

# 波型鋼板ウェブエクストラード橋の振動特性

## Vibration Characteristics of Extradosed Bridges with Corrugated Steel Webs

高木 康宏 YASUHIRO TAKAKI

藤田 学 MANABU FUJITA

土木技術部 益子 博志 HIROSHI MASHIKO

PC 設計部 永元 直樹 NAOKI NAGAMOTO

九州支店 田添 耕治 KOJI TAZOE

日見夢大橋は、エクストラード橋に波型鋼板ウェブを採用した世界初の橋梁である。今後、波型鋼板ウェブ PC 箱桁構造は長大化が期待される構造形式であり、その振動特性を把握しておくことは、耐風および耐震設計のためにも重要であることから、車両踏台落下実験および常時微動計測を行った。その結果、基本振動数および減衰定数は、既存の同規模のエクストラード橋および PC 斜長橋と同程度の値を示した。

キーワード：波型鋼板，エクストラード橋，振動実験，固有値解析

Himi Yume Bridge is the first extradosed bridge in the world that uses corrugated steel webs for the main girder. Vibration tests were conducted to identify the vibration characteristics of the bridge for wind-resistant and earthquake-resistant design. The results showed that both the fundamental natural frequency and damping ratio are equivalent to that of existing extradosed bridges and PC cable-stayed bridges of similar sizes.

**Key Words** : Corrugated steel webs, Extradosed bridge, Vibration characteristics, Eigen value analysis

### 1. はじめに

日見夢大橋は、九州横断自動車道長崎大分線の起点である長崎 IC から 4km に位置し、中央支間 180m を有する国内でも最大級の 3 径間連続エクストラード橋である。本橋は、エクストラード橋に波型鋼板ウェブを採用した世界初の橋梁である。写真-1 に日見夢大橋の全景、図-1, 2 に構造一般図と断面図を示す。

これまで、国内でも波型鋼板ウェブ橋およびエクストラード橋それぞれについて振動特性の把握を目的とした実験および解析が行われているが<sup>1)2)</sup>、その数は他の構造形式である PC 箱桁橋および斜張橋などと比較して非常に少ないのが現状である。ウェブに波型鋼板を使用することにより、PC 箱桁橋と比べ支間の長大化が可能となることから、今後の耐震および耐風設計においてその振動特性を把握することは非常に重要であると考えられる。また、完成直後における振動特性データの蓄積は、今後の供用中における曲げ剛性の変化、減衰定数の変化を確認できるなど、維持管理を行う上でも有用である<sup>3)</sup>。

そこで、面内曲げの固有振動数および減衰定数などの振動特性を把握することを目的として、常時微動計測および車両踏台落下法<sup>4)</sup>による振動実験を行った。また、せん断変形およびせん断分担率を考慮した固有値解析と



写真-1 日見夢大橋の全景

の比較を行うとともに、他構造形式の橋梁との振動特性の比較も行った。

### 2. 固有値解析

#### (1) 解析モデル

固有値解析には 3 次元汎用 FEM 解析プログラム ADINA (Ver.8.1) を使用し、解析モデルは図-3 に示すようにビーム要素を用いた 3 次元骨組モデルとした。

