

◇工事報告◇

祖山橋の設計と施工

得能達雄*
小西哲司**

まえがき

祖山橋は、富山県西部を流れる一級河川庄川を跨ぎ、秘境五箇山の一つ平村祖山地区と国道156号線をむすぶ唯一の橋梁である。本橋の形式は庄川峡谷の自然景観にマッチし、維持管理面でも有利なPC方杖ラーメン橋であり、本形式では国内最大となる。

本橋の位置する村道祖山線は、庄川の急峻な山肌を縫うように走り、幅員が狭隘で屈曲が多いうえ、落石や冬期の雪崩などで、しばしば交通止めを余儀なくされていた。また旧祖山橋は昭和32年に架設されたPC橋で、老朽化が著しいうえに、昭和51年8月の豪雨期に冠水に見舞われたことから、早期整備が望まれていたものであり、昭和56年度から国の補助事業として架け換え計画が開始された。

当路線は、豪雪地帯特別措置法に基づく特別豪雪地帯の幹線道路に該当し、祖山橋は工事規模が大きくかつ設計、施工にあたり高度の技術が要求されることから、県代行業として実施された。さらに、我が国でも稀な長大スパンPC方杖ラーメン橋であるため、大学・建設省・公団の学識経験者で構成された、「祖山橋技術検討委員会」の指導のもとで各種検討が行われた。

本稿は、祖山橋の設計および施工についてその概要を報告するものである。

1. 祖山橋の設計

1.1 設計条件

祖山橋の設計条件は以下に示すとおりである。

橋種：プレストレストコンクリート道路橋

形式：3径間連続方杖ラーメン橋

橋格：2等橋 (TL-14)

橋長：148 m

幅員：6.0 m (有効幅員)

平面線形： $R=\infty$ 斜角 90°

縦断勾配：3% 直線

横断勾配：2% 直線

衝撃係数：主桁 $i=10/(25+l)$ 、床版 $i=20/(50+l)$

雪荷重：200 kg/m²

設計震度：橋軸方向 $k_H=0.18$ (修正震度法)

橋軸直角方向 $k_H=0.23$ (修正震度法)

施工時 $k_H=0.09$

温度変化： $\pm 10^\circ\text{C}$

温度差： 5°C

コンクリートの設計基準強度：

主桁 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$

脚 (拱台含む) $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$

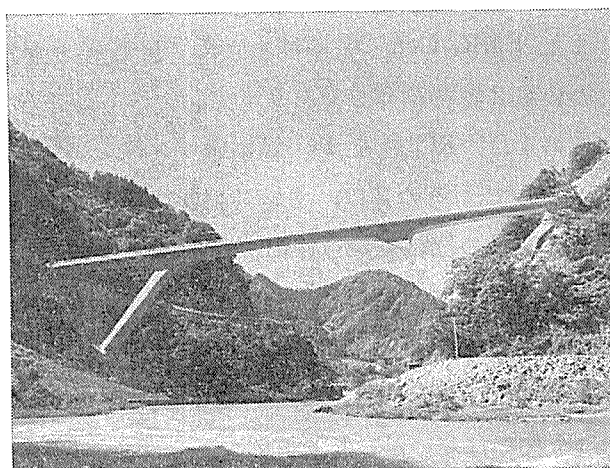


写真-1 全 景

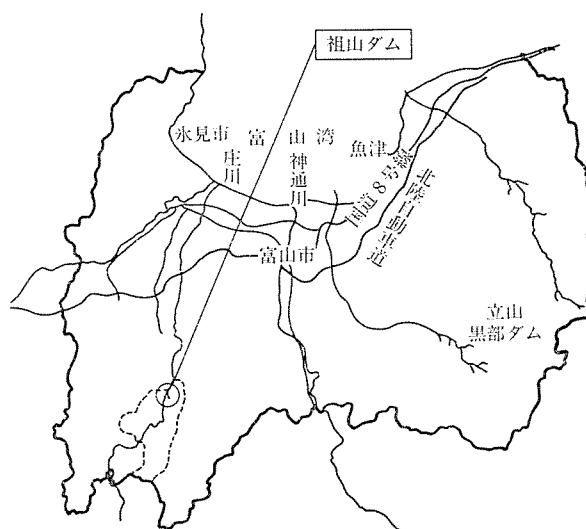


図-1 施工位置図

* Tatsuo TOKUNOH：川田建設 (株) 技術部

** Tetsushi KONISHI：川田建設 (株) 技術部

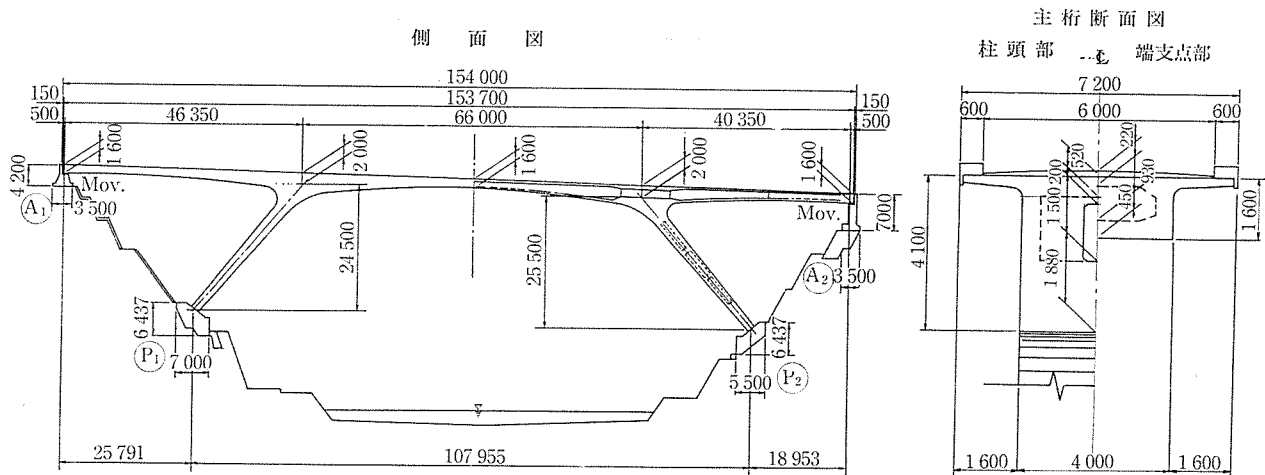


図-2 全体一般図

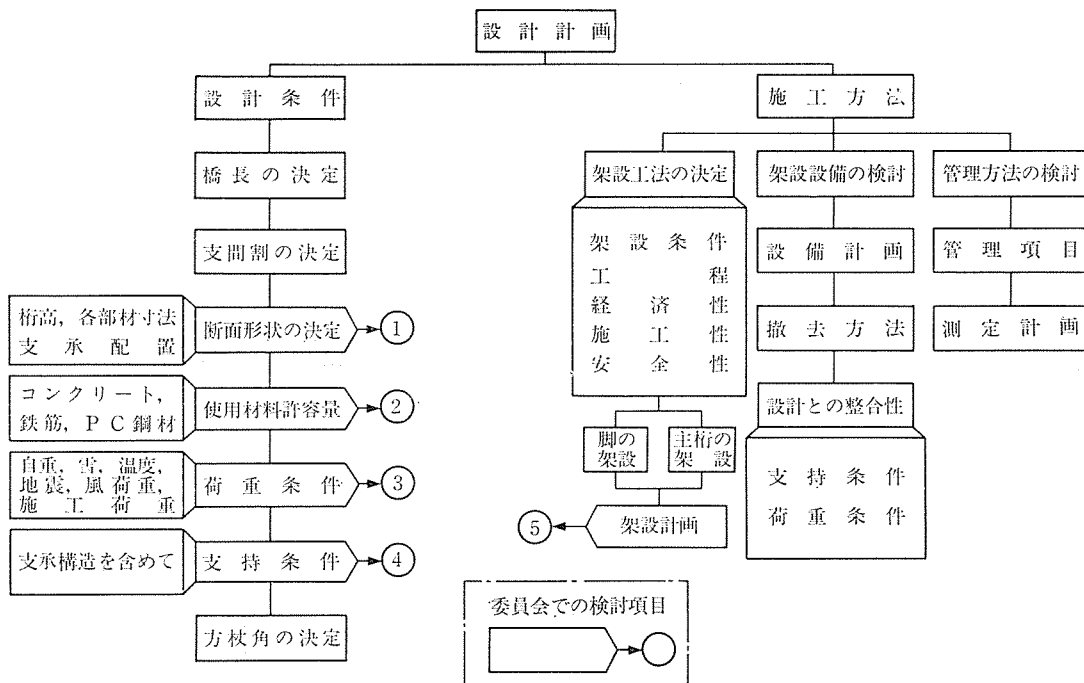


図-3 設計計画フローチャート

橋台	$\sigma_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$
鉄筋の許容引張応力度:	
床版	$\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$
一般部材	$\sigma_{sa}=1800 \text{ kg/cm}^2$
水中または地下水位以下の部材	$\sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$

1.2 設計概要

祖山橋の設計においては 1.1 設計条件によるほか、支間割、主桁形状、PC 鋼材、方杖角および橋脚の支持条件、架設工法、施工管理方法などにおいて各種検討を行った。その設計計画フローチャートを 図-3 に示す。

設計計画フローチャートのうち、技術検討委員会からの検討指示事項は図の着色部分であり、この課題に関し

て種々検討を行った結果を示せば 表-1 のとおりである。

このような検討結果をもとに、図-4 に示すように設計計算を実施した。

特に本橋は架設時に構造系を順次変化させる複雑な構造、架設方法であるため、上部工設計計算と同レベルの応力照査、解析、仮設構造物についての断面チェックを架設系設計計算書にて行っている。

不静定 PC 長大橋梁の場所打ち施工においては、その施工順序は発生断面力を左右する重要な要因であり、工程、施工時季、環境条件等の影響により、クリープ、乾燥収縮のフローひずみが違ってくることから安易に変更することはできない。

