

扁平箱桁断面を有する吊橋補剛桁の架設時ガスト応答観測

Field observation for gust response of suspension bridge with a stiffening box girder

高橋守人^{*}, 西本聡^{**}, 津村直宜^{***}

Morito TAKAHASHI, Satoshi NISHIMOTO, Naoyoshi TSUMURA

^{*}北海道開発局 開発土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)^{**}工修, 北見市 都市建設部 (〒090-8501 北見市北五条東 2 丁目)^{***}工修, NKK 橋梁・港湾建設部 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)

Hakucho Ohashi Bridge, which crosses over the navigation channel in Muroran Port, is a 1,380 m long suspension bridge with a stiffening box girder. It was predicted that the gust response is larger than one of bridges with a stiffening truss girder, because the girder is relatively flexible. Then, the field observation of the bridge under construction were carried out, and vertical deflection, lateral deflection and torsion of the girder were dynamically measured. As the result, the obtained relationship between the maximum amplitude of vertical deflection and the wind velocity shows good agreement with the wind-tunnel test result, but the measured amplitude of lateral deflection and torsion are less than the result of wind-tunnel test. It is confirmed that the gust response of the stiffening girder keeps allowable level.

Key Words: suspension bridge, gust response, wind-induced vibration, vibration measurement

1. はじめに

白鳥大橋は、北海道室蘭港の湾口部に架かる中央径間 720m、橋長 1380m の側塔を有する 3 径間 2 ヒンジ補剛吊橋である (図 1-1 参照)。橋軸方向はほぼ南北方向に一致し、冬季には橋軸直角方向に相当する西から北西の季節風が発生する頻度が高い。

同橋の補剛桁は、図 1-2 に示すように耐風安定性を考慮した扁平多室の箱桁断面として設計されているが、従来のトラス形式の補剛桁に比べて剛性が小さいためガスト応答の影響が大きくなる可能性が予想された。そのため設計段階では全橋模型による風洞試験を実施してガスト応答の照査を行っている¹⁾。一方、補剛桁閉合後、架設現場から強風時に補剛桁の振動が認められるとの報告が

