

土木研究所資料

札幌大橋耐風性調査報告書

昭和 61 年 1 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © 1986 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、
土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

札幌大橋耐風性調査報告書

構造研究室 室長 横山 功一
研究員 中神 陽一
神嵯 一夫

要 旨

一般国道 337号札幌大橋について、2次元部分模型および3次元全橋模型を用いた風洞実験を実施し、本橋の有する基本的な対風応答特性を把握し、さらに架設地点の風の特徴を考慮して、本橋の耐風性の評価を行った。その結果、一様流中では渦励振、ギャロッピングが発現するが、構造減衰および乱流の影響を考慮した3次元全体模型実験より本橋においては、風の乱れに起因する不規則振動であるバフエティングの発現が予想され、その振幅は許容される振幅以下であり安全性を損うものではないという結論を得た。

キーワード 箱桁橋, 乱流, 3次元風洞実験, 許容振幅, 札幌大橋, 耐風性調査

ま え が き

札幌大橋は、一般国道337号道央新道が一級河川石狩川と交差する位置に北海道開発局札幌開発建設部札幌新道建設事務所が架設する橋梁である。本橋は3径間連続鋼床版2箱桁橋(90m+150m+90m)と3径間連続鋼床版2主鈑桁橋(3@72m)3橋の計4橋から構成されている。

一般に本橋で採用しているような箱桁、鈑桁といった橋種は剛性が大きいことから従来は耐風性について検討されることは少なかった。しかし、最近では適用スパンが長大化傾向にありスパン長は中規模の斜張橋と肩を並べるようになっており、一概に箱桁橋が十分な耐風性を保持しているとは言えなくなっている。本橋の下流部に建設された斜張橋の石狩河口橋では風による渦励振とみられる振動が現れたことから本橋の架設地点付近の風の特徴は、乱れが少なく構造物に振動を励起し易いものであると考えられる。札幌大橋での最大支間長は3径間連続鋼床版2箱桁橋部の150mであり、石狩河口橋の最大支間長の160mとほぼ等しいと言える。

このような事情から本橋の耐風性について検討を行うことが望ましいと考えられた。本調査では、2次元部分模型および3次元全体模型を用いた風洞実験を実施し、本橋の有する基本的な対風応答特性を把握し、さらに架設地点の風の特徴を考慮した耐風性の評価を行った。

ここに、その成果をとりまとめて報告する。

昭和61年1月

室 長	横山 功一
研究員	中神 陽一
	神畠 一夫

目 次

1. 概 要	1
1.1 札幌大橋の概要と調査の目的	1
1.2 調査の概要	1
2. 耐風性調査にあたっての基本条件の検討	6
2.1 札幌大橋で考慮すべき振動現象	6
2.2 設計風速の決定	6
2.3 架橋地点の風観測データの解析	8
2.4 架橋地点における自然風の特徴	11
3. 風洞実験による耐風性の検討	12
3.1 2次元部分模型実験	12
3.1.1 実験方法	12
3.1.2 実験条件	12
3.1.3 実験ケース	12
3.1.4 実験結果	12
3.2 3次元全橋模型実験	28
3.2.1 実験方法	28
3.2.2 実験条件	28
3.2.3 3次元全橋模型の設計	35
3.2.4 実験を行った乱流の気流特性	35
3.2.5 実験ケース	45
3.2.6 実験結果	45
3.3 考 察	48
3.3.1 桁断面の耐風性の基本的な特性	48
3.3.2 乱流の影響	52
3.3.3 構造減衰の影響	52
3.3.4 制振対策の検討	55
3.3.5 耐風性に関する評価	55
4. ま と め	59
謝 辞	60
参考文献	60
付録 許容振幅の算定法	61
付属資料	65

1. 概 要

1.1 札幌大橋の概要と調査の目的

札幌大橋は、一般国道337号線道央新道の石狩川横断部に建設されている橋梁である。本橋は、3径間連続鋼床版2箱桁橋(90.0m+150.0m+90.0m)と3径間連続鋼床版2主鈑桁橋(3@72.3m)3橋の計4橋から構成されている。

一般に、このような箱桁や鈑桁を用いた桁橋は、剛性が十分に大きく強風に対して高い安全性を有しているものと考えられている。しかし、桁橋においてもスパン長が100mを超えるようになると、剛性が低下し、斜張橋と同程度の耐風性しか保持していないと考えられる。本橋の場合、3径間連続鋼床版箱桁橋部は主径間に150mの長スパンを有するため、耐風性についての検討が必要であると判断された。本調査は、このような事情から札幌大橋3径間連続鋼床版箱桁橋部の耐風性を検証することを目的としている。札幌大橋の架橋位置を図-1.1に、調査の対象となった3径間連続鋼床版箱桁橋部の一般図を図-1.2に、断面図を図-1.3にそれぞれ示す。

1.2 調査の概要

本調査では、札幌大橋の設計案断面について2次元風洞実験および3次元風洞実験を行い、架橋地点の自然風と相似した乱流中での応答を把握するなど、札幌大橋の耐風性について多角的な検討を行った。調査の内容は以下のとおりである。

- (1) 架橋地点近くの風観測データより札幌大橋の設計基本風速を定義した。
- (2) 架橋地点の自然風の特性を現地観測データを基に解析した。
- (3) 一様流中の風洞実験により、断面の非対称性、橋軸方向の断面変化等を考慮した設計案断面の基本的な応答特性を求めた。
- (4) 1箱桁橋案と2箱桁橋案の耐風性について比較した。
- (5) 一様流中の実験において発現した渦励振、ギャロッピングに対する制振対策について検討した。
- (6) 構造減衰が耐風性に与える影響について調査した。
- (7) 風洞床面に敷設したブロックおよび風洞上流端に設置したスパイアーによって架橋地点の風と相似した乱流を発生させ、この乱流中での実験から札幌大橋の自然風中における実際の挙動について調査した。
- (8) 初通過破壊と疲労破壊に対する許容振幅を算定し、札幌大橋の耐風性を評価した。

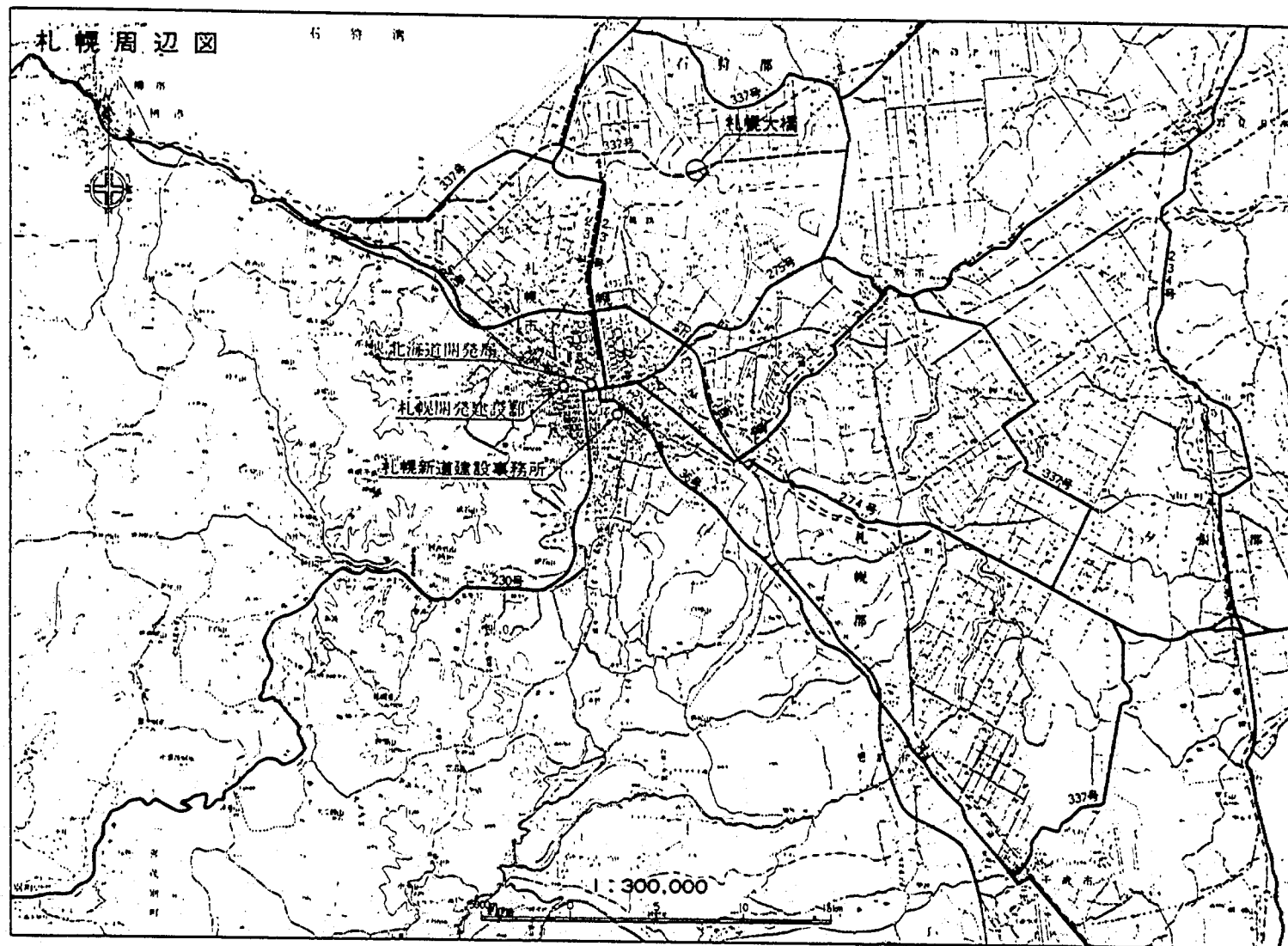


図-1.1 札幌大橋架橋位置

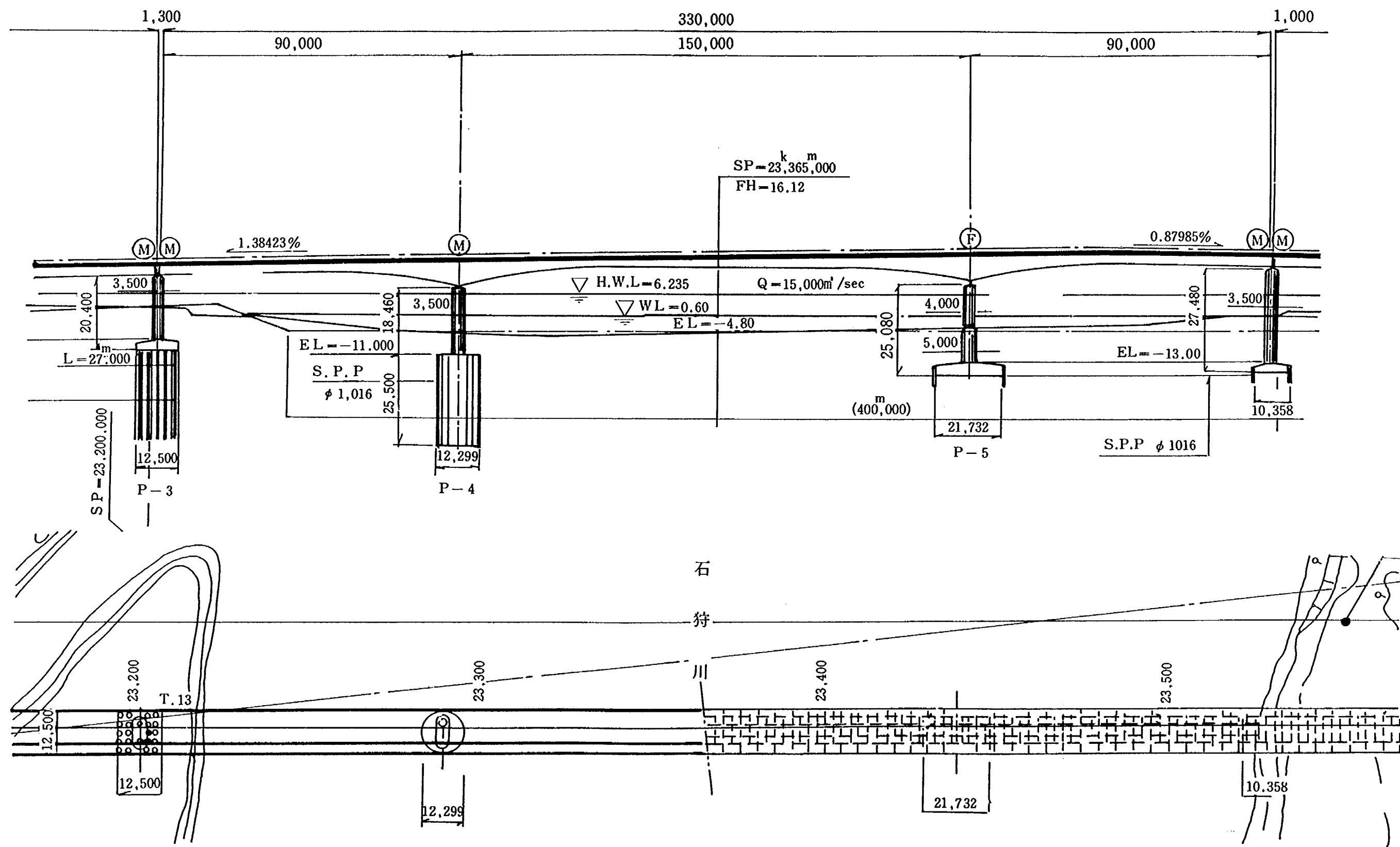


図-1.2 札幌大橋一般図

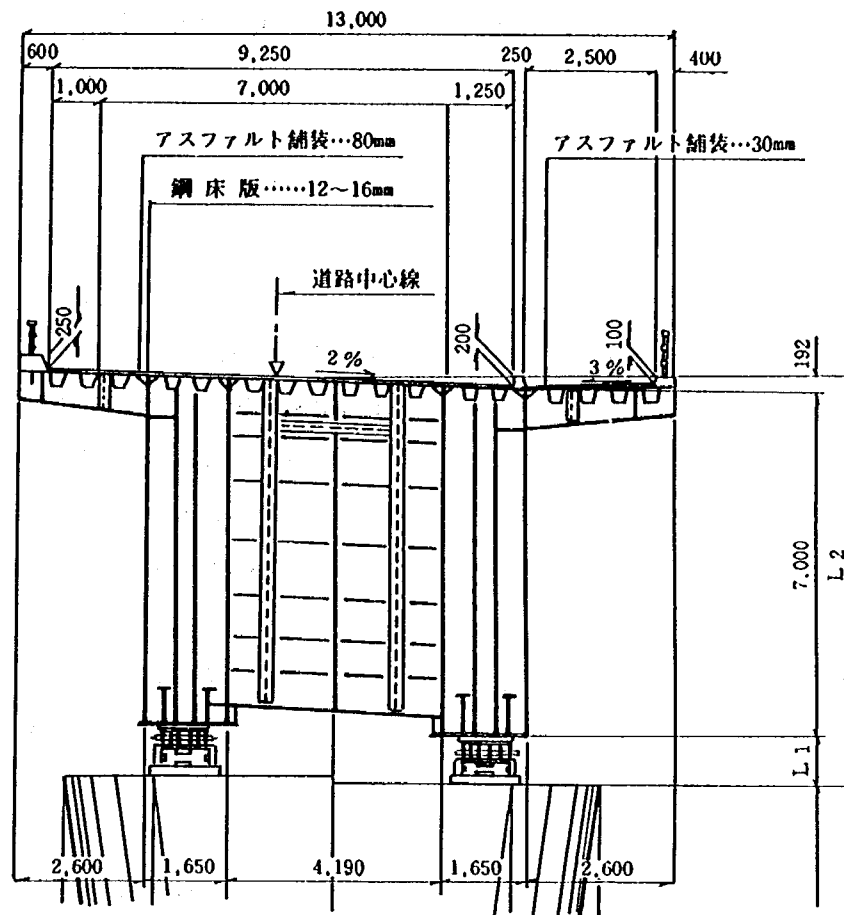


図-1.3.1 断面図 (橋脚上)

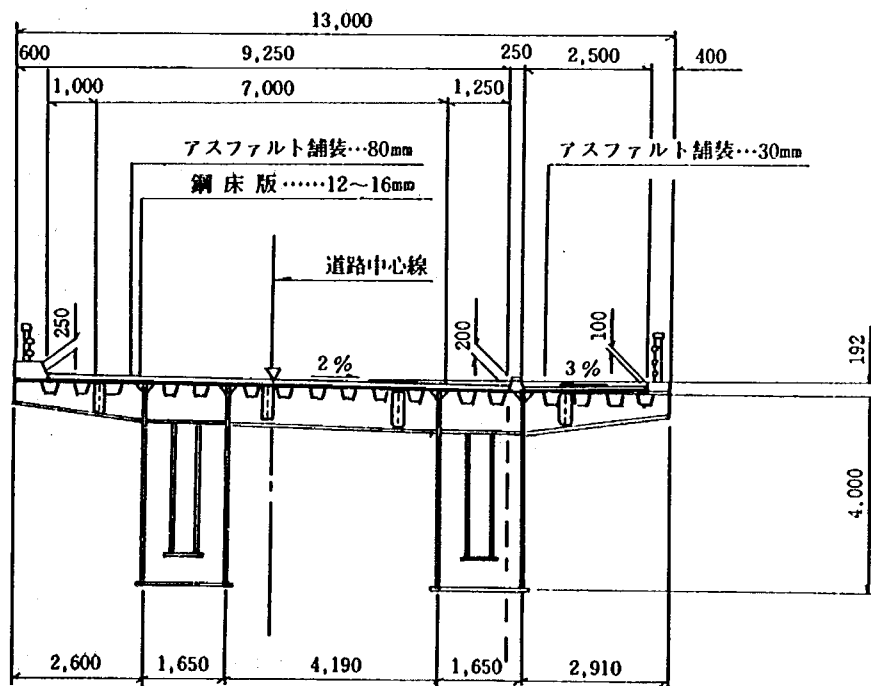


図-1.3.2 断面図 (中央径間中央)

2. 耐風性調査にあたっての基本条件の検討

2.1 札幌大橋で考慮すべき振動現象

風によって橋梁に励起される振動現象には比較的低風速の限られた風速領域で発現し、振幅がある程度以上には発達しない限定振動と比較的高風速領域で発現し、振幅が発散的に増大するため橋梁が崩壊するに至る自励振動がある。限定的な振動としては、渦励振*・バフエティング**, 発散的な振動である自励振動***としては、ねじれフラッター・ギャロッピング・連成フラッターがある。

本橋のような箱桁橋においては、以上述べたような振動現象すべてについて問題となるわけではない。箱桁橋は一般にねじれ剛性が高いため、鉛直たわみモードの固有振動数に比べねじれモードの固有振動数がかなり高くなる。本橋の場合も、数値解析結果によると鉛直たわみ1次モードの固有振動数が約0.62Hzであるのに対し、ねじれ1次モードの固有振動数は約2.1Hzと約3.5倍程度になっている。振動の発現する風速は、振動現象が限定的な場合、発散的な場合を問わず振動数に比例するため、ねじれモードの振動現象が現れる風速は、従来の風洞実験結果を参考にするとかなり高いとすることができる。以上のことから本橋の場合は、検討を要する風による振動現象として鉛直たわみ方向のもののみを考慮すればよいと考えられる。具体的な現象としては鉛直たわみ方向の渦励振とギャロッピング、それにバフエティングである。

*渦励振 構造物が運動する流体中にあるとき、構造物後縁から2列の渦列（カルマン渦）が放出されるが、この渦の発生周波数は流体の速度に比例するため、ある速度域において構造物の固有振動数と一致するようになる。このため渦による周期的な作用力と共鳴し構造物はその固有振動数で規則正しい振動を始める。この現象のことを言う。高層の煙突や充腹断面を有する長大スパンの橋梁において問題となる現象である。

**バフエ 構造物が風による作用力を受ける場合、その作用力は気流の乱れによって変動し構造物に不規則な振動をもたらす。このような振動現象を言う。自然の風の乱れによる場合と風上側の物体によって引き起こされた乱れによる場合とがある。

***自励振動 風による構造物の振動で、強制的な外力による振動現象とは異なり、構造物の運動自体によって作用力が供給されて生じる現象のことを言う。一旦振動が生じると、その振動自体が更に振幅の大きな振動状態を促すため、振幅は急激に増大する。破壊的な現象であり、発生が構造物の崩壊に直結する。

2.2 設計風速の決定

本調査では、本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）に準拠することとして検討を進めた。したがって、設計風速 V_0 は、架橋地点における設計基本風速 V_{10} に橋桁の地上からの高度と風の空間的・時間的変動を考慮した適切な補正を施したものである。本調査では再現期間を100年として考えて設計基本風速を求めた。設計基本風速は高度10mにおける10分間平均風速で表される。札幌大橋の架橋地点は、最も近

い気象管署である札幌管区気象台から10km程度離れているが、札幌管区気象台が札幌市の市街地にあるのに比べ、架橋地点は周囲にほとんど遮蔽物のない平地であることから風環境は著しく異なるものと推定される。したがって札幌管区気象台で得られたデータから算定した風速の100年再現期待値をそのまま札幌大橋の耐風設計に用いるのは適切であるとは言い難い。そこで架橋地点の設計基本風速を次のような手法によって算定することとした。

(1) 架橋地点と札幌管区気象台の風速の相関関係から算定する方法

架橋地点から比較的近くに位置し、周囲の環境も似かよっている石狩気象観測所のデータが架橋地点の風特性を代表するものとし、札幌管区気象台と石狩気象観測所で測定された風速の相関を求め、札幌管区気象台での100年再現期待値から石狩気象観測所すなわち架橋地点での100年再現期待値を推定しようというものである。この手法によると札幌大橋での風速100年再現期待値は36.3m/sであると報告されている²⁾。

(2) 地形因子を用いて算定する方法

様々な地形の要因が風特性に与える影響について統計的手法によって計量化し、任意の地点における風速の再現期待値を算定する手法である。今回は、建設省土木研究所・日本気象協会が実施した解析調査³⁾の結果に基づき以下の式によって風速の100年再現期待値を求めることとした。

$$V_{100} = 37.0 + 0.00919 X_{12} + 10.7 X_2 + 0.0145 X_1 - 1.37 X_8 - 0.00883 X_{13} + \Delta V_{10} \quad (1-1)$$

ここに V_{100} ; 風速の100年再現期待値 (設計基本風速)

X_{12} ; 半径40kmの領域で対象地点よりも200m以上高い地点の存在しない開いた方向の
角度の総和

X_2 ; 半径3kmの領域で海の面積が占める割合 (0から10までの数字で表す)

X_1 ; 対象とする地点の標高に10mを加えたもの

X_8 ; 半径40kmの領域で陸の面積が占める割合 (0から10までの数字で表す)

X_{13} ; 半径5kmの領域における最高地点の標高と対象地点との標高の差

ΔV_{100} ; 地域特性を考慮した補正值

札幌大橋の架橋地点について各々の地形因子の値を求めると次のようになる。

$$X_{12} = 140^\circ$$

$$X_2 = 0$$

$$X_1 = 10\text{ m}$$

$$X_8 = 2.4$$

$$X_{13} = 10\text{ m}$$

$$\Delta V_{100} = +2\text{ m/s}$$

これらを式(1-1)に代入すると $V_{10}=37.1\text{m/s}$ となる。

以上手法(1), (2)によって算定された風速の100年再現期待値はそれぞれ 36.3m/s と 37.1m/s となり、両手法による風速の100年再現期待値はほぼ一致する。そこで、本橋の設計基本風速として 37m/s を採用することとした。

前述したように、本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)では設計基本風速に高度および時間的・空間的変動の補正として、それぞれ ν_1 , ν_2 (あるいは ν_3) をかけあわせて設計風速を算出するが、架橋地点の風と相似した乱流中では、空間的・時間的変動は考慮されるものと考えてよい。したがって今回の調査では、高度補正のみを行い設計風速を決定することとした。したがって設計風速 V_0 は以下のよう

$$V_0 = \nu_1 V_{10}$$

ここに、 ν_1 ; 高度の補正係数

札幌大橋の橋脚の高度はおよそ 10m であり、設計基本風速の算定の基準となった高度にほぼ等しくなるので ν_1 は 1.0 としてよい。したがって設計風速 V_0 は 37m/s となる。

2.3 架橋地点の風観測データの解析

昭和59年7月～60年9月に札幌新道建設事務所によって現地の風観測が実施された。観測システムは風速 10m/s 以上で作動するようセットされている。風速 10m/s 以上のデータで記録時間が10分以上であるものについて、平均・最大・最小風速、風速の標準偏差、乱れ強さを求め、さらに自己相関係数から乱れのスケールを算定した。また20分間ほど連続して記録したデータから風速のパワースペクトルを求めた。以下に詳細を示す。

(1) 平均・最大・最小風速、風速の標準偏差

7組のデータについて解析し、表-1.1に示す。

(2) 乱れ強さ

乱れ強さは次式で表される。(1)の各データについて乱れ強さを求め表-1.1に示す。

$$I_h = \sigma_h / U \quad (3-a)$$

$$I_v = \sigma_v / U \quad (3-b)$$

ここに、 I_h , I_v ; それぞれ水平および鉛直方向の乱れ強さ

σ_h , σ_v ; それぞれ水平および鉛直方向の変動風速の標準偏差

U ; 平均風速

表-1.1 架設地点の風観測データ I

項 目 \ データNo.	1	2	3	4	5	6	7	平均
平 均 風 速 U_{mean} (m/s)	14.5	16.0	14.2	15.7	17.0	17.7	18.8	16.3
最 大 風 速 U_{max} (m/s)	19.5	20.5	18.8	23.2	23.7	24.9	24.8	22.2
最 小 風 速 U_{min} (m/s)	10.2	10.5	10.1	10.2	11.7	12.5	13.2	11.2
風速の水平方向標準偏差 σ_{h} (m/s)	1.48	1.56	1.36	1.87	2.03	1.93	2.13	1.77
風速の鉛直方向標準偏差 σ_{v} (m/s)	0.67	0.66	0.60	0.69	0.77	0.82	0.80	0.72
水 平 方 向 乱 れ 強 さ I_{h} (%)	10.2	9.8	9.6	11.9	11.9	10.9	11.3	10.8
鉛 直 方 向 乱 れ 強 さ I_{v} (%)	4.6	4.1	4.2	4.4	4.5	4.6	4.2	4.4

(3) 乱れのスケール

乱れのスケールおよび自己相関係数は次式によって表される。

$$\tilde{R}(\tau) = \overline{u(t+\tau)u(t)} / \overline{u^2} \quad (4)$$

$$L^* = U$$

$\tilde{R}(\tau)$; 自己相関係数

L^* ; 水平方向の乱れのスケール

u ; 水平方向の変動風速

τ ; 時間差

測定データから自己相関係数を求め付図-1に示す。 τ の大きなところでは容易に $\tilde{R}(\tau)$ は0に収束しない傾向にあるので、一般に $\tilde{R}(\tau)$ が τ の指数関数で表されることから $\tilde{R}(\tau)$ を次式で表すものとする。すなわち

$$\tilde{R}(\tau) = \exp(-c\tau) \quad (c \text{ は定数}) \quad (6)$$

そこで τ の比較的小さな領域に着目し、式(6)の指数関数を実測値にすりつけ $\tilde{R}(\tau)$ を決定することとした。式(6)中の定数 c は、 $\tilde{R}(\tau)=0.6$ となる時間差 τ_0 を用いて次式で表される。

$$L^* = 2\tau_0 U \quad (7)$$

τ_0 と式(7)によって算定された乱れのスケール L^* を表-1.2に示す。

表-1.2 架設地点の風観測データⅡ

データNo.	1	2	3	4	5	6	7	平均
項 目								
$\tilde{R}(\tau)=0.6$ となる $\tau=\tau_0$ τ_0 (s)	3.1	2.5	2.8	—	4.5	3.3	5.0	3.5
水平方向乱れのスケール L^* (m)	88	78	78	—	150	113	184	115

(4) 風速のパワースペクトル

記録時間が20分程度のデータから水平方向の風速のパワースペクトルを求めた。データ個数は、計4個である。図-2に求められたパワースペクトルと、他の実測データESDU⁵⁾によるパワースペクトルを示す。

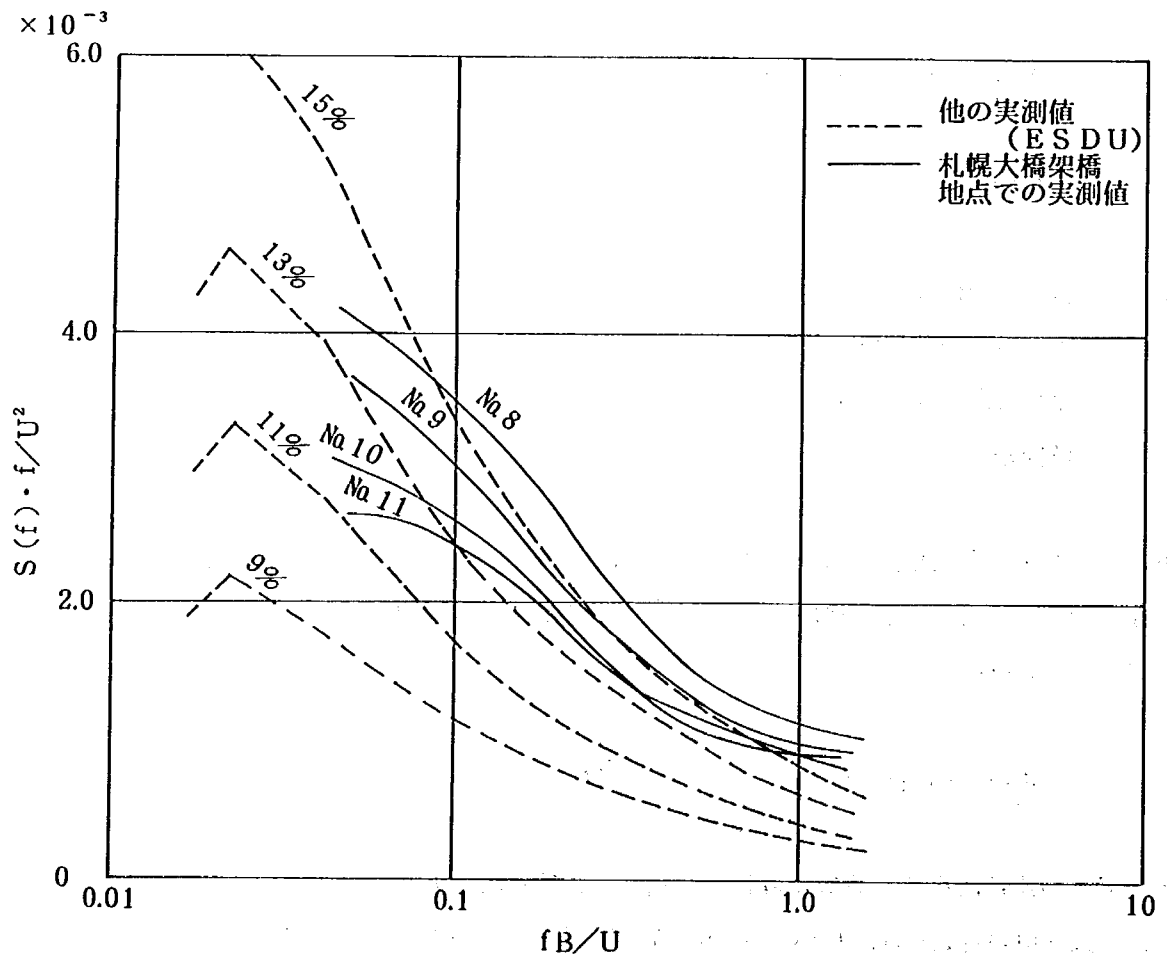


図-2 札幌大橋架橋地点と他の実測データのパワースペクトルの比較

2.4 架橋地点における自然風の特徴

表-1.1によると、架橋地点における乱れ強さは水平方向で10~12%、鉛直方向で4~5%である。ESDU⁵⁾によると、高度およそ10m付近における乱れ強さと地表条件との関係は表-1.3のようになる。表-1.3から考えると、本橋の架橋地点で吹く風は、滑らかで障害物のほとんどない地表を吹く風に近い特性を持つものと思われる。

このような滑らかな地表条件での乱れのスケールをESDUによって推定すると水平方向で88mとなる。表-1.2によると架橋地点の乱れのスケールは、水平方向で80m~180mにバラついており、その平均値は115mである。乱れのスケールは、地表が滑らかになるほど大きくなる傾向にあるので、乱れ強さの特性も考えあわせると架橋地点の地表はかなり滑らかなものであると考えられる。

風速のパワースペクトルについては、図-2によると解析したデータによって多少のズレが認められるが、形状はほぼ一定であると言える。ESDUのパワースペクトルとも形状ではよく合っている。ただし、図-2から架橋地点の乱れ強さを推定すると水平方向で13~15%となり、表-1.1で算定された値よりも、やや大きな値が得られる。この原因については解析したデータ長の影響等が考えられるため、解析するデータ長を更に長くすることが望ましいと言える。

表-1.3 乱れ強さと地表条件の関係

水平方向乱れ強さ (%)	鉛直方向乱れ強さ (%)	地 表 条 件
10	4	静かな開けた海上
13	5.5	滑らかな雪面上
17	7	冬季で少数の樹木
20	8.5	夏季で少数の樹木
23	11	森林や少数の建物

3. 風洞実験による耐風性の検討

3.1 2次元部分模型実験

3.1.1 実験方法

実験は建設省土木研究所耐風工学実験施設内の非定常空気力風洞を用いて実施した。非定常空気力風洞の主要諸元を表－2に示す。模型は縮尺1/45の2次元剛体模型を用い、6本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速、迎角を変化させて設定し、各ケース毎に模型の挙動を観測した。使用した気流は乱れのほとんどない一様気流であり、風速の測定はピトー管およびマノメータを用いて行った。模型の挙動は2台の光学式変位計により測定し、2つの変位を加算あるいは減算することによりそれぞれ鉛直たわみ変位あるいはねじれ変位を求め、データレコーダおよびペンレコーダに記録した。今回実施した実験の概要を図－3に、実験に使用した模型を図－4にそれぞれ示す。

3.1.2 実験条件

相似条件として幾何学的形状を相似させることの他に、今回の実験が鉛直たわみモードのみに着目していることから、次の3つの無次元量を実橋と模型とで一致させた。

$$M/\rho B^2, \quad V/NB, \quad \delta$$

ここに、M；単位長さあたりの質量

V；風速

ρ ；空気密度

N；鉛直たわみ固有振動数

B；構造物の代表長さ

δ ；無風時における鉛直たわみ対数減衰率

これらの相似条件より導かれた実験条件を表－3に示す。質量に関する相似条件を満足させるためには模型を支持した状態で全体の振動系としてのバネ定数を動的な試験により求め、所要の質量およびこのバネ定数より所要の固有振動数を計算し、おもりを調整してその固有振動数に一致させるという方法を用いた。減衰率に関する相似条件を満足させるためには電磁ダンパーを用い、その抵抗値を変化させ所要の減衰率に設定した。

3.1.3 実験ケース

実験は風向、箱桁形状、制振対策、構造減衰、迎角等を変化させて行った。実験ケースを実験結果とあわせて表－4に示す。

3.1.4 実験結果

風洞実験より得られた各ケースの自励振動特性および渦励振特性を表－4にまとめた。また、参考として発振風速と迎角の関係を付図－2に、風速と振幅の関係を付図－3にまとめた。

1) 設計案の耐風性

札幌新道建設事務所より提示された設計案の中央径間1/2点断面（模型番号1）について車道側を風

上とした断面の耐風性を調査したところ、表-4から判るように、実橋風速約13~21m/sで実験をおこなった全迎角(-5°~+5°)において最大振幅50cm程度の鉛直たわみモードの渦励振が、実橋風速40m/s前後で迎角-5°を除いた全迎角でギャロッピングが発現するものと予想された。

次に、風向、箱桁形状、構造減衰を変化させ、その影響を調べた。その結果をまとめると次のとおりである。

(1) 風向の影響

自歩道側を風上にした場合(模型番号1, 風向; 山側)と車道側を風上にした場合(模型番号2, 風向; 海側)の実験結果を比較すると自歩道側を風上にした場合、ギャロッピングは、迎角-3°で発現しなくなり、迎角0°, +3°のギャロッピング発現風速はやや高くなる。また、鉛直たわみモードの渦励振の振幅はほぼ等しくなることがわかる。

(2) 箱桁断面形状の影響

模型番号1と模型番号3の実験結果より設計案を2箱桁から1箱桁にすると、ギャロッピング発現風速はやや低くなり、鉛直たわみモードの渦励振の振幅もやや小さくなるが、2箱桁と1箱桁ではほとんど差がないと判断できる。

(3) 桁高の影響

模型番号1と模型番号16を比較すると、桁高を4.2m(中央径間1/2点)から4.7m(中央径間1/6点)へと高くするとギャロッピング発現風速がやや低くなり、鉛直たわみモードの渦励振の振幅は小さくなることがわかる。

(4) 構造減衰の影響

模型番号1および16において構造減衰を変化させ、その影響を調べた。その結果、実験番号1~4および実験番号35~37より、ギャロッピングに関しては構造減衰を $\delta=0.10$ まで大きくしてもその発現風速はほとんど同じであり、構造減衰の影響は小さいと考えられる。一方、鉛直たわみモードの渦励振に関しては構造減衰の与える影響は大きく、構造減衰を $\delta=0.02$ から0.04にすると渦励振の振幅は2/3程度に小さくなり、 $\delta=0.07$ にすると渦励振は完全に抑制されることが判った。

2) 制振対策の効果

設計案断面の一樣流中での応答結果によると、実橋風速約13~21m/sで渦励振が、実橋風速40m/s前後でギャロッピングの発現が予想される。そこで、数種類の制振対策を施しその効果を検討した。その結果をまとめると次のとおりである。

(1) フラップの効果

模型番号1と模型番号4~7の実験結果によると、車道側の高欄に取りつけた長さ;0.7m, 角度;10°のフラップ(模型番号4), および長さ;0.5m, 角度;20°のフラップ(模型番号5)や、耳桁部分に取りつけた長さ;0.5m, 角度;30°のフラップ(模型番号6), および長さ;0.5m, 角度;45°のフラップ(模型番号7)いずれのフラップを取り付けても、ギャロッピングの発現風速は基本断面よりやや高くなる。また、鉛直たわみモードの渦励振は車道側高欄に長さ;0.7m, 角度;10°のフ

ラップ（模型番号4）を取り付けた場合には振幅0に抑制されるが他のフラップでは基本断面とほぼ同程度の振幅が発現することがわかる。

(2) ダブルフラップの効果

模型番号8, 9, 17の実験結果によると高欄に長さが上段;0.5m, 下段;0.7mのダブルフラップ（模型番号8）および上段;0.6m, 下段;1.0mのダブルフラップ（模型番号9）を取り付けた場合、ギャロッピングは迎角 $+3^\circ$, 実橋風速45m/s前後で発現するが、他の迎角では発現しなくなることが判った。さらに、鉛直たわみモードの渦励振も実験した迎角（ $-3^\circ \sim +3^\circ$ ）では完全に抑制されることが判った。

(3) プレートの効果

腹板にプレートの長さを取り付け位置を変えてプレートの効果を調べた実験（実験番号23~33および実験番号43~47）結果から、長さ1.0mのプレートを下フランジより1.0mの位置に取り付けることにより、ギャロッピング発現風速が著しく高くなることがわかる。しかしながら、鉛直たわみモードの渦励振に関しては基本断面に比べ迎角 $\pm 5^\circ$ では振幅が小さくなるものの、迎角 0° , $\pm 3^\circ$ では逆に大きくなることがわかる。また、基本断面の場合には、構造減衰の増加が渦励振の振幅を低減させる効果は大きかったが、腹板にプレートを取り付けた場合にはその効果が小さいことがわかる。このように、腹板にプレートを取り付ける対策はギャロッピングには著しい効果があるものの、渦励振の抑制には効果がないという結果が得られた。

(4) フラップとプレートの取り付けの効果

渦励振を抑制するために著しく効果のあった車道側高欄に長さ;0.7m, 角度; 10° のフラップを取り付ける対策とギャロッピングの発現風速を高めるのに効果のあった長さ;1.0mのプレートを下フランジより1.0mの位置に取り付ける対策を同時に施し、その効果を調べた（実験番号34, 48）。その結果、プレートがギャロッピングの発現を抑制する効果は変わらないものの、フラップの渦励振抑制効果は消失し、渦励振振幅は基本断面より大きくなることが判った。

表-2 非定常空気力風洞主要諸元

風 洞 形 式			単回路連流式
主 要 寸 法	測 定 断	幅 (mm)	1,000
		高 (mm)	2,000
		長 (mm)	3,000
	縮 流 断	入 口 (mm×mm)	3,000×5,000
		出 口 (mm×mm)	1,000×2,000
		縮 流 比	7.50
	風 路 全 長 (mm)		55,000
送 風 機	形 式	固定ピッチ動翼軸流式	
	動 翼 直 径 (mm)	1,500	
	有 効 全 圧 (mmA g)	40.0	
	風 量 (m ³ /s)	70.0	
	回 転 数 (r p m)	1,250.0	
気 流	容 量 (kW)	50.0	
	最 大 風 速 (m/s)	30.0	
	乱 れ 率 (%)	0.5%以下	
付 属 計 測 機 器 等			三分力天秤 フラッタ模型支持装置 非定常空気力測定装置 突風発生装置 脈動発生装置 データ処理装置

表-3.1 2次元部分模型実験条件 (その1)

	実 橋	所要値	実 験 値				
			実験番号 1, 5~11	実験番号 2	実験番号 3	実験番号 4	実験番号 12~14
縮 尺	—	1/45	1/45	1/45	1/45	1/45	1/45
重 量	8.635t/m	4.179kgf	4.170kgf	4.170kgf	4.170kgf	4.170kgf	4.351kgf
支 持 方 法	—	鉛 直 た わ み 1 自 由 度 支 持					
鉛直たわみ振動数	0.617Hz	—	3.34Hz	3.34Hz	3.34Hz	3.34Hz	3.27Hz
構造減衰 (対数減衰率)	—	0.02	0.02	0.04	0.07	0.10	0.02
風 速 倍 率 (実橋風速/風洞風速)	—	—	8.31	8.31	8.31	8.31	8.49

表-3.2 2次元部分模型実験条件 (その2)

	実 験 値							
	実験番号 15~18 23~25	実験番号 19, 26, 27 30~34, 38, 39	実験番号 20~22 35	実験番号 28, 36	実験番号 29, 37	実験番号 40~42	実験番号 43~47	実験番号 48
縮 尺	1/45	1/45	1/45	1/45	1/45	1/45	1/45	1/45
重 量	4.195kgf	4.221kgf	4.246kgf	4.221kgf	4.221kgf	4.324kgf	4.272kgf	4.298kgf
支 持 方 法	鉛 直 た わ み 1 自 由 度 支 持							
鉛直たわみ振動数	3.33Hz	3.32Hz	3.31Hz	3.32Hz	3.32Hz	3.28Hz	3.30Hz	3.29Hz
構造減衰 (対数減衰率)	0.02	0.02	0.02	0.04	0.07	0.02	0.02	0.02
風 速 倍 率 (実橋風速/風洞風速)	8.34	8.36	8.39	8.36	8.36	8.46	8.41	8.44

表-4.1 2次元部分模型実験の実験ケースおよび実験結果

実験 番号	模型 番号	橋 桁 形 状	風向	桁 高 (m)	横断勾配 の 有 無	構造 減衰	迎 角 (DEG)	実 験 結 果		
								自動振動特性 (ギャロッピング 発現風速(m/s))	渦励振特性 (発現風速(m/s), 最大振幅*)	
1	1	設計案 (中央径間1/2点, 車道 側風上)	車道側 風 上	4.2 (1/2点)	有	0.02	0	37.7	13.3~18.5 (0.016)	
2								38.2	14.5~17.1 (0.010)	
3								38.2	**	
4								39.3	**	
5							+ 3	35.5	14.1~19.4 (0.023)	
6								35.7	14.1~20.8 (0.041)	
7								45.8	13.4~18.3 (0.010)	
8								100以上	13.8~18.9 (0.013)	
9	2	設計案 (中央径間1/2点, 自歩 道側風上)	自歩道 側風上				0	54.1	16.3~23.3 (0.017)	
10							+ 3	40.0	16.2~28.4 (0.024)	
11							- 3	100以上	18.2~28.4 (0.017)	
12	3	1 箱桁	車道側 風 上				0	37.3	13.1~18.2 (0.015)	
13							+ 3	35.7	13.5~19.5 (0.021)	
14							- 3	44.0	13.0~18.1 (0.011)	
15	4	設計案+フラップ (風上側のみ取付, 長さ 0.7m, 角度10°)					0	47.6	**	
16	5	設計案+フラップ (風上側のみ取付, 長さ 0.5m, 角度20°)						41.6	16.0~19.0 (0.014)	
17	6	設計案+フラップ (長さ0.5m, 角度30°)						48.2	15.6~27.0 (0.017)	
18	7	設計案+フラップ (長さ0.5m, 角度45°)						45.3	15.8~19.5 (0.015)	
19	8	設計案+ダブルフラップ 上段長さ0.5m, 角度30° 下段長さ0.7m, 角度0°						100以上	**	
20	9	設計案+ダブルフラップ 上段長さ0.6m, 角度30° 下段長さ1.0m, 角度0°						100以上	**	
21								+ 3	47.4	**

表-4.2 2次元部分模型実験の実験ケースおよび実験結果

実験 番号	模型 番号	橋 桁 形 状	風向	桁 高 (m)	横断勾配 の 有 無	構造 減衰	迎 角 (DEG)	実 験 結 果	
								自動振動特性 (ギャロッピング 発現風速(m/s))	渦励振特性 (発現風速(m/s), 最大振幅*)
22	9	設計案+ダブルフラップ (上段長さ0.6m, 角度30°) (下段長さ1.0m, 角度0°)	車道側 風 上	4.2 (1/2点)	有	0.02	- 3	100以上	**
23	10	設計案+プレート (長さ0.3m, 取付位置 下フランジより0.125m)					0	37.5	—
24	11	設計案+プレート (長さ0.3m, 取付位置 下フランジより0.25m)						37.7	—
25	12	設計案+プレート (長さ0.3m, 取付位置 下フランジより0.5m)						41.6	—
26	13	設計案+プレート (長さ1.0m, 取付位置 下フランジより0.5m)						40.7	12.9~20.1 (0.023)
27	14	設計案+プレート (長さ1.0m, 取付位置 下フランジより1.0m)						100以上	13.3~18.8 (0.019)
28						0.04	—	12.9~18.9 (0.016)	
29						0.07	—	12.9~18.5 (0.010)	
30						0.02	+ 3	86.4	13.1~20.5 (0.027)
31							+ 5	100以上	14.7~21.1 (0.032)
32	- 3	100以上					12.8~19.6 (0.012)		
33						- 5	100以上	12.4~19.1 (0.007)	
34	15	設計案+プレート+フラ ップ (プレート:長さ 1.0m, 取付位置 下フ ランジより1.0m, フラ ップ:風上側のみ取付 長さ0.7m, 角度10°)				0	100以上	15.6~19.6 (0.021)	
35	16	設計案 (中央径間1/6点)		37.2			13.8~18.6 (0.012)		
36				0.04			—	13.2~16.4 (0.008)	
37				0.07			—	**	
38				0.02			+ 3	34.6	14.3~18.0 (0.014)
39							- 3	44.7	12.8~16.8 (0.011)
40	17	設計案+ダブルフラップ (上段長さ0.6m, 角度30°) (下段長さ1.0m, 角度0°)		0			100以上	**	

表-4.3 2次元部分模型実験の実験ケースおよび実験結果

実験 番号	模型 番号	橋 桁 形 状	風向	桁 高 (m)	横断勾配 の 有 無	構造 減衰	迎 角 (DEG)	実 験 結 果	
								自動振動特性 (ギャロッピング 発現風速(m/s))	渦励振特性 (発現風速(m/s), 最大振幅 ^{a)})
41	17	設計案+ダブルフラップ 上段長さ0.6m, 角度30° 下段長さ1.0m, 角度0°	車道側 風 上	4.7 (1/6点)	有	0.02	+ 3	44.3	**
42							- 3	100以上	**
43	18	設計案+プレート (長さ0.5m, 取付位置 下フランジより1.0m)					0	42	—
44	19	設計案+プレート (長さ0.75m, 取付位置 下フランジより1.0m)						50.4	—
45	20	設計案+プレート (長さ1.0m, 取付位置 下フランジより1.0m)						100以上	14.1~19.9 (0.021)
46							+ 3	100以上	14.2~20.6 (0.029)
47							- 3	100以上	13.4~20.1 (0.014)
48	21	設計案+プレート+フラ ップ (プレート; 長さ 1.0m, 取付位置 下フ ランジより1.0m, フラ ップ; 風上側のみ取付 長さ0.7m, 角度10°)					0	100以上	15.6~20.6 (0.025)

