

丸山1号橋（宮川新大橋）の架設

有村 英樹¹⁾ 九門 公一²⁾ 井藤 一彦³⁾ 西村 弘隆⁴⁾

丸山1号橋は、富山市を起点とし岐阜県吉城郡宮川村、河合村を経て、石川県小松市に至る飛騨と加賀を結ぶ国道360号の橋梁で、打保ダムのダム湖に架かるニールセンローゼ橋である。現道は幅員が狭く、急カーブが多く見通しが悪いうえに冬期には雪崩の恐れがあり、交通の難所となっていた。これを解消するために昭和61年より宮川村巢の内から宮川村林まで約6kmの区間の道路整備が行われてきた。

本報告は「平成5年度公共橋梁整備(仮称 丸山1号橋上部工)工事」におけるケーブルの張力調整を含む架設工事の概要を報告するものである。

まえがき

ニオイ高原のミズバショウ、リュウキンカの群生地として有名な宮川村は岐阜県の最北端に位置し、北は富山県と境し、小白木峰・白木峰・唐堀山など1500m前後の山々が連なる。村域の97%が山林で村の中央を宮川が北流し、神通川となって富山県に流入する。架設地点である打保ダムは山深い谷あい位置し、山紫水明、四季折々の景観に富み豊かな自然に恵まれている。また、周囲にはスキー場、郷土文化伝習館、宮川スポーツ公園などがあり、観光開発が進められている(図-1)。



図-1 位置図

丸山1号橋は、同形式の橋梁では国内第3位の支間長を誇り、そのスケールの大きさだけでなく、周辺の環境との調和を考えた景観性にも優れたニールセンローゼ橋である(写真-1、図-2)。

1. 工事概要

本工事の概要を下記に示す。

工事名称	平成5年度公共橋梁整備 (仮称 丸山1号橋上部工) 工事
発注者	岐阜県
道路規格	3種2級
橋格	1等橋(暫定荷重)
形式	平行弦型ニールセンローゼ橋
支間長	189.0 m
幅員	12.0 m



