

鮎の瀬大橋の振動試験

Vibration Tests on the Ayunose Bridge

水田洋司¹, 吉村 健¹, 内谷 保², 崎元達郎³, 永木卓美⁴, 瓜生正樹⁵

Yoji Mizuta, Takeshi Yoshimura, Tamotsu Uchitani, Tatsuro Sakimoto, Takumi Nagaki, Masaki Uryuu

- *1 工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科 (〒 813-8503 福岡市東区松香台 2 丁目 3-1)
- *2 工博 鹿児島工業高等専門学校教授 土木工学科 (〒 899-5193 鹿児島県姶良郡隼人町真孝 1460-1)
- *3 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒 860-8555 熊本市黒髪 2 丁目 39-1)
- *4 熊本県上益城事務所耕地課参事 (〒 861-3206 熊本県上益城郡御船町辺田見馬場 369-1)
- *5 住友建設(株)九州支店土木部 (〒 810-8623 福岡市中央区港 1 丁目 3-1)

The Ayunose Bridge crossing a 140 m deep valley is a pre-stressed concrete cable-stayed bridge with a three-span continuous box girder. It is a composite structure composed of a flexible cable-supported system and a rigid frame with a very high Y-shaped pier and a box girder. Because of its unique structural form, in situ vibration tests were conducted during construction and after completion. The methods of mechanical excitation, vehicle excitation and ambient vibration were used. Very good agreement was seen between the measured and the analytical values of the natural frequency and the natural mode in both vertical and lateral bending in the lower modes. While the measured structural damping were found to be much lower than the assumed values in the seismic design.

Key Words : Pre-stressed concrete cable-stayed bridge, Vibration test, Mechanical excitation method, Ambient vibration, Natural frequency, Natural mode, Damping constant

1. 序論

斜張橋の振動試験に関する報告は、桁の新しい構造形式、長スパンやケーブルがレインバイブレーションを起こしている場合等に、多々なされている。例えば、PC 構造の主塔を持つ 3 径間連続 PC 斜張橋の唄げんか橋¹⁾ (60+170+60m)、ケーブルのレインバイブレーションが問題になった PC 斜張橋のサンセットブリッジ²⁾ (94.3+94.3m)、3 径間連続 1 面吊り鋼斜張橋の鶴見つばさ橋³⁾ (255+510+255m)、斜張橋では世界最長スパンを持つ複合形式の多々羅大橋⁴⁾ (270+890+320m) 等の振動試験に関する報告がある。本論文で報告する鮎の瀬大橋の振動試験は以下のような理由で実施した。

鮎の瀬大橋は柔な斜張橋と剛な Y 型橋脚を持つラーメン橋から構成され、柔と剛の複合という特異な構造形式が採用されている。また、斜張橋部は左右非対称なスパン割を持ち、左岸側側径間の支付付近にカウンターウェイトを備えた構造形式で、高い橋脚と塔を有している。このため、構造形式は著しく非対称となり、地震と風に対し、動的挙動は従来の斜張橋やラーメン橋などの単一形式の橋梁とは異なる複雑な挙動を呈することが予想される。このように形式が複合した構造物であるため、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橋振動試験を実施した。

本論文では、完成系（舗装なし）の大型起振機による加振試験（1999 年 3 月 25 日～31 日）の他に、工事の進捗状況によって橋梁の固有振動数や減衰定数がどのように変化するかを調べるために、架設途中の系の試験も実施した。これにより架設中の固有振動数や減衰の変化状況を知ることができ、架設期間中の耐震・耐風安定性の対策に役立てることができる。架設途中の系とは、架設系（1998 年 8 月 29 日）、ラーメン橋部と斜張橋部を併合する直前の系（1998 年 11 月 20 日）、弾性併合した系（1998 年 11 月 20 日）である。

2. 鮎の瀬大橋の概要⁵⁾

本橋は熊本県上益城郡矢部町大字菅の緑川を横断する箇所に架設されている。幅 400m、深さ 140m の V 字溪谷を一跨ぎする斜張橋とラーメン橋で構成される 3 径間のプレストレストコンクリート橋である。溪谷両側の急崖面中腹に、左岸側は斜張橋の塔の下部構造が、右岸側はラーメン橋の Y 型橋脚の下部構造が設けられている。下部構造の基礎形式は大口径基礎である。基礎地盤は石灰岩層を基岩とし、花崗閃緑岩および溶結凝灰岩から形

