

常時微動データによる明石海峡大橋の固有振動特性

Vibration characteristics of Akashi-Kaikyo Bridge analyzed from ambient vibration data

勝地 弘*, 宮田利雄**, 山田 均***, 秦 健作****, 楠原栄樹*****

Hiroshi Katsuchi, Toshio Miyata, Hitoshi Yamada, Hiroshi Nakagawa, Kensaku Hata and Shigeki Kusuhara

*博(工), 横浜国立大学助教授, 大学院工学研究院(〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)

**工博, 横浜国立大学教授, 大学院工学研究院(〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)

***工博, 横浜国立大学教授, 大学院環境情報研究院(〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-7)

****工修, 本州四国連絡橋公団課長, 長大橋技術センター(〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

*****工修, 本州四国連絡橋公団課長代理, 長大橋技術センター(〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

The Akashi-Kaikyo Bridge is currently the world's longest suspension bridge with the center-span length of 1991m. Therefore, its wind-resistant design was crucial and bridge responses are automatically monitored since its open in 1998. In order to identify vibration characteristics of the bridge, ambient vibration was specially measured with the monitoring system. This paper presents natural frequencies and structural damping of several lower modes identified. It was found that natural frequencies of vertical and lateral modes are almost identical with corresponding analysis while those of torsional modes are by about 10% higher than the analysis. Structural damping was found to be generally higher than specification in design code.

Key Words: Akashi-Kaikyo Bridge, ambient vibration, RD method, natural frequency, structural damping

キーワード: 明石海峡大橋, 常時微動, RD 法, 固有振動数, 構造減衰

1. はじめに

明石海峡大橋(中央支間長 1991 m)の設計においては, 耐風設計の重要性が認識され, 数多くの風洞実験, 数値解析検討が行われ, 最終的に連成フラッターに対する安全性が確認されている。耐風設計においては橋の振動特性が前提条件となるが, 固有振動数, 固有振動モードは通常, 橋の 3 次元立体骨組みモデルを使った固有振動解析によって求められる。立体骨組みモデルによる吊橋の固有振動解析については, モデル化の方法等について研究, 改良がなされ, 明石海峡大橋においてもトラス断面のねじれ剛性の評価法, モデル化, 重力剛性の影響などが検討されている^{1), 2)}。

明石海峡大橋の開通(1998 年 4 月)以来これまでに, いくつかの比較的大型の台風が橋に接近し影響を与えている。例えば, 98 年 7 号台風においては, 中央径間中央点で 10 分間平均風速の最大が 31.9 m/s, 最大瞬間風速が 40.7 m/s, また 99 年の 18 号台風においては, それぞれ 33.1 m/s, 39.3 m/s が観測されている。明石海峡大橋の設計基準風速は補剛桁で 60 m/s, フラッター照査風速は 78 m/s(いずれも 10 分間平均風速)と, これまでに観測された記録は, 設計条件に比べると十分に低いものであるが, 全橋模型実験でも明らかとなったように明石海峡大橋の連成フラッターの限界風速は, 照査風速を少し上回る程度のものであり³⁾, 設計条件に多少の誤差があれば基準に抵触する恐れがないとは言いきれない。

関門橋, 大鳴門橋, 南備讃瀬戸大橋などでは, 完成時に振動実験が実施され, 設計時に仮定した振動特性の確認がなされているが, 明石海峡大橋では起振機の性能不足から振動実験が見送られ, 実橋の振動特性が把握されないままに今日に至っている。明石海峡大橋には合計 100 チャンネル程度のセンサーが設置され, 常時, 異常(強風, 地震)時の動態観測が実施されている。そして, これまでに, 台風時や季節風時の観測データを使って, 固有振動特性や橋体応答特性が明らかにされてきている^{4), 5)}。ただし, 風洞実験で仮定した構造減衰(対数減衰率 0.02)については, 未だ明らかとされていない。そこで, 今回, 動態観測設備を使って橋体の常時微動を観測することで, 明石海峡大橋の固有振動特性, 特に構造減衰の同定を行うこととした。

本論文では, まず明石海峡大橋の動態観測機器と観測された常時微動データの概要について述べる。そして, 常時微動データから同定された固有振動数, 構造減衰について述べ, 最後に既往の吊橋での常時微動データ解析結果とも比較しながら議論を行う。

2. 観測の概要

明石海峡大橋には, 図-1に示すように風速計, 加速度計, 速度計, GPS変位計, 温度計など約 100 チャンネルの観測機器が設置されている。特に, 明石海峡大橋は中央支間長が 1991m と長く長周期構造物であること, 耐風設計では

変位応答が重要となることから、GPSを用いた変位計が中央径間中央点と塔頂に設置されており、これを使って補剛桁の静的変位を含む長周期変位応答が精度良く測定できるよう考慮されている。これらの観測機器は、通常は風速計などのごく限られたものだけが作動しており、交通管制に用いられているが、強風時に風速がある設定値(通常は 10 分間平均風速 15 m/s)を超えた時や地震時に地盤加速度がある設定値を超えた時には、予め選定されたチャンネルの信号が一斉に記録保存されるようになっている。

本研究では、補剛桁の振動特性に着目したため、中央径間中央点での補剛桁GPS変位(水平、鉛直)および速度(鉛直)、中央径間 3/4 点での補剛桁速度(鉛直)の記録を用いた。また、風の条件として、中央径間中央点での風速データを参照した。鉛直成分データに関しては、補剛桁の両側弦材に速度計が設置されていることから、両者の差を取ることのできる成分についても抽出した。

図-3には、計測された補剛桁振動データの一例を示す。速度データ、風速データは20Hzで、GPS変位データは1Hzでそれぞれサンプリングされている。なお、GPS 変位データについては、1Hz サンプリングであり、計測分解能が1cmで