実験時のコンクリートの弾性係数として材齢 28 日の

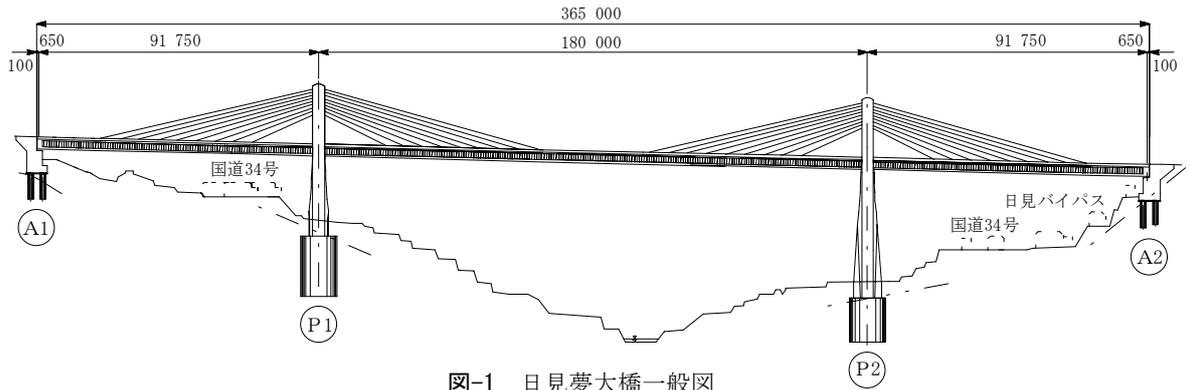


図-1 日見夢大橋一般図

材料試験値を使用し、主桁は  $36.0\text{kN/mm}^2$ 、主塔および橋脚は  $32.0\text{kN/mm}^2$  とした。また、波形鋼板のせん断分担率を考慮したせん断剛性を算出し、解析にはその値を用いたせん断変形を考慮した。自重については実験時の状態を考慮して、主桁および橋面工の両者を集中荷重で与えた。ただし、斜材の重量は考慮していない。表-1 に示すように、P1、P2 橋脚の基礎は地盤バネでモデル化し、A1、A2 橋台上のゴム支承については、以下に示すように支持条件をパラメータとした。

本橋では落橋防止装置、上揚力防止装置および橋軸直角方向移動制限装置等による拘束もあることから、本実験程度の加振力による主桁の振幅では、ゴム支承の変形量は非常に小さいものと推察される。そこで、両桁端の支持条件をパラメータとして弾性バネ(case1)、ピン支持(case2)、完全固定(case3)の3 ケース、ならびに波形鋼板のせん断変形を無視した弾性バネモデル(case4)についての解析を行った。

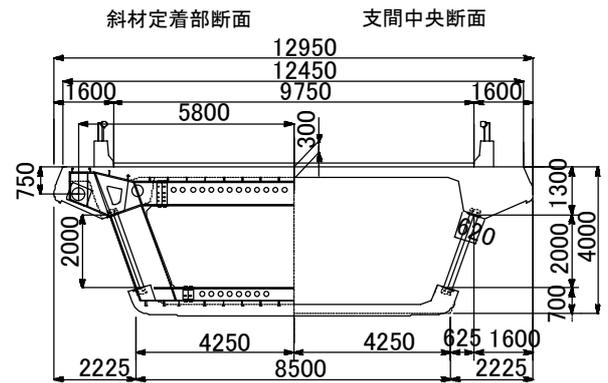


図-2 標準断面図

(2) せん断剛性評価式

通常の PC 橋の場合、せん断変形は曲げ変形に比べ、無視し得るほど小さい。一方、波形鋼板ウェブ橋はウェブに波形鋼板を使用しているため、通常の PC 橋と比較して、せん断剛性が小さく、せん断剛性の評価が変形量

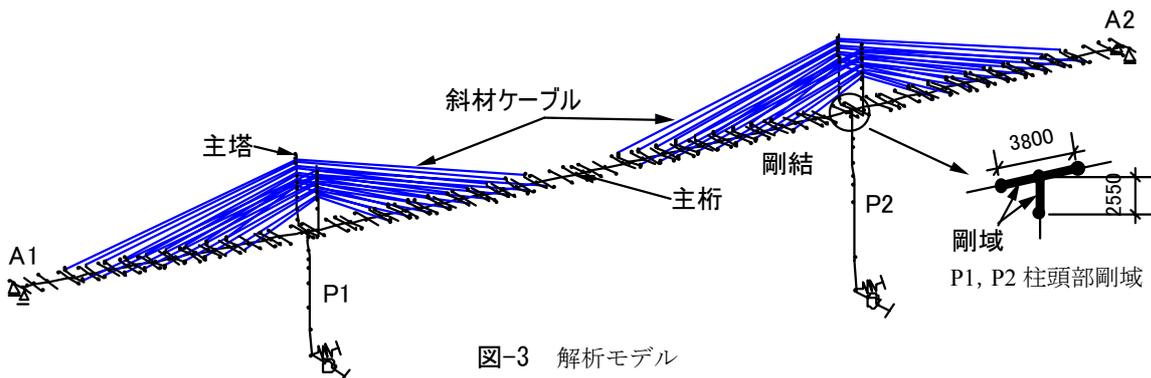


図-3 解析モデル

表-1 橋台ゴム支承および橋脚地盤バネ定数 (kN/m)

