

実橋振動実験によるエクストラードズド橋の振動特性

Vibration Characteristics of PC Extradosed Bridges by Vibration Tests

新 原 雄 二 河 野 哲 也
一 宮 利 通 山野辺 慎 一

要 約

PCエクストラードズド橋は、桁橋と斜張橋の間を補完する橋梁形式として、我が国において急速に普及しつつあるが、その振動特性については過去に実測例がない。本論文は、技術研究所において実施した第2マクタン橋、土狩大橋、またきな大橋の3つのエクストラードズド橋の振動実験結果についてまとめるとともに、斜張橋、桁橋と比較して、エクストラードズド橋の振動特性について考察を加えたものである。

目 次

- I. はじめに
- II. エクストラードズド橋の動的挙動に影響を及ぼす構造特性
- III. 実橋振動実験によるエクストラードズド橋の振動特性
- IV. PC桁橋、PC斜張橋との比較
- V. おわりに

I. はじめに

エクストラードズド橋はフランスの技師 Mathivat により提案された橋梁形式で、桁内に配置される外ケーブルを支点部において桁の外側に大きく偏心させて、支点部における桁の負の曲げ挙動を改善したものである。我が国においては、小田原ブルーウェイブリッジに最初に採用されて以来、桁橋と斜張橋の中間、スパン長にして100m~300m 程度の間を補完する橋梁形式として、急速に普及しつつある。これまでに、PC桁橋やPC斜張橋については多くの振動実験が実施され、その振動特性に関する統計的な研究も行われているが^{1) 2)}、エクストラードズド橋については過去に振動実験が行われたものはなく、その振動特性に関するデータは蓄積されていない。エクストラードズド橋が桁橋や斜張橋の中間的な構造特性をもつといっても、その構造形式には多種多様なバリエーションがあることから、エクストラードズド橋の振動特性は構造形式を考慮した上での議論が必要であると考えられる。

鹿島技術研究所では、これまでに構造形式の異なる3つのエクストラードズド橋(第2マクタン橋、土狩大橋、またきな大橋)において振動実験を実施した。本論文は、これらの振動実験の結果についてまとめるとともに、PC斜張橋やPC桁橋と比較して、エクストラードズド橋の振動特性について考察を加えたものである。

II. エクストラードズド橋の動的挙動に影響を及ぼす構造特性

エクストラードズド橋の一般的な特徴として、以下の点が挙げられる。

1) 土木設計本部第二設計部

キーワード：エクストラードズド橋、第2マクタン橋、土狩大橋、またきな大橋、PC斜張橋、PC桁橋、振動実験、固有振動数、固有振動モード、減衰定数

- ・桁高/スパン長が桁橋よりも小さく軽量化が図れることから長大化が可能となる
- ・塔高を斜張橋よりも低くでき、横梁も不要となることから、施工性、経済性に優れる
- ・斜材の活荷重による応力変動が斜張橋よりも小さく、斜材の許容引張応力度としてPC鋼材と同じ0.6Pu (Pu：引張強度)を採用できる

これらはいずれもエクストラードズド橋の静的な挙動に着目したものである。一方、耐震設計・耐風設計などの動的な挙動は、上部工重量、桁の支持条件、主塔・橋脚高さ、ケーブル形式など多くの

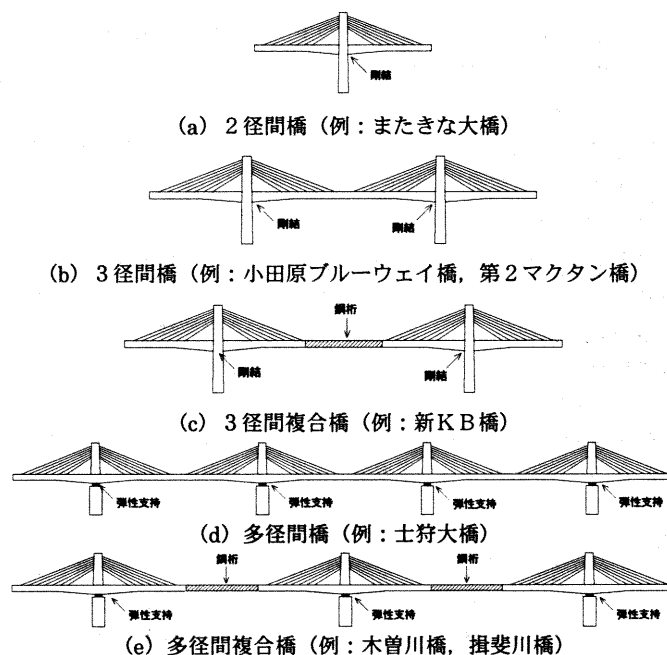


Fig.1 エクストラードズド橋の構造形式
(Structural Type of Extradosed Bridges)

