

(129) 第2マクタン橋 (エクストラードードPC橋) の振動特性

鹿島 技術研究所 ○河野 哲也
 鹿島 土木設計本部 正会員 山野辺 慎一
 片平エンジニアリング・インターナショナル 君島 正美
 片平エンジニアリング・インターナショナル Jovito C. Santos

1. はじめに

第2マクタン橋は、フィリピンのセブ島とマクタン島に架かる橋長1010mの海上橋梁で、3径間連続エクストラードードPC橋である主橋梁部とその両側の取付高架橋部によって構成されている。主橋梁部は、橋長410m、中央径間長185m、幅員21mの世界最大規模の3径間連続エクストラードードPC橋である¹⁾(図-1, 2)。

架橋地点は、環太平洋地震帯に位置し、地震発生頻度が高い地域であることから、動的解析による耐震設計を行っている。しかし、エクストラードードPC橋については振動実験の実績が少なく、振動特性が十分に把握されていない。これらのことから、耐震設計の妥当性の検証、及び振動特性の把握を目的として、実橋において大型起振機を用いた振動実験、衝撃加振による自由振動実験、常時微動計測を実施した。本論文では、振動実験から得られた第2マクタン橋の振動特性について報告するとともに、耐震設計の妥当性を確認するために実験時の条件を考慮した固有値解析との比較検討を行った結果について報告する。

