

白鳥大橋の固有振動数評価に関する常時微動観測法の適用性

Applicability of Micro-Tremors Measuring Method for
Estimation of Natural Vibration Frequencies of Hakucho-Ohashi

新山 惇* 佐藤昌志** 池田憲二*** 菅原登志也****, 佐藤浩一*****

Makoto NIYAMA, Masashi SATO, Kenji IKEDA, Toshiya SUGAWARA, and Koichi SATO

* 工修 (社) 北海道開発技術センター 顧問 (〒060-0051 札幌市中央区南 1 条東 2 丁目 11 番地)

** 工博 北海道開発局旭川開発建設部 次長 (〒070-0025 旭川市 8 条 12 丁目)

*** 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

**** 北海道開発コンサルタント(株) 主任技師 橋梁部 (〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目)

***** 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

Hakucho-Ohashi is a three-span continuous two-hinged suspension bridge of which total span length is 1,380 m. In this bridge, a steel-plate deck- and box-type stiffening girder with 2.5 m high is applied and the width of bridge is 18 m. It is very important to grasp the natural vibration characteristics for keeping aero-elastic stability of this type suspension bridge. Here, in order to establish a simpler and easier measuring method for evaluation of the vibration characteristics of this bridge, a micro-tremors measuring method is applied and its applicability on estimation of the natural vibration frequencies is numerically discussed comparing with the results obtained from numerical analysis and vibration test. From this study, it is seen that the proposed micro-tremors measuring method can be practically applicable.

Key Words: suspension bridge, micro-tremors, natural frequency

キーワード：吊橋，常時微動，固有振動数

1. 概説

通常，長大橋の耐風設計は，数値解析モデルや相似則に従う弾性模型を用いた風洞実験結果に基づいて実施されている。しかしながら，その妥当性は少なくとも実橋の固有振動特性を把握することによって検証されなければならない¹⁾。また，長大吊橋の維持管理は，系の固有振動特性を把握することによって比較的容易に可能となるものと推察される。しかしながら，供用開始後に実橋の固有振動特性を評価することは，通常の方法である起振実験を適用する場合には，装置が大がかりになることや通行止めを必要とすることより，容易なことではない。

このため，道路管理者からはこの種の簡易な手法の確立が望まれている。

一方，北海道開発局では 1998 年（平成 10 年）6 月，室蘭港に橋長 1,380 m の 3 径間 2 ヒンジ形式の吊橋である白鳥大橋を建設し，供用を開始した。

本研究では，長大吊橋である白鳥大橋を対象とし，今後の維持管理上の基礎データとなる実橋の固有振動特性評価に着目し，その簡易測定手法の確立を目的として，常時微動観測法を取り上げ，実測データ処理結果に基づき，その適用性について検討を行った。

実橋の固有振動特性としては，固有振動数，固有振動モードおよび減衰特性評価が挙げられる。本研究では，

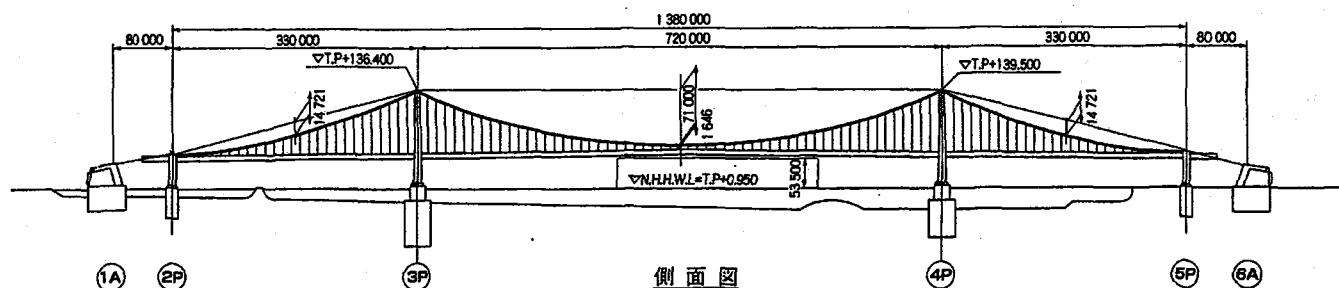
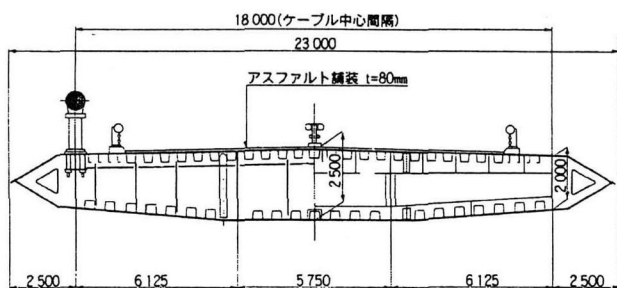


