

扁平非対称逆ローゼ桁の設計・架設（深戸橋）

Design and Construction of a Shallow and Non-Symmetric Deck Lohse Bridge (Fukadobashi Bridge)

阿部正彦*¹ 川村敏朗*² 江川義広*³ 平島崇嗣*⁴
 Masahiko ABE Tosirou KAWAMURA Yoshihiro EGAWA Takashi HIRASHIMA

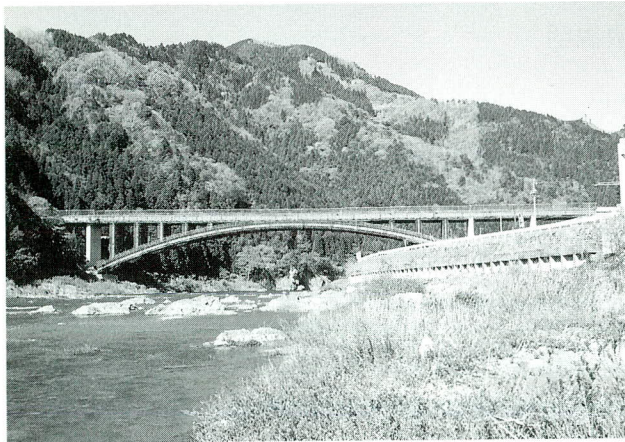
Summary

The Fukadobashi Bridge is a deck Lohse arch bridge. The bridge is not tall, because the topography of the construction site imposed a small arch rise relative to arch span. The bridge has steel a stiffening plate girder consisting of four main girders. The bridge was analyzed using a solid model based on the theory of infinitesimal deformation, and a plane model based on the theory of finite deformation.

The arch ribs were constructed using a cable crane with inclined stay cables, as is generally used when constructing arch bridges. The spans to the sides of the arch were constructed using a truck crane and the bridge bent method. This paper reports on the design and construction of the Fukadobashi Bridge.

1. まえがき

東海北陸自動車道は、起点である愛知県一宮市から終点の富山県小矢部市まで中部地方を南北に貫き、名神高速道路と北陸自動車道を連結する延長185kmの高速道路で、深戸橋は美並インターチェンジ～八幡インターチェンジに位置する(図一1)。本橋は景観を考慮し、また架橋地点の地形に対し合理的である鋼逆ローゼ形式としている(写真一1)。構造的には、アーチ端支柱をRC構造とし、ヒンジ支承を配すことによって変位量を小さく抑えている。また、補剛桁を連続形式にすることにより走行性の向上を図っている。



