

十二町潟水郷公園横断橋(仮称)の製作・施工

Fabrication and Construction of the Junicho-gata Pedestrian Bridge

岩村 二三男
Fumio IWAMURA

川田工業㈱橋梁事業部富山技術部設計課
課長

横山 弘則
Hironori YOKOYAMA

川田工業㈱工事本部富山工事事務課

米田 達則
Tatsunori YONEDA

川田工業㈱橋梁事業部富山技術部設計課
係長

岩井 淳
Jun IWAI

川田工業㈱生産本部富山工場生産技術課

橋本 利幸
Toshiyuki HASHIMOTO

川田工業㈱生産本部富山工場生産技術課
係長

水元 修
Osamu MIZUMOTO

川田工業㈱工事本部富山工事事務課

The Junicho-gata pedestrian bridge is built on a lagoon which until some thirty years ago had been the site of a traditional fishing technique "ADO". Traditional "ADO" fishing used a net and its technique is echoed by the architecture of the bridge's complicated arrangement of the bridge members.

The bridge was designed by Mr. Carlos Villanueva Brandt of the United Kingdom. Its shape, that of an asymmetrically cable stayed bridge with leaning towers, has a large longitudinal gradient. As the main beams are fixed on supports, the bridge behaves like an arch bridge. Built on weak ground the balance of the cable-stayed or arch bridge system changes according to the horizontal spring factor that is a constant of the bridge's substructure. This affects the stress of the bridge's superstructure. Due to this, the horizontal spring constant of the substructure should be checked and reflected to construction. After construction, the bridge's vibration characteristics were tested by vibration tests for pedestrians feeling. This report highlights on fabrication, construction and the results of those vibration tests.

Key words: pedestrian bridge, cable-stayed bridge, scenic design, weak ground, wooden deck slab, vibration test

1. まえがき

富山県氷見市は、県北西部に位置し、富山湾の海を挟み立山連峰が一望できる世界でも有数の景勝地として知られている。十二町潟は、氷見市の西方に位置し、万葉時代大伴家持が越中国守として滞在していた当時のなごりを多く留めるとともに、国が文化財に指定している植物のオニバスや淡水魚のイタセンパラの生息、オオハクチョウの飛来など貴重な自然を多く残した自然に恵まれたところである。十二町潟横断橋は、この潟と隣接して流れる万尾川の兩岸に造成された水郷公園の連絡橋として架けられた歩道橋で、形式は斜塔を有する斜張橋である。この潟には30年くらい前まで「アド」という網(図1)で魚を捕る伝統漁法があり、この網をイメージしてデザインされたのが本橋(写真1)である。デザインはイギリス在住のカルロス=ヴィラヌエバ=ブランド氏によるもので、部材の外観寸法はあくまで細く・スレンダーに構成されていて軽快感に溢れ、装飾的なイメージを与えない、まさに水郷公園のランドマークとして充分な役割を果たしている。

本文では、メインロッドの張力管理を伴う製作・施工と本橋特有の構造詳細について記すとともに、完成後行った振動測定の結果についても報告する。

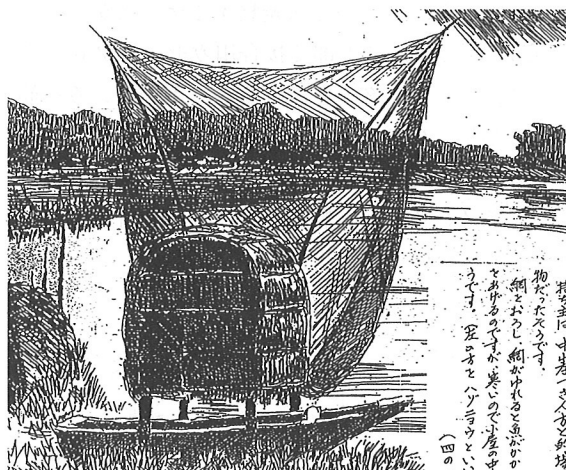


図1 アド(十二町小学校「ふるさとのはなしその28」より)



