

波形鋼板ウェブ橋の振動特性 その1

— 振動実験 —

角谷 務*1・青木 圭一*2・山野辺 慎一*3・吉川 卓*4・立神 久雄*5

1. はじめに

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋は、図 - 1 に示すような形式であり、コンクリート床版へのプレストレスの導入効率が良いこと、波形鋼板のせん断座屈耐力が高いこと、死荷重の軽減、施工の省力化が図れることなどから、合理的な複合構造形式として注目されている。

波形鋼板を PC 橋に初めて採用したのは、フランス¹⁾である。国内では、1994 年に初めて新開橋³⁾が 2 主箱桁の

単純橋として、次いで、1995 年に銀山御幸橋⁴⁾が 5 径間連続橋として建設された。その後、日本道路公団による 3 径間連続ラーメン形式の本谷橋⁵⁾が建設されて以来、現在までに、海外を上回る数の波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋が施工されている。(表 - 1 参照)

波形鋼板ウェブ PC 箱桁構造は、その優れた構造特性から、斜張橋やエクストラード橋形式への適用により、さらなる支間の長大化が期待されている。しかしながら、わが国は世界でも第一級の地震国であり、風条件も厳しい

表 - 1 波形鋼板ウェブ PC 橋の実績表

No.	橋 梁 名	構 造 形 式	支 間 長
海外	1 コニャック橋 (フランス)	3 径間連続橋, 橋長 106.75 m, 幅員 11.7 m	31.0+43.0+31.0 m, R=∞
	2 モーブレ橋 (フランス)	7 径間連続橋, 橋長 325.00 m, 幅員 10.75 m	40.95+44.10+47.25+50.40+53.55+47.25+40.95 m, R=∞
	3 ドール橋 (フランス)	7 径間連続橋, 橋長 497.00 m, 幅員 14.5 m	48.00+3@80.00+48.00, R=∞
	4 アルトヴィッファァーグルント橋(ドイツ)	3 径間連続橋, 橋長 278.00 m, 幅員 29.5 m (上下線)	81.47+115.00+81.36 m, R=1 800 m
国内	1 新開橋	単純橋, 橋長 31.0 m, 幅員 14.8 m	30.0 m, R=∞
	2 銀山御幸橋	5 径間連続橋, 橋長 210.0 m, 幅員 9.7 m	27.4+3@45.5 + 44.9 m, R=∞
	3 本谷橋	3 径間連続ラーメン橋, 橋長 198.3 m, 幅員 11.4 m	44.0+97.2+56.0 m, R= 2 400 m
	4 鍋田高架橋	3 径間連続橋, 橋長 187.5 m, 幅員 15.6 m	47.0+91.5+ 47.0 m, R=∞
	5 中子沢橋	2 径間連続橋, 橋長 97.0 m, 幅員 12.5 m	47.8+47.5 m, R=∞
	6 中野高架橋 (その 1)	4 径間連続橋, 橋長 253.0 m, 幅員 9.25 m	48.0+70.5+81.5+50.8 m, R=250 m (ランプ部)
	7 中野高架橋 (その 2)	4 径間連続橋, 橋長 253.8 m, 幅員 9.25 m	57.5+83.9+60.5+39.8 m, R=440 m
	8 前谷橋	T ラーメン橋, 橋長 160.0 m, 幅員 11.5 m	75.3+83.3 m, R=∞
	9 大内山川第二橋	7 径間連続ラーメン橋, 橋長 437.0 m, 幅員 10.3 m	49.0+2@66+120+57+43+34 m, R=2 200 m
	10 鍋田高架橋西	3 径間連続ラーメン橋, 橋長 245.0 m, 幅員 15.1 m	59.0+125.0+59.0 m, R=1 000 m
	11 勝手川橋	3 径間連続ラーメン橋, 橋長 227.0 m, 幅員 11.2 m	59.3+96.5+69.8 m, R=1 500 m
	12 興津川橋	4 径間連続ラーメン橋, 橋長 456.0 m, 幅員 17.5 m	69.1+112.0+142.0+130.6 (うち波形 75.4) m
	13 小犬丸川橋	6 径間連続ラーメン橋, 橋長 429.9 m, 幅員 10.25 m	49.9+4@81.0+54.1 m, R=1 000 m
	14 小河内川橋	T ラーメン橋, 橋長 157.0 m, 幅員 10.7 m	78.5+78.5 m, R=7 000 m
	15 白沢橋	単純橋, 橋長 51.6 m, 幅員 9.2 m	50.0 m, R=250 m
	16 谷川橋	単純橋, 橋長 51.0 m, 幅員 10.50 m	49.70, R=∞
	17 下田橋	4 径間連続ラーメン橋, 橋長 269.5 m, 幅員 11.5 m	44.3+136.5+48.9+ 38.4 m, R=5 000 m
	18 日見橋	3 径間連続エクストラード橋, 橋長 365.0 m, 幅員 13.0 m	91.8+180.0+91.8 m, R=1 800 m
	19 黒部川 B 橋	6 径間連続橋, 橋長 344.0 m, 幅員 11.7 m	2@50.0 + 2@72.0 + 2@50.0 m
	20 栗谷川橋	4 径間連続ラーメン橋, 橋長 280.0 m, 幅員 10.1 m	44.0+81.0+95.0+58.0 m, R=700 m
	21 栗東橋	4.5 径間連続エクストラード橋, 橋長 A:495 m, 橋長 B:555 m, 幅員 19.6 m	A: 137.6+170+115+67.6 m, B: 152.6+160+75+90+72.6 m, R=3 000 m
	22 矢作川橋	4 径間連続斜張橋, 橋長 820 m, 幅員 43.8 m	174.7+2@235.0+174.7 m,
	23 第二上品野橋	5 径間連続橋, 橋長 上り 346.018 m 下り 343.198 m, 幅員 11.78 m	上り: 68+81+2@73+51.018, 下り: 65+81+2@73+51.198 m, R=3 000 m
	24 白岩橋	3 径間連続橋, 橋長 上り 183.0 m 下り 117.8 m, 幅員 11.78 m	上り: 52+86+45, 下り: 54+82+51, 上り: R=3 000 m, 下り: R=4 600 m
	25 温海川橋	4 径間連続橋, 橋長 218.0 m, 幅員 11.3 m	62.3+2@51.5+51.3 m, R=750 m
	26 安家 4 号橋	2 径間連続橋, 橋長 113.5 m, 幅員 9.2 m	2@55.8 m, R=∞
	27 遊楽部川橋	3 径間連続ラーメン橋, 橋長 236.366 m, 幅員 10.49 m	65.659+102.512+65.895 m, R=∞