写真-1 全景

1) 大阪設計部設計一課 2) 橋梁工事部工事一課係長 3) 橋梁工事部工事一課 4) 大阪工場橋梁部橋梁技術課係長

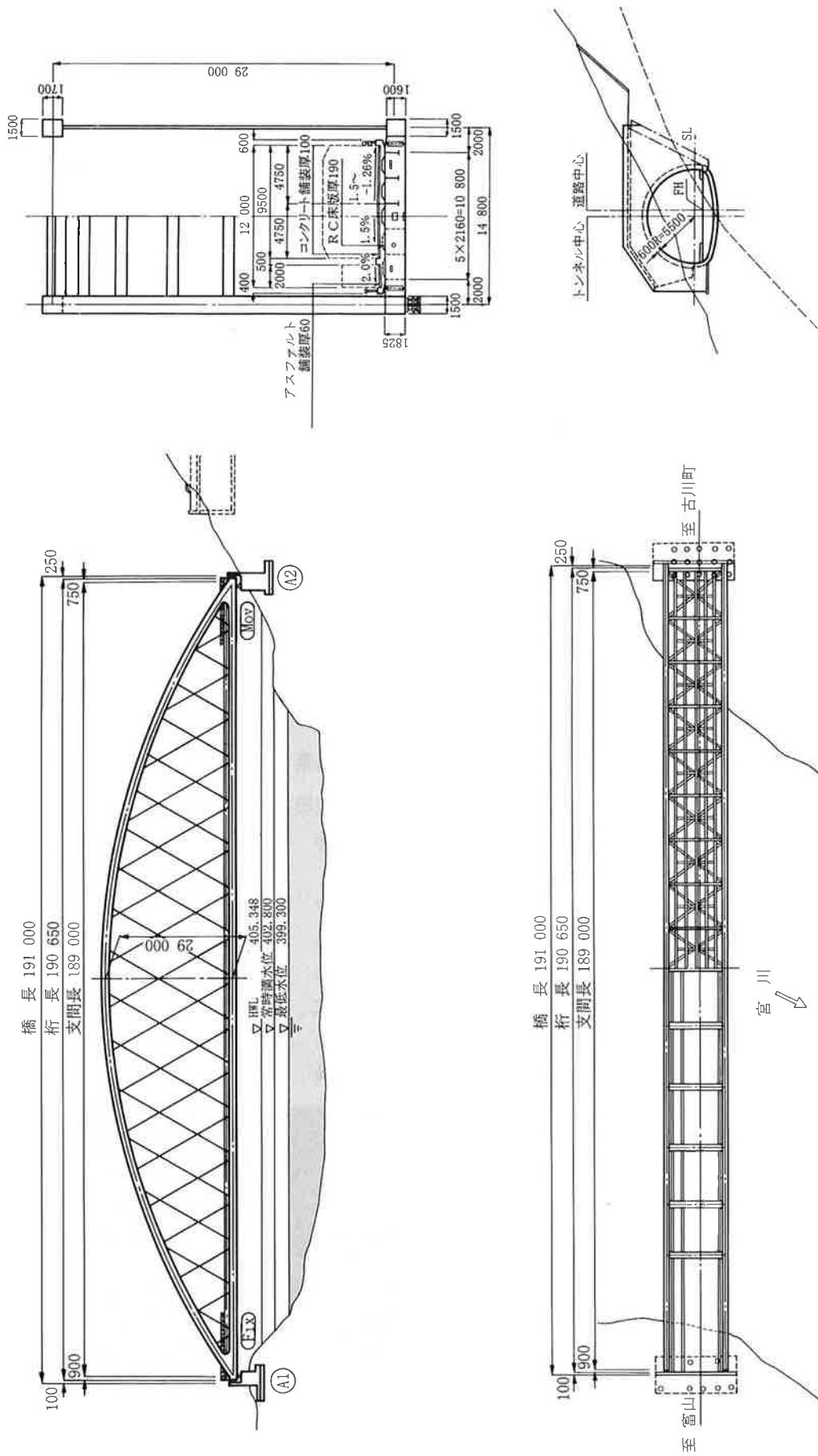


図-2 一般図

設計震度 $K_h = 0.20$
 総鋼重 1,851 t
 ケーブル NEW-PWS $\phi 7 \times 61$
 (ポリエチレン被覆 $\phi 73$)

2. 架設工

(1) 架設工事概要

本橋は岐阜県と富山県の県境近くの山間のダムに架かり、A1側後方にはJR高山線、国道360号線が走る。A2側はトンネル抗口に接近しており、その間隔は約10m程度である。このような条件からベントや仮栈橋が設置できず、ケーブルクレーン斜吊り工法が採用された。なお、アンカーはA2側をトンネルの上の山に、A1側は部材搬入路確保のため、JRをまたいで山に設置し、アースアンカーを採用した。また、この地方は豪雪地帯であるため、1月～3月の間は冬季休止期間とし、図-3のフローチャートに従い施工した。

(2) ケーブルクレーンおよび斜吊り設備

本橋の架設に使用したケーブルクレーン設備および斜吊り設備の条件を以下に示す。

1) 鉄塔設備

鉄塔：ケーブルクレーン・斜吊り兼用
 門型鉄塔 (H = 55 m)

鉄塔基礎：A1側 杭基礎(片側12本H-350
 $\times 350 \times 12/19 \times 12000$)

A2側 橋台一体型

2) 主ケーブルクレーン (両側2系統)

吊り荷重：25 t

運搬索： $\phi 56$ (6 \times 37 JIS6号A種) 2条

巻上索： $\phi 20$ (6 \times 37 JIS6号A種)

横行索： $\phi 20$ (6 \times 37 JIS6号A種)

ウインチ：6 t 複胴 (油圧)

3) 中央ケーブルクレーン

吊り荷重：15 t

運搬索： $\phi 56$ (6 \times 37 JIS6号A種) 1条

巻上索： $\phi 18$ (6 \times 37 JIS6号A種)