*最大振幅は橋桁幅員で除して無次元化した無次元振幅で示す。

**発現しなかったことを示す。

— 実験しなかったことを示す。

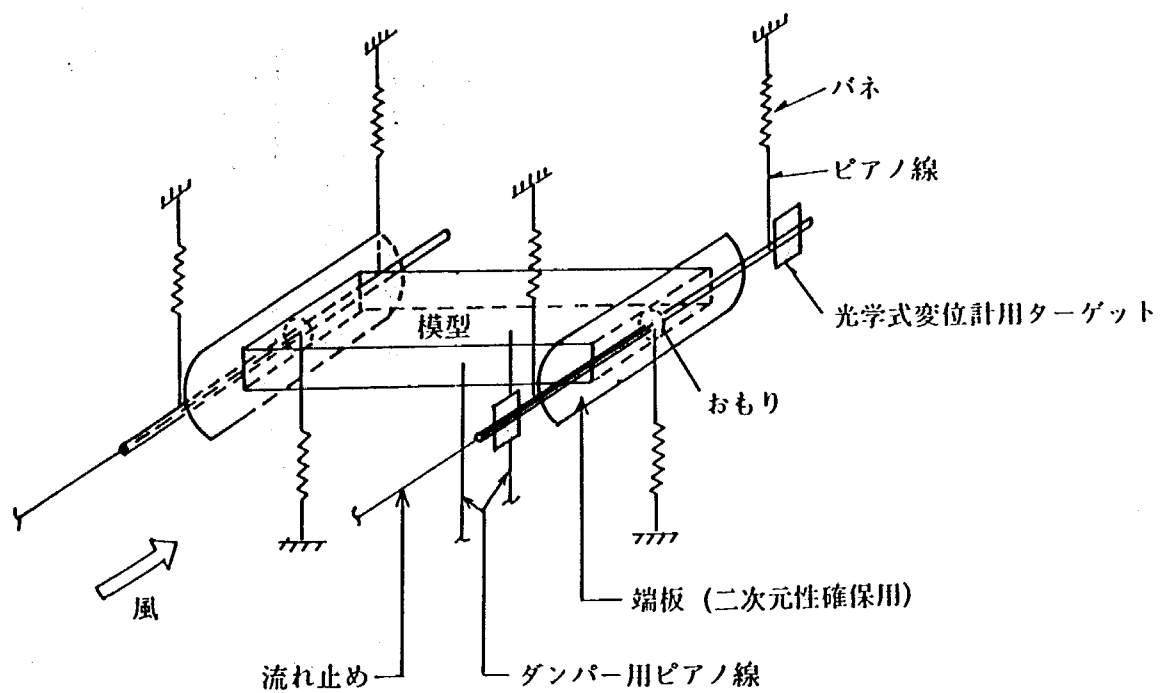
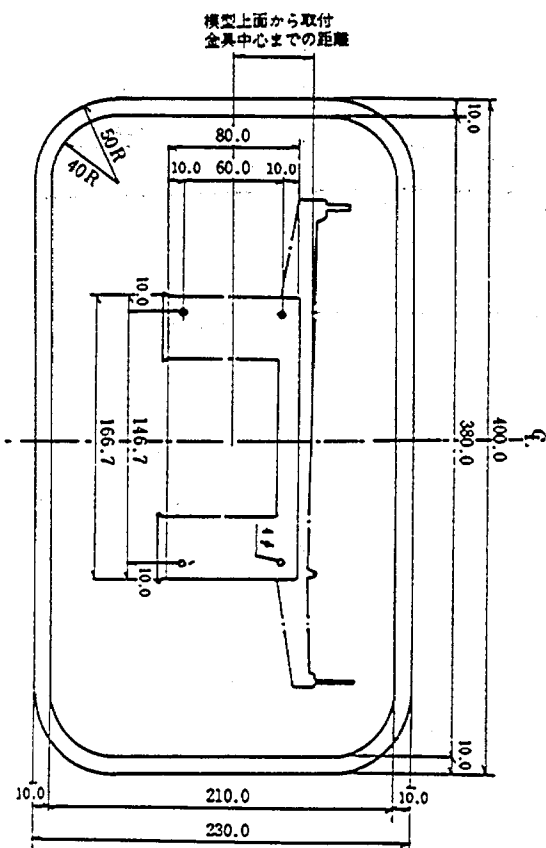
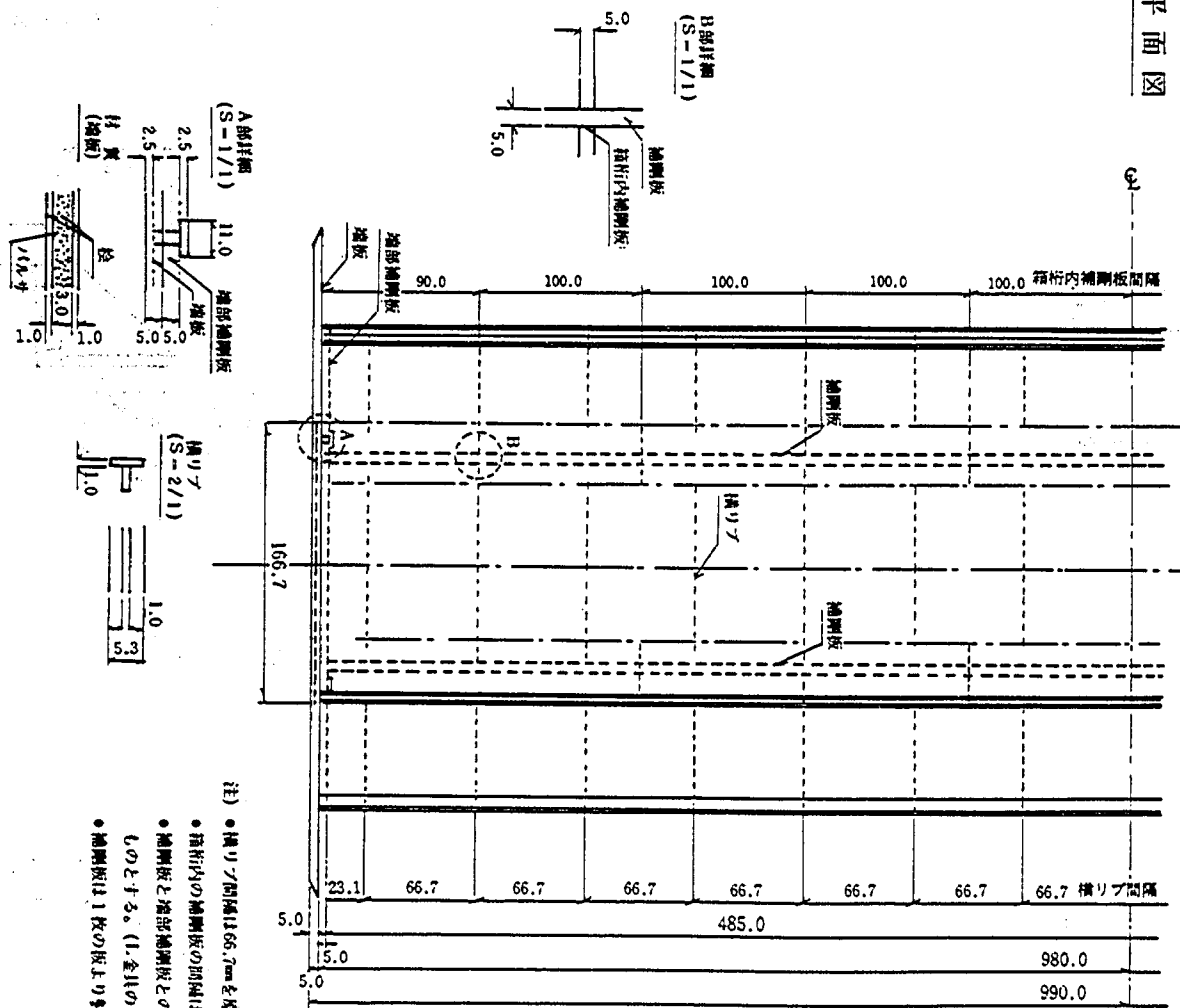


図-3 2次元部分模型実験概要

側面図

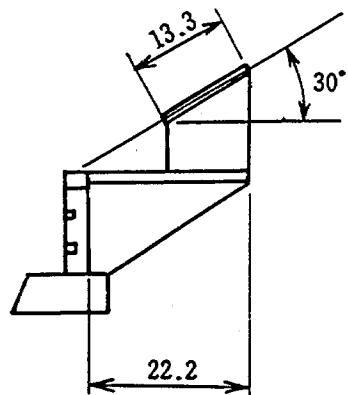


平面图

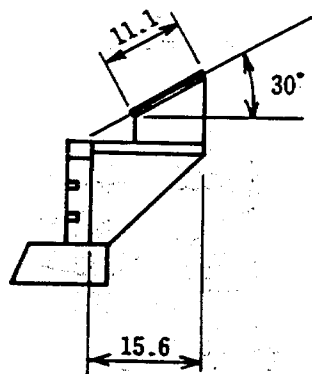


- 横リフ間隔は66.7mmを採出とする。
- 活字内の補間板の間隔は100mmを採出とする。
- 補間板と端部補間板との配合は1.金具による。
- 1.金具の引出しはスリニツル(金金)とする。
- 補間板は1枚の板より製作するものとする。

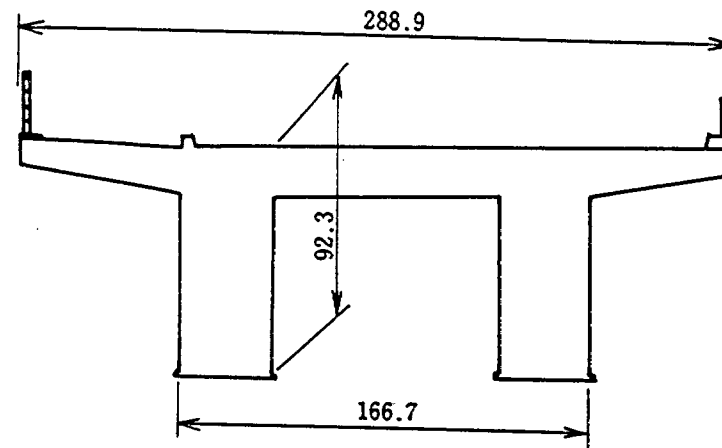
図-4.2 札幌大橋部分模型図(その2)



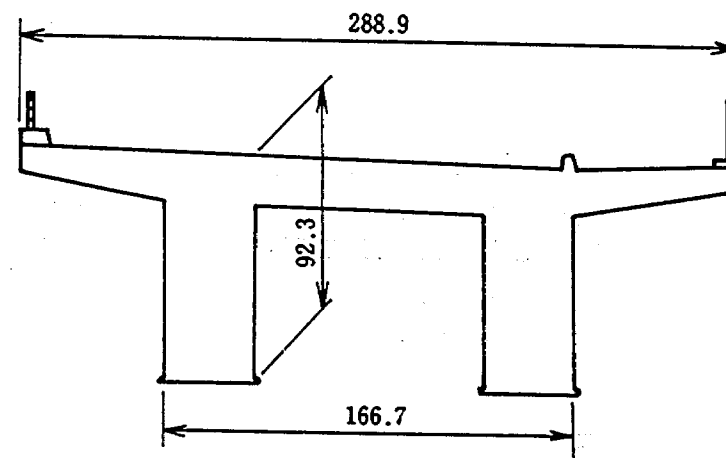
ダブルフラップ (A)



ダブルフラップ (B)

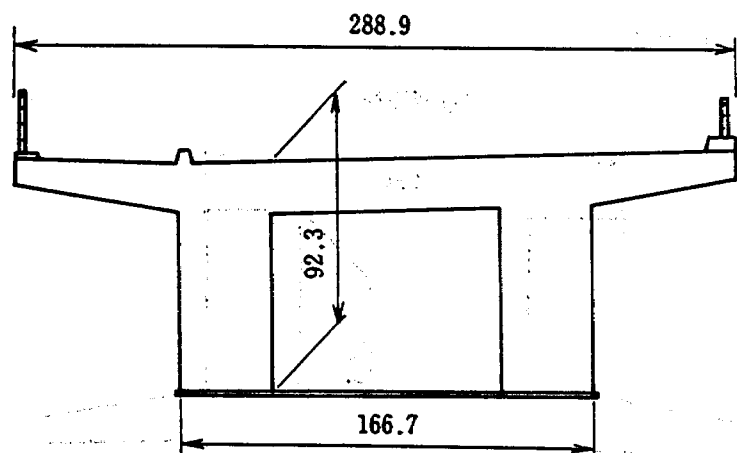


模型番号 1

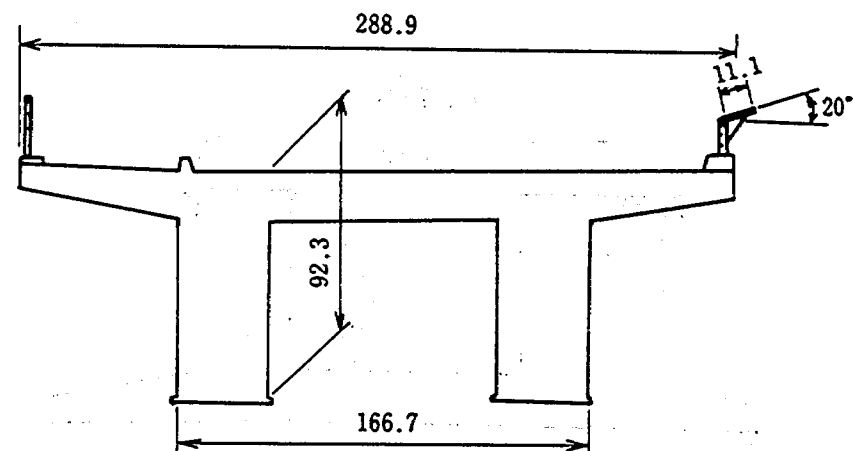


模型番号 2

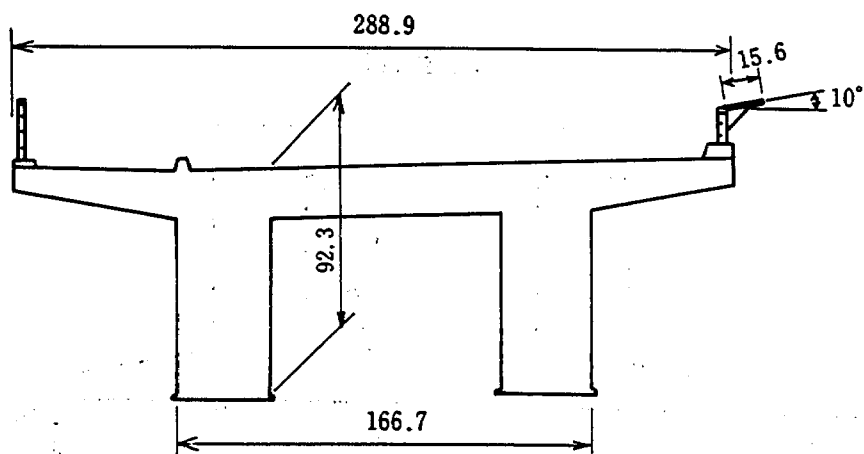
図-4.3 札幌大橋部分模型図 (その3)



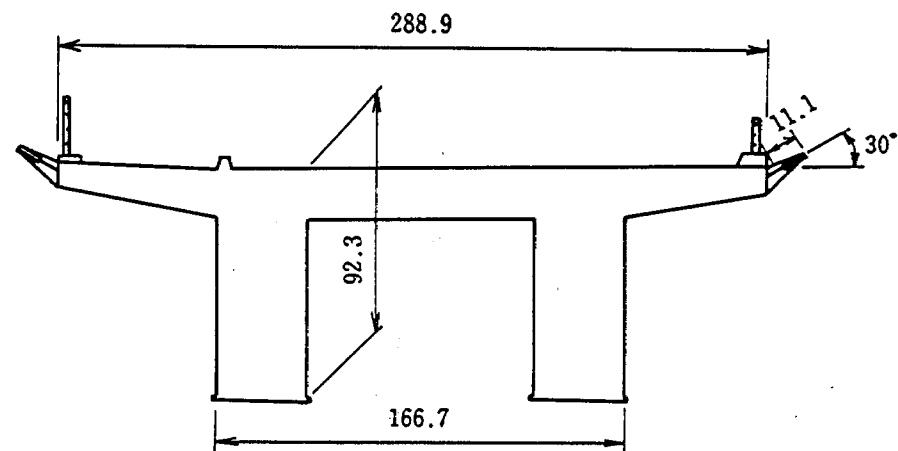
模型番号 3



模型番号 5

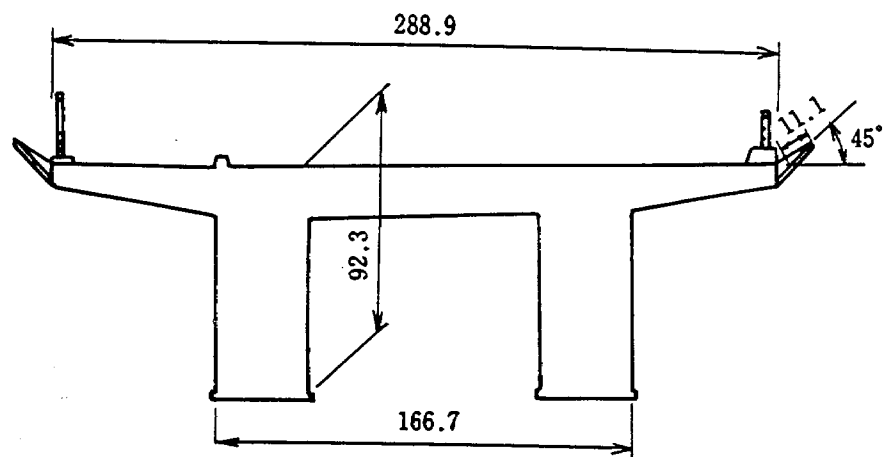


模型番号 4

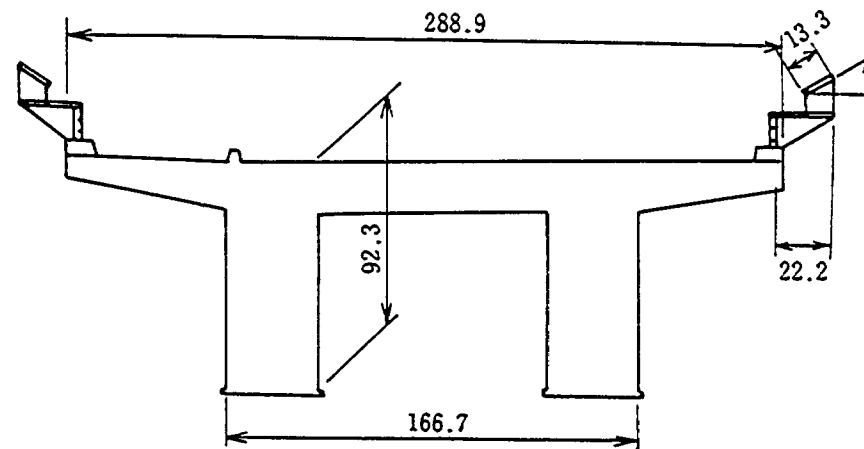


模型番号 6

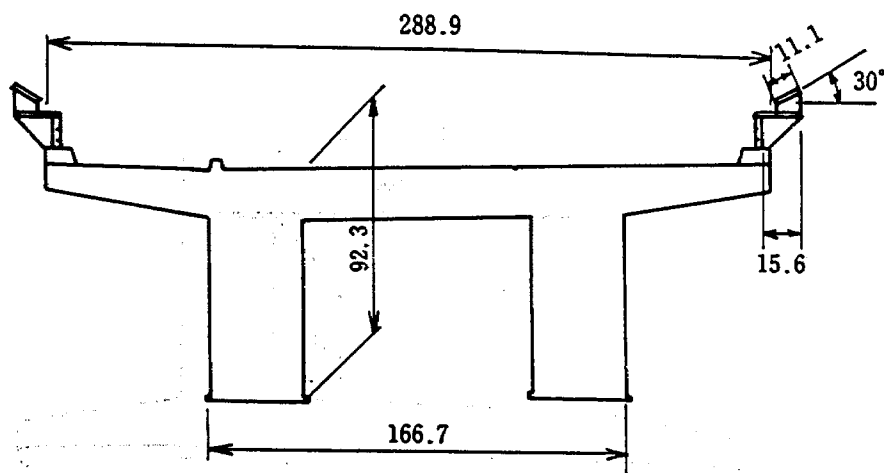
図-4.4 札幌大橋部分模型図 (その4)



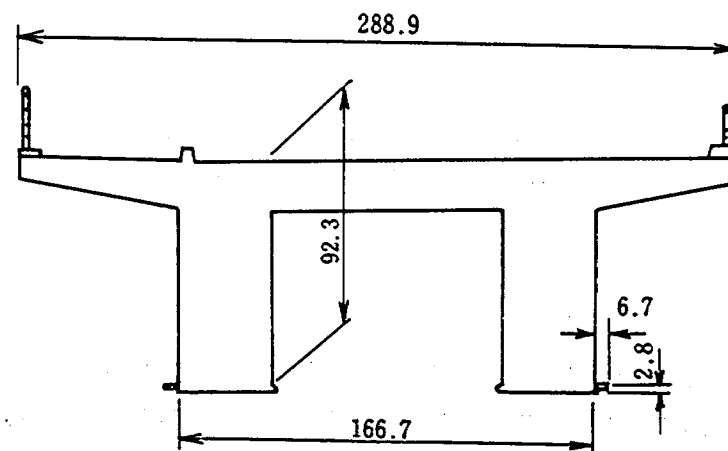
模型番号 7



模型番号 9

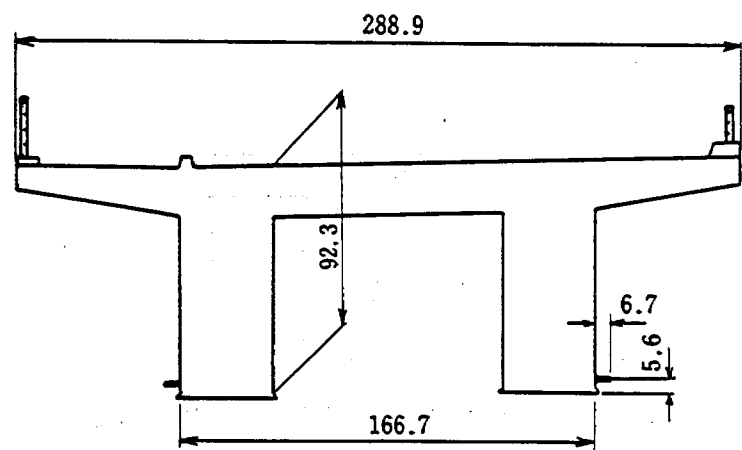


模型番号 8

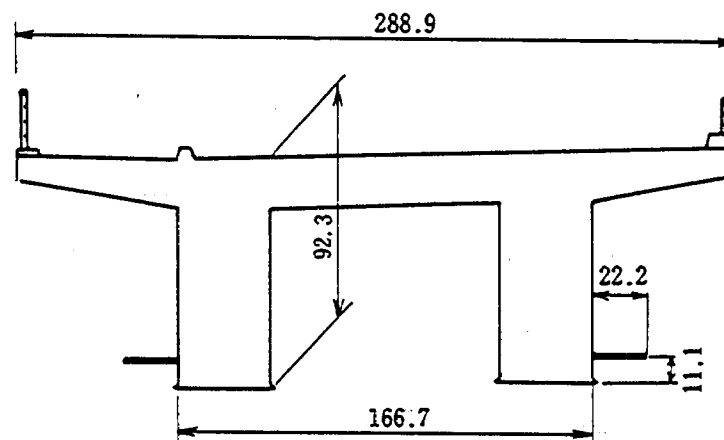


模型番号 10

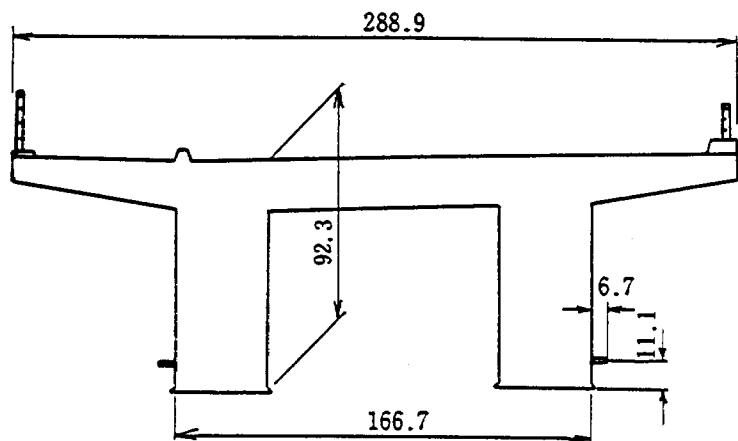
図-4.5 札幌大橋部分模型図 (その5)



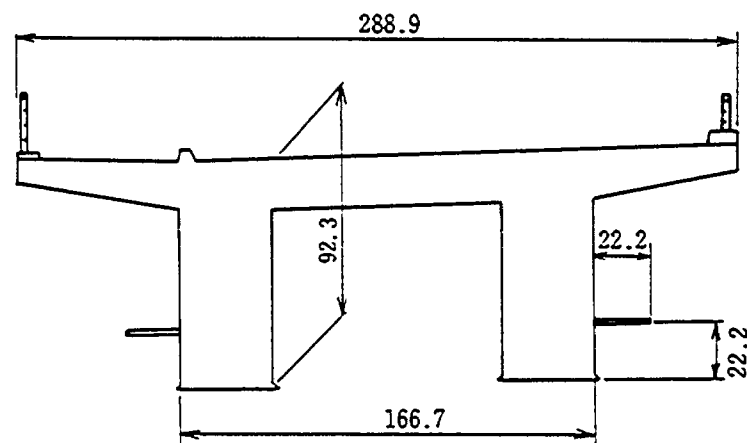
模型番号11



模型番号13

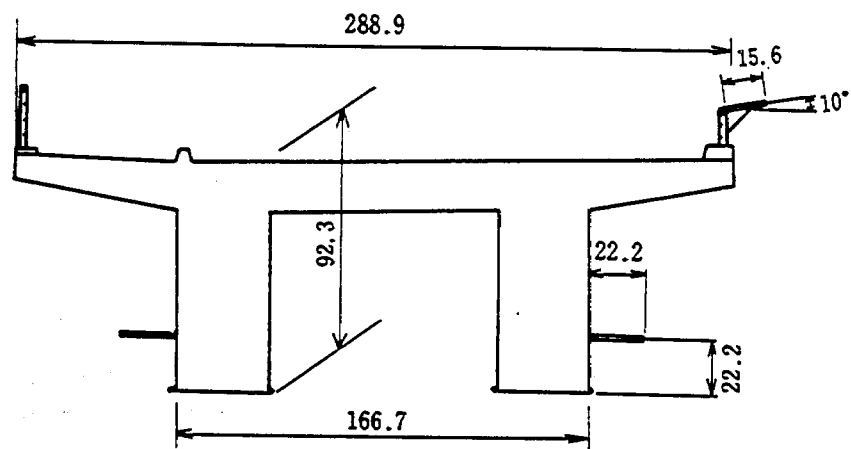


模型番号12

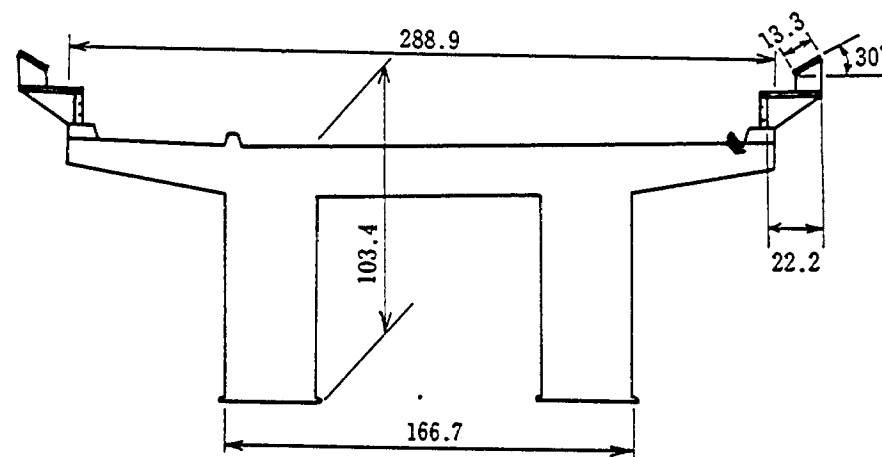


模型番号14

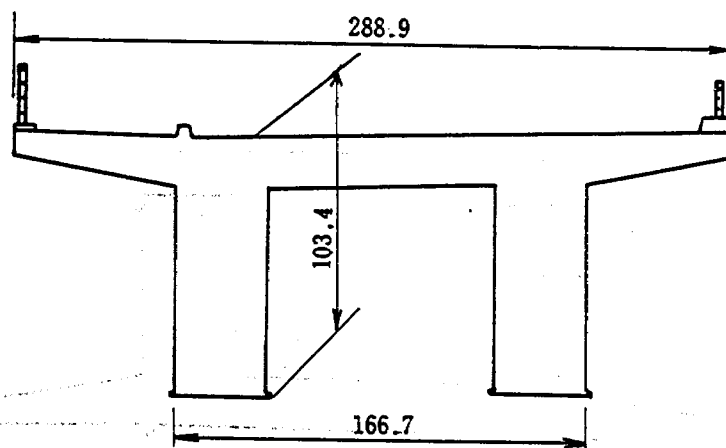
図-4.6 札幌大橋部分模型図 (その6)



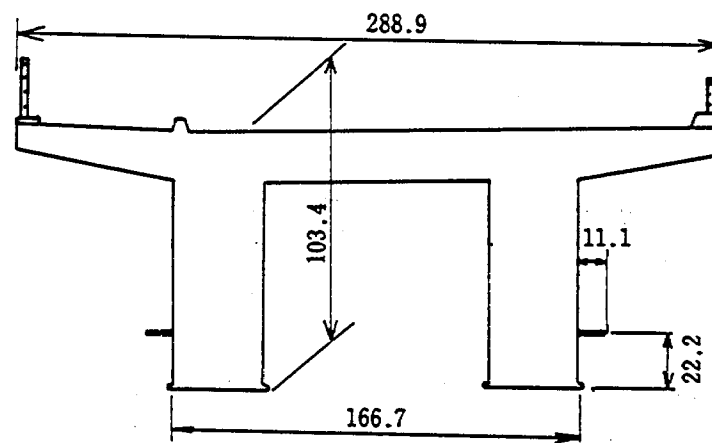
模型番号15



模型番号17



模型番号16



模型番号18

図-4.7 札幌大橋部分模型図 (その7)

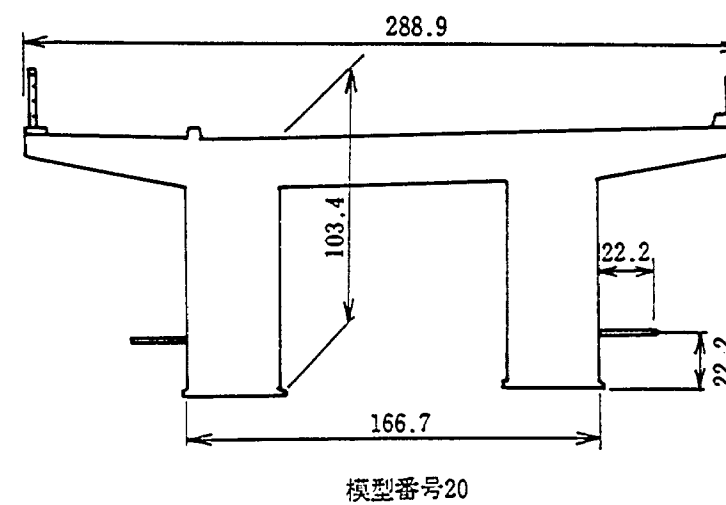
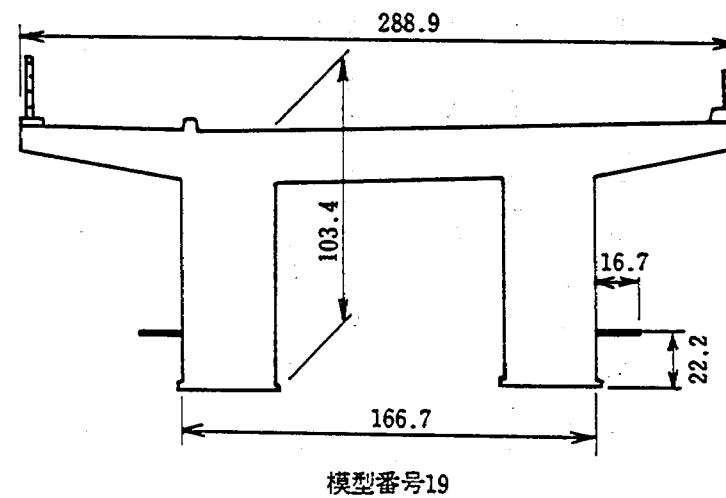
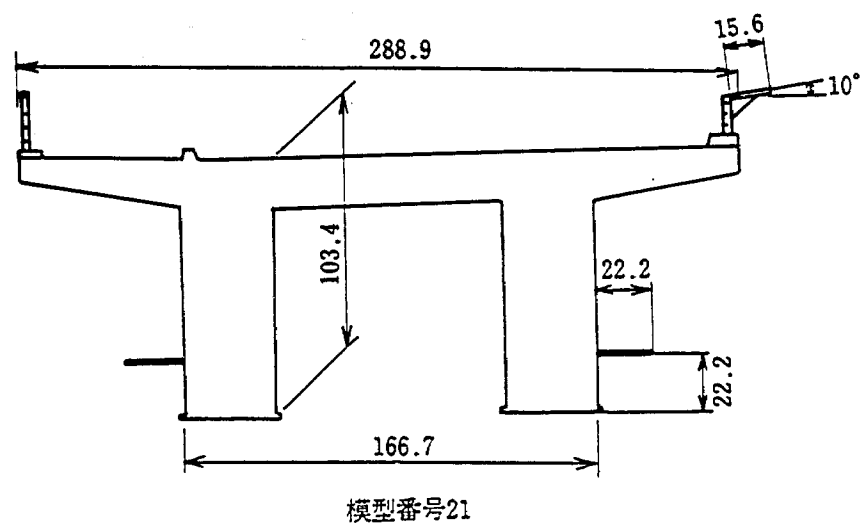


図-4.8 札幌大橋部分模型図 (その8)

3.2 3次元全橋模型実験

3.2.1 実験方法

実験は建設省土木研究所大気汚染実験施設内の大気汚染風洞を用いて実施した。大気汚染風洞の主要諸元を表-5に示す。模型は縮尺が1/100であり、橋軸方向に33個に分割されたセグメントおよびその中に配置した2本のアルミニウム製の剛性棒により構成された弾性全橋模型である。実験に使用した模型を図-5に示す。この模型の風速、迎角、構造減衰を設定し、各ケース毎に模型の挙動を測定した。使用した気流は乱れのほとんどない一様気流および模型の上流側に配置したスパイアーおよびブロックによって発生させた気流であり、風速の測定はピトー管およびマノメータを用いて行った。模型の挙動は全橋模型の中央径間1/2点、1/4点および側径間1/2点の桁端に取り付けた豆電球の変位を光学式変位計により測定し、データレコーダおよびペンレコーダに記録した。

3.2.2 実験条件

一般に3次元全橋模型を用いる風洞実験では、幾何学的形状を相似させることの他に、以下に示す無次元量を一致させる必要がある。

- (1) 慣性パラメータ $m/\rho B^2$, $I_m/\rho B^4$
- (2) 弾性パラメータ $E A/\rho V^2 B^2$, $E I/\rho V^2 B^4$, $G J/\rho V^2 B^4$
- (3) 重力パラメータ $g B/V^2$
- (4) 粘性パラメータ $V B/\nu$
- (5) 減衰パラメータ δ

ここに m ; 単位長さ当たりの質量 I_m ; 単位長さ当たりの極慣性モーメント

ρ ; 空気密度 B ; 代表長さ E ; ヤング率 I ; 断面2次モーメント

A ; 断面積 V ; 風速 G ; せん断弾性係数 J ; ねじり定数

g ; 重力加速度 ν ; 動粘性係数 δ ; 対数減衰率

しかし、(4)の粘性パラメータについては橋梁のような角状の構造物では流れのはく離点がほぼ固定されているため、レイノルズ数の違いによる影響は少ないと考えられ、一般には粘性パラメータの相似は省略される。

今回の実験では鉛直たわみモードにのみ着目しているため、上記パラメータのうち(1)の慣性パラメータの $I_m/\rho B^4$ 、(2)の弾性パラメータの $G J/\rho V^2 B^4$ は省略される。また、橋軸方向に伝わる振動は今回の実験とは無関係であるため $E A/\rho V^2 B^2$ も省略してもよい。

(2)の弾性パラメータのうち残った $E I/\rho V^2 B^4$ はたわみ振動の剛性に関係したパラメータで、厳密には橋軸方向で異なった値になる。しかし、模型の製作の便宜上剛性を一定とし、振動モードが実橋と模型とで一致すれば、このパラメータは風速パラメータ (V/NB) に置換してもよい。振動モードについては3.2.1に示したように鉛直たわみ振動の一次モードはよい一致を示しており、ここでは弾性パラメータに代えて風速パラメータを用いた。

以上から一致させるべきパラメータは次のようになる。

$$m/\rho B^2, \quad V/NB, \quad gB/V^2, \quad \delta$$

ここに N ; 振動数

以上のパラメータによって導かれた3次元全橋模型の相似条件を表-6に示す。質量に関する相似条件を満足させるために、模型の製作段階で橋桁内に重錘を付加することにより所要の質量に一致させた。完成時の模型質量の誤差は1%未満であり、ほぼ十分な精度で製作されたことが確認されている。また、減衰に関する相似条件はオイルダンパーを使用し、減衰率を設定することによって満足させた。

表-5 大気汚染風洞主要諸元

風洞形式	吸込式エッフェル型
測定胴寸法	W: 6 m × H: 3 m × L: 24 m
風速設定範囲	0.2~15 m/s
縮流比	3.89
送風機形式	軸流1段動翼可変ピッチ型 直径 4000mm
回転数	360 rpm
動翼枚数	10枚 (後置静翼9枚)
風量	270 m³/s
有効全圧	80 mm A q
電動機出力	320 kW
風速分布偏差	±1%以内
風速変動	±2%以内 (外乱風速5 m/s時)
乱流強度	1%以内
風速制御方式	1. 定速回転 (360 rpm) 空気取入扉開度, 風速制御ダンパー 開度, 動翼開度による制御 2. 回転数制御

表-6 3次元全橋模型相似条件

項 目		相 似 比	
		縮尺を λ とした場合	具 体 値
全体系	寸 法	λ	100
	風速倍率	$\sqrt{\lambda}$	10
	振 動 数	$1/\sqrt{\lambda}$	0.1
	質 量	λ^2	1.0×10^4
	振動変位	λ	100
部 材	質 量	λ^2	1.0×10^4
	曲げ剛性	λ^5	1.0×10^5

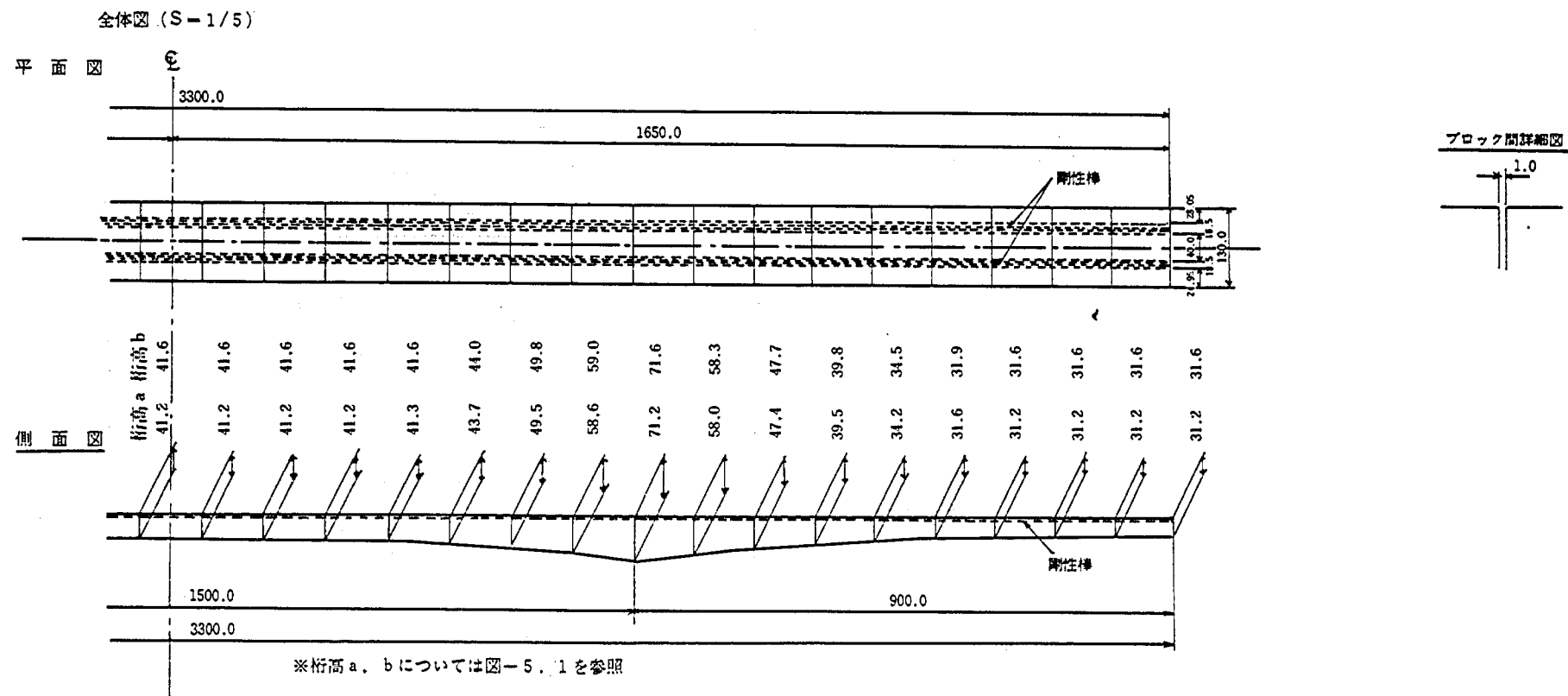
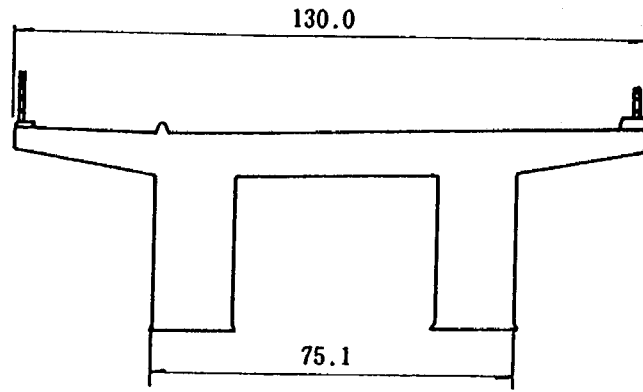
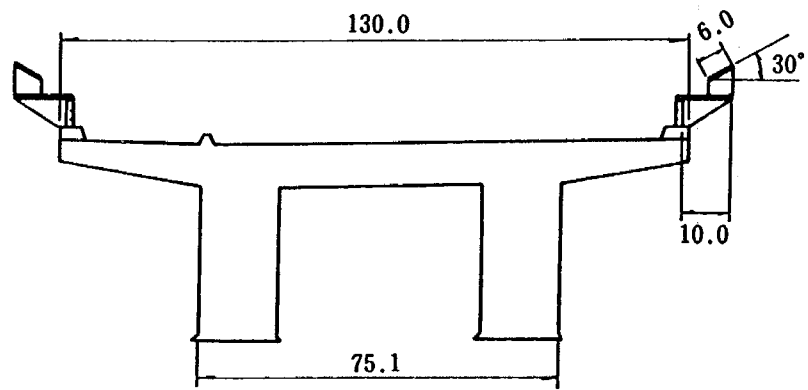


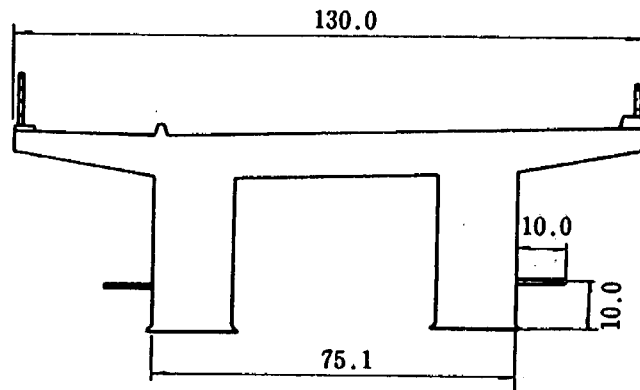
図-5.2 札幌大橋全体模型図 (その2)



模型番号 1



模型番号 2 (ダブルフラップ取り付け)



模型番号 3 (プレート取り付け)

図-5.3 札幌大橋全体模型図 (その 3)

3.2.3 3次元全橋模型の設計

重量、固有振動数、構造減衰等の相似条件を満たすような3次元全橋模型を設計するが、今回の調査では、剛性を橋軸方向に一樣な剛性を持つ剛性棒によって調整した関係上、全ての振動モード形状について相似させるのは困難であった。そこで主として問題となる鉛直たわみ1次モードについてできる限り相似させることとして模型の設計を行った。

実験に先立ち、加速度計を模型に取りつけ振動モードの検証を行った。測定は、鉛直たわみ1次モードでは中央径間1/2点を、鉛直たわみ2次モードの測定では側径間1/2点をそれぞれ基準測定点と定め、各セグメントにおける加速度を基準測定点での加速度で除したもののから求めた。

図-6に実橋での計算結果と模型での測定値を示した。これによると鉛直たわみ1次モードについては、計算結果と測定値がよく一致していることが判る。鉛直たわみ2次モードについては、実橋に対する計算結果に比べ、模型での測定値は、中央径間ではほぼ1/2程度に小さくなっている。したがって、鉛直たわみ1次モードの渦励振、バフティング、ギャロッピングに対しては、振動モードの精度は十分保持されているが、鉛直たわみ2次モードより高次の渦励振については、振動モード形状が実橋と異なることから振幅は実際のものと相違したものになる。

3.2.4 乱流の気流計測

橋梁の対風応答は、気流中の乱れの存在の有無によって大きく違ってくる。従ってより高い確度で橋梁の耐風性を評価しようとするならば、架橋地点の風の特性和は相似した乱流を風洞内にて発生させ、その気流中で実験を行うのが望ましい。

乱流の発生方法には、格子を用いる方法、スパイアーを用いる方法、床面にブロック・人工芝といった粗いものを敷設する方法とがある。本調査では、スパイアーとブロックを併用することとした。スパイアーおよびブロックの形状および風洞での敷設方法を図-7に示す。ブロックの材質は発泡スチロールで、形状は一辺が90mmの立方体である。

乱流の特性を架橋地点と相似させるには、乱れ強さ、乱れのスケール、風速のパワースペクトルが相似していなければならない。そこで、模型実験を実施する前に熱線風速計による気流計測を行い気流特性を把握し、架橋地点の自然風との相似性について検討した。検討結果を以下に示す。

(1) 乱れ強さ

乱流境界層内では乱れ強さは高度の増加に伴い減少する傾向にある。したがって今回、風洞内にスパイアーならびにブロックによって発生させた乱流境界層において、模型設置高度を適当に定めれば架橋地点の自然風とほぼ等しい乱れ強さのもとで実験を行うことができる。

図-8にスパイアーおよびスパイアー&ブロックによって発生させた乱流境界層の高度と乱れ強さとの関係を示す。

この結果からスパイアーのみのケースでは、架橋地点の乱れ強さを達成することは不可能であるが、スパイアー&ブロックのケースで高度およそ40cmで、水平方向乱れ強さ11~12%、鉛直方向乱れ強さ7

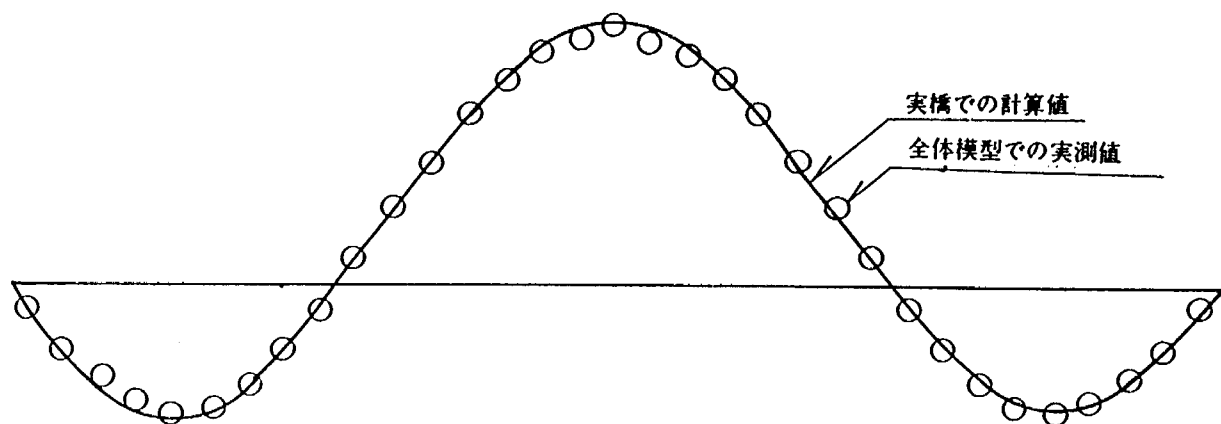


図-6.1 振動モード形状 (鉛直たわみ 1 次モード)

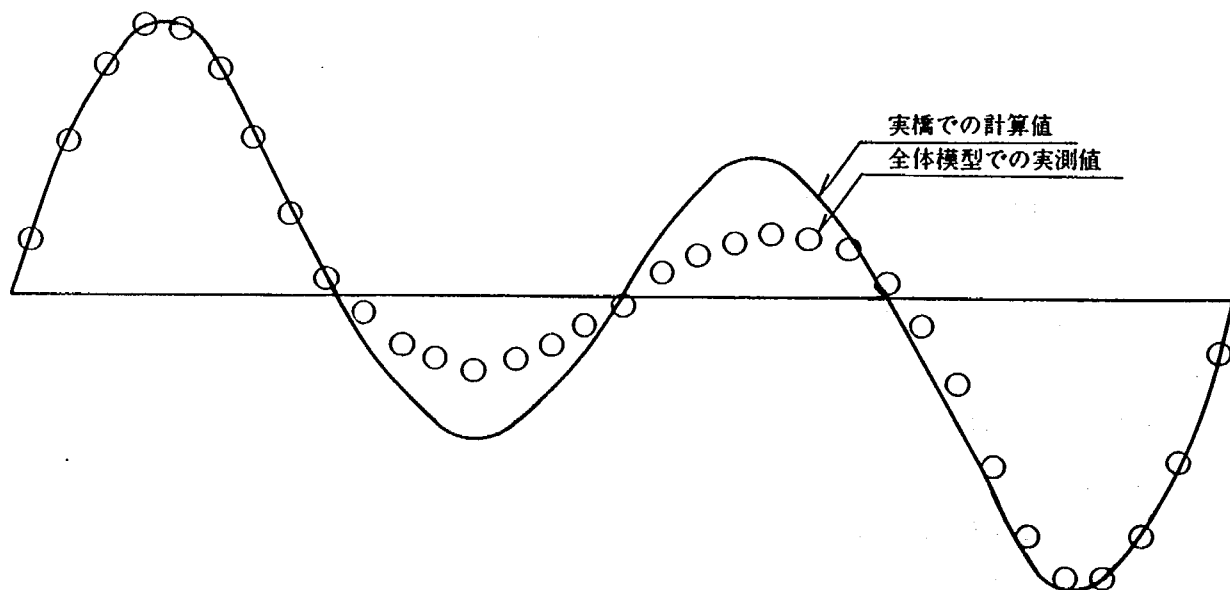


図-6.2 振動モード形状 (鉛直たわみ 2 次モード)

～8%を達成できることが判る。

実験に用いる乱流は、架橋地点付近と同じ乱れ強さを有するものの他に、乱れ強さの変化による影響を調査する目的で、表-7に示すような4種類の気流を採用することとした。

表-7 対象乱流一覧

気 流	乱流発生方法	高度 h (cm)	水平方向乱れ強さ lu (%)	鉛直方向乱れ強さ lw (%)
乱 流 IV	スパイアー	40	8～9	3～4
ク I	スパイアー&ブロック	40	11～12	7～8
ク II	スパイアー&ブロック	60	9～10	5～6
ク III	スパイアー&ブロック	120	5～6	4～5

(2) 乱れのスケール

乱れのスケールは、以下に示す方法により求めた⁶⁾。

$$Lx^* = U \cdot Su(0) / 4 \sigma_u^2 \quad (8-a)$$

$$Lx^* = U \cdot Sw(0) / 4 \sigma_w^2 \quad (8-b)$$

ここに Lx^* ; 水平方向の乱れのスケール

Lx^* ; 鉛直方向の乱れのスケール

$Su(0)$; 周波数0における風の水平方向のパワースペクトル

$Sw(0)$; 周波数0における風の鉛直方向のパワースペクトル

σ_u ; 水平方向変動風速の標準偏差

σ_w ; 鉛直方向変動風速の標準偏差

U ; 平均風速

図-9に風速のパワースペクトル図を示す。このパワースペクトル図において $S(f)$ が $f=0$ 付近で横軸に平行になるところの値をもって $S(0)$ とし、これから式(8)によって乱れのスケールを求めた。表-6に乱れのスケールを示す。2.3の表-1.2によると架橋地点の乱れのスケールは水平方向で80mから180m程度にバラついており、今回解析を行った全データの平均値で、約115mであった。他の実測データ⁵⁾によれば、地表条件を冬季の農地と仮定すれば、乱れのスケールは、水平方向で約90m、鉛直方向で約30mであると推定される。

