

温泉地帯における長大アーチ橋（別府橋）の建設

Construction of Long-Spanned Concrete Arch Bridge (Beppu Bridge) in Hot Springs Area

* * * * *

伊藤野彦 一瀬久光 栄捷利 和田信秀

By Yahiko ITOH, Hisamitsu ICHINOSE, Shyouri SAKAE, and Nobuhide WADA

Beppu Bridge, located in Beppu City, is on the Trans Kyushu Expressway which connects Nagasaki and Oita. This bridge is a reinforced concrete fixed arch bridge with an arch span of 235m, constructed by the cantilever method with temporary trusses and steel girders. As the point of construction is one of the most famous hot spring areas in Japan, this bridge has many design and construction features which are countermeasures against hot springs corrosion on concrete structures. In the following, the employed anticorrosion measures, mainly estimation and movement observation of ground of arch abutment and forms of arch ring are reported.

1. まえがき

別府橋は、九州横断自動車道（長崎市～大分市）の終点近く、日本有数の温泉地帯である別府市郊外に建設されるもので、橋梁建設による温泉への影響、また温泉によるコンクリート、支持地盤の劣化等の影響、観光都市別府市街地からの景観等を考慮して計画され、わが国初のトラス・メラン併用工法で架設されるスパン 235mの鉄筋コンクリートアーチ橋である。

本論文では、温泉に起因する課題とそれを解決する方策の中から、最も重要なテーマであった”支持地盤の評価とそれに伴う動態観測”、およびコンクリートの温泉腐食を始めとする劣化問題に関して最も基本的なテーマである密実なコンクリートの打ち込みを意図した”アーチリングの型枠構造”について記述する。

2. 工事概要

(1) 工事概要

工 事 名 ; 九州横断自動車道別府橋工事	有効幅員 ; 2@9.0 m
工 事 場 所 ; 大分県別府市大字鶴見	平面線形 ; R=4000m (アーチリングは直線)
橋 名 ; 別府橋 (仮称)	縦断勾配 ; 4.9434%

*日本道路公団福岡建設局大分工事事務所 (〒870 大分市大道町4-1-7)
 *鹿島建設・住友建設共同企業体 (〒874 別府市大字明礬5組)

構造形式	；鉄筋コンクリート固定アーチ橋	工 期	；昭和60年9月18日～平成元年6月16日
橋 格	；1種3級A（1等橋，TT-43）	発 注 者	；日本道路公団福岡建設局
橋 長	；411m	施 工 者	；鹿島建設・住友建設共同企業体
主 要 数 量（上下部工事）			

鉄筋 : 4,710 t

鉄筋 : 4,710 t

P C 鋼材 : 510 t

鉄 骨 材 : 1,910 t

表-1 腐食環境区分

腐食環境区分		Aランク (非常に厳しい)	Bランク (厳しい)	Cランク (穏やかな)	Dランク (通常)
コンクリート腐食程度		非常に大きい	大きい	小さい	ない
腐食要因	酸性土 (pH)	4以下	4～5	5～6	6以上
	硫酸イオン (SO ₄ ²⁻) 濃度	土中 0.5%以上 水中 2,000ppm以上	0.5～0.25 2,000～1,000	0.25～0.05 1,000～200	0.05%以下 200ppm以下

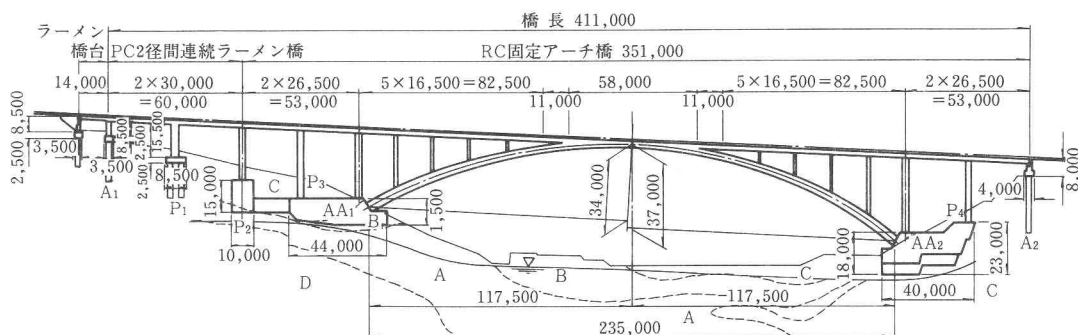


图-1 別府橋一般図

(2) 施工順序

別府橋の建設工事は、昭和60年9月のアーチアバットの掘削工事から開始され、図-2の施工順序図で示すように、アーチアバット、アーチリング、鉛直材の施工を経て、現在は補剛桁の支保工施工（step-7）の最盛期を迎えている状況である。