	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
A1	$2.63 \times 10^3$	fix	fix	fix	free	free
A2	$1.80 \times 10^3$	fix	fix	fix	free	free
P1	$6.35 \times 10^8$	$6.35 \times 10^8$	$2.91 \times 10^8$	$1.10 \times 10^{10}$	$1.10 \times 10^{10}$	fix
P2	$8.17 \times 10^8$	$8.17 \times 10^8$	$2.91 \times 10^8$	$1.20 \times 10^{10}$	$1.20 \times 10^{10}$	fix

※A1、A2 の橋軸方向のバネ値は表-2 の case1、4 で使用した値

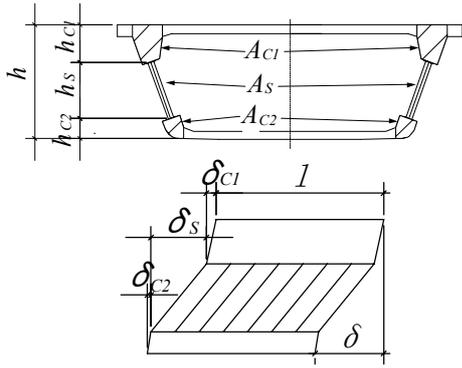


図-4 せん断剛性算出断面

に大きく影響する<sup>5)</sup>。そのため、波型鋼板ウェブ橋の挙動を正確に評価するためには、曲げ変形だけでなくコンクリート部と波型鋼板部のせん断変形の考慮する必要がある。

ここで、波型鋼板ウェブ箱桁を今回のように1本の棒部材でモデル化する場合、そのせん断剛性の評価法については明確な手法がないのが現状である。そこで、波型鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版と波型鋼板部のせん断分担率を考慮したそれぞれのせん断変形から全体のせん断剛性を算出する手法を提案した。

波型鋼板部のせん断分担率  $\beta$  は、以下のように表せる(図-4 参照)。

$$\beta = \frac{\tau \cdot b \cdot h_s}{S} = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \times \frac{b \cdot h_s}{S} = \frac{Q \cdot h_s}{I} \quad (1)$$

ただし、 $\tau$  : 波型鋼板のせん断応力度

$I$  : 断面2次モーメント

$Q$  : 断面1次モーメント

$h_s$  : 波型鋼板高さ

$b$  : 波型鋼板の厚さ

また、コンクリートおよび波型鋼板部のせん断変形量は、以下のように表せる。

$$\delta_c = \delta_{c1} + \delta_{c2} = (1 - \beta) \times \frac{S \cdot h_c}{G_c \cdot A_c} \quad (2)$$

$$\delta_s = \beta \times \frac{S \cdot h_s}{G_s \cdot A_s} \quad (3)$$

ただし、 $\delta_c$  : コンクリート部のせん断変形量

$\delta_s$  : 波型鋼板部のせん断変形量

$h_c$  : せん断力を負担するコンクリート部の高さ(=  $h_{c1} + h_{c2}$ )

$A_c$  : せん断力を負担するコンクリート断面積

$A_s$  : 波型鋼板断面積

式(2)、式(3)より、全体のせん断変形は以下のように表せる。

$$\delta = \delta_c + \delta_s = S \left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\} \quad (4)$$

式(4)より、主桁断面全体としてのせん断剛性  $G \cdot A$  は以下のように表せる。

$$G \cdot A = \frac{S \cdot h}{\delta} = \frac{S \cdot h}{\delta_c + \delta_s} = \frac{h}{\left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\}} \quad (5)$$