写真1 完成写真

2. 設計概要（設計条件）

形 式：斜塔を有する斜張橋

橋 長：75.000 m

支 間：17.500 m+40.000 m+17.500 m

有効幅員：主桁部 2.500 m

分岐桁木床版部 2.500 m

分岐桁グレーチング部 1.250 m

縦断勾配：6.545%～8.0%の山形両勾配

桁 高：主 桁 0.480 m～0.680 m

分岐桁 0.450 m

歩行路面：主 桁 木床版 比重1.06（イーペ）

$t=4$ cm 南米産

根 太 比重1.10（ボンゴシ）

7 cm角 西アフリカ産

分岐桁 木床版 比重1.06（イーペ）

$t=4$ cm

根 太 比重1.10（ボンゴシ）

7 cm角

分岐桁 グレーチング $t=3.8$ cm

設計荷重：群集荷重 主桁 350 kg/m²

床組 500 kg/m²

積雪荷重 525 kg/m² ($h=1.5$ m)

3. 工場製作

(1) メインロッドの張力管理

本橋は斜塔を有する斜張橋であるが、全支点固定で、

かつ縦断勾配が大きいためアーチ橋としての特性も有する形式である。施工にあたっては、下部工に対するバネ定数の計算仮定との相違も問題であるが、上部工においても分岐桁構造・トラスと箱桁の組み合わせなど複雑な構造のため、解析精度（断面定数、解析スケルトン）を確認する必要から、工場仮組立時に多点支持状態から完成時の支点支持（水平方向は拘束しない）状態までの鋼桁自重による鉛直たわみの変化を計測し、その妥当性を確認した（図3）。

(2) 三次元測定システムの採用

本橋は主桁の縦断勾配が大きく、主塔・斜塔のロッド固定箇所が立体的な配置になっており、全部材仮組立てによる計測が困難であった。一方、各部材の長さや部材の固定位置が設計値と誤差を生じた場合、ロッド固定点間長が変わり、ロッドの製作長と合わなくなる。この場合、ロッドの張力調整に必要な長さを確保できず、ロッド張力管理に支障をきたす。よって全部材の出来形計測に高精度を要することから、主桁部材以外は仮組立てを省略し、製品の出来形管理測定には三次元測定システムを採用した。これにより主桁部材以外は、主桁の基準