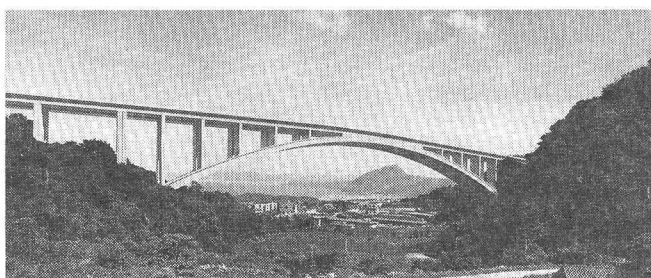
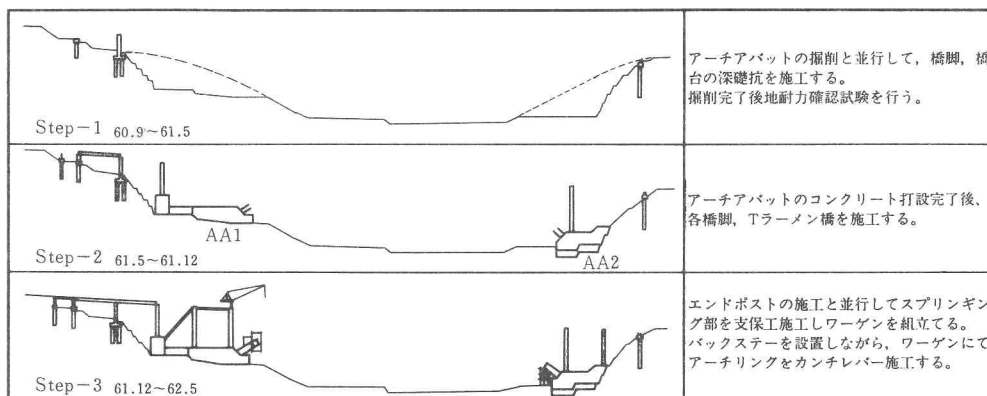
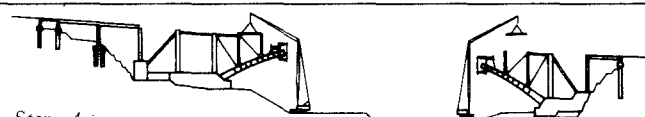
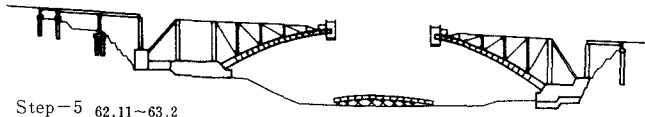
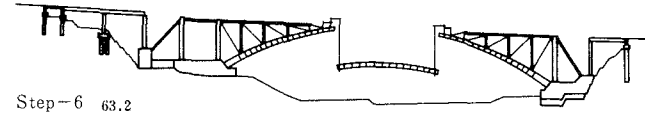
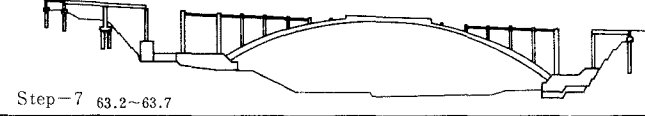
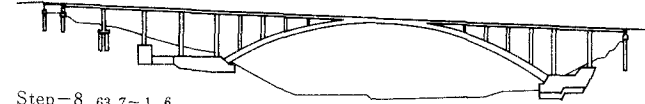


写真-1 別府橋のフォトモンタージュ

图-2 施工顺序图



 Step-4 62.5~62.11	鉛直材、水平材（H鋼材）および斜吊材を設置し、トラスを形成しながらカンチレバー施工を繰返す。
 Step-5 62.11~63.2	スプリング部より80mまでカンチレバー施工する。バックステーおよび斜吊材は、随時張力調整を行なう。橋梁下ではメランの地組を行う。
 Step-6 63.2	中央部約70m区間は、メラン材を一括架設しアーチリングを閉合する。閉合後、ワーゲンにてメラン材をコンクリートで巻いていくと同時に鉛直材コンクリートを打設する。
 Step-7 63.2~63.7	アーチリング閉合後、斜吊材、水平材およびバックステーを解放除去し、鉛直材の最終ロットのコンクリートを打設する。
 Step-8 63.7~1.6	精剛桁施工 橋体完成

3. 温泉地帯での諸問題と解決策の概要

(1) 温泉地帯での諸問題

(a) 架設地点の温泉分布

別府橋は、別府市の北西に位置した“明礬温泉”に隣接しており、幅 600mのU字谷を高さ50mで横過するものである。架設地点の下流には、紺屋地獄と呼ばれる“別府温泉保養ランド”、さらにその下流一帯には別府市の観光名所である地獄群の約半数が散在しており、このU字谷の温泉脈がこれらの地獄群を形成していることが容易に推測された。

別府橋の建設による温泉への影響を検討する目的で、温泉の位置、温度、湧出量、地下水等について調査した結果、谷の地下水位置は浅く、谷全体に広い範囲で流下しており、この地下水が、硫黄を含んだ噴気と熱交換・物質交換を行って、温泉として湧き出していること、また架設地点の地下水は、PH 2～3の強酸性であることがわかった。このため、谷に基礎を設置した場合、掘削工事に伴い浅層の地下水の低下、地下水脈の変化を生じ、下流の温泉源への影響が避けられないこと、またその強酸性水によって基礎コンクリートの耐久性に問題があると判定された。

(b) 地盤の熱水変質作用

温泉地帯では、一般に温泉熱水変質と呼ばれているが、地下深部に存在している高温の H_2S や SO_2 を含む蒸気や熱水によって、地中の岩石が変質して粘土化する現象がよく見られる。これは、地表近くでの常温・常圧のもとで行われる通常の風化作用と異なり、地中内部でも高温状態で反応が行われるため、岩の変質度合が地表面からの深さと無関係となるので、基礎地盤としての評価がむずかしい。

土質調査によれば、架橋地点特に起点側（AA1側）の地盤は、強酸性の熱水によって岩石中のMg、Feが溶解され、残留するSiやAlなどのカオリナイト（Kaorinite： $Al_2[(OH)_2Si_4O_{10}]$ ）を主体とする変質帯

であることがわかった。このカオリナイト帯では、酸性に加えて地盤の軟弱性が問題となる。

(c) コンクリートの劣化

さらに温泉地帯では、噴気ガス（主として H_2S ガス）、強酸性水、酸性土壌によって、コンクリートが劣化する問題がある。すなわち、コンクリートは、水和反応によって生じた生成物が温泉中あるいは噴気ガス中の H_2S が水と化合して作られる硫酸と反応して、硫酸カルシウムとシリカゲルとなる。硫酸カルシウムは、コンクリートを中性化し表面を軟化させる。一方、シリカゲルは極めて脆弱であるため、セメント水和物が剥落し、劣化が促進される。

(d) 景 観

近年、土木構造物の分野でも景観に対する配慮が重要視されているが、架橋地点は別府八湯の一つで山あいの閑静な“明礬温泉”に隣接するため、その温泉旅館からの眺望、さらに温泉都市別府市街地から遠望できるため、新しい観光資源としての期待が大きい。