あることから、今回のような極低風速でのあまり振動しない状態では、少し不自然な波形として表されている。ただし、後に述べるように、この波形にフィルター処理を施してから解析を行ったため、振動波形を抽出する上で特に問題は生じなかった。

本研究では通常10分間平均風速が15m/s以上で作動するトリガー設定を解除して、極力風速の低い状態で橋体応答を計測した。ここでは、このようにして観測された橋体データを常時微動データと呼ぶこととする。こうすることで、空力減衰の作用を極力抑え、計測されたデータから直に構造減衰を評価することとした。

表-1に本研究で用いた常時微動データの解析ケースを示す。計測は、2002年2月1日から2日にわたって行われた。記録されたデータをチェックし、データの欠測、異常のないデータを100分ごとに分割した結果、合計18ケースのデータを得ることが出来た。図-2に示すように計測期間中の風速(10分間平均風速)は、2月1日が昼頃に5m/s程度に上昇するが、その他の時間帯では2~3m/s程度となっている。また、2月2日は多少風速が上昇して5m/s程度となっている。

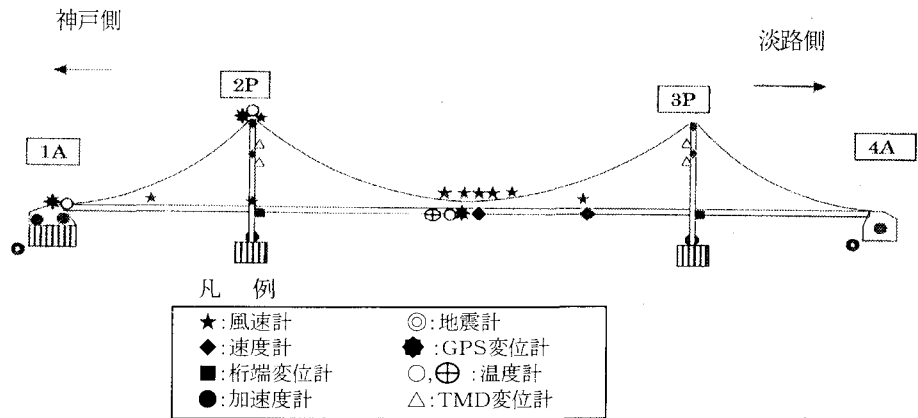


図-1 動態観測機器の配置

表-1 常時微動データの解析ケース

ケース	観測時刻
1	2月1日 1:40-3:20
2	3:20-5:00
3	5:00-6:40
4	7:30-9:10
5	9:10-10:50
6	10:50-12:30
7	12:30-14:10
8	16:20-18:00
9	18:00-19:40
10	19:40-21:20
11	21:20-23:00
12	2月2日 23:10-0:50
13	0:50-2:30
14	2:30-4:10
15	4:10-5:50
16	10:30-12:10
17	12:10-13:50
18	18:10-19:50

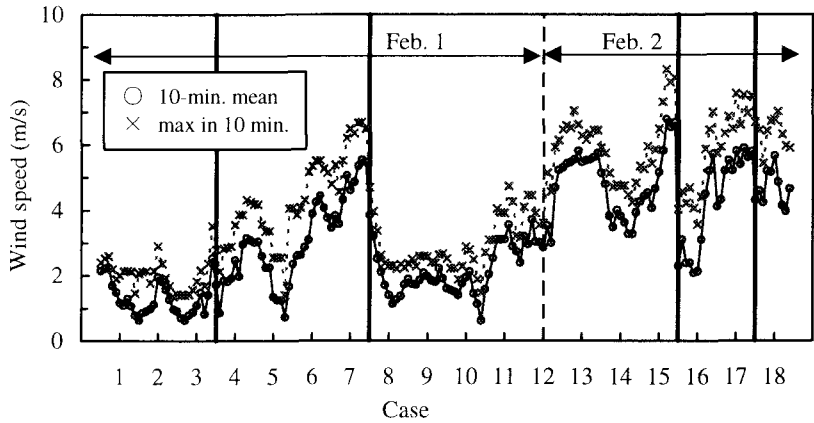
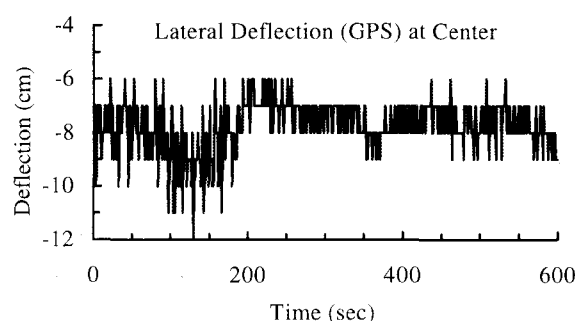
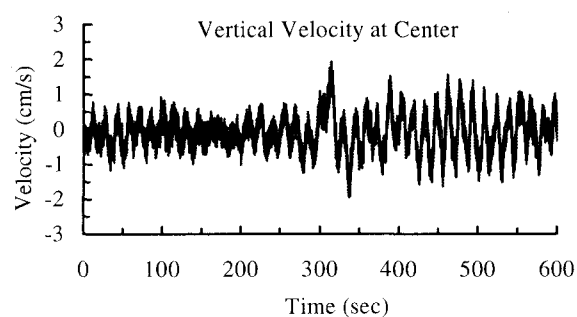