要因に支配され複雑である。これまでに建設されているエクストラードロード橋を、動的な挙動に影響を及ぼす桁の支持形式と上部構造形式に着目して分類すると Fig.1 のようになる。

まず、桁の支持形式に着目すると、2 径間あるいは3 径間橋では柱頭部において桁と橋脚が剛結されることが多く(図中(a), (b), (c))、多径間橋では弾性ゴム支承(あるいは免震ゴム支承)を用いて地震時水平力の分散が図られることが多い(図中(d), (e))。3 径間の斜張橋は、通常、桁が弾性拘束、あるいはフローチングとなることが多いことから、3 径間のエクストラードロード橋は斜張橋よりもむしろ P C ラーメン橋に近い振動特性を有し、ゴム支承で弾性支持した多径間エクストラードロード橋は上下部構造が分離されることから、その振動特性は多径間の連続桁橋に近くなると考えられる。

次に、上部構造形式に着目すると、桁全体が P C 桁で構成される(a), (b), (d)のタイプと、スパン中央部に鋼桁を用いて重量の軽減を図った(c), (e)のタイプに分けられる。(a), (b), (d)のタイプは適用支間が 100~200m 程度であるのに対して、(c), (e)のタイプは 200m を超える長大橋が可能となるが、モード質量への寄与が大きいスパン中央部に質量の小さい鋼桁が用いられていることから、P C 桁のみの場合に比べて、鉛直曲げ対称 1 次モードのモード質量が大幅に小さくなることが考えられる。したがって、通常の P C 橋では問題となることのない桁の耐風安定性が低下する可能性が考えられる。

以上のようなことから、エクストラードロード橋の動的特性は、単に斜張橋や桁橋の中間というものではなく、その構造特性によって大きく異なる。以下では、鹿島技術研究所において実施した第2マクタン橋、土狩大橋、またき大橋の3橋の振動実験結果について述べるとともに、桁橋や斜張橋と比較してエクストラードロード橋の振動特性について考察を加える。

Ⅲ. 実橋振動実験によるエクストラードロード橋の振動特性

1. 第2マクタン橋の振動特性

(1) 構造概要

第2マクタン橋³⁾は、フィリピンのセブ島とマクタン島に架かる橋長 410m、中央径間長 185m の3 径間連続 P C エクストラードロード橋で、主桁は柱頭部において剛結されている(Fig.1 の(b)に相当)。架橋地点は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が行われており、その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、大型起振機を用いた起振機実験、トラック衝撃加振による自由振動実験、常時微動計測等を行った。

(2) 振動実験概要

起振機実験は、技術研究所所有の鉛直加振用起振機(最大加振力 5tf)を中央径間 L/4 点又は中央径間 L/2 点に設置し、面内方向の加振を行った。また、振動の測定は、桁、主塔、フーチング、端橋脚、及び斜材ケーブルに対してはサーボ型速度計を、端橋脚部のすべりゴム支承の橋軸方向変位と回転変位に対してはレーザー変位計を用いた(計 50ch)。自由振動実験は、鉛直加振用起振機と同じ、中央径間 L/4 点又は中央径間 L/2 点においてトラックの後輪を段差から落とすことで衝撃加振を与え、自由振動波形を測定した。第2マクタン橋の一般図及び起振機、振動計の設置位置を Fig.2 に示す。

(3) 振動実験結果

起振機実験により得られた共振曲線の一例として、側径間 1/2 点、

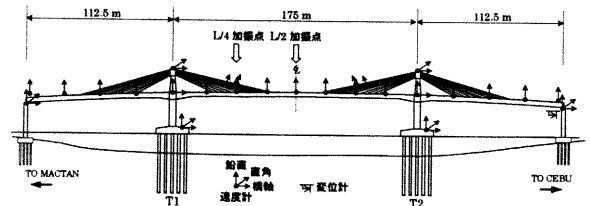


Fig.2 第2マクタン橋の一般図及び機器設置位置
(General View of the 2nd Mactan Bridge)

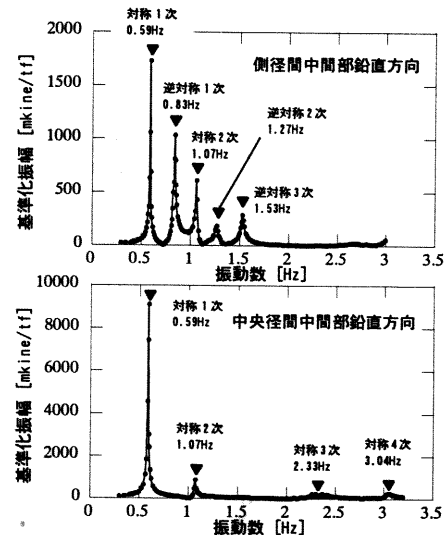


Fig.3 第2マクタン橋の起振機実験で得られた共振曲線
(Resonance Curve of the 2nd Mactan Bridge)