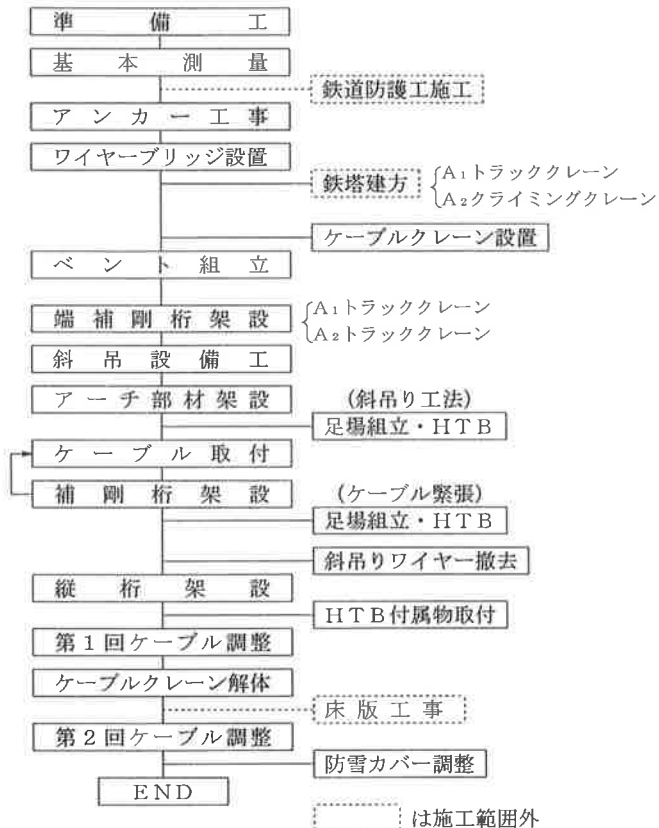


図-3 施工フローチャート

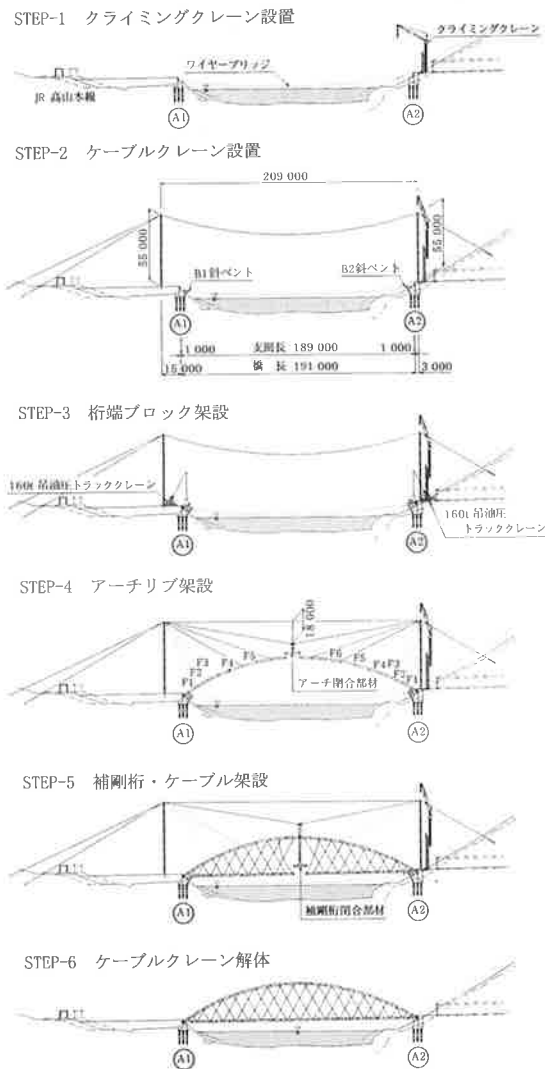


図-4 架設ステップ図

- 横行索 : $\phi 18$ (6 \times 37 JIS6号A種)
 ウインチ : 6 t 複胴 (油圧)
- 4) グランドアンカー
 ケーブル用 (1系統当たり)
 A1側 SEEEストランドF160(L=46m) 2本
 A2側 SEEEストランドF160(L=14m) 2本
 斜吊り索用 (1系統当たり)
 A1側 SEEEストランドF130(L=46m) 2本
 A2側 SEEEストランドF130(L=14m) 2本
 後方控索用 (1系統当たり)
 A1側 SEEEストランドF160(L=46m) 2本
 A2側 SEEEストランドF160(L=14m) 2本
- 5) 斜吊り設備
 斜吊りケーブル : $\phi 50$ (JIS18号IWRC
 6 \times Fi (29) B種)
 調整装置 : 100tワイヤークランプジャッキ
- 6) 後方控索
 $\phi 66$ (IWSC B級2種) 4条

(3) ケーブル設備の施工

A1側鉄塔の位置はJRとの安全確保の関係から鉄塔高さ分の離隔を確保して決定したため、基礎の位置が約5mの盛り土上となる上、片側が法面にかかった。このため、不等沈下による鉄塔の傾きが生じないように杭基礎を採用した。また、荷降ろしヤードも13mしか確保できなかったため、部材の仮置き用ステージを両側に設置した。

鉄塔の組立・解体は、A1側については45t~160tTCを使用し、A2側は大型クレーンの設置スペースがないため、橋台とトンネルの間に16t吊りクライミングクレーンを設置して行った。ワイヤーの繰り込みは、A1側より45tラフタークレーンとウインチを使用して行った。

アースアンカーの長さは、A2側については岩

盤が露出していたため最低長の14mにし、A1側はボーリング調査をして46mに決定した。なお、岩質が風化岩と石灰岩が中心であったため、施工完了後アンカー全数について確認試験を行った。

(4) アーチの架設

端補剛桁の架設後、A1側およびA2側の沓を固定した。A2側の可動沓は、架設時の地震などによる橋軸直角方向の移動をおさえるよう考慮して据え付けた。

アーチ部材の架設はA1、A2両側より中央に向かって行った(図-5、写真-2)。架設時の形状管理は3次元計測器を使用し、斜吊り索の反力管理はクランプジャッキにより綿密に行った。

アーチ架設時に生じる水平力は、A1側は沓で受け、A2側は500tジャッキで受けた。この際、ジャッキの設置位置と沓の位置との偏心量がアーチの形状に影響を与えるため、斜吊りケーブルを利用して形状を確保する方法をとった。なお、架設段階の水平力の変動を表-1に、アーチ架設時の斜吊り索の張力を表-2に示す。

表-1 水平力の変動

架設ステップ	ジャッキ反力(tf)
F1 斜吊設置	15.1
F2 //	27.9
F3 //	40.0
F4 //	117.9
F5 //	154.3
F6 //	206.2
アーチ閉合	306.6
補剛桁架設 1	319.6
// 2	339.4
// 3	367.9
// 4	458.6
// 5	518.6
// 6	589.9
補剛桁閉合	617.1