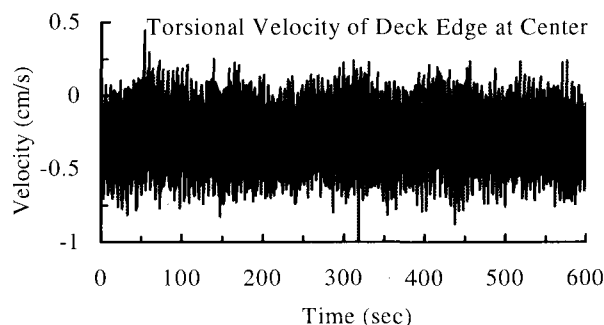
図-2 観測期間中の10分間平均風速、最大瞬間風速の変化
(縦実線はケース間で時間が連続していない部分を表す)



(1) Lateral Deflection (GPS) at Center



(2) Vertical Velocity at Center



(3) Torsional Velocity of Deck Edge at Center

図-3 常時微動波形の一例

3. 解析の方法

本研究では、常時微動データから RD 法 (Random Decrement Method) を用いて振動特性を同定した。長大橋の自然風応答は、自由振動応答と強制振動応答の重ね合わせと考えられる。このうち、強制振動データは平均値 0 の不規則振動である。したがって、このような応答データに RD 法を適用することで、強制振動データは打ち消しあい、最終的に自由振動データのみが残ることになる。なお、RD 法においては定常不規則振動を前提としており、本計測においては橋面を通過する交通からの非定常振動の影響が懸念される。ただし、本橋の橋体重量が相対的に大きいこと、計測データが加速度ではなく、変位、速度であること、計器が橋面から離れた補剛トラス下弦材上に設置されていることから、交通振動の影響は小さいと考えられる。さらに、対象とする振動が長周期であり、計測されたデータにフィルター処理を施すことから、短時間での非定常成分は極力排除できると考えられる。

RD 法の理論的説明は以下の通りとなる。1 自由度振動系の応答値 $y(t)$ から初期値 a_0 を持つ多くの時系列 $z_i(t)$ を作り出す。

$$z_i(\tau) = y(t_i + \tau) \quad (1)$$

ここで、

$$z_i(0) = y(t_i) = a_0 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2)$$

また、 t_i は $y = a_0$ となる時刻、 n は時間長 τ の時系列 $z_i(t)$ の個数である。

$z_i(t)$ は、1) 初期値 a_0 を持つ自由振動 (変位、速度もしくは加速度) 応答 $z^{(1)}(\tau)$ 、2) 初期値 0 でかつ応答の時間微分値が 0 でない自由振動応答 $z^{(2)}(\tau)$ 、および 3) 初期値と応答の時間微分値がともに 0 の不規則振動応答 $z^{(3)}(\tau)$ の重ね合わせから構成される。初期値 a_0 を持つ $z_i(t)$ を非常に多く重ね合わせると、図-4 に示すように 2) と 3) の成分が打ち消され、最終的に 1) の初期値 a_0 を持つ自由振動応答 $x(\tau)$ (RD 波形) が残ることになる。そして、このようにして得られた RD 波形から振動数、減衰が同定できることになる。

$$\begin{aligned} x(\tau) &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i(\tau) \\ &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^{(1)}(\tau) + \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^{(2)}(\tau) + \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^{(3)}(\tau) \approx z^{(1)}(\tau) \quad (3) \end{aligned}$$

本研究では、まず観測された常時微動データのパワースペクトル密度を求め、低次の固有振動モードの卓越振動数を同定する。次に、各モードに対して RD 法を適用するため、得られたパワースペクトル密度に応じたバンドパスフィルター (Butterworth フィルター) をかけ、対象とする固有振動モードの信号を抽出した。その際のバンド幅は、対象とする振動モードのみを抽出できるよう、解析したパワースペクトル密度に

応じて各ケース、各モードで変化させた。そして、抽出された信号にRD法を適用することで自由振動波形であるRD波形を得た後、固有振動数、減衰を同定した。図-5に常時微動

データのパワースペクトル密度の一例を示すが、各成分とも低次モードのピークが明確に見られる。

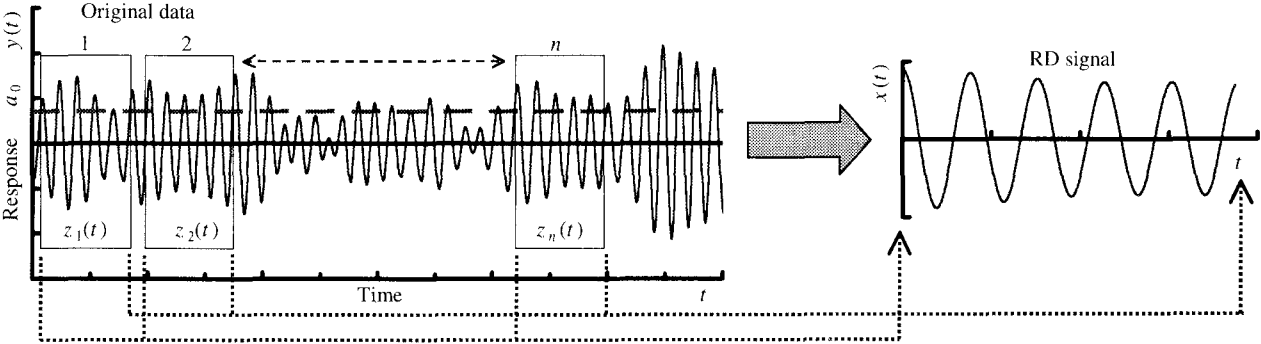
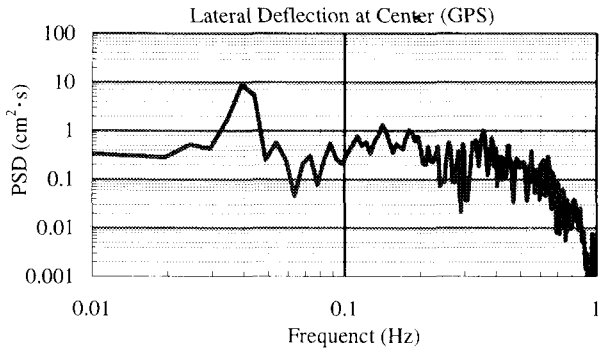
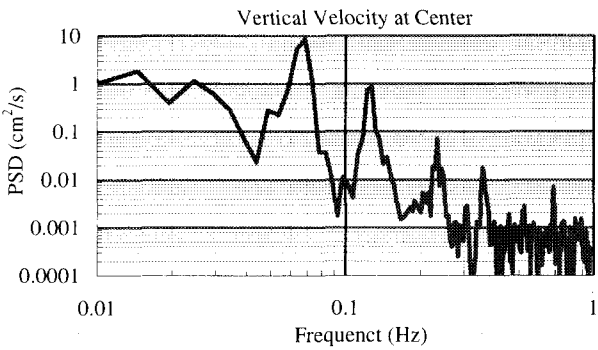