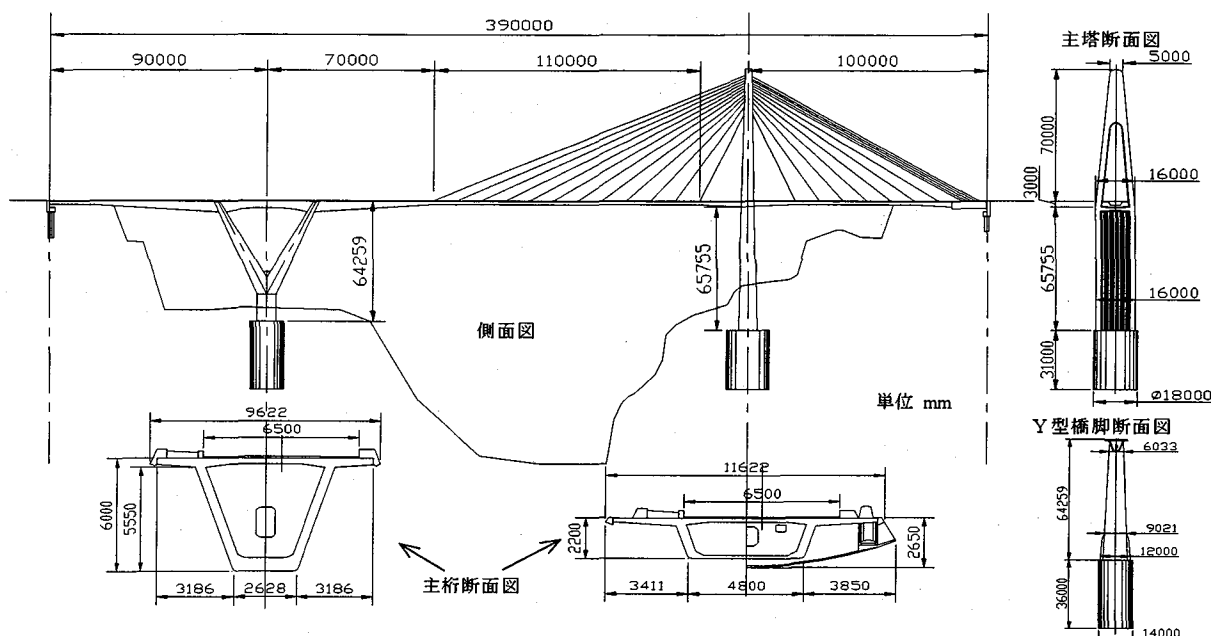


図-1 鮎の瀬大橋の一般図

成され、Y型橋脚位置では風化層が堆積している。主塔はA型RC構造であり、主桁の開口部を貫いて主桁と剛結されている。主桁は逆台形1室箱桁構造で、斜張橋部は桁高2.20m、ラーメン橋部は桁高6.00mである。また、斜張橋部は左右非対称なスパン割のため、左岸側側径間支承部に約13720kNのカウンターウェイトを有する構造となっている。鮎の瀬大橋の一般図を図-1に、橋梁諸元を表-1に示している。

表-1 鮎の瀬大橋の諸元

所在地	熊本県上益城郡矢部町大字管
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
橋格	1等橋(TL-20)
道路規格	3種4級
橋長	390.0m
支間	(右岸)89.25m + 200.00m + 99.25m (左岸)
有効幅員	8.00m (車道 6.50m, 歩道 1.50m)
主塔	70.00m (橋面から塔頂まで)
構造形式	Y型ラーメン桁橋を有する2径間連続斜張橋
主桁形式	1室PC箱桁
斜材形式	ファン形2面吊り

3. 試験の種類

鮎の瀬大橋の固有振動数、固有モード、減衰定数を明らかにするために、表-2 に示す試験を実施した。

表-2 試験の種類と目的

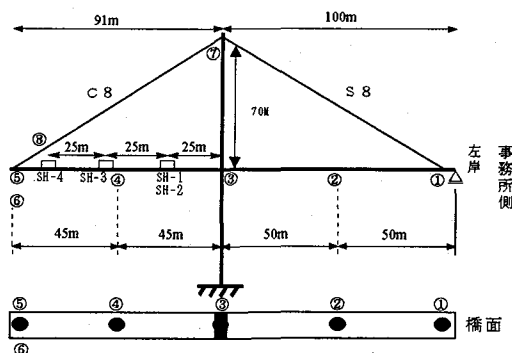
試験名	方法	求めるもの	目的
架設系	常時微動	固有振動数、減衰定数	架設系の剛性と減衰の推移
併合直前系	衝撃加振	最大加速度、卓越振動数、固有振動数、固有モード	を調べる。
完成系	常時微動	固有振動数、減衰定数	解析値と比較し、設計や動
舗装なし	起振機 加振	共振曲線、固有振動数、減衰定数、固有モード	的解析に用いられた固有振動数、固有モード、減衰定数の妥当性を検討する。

4. 架設塗上の系の試験

固有振動数、固有モードが架設中の形状によって、どのように変化するかを調べるために、架設状態の異なる時期に常時微動計測と衝撃加振試験を実施した。一つは斜張橋、ラーメン橋部が全く独立した状態の架設系について調べた。もう一つは斜張橋、ラーメン橋部を併合する直前の併合直前系で実施した。試験で得られた振動数は固有モード形状を考慮せずに、小さな値から順番に1次、2次、3次、…と並べて表示した。表中の空欄は求まらなかったことを示す。

4. 1 架設系

橋の構造と加速度計の設置位置、衝撃加振位置は図-2に図示している。図中の①～⑥はサーボ型加速度計の設置位置(計測点)、⑦⑧はひずみ型加速度計の設置位置、SH1～SH4は衝撃加振位置である。C8、S8はそれぞれセンタースパン側、サイドスパン側のケーブルで、塔から8本目であることを示す。



①～⑤：鉛直，⑥：面外水平，⑦：塔（橋軸），⑧：ケーブル

図-2 架設系

鉛直方向と面外水平方向の常時微動をそれぞれ10分間計測した。また、衝撃加振では図-2のSH1～SH4の位置でトラック(重量127.4kN)を用いて、後輪が高さ

10cm の枕木を乗り越えるときに生じる鉛直方向衝撃を利用して加振し、鉛直振動の加速度を計測した。表-3 には常時微動の FFT 解析から求められた固有振動数と減衰定数を、表-4 には衝撃加振から得られた卓越振動数、記録された最大加速度と減衰定数を示している。減衰定数はパワースペクトルにハーフパワー法(固有振動数の分解能: 25.0Hz)を用いて求めた。パワースペクトルの形状が非対称な固有振動数の場合は一線で表示している。また、表中の測点①②は図-2 の同一番号の位置に対応する。

表-3 固有振動数(Hz)と減衰定数

次数	1	2	3	4	5
鉛直	0.51	1.04	1.55	1.66	2.49
	-	0.007	-	0.003	0.003
面外水平	0.45	1.96	2.37	2.49	4.18
	0.003	0.002	0.003	-	-
塔(橋軸)	0.54	0.86	1.04	2.15	2.49
	-	-	0.006	-	-
ケーブル	0.51	1.25	2.48	3.69	3.69
	-	0.005	-	0.002	-