*1 Tsutomu KADOTANI : 日本道路公団 関西支社 建設第二部長

*2 Keiichi AOKI : 日本道路公団 静岡建設局 構造技術課 課長代理

*3 Shinichi YAMANOBE : 鹿島建設株式会社 技術研究所 土木技術研究部 構造・海洋グループ 主管研究員

*4 Taku YOSHIKAWA : オリエンタル建設株式会社 第二技術部

*5 Hisao TATEGAMI : ドービー建設工業(株) 技術センター 主任研究員

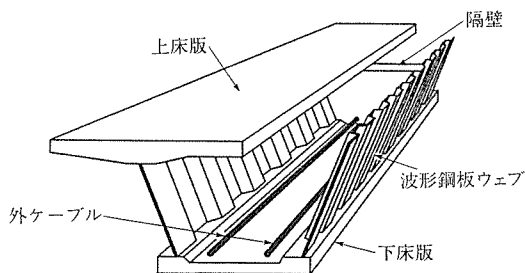


図 - 1 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の概念図

ことから、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の長大化においては、耐震・耐風性の確保が重要な課題である。長大橋の耐震・耐風設計における動的解析では、入力地震動や風荷重などの荷重の設定を除けば、一般に、構造物のモデル化と減衰定数の設定の二つが重要となる。

橋梁の動的解析を行う場合、通常、上部構造は多質点一フレーム系にモデル化される。これまでの PC 箱桁橋での振動実験から、こうした解析による構造物の振動特性は、実験結果とよく一致することが確かめられている。

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の断面構成は、上下のコンクリート床版と波形鋼板ウェブからなり、曲げ特性については、上下のコンクリート床版のみで抵抗する曲げ部材として、いわゆる平面保持の仮定に基づく通常の梁理論で十分に評価できるといわれている。ただし、せん断およびねじり剛性は、従来の PC 箱桁橋に比べ小さく、動的な変形挙動が従来の PC 箱桁橋と異なることも予想され、動的特性が十分に確認されているとはいいがたい。

一方、構造物の減衰特性は、内部減衰、構造減衰、逸散減衰からなるが、これら各要因の影響を分離して評価することは困難であることから、新しい構造形式においては、構造物としての減衰定数を振動実験などにより求め、その結果を整理考察することが重要である。

本研究報告は、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の主桁剛性評価の検証および減衰定数の把握を主目的として行った。供試体と二つの実橋（日本海沿岸東北自動車道：勝手川橋⁶⁾、東九州自動車道：小河内川橋⁷⁾）における起振機を用いた振動実験について、その 1 では実験結果を、その 2 では解析結果を報告するものである。

2. 供試体の振動実験

PC 床版付き波形鋼板ウェブ試験体を用いて、振動特性の

把握を目的とした振動実験を行った。起振機による定常加振および起振機の急停止による自由振動実験を行い、鉛直面内方向（ウェブの面内方向）および水平方向（ウェブの面外方向）のそれぞれについて、固有振動数、振動モード、および減衰定数を測定した。固有振動特性について、実験結果と後述する各種モデルによる解析結果と比較することで、解析方法の妥当性について検討した。

2.1 供試体と実験方法

供試体は桁長 12.2 m、支間長 12.0 m の I 形断面の波形鋼板ウェブ PC 桁である。波形形状は、波長を実橋の約 1/4 縮尺に相当する 400 mm とし、波高は 30 mm、ウェブ高さは 1 200 mm である⁸⁾。床版と波形ウェブは、アングル接合により一体化している。

図 - 2 に示すように、供試体を単純支持（一方ピン-他方ピンローラ）し、支間中央の上床版を鉛直方向に加振することによってウェブに対する面内振動モードを、水平方向に加振することによって面外振動モードを生じさせ振動特性を計測した。加振には小型の電磁式起振機を用い、起振力は全加振振動数帯域において 1 800 N、加振振動数は、1 ~ 100 Hz とした。測定にはサーボ型加速度計 37 成分を用い、加振方向に応じて計測方向を変えて実験を行った。

定常加振では、一定振幅となるまで加振させ、目的とする振動モードを生じさせた。サンプリング間隔は 0.001 sec とした。固有振動数と構造減衰を算出するために、適切な間隔で加振振動数を順次変化させて共振曲線をプロットした。

各共振点においては、振動波形が定常状態であることを確認した上で起振機を急停止させ、自由減衰波形から減衰定数を求めた。再現性を調べるために、測定は同一の条件で 3 回以上行った。

2.2 鉛直加振実験の結果

鉛直方向の定常加振実験から、鉛直曲げ対称 1 次、鉛直曲げ逆対称 1 次、および、鉛直曲げ対称 2 次の 3 つの面内振動モードが確認された。表 - 2 に得られた固有振動数および減衰定数をまとめて示した。また、図 - 3 には、各測定位置（図中の○）の鉛直振幅から得た振動モードを示す。共振曲線によるピーク振動数と自由振動波形のフーリエスペクトルによるピーク振動数は、いずれのモードにおいても 1 % 以内の差であり、十分な精度で卓越振動数を確認できた。

減衰定数の算出には、振動振幅の大きい計測位置の波形

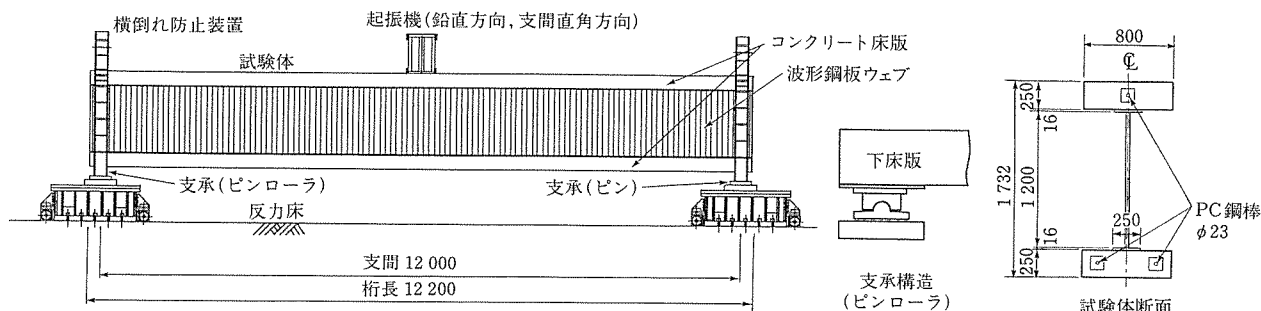


図 - 2 振動実験に用いた供試体の概要

を用いた。共振曲線からハーフパワー法によって算出した減衰定数と自由振動実験から算出した減衰定数は、鉛直曲げ対称1次モードと鉛直曲げ逆対称1次モードでは、1割程度の差があるものの、比較的近似した値が得られた。なお、鉛直曲げ逆対称1次モードでは、ハーフパワー法による減衰定数が、自由振動波形から算出した値より5割程度大きくなっている。鉛直逆対称1次モードについては、モードの節に相当する供試体支間中央位置が起振機位置となっていたために、同モードが十分に励起されず、誤差が大きかったものと考えられる。

表 - 2 固有振動数および減衰定数の測定結果

	モード形状	固有振動数	減衰定数
鉛直方向 (面内方向)	曲げ 対称1次	18.1 Hz (18.1 Hz)	0.015 (0.017)
	曲げ 逆対称1次	45.3 Hz (45.4 Hz)	0.015 (0.010)
	曲げ 対称2次	71.5 Hz (71.7 Hz)	0.023 (0.022)
水平方向 (面外方向)	面外たわみ 対称1次	8.8 Hz (9.0 Hz)	0.028 (0.025)
	ねじれ 対称1次	15.0 Hz (15.2 Hz)	0.019 (0.017)
	面外たわみ 対称2次	56.6 Hz (56.7 Hz)	0.010 (0.011)
	面外たわみ 対称3次	73.2 Hz (74.1 Hz)	0.013 (0.017)