注) 片主構当りの反力を示す

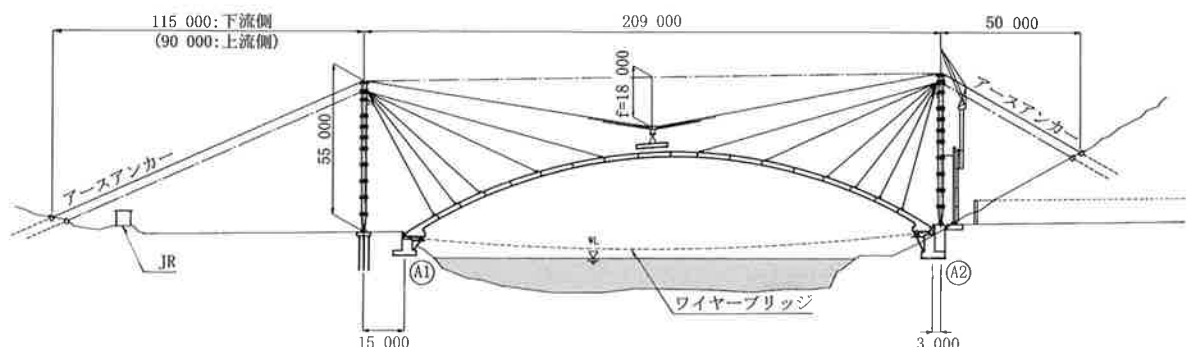


図-5 アーチの架設

表-2 アーチ架設時の斜吊り索張力

斜吊り索	A1側張力(tf)	A2側張力(tf)
F1	33.6	34.3
F2	40.7	40.3
F3	91.9	51.4
F4	133.0	99.8
F5	183.7	159.4
F6	—	208.6



写真-2 アーチの架設

(5) 補剛桁の架設

補剛桁の架設は両端から順次中央に向かって行ったが、架設に際しては、あらかじめ荷取りヤードにて展開したケーブルをアーチ部材に取り付け、補剛桁をケーブルに支持させながら進めた(図-6、写真-3)。この際、桁の形状を確保するため、解析結果(表-3)に基づき斜吊り索の張力を管理しながら作業を行った。



写真-3 補剛桁の架設

ケーブルの引き込みは、あらかじめ桁内に取り付けておいた引き込み用金具にレバブロックを取付けて行い、アーチ上フランジ上にセットしたジャッキにより定着させた(写真-4)。

補剛桁を閉合させるまで生じる水平力はアーチ架設時と同様に、A1側を沓で、A2側をジャッキで受けたが、架設が進むにつれ水平力も増加し、閉合前になると温度変化による水平力の増加が予想された。このため、気温の変化に注意し、水平ジャッキの反力調整により対処した。

表-3 補剛桁架設時の斜吊り索張力

	A1側		A2側	
	F3(tf)	F4(tf)	F5(tf)	F3(tf)
斜吊り索緊張	2.4	4.6	6.7	13.7
補剛桁架設1	14.3	6.8	7.0	27.6
斜吊り索緊張	20.7	13.4	10.9	36.1
補剛桁架設2	34.7	17.8	12.7	53.0
〃 3	45.7	24.4	16.5	67.8
〃 4	51.3	31.0	21.6	76.2
〃 5	52.6	35.2	25.8	78.7
〃 6	52.0	37.4	27.4	77.6
〃 7	49.1	35.8	30.5	77.4
補剛桁閉合	48.4	35.8	31.1	77.0
水平ジャッキ開放	76.8	62.1	28.6	80.1



写真-4 ケーブルの引き込み

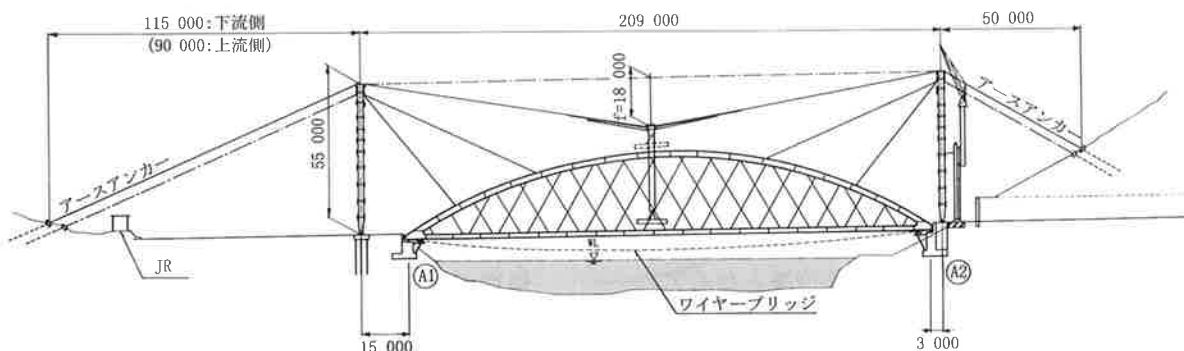


図-6 補剛桁の架設

3. 架設検討

本橋の架設において事前に、架設ステップの決定と各架設ステップでの管理基準値の算出を目的とした検討を行った。ここでは本検討の概要を示す。

(1) 解析モデル

1) 使用プログラム

解析には下記の当社開発・保有のプログラムを使用した。

線形解析：面内固定荷重載荷プログラム

非線形解析：斜張橋計算プログラム

2) 解析モデル

解析モデルとして、図-7のようなアーチリブの仕口、斜吊りケーブル定着部等を格点とし、格点間を結ぶ部材から構成された平面骨組モデルを使用した。表-4に断面諸量を示す。