Table 1 第2マクタン橋の固有振動数・減衰定数
(Natural Frequency and Damping of the 2nd Mactan Bridge)

振動モード	固有振動数				減衰定数	
	解析値[Hz]		実測値 [Hz]		実測値	
	対称 1 次	逆対称 1 次	常時微動	起振実験	自由振動	起振実験
対称 1 次	0.551	0.579	0.59	0.59	0.586	0.0067
逆対称 1 次	0.673	0.747	0.82	0.83	0.818	0.0083
対称 2 次	0.965	0.978	1.06	1.07	1.062	0.0065
逆対称 2 次	0.985	1.213	—	1.27	1.257	0.0120
逆対称 3 次	1.376	1.503	—	1.53	1.526	0.0110
対称 3 次	2.159	2.403	—	2.33	—	—
逆対称 4 次	2.537	2.759	—	—	—	—
対称 4 次	2.962	2.972	—	3.04	—	—

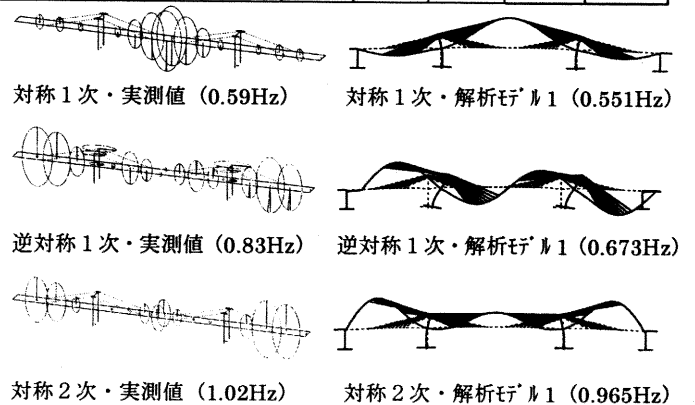


Fig.4 第2マクタン橋の固有振動モード
(Natural Mode of the 2nd Mactan Bridge)

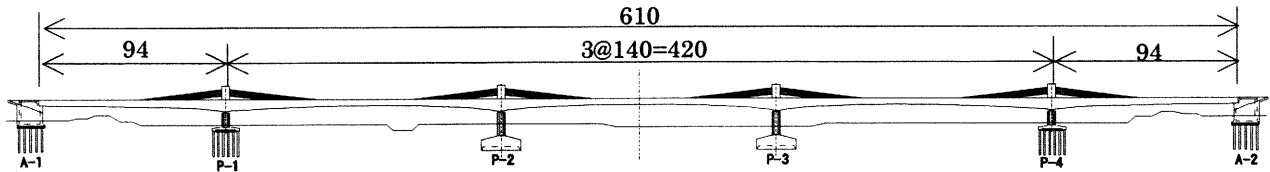


Fig.5 土狩大橋の一般図
(General View of the Shikari Bridge)

及び中央径間 1/2 点で測定されたものを Fig.3 に示す。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 個の振動モードに対応するピークを確認することができる。振動実験より得られた固有振動数と減衰定数及び固有値解析から得られた固有振動数を Table 1 に示す。また, 代表的な振動モード形状を Fig.4 に示す。ここで, 固有値解析モデルは地盤バネ定数に着目して, 以下の 2 つのモデルを用いた。

モデル 1: 地盤バネ定数を耐震設計値としたもの

モデル 2: 地盤バネ定数を耐震設計値の 3 倍にしたもの
耐震設計に用いる地盤バネは大地震時の地盤の剛性低下を考慮したものであるが, 振動実験時の地盤のひずみレベルは地震時よりもかなり小さいことから, モデル 2 は振動実験時を想定して地盤バネの剛性を大きくしたものである。また, 両モデルともコンクリートの弾性係数は, 品質管理試験とクリープ試験のデータを用いて, 現地コンクリートの特性, 材齢及び微小振幅時の剛性を考慮して補正した値を用いた。その他, 解析モデルは振動実験時における橋面工重量, すべりゴム支承のせん断剛性等を考慮している。

実測された振動モード形状は解析値と一致しているが, 固有振動数は解析値よりもやや大きい。対称モードについては実験値と解析値の差は小さいのに対して, 逆対称モードでは解析値の方が小さく, 特にモデル 1 については 1~2 割程度解析値の方が小さい。これは, 逆対称モードに対しては地盤バネの寄与が大きいためであり⁴⁾, 地盤バネ定数を 3 倍にしたモデル 2 では解析値と実測値が近づいていることがわかる。