図-1 白鳥大橋一般図



断面図

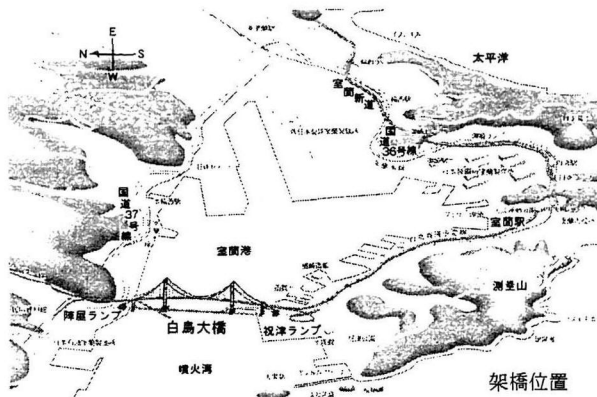


図-1 続き

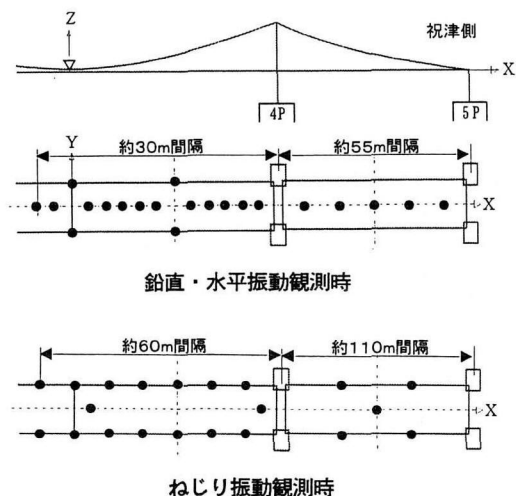
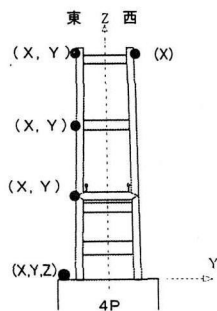


図-2 補剛桁観測時のセンサー配置



● : 加速度センサー

▽ : 風向風速計

鉛直方向(Z) : 上向きを正

橋軸方向(Y) : 1A~6A向きを正

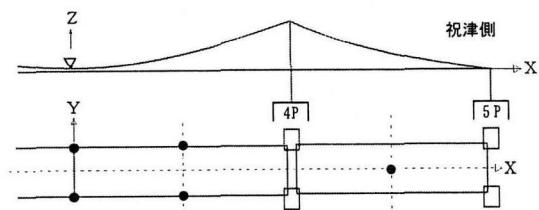
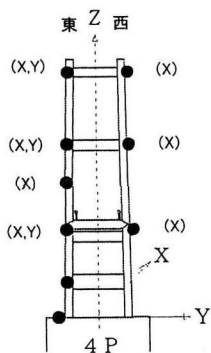


図-3 主塔観測時のセンサー配置



● : 加速度センサー

▽ : 風向風速計

1) 補剛桁は主要位置のみ配置。

2) 補剛桁の観測終了後主塔にセンサー

まず固有振動数および固有振動モードに着目し、簡易手法である常時微動観測法を取り上げ、その適用の妥当性について検討を行った。

2. 白鳥大橋の概要

白鳥大橋(図-1)は、北海道室蘭市に建設された橋

長 1,380 m (330+720+330) の 3 径間 2 ヒンジ形式の吊橋で、積雪寒冷地に建設された国内初の吊橋である²⁾。本橋の構造的な特色は、1) 補剛桁として桁高 2.5 m の鋼床版箱桁(桁高と支間長の比が 1:288)を採用していること、2) ケーブル間隔が 18 m (ケーブル間隔と支間の比が 1:40) で比較的狭幅員であること、3) 両側塔を有すること、4) 中央径間に対し側径間が長いこと、5) 主塔は

表-1 観測データ

	風速レベル	解析対象時間	
		桁観測時	主塔観測時
微風時	0～5 m/s	13 時間 40 分	1 時間
弱風時	5～10 m/s	5 時間	1 時間
中風時	10～15 m/s	5 時間	8 時間 30 分
強風時	15 m/s 以上	3 時間	0 時間 30 分

4 層ラーメン形式で、塔柱にはモノセルの隅切り断面を採用していること、等に大きな特徴がある。また、架橋地点は冬期間に強い季節風を受けることが多く、その風向は本橋の橋軸直角方向である E～ESE, W～NW にば限定されている³⁾。

3. 常時微動観測の概要

本観測は、起振実験時に実施する共振点の目安を求めるための常時微動観測とは異なり、補剛桁および主塔にセンサーを密に配置し、風による系の振動特性評価の可能性を検討する目的で実施した。本橋において実施した常時微動観測の概要を以下に示す。なお、本観測は供用開始直前、直後の98年6月4日～16日に実施した。

3.1 計測器の配置

本観測における計測器の配置を図-2, 3に示す。常時微動観測は、補剛桁に着目する場合と主塔に着目する場合の2ケースを設定した。補剛桁に着目する場合の各センサーは、鉛直、水平方向振動成分観測時には中央径間で約 30 m 間隔に配置し、ねじり振動成分観測時には約 60 m 間隔とした。なお、水平方向振動成分観測時には、加速度計の向きを y 方向に置き換えた。主塔に着目する場合には、塔柱の各水平材位置に加速度計を配置した。また、風向風速計は、中央径間スパン中央点の路面から約 4 m の位置に設置している。

3.2 補剛桁の常時微動観測

桁の常時微動観測は、測定点が広範囲に渡るため観測室を2箇所に分け実施した。主観測室を4P下部中間水平材内に、副観測室を桁内中央付近に設置している。主観測室と副観測室の同期は、2成分を同時収録することで確保した。また、副観測室の波形が正確に観測されているかを確認するため、両観測室間に1ラインの信号線を設置し、随時FFTアナライザを用いて確認を行っている。

