

(95) 高松大橋(仮称)の計画と設計

大成・川田 J V 高松大橋作業所 向野元治
 同 上 稲森宏育
 同 上 正会員 ○ 岡田浩樹
 川田建設(株) 工事本部開発部 正会員 大澤浩二

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。

架設地点付近は、観光名所「高千穂峡」でも知られるように、1級河川五ヶ瀬川が造り出す標高差100m以上の急峻なU字谷であることもあり、橋梁形式として国内最長のアーチスパン260mを有するRC固定アーチ橋が選定された。また、橋面から水面までの高さ

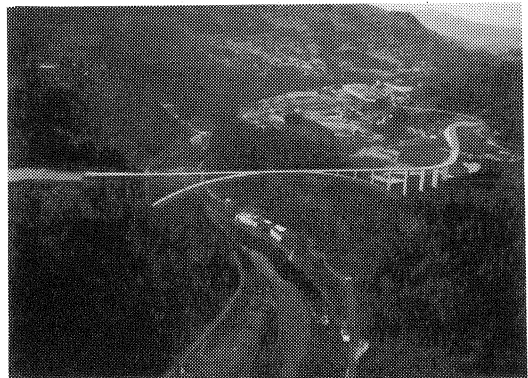


写真-1 完成予想写真

が143mの日本一高い道路橋ともなる。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工法を併用したトラス・メラン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)。

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(アーチスパン 260m)

幅員: 6.25m(車道部)+1.50m(歩道部)

