

鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定

山口宏樹¹・高野晴夫²・小笠原政文³・下里哲弘⁴・加藤真志⁵・岡田淳⁶

¹正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338 埼玉県浦和市下大久保 255)

²正会員 工修 首都高速道路公団 神奈川建設局設計課長 (〒231 神奈川県横浜市中区真砂町 2-25)

³正会員 首都高速道路公団 工務部設計技術課 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)

⁴正会員 工修 首都高速道路公団 計画部第 1 計画課 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)

⁵正会員 工修 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210 神奈川県川崎市川崎区南渡田町 1-1)

⁶正会員 工修 NKK 基盤技術研究所 (〒210 神奈川県川崎市川崎区南渡田町 1-1)

一面吊りとしては世界最長の斜張橋である鶴見つばさ橋の振動実験が行われた。本研究では、固有振動数、固有振動モード、モード減衰等の動的特性に着目し、実験結果からの同定手法とその妥当性について検討を行った。常時微動実験からは、同定される振動モードの有効性、振動数評価における境界条件の影響、減衰評価における振幅域の重要性について考察した。定常加振実験結果からは、モード円適合法により自由減衰実験で見られる減衰の振幅非線形性のある程度は考慮できることを示した。また、鶴見つばさ橋の動的特性を同規模スパンの他の斜張橋と比較して、低振動数、高減衰の傾向が認められることを示し、その要因について考察を加えた。

Key Words: Tsurumi Tsubasa Bridge, cable stayed bridge, full-scale dynamic testing, natural frequency, structural damping, identification

1. はじめに

材料・設計・施工技術の急速な進歩によって、長大橋が次々と建設されている現在、スパンの長大化に伴って橋梁は比較的剛性の低い柔構造となるため、耐風・耐震安定性に関する検討が不可欠となっている。こうした耐風・耐震安定性を考える上で重要なパラメータとなるのが、固有振動数、固有振動モード、構造減衰などの動的特性である。これらのうち固有振動数、固有振動モードについては、解析によって比較的精度良く求められるようになってはいるが、構造減衰に関しては定量的、理論的推定を行うことは依然として困難である¹⁾。

このような背景から、実橋完成系を対象として振動実験を実施し、設計段階で想定した動的特性を実橋実測値から検証することがしばしば行われてきた。ところがこの実橋実測値に関しても、実験方法やデータ解析方法によって、信頼性は大きく左右される。特に構造減衰は、橋梁の耐風設計を行う上で重要なパラメータとなり得るものであるが、様々な要因に影響される場合が多く²⁾、データの取り扱いには十分な注意が必要である。

我が国の長大橋に関して言えば、大鳴門橋³⁾で大型起

振機による振動実験が行われて以来、大島大橋⁴⁾、檳石島橋⁵⁾、南備讃瀬戸大橋⁶⁾、生口橋⁷⁾などの本州四国連絡橋、および横浜ベイブリッジ⁸⁾、レインボーブリッジ⁹⁾に代表される首都高速道路主要橋梁などの振動実験の報告がなされている。しかしながらこれらの報告では、①設計の妥当性の検証、②動的特性の把握、③今後の長大橋設計のためのデータ収集などに主眼が置かれており、実験方法やデータ解析方法の違いによる動的特性同定の精度、あるいは信頼性についての考察は必ずしも十分であるとは言えない。

以上のことを念頭に置き、本研究では、長大斜張橋である鶴見つばさ橋の振動実験およびその解析に際して、実橋振動実験から長大橋の動的特性を同定する手法についての検討を行い、その上で鶴見つばさ橋の動的特性について考察を加えた。

2. 鶴見つばさ橋の概要

図-1 に一般図を示す。鶴見つばさ橋は首都高速湾岸線、大黒埠頭～扇島間に建設された主要橋梁である。支間割り、中央径間 510 m、側径間 255 m で、1 面吊り

の3径間鋼斜張橋である。主桁は空力特性の優れた偏平箱桁、主塔は外観がスレンダーに見える台形断面で構成された逆Y字型を採用している。構造的な特徴として、横浜ベイブリッジがタワーリンクを用いて橋軸方向の主桁の水平振動を大幅に長周期化した免震設計を行っているのに対し、本橋では、鉛直支承で連結された主桁と主塔の橋軸方向相対変位を、弾性拘束ケーブルによって比較的強く拘束する方式を採用している。また、主桁の水平変位を抑制し、弾性拘束ケーブルを地震時にも安定な状態に保ち、かつ橋軸方向の減衰を付加する目的で主塔横梁上にペーダンパーを設置している。さらに、68本に及ぶケーブルには、渦励振やレインバイブレーションを抑える目的で、高減衰ゴムとオイルダンパーを併用したケーブル制振装置が設置されている。なお、ケーブル制振装置や鉛直支承、ペーダンパーの詳細は、文献10)に示されている。

3. 実橋振動実験

(1) 起振機の仕様

本振動実験では本州四国連絡橋公団所有の大型起振機（大島仕様）を使用した。基本原理は慣性マスを用いた慣性加振方式である。直流電動機によって発生させた回

転力が、減速機、クラッチ、歯車を経てクランク軸に伝えられる。クランク軸にはコネクティング・ロッドが取り付けられており、これが重錘を上下運動させることによって加振力が得られる。鉛直モード加振の他、ねじれモード加振も可能な様に、起振機は2台から成っており、最大加振力は196kN/台である。鉛直モード加振は2台の起振機を同相加振、ねじれモード加振は逆相加振で行われる。重錘は、最大323.4kN/台、従って646.8kNが2台を用いた場合の最大値となる。一方、最小値は重錘を載荷しない空荷状態、1台のみの58.8kNとなる。なお、加振可能な周波数範囲は、0.154Hz～0.920 Hzである。

(2) 加振対象モードおよび加振位置

加振対象モードは、耐風設計において耐フラッター特性を評価する上で重要な鉛直曲げ対称1次、ねじれ対称1次の2モードに、鉛直曲げ逆対称1次、対称2次、逆対称2次の3モードを加えた5モードとした。これら5モードは、起振機能力、加振方向、実験工程等を考慮した上で決定されており、従って水平曲げモードや橋軸方向の遊動円木モードは加振対象としていないが、事前に行われた全橋模型風洞実験、地震時刻歴応答解析で重要となった鉛直曲げモードが含まれている。