() 内の数値は自由振動の結果で3回の平均値

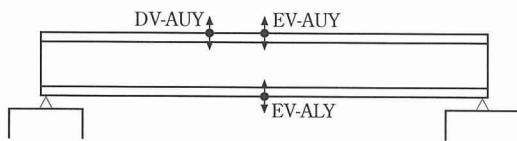
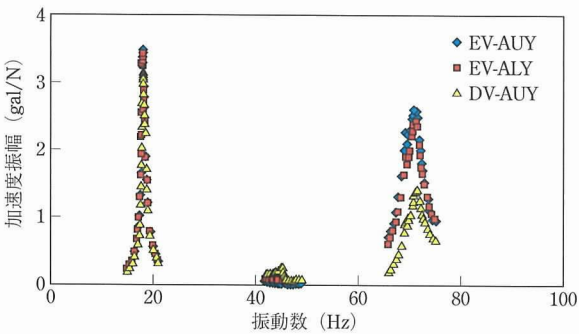
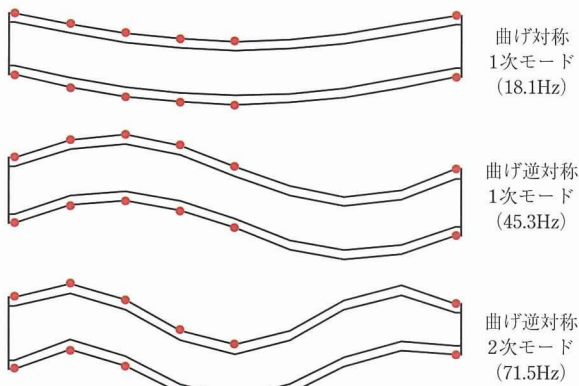


図 - 3 鉛直方向の共振曲線と振動モード

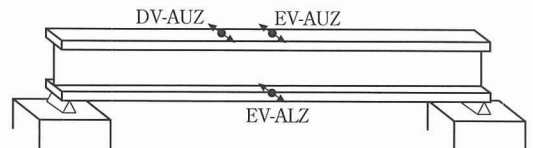
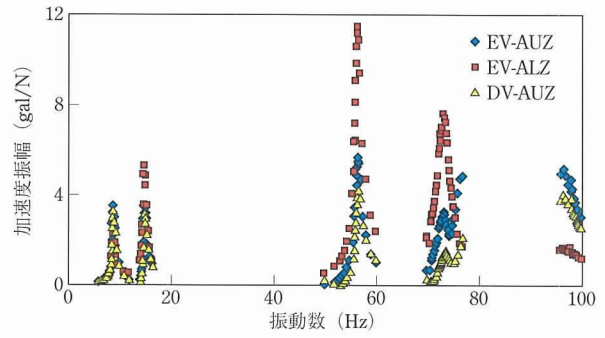
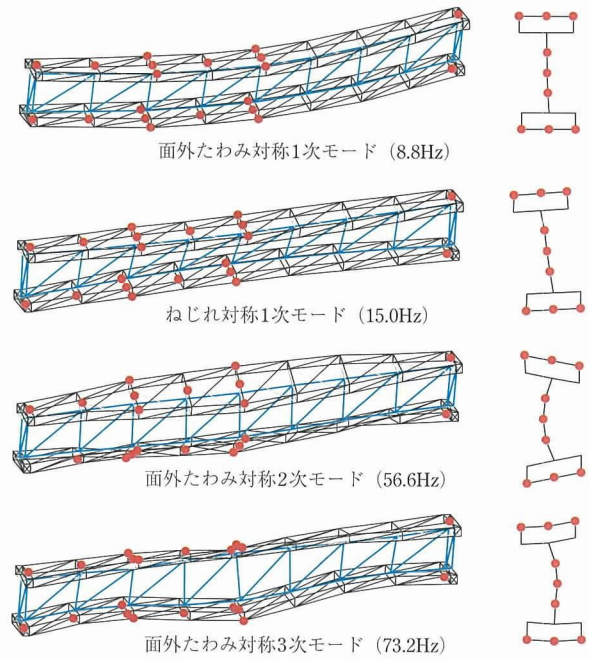


図 - 4 水平方向の共振曲線と振動モード

2.3 水平加振実験の結果

水平方向の定常加振実験からは、面外たわみ対称1次、ねじれ対称1次、面外たわみ対称2次、および、面外たわみ対称3次の4つの面外振動モードが確認された。図 - 4 に共振曲線とモード形状を示す。モード形状は、ウェブについては橋軸直角方向の測定値、上下床版については鉛直方向の測定値から図化したものである。

共振曲線によるピーク振動数と自由振動波形のフーリエスペクトルによるピーク振動数の差は、全モードにおいて2%程度であり十分な精度で卓越振動数を確認できたといえる。

面外たわみ対称1次モードは上下床版が同位相で、また、ねじれ対称1次は逆位相で、それぞれ橋軸直角方向に変位するものであり、上下床版の変位量もほぼ等しく、いずれも桁全体が1本の梁として振動しているモードである。一方、面外たわみ対称2次と面外たわみ対称3次においては、上下床版が別々に振動するだけでなく、ウェブ自身にも面