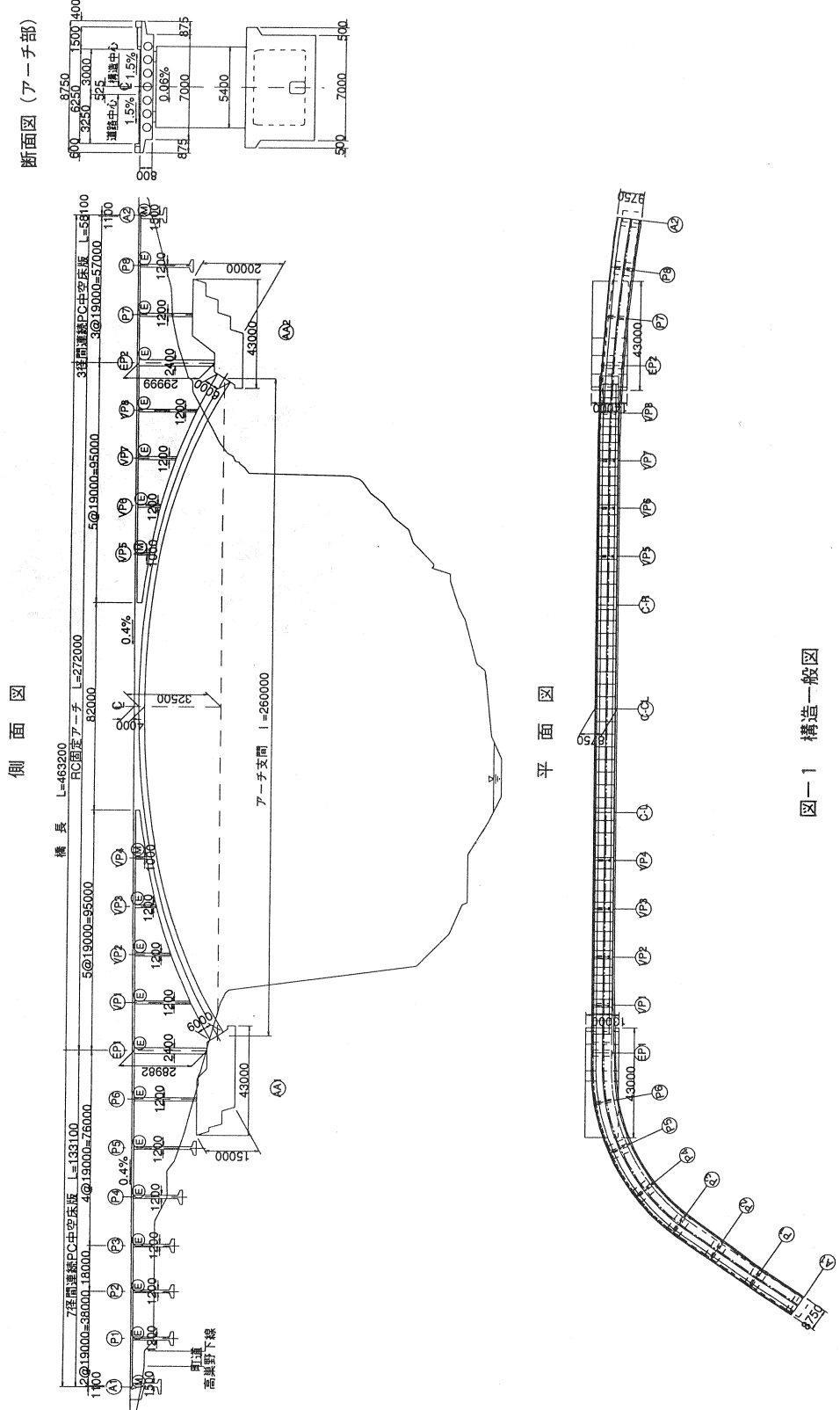
架設工法: トラス・メラン併用工法

主要材料: 表-1 参照

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
	イントレスト・鉛直材・アーチハット	$\sigma_{ck}=24N/mm^2$	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 (SBPR 930/1180)	t 124
	アーチリブ外ケーブル	12S15.2B (SWPR 7B)	t 13
	バックステイ	12S15.2B (SWPR 7B)	t 70
	斜吊材	7S15.2B (SWPR 7B)	t 60
	上床版主鋼材	7S12.7B (SWPR 7B)	t 54
	床版後打ち部構締め鋼材	1S19.3 (SWPR 19)	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に本橋の構造一般図を示す。



図一1 構造一般図

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位置し、高千穂町南東約90km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 $80^{\circ} \sim 90^{\circ}$ で標高250m～280m付近まで分布し、その上部は緩傾斜（ $5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ ）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なる。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字型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。これより、最大スパン200m以上に適用でき実績のある構造に対して概略検討が行われ、さらに、経済性及び景観性を考慮してRC固定アーチ及び上路式スパントレムレストアーチの2つの構造形式に絞られた。各々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固定アーチ橋が選定された。

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（写真-2）で観測される鉛直亀裂とほぼ同一直線上にあることが確認された。さらに、岩盤推定線上のピット掘削（写真-3）及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。

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等より、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なった（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され橋面線形が大幅に見直された（図-3）。

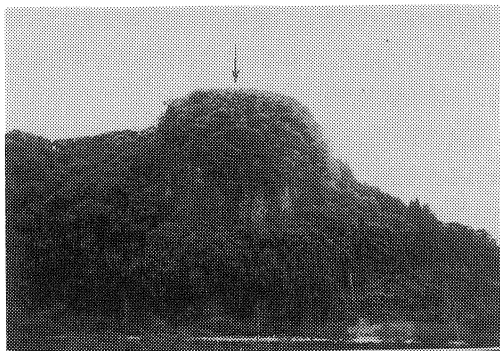


写真-2 右岸側前面急崖部

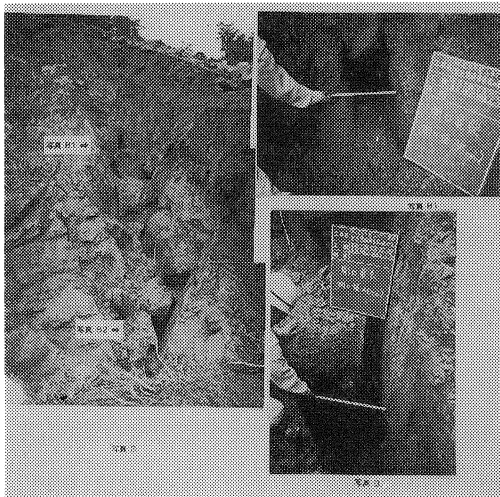


写真-3 岩盤亀裂状況

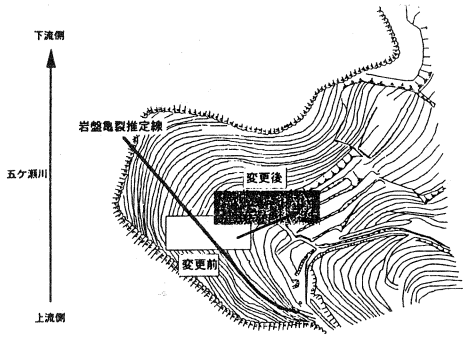


図-2 右岸アーチアバット位置図

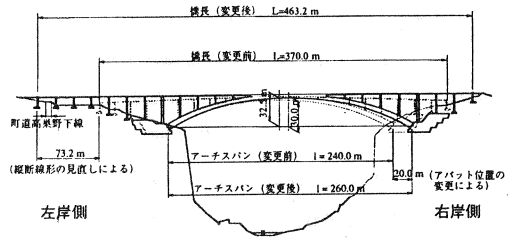


図-3 全体一般図

3. 4 線形計画

橋面線形の決定に際しては、CGを利用して景観性の検討を行うとともに(図-4)、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等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。

