

Y形ラーメン橋脚を有したPC斜張橋の施工 — 鮎の瀬大橋 —

有田 正信*1・永木 卓美*2・荒巻 武文*3・瓜生 正樹*4

1. はじめに

熊本県上益城郡矢部町は、九州山地中部の一級河川「緑川」の上流に位置し、国重要文化財指定の霊台橋や通潤橋に代表される石橋の里として、また急峻な地形から生み出された滝の景勝地として、歴史を歩んできた。その中で鮎の瀬大橋は、その歴史や大自然を背景にして、大自然と近代技術との対峙というコンセプトのもとその姿を現している。橋梁デザインは、Y形状のラーメン橋脚と斜張橋とが組み合わされた特異なもので、「くまもとアートポリス」の参加作品としても注目を集めているものである。事業は、農免農道整備事業の一環として、平成5年12月より着手され、約5年半を費やし、平成11年7月に完成している。

ここでは、急峻な地形条件や特異なデザインという施工条件の中で駆使された施工結果について報告するものである。図-1に施工場所、写真-1に完成写真、図-2に一般図を示す。

2. 工事概要

2.1 橋梁諸元

事業名：緑川第二2期地区

農免農道整備事業第1号工事

工事場所：熊本県上益城郡矢部町大字菅

橋種：プレストレストコンクリート道路橋

橋格：一等橋

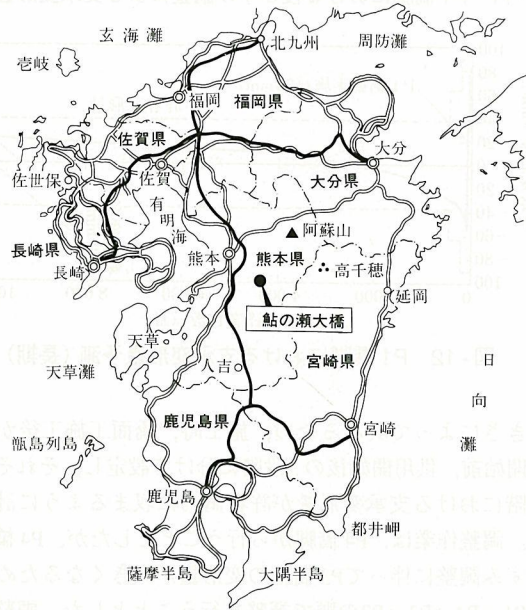


図-1 施工場所



写真-1 完成写真

*1 Masanobu ARITA：熊本県上益城地域振興局 農地整備課 係長

*2 Takami NAGAKI：熊本県農政部 農地建設課 参事

*3 Takefumi ARAMAKI：住友建設(株) 広島支店 土木部

*4 Masaki URYU：住友建設(株) 九州支店 土木部

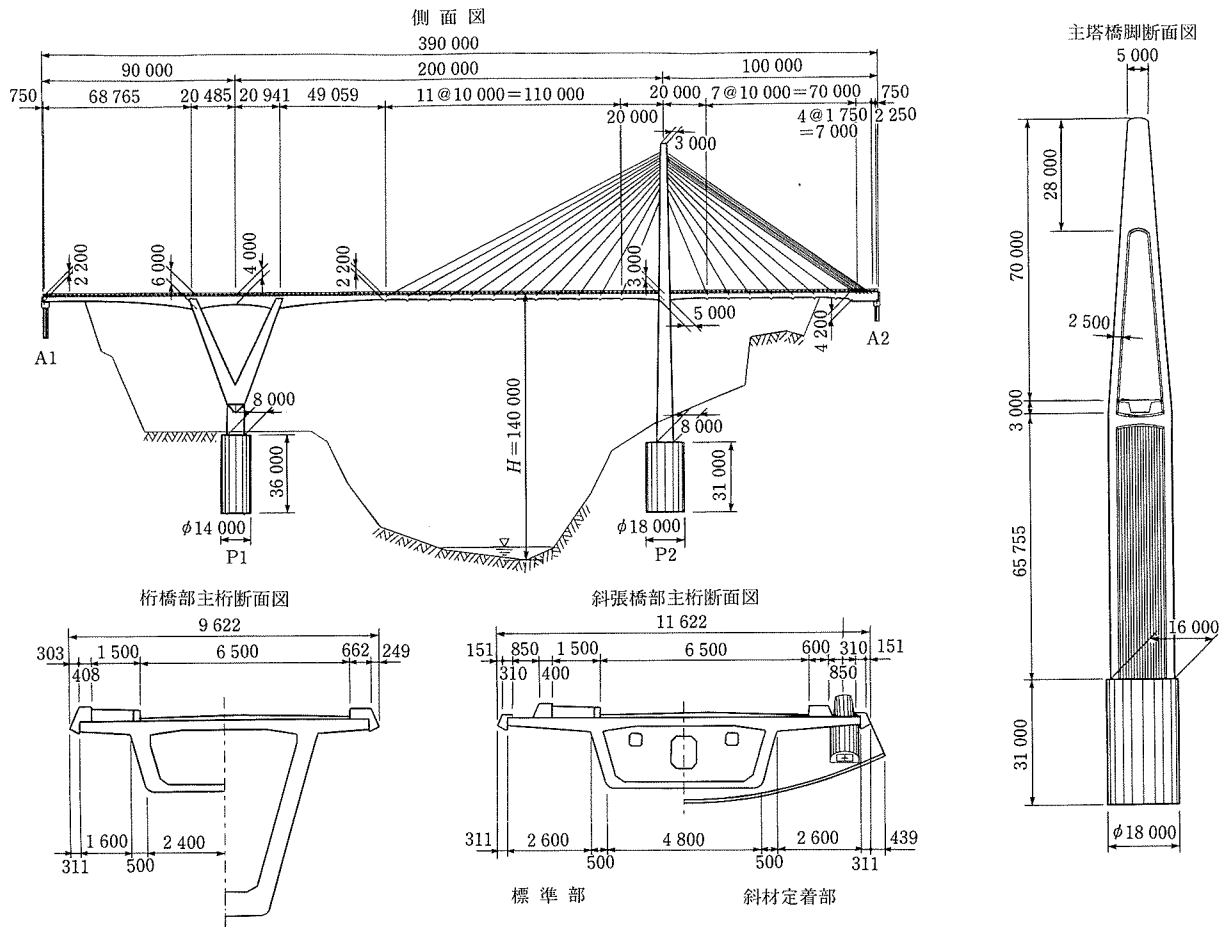


図-2 一般図

- 道路規格：3種4級
- 橋 長：390.000m
- 支 間：89.250m+200.000m+99.250m
- 有効幅員：8.00m (車道6.50m, 歩道1.50m)
- 基礎工：大口径深礎工
- 橋脚工：P1橋脚 Y形RC構造
P2橋脚 RC構造
- 上部工：逆台形箱形1室構造断面
- 主 塔：A形形状RC構造
- 斜 材：ファン型2面吊り (24本×2面)