(2) 解決策の概要

別府橋の建設にあたっては、計画・設計・施工のすべての段階で、前述した“温泉地帯での諸問題”の解決に取り組んだ。橋梁規模、橋梁形式の選定を始めとして細部の施工に至るまでの、温泉に起因する課題とその解決策を一覧表にすると表-2のようになる。

表-2 別府橋の温泉に起因する課題の解決策

温泉地帯での諸問題	解 決 策	解 決 策 の 概 要 (参 考 文 献 N O .)
架設地点の温泉分布	・支間235m ・トラス・メラン併用工法	・温泉脈の確保(基礎構造物による影響) ・温泉脈の確保(支保工架設は多数の杭を必要とする)
地盤の熱水変質作用	・支持地盤の評価 ・バックスターの位置選定 ・支点移動に対する上部構造の補強 ・掘削法面の保護 ・基礎地盤の砕石置換 ・P2 背面人工岩の施工 ・支持地盤の動態観測 ・上部構造の動態観測	・アーチ橋支持地盤として期待できるかどうかの総合的な評価(3, 4) ・AA1 側バックスターをP2～P3 間に設置することでのアーチリング張出し架設時の地盤反力度の改善 ・AA1 アップバットの鉛直・水平変位を考慮した上部構造の鉄筋補強等の実施 ・基礎掘削に伴う長大法面のモルタル吹付等による保護 ・AA1 アップバット下面のせん断抵抗の改善 ・AA1 アップバットの水平変位対策 ・AA1 アップバット支持地盤のすべり、変位に関する計測管理 ・アーチリング架設時の基礎の変位による各部材応力の計測管理
コンクリートの劣化	・暴露試験 ・温泉腐食対策指針 ・支間235m ・RC固定アーチ橋 ・マスコンクリートの温度ひびわれ制御 ・補削桁P RC構造 ・エポキシライニングの塗布 ・かぶり増厚 ・流動化コンクリート(上部工) ・型枠構造(上部工)	・長期にわたるコンクリートの劣化機構の把握(1, 5) ・暴露試験の結果を解析・考察した温泉腐食対策指針(案)の策定(1, 5) ・強酸性土壌(PH2, 3)を避けた基礎位置の選定 ・ひびわれ発生の可能性が小さい構造形式 ・ブレイクリング、ひびわれ制御鉄筋による温度ひびわれ制御の実施(2) ・設計荷重作用時にひびわれ発生の可能性が最も大きい補削桁のひびわれ制御 ・コンクリート表面の腐食に対する防護(1, 5) ・コンクリートの腐食厚の確保(1, 5) ・密実なコンクリートを打込むための流動化コンクリートの採用 ・コンクリートの耐久性・打込み易さを考慮した型枠構造の採用
景 観	・RC固定アーチ橋 ・掘削法面の岩盤緑化	・周辺環境と調和した橋梁形式の採用 ・永久法面の岩盤緑地による周辺環境との調和

4. 支持地盤の評価とそれに伴う動態観測

架橋地点の起点側の斜面(アーチアップバットAA1の支持地盤)は、当初の地質調査の段階で、温泉による熱水変質を受けており、かつ土層構成が複雑であることがわかっていった。しかしながら、前述した温泉脈の関係から、どの橋梁形式を選定してもその斜面に基礎を設置する必要があったので、事前調査・下部構造の設計段階では、直径3.5mのテストピット3本を支持地盤位置まで掘削して行った現位置試験を始め、各種の調査試験・解析を実施して、アーチアップバットの支持地盤として期待できるものと判定した。この時点では、図-3で示すように、比較的軟弱な②、③層の上に位置して、基礎岩盤となる④層上にアーチアップバットを支

持できる予定であった。

工事が進捗して、掘削がほぼ完了する時点になっても、当初想定的基础岩盤である④層が見当たらず、変質した粘性土のまわりに未変質の岩塊が点在している状態で、予想以上に熱水変質を受けていることがわかった。しかしながら、強酸性の地下水位置の関係から床付位置を下げることはできないので、この地盤が支持地盤として期待できるかどうか、本工事の継続に対して大きな岐路となった。

(1) 土層構成の把握

支持地盤の支持力および変位量を検討するにあたって、熱水変質の度合、未変質の岩塊の寄与率など土層構成をより正確に把握するため、追加ボーリング、弾性波探査、電気探査を実施した。支持力の評価では、点在する岩塊の影響を無視して②層が支持層全体にあるものとして検討を進めることができるが、変位量の検討では、不等沈下の影響を考えると、この岩塊を無視できるかどうか疑問であったので、基礎地盤全体の土層構成をマクロ的にまた弾性係数の観点から把握する目的で、弾性波・電気探査試験を実施した。