観測条件は、風速レベルによる卓越振動数の違いや最大加速度との関係を把握するため、風速を4つのレベルに設定し、各風速レベルに着目したデータ解析を行った。表-1には、目安とした風速レベル(10分間平均風速)および解析に用いた観測時間を示している。

表-2 常時微動のデータ処理条件

項 目	解析時間	
	固有振動数	モード分布
データ対象時間(sec)	600	1,800
データサンプ(Hz)	100	100
リング周波数		

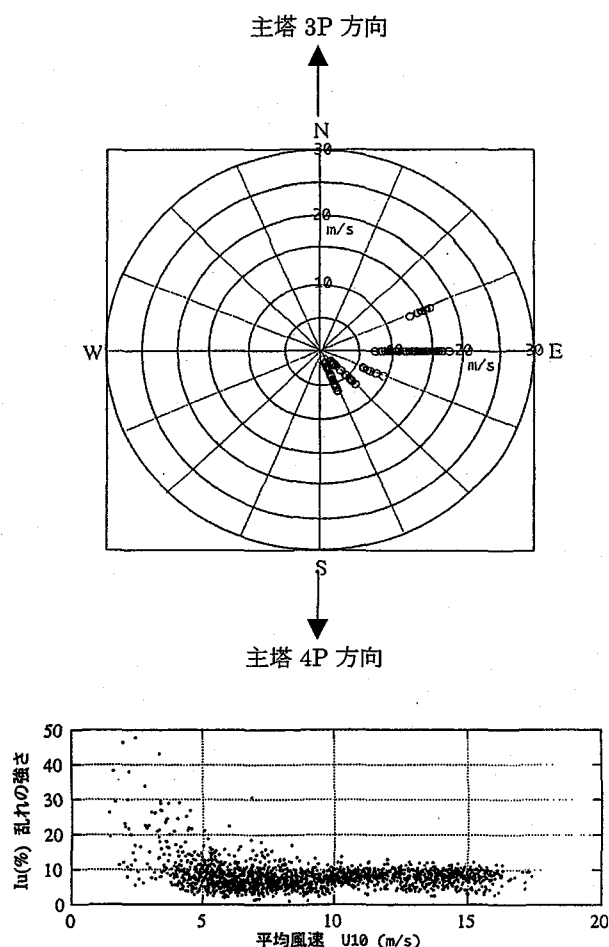
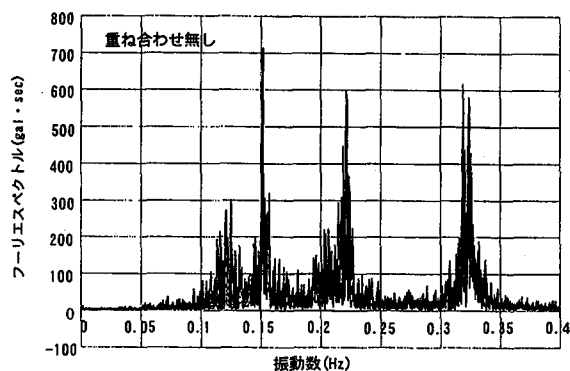


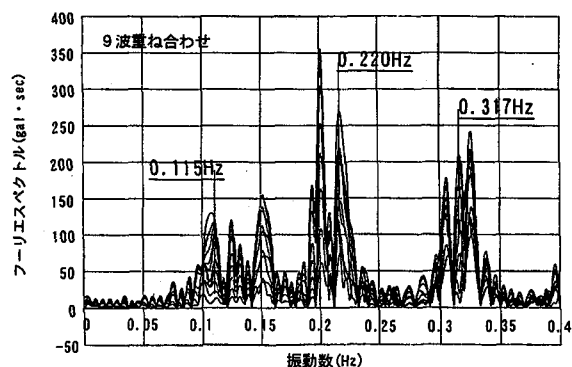
図-4 風向および乱れ強さと風速の関係
(常時微動観測時)

また、図-4には、架橋位置における風特性の参考値として、今回の常時微動観測時における風向および乱れ強さと風速の関係を示している。図より、本観測時における風向は、SSE～ENEに分布していることがわかる。また、乱れ強さは、風速 5 m/s 以上で $I_u = 10\%$ 程度となっており、風速の増加に伴う大きな変化は見られない。これは、風洞実験に用いた風特性と同様な傾向である^{3), 4)}。

観測データ処理は、10 分間平均風速に着目し、風速レベルでの固有振動数を比較する場合と、モード分布を特定する場合で条件を分けている。表-2にはそれぞれの処理条件を示している。

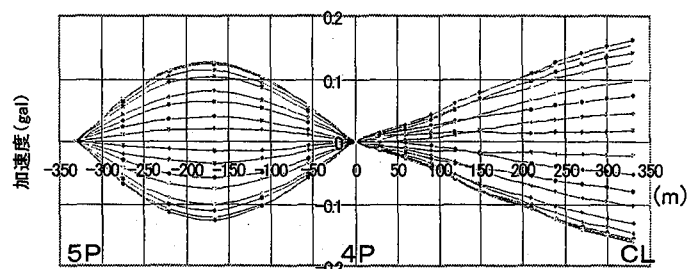


(a) 重ね合わせ前

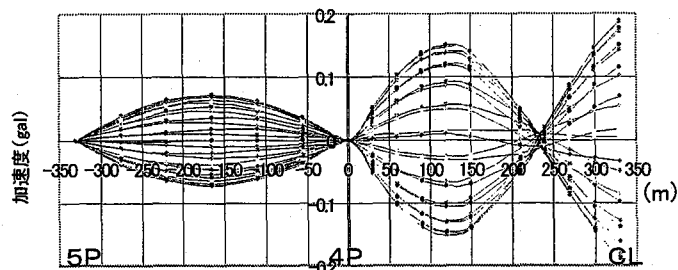
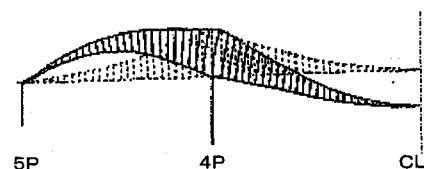