自由振動実験では, 衝撃加振により得られた減衰波形にバンドパスフィルター処理を施して, 各振動モードの減衰波形を求めて減衰定数を算出した。また, 起振機実験による共振曲線からもハーフパワー法を用いてモード減衰定数を求めた。実験から得られた減衰定数は 0.005~0.015 であり, 道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾ で規定されている値 (コンクリート部材に対して 0.03) よりも小さいものであった。これは, 振動実験が地震時に比べて微小振幅に限られるためであり, P C 斜張橋の振動実験結果と同様の傾向である¹⁾。

2. 土狩大橋の振動特性

(1) 構造概要

土狩大橋は, 橋長 610m の大偏心外ケーブル方式 5 径間連続 P C 箱桁橋である⁶⁾ (Fig.5)。本橋は, 我が国有数の地震地帯である北海道東部に位置することから, ゴム支承による水平力分散方式により耐震性の向上が図られている (Fig.1 の(d)に相当)。本橋では耐震設計の検証を目的として, 橋脚単体の起振機実験と, 上部工完成後に常時微動測定, トラック衝撃加振による振動実験を行った。

(2) 橋脚単体の起振機実験

土狩大橋の橋脚は壁式 R C 橋脚で, P 1, P 4 橋脚は杭基礎, P 2, P 3 橋脚は直接基礎である。上部工架設後では, 起振機で橋脚を十分加振することができないため, 橋脚完成後に P 1 橋脚, P 2 橋脚において橋脚単体の起振機実験を実施し, 振動特性の把握を行

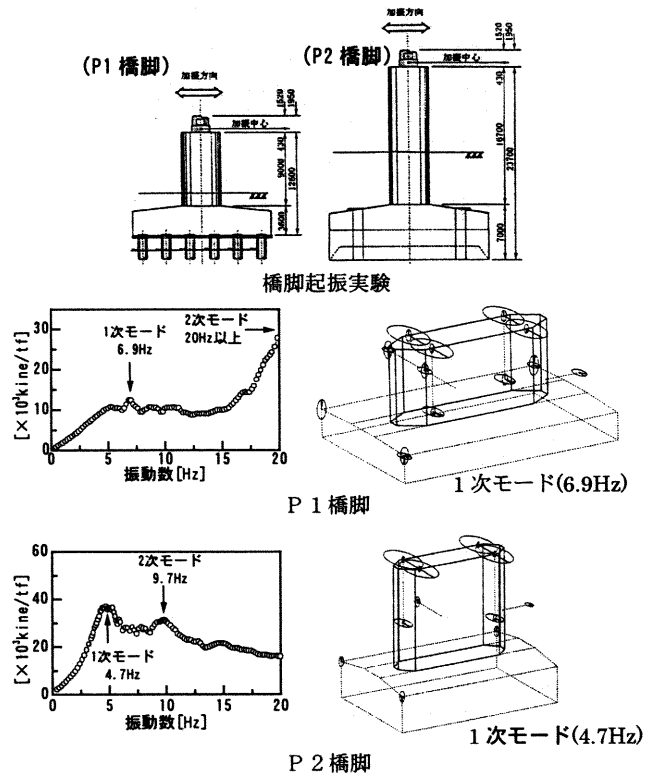


Fig.6 土狩大橋の橋脚起振実験による共振曲線・振動モード
(Resonance Curve and Vibration Mode of the Pier)

Table 2 土狩大橋の橋脚単体の固有振動数

(Natural Frequency of the Pier of the Shikari Bridge)

	振動モード	振動実験	解析値
P 1 橋脚 (杭基礎)	1 次	6.9Hz	6.19Hz
	2 次	20Hz 以上	17.50Hz
P 2 橋脚 (直接基礎)	1 次	4.7Hz	5.10Hz
	2 次	9.7Hz	9.98Hz

Table 3 土狩大橋の上部工の固有振動数・減衰定数

(Natural Frequency and Damping of the Shikari Bridge)

モード形状	振動実験		解析による固有振動数	
	固有振動数	減衰定数	モデル 1	モデル 2
橋軸方向 スウェイ	確認できず	確認できず	0.452 Hz	—
対称 1 次	0.594 Hz	0.0081	0.537 Hz	0.649 Hz
逆対称 1 次	0.830 Hz	0.0080	0.730 Hz	0.834 Hz
対称 2 次	1.124 Hz	0.0133	0.972 Hz	1.064 Hz
逆対称 2 次	1.477 Hz	0.0137	1.286 Hz	1.357 Hz
対称 3 次	1.666 Hz	0.0106	1.444 Hz	1.513 Hz

った。橋脚天端に設置した振動計から求めた共振曲線と 1 次モードの振動モード形状を Fig.6 に示す。P 1 橋脚の共振曲線には 6.9Hz に 1 次モードのピークが見られるが, 2 次モードのピークは 20Hz