写真一1 全景

本文では、こうした特徴をもつ深戸橋の設計、架設について報告する。



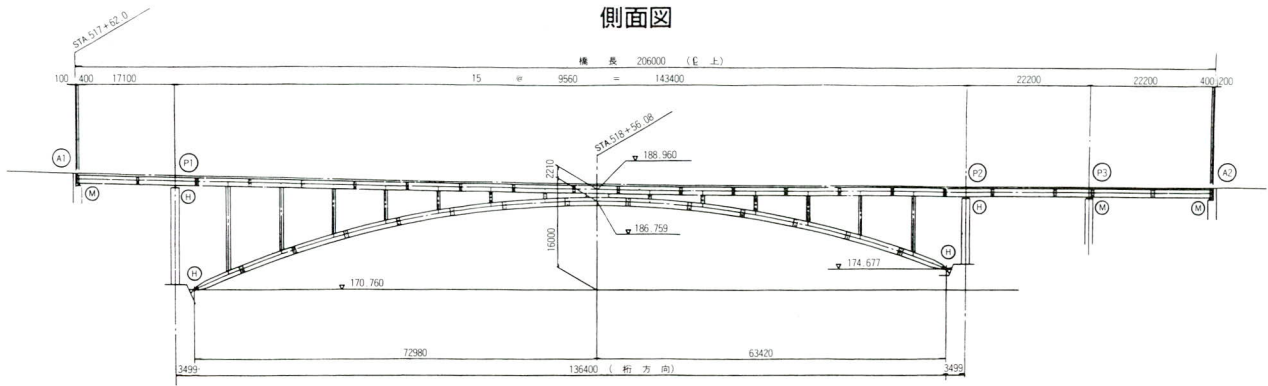
図一1 位置図

*1技術本部設計部設計第三課

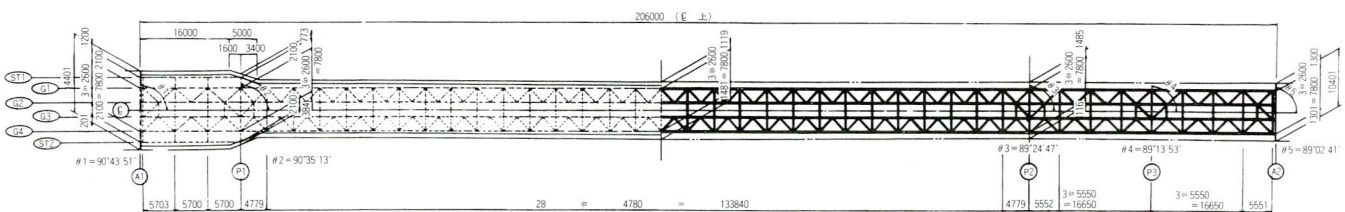
*2宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部大阪橋梁構造部作業所長

*3宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部大阪橋梁構造部計画課

*4宮地建設工業(株) 橋梁構造事業部大阪橋梁構造部計画課



平面図(補剛桁部)



2. 設計条件

路線名	東海北陸自動車道
道路規格	第1種3級B規格
設計速度	$V = 80\text{km/h}$
規格	1等橋 (TL-20、TT-43)
形式	連続補剛桁を有する上路式ローゼ桁
橋長	206.0m
支間割	補剛桁 17.1+143.4+22.2+22.2m アーチ 136.4m
平面線形	$R = 7000\text{m}$
縦断線形	$i = 2.903 \sim 1.25\%$ 、 $VCL = 300\text{m}$
横断勾配	2.0%直線
舗装	アスファルト舗装75mm
床版	鉄筋コンクリート230mm
温度変化	$-10^\circ\text{C} \sim +50^\circ\text{C}$
支点移動	考慮しない
設計震度	0.25 (橋軸方向、橋軸直角方向)
使用材質	SS400、SM490Y、 SM520、SM570
鋼重	865tf

3. 設計方針

(a) 補剛桁は、経済性より4主桁のI桁を採用してい

断面図

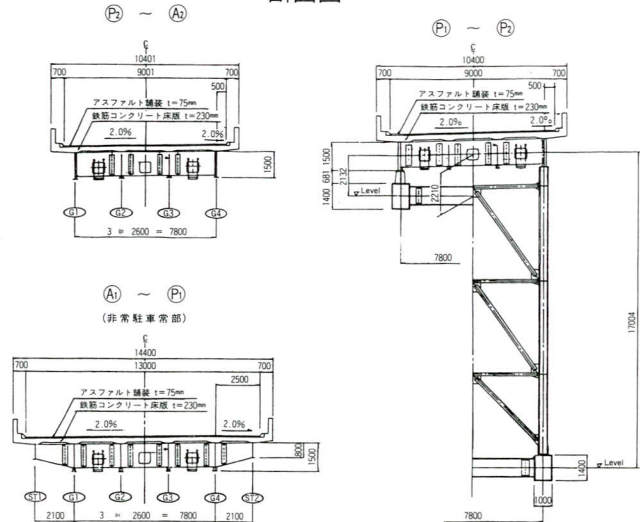


図-2 一般図

る。よって各桁の荷重分配の影響を知るため、構造解析は立体構造モデルにより行った。

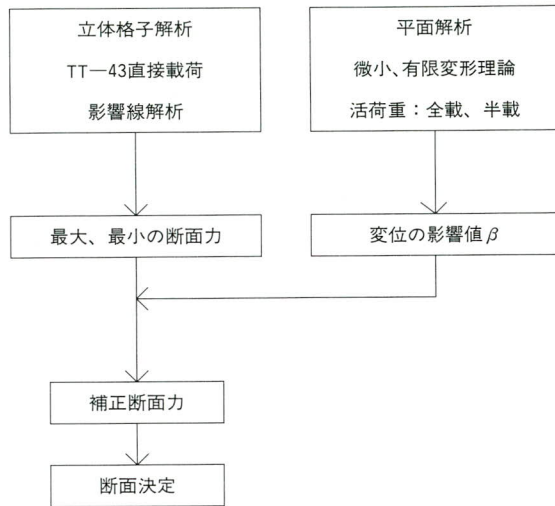
(b) 疲労強度の向上を図るため、

- 1) 横桁上フランジを主桁面に合わせた。
- 2) 支柱取り付け部をピン結合とする全体解析とは別に格点拘束の影響を考慮した設計を行った。

(c) 風、地震などの横荷重に対しては、床版剛性を考慮するか否かでアーチと補剛桁の横荷重分担が異なると考えられる。本橋では、床版剛性を考慮した場合としない場合の両方について解析を行い、