2.2 施工順序

図-3に施工順序を示す。

架橋地点の地形は、幅330m、深さ140mにも及ぶV字谷で、橋脚の設置位置が崖面中腹に設けられるなど厳しい施工条件である。

施工は、まず、準備工として、橋脚施工位置への仮設道の建設が不可能であることから、資材の投入や安全通路を確保するため、揚重設備としてケーブルクレーン (16t吊り)、P1-P2間の人道用仮設吊棧橋 (支間145m) 等の仮設工の施工を行った。

次に橋脚基礎工には、大口径深礎工法というトンネルで用いるNATMを立坑掘削に応用した工法が採用されている。掘削した土砂は、河川への投入がまったくできなかったため、ケーブルクレーン、4.0m³土砂バケットにてすべて

崖上の土捨場へ搬出した。

橋脚工は、P1橋脚高さ64.259m、P2橋脚高さ68.755m (主塔高さ70.000m) という高橋脚である。とくにP1のY形橋脚は、斜面の中腹に設けるとい施工条件や著しい躯体断面変化から、「自己上昇式吊りステージ工法」を独自に開発して施工した。既設コンクリートから吊りブラケットにより型枠、足場全体を吊り支持し、躯体変化に追従して水平・鉛直両方向に動きを与えた構造のものである。

主桁工は、P1ラーメン桁橋部、P2斜張橋部とも移動作業車による片持ち張出し施工である。P2斜張橋は、中央径間側、側径間側にそれぞれ12の斜材ブロックから構成され、両側同時に施工した。各ブロックは、まず、主塔・主桁に斜材定着体を先行して取り付け、主桁施工後に両側の斜材を同時に架設し、緊張していった。

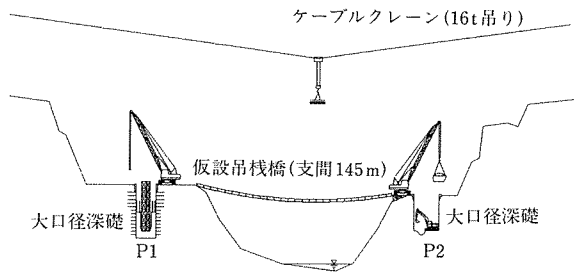
3. 大口径深礎の施工

3.1 施工方法

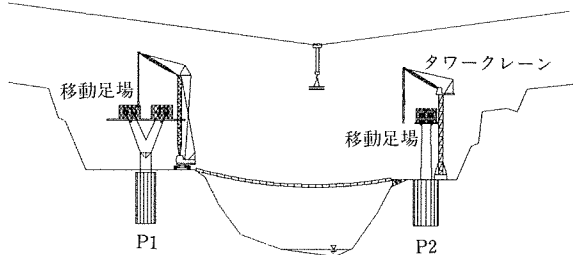
大口径深礎工は、トンネルのNATMを立坑掘削に応用し、吹付けコンクリート、リングビーム、ロックボルトなどの支保部材を用いて掘削施工を行うものである。写真-2に施工状況を示す。

基礎の規模は、P1橋脚では直径14.0m、深さ36.0m、P2橋脚では、直径18.0m、深さ31.0mというもので設計上斜面の影響を考慮に入れたものとなっている。とくにP1橋脚で

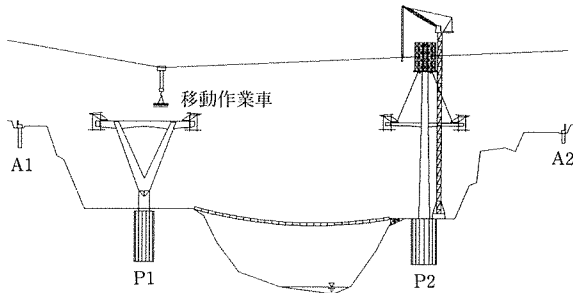
1. 大口径深礎掘削および基礎躯体施工



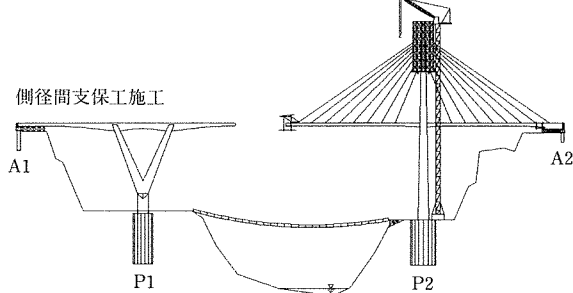
2. P1Y橋脚およびP2橋脚施工



3. 柱頭部施工, 主桁張出し架設, 主塔施工



4. 橋台施工, 側径間施工, 連結後張出し架設



5. 中央連結部施工, 橋面工施工

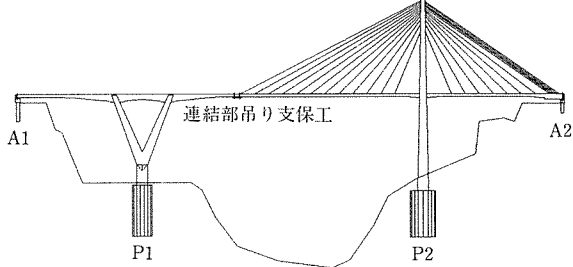


図-3 施工順序

は、背面の地山と近接しているため、図-4に示すように偏土圧に対する対策として、坑口付近については親杭+アースアンカーによる補強工法を採用した。掘削地盤の地層構成は、石灰岩、花崗閃緑岩を基岩層とし、その上にその風化層と崖垂土砂層が複雑に堆積するものである。