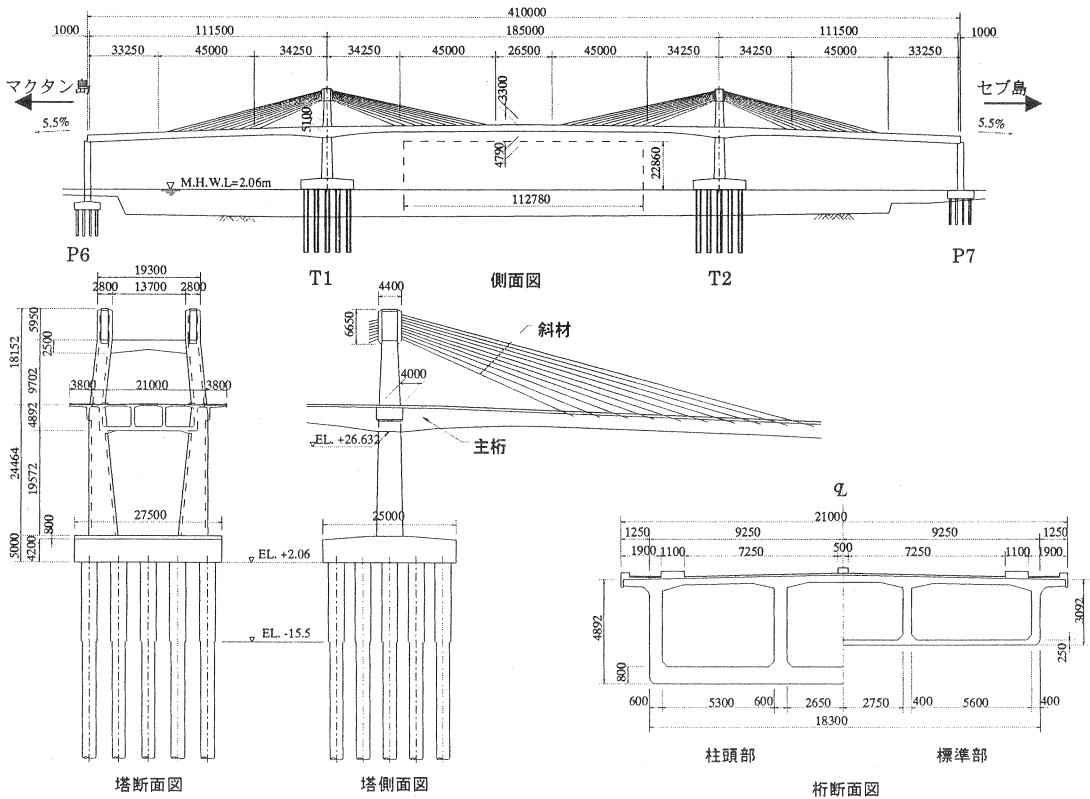


図-1 橋梁一般図

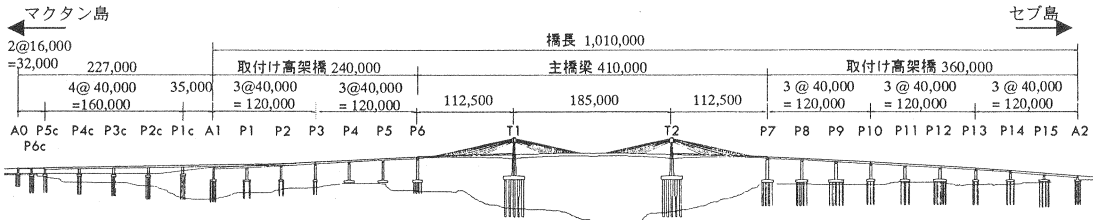


図-2 橋梁全体図

2. 実験方法

起振機実験は、写真-1に示す最大加振力 50kN の鉛直加振用起振機（鹿島技研所有）を図-3に示したように中央径間 L/4 点又は中央径間 L/2 点に桁のねじれ振動が発生しないように桁の中央に設置し、面内振動モードを励起した。サーボ型速度計を用いて、桁、主塔、フーチング、端橋脚天端、斜材ケーブル、及び取付高架橋の桁の振動を測定した。また、レーザー変位計を用いて端橋脚部上の主橋梁部のすべりゴム支承橋軸方向変位と橋軸直角方向軸まわり回転変位を測定した。

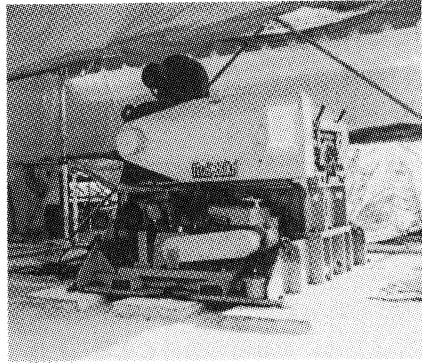


写真-1 鉛直加振用起振機

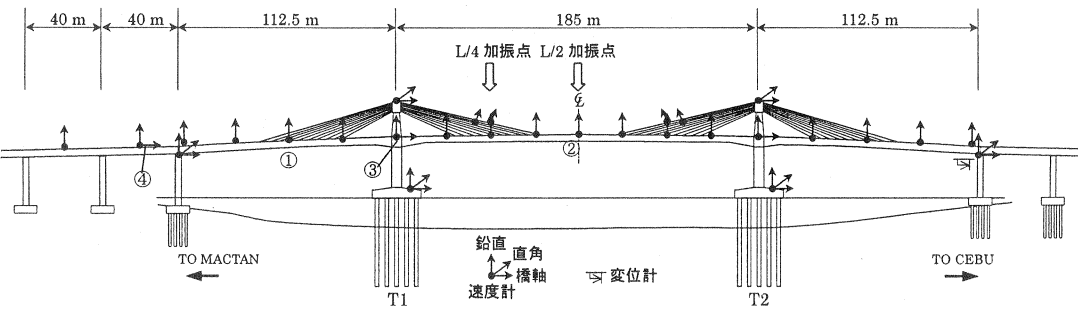


図-3 センサ配置，起振機設置位置

3. 実験結果

3. 1 卓越振動数及び振動モード

起振機実験により得られた主な共振曲線を図-4に示す。側径間中間部鉛直方向（図-3中の①）、及び中央径間中央部鉛直方向（図-3中の②）の共振曲線から、面内対称1次、2次、3次、4次、面内逆対称モード1次、2次、3次の7つの卓越振動数を確認できる。図-4に示した共振曲線の面内対称3次モードのピークが他の振動モードに比べ明確でないのは、上から6、7段目の斜材の1次卓越振動数が桁の卓越振動数に近接しているために桁の振

表-1 鉛直方向モードの固有振動数

振動モード	耐震設計モデル	実験値 [Hz]		
		常時微動	起振機	自由振動
面内対称1次	0.500	0.59	0.59	0.586
面内逆対称1次	0.616	0.82 (T1側)	0.83 (T1側)	0.818
		0.87 (T2側)	0.84 (T2側)	
面内対称2次	0.891	1.06	1.07	1.062
面内逆対称2次	0.923	—	1.27	1.257
面内逆対称3次	1.273	—	1.53	1.526
面内対称3次	2.033	—	2.33	—
面内逆対称4次	2.375	—	—	—
面内対称4次	2.725	—	3.04	—