◇工事報告◇

表—1 技術検討委員会の検討課題と結果

検討課題	結果	
断面形状	中央径間の垂れ下がり防止、端支点アップリフト防止のための桁断面 側径間桁高 $H=1.5\text{m} \rightarrow 1.6\text{m}$ にアップ	
使用材料	応力状態より 主桁 $350\text{ kg/cm}^2 \rightarrow 400\text{ kg/cm}^2$ 脚 $350\text{ kg/cm}^2 \rightarrow 300\text{ kg/cm}^2$	
荷重条件	雪荷重の取扱い	架橋位置の環境条件より $W=100\text{ kg/cm}^2 \rightarrow 200\text{ kg/cm}^2$ とし(雪+活荷重)の組合せを考慮
	風荷重について	施工時仮支柱の投影面積に道示により全面に載荷する
	施工時地震力	完成時地震 $\times 1/2$ で良い
	拱台の水平移動の考慮	許容移動量の計算を行い安全を確認
支条持件	脚の杓構造	架設工法との関連等、ピン・固定との比較検討の結果、固定端にすることとする
架設工法	架設工法の選定	比較7案の中から主桁は張出し、脚はSRCとし、補助支柱を使用した架設とする
	閉合順序について	中央径間閉合後、側径間閉合とする
	中央径間閉合時のジャッキ位置	ジャッキアップ位置について、仮支柱上と中央閉合部の2ケースについて検討し、中央閉合部とする
施工管理、その他	施工中の応力管理	管理主体は変形であることから、応力の施工上の誤差はジャッキアップ時の変形量の誤差より決定
	面内、面外方向の検討	動的解析を行い、補強法を決定
	計算スグルトン(モデル化)と実際	仮支柱と主桁との結合部はピン結合で解析しており、施工に対しては充分考慮する

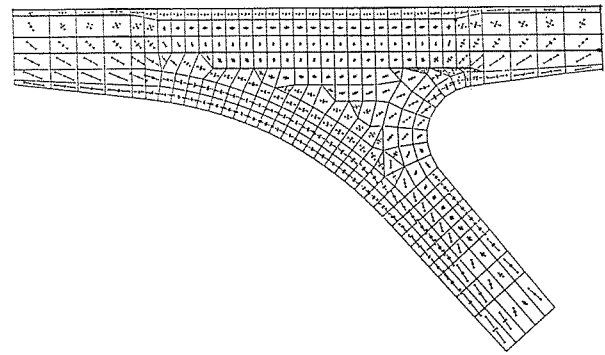
以下に設計にあたり決定された施工手順ならびにその概要を脚施工から説明する。

また、設計計算書において、梁理論で解析を行うのには、モデル化が適当でない脚頭部ラーメン隅角部にFEM解析を適用し、鉄筋量の決定を行っている。図—5に解析結果を示す。

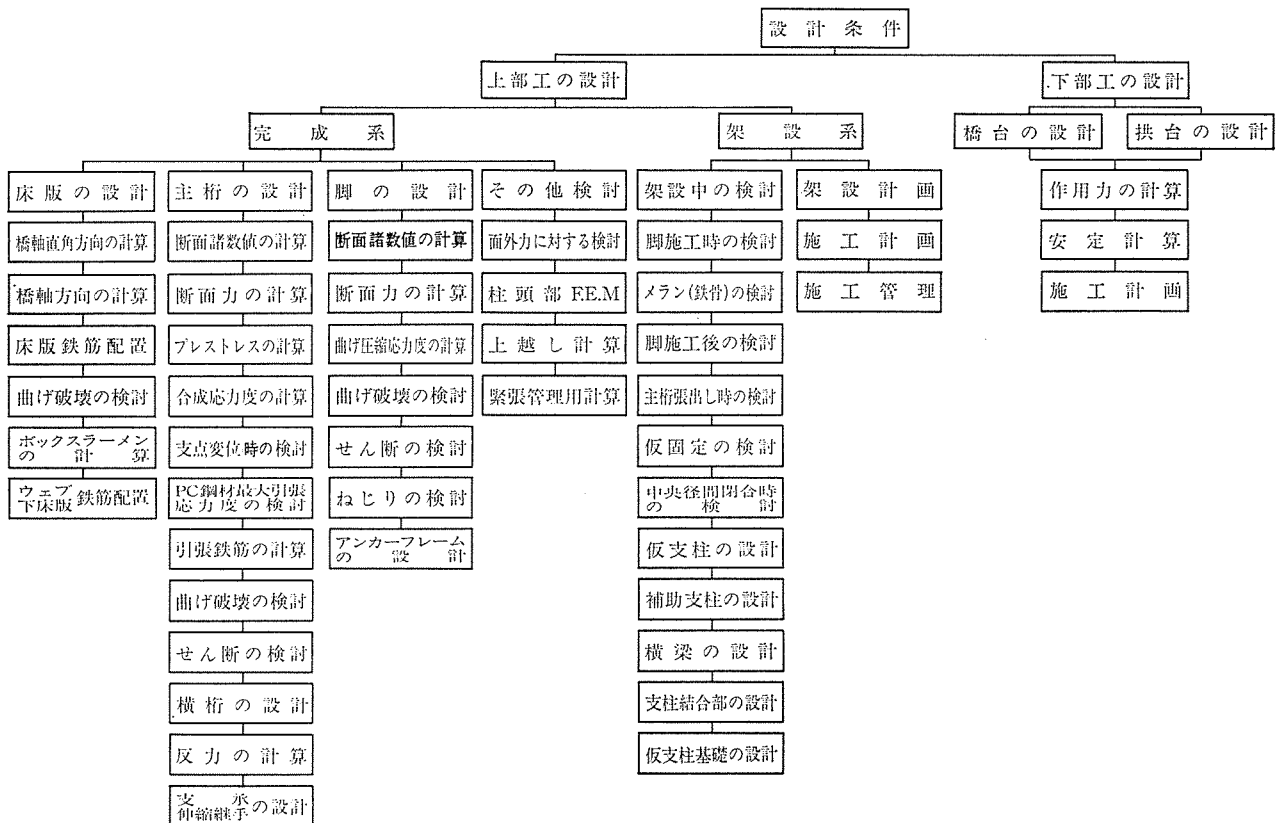
1.3 架設工法の検討

一般に本橋のような構造形式では固定支保工による施工が行われるが、河川を跨ぐ場合には河川管理上の問題などから、別の施工方法が用いられることが多い。架設工法の決定にあたってはこのような諸条件を考慮しながら主桁と脚の施工を分けて検討した。

SOYAMA BASHI STRESS (CASE-1)
常時



図—5 F.E.M. 解析結果



図—4 設計計算手順

(1) 橋脚の施工

脚の施工方法としては大別して、斜吊り工法と仮支柱による支保工工法が考えられる。

斜吊り工法については、地形上、アンカーを設置することが困難であること、橋梁規模から考えて不経済であることから、仮支柱による支保工工法を基本として図-6 に示す3案に対する検討を行った。

第①案 仮支柱と斜吊りを併用した施工 (SRC 構造)

第②案 仮支柱と補助支柱を併用した施工

(SRC 構造)

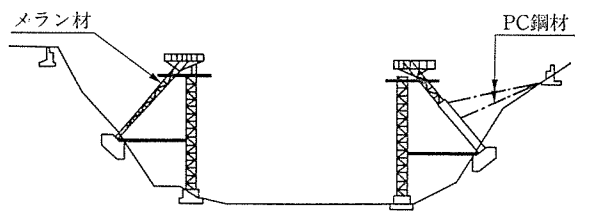
第③案 支保工施工 (RC 構造)

i) 構造検討

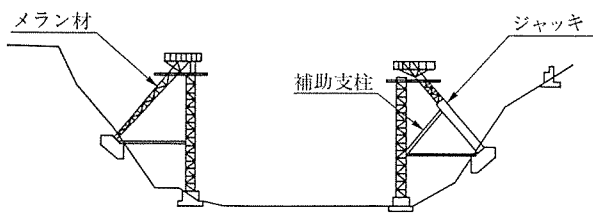
脚の構造においては、これを通常の RC 構造とするか、あるいは近年アーチ橋の施工に用いられ、その合理性が認められているメラン材を用いた SRC 構造とするかが最も大きな検討項目であった。

結果としては、脚頭部でメラン材と仮支柱が結合でき構造的に自立すること、断面を小さくできること、鉄骨により耐力や粘り強さが向上することなど SRC 構造とする方が利点が多く、脚材の構造は SRC 構造で計画された。

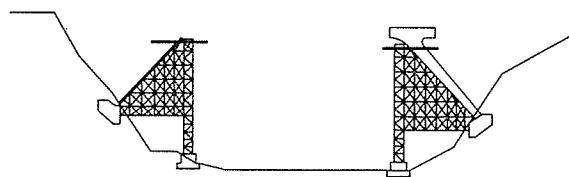
さらに SRC 構造とすれば、鉄筋や型枠の組立て用支保工材として用いることができるなどの作業上の利点を併せもっている。



(a) 斜吊り工法



(b) 補助支柱工法



(c) 全面支保工

図-6 脚施工の比較図

ii) 施工方法の比較

① 脚施工中のたわみ管理は、斜吊りによる場合はケーブルの張力調整や張替えが煩雑かつ複雑な作業を伴うが、補助支柱による場合は支柱上のジャッキアップにより対応が可能である。

② 工期的にみれば、第①、第②案の SRC 構造の場合は両案ともほぼ 10 ヶ月程度であり、大差はない (RC 構造とした場合は、仮設機材が大規模になることから、12 ヶ月を要する)。