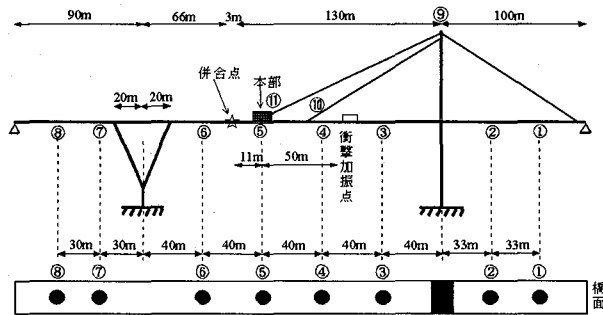
上段: 固有振動数, 下段: 減衰定数

表-4 衝撃加振による卓越振動数

加振場所	SH1	SH2	SH3	SH4	単位
卓越振動数	鉛直 測点①	1.66	1.66	1.61	1.61
	鉛直 測点②	1.66	1.66	1.61	1.61
	面外水平	0.44	0.44	0.44	0.44
	塔(橋軸)	1.07	2.2	1.51	2.2
	ケーブル	1.51	1.51	1.51	1.51
	ケーブル	1.51	1.51	1.51	1.51
最大加速度	鉛直 測点①	33	37	46	56
	鉛直 測点②	76	111	146	106
	面外水平	6	2	2	3
	塔(橋軸)	22	41	43	81
	ケーブル	43	52	56	56
	ケーブル	43	52	56	56
減衰定数	鉛直 測点①	-	0.007	0.006	0.006
	鉛直 測点②	-	0.007	0.006	0.006
	面外水平	-	0.001	-	0.002
	塔(橋軸)	-	0.002	0.003	-
	ケーブル	-	-	0.004	-
	ケーブル	-	-	0.004	-

4. 2 併合直前系

図-3 に示す併合部分(幅 3m)を併合前と4本のH型断面(H800)の梁を用いて併合した弾性併合の場合のそれぞれについて、常時微動、衝撃加振を実施した。併合前でも、併合部分はワーゲンの下半分で連結されていることを付記しておく。したがって、完全に自由ではない。図中の①～⑧はサーボ型加速度計、⑨～⑪はひずみ型加速度計の設置位置である。鉛直方向の常時微動と面外水平方向の常時微動はそれぞれ10分間計測した。また、衝撃加振では図-3 の衝撃加振点でトラック(重量: 127.4kN)を用いて鉛直方向に加振し、鉛直振動の加速



桁: ①～⑧ 塔頂: ⑨ ケーブル: ⑩, ⑪

図-3 併合直前系

度を計測した。次の(1),(2)で併合前と弾性併合し

た場合の結果について述べる。

(1) 併合前

斜張橋部分とラーメン橋部分がそれぞれ独立している場合について常時微動計測と衝撃加振試験を実施した。常時微動の FFT 解析で得られた固有振動数と減衰定数を表-5, 6 に、衝撃加振で得られた諸量を表-7 に表示している。表-7 中の測点①～ 測点⑧は図-3 の①～⑧の位置に対応する応答であり、表中の減衰定数(振幅比)は衝撃加振で得られた自由振動加速度波形の振幅比から求めた値である。振幅比を採るのが困難な波形の場合は一で表している。

表-5 併合直前系(併合前)の固有振動数(Hz)

次数	1次	2次	3次	4次	5次	6次
鉛直	斜張橋側	0.56	1.77	2.52	5.43	8.27
	ラーメン橋側	0.89	1.77	2.14	5.18	6.89
面外水平	斜張橋側	0.29	1.55	1.76	3.38	3.44
	ラーメン橋側	0.84	1.29	2.61	6.35	-
橋軸	斜張橋側	1.07	2.20	4.23	4.30	7.19
	ラーメン橋側	0.85	-	-	-	-

表-6 併合直前系(併合前)の減衰定数

次数	1次	2次	3次	4次	5次	6次
鉛直	斜張橋側	0.010	0.005	0.003	0.001	0.001
	ラーメン橋側	0.008	0.004	0.004	-	0.001
面外水平	斜張橋側	-	0.005	0.005	0.002	0.002
	ラーメン橋側	0.008	0.005	0.003	0.001	-
橋軸	斜張橋側	0.006	0.003	0.002	0.002	0.001
	ラーメン橋側	0.007	-	-	-	-

表-7 衝撃加振(併合前)

振動数	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
鉛直	1.17	1.17	1.81	1.17	1.17	1.76	2.15	2.15
面外水平	1.71	1.71	1.81	1.81	1.71	0.83	1.81	1.81
橋軸	2.15	2.15	2.15	1.81	2.15	0.83	0.83	0.83
減衰定数(ハーフパワー法)	-	-	-	-	0.02	-	0.01	0.01
鉛直	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.03	0.02	0.02
面外水平	0.01	0.01	0.01	-	0.01	-	-	-
橋軸	0.06	0.05	0.04	-	-	-	-	0.04
減衰定数(振幅比)	0.02	0.006	-	-	-	-	-	-
鉛直	13.38	8.90	76.54	13.09	11.71	3.62	2.53	20.26
面外水平	4.44	4.83	2.77	3.41	2.41	0.59	0.43	0.85
橋軸	1.14	1.90	1.14	1.91	0.76	0.06	0.04	0.04

(2) 弾性併合

併合部分を H800 の梁4本を用いて弾性併合した系について、鉛直方向、面外水平方向、橋軸方向の常時微動を計測し、固有振動数と減衰定数を求め、表-8 と表-9

表-8 併合直前系(弾性併合)の固有振動数(Hz)

1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
鉛直	0.55	1.10	1.77	1.89	2.05	-
面外水平	0.42	0.89	1.25	1.47	1.72	3.19
橋軸	0.62	0.83	1.16	1.78	2.08	2.83

表-9 併合直前系(弾性併合)の減衰定数

1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
鉛直	0.01	0.006	0.004	0.004	-	-
面外水平	0.01	0.01	0.005	0.004	0.005	0.002
橋軸	-	-	0.006	0.004	0.003	0.002

表-10 衝撃加振(弾性併合)

振動数	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
卓越振動数(Hz)	鉛直	1.22	1.22	1.76	1.22	1.22	1.76	2.15
	面外水平	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.22	1.22
	橋軸	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.22	1.22
減衰定数(ハーフパワー法)	鉛直	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01
	面外水平	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	橋軸	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
減衰定数(振幅比)	鉛直	0.03	0.02	-	0.06	0.03	0.02	-
	面外水平	-	-	-	-	-	-	-
	橋軸	0.02	0.01	0.03	-	-	0.03	-
最大加速度(gal)	鉛直	8.59	5.01	20.06	11.89	13.90	5.58	4.44
	面外水平	6.30	6.97	10.12	11.28	11.11	2.53	3.22
	橋軸	3.16	5.83	2.92	5.45	1.33	3.14	4.47