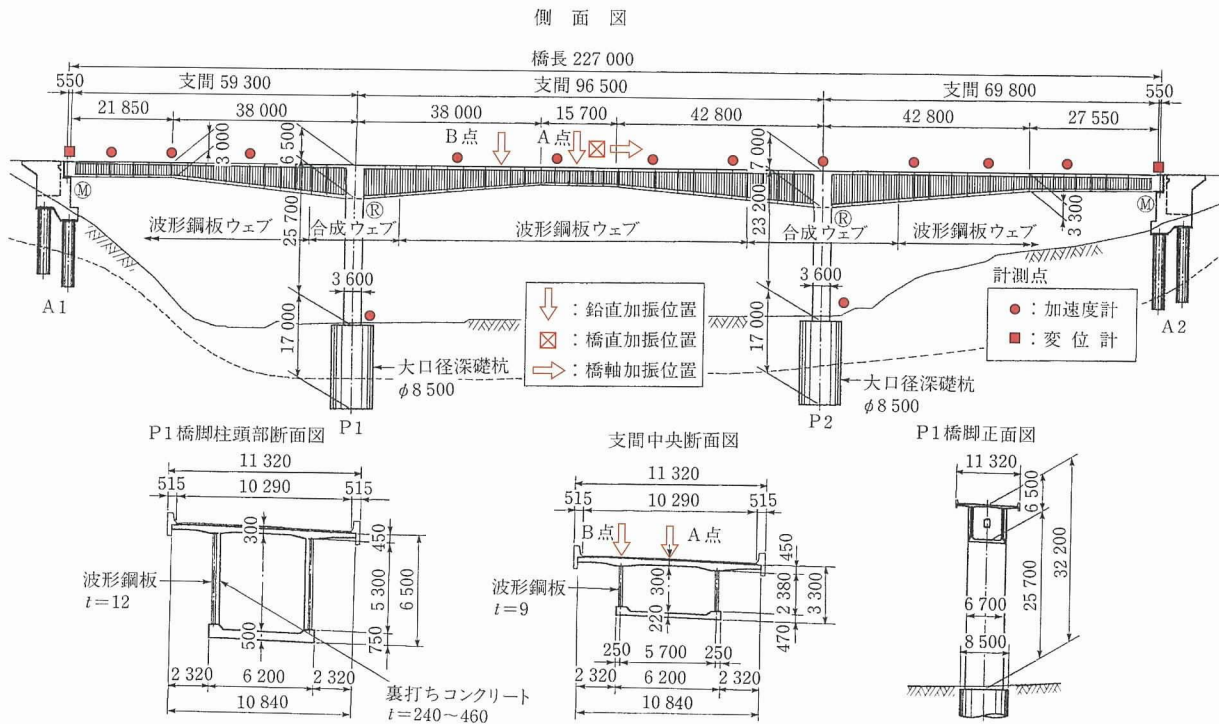


図 - 5 勝手川橋一般図および起振機実験の加振位置

外変形が生じており、複雑なモードである。

自由振動実験から算出した減衰定数の値は、ハーフパワー法の減衰定数と比較すると、面外たわみ対称1次、ねじれ対称1次、および面外たわみ対称2次では1割程度の差であり、面外たわみ対称3次では2割程度の差であり、全体としては十分な精度であった。

3. 勝手川橋の振動実験

3.1 橋梁および振動実験概要

勝手川橋⁶⁾は、日本海沿岸東北自動車道に建設された、橋長227.0 m、中央径間96.5 m、有効幅員10.29 mの3径間連続ラーメン波形鋼板ウェブPC箱桁橋である。勝手川橋の一般図を、図-5に示す。本橋の主方向のPC鋼材は全外ケーブル方式を採用している。また、橋脚付近のウェブは波形鋼板とコンクリートとの合成ウェブ構造としている。

振動実験^{9),10)}としては、起振機実験(共振実験、自由減衰実験)、常時微動実験および衝撃加振実験を行い、本橋の固有振動数、振動モード、減衰定数を測定した。起振機実験は、最大加振力30 kNの油圧サーボ式起振機(写真-1、写真-2)を使用し、加振振動数0.0~8.0 Hzの範囲において0.001~0.1 Hz程度のピッチで振動数を変化させ、共振曲線を作成し共振振動数の特定を行った。なお、固定支間長が長い外ケーブルについては、起振機実験による共振を避けるため、中間1点を固定治具によって固定した。

図-5に起振機実験における加振点および測点の配置を示す。起振機実験は図に示す加振点において鉛直方向、橋軸直角方向および橋軸方向の加振を行った。鉛直加振B点は、面内5次モードのようにA点がモードの節になる振動モードおよび中央径間のねじれモードに着目した加振点となっている。衝撃加振実験では、重量250 kNのクレーン車



写真 - 1 鉛直方向加振



写真 - 2 直角方向加振

の車軸を高さ20 cmの枕木上から落下させることにより橋梁に衝撃的加振力を与え、自由減衰振動波形を計測した。なお、衝撃加振実験および常時微動実験における測点配置は起振機実験と同様の配置とした。

主桁の振動はサーボ型加速度計により計測した。また、端支点支承部に高感度変位計、橋脚基部に加速度計を設置

し、実験時の支承および橋脚基礎の挙動を確認した。また、波形鋼板に設置した加速度計の応答より、起振機実験時に波形鋼板がはらむような挙動が無かったことを確認している。

3.2 振動特性

共振実験より得られた加速度共振曲線の一例を、加振力で正規化して図-6に示す。

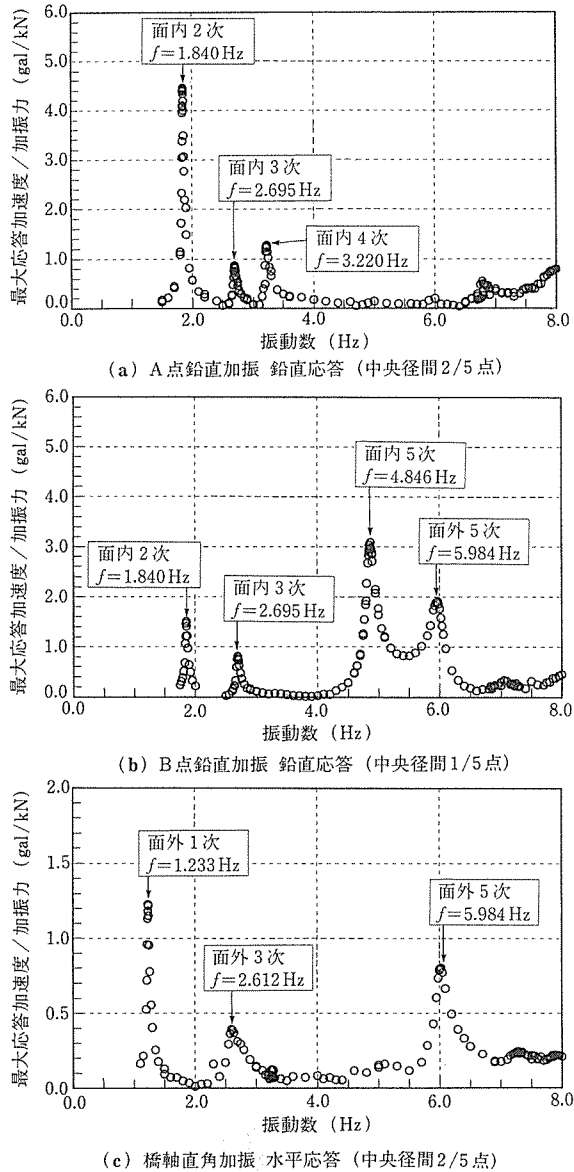


図-6 加速度共振曲線

ここで、面内1次モードは橋梁全体系が橋軸方向に水平振動するモードであり、橋脚の変形が主の振動モードである。よって面内1次モードについては検討から除外することとした。

図-7に、面内振動における実験から同定した固有振動モードと骨組モデルを用いて算出した固有振動モードの一例を示す。なお、骨組解析モデルの詳細については、その2-振動解析-を参照されたい。

面内2次および面内5次モードの実験値は、解析値とよ

く一致している。一方、各側径間の応答が卓越する面内3次および面内5次モードの実験値は、端支点の支承バネに設計値を用いた場合は卓越する径間と反対側の側径間のモード形状に差が生じているが、端支点を固定条件とした場合はよく一致する結果となった。

図-8に、面外振動における実験から同定した固有振動モードと骨組モデルより算出した固有振動モードを示す。面外1次モードの実験値は、橋脚下端を固定とした解析値と比較して橋脚位置の変形が大きいモード形状を示している。これは、実験での面外1次モードにおいて、橋脚下端の振動が確認されたことから、橋脚下端の境界条件(基礎の変形)による影響と考えられる。基礎の変形を考慮し、基礎下端を固定とした解析によるモード形状と実験値はよく一致している。なお、面外3次および面外5次モードの実験値は、橋脚下端を固定とした場合の解析値とよく一致する結果となっている。