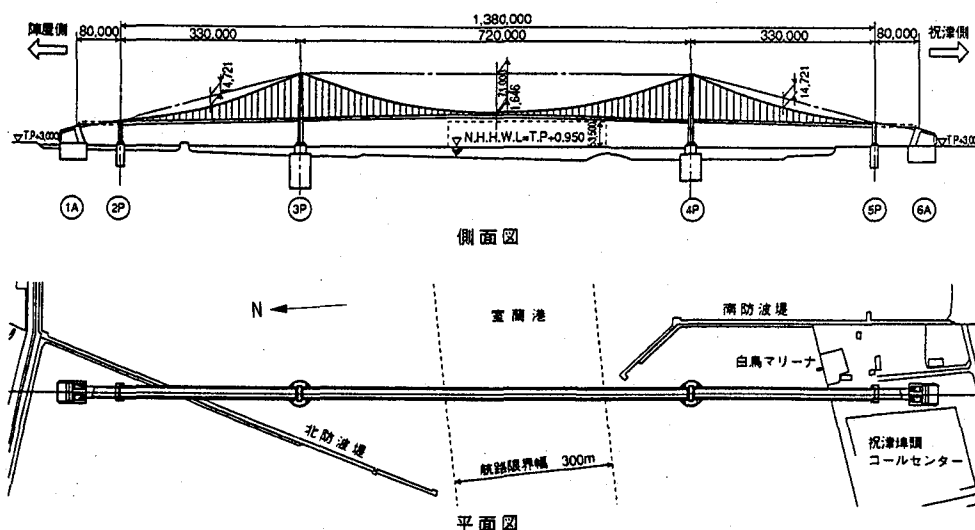


図 1-1 白鳥大橋の一般図

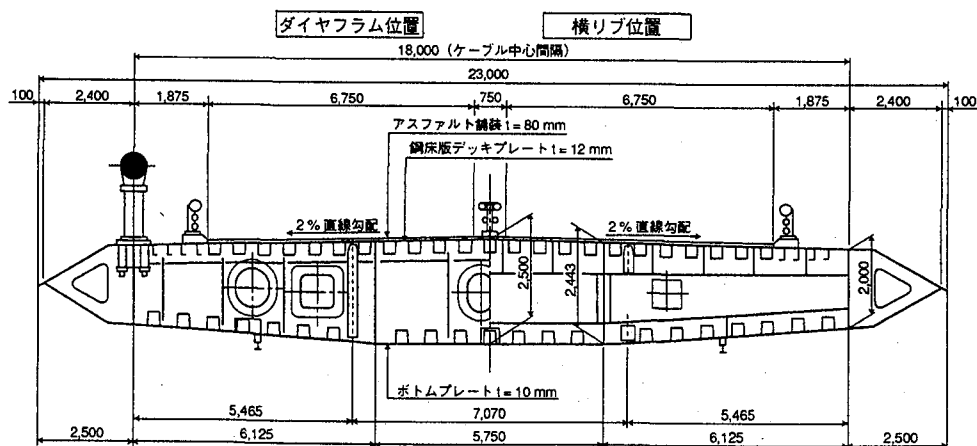


図 1-2 白鳥大橋の補剛桁断面

あり、調査の結果、実橋においてもガスト応答の発生が確認された。

吊橋の補剛桁でガスト応答時の風速と振幅の関係が実測された例は少なく、また扁平箱桁断面を有する吊橋が今後増加するであろうことを考慮すると、これらのデータを収集することは工学的に意義深い。そこで、同橋に生じているガスト応答の振幅レベルを把握するとともに、設計段階で行なったガスト応答予測の妥当性を検証することを目的として、越冬期間中に補剛桁の動態観測を実施した。

動態観測を行ったのは補剛桁閉合後の架設系においてであり、キャットウォークや塔頂クレーン等の架設機材が残る舗装前の状態であるものの、構造系としては橋梁完成時との間に大きな違いはない。

本文は、この観測結果を解析して得られた白鳥大橋の固有振動特性およびガスト応答特性について報告するものである。

2. 計測方法

計測項目は補剛桁の加速度と風向・風速である。加速度の測定にはサーボ型加速度計を使用し、補剛桁の鉛直たわみ、ねじれおよび水平たわみ振動を計測するため図 2-1 に示すように加速度ピックアップを配置した。風向・風速の測定は、橋軸直角方向からの風に相当する西風に着目するものとして、中央径間の補剛桁上の西側にプロペラ型風向風速計を設置して行った。

加速度計で検出した加速度データは、リアルタイムに A/D 変換して 10 分毎のデータファイルとしてハードディスクに記録した。サンプリング周期は 100msec、1 ファイルの記録時間は約 9 分 30 秒である。測定項目とデータチャンネルの対応を表 2-1 に、計測システムのブロック線図を図 2-2 に示す。また風向、風速は、風向風速計から出力される 10 分毎の平均風速と平均風向 (16 分方位) を記録し、時刻によって加速度データと対応させた。

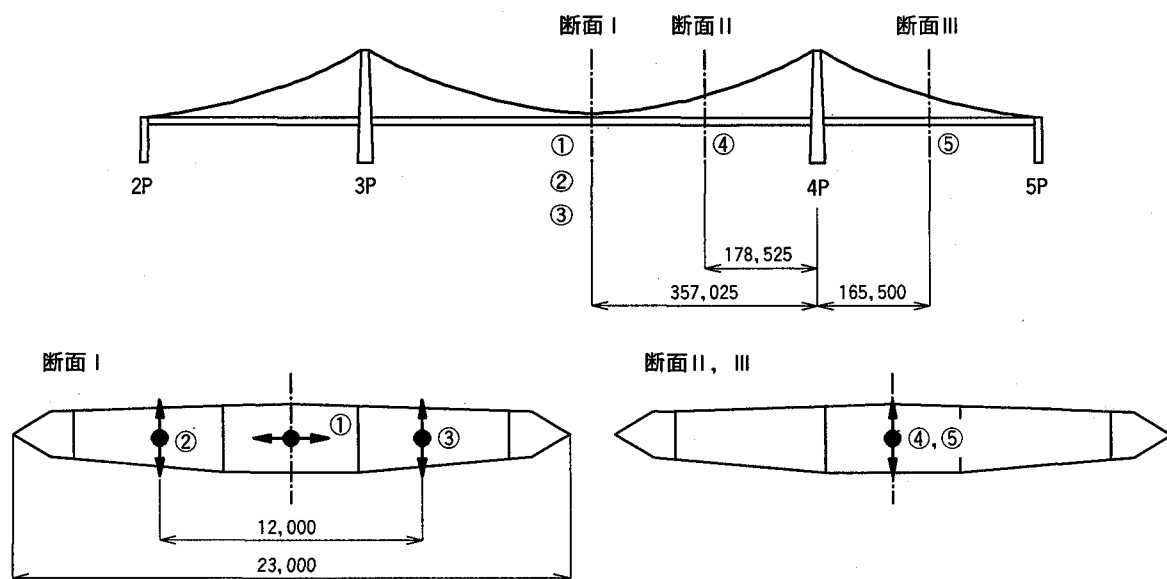


図 2-1 加速度ピックアップの配置

表 2-1 測定項目とデータチャンネルの対応

データチャンネル番号	測定位置	測定方向	センサ番号
1	中央径間中央	橋軸直角	①
2	中央径間中央東側	鉛直	②
3	中央径間中央西側	鉛直	③
4	中央径間L/4	鉛直	④
5	側径間中央	鉛直	⑤