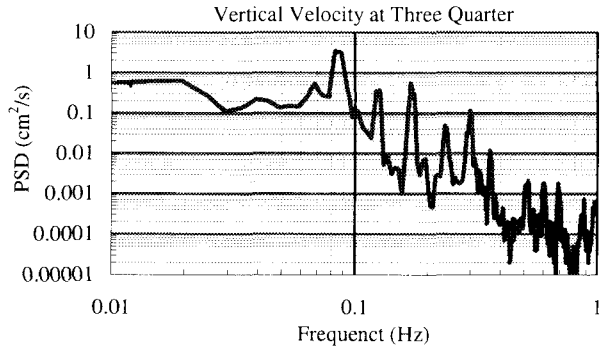
図-4 RD法の理論的概念



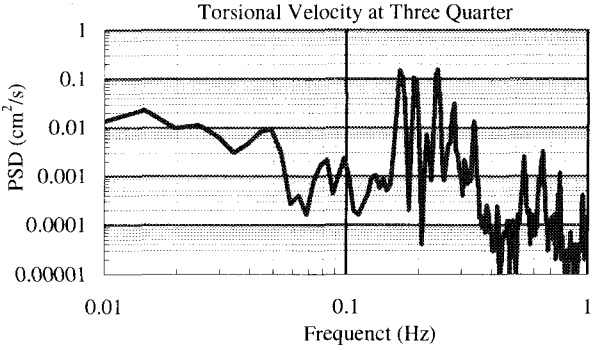
(1) PSD of Lateral Deflection (GPS) at Center



(2) PSD of Vertical Velocity at Center



(3) PSD of Vertical Velocity at Three Quarter



(4) PSD of Torsional Velocity at Three Quarter

図-5 常時微動データのパワースペクトル密度

4. 同定された固有振動数と構造減衰

前項で述べたように、常時微動データのパワースペクトル密度を算出し、得られたスペクトルピークの振動数に応じたバンドパスフィルター処理をもとの常時微動データに施し、得られた信号に対して RD 解析を実施した。本研究では、低次の 6 モード(鉛直 3, 水平 1, ねじれ 2)の同定を行った。重ね合わせを行う際の初期値 a_0 はもとの不規則波形の標準偏差と同じに、取り出す波形の時間 τ は 200 秒とした。明石海峡大橋の最低次の水平対称 1 次モードが約 25 秒の周期であることから、200 秒では約 8 周期が得られることになる。また、もとの常時微動データの時間単位が 100 分であるため、着目モードと初期値にもよるが、水平と鉛直モードで約 1000 回から 1500 回、ねじれモードで約 2000 回の重ね合わせを行うことができた。一例として、ケース 3 での RD 波形を図-6 に示す。モードによって多少ビードを含んだ RD 波形も見られるが、全体としては滑らかな自由振動波形が得られている。

ところで、RD 方においては、重ね合わせ回数によって同定値が影響を受けることが知られている⁶⁾。基本的には重ね合わせ回数を増やすと同定値がある値に漸近していくことから、本研究ではモード間で重ね合わせ回数を統一せず、初期値を統一してなるべく多くの重ね合わせが出来るようにした。なお、事前に初期値(重ね合わせ回数)の違いによる同定値への影響を確認したが、特に構造減衰については、後に述べる大きなばらつきに比べてはるかに小さな変動であった。

図-7, 8 には、それぞれ全 18 ケースの同定された固有振動数、構造減衰について主要なモードでの結果を示す。図-8 には、明石海峡大橋の構造減衰設計値(鉛直 0.03, ねじれ 0.02, いずれも対数減衰率)⁷⁾をあわせて示す。なお、データ欠側があるケースや RD 波形がうまく得られなかったケースについては図示していない。本研究では、RD 波形から得られた固有振動数、構造減衰を対象とし、パワースペクトル解析からも得られる固有振動数については言及していないが、両者はほぼ一致することを確認している。

ここで、構造減衰については、得られた 200 秒間の RD 波形(図-6 参照)から、基本的に最初から最後まで全波形から平均的な減衰を算出した。したがって、減衰評価の振幅は、図-8 に示す RD 波形の平均的なものとなる。耐風設計における減衰評価の基準振幅としては、通常、たわみが桁幅の 1/200(本橋では約 18cm)、ねじれが 0.5° に定められているが⁸⁾、今回計測された常時微動(計測されたねじれ振動