③ 経済性は、各案の差が最大 8% と小さく、大差はない。3 案中最も安価なのは第②案の補助支柱を用いた工法であった。

以上の結果より、脚の施工については第②案の仮支柱と補助支柱を併用した工法が採用された。

(2) 主桁の施工

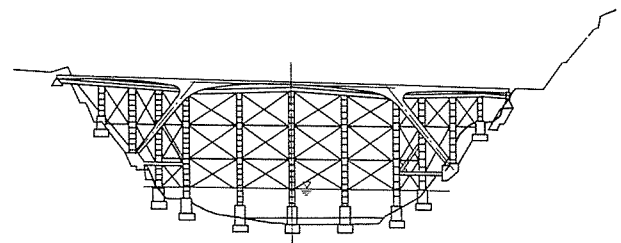
主桁の施工については、図-7 に示すように、

第①案 全径間固定支保工施工

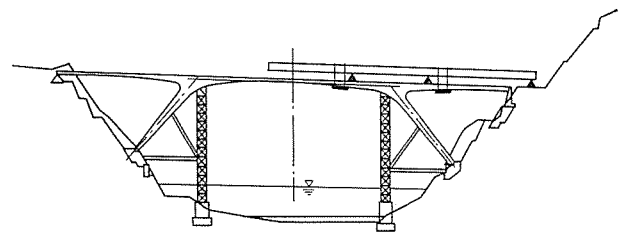
第②案 架設桁支保工による施工

第③案 片持ち張出し施工

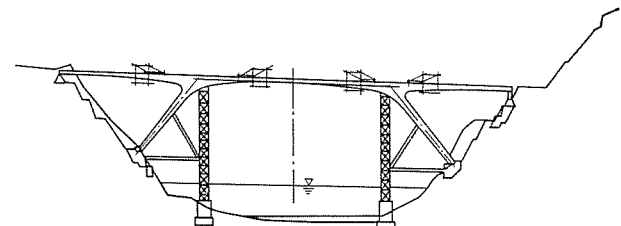
が考えられるが、①の場合は河積阻害率が大きいという、支保工の組立・解体に日数を要し、工費も多くなること、②の場合は橋梁規模に比して機材が大きく著しく不経済になると考えられることから、③案の場所打ち片持ち張出し施工によることと決定された。



① 固定支保工施工



② 架設桁支保工施工



③ 片持ち張出し施工

図-7 主桁施工の比較図

◇工事報告◇

1.4 施工概要

(1) メラン材を利用した脚の施工

脚の施工は、あらかじめ組み立てたメラン材に、鉄筋・円筒枠を設置しておき、移動式型枠を使用して下方より順にコンクリートを打設する。第5ブロック打設硬化後に補助支柱を設置し、それ以後のコンクリート打設に伴う断面力を一部負担するとともに、油圧ジャッキによる反力調整で脚支点到に曲げモーメントを付加し、鉄筋量の低減を図る。

反力調整量は、脚施工完了時点で一度に自重が荷重さ

れた状態、すなわち脚支点到に発生する断面力が、全支保工状態で発生する断面力と同程度になるように計画した ($P=150t$)。

(2) 片持ち張出し架設による主桁の施工

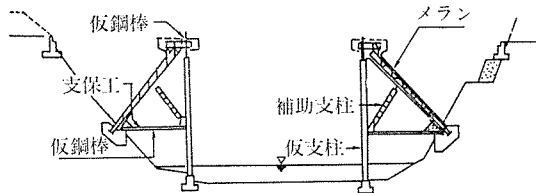
主桁の施工は、ケーブルシステムによる片持ち張出し架設工法 (FCC) により行う。FCC は PC 橋梁の片持ち架設工法における PC 鋼材に、高強度で可撓性のある PC 鋼より線を用いる工法である。

(3) 水平ジャッキを用いた脚支点到反力調整工

主桁張出し架設終了後、中央閉合を行うが、その前に

施工 (1) 脚柱および脚頭部の施工

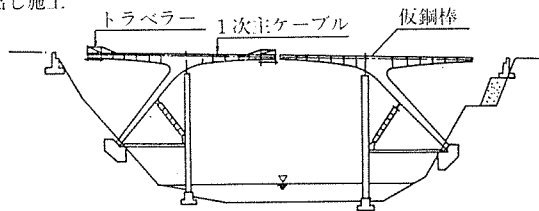
(脚頭部施工後仮固定する)



- ① メランおよび仮支柱組立て
- ② 脚柱をブロックごとにコンクリート打設
- ③ 5ブロックコンクリート打設後補助支柱組立て(ジャッキを設置する)
- ④ 脚頭部施工完了後仮固定

応力調整 $R=150t$

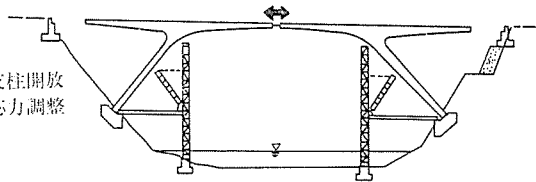
施工 (2) 主桁張出し施工



- ① トラベラーにて主桁張出し施工

施工 (3) 中央径間応力調整工

仮支柱および補助支柱開放に伴う水平方向の応力調整を行う。

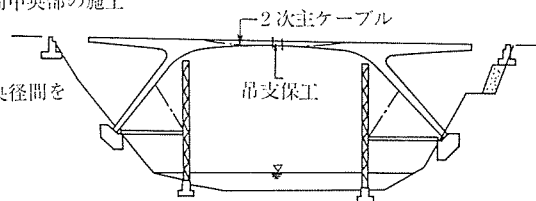


- ① 中央径間中央部水平方向にジャッキを設置する。(支柱の開放)

仮支柱開放 $H=930t$
 補助支柱開放 $H=210t$
 応力調整 $H=60t$ (ジャッキ量1200t)

施工 (4) 中央径間中央部の施工

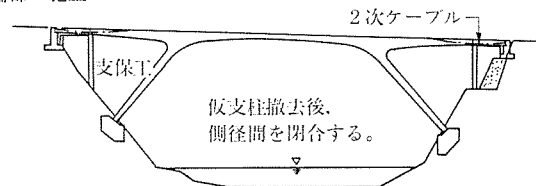
補助支柱撤去後中央径間を閉合する。



- ① 補助支柱撤去
- ② 中央径間閉合

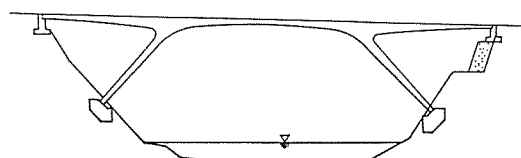
施工 (5) 側径間端部の施工

仮支柱撤去後、側径間を閉合する。



- ① 仮支柱撤去
- ② 側径間閉合

施工 (6) 橋面工の施工



- ① 橋面施工

図-8 施工概要

中央閉合部に水平ジャッキをセットし、橋体を橋軸方向に押し広げることにより、それまで橋体の荷重をうけていた仮支柱、補助支柱の反力を水平ジャッキで支持し、両支柱の解放撤去を行う。その後さらに押し広げ、完成後の死荷重状態で脚支点の曲げモーメントが ≈ 0 に近くなるように調整を行うこととした。

ジャッキアップ量は合計約 1200 t であり、これにより脚支点が固定条件であるにもかかわらず、ピン結合条件のように支点部が細く絞られたスレンダーな断面形状が可能となった。

2. 施 工

2.1 工事概要

工 事 名：県代行平村道祖山線山橋架換工事

工事場所：富山県東砺波郡平村祖山地内

工 期：着工 昭和 59 年 7 月

竣工 昭和 63 年 7 月

発 注 者：富山県（福野土木事務所）

橋 長：154.0 m (154.313 m 道路中心)

支 間：46.35 m + 66.00 m + 40.35 m

ラーメン支間 107.96 m

幅 員：7.2 m (有効幅員 6.0 m)

勾 配：縦断 3.0% 横断 2.0%

施工範囲：

仮 設 工；仮設道路，陸島工，仮支柱工，コンクリート吹付け，フリーフレーム

下 部 工；橋台 (A₁…重力式，A₂…逆T式) 拱台 (重力式)

取付け工 (逆T擁壁，ブロック積み，張りコンクリート，モルタル吹付け，種子吹付け工)

上 部 工；橋体工 (脚，主桁工)

橋面工 (地覆，高欄，舗装，伸縮装置，親柱)

安全施設；コンクリート防護壁，照明工，ほか

2.2 下部工，仮設工の施工

(1) 下部工 (基礎工)