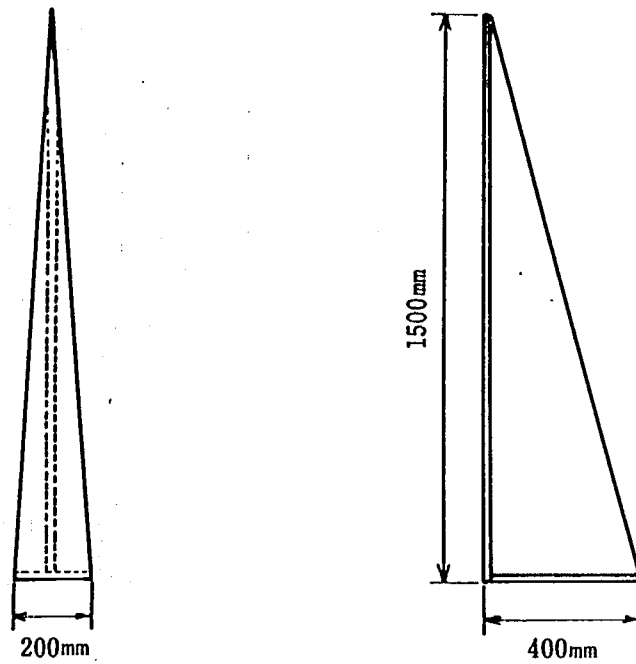
今回、風洞で発生させた乱流境界層の乱れのスケールは表-8によると、水平方向で80cm～90cm、実橋換算80m～90m、鉛直方向で20cm～30cm、実橋換算20m～30mである。この値は、現地での風観測データから求められたデータに比べれば若干小さいが、他の実測データの値とはほぼ一致しており、実験精度上は問題はないものと考えられる。

表-8 乱れのスケール

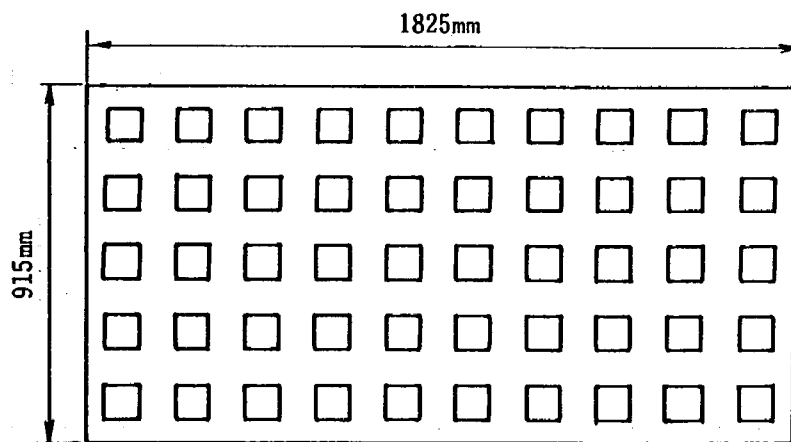
No.	気 流	方向	$S(\sigma)/\sigma^2$	U (m/s)	L_x (風洞) (m)	L_x (実橋換 算) (m)	L_x (実測値) (m)
I	スパイアー&ブロック h=400	u	0.53	6.47	0.86	86	架橋地点の 実測値 115m (80m~180m)
		w	0.14		0.23	23	
II	スパイアー&ブロック h=600	u	0.46	7.39	0.85	85	
		w	0.11		0.20	20	
III	スパイアー&ブロック h=1200	u	0.39	9.04	0.88	88	ESDUによる 推定値
		w	0.13		0.29	29	
IV	スパイアー h=400	u	0.45	7.35	0.83	83	$L_x^* \approx 90m$
		w	0.15		0.28	28	$L_x^* \approx 30m$

(3) 風速のパワースペクトル

図-10に風洞内に発生させた乱流Ⅰ～Ⅳと架橋地点の実測データパワースペクトルを示す。風向は水平方向である。パワースペクトルのピーク値はデータ長の関係で必ずしも明確には得られなかった。形状については、乱流Ⅰと乱流Ⅱが架橋地点の観測データと比較的よく一致している。図に設計風速、渦励振発現風速の無次元風速値を示した。これによると、設計風速以下の風速域では、乱流Ⅰのパワースペクトルが架橋地点での実測データに最も近いものであると判断できる。



スプイヤー (1.5M)



ブロック (50コ/1パネル)



$t = 9 \text{ mm}$

ブロック (90mm角)

図-7.1 乱流発生装置

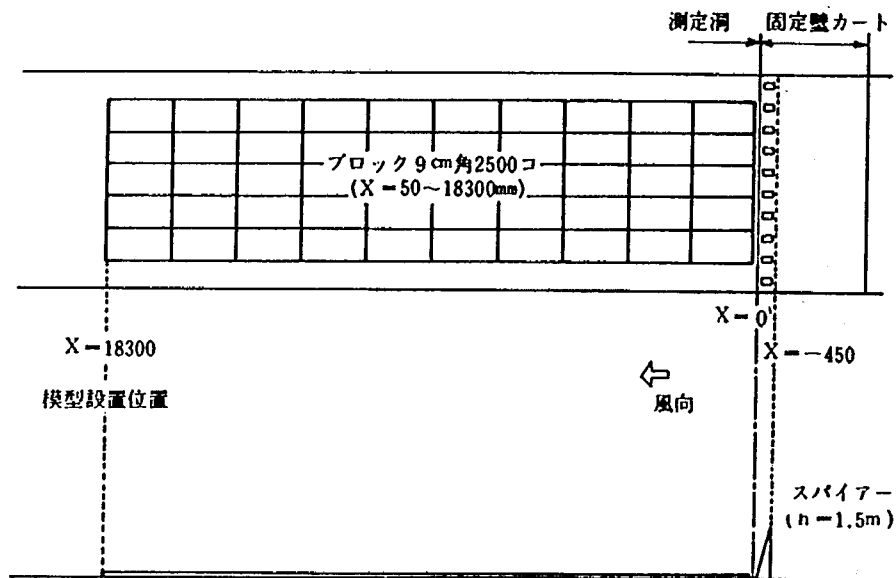


図-7.2 乱流発生装置設置状況 (スパイアー & ブロック)

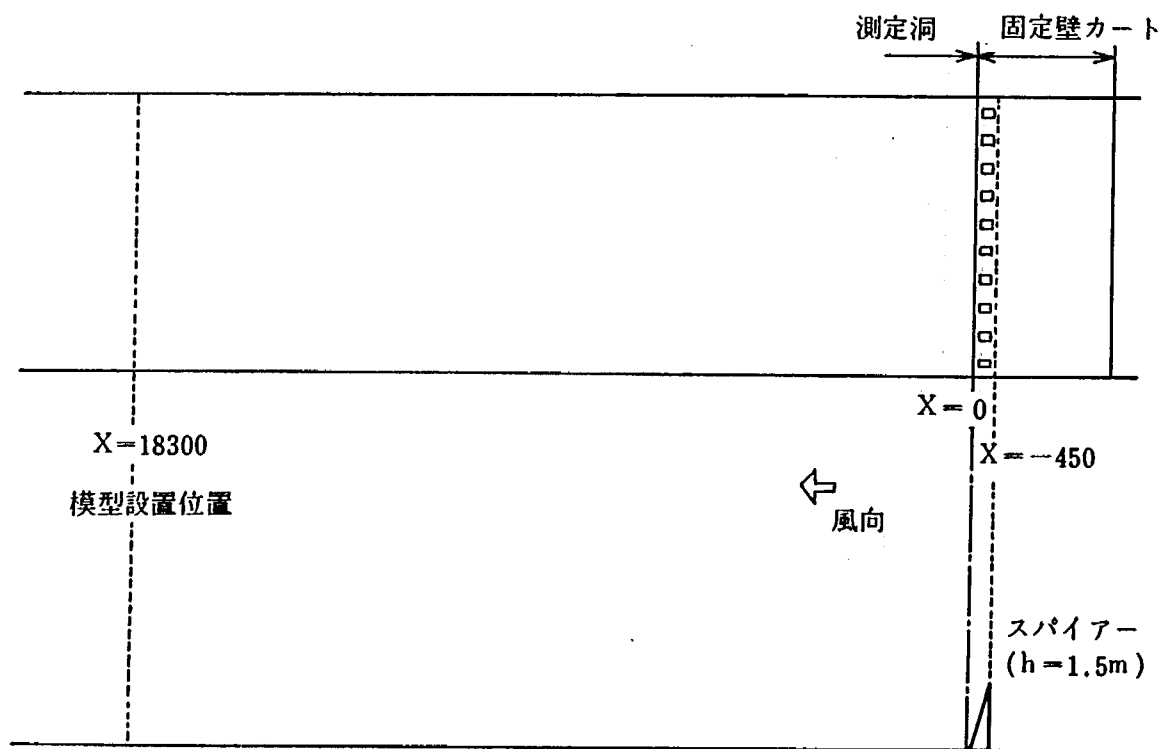


図-7.3 乱流発生装置設置状況 (スパイアー)

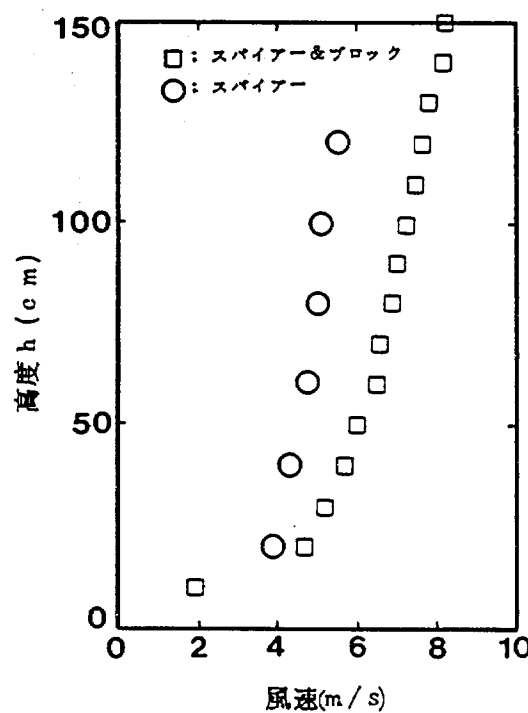


図-8.1 乱流境界層内の風速と高度の関係

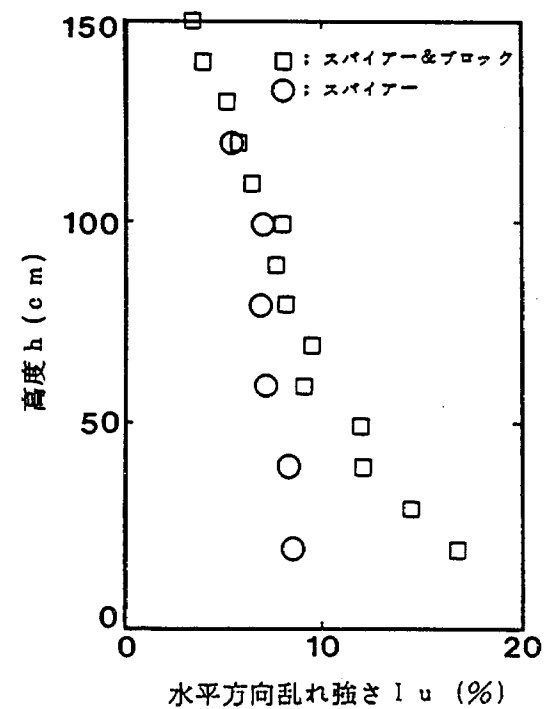


図-8.2 乱流境界層内の水平方向
乱れ強さと高度の関係

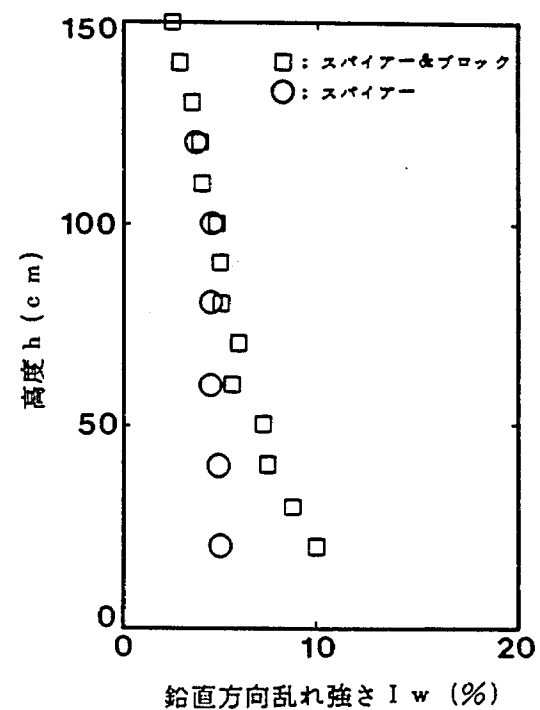
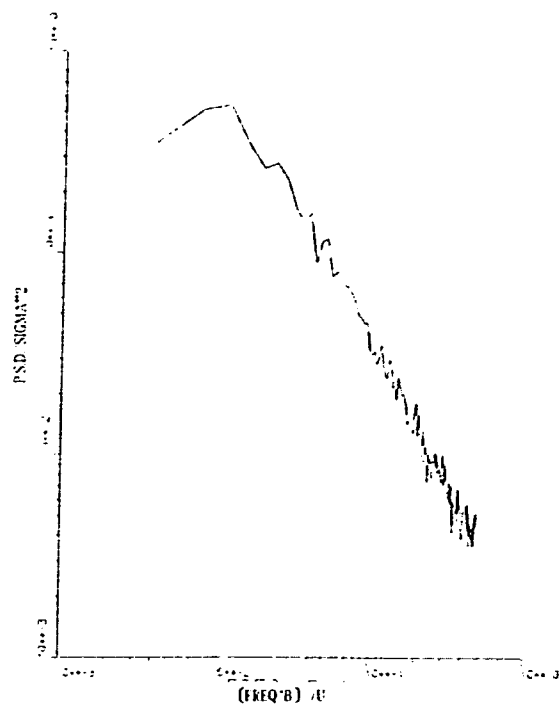
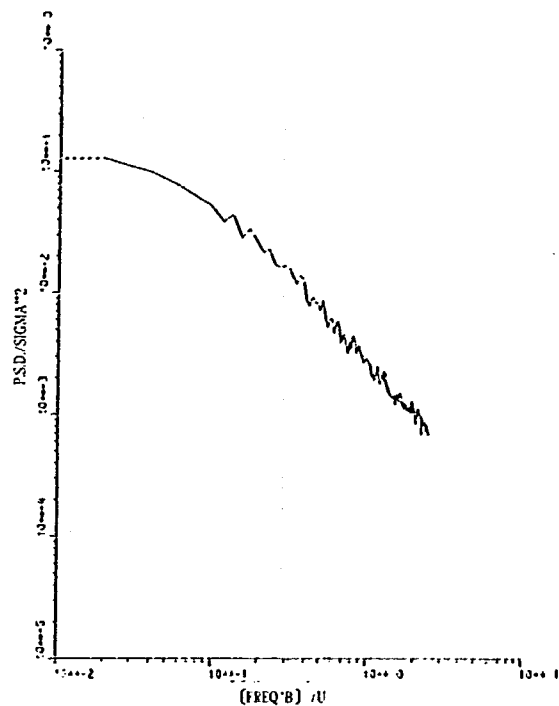


図-8.3 乱流境界層内の鉛直方向
乱れ強さと高度の関係



スパイアー & ブロック $h=400\text{mm}$
 $U = 6.47\text{m/s}$ u 方向

図-9.1.1 乱流Ⅰの風速パワースペクトル
 (水平方向)



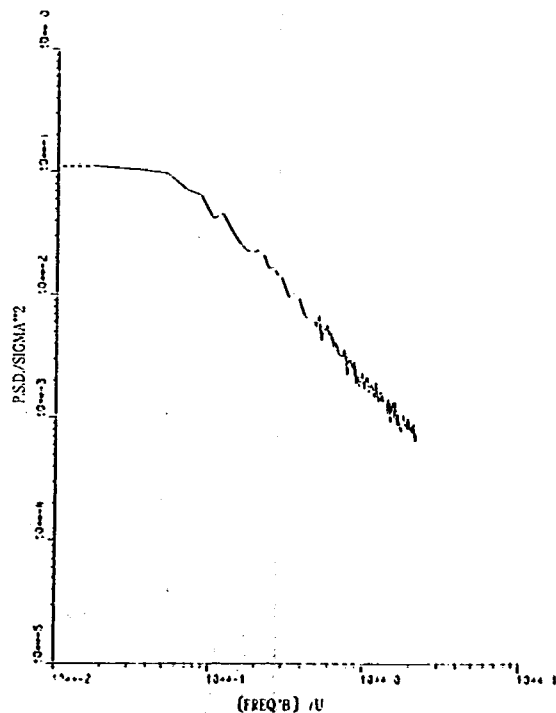
乱流発生装置 スパイアー ($h=1.5\text{M}$) & ブロック
 $X=18300\text{mm}$ $Y=0\text{mm}$ $Z=400\text{mm}$
 $U=6.58\text{M/S}$ $B=0.13\text{M}$ 鉛直方向成分
 乱れ強さ 7.91% 乱れのスケール 0.50M以上

図-9.1.2 乱流Ⅰの風速パワースペクトル
 (鉛直方向)



S + B $h=600\text{mm}$
 $U=7.39\text{m/s}$ u 方向

図-9.2.1 乱流Ⅱの風速パワースペクトル
 (水平方向)



乱流発生装置 スパイアー ($h=1.5\text{M}$) & ブロック
 $X=18300\text{mm}$ $Y=0$ $Z=600\text{mm}$
 $U=7.42\text{M/S}$ $B=0.13\text{M}$ 鉛直方向成分
 乱れ強さ 6.50% 乱れのスケール 0.58M以上

図-9.2.2 乱流Ⅱの風速パワースペクトル
 (鉛直方向)

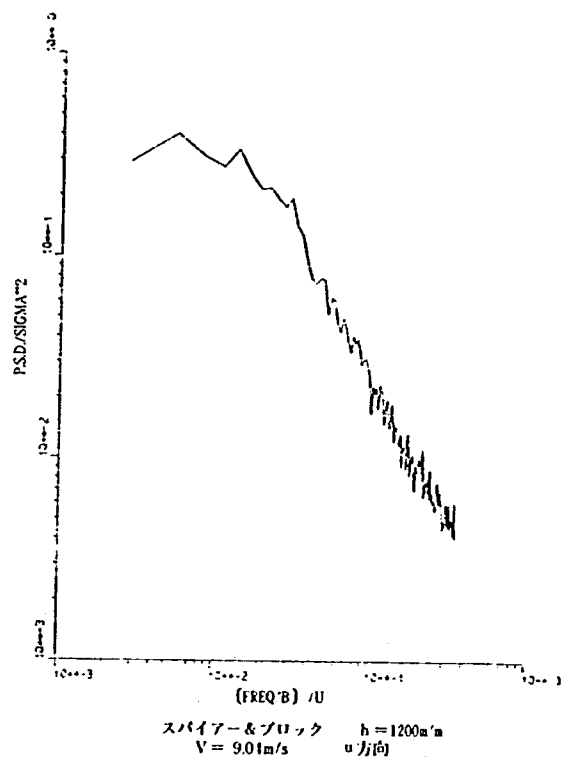


図-9.3.1 乱流Ⅲの風速パワースペクトル
(水平方向)

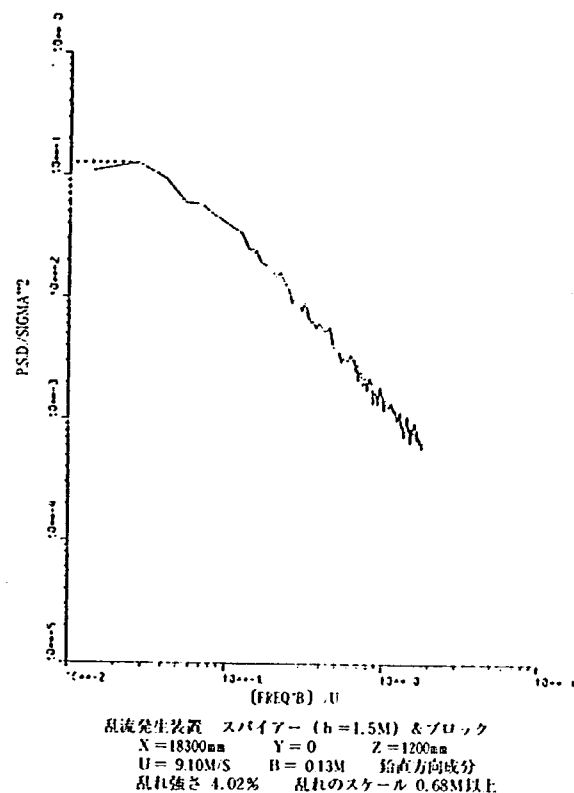


図-9.3.2 乱流Ⅲの風速パワースペクトル
(鉛直方向)

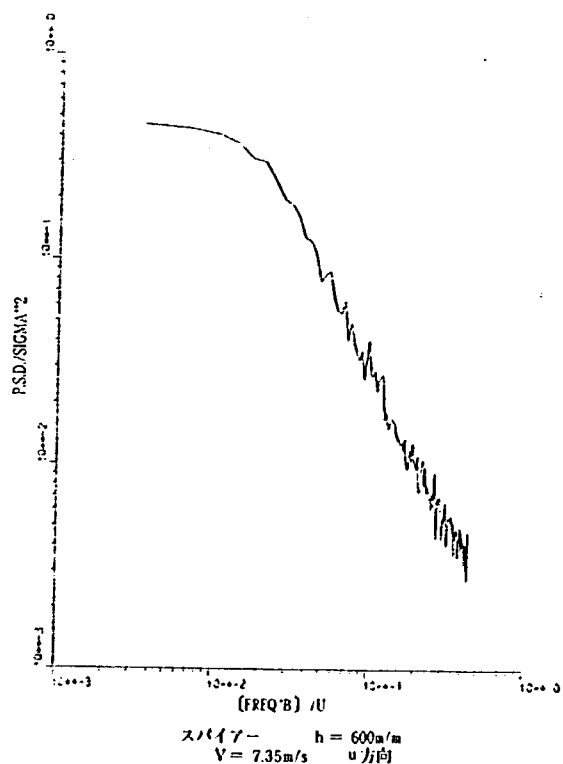


図-9.4.1 乱流Ⅳの風速パワースペクトル
(水平方向)

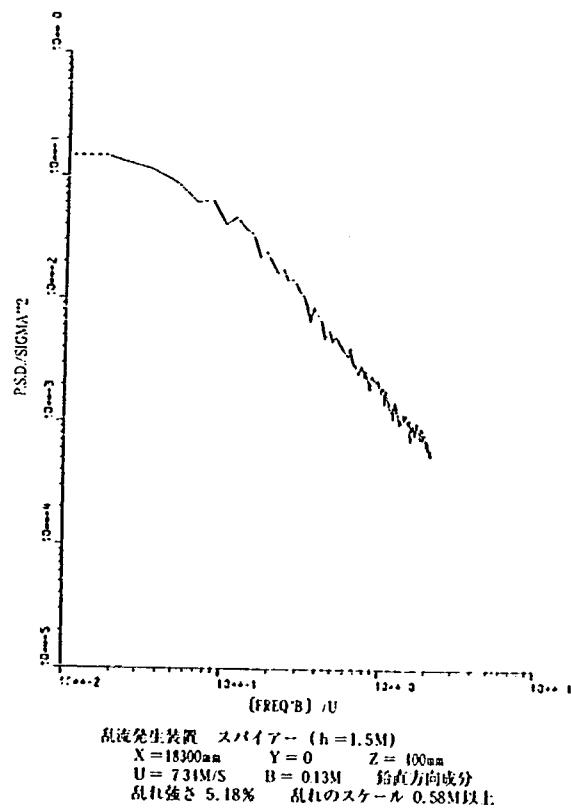


図-9.4.2 乱流Ⅳの風速パワースペクトル
(鉛直方向)

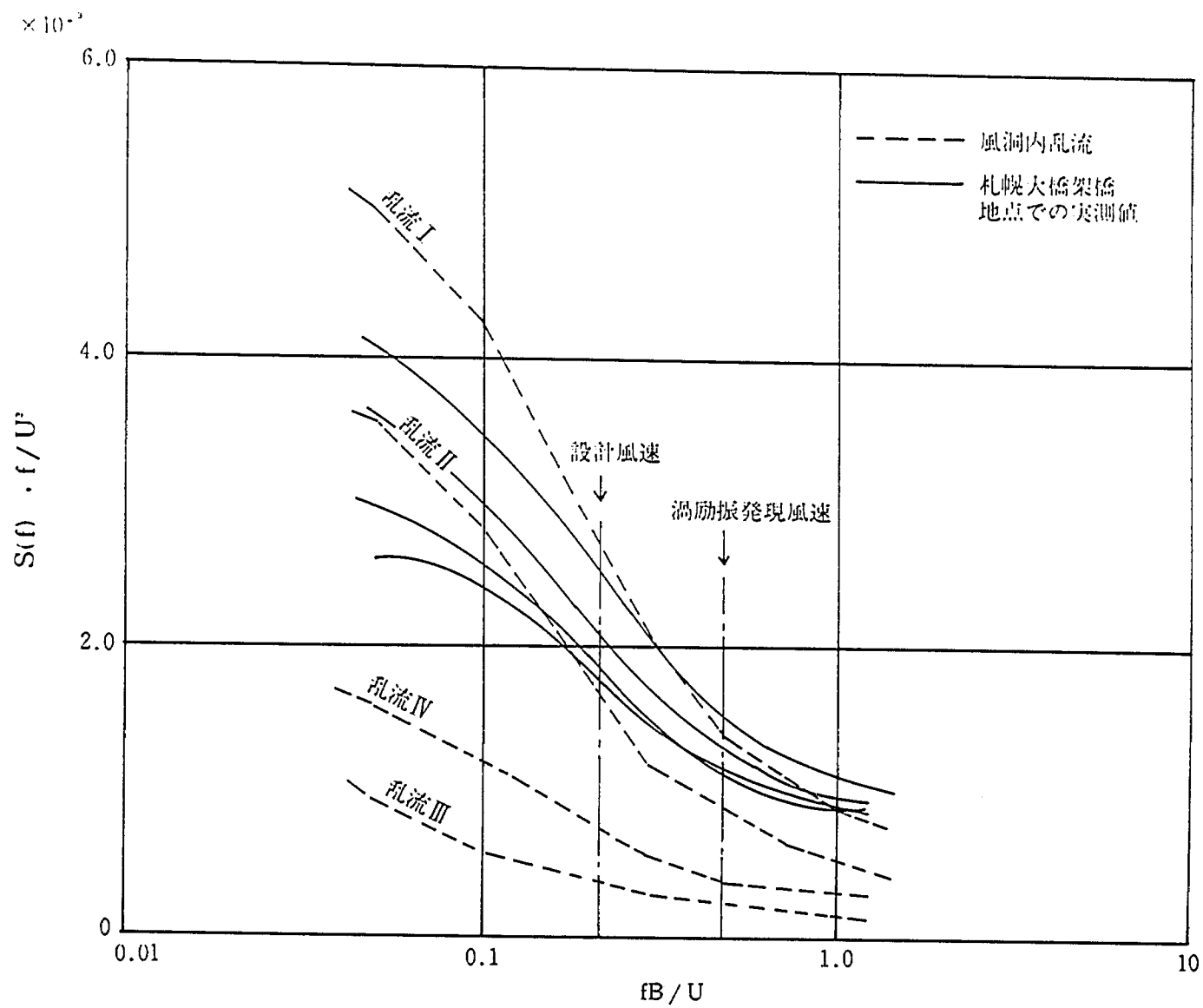


図-10 架橋地点と風洞間の風速パワースペクトルの比較

3.2.5 実験ケース

実験は気流，制振対策の有無，迎角，構造減衰を変えて行った。今回行った実験ケースを表-9に示す。

表-9 実験ケース

実験 番号	気 流	模型 番号	迎 角 (DEG)	構造減衰	固 有 振 動 数			
					1 次	2 次	3 次	
1	一様流	1	0	0.020	6.20	11.21	13.93	
2				0.041	6.20	11.20	13.91	
3				0.071	6.18	11.17	13.95	
4				0.100	6.17	11.19	13.96	
5			+ 3	0.021	6.20	11.20	13.90	
6			- 3	0.021	6.20	11.18	13.90	
7	乱流Ⅰ	2	0	0.041	6.26	—	—	
8		3		0.040	6.26	11.12	14.40	
9		1		0.019	6.22	—	—	
10				0.041	6.29	—	—	
11				0.070	6.31	—	—	
12				0.040	6.29	11.19	—	
13				0.021	6.22	11.19	14.24	
14				0.040	6.21	11.18	14.27	
15				0.040	6.30	11.26	—	

3.2.6 実験結果

風洞実験の結果得られた各ケースにおける自励振動特性，渦励振特性およびパフエーティング振幅を表-10にまとめた。また，参考として風速と振幅の関係図を付図-4にまとめた。パフエーティング振幅は，測定時間内で観測された最大振幅と振動の変動成分を考慮した等価振幅によって表した。測定時間はおおよそ1分である。等価振幅は変位の標準偏差を $\sqrt{2}$ 倍したものであり，実効値の等しい正弦波の振幅を表す。式(9)に等価振幅の定義式を示す。

$$y = \sqrt{2} \left\{ \int_0^T y^2(t) dt / T \right\}^{1/2} \quad (9)$$

ここに y ; 等価振幅 $y(t)$; 変位 T ; 測定時間

1) 一様気流中における耐風性

(1) 設計案の耐風性

設計案断面（実験番号1）の迎角 0° ，構造減衰（対数減衰率） $\delta = 0.02$ の場合，実橋風速15m/s～19m/sにおいて最大振幅約55cmの鉛直たわみ1次モードの渦励振の発現が，実橋風速28m/s～35m/sおよび40m/s～43m/sにおいて，それぞれ鉛直たわみ2次モード，鉛直たわみ3次モードの渦励振が発現した。さらに，実橋風速約39m/sにおいてギャロッピングが発生した。次に，迎角および構造減衰を変化させ，その影響を検討した。その結果をまとめると次のとおりである。

① 迎角の影響

実験番号1と実験番号5および実験番号6の結果から、迎角が $+3^\circ$ の場合、ギャロッピングの発現風速は迎角が 0° の場合とほとんど変わらない。渦励振振幅は迎角 0° の場合に比べやや大きくなる。また、迎角が -3° の場合、ギャロッピングの発現風速は約5 m/sほど高くなり、渦励振振幅は迎角 0° の場合に比べやや小さくなる。

② 構造減衰の影響

鉛直たわみ1次の構造減衰を $\delta=0.02$ から $\delta=0.04$ （実験番号2）、 $\delta=0.07$ （実験番号3）および $\delta=0.10$ （実験番号4）と変化させ、その影響を調べた。その結果、ギャロッピングの発現風速は構造減衰を $\delta=0.10$ まで増加させてもほとんど変わらないが、渦励振に関しては、鉛直たわみ1次モードの渦励振は構造減衰を $\delta=0.04$ に増加させることによってほとんど抑制されることがわかった。鉛直たわみ2次、3次モードの渦励振は鉛直たわみ1次の構造減衰を $\delta=0.10$ まで増加させても鉛直たわみ2次、3次の構造減衰が $\delta=0.03$ 程度までしか上がらないことから構造減衰が $\delta=0.02$ の場合の振幅とほとんど変わらなかった。

(2) 制振対策の効果

2次元模型実験において制振対策として効果のあったダブルフラップ（上段；0.6m，下段；1.0m）を高欄に取り付けた断面（実験番号2）および腹板に長さ1.0mのプレートを下フランジより1.0mの位置に取り付けた断面（実験番号3）について、その効果を調べた。その結果は以下のとおりである。

① ダブルフラップの効果

実験番号2および実験番号7の結果から、ダブルフラップを取り付けることによって、ギャロッピングの発現風速は25m/s程度高くなり、渦励振は完全に抑制されることが判った。

② プレータの効果

実験番号2および実験番号8の結果から、プレートを取り付けることによって、ダブルフラップを取り付けた場合と同様に、ギャロッピングの発現風速は25m/s程度高くなる。しかしながら、渦励振に関しては、設計案断面（実験番号2）ではほとんど発現しなかった鉛直たわみ1次モードの渦励振がプレートを取り付けることによって、実橋振幅約34cmの渦励振が発現するようになる。

2) 乱流中における耐風性

実験番号9～実験番号15の実験結果から、一様気流中の実験において実橋風速40m/s前後で発現が予想された振幅が急激に発達するギャロッピングはいずれの乱流においても発現せず、風速の上昇に伴い緩やかに振幅が増大する不規則な振動現象であるバフエーティングが発現することが判った。バフエーティングの振動波形については付図－5に応答波形例を示した。また、渦励振に関しては乱流Ⅲ、Ⅳにおいて一様気流中の場合と同様、鉛直たわみ1次モードの渦励振の発現が予想されるが、渦励振振幅は一様気流中に比べてかなり小さいものである。さらに乱流Ⅰ、Ⅱでは鉛直たわみ1次モードの渦励振は全く発現しなかった。

表-10 3次元全橋模型実験結果一覧表

実験 番号	気 流	模型番号	迎 角 (DEG)	構造減衰 (1次モ ード)	渦励振 上段：発現風速領域(m/s) 下段：最大振幅*			ギャロッピング 発現風速(m/s) (振幅が幅員の 1%＝11cm)	パフエティング振幅 (cm) 上段：最大振幅 下段：等価振幅	
					1次モード	2次モード	3次モード		37m/s (設計風速) 時	55m/s時
1	一様流	1 (設計 案)	0	0.020	14.7～19.1 0.042	27.6～35.4 0.025	40.3～42.8 0.008	3 9	発現せず	発現せず
2				0.041	16.9～18.8 0.002	29.4～35.6 0.024	40.7～44.6 0.010	4 0	発現せず	発現せず
3				0.071	17.0～18.4 0.001	29.9～34.1 0.024	41.1～45.7 0.009	4 2	発現せず	発現せず
4				0.100	16.4～18.3 0.001	30.1～36.2 0.023	41.2～43.8 0.008	4 5	発現せず	発現せず
5			+ 3	0.021	15.2～25.1 0.049	30.9～34.0 0.033	42.6～44.1 0.014	3 9	発現せず	発現せず
6			- 3	0.021	13.6～23.6 0.027	29.1～33.9 0.018	40.1～45.4 0.009	4 6	発現せず	発現せず
7		2 (ダブル フラッ プ付)	0	0.041	発現せず	発現せず	発現せず	6 6	発現せず	発現せず
8		3 (プレ ート付)		0.040	14.7～19.7 0.026	26.4～36.4 0.031	44.8～47.9 0.006	6 6	発現せず	発現せず
9	乱流Ⅰ	1		0.019	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	2 1 5	4 2 2 2
10				0.041	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	1 7 3	3 4 9
11				0.070	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	1 5 2	3 3 8
12	乱流Ⅱ			0.040	発現せず	25.6～36.2 0.014	発現せず	発現せず	1 9 1	4 0 9
13	乱流Ⅲ			0.021	13.6～22.1 0.029	29.6～33.5 0.020	41.2～44.5 0.010	発現せず	8 0	4 5 1 9
14				0.040	17.9～24.3 0.004	29.6～35.6 0.017	42.8～44.9 0.008	発現せず	1 2 1	3 4 1 1
15	乱流Ⅳ			0.040	13.6～22.6 0.010	26.9～33.5 0.021	発現せず	発現せず	1 8 3	6 0 3 4

* 最大振幅は振幅を幅員で除して無次元化した無次元振幅で示す。

3.3 考 察

3.3.1 桁断面の耐風性の基本的な特性

一様気流中における2次元および3次元模型実験から桁断面の基本的な対風応答性を求めた。以下にその結果を示す。

(1) 風向の影響

本橋は、片側一方にのみ歩道を持つ非対称断面であるため、風向が内陸側であるか海側であるかによって対風応答に差が生じるものと予想された。そこで、初期の検討において、まず風向の影響について調査することとした。図-11に両風向に対する応答の比較を示す。気流は一様流である。

これによると渦励振、ギャロッピングともに風向が内陸よりの方が発現風速が高い。渦励振の最大振幅は、迎角 -3° においては、風向が内陸よりの方がやや大きいものの他の迎角ではほぼ等しい。

以上のことから、風向が内陸よりの方が対風応答が良好であることが判る。したがって風向が海よりの方に着目すれば安全側であり、本調査では風向が海よりのものについて調査を進めることとした。

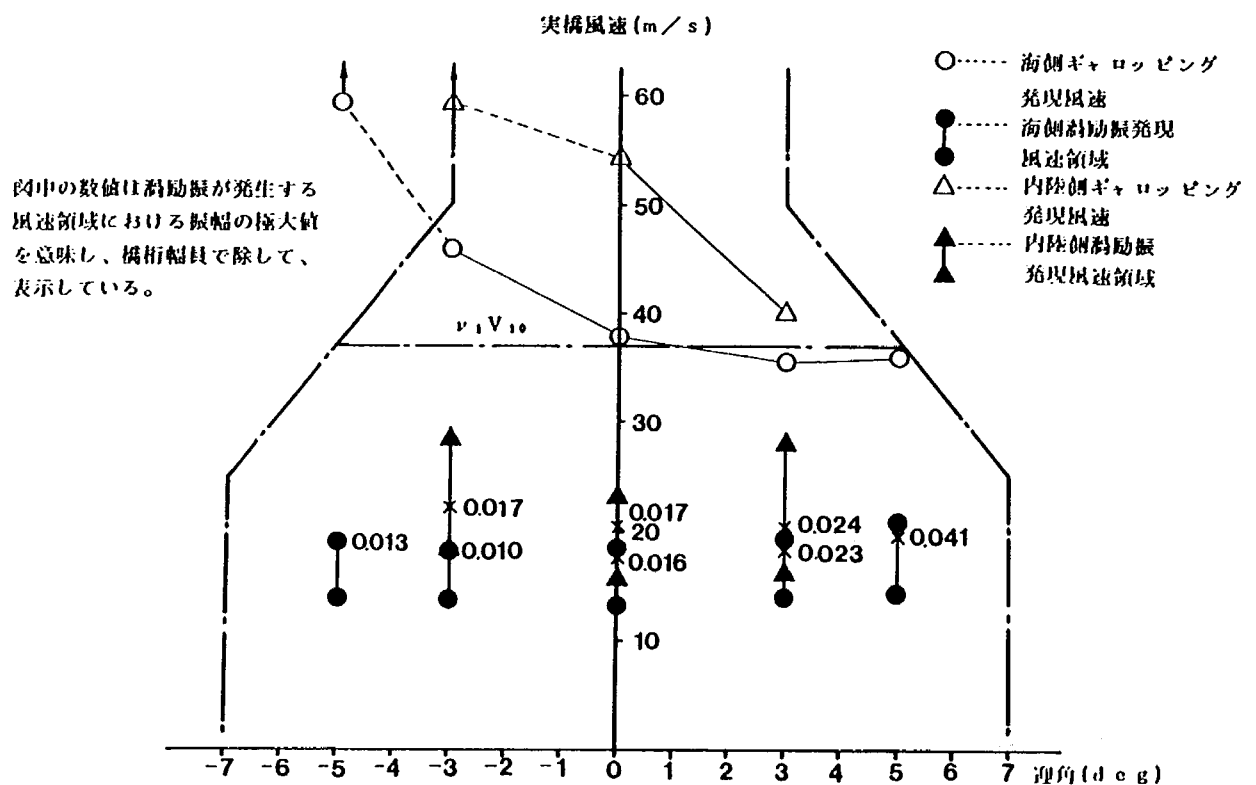


図-11 風向の影響

(2) 1箱桁断面と2箱桁断面との比較

本橋は当初より2箱桁断面として計画されてきたが、耐風性に著しい改善が期待されるならば、2箱

桁断面の底面を連結する形で1箱桁断面とすることも考慮された。表-11で2箱桁断面と1箱桁断面の耐風性の比較を行った。これによると、渦励振、ギャロッピング双方について両者の間には、耐風性に関する大きな相違は存在しないと判断できる。したがって本橋の箱桁の下フランジ間を連結させて1箱桁断面化する利点はほとんどないと言える。

表-11 2 Box断面と1 Box断面の比較

	迎 角	2 Box	1 Box
渦 励 振 振 幅 (無次元振幅 : 振幅/幅員) () 内は 発現風速域 (m/s)	+ 3°	0.023 [14.1~19.4]	0.021 [13.5~19.5]
	0°	0.016 [13.3~18.5]	0.015 [13.1~18.2]
	- 3°	0.010 [13.4~18.3]	0.011 [13.0~18.1]
ギャロッピング 発 現 風 速 (m/s)	+ 3°	35.5	35.7
	0°	37.7	37.3
	- 3°	45.8	44.0

(3) 桁高の影響

本橋は橋軸方向に桁高の変化する変断面構造であるため、2次元実験においては中央径間1/2点と1/6点の2断面について対風応答の比較を行った。表-12で一樣流中における両断面の応答を比較した。これによると、発現風速については渦励振もギャロッピングもほぼ等しいが、渦励振の最大振幅については、やや1/2点の方が大きいことが判る。すなわち、橋脚に近くの高い1/6点断面が1/2点断面より耐風性がやや優れていることになる。一般には桁高が高い方が耐風性は劣っていると考えられているので、本橋のような橋脚付近で桁高が高くなる構造は、全径間にわたって一樣な断面を持つ構造に比べ耐風性に劣るものと推測されている。前述のように、今回の実験結果からはこの傾向とは異なる結果となっており、必ずしも変断面構造であることによって耐風性が劣化することはないと考えられる。

表-12 桁 高 の 影 響

	迎 角	中央径間 1/2点	中央径間 1/6点
渦 励 振 振 幅 (無次元振幅 : 振幅/幅員) () 内は 発現風速域 (m/s)	+ 3°	0.023 [14.1~19.4]	0.014 [14.3~18.0]
	0°	0.016 [13.3~18.5]	0.012 [13.8~18.6]
	- 3°	0.010 [13.4~18.3]	0.011 [12.8~16.8]
ギャロッピング 発 現 風 速 (m/s)	+ 3°	35.5	34.6
	0°	37.7	37.2
	- 3°	45.8	44.7

(4) 2次元実験と3次元実験の比較

図-12に2次元部分模型実験と3次元全体模型実験の結果の比較を示した。気流は一樣流で、構造減衰は $\delta=0.02$ である。迎角は 0° ， $\pm 3^\circ$ について検討した。2次元実験結果は中央径間1/2点，1/6点のもので代表させた。これによると，ギャロッピング発現風速は両者ではほぼ一致する。渦励振については発現風速はおおよそ一致するものの，振幅については3迎角いずれに対しても3次元実験結果の方が大きく，約2倍の振幅を記録した。

橋軸方向に一樣な断面を持つ橋梁においては，2次元模型実験によって得られた結果から断面に作用する空気力を算定し，3次元模型実験での応答結果を推定すると，3次元模型での応答の方が約3割ほど大きいという結果が得られる。

本橋の場合，桁端部に近づくにつれて桁高が高くなる変断面構造であるため，桁端部に働く空気力が大きくなり，全体での発振振幅をさらに増大させる傾向にあるのではないかと考えられたが，図-12を見ても判るように中央径間1/2点，1/6点ともにほぼ等しい応答振幅が得られており，変断面による影響はないと判断される。したがって，本調査における2次元実験結果と3次元実験結果の相違は他の要因によるものと推定される。他の要因としては，3次元実験における橋軸方向へ流れる気流の存在や，橋脚の存在等が考えられるが，現段階では明らかではない。

本調査では，実橋により近い，しかも今回の実験結果からみても安全側の評価を与える3次元実験結果から本橋の耐風性を評価するものとし，2次元実験結果は，断面の耐風性の良否を比較するなど，相対的な評価に用いるものとした。

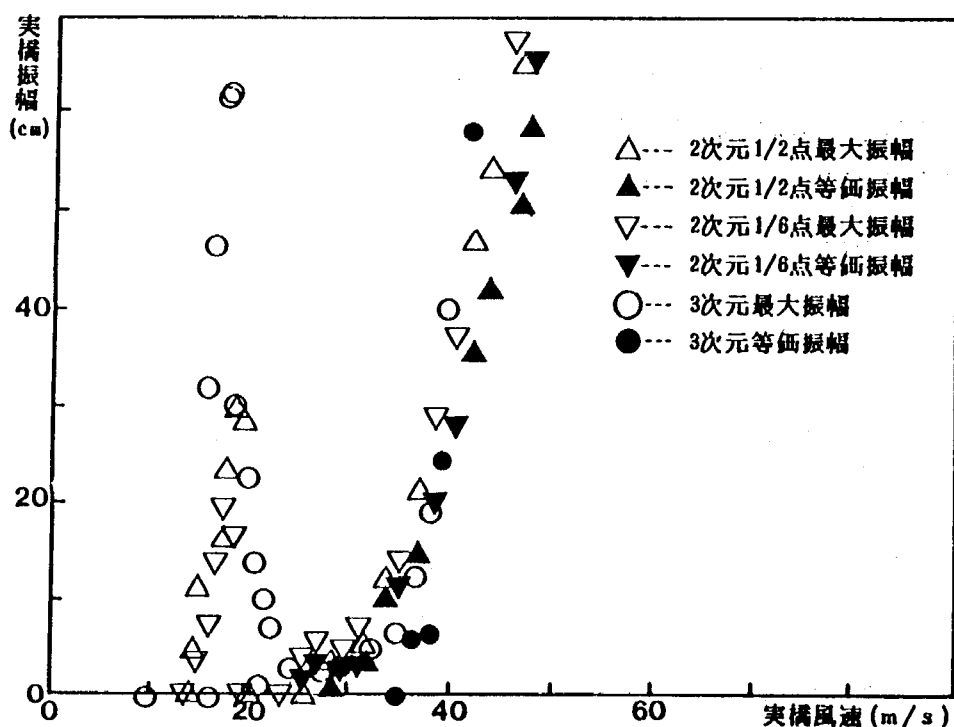


図-12.1 2次元実験と3次元実験の比較（一樣流， $\delta=0.02$ ，迎角 $+3^\circ$ ）

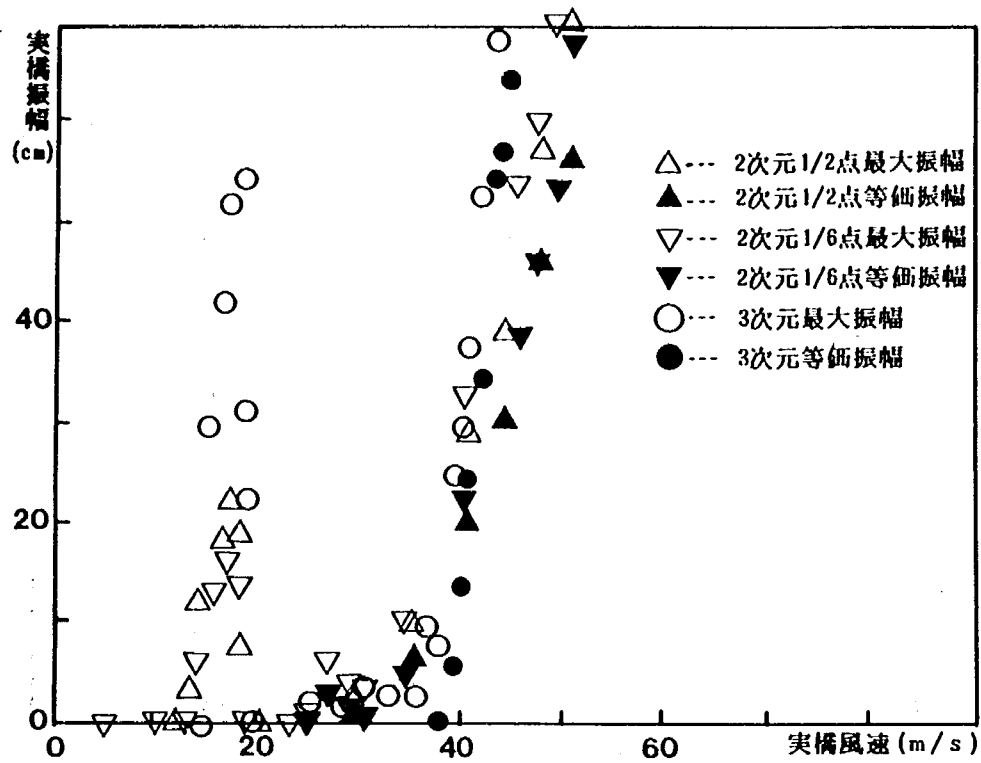


図-12.2 2次元実験と3次元実験の比較 (一様流, $\delta = 0.02$, 迎角 0°)

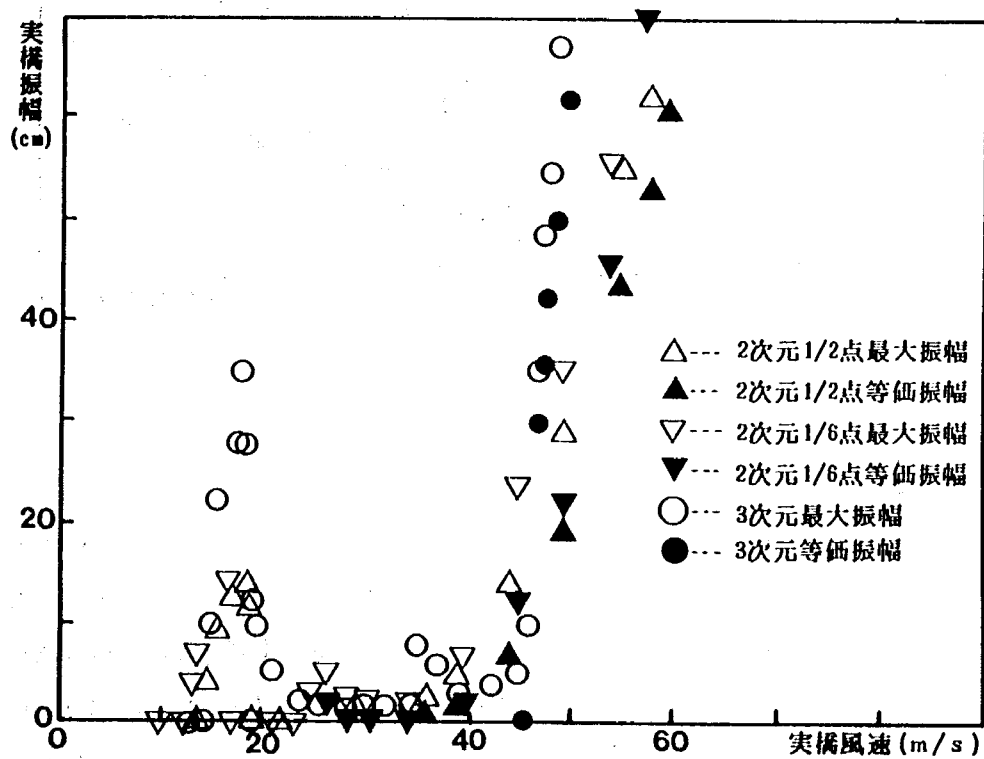


図-12.3 2次元実験と3次元実験の比較 (一様流, $\delta = 0.02$, 迎角 3°)

3.3.2 乱流の影響

図-13に3次元実験における乱流中での応答を示した。乱流はⅠからⅤまでの4種類で、気流の特性は3.2.3に詳細を示した。図-13の結果はいずれも迎角が 0° で構造減衰が $\delta=0.04$ のときのものである。