なお、荷重についてはブロック自重の他に足場自重を考慮した。

平面骨組

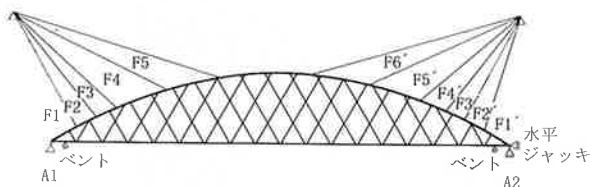


図-7 解析モデル

表-4 断面諸量

	ヤング係数	膨張係数
鋼材	$2.1 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$	1.2×10^{-5}
ケーブル	$2.0 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$	1.2×10^{-5}
斜吊りケーブル	$0.9 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$	1.2×10^{-5}

注) 斜吊りケーブル：4-φ50(IWRC 6×Fi (29)B種)

(2) アーチリブ架設時の検討

アーチリブ架設時現場管理値（アーチ目標座標、斜吊りケーブル張力）の算出を目的として計算を行った。計算はアーチリブ閉合後の形状から架設ステップとは逆に、部材を解体することで各架設ステップの状態を非線形解析より求める（解体計算）ことで進める。したがって、先行系となるアーチリブ閉合後の形状が必要となり、算出には線形計算による組立計算を行った。

1) 組立計算

架設ステップに従って線形解析を行った。この際、架設ステップ毎に構造系が変わることから各々の系に架設部材の自重載荷、斜吊りケーブルの盛替えを行った。そして、各ステップの変位量、断面力を累計し、以下の条件により先行系を求めた。

- ①平面骨組には完成系の座標を使用する。
- ②斜吊りケーブルの盛替えについては、解放するケーブルの張力が0になるように、盛替えケーブルに張力を導入する。
- ③閉合部材の自重はアーチ仕口部に1/2ずつ載荷する。

2) 解体計算

先行系よりアーチ閉合ができるような張力を斜吊りケーブルに導入することから計算を進める。

部材の解体およびケーブルの盛替え操作により、各架設ステップにおけるアーチリブの変位および断面力を以下の条件により求めた。

- ①平面骨組は現場管理値の算出のために無応力状態（仮組立時）の座標を使用する。
- ②アーチ閉合について
計算の条件として、閉合時のアーチの調整が少ないこと、仕口が閉合できるような角度であること。計算では、仕口の断面力が小さくなるよう斜吊りケーブルに張力を与える。
- ③斜吊りケーブルの盛替えについて
盛替えるケーブルを緊張し、アーチの上げ越しを行い、解放するケーブルの張力はゼロとして計算する。計算の条件は、盛替ケーブルによるアーチの上げ越し量を最少にして、アーチ閉合前の状態（斜吊りケーブルの張力、アーチの座標）を実現することとする。計算では、盛替え前後でアーチの仕口のエレベーションを同じにする。なお、緊張は盛替え時のみ行う。

3) 現場管理値算出について

使用プログラムは大変形理論で計算を行うため、載荷ケース毎に鈎合状態での座標値が変わるので、現場管理値には各載荷ケース毎の座標値を用いた。

(3) 補剛桁架設時の検討

補剛桁架設時においては、斜吊りケーブルがA1側、A2側とも2本の斜吊りケーブルが設置されており、アーチリブの形状調整に斜吊りケーブルを使用する。解析では、補剛桁架設完了時にアーチリブの形状が設計値となるよう斜吊りケーブルの緊張を行った。また、解析によって算出された斜吊りケーブル張力、アーチリブのたわみ量は現場管理値として使用した。解析方法としては、線形解析を用いた組立計算を行った。補剛桁架設時においても架設ステップ毎に構造系が変わるので、架設部材の自重を各々の系に載荷し、アーチリブの変位量および断面力を算出する。ここで得られた変位量および断面力は架設部材の自重のみによって生じたものであるため、それらを累計する必要がある。以下の条件により計算を行った。

- ①アーチの自重については、アーチ自立時の系に載荷する。
- ②斜吊りケーブルの緊張は設置時と調整時のみ行い、斜吊りケーブルが設置されている状況での補剛桁架設を行うことで、斜吊りケーブルの張力は変化する。また、ケーブルの解体は、解放によるアーチリブの変形の影響が少ない補剛桁閉合後とする。

そして、斜吊りケーブル緊張によるアーチリブ変形の影響値を算出し、現場での調整に反映させた。

4. ケーブル張力の管理

(1) 概要

ニールセンサー橋の場合、外的には静定構造物であるが、内的には高次の不静定構造物となっている。このため、設計時に仮定した構造系を実現するためには、製作および架設にあたって高い精度が要求される。また、構造物の形状と応力状態がケーブル張力に敏感に反映されるため、架設時の精度管理としてケーブル張力の管理および調整が一般的に行われている。

(2) 管理要領

ケーブル張力は固有振動数の計測値からケーブルの曲げ剛性やサグの影響を考慮した実用算定式¹⁾を用いて算出した(振動法¹⁾)。この方法は簡便で高精度であるが、特にケーブル長が短く、

張力が小さい場合には曲げ剛性を正確に評価する必要がある。そこで本橋では、現場でキャリブレーションを実施して、当社が過去に行った同種ケーブルのキャリブレーション結果と比較し、ケーブルの曲げ剛性の評価を行った。