は、調和振動を仮定すると対称 1 次モードで約 0.001°)は、それらと比較すると極めて小さなものであることが判る。

また、固有振動数については、ケース間でのばらつきが極めて小さい(変動係数で 1% 以下)が、構造減衰については、かなり大きなばらつきを示している(変動係数で 30~50% 程度)。特に、構造減衰について平均値から大きくはずれた同定値や、同じモードでも測定点、データ種類の違いによって同定値が大きく異なるものなどは、計測データの確認や同定手法の吟味など、今後さらに検討が必要と考えられる。なお、図-2 に示すように常時微動計測中に風速も変動している。特に、減衰に対しては空力減衰の影響が懸念されるが、計測期間中の風速の程度では有意な減衰の変化をもたらすことはない。

表-2 には、このようにして同定された 18 ケースの固有振動数と構造減衰の値を既往の数値解析結果⁹⁾と比較して示す。固有振動数については、ばらつきが小さいため、18 ケースでの変動係数(標準偏差/平均値)を、構造減衰については、18 ケースでの平均値とともに最小値、最大値、標準偏差をあわせて示した。同定された水平、鉛直モードの固有振動数は、既往の解析結果と比較して概ね一致するか、わずかに高いことが判る。一方、同定されたねじれ振動数は、既往の解析値よりも 10% 程度高めになっている。既往の研究^{7), 8)}では、常時微動データによる固有振動数は、一般に起振実験や解析値よりも高めに同定される傾向にあることが報告されている。このことから、本研究での結果も既往の研究結果と同傾向を示していると言える。

また、構造減衰に関しては、鉛直と水平モードの同定値が相対的に高く、設計基準で定める 0.03 よりも概ね全てのケースで高いことが判る。ねじれに関しては、設計基準で定める 0.02 より平均的には高いが、18 ケース中の 1/3 程度のケースでそれを下回るものも見られる。なお、鉛直、水平、ねじれの全てに共通して構造減衰の同定値が大きくばらついて点に関しては、観測データの確認や同定手法の検討など、今後さらに吟味が必要と思われる。

明石海峡大橋のフラッター照査については、設計基準によって鉛直振動モードとねじれ振動モードの構造減衰(対数減衰率)をそれぞれ 0.03 と 0.02 として行われている。本研究での構造減衰の同定結果に基づくと、平均値で見ると、設計基準での値よりも高い値となっていることから、明石海峡大橋のフラッターに対する安全性は設計時点と同程度かそれ以上に確保されていることが推察される。

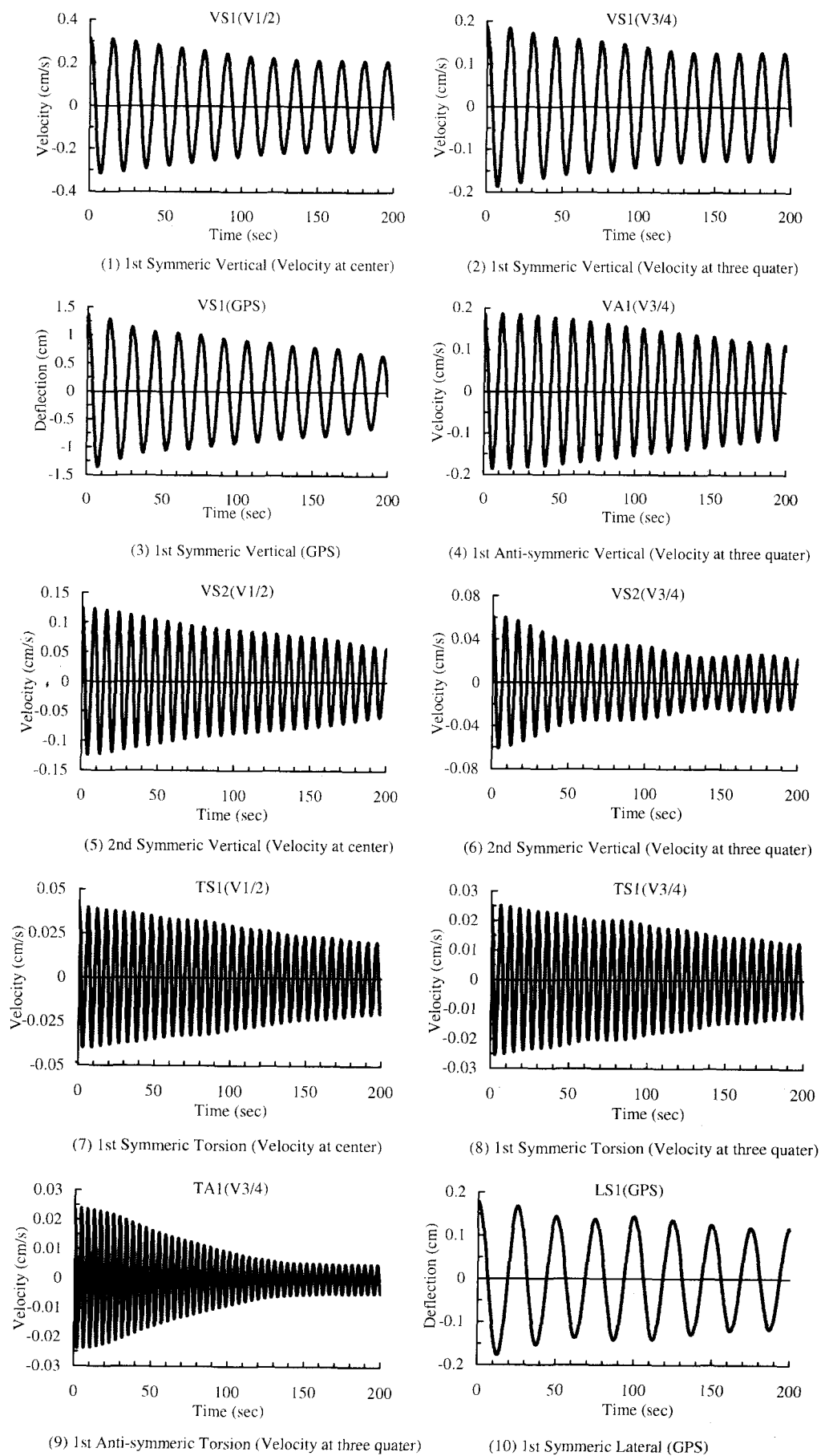
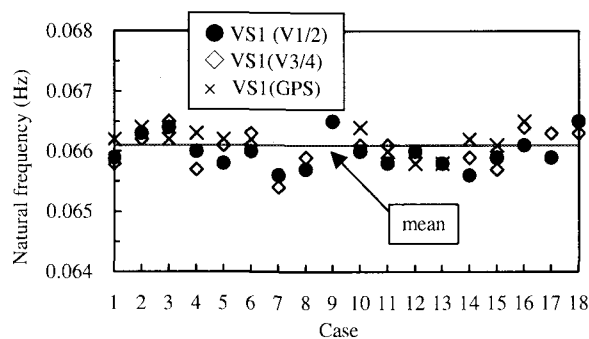
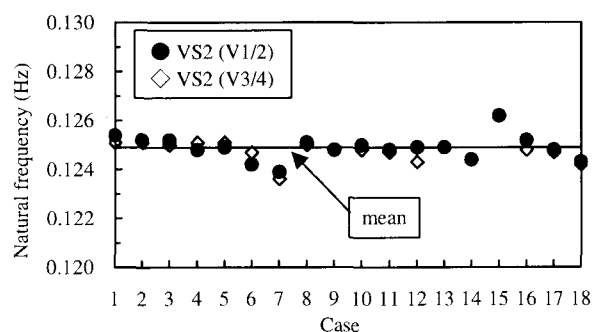