動と斜材の振動が共振を起こしているためと考えられる。起振機加振振動数 2.33Hz 前後における斜材の共振は、斜材の応答曲線より確認している。

各実験により得られた卓越振動数を耐震設計で用いた解析モデルの固有値解析結果と比較して表-1 に示す。また、実験により得られた固有振動モードと耐震設計の固有振動モードを図-5 に示す。

実験で得られた固有振動モードは、耐震設計モデルの振動モードと同形状となっているが、卓越振動数に関して、実験値は耐震設計値と比べ1~3割大きい値となり、特に逆対称モードにおいて実験値と設計値の差が大きい。この要因として以下に示す4つの事が上げられる。

- (1) 端橋脚部の滑りゴム支承を耐震設計モデルでは橋軸方向にフリーとしているが、振動実験時の端橋脚部支承変位は最大約 5mm であり、滑りゴム支承がすべり出さないため、ゴム支承の剛性で弾性支持されている。
- (2) 実験時は橋面工未施工の状態であり完成系よりも橋面工重量分軽くなっている。
- (3) 耐震設計モデルではコンクリートの弾性係수에設計値を用いているが、振動実験時のコンクリート弾性係

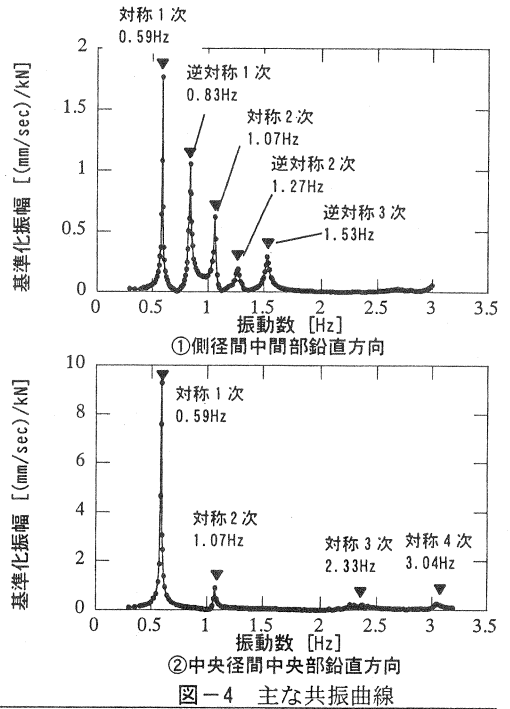


図-4 主な共振曲線

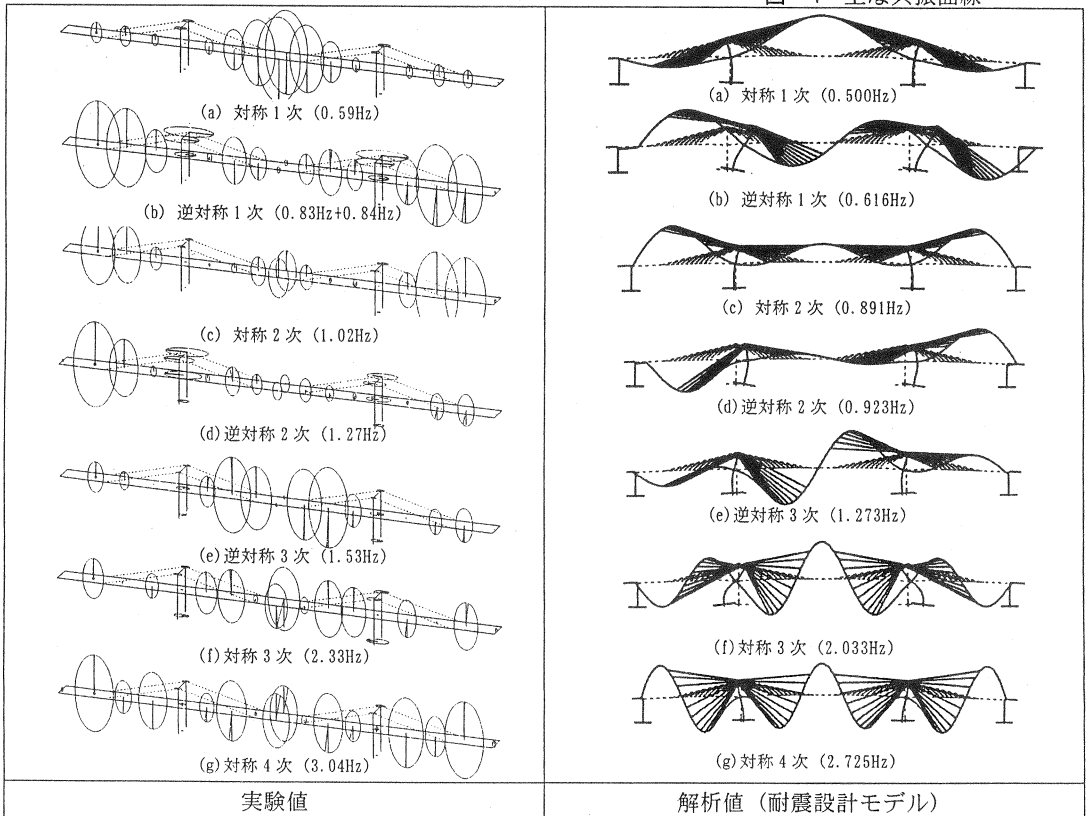


図-5 固有振動モード

数は微小振幅特性を考慮すると設計値よりも大きくなることが予想される。

(4)耐震設計で設定する地盤パネの値は地震時を想定しており、振動実験レベルの振幅ではこの値よりも大きくなる。

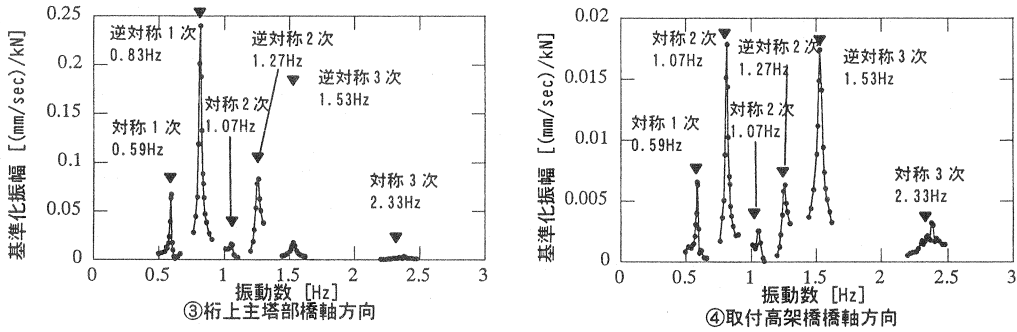


図-6 主橋梁と取付高架橋の共振曲線