ケーブル張力の管理目標値は、各種誤差解析の結果と他橋における張力管理の実績を考慮して、設計張力の±10%程度とした。

(3) 調整作業

計測からシム調整までの一連の作業工程を表-5に示す。計測にあたっては、橋体部材温度を予め観測し、温度差の小さい夜間にケーブル張力と全体形状を測った(図-8)。

ケーブル張力の計測は専用プログラムを用意し、2組で実施したため、全68本のケーブルを約4時間で計測することができた。計測終了後直ちにデータを整理し、シム調整量の検討・決定を行った。

本橋のケーブル定着部はナット形式であり、調整作業はアーチリブ側の定着部のナットを回転することにより行い、回転量の指示・管理は調整用の角度目盛りフィルムにより行った。1回転で6mmの調整量であるので6°で0.1mmの調整となるが、0.1~0.2mm程度の小さいシム量は調整作業の効率を悪くすることから、0.5mm単位のシム量を計算することを条件とした。

表-5 作業工程

名称	19	21	23	1	3	5	7	9	11	13	15	17時
打ち合わせ												
ケーブル張力計測				G1側		G2側						
温度計測								(自動計測)				
データ編集				温度補正の検討		張力計測値の整理						
ケーブル調整量の算出						解析・検討 調整量決定						
ケーブル張力調整								調整準備・シム調整 G1側		調整準備・シム調整 G2側		

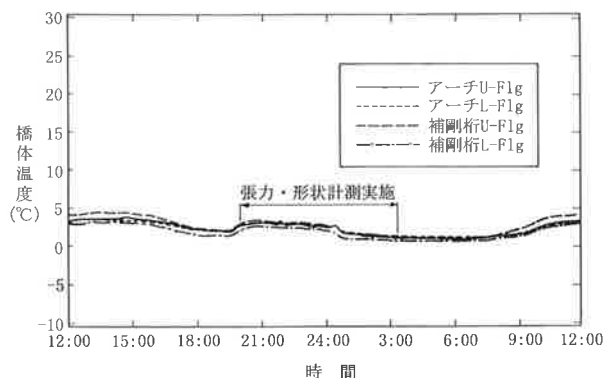


図-8 温度計測結果



写真-5 ケーブル振動の計測状況

また、調整するケーブル本数を絞るようにして調整量を検討したため、シム調整作業に掛かる時間を抑えることができ、1日で作業を完了することができた。

(4) 架設精度管理システム

本橋の解析およびシム調整量計算には当社開発・保有のケーブル系橋梁の架設精度管理システムCCS (Cable Control System)^{2), 3)}を用いた。

本システムの詳細については参考文献4)で紹介しているように、ワークステーションのマルチウィンドを利用した対話形式の処理を行い、操作者の意志を容易に反映することが可能な構成となっている。

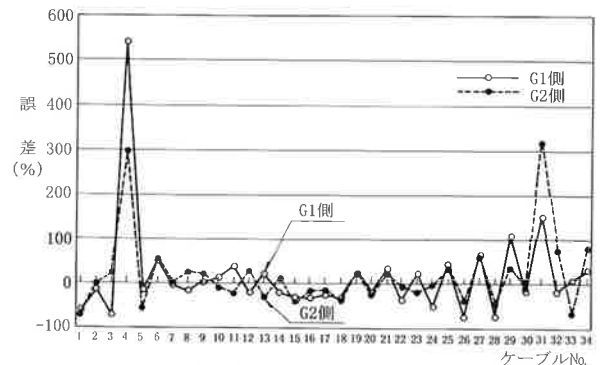
システムの信頼性は前回の調整作業で確認されており⁴⁾、本橋のケーブル調整においては、特に、各種の誤差のある系を想定したシム量決定のシミュレーションに重点を置き、事前に最適シム決定プログラム(STAFF)を用いたシム量決定作業を行った。

(5) 鋼桁架設完了時張力調整

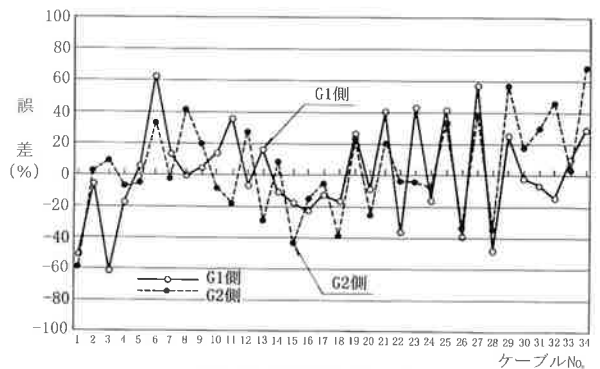
調整前の第1回目の張力測定結果は全ケーブル68本中59本が管理目標値外であり、その内、張力誤差が30%を超えるケーブルが33本と全ケーブルの内半数を占めるといふ誤差のばらつきも、誤差自体も大きい結果であった。

そこで、第1回目の調整では19本の調整を行い、管理目標値外となるケーブルの内でも特に誤差の大きいケーブルの誤差の軽減と全体的な誤差の均等化を図ることを目標とした。この結果、管理目標値外となるケーブルは49本と多いが、30%を超えるケーブルは22本にまで軽減することができた。

