

呼子大橋 (P C 斜張橋) における 施工中の風応答と主桁閉合時の耐風対策

AERODYNAMIC RESPONSE DURING CANTILEVERING AND GIRDER VIBRATION CONTROL FOR CLOSURE
SECTION CONSTRUCTION IN PRESTRESSED CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGE, YOBUKO OHASHI BRIDGE

* ** *** ****
久我尚弘 竹田哲夫 徳山清治 日紫喜剛啓
By Naohiro KUGA, Tetsuo TAKEDA, Seiji TOKUYAMA and Yoshihiro HISHIKI

The Yobuko Ohashi Bridge is a 3-span continuous prestressed concrete cable-stayed road bridge with a center span of 250 meters, constructed by balanced cantilever method using travelers.

During construction, the aerodynamic response of this bridge was monitored in order to examine the stability of the structure and the necessity of vibration control.

The following are outlined in this paper:

- a) results of aerodynamic response of girders
- b) estimation of gust response at the construction site
- c) girder vibration control for the closure section construction

1. まえがき

呼子大橋は、佐賀県西北部の玄海国定公園内にある離島加部島と九州本土とを結ぶ海上橋として建設中の3径間連続P C斜張橋である。本橋のセンタースパン 250mはコンクリート橋としては我が国最大スパンとなり、本格的P C斜張橋長大化の幕明けを告げる橋梁となる。

上部工の施工は張出し架設工法で行うが、架橋地点は玄海灘からの強い季節風を受けまた台風の通過頻度も高いことから、施工中の耐風性についても重要視し、風洞実験を含めた動的な耐風検討を行った。

この結果、施工中においても耐風性は一応確認されたが、実験風と自然風の違いなどを考慮し、施工中の風応答観測を実施して耐風性を確認することとした。

本報告は、施工中の風応答観測を中心にその結果に基づいた耐風性の予測及び側径間主桁閉合時や中央径間主桁閉合時の耐風対策について述べる。

2. 橋梁概要

2.1 架橋地点の気象条件と設計風速

図-1に架橋位置図を示す。架橋地点での観測記録は無いが、風況調査によれば⁶⁾10m/sec程度の橋軸直

* 佐賀県唐津農林事務所橋梁課長 (☎847 唐津市坊主町433-1)
 ** 鹿島建設㈱土木設計本部設計長 (☎163 新宿区西新宿2-1-1 新宿三井ビル)
 *** 鹿島建設㈱技術研究所第一研究部研究員 (☎182 調布市飛田給2-19-1)
 **** 鹿島建設㈱土木設計本部 (☎163 新宿区西新宿2-1-1 新宿三井ビル)

角方向風の発生頻度は高く、大型台風時には40m/sec以上の風が吹くと考えられた。

設計基準風速は、近接している平戸での過去最大の観測記録等を参考に $V_{10} = 41.7\text{m/sec}$ と設定した²⁾。これをもとに本四連絡橋耐風設計基準（1976）同解説に準じ本橋の静的設計風速 V_D は以下のように設定した。また、施工中の風荷重強度としては、 V_D から求まる風荷重強度 P の1/2 を考慮した。

$$V_D = V_{10} \times V_1 \times V_2 = 58.5\text{m/sec}$$

V_1, V_2 : 高度と水平長さに関する補正係数

2.2 構造概要

本橋の主橋部は、図-2に示すように橋長494.25mの3径間連続PC斜張橋である。本橋の構造的特徴を述べれば以下のようなのである。

- 1) 主桁・主塔・橋脚の結合構造はサスペンデッドタイプであり、主塔-橋脚は剛結、主桁は主塔から斜材で吊る無支承の連続桁である。
- 2) 主桁は、風洞実験結果¹³⁾を基に設定された逆台形2室箱形断面であり、気流の前縁剥離を少くするため、ウィンドノーズと斜めウェブを有する断面形状である。
- 3) 斜材ケーブル配置はセミハープ型の2面吊りであり、1面は2ケーブルの並列ケーブルとなっている。
- 4) 主塔は、門型のRC構造であり、横梁が上部下部に設置され、横剛性を高めた構造となっている。