表-3、表-4に各振動実験より得られた面内振動および面外振動における固有振動数および減衰定数の一覧を示す。ここで、表中の減衰定数における大振幅とは、自由減衰波形における最大振幅から最大振幅の95%までの範囲より算出した減衰定数であり、平均振幅とは大振幅から微小振幅に減衰するまでの波形全体から算出した平均的な減衰定数である。また、衝撃加振実験では応答加速度データよりモード円周適合法によって減衰定数の算出を行い、常時微動実験ではRD法によって減衰定数の算出を行った。

面内振動実験より得られた固有振動数は、実験の種類によらずほぼ一致した値となっている。また減衰定数については若干の差が見られるものの、他のモードを含めると全体的には振幅依存性の影響は小さかったものと判断される。また、衝撃加振実験および常時微動実験の結果は、起振機実験の結果と若干異なった値となっている。これは減衰定数の算出方法の違いによるものと考えられる。面内振動におけるモード減衰定数は、0.008~0.015程度である。

表-4に面外振動実験による固有振動数および減衰定数を示す。なお、面外2次モードについては、起振機による加振点がモードの節となるため、結果は得られなかった。また、面外5次モードおよび面外6次モードは振動数が近接した曲げとねじれが連成したモードとなっている。面外振動実験より得られた振動数についても、面内振動の結果と同様に実験の種類によらず振動数はほぼ同程度の値となっている。また、起振機実験による減衰定数は、大振幅と平均振幅での結果がほぼ一致していることから、面外振動に対しても減衰定数の振幅依存性は小さかったものと判断される。衝撃加振および常時微動実験の結果を含めると、起振機実験の面外3次モードを除き各実験の結果は一致している。なお、面外3次モードについては、起振機実験と衝撃加振および常時微動実験による減衰定数の値が異なっていた。これは、起振機実験でのA1側端部の振幅が、衝撃加振・常時微動に比べ相対的に大きく(図-8参照)、支承のエネルギー吸収と橋台からの逸散減衰の影響が異なっていたためと考えられる。モード減衰定数は、面外曲げモー

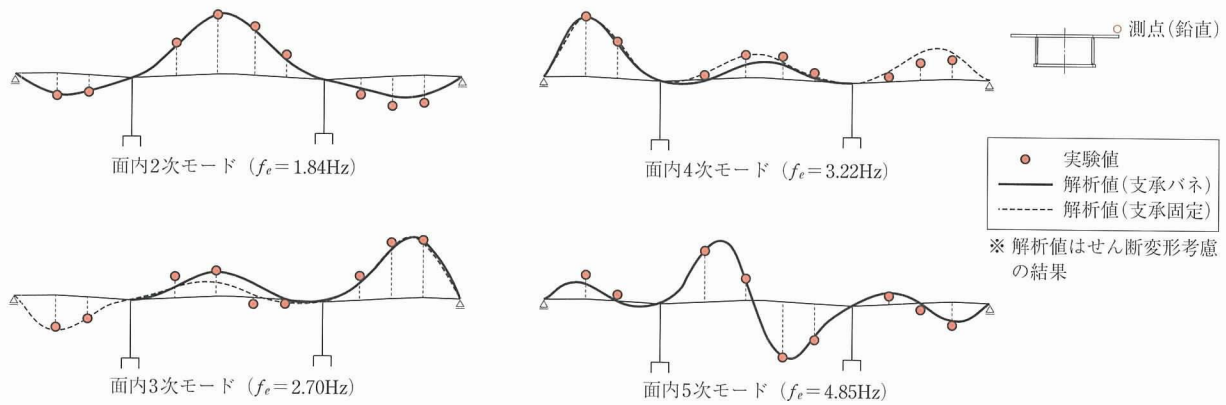


図 - 7 面内振動モード

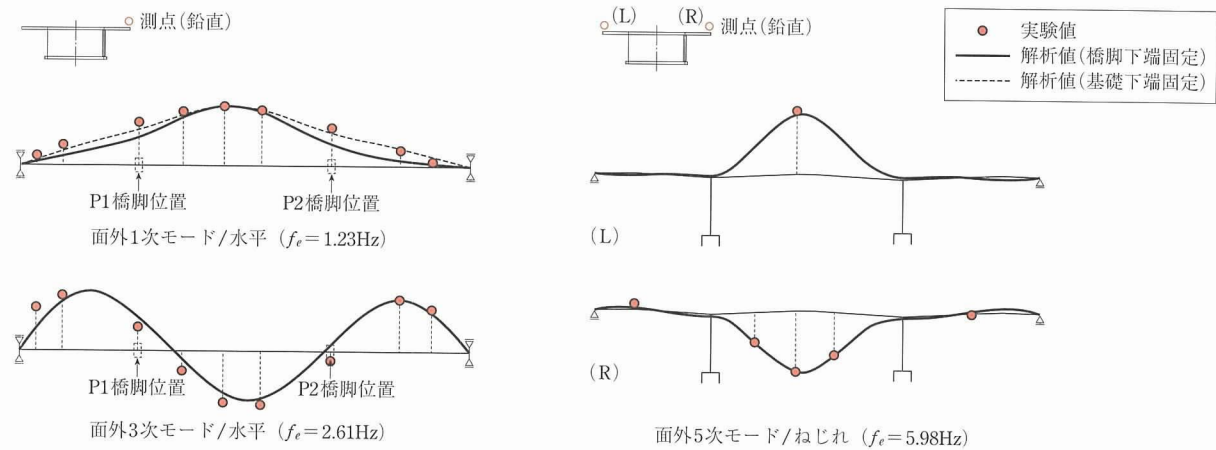


図 - 8 面外振動モード

表 - 3 固有振動数および減衰定数 (面内振動)

モード 次数	固有振動数			減衰定数			
	実験値			起振機			
	起振機	衝撃加振	常時微動	大振幅	平均振幅	衝撃加振 モード円	常時微動 RD法
2	1.840	1.831	1.897	0.0095	0.0118	0.0117	0.0077
3	2.695	2.686	2.673	0.0095	0.0092	0.0123	0.0075
4	3.220	3.284	3.269	0.0097	0.0094	0.0122	0.0096
5	4.846	4.871	4.939	0.0158	0.0146	0.0126	0.0149

表 - 4 固有振動数および減衰定数 (面外振動)

次数	形状	固有振動数 (実験値 Hz)			減衰定数			
		起振機	衝撃加振	常時微動	起振機			常時微動 RD法
					大振幅	平均振幅	衝撃加振 モード円	
1	水平	1.233	1.245	1.257	0.0170	0.0180	0.0215	0.0222
2	水平	—	1.733	1.760	—	—	0.0164	0.0188
3	水平	2.612	2.698	2.686	0.0277	0.0279	0.0123	0.0170
4	水平	3.255	3.625	3.276	—	—	—	—
5	連成	5.984	5.920	5.906	0.0151	0.0167	0.0140	0.0118
6	連成	—	6.140	—	—	—	—	—
7	ねじれ	7.268	6.860	7.300	—	0.0191	—	0.0202
8	ねじれ	7.889	7.837	8.013	—	0.0170	—	—