一般に、気流中における乱れの存在は、渦励振を抑制し、ギャロッピングに対しても急激な発達を抑え、不規則な振動であるバフエティングに変化させるとされている。図-13から判るように、本調査においてもこの傾向がうかがえ、渦励振振幅は著しく減少し、ギャロッピングは風速の上昇とともに穏やかに発達するバフエティングに変化している。特に渦励振については、架橋地点と気流特性が近いと考えられる乱流Ⅰでは全く発現しなくなる。

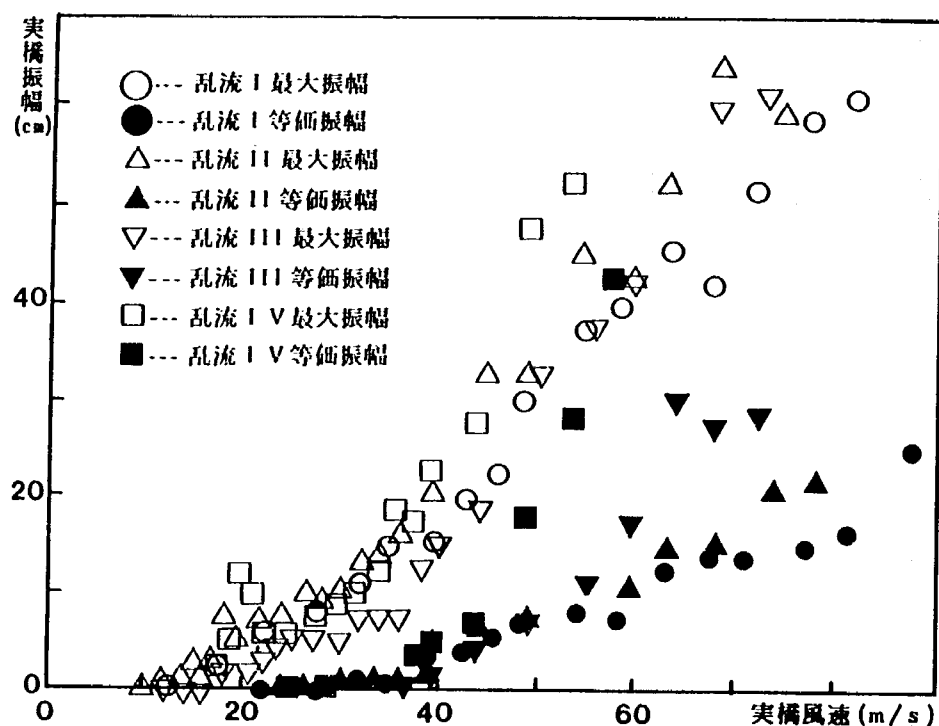


図-13 乱流の影響 (3次元実験, $\delta=0.04$, 迎角 0°)

3.3.3 構造減衰の影響

図-14に構造減衰の変化が応答に与える影響について示した。図-14.1は2次元一様流中での実験結果、図-14.2は3次元一様流中での実験結果、そして図-14.3は3次元乱流中(乱流Ⅰ)の実験結果である。構造減衰の増加は振動を抑制する方向に働くが、図-14によると本調査では、構造減衰が $\delta=0.02 \sim 0.10$ の範囲では、ギャロッピングやバフエティングの特性はあまり変化しないことが判る。しかし、渦励振に関しては2次元、3次元ともに構造減衰の増加は、振幅の減少を促すことがわかる。3次元実験では、構造減衰が $\delta=0.04$ 以上になると鉛直たわみ1次の渦励振は現れなくなる。構造減衰と渦励振最大振幅との関係を図-15に示す。2次元実験では、構造減衰を0.07以上にすると渦励振は現れなくなる。

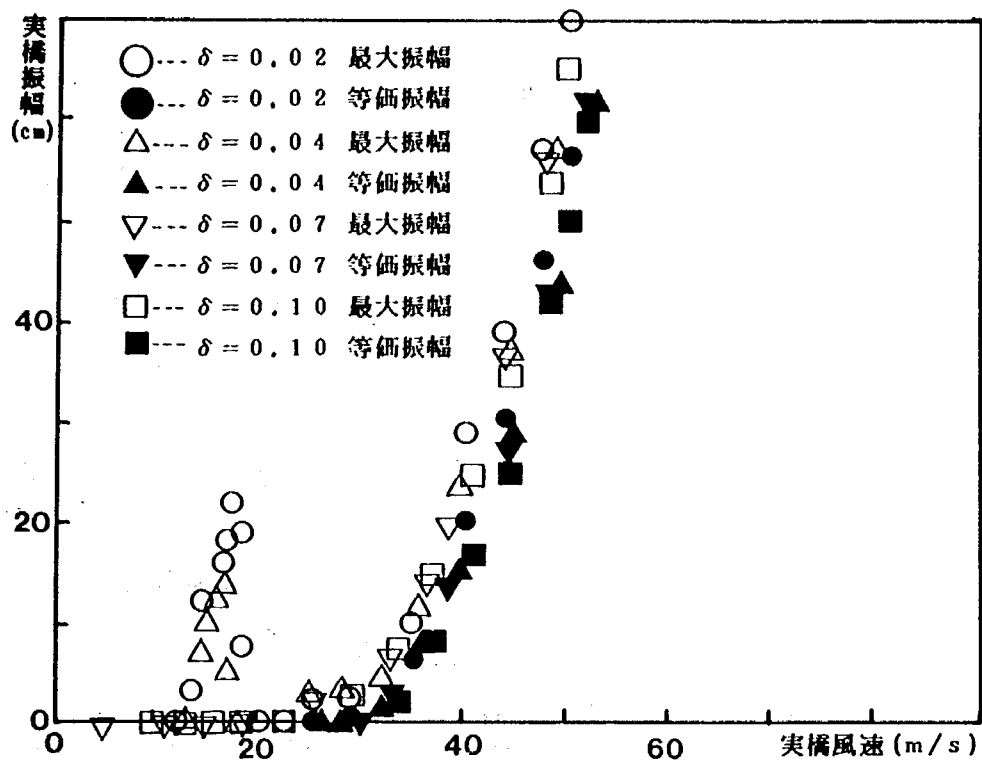


図-14.1 構造減衰の影響（2次元実験，一樣流，迎角 0° ）

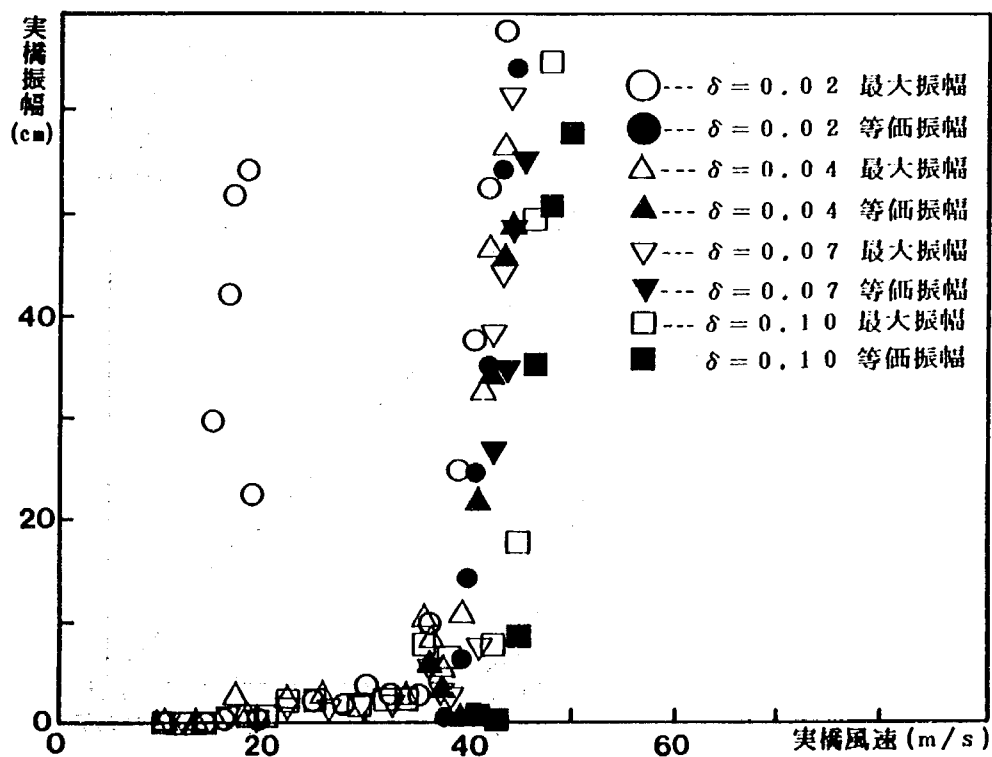


図-14.2 構造減衰の影響（3次元実験，一樣流，迎角 0° ）

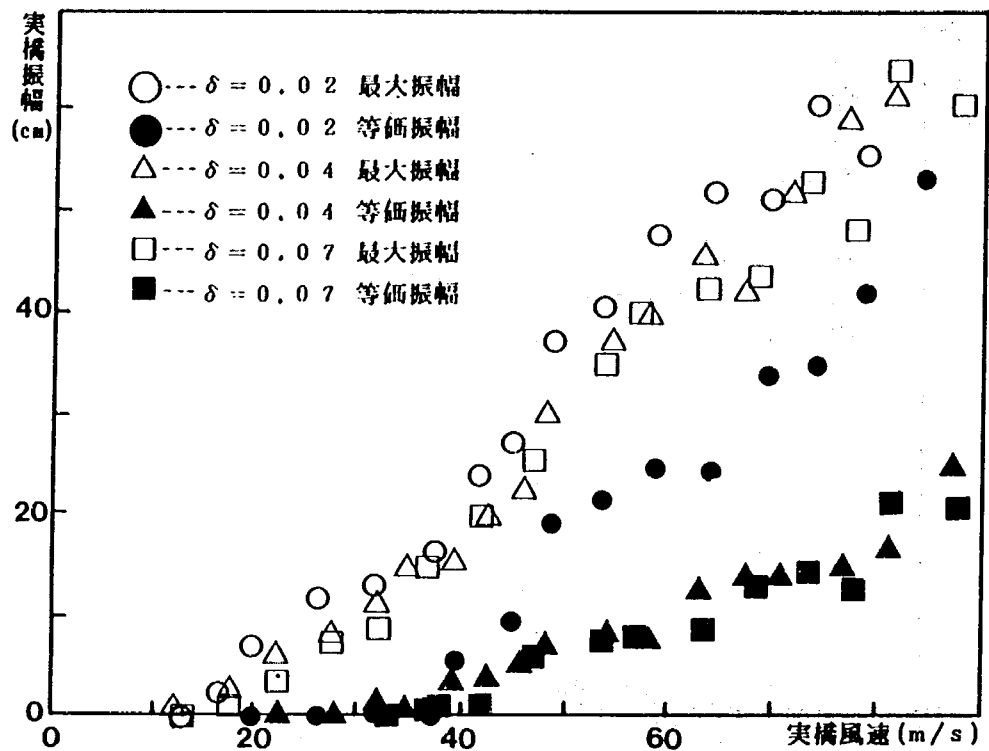


図-14.3 構造減衰の影響 (3次元実験, 乱流 I, 迎角 0°)

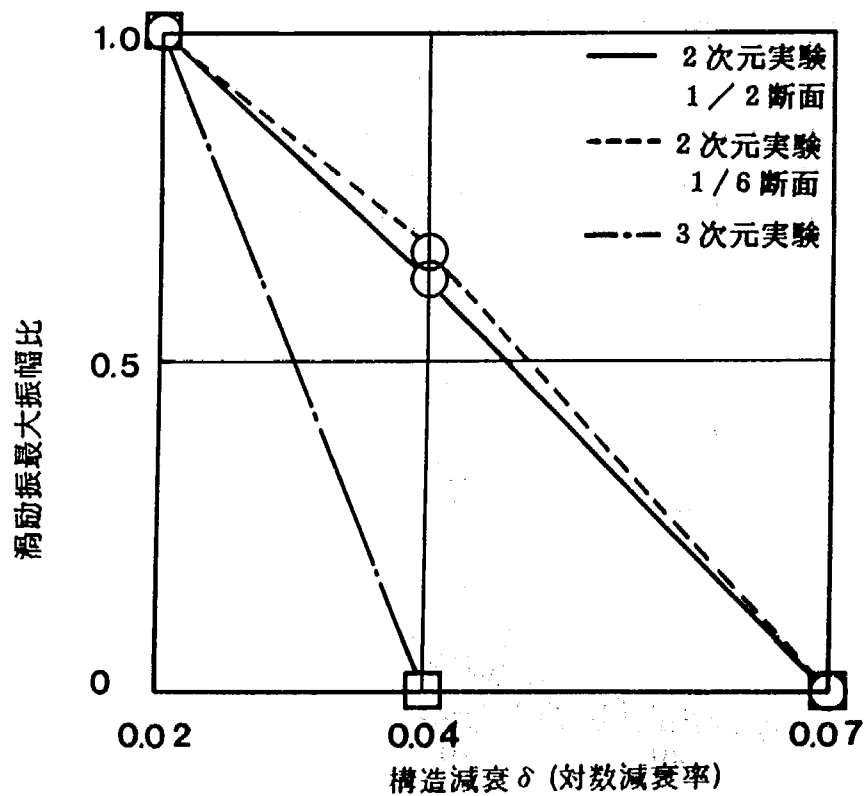


図-15 2次元実験における構造減衰と渦励振最大振幅の関係

3.3.4 制振対策の検討

一様流中の実験では、大振幅の渦励振と風速40m/s付近でギャロッピングが発現したため、これらの振動現象を抑制するための制振対策について検討を実施した。

表-13に、各種制振対策について評価した。これから以下のことが判明した。

- (1) 車道側（海側）にのみ取り付け付けたフラップでは、長さ0.7m、角度10°のもの（模型番号4）が渦励振に対し抑制効果が大きく、ギャロッピングに対しても、若干の効果が期待できる。しかし、他のフラップ（模型番号5）では効果は期待できない。
- (2) 耳桁部に取り付けたフラップ（模型番号6, 7）は効果がほとんどない。
- (3) ダブルフラップは、渦励振、ギャロッピングどちらに対しても効果が大きい。
- (4) プレートは、長さ1.0mものを下フランジから1.0mのところに取り付けたもの（模型番号14）がギャロッピングに対して効果がある他はほとんど効果がなく、逆に渦励振振幅は大きくなる傾向にある。

表-13 制振対策の評価

制 振 対 策	模型番号	効 果	
		渦 励 振 抑 制	ギャロッピング抑 制
フ ラ ッ プ (車道側のみ)	4	◎	○
	5	△	△
フ ラ ッ プ (耳桁部取付)	6	△	○
	7	△	○
ダブルフラップ	8	◎	◎
	9	◎	◎
プ レ ー ト	10	—	△
	11	—	△
	12	—	△
	13	×	△
	14	×	◎

◎：効果大 △：効果無し
○：やや効果あり ×：逆効果

3.3.5 耐風性に関する評価

本橋の設計案断面については、風洞実験の結果、一様流中では風速20m/sをやや下まわる風速域で渦励振が発現し、風速40m/s付近でギャロッピングが発現する恐れがあることが判明した。しかし、構造減衰や現地の風の特徴を考慮すると上記の結果をもとに本橋の耐風性を評価するのは、適切とは言えない。

箱桁橋の場合、吊橋や斜張橋に比べ、実橋での振動実験例が少ないことから、耐風性の評価に際して

は構造減衰を斜張橋と同程度の $\delta = 0.02$ とする例が多い。しかし、最近、箱桁橋における振動実験が数例報告されており、これらの実験結果から判断すると、箱桁橋の構造減衰は吊橋・斜張橋と比較して大きいものと考えられる⁷⁾。図-16に斜張橋と箱桁橋の構造減衰とスパン長の関係を示した。小数の実測例ではあるが、これによれば箱桁橋の構造減衰は $\delta = 0.04$ 以上としてよいと考えられる。したがって、本橋の場合も構造減衰を $\delta = 0.04$ と評価しても差し支えないものと考えられる。

架橋地点の自然風の特性を考慮した耐風性評価を行うには、風洞内に架設地点の風と相似した乱流を発生させ、その気流中での応答を把握することによって行う。3.2.4で述べたように今回の3次元模型実験で発生させた乱流では、乱れのスケールは実験に使用した乱流全てにおいて概ね架橋地点と一致しており、乱れ強さ、風速のパワースペクトルについては乱流Ⅰがよく一致している。したがって本橋における実際の対風応答は、乱流Ⅰでの実験結果が最も的確に表現しているものと思われる。

以上の事情から、本橋の最終的な耐風性の評価は使用気流が乱流Ⅰ、構造減衰が $\delta = 0.04$ での実験結果をもとに行うこととする。

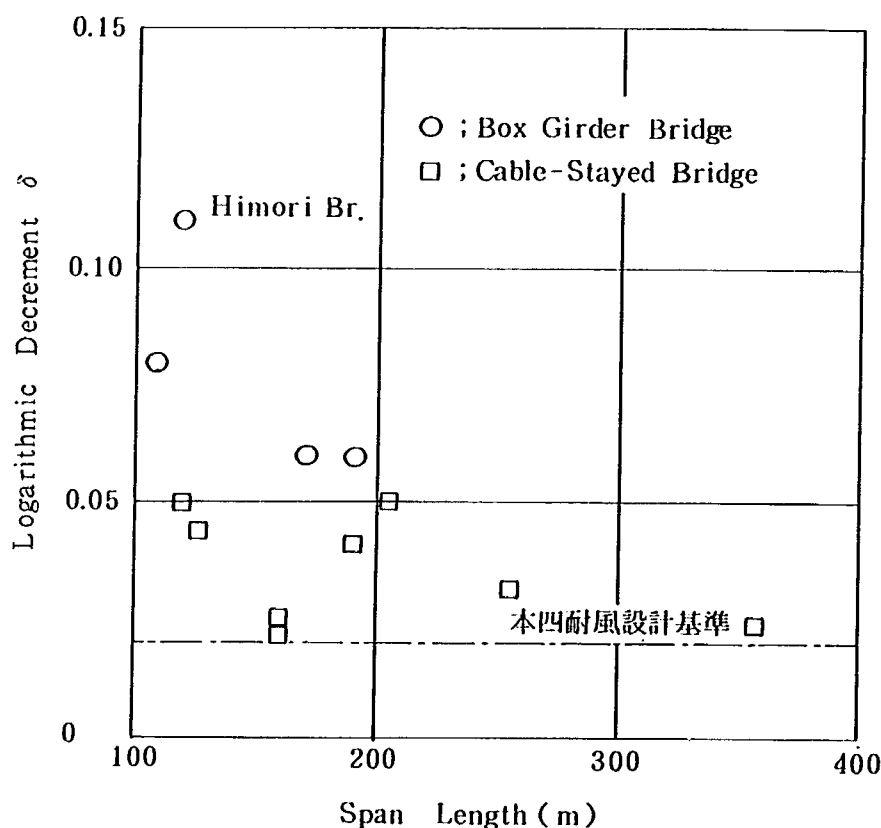


図-16 箱桁橋と斜張橋における構造減衰とスパン長の関係

上記の実験条件における本橋の対風応答の特性は、渦励振やギャロッピングは発現せず、風速の上昇に伴い徐々に振幅が増大する不規則振動いわゆるバフティングが現れ、その振幅は、設計風速である37m/sにおいて中央径間中央での最大振幅が約17cm、振幅の標準偏差が約3cmとなる。

このような振動現象では、発現の有無よりも振幅の適切な評価が重要である。発生する応力が設計応

力よりも大きくなったり、比較的小さな応力でも振動現象においては繰り返し応力となるため疲労による損傷を受けたりする可能性がある。前者のような要因による破壊を初通過破壊、後者の要因による破壊を疲労破壊と定義する。これらの破壊現象を発生させる最低限の振幅を許容振幅とし、設計風速以下の風速域においてこの許容振幅を上回る振幅が現れない場合は、十分な耐風性を有していると考えてよい。

表-14に初通過破壊および疲労破壊に対する許容振幅を示す。許容振幅の算定法については、付録に詳細を示した。

応答振幅と許容振幅の関係を図-17に示す。これによると設計風速以下の風速域では、許容振幅を超えるような振動は予想されない。しかも発現振幅は許容振幅をかなり下回っており、風によって励起された振動（バフエティング）が本橋に損傷を与えるようなことはないと判断できる。

表-14 許 容 振 幅

照査対象	着 目 断 面	許 容 振 幅	
		実橋振幅 (cm)	無次元振幅
初通過破壊	中央径間中央	59.2	0.046
	側径間中央	34.2	0.026
疲労破壊	中央径間中央	53.3	0.041
	側径間中央	19.5	0.015

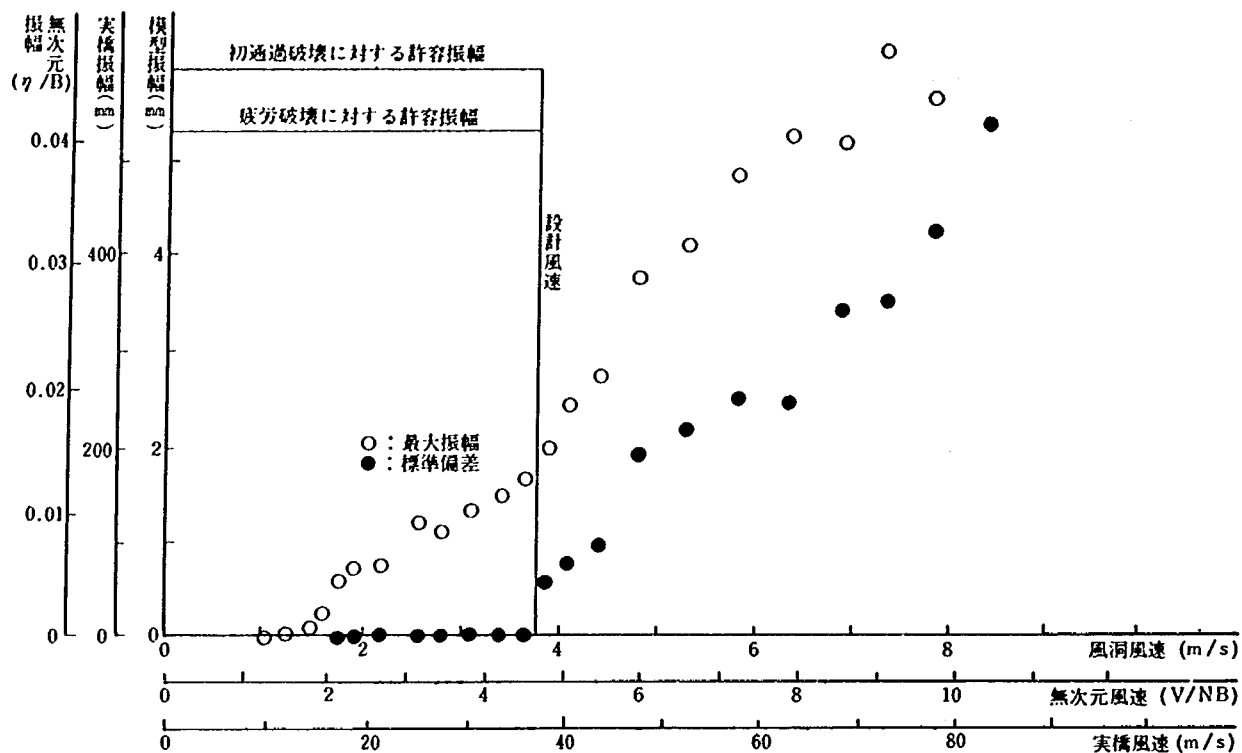


図-17.1 発現が予想される振幅と許容振幅 (中央径間中央)

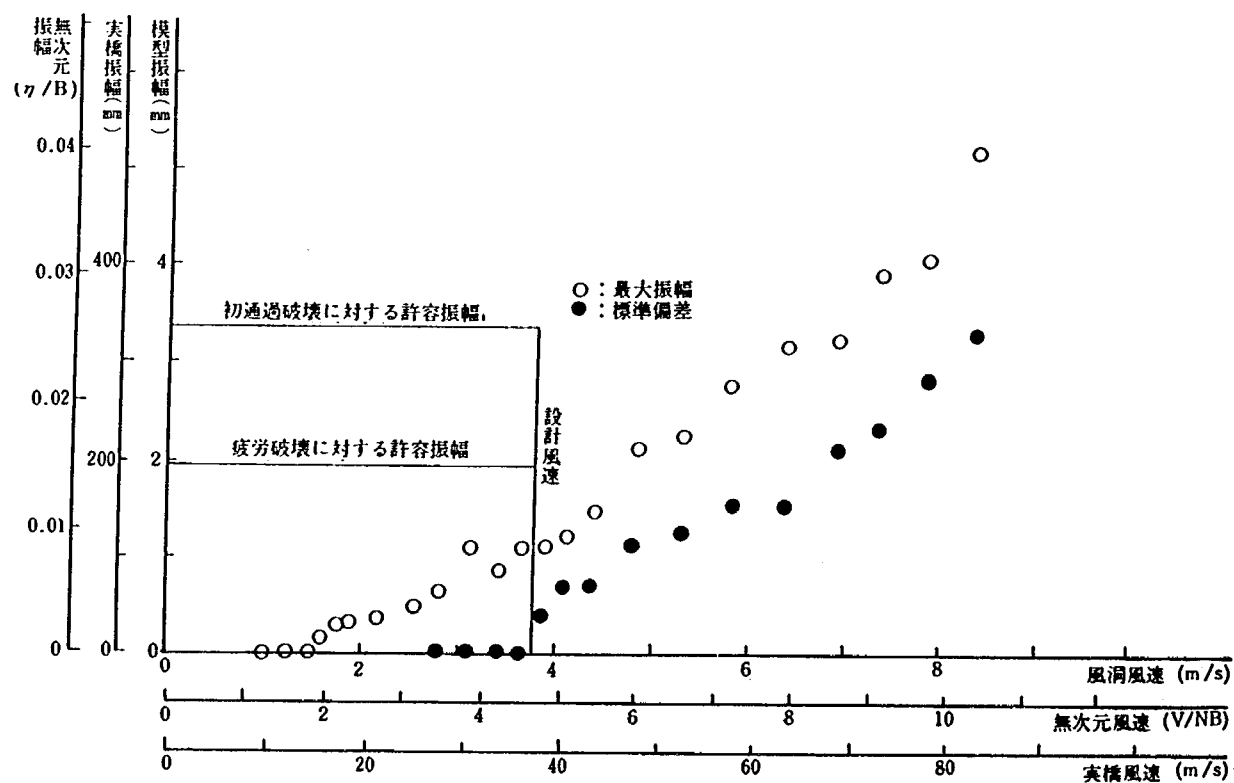


図-17.2 発現が予想される振幅と許容振幅 (側径間中央)

4. ま と め

本調査により札幌大橋の耐風性について得られた成果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 設計基本風速および設計風速の算定を行った。地形因子法および札幌管区気象台と架橋地点近傍の風速の相関を用いて札幌管区気象台での値を補正して求める方法の2つの方法で設計基本風速を求めたところ、両手法とも同程度となり、再現期間100年で37m/sが得られた。設計風速は、架橋地点とほぼ類似した乱流中での実験であることを考慮し、高度補正のみを行うものとしたため37m/sとなった。
- (2) 架橋地点での風観測データの解析を実施した。その結果、乱れ強さは水平方向で10～12%、鉛直方向で4～5%であり、乱れのスケールは水平方向でおよそ100m程度であることがわかった。既存の資料と対応して考えると、架橋地点付近は地表がかなり滑らかな地域に分類される。
- (3) 札幌大橋の構造減衰は同種他橋梁の振動実験結果から判断すると、 $\delta = 0.04$ 以上としてさしつかえないものと考えられる。
- (4) 一様流中の2次元風洞実験によって以下のことが判明した。
 - a) 風向が内陸側の場合と海側の場合を比較すると海側の方がやや耐風性に劣るので海側の風に対して照査すれば安全側の評価を行うことができる。
 - b) 1箱桁断面と2箱桁断面ではその対風応答にはほとんど差はない。
 - c) 下フランジから1mの位置に取りつけられた長さ1mのプレートはギャロッピングに対し効果があるが、渦励振は逆に大きくなる。
 - d) ダブルフラップはギャロッピング、渦励振の両方に対し効果がある。
- (5) 3次元風洞実験の結果、以下のことが判明した。
 - a) 一様流中の実験では、構造減衰 $\delta = 0.02$ において大振幅の渦励振と風速40m/s付近においてギャロッピングが発現した。しかし構造減衰を $\delta = 0.04$ 以上とすると渦励振は全く現れなくなる。したがって、かなり乱れの少ないところでも構造減衰が大きければ渦励振の発現の可能性は低いと言える。
 - b) 水平方向の乱れ強さを10%以上とすると、渦励振もギャロッピングも発現しなくなりバフエティングが現れる。したがって、札幌大橋に現れる振動現象はバフエティングであると予想される。
- (6) 札幌大橋の耐風性について総合的な評価を行った。現地風観測データの解析結果、および既存の振動実験結果を考慮し、乱流I、構造減衰 $\delta = 0.04$ とした3次元風洞実験が本橋の対風応答を最も良く再現するものと推定された。実験では、渦励振、ギャロッピングともに発現せず、風速の増大とともに振幅も徐々に大きくなる不規則現象であるバフエティングが現れたが、発現する振幅は、許容振幅以下であった。

本調査で採用した乱流中での実験は、まだ手法が十分に確率されたものとは言えず、発現振幅の推定精度に若干の問題があると考えられるが、発現振幅は許容振幅をかなり下回るものと予想され、総合的にみて本橋の耐風性は良好であると判断できる。

- (7) 今後の検討課題として、積雪による断面形の変化が耐風性に及ぼす影響の調査や振動実験による構造減衰の検証等があげられる。

謝 辞

本調査を行うにあたり、北海道開発局、北海道開発局土木試験所、北海道開発局札幌開発建設部、北海道開発局札幌新道建設事務所および北海道開発コンサルタント(株)の関係各位から多大な協力を得たことを記し、ここに謝意を表します。

参考文献

- (1) 山本，横山，佐藤，中神，長大箱桁橋の耐風性，土木技術資料 Vo127. No 1， pp21～26
(1985年1月)
- (2) 北海道開発局札幌開発建設部，札幌開発コンサルタント；国道231号花畔大橋の耐震・耐風検討報告書，昭和59年10月
- (3) 建設省土木研究所，日本気象協会東京本部；設計基本風速調査に関する報告書，昭和52年3月
- (4) 岡内，伊藤，宮田；耐風構造，p 72，丸善株式会社
- (5) ESDU；Engineering Sciences Data Unit, Volume 1 Wind and turbulence data, Engineering Science Data Unit Ltd., 1982
- (6) 岡内，伊藤，宮田；耐風構造，p 69，丸善株式会社
- (7) 横山功一，中神陽一；鋼箱桁橋における振動実験，第16回日本道路会議論文集623（1985年10月）

付録 許容振幅の算定法

(1) 初通過破壊に対する許容振幅

振幅がある程度以上の振動では、発生する応力が許容限度を超え、橋梁の破壊に結びつくことが考えられる。このような振幅の振動による急激な破壊を初通過破壊と定義する。本調査では、最大応力が部材の降伏点に達する振幅を初通過破壊を生じる振幅とし、同時に初通過破壊に対する許容振幅と定義する。

発生応力を降伏点応力に達するまで許すので、発生を許容される風による応力 σ_{wa} は

$$\sigma_{wa} = \sigma_a \cdot \gamma_w - \sigma_d \quad (\text{付-1})$$

ここに、 σ_a ; 許容応力度

σ_d ; 死荷重による応力度

γ_w ; 許容応力度の割り増し係数

したがって、初通過破壊に対する許容振幅 η_p は、

$$\begin{aligned} \eta_p &= \sigma_{wa} / \sigma_\ell \\ &= (\sigma_a \cdot \gamma_w - \sigma_d) / \sigma_\ell \end{aligned} \quad (\text{付-2})$$

ここに、 σ_ℓ ; 単位振幅当りの発生応力度

中央径間および側径間における単位振幅当りの発生応力度は、それぞれ支間中央が 1 cm 変位したときに、支間中央下フランジ部に最大応力が発生するので、その値から以下のように求まる。

$$\text{中央径間} \quad \sigma_\ell = 22.6 \text{ kg/cm}^2 / \text{cm}$$

$$\text{側 径 間} \quad \sigma_\ell = 63.4 \text{ kg/cm}^2 / \text{cm}$$

死荷重による応力度は、中央径間、側径間それぞれ中央で、

$$\text{中央径間} \quad \sigma_d = 1042 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{側 径 間} \quad \sigma_d = 211 \text{ kg/cm}^2$$

許容応力度の割り増し係数は、発生応力が降伏点応力に達するまで許容するので 1.7 を採用する。

以上から初通過破壊に対する許容振幅は以下のように求められる。

$$\text{中央径間 中央} \cdots \eta_p = 59.2 \text{ cm} \quad (\eta_p / B = 0.046)$$

$$\text{側 径 間 中央} \cdots \eta_p = 34.2 \text{ cm} \quad (\eta_p / B = 0.026)$$

(2) 疲労破壊に対する許容振幅

本調査において疲労の照査の対象となる振動現象は、バフエティングである。バフエティングは風の乱れに起因する不規則振動であるから、振動振幅については確率的処理が必要となる。ここでは、白石・松本らによって行われた方法⁽¹⁾を用いて検討を行うものとした。この方法は、風速の生起確率分布がワイブル分布に、バフエティングの振幅が Rayleigh 分布に従うものと仮定し、耐用年数期間内における振幅と発生回数の関係を求め、さらに S-N 曲線から累積疲労を算出し、疲労に対する照査を行うというものである。以下に詳細を示す。

風の乱れに起因する不規則振動応答（パフエティング）は、一般に平均風速 $\bar{V}$ の自乗に比例するものと考えられる。すなわち、

$$\sigma \eta = C \bar{V}^2 \quad (\text{付-3})$$

ここに、 $\sigma \eta$ ；振幅の標準偏差

$\bar{V}$ ；平均風速

C ；比例定数

構造物の不規則振動がある卓越振動数を有しており、かつ振幅 η が不規則に変動するとき、振幅の確率密度関数は一般にRayleigh分布に従うものとし、以下のように近似できる。

$$g(\eta) = \frac{\eta}{\sigma \eta^2} \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\eta^2}{2 \sigma \eta^2} \right) \right\} \quad (\text{付-4})$$

ここに $g(\eta)$ ；振幅 η の確率密度関数

一方、風速の生起確率密度関数は、ワイブル分布に従うものとして以下のように表すことができる。

$$f(V) = \frac{k}{C} \cdot \left(\frac{k}{C} \right)^{k-1} \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{k}{C} \right)^k \right\} \quad (\text{付-5})$$

風速が0から V_0 （設計風速）の間で、振幅が η から $\eta + \Delta \eta$ である振動が生じる確率は、次のように示される。

$$\begin{aligned} p(\eta) &= \int_0^{V_0} \left\{ \int_{\eta}^{\eta + \Delta \eta} g(\eta, V) d\eta \right\} f(V) dV \\ &\doteq \int_0^{V_0} g(\eta, V) f(V) \Delta \eta dV \end{aligned} \quad (\text{付-6})$$

$$\text{ただし、} g(\eta, V) = \frac{\eta}{(c \bar{V}^2)^2} \exp \left\{ - \left[\frac{\eta^2}{2 (c \bar{V}^2)^2} \right] \right\} \quad (\text{付-7})$$

したがって、耐用年数 T_0 の間に、振幅 $\eta \sim \eta + \Delta \eta$ の振動が発生する回数 n_η は、

$$n_\eta = T_0 \cdot f_0 \cdot p(\eta) \quad (\text{付-8})$$

ここに、 T_0 ；耐用期間

f_0 ；卓越振動数

応力と振幅との関係が線型であると仮定すれば、振幅 η での疲労限界繰返し数 N は以下のように示される⁽²⁾。

$$N_\eta = 2 \times 10^6 \times \left(\frac{\eta}{\eta_a} \right)^{-\frac{1}{\alpha}}$$

ここに、 η_a ；疲労限界振幅

α ；S-N線勾配

累積疲労は下式左辺のように示され、疲労に対する安全性は、この累積疲労が1を超えるか否かで判断される。

$$\int_0^c V_0^2 \frac{n \eta}{N \eta} d \eta < 1 \quad \dots\dots\dots \text{安全}$$

$$\quad \quad \quad > 1 \quad \dots\dots\dots \text{疲労破壊の恐れあり} \quad (\text{付-9})$$

本橋の架設地点では、式(付-3)に代入する係数 k 、 c が得られていないので、札幌管区气象台における値を用い、風速 V を補正することにした。札幌管区气象台と石狩気象観測所の風速の関係は次式で示される。

$$V_n = 0.534 V_u^{1.076}$$

ここに、 V_n ; 札幌管区气象台における風速

V_u ; 石狩気象観測所における風速

したがって、式(付-3)は以下のように表される。

$$f(V) = \frac{k}{c} \left(\frac{\gamma V_d}{c} \right)^{k-1} \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\gamma V_d}{c} \right)^k \right\} \quad (\text{付-5})$$

ここに、 $\gamma=0.534$ 、 $\beta=1.076$

疲労限界振幅 η_s は、200万回疲労許容応力度 σ_s を本四公団、上部構造設計基準・同解説(1977)に準拠するものとして $900\text{kg}/\text{cm}^2$ とし、次式によって求めた。

$$\eta_s = \sigma_s / 2 \sigma_t$$

その結果、 η_s は中央径間中央で19.9cm、側径間中央で7.10cmとなる。

その他の条件を以下のように定める。

$$T_o = 50\text{年} = 1.5g \times 10^9 (\text{sec})$$

$$V_D = 37 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 0.18 \text{もしくは} 0.25$$

$$k = 1.31$$

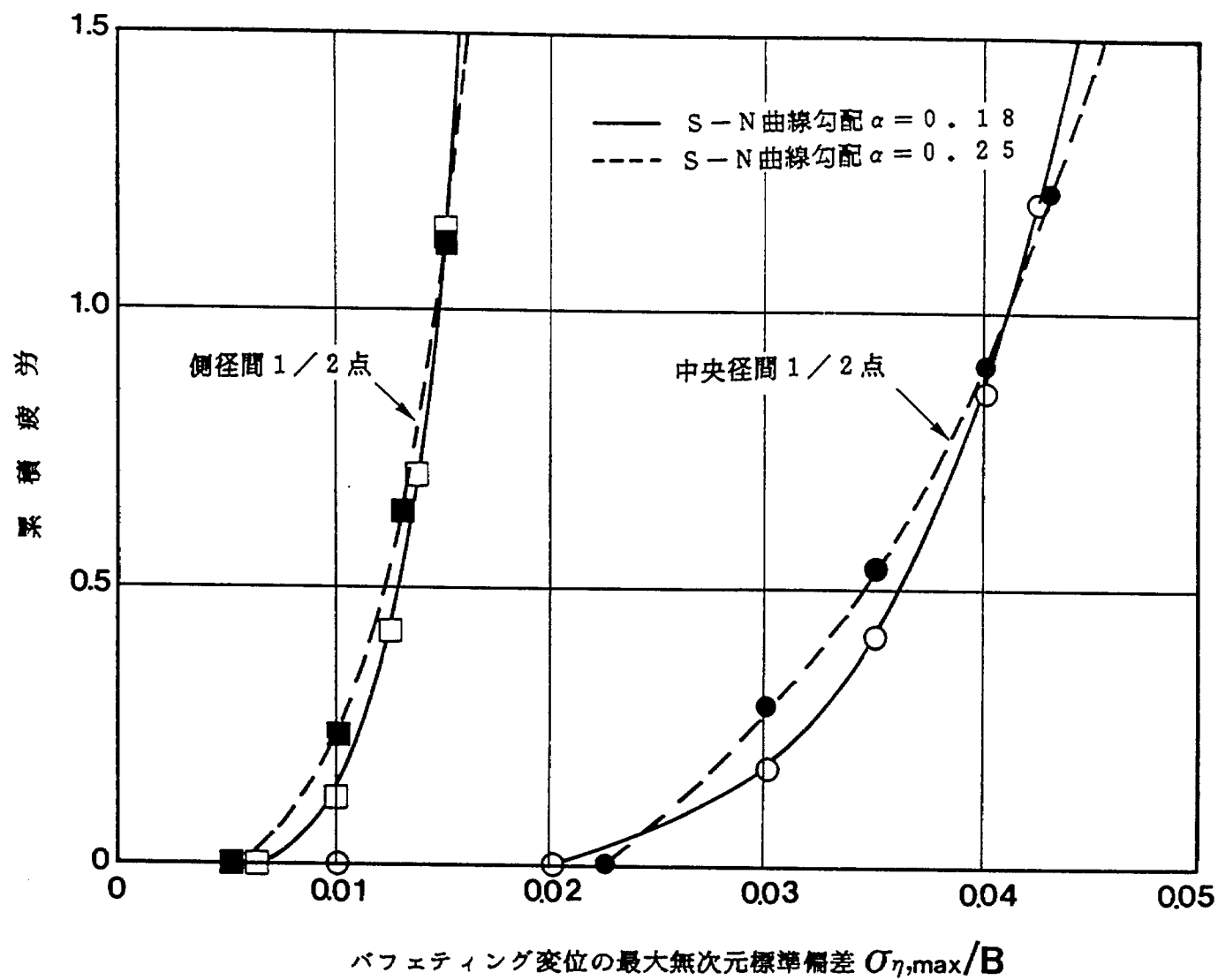
$$c = 2.73$$

$$f_o = 0.62 \text{ Hz}$$

次に、設計風速におけるバフエティング振幅を種々仮定し、それぞれの累積疲労を求め、設計風速におけるバフエティング振幅と累積疲労の関係を次項の図に示した。これによると、 $S-N$ 線勾配 α の影響はあまりなく、累積疲労が1となる振幅、すなわち疲労破壊に対する許容振幅 η_r は次のようになる。

$$\text{中央径間中央} \quad \dots\dots\dots \eta_r = 34.2 \text{ cm } (\eta_r/B = 0.026)$$

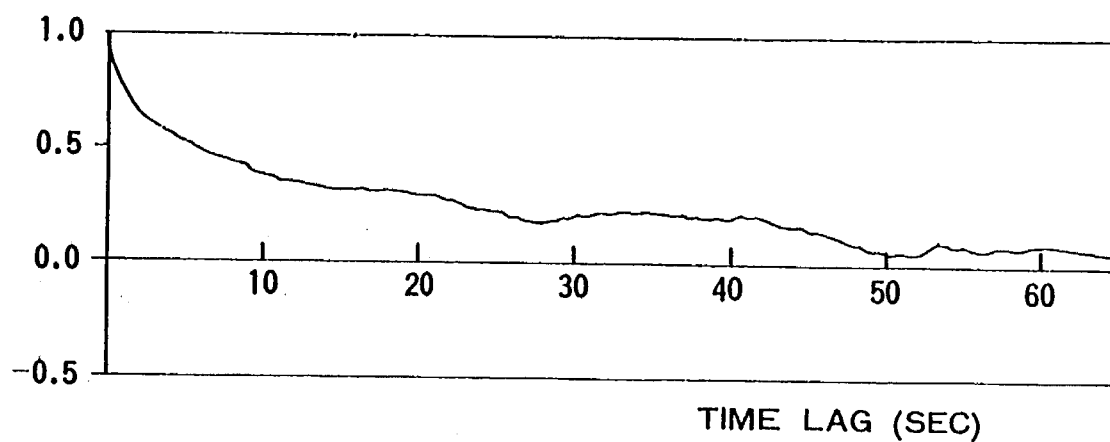
$$\text{側径間中央} \quad \dots\dots\dots \eta_r = 19.5 \text{ cm } (\eta_r/B = 0.015)$$



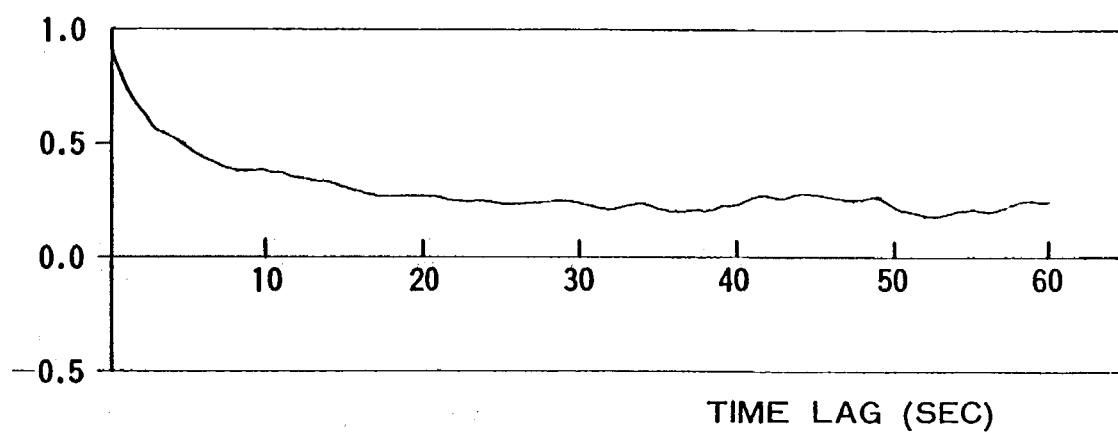
図一付1 バフェティング最大振幅と累積疲労

付 属 資 料

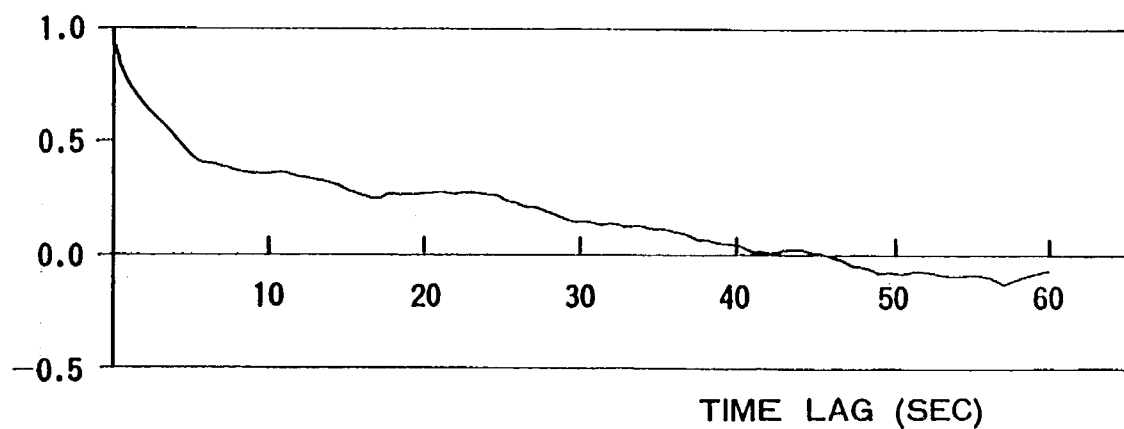
THE END



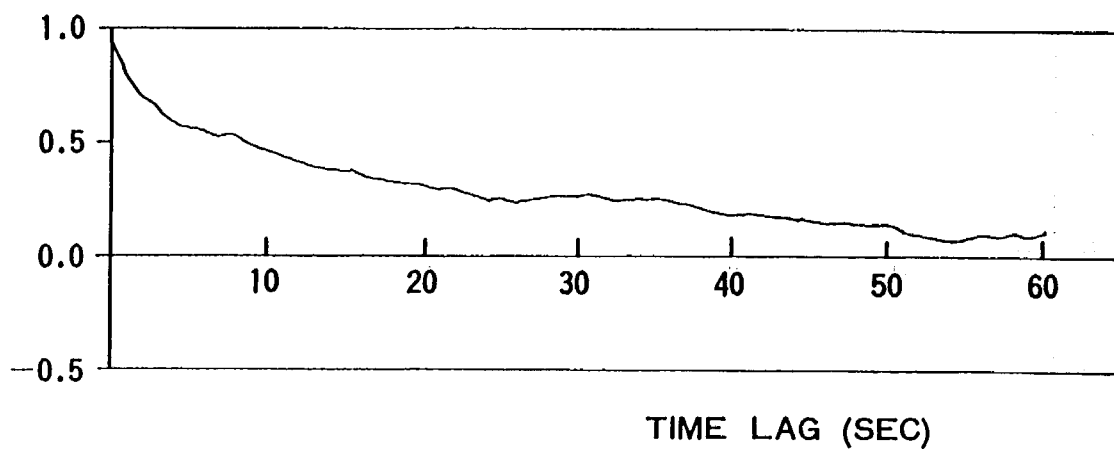
付図-1・1 現地観測における自己相関係数 (データNo.1)



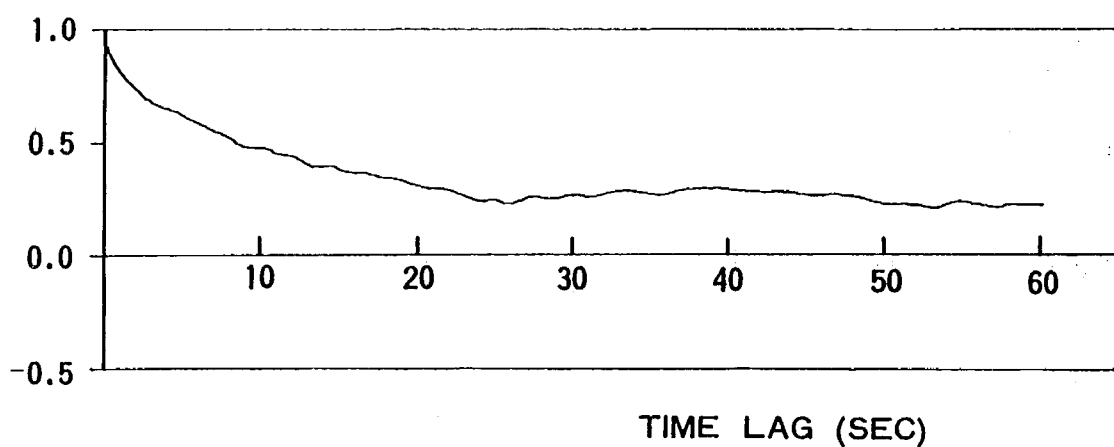
付図-1・2 現地観測における自己相関係数 (データNo.2)



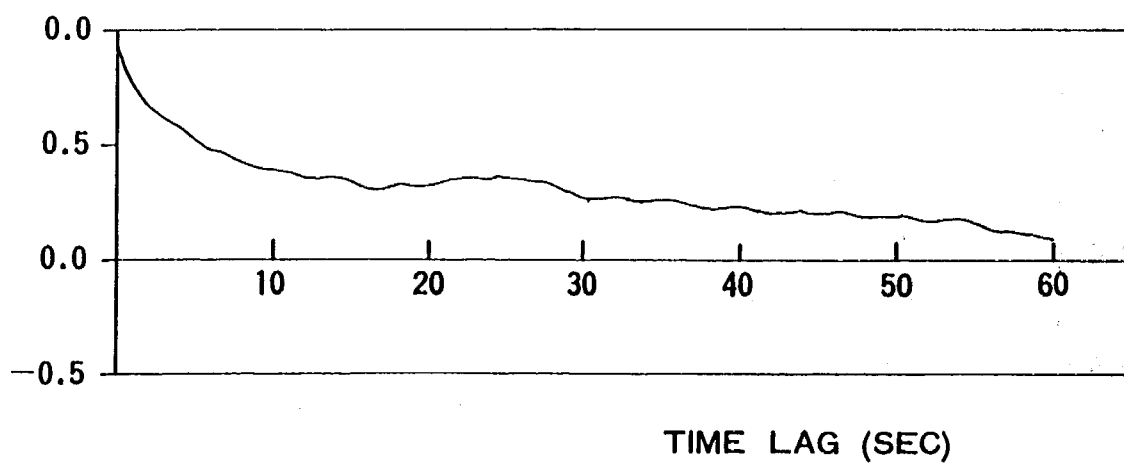
付図-1・3 現地観測における自己相関係数 (データNo.3)