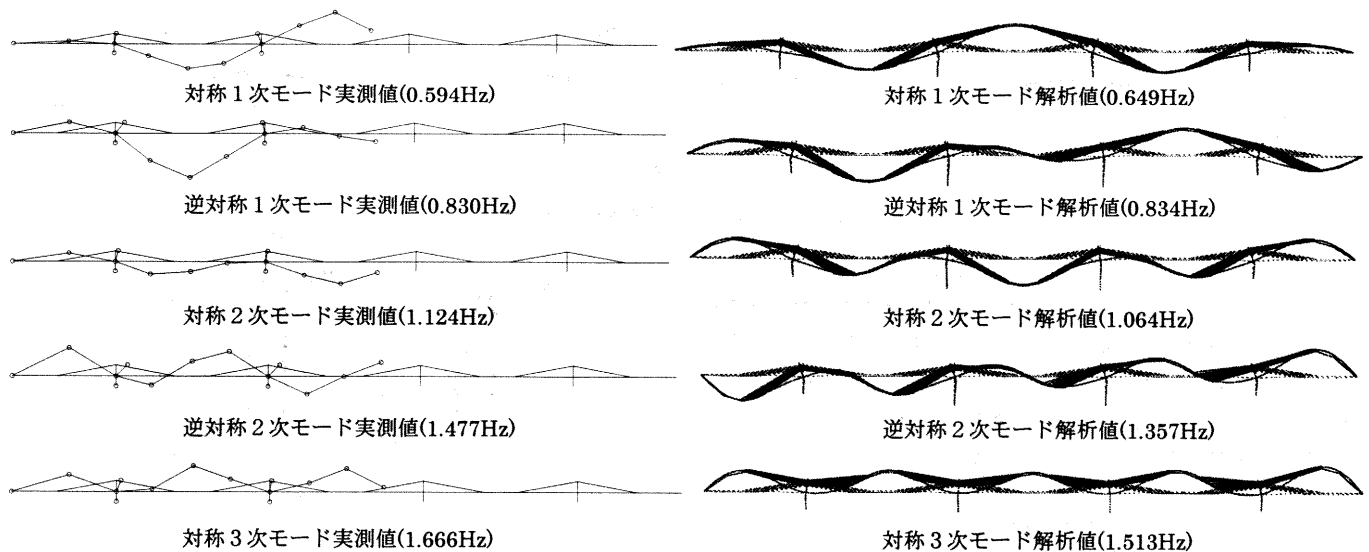


Fig.7 土狩大橋上部工の固有振動モード (左は振動実験値, 右はモデル2の固有値解析結果)

(Vibration Mode of the Shikari Bridge)

以上にありピークを捉えることができなかった。P2橋脚の共振曲線は4.7Hzと9.7Hzにピークがあり、それぞれ1次モードと2次モードである。いずれの共振曲線も、地盤へのエネルギーの逸散が大きいために明瞭なピークを示さなかった。

フーチング下部に耐震設計に用いる地盤バネを付けた橋脚単体の固有値解析の結果をTable 2に示す。P1橋脚の固有振動数は解析値の方が実測値よりもやや大きく、P2橋脚では両者は概ね一致している。

(3) 上部構造の振動実験

上部構造の振動実験では、常時微動測定による固有振動数、振動モードの測定と、トラック衝撃加振による減衰定数の測定を行った。常時微動測定では、振動計をA1橋台から橋梁中央部までの橋面、主塔、橋脚、地盤上に配置し、各測定点と地盤との伝達関数から固有振動数とモード形状を求めた。また、トラック加振実験では、第2マクタン橋と同様に、自由振動波形にバンドパスフィルター処理を施すことにより減衰定数を算出した。さらに、耐震設計との整合性を確認するため、固有値解析結果との比較も行った。解析モデルは振動実験時には橋面工が未施工であったため、設計モデルから橋面工重量を除き、桁の支持条件として以下の2ケースを考慮した。

モデル1：ゴム支承のパネ定数を設計値としたもの（耐震設計モデル）

モデル2：ゴム支承の橋軸方向のパネ定数を剛にして変位を拘束したもの

上部構造の振動実験及び固有値解析から得られた固有振動数、減衰定数をTable 3に、モード図をFig.7に示す。

固有値解析の最低次モードはゴム支承が変形して主桁が橋軸方向にスウェイするモードであるが、上部工振動実験からこのモードは検出されなかった。対称1次～対称3次までのモードを確認ことができ、モード形状は実測結果と解析結果がほぼ一致している。常時微動測定ではゴム支承に水平変形が生じないため、ゴム支承のパネ定数を固定としたモデル2の方が設計値を用いたモデル1よりも実測結果に近いものとなったと考えられる。減衰定数は0.008～