下部工の施工は、右岸側 A₂ 橋台部掘削から開始し、ひきつづき P₂ 拱台の掘削の順に進めた。

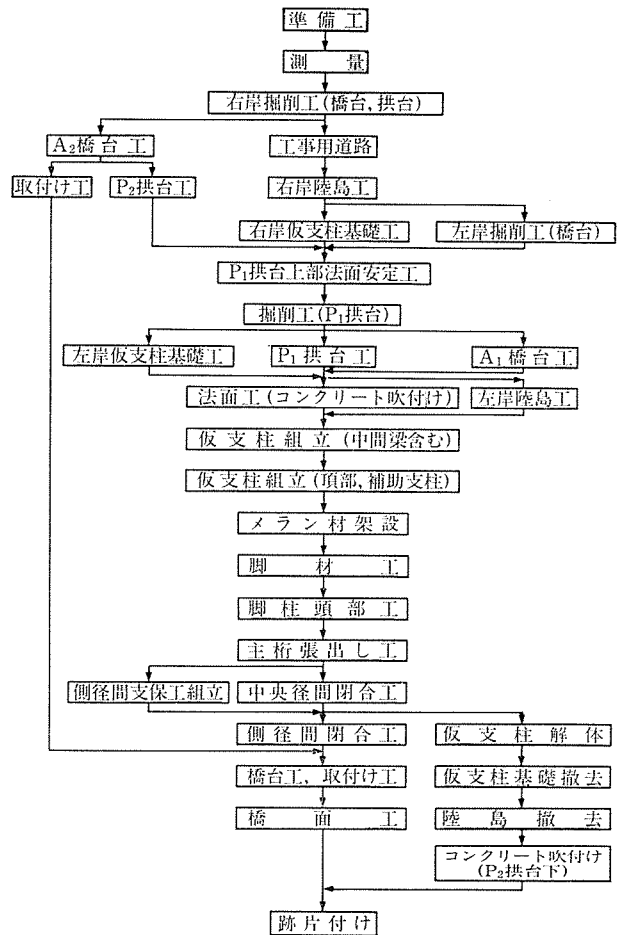


図-9 施工手順

表-2 主要材料

	名 称	単 位	数 量	摘 要
主 桁	コンクリート	m ³	1122.5	σ_{ck} 400 kg/cm ²
	P C 鋼 線	t	26.79	12φ12.4
	桁 礎 着 具	組	168	12T13
	鉄 筋	t	128.98	SD-30
脚	コンクリート	m ³	535.4	σ_{ck} 300 kg/cm ²
	鉄 筋	t	86.69	SD-30
	鉄 骨	t	176.0	斜 材
橋 台	コンクリート	m ³	273.6	σ_{ck} 210 kg/cm ²
	コンクリート	m ³	478.8	σ_{ck} 160 kg/cm ²
	鉄 筋	t	9.7	SD-30
	ロックアンカー	本	9	φ32×8 m
	ブ ロ ッ ク 積	m ³	61	控 35 cm
拱 台	コンクリート	m ³	663	σ_{ck} 300 kg/cm ²
	コンクリート	m ³	9.9	σ_{ck} 210 kg/cm ²
	コンクリート	m ³	122	σ_{ck} 122 kg/cm ²
	鉄 筋	t	23.35	SD-30

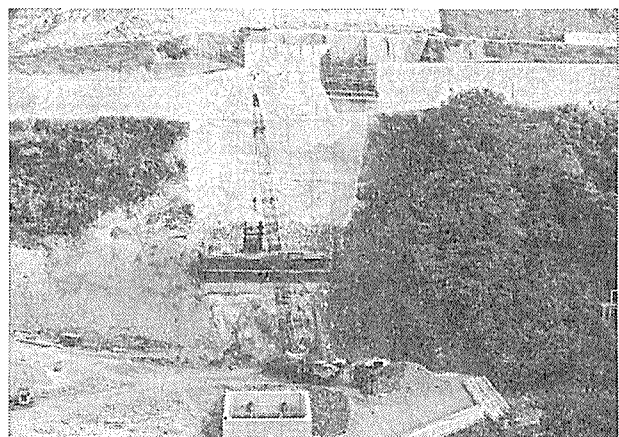


写真-2 下部工施工状況

◇工事報告◇

掘削は、油圧ブレイカー、バックホー、ブルドーザによる機械掘削で行い、拱台の底部掘削には一部コンクリート破砕器を使用した。橋台、拱台の基礎地盤は、花崗岩、安山岩まじりの岩盤であり、クラックは多いが良好な岩盤であった。

左岸側は良好な花崗岩の岩盤を露呈した急斜面であり、火薬を使用して A₁ 橋台から掘削を開始したが、実際の岩盤はあまり良好ではなかった。斜面の地質構成および状態は、斜面上部橋台付近が節理の発達した花崗岩閃緑岩から成っており、橋台上流側から拱台にかけて断層破砕帯が斜交し、それに沿って変輝緑岩、安山岩が分布していた。

掘削途中で岩盤の状態が予想以上に悪いことを確認したため、火薬による掘削を中止し、バックホー、油圧ブレイカーによる機械掘削に変更した。斜面の対策工として、斜面全体が割れ目の多い岩盤であることから、橋台下斜面は PC アンカーを併用したフリーフレーム工、橋台部の開口した節理の発達した花崗閃緑岩に対してはグラウト注入を行った。しかし非常にもろい部分についてはこれを除去する必要があるため、検討の結果、A₁ 橋台の位置を 6 m 後退させ、安定した岩盤上に設置することとなった。

一方、拱台上流部斜面はコンクリート吹付け工、拱台掘削に対してはフリーフレーム工にて法面防護を行った。

P₂ 拱台の基礎地盤については、途中で水平ボーリングによる岩盤調査を行いながら掘削した。一部断層破砕帯にあたったが、軟岩状の部分は置換コンクリート、その他節理の大きいところは岩盤グラウト注入を行って施工した。

コンクリート打設はポンプ車でいった。拱台については、仕上り面が 40 度と傾斜している、メラン材のアンカーフレーム据付け工のための設置面が躯体途中にあ

る、などにより、打設量は約 300 m³ と少なかったが、4 層に分けて施工した。

(2) 仮設備工

仮設備の施工は下部工の施工と併行して行い、右岸側工事用道路、橋台拱台の掘削残土を一部利用した陸島、護岸コンクリートブロック、蛇籠による仮締切りの順に作業を進めた。

陸島完了後、仮支柱基礎の施工を開始したが、当初の岩盤推定位置まで掘削しても岩盤が確認されなかったため、ボーリングにより岩盤位置の確認を行った結果、河床より左岸 11.0 m、右岸 16.0 m の位置で確認された。この結果、当初の基礎位置では支持力の低下による基礎の沈下が懸念されたため、次の事項に対して検討を行ったうえで対策を講じた。

〔設計上の検討事項〕

- 1) 基礎地盤の支持力
- 2) 基礎地盤の沈下量
- 3) 基礎地盤の沈下に対する上部工の検討
- 4) 基礎形式
- 5) 基礎の根入れ深さ

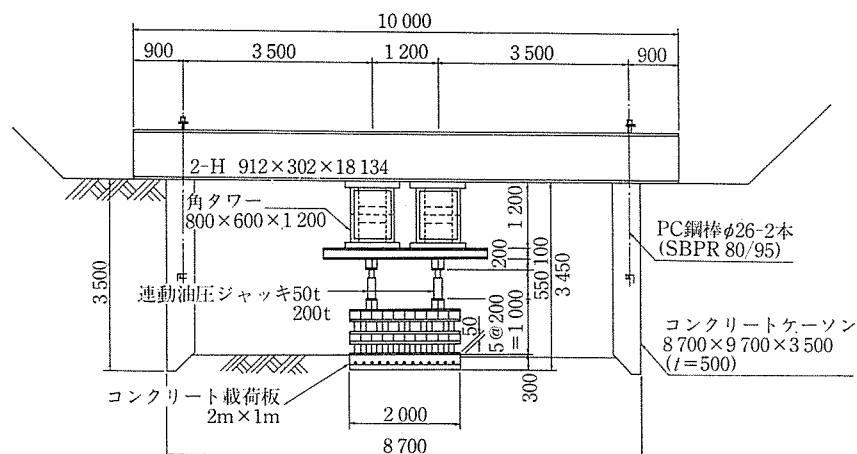
〔施工上の検討事項〕

- 1) 仮支柱基礎掘削の仮締切方法
- 2) 支持地盤の確認方法

結果的には右岸、左岸とも直接基礎となったが、岩着しない左岸側は仮締切用コンクリートケーソンを利用した実荷重載荷試験 (40 t/m²) を行って支持力を確認し (沈下量 1.2 mm)、支持地盤を最深河床から 1.0 m 程度の根入れで施工した。図—10 に実荷重載荷試験装置図を示す。

2.3 脚材および柱頭部の施工

脚材の骨組となるメラン材は、トラッククレーンと斜吊りケーブルを併用して形状管理を行いながら架設した。脚、柱頭部施工時の仮支柱とメラン材の設計時の結



図—10 載荷試験装置図 (2 か所設置)

合条件はピン結合であり、施工ではゴム沓を用いた。柱頭部の回転に対してはゴム沓の圧縮変形で、せん断に対しては摩擦により各々抵抗する構造となっている。図一

11 に構造図を示す。

脚材の施工は分割施工により行った。第1ブロックは基準ブロックであり、脚下端に不利な応力を最初から発

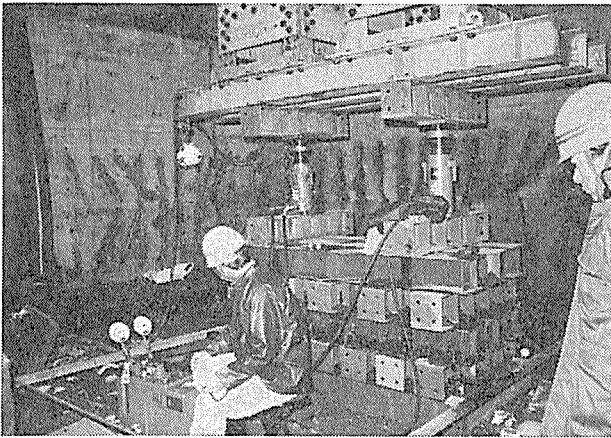


写真-3 実荷重平板載荷試験



写真-5 メラン材架設状況



写真-4 仮支柱設置状況

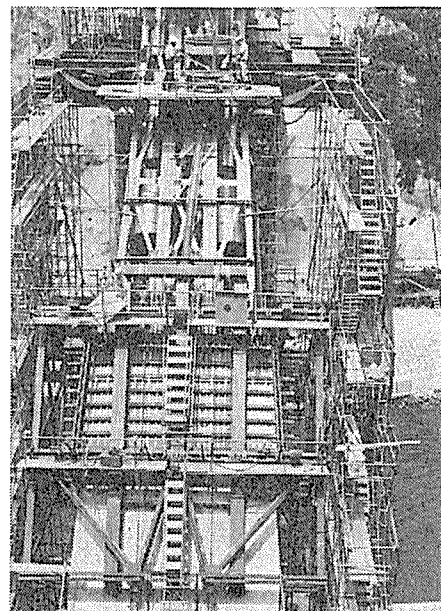


写真-6 移動型枠による脚材の施工

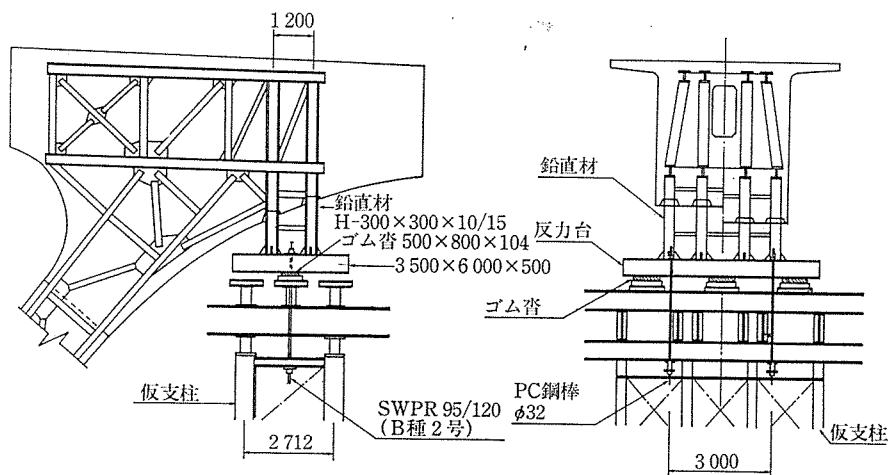


図-11 メラン材と仮支柱の結合部 (脚施工時)