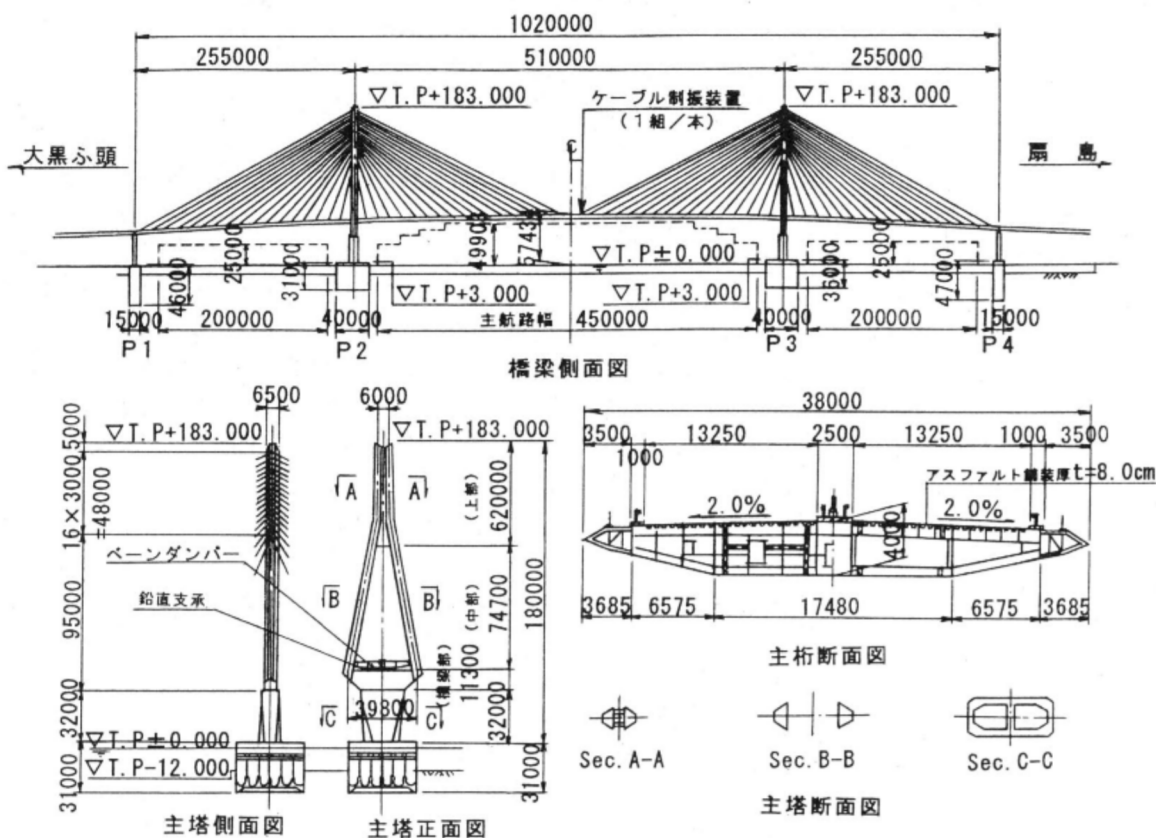


図-1 鶴見つばさ橋全体一般図

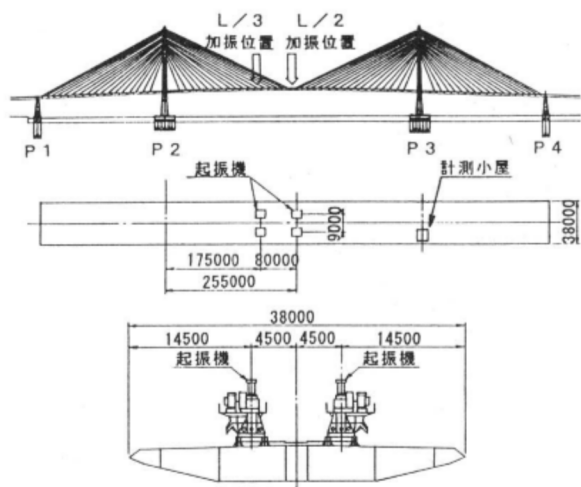


図-2 加振位置図

加振位置は図-2に示すように、先ず中央径間 $L/3$ 点で、鉛直曲げ逆対称モードの加振を行った。次に加振位置を $L/2$ 点に盛り替えて、鉛直曲げ対称モードおよびねじれ対称モードの加振を行った。

(3) 実験方法

橋梁の現地振動実験方法については加藤ら¹⁰⁾によって、測定・解析しようとする振動の特性による分類がなされている。ここでは、以下に示すように、実績のある代表的な3つの実験方法を併用して行った。

a) 常時微動実験

固有振動数と振動モードの概略、および小振幅域でのモード減衰を把握するため、加振実験に先立って夜間に常時微動計測を行った。センサーを鉛直方向に設置し、鉛直曲げ、ねじれモードを対象とした計測を行った。また、センサーを水平方向に盛り変えて、水平曲げモードについても計測を行っている。

b) 定常加振実験

常時微動実験結果および固有振動解析結果を参照して、各モードの固有振動数付近で加振振動数を何段階かに変化させ、定常振幅を測定した。データの採取は橋体が定常振動状態に達していることを確認した上でを行っている。これにより、共振振動数、振動モード、ならびにモード減衰を同定した。

c) 自由減衰実験

定常加振実験で求められた共振点において、定常加振状態から起振機を急停止し、自由減衰波形の計測を行い、主としてモード減衰特性を調べた。なお、減衰の同定精度を高めるため、自由減衰波形の計測は各モードについて3回以上行った。

(4) 計測

定常加振実験、自由減衰実験の計測器配置図を図-3に示す。なお、常時微動実験の計測器配置も図-3とほぼ同様であるが、適宜センサーの盛り換えを行っている。

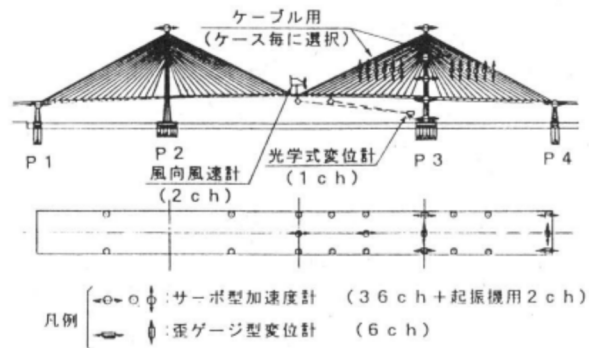


図-3 計測器配置図

計測項目は、加振力、桁・塔・ケーブルの加速度、支承部の変位、風向・風速および橋体の温度とした。

測定したデータは、データレコーダに記録した。ただし、多くの測定チャンネルのうち、数チャンネルについては現場で簡単な処理を行い、実験の成否を確認しながら計測を行った。

4. 実験データの解析

(1) 常時微動実験データの解析

測定した応答時系列のアナログデータに対して11Hzのローパスフィルタを通過させ、不必要な高周波成分を取り除いた。次にこのデータをA/D変換してデジタル化した後、FFT処理して応答のパワースペクトルを求めた。ここで、FFTデータ数は16384個、サンプリング間隔は100msec、従って周波数分解能は0.0006Hz、データ取り込み時間は1638secである。図-4に、得られた加速度パワースペクトルの一例を示す。このパワースペクトルのピークからハーフパワー法¹²⁾によりモード減衰を算出している。また、それぞれの測定点で同時性の

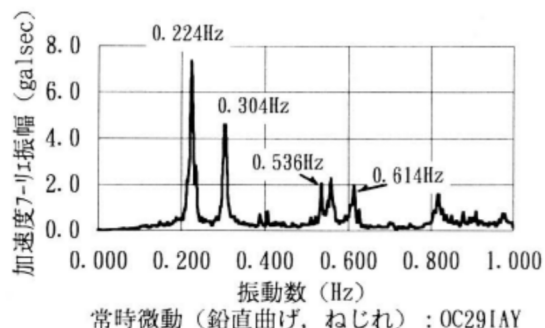


図-4 常時微動実験での加速度スペクトル

あるデータが得られているので、基準となる測定点を一つ選び、他の測定点との振幅比と位相（同位相か逆位相か）を調べることで固有振動モードを算出した。

(2) 定常加振実験のデータ解析

加振力は起振機の重錘に取り付けた加速度計により測定した加速度と、重錘の質量の積をとることにより算出した。ただし、起振機が橋体上にあるためにこの測定値には橋体振動も含まれる。そこで、解析段階では精度を高めるために、橋体振動による加速度を取り除いた形で有効な加振力を抽出している。また、加振振動数は0.001Hzの分解能を有する制御振動数を採用することにした。