支承の設計に反映した。

- (d) 本橋では、変位の影響を無視した微小変形理論による影響線解析と変位の影響を考慮した有限変形理論による解析を行い、これらにより断面力を求めた。解析フローを図一3に示す。

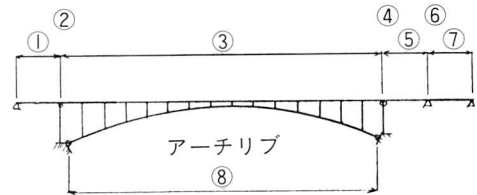


図一3 解析フロー

とから、立体格子モデルによる解析を行った。

- (b) TT-43荷重については、立体格子モデルに直接载荷した。
 (c) 立体格子モデルによる影響線解析は、微小変形理論により各部材の最大、最小の断面力を算出した。

ところでアーチ橋の場合は、変形が大きいことから変形後の力の釣り合い状態にて断面力を求める必要がある。そのため、平面フレームモデルに死荷重、活荷重を载荷し微小変形理論と有限変形理論にて解析したのち、その比を求めて変形の影響を考慮した。図一6に示す各部の割増係数 β を表一1に示す。



図一6 補剛桁

4. 解析方針

- (a) 鉛直荷重については、架設系を考慮する。架設方法は下記のとおりである。

- 1) アーチリブを斜吊り工法で閉合させる。
- 2) アーチクラウン部から橋台に向けて、支柱を建て込みながら架設する。また、側径間部は、ベントを用いたトラッククレーン工法による。

以上の架設順序により、解析モデルはアーチ系と完成系とした(図一4、5)。なお、本橋の場合は補剛桁(I桁)が4本有り、各支点にて支持されている格子構造となっているこ



図一4 アーチ系



図一5 完成系

表一1 割増係数 β

β	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
曲げモーメント	1.3	1.3	1.6	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0
せん断力	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
軸力	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.05

$$\text{割増係数 } \beta = \frac{\text{有限変形解析}}{\text{微小変形解析}}$$

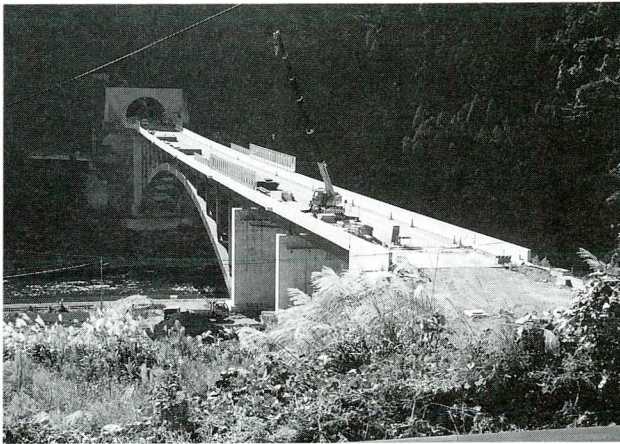
5. 架設概要

(1) 架設工法の選定

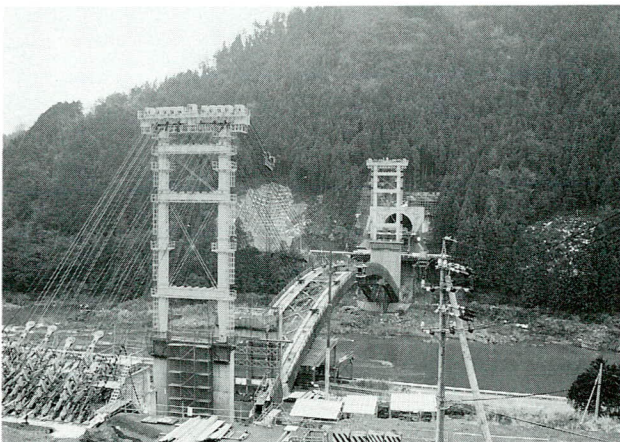
本橋は、架橋条件・地形条件を考慮し、アーチ部は比較的一般的に用いられているケーブルクレーン斜吊り工法を、側径間部はトラッククレーンベント工法を採用した。(写真一2、3)