◇工事報告◇

生させないように考慮して支保工施工を行った。第2ブロック以降は移動型枠を用い、平均 3.5m ブロック長として下方から順に施工した(図-12)。

第5ブロック打設完了後、補助支柱を設置して、それ以降の施工に伴って発生する断面力および変形を一部負担した。さらに補助支柱上で脚材のジャッキアップを行い、施工時の脚支点反力の低減を図った(ジャッキアップ量 150 t)。

柱頭部の施工は脚材施工にひきつづき、仮支柱上に支

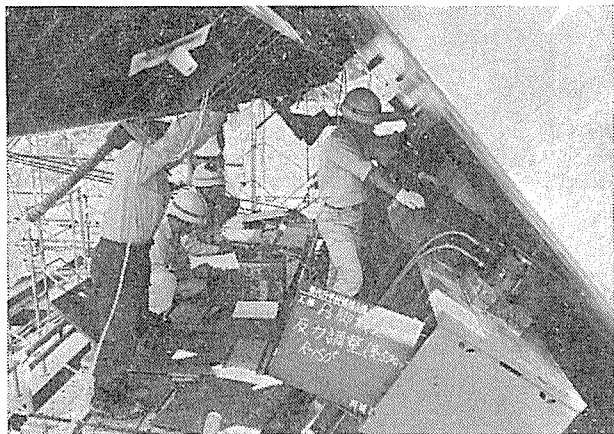


写真-7 脚支点反力調整工

保工を組み立てて行った。

脚材のコンクリート打設はトラッククレーンにより行ったが、柱頭部は総打設量が 250 m³、打ち上がり高さが 8m 以上となるため、ポンプ車により 2回に分けて打設した。

柱頭部施工完了後、露出しているシーブジョイント部、鉄筋の防錆処理を施して、三度目の越冬をむかえた。

2.4 主桁の施工

昭和 61 年 4 月、柱頭部より FCC による主桁施工を開始した。

脚頭部上で各々 2 基のトラベラ(移動作業車)を組み立て、左右に 6 ブロックの対称張出し施工を行った。

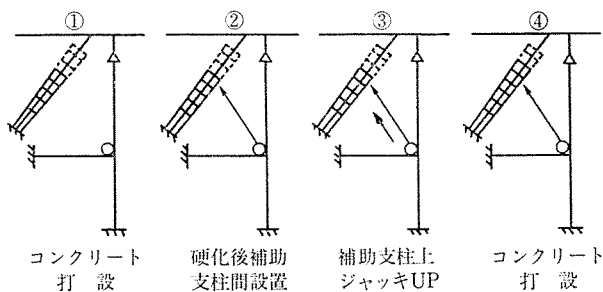


図-13 脚施工手順(5ブロック)

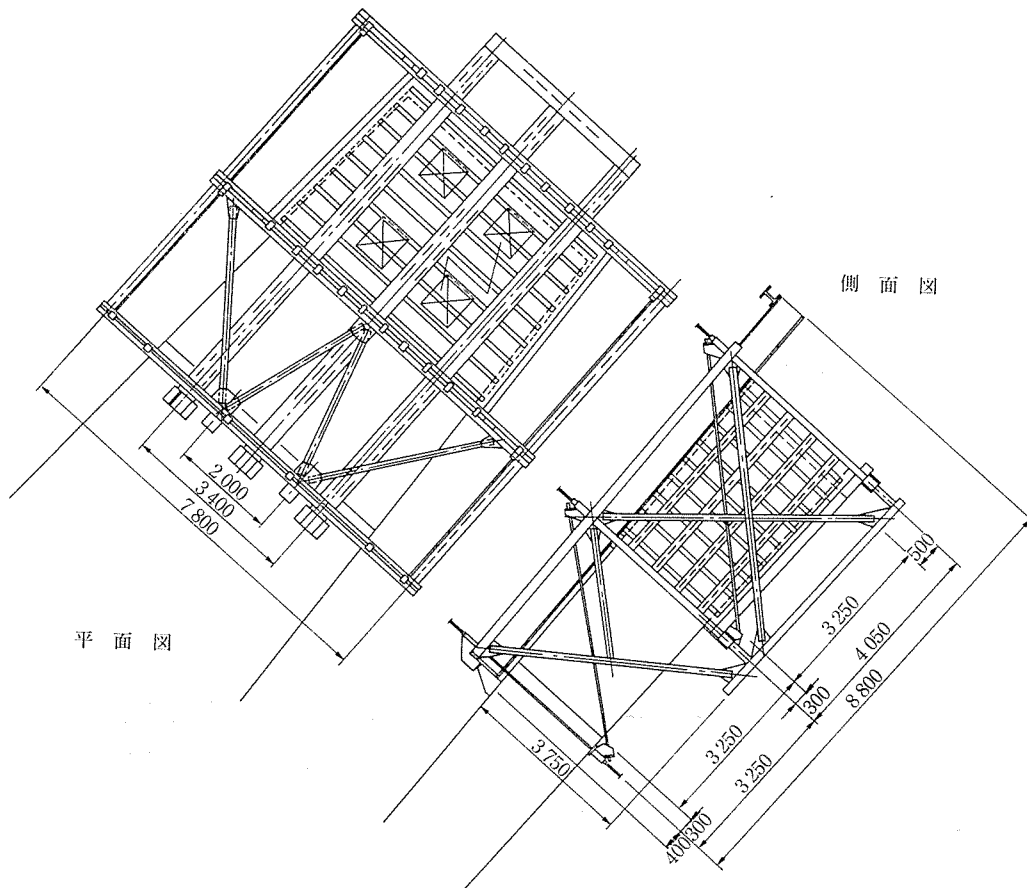
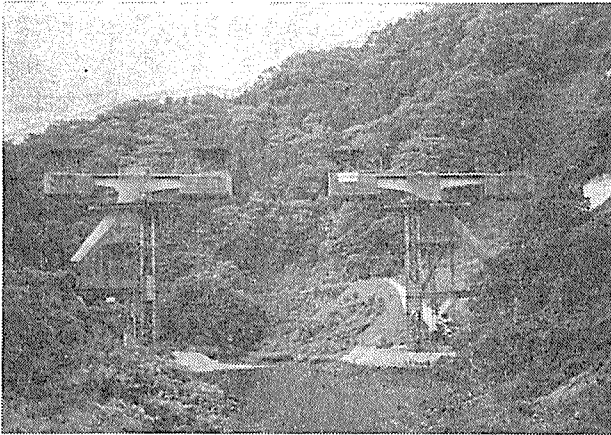
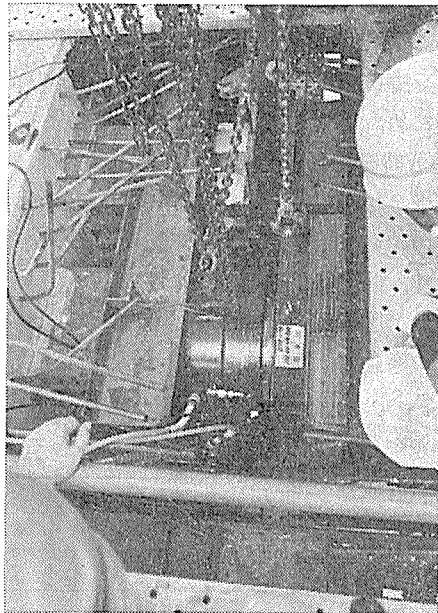