よって、式(1)と式(5)より各断面のせん断剛性が評価できるといえる。今回は、このせん断剛性の評価式を用いてモデル化を行った。

### (3) 解析結果

表-2 に固有値解析結果、図-5 に case2 の固有振動モードを示す。case1, 4 で確認された本橋におけるスウェイモードは鉛直たわみ方向に着目した場合、逆対称1次モードと同様の変形形状を示した。

表-2 固有値解析結果

面内モード	case1 せん断変形考慮 弾性バネ <sup>*1</sup>			case2 せん断変形考慮 ピン支持 <sup>*1</sup>			case3 せん断変形考慮 完全固定 <sup>*1</sup>			case4 せん断変形無視 弾性バネ <sup>*1</sup>		
	f	刺激係数		f	刺激係数		f	刺激係数		f	刺激係数	
	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直
対称1次	0.67	-10.7	52.8	0.68	-1.3	53.3	0.69	-1.2	57.0	0.69	-10.5	53.9
スウェイ	0.96	108.6	7.0	—	—	—	—	—	—	0.98	114.0	5.0
逆対称1次	—	—	—	1.41	-5.5	6.3	1.54	4.6	-2.2	—	—	—
対称2次	—	—	—	1.56	1.6	68.1	1.97	-3.3	-64.8	—	—	—
逆対称2次	1.73	16.0	-5.5	1.73	-1.7	3.6	2.03	-5.5	-0.4	1.93	15.4	-16.5
対称3次	2.90	2.0	35.4	2.92	6.6	-35.7	2.93	-6.2	40.1	3.24	-1.2	-34.4

<sup>\*1</sup>: 桁端支持条件

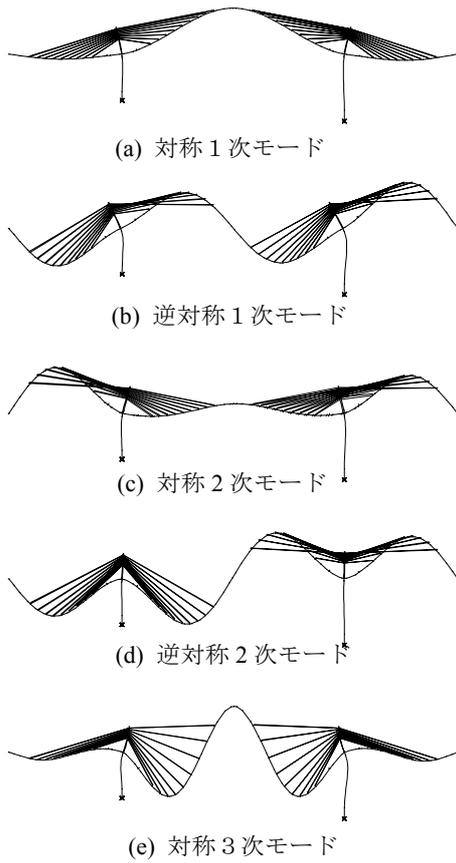


図-5 case2 面内固有振動モード

case1~case3 より、両桁端の拘束が大きいほど振動数が大きくなった。また、波形鋼板のせん断変形を無視した case4 は、ゴム支承の水平方向を固定した case2 よりも対称1次で 1%程度、対称3次モードに関して 11%程度振動数が大きくなっており、高次ほど波形鋼板のせん断変形の影響が大きくなった。これは、既往の研究<sup>2)</sup>でも指摘されているように、高次モードほど変形モードの腹の数が多く、せん断スパン長が短くなり、波形鋼板ウェブがせん断変形することによる影響が大きくなるためであると考えられる。また、case2, 3 では対称2次モードが確認されたが、case1, 4 では確認されなかった。

### 3. 振動実験

#### (1) 実験方法

図-6 に車両落下位置および加速度計位置を示す。本橋では、面内曲げモードを対象として車両踏台落下法および常時微動による振動計測を行った。車両は 10t クレーン(車両重量 128kN)を使用し、200mm の高さからエンジンを止めた状態で前輪を落下させ、落下位置は、面内振動モードを励起させるため、中央支間の L/2 および P2 橋脚から L/4 の2箇所とし、ねじれが生じないよう幅員の中央とした。また、サーボ型加速度計を、主桁には鉛