(b) 重ね合わせ後 (9回)

図-5 波形重ね合わせ前後のフーリエスペクトルの比較



(a) 鉛直対称1次モード ($f_{em1} = 0.115 \text{ Hz}$)



(b) 鉛直対称2次モード ($f_{em2} = 0.220 \text{ Hz}$)

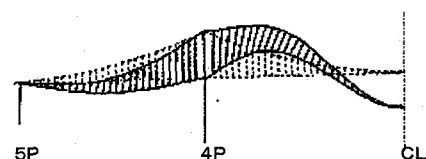


図-6 固有振動モードの特定

3.3 主塔の常時微動観測

主塔の常時微動観測は、4 P 下部中間水平材内に設置した観測室で全センサーからの出力を収録している。波形は、FFT アナライザでモニターし、異常な振動が発生していないかを確認しながら実施した。観測条件は桁の常時微動観測と同様である。

4. 観測結果

4.1 固有振動数

センサーを密に配置した本常時微動観測結果から、固有振動モードの特定を試みた。モード図の作成は次の手順で行った。

(1) 波形の SN 比を大きくするため、RD 法に基づき各

観測点で観測された波形全体を 10 秒ずらしで 9 回波形上で重ね合わせを行った。この合成波形を用いた FFT 処理はスペクトルのピーク値が明瞭になり、想定モードに対応した振動数の選定が容易となる。図-5 は、風速 15 m/s における補剛桁鉛直方向振動観測時の各センサーにおける波形重ね合わせ前後のスペクトルを示している。

- (2) 合成波形について FFT 処理を施し、フーリエスペクトル、位相スペクトルを求める。
- (3) 卓越振動数近傍でバンドパスフィルター処理を施し、フーリエ変換の逆変換により各点の波形を求める。
- (4) 各振動数に関して 1/20 周期毎にモード分布を求める。

各振動モードは、数値解析の固有振動数を参考とし、

表-3 固有振動数一覧

振動モード		風洞実験	起振実験	数値解析	常時微動 $V = 15 \sim 17 \text{ m/s}$
鉛直	対称1次	0.116	0.129 (1.5)	0.115	0.115 (5.5)
	対称2次	0.213	0.218 (3.9)	0.215	0.220 (3.1)
	対称3次	--	0.435 (3.0)	0.435	0.436 (0.4)
	逆対称1次	0.129	0.149 (2.2)	0.128	0.151 (5.9)
	逆対称2次	--	0.317 (0.8)	0.318	0.317 (1.3)
	逆対称3次	--	0.568 (1.4)	0.566	0.540 (0.2)
ねじり	対称1次	0.450	0.487	0.469	0.493
	対称2次	--	1.164	1.128	1.159
	対称3次	--	1.866	1.855	1.904
	逆対称1次	--	0.772	0.760	0.785
	逆対称2次	--	1.502	1.429	1.517
水平	対称1次	0.081	0.099 (0.1)	0.082	0.095 (5.1)
	対称2次	--	0.560 (0.4)	0.517	0.573 (0.2)

() は最大変位 (cm) を示す。

その近傍の卓越振動数全てについてモード図を作成し、モード分布の交差が少ない卓越振動数を本橋の固有振動数と特定した。図-6には、数値解析の鉛直対称1次および2次モードと、その振動数近傍部に着目した常時微動観測結果から得られたモード図を1/20周期毎に重ねて示している。その結果、常時微動観測結果から得られた振動数は、0.115 Hz が鉛直対称1次モード、0.220 Hz が鉛直対称2次モードであると特定した。

表-3には、同様な手法で常時微動観測結果から得られた固有振動数と数値解析、風洞実験⁵⁾および起振実験結果⁶⁾から得られた固有振動数を比較して示している。なお、起振実験結果は、本常時微動観測の直前に建設省土木研究所所有の2台の起振機を用いて行った実験から得られたものである。表より、数値解析、起振実験、風洞実験結果の固有振動数と常時微動観測結果から得られた固有振動数が一般的に良く一致しており、数値解析の妥当性が評価されたと共に、常時微動観測法は本橋のような長大橋の固有振動特性を得るための手法として有効であることが確認できた。しかしながら、鉛直対称1次モードの固有振動数は、数値解析と風洞実験、常時微動観測結果で一致しているものの、起振実験結果とは若干の差異が認められる。また、鉛直逆対称1次モードの固有振動数は、起振実験と常時微動観測結果で一致しているものの、数値解析とは若干の差が示されている。ここでは、一般に正值と考えられている起振実験結果に対し、数値解析結果と常時微動観測から得られた鉛直対称1次モードと鉛直逆対称1次モードの固有振動数が異なることに着目し、以下にその考察を行うこととする。

