

(59) 志摩丸山橋の振動試験に基づく動的解析

三 重 県

加藤 光徳

日本技術開発(株)

佐伯 光昭

日本技術開発(株)

正会員

○川崎

カワサキ
イワオ
巖

1. はじめに

志摩丸山橋は、図-1に示すように、風光明媚な伊勢志摩国立公園の志摩半島内を通過する一般国道260号線が横過する英虞湾の入江のひとつを跨ぐ、スパン114mの2径間連続PC斜張橋であり、構造的には、RC構造から成る主塔、橋脚とPC構造の箱桁が剛結されている点が特徴となっている。

PC斜張橋は我が国において最も新しい橋梁形式のひとつであり、これまでに大地震の経験を受けておらず、その耐震性については十分解明されてはいない。このような点を考慮して、本橋では設計段階で修正震度法による静的耐震計算で定めた構造諸元に対し詳細な動的解析を実施して耐震性の照査を行い、所定の安全性を有するよう対処している¹⁾。さらに、設計段階で検討した耐風性、耐震性の確認、検証に資するため、建設省土木研究所の協力、指導を得て、本橋の完成後、起振機を用いた振動試験を行った。

本文は、耐震性に重要な影響を与える部材の減衰定数に着目して、試験により得られた耐震性に大きな影響を与える水平振動モードでの減衰定数の値が、従来、耐震性照査として実施される動的解析に用いられる慣用値や既往実施の試験値に比べて、過小傾向にあったことから、安全側の判断によりそれが本橋の構造特性によるものと考え、試験値を採用して動的解析を実施した結果を報告するものである。

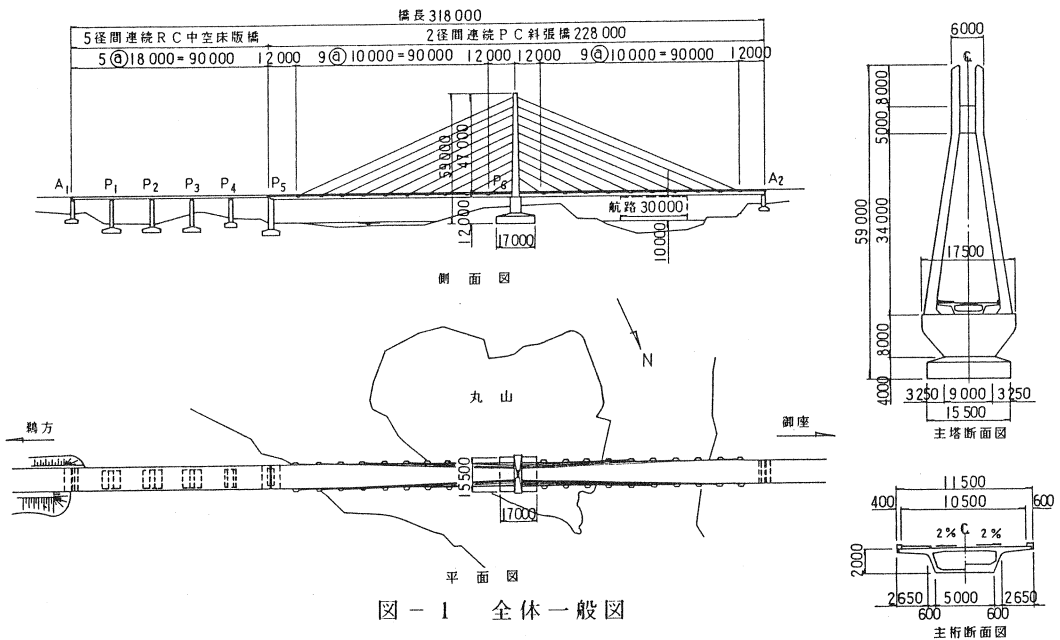


図-1 全体一般図

2. 橋梁概要

本橋の橋梁諸元を表-1に示す。本橋の構造上の特徴は、主塔に対して左右の支間長が対称であり、主桁と橋脚、主塔と橋脚が剛結構造になっている点である。また、設計時に動的解析による耐震性照査を行い橋脚軀体下端を鉄筋補強している。

3. 起振機振動試験

振動試験は、建設省土木研究所の起振機を使用し、橋軸方向、橋軸直角方向およびねじり加振を行い表-2に示す結果を得た。レオンハルト

トラは斜張橋はシステムダンピングにより減衰が比較的大きいと指摘しているが、今回の試験結果によれば主塔、主桁、ケーブルはそれぞれ独立した振動性状を呈し、減衰定数は総じて小さな値であり、モード毎に若干差異のあることがわかった。