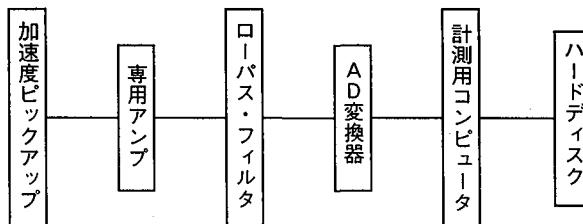


図 2-2 計測システムのブロック線図

本橋の固有振動数は後述するように極めて低いため、加速度計にはDC成分から受感できるタイプのものを使用した。同様の理由から加速度計アンプに内蔵される積分器は使用できない（ハイパスフィルタを含む）ので、測定はすべて加速度モードで行い、変位への変換はデータ解析時の数値積分によることとした。

3. 固有振動特性

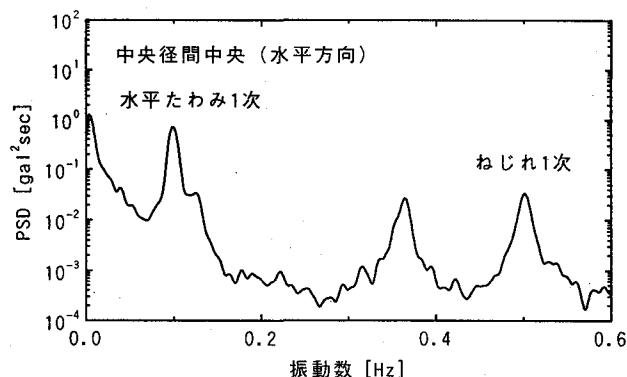
動態観測に先立って、前述した計測システムを用いて補剛桁の常時微動測定を行ない、測定データのスペクトル解析から動態観測時の固有振動数と振動モードを同定した。スペクトル解析の方法としてはFFT法を用い、固有振動数はパワースペクトルのピーク振動数の平均値から決定した。振動モードはパワースペクトルのピーク値の平方根（モード縦距）とデータチャンネル間のクロススペクトルの位相差（符号）から判定した。データの

処理条件は以下のとおりである。

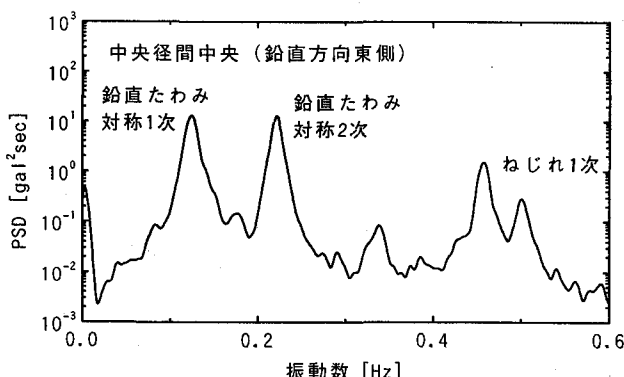
- ・サンプリング周期：250msec
- ・データ個数：4096 個/ch
- ・平滑化方法：Hamming ウィンドウによる周波数領域での移動平均 10 回

求められたパワースペクトルの一例を図 3-1 に示す。これらから同定された補剛桁閉合直後の白鳥大橋の固有振動数を、完成系の固有振動解析結果とともに表 3-1 に示す。図 3-1(a)に認められる約 0.37Hz のピークは、水平たわみ逆対称 1 次または側径間水平たわみ 1 次に相当するピークと考えられるが、これらについてはセンサー配置の制約からモード形を同定できていない。

測定時が未舗装の状態であったことを反映して、同定された固有振動数はすべてのモードにおいて完成系の固有振動解析結果より高めの値となっているが、振動モードについてはほぼ解析結果と対応する結果が得られた。



(a) 中央径間中央水平方向（1 ch.）



(b) 中央径間中央鉛直方向東側（2 ch.）

図 3-1 常時微動波形のパワースペクトルの一例

表 3-1 固有振動数と振動モード

モード 次数	固有振動数 (Hz)		測定値 解析値	モード形状
	測定値	解析値		
1	0.097	0.0808	1.20	水平たわみ対称 1 次
2	0.125	0.1159	1.08	鉛直たわみ対称 1 次
3	0.150	0.1286	1.17	鉛直たわみ逆対称 1 次
4	0.185	0.1501	1.23	側径間鉛直たわみ 1 次
5	0.223	0.2131	1.05	鉛直たわみ対称 2 次
23	0.499	0.4497	1.11	ねじれ対称 1 次