写真-2 大口径深礎の施工

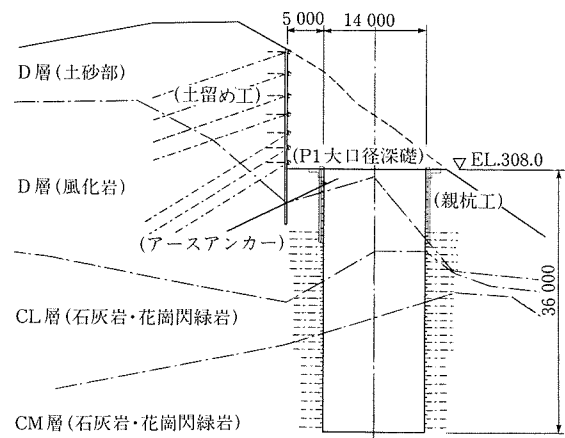


図-4 P1橋脚大口径深礎断面図

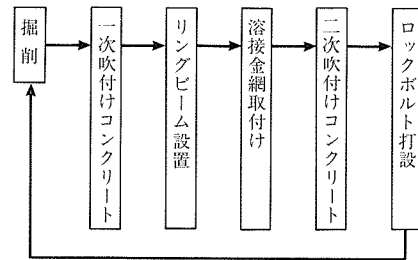


図-5 1STEPあたりの施工順序

施工は、深さ1.0m~1.5mを1STEPとして、図-5に示す手順で行った。掘削は、背面地山からの落石の問題があったため、発破は使用せずに、バックホウ(0.7m³)、ジャイアントブレイカー(1300kg)による機械掘削工法を採用した。65tクローラークレーンを坑口付近に横付けし、掘削機械を吊り降ろし、掘削ズリは4.0m³土砂バケットにて坑外へ搬出した。吹付けコンクリートは、まず掘削直後に厚さ5.0cmの1次吹付けコンクリートを行い、応力解放に伴う地山の緩みを極力抑え、溶接金網、リングビームの支保工設置後、2次吹付けコンクリートを行った。

3.2 支保工パターンの変更

深礎の掘削施工では、内空変位、各支保材応力測定などの現場計測を行い、そのリアルタイムの地山情報を解析して次掘削STEPでの最適な支保工パターンを選定する「大口径深礎施工管理システム」を開発し、施工した。これは、現場計測によって得られた情報を用いて、実際に近い解析

モデルを設定して、次STEPでの最適な支保工パターンをシミュレートするものである。

施工結果は、表-1に示すように掘削前に想定していた支保工パターンよりも1ランクほど下のパターンを採用する結果となった。

表-1 P1大口径深礎 支保工パターンの変更

		原設計支保工パターン	変更支保工パターン
D層 (風化岩)	吹付けコンクリート	厚さ (mm) 200	200
	リングビーム	鋼材断面	H-200×200
		設置深さ (m)	1.00
	ロックボルト	長さ (m) 4.50	4.50
CL層	吹付けコンクリート	厚さ (mm) 150	150
		鋼材断面	H-200×200
	リングビーム	設置深さ (m) 1.00	1.20
	ロックボルト	長さ (m) 4.00	4.00
周方向間隔 (m)		1.00 (45本)	1.20 (37本)
CM層	吹付けコンクリート	厚さ (mm) 150	150
		鋼材断面	H-150×150
	リングビーム	設置深さ (m) 1.20	1.50
	ロックボルト	長さ (m) 3.00	3.00
周方向間隔 (m)		1.20 (37本)	1.20 (37本)
	設置深さ (m)	1.20	1.50

■ : 変更支保工

4. Y形ラーメン橋脚の施工

4.1 施工方法

Y形橋脚は、鉛直部材、斜部材（開き角度22.5°）とから構成され、断面変化の著しい構造となっている。斜部材部

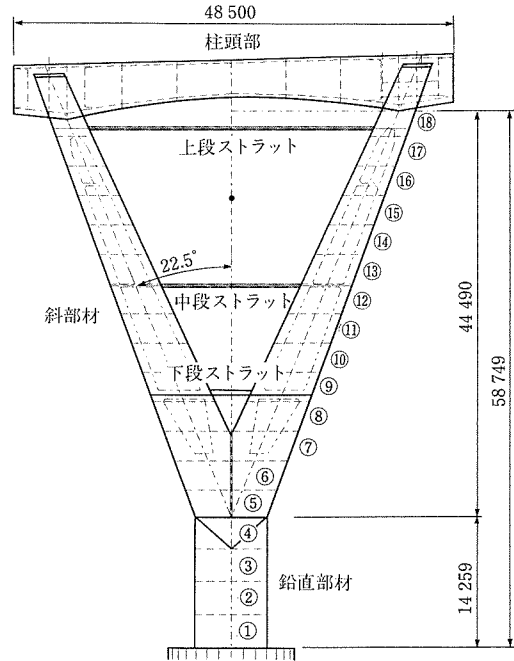
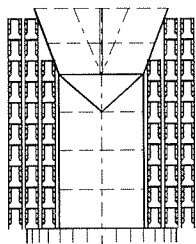
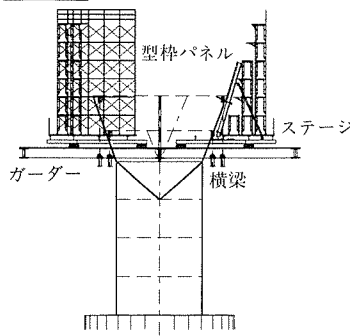


図-6 P1橋脚構造図

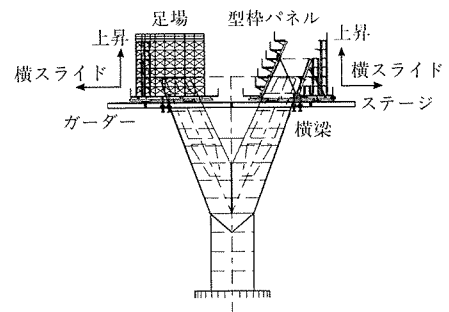
STEP 1 総足場工法による鉛直部施工



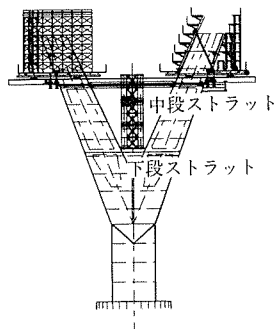
STEP 2 自己上昇式吊りステージ組立て



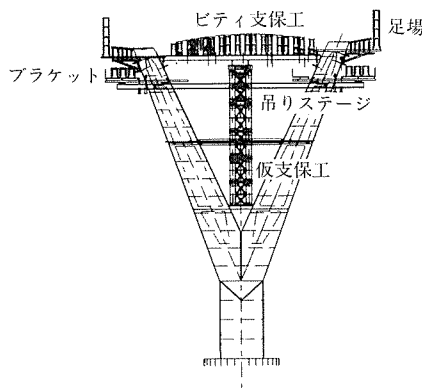
STEP 3 斜部材施工(SSUP工法)