定常加振実験からの動的特性の同定には以下に示すように、共振曲線を用いた方法と、モード円適合法とを併用し、解析法の違いにより生ずる同定精度の差異等について考察を加えることとした。

a) 共振曲線

図-5は加振対象5モードにおける共振曲線と位相曲線を示したものである。図の横軸は加振振動数、縦軸は測定点における単位加振力あたりの加速度振幅、および

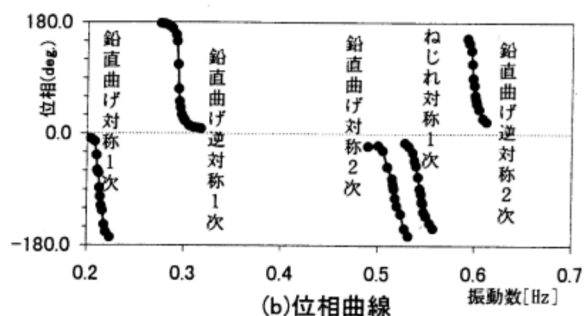
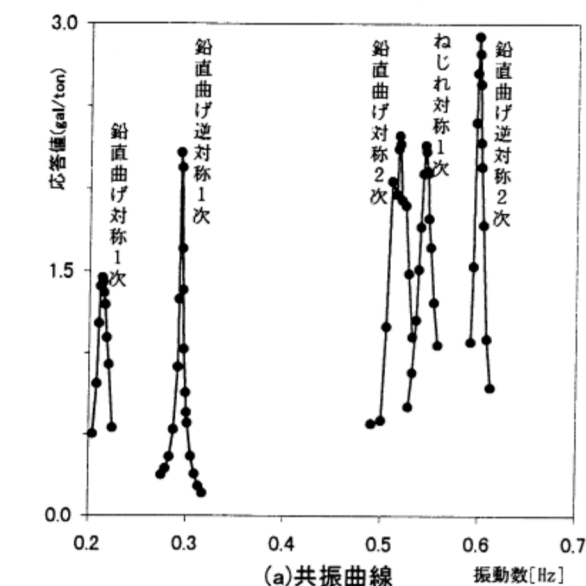


図-5 定常加振実験での共振曲線・位相曲線

起振機の加振力波形に対する測定点の加速度波形の位相差を表している。この共振曲線のピークから固有振動数、またハーフパワー法によりモード減衰を算定した。

固有振動モード図については、基準となる共振曲線を選び、他の測定点における共振曲線との振幅比と位相を調べることで算出した。

b) モード円適合

コンプライアンス等の周波数応答関数は、減衰が比較的小さく、モード間の連成があまり大きくない場合には、ナイキスト線図上で近似的に円として表現できる。この性質を利用して、実験データに対して1自由度曲線適合を行うことにより、固有振動数およびモード減衰が定常加振実験から同定できる¹³⁾。その方法の概略を以下に示すこととする。

鶴見つばさ橋の実験では、加速度計測を多用していることから、周波数応答関数として、加振外力と加速度応答との伝達関数である以下のアクセラレンス $L(f)$ を用いるものとする。

$$L(f) = \frac{-\frac{1}{m}\left(\frac{f}{f_n}\right)}{1 - \left(\frac{f}{f_n}\right)^2 + j\frac{\delta}{\pi}\left(\frac{f}{f_n}\right)^2} \quad (1)$$

ここで、 m ：モード質量、 f ：加振振動数、 f_n ：各モードの固有振動数、 δ ：対数減衰率、 j ：虚数単位である。

このアクセラレンスの実部と虚部との関係は、複素平面上に表したナイキスト線図で円（モード円と呼ばれる）となることは容易に示される。実験的にはある加振振動数に対する定常応答加速度を測定することで、その加振振動数に対するアクセラレンスが求められ、その実部を x_i 、虚部を y_i としてナイキスト線図を描けば、必ずしもモード円上にデータはプロットされない（図-6(a)）。

つまり、実測データには種々の誤差が含まれるわけでこの2乗誤差を最小にするように曲線適合が行われる。具体的には、モード円の方程式を

$$x_i^2 + y_i^2 - ax_i - by_i - c = 0 \quad (2)$$

とすれば、適合円の係数 a 、 b 、 c は次式で求められる。

$$\begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum x_i^2 & \sum x_i y_i & \sum x_i \\ \sum x_i y_i & \sum y_i^2 & \sum y_i \\ \sum x_i & \sum y_i & n \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \sum (x_i^3 + x_i y_i^2) \\ \sum (x_i^2 y_i + y_i^3) \\ \sum (x_i^2 + y_i^2) \end{Bmatrix} \quad (3)$$

このように適合されたモード円を用いて固有振動数、およびモード減衰を求める。固有振動数については、まずモード円の中心と実測データを直線で結び、隣接する2点と円の中心によってできる角を $\theta_i (i=1 \sim n-1)$

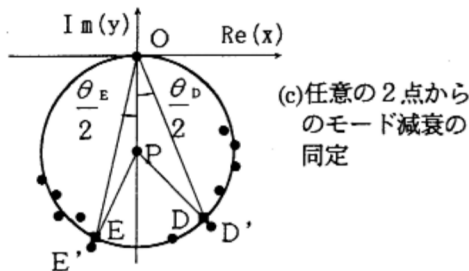
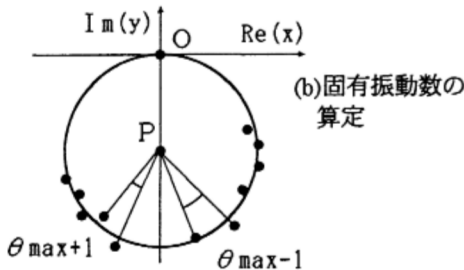
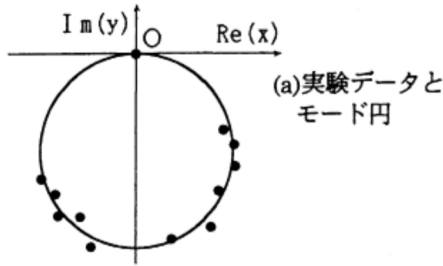


図-6 モード円適合による動的特性の同定

とする。次に中心角がもっとも大きい箇所を探し、さらにその両側の中心角を考慮して、次式により固有振動数を決定する¹³⁾。

$$f_n = f_{\max} + \frac{(f_{\max+1} - f_{\max})\theta_{\max+1}}{\theta_{\max-1} + \theta_{\max+1}} \quad (4)$$

ここで、 $\theta_{\max}$ 、 $f_{\max}$ は、中心角、振動数の最大値であり、添字 $\max \pm 1$ はその両側のデータ値を意味する(図-6(b))。

モード減衰については、固有振動数を挟む任意の2点から算出する長松の手法¹⁴⁾を適用した。ただしこの手法では、任意の2点はモード円上にあるという前提条件がある。しかし、長大橋振動実験においては実測データが誤差を含んでいるため、これら2点が必ずしもモード円上にあるとは限らない。本論文では図-6(c)に示すように2つの実測データ D' 点： (x'_D, y'_D) 、 E' 点： (x'_E, y'_E) の代わりに、これら2つの点からモード円

