

波形鋼板ウェブエクストラードロードPC箱桁橋（日見夢大橋）の振動特性

三井住友建設(株) 技術研究所 正会員 ○高木康宏
 日本道路公団九州支社建設部構造技術課 正会員 西川孝一
 日本道路公団九州支社長崎工事事務所 岡澤祐三
 三井住友建設(株) 九州支店 正会員 田添耕治

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、中央支間長 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ロード橋である。また、本橋は、吊り形式の主桁構造に波形鋼板ウェブを採用した世界初の橋梁である。

これまで、国内でも波形鋼板ウェブ橋およびエクストラードロ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^{1) 2)}、その数は他の構造形式である PC 箱桁橋および斜張橋と比較して非常に少ないのが現状であり、本構造形式により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。また、完成直後の振動特性を把握することは、今後の供用中における剛性の変化を確認できるため、維持管理を行う上でも有用である。

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³⁾による振動実験を行い、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. 実験方法

図-1 に車両落下位置および加速度計位置を、図-2 に主桁の標準断面図を示す。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に幅員の中央とした。また、サーボ形加速度計を、主桁には鉛直方向に、主桁柱頭部および主塔には橋軸方向に配置した。

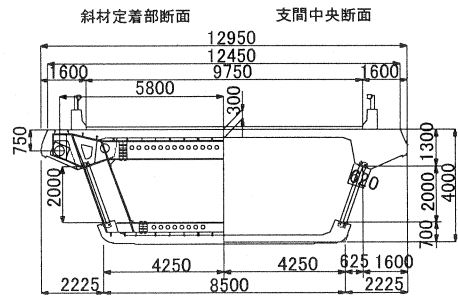


図-2 標準断面図

3. 固有値解析

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

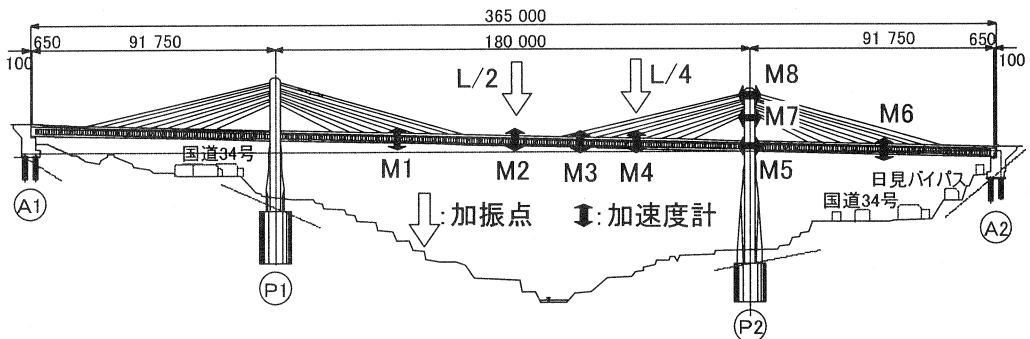


図-1 加振点・加速度計位置

表-1 固有値解析結果

面内モード	case1 せん断変形考慮 弾性バネ ^{※1}			case2 せん断変形考慮 ピン支持 ^{※1}			case3 せん断変形考慮 完全固定 ^{※1}			case4 せん断変形無視 弾性バネ ^{※1}		
	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
逆対称1次	0.96	108.6	7.0	1.41	-5.5	6.3	1.54	4.6	-2.2	0.98	114.0	5.0
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

※1: 桁端支持条件

クリートの弾性係数として材齢28日の材料試験値を使用し、主桁は36.0kN/mm²、主塔は32.0kN/mm²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。

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ーとして弾性バネ(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。

その結果(表-1)、両桁端の自由度を拘束するほど振動数が大きくなり、特に逆対称1次モードの差異は顕著であった。また、波形鋼板のせん断変形の有無による固有振動数の差異は低次では小さく、高次ほど大きくなった。これは、既往の研究¹⁾でも指摘されているように、高次ほど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、図-5に示すように case2・3では、対称2次モードが確認されたが、case1では類似したモードが確認されたものの、対称2次モードは確認されなかった。これは桁端の自由度が多い場合には橋脚高の違いが影響を及ぼすものと推察される。

4. 実験結果

代表例として図-6にL/4位置(図-1, M4)落下時の鉛直方向加速度波形、図-7に同位置落下時のM6位置の周波数分析結果を示す。また、表-2に固有振動数および減衰定数を、図-8に固有振動モード図を示す。ただし、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。

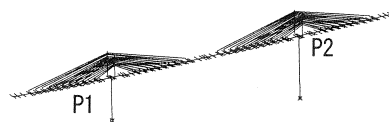


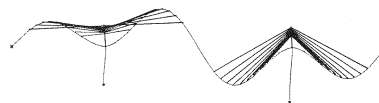
図-3 解析モデル



(a) 対称1次モード



(b) 逆対称1次モード



(c) 逆対称2次モード



(d) 対称3次モード

図-4 case1 面内固有振動モード

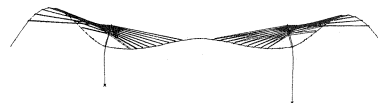


図-5 case2・3 対称2次モード

表-2 実験および解析結果

面内モード	固有振動数 (Hz)					減衰定数 車両落下
	実験値		解析値			
	車両落下	常時微動	case1	case2	case3	
対称 1次	0.73	0.72	0.67	0.68	0.69	0.007
逆対称 1次	1.48	1.49	0.96	1.41	1.54	0.004
対称 2次	1.69	1.69	—	1.56	1.97	0.005
逆対称 2次	1.83	1.83	1.73	1.73	2.03	0.006
対称 3次	3.12	3.09	2.90	2.92	2.93	0.008