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。道路線形及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。この際、ハイポリック曲線は、自重による断面力を比較検討の上で $m=3.1$ 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82mとした。上床版については、支間長を19mとしたが、町道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。また、側径間部における橋脚及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、断面形状に凸型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。

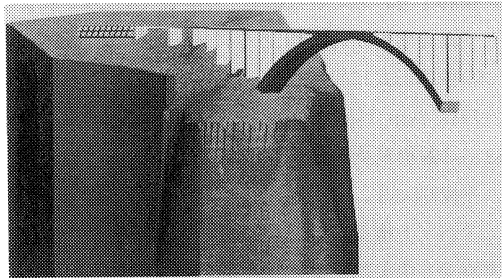


図-4 鳥瞰図

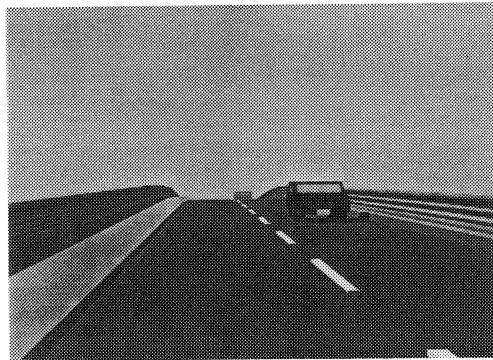


図-5 走行シミュレーション

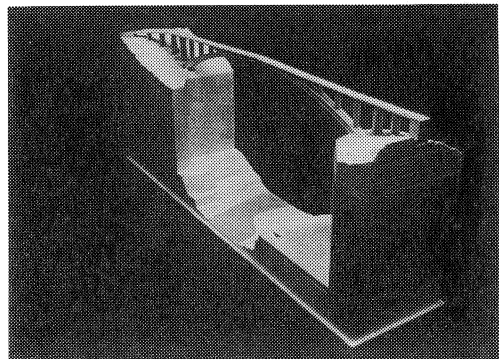


写真-4 全体模型

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、この容量はランプロック重量(約30t)から決めている。アーチ架設作業台車(トラベラー)は、600tmの曲げ耐力を有している。

4. 2 施工手順

アーチ幅260mのうち両側78mはH型钢とPCケーブルによりトラスを形成しながら片持ち張出し施工を行い、中央部82mについてはメランと称する鋼製のトラス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、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、メラン材は、基準ブロックを既設アーチに固定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

架設時における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及びコンクリートの材令を考慮している。

5. 2 下部工の設計

架設時におけるアーチハットの安定問題において、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。

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で設計している。検討荷重ケースは、架設常時、架設温度時及び架設地震時とした。

5. 4 アーチリブの設計

架設時はPC構造、完成時はRC構造として設計している。アーチ内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。なお、配置したPC鋼材は、アーチ閉合後にスプリング部付近の一部を除いて解放する。

5. 5 斜吊材の設計

斜吊材は、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、アーチコンクリート及びメラン材の応力を改善する役目を担っている。なお、斜吊材の許容張力は、 $0.7P_u$ から自重や施工誤差等によって生じる張力を予め控除して $0.5P_u$ 程度(斜吊材によって異なる)としている。