の中心に引いた直線と円との交点、すなわち D 点： (x_D, y_D) 、 E 点： (x_E, y_E) を用いることにした。これによって2点はモード円上にあるという条件を満たし、しかも加振振動数に関して、 $f_D = f'_D$ 、 $f_E = f'_E$ となる。この点において、長松の手法と本手法は少し違いがある。結果として、次式のモード減衰(対数減衰率)算定式が得られる。

$$\delta = \frac{\pi \left\{ \left(\frac{f_D}{f_n} \right)^2 - \left(\frac{f_E}{f_n} \right)^2 \right\}}{\left(\frac{f_D}{f_n} \right) \tan \frac{\theta_D}{2} + \left(\frac{f_E}{f_n} \right) \tan \frac{\theta_E}{2}} \quad (5)$$

以上のようにして、固有振動数を挟む前後4点ずつのデータから、すべての2点のデータの組み合わせについてモード減衰を算出し、平均を採ったものを本手法による算定値とした。前後4点としたのは、用いるデータ数が少なすぎると、特定のデータの誤差が多く反映され、また多すぎると後述するモード円上でのハーフパワー法を用いるものとほとんど変わらなくなってしまうからである。ちなみに特定のケースについて、3点、5点の場合も試したが、4点の場合と有意な差は認められていない。

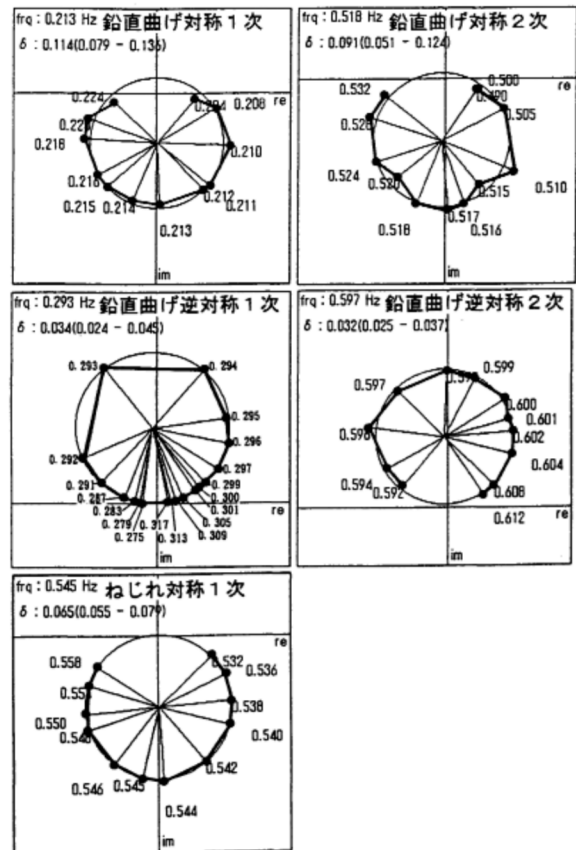


図-7 定常加振実験のモード円適合

この手法を適用して作図したモード円を図-7に、また算出したモード減衰（対数減衰率）の平均値： δ_{AVE} 、最小値： δ_{MIN} 、最大値： δ_{MAX} 、分散： V を表-1に示す。

表-1 本手法を用いたモード円適合によるモード減衰の同定精度

振動モード	δ_{AVE}	δ_{MIN}	δ_{MAX}	V
鉛直曲げ対称1次	0.11	0.079	0.140	2.1×10^{-4}
鉛直曲げ逆対称1次	0.03	0.024	0.045	4.2×10^{-5}
ねじれ対称1次	0.07	0.055	0.079	4.1×10^{-5}
鉛直曲げ対称2次	0.09	0.051	0.120	3.8×10^{-4}
鉛直曲げ逆対称2次	0.03	0.025	0.037	1.0×10^{-5}

本手法によって求めた対数減衰率： δ_{AVE} の信頼性はこの分散を比較することによって評価できる。つまり表-1によると、鉛直曲げ逆対称1次、ねじれ対称1次、鉛直曲げ逆対称2次では分散が 10^{-5} オーダーであるが、鉛直曲げ対称1次、鉛直曲げ対称2次では、分散が一桁大きくなっており、モード円への適合性が高くない。

(3) 自由減衰実験のデータ解析

測定した自由減衰振動時系列のアナログデータに対して1Hzのローパスフィルタを通過させた後、A/D変換した。また、微小振幅レベルにおける精度が問題にならないように、14ビット分解能のA/D変換器でデータを取り込んだ。

図-8に自由減衰波形、波数-振幅の包絡線、波数-対数減衰率の関係を示す。自由減衰波形において、横軸は時間(sec)、縦軸は加速度振幅(gal)である。また、波数-振幅の包絡線において、横軸は波数（1周期：WAVE NUMBER=2）、縦軸（振幅比 A/A_0 ）はそれぞれ得られた最大倍振幅 A_0 に対する任意の倍振幅 A の比を示している。さらに、波数-対数減衰率の関係において、横軸は波数、縦軸は対数減衰率(δ)を表している。

固有振動数は時系列波形のピークからピークまでの周期を読みとるピーク法¹²⁾により算出した。また対数減衰率は、最初から10周期までの平均値である。

なお、前述したように、自由減衰実験は各モードにつき連続して3回以上を行い、その再現性を確認した。

5. 動的特性同定法の比較考察

(1) 固有振動数

表-2に各実験結果から同定された固有振動数を比較して示した。表の固有値解析値は、立体骨組モデルをベースとした解析値である。解析モデルにおいて、端部および塔上の桁支持部では各々の支承構造の機能を忠実に