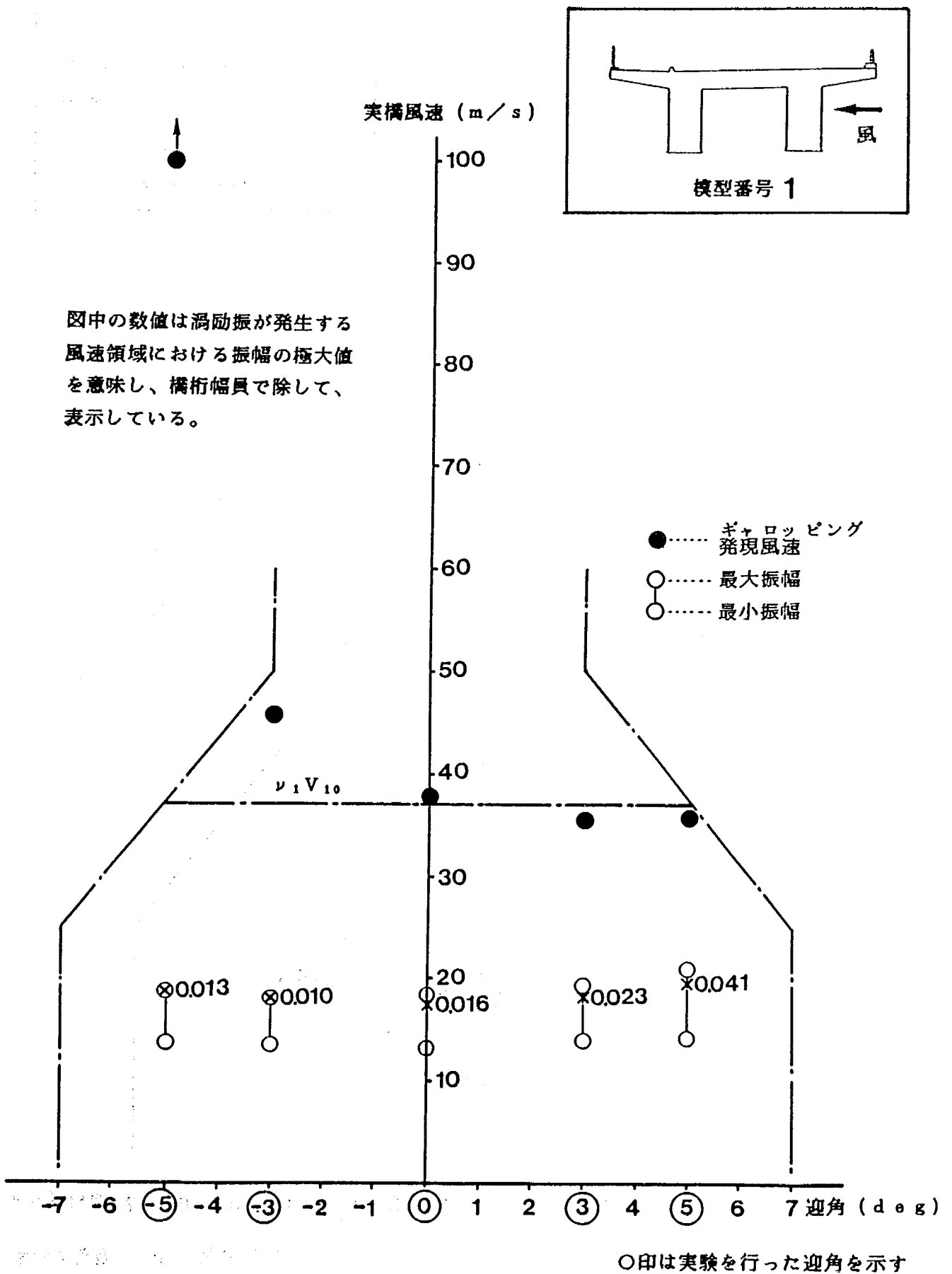
付図-1・4 現地観測における自己相関係数 (データNo.5)



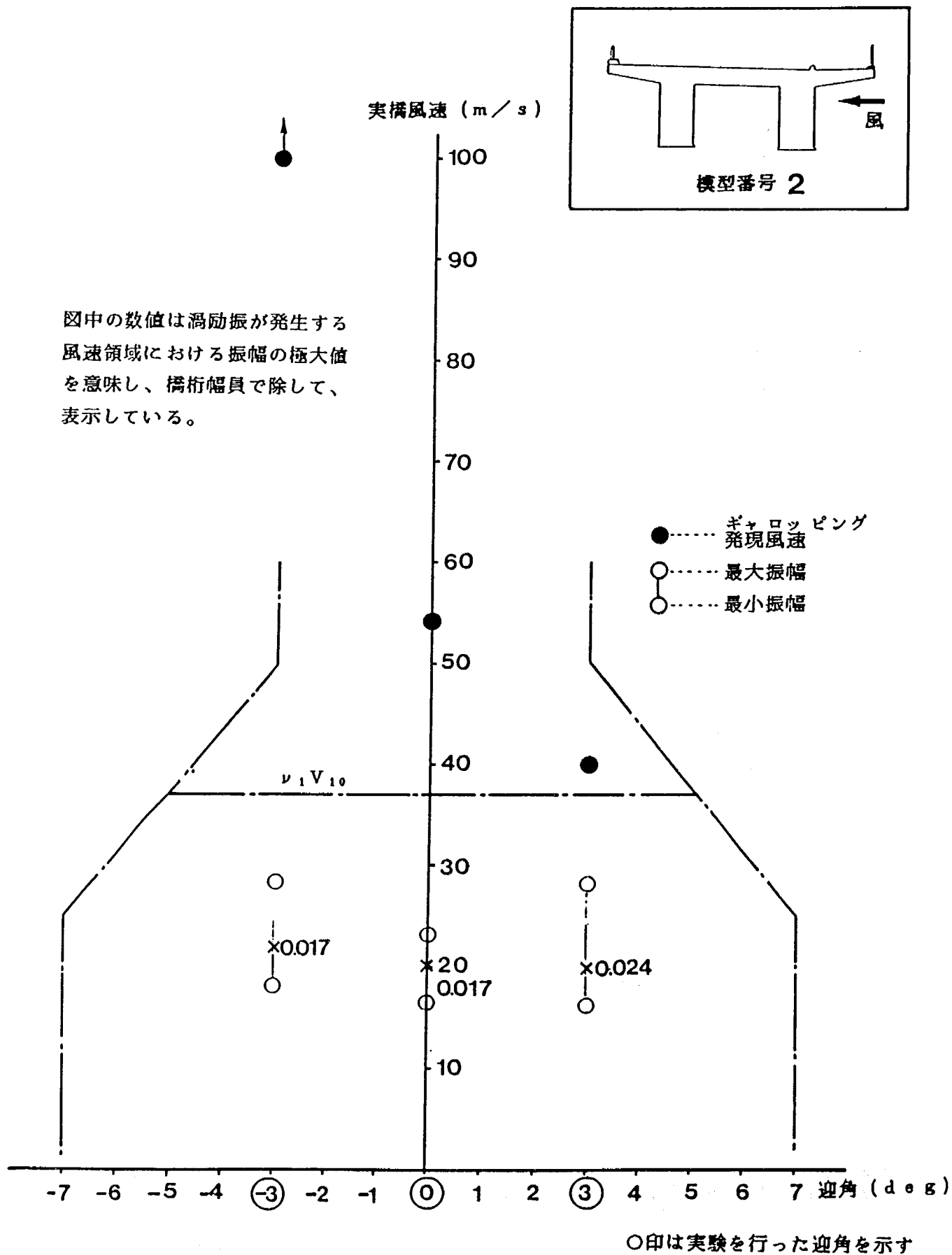
付図-1・5 現地観測における自己相関係数 (データNo.6)



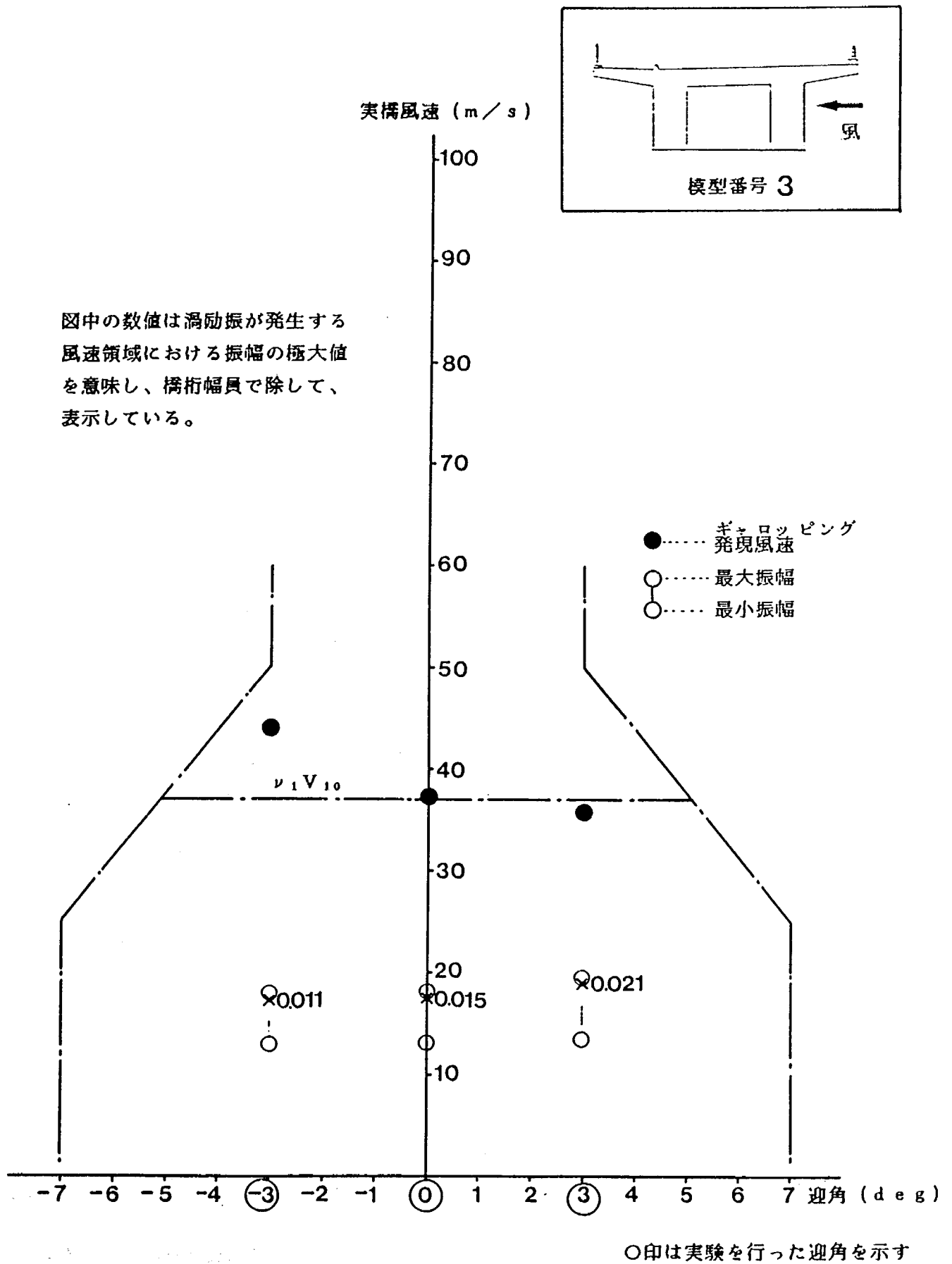
付図-1・6 現地観測における自己相関係数 (データNo.7)



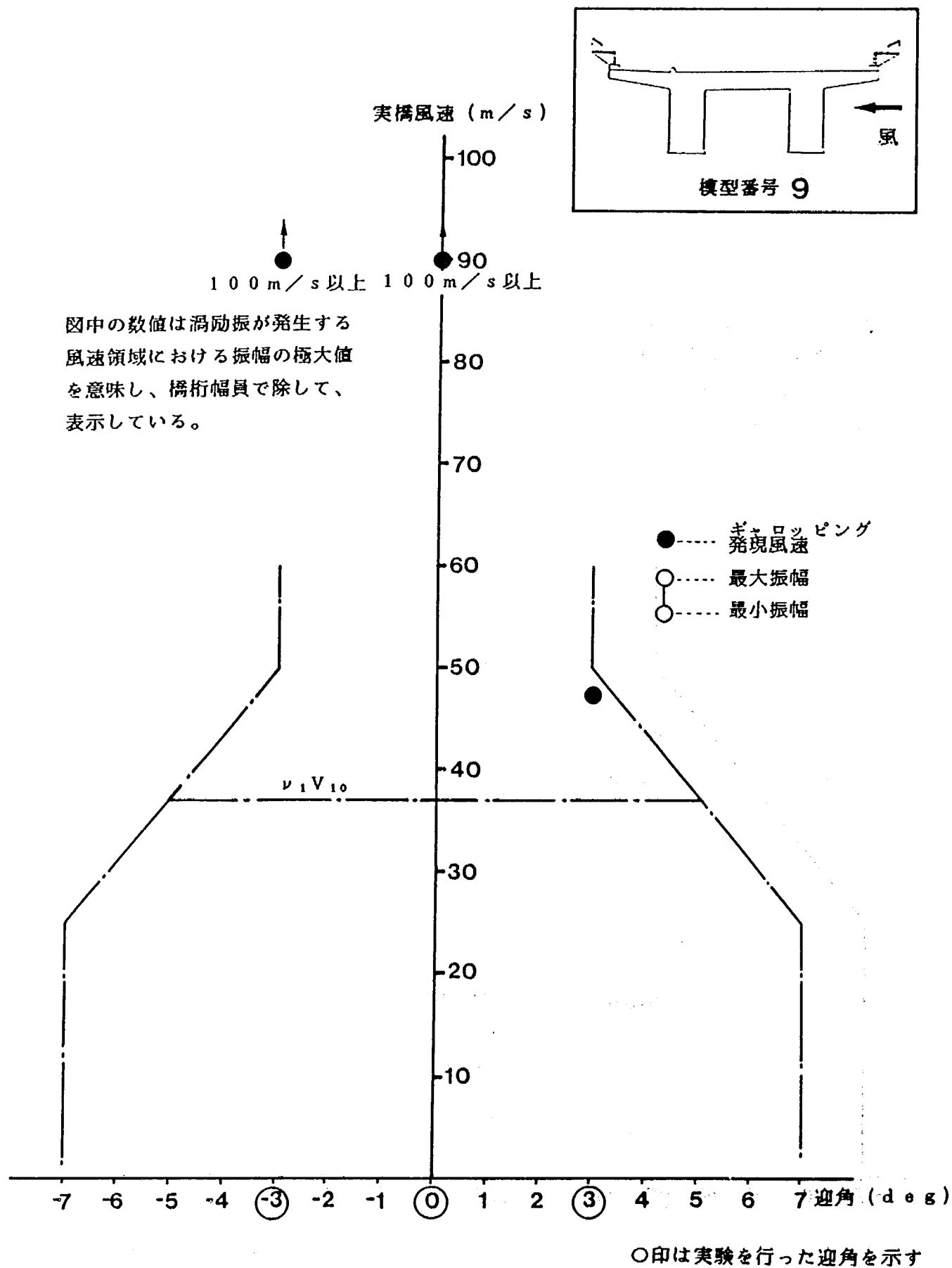
付図-2・1 発振風速—迎角曲線



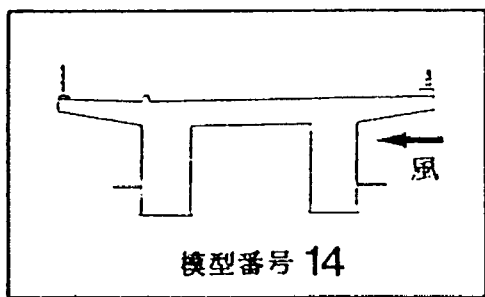
付図-2・2 発振風速—迎角曲線



付図-2・3 発振風速—迎角曲線

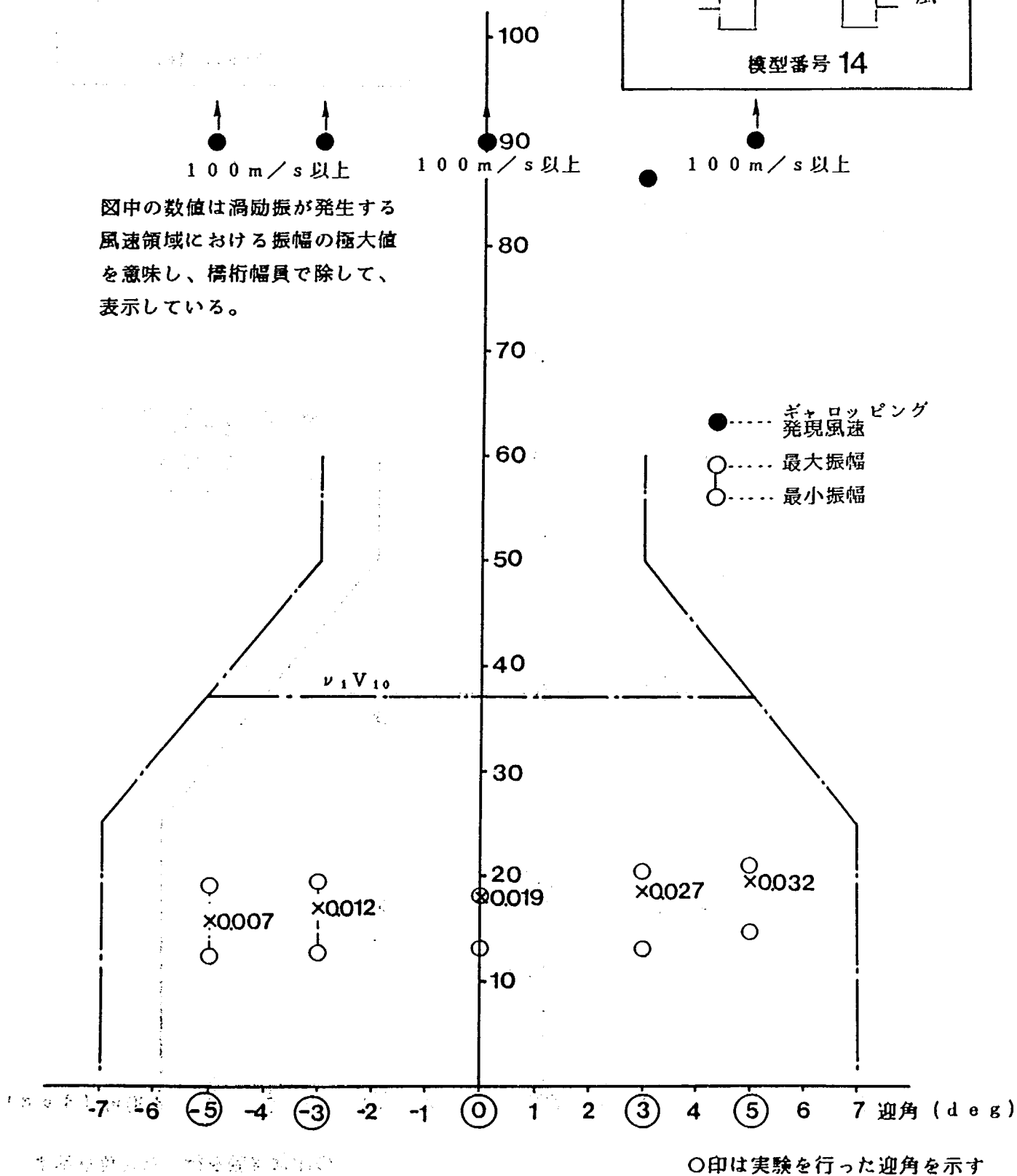


付図-2・4 発振風速—迎角曲線

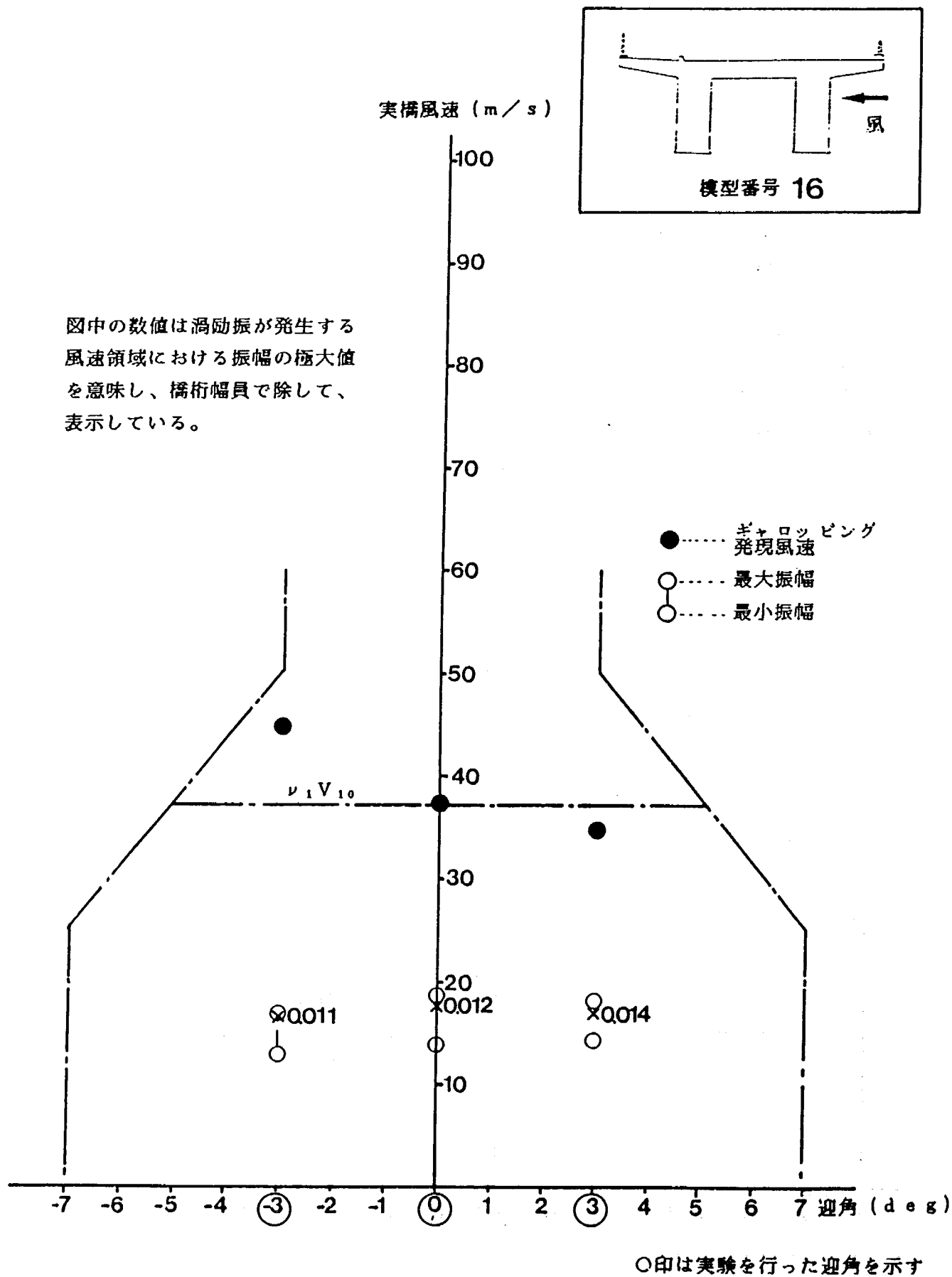


実構風速 (m/s)

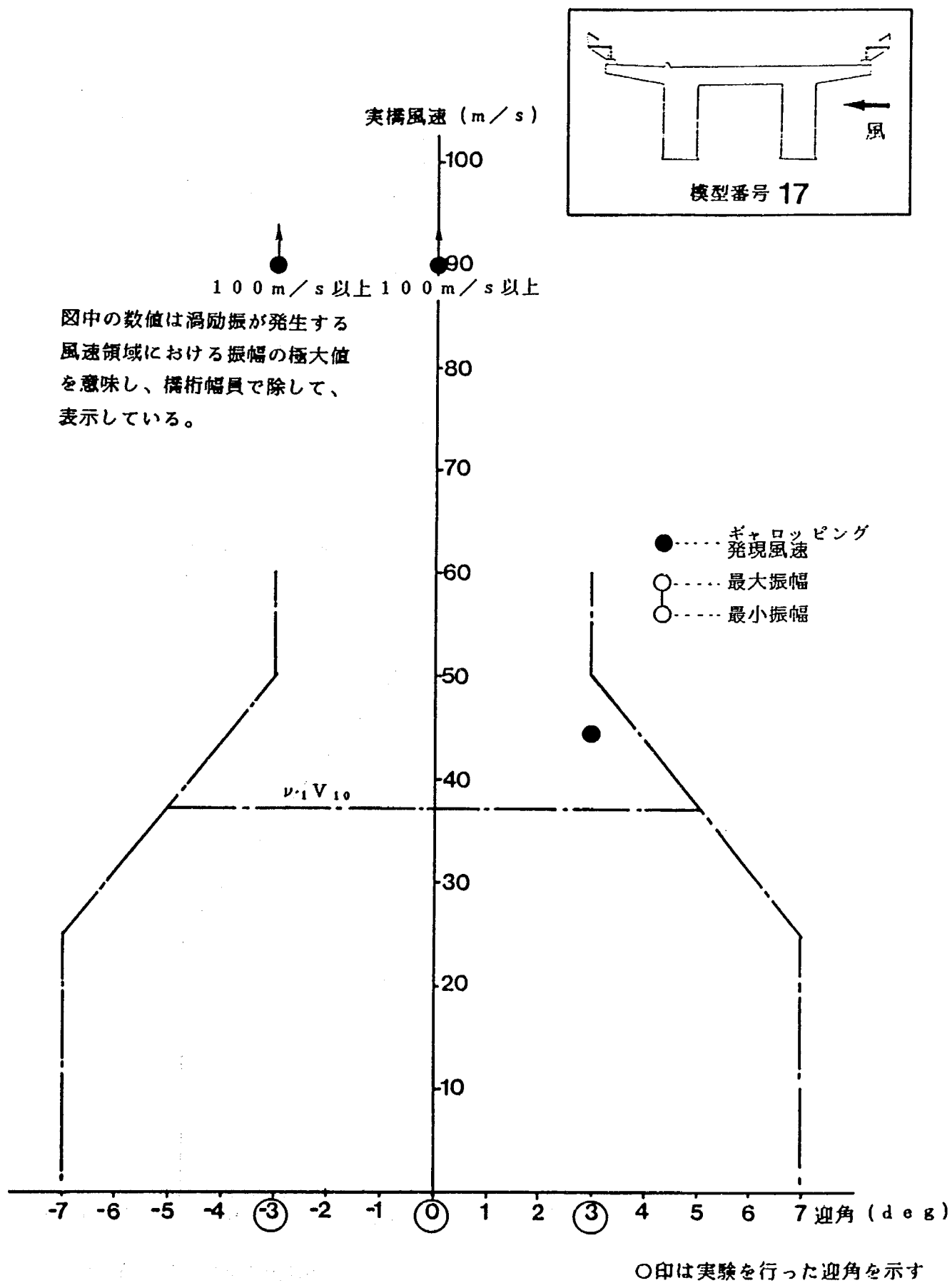
図中の数値は渦励振が発生する
風速領域における振幅の極大値
を意味し、橋桁幅員で除して、
表示している。