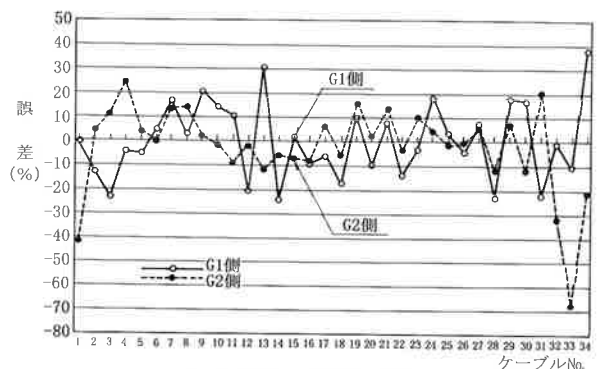
第2回目の調整では全体的な誤差の軽減を図ることを目標に48本の調整を行った。この結果、管理目標値外となるケーブルを34本と半数にまで減らすことができ、特に30%を超えるケーブルは5本とすることができた。



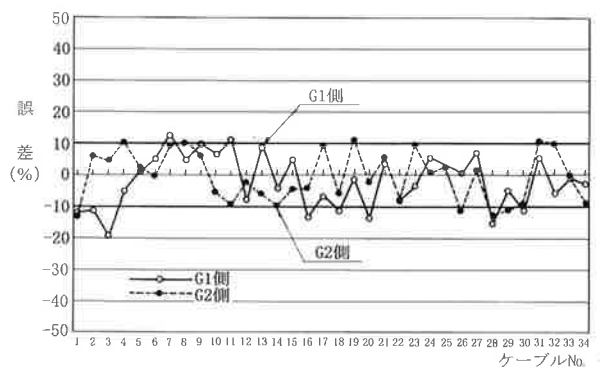
(a) 調整前張力誤差



(b) 第1回調整後張力誤差



(c) 第2回調整後張力誤差



(d) 第3回調整後張力誤差

図-9 鋼桁架設完了時 張力計測結果

第3回目の調整では、管理目標値である±10%程度に全ケーブルを収めることを目標にシム計算を行い、25本の調整を行うこととした。その結果、ほぼ全数のケーブルの張力誤差を±10%前後に収めることができ、15%を超えるケーブルがわずかに1本だけとなった。

以上の3回のシム調整で管理目標値にほぼ全数のケーブルを調整することができた。管理目標値外となるケーブルについては、張力の誤差量としてはわずかであり、また、シム調整によるこれ以上の改善は期待できないため、鋼桁架設完了時の張力調整は目標を十分に満足できていると判断した。

(6) 床版打設完了時張力調整

床版打設完了時(最終)の張力計測結果は、図-10に示すように全てのケーブルで張力誤差が管理目標値を満足しており、シム調整作業を省略することができた。床版打設後の張力調整作業は床版に及ぼす影響が大きいことから、特に品質の面で困難であることが予想されていた。シム調整作業が省略できたのは鋼桁架設完了時の段階における張力調整時に、設計張力が小さいにもかかわらず、3回の調整で管理目標値をほぼ満足するという高精度の架設によるものと考えられ、本橋の架設に対し有効であったと考える。

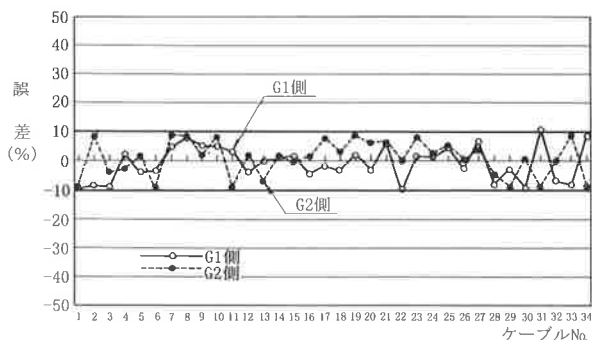


図-10 床版打設完了時(最終) 張力計測結果

5. 橋体の振動試験

(1) 目的

鋼桁架設完了時において以下の項目を目的として、橋梁本体の振動特性を調べる振動試験を実施した。

- ①ケーブル張力測定時に本体の固有振動数とケーブルの固有振動数を判別する。
- ②固有振動数の測定値と解析値の比較から、

解析モデルの重量および剛性の妥当性を検証する。

- ③架設時の構造減衰の大きさを調べる。

なお、本試験は固有振動数と構造減衰の測定を目的とし、振動モード形状は特に測定しないものとした。

(2) 加振方法

以下の方法で橋体を加振し、自由振動記録の測定を実施した。

- ①1人または数人が補剛桁上で跳んで加振する方法(人力衝撃加振)。
- ②数人が補剛桁上でメトロノームに合わせて同時に跳んで加振し、振幅が十分に大きくなった所で加振をやめ、自由減衰データを記録する方法(人力周期加振)。
- ③常時微動を利用する方法。

(3) 測点および加振位置

加速度を計測する測点の配置は、対象とする振動が鉛直振動モードの場合は“B配置”，ねじり振動の場合は“T配置”と振動モードに合わせた2種類の配置とした。また、加振する位置も振動モードを考慮して4箇所で行った。

