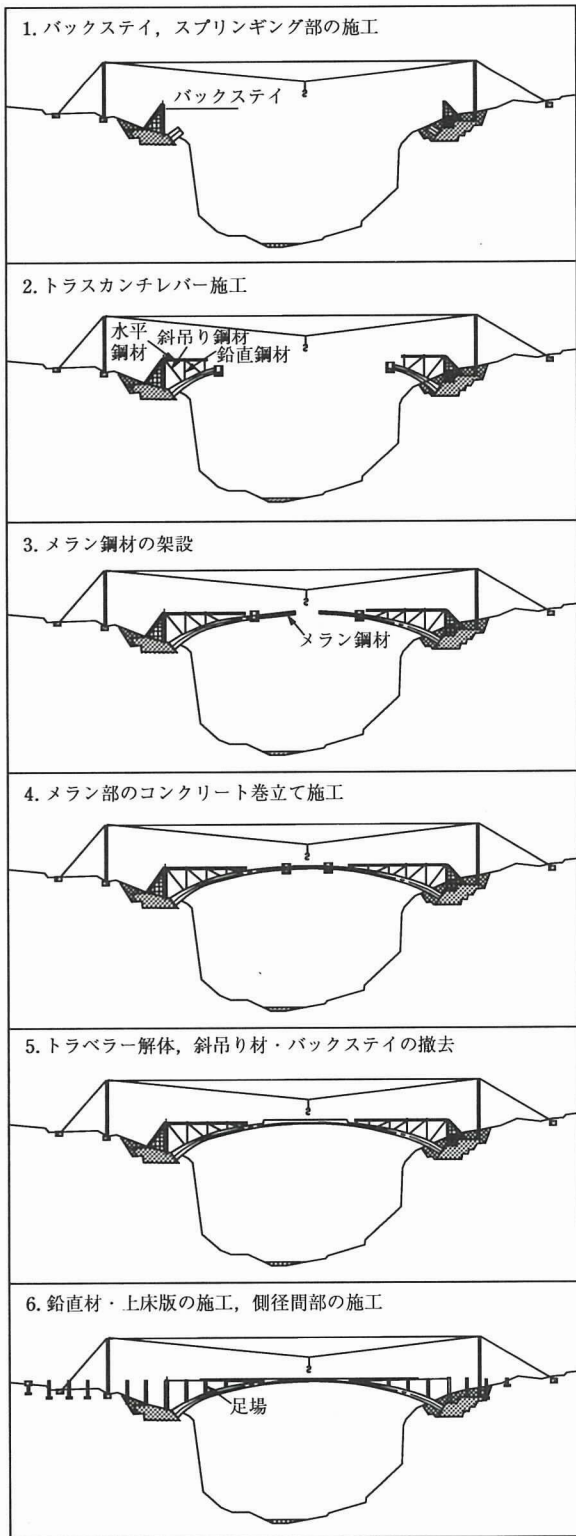


図-6 施工手順図

チリブ内PC鋼棒は各フレーム内最大張出し時において決定している。また、メラン巻立て時におけるアーチリブの応力改善を目的として、VP2下端からメラン施工部にかけての区間でアーチリブ上面に外ケーブルを配置することとした。VP2下端においては、鉛直鋼材、斜吊り材、外ケーブルによる力が異なる方向から作用することから応力状態が複雑となるため、2次元FEM解析を実施した。図-8に、解析