ドにおいては 0.012 ~ 0.028, ねじりモードにおいては 0.012 ~ 0.020 となった。

4. 小河内川橋の振動実験

4.1 橋梁概要

小河内川橋⁷⁾は、東九州自動車道の臼杵 IC から津久見 IC 間に建設された橋梁である。A1 ~ P3 径間は、3 径間連続合成桁橋であり、P3 ~ A2 径間は、橋長 157.0 m、有効幅員 9.81 m の 2 径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋である。(図 - 9、写真 - 3 参照)

本橋の特徴としては、架設時および完成時の主桁鋼材には透明シーすを用いた全外ケーブルを採用したこと、架設時には外ケーブルと総ねじ PC 鋼棒を併用して張出施工を行ったこと、ウェブ高さ 5.0 m 以上の波形鋼板は箱桁内側においてコンクリートウェブと合成させたことがあげられる。また、コンクリート床版と波形鋼板との接合にはアングル接合を採用している。

4.2 振動実験概要

主目的の 1 つである減衰定数の把握は振幅依存性の問題がある。衝撃加振実験、車両走行実験では、この振幅依存性を評価することが難しいため、起振機を用いて小振幅から大振幅の加振を行った。起振機は、写真 - 4 に示す、電気油圧式：中型起振機を使用した。起振機による加振は、図 - 10 および写真 - 4 に示すように、起振機を断面中央に設置した曲げ加振とウェブ上に設置したねじり加振を行った。以下に、実験種別を示す。

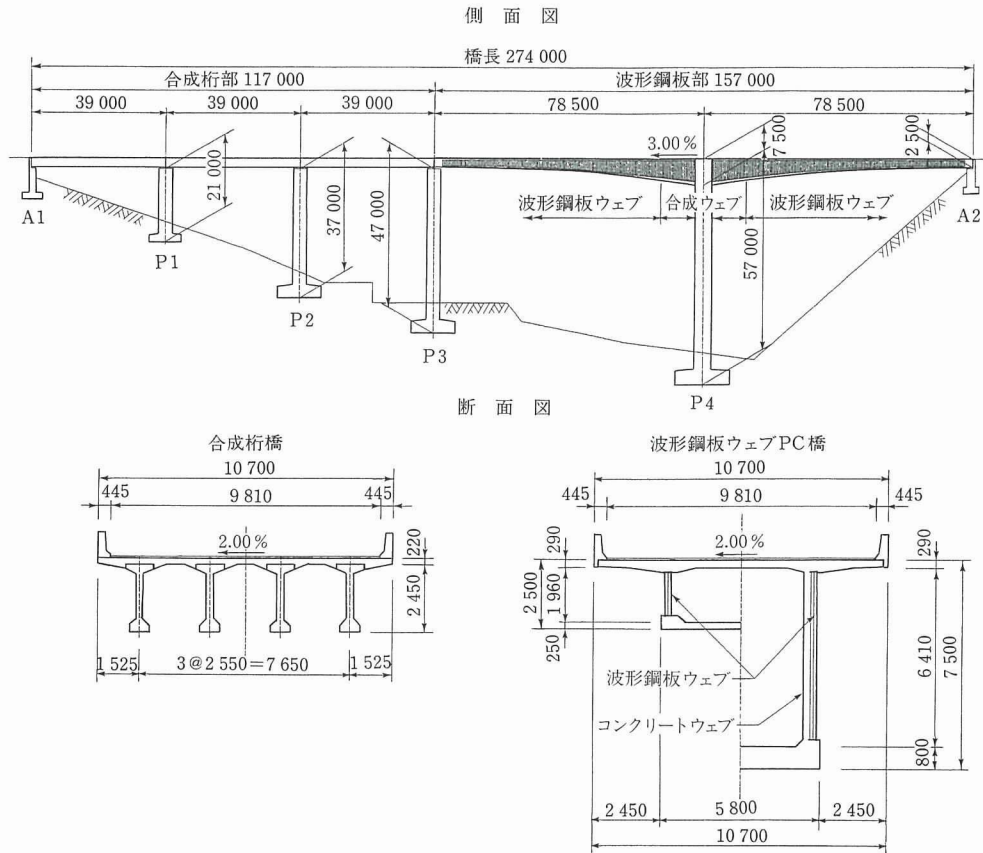


図 - 9 小河内川橋一般図



(a) 完成時



(b) 施工時

写真 - 3 小河内川橋

- 1) 正弦波応答実験：起振機を 1.0 Hz ~ 8.0 Hz の範囲で正弦波加振を行い，まず荒いピッチで周波数を漸増させピーク振動数を検出し，次に，ピーク振動数近傍で細かいピッチで周波数を漸増させ，各振動数ごとに得られる応答値から共振曲線をプロットさせることにより固有振動数を特定した。
- 2) 自由減衰実験：上記の正弦波応答実験で特定された固有振動数での加振を行い，起振機を急停止させ，自由減衰波形を測定することにより，各モードの減衰定数を特定した。

図 - 11 にサーボ型加速度計の設置位置を示す。また，波形鋼板と外ケーブルにひずみゲージ型加速度計を，支承には，変位計を設置し計測を行った。さらに，P3 橋脚の上端と P4 橋脚の基礎近傍にもサーボ型加速度計を設置して，隣接橋および基礎回転などの確認も行った。

4.3 振動特性

実験¹⁾で得られた共振曲線の一例を図 - 12 に示す。本振動実験においては，4つの曲げモードと2つのねじりモードが実測確認できた。表 - 5 に固有振動数および減衰定数の一覧を示す。実験で得られた波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の減衰定数は，面内曲げモードにおいては 0.005 ~ 0.007 程度であり，ねじりモードにおいては 0.008 ~ 0.01 程度であった。また，減衰定数は，平均振幅および大振幅とも，ほぼ同じ値であることから，減衰の振幅依存性は小さいと考えられる。図 - 13 にモード図と各モードの減衰波形を示す。なお，モード図に描画されている解析値とは，その 2

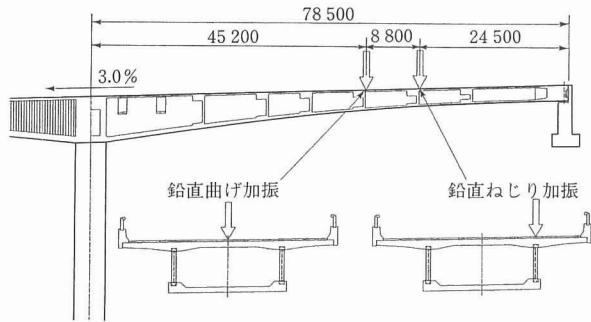
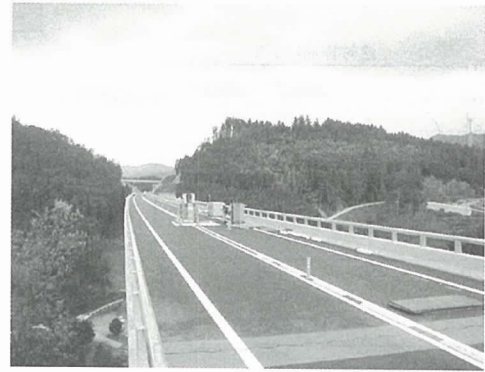