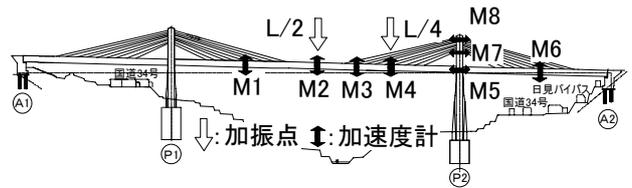


図-6 加振点・加速度計位置

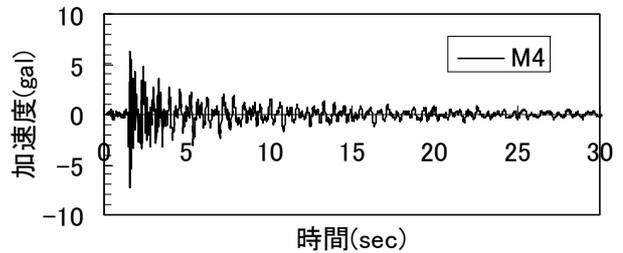


図-7 加速度波形

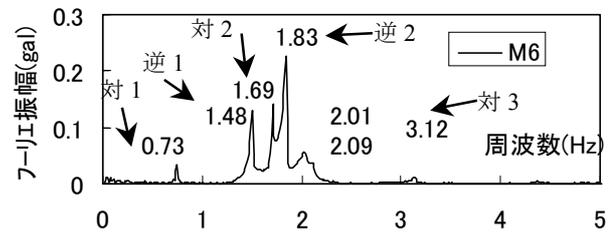


図-8 周波数分析結果

直方向に、主桁柱頭部および主塔には橋軸方向に配置した。計測は加速度レンジで、サンプリング間隔  $\Delta t=10\text{msec}$  で 30Hz のローパスフィルターを用いて行った。

#### (2) 実験結果

代表例として図-7 に L/4 位置(図-6, M4)落下時の鉛直方向加速度波形、図-8 に同位置落下時の M6 位置の周波数分析結果を示す。これより、本実験における主桁の振動振幅は微小であったものの、7つの卓越した振動数が得られた。それぞれの振動数の時のモードを図-9 に示す。ここで、主塔のモード変形量は主桁に対して非常に小さいため、50倍に拡大している。また、実験で得られた面内2次モードは鉛直たわみ方向の変形に着目し、逆対称1次モードと呼ぶこととする。このように、面内曲げモードが5つ明確に確認され、また、固有値解析の case1, 4 で確認されなかった対称2次モードが確認された。ただし、図-8 内の 2.0Hz 程度の振動数には明確なモードが得られなかった。これは、車両自体の固有振動数を測定した結果、サスペンションの上下において 2.2Hz 程度の値が確認されたことから、車両振動の影響が考えられる。

表-3 に固有振動数および減衰定数を示す。車両落下踏台実験における減衰定数は、各モードの最大振幅点位置の加速度波形を用いて自由減衰法より算出した。その結果、面内1次モードの値は 0.007 であり、その他のモー