(1) 鉛直対称1次モードの固有振動数

鉛直対称1次モードの固有振動数は、起振実験結果が常時微動観測結果などに比べ大きめの値を示した。

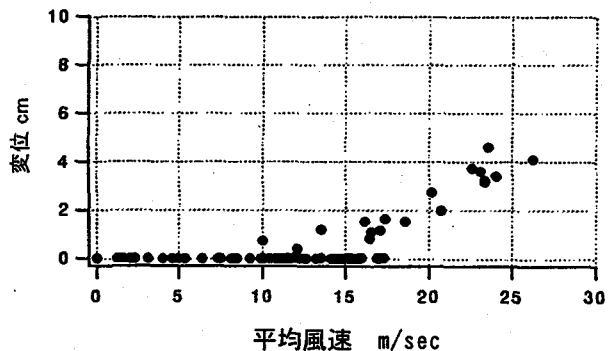


図-7 風速と桁の水平移動量の関係

この相違の主な原因には、1) 使用起振機の制御可能周波数の下限値が0.1 Hzであり、鉛直対称1次モード等の低振動数域において1/100 Hzの精度で起振機を制御することが困難であること、2) 0.12 Hz近傍の振動数域では、起振力が40 kgf/台と非常に小さいために振動振幅も小さくなり、伸縮装置、支承等の摩擦力が支点拘束力として作用した可能性があること、3) 風速15~17 m/sにおける常時微動観測結果の振動振幅が5.5 cmであり、起振実験時における1.5 cmの3倍以上の値となっているため、摩擦力に伴い支点境界条件が異なっている可能性があること、4) 数値解析モデルにおける支点拘束条件は、6自由度の内、鉛直方向、橋軸直角方向、橋軸回転方向を固定とし、他は全て自由として扱っていること、等が考えられる。すなわち、起振実験では起振力が小さいため、振幅が小さく伸縮装置、支承などの摩擦力が支点拘束力として作用したことにより、固有振動数が大きく評価されたものと推察可能である。

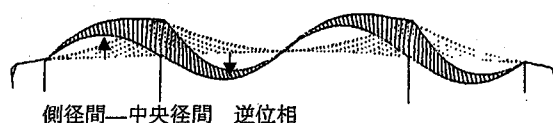
本研究では、上述の推論を検証するために、起振実験

表-4 支点拘束条件パラメータ解析固有振動数一覧

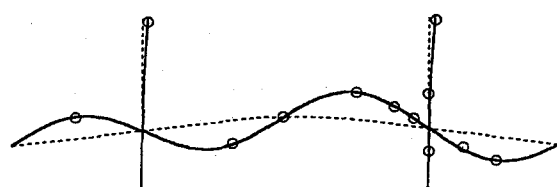
振動モード		起振実験	パラメータ解析				
			ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	起振実験 / ケース 4
鉛直	対称 1 次	0.129	0.115	0.117	0.122	0.128	1.01
	対称 2 次	0.218	0.215	0.216	0.217	0.222	0.98
	対称 3 次	0.436	0.435	0.435	0.436	0.444	0.98
	対称 4 次	0.718	0.719	0.719	0.719	0.729	0.98
	逆対称 1 次	0.149	0.128	0.147	0.148	0.154	0.97
	逆対称 2 次	0.317	0.318	0.319	0.319	0.326	0.97
	逆対称 3 次	0.568	0.566	0.566	0.565	0.575	0.99
	逆対称 4 次	0.906	0.892	0.892	0.892	0.903	1.00
ねじり	対称 1 次	0.487	0.469	0.469	0.472	0.472	1.03
	対称 2 次	1.164	1.128	1.128	1.128	1.128	1.03
	逆対称 1 次	0.772	0.760	0.760	0.761	0.761	1.01
	逆対称 2 次	1.506	1.429			1.490	1.01
水平	対称 1 次	0.099	0.082	0.082	0.101	0.101	0.98
K_x (橋軸方向)		0 : 自由 ∞ : 拘束 数値 : バネ (tf/m)	0	1,000	100,000	100,000	
K_y (鉛直方向)			∞	∞	∞	∞	
K_z (橋軸直角方向)			∞	∞	∞	∞	
$K\theta_x$ (橋軸回り回転方向)			∞	∞	∞	∞	
$K\theta_y$ (鉛直軸回り回転方向)			0	0	0	0	
$K\theta_z$ (橋軸直角軸回り回転方向)			0	0	0	100,000	



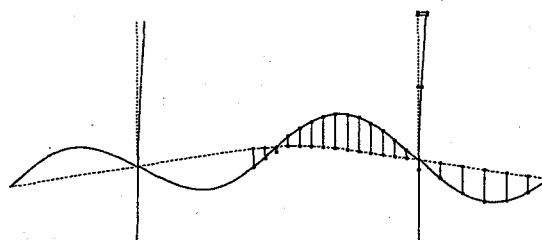
(a) 数値解析結果の振動モード
($f_{a1} = 0.128 \text{ Hz}$ の場合)



(b) 数値解析結果の振動モード
($f_{a2} = 0.150 \text{ Hz}$ の場合)



(c) 起振実験時の振動モード
($f_{ef} = 0.150 \text{ Hz}$)



(d) 常時微動観測時の振動モード
($f_{em} = 0.151 \text{ Hz}$)