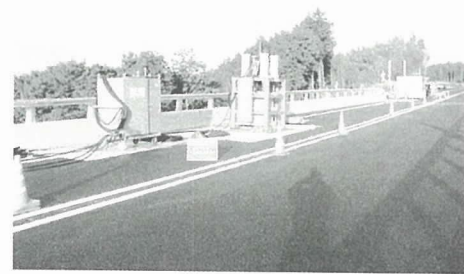
図 - 10 起振機の加振位置



(a) 曲げ加振位置

—振動解析—で述べる，波形鋼板のせん断分担およびせん断変形を考慮した固有値解析により得られた値である。また，各モードの減衰波形の内，対称曲げ2次モード，ねじり1次モードおよびねじり2次モードについては，接近するモードとの連成によって，うなり（Beating 現象）が生じている。このうなりに対しては，固有直交関数展開¹²⁾を応用してうなりを除去し，減衰定数の算定を行った。

波形鋼板に設置した橋軸直角方向の加速度計からは，波形鋼板がはらむような挙動は確認されなかった。外ケーブル



(b) ねじり加振位置
写真 - 4 起振機の設置状況

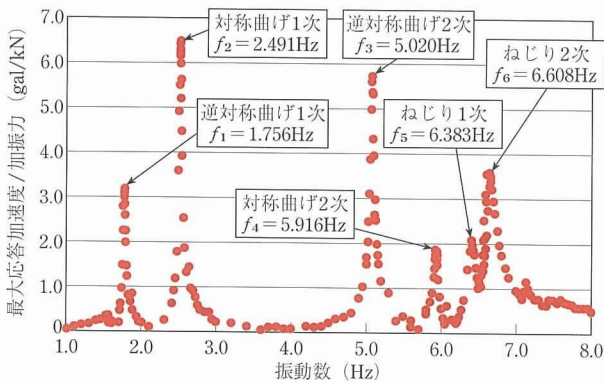


図 - 12 共振曲線

ルの打撃実験により得られた外ケーブルの固有振動数は8.6 Hz程度であり，主桁および車桁の振動数からは離れているため，外ケーブルの共振の可能性は無いと考えられる。また，P3橋脚に設置した加速度計からは，とくに，面内曲げモード振動時に大きな振動が観測され，解析の際には隣接橋梁のモデル化が必要であると考えられる。