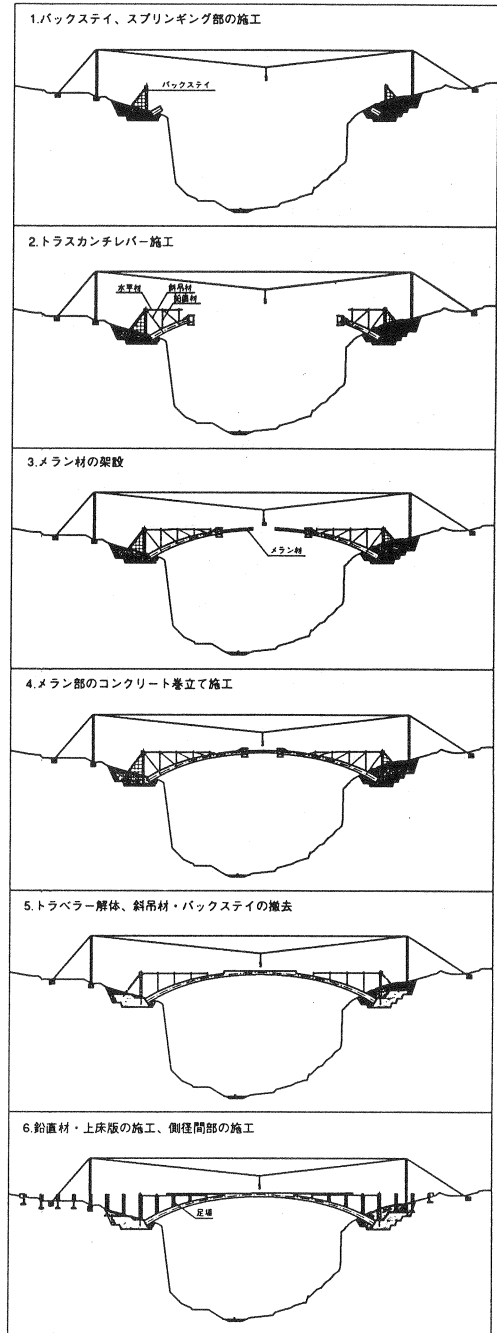


図-6 施工手順図

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プラットラス構造とし、対傾構はV型としている。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、斜材等の設計軸力を算出して断面照査を実施している。アーチ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、架設時には接合面に引張を生じさせず、温度変化時等の従荷重作用時には若干の引張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、下記の問題から鋼構造とした(図-7)。

- ①当該箇所ではバックステイ、斜吊材、水平鋼材の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。
- ②PC鋼材以外にEP及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た上で配置することは難しい。

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及びアーチ最大張出し時とした。図-8に解析モデル図を示す。

5. 8 耐震設計

当橋の耐震設計は、平成8年12月の道路橋示方書に準じて行っている。基本方針は以下の通り。

- ①重要度 : 標準的な橋 (A種の橋)
- ②耐震目標 : レベル2地震に対しては致命的な被害を防止する

③主要部材の耐震性能 :

- アーチリブ : 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

なお、解析手法としては、2次元非線形時刻歴応答解析を実施している。

6. おわりに

現在、進捗率は50%を越え工事も佳境を迎えている(写真-5)。10月からはよいよメラン架設も始まるため、関係者一同さらに気を引き締めて取り組む所存である。施工については、機会を改めて御報告したいと考えている。引き続き、関係各位の御指導・御助言をお願いする次第である。

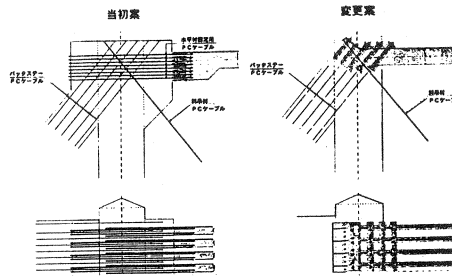


図-7 EP頂部構造比較図

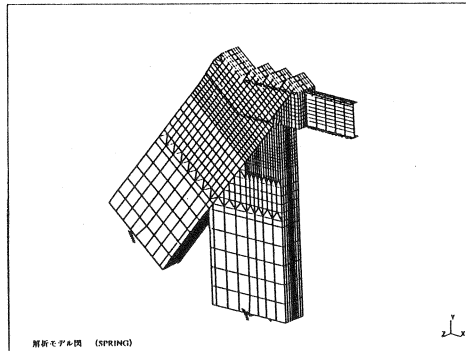


図-8 EP頂部解析モデル図

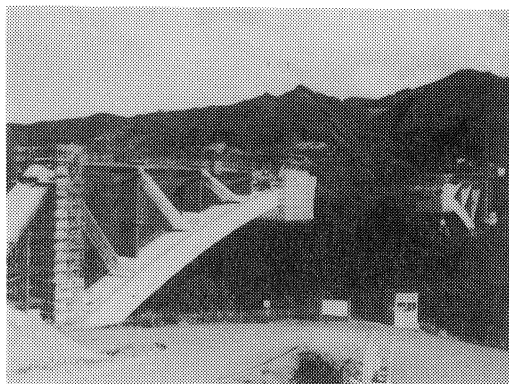


写真-5 現況写真(平成10年7月現在)