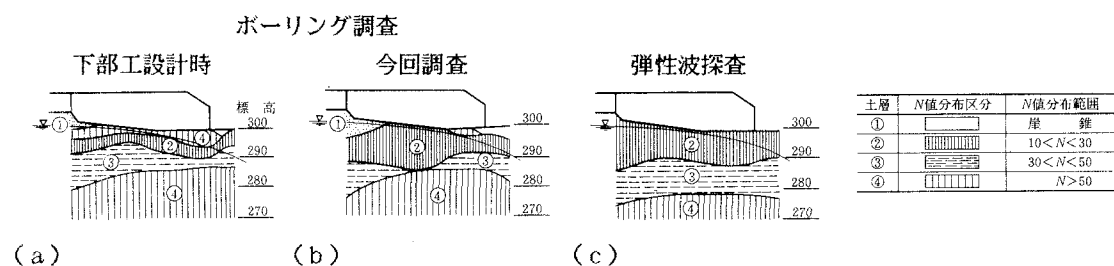


図-3 土層区分

(2) 支持力の検討

鉛直支持力の検討は、図-4で示す支持地盤の検討フローに従って実施した結果、最も常識的な検討であ

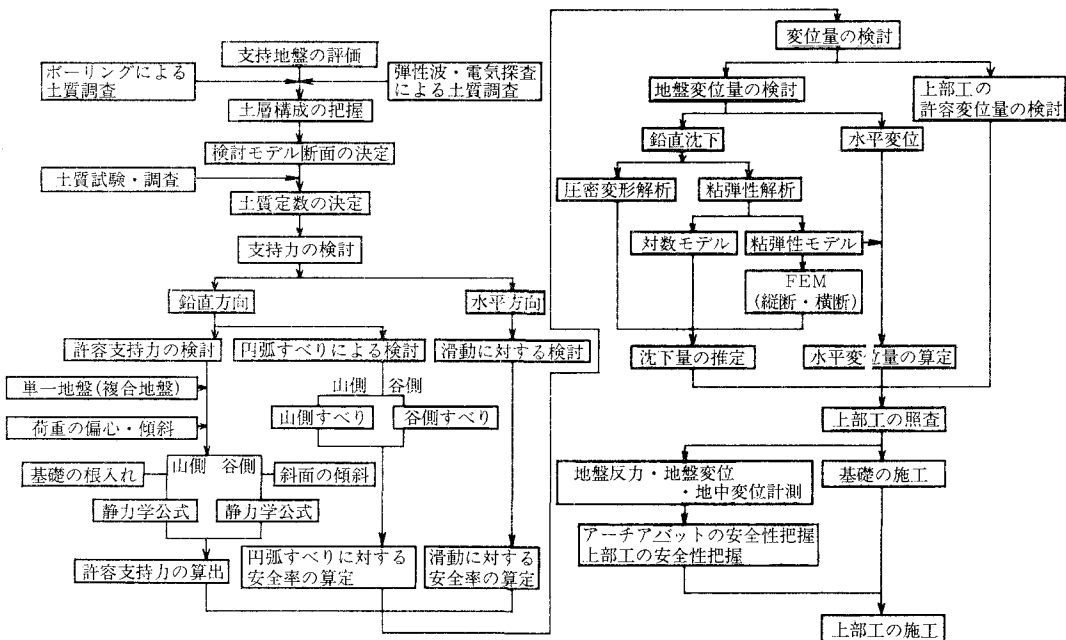


図-4 支持地盤の検討フロー

る②層単一地盤としてのアーチアバット前趾側を意図した斜面上の基礎では、許容支持力を満足できなかった。そこで、現実の土層構成（図－3（c））での支持力を評価する目的で、以下の２方面からの検討を実施した。

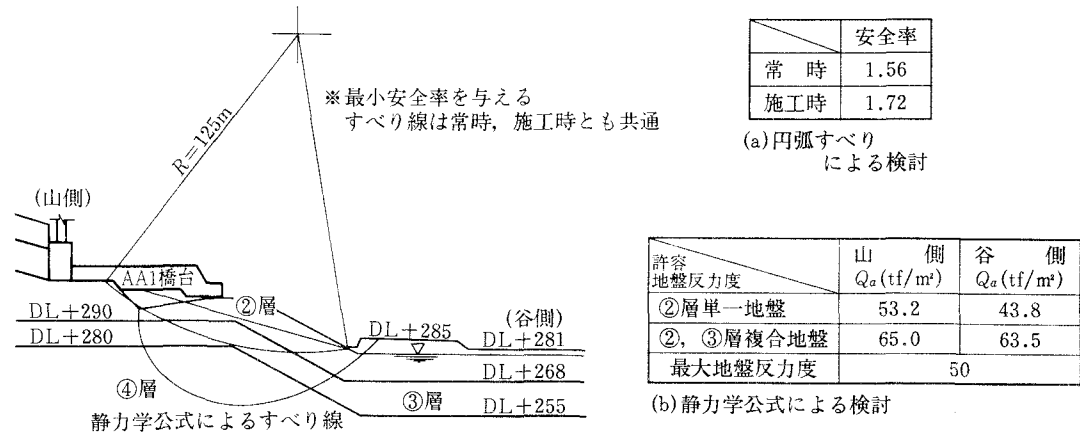
① 前趾斜面の円弧すべりによる安定計算

AA1 アーチアバット支持地盤に載荷される荷重を上載荷重として、支持地盤の部分的あるいは全体的なすべり破壊に対する検討

② ②③層の複合地盤としての検討

②，③層を通る想定すべり線の長さを考慮した、複合地盤としての静力学公式による支持力の検討
これらの検討結果は図－5に示すように、所要の安全率を確保することができた。

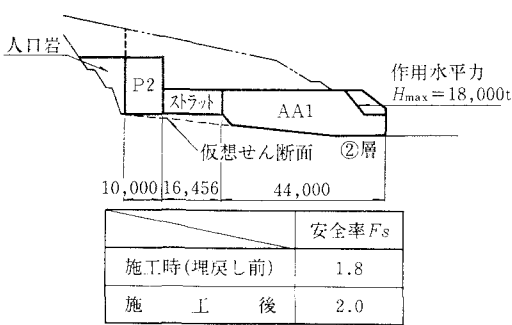
水平支持力（せん断抵抗力）の検討は、当初想定基礎岩盤の④層が存在しないため、②層単一地盤とした場合、せん断抵抗が不足するので、厚さ45cm～ 100cm程度碎石置換を実施し、図－6で示す AA1アーチアバット・ストラット・P 2基礎の一体構造とすることで、所要の安全率を確保した。