に示している。図-3 の衝撃加振点で加振したときの応

4. 3 試験結果

表-11 に架設状況による固有振動数と減衰定数の移り変わりをまとめて示している。表-3, 5, 6, 8, 9 において 2.5Hz 以下の固有振動数と対応する減衰定数を固有振動数の小さい順に 1 次, 2 次, 3 次, …として表している。鉛直振動では架設状況による固有振動数に大きな違いは見られない。しかし、面外水平振動では併合直前系(併合前)の斜張橋部の最低次固有振動数が一番小さくなっている。斜張橋部とラーメン橋部を弾性併合すると、固有振動数はラーメン橋の高い振動数に引きずられて、低次振動数は斜張橋部より高くなっている。これより、低い固有振動数を持つ部分と高い振動数を持つ部分を弾性併合すると構造物全体の固有振動数は低い固有振動数の部分の値より高くなるのが判る。また、衝撃加振試験では併合前(表-7)の測点③, ④, ⑤の加速度は③>④>⑤と自由端に近くなるにしたがって小さくなっているのに対し、弾性併合(表-10)の測点③, ④, ⑤の加速度は③>⑤>④となっており、弾性併合時には、併合前より併合点付近が大きく動いていることが判る。減衰定数に関しては、鉛直振動、橋軸振動では工事の進捗状況による違いは見られないが、面外水平振動では併合直前系(弾性併合)が最大となる。これは弾性併合された系の併合部が面外水平方向によく動き、併合部でのエネルギーロスが大きいためと考えられる。衝撃加振時の加速度振幅から固有モードを求めるために、加振する位置を解析で求めた低次固有モードの腹の部分に選定し、想定した固有モードが発生するように工夫したが、加振位置が腹になるモードが複数個あり、思惑通りには行かなかった。

表-11 架設系の固有振動数(Hz)と減衰定数

			1次	2次	3次	4次	5次
			固有振動数 (-)	固有振動数 (-)	固有振動数 (-)	固有振動数 (-)	固有振動数 (-)
鉛直	併合直前系	架設系	0.51 (-)	1.04 (0.007)	1.55 (-)	1.66 (0.003)	2.49 (0.003)
		併合前	0.56 (0.01)	1.77 (0.005)	-	-	-
		斜張橋	0.89 (0.008)	1.77 (0.004)	2.14 (0.004)	-	-
		ラーメン橋	0.55 (0.01)	1.10 (0.006)	1.77 (0.004)	1.89 (0.004)	2.05 (-)
面外	併合直前系	架設系	0.45 (0.003)	1.96 (0.002)	2.37 (0.003)	-	-
		併合前	0.29 (-)	1.55 (0.005)	1.76 (0.005)	-	-
		斜張橋	0.84 (0.008)	1.29 (0.005)	-	-	-
		ラーメン橋	0.42 (0.01)	0.89 (0.01)	1.25 (0.005)	1.47 (0.004)	1.72 (0.005)
橋軸	併合直前系	架設系	0.54 (-)	0.86 (-)	1.04 (0.006)	2.15 (-)	-
		併合前	1.07 (0.006)	2.20 (0.003)	-	-	-
		斜張橋	0.85 (0.007)	-	-	-	-
		ラーメン橋	0.62 (-)	0.83 (-)	1.16 (0.006)	1.78 (0.004)	2.08 (0.003)

上段：固有振動数，下段：減衰定数

5. 完成系(舗装なし)の試験

路面舗装、歩道や高欄等の橋面工を工事する前の系について、常時微動の計測と起振機試験を実施した。起振機は土木研究所所有の2不平衡重錘並列配置同期反転方式 117.6kN 起振機(EX-7500BL 型：伊藤精機(株))を用いた。この起振機試験では鉛直振動、面外水平振動、橋

軸振動及びねじり振動の固有振動数、固有モード、減衰定数を求めた。試験で得られた固有振動数は固有モード形状を考慮して、小さな値から順に1次、2次、3次、…と記している。一線は対応する値が得られなかったことを示す。

5. 1 常時微動

サーボ型加速度計を図-4の計測点①～⑭の位置に据え付け、鉛直方向、面外水平方向、橋軸方向の常時微動をそれぞれ10分間計測した。鉛直方向常時微動の計測波形の一例を図-5に、常時微動のパワースペクトル(振動数の分解能：25.0Hz)を図-6に図示している。表-12に常時微動から求められた固有振動数と減衰定数を表している。振動次数は各測点のパワースペクトルと位相スペクトルから固有モードを同定し、起振機試験結果と比較して決定した。

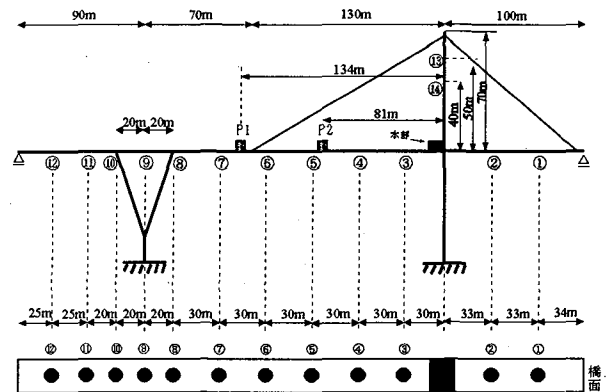


図-4 起振機とサーボ型加速度計の設置位置

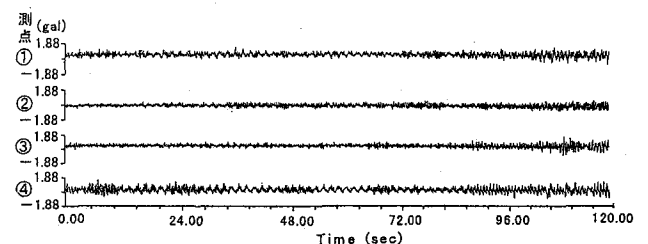


図-5 常時微動(鉛直方向)