0.014の間であり、耐震設計に用いている値よりも小さかった。

3. またきな大橋の振動特性

(1) 構造概要

またきな大橋⁷⁾は橋長200m(110m+90m)の2径間連続PCエクストラード橋である。本橋は、左右非対称な支間割りを有する長大橋であることから、地震時応答には複数の振動モードが寄与し地震時の挙動が複雑な橋であるため、動的解析による耐震設計が行われている。本橋では、左右非対称という特徴をもつ本橋の振動特性の把握、及び耐震設計の妥当性の検証を目的として、常時微動による振動モードの同定とトラック衝撃加振実験による減衰定数の測定を実施した。いずれの実験も、土狩大橋上部構造振動実験と同様の方法を用いている。振動計の設置位置をFig.8に示す。

(2) 振動実験結果

常時微動測定及び固有値解析から得られた固有振動数をTable 4に、振動モード形状をFig.9に示す。本橋はゴム支承を有しているが、固有値解析では桁端の支持条件に着目して以下の3つの解析モデルを用いた。

モデル1：桁端の支持条件を全てフリーとしたもの（耐震設計モデル）

モデル2：桁端のゴム支承の回転バネを考慮し、それ以外の自由度は固定としたもの

モデル3：桁端の支持条件を全て固定としたもの

桁端をフリーとしたモデル1では、長径間側と短径間側のそれぞれの変形が卓越する逆対称1次モードが現れたが、桁端の橋軸方向の自由度を固定すると、長径間側が卓越する逆対称1次モードは現れなかった。実測値はモデル2とモデル3の中間にあり、モデル2では積層ゴム支承の弾性係数の設計値から回転バネを算出しているが、常時微動のような微小振幅域では、回転バネ定数が設計値よりも大きいものと考えられる。回転バネ定数を適切に評価することで、解析結果と実測結果は、より近づくものと考えられる。

以上の結果から、振動実験時の微小振幅を考慮して、桁の支持条件を適切に評価すれば、解析モデルは実測結果を精度よく表現する

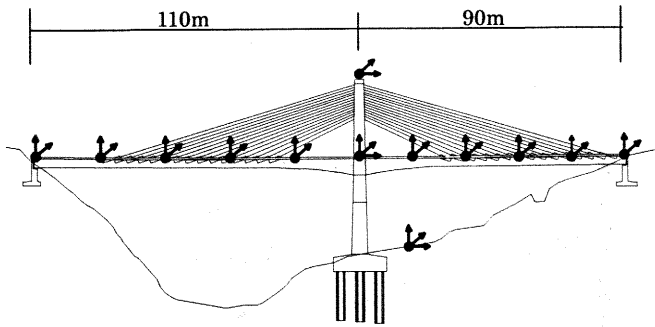

 Fig.8 またきな大橋
(Matakina Bridge)

 Table 4 またきな大橋の固有振動数
(Natural Frequency of the Matakina Bridge)

	実測値 [Hz]	固有値解析[Hz]			モード形状
		モデル1	モデル2	モデル3	
1次	1.23	0.694	0.979	1.354	逆対称1次モード
2次	観測されず	1.156	—	—	長径間が卓越する対称1次モード
3次	1.81	1.502	1.441	2.041	短径間が卓越する対称1次モード
4次	2.91	2.881	2.868	3.442	逆対称2次モード
5次	3.86	3.911	3.914	4.507	長径間が卓越する対称2次モード

ことができることが示された。一方、地震時には、ゴム支承にせん断変形が生じることから、モデル1に近い挙動を示すと考えられる。

トラック加振実験により得られた1次モードの減衰波形をFig.10に示す。5回の測定を行ったが、減衰定数のばらつきは少なく、平均すると減衰定数は0.012であった。

IV. PC桁橋、PC斜張橋との比較

次に、今回振動実験を行ったエクストラード橋3橋の振動特性と既往のPC桁橋、PC斜張橋の振動特性との比較を行った。橋梁構造物の振動数や減衰定数は、構造形式、スパン長、振動モード形状など様々な要因の影響を受けるため、振動特性の比較を行うためにはできる限り均質な条件下でデータを整理する必要がある。そこで、振動実験のデータが豊富なPC斜張橋については、構造形式がほぼ左右対称と見なすことのできる2径間と3径間の斜張橋データを抽出した。PC桁橋については、ゲルバーヒンジを有するものもあり単純な比較は難しいと考えられるが、文献8)に記載されているものを用いた。比較に用いたPC斜張橋、PC桁橋をTable 5に示す。以下では、3径間及び2径間のPC斜張橋、PC桁橋、及び前述したエクストラード橋3橋に関して、最低次モードの振動数と減衰定数の比較を行う。