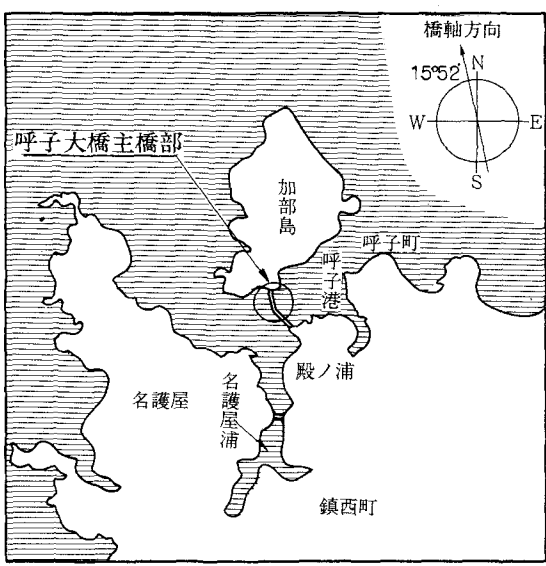


図-1 架橋位置図

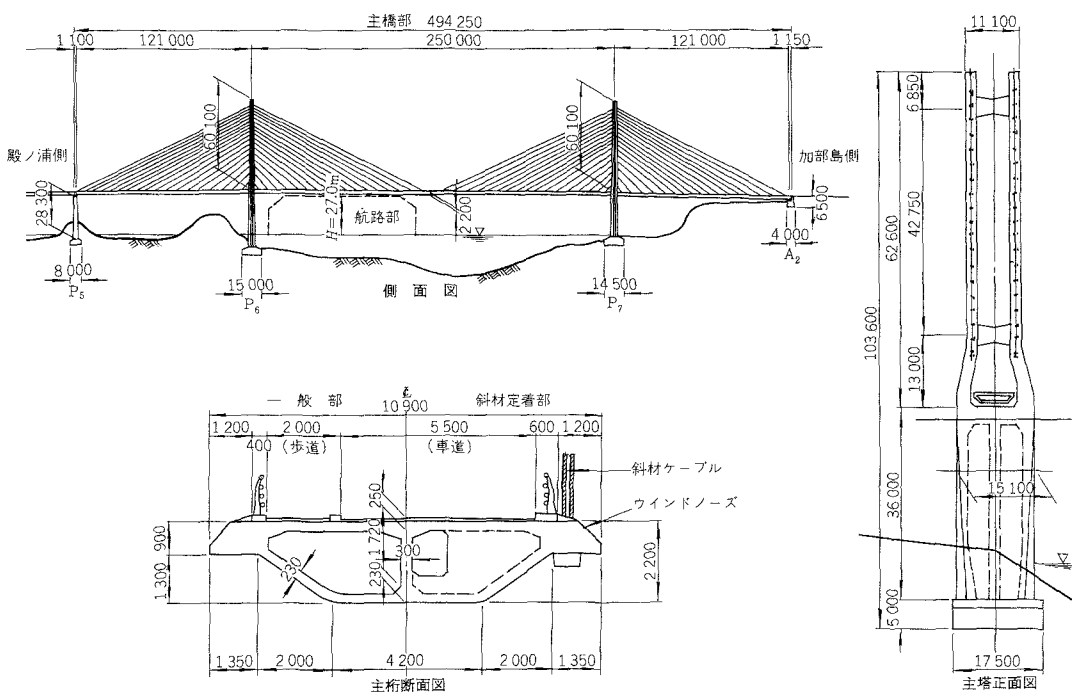


図-2 呼子大橋一般図

2.3 施工概要

本橋では各橋脚を基点としてフォルバウワーゲン（作業台車）を用いる対称張出し架設工法を採用した。通常のPC桁橋に比べて桁剛性が低い本橋のような構造で120m近く張出した例は我が国ではかつてなく、施工計画に当っては、施工、施工管理のみならず耐風性が重要なファクターになった。

架設時の耐風性の検討から P_6 、 P_7 同時張出しで、かつ62年度の台風期には70%以内の主桁張出し状態におさえ、63年度の台風期前には主桁を閉合するように工程計画が立てられた³⁾。

図-3、4に施工順序の概要、工事工程を示す。

上部工の施工は大きく主桁工、主塔工、斜材工に分かれるが、各施工の詳細については既に発表されている^{3)~5)}ので、耐風性に関連する主桁工について述べる。

主桁工については、まず、一般的なPC桁橋と同様に橋脚部施工後、主桁柱頭部を施工した。

本橋の場合、完成系では主桁は橋脚、主塔と剛結されず、また支承もないサスペンデッドタイプであるが、架設中については、耐風安定性や主桁のたわみへの影響及び理論と実際の施工状態の対応性などを考慮して剛結構造を採用した。

この仮固定剛結構造は、主桁鉛直変位を固定するため、橋脚施工時に仮締め用のPC鋼棒などを埋め込んでおき、柱頭部主桁コンクリート打設後に仮締めPC鋼棒を緊張するものである（図-5）。

柱頭部の施工が終わると、主桁にフォルバウワーゲンを2台組み立て左右同時に張出し部の施工を行った。（写真-1）

張出し部終了後、側径間閉合（ $\ell = 3.5\text{m}$ ）、中央径間閉合（ $\ell = 6.0\text{m}$ ）、最終斜材緊張の順に行ったが、仮固定の撤去は、中央径間閉合後連続ケーブルの一部の緊張後に行い、完成系の構造系とした。

側径間閉合及び中央径間閉合は、当初吊支保工施工（ P_7 系側径間については支保工施工）で計画されたが、耐風性観測結果により後に述べるように主桁を固定する対策を施して施工した。

3. 施工系の構造特性と耐風性

本橋の施工系から完成系に至る固有振動解析結果を図-6に、また、代表例として70%張出し時のモード

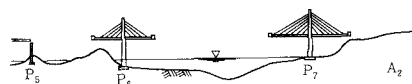
① 基礎・橋脚・主塔の施工



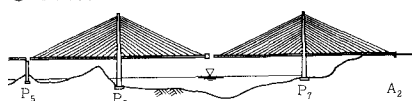
② 柱頭部支保工上施工・ワーゲン組立て



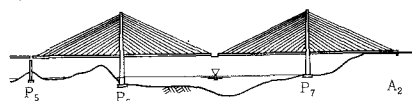
③ ワーゲンによる橋桁両側カンチレバー施工
それと併行した斜材、主塔の施工



④ 側径間吊り支保工施工



⑤ 中央閉合ブロック吊り支保工施工・斜材最終緊張



⑥ 橋面工施工・完成

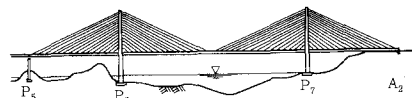


図-3 施工順序図

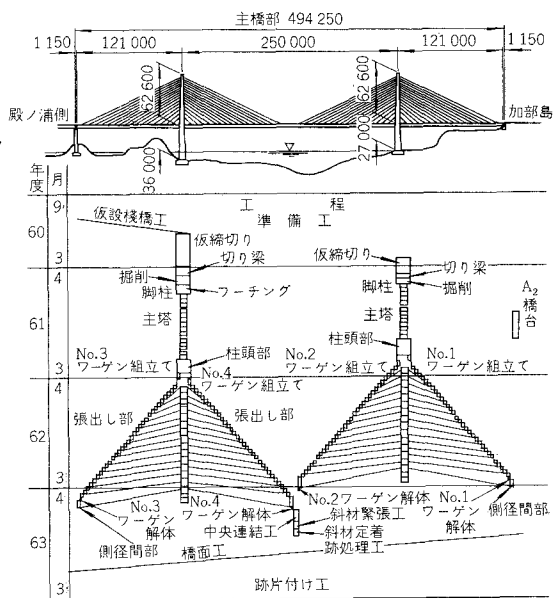


図-4 工事工程表

図を図-7, 8に示す。解析には、2次元及び3次元分布質量系のフレームモデルを使用した。

架設中は、主桁は斜材及び仮固定によって主塔・橋脚で支持されるが、主桁張出しの先端部はほぼ自由端と見なすことができ、図-6からわかるように、振動数と張出し長はほぼ対数関係にある。完成系と施工系の構造系の差を無視して、風で励起される主桁の主要振動モードの固有振動数のみで単純な比較を行えば、施工系は85%張出し以上において、完成系より長周期構造となり、渦励振やガスト応答を考えた場合、完成系より不利な状態となる。