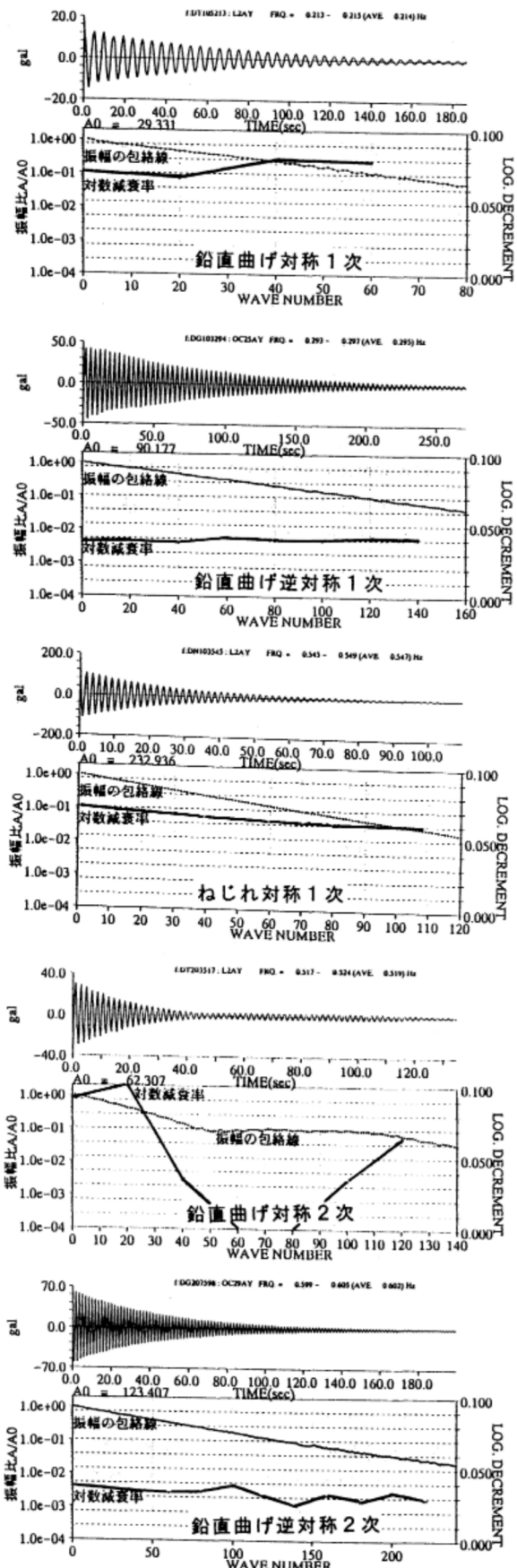


図-8 自由減衰波形、波数-振幅、波数-対数減衰率

表-2 固有振動数同定値の比較

振動モード	常時微動 実験 スペクトル	定常加振実験 共振 曲線	自由減衰 モード 円	固有値 実験 ピーク法	固有値 解析値 注1)
鉛直曲げ対称1次	0.224	0.213	0.213	0.213	0.210
水平曲げ対称1次	0.304	—	—	—	0.253
鉛直曲げ逆対称1次	0.316	0.293	0.293	0.293	0.290
ねじれ対称1次	0.558	0.544	0.545	0.545	0.501
鉛直曲げ対称2次	0.536	0.517	0.518	0.516	0.512
鉛直曲げ逆対称2次	0.614	0.598	0.597	0.599	0.597

注1) ケーブル1本につき1ロッド要素
鉛直支承部は橋軸方向にスライド可

反映するようにモデル化した。また桁、塔は梁要素、ケーブルは軸力とトルクのみを伝えるロッド要素とし、下部構造は橋脚天端で固定とした。表-2より明らかな様に、定常加振実験からの同定値と、自由減衰実験からの同定値の比較においては、共振曲線、モード円、自由減衰振動ピーク法は、どれもほぼ同じ結果を与えている。従って、固有振動数については、これらの同定法に差はなく、精度も良好であることが実証された。しかし、常時微動から同定した固有振動数のみ、他の結果より3%~5%高い値となっている。また、固有値解析値と定常加振、自由減衰実験の同定値との比較において三者は良く一致しているが、ねじれ対称1次モードでは、定常加振値、自由減衰値が固有値解析値を約9%程度上回っており、これが最も大きい差となっている。

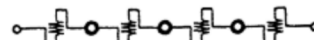
実験からの同定値と固有値解析値の差の原因を調べるため、解析モデルを変更して固有振動数を求めた。この結果を表-3に示す。モデルIでは、ケーブルを3質点系に置き換え、ケーブルに導入された張力をせん断バネによって考慮したが、この結果、ケーブルの張力剛性の影響により、曲げモードの振動数が僅かながら増加した。特にケーブルに激しい連成振動が認められた鉛直曲げ対称2次モードの振動数は、表-2の解析値よりも、幾分か定常加振解析値、自由減衰解析値に近づいている。しかし、固有値解析値と、定常加振値、自由減衰値の差が最も大きいねじれモードに関しては固有振動数に変化はなかった。以下では、このねじれ振動数に着目して若干の考察を加える。

桁がねじれ回転を起こすと、一面吊りケーブルの桁側定着点よりも桁の回転中心は低いところにあるため、ケーブルは面外変形を起こす。このため、ケーブルの張力剛性が桁のねじれ剛性に加わり、固有振動数が上昇するものと予測されたが、結果的にねじれ振動数に影響は出なかった。これは、ケーブルの面外モード縦距が微小であったためと考えられる。なお、実測して得られた回転中心が設計時に仮定した位置より上方となっていることから、このシフト分による極慣性モーメントの修正検討

表-3 解析モデルの違いによる固有振動数の比較

振動モード	固有値解析値	
	モデル I 注1)	モデル II 注2)
鉛直曲げ対称1次	0.218	0.228
水平曲げ対称1次	0.258	0.318
鉛直曲げ逆対称1次	0.296	0.309
ねじれ対称1次	0.501	0.501
鉛直曲げ対称2次	0.520	0.526
鉛直曲げ逆対称1次	0.611	0.598

注1) ケーブルのモデル化
(モデル I)



注2) ケーブルのモデル化
(モデル II)



を行ったところ、固有振動数解析値は1.3%大きくはなったが、9%の差を埋めるには至らなかった。さらに、桁の回転中心から2m程度離れている高減衰ゴムのバネ剛性効果のねじれ振動数への影響についても検討を行ったが、固有値解析を行うまでもなく、一般化剛性は全く増加せず、高減衰ゴムのバネ剛性の影響は無視できることが分かった。従って、ねじれ振動数の解析値が実験値を下回ったのは、以上の要因が主要因ではなく、例えば解析に考慮していない2次部材の影響等が考えられるが、明確な原因は分かっていない。

表-3の解析モデルIIは、鉛直支承の橋軸方向の拘束条件を可動から固定に変更した場合の結果であり、表-2の解析値よりも、より常時微動解析値に近い結果を示している。定常加振実験や自由減衰実験では、摩擦力に打ち勝って支承は滑動したが、常時微動では支承は滑動するような振幅レベルではない。常時微動実験からの同定値が他の実験結果よりも高い値となったのは、このような、微小振幅域における、より強い橋軸方向の拘束条件が原因の一つであると考えられる。

(2) 固有振動モード

固有振動モードについては、図-9に固有値解析値、常時微動実験および定常加振実験からの同定値を比較して示した。これによると、鉛直曲げ逆対称1次の塔のモードに若干の違いがあるものの、常時微動実験のみで得られた水平曲げ対称1次モードも含め、固有値解析値と実験で同定されたモードは良く一致しており、本橋の場合、常時微動からでも十分な精度でモードが得られることが分かった。応答振幅が小さい場合に、鉛直支承等での滑り条件等が異なり得ることは上述したとおりであるが、このことが常時微動から同定される振動モードに影響するまでには至っていないと言えよう。

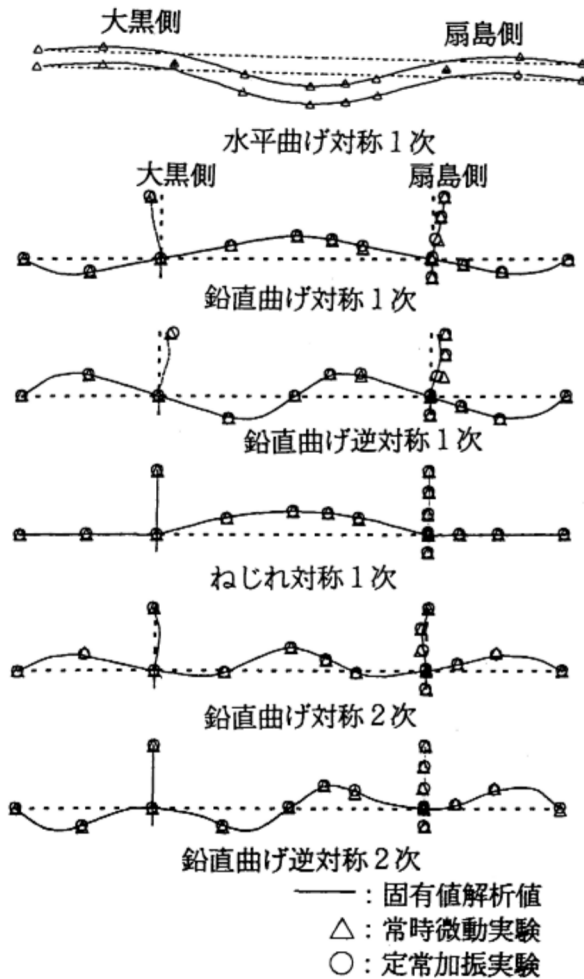


図-9 固有振動モードの比較

(3) モード減衰

モード減衰(対数減衰率)の同定値の比較を表-4に示す。まず常時微動実験からの同定値に関しては、他の同定法による結果と異なっている。しかし、今回の常時微動実験から得られた片振幅の最大値が表-4に示したように微小振幅であること、また常時微動のハーフパワー法における外乱のホワイトノイズ仮定等のデータ解析上の前提条件を考慮すると、単純にこのような比較を行うことは難しい。