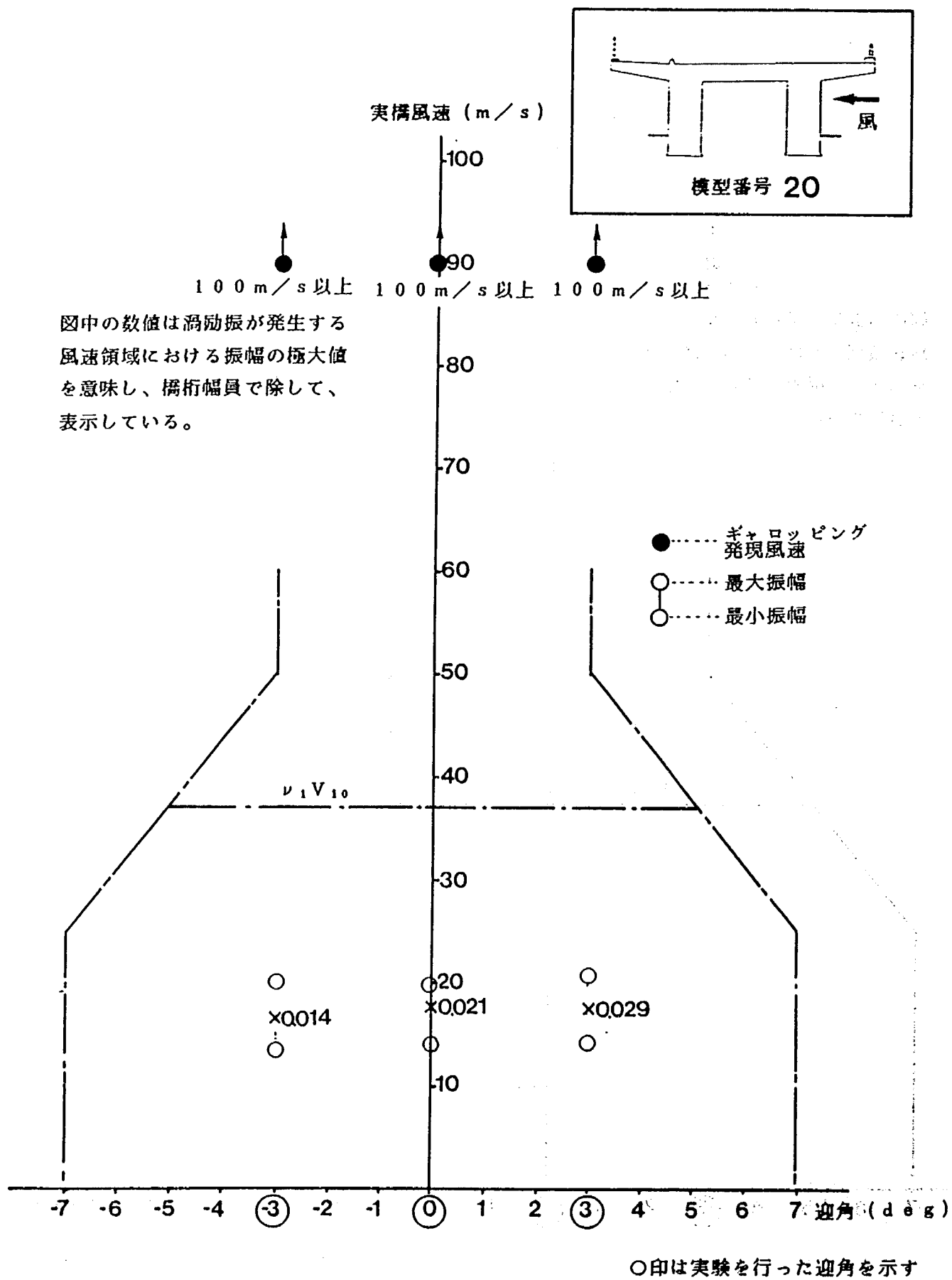
付図-2・5 発振風速—迎角曲線



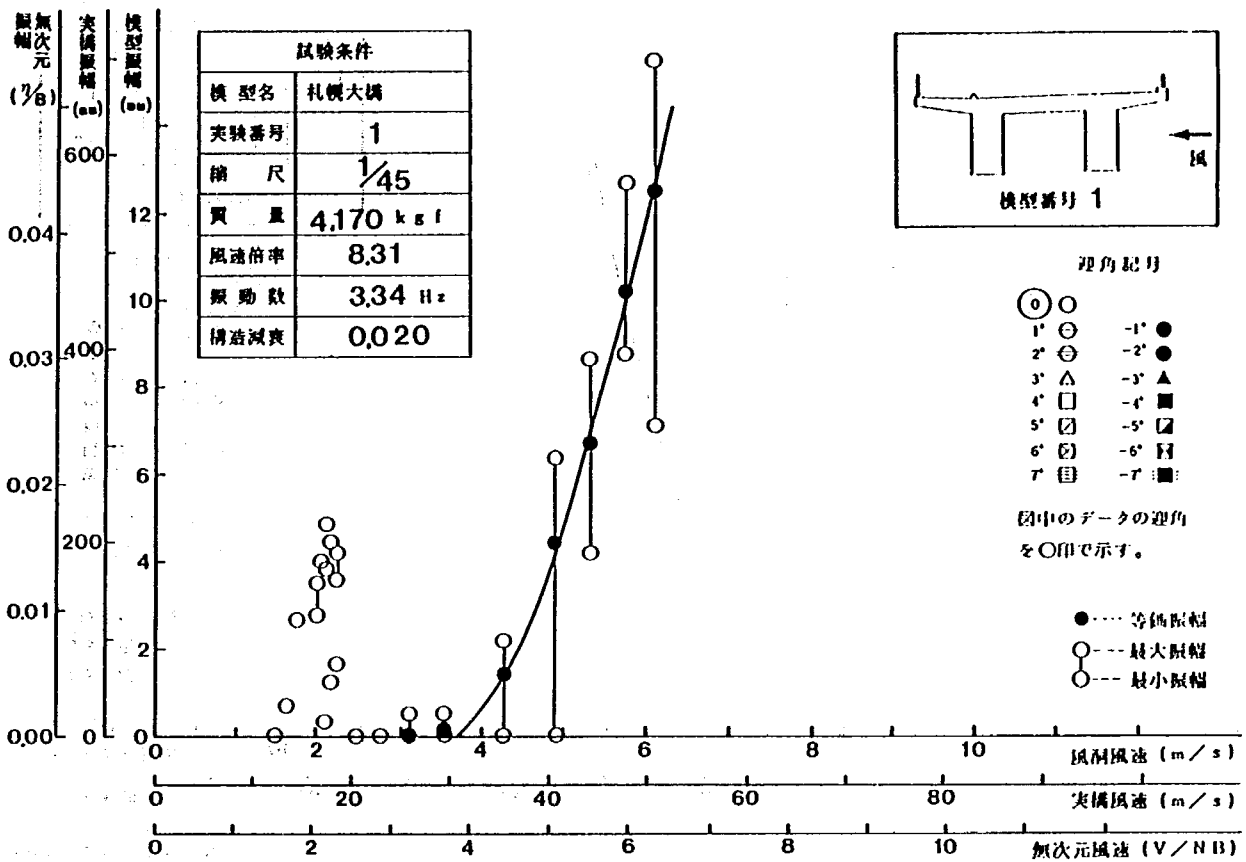
付図-2・6 発振風速—迎角曲線



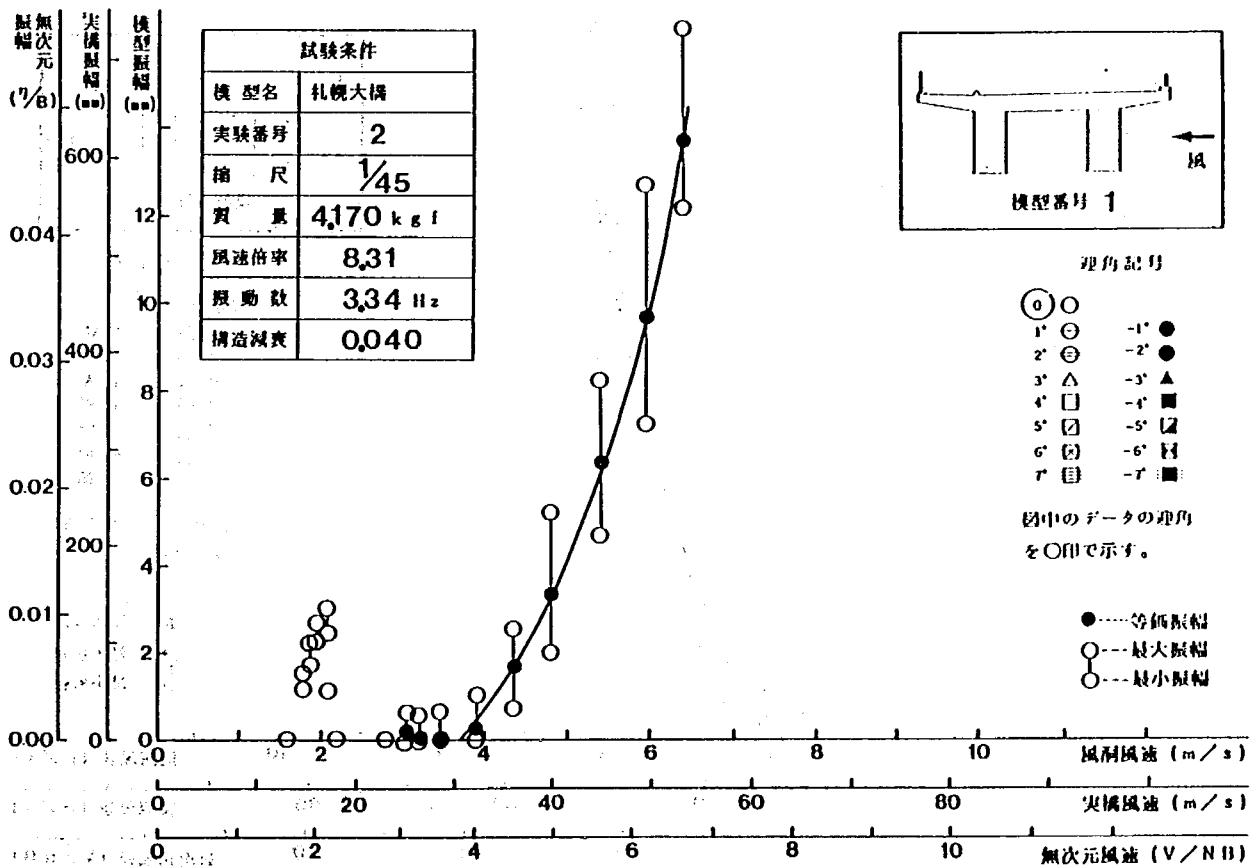
付図-2・7 発振風速—迎角曲線



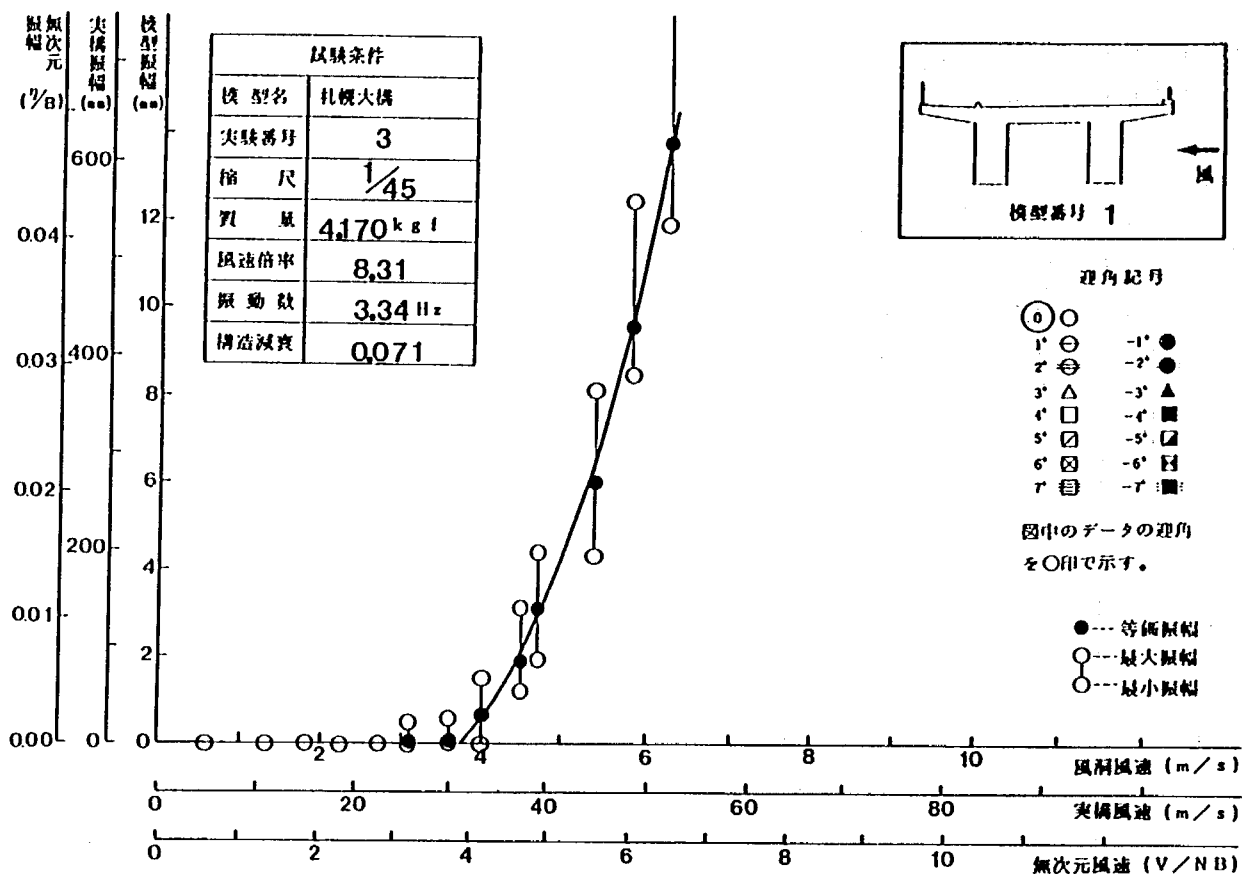
付図-2・8 発振風速—迎角曲線



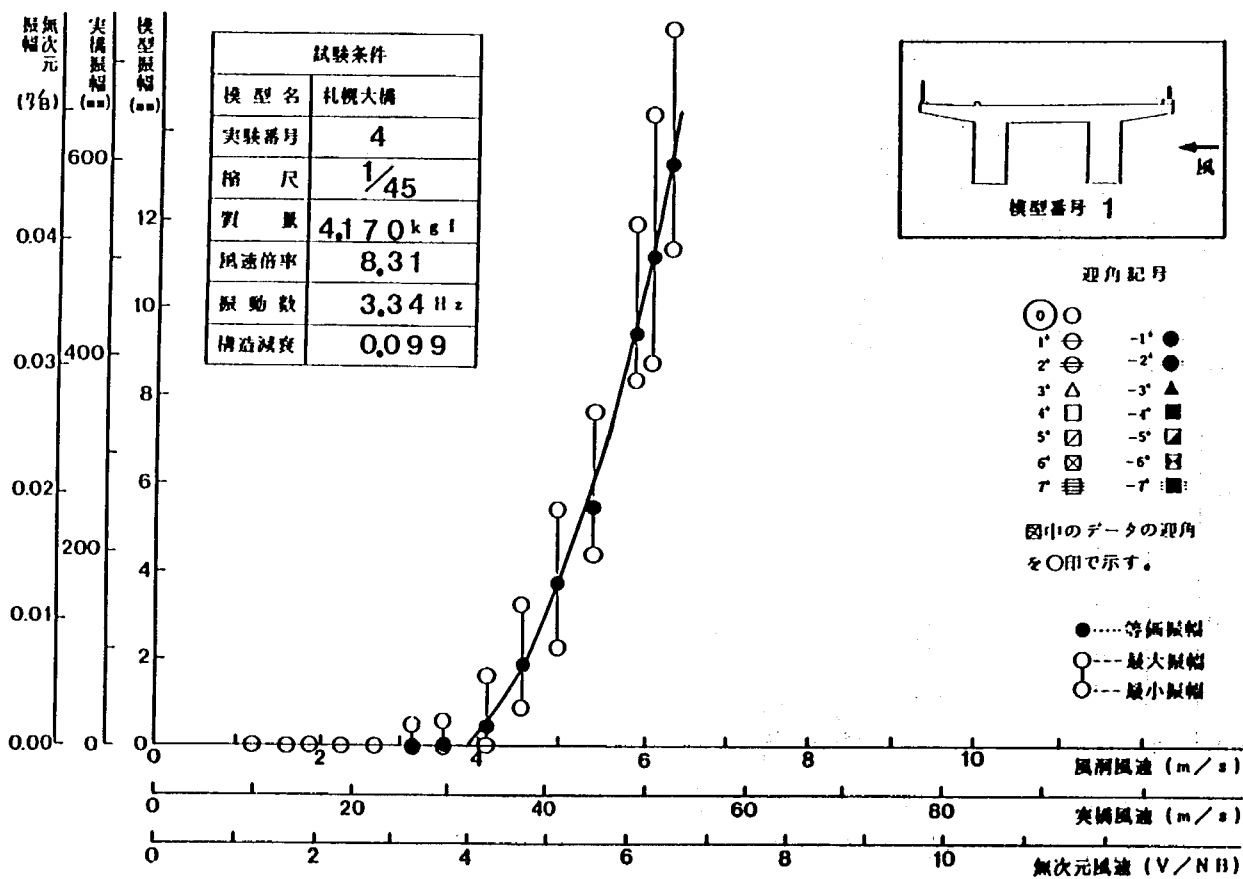
付図-3・1 風速—振幅曲線



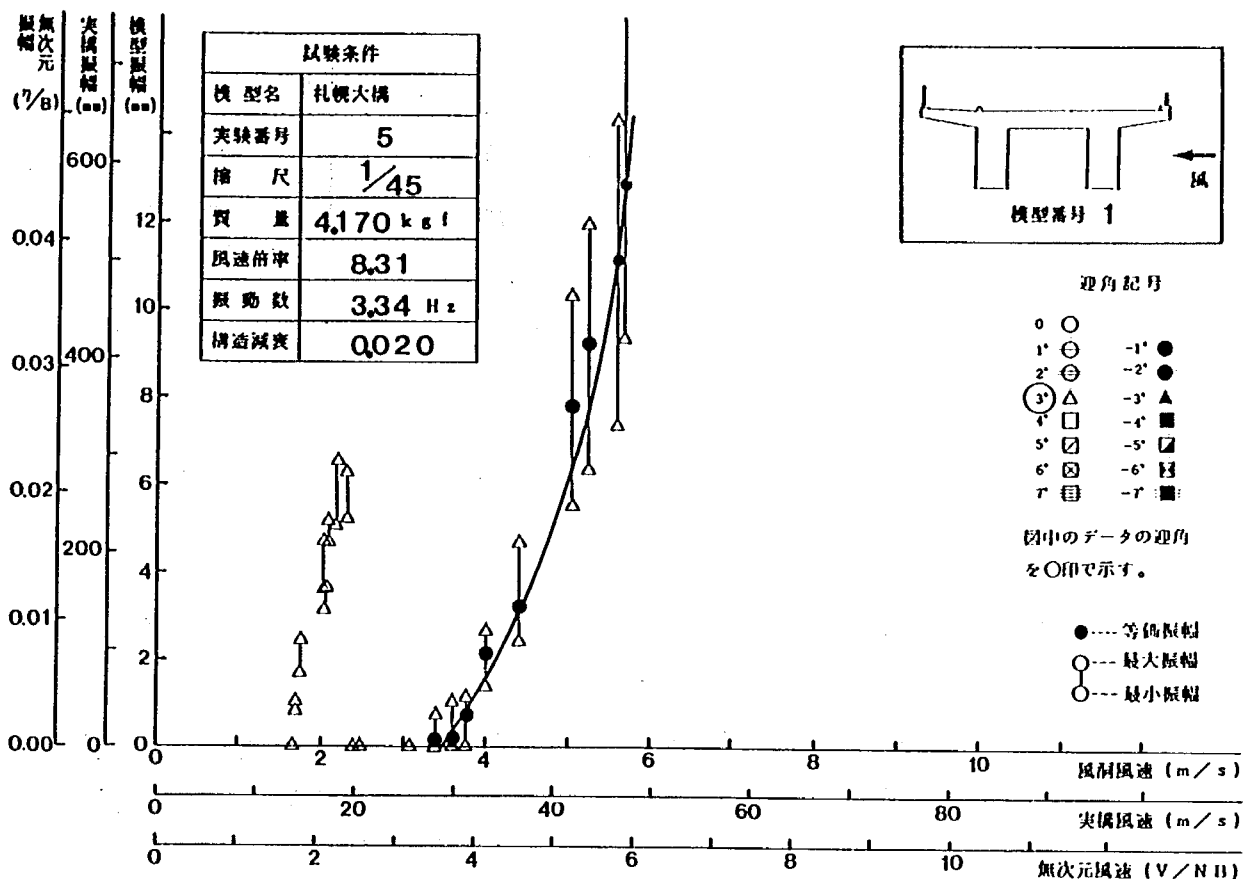
付図-3・2 風速—振幅曲線



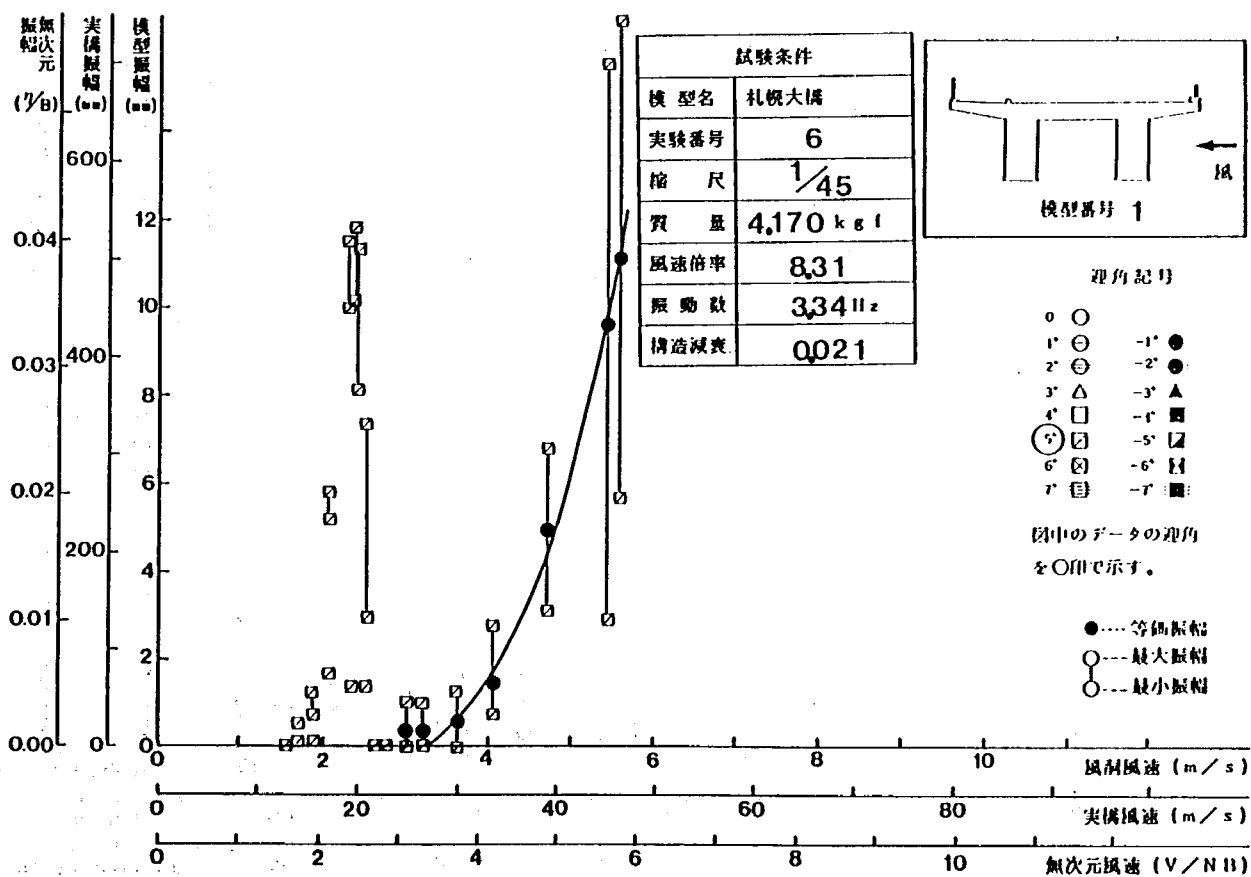
付図-3・3 風速-振幅曲線



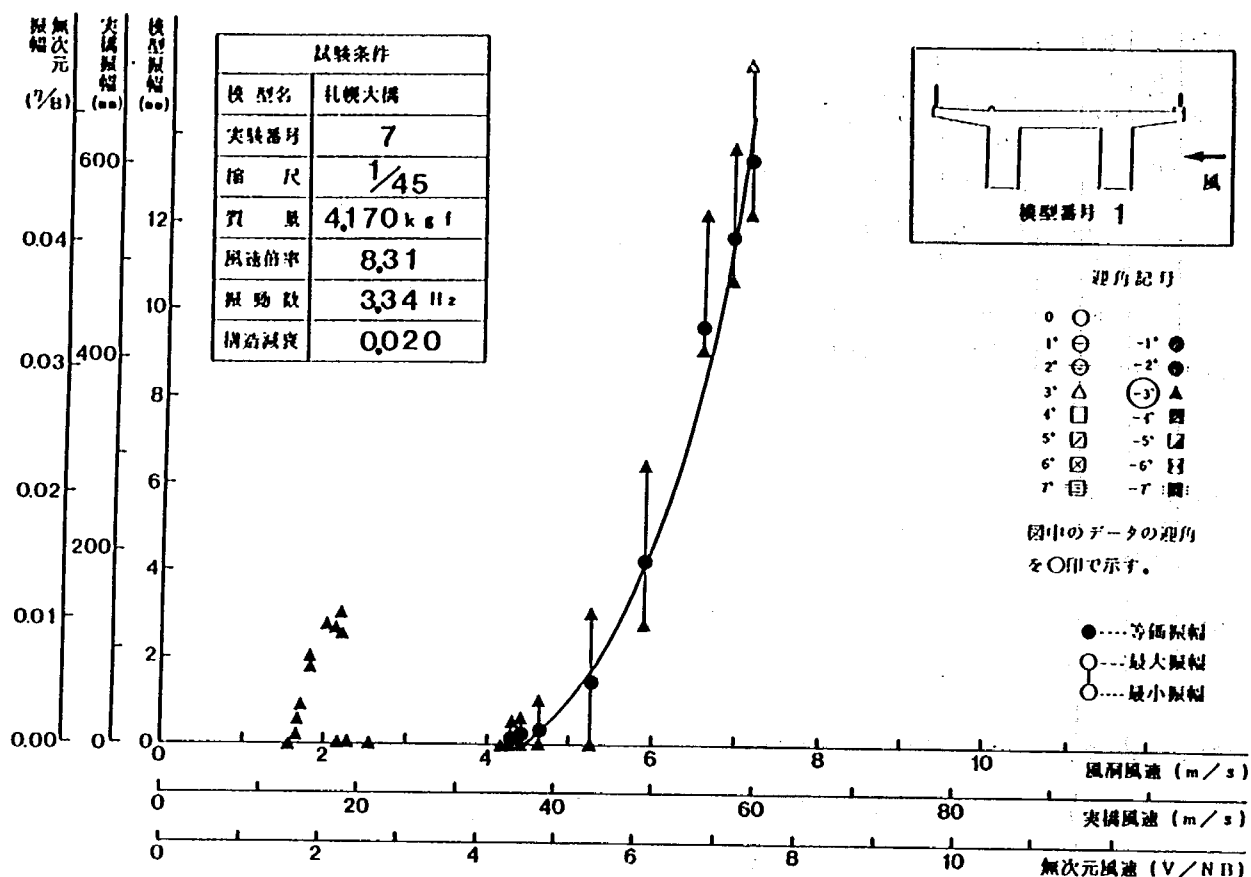
付図-3・4 風速-振幅曲線



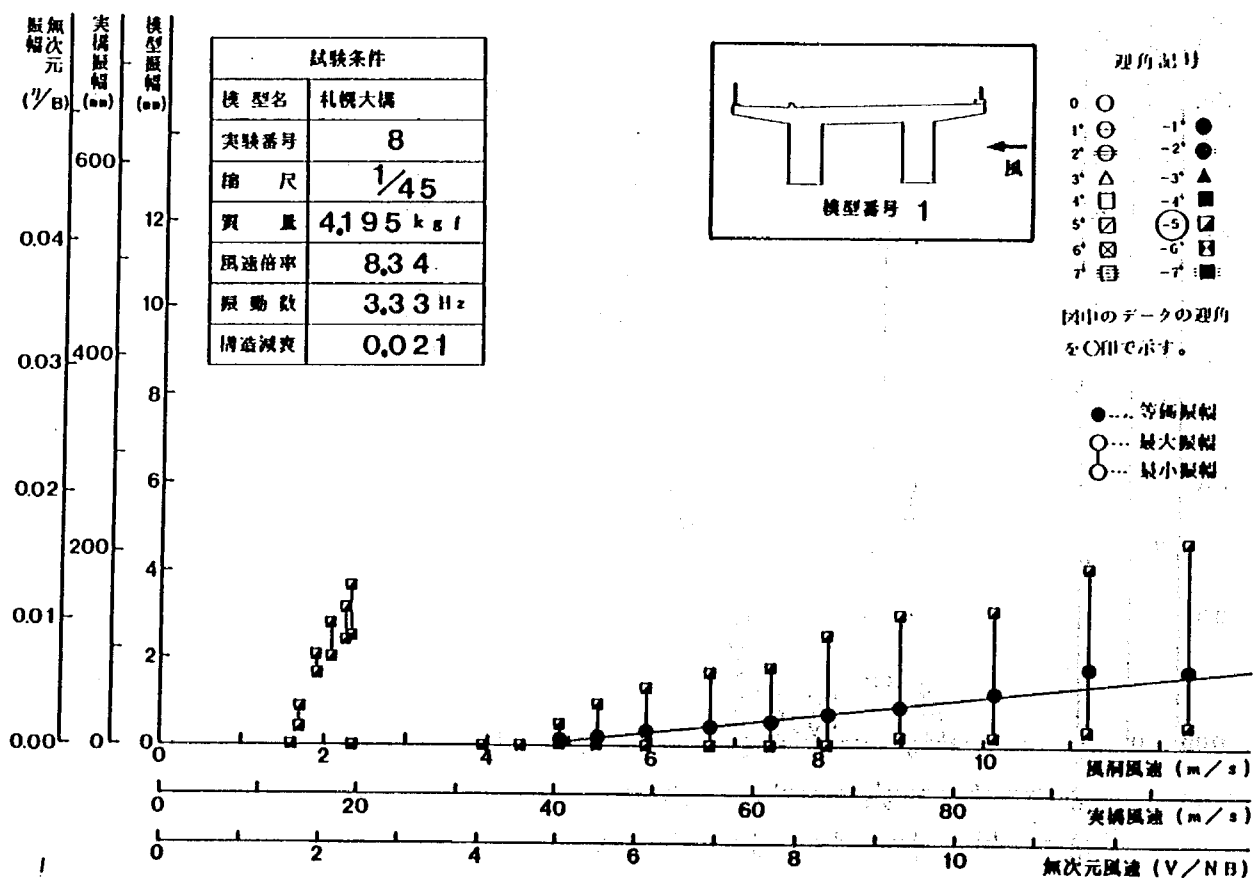
付図-3・5 風速—振幅曲線



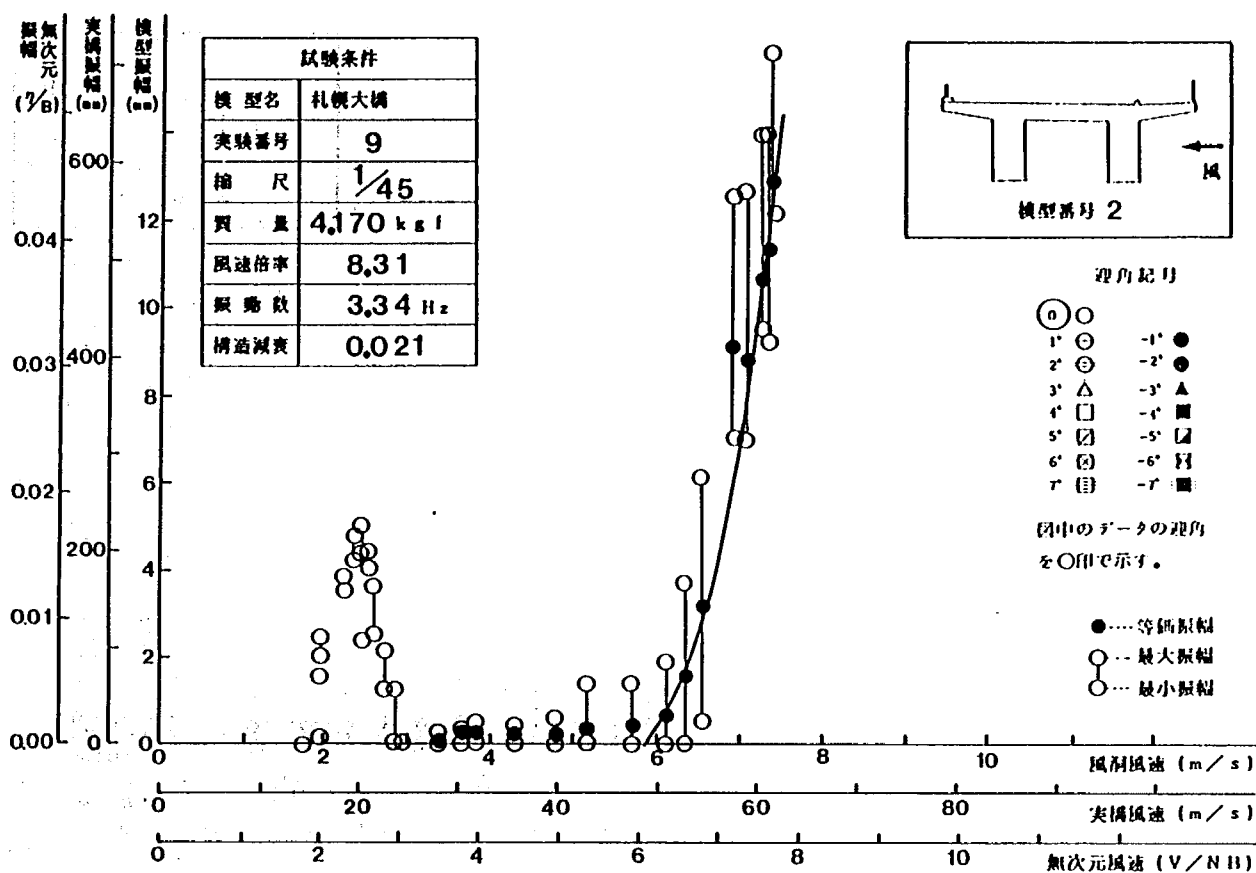
付図-3・6 風速—振幅曲線



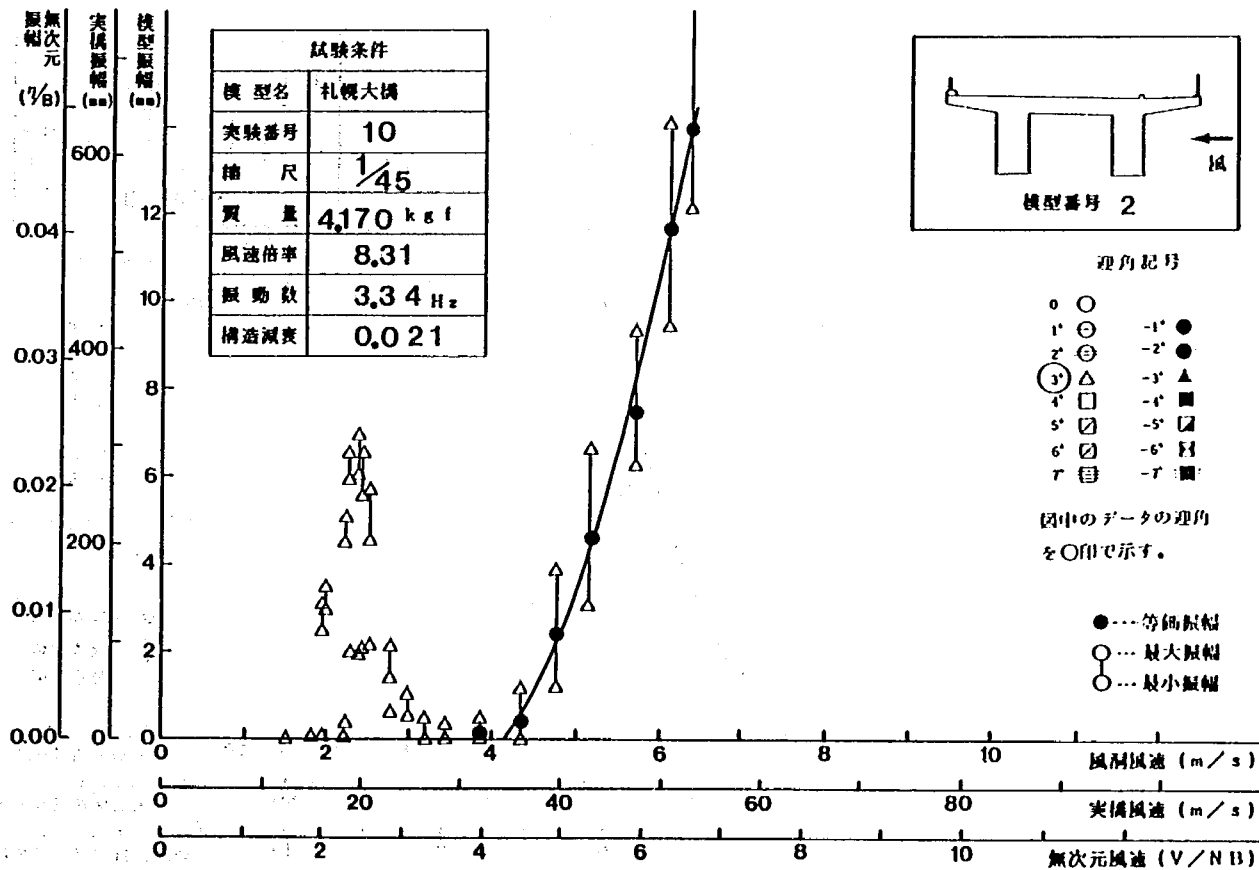
付図-3・7 風速—振幅曲線



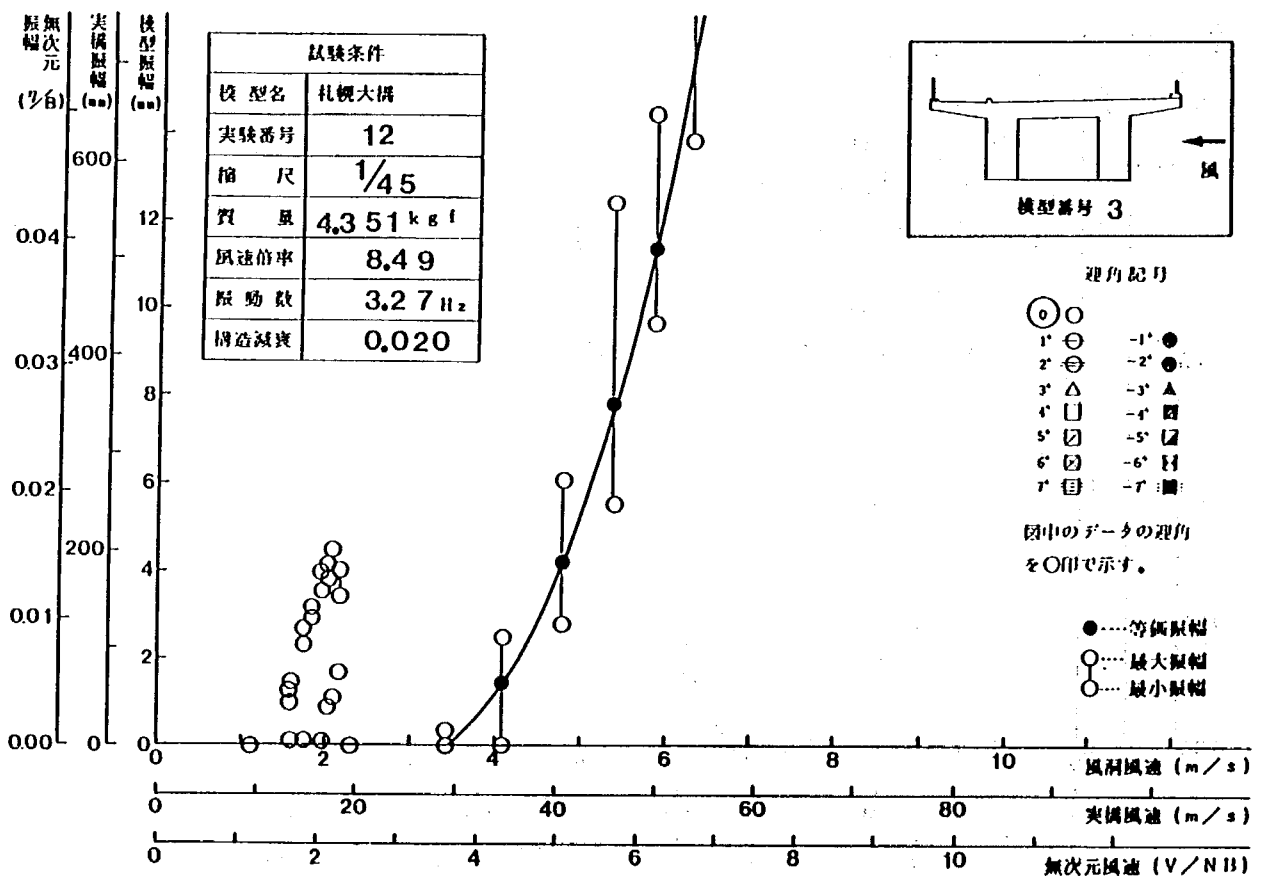
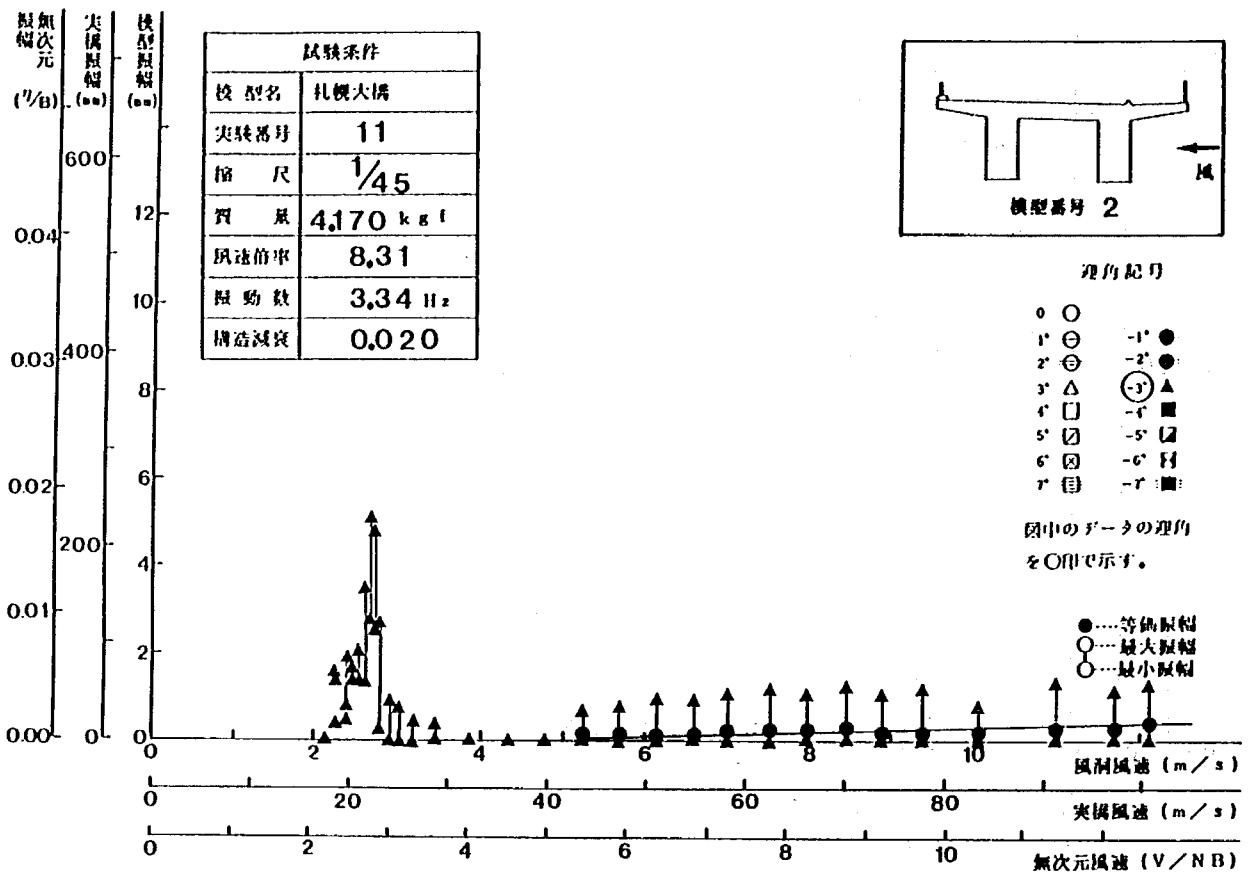
付図-3・8 風速—振幅曲線