このため、施工系についても耐風性が重要視され、2次元及び3次元モデルによる風洞実験を行った⁷⁾。

- 風洞実験による結果をまとめれば以下のようである。
- 1) 仰角が4°以下で構造減衰が $\delta = 0.03$ 以上であれば低風速励振はほとんど問題とならない。
また、乱流としての自然風下では低風速励振が起る可能性が低い。

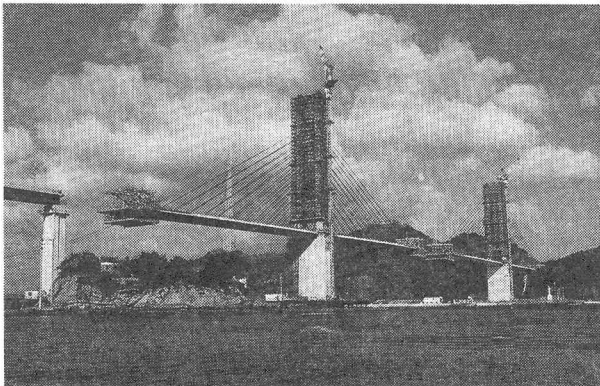


写真-1 張出し状況

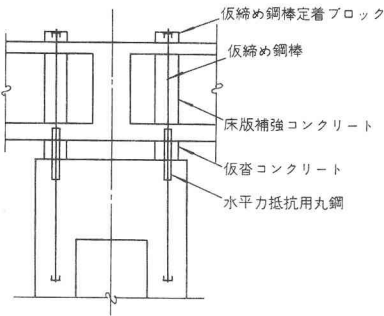


図-5 仮固定構造図

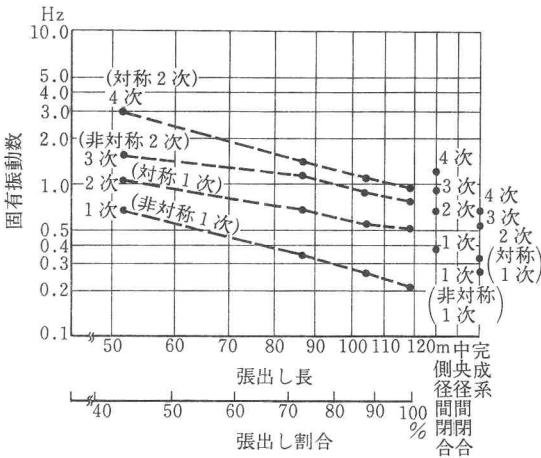


図-6 固有振動数と張出し長との関係

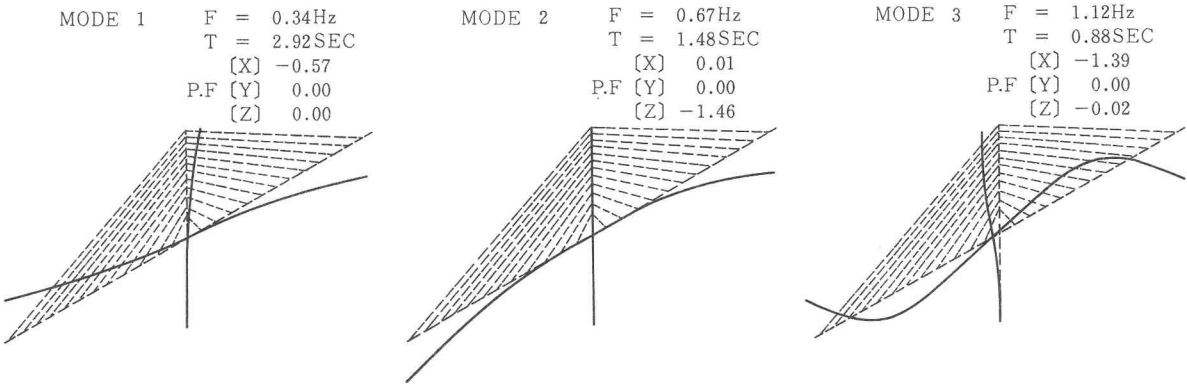


図-7 面内振動モード

- 2) ガスト応答については低い風速から高い風速にわたって発生し、応答は風速とともに増大する。
- 3) 橋脚回りの水平振動も発生する可能性がある。

MODE 2

$F = 0.56\text{Hz}$

$T = 1.75\text{SEC}$

[X] -0.00

P.F [Y] 0.00

[Z] -0.00

4. 施工時風応答観測

風洞実験では一様流を基本としており、また乱流下での実験も実際の自然風とは相違があるものと考えられた。また、耐風性に大きく影響する構造減衰についてもPC斜張橋に関する情報が少なく明らかでない。

このため、本橋の施工にあたっては、初期の張出し段階から主桁の風応答観測を行い、風洞実験結果との比較から張出し長さが長くなった場合の耐風性を予測し、場合によっては、制振等の耐風対策が早期に処置できるよう計画した¹⁴⁾¹⁵⁾。