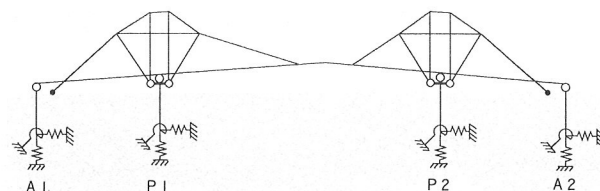


図3 解析モデル（完成系）

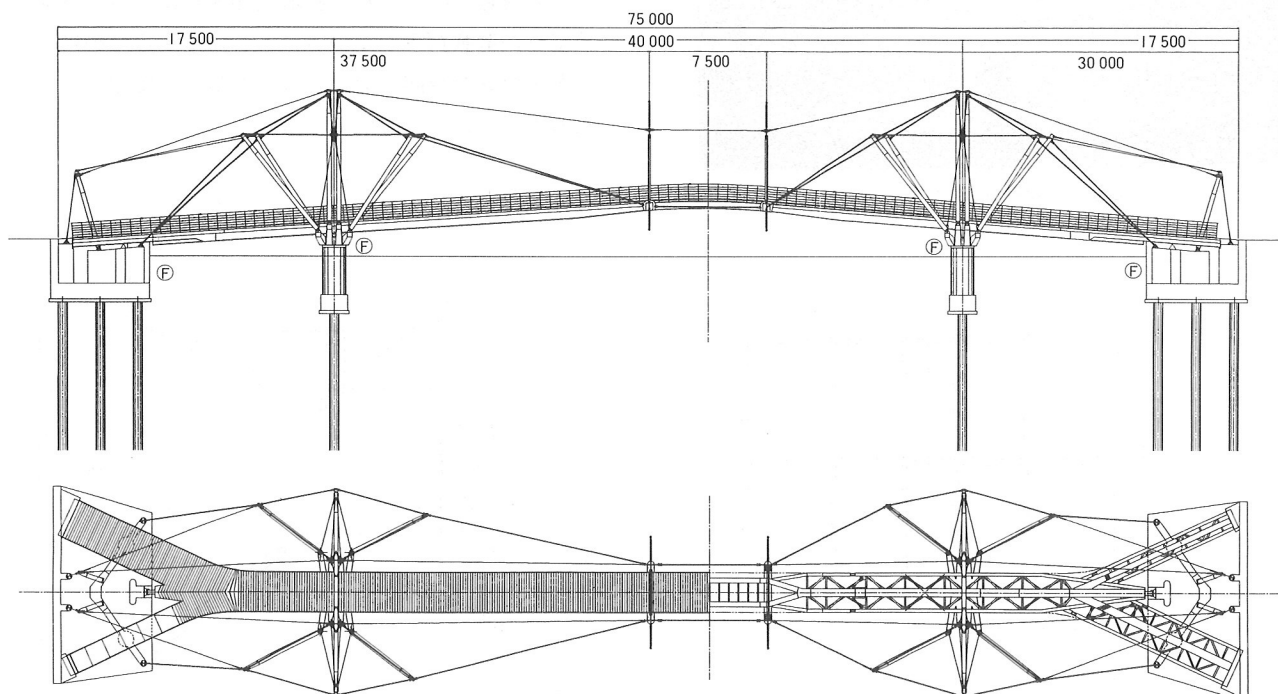


図2 一般図

点と関連性をもたせて単品ごとに計測した後、測定データの解析システムによりロッドの固定点間の長さを算出し、設計値と比較確認を行い現場作業に反映した。

(3) 塔受け梁

塔受け梁は、基本的には橋軸直角方向に4本の梁を束ねた構造であるが、写真2のように塔受け梁下面の支点支持状況から、外側の2本の梁は支点から突出しており、フランジ、ウェブ、ダイアフラムがそれぞれ直交した梁部材となる。よって、これらを完全溶接するために下フランジを最後の組立て部材として各桁ごとに完全溶接により取り付けしたが、下フランジ側の溶接量が上フランジ側より多くなるため、上下フランジの溶接ひずみ差により平面度が悪くなる。この対策として、図4のようにP1・P2の塔受け梁の本体を背中合わせの状態で作成することで、溶接ひずみを防止した。写真2は張出し梁を取り付ける前の状態で、本体と張出し梁は別々に製作し、本体製作後張出し梁を取り付けた。

塔受け梁は箱断面の形状が小さく、フランジ・ウェブ・ダイアフラムが狭いスペースで複雑に構成されている。このため設計理念を守りつつどの鋼板を貫通するか、またどのような組立て順序で行うかを決めた。この結果、張出し梁の8本は後付けとなり、張出し梁が接近してウ