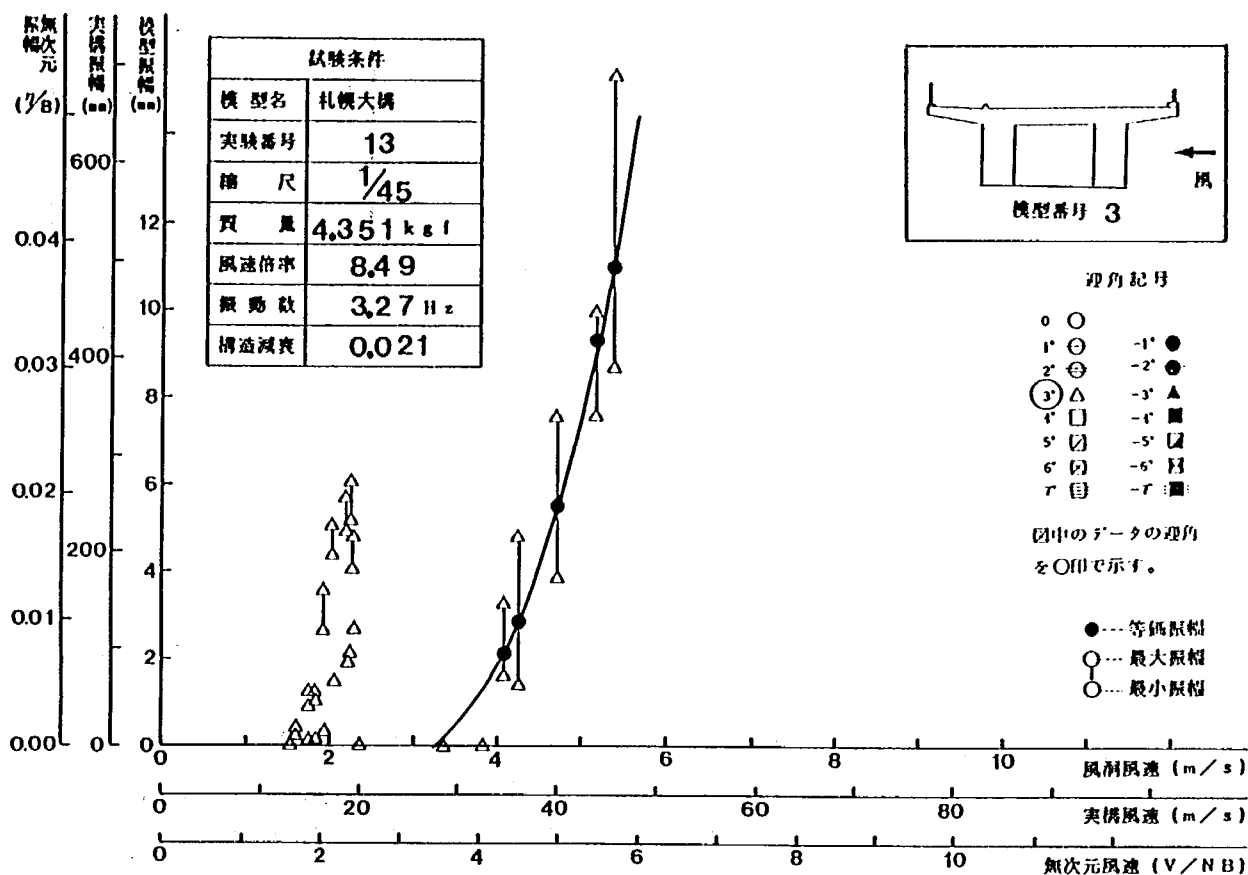


付図-3・9 風速—振幅曲線

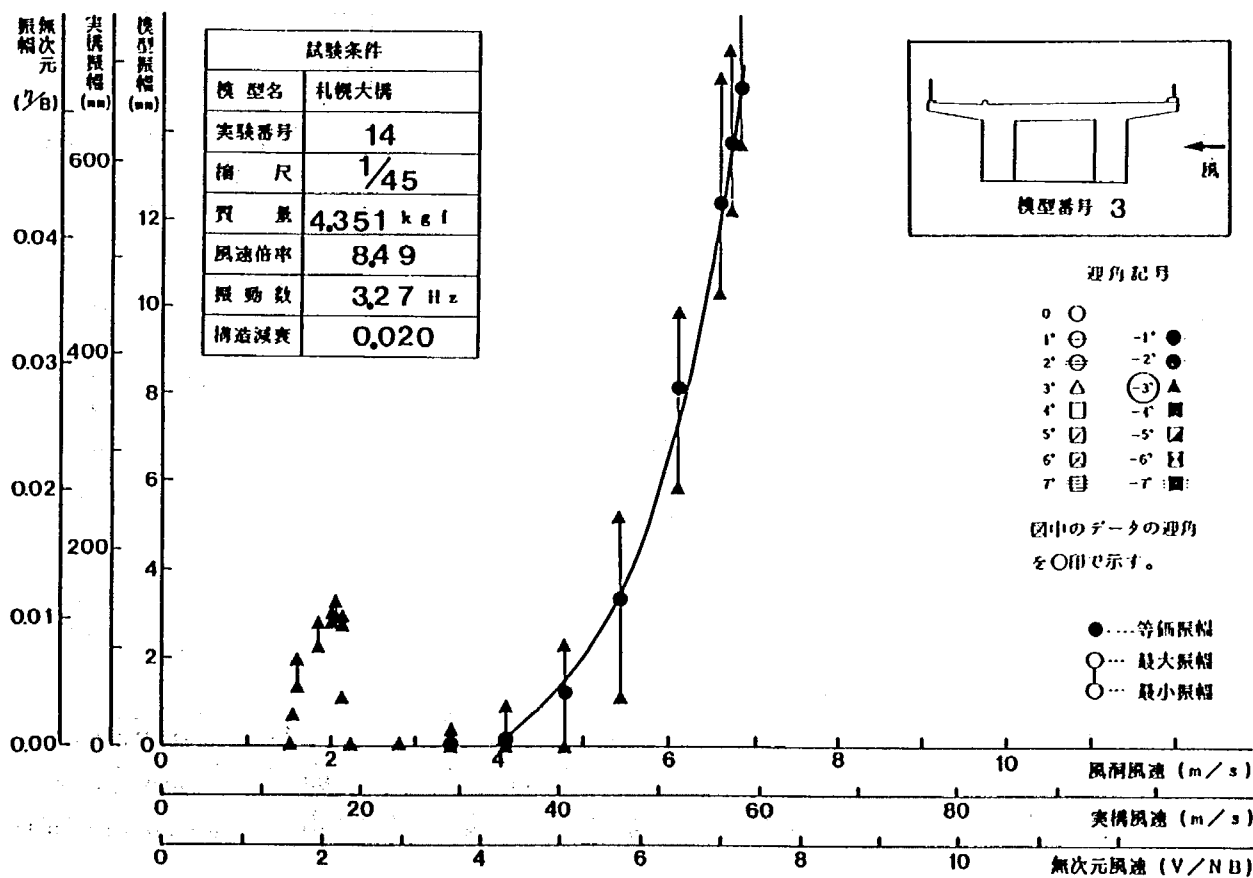


付図-3・10 風速—振幅曲線

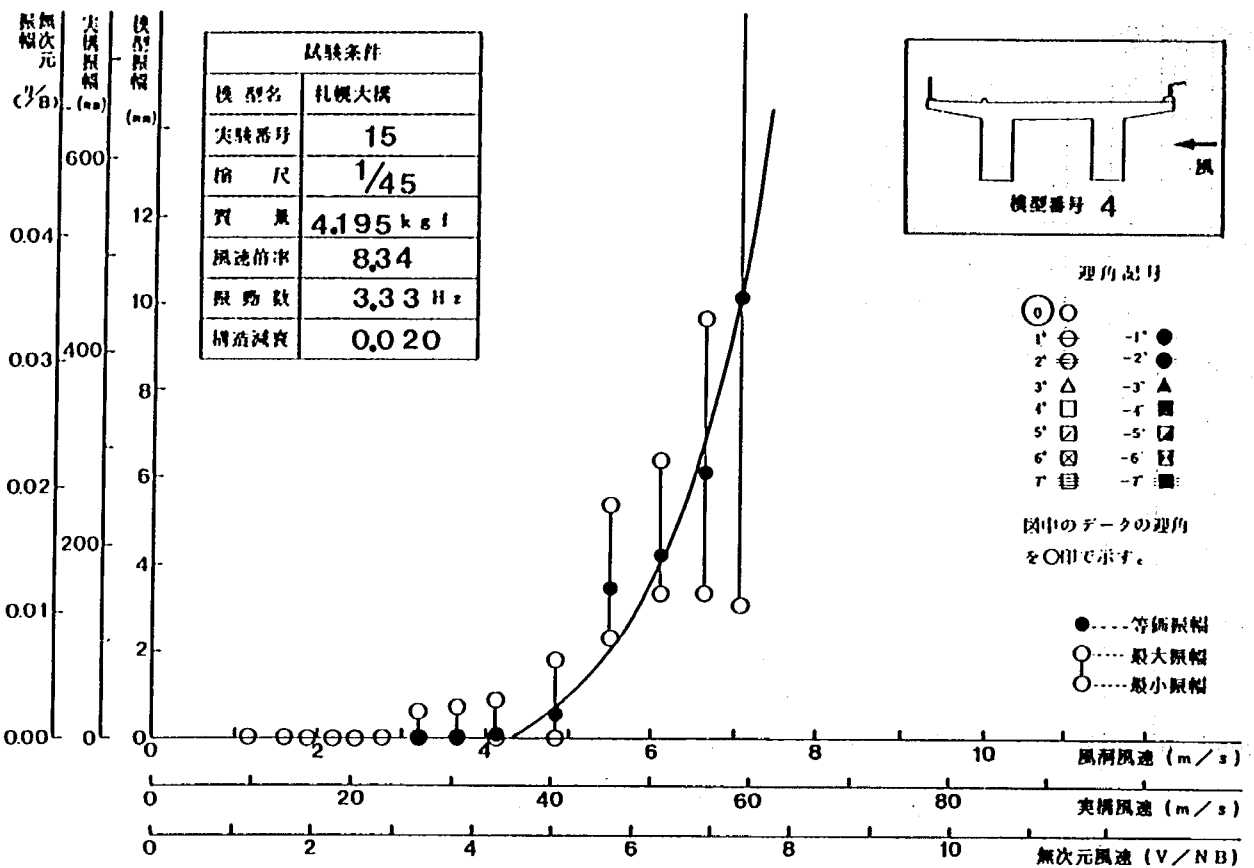




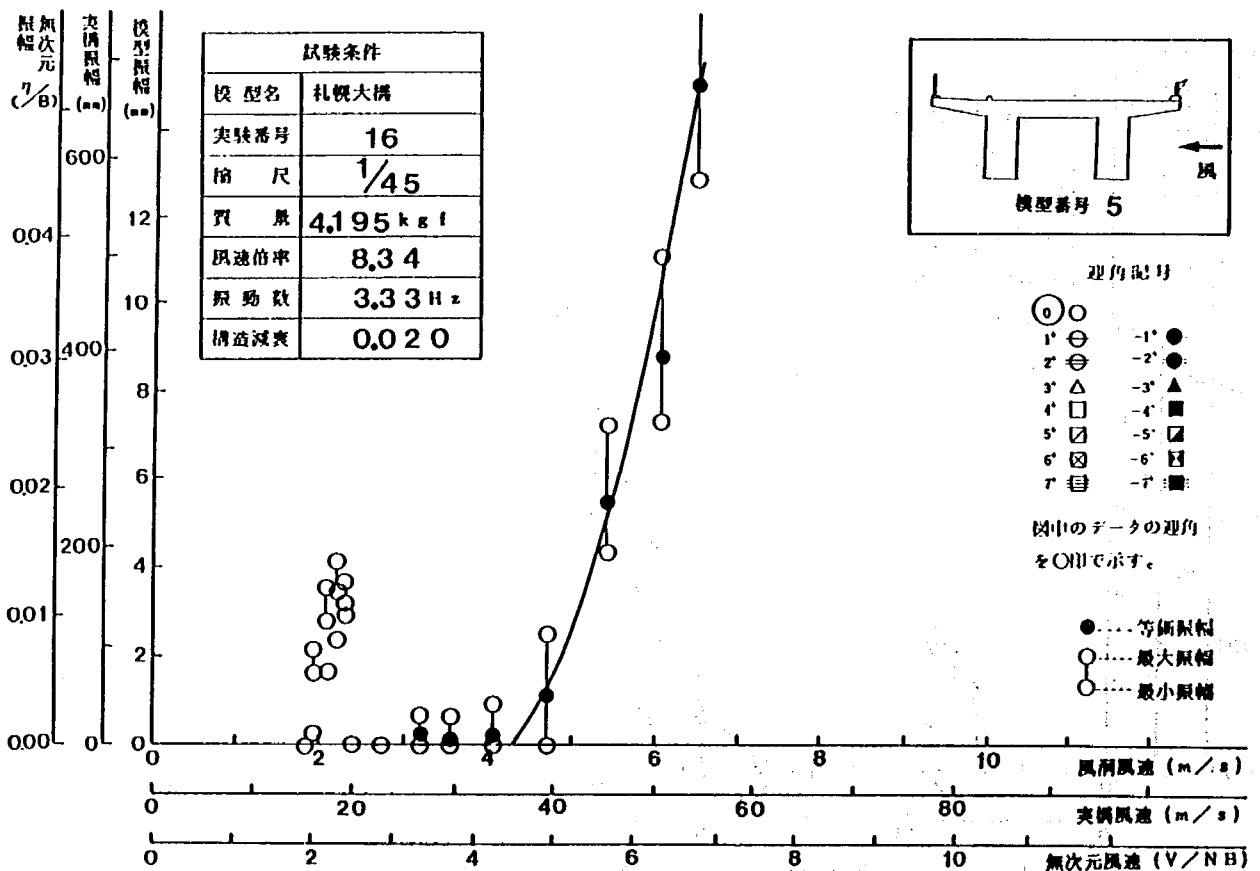
付図-3・13 風速—振幅曲線



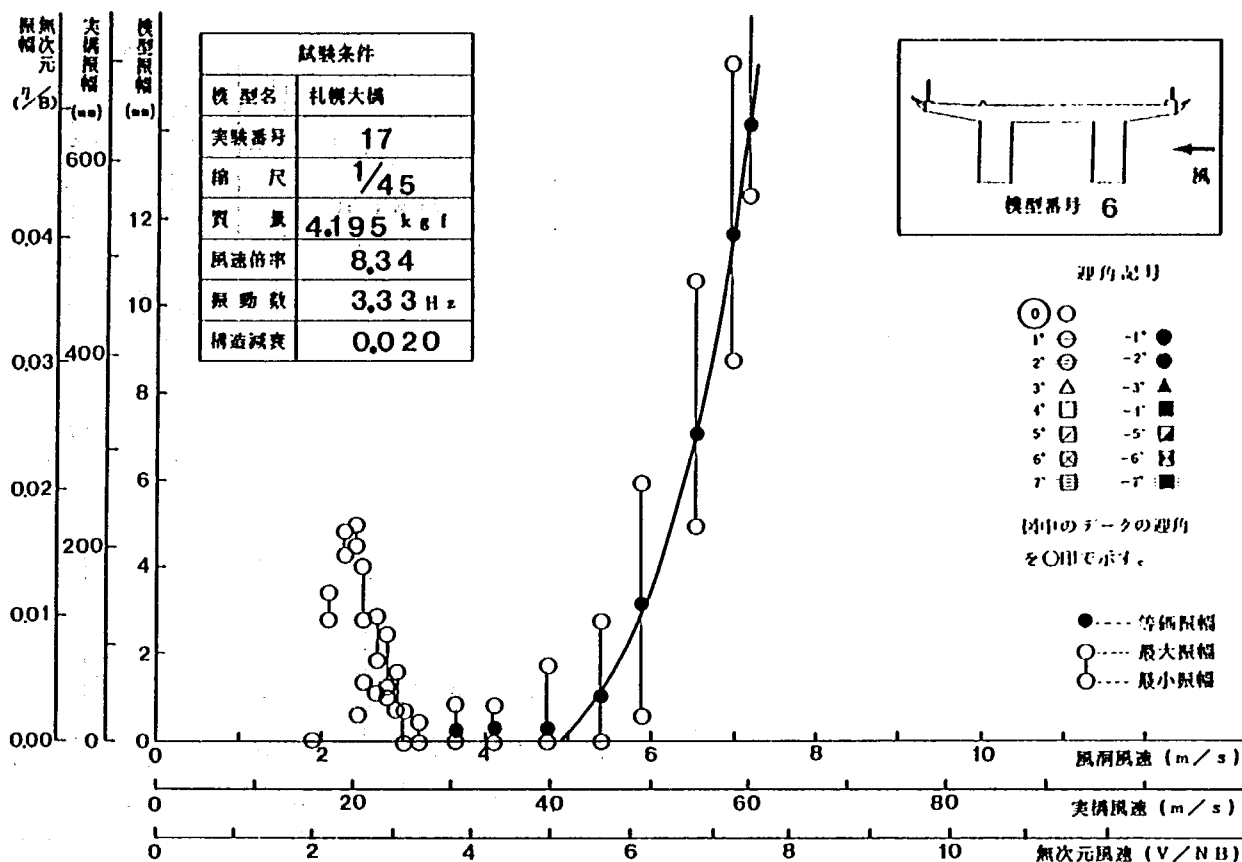
付図-3・14 風速—振幅曲線



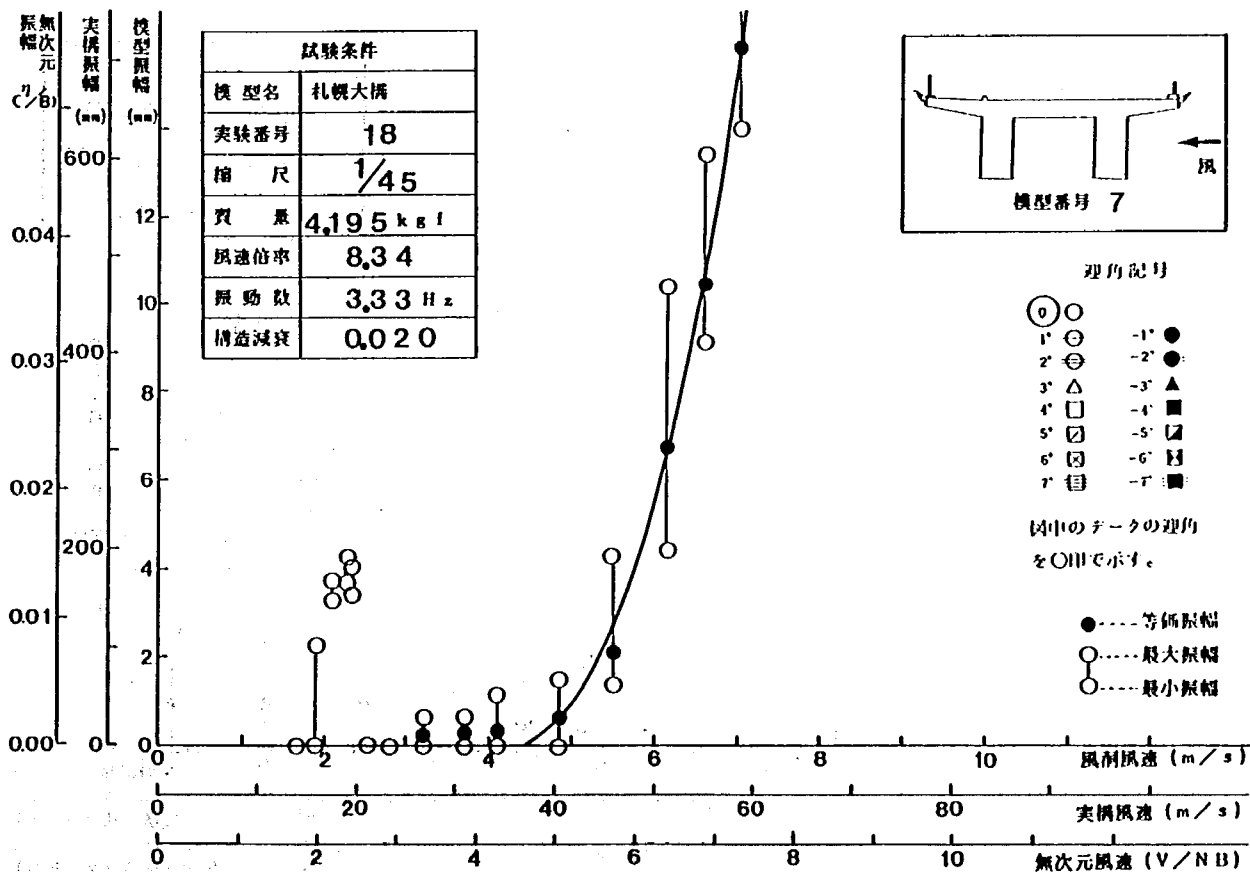
付図- 3・15 風速—振幅曲線



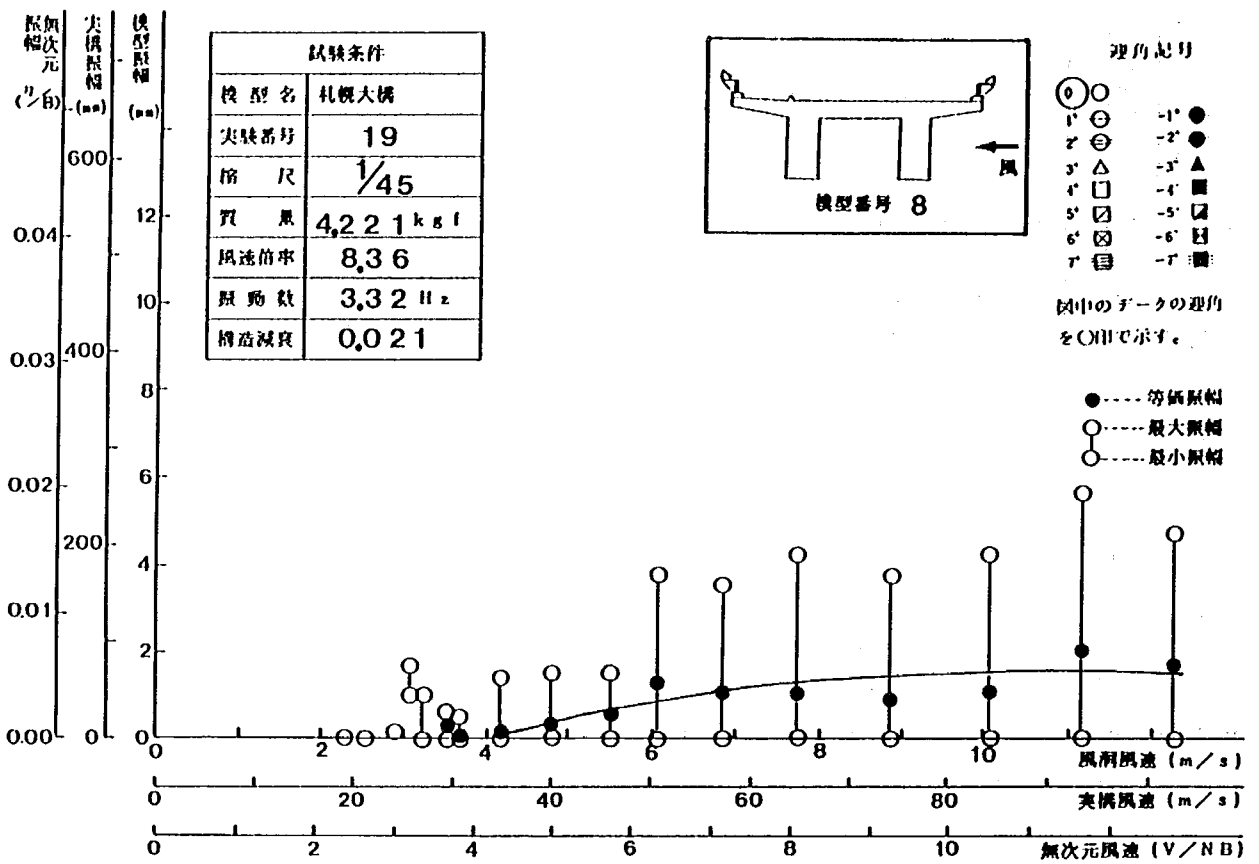
付図- 3・16 風速—振幅曲線



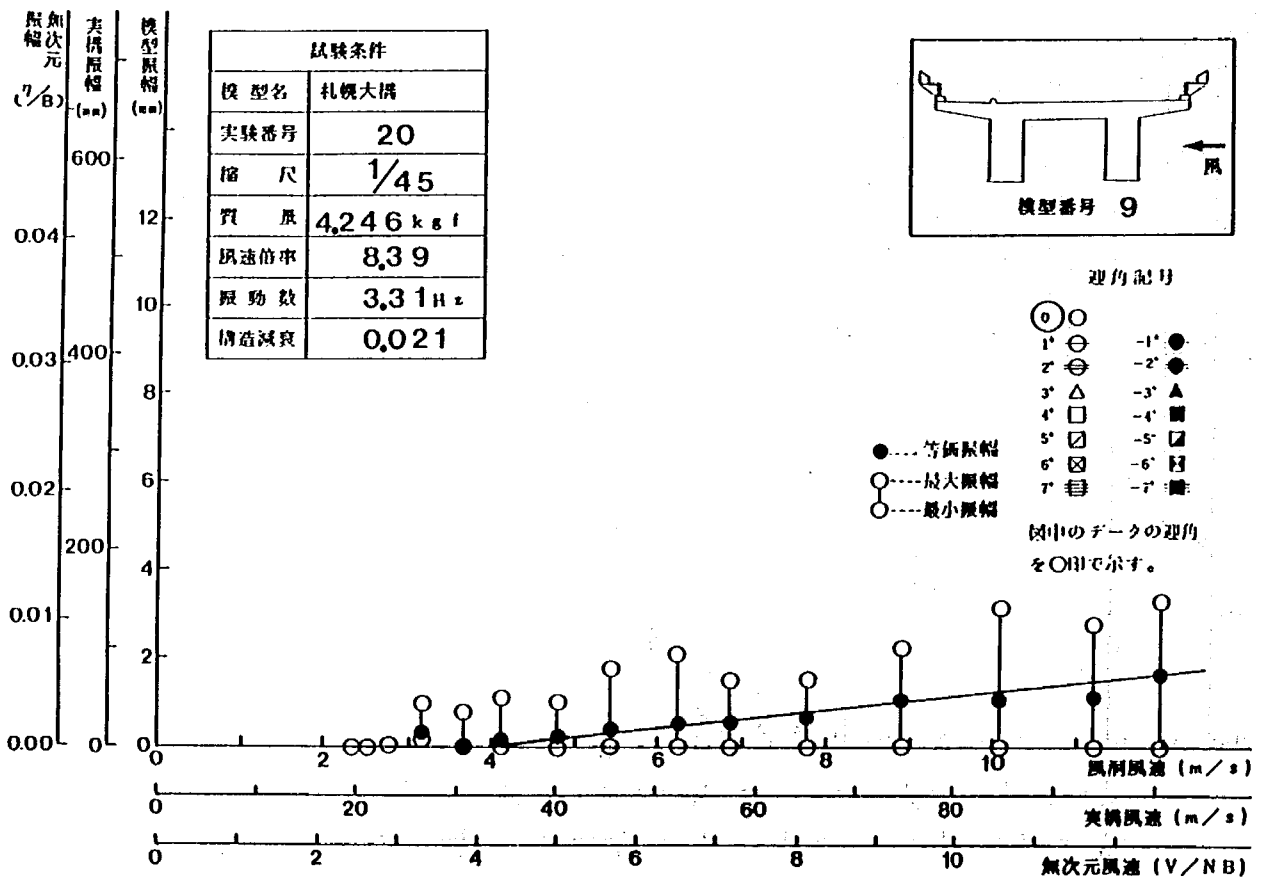
付図-3・17 風速—振幅曲線



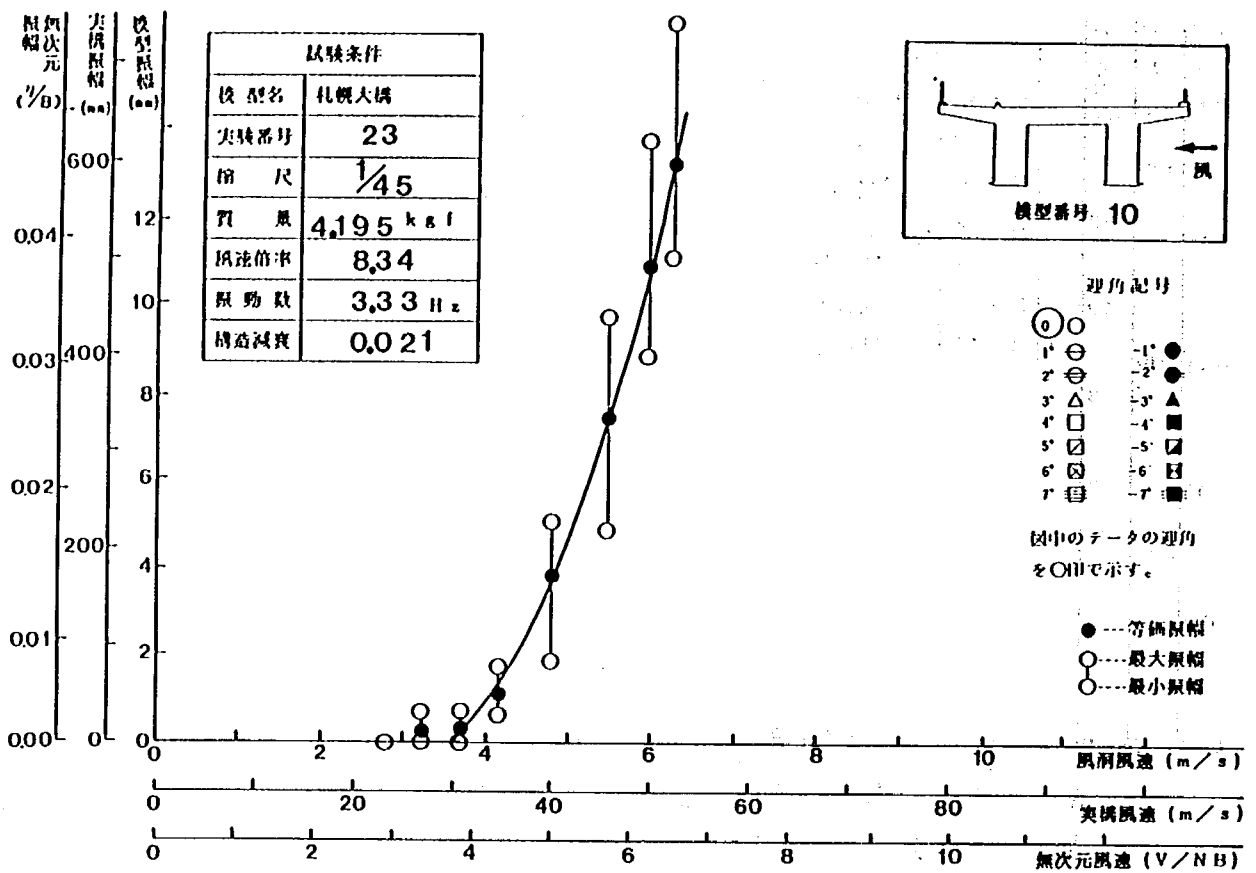
付図-3・18 風速—振幅曲線



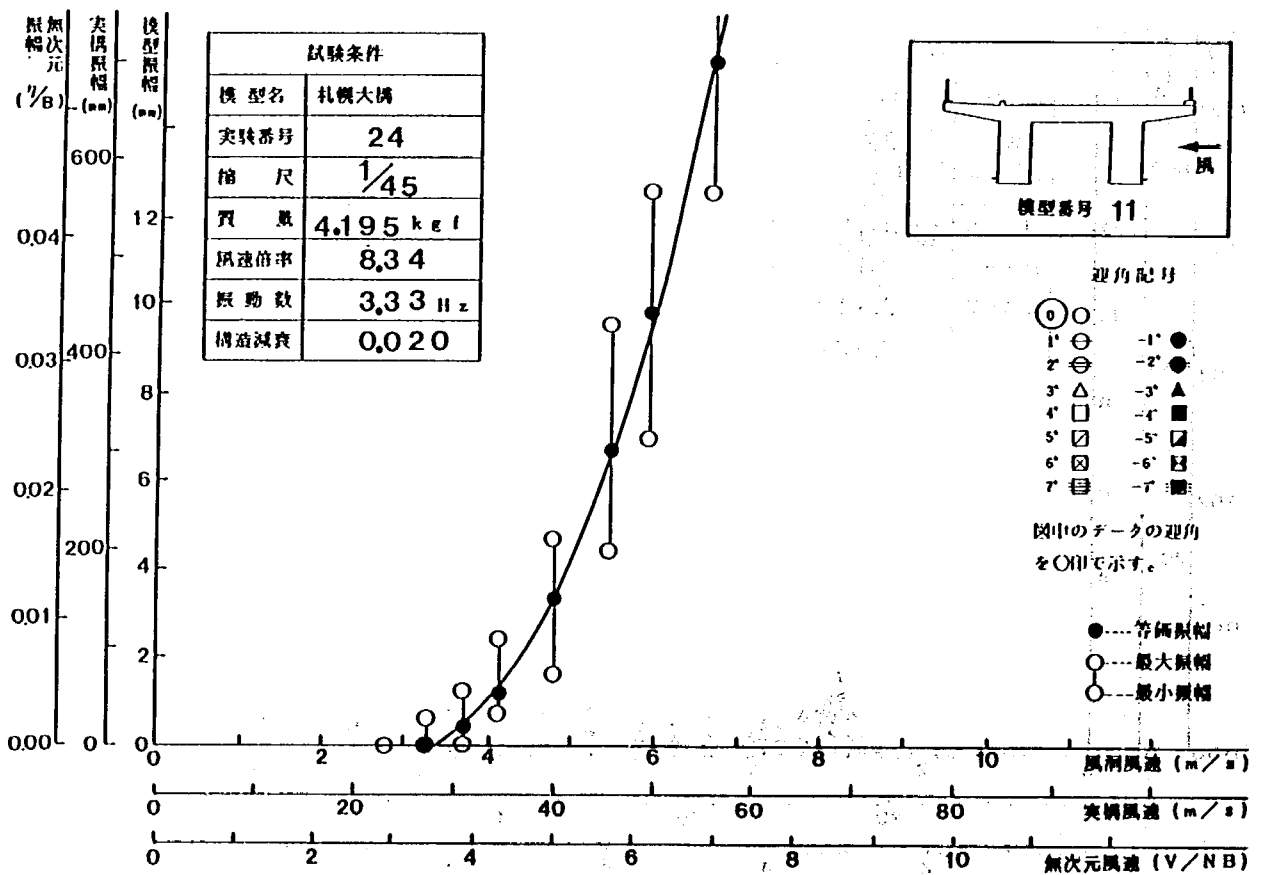
付図-3・19 風速—振幅曲線



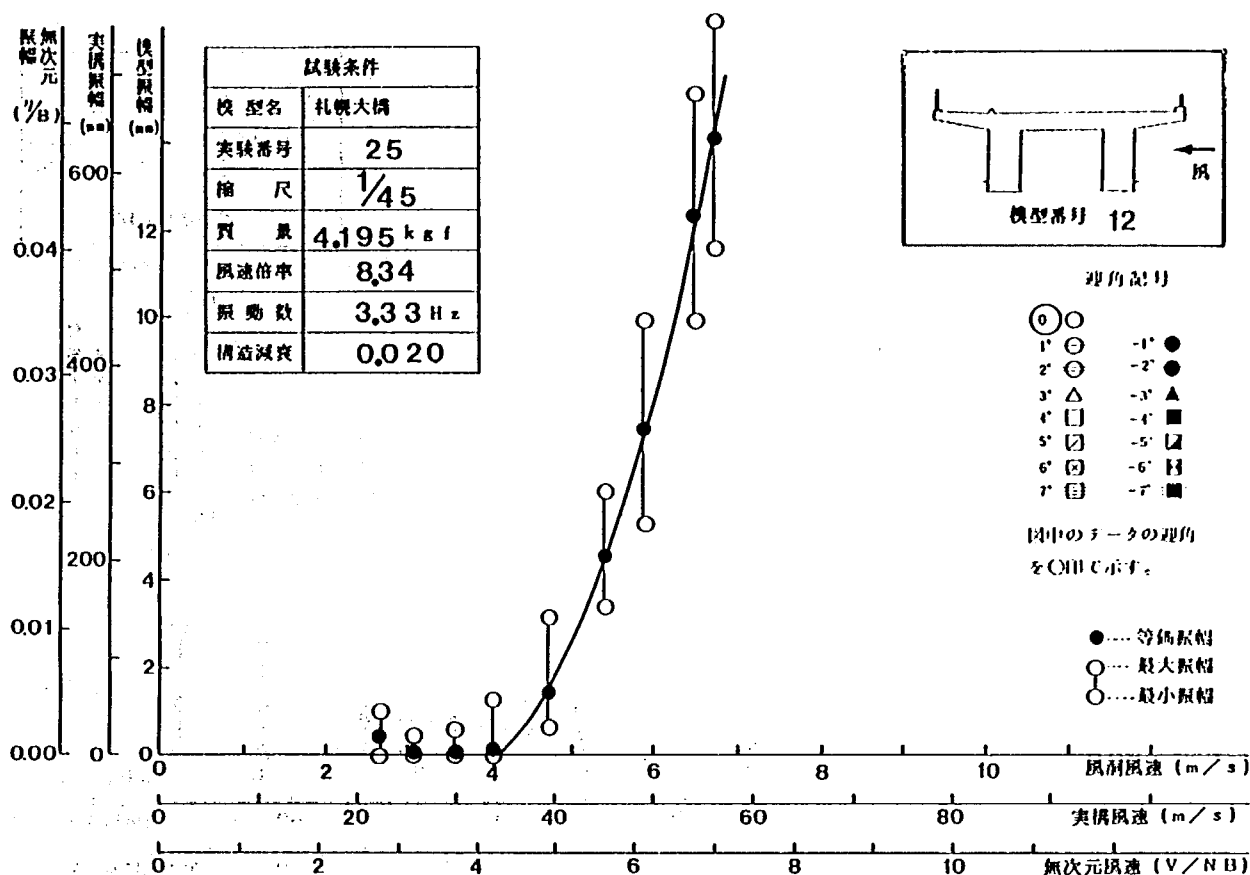
付図-3・20 風速—振幅曲線



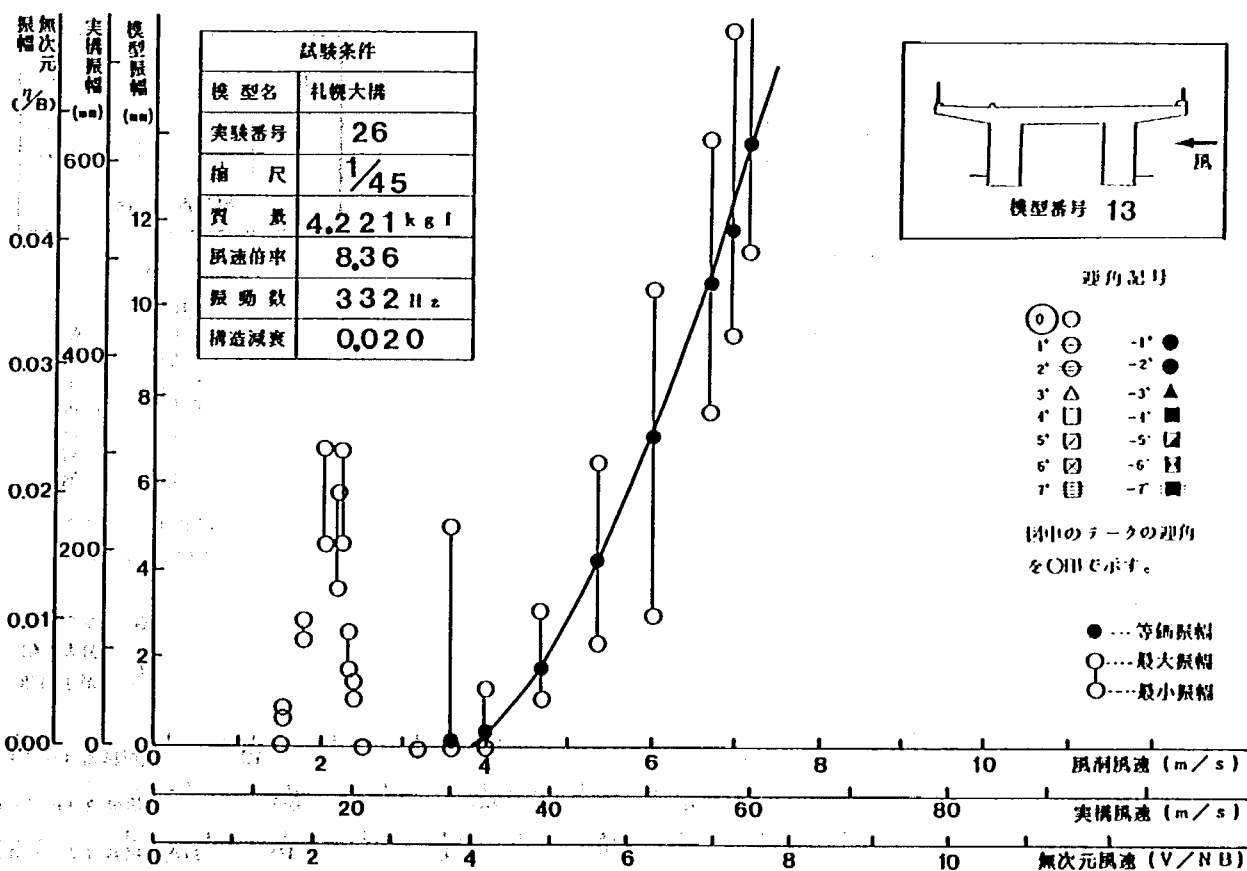
付図-3・23 風速—振幅曲線



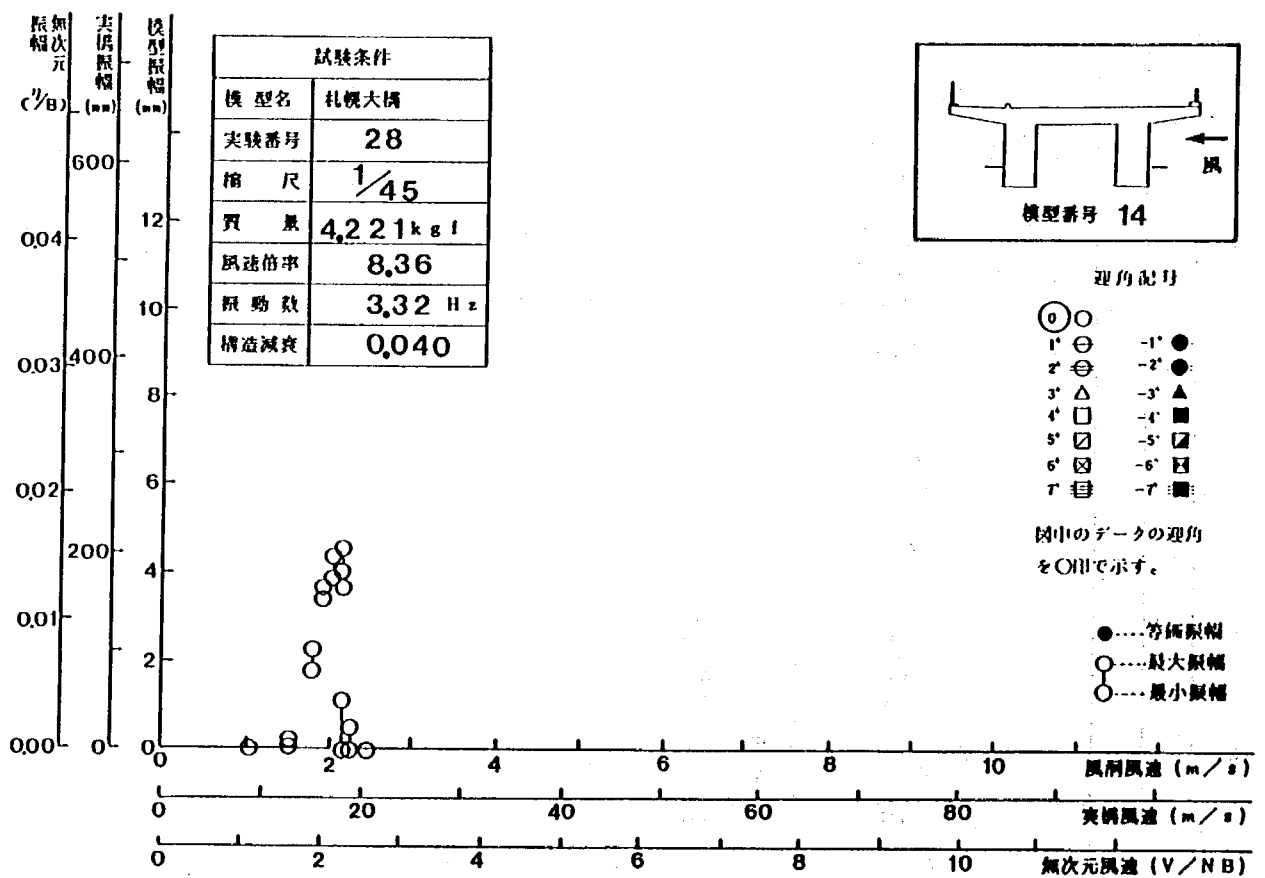
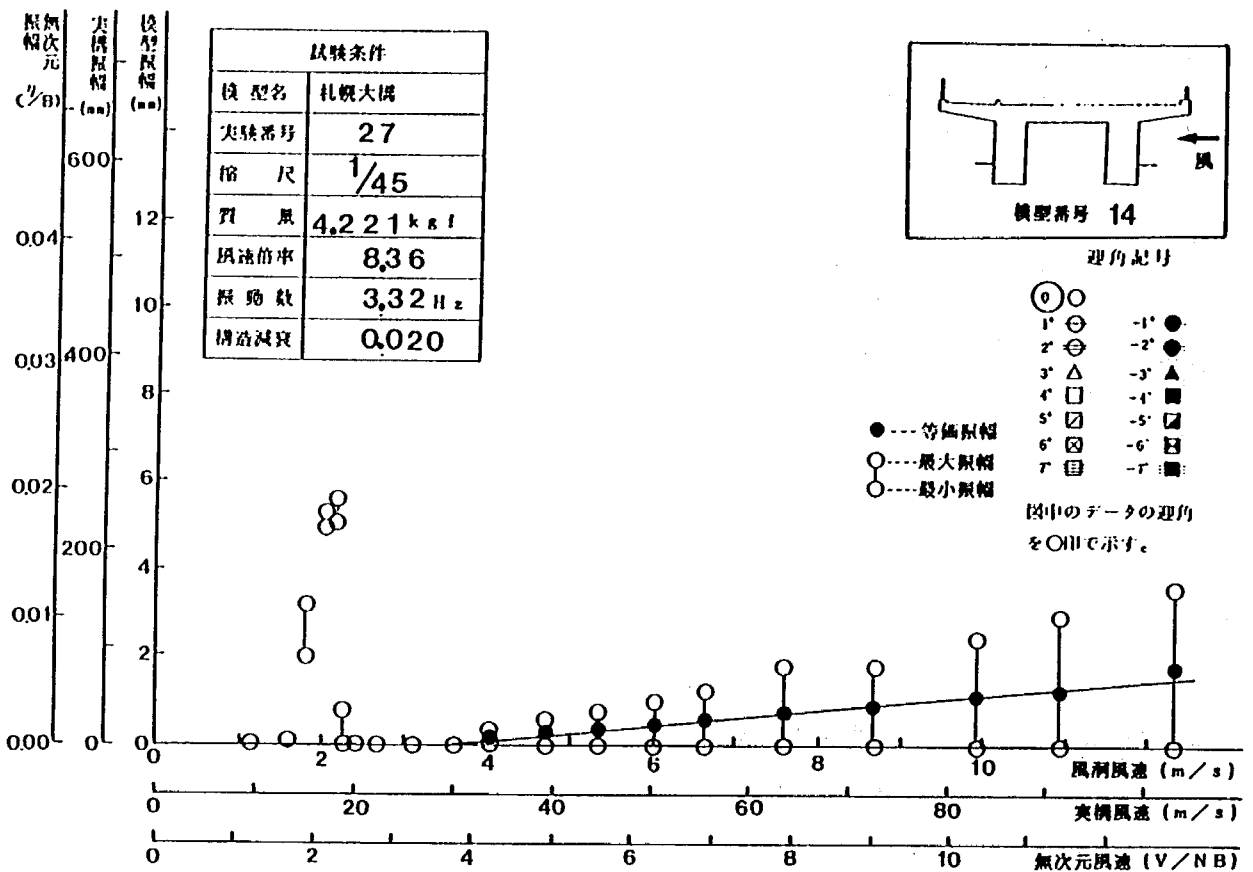
付図-3・24 風速—振幅曲線