1. 固有振動数

橋梁の固有振動数はスパン長との相関が高いことが知られており、道路橋耐風設計便覧では最低次たわみ振動数 f_1 の推定式を次式で与えている。

$$f_1 = 100L^{-1}$$

ここで、 L は最大支間長である。PC斜張橋、PC桁橋、エクスト

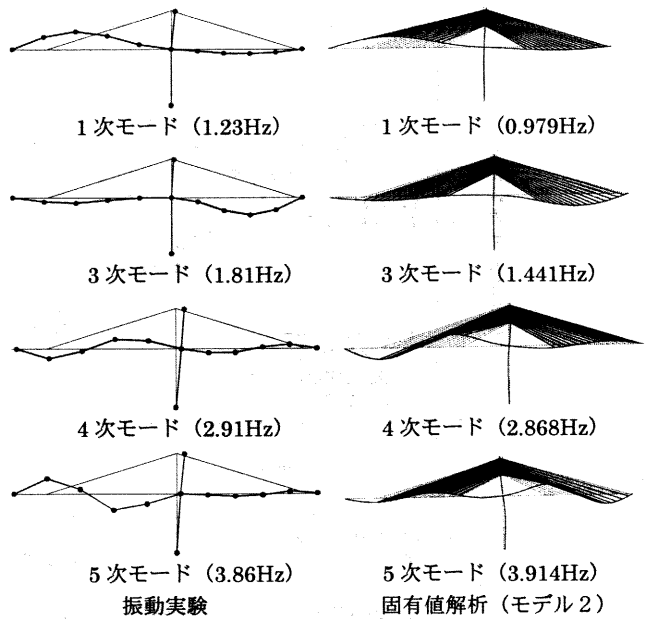
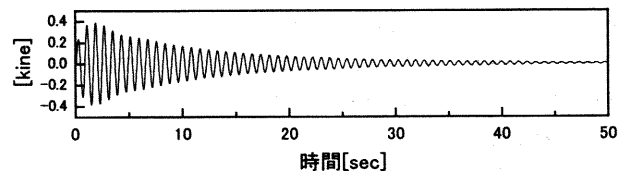
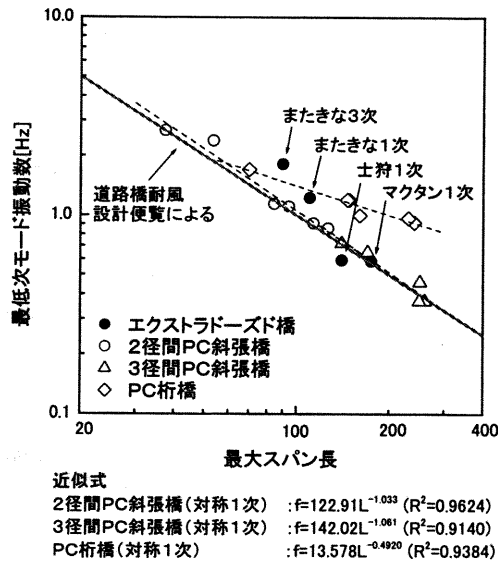

 Fig.9 またきな大橋の固有振動モード
(Vibration Mode of the Matakina Bridge)

 Fig.10 減衰波形 (1次モード, $h=0.012$)
(Damping of the Matakina Bridge)

 Table 5 振動特性の比較に用いたPC斜張橋、PC桁橋
(PC Cable-stayed Bridge and PC Girder Bridge)

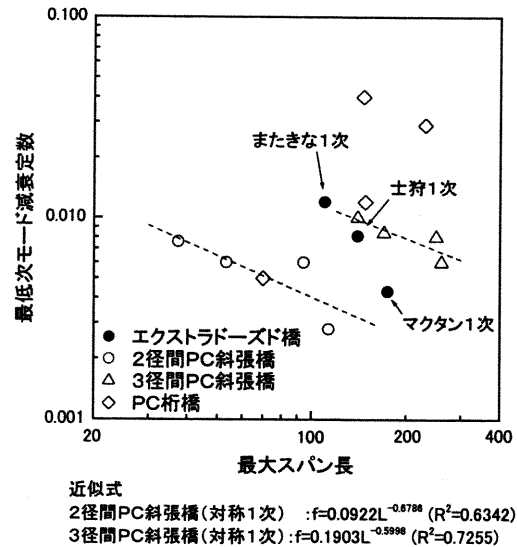
構造形式	橋梁名称
3径間PC斜張橋	伊唐大橋、十勝大橋、呼子大橋、唄げんか橋、ツインハーブ橋
2径間PC斜張橋	合角漣大橋、志摩丸山橋、吹上浜サンセット橋、飯大明神橋、清雲橋、豊後橋
PC桁橋	岡谷高架橋、浜名大橋、浦戸大橋、由比港橋、天草3号橋、天草4号橋