図-12 移動型枠一般図

主桁張出し施工中に発生する仮支柱上アンバランスモーメントに対しては、ゴム沓の前後に無収縮モルタルに



写真—8 主桁の片持ち張出し施工

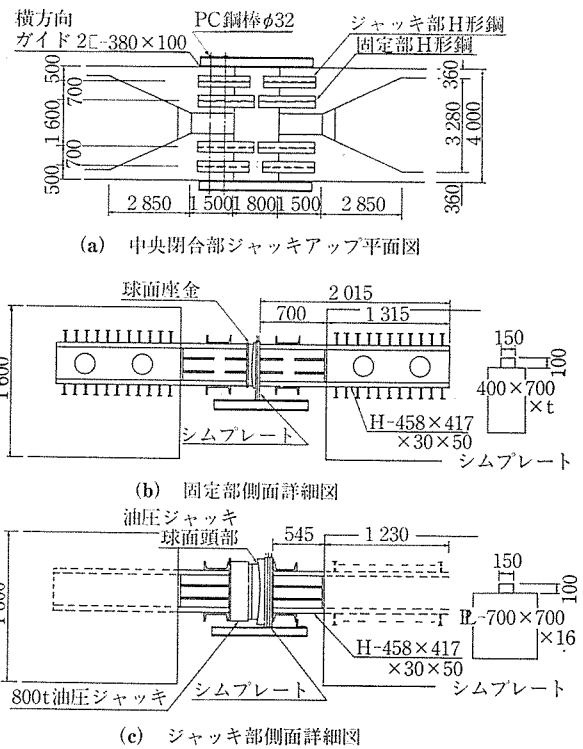


写真—9 脚支点反力調整工

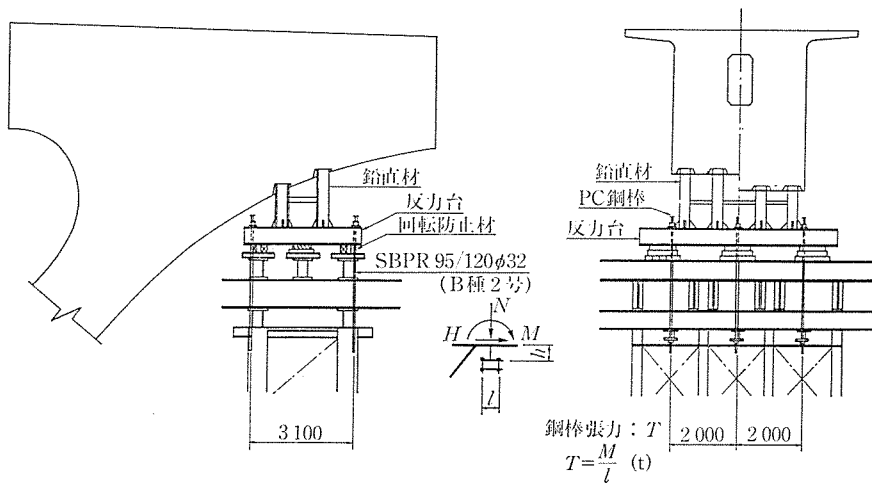
よる仮固定沓を設置し、PC 鋼棒を用いて剛結する構造により対処した(図—14)。

コンクリート打設はトラッククレーンにより行い、脚頭部橋面まで吊り上げたコンクリートバケットを台車により運搬し、トラベラに組み込まれた電動チェンブロックを用いて打設した。養生は被膜養生、散水養生を併用して行った。

PC ケーブルは養生期間中に挿入し、緊張準備を行った。緊張は柱頭部、第1ブロックはケーブル長が短いことを考慮して片引きとし、あとのブロックは両引きで行った。



図—15 水平方向ジャッキアップ施工要領



図—14 仮固定部詳細図(主桁張出し施工時)

◇工事報告◇

2.5 中央径間閉合工（脚支点反力調整工）

中央閉合部の施工を行う際に、脚支点反力調整工を行った。張出し施工の最終ブロックに 図—15 (a) のように埋め込んだH形鋼間に水平ジャッキを設置し、橋体を左右に押し広げることによって支柱に作用している軸圧縮力を、[仮支柱 → 補助支柱] の順に開放した。この後さらに水平ジャッキにより押し広げ、橋体完成時死荷重状態での脚支点曲げモーメントが ≈ 0 となるように調整し、閉合を行った。

施工要領は 図—15 のように中央径間最終張出しブロックに埋め込んだ厚肉H形鋼の間に 800 t ジャッキ 2 台を挿入し、H形鋼を介して橋体を押し広げ、H鋼間にシムプレートを挿入してジャッキ圧を盛り替える作業を繰り返した。反力調整時には、橋体は中央閉合部で約 270 mm の鉛直変位を生ずるため、ジャッキ部、盛替え部での角折れが問題となるが、ジャッキおよび盛替え用水平脊に球面座金を用いたピン構造として対処した。

3. 施工管理

3.1 管理項目

一般に PC 橋の分割施工、片持ち張出し施工においてあげられる最も重要な施工管理項目は次の 2 項目である。

- ① たわみ（橋体形状）管理
- ② 緊張管理

本橋においては施工中に行われる脚支点反力調整工によるたわみ変動量が大いこと、順次構造系が変化し、それに伴って発生するたわみの傾向や量が変わることなどを考え、たわみを中心とした管理を行うこととした。表—3 に管理要領図を示す。

なお、脚支点反力調整時において、応力導入量を確認することを目的として、橋体にひずみゲージを埋設した。

3.2 たわみ管理

(1) たわみ測定要領

脚施工から主桁施工まで分割施工であるため、本橋の施工管理においてたわみ管理は最も重要な項目となる。

たわみ（変位）は y 変位だけでなく x 変位もまた管理を行った。これは本橋のたわみの性格が鉛直たわみだけでなく、脚支点を中心とする回転変位をも生ずる方杖ラーメン橋であることに関係している。

たわみ測定要領は 図—16 に示すとおりである。

ラーメン脚は施工時の測定点が高低差約 30 m の間に位置するため、これを直接視準できない。よって図のように、完成時脚計画位置上面から 20 cm 離れた位置に平行なピアノ線を設置し、この平行線を基準とした。型枠や橋体の位置はピアノ線からの離れ量の最小値を測定することで、間接的に求めた。

このほか、図に示すように下部工（仮設構造物）についてもその挙動に異常がないことをチェックするために

表—3 施工管理要領

施工Step 管理項目	ラーメン脚および柱頭部施工				越冬後	ラーメン主桁および橋面工施工				
	脚1~5ブロック施工	脚反力調整	脚6,7ブロック施工	柱頭部施工		主桁張出し施工	脚支点反力調整	中央閉合工	側径間閉合工	橋面工
施工管理重点項目	管理基準……… 上げ越し計算書									
	・各ブロック先端たわみ ・メラン材柱頭部変位	・ジャッキUP量150tの導入確認 ・各ブロック先端たわみ(変形量) ・メラン材頭柱部変位	・各ブロック先端たわみ量	・メラン材柱頭部変位量 ・仮支柱頭部変位量	・柱頭部のたわみ量	・柱頭部を含めた各ブロック先端たわみ量 ・トラベラの変形量 ・柱頭部水平たわみ量 ・仮支柱頭部水平変位量 ・仮支柱弾性変形量	・柱頭部、張出し先端ブロックたわみ量 ・柱頭部水平たわみ量 ・ジャッキUP量(反力調整量)	・主桁各ブロック先端たわみ量	・主桁各ブロック先端たわみ量	・先桁各ブロック先端たわみ量
その他のチェック項目	・第5ブロック施工後の拱台、仮支柱基礎の回転変位 ・第5ブロック施工後の脚下端、仮支柱の発生ひずみ量	・橋体、仮支柱のひずみ変動量 ・仮支柱頭部の変位量	・仮支柱基礎の沈下	・仮支柱基礎沈下 ・仮支柱のひずみ量		・仮支柱基礎の沈下 ・仮支柱基礎の回転変位量 ・主桁および仮支柱の発生ひずみ量	・拱台、仮支柱基礎の回転変位 ・仮支柱、脚下端の変動ひずみ量 ・仮支柱弾性変形 ・仮支柱基礎沈下量	・主桁、脚のひずみ量	・主桁、脚のひずみ量	・主桁、脚のひずみ量

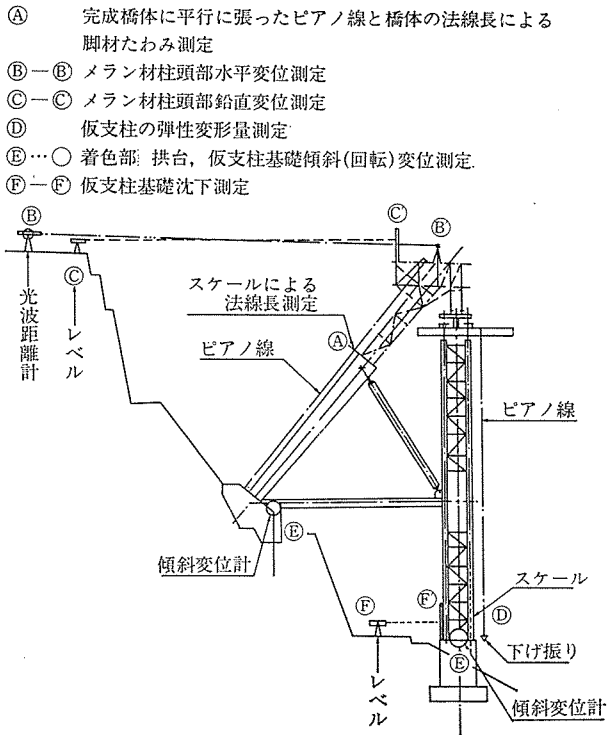


図-16 たわみ測定要領

各種測定を行った。

(2) 管理要領

上げ越し管理は型枠のセット位置の決定が最終目的であり、そのためにたわみ計算には次のようなたわみを考慮した。

- ① 桁自重、橋面工によるたわみ
- ② プレストレスによるたわみ
- ③ アンバランスモーメントによるたわみ
- ④ クリープ、乾燥収縮によるたわみ
- ⑤ 仮設構造物、トラベラ、仮支柱の変形
- ⑥ 温度によるたわみ

この中で、施工中に発生する最も支配的なたわみは①～③の弾性たわみであり、すべてのたわみの基本となるため、施工に先立って供試体から弾性係数を測定し、その値を用いることを基本とした。

本橋施工にあたっては、脚施工時の初回打設コンクリートから採取した供試体を現場養生し、材令 4, 15, 28 日の静弾性係数測定結果をもとに上げ越し計算の修正を行った。

弾性たわみとフローたわみを分離して測定することは理論上容易であっても、実測では種々の条件が複合された状態での値となり、厳密な分離は難しく、たわみはあるステップにおける総和として得られることが多い。