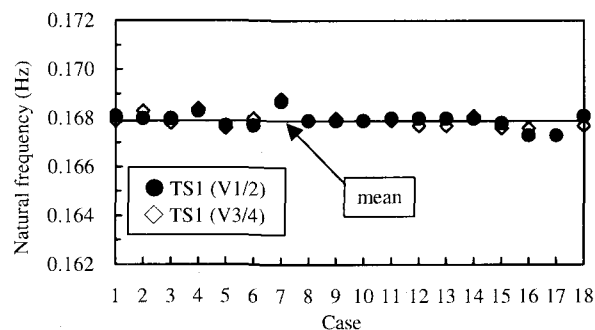
図-6 抽出されたRD波形 (ケース3)



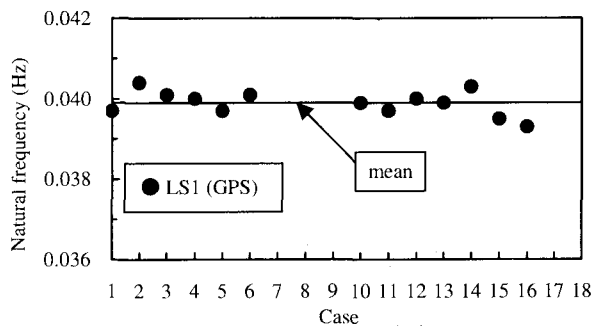
(1) 1st Symmetric Vertical



(2) 2nd Symmetric Vertical

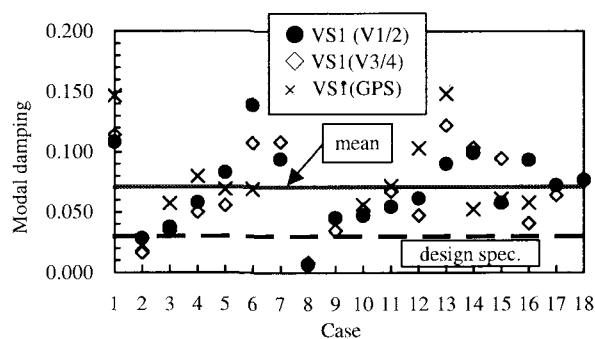


(3) 1st Symmetric Torsion

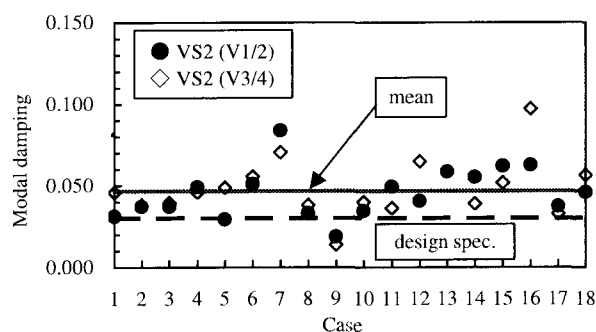


(ケース7, 8, 9, 17, 18はデータ欠測があるため解析せず)

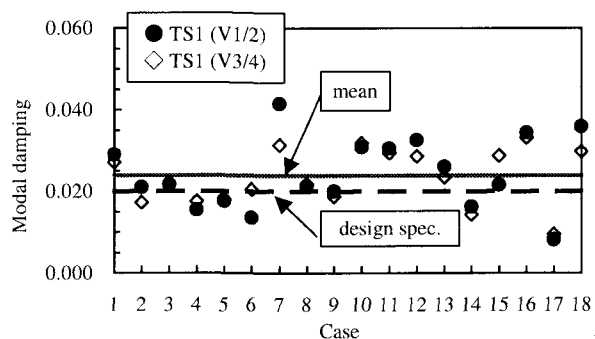
図-7 同定された各ケースの固有振動数



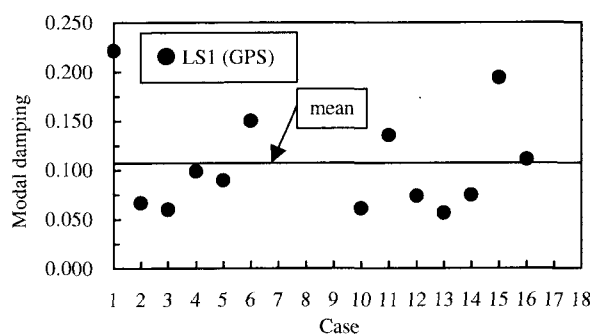
(1) 1st Symmetric Vertical



(2) 2nd Symmetric Vertical



(3) 1st Symmetric Torsion



(4) 1st Symmetric Lateral

(ケース7, 8, 9, 17, 18はデータ欠測があるため解析せず)