4.1 観測方法

測定項目及び使用計器を表-1に、測定位置を図-9に示す。また測定システムを図-10に、測定仕様を表-2に示す。

風向・風速計は取扱いが簡単なプロペラ型を用い、主桁及び斜材による気流の乱れの影響を受けないようにワーゲン上に設置し、ワーゲン移動とともに前進させ

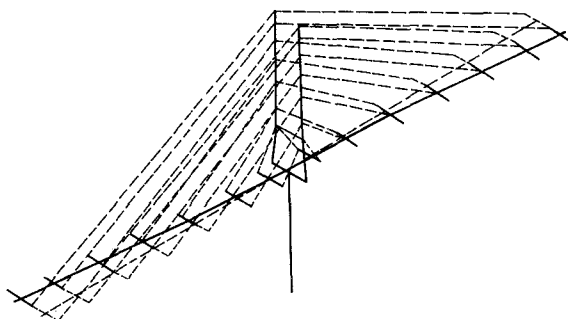
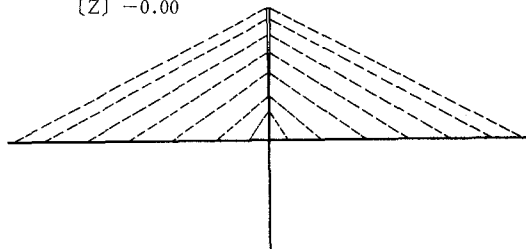


図-8 面外振動モード

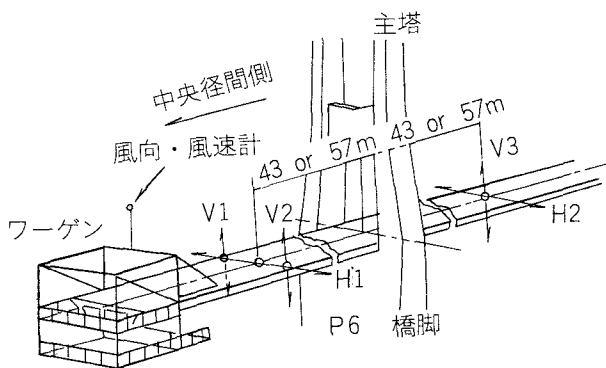


図-9 測定位置

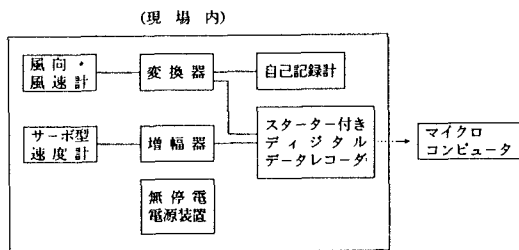


図-10 測定システム

表-1 測定項目及び使用計器

測定種別	測定項目	使用計器	仕様	測点数
風向・風速測定	風向・風速	プロペラ型	2~60m/sec	1ヶ所
		風向・風速計	KE-500 F	
主桁振動測定	たわみ・ねじれ振動	サーボ型 速度計	0.05 ~ 70 Hz	鉛直3ヶ所
	水平振動		±100 K1ne VSE-15	水平2ヶ所

た。振動計は、対象とする主桁の固有振動数が低い
ため、サーボ型長周期振動計（速度計）を用いた。

観測は主桁の40%張出し時より行い、100%張出し
終了後完成系まで表-3のように行った。特に70%及
び100%張出し時については、風洞実験と比較するた
めに重点的に観測を行った。

観測の対象とした風速域は、低風速励振の発現風速
を考慮して、最大瞬間風速5m/secから台風等の強風
時までの風速域である。

4.2 観測結果

(1) 風況

観測データの風速範囲は最大瞬間風速で約5m/sec
～30m/secであり（10分間平均では2～20m/sec）、
主風向は、図-11の観測データのウィンドローズに示
すように、橋軸に対して斜め45°であった。

(2) 主桁風応答量

各張出し段階のたわみ振動及び水平振動の最大瞬間
風速（Vmax）-応答変位（A）の関係を図-12に示
す。なお、図中の応答量は最大値（Amax）と二乗平均
値（Arms）である。

応答量は鉛直たわみ振動が最も大きく、測点位置で
の最大変位は100%張出し時最大瞬間風速24m/secの
時で片振幅約20mmであった。

水平振動は同条件で約5mmであり、鉛直振動の約
1/4であった。

応答量は風速のほぼ2乗に比例して大きくなってお
り、観測中の振動はガスト応答によるもので、低風速
励振の発現は認められなかった。

(3) 振動モード

たわみの振動波形をスペクトル解析した結果、応答
は図-13に示すように主に二つの振動成分からなり、
それぞれの振動モードは主塔の倒れによって主桁が鉛
直面内で逆対称に振動する主桁逆対称モードと、左右

の主桁が対称に振動する主桁対称モードであった（図-14）。また、応答は主桁逆対称モードの方が卓越し
しており、この性状は張出し長が長くなるに従って強くなった。

(4) 構造減衰

主桁逆対称モードの構造減衰をたわみ振動のフーリエスペクトルから1/√2法で求めた。これを対数減
衰率δと張出し長との関係で示すと図-15となる。

対数減衰率は張出し長とともに増加する傾向にあり、値としてはδ=0.06～0.25が得られた。ただし、こ
れらの減衰には、仮設物の減衰（例えば主塔回りの仮設足場）や空力減衰及びスペクトルのピーク値読取り
誤差⁹⁾等も含まれていることに留意する必要があるが、対数減衰率は文献等で示されているように¹⁰⁾¹¹⁾
δ=0.05以上と推定される。

表-2 測定仕様

項 目	仕 様
サンプリングタイム	0.15 sec
サンプリング個数	4,096個/1回
1回当たり計測時間	10.24 分
連続測定回数・時間	6回 (61.44 分)

表-3 測定段階

測定段階No.	張出し長L/L0 (%)	測定位置	特記事項
1	40～ 55%張出し	43m	台風5号 12号
2	55～ 70%	57m	台風19号
3	70～ 85%	"	
4	85～ 100%	"	
5	側径間仮固定	"	
6	側径間閉合後	"	
7	中央径間閉合後	"	

L0 : 最大張出し長 (= 119m)