そこで連成振動を生じた鉛直曲げ対称2次を除いた4モードについて、図-8の波数-対数減衰率の関係から、振幅微小領域における対数減衰率を読み取り、常時微動から同定された減衰率と比較する。まず鉛直曲げ対称1次では常時微動同定値が $\delta=0.09$ に対して図-8の値を読み取ると $\delta=0.08$ 、同様に鉛直曲げ逆対称1次は $\delta=0.07$ に対して $\delta=0.04$ のままであるが微増、ねじれ対称1次は $\delta=0.05$ に対して $\delta=0.06$ 、そして鉛直曲げ逆対称2次は両者とも $\delta=0.03$ であり、表-4に比べ、一般的に各モードとも両者の値が近づいている。以上の結

表-4 モード減衰(対数減衰率)同定値の比較
()は最大振幅^{注2)}、ねじれモードはdeg表示

振動 モード	モード減衰(対数減衰率)			
	常時 微動 実験	定常加振実験		自由 減衰 実験
		モード円		
	ハーフパワー法	ハーフパワー法	本手法 ^{注1)}	
鉛直曲げ 対称1次	0.09 (0.055)	0.12 (8.8)	0.11 (8.8)	0.07 (8.2)
鉛直曲げ 逆対称1次	0.07 (0.017)	0.03 (14.5)	0.03 (14.5)	0.04 (13.4)
ねじれ 対称1次	0.05 (0.003)	0.07 (0.43)	0.07 (0.43)	0.07 (0.38)
鉛直曲げ 対称2次	0.03 (0.004)	0.11 (3.2)	0.09 (3.2)	0.10 ^{注3)} (3.0)
鉛直曲げ 逆対称2次	0.03 (0.002)	0.03 (4.6)	0.03 (4.6)	0.04 (4.2)

注1)固有振動数を挟む2点から算出する方法

注2)各実験における振幅の最大値 cm

常時微動は7-11加速度振幅から換算した

変位振幅 mm

注3)ケーブルの共振によりうなり発生

果から、構造減衰の評価において、常時微動同定値と比較する場合には、振幅レベルを考慮して、自由減衰振動実験の小振幅域で得られる同定値と比較の方が好ましいことが分かる。

次に、定常加振実験のモード円上で減衰を同定する手法の妥当性について、自由減衰実験からの同定値と比較しながら考察を行う。表-1に示した様に、モード円からの分散が小さい鉛直曲げ逆対称1次、逆対称2次、ねじれ対称1次の3モードにおいて、自由減衰実験および定常加振実験におけるハーフパワー法と本手法による同定値(表-4)はほぼ一致している。分散が小さく、モード円への適合度が高いということは、対象とするモードが1自由度系の応答に近く、しかも減衰の振幅依存性が小さいということに他ならない。実際に、図-8からも、この3モードの減衰の振幅依存性が比較的小さく、分散が小さいことに対応していることが分かる。つまり、分散は減衰同定値の信頼性を示す尺度になっており、これが小さければ減衰の振幅依存性は小さく、モード円から同定する従来のハーフパワー法と本手法、ならびに自由減衰実験による同定値はほぼ一致することが確認された。

鉛直曲げ対称1次、鉛直曲げ対称2次の2モードについては、前述したようにモード円からの分散が上述の3モードより1オーダー大きく、減衰の振幅依存性も比較的大きい。鉛直曲げ対称2次で分散が大きく、モード円の適合性も良くなかった原因は、実験中に生じたケーブ

ルとの連成振動の影響であると考えられる。このことは鉛直曲げ対称2次モードにおける桁とケーブルの共振曲線(図-10)において、ケーブルの加速度応答が非常に大きく、振動数ピークも近いことから明らかである。

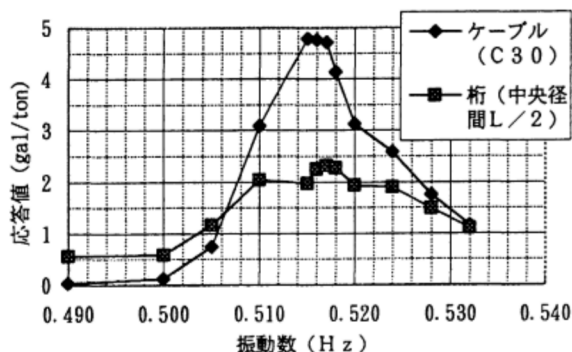


図-10 桁とケーブルの共振曲線

一方、鉛直曲げ対称1次に着目すると、図-8に示されるとおり、このモードのみが振幅が比較的大きいところで減衰が小さくなる傾向が認められる。この傾向は表-4における本手法による同定値に反映されている。すなわち、鉛直曲げ対称1次では、モード円上で固有振動数付近の比較的振幅の大きいデータのみを用いて対数減衰率を算出した本手法が、モード円上の全てのデータを用いることに対応する従来のハーフパワー法よりも若干小さい減衰となっている。この傾向は、モード円上で選択する点数を、3点あるいは5点に変えても同じであった。つまり、本手法は構造減衰の振幅依存性が強い場合でも、モード円上のピーク振動数付近で対数減衰率を精度良く算出できる可能性を有している。なお、鉛直曲げ対称2次に関しては、自由減衰実験において桁とケーブルの連成によるうなり振動が生じており、減衰そのものが見掛けの値となっているため、本手法で減衰の振幅非線形性を考慮できるか否かの判断をすることは難しい。

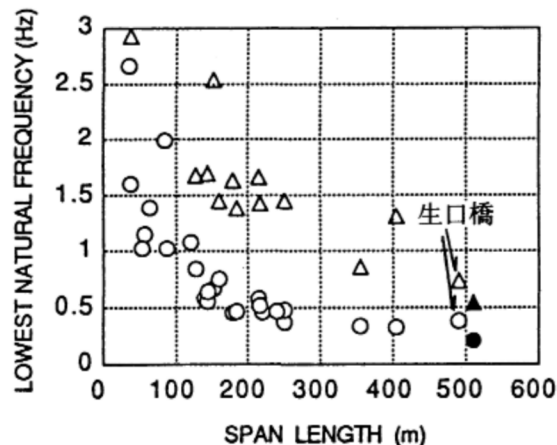
以上のような検討を行ってきたが、鉛直曲げ対称1次の減衰には、自由減衰同定値0.07と、本手法によるモード円同定値0.11の間には無視できない差が残っている。このようなデータをどのように取り扱うかが、長大橋振動実験から対数減衰率を算出する上で重要な課題である。

6. 鶴見つばさ橋の動的特性

以上、実橋振動実験からの動的特性の同定法に関して種々の検討を行った。結果として、自由減衰実験からの同定値が、固有振動数、モード減衰を精度良く表しているものと考えられた。そこで、この同定値をもとに鶴見つばさ橋の動的特性について考察する。