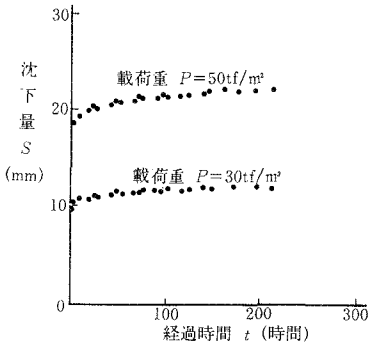
図－5 鉛直支持力の検討結果

(3) 変位量の検討

本橋の上部構造の支点変位特性は、表－3で示すように、アーチリングは水平変位に、補剛桁は鉛直変位に対して敏感になっている。したがって支持地盤の特性から AA1アーチアバットの変位は、避けることができないので、全体変位量を把握するとともに、時間的な影響（土のクリープ変位）を考慮した上部構造の上越量（図－2施工順序図 step-2～ ）、および応力（同step-6～ ）に影響を及ぼす変位量の設定がポイントであった。



図－6 水平支持力の検討結果



図－7 ②層を対象とした現位置クリープ試験結果

変位量の算出には、現位置クリープ試験等の試験結果から得られた土質定数を用いて、土のクリープによる時間的な影響を考慮できる粘弾性FEM解析を用いた。この結果を表－４に示す。

また、鉛直変位についてはアーチアバット構築時点から序々に載荷されるため動態観測を実施することで将来予測が可能であったが、水平変位についてはアーチリングがコンクリートで閉合されたのち、斜吊材の張力解放時点で急激に水平力が作用するので、水平変位量の観測および異常時の対策がポイントであった。

表－３ 支点移動1cmによって生じる断面力

			アーチ リング	補剛桁
	軸	力 (t)	－10	0
鉛直変位	曲げモーメント (t・m)	490	940	
	軸	力 (t)	－51	0
水平変位	曲げモーメント (t・m)	－1,867	0	

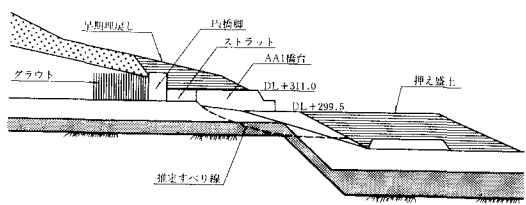
表－４ 粘弾性FEM解析による変位量算定結果

	全体変位量	上部構造の応力に影響を 及ぼす変位量（アーチリ ング閉合後の変位量）
鉛直変位 (cm)	12.5	3.7
水平変位 (cm)	5.6	5.6

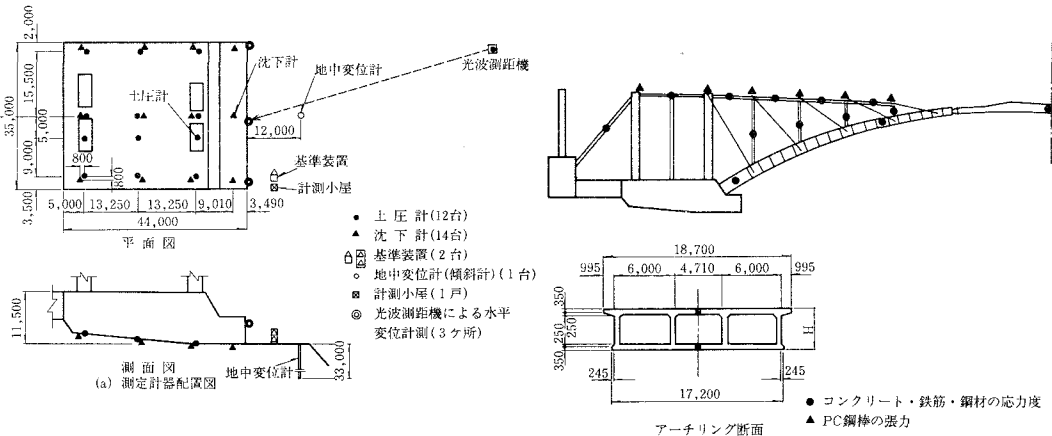
（４）支持地盤の評価

AA1アーチアバット支持地盤の総合評価は、“ある程度の変位は生じるが、支持地盤として期待できる”ということで、以下に示す条件つきで、工事の続行を決定した。

- ① アーチアバットが粘弾性FEM解析で得られた変位を生じて、上部構造は設計荷重作用時の許容応力度を満足するように、部材厚の確保、鉄筋補強を実施する。
- ② アーチアバット前面の地盤の動きを観測する。異常が認められた場合には、前面に押え盛土を実施する。
- ③ アーチアバットの鉛直・水平変位量を測定して、上部構造の応力・上越し等に対する影響を常に把握する。特に、水平変位量が設計値より大きくなると予測された場合には、早期埋戻しあるいはP2背面の補強等（図－８参照）を実施して地盤のせん断抵抗を大きくする対策を実施する。
- ④ 支点移動による上部構造への影響を計測によって直接把握する目的で、架設時の上部構造各部材の応力・ひずみ等を測定する。異常がある場合には、斜吊材の張力調整を行う。



図－８ 異常時の対策



図－９ 支持地盤・上部構造の計測項目

(5) 支持地盤・上部構造計測の概要

支持地盤・上部構造の計測位置と計測項目を図-9に示す。データは現場内計測室に設置したデータロガー、マイクロデータレコーダーにより2時間毎にフロッピーディスクに取込み、これを現場事務所のマイクロコンピュータに再入力して処理している。ただし、水平変位のみは、常に目視できるように、光波測距機に制御用マイクロコンピュータを導入し自動計測とした。また、現場事務所内のマイクロコンピュータには、事前に大型コンピュータで計算された、施工時各段階の応力、計画高、および各種影響計算値を入力しており、各種実測値との比較・検討を即時にできるようになっている。

(6) 計測結果と考察

(a) 支持地盤の計測

支持地盤の鉛直および水平変位の計測結果を図-10に示すが、当初の粘弾性FEM解析による設計値と比較すると、鉛直変位は1/3、水平変位は1/10程度となっており、現在のところ、設計値を上回る事態は避けられる見込みであるが、地盤の性質上今後も十分な注意が必要である。現時点での変位が設計値と比較して少ないのは、以下の理由と考えられる。