(2) 架設フローチャート

図一7に架設フローチャートを示す。



写真一 2



写真一 3

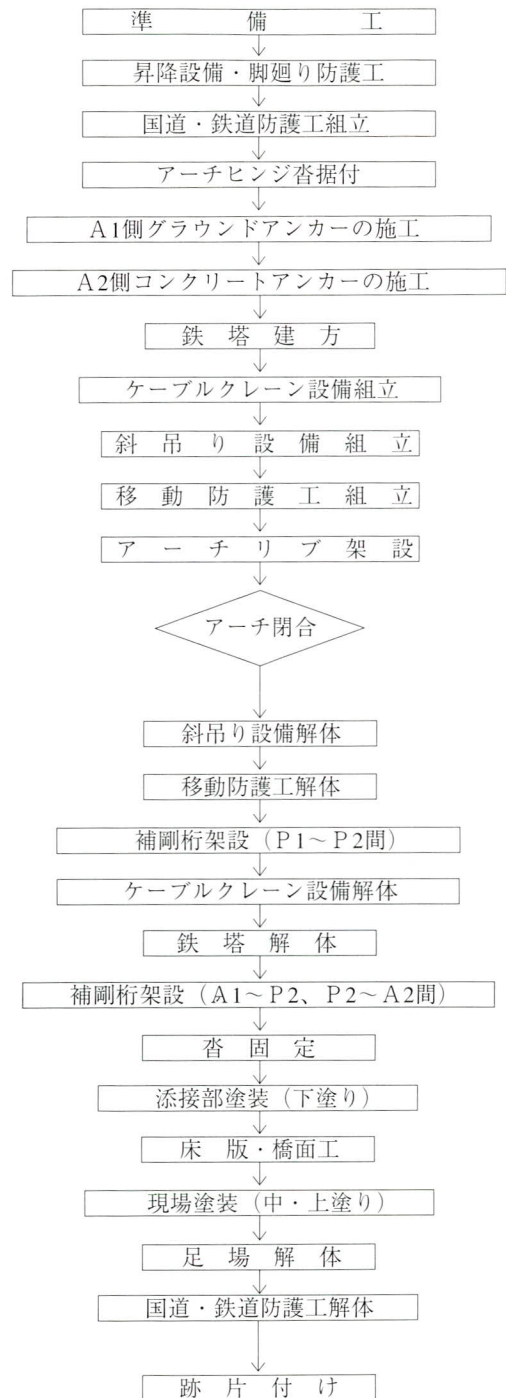
(3) 国道・鉄道防護工の組立

本橋のアーチリブ下には国道156号と長良川鉄道が横断しており、またその桁下空間が少ないため、飛散物防止と建築限界の侵害防止対策として、型鋼材とデッキプレートを用いて防護工を設置した。(図一 8、写真一 4) 組立は国道156号上については2車線を1車線ずつ規制して片側交互通行させながら行った。

また、側径間のA1～P1間の補剛桁下も県道大和美並線が横断しており、ケーブルエレクション設備を組立・解体するときには短期間ではあるが上空を占有するため、ベント材を使用して同様に防護工を設置した。

構造の設計は、屋根材については落下物による衝撃力を、横梁・支柱・ブレース材については自重および雪荷重(150kg/cm²)を考慮して行い、使用材料を決定した。

以下に、屋根材の断面決定に使用した荷重(落下物による衝撃力)算出方法を参考に記載する。



図一 7 架設フローチャート

高さ16mより足場板 (W=18kg) が落下したと仮定

$$P = W \cdot \frac{\delta}{g} \quad \left(\begin{array}{l} \text{鋼製落石覆工を対象に鋼材倶楽部が} \\ \text{実験により求めた推定式} \end{array} \right)$$

ここに P : 衝撃力 (kg)

W : 落下物重量 (kg)

δ : 衝撃加速度 (cm/sec²)

g : 重力加速度 (980cm/sec²)