(1) 固有振動特性

図-11は、斜張橋の最低次固有振動数(基本振動数)と最大スパン長との関係を、鉛直曲げ振動とねじれ振動について、既存斜張橋^{15),16)}と鶴見つばさ橋を比較して示したものである。1面吊りの斜張橋ということで、鶴見つばさ橋の固有振動数は、そのスパン長に対して多少小さくなっているようにも思えるものの、データ全体から見れば、既存斜張橋の延長上にほぼ位置していると言える。



○鉛直たわみ振動、△ねじれ振動、●▲鶴見つばさ橋

図-11 斜張橋の1次振動数とスパン長の関係

同図において、鶴見つばさ橋の中央スパン510mに最も近いのが中央スパン490mの生口橋である。この2つの斜張橋の振動特性に着目する。生口橋の振動数に比べ、鶴見つばさ橋の振動数はこれを大きく下回っている。曲げ剛性、ねじれ剛性において、鶴見つばさ橋は生口橋の2~3倍もの剛性を有している。一方、重量は鶴見つばさ橋が2割程度上回る程度であり、剛性ほど大きな差はない。重量と剛性の関係から、むしろ鶴見つばさ橋の方が、全般的に高い振動数を呈しても良いように思われる。鶴見つばさ橋の鉛直曲げ対称1次モードは、図-9に示したように、中央径間と側径間のモード縦距がほぼ同じで、中央径間は単純梁に近い振動モードとなっている。これに対し、生口橋は側径間がPC橋であるため、中央径間のみ撓み、そのモードは両端固定梁に近い。このような側径間の拘束条件による振動モードの違いが、鶴見つばさ橋の鉛直曲げ対称1次の振動数を低くしているものと考えられる。一方、ねじれ対称1次については、両橋で振動モードはほぼ同一であるため、側径間の拘束条件はほぼ同一であると考えられる。従って、桁のねじれ剛性等に拘わらず、ケーブル形式による回転剛性の違いは大きく、それ故、1面吊りの鶴見つばさ橋のねじれ振動数が低くなったものと考えられる。以上のように、斜張橋の場合、桁の重量や剛性よりも、桁の振動モード、例えば側径間の剛性の違いによる拘束条件、ならびにケ

ープル形式の違いによる見掛けの剛性が振動数に与える影響は大きく、必ずしも中央スパン長のみに振動数は依存しない。

(2) モード減衰特性

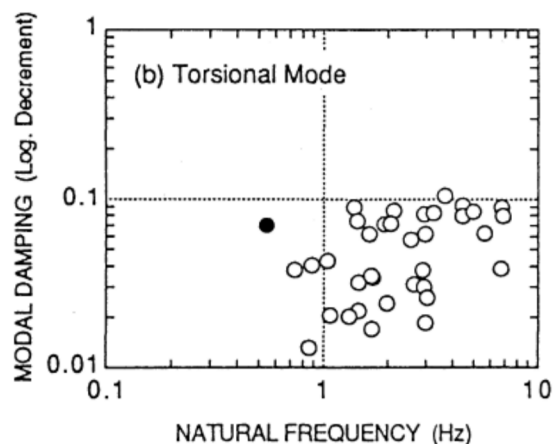
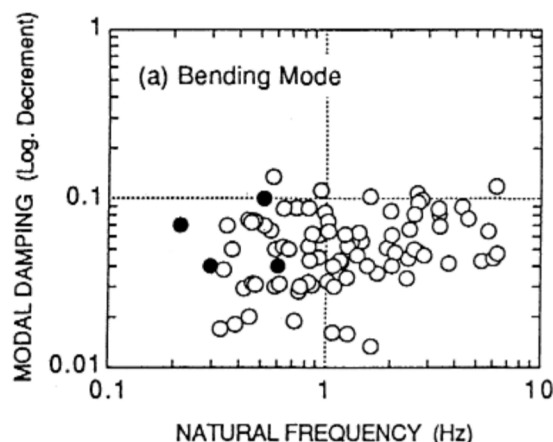
図-12には、斜張橋のモード減衰と固有振動数との関係を、鉛直曲げ振動とねじれ振動について、既存斜張橋と鶴見つばさ橋を比較して示した。既存斜張橋¹⁰⁾と同様に、減衰と振動数の相関は極めて悪く、減衰のモード依存性が強いことが特徴として挙げられる。

また、図-13は、鉛直曲げ振動とねじれ振動に対して、モード次数に関係なく、モード減衰の平均をとって斜張橋の代表減衰とし、最大スパン長に対してプロットしたものである。既存斜張橋ではスパン長の増大に伴って平均減衰が漸減しているが、鶴見つばさ橋ではその傾向から大きく外れて、510m という最大スパンの割には、平均減衰がかなり大きいと言える。これは表-4からわかるように、ケーブルの共振によるうなりを伴った鉛直曲げ対称2次モードを除けば、鉛直曲げ対称1次モードとねじれ対称1次モードの減衰が大きいことによる。鉛直曲げ対称1次振動において、中央径間 $L/2$ 点が約8cm

撓むと、桁の橋軸方向変位により、鉛直支承上で1~2mmのずれ変位が生ずることが実測により明らかとなった。

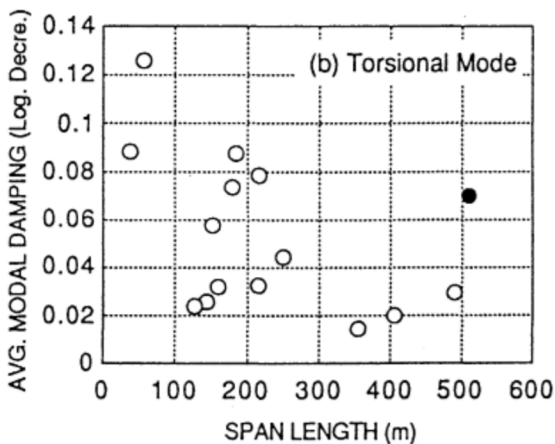
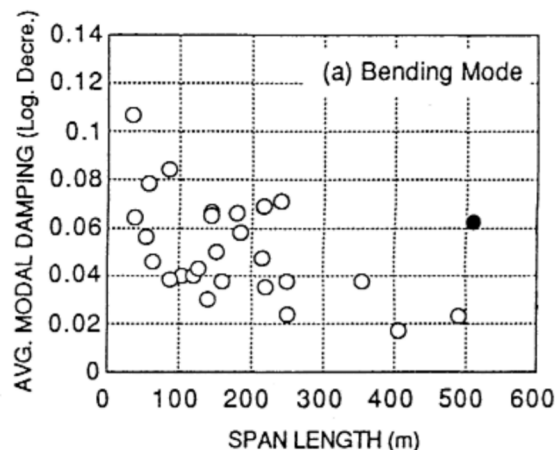
4基の鉛直支承にかかる鉛直荷重が約7,200kNであるため、支承での摩擦力による散逸エネルギーとしては無視できない量となる。また、図-8に示したとおり、鉛直曲げ対称1次の減衰の振幅依存性は比較的強く、振幅が小さいほど減衰は大きい。これは、クーロン減衰は振幅が小さいほど大きくなるという伊藤²⁾の指摘した傾向と同一であり、このことから、鉛直曲げ対称1次において、摩擦力の影響が大きいことが分かる。これに対し、鉛直曲げ逆対称1次は、自由減衰実験による減衰同定値は0.04で、対称1次ほど大きくなく、摩擦支承での移動量も小さいものであった。つまり、同規模の他橋に比べ、鉛直曲げ対称1次の減衰が高くなったのは、リンク支承を用いている橋が多いのに対し、鶴見つばさ橋では摩擦支承を採用しており、この摩擦力による散逸エネルギーが大きいためであると考えられる。