STEP 4 ストラット設置



STEP 5 柱頭部支保工組立て



STEP 6 柱頭部施工

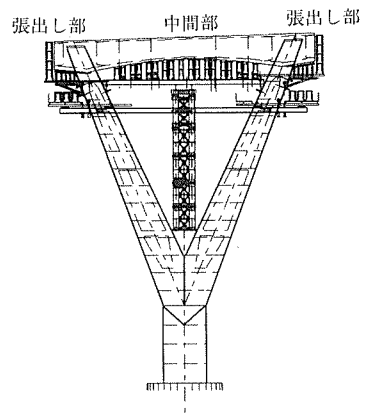


図-7 Y形ラーメン橋脚施工順序

の開きに対しては、柱頭部完成後、逆三角形の構造が成立すると安定した構造となるが、施工中にあっては、躯体自重、および吊りステージの自重により非常に不安定な構造となる。したがって、ストラットを下段・中段・上段の3段設置し、コンクリートに過度な応力が発生しないように配慮した。図-6に構造図を示す。

施工は、図-7に示す施工手順のように鉛直部材部については、総足場工法にて行い、斜部材部については、「自己上昇式吊りステージ工法」を考案して行った。この工法は、足場を最小限にしなが、躯体断面形状の変化に追従できるように施工ロッドごとに鉛直・水平両方向に移動する型枠・足場を備えたものである。写真-3に施工状況を示す。柱頭部の施工については、斜部材基部に仮支柱(1200t型)を設置し、ストラット兼用のガーダー(H-900×300)を架設した後、ビティ枠支保工を用いたステージング工法である。写真-4に施工状況を示す。

4.2 自己上昇式吊りステージ工法

吊りステージは、全体を支持する吊り装置、ガーダー部、水平方向に移動可能なステージフロア・足場部、および型枠パネルから構成され、油圧ジャッキにより水平方向・鉛直方向の移動を行い、移動完了時には型枠のセットも完了し、省力化施工も実現したものとなっている。

図-8に構造図を示す。構造は、ステージングの全重量を既設コンクリートから吊り支持する荷重支持機構とその上で水平移動するスライド機構から構成される。荷重支持機構は、①ガーダー、②横梁、③吊り装置からなり、全体重量240tを8カ所の吊り装置で支持し、上下運動を与える構造となっている。スライド機構は、④移動台車上に⑤ステージフロア、⑥外型枠パネル、⑦内型枠パネル、⑧足場がセットされており、ガーダーに固定された油圧ジャッキ(30t)の牽引により水平方向の移動を可能にしたものである。

図-9に移動手順を示す。

- STEP1: 30t水平ジャッキにより外型枠パネルとステージフロアを上昇に必要な水平距離1.184mだけ移動する。
- STEP2: 吊り装置、横梁を次ステップの既設コンクリートの所定位置へそれぞれ移動する。
- STEP3: 吊り装置(センターホールジャッキ100t)を用いて次ステップの打設位置まで3.234m上昇する。