図-8 鉛直逆対称 1 次モード分布の比較

から得られた固有振動数を基に、支点拘束条件をパラメータとした固有値に関する数値解析を実施し、それが固有振動数に与える影響について検討した。表-4 にその解析結果を示す。表より、橋軸方向 (K_x) と橋軸直角軸回りの回転 ($K\theta_z$) を極めて剛なバネ支点とし、その他は基本解析 (ケース 1) と同じ条件としたケース 4 の場合には、固有振動数は低次モードから高次モードにおいて起振実験結果と整合を取ることができた。

また、本橋には 4 P 中央径間側に桁の水平移動量を計測する変位計が設置されている。その計測結果 (図-7) から、桁の橋軸方向水平変位は、風速が 15 m/s 程度から増加する傾向を示しており、15 m/s 以下の風速の場合には、伸縮装置、支承部に橋軸方向の拘束が存在することが推察される。起振実験は、1) 風の影響を最小限に抑えるために風速 0~10 m/s で実験していること、2) 起振機の低周波数域での起振力が小さいこと、を考慮す

表-5 固有振動数の比較

固有振動数 (Hz)		白鳥大橋	大鳴門橋	大島大橋	南備讃瀬戸大橋
鉛直	対称 1 次	0.115 (0.115)	0.173 (0.154)	0.232 (0.232)	0.171 (0.166)
	対称 2 次	0.220 (0.215)	0.298 (0.268)	0.326 (0.322)	0.233 (0.215)
	逆対称 1 次	0.151 (0.128)	0.172 (0.147)	0.210 (0.157)	0.158 (0.133)
ねじり	対称 1 次	0.493 (0.469)	0.334 (0.306)	0.558 (0.541)	0.340 (0.329)
	逆対称 1 次	0.785 (0.760)	0.527 (0.493)	0.772 (0.741)	0.471 (0.452)

上段：常時微動，下段：(数値解析)

以上、鉛直対称 1 次モードと鉛直逆対称 1 次モードの固有振動数に関する検証結果から、起振実験値と常時微動観測値で固有振動数が異なるのは、起振力の大きさに関わる支点拘束条件の変化が影響しているためと考えることができ、支点拘束条件の変化がなければ、起振実験値と常時微動観測値は極めて高い精度で一致するものと判断される。

4.2 卓越振動数におよぼす風速の影響

図-9 は、スパン中央観測点における観測データを基にフーリエスペクトルから得られる主要な卓越振動数を 10 分間平均風速をパラメータとして図化したもので、風速の変化に伴い卓越振動数がどのように変化するかを調べたものである。図からも明らかなように、常時微動観測結果から得られる卓越振動数は、風速条件により変化していることが分かる。図示した振動数域においては、風速レベルの増大に伴い卓越振動数が低下する傾向にあることがわかる。この傾向は、風速レベルにより異なる外力の影響と構造系変動要素である支承部などの摩擦抵抗力が関連しているものと推察される。

4.3 他橋との固有振動数の比較

ここでは、常時微動観測結果から得られる本橋特有の振動特性を把握する目的で、これまでに建設された他橋の固有振動数との比較を行った。表-5 には国内長大橋梁において観測された結果を一覧にして示している。なお、これらの実績値は各工事誌から参照したものである。表より、常時微動観測結果から得られた固有振動数は、白鳥大橋の結果を含め数値解析値より大きな振動数となっている。また、固有振動数と固有振動モードの関係を比較すると、本橋では、鉛直対称 1 次モードより鉛直逆対称 1 次モードが大きな振動数であることが分かる。このような現象は、桁剛性とケーブル剛性の相互作用によって生じるものと考えられる。すなわち、本橋の場合は中央径間に対し側径間比（側径間/中央径間）が大きく、

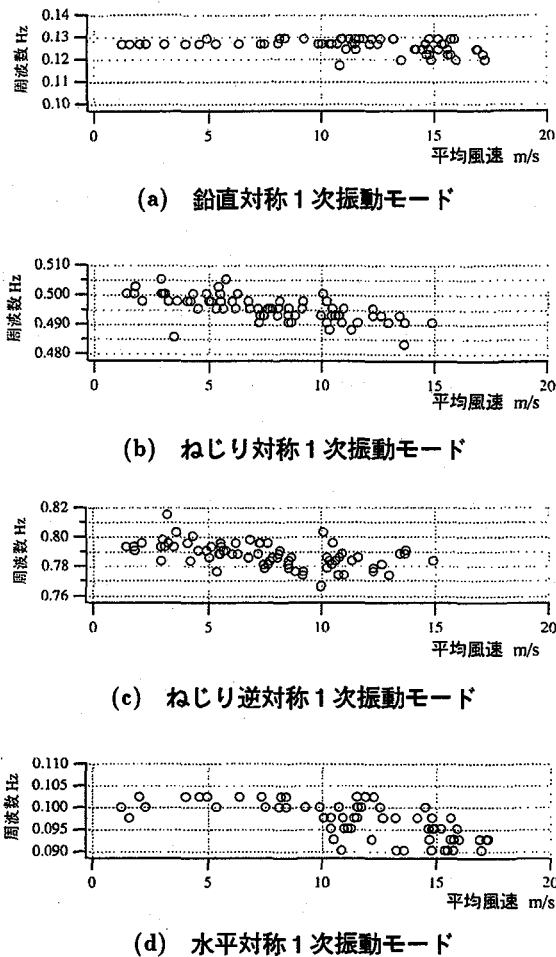
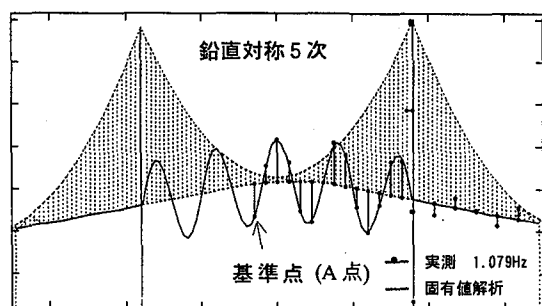