桁上のT1柱頭部橋軸方向(図-3中の③)、及びMACTAN側に隣接する桁橋における橋軸方向(図-3中の④)の共振曲線を図-6に示す。取付高架橋が主橋梁の卓越振動モードに合わせて振動している。主橋梁に比べ1/2~1/15程度の小さな応答になっており、その減少率は高次の振動数の方が小さくなっている。主橋梁部及び取付高架橋は、P6橋脚天端においてそれぞれ滑りゴム支承、ゴム支承で支持されているが、上記のとおり滑り支承が滑らないため主橋梁の振動が取付高架橋に伝わっている。このため、主橋梁の振動を評価する際に取付高架橋の影響を考慮する必要がある。

3. 2 減衰定数

自由振動実験では、得られた減衰波形に各振動モードに対応するバンドパスフィルターを通し、各振動モードの減衰波形を求めた。得られた波形の対数減衰率を算出し、各振動モードの減衰定数を求めた。また、起振機実験による共振曲線からハーフパワー法により各振動モードの減衰定数を求めた。これらをまとめたものを表-2に示す。

実験より求められた減衰定数は、対称1次、2次ではおよそ0.004、逆対称1次、2次、3次では0.008~0.015であり、逆対称モードの方が対称モードよりも大きくなっている。これは竹田ら²⁾の指摘のように、逆対称モードでは地盤の変形による逸散減衰が付加されるのに対し、対称モードでは地盤の変形がほとんどないためである。また、耐震設計で規定されている値よりも小さいが、これは振動実験の振動振幅が耐震設計で想定しているものよりも小さいためである。同規模の既設PC斜張橋における振動実験結果²⁾と比較すると図-7のようになり、本橋は既設PC斜張橋と同程度の減衰を有している。

表-2 鉛直方向モードの減衰定数

振動モード	実験値 [Hz]	
	起振機	自由振動
面内対称1次	0.0067	0.0043
面内逆対称1次	0.0083	0.0084
面内対称2次	0.0065	0.0045
面内逆対称2次	0.0120	0.0155
面内逆対称3次	0.0110	0.0104