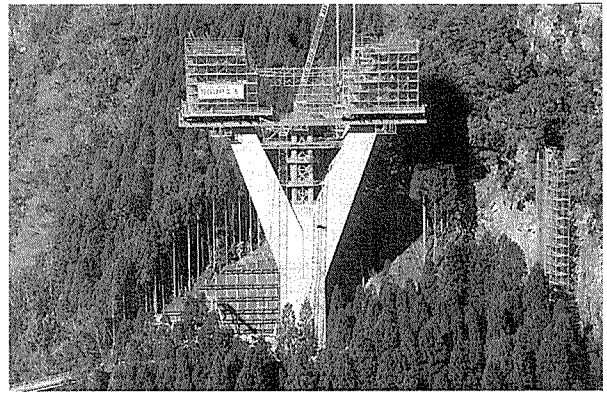


写真-3 自己上昇式吊りステージ工法

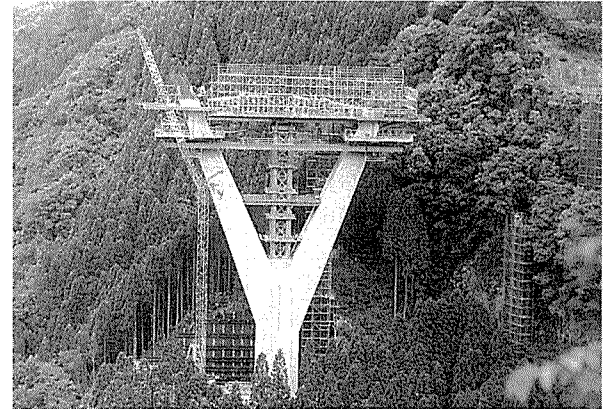


写真-4 Y形橋脚柱頭部の施工

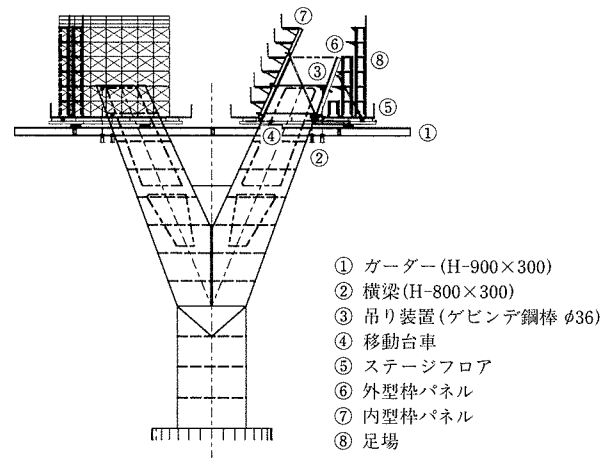


図-8 自己上昇式吊りステージ構造図

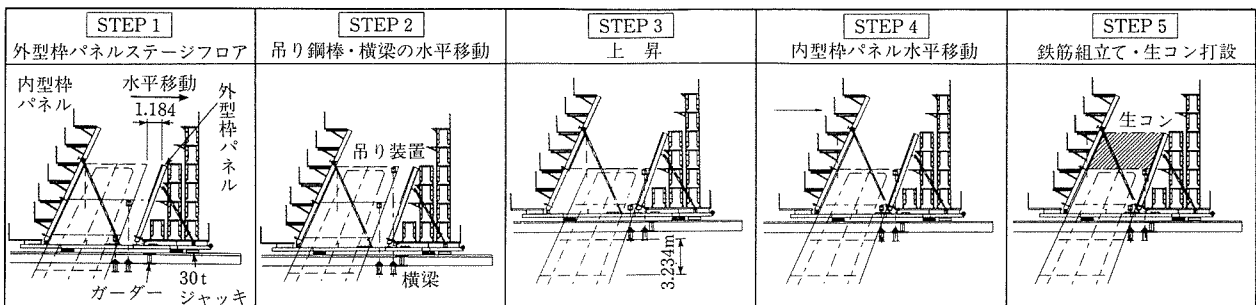


図-9 移動手順

STEP4：上昇終了後、上昇と同時に躯体から離れていった内型枠を30tセンターホールによって引き寄せる。

STEP5：内・外型枠セット完了後、鉄筋組立て、コンクリート打設を行う。

4.3 開止めストラットの施工

ストラットの構造は、下段ストラットについてはPC鋼棒を緊張材とした完成系部材とし、中・上段についてはPC鋼棒を緊張材、H鋼材を圧縮材とした構造で躯体完成後、撤去するものとした。表-2に使用鋼材を示す。導入張力の決定は、下記の条件を満足するように決定した。

- ① コンクリートの引張応力を -12kgf/cm^2 程度以内に収めること。
- ② 鉄筋応力度を 1000kgf/cm^2 程度以内に収めること。
- ③ 各施工ステップを通じてH鋼圧縮部材が常に圧縮状態になるようにすること。

図-10に斜部材基部の応力変化、および下段ストラットの軸力変化を示す。最も応力状態の厳しくなるのは、STEP12の中段ストラットを撤去した時点で、コンクリートの引張応力度 -7kgf/cm^2 程度の状態で、下段ストラットには約200tの圧縮力が残存している。

5. PC斜張橋の施工

5.1 主塔の施工

A形状の主塔は、2本柱部と連結部とから構成されている。2本柱部は斜め方向の施工となるため、部材の倒れ防止のためのストラットを3段設置した。連結部については、斜材が集中しているため、各ブロック施工前に各斜材の定着体を高さ・方向を定めた取付け構台に設置し、先行して施工した。

施工は、2本柱部については、橋脚と同様に「自己上昇式吊りステージ工法」により行い、連結部については、最終的に斜材ケーブルの張力調整の必要性から総足場工法により行った。写真-5に施工状況を示す。

5.2 主桁の施工

主桁断面構造を図-11に示す。主桁は、桁高2.2mで10mごとに斜材の定着体を固定する円弧状の横桁を有する構造となっている。施工は、標準部と斜材定着部を共用できる大型メタルフォーム（写真-6）を使用して、移動作業車（ワーゲン）にて行った。1サイクルあたりの施工は、3.5mの標準部2ブロックと3.0mの斜材定着部1ブロックとから構成され、斜材定着部では、あらかじめ定着体を埋設し、ワーゲンの次ブロックへの移動後、斜材架設、緊張を行った。

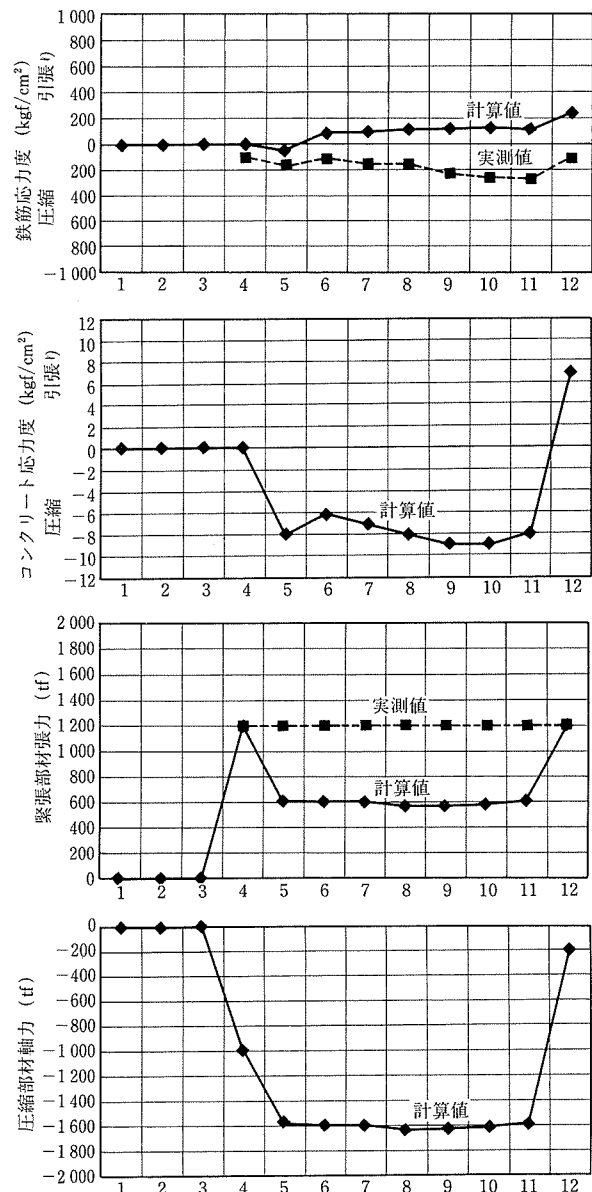
5.3 斜材の施工

(1) 斜材構成

斜材は、片面24本の2面吊りで48本のケーブルから構成されている。斜材の構成は、直径15.2mmのPC鋼より線が19本束ねられた19H15.2システムと27本から束ねられた27H15.2システムとからなり、メタリックオレンジ色の焼付け塗装を施した保護管（外径140mm、内径125mmの高密度ポリエチレン管：以下、着色PE管）の中に挿入される。斜材

表-2 使用鋼材

ストラット	導入張力	設置箇所	緊張鋼材	圧縮鋼材	備考
下 段	1200t	⑨ブロック	PC鋼棒 ($\phi 32$) N=24本	—	完成系構造部材
中 段	1000t	⑫ブロック	PC鋼棒 ($\phi 32$) N=24本	H-400×400 N=8本	橋脚完成後撤去
上 段	300t	⑬ブロック	PC鋼棒 ($\phi 32$) N=24本	H-900×300 N=5本	橋脚完成後撤去



- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| STEP 1：鉛直部総足場施工時 | STEP 7：柱頭部支保工・上段ストラット設置時 |
| STEP 2：吊りステージ設置時 | STEP 8：柱頭部底版・側壁部施工時 |
| STEP 3：斜材部⑧ブロック施工時 | STEP 9：柱頭部上床版施工時 |
| STEP 4：仮支柱・下段ストラット設置時 | STEP 10：柱頭部主鋼棒緊張時 |
| STEP 5：中段ストラット設置時 | STEP 11：柱頭部支保工・上段ストラット撤去時 |
| STEP 6：斜部材最終⑬ブロック完了時 | STEP 12：中段ストラット撤去時 |

図-10 部材応力の変化

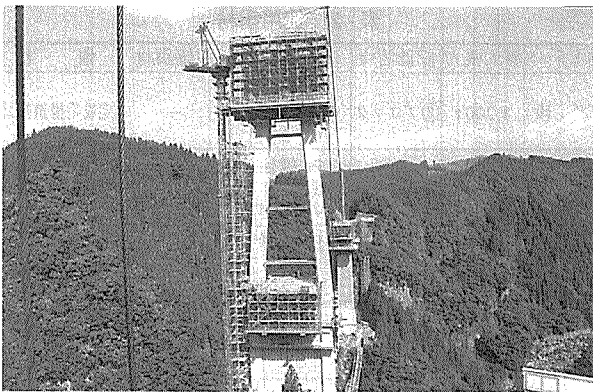


写真-5 主塔の施工

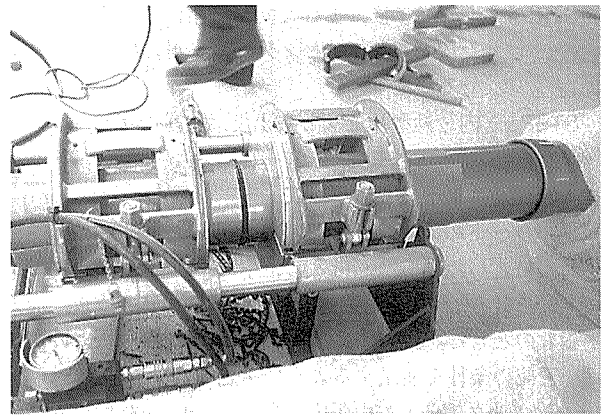


写真-7 バット溶着

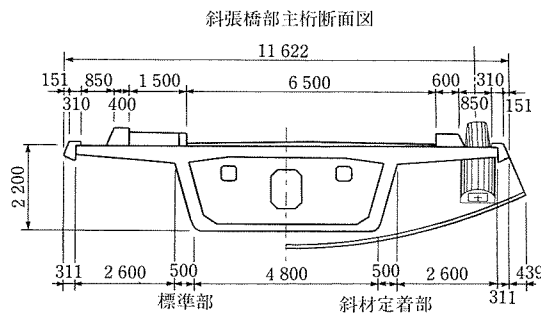


図-11 斜張橋部主桁構造

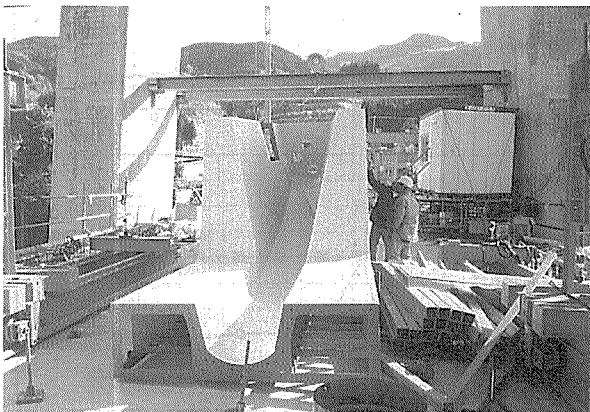


写真-6 大型メタルフォーム

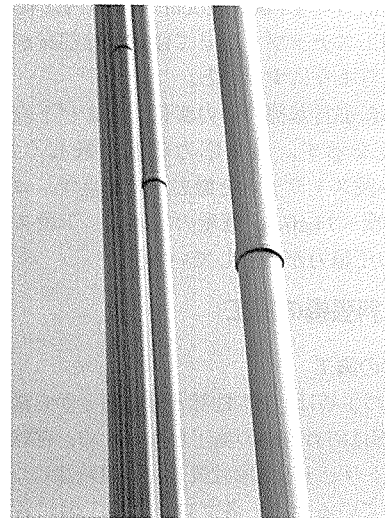


写真-8 水切りスリーブ設置

の長さは、47 m～147 mで、保護管とPC鋼より線との隙間は、グラウトにより充填される。

(2) 保護管製作

保護管の1本あたりの長さは、10mで橋面上で必要長分を接続し、タワークレーンにて架設する。接続は、熔融加圧接合(バット溶着)を採用した。これは、着色PE管の端部を平滑に仕上げ、予熱パネルヒーターで、 $220 \pm 10^{\circ}\text{C}$ まで加熱し、30 barの圧力で加圧接合する。写真-7にバット溶着状況を示す。その際、形成されるビード部(圧接によるPEのめくり上がり)は、着色されたオレンジ色に対してポリエチレン管の素材の色の黒色である。その処理の方法として、ビード部を削り落として部分的に手塗りで着色し直す方法も考えられたが、着色方法が焼付け塗装という特殊塗装であり、特殊な技量が必要であるため、ビード部をそのまま残し、スリーブを取り付けることによりビード部を隠す方

法を採用した。これは、保護管10mごとに取り付けられ、風雨時に発生するケーブル振動(レインバイブレーション)に対しても水切り役としての制振効果も期待できる。写真-8にスリーブ取付け状況を示す。

ケーブル保護管を必要長製作する場合、ポリエチレンは温度に対する膨張率が大きいので、グラウト時の最終長と製作長とは、そのときの温度差による伸縮量だけ長さが変化する。したがって、グラウト時の温度を 10°C と想定し、製作時の温度を測定して、その温度差分だけの伸縮量を考慮に入れて製作長を決定した。また、その際採用したポリエチレン管の線膨張係数は、温度により多少変化するものと考えられたため実験により温度と相関を求めたものを採用した。図-12に実験結果を示す。

(3) 架 設

斜材保護管の架設はタワークレーンとPCストランドによって行った。保護管の架設要領は次のとおりである。

保護管架設要領を図-13に示す。

- ① 保護管の両端に吊上げ用金具を取り付ける。
- ② 主塔側先端をタワークレーンで吊り上げ、電動ウィンチで定着体口先まで引き込み、チェーンで仮固定する。
- ③ 主桁側先端を定着体口先までウィンチで引き込み、