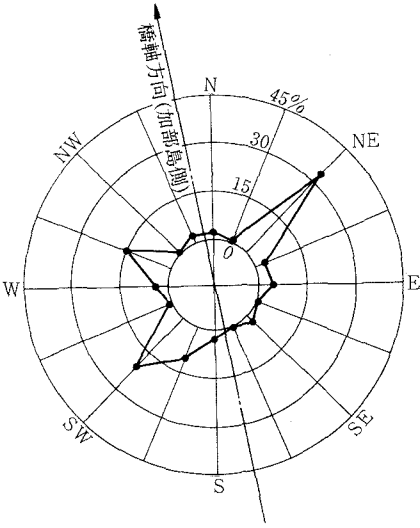


図-11 ウィンドローズ

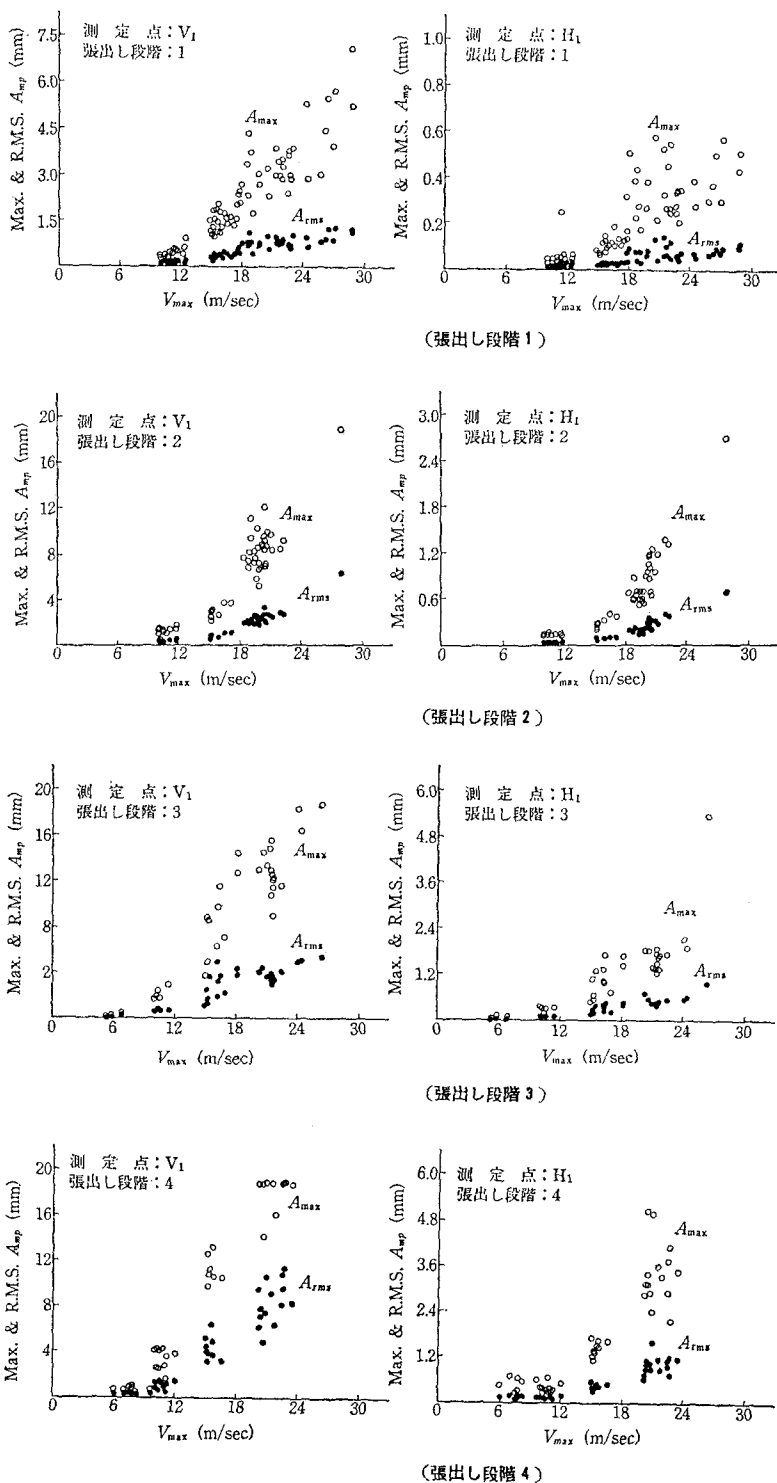


図-12 風速-応答変位

4.3 ガスト応答の推定

本観測のポイントは張出し初期の耐風特性について調べ、その結果から張出しが長くなった場合の安全性を予測することにある。風洞実験結果及び初期の観測結果から、低風速励振については、張出しが長くなっても発現することは無く、発現したとしても応答量は小さく問題は生じないと考えた¹⁴⁾。

一方、ガスト応答は張出しの初期から発生しており、その後も発生すると考えた。また、構造的にも張出し長さに伴ってたわみやすく、固有振動数が小さくなるため張出しが長くなった場合の安全性を予測する必要がある。

一般に、ガスト応答は静的応答に風速の時間的変動による動的な割増しを考慮して計算されるが、現地風の特性等の各種のパラメータが必要になる¹⁾¹²⁾。特に、架設中は張出しに伴って固有振動数や作用する風速の空間的な分布も異なるため、架設中のガスト応答を事前に予測することは容易ではない。このことから、本橋では張出しが長くなった場合のたわみ応答を架設途中の観測データを用いて、推定することを試み、これに基づいて耐風対策を立案した。