ラード橋の1次モードの固有振動数を最大支間長に対してプロットしたものをFig.11(a)に示す。またきな大橋については、長径間が卓越する1次モードと短径間が卓越する3次モードをそれぞれの径間長に対してプロットしている。3径間と2径間のPC斜張橋の最低次固有振動数の近似曲線はほぼ同じであり、上述した道路橋耐風設計便覧の推定式ともほぼ一致している。これに対して、PC桁橋の1次振動数は同規模のPC斜張橋に比べて高くなっており、桁の剛性が高いことが示されている。

土狩大橋及び第2マクタン橋の対称1次モードの固有振動数は、PC斜張橋の最低次モードの近似式に近く、PC桁橋の近似式に比べると小さい。すなわち、これら2橋の固有振動数はPC斜張橋のものに近いことがわかる。これに対して、またきな大橋の固有振動数は、長径間が卓越する1次モード、短径間が卓越する3次モードともに、2径間PC斜張橋の固有振動数よりも若干高く、PC桁橋



(a)最低次モードの固有振動数



(b)最低次モードの減衰定数

Fig.11 エクストラードード橋の振動特性とPC斜張橋、PC桁橋との比較

(Comparison of Vibration Characteristics of Extradosed Bridges with PC cable-stayed Bridges and PC Girder Bridges)

の近似式に近いことがわかる。これは、またきな大橋が2径間エクストラードード橋であるため、桁の剛性を大きくして斜材の鉛直荷重分担率を小さくしているという特徴によるものと考えられる。

2. 減衰定数

次に、減衰定数を比較したものを Fig.11(b)に示す。減衰定数は測定が難しい上に、支承条件や地盤条件などスパン長以外の要因の寄与も大きいので、固有振動数に比べるとばらつきが大きくなるが、スパン長に対してプロットすると右下がりの傾向があることが知られており、Fig.11(b)に示したPC斜張橋の減衰定数もスパン長に対して右下がりの傾向を示している。これに対して、PC桁橋の減衰定数はPC斜張橋に比べてばらつきが大きくなっており、0.03～0.04程度のもから0.01以下のものまである。これは、今回調査したPC桁橋が可動支承を有していること、さらにはゲルバーヒンジを有しているものも含まれていることなどの理由によるものと思われる。

第2マクタン橋、土狩大橋、またきな大橋ともに、減衰定数はPC斜張橋の実測結果に近く、道路橋示方書V耐震設計編においてコンクリート部材に用いる減衰定数0.03に比べると小さいことがわかる。したがって、エクストラードード橋の減衰定数はPC桁橋よりもPC斜張橋として扱う方がよく、耐震設計、耐風設計においては、十分な検討が必要である。

V. おわりに

本研究では、鹿島技術研究所において実施したエクストラードード橋の振動実験結果をまとめるとともに、PC斜張橋、PC桁橋と比較して、その振動特性について考察を加えた。その結果、各振動実験結果とも、固有振動数、固有振動モードは解析結果とほぼ一致していることが示されたが、減衰定数については道路橋示方書の値よりも小さかった。また、振動数については、その構造形式によってPC斜張橋に近い場合もあれば、PC桁橋に近い場合もあるが、

減衰定数については、PC斜張橋と同程度と考えてよいと思われる。鹿島技術研究所では、今後ともエクストラードード橋の振動特性に関する実測データを蓄積するとともに、構造形式や支承条件などに着目して、エクストラードード橋の減衰特性について検討を行う予定である。

本研究は、鹿島技術研究所が企業者とともに実施したエクストラードード橋の振動実験結果に基づくものである。本論文を執筆するにあたりご理解とご協力をいただいた北海道開発局帯広開発建設部、沖縄開発庁北部ダム事務所、片平エンジニアリング(株)の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 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(1999.7).
- 2) 川島一彦, 運上茂樹, 吾田洋一; 斜張橋の耐震性に関する研究(その1) 振動実験から見た斜張橋の振動特性, 土木研究所資料, No.2388(1986.6).
- 3) 君島正美, 本田英尚, 前田彦也, 山崎啓治; 第2マクタン橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.2, pp.19～27(2000.2).
- 4) 山野辺慎一, 新原雄二, 南浩郎, 河野哲也; 長大PC斜張橋の減衰特性に関する考察, 鹿島技術研究所年報第47号(1999.9).
- 5) 日本道路協会; 道路橋示方書・解説V耐震設計編, 1996年12月.
- 6) 阿部富次, 酒向孝裕, 梅木宏也, 山本徹, 池田隆, 一宮利通; 土狩大橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.4, pp.2～9(2000.4).
- 7) 川崎秀明, 米須勇, 山内明夫, 大村恵治; 羽地ダム湖水橋の設計, 第8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.569～572(1998.10).
- 8) 土木学会; 土木技術者のための振動便覧, 1985年.
- 9) 日本道路協会; 道路橋耐風設計便覧, 1991年7月.