表-1 橋梁諸元

1. 設計基本条件	
路線名	: 一般国道260号
架橋位置	: 志摩郡志摩町 片田~布施田
道路規格	: 3種2級
橋格	: 一等橋
橋長	: 318m (主橋部 228m, 取付け部 90m)
幅員	: 10.5m (車道 8.0m, 歩道 2.5m)
形式	: 2径間連続: PC斜張橋 (主橋部) 5径間連続: PC中空床版橋 (取付け部)
平面線形	: 直線
縦断勾配	: 0.2% 直線
2. 構造諸元	
主桁	: 逆台形一室箱桁
主塔	: 準A形
斜材	: 2面吊り, 準ハープ形
結合条件	: 剛結 (主桁と橋脚, 主塔と橋脚)

表-2 振動試験結果

次数	共振試験		自由振動試験 (%)						備考
	共振振動数 (Hz)	モード図	橋軸方向加振		鉛直加振		ねじり加振		
			主塔	主桁	主塔	主桁	主桁	主桁	
			X	X	X	Y	Y		
1	0.558				0.64 (1.1-6.2)	0.62 (2.2-16.0)			面内鉛直逆対称1次モード
2	0.911					0.28 (6.5-14.0)			面内鉛直対称1次モード
3	1.201								面外片持梁状モード
4	1.461								面外逆対称1次モード
5	1.607				0.58 (0.31-1.3)	0.63 (1.3-5.7)			面内鉛直逆対称2次モード
6	1.828				0.66 (0.080-0.19)	0.51 (0.96-4.1)			面内鉛直対称2次モード
7	1.902								面外逆対称1次・ 主塔乙方向1次モード
8	2.780		1.04 (0.016-0.035)	1.08 (0.056-0.014)	2.04 (0.054-0.29)	1.85 (0.034-0.17)			面内鉛直逆対称3次・ 主塔X方向モード
9	3.010								主桁ねじり逆対称モード
10	3.250						0.79 (0.048-0.20)		主桁ねじり対称モード
11	3.380				1.05 (0.12-0.26)	0.86 (0.092-0.35)			面内鉛直対称3次モード
12	3.530				0.77 (0.17-7.42)	0.53 (0.10-0.62)			面内鉛直逆対称3次・ 主塔X方向モード
13	4.163		0.27 (0.15-0.35)	0.24 (0.045-0.059)	0.39 (0.48-1.5)	0.33 (0.072-0.10)			橋脚橋軸方向モード
14	5.400								面内鉛直逆対称4次モード
15	5.500								面内鉛直対称4次モード
16	5.806								面外主塔乙方向2次モード
17	6.416		0.26 (0.14-0.23)	0.25 (0.021-0.032)					面内主塔X方向2次モード

注) ()内は変位 (mm) X: 橋軸方向, Y: 鉛直方向

4. 振動試験のシミュレーション解析

(1) 固有値解析

2次元の骨組モデルによる固有値解析の結果と振動試験より得られた結果を代表的なモードで比較したものを図-2に示す。これより、振動モードと固有周期については、既往の振動試験と同様にかんがりの精度で試験結果を再現できることがわかる。

(2) 周波数応答解析

橋の減衰特性は、材料の内部摩擦による材料減衰、支承部の摩擦による構造減衰、振動エネルギーの地下逸散減衰などからなり、橋の応答に大きく影響することから、振動試験より得られた減衰定数が、妥当性のある値であることを確認することは非常に重要なことである。したがって、(1)で使用したモデルにより周波数応答解析を実施し、起振機振動試験時のシミュレーション解析を行い、減衰定数の妥当性を確認した。試験より得られた減衰定数は、モード毎に若干差異があることから、1~17次までの各モードの減衰定数をモード減衰として取り扱い解析を行った。また、試験で得られた減衰定数の中に上述した種々の要因による減衰は全て含まれていると考えた。

図-3に橋軸方向加振時の橋体各部の共振曲線の比較を示す。この図より、解析値の方が若干応答値が大きいことがわかるが、これは解析値に比べて振動試験の測定精度が悪いことに起因するものと考えられる。したがって、試験より得られた減衰定数は解析にそのまま用いてもほぼ妥当性のある値であるといえる。