図-9 風速レベルと卓越振動数の関係

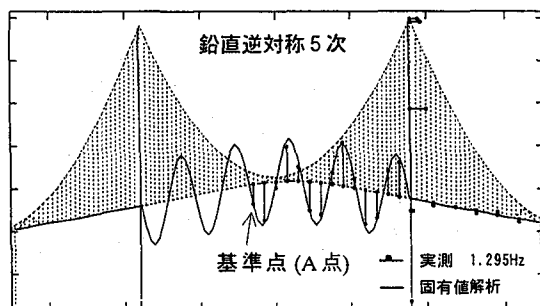
ると、実橋の支点拘束条件は風速 15 m/s 以下が固定、15 m/s 以上が可動と評価することが適切であり、起振実験時の固有振動数の違いは支点拘束によるものと考えることができる。

(2) 鉛直逆対称 1 次モードの固有振動数

中央径間のモード形状に着目した場合、鉛直逆対称 1 次モードは、数値解析上の振動数が 0.128 Hz と 0.150 Hz の 2 つのモードが確認できる。図-8 には、それぞれの数値解析結果のモード図を常時微動観測結果、起振実験結果のモード図と比較して示している。数値解析結果におけるモード図の違いは、側径間と中央径間の位相の違いにあり、0.128 Hz は同位相、0.150 Hz は逆位相である。また、振動数が 0.128 Hz の場合は、モード図からも確認できるように主塔支点部で補剛桁の橋軸方向の移動が支配的なモードである。起振実験と常時微動観測で確認された鉛直逆対称 1 次モードは、側径間と中央径間が逆位相であることから、数値解析結果の振動数が 0.150 Hz の場合が実験結果に対応する固有振動数であるものと判断される。数値解析結果の振動数の 0.128 Hz は、橋軸方向の移動が支配的な遊動円木モードと考えられるが、前項の支点拘束の影響から今回の実橋観測では発現しなかったものと推察される。



(a) 鉛直対称5次モード



(b) 鉛直逆対称5次モード

図-10 高次振動モードにおける振動モードの比較

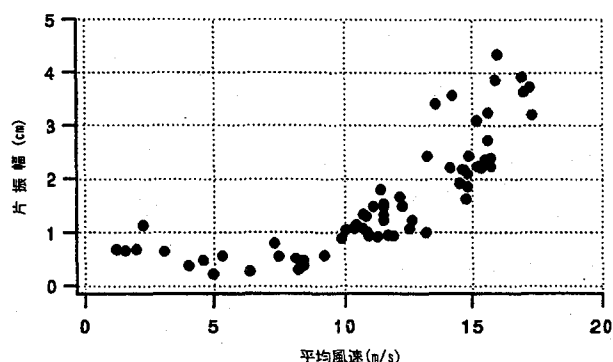


図-11 主塔の塔頂面外振幅と風速の関係

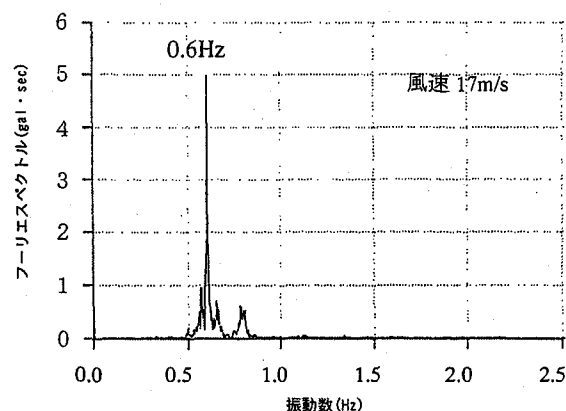


図-12 主塔の塔頂面内成分フーリエスペクトル

さらにフレキシブルな側塔構造を採用していることから、鉛直対称1次モードの発生に対しそのモードに抵抗するケーブル剛性が小さく評価されることで、対称モードの振動数が小さくなるものと考えられる。それに対し、他橋は側径間比が小さくケーブル剛性が大きく評価されるため逆対称モードの振動数が小さくなるものと考えられる。従って、このような現象は、白鳥大橋の構造特性に依存するものであり、本橋特有の振動特性と判断される。

4.4 常時微動観測による高次固有振動モードの確認

密に配置したセンサーから補剛桁に着目した高次固有振動モードの確認を行った。対象とした振動モードは、起振実験によって確認できていない鉛直対称5次モード（解析次数55次）、鉛直逆対称5次モード（解析次数63次）である。図-10は、数値解析結果の振動モード図に常時微動観測結果を重ね合わせたものである。なお、観測結果は風速15 m/s時のものである。観測値の基準点（A点）においてモードベクトルを解析値に合わせ、他の観測位置では基準点での換算率を用いベクトル量をプロットした。観測された実振幅は0.1 cmと微小ではあるが、図中に示した観測値のモードベクトルは解析値と良く一致しており、常時微動観測により高次固有振動モードの検証が可能であることが確認できた。