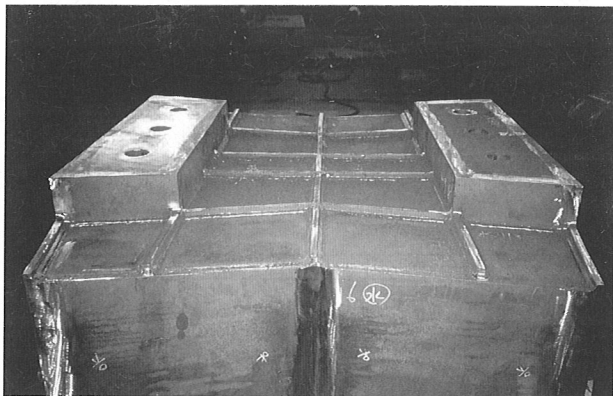


写真2 塔受け梁（下面）

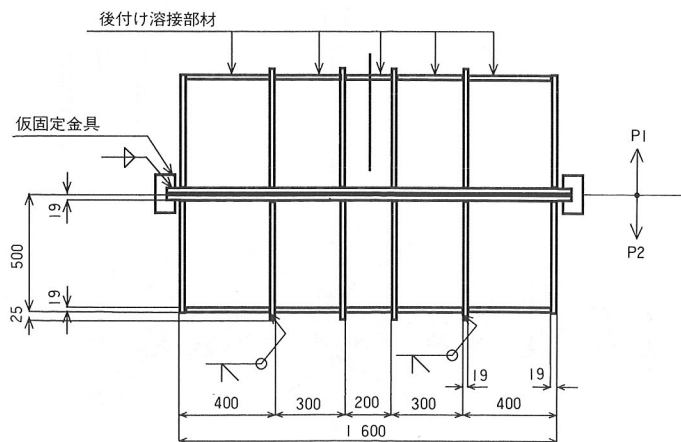


図4 塔受け梁本体組立状況

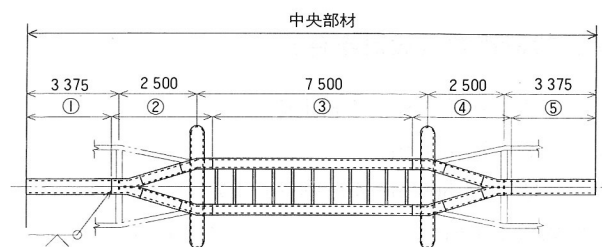


図5 主桁中央部材分割図

ェブ間隔の狭いところではウェブを完全溶接する必要があるので、張出し梁のウェブ溶接はエレクトロスラグ溶接を行った。

(4) 分割製作

図5に示すように、主桁中央部（図2参照）は1ボックスから2ボックスに分岐し、さらにメインロッド支持梁が直交している。この部分はボックス断面が320×480と小さく、箱桁の組立てとダイアフラム全周溶接の関係から、5分割で箱断面を製作した後全周溶接で組み合わせ、中央部材を完成させた。

4. 架設

(1) メインロッドの張力管理

a) 張力導入作業

メインロッドの張力導入は、あらかじめ計算で主桁の鉛直たわみとロッド張力の関係を把握しておいた管理表に基づき、支間中央の仮支点をジャッキダウンして段階張力導入を行った。これは製作・据付け誤差等によりロッド固定点間に設計値と誤差があった場合を想定したもので、非対称に配置された斜塔（図6）によって各部材に予定外の偏載荷重がかかることを防止するために、ジャッキダウンを数回に分けてロッド張力の確認をしながら張力導入を行ったものである。

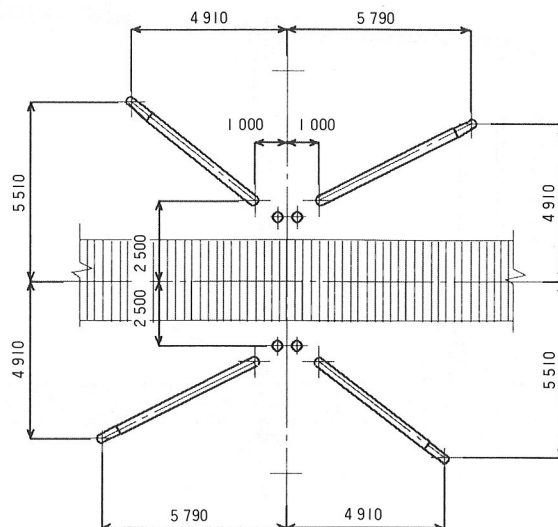


図6 斜塔の配置

b) 荷重載荷試験

荷重載荷試験は、下部工の水平バネ定数を確認するために行った。作業は主桁閉合後にメインロッドを取り付け、約2.3tの荷重載荷を行ってメインロッドの張力と主桁の鉛直たわみの測定を行った。測定結果から、この挙動と同じになる下部工の水平バネ定数を求め、上部工の解析・断面照査を行った上で上部工の各部材断面が応力超過とならないようなロッドの張力導入量を設定した。

(イ) 試験概要

- ① 載荷荷重：3-鉄板 $1960 \times 30 \times 1685 = 2.333 \text{ t}$
- ② 荷重載荷位置：支間中央
- ③ たわみ着目：メインロッド固定点
- ④ 外気温：11℃
- ⑤ 測定方法：荷重載荷と除去を2回繰り返す
- ⑥ データ収集：5分間隔に15分後まで測定

(ロ) 作業要領

- ① 中央支間の中央に配置したベント反力で無応力状態をつくり、A1, A2の主桁端部を仮固定金具で固定し、完成時と同じ全支点固定とした。
- ② ひずみゲージを取り付けたメインロッドを据え付け、ベント反力を除去してメインロッド張力と主桁鉛直たわみを測定した。
- ③ メインロッドの張力と鉛直たわみの測定結果から、上・下部工一体の解析モデル（図7）で構造解析を行って下部工の水平バネ定数を算出した。