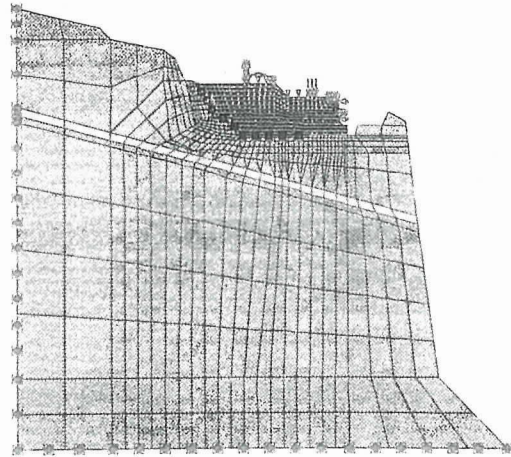


図-7 FEM解析モデル図

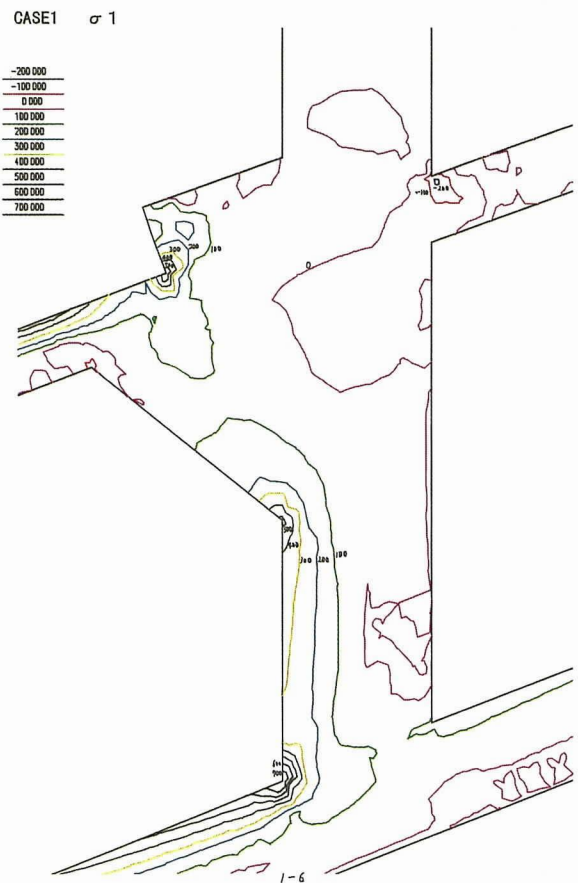


図-8 FEM解析結果

結果の一例（主応力分布図）を示す。なお、配置したPC鋼材は、アーチリブ閉合後にスプリング部付近の一部を除いて張力を解放する。

5.5 斜吊り材の設計

斜吊り材は、トラスカンチレバー施工時における構造安定を保持するとともに、アーチリブコンクリートおよびメラン材の応力を改善する役目を担っている。なお、架設常時における斜吊り材の許容張力は、 $0.7P_0$ から自重サグ、風荷重、温度荷重などによって生じる張力をあらかじめ控除して $0.5P_0$ 程度（斜吊り材によって異なる）としている。表-2に張力調整量を示す。

表-2 斜吊り材張力調整量

			(単位:t)			
			設置時 (初期緊張)	調整時 (追加緊張)	解放時 (張力解放)	解放時 (追加解放)
第1斜吊り材	FS1	N=16本	880	480	-880	→→→→→
	FS10	N=16本	720	560	-880	
第2斜吊り材	FS2	N=32本	480	800	-1 040	→→→→→
	FS9	N=32本	640	400	-720	
第3斜吊り材	FS3	N=32本	1 280	→→→→→	-960	→→→→→
	FS8	N=32本	1 360		-880	
第4斜吊り材	FS4	N=32本	1 200	720	-1 520	-720
	FS7	N=32本	880	1 040	-1 440	-880
第5斜吊り材	FS5	N=48本	2 800	→→→→→	-2 080	-1 760
	FS6	N=48本	2 640		-2 080	-2 160

5.6 メラン材の設計

メラン材は、トラスカンチレバー架設された左右のアーチリブを連結することにより、コンクリートと鋼とで構成される複合アーチを形成して早期に全体の構造安定を図るとともに、メラン施工区間のコンクリート巻立て施工時にその重量を支持する支保工の役目も担っている。構造形式は、斜材が引張材となるブラットトラス構造とし、対傾構はV形としている。設計上は、トラス形式であるメラン材を構造解析上は棒部材として取り扱い、断面力を変換することにより上下弦材、垂直材、斜材の設計軸力を算出して断面照査を実施している。アーチリブコンクリートとメラン材との接合部はPC鋼棒により剛結する構造とし、架設常時においては接合面に引張りを生じさせず、温度変化時などの従荷重作用時には若干の引張りを許容する構造とした。