4. 結果と考察

4. 1 観測データの概要

動態観測を行ったのは平成7年12月から平成8年3月にかけてであり、この期間に記録された約9000のデータファイルの中から平均風速5m/s以上、平均風向が16分方位で西の条件を満足する686ファイルを選んでデータ解析を行った。

測定された加速度データを二重積分して求めた補剛桁の変位波形の一例を図4-1に、そのパワースペクトルを図4-2に示す。同図中のch番号は表2-1のデータチャンネル番号に対応する。また解析を行ったデータファイルの平均風速の頻度分布を図4-3に示す。観測期間中に記録された西風の最大平均風速は26.1m/sであった。

4. 2 西風に対する応答特性

各データファイルから振幅の最大値とRMS値を求め、それらを平均風速に対してプロットした結果を図4-4に示す。ここで中央径間中央の鉛直たわみとねじれは2chと3chのデータ間の加減算から、中央径間中央の水平たわみ、中央径間L/4点の鉛直たわみおよび側径間中央の鉛直たわみは、それぞれ、1, 4, 5chのデータから算出している。同図において平均風速が大きくなるにしたがって振幅の最大値、RMS値ともに増大しており、ガスト

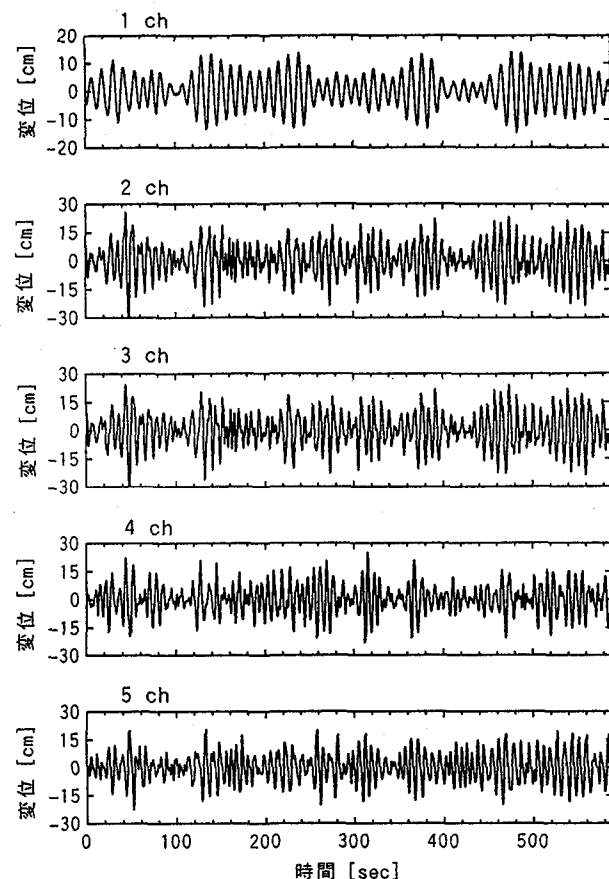


図4-1 ガスト応答波形の一例

応答の特徴がよく表れている。RMS値はおおむね最大値の1/3~1/4のレベルである。

各測定位置で記録されたガスト応答の最大振幅を表4-1に示す。風速20m/s以上の西風に対して、鉛直たわみの最大振幅は測定位置に拘わらず30~35cm、水平たわみは鉛直たわみよりやや小さめの22cmであった。ねじれの最大振幅の問題については後述する。