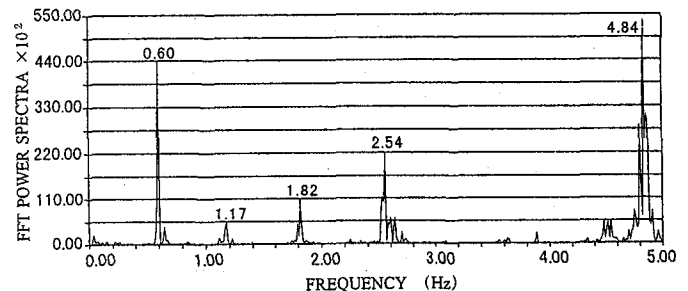


図-6 図-5の測点②のパワースペクトル

表-12 固有振動数(Hz)と減衰定数

振動	1次	2次	3次	4次	5次
鉛直振動	0.60	0.65	1.17	1.29	1.82
	0.012	-	0.005	-	0.005
面外水平振動	0.67	0.77	1.10	-	1.86
	0.013	0.011	0.07	-	0.005
橋軸振動	4.00	4.67	-	-	-
	-	-	-	-	-

上段：固有振動数，下段：減衰定数

5. 2 起振機試験

起振機を所定の方向に定着して、鉛直振動、面外水平振動、橋軸振動、ねじり振動の加振を行い、その計測を行った。図-7 は鉛直方向に加振するようにセットされた起振機と橋の横断面図である。この定着状態で重錘の位相を変えることにより、橋軸方向に加振することができる。面外水平振動は橋軸方向加振の状態から 90° 起振機本体を回転させて加振した。ねじり振動は起振機の設置位置を橋横断面の中心位置から偏心した位置にセットして鉛直方向に加振した。

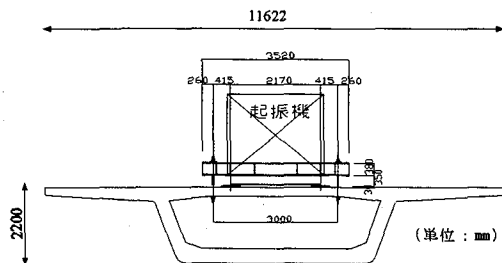


図-7 橋の横断面と起振機の定着

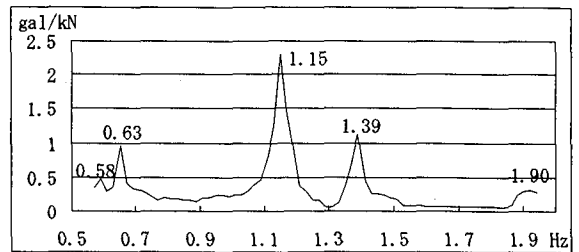
(1) 起振機の橋面への定着

起振機は図-7 に示すように、定着用アンカーボルトは架設時のワーゲン定着用のボルト($\phi 32\text{mm}$ の PC 鋼棒)を使用し、490kN まで緊張可能)を利用している。床版を痛めないように H 型鋼を組み、その上に起振機を乗せてボルトで定着した。

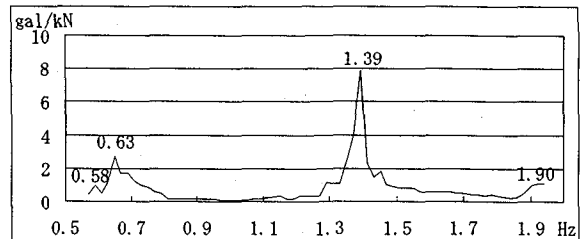
(2) スイープ試験

鉛直方向、面外水平方向、橋軸方向加振の場合はサーボ型加速度計を常時微動の場合と同様に図-4 のように設置し、それぞれの加振方向に応じて加速度計の感度方向を変えた。図-4 中の P_1 、 P_2 は起振機の定着場所を示しており、 P_2 の場所で鉛直方向、面外水平方向、橋軸方向、ねじりの加振を実施した。 P_1 では現象再現のため、鉛直方向、面外水平方向加振のみを実施した。起振機の起振力は振動数の領域によって異なるために、同一の起振力に換算しないと応答振幅の比較ができない。本論文では起振力を 1kN に置換してその時の発生加速度を比較している。各方向の振動加振は 0.3Hz から 2.0Hz 迄、0.02Hz 間隔で連続加振し、そのときの加速度応答を記録した。任意の振動数での加振時間は 15 秒、次の振動数への移動時間を 5 秒として連続加振した。共振点付近では 0.01Hz 間隔で加振して共振振動数を探した。共振振動数近傍では、応答が定常応答になるまで同じ振動数で加振し (30 秒～50 秒)、振動振幅を計測した。得られた共振曲線を図-8～10 に図示している。横軸に起振機の加振振動数 (Hz)、縦軸に 1kN 当たりの発生 gal 数を表示している。図中に記している値が振幅のピークを示す共振振動数、すなわち固有振動数である。これらをまとめて表-13 に表示している。

常時微動ではねじり振動と鉛直振動の判別が難しく、鉛直振動や面外振動の固有振動数が多く存在する 0.5Hz

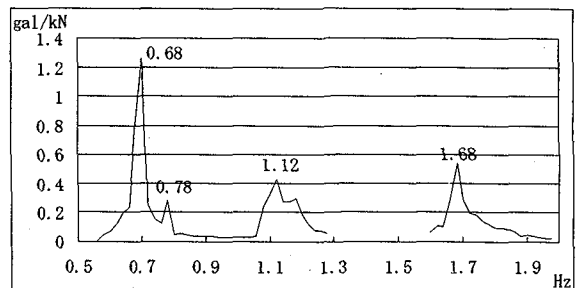


(a) 測点②

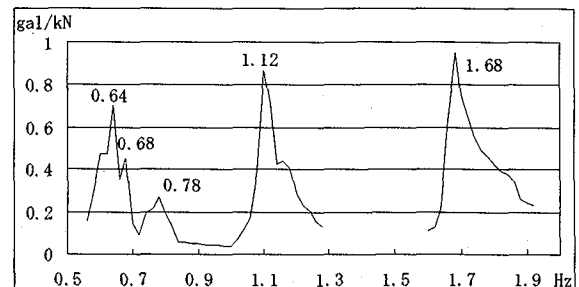


(b) 測点④

図-8 鉛直振動の共振曲線



(a) 測点②



(b) 測点④

図-9 面外水平振動の共振曲線

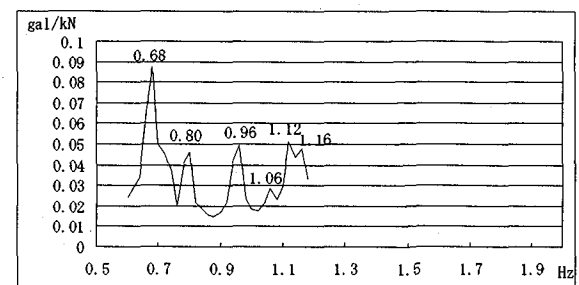


図-10 橋軸振動の共振曲線 (測点⑥)