5.7 エンドポスト上定着鋼材

エンドポスト（以下、EPと称す）頂部は、当初はコンクリート構造で計画されていたが、下記の問題からハイブリッド構造とした（図-9）。

- ① 当該箇所ではバックステイ、斜吊り材、水平鋼材3部材が異なった方向からPC鋼材により定着され、かつこれらの力がコンクリートを介して伝達されることから、当該部分は高レベルかつ複雑な応力状態となる。
- ② PC鋼材以外にEPおよびバックステイの鉄筋も配置されており、これらの錯綜する鋼材を確実な品質を確保して配置することは難しい。

水平鋼材を延長してそれに斜吊り材とバックステイを直接定着する構造とした結果、力の流れは単純となり、錯綜した鋼材の問題も解決した。また、鋼材間にコンクリートを充填することにより鋼材の座屈を防止し、圧縮抵抗力を高めている。

施工方法としては、工場であらかじめ製作した定着鋼材をEP頂部に架設した後に、コンクリートで巻立て施工する。水平鋼材とは添接板により連結することとする。

なお、設計検討は3次元FEM解析により行い、検討荷重ケースはバックステイ緊張時およびアーチリブ最大張出し時とした。検討においては、部材全体の安全性を確認するとともに、局部応力が極力発生しない部材構成とすること、鋼材重量を可能な限り少なく抑えることにも力点を置

いた。図-10に解析モデル図を、図-11に解析結果の一例（主応力分布図）を示す。

5.8 耐震設計

本橋の耐震設計は、平成8年12月の道路橋示方書（以下、道示）に準じて行っている。耐震設計に関する基本方針は以下のとおり。

(1) 路線の重要性

重要度が標準的な橋（A種の橋）。

(2) 耐震目標

- ① 橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1・震度法レベル）に対しては、健全性を損なわない。