$\frac{\delta}{g} = 66$ (落下高と衝撃加速度の関係のグラフより求めた)

$$P = 18 \cdot 66 = 1,118\text{kg}$$

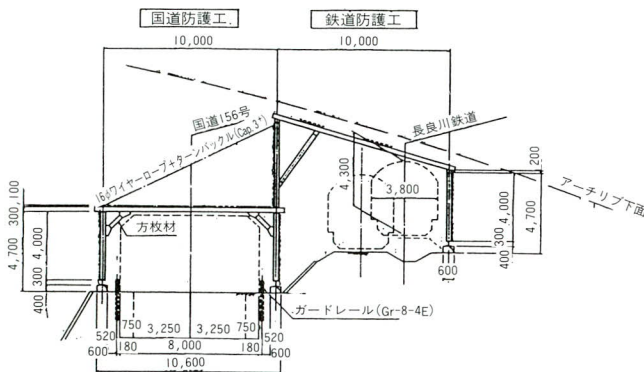


図-8 防護工



写真-4 国道・鉄道防護工

(4) アンカー工

アンカー工は、A1側グラウンドアンカー・A2側コンクリートアンカーとした (写真-5)。

グラウンドアンカーは、SEEEケーブルのF100～F

160を使用し、施工完了後、全てのケーブルアンカーに対して適正試験もしくは確認試験を行い、十分な安全性を確認した上でこれをアンカーとして使用した。

グラウンドアンカーの施工箇所は急斜面で地盤が悪かったため、施工中に県道側へ落石が起きないように、防護フェンスを設置して作業を行った。

コンクリートアンカーは、底面摩擦力および前面受働土圧・転倒・浮上がりについて検討し、長さ6.0m * 高さ5.0m * 幅6.0mの大きさで土被り1.0mの位置に設置した。

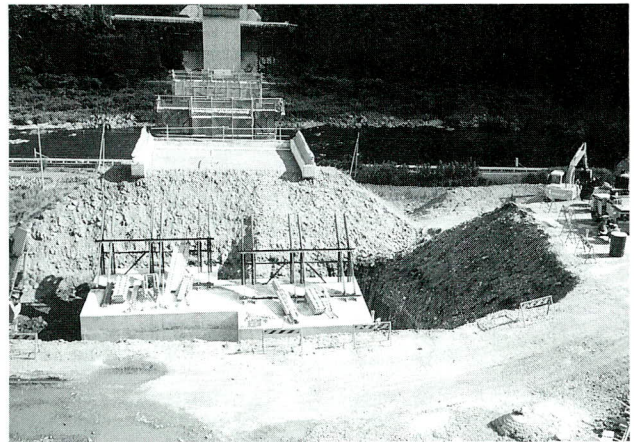


写真-5 コンクリートアンカー打設完了

(5) ケーブルクレーンおよび斜吊り設備の組立

1) 鉄塔建方 (写真-6)

鉄塔は、ケーブルクレーンおよび斜吊り両用式門型鉄塔をP1・P3橋脚上に設置した。

組立は両側ともにトラッククレーンを用いて行った。

2) ケーブルクレーン設備の組立 (写真-7)

一般橋梁の場合、ケーブルクレーンの運搬索の張渡しについては、パイロットロープをワイヤーブリッジ上に伝わせて引込んでいき、徐々に太径ワイヤーロープに盛替えていくのが通常の方法として行われている。

しかし本現場の場合、先に述べたようにアーチリブ間と国道および鉄道との空間がないため、地形条件上、ワイヤーブリッジの施工が困難であった。

また、長良川はこの時期が鮎釣りのシーズンでもあったため、河川を占有使用することができなかった。

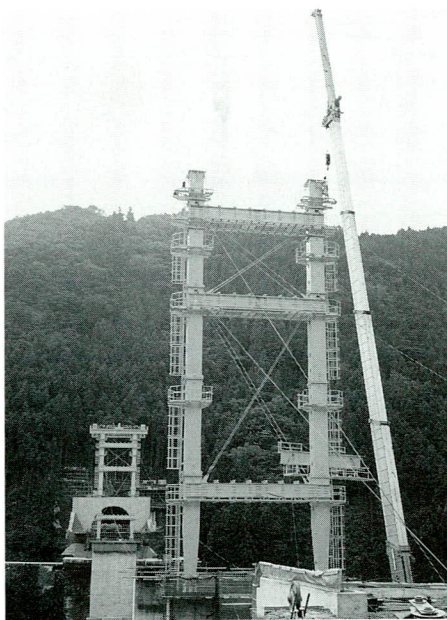
そこで、本工事ではこの条件をクリアするために、ワイヤーロープにバックテンションをかけた状態で引込みができるアンリーラーを新規に製作し、これを用いてワイヤーロープの引込みを行った。