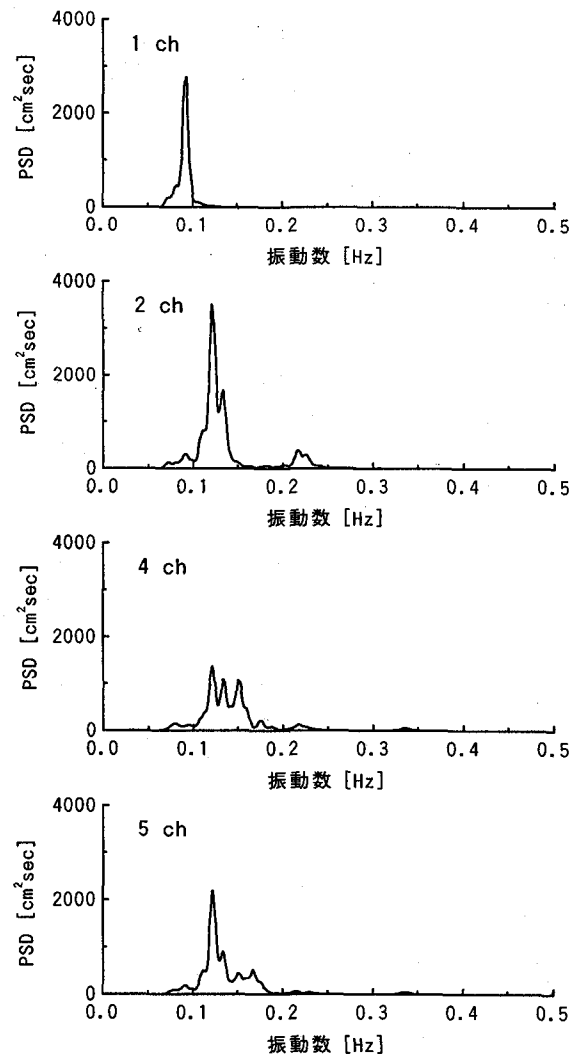


図4-2 ガスト応答のパワースペクトル

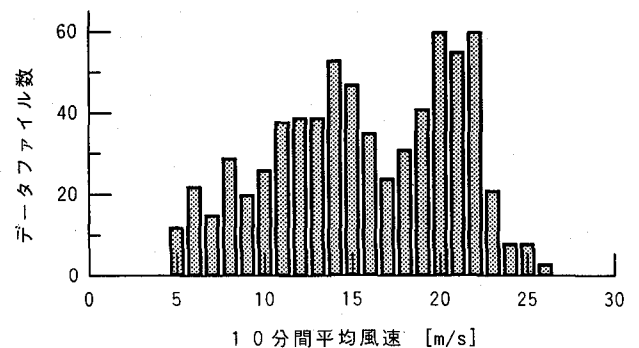


図4-3 平均風速の頻度分布

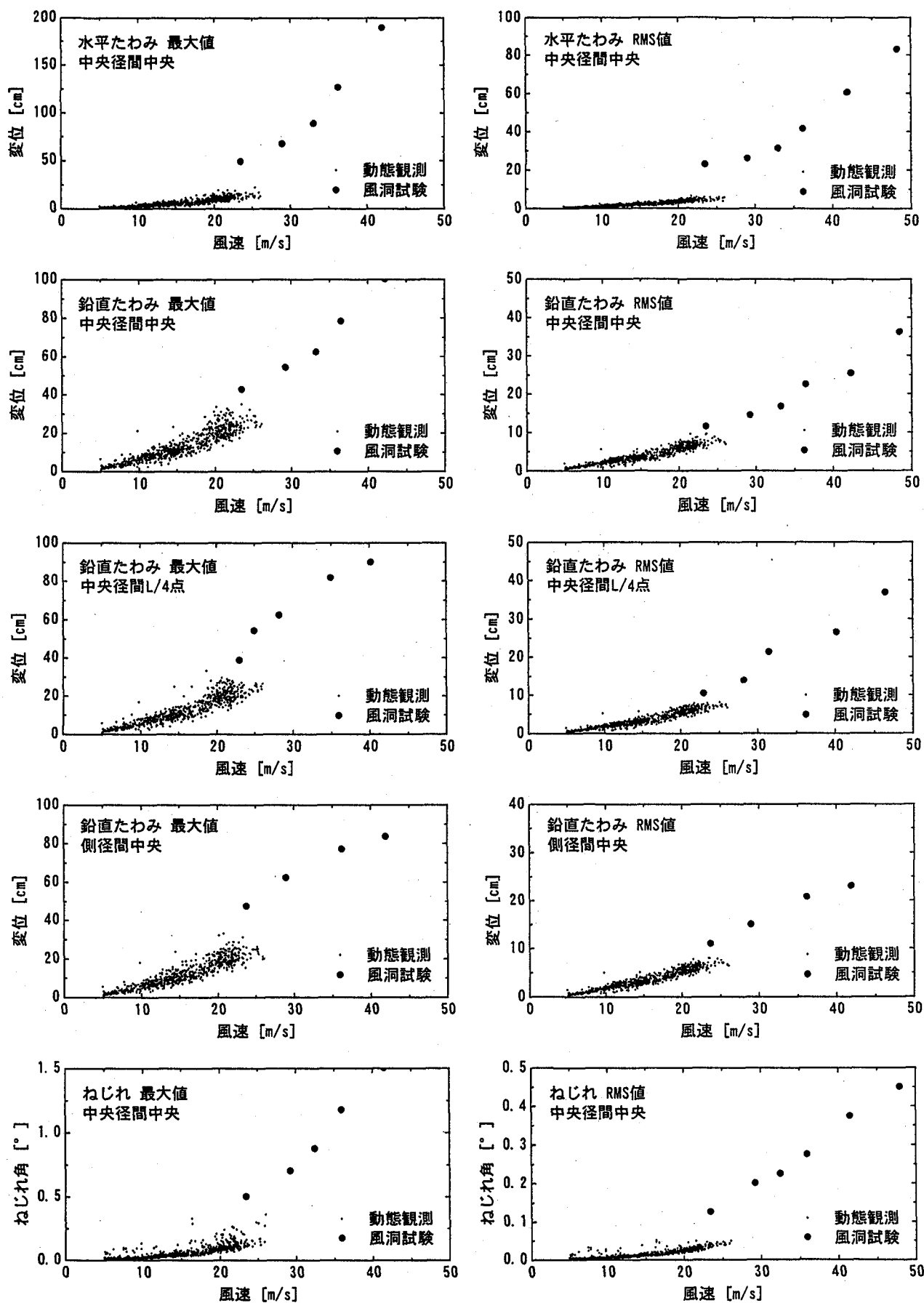


図 4-4 西風に対するガスト応答特性

表 4-1 各測定位置の最大振幅

測定位置	変形の種類	最大振幅
中央径間中央	水平たわみ	22.0 cm
	鉛直たわみ	34.8 cm
	ねじれ	0.36 deg *
中央径間L/4点	鉛直たわみ	33.1 cm
側径間中央	鉛直たわみ	32.9 cm

* データ処理上の誤差を含む数値

4. 3 風洞試験との比較

始めに述べたように、本橋では設計段階で風洞試験に基づいてガスト応答の照査を行なっている（照査風速48m/s）。試験に用いた模型は縮尺1/145の全橋模型であり、その振動諸元は表4-2のように表される。乱流は翼列ダンパー方式によって生成している。

図4-4にはこのときの風洞試験結果が重ね書きしてある。観測時の風速域が風洞試験時の風速域に比べて小さめではあるものの、これによれば鉛直たわみ応答については風洞試験結果がほぼ実測値の上界に相当していることがわかる。また水平たわみ応答とねじれ応答については風洞試験結果がかなり大きめの評価となっている。

架橋地点の乱流特性は、計画段階では陸上部の観測鉄塔において、架設段階では主塔3Pにおいて乱れ強さと乱れスケールが超音波風速計を用いて計測されている²⁾。西風に対するこれらの計測結果を風洞試験時の乱流特性と併せて表4-3に示す。風洞試験時の乱れ強さは計画段階での観測値の上限を狙って設定されている。風洞試験時の乱れ強さと乱れスケールは、主流方向、鉛直方向ともに現地の特性との間に大きな差異は認められない。