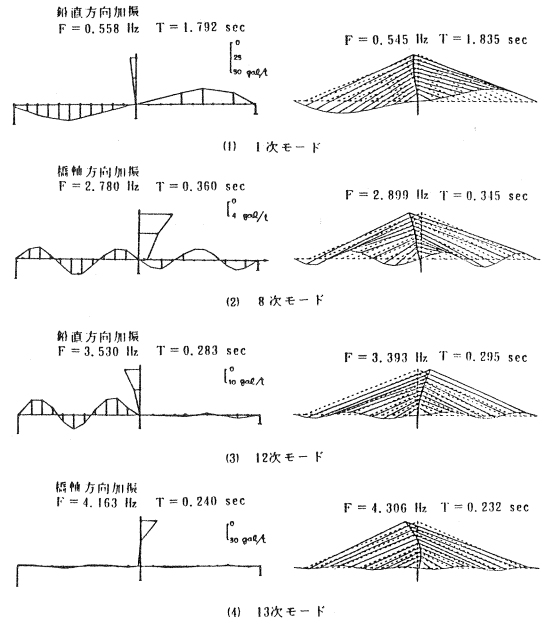


図-2 代表モードにおける固有値解析結果と振動試験結果との比較

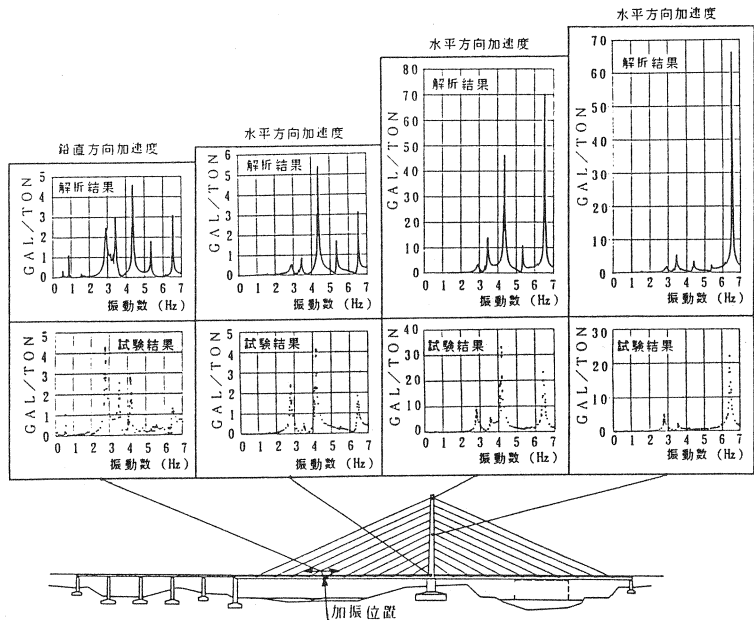


図-3 橋軸方向加振時の橋体各部の共振曲線

5. 試験結果に基づく動的解析

4.に述べたように、振動試験のシミュレーション解析によって解析モデルの妥当性、本橋の動的特性—固有周期、振動モードおよび減衰定数—の妥当性を確認することができた。

ここでは、この振動試験によって得られた減衰定数の値が本橋の構造上の特徴をそのまま反映しているものと見なして、耐震性の照査を今回改訂された道路橋示方書V、耐震設計編6章動的解析による照査の規定に準拠して行なった結果を示す。

図-4に主塔～橋脚での時刻歴解析法、応答スペクトル法（RMS法とCQC法）による動的解析結果の最大曲げモーメントの分布を修正震度法（ $k_{sm}=0.18$ ）によるそれと併せて示した。

この図から注目されるのは、震度法と動的解析による断面力の大小が、主塔と橋脚とでは傾向を異にすることである。これは、主塔の応答加速度が修正震度法で想定しているレベルよりも大きくなったためと考えられる。

部材断面の応力度については、主塔では活荷重時で決まっていることから地震時では問題なく、地震時で断面が決定される橋脚躯体下端については、断面力が修正震度法のそれとほぼ同じであり、道路橋示方書に規定された耐震性の基準を満たしていることが確認された。

6. あとがき

以上、振動試験結果に基づく動的解析について述べた。PC斜張橋の場合、地震時の挙動が実際に地震観測により十分に観測されていないこともあり、「振動試験で得られた減衰定数は微小振幅時の値であって、必ずしも地震時の性状を反映していない」という見解を直ちに採用して耐震性を評価することは、適切でないと考えられる。したがって、本報告で述べたように試験結果を尊重して動的解析を実施し、安全性の基準を満たすことを確かめた。今後は、可能な限り振動試験を実施して、特に減衰定数の振幅依存性を把握解明すること、実橋に対する地震観測を実施して地震時の減衰定数を同定することが、PC斜張橋の合理的な耐震設計法の確立に必要である。

最後に、振動試験の段階から多大な御指導、御尽力を頂いた建設省土木研究所をはじめとする関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

《参考文献》

- 1) 加藤，立花：一般国道260号 布施田浦橋（PC斜張橋）の構造解析と耐震性照査、プレストレストコンクリート（平成元，1）

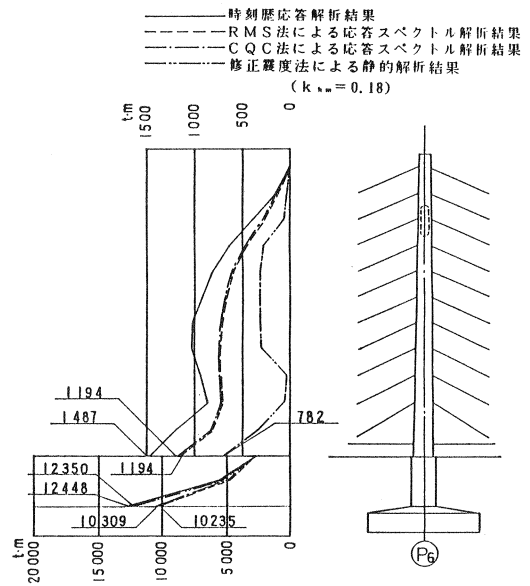


図-4 主塔、橋脚における曲げモーメント分布図（橋軸方向）