加速度計を配置する測点の配置および加振を行う位置を図-11に示す。

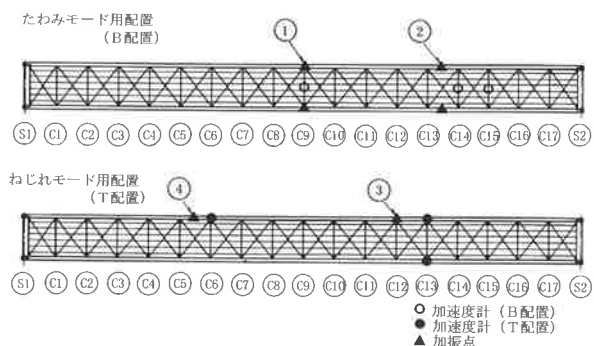


図-11 測点配置および加振位置

(4) 振動数計測結果

試験で得られた加速度記録をスペクトル解析し、卓越振動数から各振動モードの固有振動数を求めた。また、記録波形から振動振幅の変化を読みとり、対数減衰率を求めた。表-6に計測振動数と解析振動数の比較を示す。

1) 固有振動数

解析値と計測値はほぼ一致しており、解析モ

表-6 鋼桁架設完了時の振動試験結果

振動モード	固有振動数 f_v			構造減衰 δ (対数減衰率)
	解析値 (Hz)	計測値 (Hz)	比	
鉛直たわみ1次	1.436	1.465	1.02	0.06
鉛直たわみ2次	1.834	2.002	1.09	0.05
鉛直たわみ3次	2.526	3.271	1.29	0.07
ねじれ1次	2.265	2.246	0.99	0.04
ねじれ2次	2.424	2.686	1.10	0.03

デルは実橋を正確にモデル化できたものと考えられる。

固有振動に影響を与える要因としては支間長、上部構造の構造形式、床版などが挙げられるが、実橋の測定結果をもとに1次固有振動数 f_v と支間長との関係を重回帰分析した結果が、各構造形式毎に以下のように示されている⁵⁾。

$$f_v = 10^a \cdot L^{-0.823} \quad (1)$$

$$a = 1.793 + b \quad (2)$$

ここで

b : 下の該当する項の値の和
 ランガー・ローゼ橋 0.060
 床版なしの時 0.250

L : 最大支間長 (m)

以上の提案式と計測値の比較を表-7に示す。

表-7より提案式の値と計測値は一致しており、本試験で得られた固有振動数は妥当な値であると判断できる。

表-7 1次固有振動数の計測値と提案式の比較

振動モード	解析値 ①	計測値 ②	式(1) ③	比 ③/②
鉛直たわみ1次	1.436	1.465	1.652	1.13

2) 構造減衰

構造減衰 δ について、鋼桁橋の一般的な推定式として下記の式が提案されている⁶⁾。

$$\delta = \frac{0.75}{L} = \frac{0.75}{\sqrt{189.0}} = 0.055 \quad (3)$$

ここで L : 最大支間長 (m)

表-6に示す $\delta = 0.03 \sim 0.07$ と式(3)の推定式を比較すると、構造減衰についても妥当な値が得られたものと考えられる。

簡易な方法での振動試験であったが、固有振動数、構造減衰ともに信頼できるデータを得ることができたと考えられる。

あとがき

本橋の施工方法は一般的なケーブルクレーン斜吊り工法であったが、何分鉄塔高さが55m有り、近接してJRと国道が走っていたため、安全面や施工面に対して非常に困難な工事であった。施工期間中は、夏の長雨と猛暑、そして、記録的な大雪と気候にはとても悩まされ、工程にも影響した。

本橋の張力調整作業では、床版打設完了時において調整作業を行わず、鋼桁架設完了時の調整作業だけで管理目標値を満足することができた。また、架設精度管理システムCCSの使用は本橋で2回目であったが、その信頼性の高さも改めて確認することができた。

本橋は四季折々の姿を見せる山々に囲まれ、その姿は同形式の橋梁では国内第3位の支間長を誇り、周辺の山々と調和した壮大なスケール感を醸し出している。また、例年ダム湖周辺を走るマラソン大会や、村をあげての紅葉祭り、文化祭など多くの行事が行われていると聞く。このような環境の中で架設された本橋が数多くの利用者に愛され、沿道産業の発展に寄与し、新たなシンボルとなることを期待して止まない。

最後に、本橋の架設およびケーブル張力調整に際し、多大なご指導、ご協力を賜った岐阜県古川土木事務所の方々、JR東海高山工務区の方々ならびに関係各位に対し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 新家徹・広中邦汎・頭井洋・西村春久：振動法によるケーブル張力の实用算定式について、土木学会論文報告集, No. 294, pp.25-32, 1980.2.
- 2) 有村英樹・玉田和也・細見雅生：Cable Control System の紹介(その1), 駒井技報, Vol.13, pp.53-61, 1994.
- 3) 有村英樹・玉田和也・細見雅生：Cable Control System の紹介(その2), 駒井技報, Vol.14, pp.78-87, 1995.
- 4) 有村英樹・玉田和也・木場和義：香貫大橋のケーブル張力管理, 駒井技報, Vol.15, pp.65-74, 1996.
- 5) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.
- 6) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 1992.