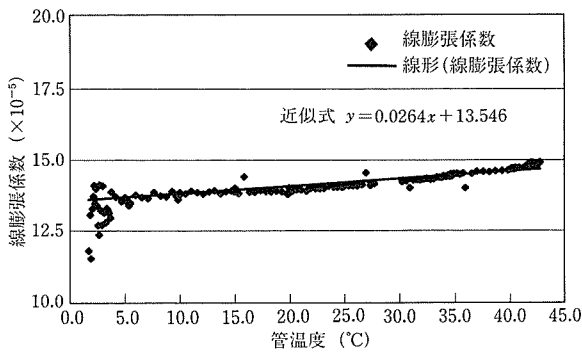


図-12 管温度とPE管の線膨張係数

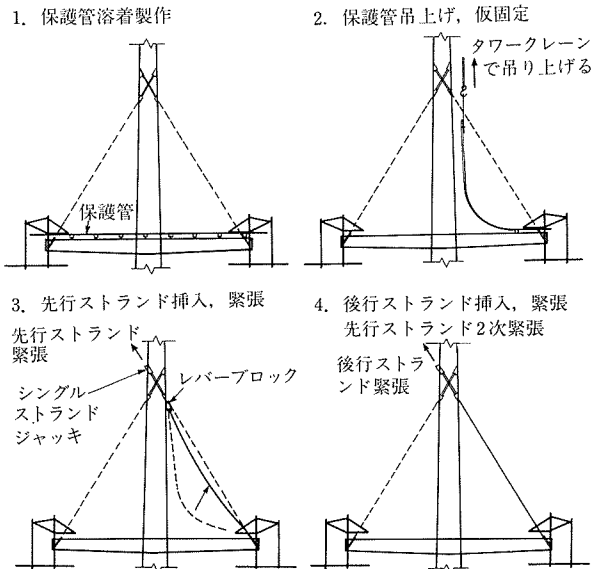


図-13 保護管架設要領

ワイヤーで仮固定する。

- ④ 保護管内に先行ストランドを数本挿入し、仮緊張する。
 - ⑤ 残りのストランドを順次挿入し、ウェッジをセットする。
 - ⑥ 後行ストランドを所定緊張力まで一括緊張する。
 - ⑦ 先行ストランドを所定の緊張力まで2次緊張する。
- (4) 緊張

所定の緊張力を正確に導入するために緊張に先立って、油圧ポンプのマノメーター誤差や緊張ジャッキの内部摩擦損失を確かめるために、ロードセルおよびひずみ変換式圧力計を用いてキャリブレーションを行い、表-3の結果を得、次の補正式を算定し緊張の管理に当たった。

$$\text{マノメーター管理 } P = 0.9164 P_m - 3.6327 \dots\dots(1)$$

$$\text{圧力計管理 } P = 0.9255 P_p - 1.9690 \dots\dots(2)$$

ここで、

P : ストランドの導入緊張力 (t)

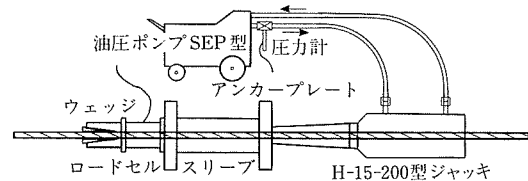
P_m : マノメーターによる推定緊張力 (t)

P_p : 圧力計による推定緊張力 (t)

導入緊張力は、コンクリートおよび斜材の温度差によって設計緊張力を補正する必要があるため、あらかじめ補正計算表をパソコンに作成しておき、緊張作業開始時にそれ

表-3 キャリブレーション結果

油圧ポンプ		油圧ポンプ		ジャッキ	
マノメーター読み値 (kgf/cm ²)	緊張力 (tf)	圧力計読み値 (μ)	緊張力 (tf)	ロードセル読み値 (μ)	緊張力 (tf)
20	0.538	51	0.479	97	0.44
40	1.076	107	1.004	198	0.90
60	1.614	167	1.567	305	1.39
80	2.152	222	2.083	411	1.87
100	2.690	279	2.618	523	2.38
120	3.228	336	3.153	629	2.86
140	3.766	395	3.706	736	3.35
160	4.304	449	4.213	842	3.83
180	4.842	508	4.766	949	4.32
200	5.380	562	5.273	1055	4.80
220	5.918	617	5.789	1158	5.27
240	6.456	680	6.380	1281	5.83
260	6.994	729	6.840	1376	6.26
280	7.532	783	7.347	1486	6.76
300	8.070	850	7.975	1611	7.33
320	8.608	901	8.454	1714	7.80
340	9.146	965	9.054	1842	8.38



使用ジャッキ：H-15-200型ジャッキ
 圧力計：PWH-700 ($k=0.3488 \text{ kgf/cm}^2/\mu$)
 ロードセル：CLP-20CS (DM8270 $k=0.00455 \text{ tf}/\mu$)

らの温度を測定入力し、直ちに補正導入緊張力が求まるようにした。また、先行ストランド1次緊張、後行ストランド一括緊張、先行ストランド2次緊張の各緊張ステップごとに主桁および主塔が変形し前段階の緊張力が減少するので、それらについても事前に計算を行って各段階の導入緊張力を求め、最終緊張力が設計緊張力となるように行った。その結果、クリープを考慮した計算上の最終斜材張力誤差は4.44%～-2.94%、誤差平均値は1.76%となり、目標の5%を満足することができた。

6. 実証振動試験

6.1 試験内容

当橋は、柔な構造を有する斜張橋と剛な構造のY形ラーメン橋の複合という複雑な構造形式、著しく左右非対称な斜張橋スパン割、高い橋脚と主塔、A2側径間側のカウンター桁構造など特異な構造形式を有している。よって地震や風に対する動的挙動は、従来の斜張橋やラーメン橋とは異なる複雑な挙動が予想される。実証振動試験は、振動特性や動的挙動の把握と耐震の検討で設定された固有振動数や減衰定数などの妥当性を検証する目的で実施された。

試験の内容を表-4に示す。試験は、斜張橋とラーメン橋との閉合前から行われ、10tfトラックや大型起振機を起振

源として行った。写真-9に試験状況を示す。また、ケーブルに対する試験は、アクチュエーターにより振動を与え、ケーブルダンパー（粘性せん断型ダンパー）の制振効果を調べている。写真-10に試験状況を示す。

6.2 試験結果

(1) 固有振動数および減衰定数

試験で得られた固有振動数および減衰定数の結果を表-5に示し、表-6に3次元固有値解析から得られた結果と計測値との比較を示す。これを見ると、計測値と解析値とはおおむね一致した結果が得られており、耐震設計の妥当性が確認できた。また、減衰定数については、動的解析で採用