～2.0Hz 付近までにねじり振動が存在するかを起振機加振により調べた。鉛直振動の場合と同様に、0.5Hz～2.0Hz 迄、0.02Hz 間隔で加振し、加速度振幅を記録した。このときのサーボ型加速度計はねじり振動を確認するために、図-11 のように、同一横断面の両端に設置した。

図-12 にその時の測点②における共振曲線を図示している。ねじり振動の場合は両端の加速度計の記録波形は逆位相となり、鉛直振動の場合には同一位相波形となるため、区別が可能である。

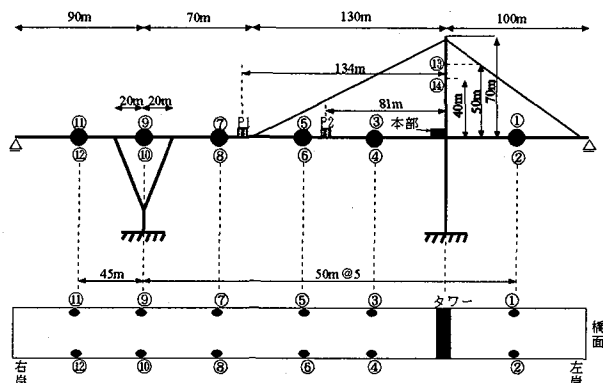


図-11 ねじり振動計測時の加速度計設置位置

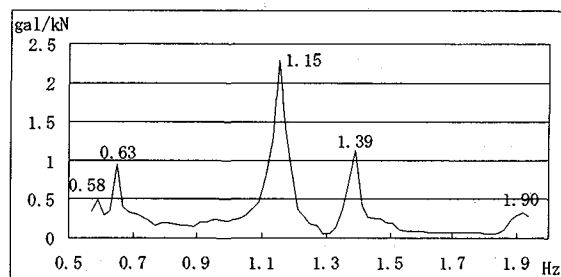


図-12 ねじり振動の共振曲線(測点②)

得られた共振振動数は図-8(a)に示す鉛直振動の場合と全く一致している。図-13 には測点⑤, ⑥における共振振動数 1.15Hz の加速度波形を示している。両者は全く同一位相であり、鉛直方向に振動していることが判る。0.56Hz, 0.63Hz, 1.39Hz, 1.90Hz でも同一位相であり、これらの共振振動数はねじり固有振動数ではなく、鉛直固有振動数であることが確認された。

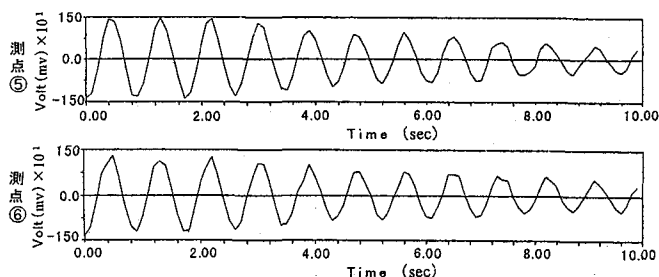


図-13 自由振動加速度波形(1.15Hz)の比較

(3) 自由振動

スイープ試験で求められた固有振動数で加振し、加速度振幅が 50 ~ 60gal に成長した時点で、起振機を急停止し、その後の自由振動を計測した。その波形から、固有モードと減衰定数を求めた。図-14 に鉛直振動(0.63Hz)における測点①, ②の加速度波形を示している。同位相で①と②の振幅比は 2:1、減衰は①, ②とも 1.2 %である。図-15 に測点④, ⑤の面外水平振動(1.12Hz)の加速度波形を示している。同位相で、④と⑤の振幅比は 3:2、

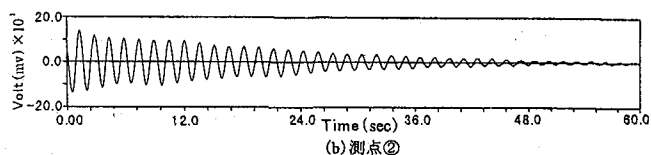
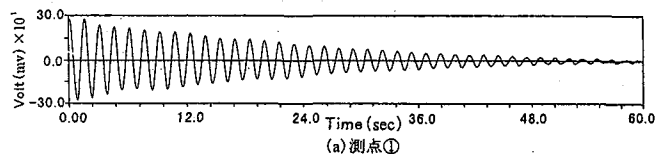


図-14 鉛直振動の自由振動加速度波形(0.63Hz)

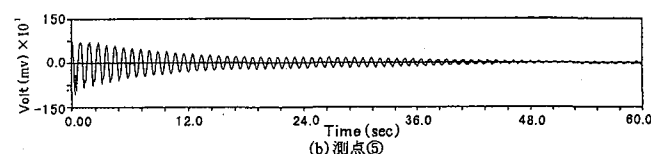
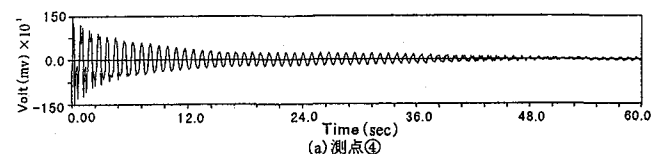
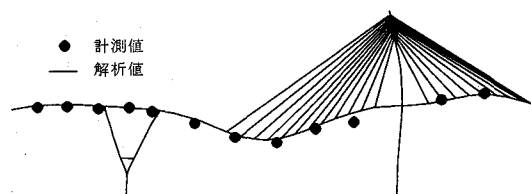
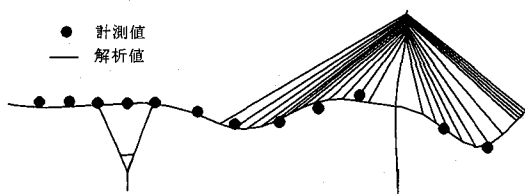