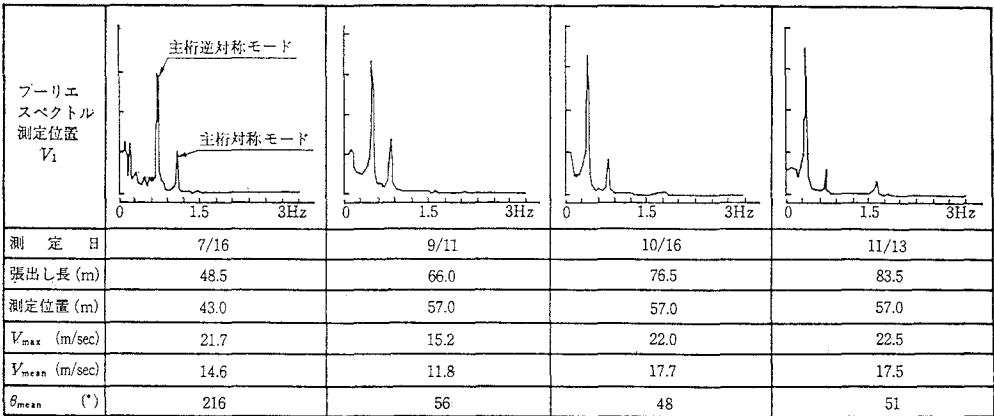


図-13 たわみ変動のスペクトル解析結果

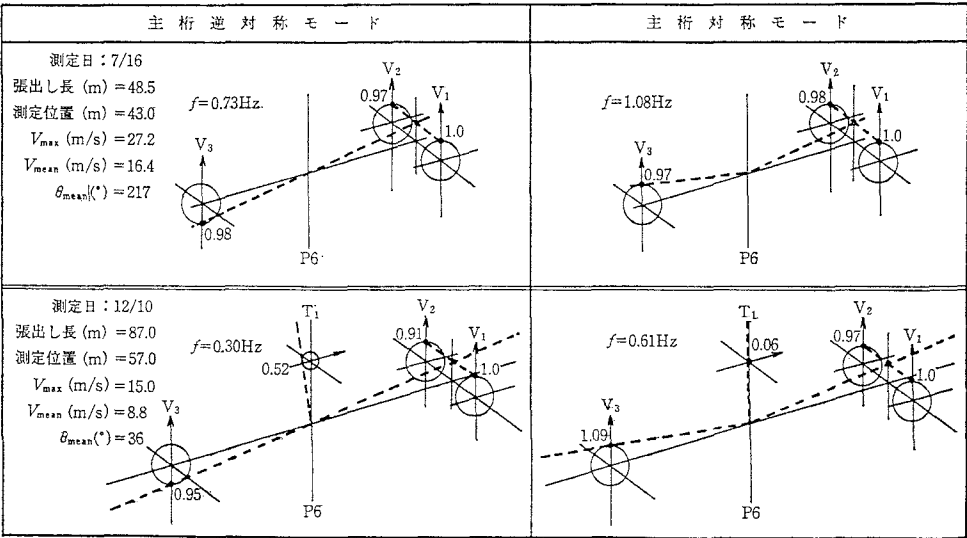


図-14 振動モード

(1) 推定方法

応答量の大きいたわみ振動に着目し、応答に支配的であった主桁逆対称モードのガスト応答について検討した。

ここでは、最大瞬間風速20m/secでの初期の観測結果に基づいて次の簡易式を考え、70%及び 100%張出し時のたわみ振動を推定した。

$$\delta_L = \delta_{52} (D_L / D_{52}) (S_u(f_L) / S_u(f_{52})) (U/20)^2 R_v \quad (1)$$

ここに、

δ_L : 張出し長Lにおける最大瞬間風速Uでの主桁先端の推定最大応答値

δ_{52} : 張出し長52mにおける最大瞬間風速20m/secでの主桁先端の最大応答値

D_L / D_{52} : 変形が主桁逆対称モードと一致する単位荷重下での張出し長Lと52mの主桁先端のたわみ比

$S_u(f_L) / S_u(f_{52})$: 張出し長L及び52mの変動風速のパワースペクトル(日野の式)の比

f_L, f_{52} : 張出し長L及び52mの主桁逆対称モードの固有振動数

U : 最大瞬間風速 (m/sec)

R_v : 低減率

ここで、 R_v は風速の空間変動性、空力アドミッタンス及び構造減衰による応答の低減などを考慮した補正係数で、70%張出し前までの観測結果から図-16のように推定した。なお、主桁先端の応答値は、計測点位置の実測値とたわみ形状から求めた。

(2) 推定結果

上記の方法により、70%及び 100%張出し時における最大瞬間風速20m/secでの主桁先端のたわみは、それぞれ片振幅で最大25mm及び80mm程度と推定された。