したがってたわみの測定結果と設計計算値との差(挙動量の差)に対する補正を行うに当たっては、たわみの総和の比較により行うこととした。

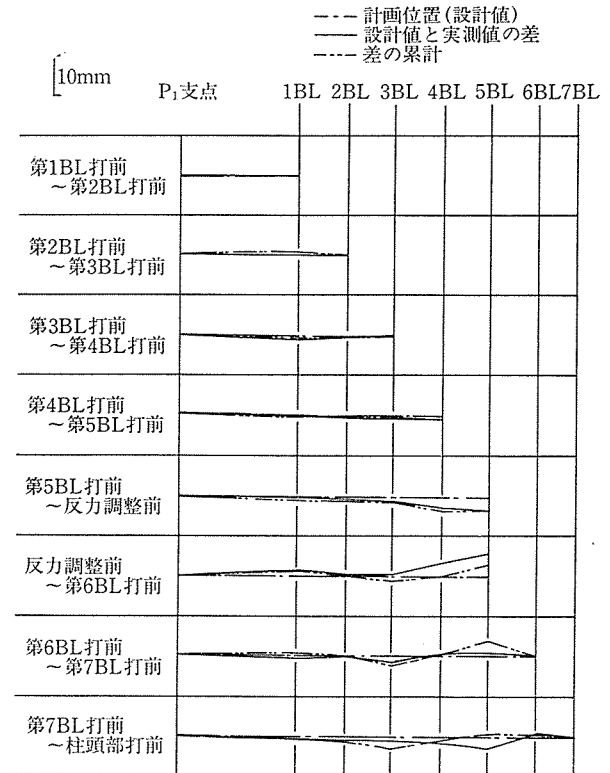


図-17 P₁ 脚たわみ管理図

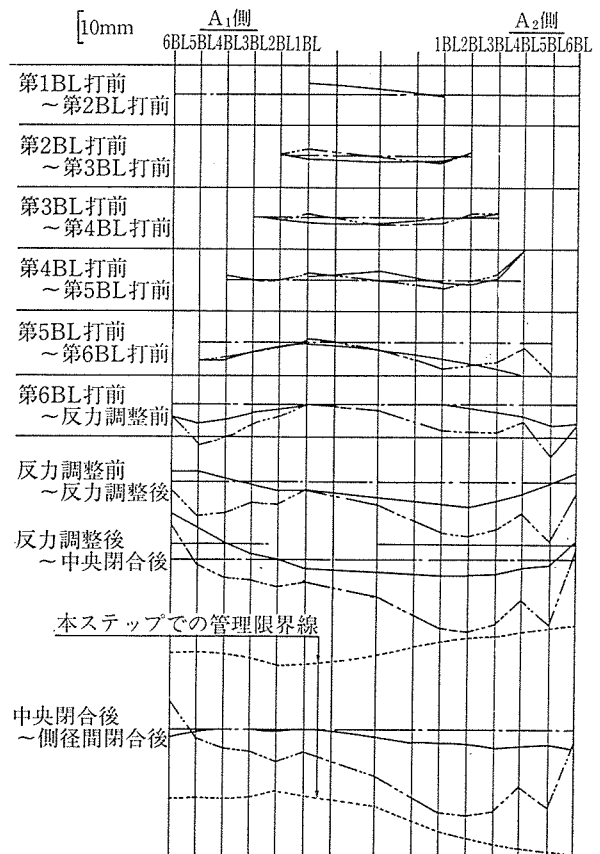


図-18 P₁ 主桁たわみ管理図

◇工事報告◇

実測値と設計値の比較を行ったうえでその差が大きい場合には、次の手順に従って修正した。

- ① 設計計算書と比較してクリープ進行度の早いものと遅いものの計算書を作成する。
- ② 最終（設計荷重時）標高が計画標高の許容誤差一杯の場合の計算書を作成する。
- ③ 実測値と②の結果の比較を行い、許容誤差内であるか否かのチェックを行う。
- ④ 誤差内であれば、上げ越し計算に従って施工を進める。
- ⑤ 誤差を超えた場合は、①のクリープ係数の違いを考慮して型枠セット位置を変更する。

（3）たわみ測定結果

本橋のたわみ測定結果は 図—17, 18 のようであり、上記管理の限界線内で構造物は挙動しており、良好な管理状態であったと思われる。

3.3 応力（ひずみ）測定結果

応力（ひずみ）測定は、脚補助支柱設置時、中央閉合時に行う脚支点反力調整工の導入応力を確認するための資料を得ることを第一の目的として行った。

また、施工時に発生する応力と設計計算値との整合性をチェックし、架設時の安全性についても同時に確認した。図—19 に脚支点付近に埋設したひずみゲージによる応力測定結果を示す。

この図に示すように、応力は計算値とほぼ一致しており、施工は良好な管理下で行われたことが実証された。

3.4 脚支点反力調整時（中央閉合時）施工管理

本橋がその構造系、施工方法等多岐にわたり各種の特色をもっていることはすでに述べたが、その施工方法のうち特に注目すべき点は、中央閉合時に行った脚支点反力調整工である。

本橋の橋脚は、支点部がピン構造と同様細く絞られた

スレンダーな形状をなしているが、実際は固定支点である。

本支点は本来、最大曲げモーメントが発生する部位であるため、大きな断面とする必要があるが、この支点曲げモーメントを死荷重状態で ≈ 0 となるよう応力調整することにより、スレンダーな形状が可能となった。

したがって脚支点反力調整作業の良否が、本橋の構造系を大きく左右する重大なポイントとなる。

さらに脚支点反力調整時の変形量は中央閉合部で $y \approx 260 \text{ mm}$, $x \approx 190 \text{ mm}$ と大きいことから、橋体の形状管理にも大きな影響を与える可能性があることを十分考慮する必要があった。よって脚支点反力調整時の施工管理は、以下2項目を重点的に行うこととした。

① ジャッキ導入力

② 形状管理

（1）ジャッキ導入力の管理

最終的な反力調整は、5 t 以下の読取り精度が必要となるが、モノメータの最小目盛では 20 t が限度である。したがってジャッキ導入力の管理はひずみ変換型の圧力計を用いて行った。

（2）たわみ管理（形状管理）

たわみ（変形量）の測定要領および測定位置は図—20 に示すようであり、作業途中の各ステップごとに測定を行った。たわみ管理要領の概略を、以下に説明する。

① ジャッキ導入力限界値の設定

設計時に生ずる応力時から許容される最大、最小ジャッキ導入力限界量の計算を行う（限界線の設定）。この結果は $P_{\max} = 1280 \text{ t}$, $P_{\min} = 1130 \text{ t}$ であった。

② 計算値の修正と許容誤差の設定

設計条件と異なる各種数値（構造物のヤング係数、出来形等の違い）を考慮した修正計算を行い、計算結果に誤差として許容される範囲を考慮した限界値の設定を行う。

③ 限界値から外れる挙動を示した場合の対処方法の想定

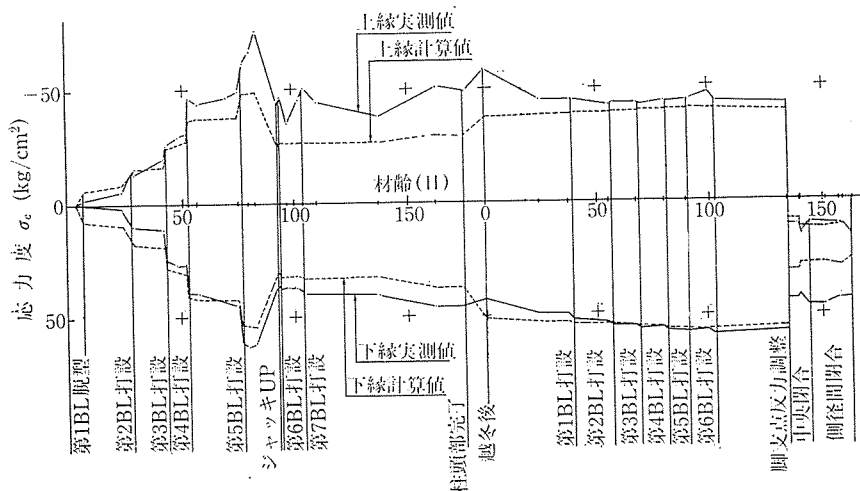
各種数値が変動した場合の対処方法をシミュレーションにより検討し、不測の事態に備えた。

④ 反力調整終了点

最終的な反力調整終了点は、①、②の範囲内であれば②に示す修正計算結果に従うこととした。

（3）脚支点反力調整時施工管理結果

測定結果は 図—21 のよう



図—19 脚支点付近コンクリート応力値

- ① ピアノ線による橋体水平移動量の測定
- ②-② 主桁鉛直たわみ測定
- ③-③ 主桁水平たわみ測定
主桁橋軸直角方向軸心ずれ量
- ④ 仮支柱弾性変形量測定
- ⑤ 仮支柱頭部の水平移動量(面内,面外)測定
- ⑥-⑥ 仮支柱基礎沈下測定
- ⑦...○着色部 ●台,仮支柱基礎傾斜(回転)変位測定