- ① 弾性波探査試験の結果、その影響を無視できると判定した未変質の岩塊の寄与率が高い。
- ② 掘削完了後の現位置試験で得られた各土質定数は、応力解放状態で乱れの影響を受けていたと考えられるが、アーチアバット・上部構造の自重が段階的に作用することによって、経時的に地盤が圧縮されせん断強度が増加したこと。

(b) 上部構造の計測

アーチリングの施工は、架設工法の関係から以下の2段階に分けることができる。

- ① トラスカンチレバー施工時で、支点移動の影響が比較的少なく、斜吊材の張力調整によってアーチリングの応力度を改善できる段階(step-3～-6)
- ② メラン材によるアーチリング閉合後の状態で、支点移動の影響が大きく、斜吊材の張力調整によってアーチリングの応力度の改善が不可能な段階(step-6以降)

したがって、本工事ではトラスカンチレバー終了時点で、支点移動およびアーチリング応力度の実測値から、将来予測を行い必要があれば斜吊材の張力調整を実施する計画であった。

上部構造の計測項目のうち、支点移動の影響を最も大きく受けるAA1スプリング部部応力度の実測値の推移を図-11に示すが、実測値は支点移動の影響を含まない設計値とよく一致しており、支持地盤の変位がアーチリングに及ぼした影響は少ないと判定できた。また、トラスカンチレバー終了時点での解析においても、支点移動によって発生する応力度が、設計値21% (図中点線) に対して4%程度であると判断できたので、斜吊材の張力調整を行う必要がないと判断した。

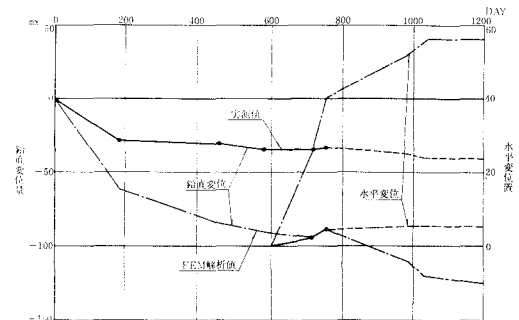


図-10 支持地盤の変位量

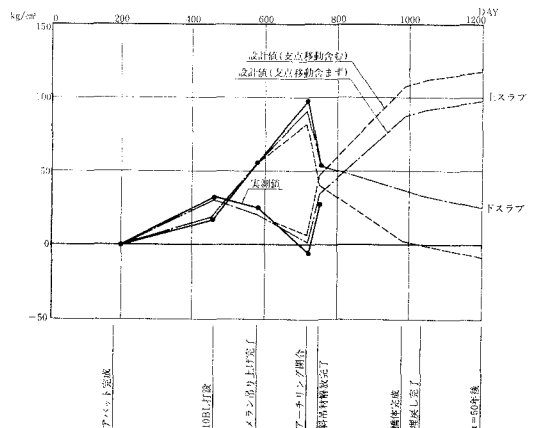


図-11 AA1スプリング部
の応力度の推移

5. アーチリングの型枠構造

別府橋のようにアーチリングを張出し架設する場合の施工面での特徴は、傾斜部材（別府橋では最大38°の傾斜）のブロック施工であるが、そのなかでも型枠構造に大きな特徴がある。すなわち、図-12で示すように、アーチリングの型枠にはスラブ上面に“押え型枠”が必要となりすべて閉塞状態となるため、コンクリートの打込みを考慮してその構造を決める必要があった。本節では、温泉腐食環境下の施工に対する配慮を含めて、別府橋の型枠構造について“押え型枠”を中心として記述する。

（1）型枠の要求品質

本橋のアーチリングの型枠の使用区分は、図-12に示す通りであるが、各々の型枠に対して配慮した事項を一覧表にすると表-5のようになる。

表-5 型枠の要求品質と構造

型枠の部位	要求される条件	型枠構造
ウェブ外面 下スラブ下面	①片側24ブロックと転用回数が多いこと ②温泉腐食環境下でも錆が発生しにくいこと ③取扱い上、大型パネルとすることができること ④桁高変化に容易に対応できること	・面板にステンレス板を用いた鋼製型枠 ・ワーゲン移動と共に移動
上・下スラブ上面 (押え型枠)	①コンクリートの打込みが容易なこと ②美観・耐久性の観点から、水・空気アバタが少ないこと ③コンクリートを打込みながらセットするため、取扱いが容易なこと	・繊維型枠を用いた移動型枠 (450×1800) ・その都度組立
ウェブ内面 上スラブ下面	①斜吊鋼棒、隔壁の鉄筋配置が容易であること ②内空断面の変化に容易に対応できること	・通常の合板型枠 ・ワーゲンと共に移動
横型枠 (上スラブ)	①主鉄筋(D32)、P C鋼棒の重量に耐えかつ配置精度を確保すること ②転用回数が多いこと	・P C鋼棒・鉄筋位置を考慮した鋼製の横型枠

（2）押え型枠

（a）型枠構造

本橋の押え型枠の構造は、図-12に示すように、450×1800の繊維型枠を用いてコンクリートの打込みスペースを確保するため、移動できる構造とした。

従来より、押え型枠部分は入念なコンクリートの締固めを実施しても、空気・水アバタの発生が避けられず、美観あるいは耐久性上の難点となっていた。本橋では、図-13に示すように、コンクリート中の余剰水と気泡を透過させるポリエステル織布の透水層と、透過したものを型枠外に排出させるポリエチレンネットの排水層の二重構造の繊維型枠を採用した。この排水層を設けることによって、型枠に穴を開ける必要がないことに特長がある。繊維型枠を用いたコンクリートは、表面付近の水・セメント比が小さくなるので、表面付近の強度が増加するとともに、緻密な層ができて中性化速度の低減・透水性の改善など耐久性が向上することが実験で確かめられている。

傾斜部材であるアーチリングのコンクリートの打込みでは、一般の箱桁断面の場合と異なり、押え型枠のセットという作業が追加される。従って、コンクリートの打込みでは、入念な締固め作業とともに、押え型枠の短時間の固定ということが要求される。そこで、図-12に示すように、押え型枠の構造として、橋軸方向に固定した H-200のフランジに、450×1800の繊維型枠を組込み、橋軸方向に自由に移動できる構造を採