さらに，実験時に計測された風速は3 m/s程度以下であり，今回実測された減衰定数は，構造減衰のみで，空力減

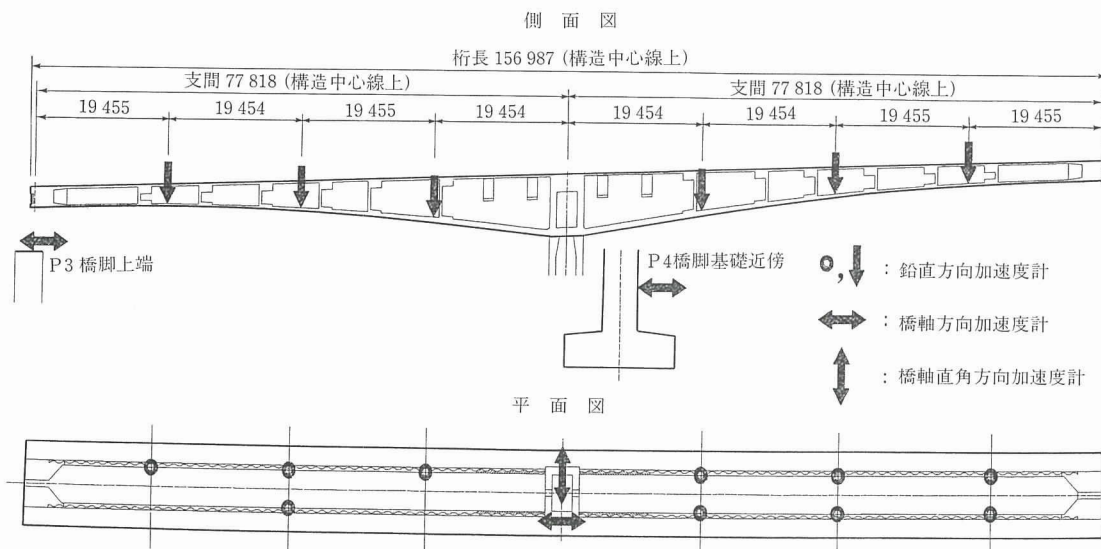


図 - 11 加速度計の設置位置

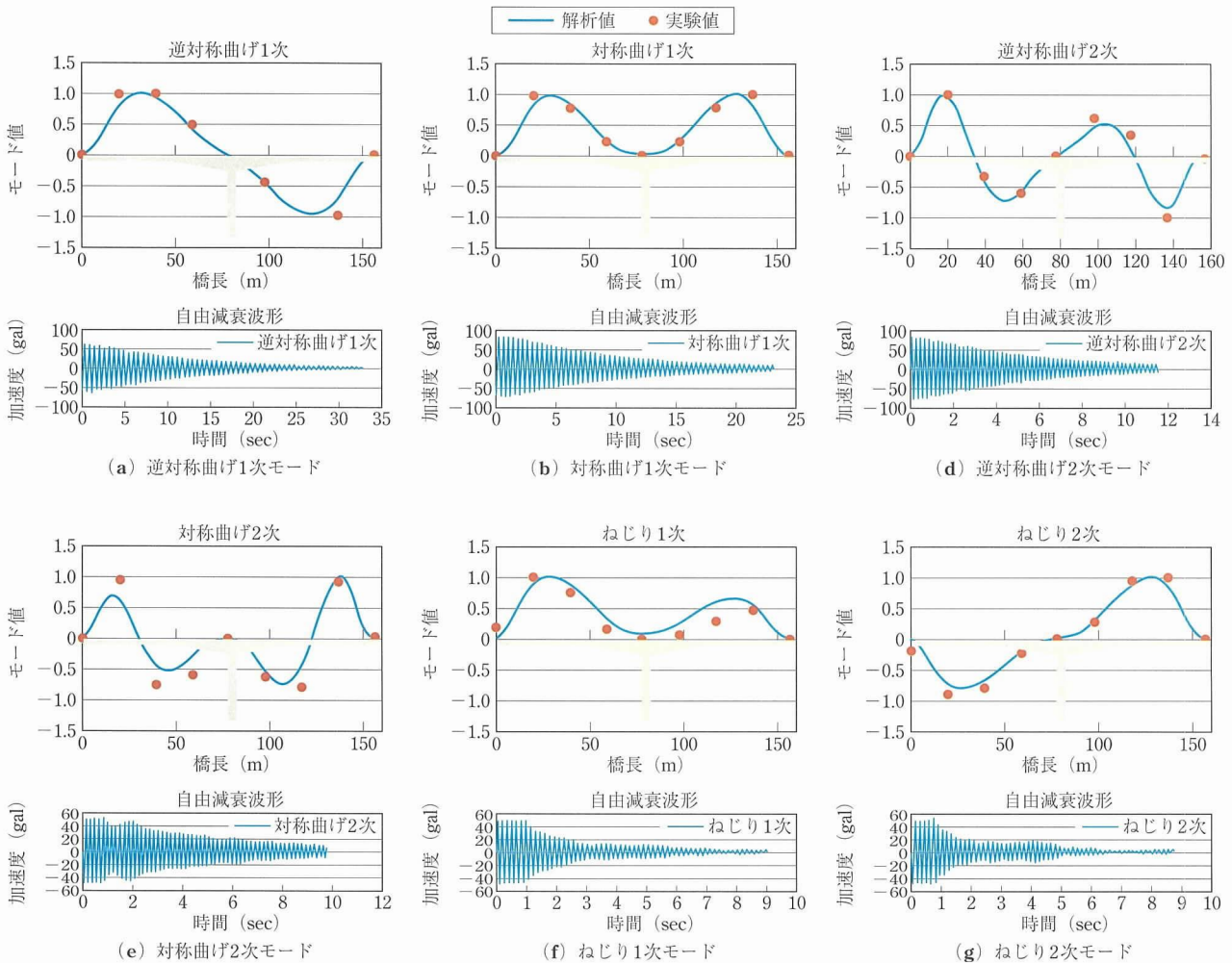


図 - 13 モード図および減衰定数

表 - 5 固有振動数および減衰定数

振動モード	固有振動数 ¹⁾ (Hz)	減衰定数 h		最大変位 (mm)	最大加速度 (gal)
		平均振幅 ²⁾	大振幅 ³⁾		
逆対象曲げ1次	1.756	0.0073 (0.0065~0.0080)	0.0072 (0.0067~0.0078)	5.2	63
対象曲げ1次	2.491	0.0065 (0.0064~0.0065)	0.0062 (0.0059~0.0065)		
逆対象曲げ2次	5.02	0.0056 (0.0056~0.0057)	0.0059 (0.0048~0.0065)	0.8	80
対象曲げ2次	5.916	0.0051 (0.0051)	0.0049 (0.0048~0.0049)	0.4	57
ねじり1次	6.383	0.0097 (0.0092~0.01)	0.0107 (0.0097~0.0129)	0.3	52
ねじり2次	6.608	0.0080 (0.0080)	0.0103 (0.0100~0.0105)	0.3	50

注1) 最大振幅からの自由減衰波形から求めた値。
 注2) 自由減衰直線の減衰解析範囲の平均振幅にあける値。
 注3) 振幅依存性検討結果の最大振幅から90%振幅までにおける平均値。

衰は付加されていないと推測される。

5. おわりに

供試体による振動実験と実橋2橋による起振機を用いた振動実験から、以下の結果を得ることができた。

(1) 供試体による振動実験の結果、対称モードを中心に、

高次までの振動モードを比較的良好な精度で計測することができた。面外の高次モードには、上下床版がべつべつに振動し、ウェブ自身も変形するモードが認められた。減衰定数は、面内方向では0.0017~0.022、面外方向のたわみモードでは0.011~0.025、ねじれモードでは0.017であった。これらの減衰には、支承の影響が若干含まれていたものと考えられ、解析において考慮する必要がある。

(2) 勝手川橋の起振機実験の結果、4つの面内曲げモード、3つの面外曲げモードおよび3つのねじれモードが確認された。モード減衰定数については、実験の種類により多少のばらつきはあるが、面内曲げモードにおいては0.008~0.015、面外曲げモードにおいては0.012~0.028、ねじりモードにおいては0.012~0.020であった。

(3) 小河内川橋の振動実験の結果、4つの面内曲げモードと2つのねじりモードが実測確認できた。減衰定数は、面内曲げモードにおいては0.005~0.007、ねじりモードにおいては0.008~0.01であった。これらの減衰の振幅依存性は小さい。また、波形鋼板がはらむような挙動は確認されなかった。外ケーブルの固有振動数は、主桁および車両の振動数からは離れているため、外ケ

ケーブルの共振の可能性は無いと考えられる。P3 橋脚の振動が観測され、解析の際には隣接橋梁のモデル化が必要である。

今回の報告では、各振動実験およびその結果について述べてきたが、その2の報告では、今回の振動実験結果を基に、主桁剛性評価方法の検証を行う。また、今回振動実験を行った、勝手川橋、小河内川橋をはじめとして、過去に振動実験を行った波形鋼板ウェブPC箱桁橋と既往の鋼橋およびPC橋の振動特性との比較も行う。

参考文献

- 1) Combault, J., et al ; Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium Kyoto, pp.417 ~ 424, 1993年10月
- 2) Combault, J. (大浦 隆訳) ; シャロール近くのモープレ高架橋, プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.34, No.1, pp.63 ~ 71, 1992年1月
- 3) 近藤昌泰, 清水洋一, 大浦 隆, 服部政昭: 波形鋼板ウェブを有するPC橋-新開橋-, プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.37, No.2, pp.69 ~ 78, 1995年3月
- 4) 石黒 互, 村田嘉宏, 須合孝雄: 松の木7号橋(銀山御幸橋)の設計と施工, プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.38, No.5, pp.5 ~ 14, 1996年
- 5) 水口和之, 芦塚憲一郎, 古田公夫, 大浦 隆, 滝 憲司, 加藤卓也: 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, pp.2 ~ 10, 1998年9月
- 6) 木水隆夫, 新井恵一, 神山正成, 奥山元: 全外ケーブルを採用した波形鋼板ウェブ箱げた橋(日本海東北自動車道 勝手川橋)の設計・施工について, コンクリート工学, Vol.39, No.10, pp.42-48, 2001年10月
- 7) 前田良文, 津田敏行, 和田教志, 足立大介: 東九州自動車道小河内川橋(波形鋼板ウェブPC橋)の設計について, 第10回プ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.837 ~ 842, 2000年10月
- 8) 垂水, 青木, 山野辺, 沖見, 山内: コンクリート床版付き波形鋼板ウェブ試験体の起振機振動実験, 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1191-1192, 2002。
- 9) 青木圭一, 木水隆夫, 黒田健二, 吉川卓, 丸山正志, 浦川洋介, 勝手川橋(波形鋼板ウェブPC橋)の振動実験について(面内振動), 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 10) 青木圭一, 木水隆夫, 黒田健二, 吉川卓, 丸山正志, 浦川洋介, 勝手川橋(波形鋼板ウェブPC橋)の振動実験について(面外振動), 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 11) 前田良文, 今泉安雄, 今村壮宏, 上平謙二, 津田敏行, 和田教志: 波形鋼板ウェブPC箱桁橋(東九州自動車道・小河内川橋)の振動特性, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 12) 田村幸雄: 固有直交関数展開のランダム変動場への応用のすすめ, 日本風工学会誌, 第65号, 1995年10月

【2003年1月15日受付】



刊行物案内

Seismic Design Code for Prestressed Concrete Structures

(April 2002)

頒布価格(会 員): 1,000 円(送料 400 円)
(非会員): 1,200 円(送料 400 円)