ねじれ対称1次についても、一面吊りであるために小さい減衰が予測されたが、同規模スパンの他橋よりも大きい結果となった。この理由としては、桁のねじれ振動に伴って、オイルダンパー、高減衰ゴム等のケーブル制



●鶴見つばさ橋

図-12 斜張橋のモード減衰と固有振動数



●鶴見つばさ橋

図-13 斜張橋の平均モード減衰とスパン長

振装置から散逸されるエネルギーが大きいことが考えられる。つまり、一面吊りの本橋において、桁がねじれ振動を起こしてもケーブルは殆ど動かないことが、ケーブル制振装置が桁の回転中心からある程度離れた位置にあることによって、制振装置にも有意な変形を生じさせ、この結果、制振装置から多くのエネルギーが散逸される。同規模スパンの他橋においては、本橋ほど、ケーブル制振装置が桁の減衰に影響を及ぼしていないものと考えられる。なお、鶴見つばさ橋の減衰特性に関する考察の詳細は、文献 17)、18) に示されている。

7. まとめ

長大斜張橋である鶴見つばさ橋を対象に、実橋振動実験から得られたデータにより、固有振動数、固有振動モード、構造減衰などの動的特性の同定手法に関して検討を行った。また、その成果を踏まえて、鶴見つばさ橋固有の動的特性についても検討を行った。その結果、以下の様な知見が得られた。

(1) 定常加振実験からモード円、共振曲線により同定した固有振動数、自由減衰実験からピーク法により同定した固有振動数はほぼ一致した。従って、同定法による差はなく、精度も良好であることが実証された。しかし、常時微動実験から同定した固有振動数は、定常加振実験、自由減衰実験の同定値より 3~5% 高めに評価された。その理由は、鉛直支承の橋軸方向の可動条件が常時微動では動かず、固定条件に近くなるためである。

(2) 定常加振実験で得られた固有振動モードは、固有値解析とほぼ一致することが確かめられた。常時微動は微小振幅ではあるが、振動モードに関する限り、同定値の精度は悪くない。

(3) モード円法への適合度を表す実験値の分散が、同定値の信頼性を表す尺度になり得る。また、本論文で示した修正モード円適合法は、減衰の振幅非線形性が大きい場合でも、ピーク振動数付近の振幅における減衰を、精度良く算出できる可能性を有している。

(4) 常時微動実験のハーフパワー法から得られる減衰を、定常加振実験や自由減衰実験より同定された減衰と比較する場合には、常時微動の振幅レベルが非常に小さいことを考慮して、振幅レベルが小さい領域で比較する必要がある。

(5) 同規模スパンの斜張橋である生口橋との比較において、鶴見つばさ橋の鉛直曲げ対称 1 次、ねじれ対称 1 次の固有振動数は若干低めとなった。この理由としては、鉛直曲げ振動における側径間の拘束条件が比較的弱いこと、1 面吊りであるために、橋全体系の回転剛性が低いことが考えられる。

(6) 鶴見つばさ橋の鉛直曲げ対称 1 次、ねじれ対称 1

次の減衰は、同規模スパンの斜張橋の減衰よりも高めとなっている。

参考文献

- 1) 山口宏樹：ケーブルシステムの振動減衰の推定、構造工学論文集、Vol.39A, pp.851-860, 1993 年 3 月。
- 2) 伊藤学、片山恒雄：橋梁構造の振動減衰、土木学会論文集、第 117 号, pp.12-22, 1975 年。
- 3) Okauchi, I., Miyata, T., Tatsumi, M. and Kiyota, R.: Dynamic field tests and studies on vibrational characteristics of long-span suspension bridges, *Proc. of JSCE*, No. 446/I-19, pp. 101-112, 1992.
- 4) 平塚義久：大島大橋振動実験、本四技報、Vol.13, No.48, pp.42-47, 1988 年 10 月。
- 5) 岡内功、宮田利雄、辰巳正明、佐々木伸幸：大振幅加振による長大斜張橋の実験振動実験、土木学会論文集、No. 455/I-21, pp.75-84, 1992 年 10 月。
- 6) 奥田基、大川宗男：南備讃瀬戸大橋振動実験、本四技報、Vol.13, No.49, 1989 年 1 月。
- 7) 藤原亨、玉越隆史、植田利夫、南條正洋、小林義和：マルチケーブル複合構造形式斜張橋の固有振動特性、構造工学論文集、Vol.39A, pp.831-839, 1993 年 3 月。
- 8) 和田克哉、高野晴夫、林寛之、小山次郎、津村直宜：横浜ベイブリッジの振動実験、橋梁と基礎、Vol.26, pp.15-18, 1992 年 2 月。
- 9) 和泉公比古、小田桐直幸、荻原充信、矢部順一、落合盛人、大垣賀津雄、渡辺保之：ダブルデッキ 2 ヒンジ吊橋の振動実験、構造工学論文集、Vol.40A, pp.721-733, 1994 年 3 月。
- 10) 高野晴夫、小笠原政文、下里哲弘：首都高速道路の建設第 7 回鶴見つばさ橋上部工の設計概要、土木技術、第 50 巻、1 号, pp.84-93, 1995。
- 11) 加藤雅史、島田静雄：橋梁の現地振動実験法、土木学会誌、Vol.66, No.2, pp.38-42, 1981 年 2 月。
- 12) 例えば大島俊之、岡林隆敏、梶川康男、加藤雅史、川谷充郎、久保雅邦、秋本正信、林川俊郎、本田秀行、前田研一、米田昌弘：橋梁振動の計測と解析、1993 年 10 月。
- 13) 長松昭男：モード解析、培風館、1985 年。
- 14) 長松昭男：モード解析入門、コロナ社、1993 年。
- 15) Ito, M. and Yamaguchi, H.: Full-scale measurements and structural damping of cable-supported bridges, *Proc. of Int. Conf. on "Bridges Into The 21st Century"*, Hong Kong, Oct. 1995.
- 16) 山口宏樹：ケーブル構造のモード減衰形状と減衰理論、鋼構造論文集、第 1 巻 3 号、日本鋼構造協会、pp.129-138, 1994 年 9 月。
- 17) 山口宏樹、黒川誠司、伊東昇、加藤真志、加藤久人：鶴見つばさ橋の減衰特性に関するエネルギー的考察、土木学会第 50 回年次学術講演会、1995 年 9 月。

- 18) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志,
加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つ
ばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.
217-227, 1996 年 7 月.

(1995. 11. 21 受付)

IDENTIFICATION OF DYNAMIC CHARACTERISTICS BY FIELD VIBRATION TEST IN TSURUMI TSUBASA BRIDGE

Hiroki YAMAGUCHI, Haruo TAKANO, Masafumi OGASAWARA,
Tetsuhiro SHIMOSATO, Masashi KATO and Jun OKADA

Field vibration test of Tsurumi Tsubasa Bridge, whose main span is the longest in the world among the single plane supported cable stayed bridges, was executed. Identification of the dynamic characteristics such as natural frequency, vibrational mode, modal damping, was done by different methods and the accuracy of identified values was first discussed. Then the dynamic characteristics of Tsurumi Tsubasa Bridge were investigated in comparison with those of other cable stayed bridges. It was found that the modal damping is higher and the natural frequency is lower compared with other cable stayed bridges whose main span is close to this bridge's.