されている3%~5%の値に対して、試験結果では0.5%~1.3%と小さな値が得られている。

(2) ケーブルの振動試験結果

ケーブル48本にはすべて粘性せん断型ダンパーが取り付けられている。ダンパーの取付け位置は、橋面より1.0mの位置とし、ケーブル自体の構造減衰を δ （対数減衰率）=0.005と仮定し、ダンパーによる付加減衰を $\delta \geq 0.03$ となることを目標としている。写真-11にダンパー取付け状況を示す。

表-7にアクチュエーターによる加振試験の結果を示す。

ダンパーなしの場合の4本のケーブルの平均値 $\delta = 0.006$

表-4 実証試験内容

試験名	方法	求めるもの	目的	
架設系 併合直前系	常時微動	固有振動数, 減衰定数	架設系の剛性と減衰の推移を調べる。	
	衝撃加振	最大加速度, 卓越振動数, 固有振動数, 固有モード		
完成系	舗装なし	常時微動	解析値と比較し, 設計や動的解析に用いられる固有振動数, 固有モード, 減衰定数の妥当性を検討する。	
		起振機加振		共振曲線, 固有振動数, 減衰定数, 固有モード
	舗装あり	常時微動		設計で設定した係数の妥当性を検討する。
		自動車走行		
ケーブル加振	ケーブルの固有振動数と減衰定数ダンパーの効果			
衝撃加振	最大加速度, 卓越振動数, 固有振動数, 固有モード			

表-5 試験結果

振動の種類	常時微動		起振機試験	
	振動数	減衰定数	振動数	減衰定数
鉛直	1次	0.60	0.58	
	2次	0.65	0.63	0.012
	3次	1.17	1.15	0.005
	4次	1.39	1.39	0.005
	5次	1.82	1.90 (1.95)	0.013
面外水平	1次	0.67	0.68 (0.64)	0.012
	2次	0.77	0.78 (0.76)	0.009
	3次	1.10	1.12	0.007
	4次	-	1.68	0.008
	5次	1.86	1.86	
橋軸	1次	4.00	0.68	
	2次	4.58	0.80	
	3次	4.67	0.96	
	4次	4.87	1.06	

表-6 解析結果と試験結果との比較

項目	計測値		解析値	
	舗装なし	舗装あり	舗装なし	舗装あり
鉛直振動	1次	0.58	0.529	
	2次	0.63	0.647	
	3次	1.15	1.181	
	4次	1.39	1.389	
	5次	1.90	1.840	
面外水平振動	1次	1.68	0.626	
	2次	1.78	0.717	
	3次	1.12	1.189	
	4次	1.68	1.832	
	5次	1.86	2.236	

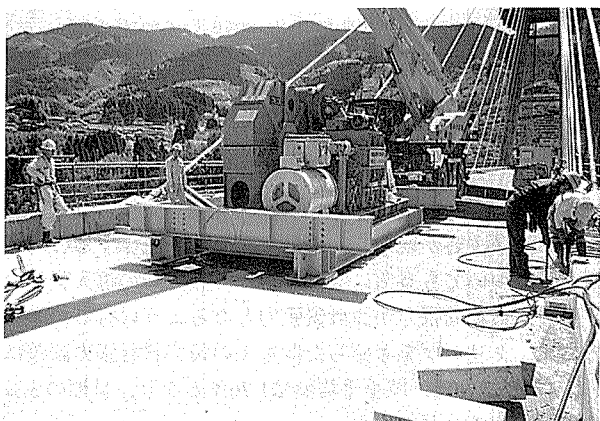


写真-9 実証振動試験（大型起振機設置）



写真-10 ケーブル振動試験

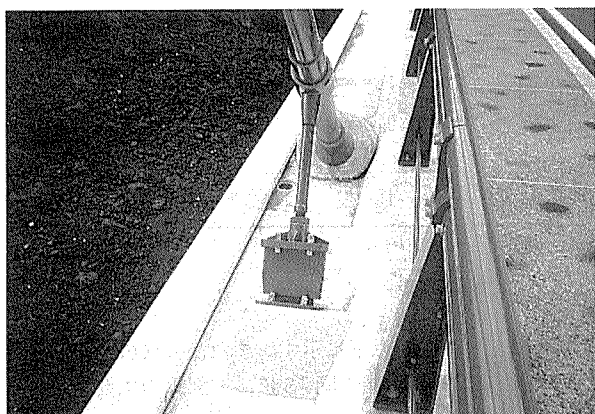


写真-11 ダンパー設置

であり、これは、仮定の $\delta=0.005$ に近い値を示している。ダンパーの効果についてもダンパーの取付けにより十分な減衰効果が確認できており、各ケーブルの平均値で $\delta=0.028$ とおおむね目標値 $\delta=0.03$ に近い結果が得られた。

7. おわりに

平成11年8月4日、鮎の瀬大橋は、無事故無災害連続30万時間を達成し、無事開通式を迎えることができた。施工条件の厳しさ、難度の高い構造を克服し、完工の日を迎え

表-7 アクチュエーターによる加振試験結果

ケーブル番号	振動数() (ダンパーありの場合)	ダンパー取付けなしの場合	ダンパー取付けありの場合
C12	0.68	0.016	0.031
	1.37	0.014	0.030
	2.05	0.003	0.027
C 9	0.83	0.005	0.022
	1.66	0.005	0.034
	2.49	0.002	0.025
C 7	0.93	0.004	0.022
	1.81	0.004	0.034
C 6	1.03	0.002	0.028
	2.05	0.002	0.031

ることができたのも、地域住民のご協力、関係各位のご指導の結果と、ここに深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 安藤, 有田: 鮎の瀬大橋, 橋梁と都市, Vol.35, No.11, pp.39~47, 1999.11
- 2) 水田, 吉村, 内谷, 崎元, 永木, 瓜生: 鮎の瀬大橋の振動試験, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.461~468, 2000.3
- 3) 瓜生, 林, 丸岡, 山地: 大口径深礎基礎工事における情報化施工, 基礎工, Vol.27, pp.28~32, 1999.6

【2000年6月29日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

- 複合橋設計施工規準(案)
- PC構造耐震設計規準(案)
- PC斜張橋・エクストラドーズド橋設計施工規準(案)－抜粋－

(平成11年12月)

頒布価格: 3点セット 5 000円 (送料600円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会