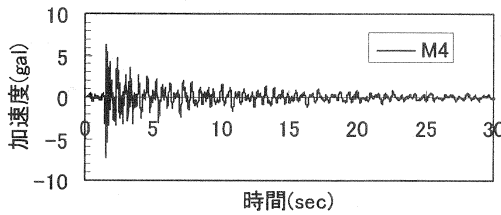


図-6 加速度波形

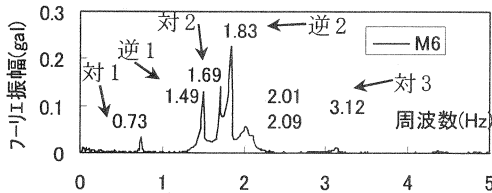


図-7 周波数分析結果

本実験における主桁の振動振幅は微小であったものの、面内対称1・2・3次、逆対称1・2次の5つのモードが明確に確認された。ただし、2.0Hz程度の周波数は明確なモードが得られなかった。また、減衰定数を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結果、面内1次モードの値は0.007であり、その他のモードの値は0.004~0.008であった。

図-9に実験と解析の振動数比較を示す。バネ支持(case1, 4)では逆対称1次モードが実験値と比較して小さく、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。結果的に、最も実験時の振動数およびモード形状を評価したモデルは両桁端をピン構造としたcase2となったが、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。これらより、ゴム支承の実験時の挙動を適切にモデル化することで実験結果を再現することが可能であると考えられる。

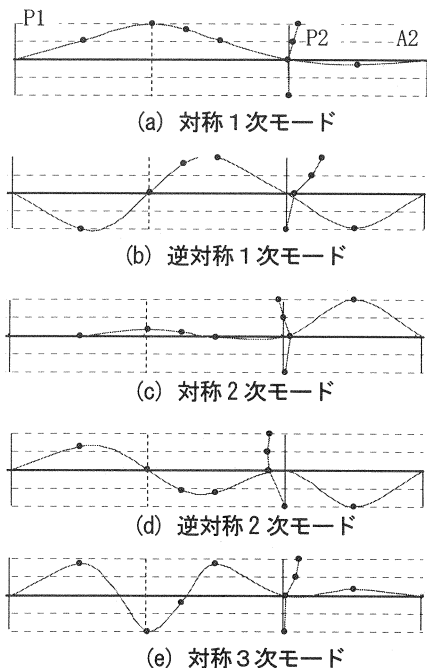


図-8 実験固有振動モード

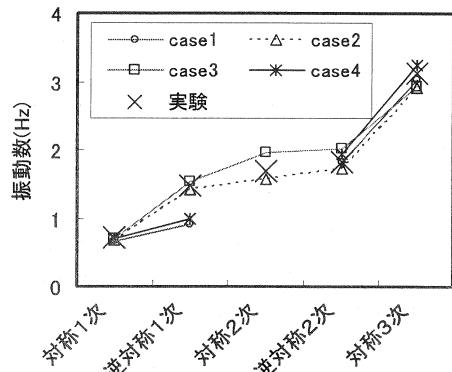


図-9 固有振動数比較

5. 他橋梁との比較

(1) 固有振動数

図-10 に他の橋梁²⁾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¹⁾による相関式および耐風便覧式⁵⁾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。ただし、僅かながら振動数が大きくなった要因として、本橋の場合、主桁自重が軽く、また、対称1次モードで最も振幅の大きい支間中央の桁高(4m)が、他のエクストラード橋(約3m⁶⁾)より高く、剛性も大きいことが挙げられる。

(2) 減衰定数

既往の研究⁶⁾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⁷⁾の提案式と振動実験結果とを比較する。

図-11より、PC橋および波形ウェブ橋の場合は何れの式においても相関性が確認されないが、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. おわりに

世界初の構造形式である波形鋼板ウェブエクストラード橋(日見夢大橋)において、常時微動計測および振動実験を行った。面内1次モードである対称1次モードの振動数(0.73Hz)は、せん断変形の影響が小さいことから、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ことが確認された。また、同モードの減衰定数0.007は、他のPC斜張橋と同程度の値を示した。さらに、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) 角谷他: 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, pp90-99, Vol. 45, No. 2, 2003. 3
- 2) 角谷他: 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, pp35-43, Vol. 45, No. 3, 2003. 5
- 3) 橋梁振動研究会: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂, 1993. 10
- 4) 加藤他: 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
- 5) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1981. 7
- 6) 河野他: 第2マカシ橋(エクストラードPC橋)の振動特性, 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. 685-690, 2000. 10
- 7) 竹田他: 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

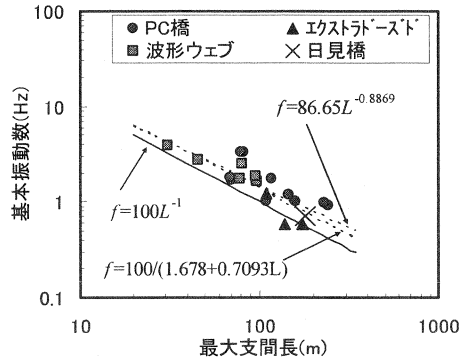


図-10 基本振動数比較

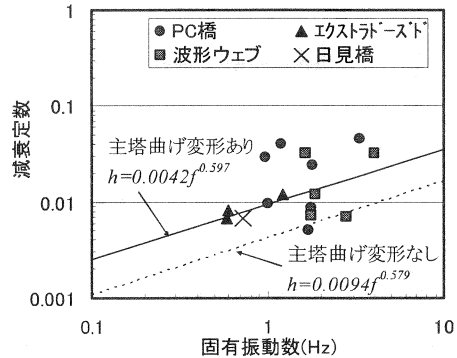


図-11 減衰定数比較