また、その後の70%張出し時における観測結果(最大瞬間風速20m/secで最大約21mm)より、推定値はほぼ妥当であることがわかった。以上の結果を基に、

100%張出し時の主桁、主塔及び斜材の応力を計算すると、最大瞬間風速約60m/secまでは許容値以下で、安全であると判断した。

推定値をその後の観測値と対比すると、図-17の“推定値”に示したように良く対応しており、妥当な結果が得られた。

5. 耐風対策

4. で示した推定により、張出し施工中は、応力上

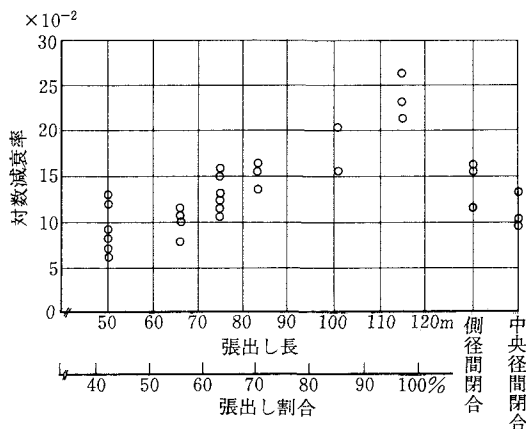


図-15 鉛直たわみ振動(主桁逆対象モード)の

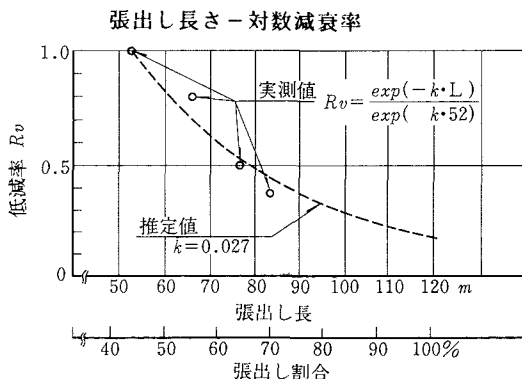


図-16 張出し長-低減率 R_v

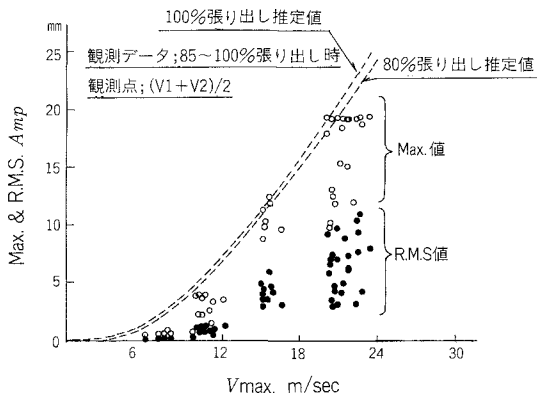


図-17 測定位置での実測値と推定値の比較

特に問題はなく、対策の必要性は認められなかった。

しかし、主桁の側径間閉合及び中央径間閉合においては、吊支保工で施工するため、主桁がガスト応答によって振動すると型枠支保工及び閉合部コンクリートに重大な障害を生じるので、耐風対策が必要と考えられた。

対策にあたっては以下の事項を基本とした。

- ① 側径間閉合時は、 P_7 系で冬期、 P_8 系で春期となるが、どちらの時期も強い季節風が想定されるため、それまでの観測結果を基に設定最大風速を20m/secとする。
- ② 型枠・支保工の強度及び品質面からガスト応答に伴う主桁先端のたわみ振動変位を $\pm 5\text{mm}$ 以下とする。
- ③ 温度日変化によって生ずる相対変位も $\pm 5\text{mm}$ 以下とする。

以上の事及び、②を満足するガスト応答に対する空力的対処は難しい事から、振動変位及び温度日変化に相当する相対変位に見合う等価荷重で主桁を固定する方策をとるものとした。

5.1 側径間閉合時対策

主桁の固定のための等価荷重は次に示す仮定の下に求めた。図-18に等価荷重算定の概念図を示す。

- 1) 固定前の振動モードは逆対称モードとする。
- 2) 上記モードによるたわみ形状と固定位置での集中荷重 P_e のたわみ形状とはほぼ相似であるとする。
- 3) 固定後の風荷重分布は固定前の風荷重分布と変わらないものとする。

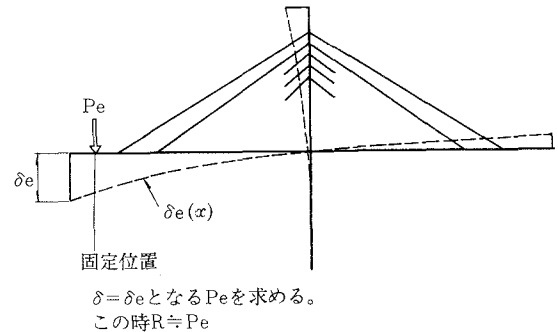
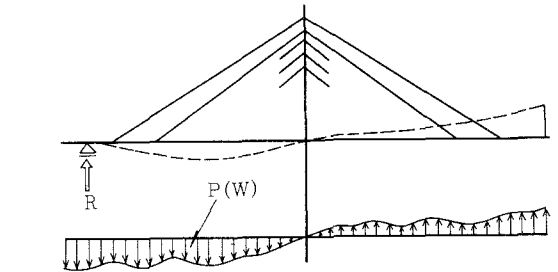
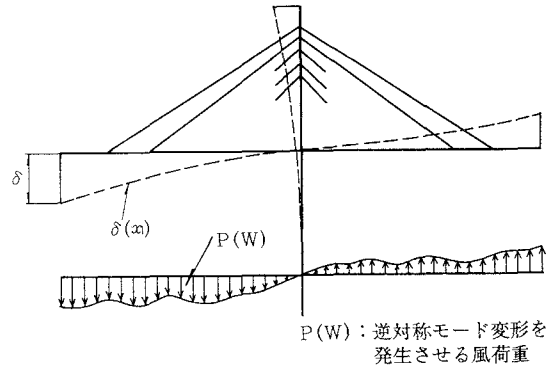


図-18 等価荷重算定の概念図

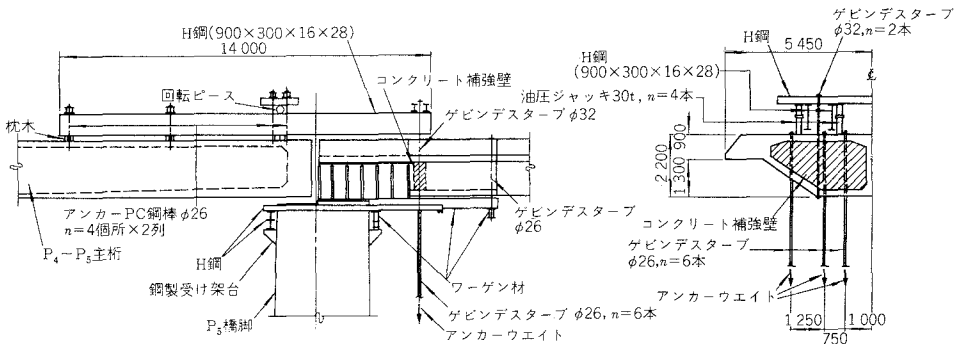


図-19 P6系側径間の吊り支保工

3) については、固定する事により構造系の振動数が高くなることから、変動風速のパワースペクトルからは安全側の仮定と言える。

P₆ 系においては地上約30mの高所となるため、固定用反力は主桁上に固定したH鋼と地上にアンカーしたP C鋼棒によって取らせた。この構造図を図-19に示す。このため、固定後も変動たわみが生ずるため、これについては以下の方法で算定した。

$$\Delta \delta = \frac{P_e}{K}$$

$$K = K_H + K_G$$

ここで、P_e : 等価荷重

K_H : 主桁上のH鋼によるバネ定数

K_G : P C鋼棒のバネ定数

以上の算定結果を表-4に示す。

風振動に対しては、計算上±3mmに抑制することができると考えた。

5.2 中央径間閉合時対策

中央径間閉合直前における主桁端部のガスト応答

δwは、張出し時と同様に（1）式を用いて下記のよう
に推定した。

すなわち、δwは、100%張出し時の主桁のガスト応答値をもとに、側径間閉合系と100%張出し時の変動風速のパワースペクトル比、主桁先端たわみ比及び100%張出し時の低減係数R_vを用いて算定した。

$$\delta w = \pm 9 \text{ mm} \quad (V = 20 \text{ m/sec 時})$$

しかし、P₆系とP₇系が同位相で振動するとは考えられないため、相対振動変位として上記のδwの2倍を考慮し、さらに、側径間閉合系でのデータが得られていないことから安全係数を2として、結局、設定変動たわみとしては、

$$\delta w = \pm 36 \text{ mm}$$

とした。

表-4 等価荷重及び対策後変動たわみ
(P₆系側径間閉合時)