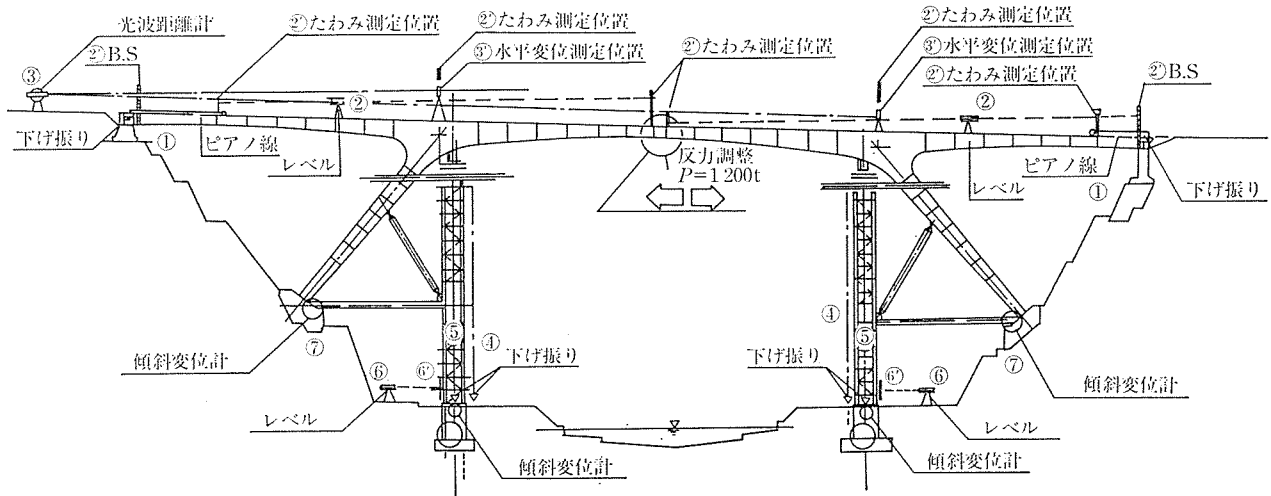


図-20 脚支点反力調整時たわみ管理測定要領

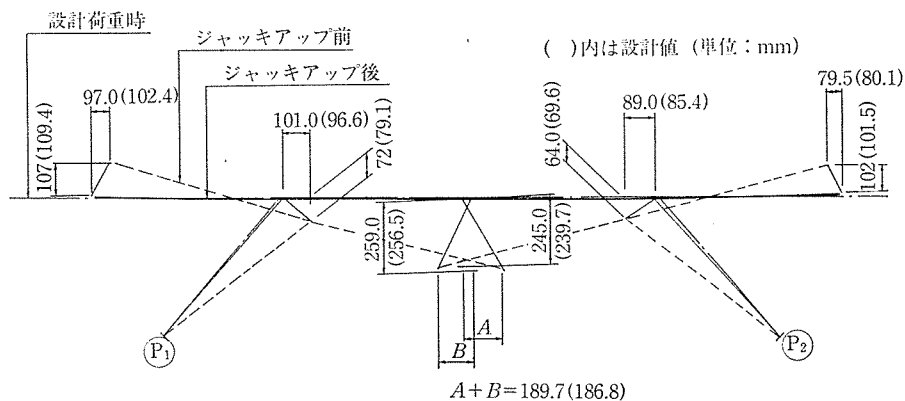


図-21 脚反力調整工, 変形測定結果

あり, 当初計画値との誤差は $-9\% \sim 4.2\%$, 平均で 1% と良好な結果が得られた。

応力測定の結果においても脚支点反力は $M \approx 0$ (全圧縮状態) となっていることが推定できた。推定反力調整量(ジャッキ導入力)は 1165 t であり, 設計値 1195 t に対して約 97% の値で完了した。

図-22 に柱頭部の鉛直変位量とジャッキ導入力の関係図を示す。このように反力調整に伴って変化する構造系に応じた計算値とほぼ平行の線形が得られており, 最終反力調整量も設計値とほぼ等しく, 施工途中で行った各種判定および応力管理状態は良好であったと考えられる。

4. 工 程

本工事は昭和 59 年 7 月より施工開始したが, 下部工地盤の不良による設計変更などで予定工期は一年延長となった。しかし下部工施工後は順調に作業が進み, 昭和

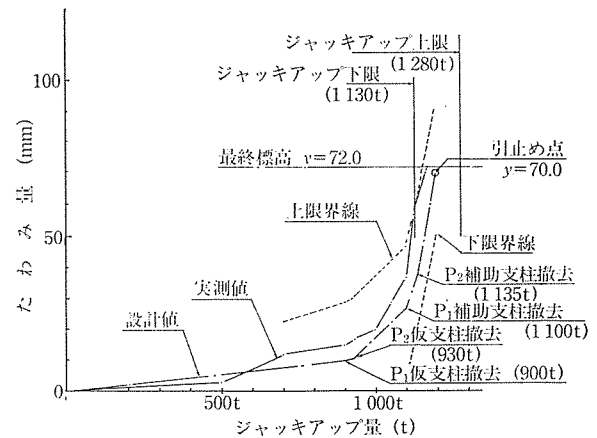


図-22 P₁ 柱頭部たわみ管理図

63 年 6 月末, 無事に工事を完了した。実施工程表は 図-23 に示すとおりである。

5. 追跡調査結果報告

本橋は, 昭和 62 年 12 月, 親柱を残して取付け道路

◇工事報告◇

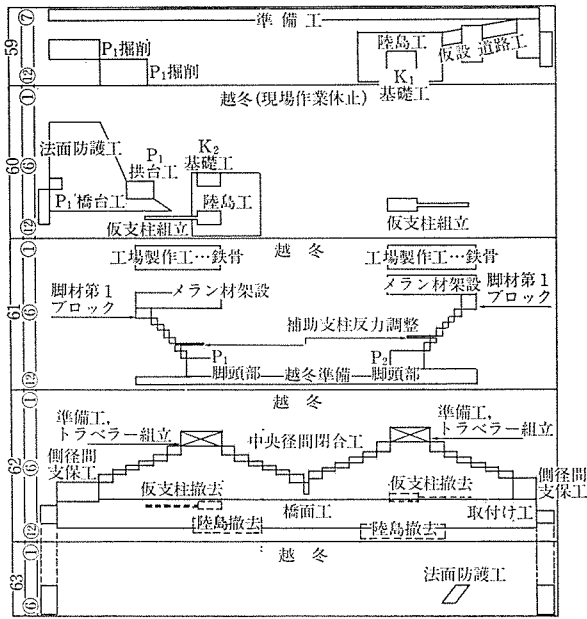


図-23 実施工程表

工まで完了，同月に冬期の安全交通確保を目的とし，暫定開放となった。

翌 63 年 6 月に無事全工事を完了し，7 月に正式供用開始となり，今日に至っている。

さて，平成と年号もかわったが，元年 5 月に供用開始（暫定供用）後 17 か月経過の測量を実施する機会が得られたので，ここに報告する。図-24 に測量結果を示す。

当初計画では供用開始後のクリープにより，中央径間で最大 30 mm 程度の上昇，側径間で最大 10 mm の下降を示すと予測され，図中の点線が出来形の路面標高として与えられていた。しかし，

- ① 中央径間がたれ下がった路面線形で供用するのはドライバーの心理上好ましくないこと。
- ② クリープ変形量は，あくまでも予測値であること。

を理由に協議の結果，中央径間は供用時で最終線形の標高に，側径間は下がりすぎないように，設計上のクリープ変形量の約 7 割を考慮した標高を，施工標高とした（図

中の -----）。

17 か月後の測量結果は図中実線であり，中央閉合部で最大 5 mm の上昇を示しているとの報告が得られている。この値については，もともと供用開始時の総残留クリープ量が施工ブロックごとに異なり明確ではないこと，測量結果には当然誤差を含むことなどで，予測値が与えられていたわけではなく比較できないが，傾向としては当初推定された挙動を示しているようである。

今後においてもさらに測量の機会をもち，挙動を調査してゆく必要があるが，最終標高としては，満足のゆく値が得られるものと考えている。

あとがき

本橋のように長大スパンの PC 方杖ラーメン橋に，各種の施工方法を採用して施工した例は国内では非常に少ないため，施工にあたっては技術検討委員会で検討された結果を，確実におこなうことを第一の目標とした。

また施工上の安全確保，その他の目的で実測したデータ等も多く得られており，これらが今後同形式の橋梁や構造物の設計・施工の参考になれば幸いである。

最後に本橋を無事完成することができましたことは，技術検討委員会の皆様の熱意と，現地での適切な御指導ならびに富山県企画用地課，福野土木事務所の方々の御努力，御援助によるものと深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 前田 理ほか：祖山橋の設計と施工について，全県富山，No. 31，1985 年
- 2) 宮崎雄二郎ほか：祖山橋の設計，橋梁と基礎，Vol. 19，No. 9，1985 年
- 3) 得能，大井ほか：祖山橋（PC 方杖ラーメン橋）の施工，川田技報，Vol. 8，Jan.，1989
- 4) 梅島，前田：祖山橋の設計と施工，橋梁，Vol. 25，No. 3，1989
- 5) 齊藤，前田，得能，大井：祖山橋の施工管理と載荷試験，橋梁と基礎，Vol. 23，No. 11，1989 年

【1989 年 8 月 29 日受付】

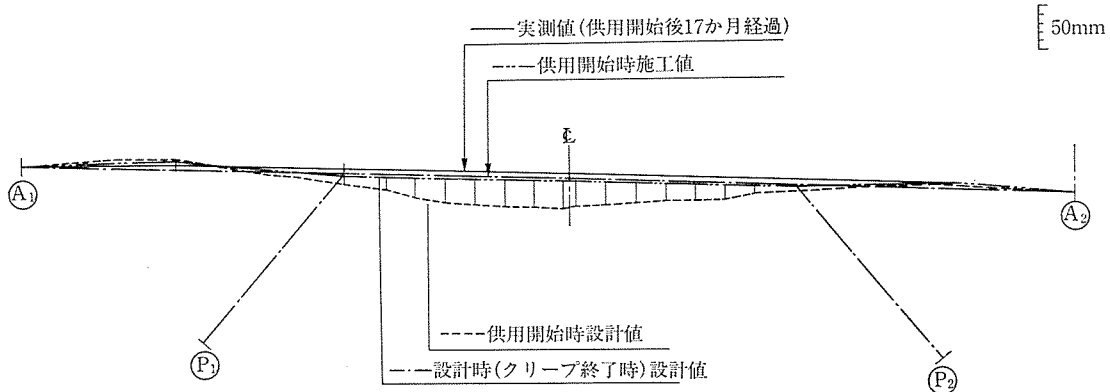


図-24 追跡調査結果報告