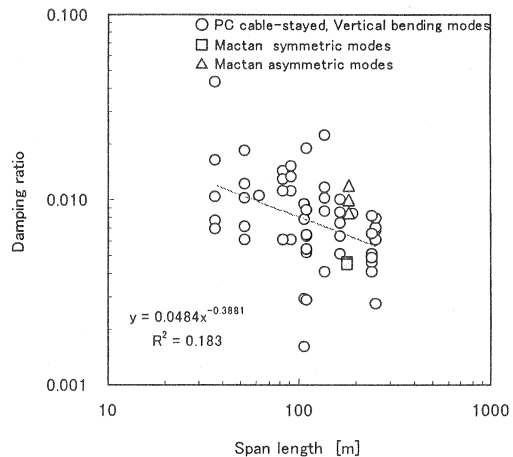


図-7 既設PC斜張橋の減衰定数との比較

4. 固有値解析値との比較

4. 1 解析モデル

解析モデルは、取付高架橋の影響も考慮するため図-2 に示す A1 から A2 までの主橋梁及び取付け高架橋を3次元骨組みモデルとしてモデル化した。桁、橋脚を梁要素、斜材をトラス要素、地盤の影響を地盤バネとした。地盤バネについては道路橋示方書V耐震設計編に基づいて算出した。実験で得られた固有振動数を解析値と比較するには、3. 1に記したように実験時の条件を考慮して解析モデルを作成する必要がある。ここでは以下の3つのモデルについて固有値解析をし、耐震設計値と実験値が異なる要因について検討した。

モデル1：実験時の橋面工重量を考慮し、端橋脚部の桁支持条件をすべりゴム支承の弾性バネとした。

モデル2：モデル1の考慮条件に加え、コンクリートの弾性係数を品質管理試験とコンクリート特性試験のデータから現地コンクリートの特性と材齢を考慮し、また、微小振幅時のコンクリートの弾性係数を考慮して補正した。(補正方法は次節に示す)

モデル3：モデル2の考慮条件に加え、モデル1及びモデル2で用いた地盤バネ値、すなわち道路橋示方書に従い算出した地盤バネの値を振動実験の振幅レベルを考慮して3倍にした。

4. 2 実験時のコンクリートの弾性係数

耐震設計モデル及びモデル1では、道路橋示方書I共通編に規定されている設計基準強度に応じた弾性係数を用いている。28日強度が得られている品質管理試験(表-3)及び材齢28日と5カ月における圧縮強度と弾性係数が得られているコンクリート特性試験(表-4)の値を用いて実験時の弾性係数を以下のように算出した。

コンクリート特性試験より得られている28日強度、弾性係数は、それぞれ49N/mm²、26.1kN/mm²となっている。一方、道路橋示方書I共通編に規定されている設計基準強度と弾性係数の関係では、設計基準強度49N/mm²に対して弾性係数32.6kN/mm²であり、コンクリート特性試験による弾性係数は、強度相当の弾性係数よりも約20%小さい。これはモルタル分が多いことや、現地の骨材の特性によるものと考えられる。

また、材齢28日から材齢5カ月までの弾性係数の増加は、コンクリート特性試験の結果では14%程度である。

以上のことから、①品質管理試験より得られている材齢28日の圧縮強度を基に道路橋示方書に従って弾性係数を求め、②現地のコンクリートの特性を考慮して補正し、さらに③材齢5カ月までの弾性係数の増加を考慮して実験時の弾性係数を求めた。

また、④既往の研究³⁾より振動実験のようなコンクリートの応力振幅が微小であるとき、実験時の静的弾性係数の1.1倍程度になることから、材齢5カ月までの弾性係数の増加を考慮した値を1.1倍する。

これらの影響を考慮してコンクリートの弾性係数を算定すると表-5のようになる。設計時の弾性係数に対して、主桁・主塔では1.07倍、端橋脚で

表-3 品質管理試験による圧縮強度

	主桁・主塔	端橋脚	杭
設計基準強度 (N/mm ²)	40	24	30
28日圧縮強度(実測値) (N/mm ²)	50	37	46

表-4 コンクリート特性試験による圧縮強度と弾性係数 (設計基準強度40N/mm²)