表 4-2 風洞模型の振動諸元

モード 次数	固有振動数 (Hz)			対数 減衰率
	実橋	所要値	実測値	
1	0.0808	0.973	0.97	0.017
2	0.1159	1.396	1.39	0.015
3	0.1286	1.549	1.61	0.023
4	0.1501	1.807	1.83	0.013
5	0.2131	2.566	2.53	0.015
23	0.4497	5.415	5.48	0.025

表 4-3 乱流特性

	主流方向		鉛直方向	
	Iu [%]	Lu [m]	Iw [%]	Lw [m]
観測塔	6~9	200~700	3~5	20~150
3P塔頂	7.7	469	5.0	123
風洞試験	8.3	578	5.4	161

注1) Iu, Iwは乱れ強さ, Lu, Lwは乱れのスケール

注2) 3P塔頂の値は、平均風速10m/s以上の平均値

これらの結果から、白鳥大橋で生じているガスト応答の振幅レベルは、設計照査に用いた風洞試験結果を上回る可能性は小さいと結論できる。

水平たわみとねじれにおいて風洞試験結果と実測値の違いが大きい理由は不明である。表4-2より振動諸元の相似性はほぼ問題のないレベルであり、乱れ強さと乱れスケールも大差ないことは前述の通りである。両者の違いに対しては空間相関の影響が大きいと考えられるが、鉛直たわみにおいて比較的良い対応が見られる以上、ねじれにおける原因を単純に鉛直ガストの空間相関に求めることは難しいように思われる。この問題については両者の比較データを蓄積することを含めて今後さらに検討していく必要がある。