(ハ) 載荷試験結果

ロッド張力および主桁の鉛直たわみ測定結果と計算値を比較した結果、A2橋台の水平バネ定数は受注時に与えられた数値の5～6倍程度の結果となった。

c) 下部工の水平バネ定数

載荷試験結果より判断して、A2橋台の水平バネ定数を受注時に与えられた数値の6倍程度と考えて下記のようにバネ定数を変更し、構造解析および各断面の照査を行った。

(イ) 下部工（杭頭位置）のバネ定数（図7）

- ① 常時（死荷重、群集荷重、雪荷重、積雪荷重、風荷重、温度荷重）の場合を表1に示す。
- ② 地震時（死荷重、雪荷重、積雪荷重、地震荷重）の場合を表2に示す。

d) ロッド張力導入量の目安

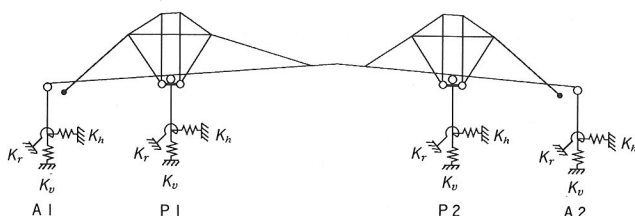


図7 下部工バネ定数

表1 橋軸方向バネ定数（常時）

	(t/m)			
	A1	P1	P2	A2
K_v	136 990	57 470	50 250	107 530
K_h	FIX	910	910	23 340*
K_r	547 530	10 050	10 040	434 900

※ $6 \times K_h$ （受注時におけるばね定数）= $6 \times 3 890 \text{ t/m}$ とした場合の結果を表す。

（荷重載荷試験結果より）

表2 橋軸方向バネ定数（地震時）

	(t/m)			
	A1	P1	P2	A2
K_v	136 990	57 470	50 250	107 530
K_h	FIX	1 820	1 820	46 680*
K_r	547 530	10 050	10 040	434 900

※ $6 \times K_h$ （受注時におけるばね定数）= $6 \times 7 780 \text{ t/m}$ とした場合の結果を表す。

（荷重載荷試験結果より）

水平バネ定数が大きくなるとアーチ系に近付き、鉛直たわみが小さくなる斜張橋としての分担が小さくなるので、主桁端部を水平方向に支点解放し連続桁系で多くたわませることを目的に解析を行った。解析の結果、桁自重の1/2を連続桁橋として荷重分担（アーチ効果として発生する軸力の増加を除去）し、残りの1/2とこれ以降の荷重を斜張橋として荷重分担すれば、各断面の応力は許容応力度を満足することが確認できた。このとき、受注時に与えられた製作キャンパー値と水平バネ変更後の製作キャンパー値がほぼ同じになると同時に、各断面の照査も満足する荷重分担であったので、ロッド張力導入量を変更し、下記のように架設に反映した。

- ① A1, A2の主桁端部の橋軸方向の仮固定金具を緩め、連続桁橋の状態にした後、支間中央のベントをジャッキダウンして桁自重の1/2分の荷重を解放した。
- ② A1, A2の主桁端部の仮固定金具を再固定し、全支点を固定状態にする。
- ③ メインロッドを張った後、支間中央のベントをジャッキダウンして残りの桁自重の1/2分の荷重を斜張橋として載荷し、メインロッドの張力計測とロッド長さの調整作業の繰り返しにより所定の張力を導入した。
- ④ 鋼重以後の橋面荷重に関しては、メインロッドの張力を計算値と計測値の比較確認を行いながら作業を進めた。

e) 不動点の計測

両岸の堤防に1カ所ずつ不動点を取り、主桁架設から足場撤去までの各作業段階ごとに、4基の下部工の水平変位を計算値と照らし合わせながら確認した。

f) メインロッド導入張力の確認方法の選択

本橋の張力管理方法は下記の中から選択した。

- ① 振動測定：ターンバックル、他のロッドとの共振等

の不確定要素あり (△)。

- ② ロッド長さ管理：理論値と実測値のロッド接点間距離をどの程度正確に測定できるか (△)。
- ③ ひずみ測定：キャリブレーションから測定までの期間の測定器の管理方法を確立する (○)。
- ④ ロードセルによる張力測定：測定器の取付不可能 (×)。
- ⑤ 荷重計による張力測定：測定器の取付不可能 (×)。

上記の案を比較した結果、降雪期の作業を考慮すると低温・湿度に弱い、測定器、キャップタイヤの接続、ひずみゲージ回りに充分な養生を施せば最も正確で作業性の良い張力管理ができる③を選択した。