	設定たわみ変動 (mm)		等価荷重 (t)		対策後たわみ変動 (mm)	
	min	max	min	max	min	max
ガ ス ト 応 答	-79	+79	-16	+16	- 2.9	+ 2.9
温 度 日 変 化	-21	+81	- 4	+17	- 0.8	+ 3.0

表-5 等価荷重及び対策後変動たわみ
(中央径間閉合時)

	設定たわみ変動 (mm)		等価荷重 (t)		対策後たわみ変動 (mm)	
	min	max	min	max	min	max
ガ ス ト 応 答	-35	+35	-10	+10	- 1.5	+ 1.5
温 度 日 変 化	-18	+18	- 5	+ 5	- 0.7	+ 0.7

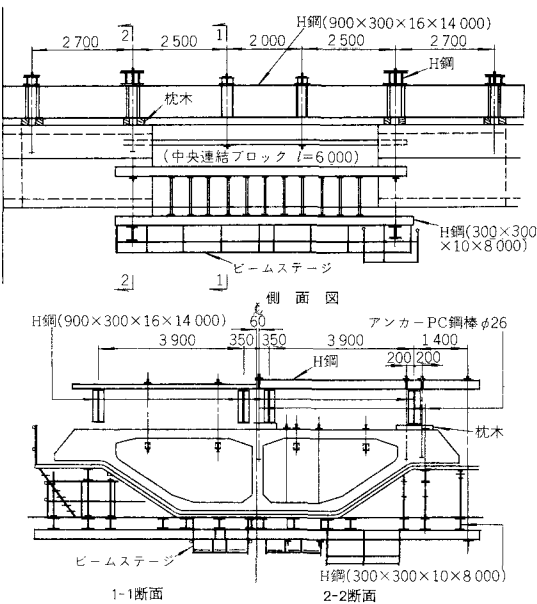


図-20 中央連結部の吊り支保工

これを基に、側径間閉合の場合と同様な方法により等価荷重、変動たわみ量を求めた。計算結果を表-5に、中央連結部吊り支保工の構造を図-20に示す。

6. おわりに

本報告をまとめると以下の通りである。

- 1) P C斜張橋の張出し施工に際し、約40%~100 % (張出し長約50m~120 m) に渡り風向・風速及び主桁の振動変位を測定した。
- 2) 測定結果によれば、振動はガスト応答によるもので、たわみ振動が最も大きかった。また、低風速励振の発現は認められなかった。
- 3) 振動モードとしては、主桁逆対称モードが支配的であった。また、このモードに対する構造減衰としては、 $\delta = 0.06 \sim 0.25$ が得られた。
- 4) ガスト応答に対する実測に基づく推定式を作成し、これを用いて各張出し段階の応答量を予測して安全性を確認しながら施工を進めた。
- 5) 側径間閉合及び中央径間閉合にあたっては、主桁のガスト応答に対して制振対策を立案し施工した。

工事は、昭和61年末より上部工工事に入ったが、当地のような強風地帯でのP C斜張橋の張出し架設にあたり、主桁の風応答測定・解析及びこれらの結果に基づいた対策を実施した結果、昭和63年5月に無事中央径間閉合を完了することができた。

本測定にあたり、御指導いただいた加部島架橋技術検討委員会委員の方々を始めとして、関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 岡内、伊藤、宮田：耐風構造，丸善
- 2) 片渕：加部島大橋（P C斜張橋）計画概要，橋梁，1984. 2
- 3) 片渕弘晃・久我尚弘・曾川文次・中上昌二郎：呼子大橋（仮称）の設計と施工計画，プレストレストコンクリート，Vol.29, No.1, 1987年
- 4) 久我尚弘：呼子大橋（P C斜張橋）の設計と施工，土木施工，28巻13号，1987年
- 5) 久我尚弘・藤岡秀信・日紫喜剛啓・中山等：呼子大橋上部工の施工（上），（下），橋梁と基礎，1988年9月，10月
- 6) 昭和59年度 加部島架橋技術検討委員会報告書，昭59. 11
- 7) 佐賀県唐津農林事務所ほか：全体模型風洞実験報告書，昭58. 12
- 8) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説，昭51. 3
- 9) 小坪，鳥野：常時微動測定による構造物の振動性状解析，土木学会論文報告集，1974. 2
- 10) 小林：米国の斜張橋の風洞実験，日本風工学研究会誌，昭57. 4
- 11) 横山：斜張橋の耐風設計，橋梁と基礎，1985. 8
- 12) 横山，佐藤ほか：斜張橋の鉛直たわみガスト応答に関する現地観測および風洞実験，風工学シンポジウム，1986
- 13) Kubo, Y., Yoshimura, T., Watanabe, A. : Aenodynamic Characteristics of The Yobuko Bridge-Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge with Streamlined Pecks-International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, November, 1987.

14) 久我, 竹田, 徳山, 日紫喜: 呼子大橋 (P C 斜張橋) の施工時耐風性観測, プレストレストコンクリート, Vol . 30, No. 4, 1988年

15) Takeda, T., Yasunaga, M., Tokuyama, S. and Hishiki, Y.: Construction Control and Aerodynamic Behavior Monitoring of Prestressed Concrete Cable- Stayed Bridge Yobuko-Ohashi Bridge, Seminar 88 Cable-Stayed Bridges, Bangalore, India.

(1989年10月12日受付)