4. 4 固有振動別の応答特性

表3-1に示した固有振動別の応答特性を調べるため、加速度波形にバンドパスフィルタをかけたのち数値積分を行って、各データファイルの振幅の最大値を求めた。各固有振動に対応するバンドパスフィルタの遮断周波数とデータチャンネルを表4-4に示す。各固有振動のモード振幅の最大値を平均風速に対してプロットした結果を図4-5に示す。各モード振幅の最大値もすべての固有振動において平均風速の増加とともに増大している。

各固有振動のガスト応答時の最大モード振幅を表4-5に示す。モード振幅が最も大きいのは鉛直たわみ対称1次振動であり、中央径間中央で28.5cmであった。表4-1と表4-5の比較から、鉛直たわみの最大振幅については高次振動の影響を無視できないことがわかる。また中央径間中央のねじれ最大振幅は、ねじれ対称1次の最大モード振幅よりかなり大きい。

表4-1と表4-5において最大ねじれ振幅が大きく異なる原因は、表4-1の結果を与えたねじれ波形では数値積分時のハイパスフィルタ（遮断周波数0.07Hz）によって低周波ドリフト成分を完全に除去できていなかったことにあった。これに対して、表4-5の結果を与えた波形は遮断周波数が高いためこのような問題は生じていない。図4-6に大きなねじれ応答振幅を与えたデータについてハイパスフィルタの遮断周波数を変化させて数値積分を行った結果を示す。これより表4-1のねじれの最大値が低周波成分の影響を強く受けていることがわかる。この

表 4-4 バンドパスフィルタの濾波周波数帯域

振動モード	解析データ チャンネル	濾波周波数帯域 [Hz]
水平たわみ1次	1 ch	0.097±0.0250
鉛直たわみ対称1次	2 ch	0.125±0.0250
鉛直たわみ逆対称1次	4 ch	0.150±0.0125
側径間鉛直たわみ1次	5 ch	0.185±0.0125
鉛直たわみ対称2次	2 ch	0.223±0.0250
ねじれ対称1次	2 ch	0.499±0.0125