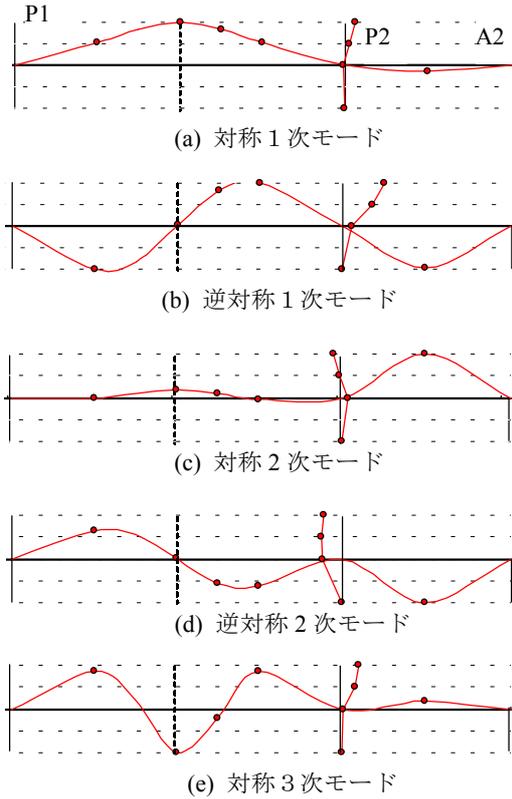


図-9 実験固有振動モード

ドの値は0.004~0.008であった。ただし、減衰定数は振幅が小さければ、小さくなるという振幅依存性が存在することから、本実験程度の振幅の場合、減衰定数が小さくなることは十分に考えられる。

常時微動計測における減衰定数はハーフパワー法により算出した。また、車両落下実験時と比較してモード毎の各計測点のバラツキが小さかったことから、全計測点の平均値を用いた。その結果、車両落下時と比較してわずかに大きく、0.006~0.0016の値を示した。ハーフパワー法の場合、スペクトルの平滑化、サンプリングによる分解能など解析手法上の誤差が含まれている。一般的に

減衰定数は大きくなる傾向にあり<sup>4)</sup>、また、耐風安全性の検討など安全側を考慮しても、車両落下実験による自由減衰法の値を用いる方が妥当であると考えられる。

#### 4. 実験値と解析値との比較

表-3より、実験で得られた逆対称1次モードの振動数は、パネ支持(case1,4)のスウェイのものと比較して小さく、また、完全固定としたcase3では、実験値より大きな振動数を示すモードが多く確認された。前述したように、case2とcase3には対称2次モードが確認されたことから、結果的に、最も実験時の振動数およびモード形状を再現したモデルは、両桁端をピン構造としたcase2であると考えられる。これは、実験が微小振幅であったために、ゴム支承の橋軸方向変形量が非常に小さかったためと推察される。

ここで、case2の固有振動数が実験値と比較して全体的に小さい値となっていることから、その原因について検討を行った。一般的に、耐震設計において固有振動モードを把握する場合、コンクリート全断面有効とし、鋼材を無視するケースが多く、本論で行ったcase1~4の解析も鋼材を無視している。そこで、表-3に示すようにcase5として、鋼材の剛性を考慮するため、換算断面を用いて解析を実施した。その他の解析条件はすべてcase2と同条件である。その結果、固有振動数は全体的に大きくなり、実験値と解析値との固有振動数の差は3%以下と、case2と比べて非常に良く整合した。このように、実験時の状態をより適切にモデル化し、また、波形鋼板ウェブPC橋の場合はせん断変形を考慮することで、精度良く実験値を再現することができた。また同時に、本論で提案したせん断剛性の換算式が妥当であることが確認された。

表-3 実験および解析結果

面内 モード	固有振動数(Hz)							減衰定数	
	実験値		解析値					自由減衰法	ハーフパワー法
	車両落下	常時微動	case1	case2	case3	case4	case5	車両落下	常時微動
対称1次	0.73	0.72	0.67	0.68	0.69	0.69	0.71	0.007	0.016
スウェイ 逆対称1次	1.48	1.49	0.96	1.41	1.54	0.98	1.47	0.004	0.008
対称2次	1.69	1.69	—	1.56	1.97	—	1.64	0.005	0.009
逆対称2次	1.83	1.83	1.73	1.73	2.03	1.93	1.82	0.006	0.008
対称3次	3.12	3.09	2.90	2.92	2.93	3.24	3.06	0.008	0.006