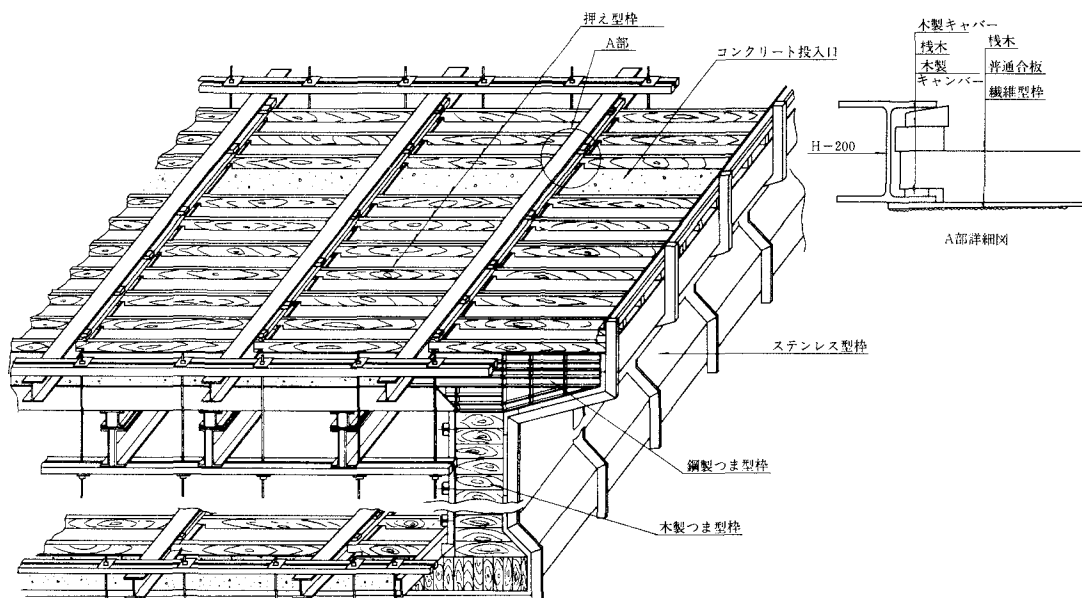


図-12 アーチリング型枠構造図

用した。すなわち、コンクリートの投入孔として、押え型枠1枚分のスペースを確保し、その部分の打込み作業が終了した時点で、次の押え型枠をスライドさせ、木製のキャバー等で固定する。この作業を繰返してコンクリート打込み、押え型枠の固定を行うものである。

(b) 押え型枠の設計

設計条件

コンクリート単位重量 : $W_d = 2.5 \text{ t/m}^3$
 衝撃係数 : 押え型枠の性質上無視
 作業荷重 : //

コンクリート側圧の計算

コンクリート標準示方書より、

$$P = 0.8 + \frac{80R}{T+20} \quad \text{or} \quad P' = 2.4H$$

のいずれか小さい値

P ; 側圧 (t/m^2)

T ; 打設時のコンクリート温度 ($^{\circ}\text{C}$) = 25°C

R ; 打上り速度 (m/hr)

ポンプ車打設能力 $V = 10 \text{ m}^3/\text{hr}$

スラブコンクリート $V = 41 \text{ m}^3$

ポンプ車2台で施工するため、

$$t = 41 / 2 \times 10 \approx 2 \text{ hr}$$

$$R = 2.200 / 2 = 1.1 \text{ m/hr}$$

H ; 考えている点からまだ固まらない

コンクリートの高さ = 2.2 m

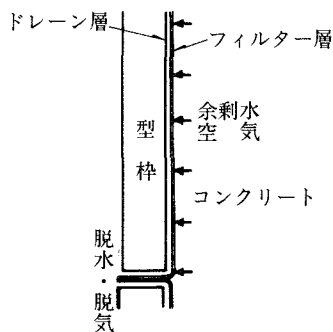


図-13 繊維型枠の原理

表-6 許容応力度

名称	材質	許容応力度 (%)		
		曲げ応力度	せん断応力度	引張応力度
合板	ウレタック	165	10.5	—
栈木	未松	165	10.5	—
H形鋼	SS41	1600	1200	—
丸セバ	S45C 3分	—	—	6950 (3.5t)

故に、

$$P = 0.8 + \frac{80 \times 1.1}{25 + 20} = 2.76 \text{ t/m}^2 \text{ (採用値)}$$

$$P' = 2.4 \cdot H = 2.4 \times 2.2 = 5.28 \text{ t/m}^2$$

押え型枠に作用する側圧(Po)は、スラブ角度θの傾きをもっているの、鉛直面の側圧(P)のsin θの成分となる。

$$Po = P \sin \theta$$

$$\therefore Po = P \sin \theta = 2.76 \times \sin 30^\circ = 1.38 \text{ t/m}^2$$