ひずみゲージは4ゲージ法を用い各作業段階ごとにメインロッドの張力を確認した。

g) 飾りロッド張力制限 (サグ管理)

メインロッドと飾りロッドを区別し、飾りロッドには主構作用として無視できる張力として自重による張力分0.5 t以下 (設計温度変化範囲の-10℃時の張力) のサグをつけて据え付けた。

現場管理は、飾りロッド据付け時の温度と標準温度の温度補正を行ったサグ量をあらかじめ計算しておき、飾りロッドの据付けを行った。

h) フォワードロッドの張力導入が基本

P1, P2 橋脚の塔は、橋軸方向にラーメン構造の2本柱になっているため、バックステイ側のロッドでターンバックルを締め込んだ場合、鉛直塔に圧縮と引張りが不必要に発生する (図8)。このようなことから、メインロッドの張力導入は、フォワード側のロッドでターンバックルの締め込みを行うことにした。

i) メインロッドの最終張力据付け精度

完成時のメインロッド据付け精度を表3に示す。表に示すようにロッド張力は小さいが、ロッド張力の導入は

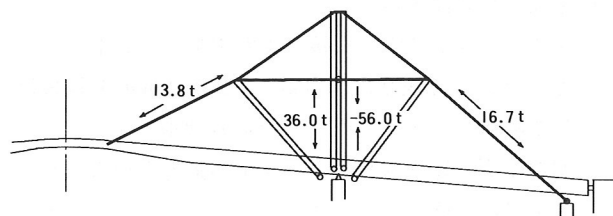


図8 張力バランス図 (バックステイ側で締め込む時)

表3
メインロッド張力管理精度

		左岸 バックステイ側		中央径間左岸側		中央径間右岸側		右岸 バックステイ側	
		下流	上流	下流	上流	下流	上流	下流	上流
完成時 5℃	設計値	13.744	5.894	12.873	5.701	7.301	12.779	8.244	14.023
	測定値	13.906	6.007	12.712	5.566	7.596	12.743	8.302	13.751
	導入張力誤差	0.162	0.113	-0.161	-0.135	0.295	-0.036	0.058	-0.272
	比率 (%)	1.2	1.9	-1.3	-2.4	4.0	-0.3	0.7	-1.9

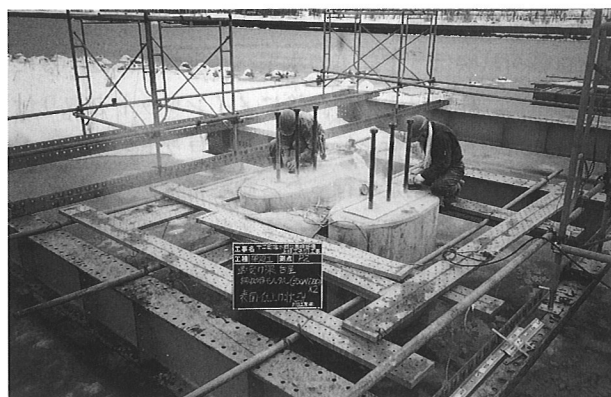


写真3 モルタル仕上げ状況

塔・主桁の断面応力に敏感に影響するため、ひずみゲージの取付け、養生、測定器類の安定 (湿気、低温対策) ひずみ測定時の部材表面温度測定 (全部材一定温度を確認) などに最善の注意を払った。

(2) P1, P2 の沓座モルタルの仕上げ

本橋の各ロッドには、ロッド固定点間長の誤差吸収とロッド張力導入時の長さ調整のため、端部付近にターンバックルを設けた。ターンバックルは景観を考慮してパイプ型ターンバックルを用いたため、ターンバックルの長さ調整可能量が±60 mmと小さく、塔の傾きがロッド固定点間長を変えてしまうため、塔受け梁の据付け精度を上げる必要が生じた。よって、塔受け梁の沓座モルタルの上面を水平に仕上げるため、グラインダーによる研磨を行った (写真3)。

5. 振動測定

本橋は、吊り構造で桁高も低く振動が起きやすい。また本橋のような支間長が40 m程度の歩道橋では、歩行によって起きる振動で歩行者が不快感を感じる可能性もある。そこで、実橋振動試験を実施して本橋の使用性を照査することにした。