図-8 同定された各ケースの構造減衰(対数減衰率)

表－2 固有振動数, 構造減衰の比較

振動モード (データ種類)	固有振動数 (Hz) [RD 法]	固有振動数 (Hz) [既往解析値] ⁹⁾	構造減衰 (対数減衰率)	構造減衰[設計値] (対数減衰率)
VS1 (V-1/2)	0.066 <1.03> COV = [0.41 %]	0.064	min ~ (mean) ~ max 0.0069 ~ (0.070) ~ 0.139 std = [0.031]	0.03
VS1 (V-3/4)	0.066 <1.03> [0.45%]	0.064	0.0084 ~ (0.067) ~ 0.122 std = [0.034]	
VS1 (GPS-1/2)	0.066 <1.03> [0.31%]	0.064	0.023 ~ (0.077) ~ 0.148 std = [0.035]	
VA1 (V-3/4)	0.086 <1.02> [0.32%]	0.084	0.025 ~ (0.046) ~ 0.077 std = [0.015]	
VS2 (V-1/2)	0.125 <1.03> [0.40%]	0.121	0.019 ~ (0.046) ~ 0.084 std = [0.015]	
VS2 (V-3/4)	0.125 <1.03> [0.42%]	0.121	0.014 ~ (0.048) ~ 0.097 std = [0.018]	
TS1 (V-1/2)	0.168 <1.11> [0.18%]	0.150	0.0082 ~ (0.024) ~ 0.042 std = [0.0086]	0.02
TS1 (V-3/4)	0.168 <1.11> [0.20%]	0.150	0.0096 ~ (0.024) ~ 0.033 std = [0.0066]	
TA1 (V-3/4)	0.238 <1.14> [0.30%]	0.208	0.011 ~ (0.035) ~ 0.065 std = [0.013]	
LS1 (GPS-1/2)	0.040 <1.03> [0.75%]	0.039	0.056 ~ (0.110) ~ 0.22 std = [0.052]	—

注: V = 鉛直, T = ねじれ, L = 水平, S = 対称, A = 逆対称, 1 = 1次モード, 2 = 2次モード

振動モード欄の()は, データ種類(V = 速度計, GPS = GPS 変位計)と位置を示す。

固有振動数欄の< > は, 固有振動数の RD 法による同定値と解析値との比を示す。

固有振動数欄の[COV (%)]は, 変動係数を表す。

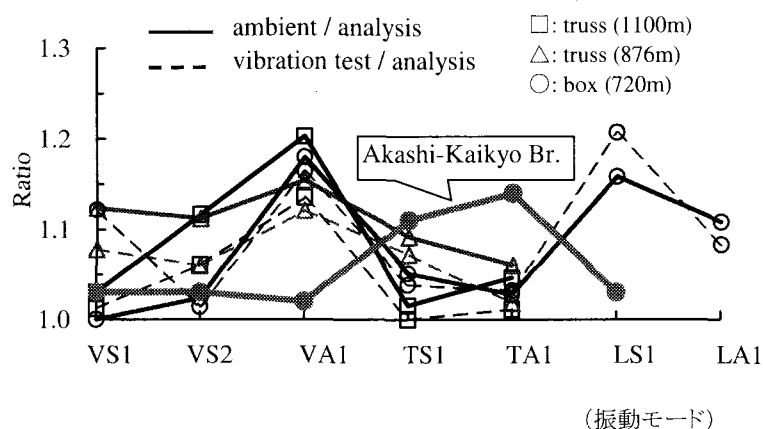
構造減衰欄の min ~ (mean) ~ max は, それぞれ最小値~平均値~最大値を表す。また, [std]は, 標準偏差を表す。

5. 既往の吊橋との比較

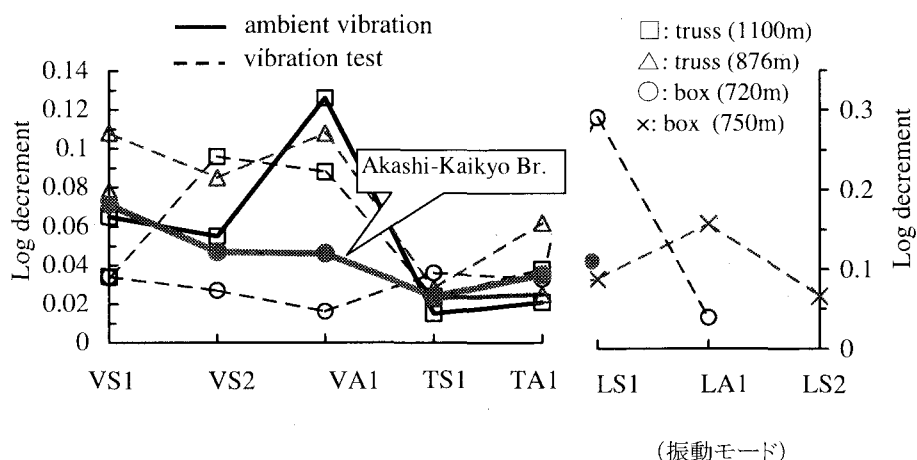
図－9は, 既往の吊橋4橋^{10)~12)}で実施された振動実験, 常時微動測定から得られた固有振動数と対応する解析値との比, および構造減衰について, 主要モードについて示したものである。ここで4橋とは, 中央支間長 1100 m と 876 m の3径間トラス補剛吊橋, 中央支間長 720 m と 750 m の3径間箱桁吊橋である。また, 図中の実線は振動実験から, 破線は常時微動から求めたものである。この図に, 本研究で得られた明石海峡大橋での値を重ねてみると, 特に固有振動数において興味深い違いが見られる。