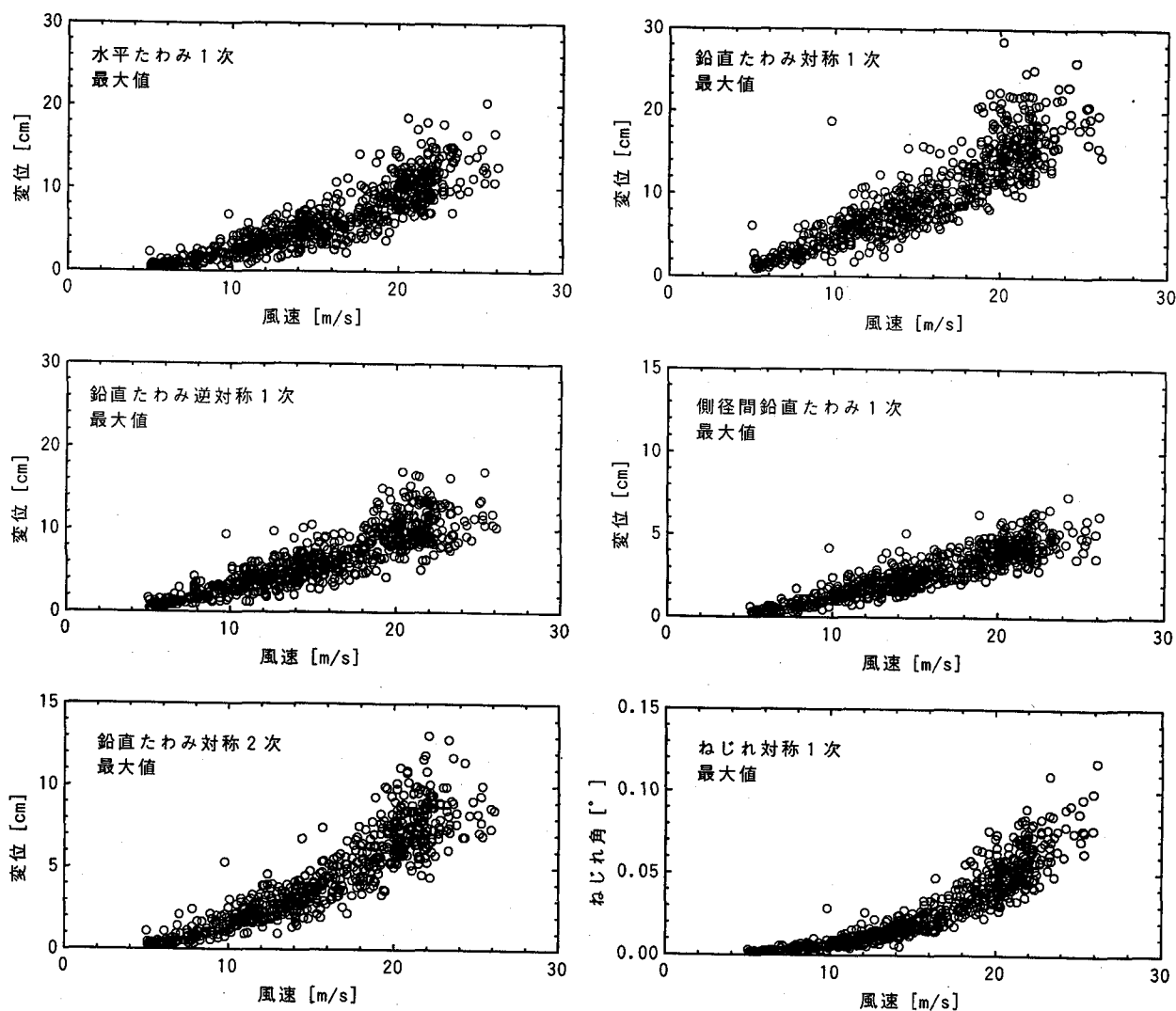


図 4-5 固有振動別のガスト応答特性

表 4-5 各固有振動の最大モード振幅

振動モード	最大振幅
水平たわみ 1 次	20.4 cm
鉛直たわみ対称 1 次	28.5 cm
鉛直たわみ逆対称 1 次	17.0 cm
側径間鉛直たわみ 1 次	7.3 cm
鉛直たわみ対称 2 次	13.1 cm
ねじれ対称 1 次	0.12 deg

成分は低周波ノイズや減算による数値誤差が二重積分によって増幅された結果と考えられる。たわみ波形においてもある程度低周波ドリフト成分の重量が認められるが最大振幅に及ぼす影響は小さい。

5. まとめ

本観測において得られた知見を要約するとおよそ以下のとおりとなる。

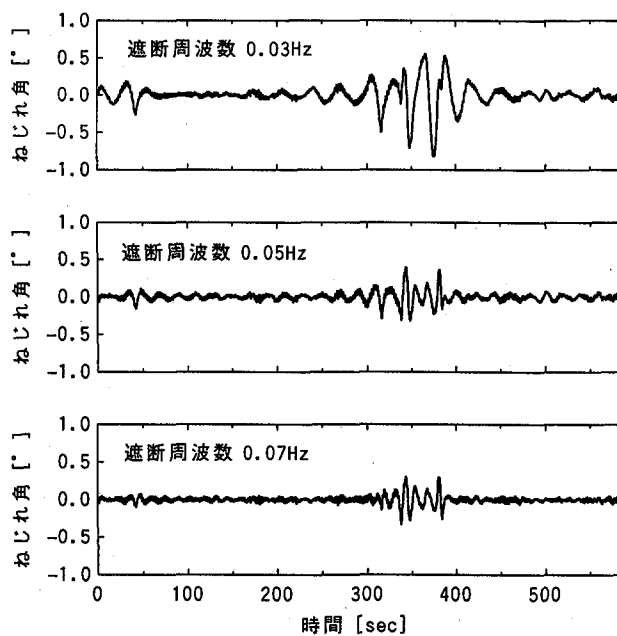


図 4-6 ねじれ波形に重畳する低周波ドリフト

① 観測された波形の最大値，RMS値はともに平均風速が大きくなるにしたがって増大しており，ガスト応答の特徴がよく表れている。

② 補剛桁の最大応答振幅は，平均風速が 20～25m/s の範囲において，鉛直たわみ 30～35cm，水平たわみ 22cm，ねじれ角 0.12° であった。

③ 固有振動別に見るとモード振幅が最も大きいのは鉛直たわみ対称 1 次であるが，鉛直たわみの最大振幅については高次振動の影響を無視できない。

④ 風速と振幅の関係について観測結果と風洞試験結果と比較すると，鉛直たわみについては両者が良く対応しているが，水平たわみとねじれについては観測結果のほうがかなり小さく，今後の検討課題と考えられる。

⑤ 実橋で生じているガスト応答のレベルは設計照査に用いた風洞試験結果と同等かそれ以下であり，安全性には特に問題がないと考えられる。

これらの結果が今後の長大橋建設の一助となれば幸いである。

参考文献

1) 西本聡ほか：白鳥大橋補剛桁の設計・製作，橋梁と基礎，1996-5，pp23-32

2) 高橋守人ほか：白鳥大橋主塔の動態観測，第 13 回風工学シンポジウム論文集，1994-11，pp293-298

(1998 年 9 月 18 日受付)