	28日	5カ月
圧縮強度 (N/mm ²)	49	67
弾性係数 (kN/mm ²)	26.1	29.6

表-5 コンクリートの弾性係数

	主桁・主塔	端橋脚	杭
①28日強度に対する設計弾性係数 (kN/mm ²)	32.6	29.8	31.8
②現地コンクリート特性を考慮した弾性係数 (kN/mm ²)	26.3	24.0	25.6
③材齢5カ月の弾性係数 (kN/mm ²)	29.8	27.3	29.0
④微小振幅を考慮した弾性係数 (kN/mm ²)	32.8	30.0	32.0
設計基準強度に対する設計弾性係数(耐震設計モデル) (kN/mm ²)	30.4	24.5	27.6

は1.22倍、杭では1.16倍となる。

4. 3 解析結果

固有値解析結果を起振機実験より得られた固有振動数と比較して表-6に示す。橋面工重量、支承条件を考慮したモデル1では、耐震設計モデルに比べ5~8%大きくなり実験値に近づくが依然実験値よりも小さい。

モデル2では実験時のコンクリートの弾性係数を考慮することにより、モデル1の解析結果よりも3%程度大きくなり実験値に近くなっている。

モデル2の解析値と実験値を比較すると、例えば面内対称1次では解析値は実験値の7%程度小さいのに対し、逆対称1次ではおよそ2割小さな値となっている。他の高次の振動モードにおいても対称モードでは解析値と実験値がほぼ等しい振動数となるのに対し、逆対称モードでは解析値が小さい値となっている。これは、地盤の変形が対称モードではほとんどないのに対し、逆対称モードでは変形が大きく、地盤バネ値の影響が大きいためと考えられる。

表-6 固有値解析による固有振動数

振動モード	起振機 実験値 [Hz]	解析値 [Hz]		
		モデル1	モデル2	モデル3
面内対称1次	0.59	0.536	0.551	0.579
面内逆対称1次	0.83 (T1側) 0.84 (T2側)	0.658	0.673	0.747
面内対称2次	1.07	0.938	0.965	0.978
面内逆対称2次	1.27	0.937	0.985	1.213
面内逆対称3次	1.53	1.336	1.376	1.503
面内対称3次	2.33	2.103	2.159	2.403
面内逆対称4次	—	2.463	2.537	2.759
面内対称4次	3.04	2.861	2.962	2.972

振動実験では地盤ひずみが微小であることから、地盤バネは設計値よりも大きくなることが知られている。⁴⁾ 図-5のモードを見ると、逆対称モードでは対称モードに比べ基礎の変位が大きく、地盤バネの評価が重要であることがわかる。

地盤バネを3倍としたモデル3では、モデル2に比較して対称モードでは1~5%程度しか大きくならないのに対し、逆対称モードでは10~20%大きくなっており、解析モデルにおける地盤バネの影響が大きいことがわかる。この結果、面内逆対称1次を除けば、各モードの実験値との差は5%以内の差になっている。

以上のことから、実験時における諸条件を考慮することで、実験値と解析値のよい一致を見ることができ、解析モデルの妥当性が確認できた。一方、地震時には、支承のすべりが生じ、地盤ひずみも実験に比べ大きくなることから、本橋の耐震設計は妥当であったと考えられる。

5. まとめ

第2マクタン橋において、起振機実験、自由振動実験、常時微動測定を実施し、長大エクストラードードPC橋の振動性状を確認した。本橋の面内振動モードの減衰定数は、対称振動モードでは0.004程度、逆対称モードでは0.008~0.015であり、同規模の既設PC斜張橋と同程度であった。また、実験時の条件(支承条件、橋面工重量、コンクリート弾性係数、地盤バネ値)を考慮した固有値解析結果は、実験から得られた7つの固有振動数、固有振動モードに概ね一致し、耐震設計のモデル化の妥当性が確認できた。

[参考文献]

- 1) 君島正美, 前田彦也, 本田英尚, 山崎啓治: 第2マクタン橋の施工, 橋梁と基礎, pp. 356~364, 2000年2月。
- 2) 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, 1999年7月。
- 3) 佐藤, 上田, 長谷部, 梅原: ダムコンクリートの地震時の動弾性係数に関する研究, 土木学会論文集, No. 564/V-35, pp. 43~55, 1997年5月。
- 4) 西村昭彦: 衝撃振動試験-基礎構造物の健全度検査法-, 橋梁と基礎, pp. 166~169, 1999年8月。