(1) 測定方法

a) 加振方法

常時微動計測を行って固有振動数を把握したのち、人力による強制加振を行う。加振方法は表4のとおりである。

b) 加速度計の設置位置

表4 各ケースにおける加振方法

加振ケース	加振方法	目的
1	1人歩行 (61kg)	歩行者の不快感の把握
2	3人歩行	歩行者の不快感の把握
3	1人走行 (80kg)	歩行者の不快感の把握
4	1人歩行停止	減衰率の把握

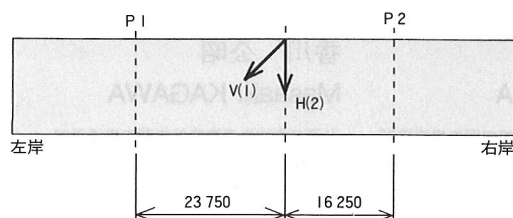


図9 加速度計設置位置

表5 振動測定結果

加振ケース	加振方法	固有振動数	振動速度の実効値
1	1人歩行 (61kg)	2.083Hz	0.203cm/s
2	3人歩行	2.042Hz	0.469cm/s
3	1人走行 (80kg)	2.597Hz	0.585cm/s
加振ケース	加振方法	固有振動数	構造対数減衰率
4	1人歩行停止	2.083Hz	0.116>0.03

測定にはサーボ型加速度計を使用し、加速度計の設置は図9のように配置した（カッコ内はチャンネル番号を示す）。

(2) 測定結果

測定の結果を表5に示す。本橋の固有振動数は、歩行者の歩調範囲(1.5 Hz～2.0 Hz)に入る結果となった。

(3) 評価

加振方法が歩行の場合に得られた固有振動数はほぼ2 Hzで、歩行者の歩調ときわめて近い値となった。これによりたわみ振動の振幅が大きくなり、歩行者が不快感を感じる範囲となった。しかしながら、振動に対する使用性の評価(表6)から見ると、振動速度の実効値(歩行者が振動を感じる程度を表すパラメータ)は、最大値を記録した1人走行時でも0.59 cm/sで、「歩行者が振動を感じ始める」0.420 cm/sをやや超える程度であることが分かった。また、3人歩行でも「歩行者が振動を感じ始める」範囲となったが、振動測定では歩行者全員が歩調

を合わせて加振を行っており、実際の使用では複数の歩行者が測定時のように歩調を合わせることはきわめて少なく、通常の使用では不快感を感じることはきわめて少ないと考えられる。

また、構造対数減衰率も全支点固定の影響により非常に大きい結果となった。

6. あとがき

張力管理に関して下部工の水平バネ定数に着目した理由は、地盤が悪く設計上は下部工の水平バネ定数が小さいが、橋台幅は分岐桁によって12.5 mと広いことから、下部工背面の受働土圧が実際には大きく作用すると想定したからである。通常アーチ橋では、地盤を乱さないで下部工を施工し、上部工反力を地盤へ伝達する設計手法を用いているが、本橋のように橋台背面の土砂を埋め戻す場合は受働土圧を考慮しないのが一般的である。しかし、全支点の固定条件・上部工荷重の載荷状況はアーチ橋の場合と全く同じであることから、下部工の水平バネ定数の確認を張力管理項目に入れた。解析上も下部工の水平バネ定数の大小は、上部工の断面応力に大きく影響を与えるため必要な検討項目であった。

景観の面で本橋を見ると、特徴は縦横無尽に配置されている塔とロッドの組み合わせである。近年、景観設計に際して高欄、橋面工に高価な材料を使用している例を多く見かけるが、本橋のようにごく一般的な材料で部材の構成や部材寸法の大小で構造美を表現された橋梁は少ない。さらに、本橋は桁下から見る構造美も考慮するなど、細部に至るまで配慮されており、すべてのディテールを本文で紹介することのできないのが残念である。

最後に、このように話題性が多く、特徴のある橋梁に出会えたことを感謝するとともに、情熱をもって本橋の完成にご尽力戴いた関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- (1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II鋼橋編 平成2年2月。
- (2) (社)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，昭和54年1月。

表6 振動に対する使用性の評価

振動速度の実効値	使用性の評価
0.420 cm/s以上	歩行者が振動を感じ始める
0.850 cm/s以上	歩行者が振動をよく感じる
1.700 cm/s以上	歩行者の多くが歩きづらいつける
2.700 cm/s以上	歩行者のほとんどが歩きづらいつける