既往の吊橋においては, 鉛直たわみ逆対称, 水平振動モードにおいて, 解析値との比が大きくなる傾向が見られる。また, 全般的に常時微動からのものが振動実験からのものよりも比が大きくなる傾向も見られる。これは, これまでも言われているように, 振動実験は比較的大振幅で行われていること

が理由と考えられる。一方, ねじれモードについては, 鉛直たわみや水平振動モードと比べて, 解析値との差が小さいことが判る。ところが, 明石海峡大橋ではこの傾向が逆であり, ねじれ振動モードにおいて解析値との比が大きくなっている。明石海峡大橋のねじれ振動数については, 設計時から解析法について検討がなされ, トラス断面のねじれ剛性の評価法, モデル化, 重力剛性の影響などが検討されている。それらの改良によってねじれ振動数は高めに更新される傾向にあったが, 本研究での同定値はそれをさらに上回るものである。明石海峡大橋の設計時に複数の固有振動解析が行われ, ねじれ振動数について解析結果がばらつく傾向にはあったが, 本研究でのこの結果が解析法のさらなる改良の余地を示唆しているか否かについては, さらに検討を加える必要がある。なお, 構造減衰については, 既往の吊橋と概ね同じ傾向を示しており, ねじれ振動モードで低くなることが判る。



(1) 固有振動数の解析値との比



(2) 構造減衰

図-9 固有振動数、構造減衰の既往吊橋との比較

6. まとめ

明石海峡大橋の常時微動データから RD 法を用いて、低次6モードの固有振動数、構造減衰の同定を行った。得られた主な結果を以下に示す。

- 1) 同定された固有振動数を既往の解析値と比較した結果、鉛直、水平モードについてはほぼ一致したが、ねじれモードについては 10%程度高めの振動数が同定された。これは、既往の吊橋とは異なる傾向であり、明石海峡大橋の固有振動解析法の検討の余地も含めてさらなる検討が必要である。
- 2) 構造減衰については、鉛直と水平モードの構造減衰は相対的に高い値が得られた。また、設計基準での規定値と比較しても高めであった。一方、ねじれモードについては、鉛直、水平モードよりは低めの値であるが、平均値で見た場合、設計基準の規定値よりは少し高い値となっている。このことから、明石海峡大橋のフラッターに対する安全性

は、設計時点と同程度かそれ以上に確保されていると推察される。

- 3) 同定された値、特に構造減衰についてはばらつきが大きく、同一モードでも異なる時間ケース、異なる計測点で同定結果が異なった。この点については、計測データの詳細な確認や同定手法の吟味など今後の検討が必要である。

最後に、実橋データの計測は、計測条件のばらつきの大ききから得られる計測データもばらつきの大きなものとなる。本研究での結果は一解析例であり、実橋の値を評価するにあたっては今後同様の解析を実施して、精度を高めていく必要がある。

謝辞

本研究での常時微動データ解析は、横浜国立大学大学院環境情報学府学生、中川洋君にご協力頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 山口, 辰巳, 宮田: 吊橋の振れ振動における重力剛性とその固有振動数への影響, 土木学会論文集, No.410/I-12, pp.369-374, 1989.
- 2) 宮田, 山田, 辰巳: 耐風設計に関わる吊橋構造解析について, 第11回風工学シンポジウム論文集, pp.49-54, 1990.
- 3) Miyata, T. and Yamaguchi, K.: Aerodynamics of Wind Effects on the Akashi Kaikyo Bridge, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 48, pp.287-315, 1993.
- 4) Toriumi, R., Katsuchi, H. and Furuya, N.: A Study on Spatial Correlation of Natural Wind, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 87, pp.203-216, 2000.
- 5) Katsuchi, H., Miyata, T., Yamada, H. and Hata, K., Full-scale measurement of the Akashi-Kaikyo Bridge, *Proc. of 11th International Conference on Wind Engineering, Lubbock, USA*, pp.1431-1438, 2003.
- 6) 田村, 佐々木, 佐藤, 高坂: RD法による強風時の構造物の減衰評価, 第12回風工学シンポジウム論文集, pp.303-308, 1992.
- 7) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, 1990.
- 8) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋風洞試験要領(1990)・同解説, 1990.
- 9) Miyata, T. and Yamaguchi, K., Aerodynamics of wind effects on the Akashi Kaikyo Bridge, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 48, 1993, pp.287-315.
- 10) Okauchi, I., Miyata, T., Tatsumi, M. and Kiyota, R., Dynamic field tests and studies on vibrational characteristics of long-span suspension bridges, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.9, No.1, JSCE, 1992, pp.89s-100s.
- 11) 高田, 渋谷, 藤野, 坂本, 菅原, 後藤, 白鳥大橋の起振実験に関する報告, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, I-B252, 土木学会, 1999, 502-503.
- 12) 西岡, 鳥海, 岡, 佐々木: 安芸灘大橋の振動実験, 土木学会第55回年次学術講演会講演概要集, I-B104, 土木学会, 2000, 208-209.

(2003年9月12日受付)