図-15 面外水平振動の自由振動加速度波形(1.12Hz)



(a) 0.63Hz

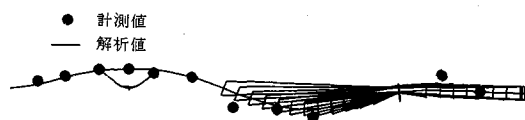


(b) 1.15Hz

図-16 鉛直固有モード



(a) 0.64Hz



(b) 1.12Hz

図-17 面外水平固有モード (1.12Hz)

減衰は④、⑤とも 0.7 %である。また、図-16 に鉛直固有モードの 1 例を、図-17 に面外水平固有モードの 1 例を図示している。図中の解析値は「7. 解析値」で得られた値である。計測値と解析値はよく一致している。

5. 3 試験結果

常時微動と起振機試験で得られた固有振動数、減衰定数を表-13 にまとめている。()の値は起振機を用いて加振した後の自由振動をスペクトル解析した結果、スイープ試験で得られた共振振動数と異なる振動数を示した値である。自由振動数の減衰定数は 2 0 波程度の振幅包絡曲線や振幅比から求めた。常時微動で得られた振動数と減衰定数は起振機加振後の自由振動から得られた値とは橋軸振動を除いてよく一致している。4. で述べた併合直前系(弾性併合)より、固有振動数、減衰定数とも大きくなっている。安全性の照査のために実施された動的応答解析⁹⁾で仮定された上部構造における各モードの減衰定数は 3%～ 5%となっているが、本試験では各モードで 1.3%以下の小さな値が得られた。

表-13 固有振動数(Hz)と減衰定数一覧

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	0.012	0.58
	2 次	0.65	-	0.63
	3 次	1.17	0.005	1.15
	4 次	1.39	-	1.39
	5 次	1.82	0.005	1.90 (1.95)
面外水平	1 次	0.67	0.013	0.68 (0.64)
	2 次	0.77	0.011	0.78 (0.76)
	3 次	1.10	0.007	1.12
	4 次	-	-	1.68
	5 次	1.86	0.005	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

6. 試験から得られる知見

架設系、完成系(舗装なし)の試験で得られた固有振動数と減衰定数について考察し、他の橋と比較検討する。

6. 1 固有振動数と減衰定数

工事の進捗状況とともに、構造物の剛性や質量は変化するため、固有振動数と減衰定数は変化すると予想されるが、本橋の場合は鉛直固有振動数とその減衰定数に大きな変化は見られない。これは斜張橋の桁の伸長と共に塔から張り出されるケーブルが有効に働いているからと考えられる。当然のことながら、面外水平振動は桁の伸長と共に小さくなっている。しかし、減衰定数は大きくなっている。ケーブルの面外水平方向への剛性寄与は小さく、斜張橋の工事中は面外水平方向の剛性に注意する必要がある。弾性併合、完成系と橋梁の最終的な形状に近づくにつれ固有振動数は上昇している。併合前の斜張橋部とラーメン橋部の最低次固有振動数は約 2 倍の開きがあり、ラーメン橋が高い。完成系の最低固有振動数はそれらの中間近傍の固有振動数になっている。

6. 2 他の P C 斜張橋との比較

表-14 に他の P C 斜張橋⁶⁾⁷⁾⁸⁾と比較した鉛直固有振動数と減衰定数の一覧表を示している。表示した橋梁の低次固有モードの減衰定数は 0.005 ～ 0.013 と比較的小さ

な値となっている。斜張橋の形式やスパンが異なるため、同一の比較は難しいが、鮎の瀬大橋の固有振動数は他の P C 斜張橋に比較してやや低い値を示しているものの、減衰定数は比較的大きめの値を示している。表-15 には起振機試験で得られた 1kN 当たりの起振力による最大応答加速度(gal)を低次固有モードに関してツインハーブ橋⁹⁾と比較している。鮎の瀬大橋はツインハーブ橋の鉛直方向で 2 倍、面外水平で 4 倍の応答が出ている。これは、減衰定数は同程度の大きさであるが、ツインハーブ橋に比べて鮎の瀬大橋は中央スパンが長く、橋脚・主塔が高いことに起因していると考えられる。

表-14 鉛直固有振動数と減衰定数の比較

橋梁名	新線部大橋	志摩丸山橋	ツインハーブ橋	鮎の瀬大橋
スパン (m)	51.5+110.0+77.5	281.13.4+17.8+281.13.0+17.8	69.4+140.0+88.4	89.25+200.0+89.25
形式	3径間連続PC斜張橋	2径間連続PC斜張橋 5径間連続中空床版橋	3径間連続PC斜張橋	Y型ラーメン橋 2径間連続PC斜張橋
固有振動数 (Hz)	1次	1.10	0.58	0.73
	2次	1.86	0.91	1.29
	3次	2.38	1.61	1.52
	4次	3.22	1.83	1.71
	5次	-	2.78	-
減衰定数	1次	0.002	0.008	0.007~0.013
	2次	0.003	0.003	0.007~0.018
	3次	0.008	0.006	0.010~0.034
	4次	0.009	0.005	0.070
	5次	-	0.018	-

表-15 最大応答値(gal/kN)の比較

振動方向	ツインハーブ橋		鮎の瀬大橋	
	振動数 (Hz)	gal/kN	振動数 (Hz)	gal/kN
鉛直	1.82	3.73	1.39	6.64
面外水平	7.61	0.23	1.68	0.95

7. 計測値と解析値の比較

7. 1 設計検討時の解析値との比較

完成系(舗装なし)の計測で得られた固有振動数と安全性照査のために実施された動的解析⁹⁾(回転慣性を考慮していない)で使用された固有振動数を表-16 に表示している。この動的解析の報告書に記載されている固有モードに対応させて 2.0Hz 近傍までの固有振動数を記している。この結果から、動的解析に用いられた振動性状は計測値によく似ていると考えられるが、固有振動数は計測値の方が 2%～ 12%程度大きい。解析値が小さいのは舗装後の質量増加と回転慣性の無視によるものであろう。舗装後の固有振動数は質量増加のために少し減少すると考えられる。したがって、設計で使用されている設計水平震度(橋軸、面外水平)も大きめの値を用いていることになるが、その程度は固有振動数から判断する限り小さく、妥当な範囲であろう。