運搬索張渡し後、巻上げ索・往行索を繰込んでウインチにセットし、ケーブルクレーン設備組立完了後、労働基準監督署の落成検査を受検した。

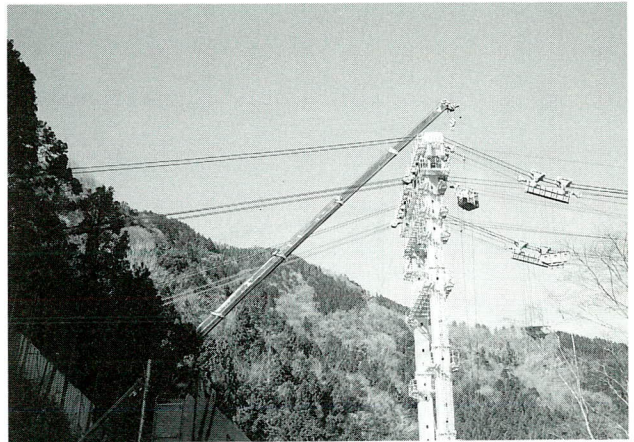
3) 斜吊り設備の組立

斜吊り設備は、主桁斜吊り位置から鉄塔上を介してアンカー位置で固定する方式をとした。

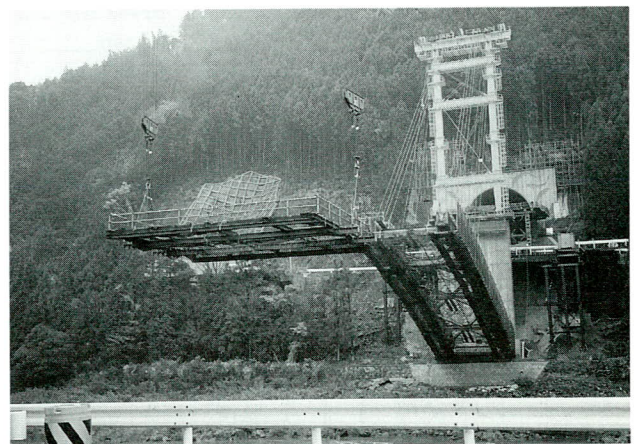
1主構当たり2系統の斜吊り設備で、各々のアンカー定着部にはアーチ形状を微調整する調整装置をセットした。



写真一六 鉄塔建方



写真一七 ケーブルクレーン設備組立



写真一八 移動防護工 ケーブルクレーンによる移動

(6) 移動防護工の組立

本工事ではワイヤーブリッジの施工ができないので、アーチ部架設時の落下物防止対策として移動防護工を設置した。

これは、アーチ部の添接および足場組立をこの上で作業できるようにした作業床で、足場組立完了後、ケーブルクレーンの相吊りにより移動し、架設完了したアーチに取付けてある吊金具に固定する構造とした。

(7) アーチリブ架設

アーチリブの架設はケーブルクレーンにより吊込み架設し、添接・HTB本締め完了後に斜吊り索を取付けを行い、順次斜吊り索を盛り替えながら架設していった(図一9)。

本橋のアーチリブは偏平な構造となっていたため、最終先端の斜吊り索のほかに1つ手前の斜吊り索も残して

アーチの形状保持を計り、閉合部材の架設を行った。

(8) 補剛桁の架設

補剛桁の架設はアーチ部についてはケーブルクレーン、両側径間については鉄塔解体後にトラッククレーンを用いて架設した(図一10)。

補剛桁は格子桁で、アーチ支材で受けているのはG1～G4桁のうち両外のG1・G4桁だけという構造系であったため、架設は4主桁を地組立してブロック毎に架設を行った。

6. あとがき

本橋は、風光明媚な長良川に位置しており、設計に際し景観を考慮した橋梁形式の選定および付帯設備の計画を行っている。橋梁形式においては、当初扁平アーチ橋の剛性を高めるため、鋼スパンドレルブレースドアーチ