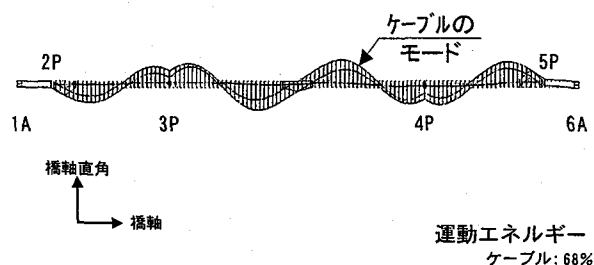


図-13 固有値解析モード ($f_a = 0.62 \text{ Hz}$)

4.5 主塔の常時微動観測

主塔の風洞実験で確認された固有振動特性は、風速20～30 m/sにおいて主塔面外1次の限定振動の発現の可能性が指摘されている。主塔の構造的安全性は、設計的にはこの振動が小振幅（最大で片振幅約13 cm）であることと、累積疲労強度の照査から確保されている⁷⁾が、実橋における発現性の有無の確認を行う必要があるものと判断される。しかしながら、今回の主塔常時微動観測期間中に、風速17 m/s以上での観測が不可能であったことより、主塔面外の限定振動に関する実橋での挙動を明らかにすることができなかった。図-11に、風速の変化に対応した主塔頂面外振幅量を示している。図よ

り、風速 15～17m/s 付近で限定振動に類似した傾向も見られるが、17 m/s 以上のデータが不足しているため、この結果のみで評価することは難しいものと判断される。本橋は、冬季間強い季節風を受けることから、今後何らかの手法により確認する必要があるものと判断される。

主塔面内方向の振動は、風洞実験で特に報告されていないが、風速 17m/s で 0.6Hz の卓越した振動が観測されている。図-12 にフーリエスペクトルを示す。また、数値解析結果から得られる 0.62 Hz の振動数に対する振動モードは、図-13 に示されるように補剛桁面内のケーブルの振動が支配的なモードである。すなわち、本観測で確認された振動数 0.6 Hz の主塔面内振動は、ケーブルの固有振動に起因した連成振動と推察される。なお、この時の主塔頂における振幅は風速 15 m/s で 0.3 mm と僅かであった。

5. 結 論

センサーを密に配置した常時微動観測を行い、今後の維持管理上の基礎データとなる実橋の固有振動特性を固有振動数に着目し評価を行った。その結果、常時微動観測法から得られた固有振動数は、起振実験結果、数値解析結果と良く一致しており、常時微動観測法が固有振動数評価のための簡易測定手法として適応できることが確認できた。以下に、本研究より得られた結果を整理する。

- (1) 本観測では、固有振動数とモード形状に着目し、比較的容易な常時微動観測法を用いて起振実験、数値解析結果との比較を行った。その結果、起振実験および数値解析結果と常時微動観測結果は良く一致していることが確認できた。これより、常時微動観測法は本橋のような長大橋の固有振動特性を得るための手法として有効であるものと考えられる。
- (2) 常時微動観測結果から得られた低周波領域の卓越振動数は、風速の増大と共に低下する現象が確認された。
- (3) 任意の周波数に着目し、1 周期分のモード図を作成することにより、応答値の小さな常時微動観測においてもモードの特定が容易になることを確認した。
- (4) 他橋との固有振動数の比較により、本橋特有の固有

振動特性として、補剛桁の鉛直対称 1 次モードが逆対称 1 次モードより低次数であることが明らかとなった。

- (5) 常時微動観測により、風洞実験では確認されていない振動数 0.6 Hz の主塔面内振動が、風速 17 m/s で卓越していることが確認できた。この振動は、ケーブルとの連成振動と推察される。

今後は、本手法を用いた本橋の減衰特性に関する検討を行いたいと考えている。

謝辞：本観測の実施にあたり施工、取りまとめに多大なご指導、ご協力を頂いた「振動検討会」各委員、北海道開発局開発土木研究所構造研究室の方々に深く感謝致します。また、本論文の作成にあたり、ご指導を頂いた室蘭工業大学 岸 徳光 教授に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Ahmed M.Abdel-Ghaffar, George W.Housner : Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol104, pp. 983-999, 1978.10
- 2) 渋谷 元, 大橋 猛, 小賀坂俊昭, 戸島英之 : 白鳥大橋の上部工計画, 北海道開発局技術研究発表論文, c.2, pp. 13-20, 1984.2
- 3) 広瀬哲司, 石原 勝, 小笠原章, 渋谷 元, 小賀坂俊昭 : 白鳥大橋架橋地点における風の特性について, 北海道開発局技術研究発表論文, c. 6, pp. 52-57, 1986.2
- 4) 新山 惇, 川崎博巳, 斉藤嘉之 : Resistance / Stability to the wind of Hakucho-Ohashi, 日米橋梁ワークショップ論文集, pp. 237-251, 1992.3
- 5) 北海道開発局室蘭開発建設部 : 白鳥大橋耐風検討業務報告書, 1991.3
- 6) 高田 敦, 渋谷 元, 藤野陽三, 坂本良文, 菅原登志也 : 補剛桁に鋼床版箱桁を有する長大吊橋 (白鳥大橋) の起振実験に関する報告, 土木学会第54回年次学術講演概要集, I-B252, pp. 502-503, 1999.9
- 7) 北海道開発局室蘭開発建設部 : 白鳥大橋上部工耐風検討その2業務報告書, 1988.10

(2000年9月14日受付)