型枠各部材の検討

型枠を構成する各部材はすべて単純ばりと仮定して計算した。その結果を表-7 に示す。

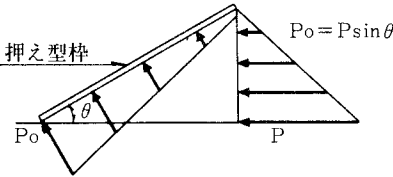


図-14 押え型枠の側圧

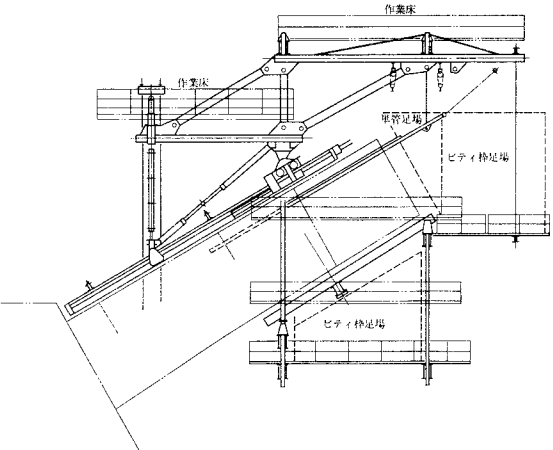


図-15 フォールバウワーゲン

表-7 型枠部材の検討

	合 板	桧 木	H 形 鋼	セパレーター
部 材 寸 法	t=12mm	100×50	H-200×200×8×12	3分
断 面 係 数 Z	24.0cm ³ /m	83.3cm ³ /m	472cm ³ /m	—
断 面 2 次 モーメント	14.4cm ⁴ /m	833.3cm ⁴ /m	4720cm ⁴ /m	—
断 面 積	—	—	—	0.50cm ²
荷 重 強 度	1.38t/m ²	0.31t/m ²	2.48t/m ²	2.9t/本
支 間	22.5cm	160cm	460cm	—
曲 げ モーメント	0.009 t・m/m	0.10 t・m	6.57 t・m	—
せん断力	0.17t/m	0.25t	5.71t	—
曲 げ 応 力 度	38%	120%	1390%	—
せん断 応 力 度	2.1%	7.4%	410%	—
た わ み	0.3mm	3.5mm	14mm	—

(c) アーチリング型枠の施工性

アーチリングの型枠については、移動型枠等の開発を実施して作業効率の向上に努めてきたが、下記に示す理由によって、通常の張り出し架設における型枠作業と比較すると、なお作業効率が劣り本工事の実績では、アーチリングの型枠作業に要した1㎡当たりの人工数はほぼ2倍程度であった。

- ① 鋼製の大型パネルとした外型枠には、勾配をもってセットするため、センター、距離、高さ決めに数多くの作業員を必要とした。
- ② 型枠材を急斜面の既設のアーチリング上に仮置できないので、その都度フォールバウワーゲン（移動作業車）の作業床に小運搬する必要があった。
- ③ ボックス内の型枠、横型枠の組立足場は、勾配の変化、鉄筋との関係で、固定の吊足場とすることができず、その都度足場の組替えが必要であった。
- ④ 押え型枠の組立ては、コンクリートの打ち込み前と打設中の2回に分けて行う必要があった。
- ⑤ 斜面上の作業となるので、組立て、解体、小運搬の作業全体にわたって効率が落ちる。

6. あとがき

温泉地帯における長大RCアーチ橋の建設という標題で、別府橋建設工事について記述したが、従来よりアーチ橋は強固な岩盤に支持されるのが一般的で、本橋のように温泉による熱水変質が予想異常であったとはいえ、床付地盤を目の当たりにして比較的軟弱な地盤上に建設することが、一つの技術的挑戦と感じられた。工事の継続を決定してから2年7ヶ月を経過した現在では、極端ないい方をすれば、建設工事そのものが“温泉による熱水変質地盤における実物大載荷試験”と捉えることができ、工事期間全体にわたる計画・施工・動態観測による確認のサイクルを通じて、RCアーチ橋の適用範囲を拡大することができたと考えている。

このような温泉地帯という特殊環境のもとで、大規模な土木構造物を計画することは、避けることができるなら避けるべきで、やむをえず計画をする場合には、この別府橋での事例を参考として、“支持地盤の評価”“構造物の耐久性の確保”を重点課題として取組むべきであろう。

別府橋建設工事も、全体工期46ヶ月に対してあと8ヶ月（63年11月現在）を残しており、支持地盤については全荷重が載荷された状況ではないので、まだ予断を許さないが、以下の点が今後の課題あるいは希望と考えている。

- ① コンクリートの劣化に対して、10年間の暴露試験を通じて得られた各種対策を実施してはいるが、本橋に対する影響を今後注意深く観察し、耐用年数を確保・増加させること。
- ② 我々工事関係者が直接関与できる問題ではないが、周辺環境にマッチしたRC固定アーチ橋として地元関係に好評である別府橋を観光資源としてどのように生かすかということ。

最後に本工事に対して技術的指導を賜った、岡田 清京都大学名誉教授をはじめとする温泉腐食対策委員の各位、木村 孟東京工業大学教授、ならびに本工事を担当された関係者各位に深く感謝する次第です。

参考文献

- 1) 高速道路技術センター：九州横断自動車道湯布院～大分間コンクリート構造物の温泉腐食対策調査研究報告書，1984
- 2) 坂手道明・万木正弘：温泉地帯に建設されたアーチ橋アバットの温度ひびわれ制御，土木学会論文集第397号／VI-9（報告），1988年9月
- 3) 落合英俊，松下博通，江頭和彦，一瀬久光：温泉余土と基礎工，土と基礎，Vol.36, No.3, 1988年3月
- 4) 堀内孝英，中島英治，前田良刀：土質データのばらつきと設計，土と基礎，Vol.35, No.7, 1987年7月
- 5) 伊藤野彦，一瀬久光，今泉安雄：温泉地に架けるRCアーチ橋，セメントコンクリート，No.496，1988年6月

（1989年10月12日受付）

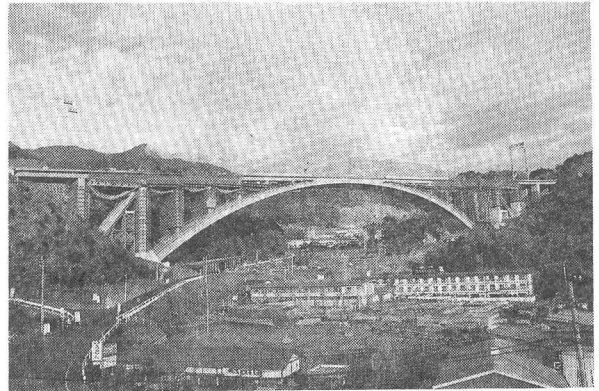


写真-2 別府橋現況