表-16 固有振動数(Hz)の比較

		計測値	解析値
鉛直振動	1 次	0.58	0.502
	2 次	0.63	0.583
	3 次	1.15	1.060
	4 次	1.39	1.227
	5 次	1.90	1.683
面外水平振動	1 次	0.68	0.586
	2 次	0.78	0.658
	3 次	1.12	1.038
	4 次	1.68	1.493
	5 次	1.86	1.638
橋軸振動	1 次	0.68	0.502
	2 次	0.80	0.582
	3 次	0.96	-
	4 次	1.06	-
	5 次	1.12	-

7. 2 3次元有限要素法による固有値解析との比較

(1) 固有値解析

3次元梁要素を用いて立体解析を実施した。質量は集中質量法を用いて回転慣性も考慮した。桁、塔および橋脚は3次元梁要素として何ら問題ないが、ケーブルも張力を受ける3次元梁要素として剛性と質量を評価している。したがって、圧縮力にも抵抗する形でモデル化されているが、各ケーブルには588kN～2273.6kNの張力が作用しており、微小振動ではケーブルに圧縮力が作用することは考えなくてよい。完成系の全節点数は166である。解析に用いたソフトは研究室で開発したFORTRAN用のソフトであり、パソコン(PC-9821)を利用して解析した。

架設系、完成系の3次元固有値解析から得られた固有振動数の一覧表を表-17に表示している。試験結果(6.1)と同様のことが表-17からも読み取れる。

表-17 固有振動数の一覧表(Hz)

		架設系	併合直前系			完成系	
			併合前		弾性併合		舗装なし
			ラーメン橋部	斜張橋部			
面内鉛直振動	1次	0.3081	0.7168	0.3562	0.4899	0.5292	
	2次	0.5346	1.4403	0.5170	0.6049	0.6469	
	3次	0.9431	1.9768	0.9345	1.0431	1.1807	
	4次	1.3717	4.5324	1.2241	1.2244	1.3894	
	5次	1.9743	5.2181	1.7710	1.6407	1.8404	
	6次	2.5025	6.2362	2.1880	1.8195	1.9316	
面外水平振動	1次	0.3689	0.8625	0.2432	0.5706	0.6260	
	2次	0.6617	1.4204	0.6557	0.6643	0.7169	
	3次	2.0177	2.9182	1.5068	1.1877	1.1893	
	4次	2.4527	5.4228	2.2469	1.4979	1.8316	
	5次	3.1163	5.8709	3.0690	2.2165	2.2359	
	6次	3.9357	7.7052	3.1156	2.4246	2.7608	
ねじり振動		1.6728		1.3638	1.3640	2.0726	

(2) 計測された固有値との比較

完成系の試験から得られた固有振動数と本論文で実施した固有値解析(解析解)で求められた固有振動数との比較を表-18に示している。また、起振機試験で得られた完成系(舗装なし)の鉛直固有モード、面外水平固有モードと解析値はよく一致している(紙面の都合上、図示していない)。これらのことから、(1)で実施した固有値解析モデルは十分な精度で実橋をモデル化したものであると考えられる。

表-18 計測値と解析値の固有振動数(Hz)比較

		計測値		解析値	
		舗装なし		舗装なし	
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	0.68	0.626		
	2次	0.78	0.717		
	3次	1.12	1.189		
	4次	1.68	1.832		
	5次	1.86	2.236		

8. 結論

鮎の瀬大橋の架設系と完成系の振動試験結果および固有値解析結果から、以下のことが明らかになった。

①計測値と解析値の固有振動数は、概ね近似しており、

耐震設計で用いられた水平震度は妥当な値であろう。

②動的解析で使用されている上部構造の各モードの減衰定数は3%～5%である。完成系(舗装なし)の起振機加振から得られた減衰定数は0.5%～1.3%と小さな値であった。試験で得られた減衰定数は100gal以下の加速度で得られた値である。タイプI、IIの地震でどの程度の減衰が得られるかは推測の域を出ないが、減衰の大きさが応答に及ぼす影響については、今後検討する必要がある。

③計測した完成系の固有振動数と固有モードは解析値と一致しており、解析モデルは十分な精度で実橋をモデル化されている。

④完成系に見られる固有振動数の計測値と解析値との一致は架設系では見られなかった。これは架設系では剛性や質量を正に評価できない付属構造物が多いためであろう。しかし、架設系から完成系に移るときの固有振動数の変化の傾向は計測値と解析値で同じであった。斜張橋の架設系における工事進捗状況が固有振動数におよぼす影響は、面外水平方向固有振動数の低下という形で出ており、剛性低下が面外水平方向に現れることを示している。これはケーブルの桁鉛直方向剛性への寄与は大であるが、面外水平方向剛性への寄与は小さいことを意味している。

参考文献

- 1) 烏野 清：南田原1号橋振動試験結果および理論解析結果報告書、平成5年3月。
- 2) 麻生、烏野、北川、船迫、村岡：PC斜張橋(サンセットブリッジ)の動特性とレインバイブレーション、構造工学論文集 Vol.41A, pp.771～778, 1995年5月。
- 3) 大塚、山口、高野、小笠原、下里：鶴見つばさ橋の振動特性、橋梁と基礎 97-11, pp.21～27, 1997年11月。
- 4) 真辺、佐々木、山口：多々羅大橋の実橋振動実験、橋梁と基礎 99-5, pp.27～30, 1999年5月。
- 5) 安藤、有田：鮎の瀬大橋、橋梁&都市, Vol.35, pp.39～47, 1999年11月。
- 6) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室：新綾部大橋振動実験報告書、土木研究所資料、第2671号、1988年10月。
- 7) 建設省土木研究所・三重県土木部：PC斜張橋の耐風設計・耐震設計に関する共同研究報告書、1990年3月。
- 8) 京田、田村、藤田、近藤：ツインハープ橋(3径間連続1面吊りPC斜張橋)の振動実験について、プレストレストコンクリート技術協会第2回シンポジウム論文集、1991年11月。
- 9) エムアンドエムデザイン事務所、中央技術コンサルタンツ九州支店：鮎の瀬大橋詳細設計成果品ー動的解析一、平成3年2月。

(1999年9月17日受付)