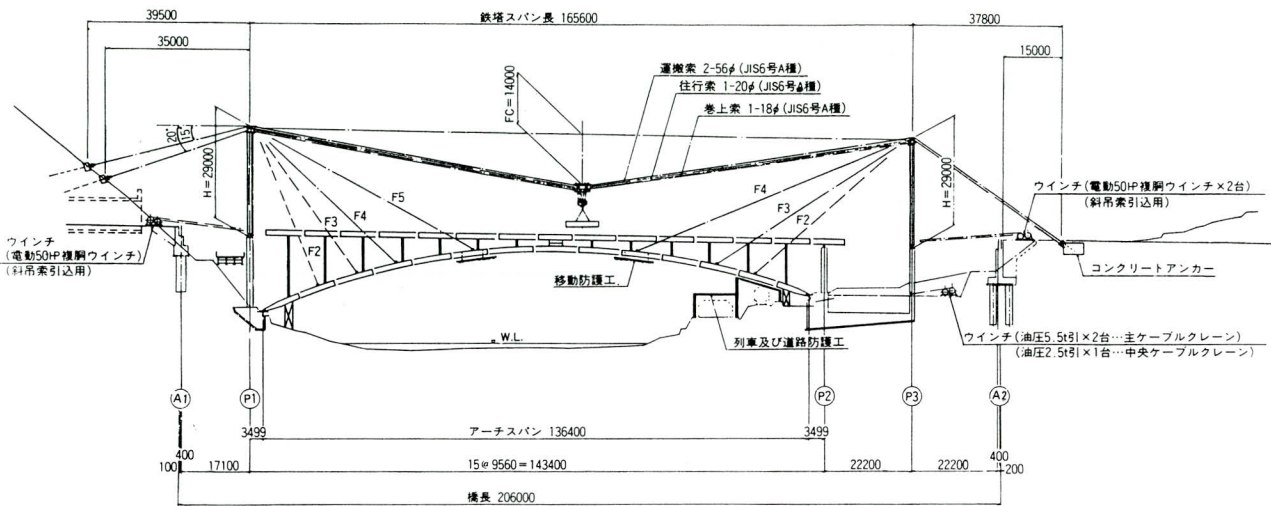


図-9 アーチリブの架設

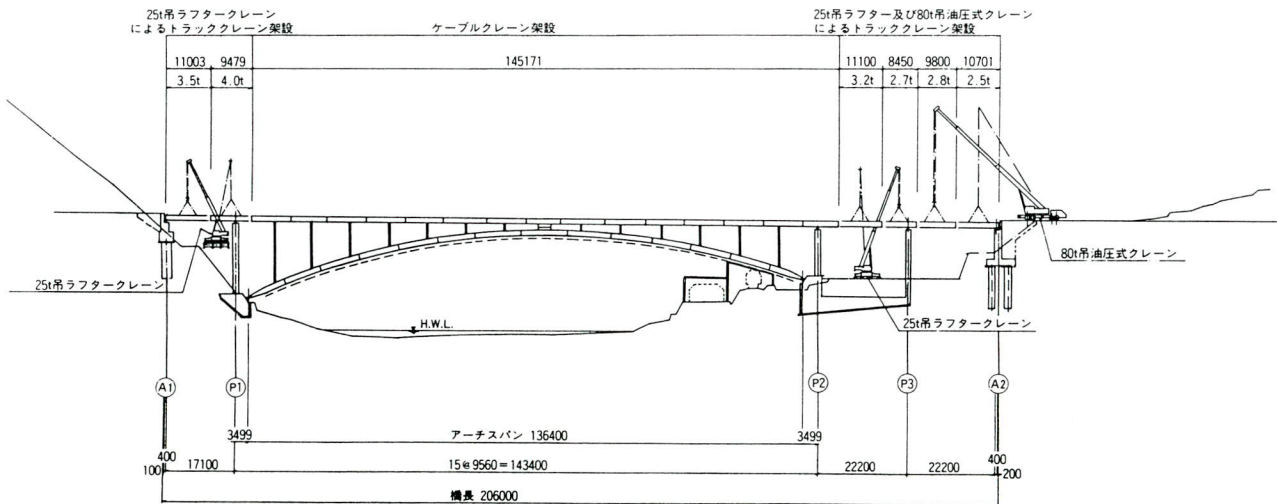


図-10 補剛桁の架設

として計画されていたが、斜材が錯綜するイメージを嫌い、斜材をなくしてかわりにアーチ端支柱をRC構造とすることで変形量を抑えた構造とした。

また、工事に際しては梅雨時の大雨によるA1側斜面の崩落で工事着工に遅れが生じたり、アーチ閉合直前に

阪神大震災の余波に見舞われたりと、さまざまな悪条件にさらされたが予定工期内に無事故・無災害でしゅん功を迎えられた。

1996. 10. 31受付