case5 : A1・A2 ピン支持, 換算断面使用

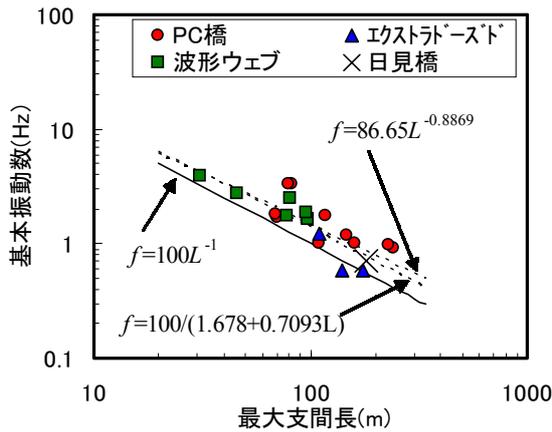


図-10 基本振動数比較

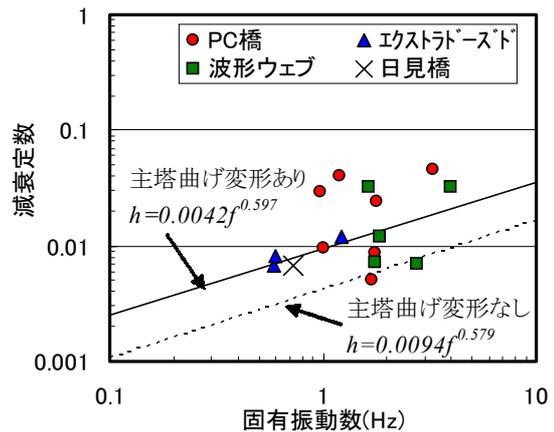


図-11 減衰定数比較

## 5. 他橋梁との比較

### (1) 固有振動数

図-10 に他の橋梁<sup>2)</sup>との基本振動数比較を示す。図内には本橋における最低次数の値を示す。他の橋梁とは PC 橋が 11 橋、波形鋼板ウェブ PC 橋が 5 橋、エクストラード PC 橋が 3 橋である。同図内に加藤ら<sup>6)</sup>による相関式および耐風便覧式<sup>7)</sup>を示す。

本橋の基本振動数は、同支間規模のエクストラード橋と同程度の値であり、波形鋼板を有することによる影響は小さかった。これは、前述したように、基本振動数（対称 1 次モード）では波形鋼板のせん断変形量が小さいためであると考えられる。これより、本構造の場合においても既往の算定式で基本振動数の推定が可能であると言える。

### (2) 減衰定数

既往の研究<sup>8)</sup>では、エクストラード橋の減衰定数は PC 斜張橋と同等であると言われている。そこで、図-11 において、PC 斜張橋の減衰特性について振動モードを主塔の曲げ変形の有無により区分した竹田ら<sup>9)</sup>の提案式と振動実験結果とを比較する。

これより、本橋および他のエクストラード橋における最低次数は主塔曲げ変形ありの算定式との相関が高いことが確認され、本橋においても PC 斜張橋の減衰特性と同程度の結果が得られたものといえる。

## 6. まとめ

以下に得られた知見を示す。

- ① 面内 1 次モードである対称 1 次モードの振動数 (0.73Hz) は、他のエクストラード橋と同程度の

値を示し、既往の算定式で推定可能である。

- ② 面内 1 次モードの減衰定数 0.007 は、他の PC 斜張橋と同程度の値を示した。
- ③ 実験時の桁端の支持条件および材料特性値を考慮した解析により、実験時の振動特性を評価可能であることが確認された。

## 参考文献

- 1) 角谷務, 青木圭一, 山野辺慎一, 吉川卓, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性その 1 - 振動実験 -, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp90-99, 2003.3
- 2) 角谷務, 青木圭一, 山野辺慎一, 吉川卓, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性その 2 - 振動解析 -, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.3, pp35-43, 2003.5
- 3) 土木学会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 2000.10
- 4) 橋梁振動研究会: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂, 1993.10
- 5) 波形鋼板ウェブ剛性構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル (案), 平成 10 年 12 月
- 6) 加藤雅史, 島田静夫: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, pp.49-58, 1981.7
- 7) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1981.7
- 8) 河野哲也, 山野辺慎一, 君島正美, Jovito C. Santos: 第 2 マクタン橋 (エクストラード PC 橋) の振動特性, 第 10 回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.685-690, 2000.10
- 9) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626, I-48, pp.147-161, 1997.7