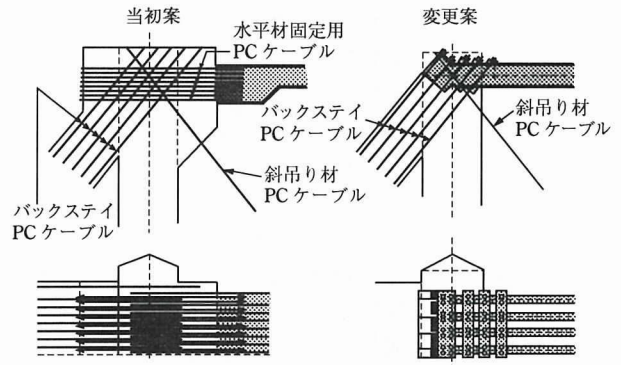


図-9 EP頂部構造比較図

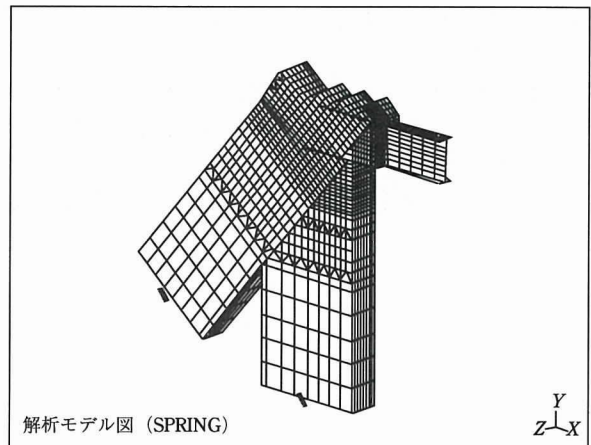


図-10 FEM解析モデル図

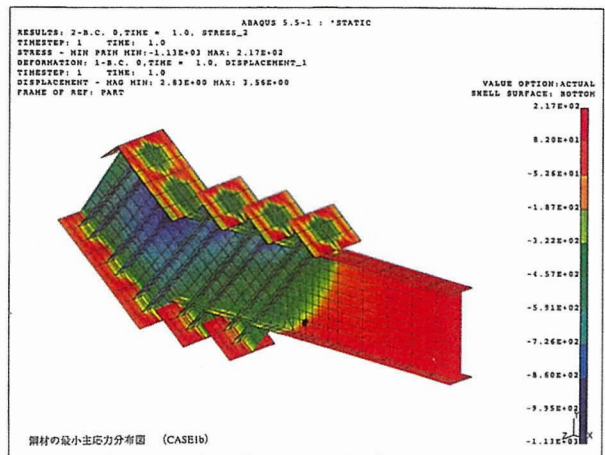


図-11 FEM解析結果

② 橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2・地震時保有水平耐力法レベル）に対しては、致命的な被害を防止する。

(3) 地域特性

架橋地点付近には、確実度Ⅱの見立断層（日之影町）以外の活断層は確認されておらず、道示における地域区分もB地域であることから、地震に対して極端にその影響を考慮する必要はないと考えられる。

(4) 各部材の重要度

本橋の構成部材の中では、アーチリブが最も重要な部材であり、上床版および側径間部橋脚・鉛直材の重要度はアーチリブに比べれば比較的の低いと言える。

(5) レベル2地震に対する主要部材の耐震性能

- アーチリブ : 立地条件から補修が困難なので、損傷程度に留める。
- 上床版 : 通行路面となるので限定された損傷程度に留めるが、部分的破壊は容認する。
- 橋脚・鉛直材 : 立地条件から補修は可能、上床版の落橋防止を前提として非線形応答まで許容する。

(6) 耐震性能の照査方法

- アーチリブ : 鉄筋降伏させない。
- 上床版 : 終局破壊させない。
- 橋脚・鉛直材 : 終局破壊させない。

(7) 解析手法

地震時において部材に生じる応答断面力、応答塑性率を算出する解析手法としては、下記理由から2次元非線形時刻歴応答解析を実施した。

① 地震時の挙動が複雑であるため、静的解析では十分

に挙動を把握することができない。

② 塑性ヒンジの生成箇所が不明のため、エネルギー一定則の適用性が限定される。

6. おわりに

本工事は、工事発注後に本体構造を大幅に見直す必要が生じ、かつ工期を大きく延長することもできないため、設計と施工がほぼ同時に進行するという工程的にも厳しい状況であった。しかしながら、技術検討委員会（委員長：佐伯彰一 本州四国連絡橋公団顧問）の適切なお指導もあり、現在まで工事は順調に進んでおり、進捗率も50%を超えて佳境を迎えているところである（写真-5）。10月からはいよいよメラン架設が始まる予定であり、関係者一同さらに気を引き締めて取り組む所存であるので、今後とも関係各位のご指導・ご助言をお願いしたい。なお、施工については、機会を改めてご報告したいと考えている。

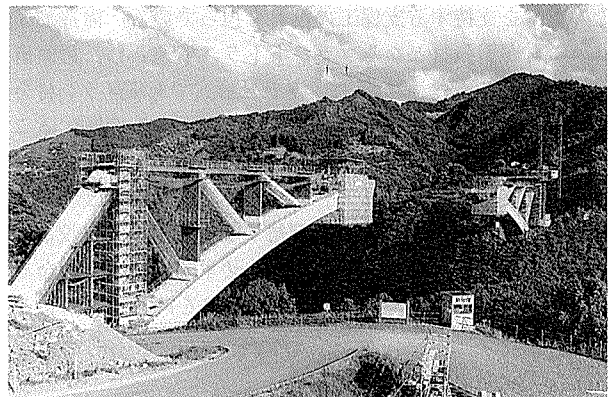


写真-5 現況写真（平成10年7月現在）

【1998年7月29日受付】