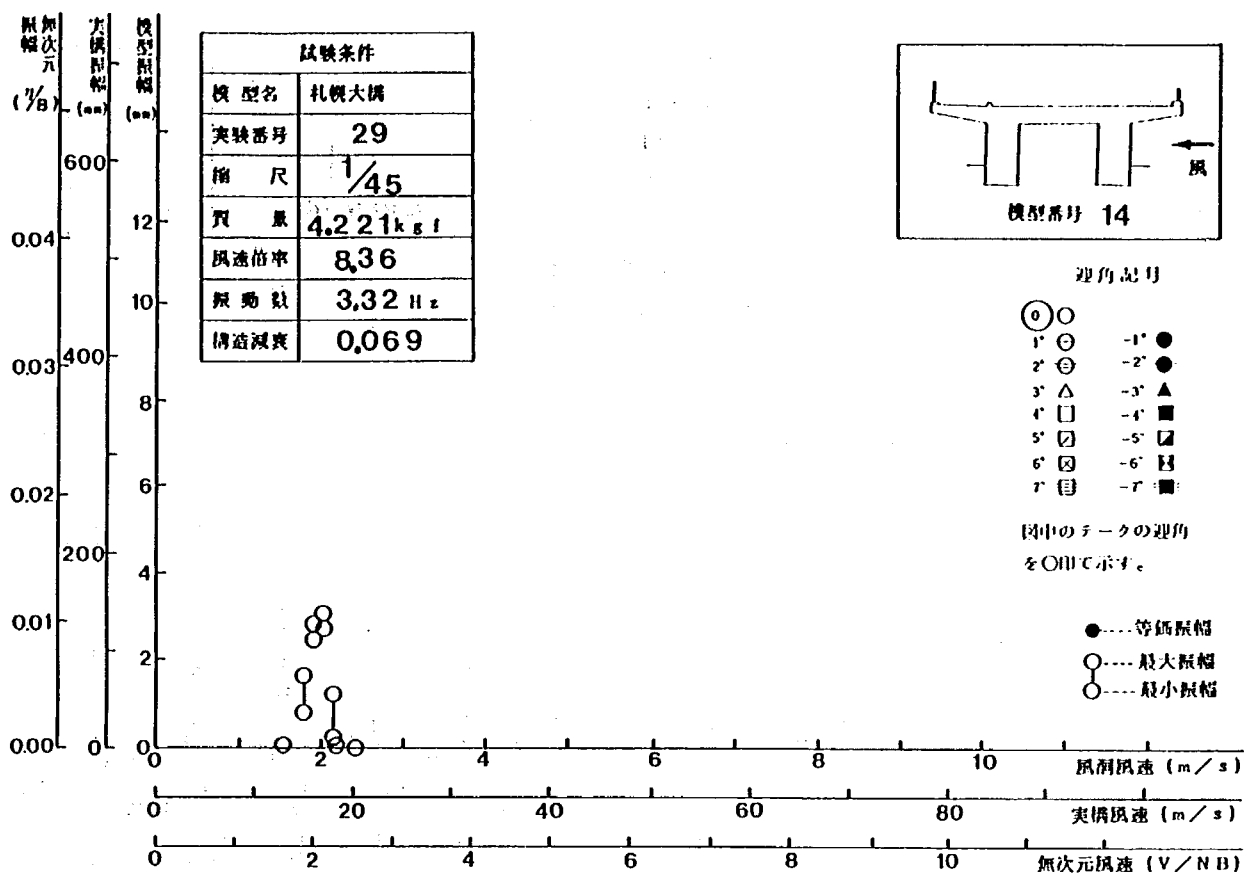


付図-3・25 風速—振幅曲線

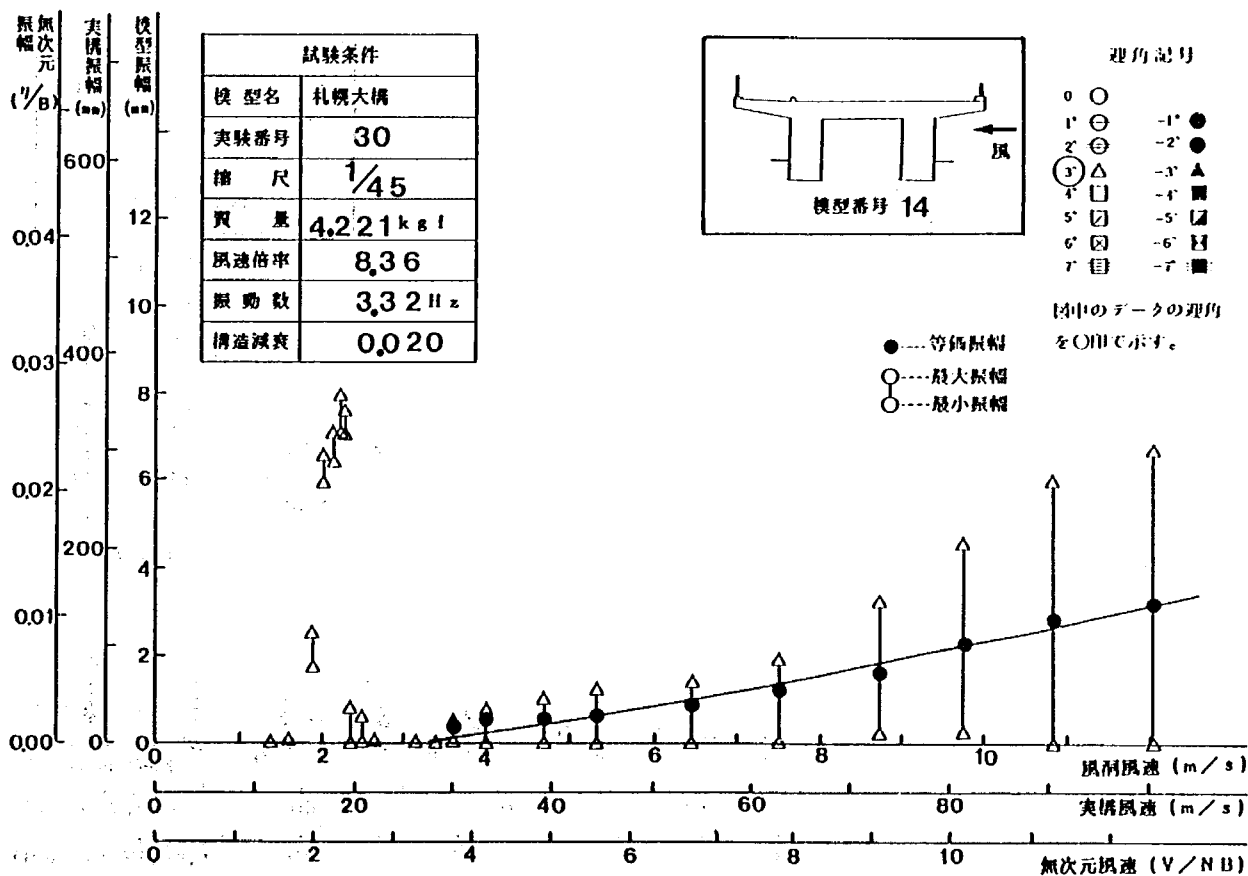


付図-3・26 風速—振幅曲線

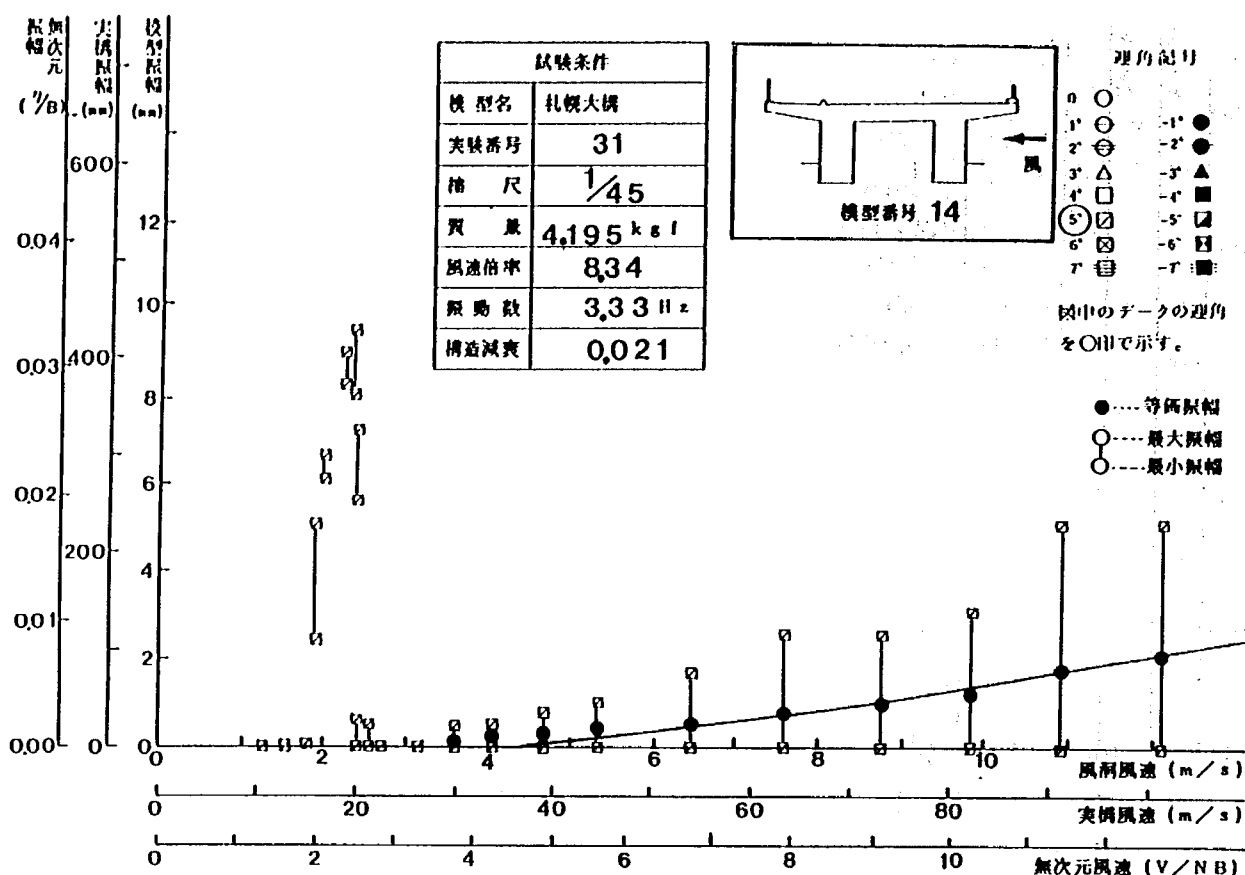




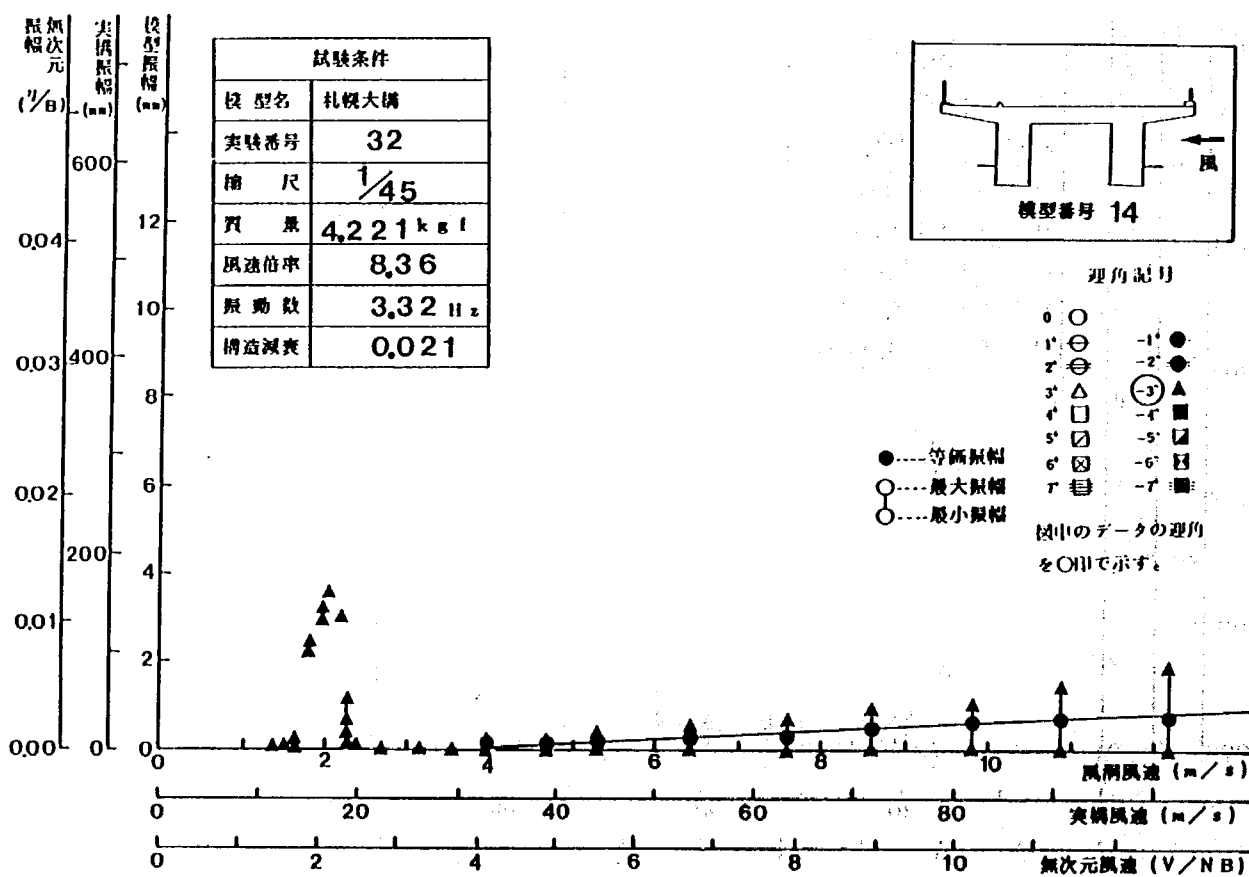
付図-3・29 風速—振幅曲線



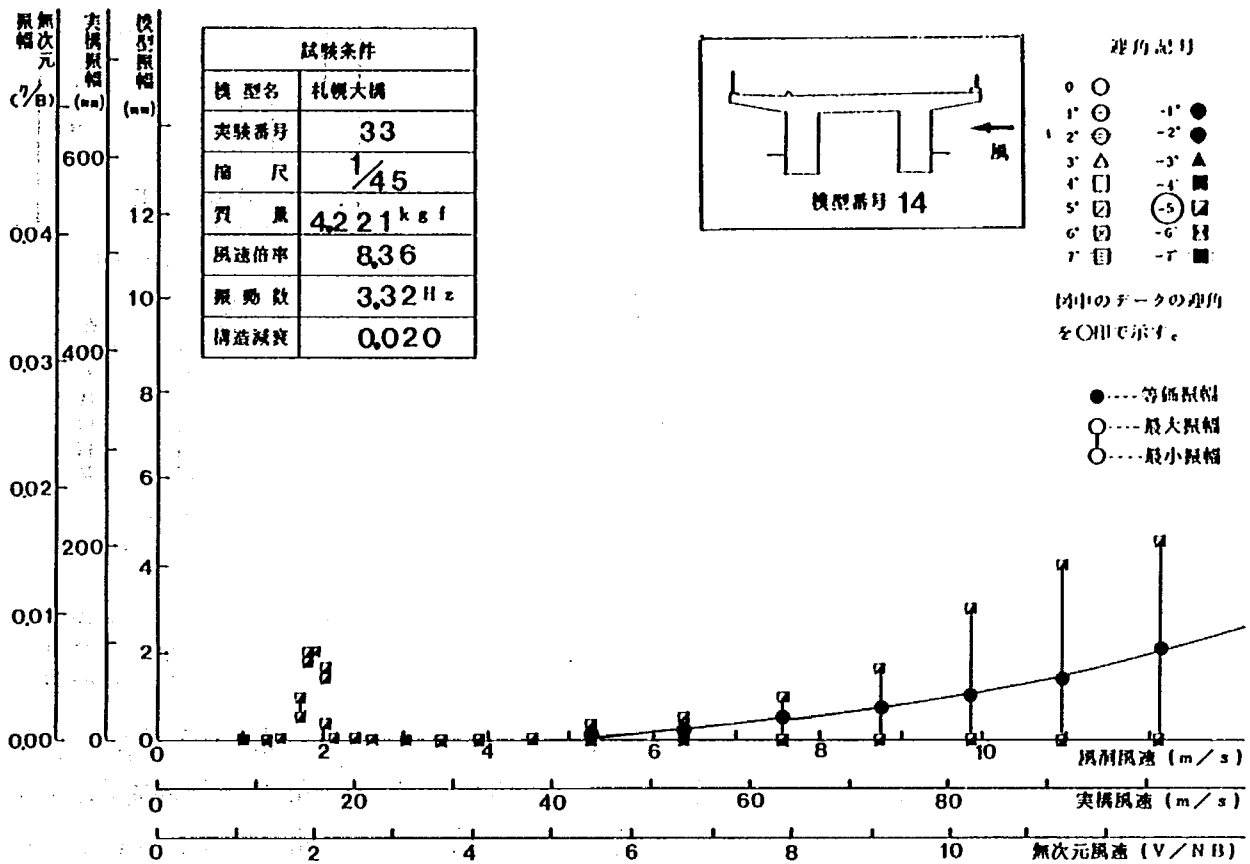
付図-3・30 風速—振幅曲線



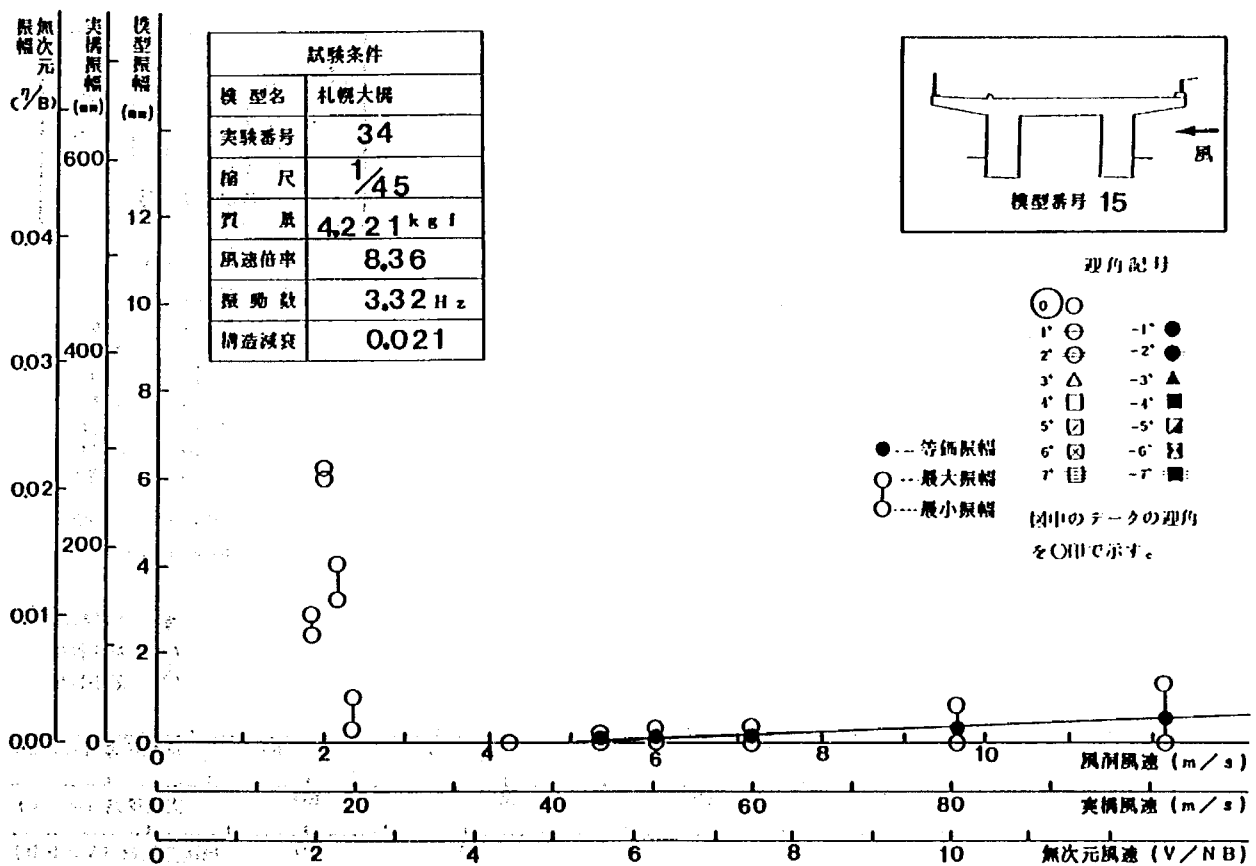
付図-3・31 風速—振幅曲線



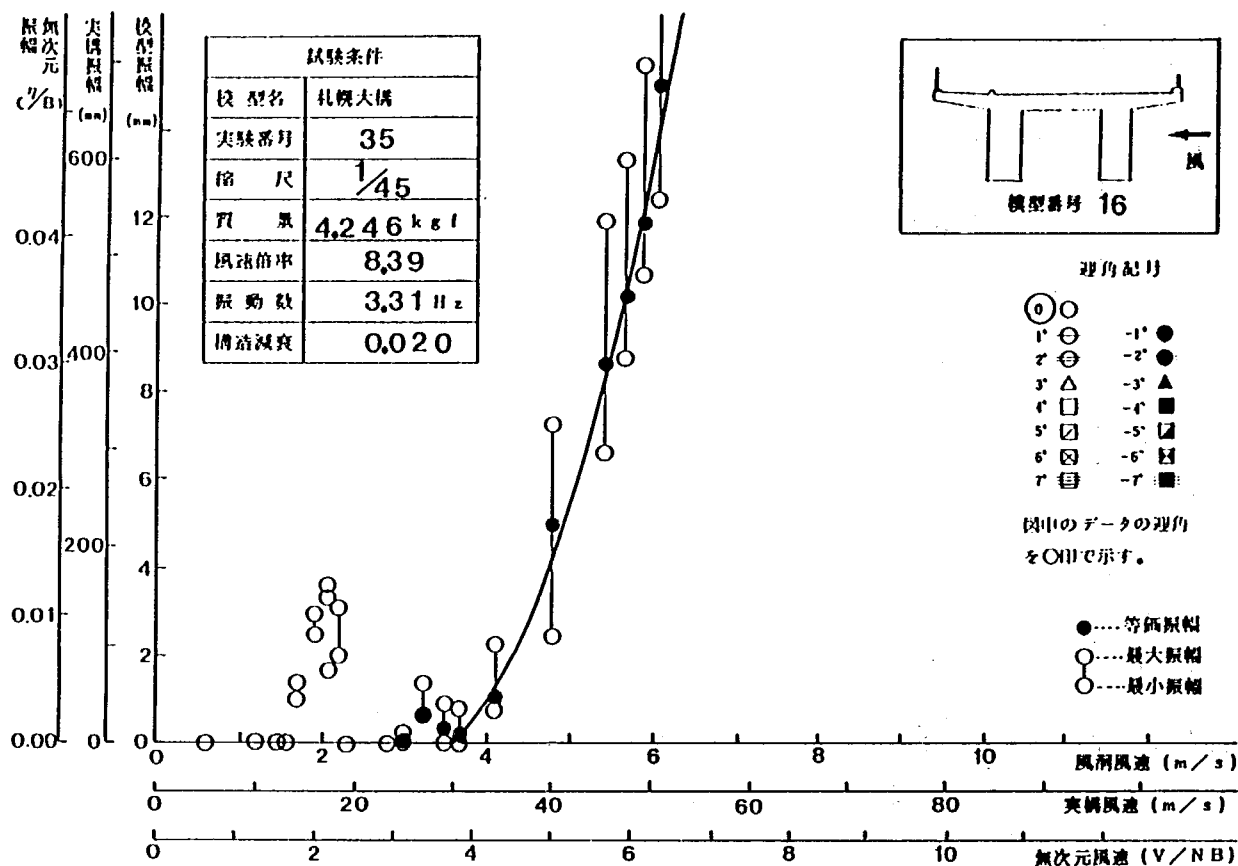
付図-3・32 風速—振幅曲線



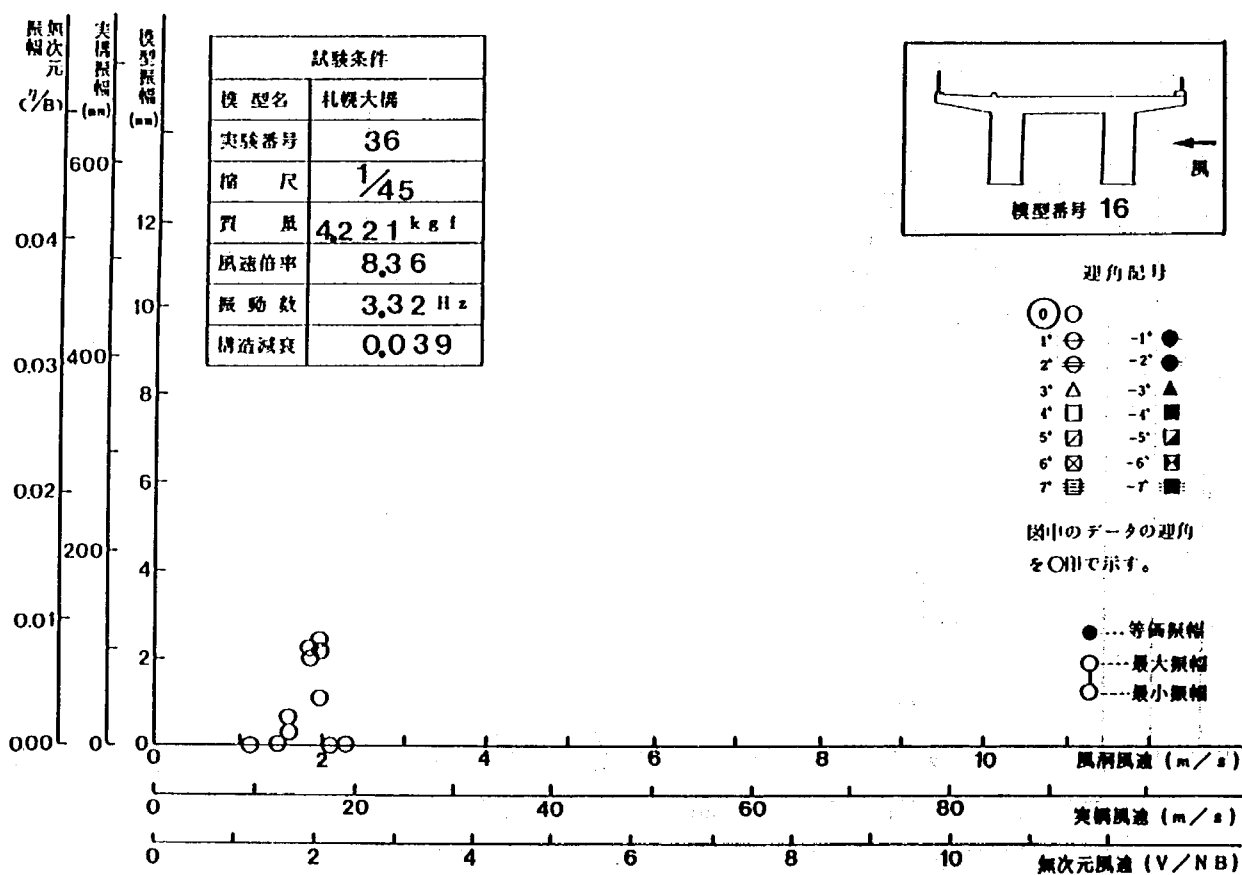
付図-3・33 風速—振幅曲線



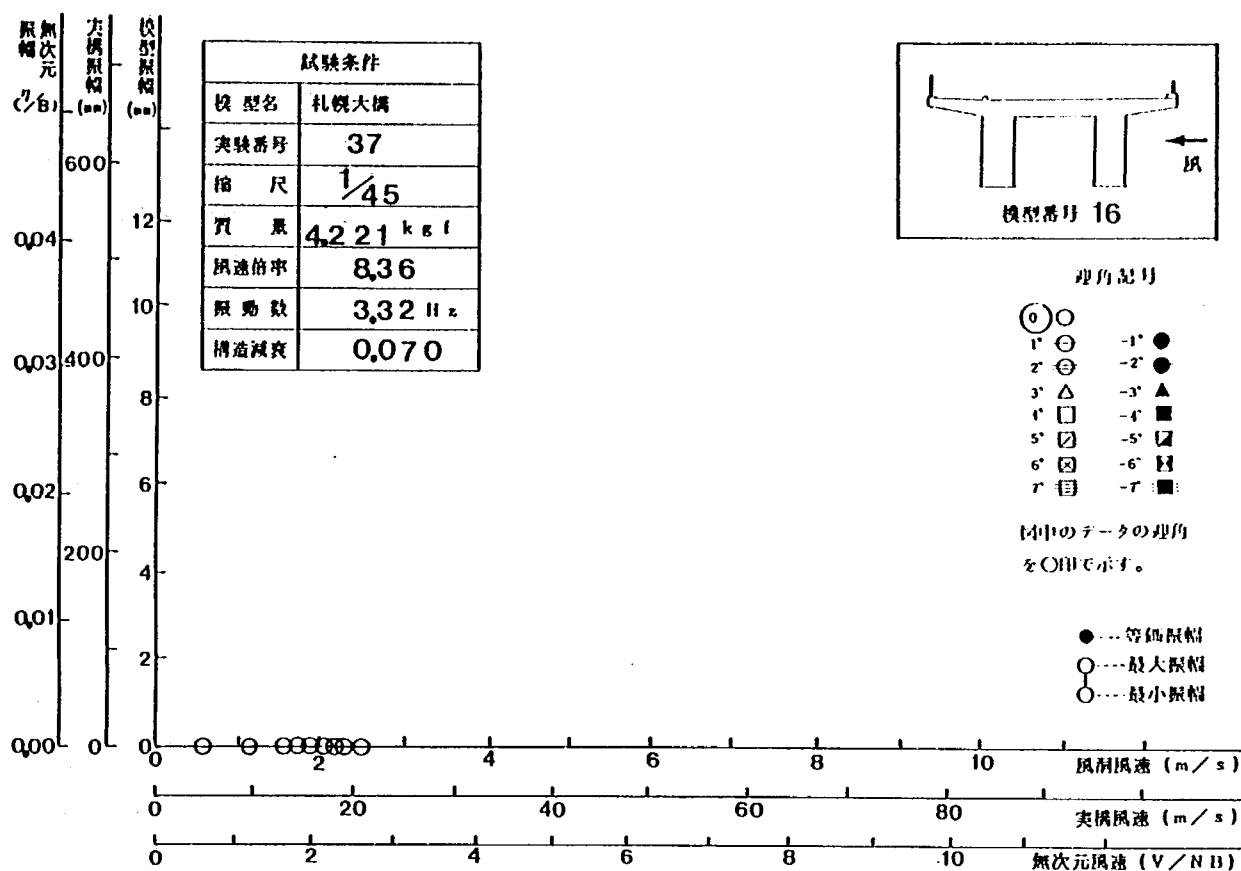
付図-3・34 風速—振幅曲線



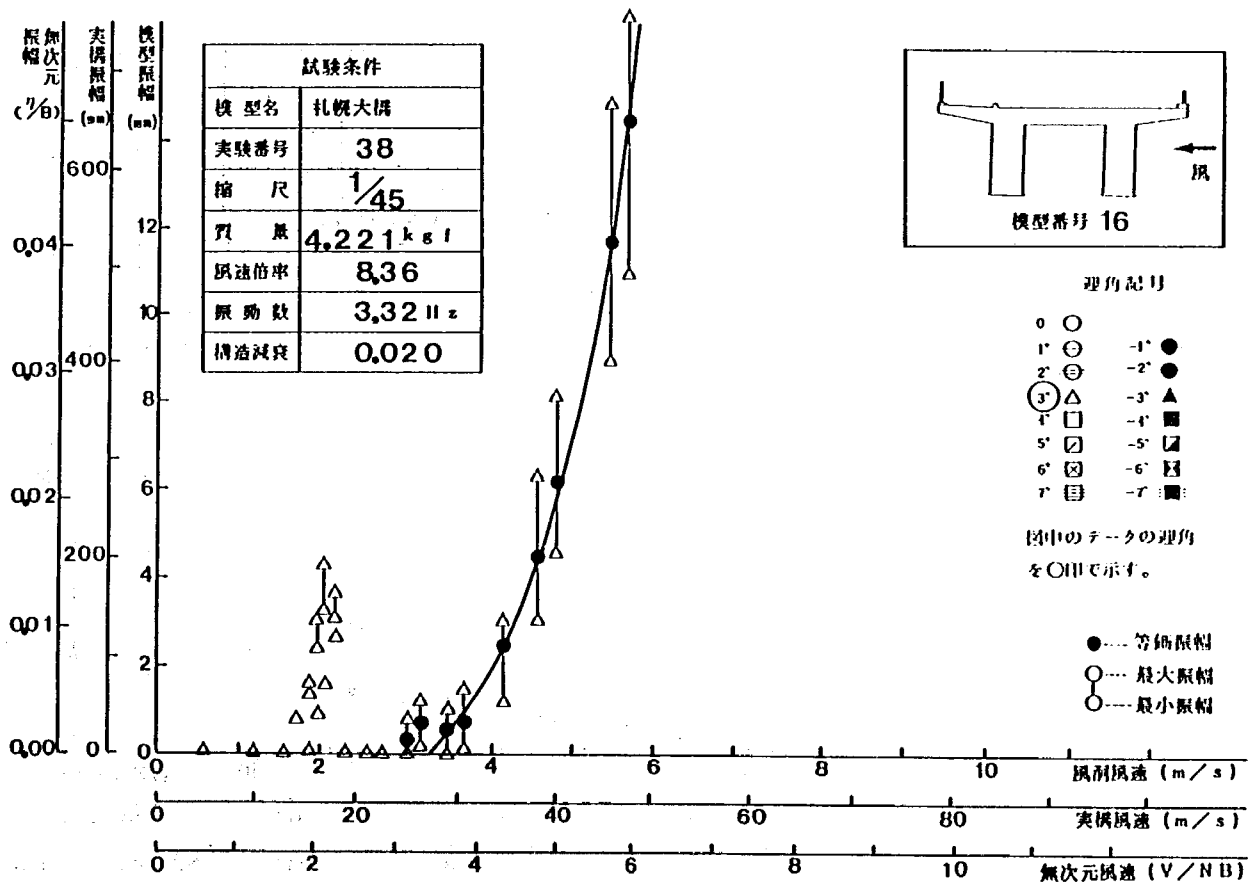
付図-3・35 風速—振幅曲線



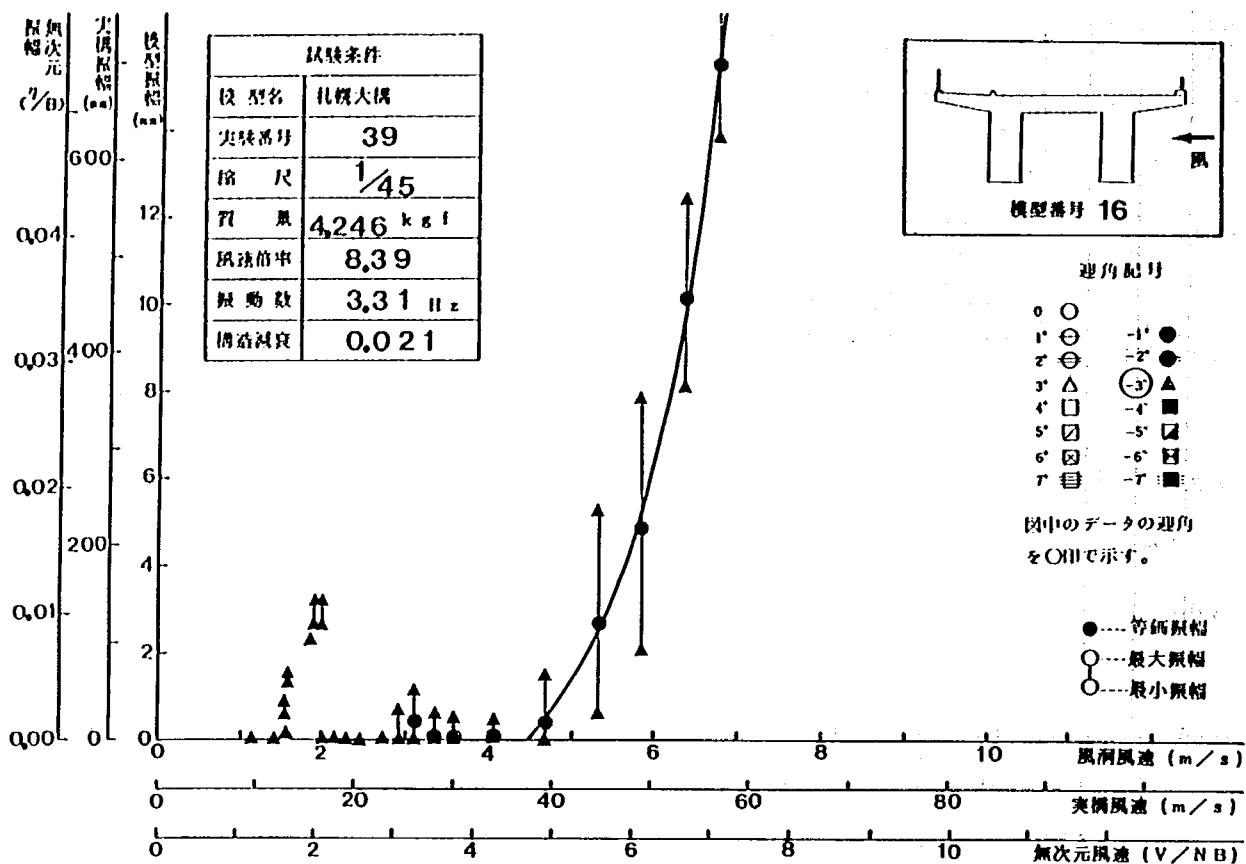
付図-3・36 風速—振幅曲線



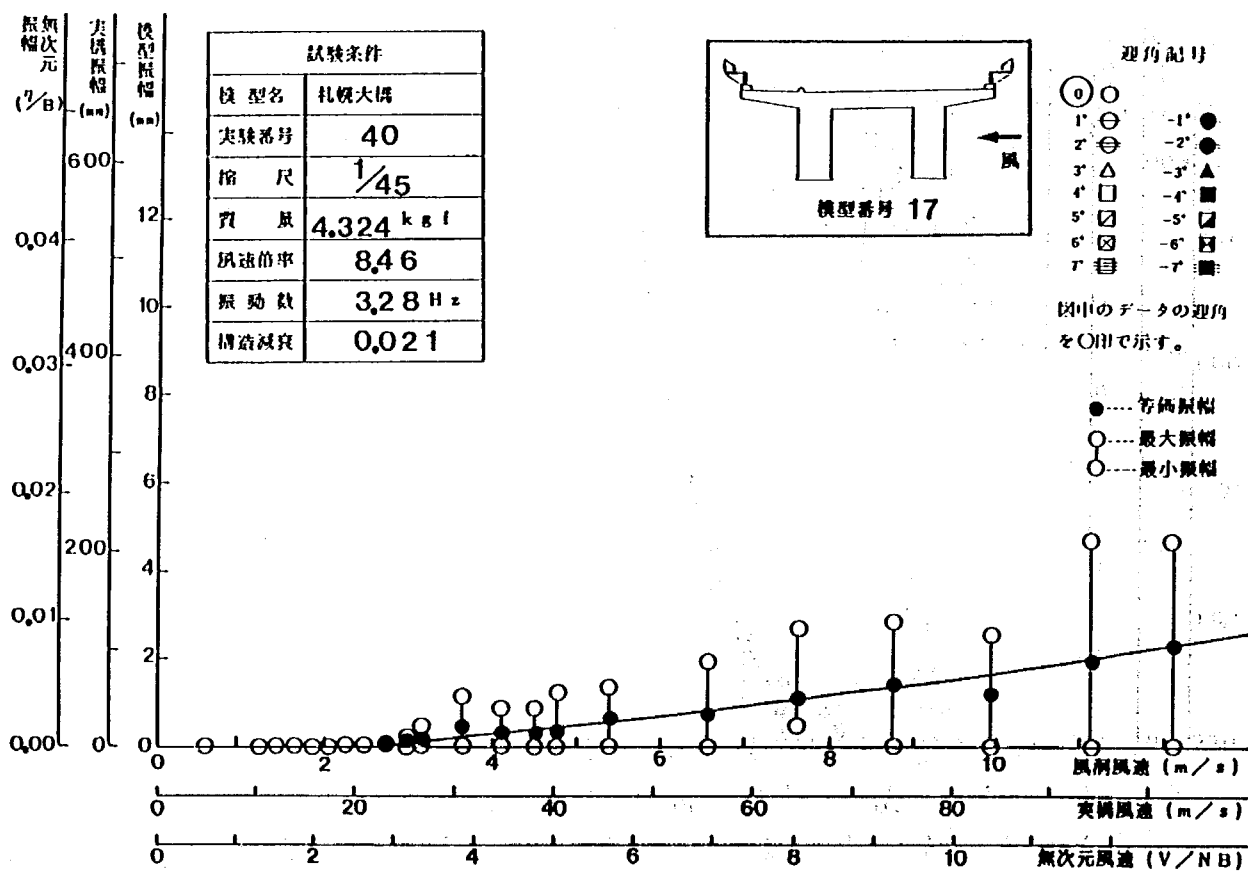
付図-3・37 風速—振幅曲線



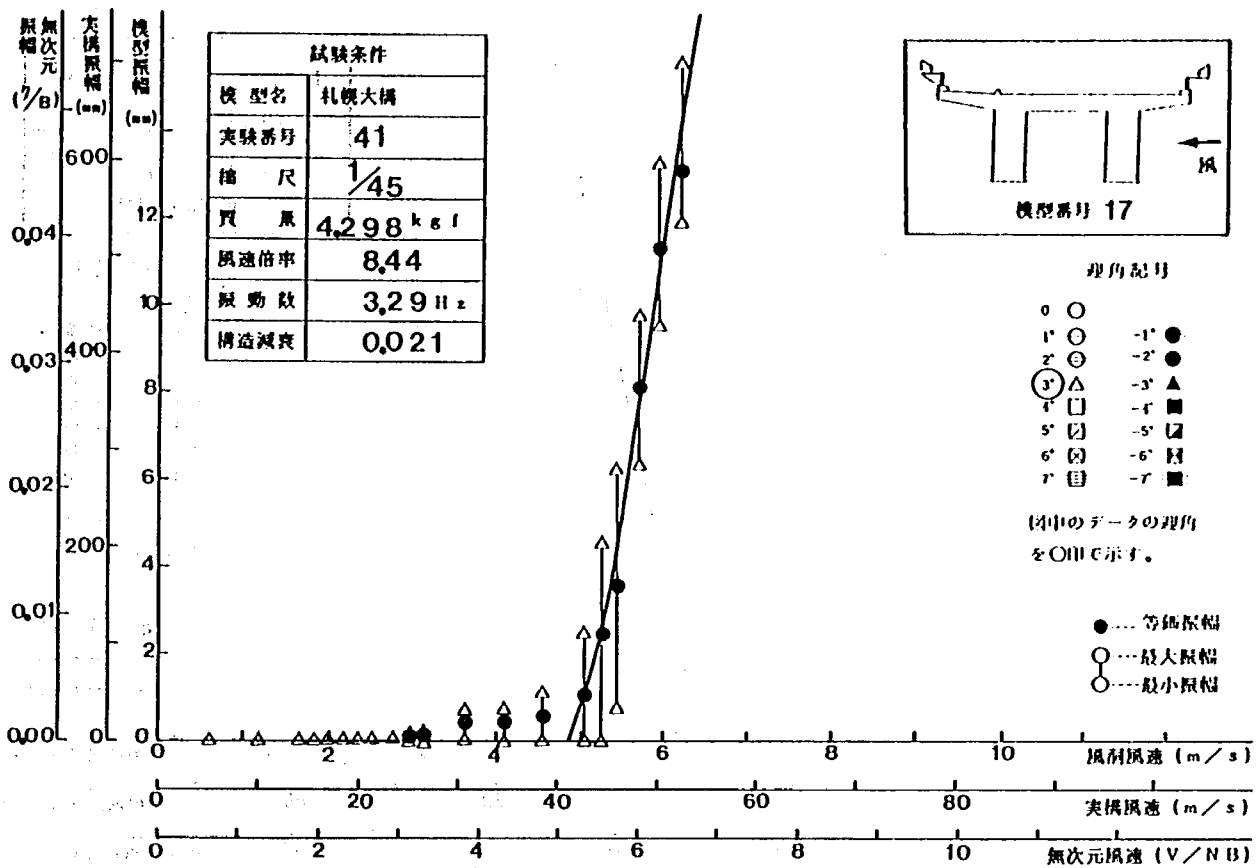
付図-3・38 風速—振幅曲線



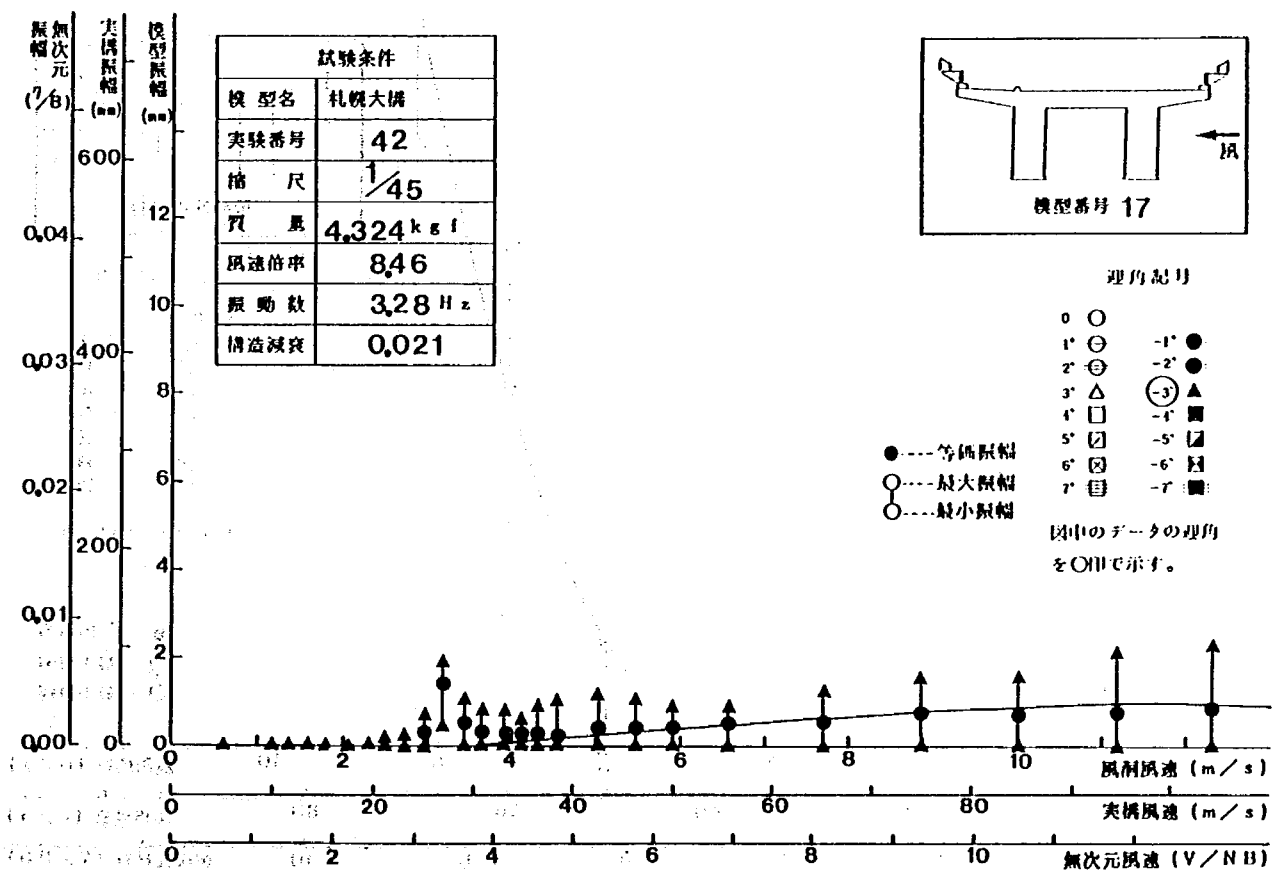
付図-3・39 風速—振幅曲線



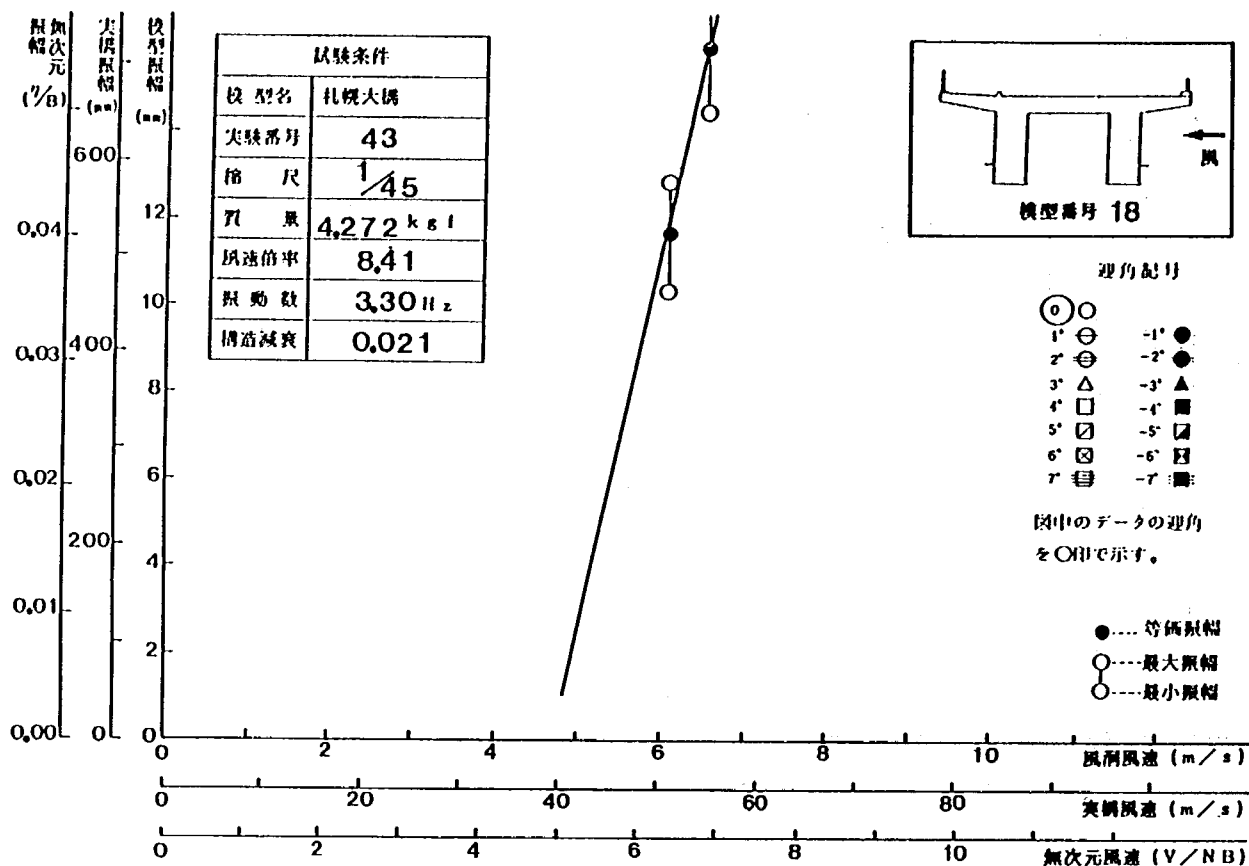
付図-3・40 風速—振幅曲線



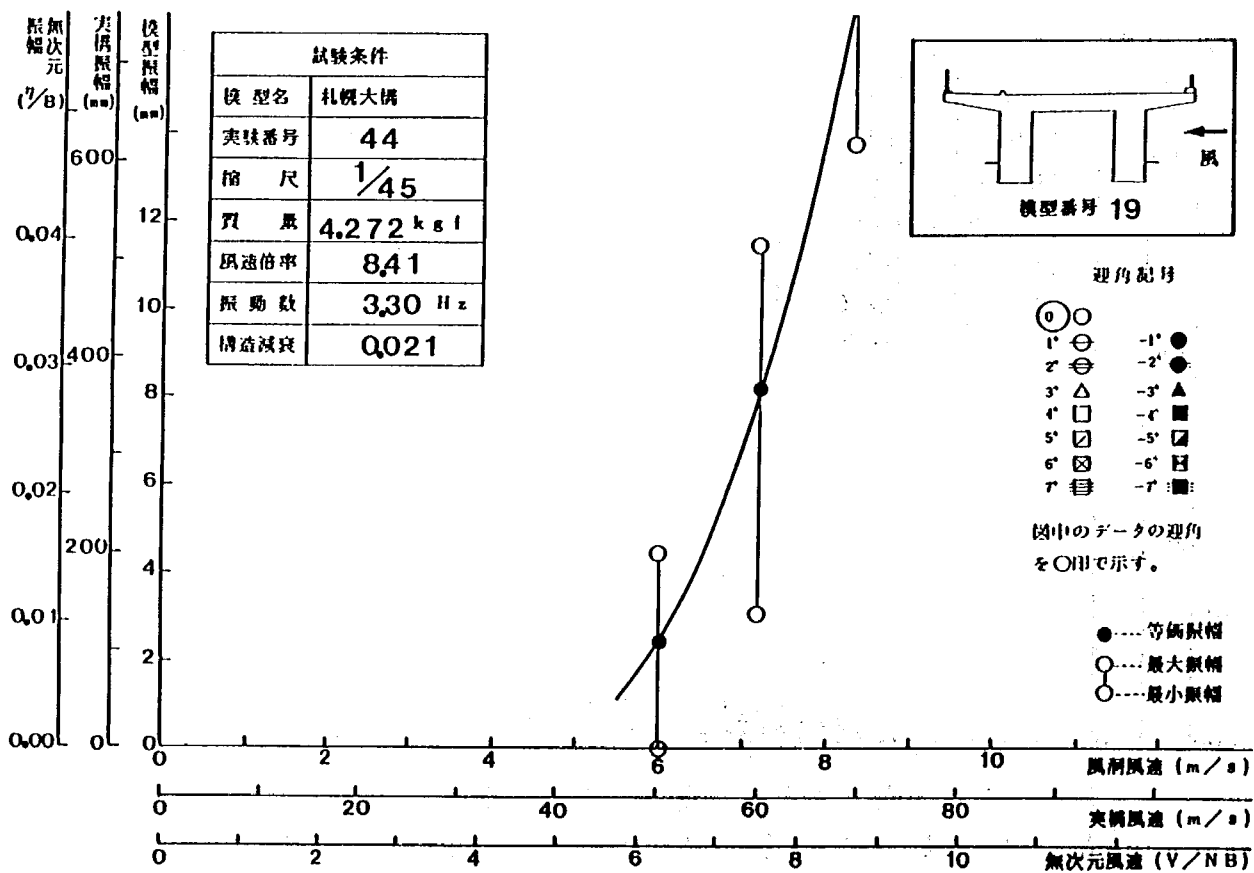
付図-3・41 風速—振幅曲線



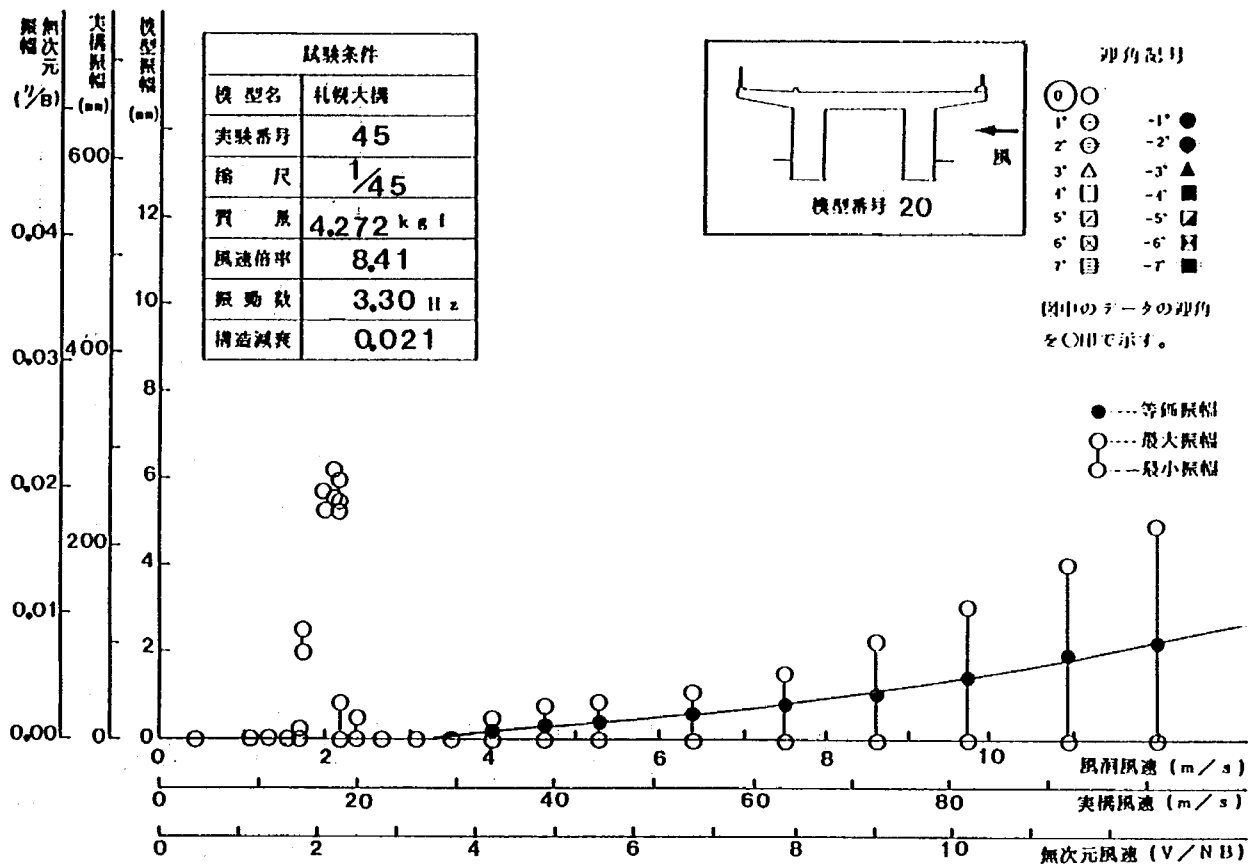
付図-3・42 風速—振幅曲線



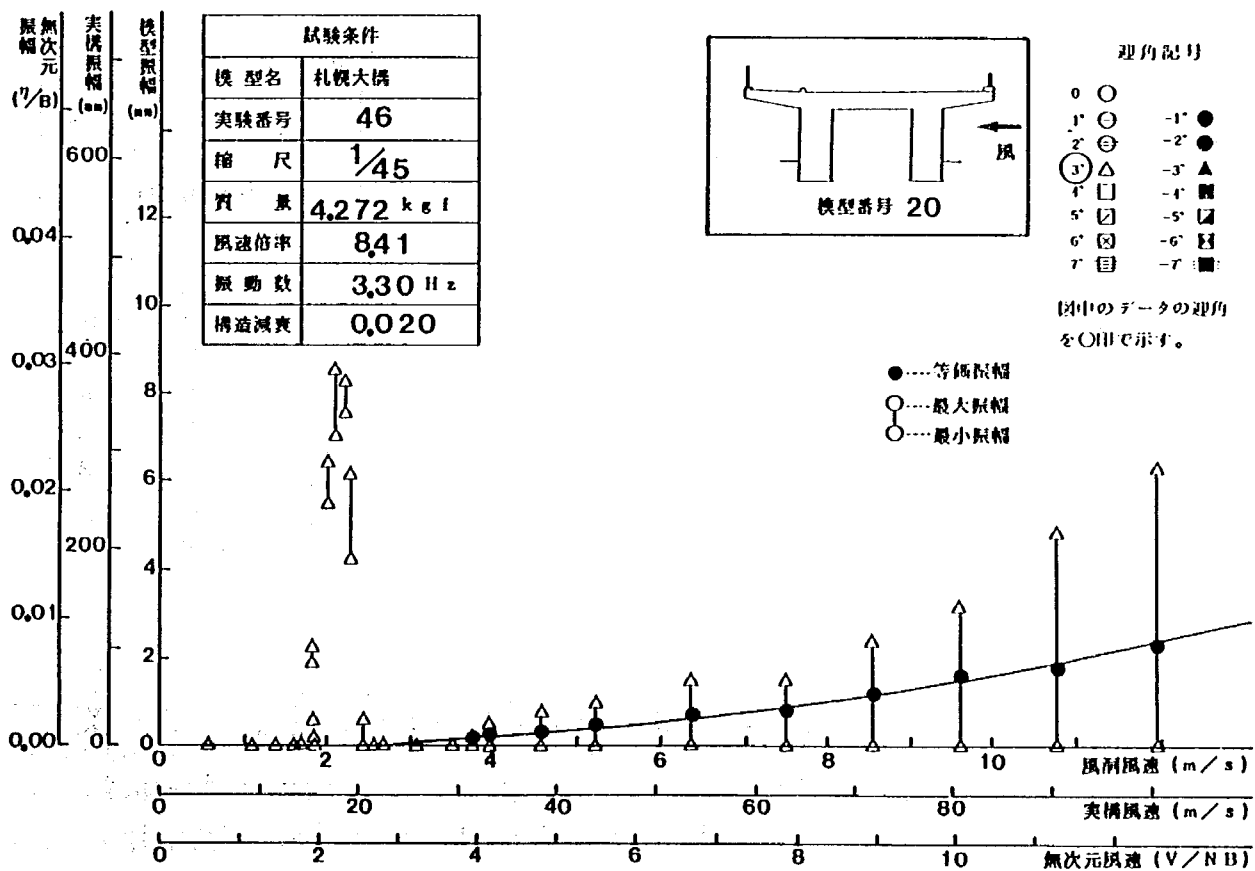
付図-3・43 風速—振幅曲線



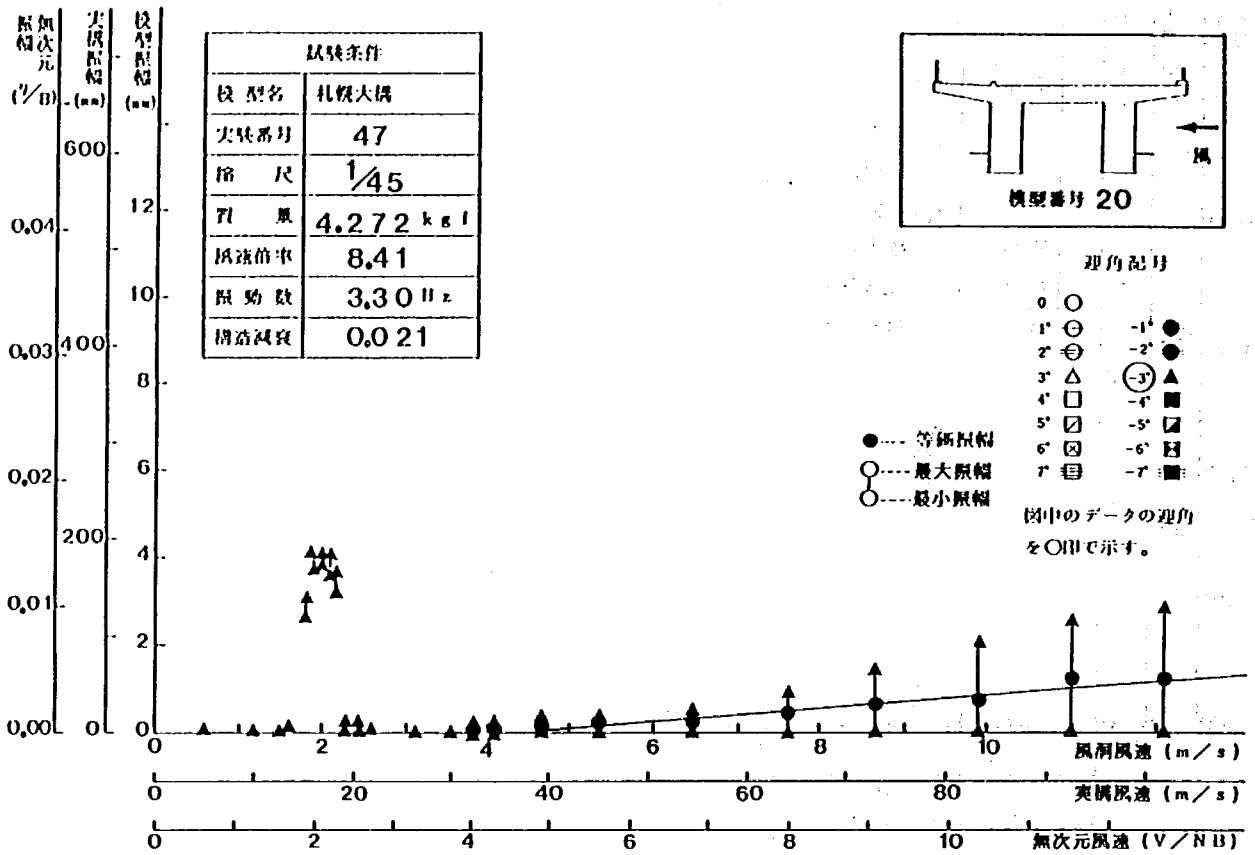
付図-3・44 風速—振幅曲線



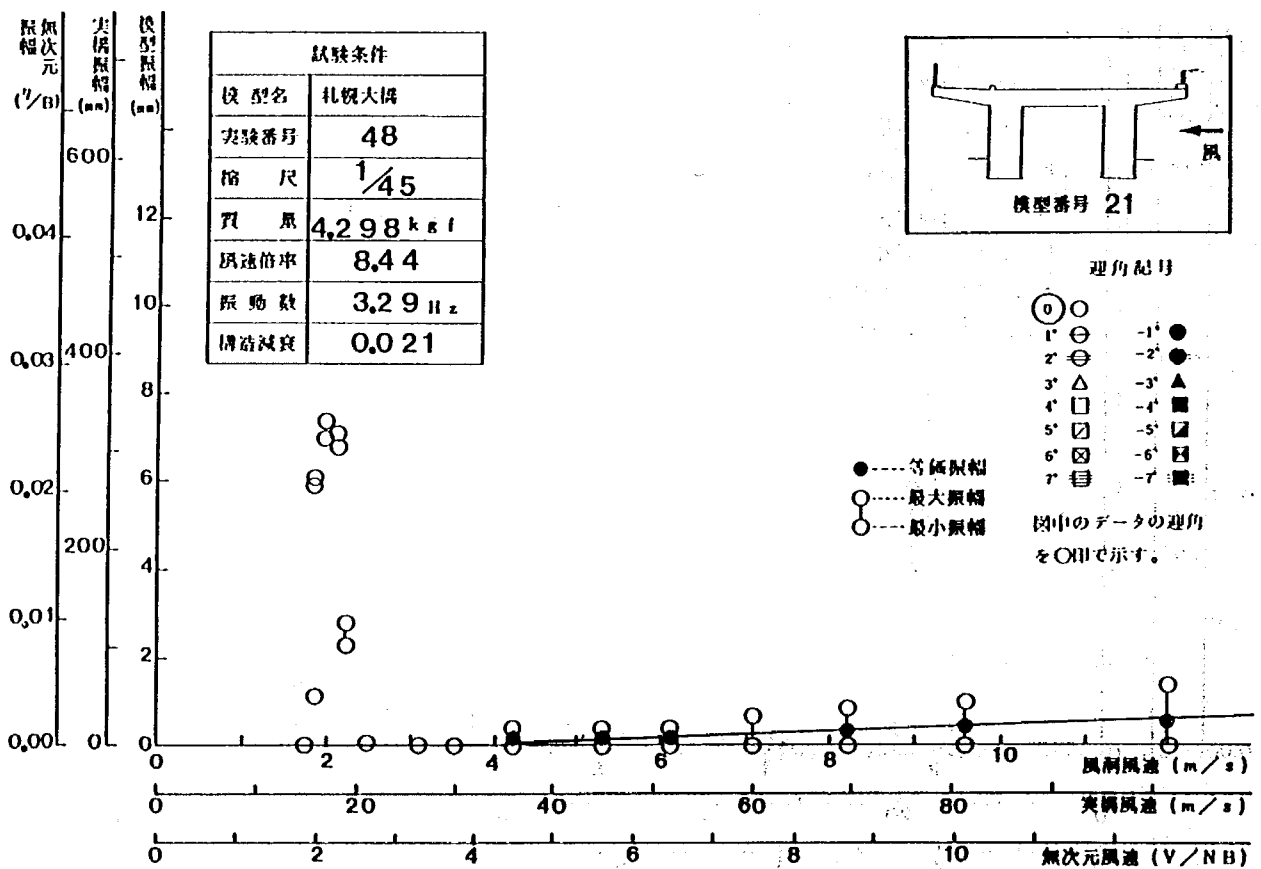
付図-3・45 風速—振幅曲線



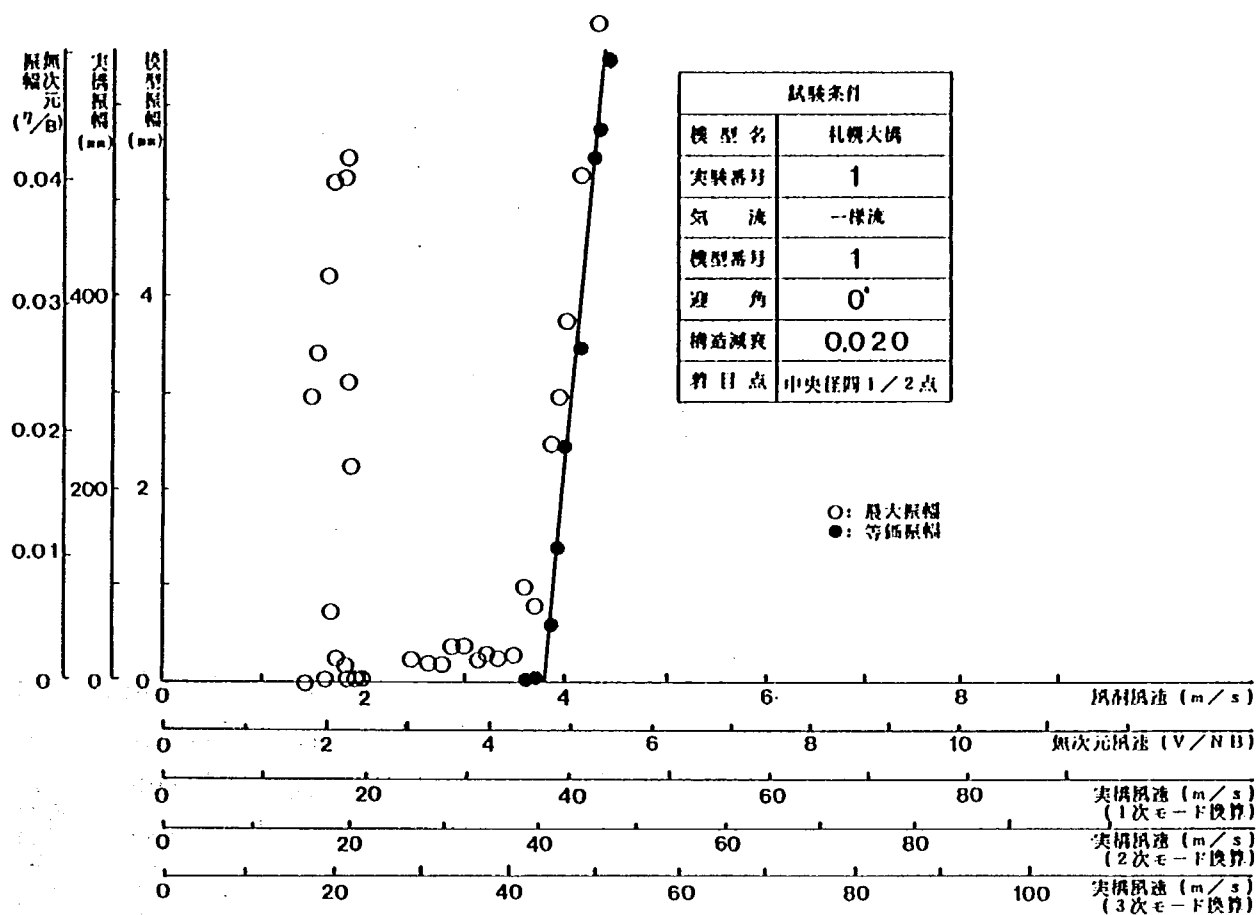
付図-3・46 風速—振幅曲線



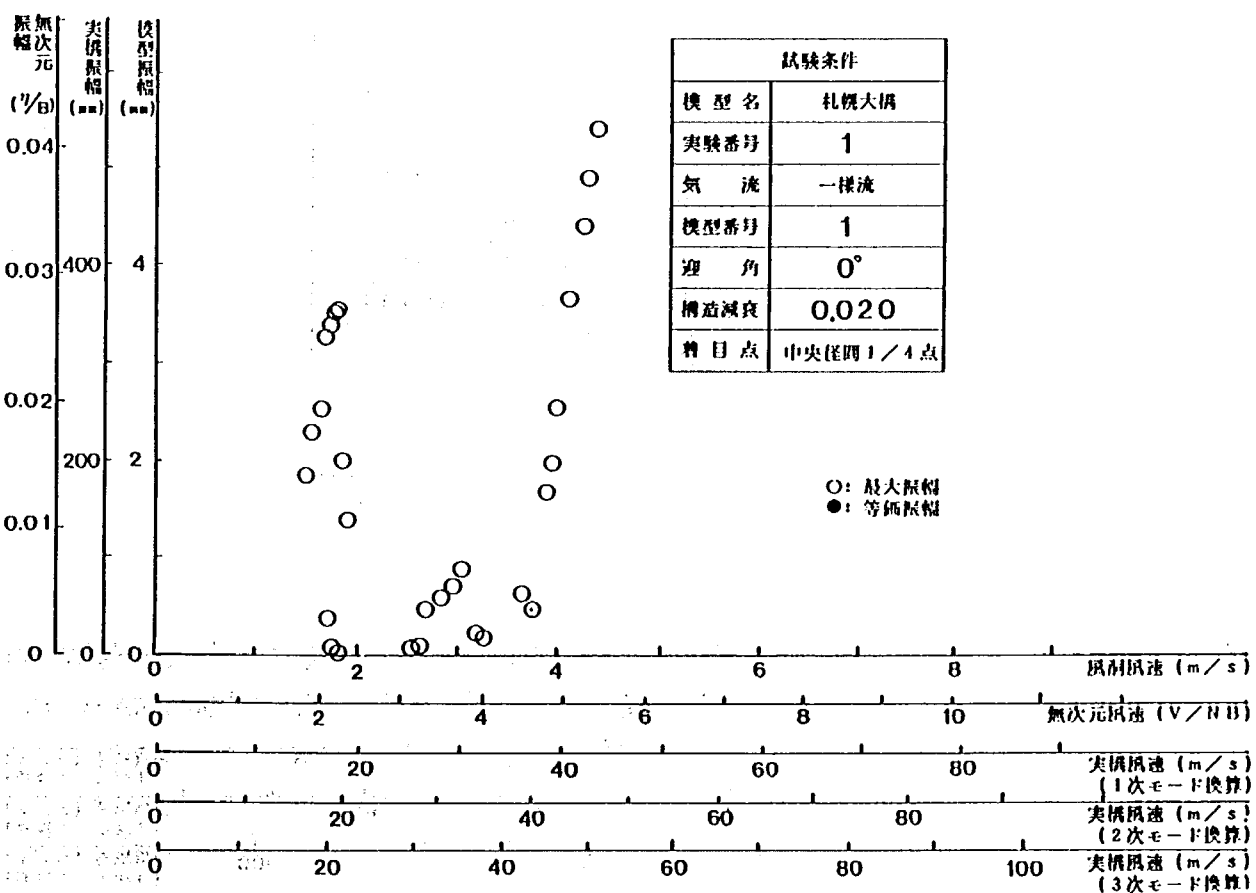
付図-3・47 風速—振幅曲線



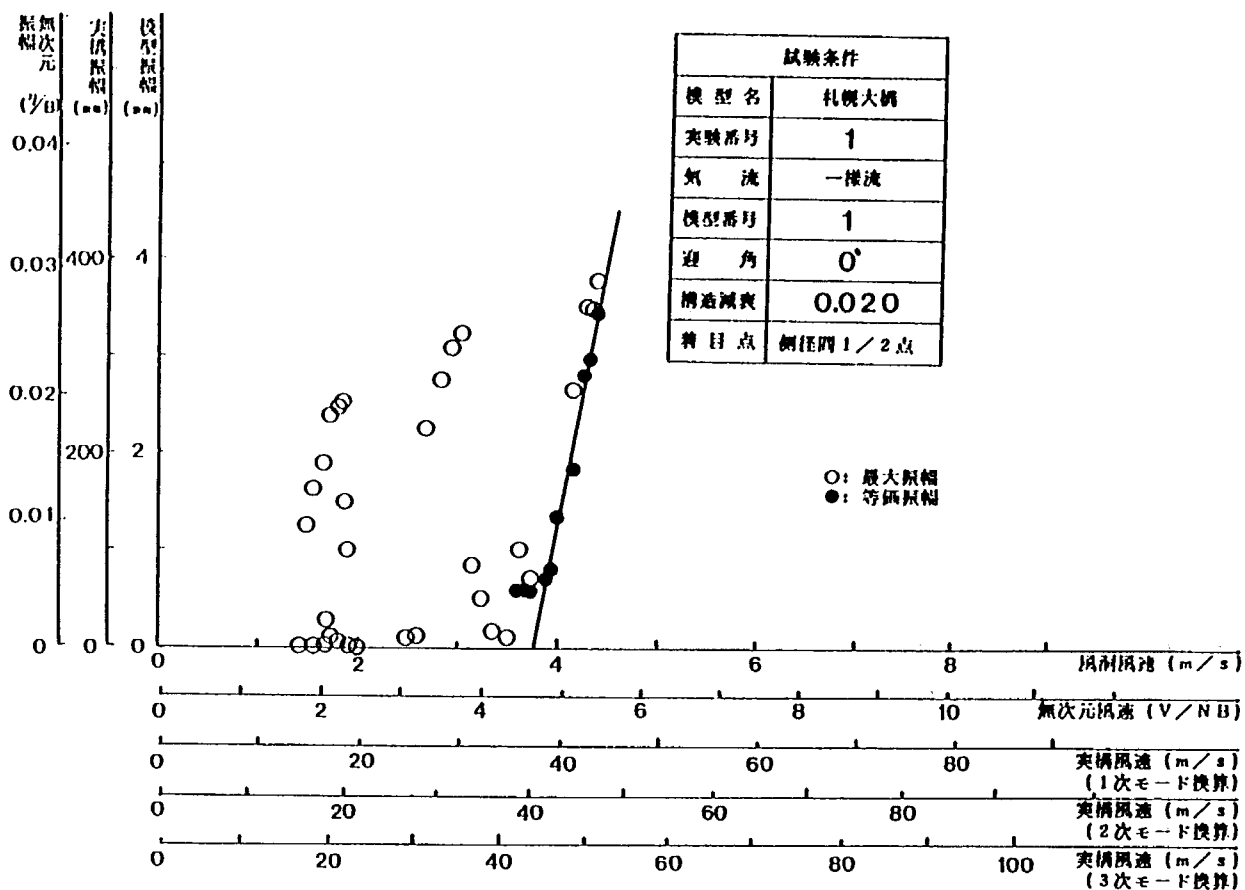
付図-3・48 風速—振幅曲線



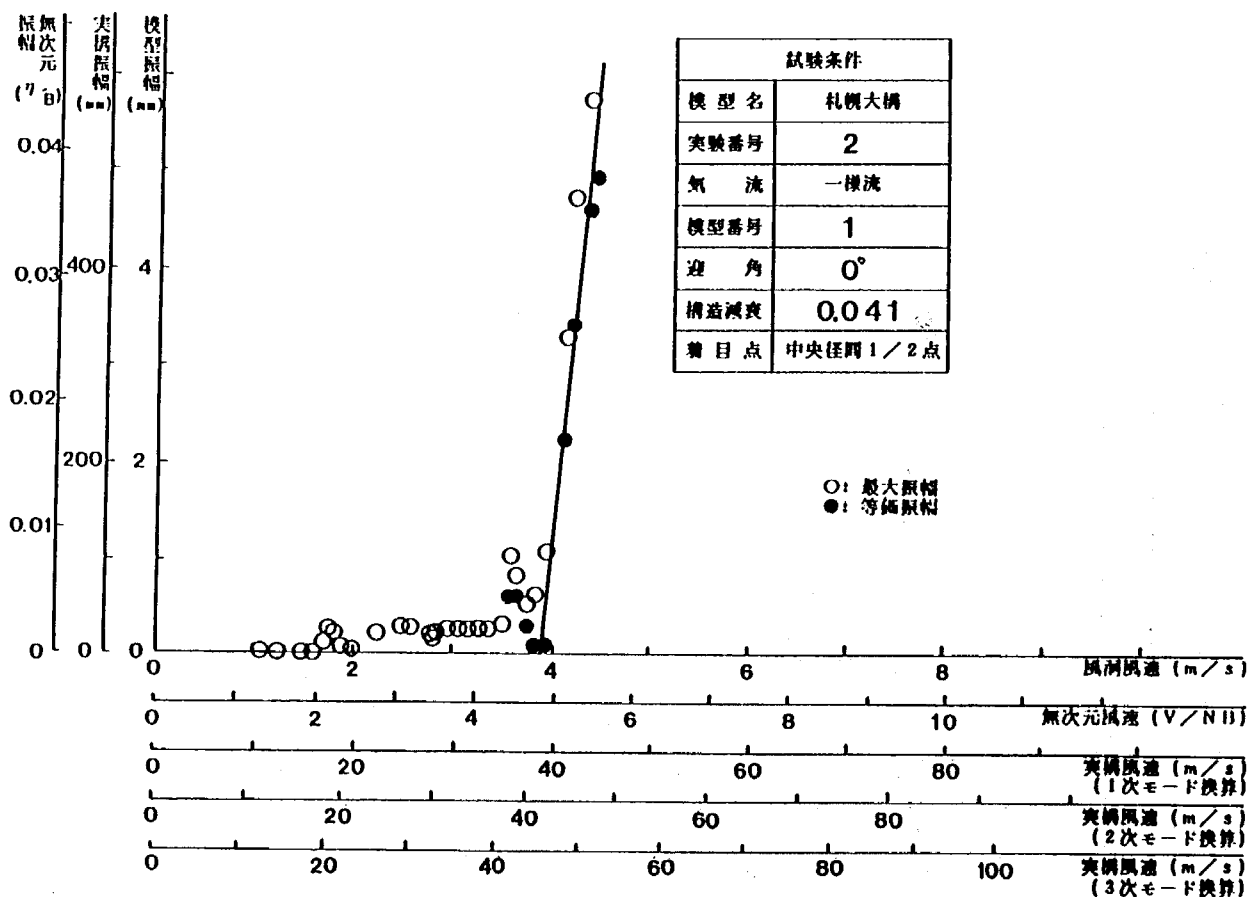
付図-4・1 風速—振幅曲線



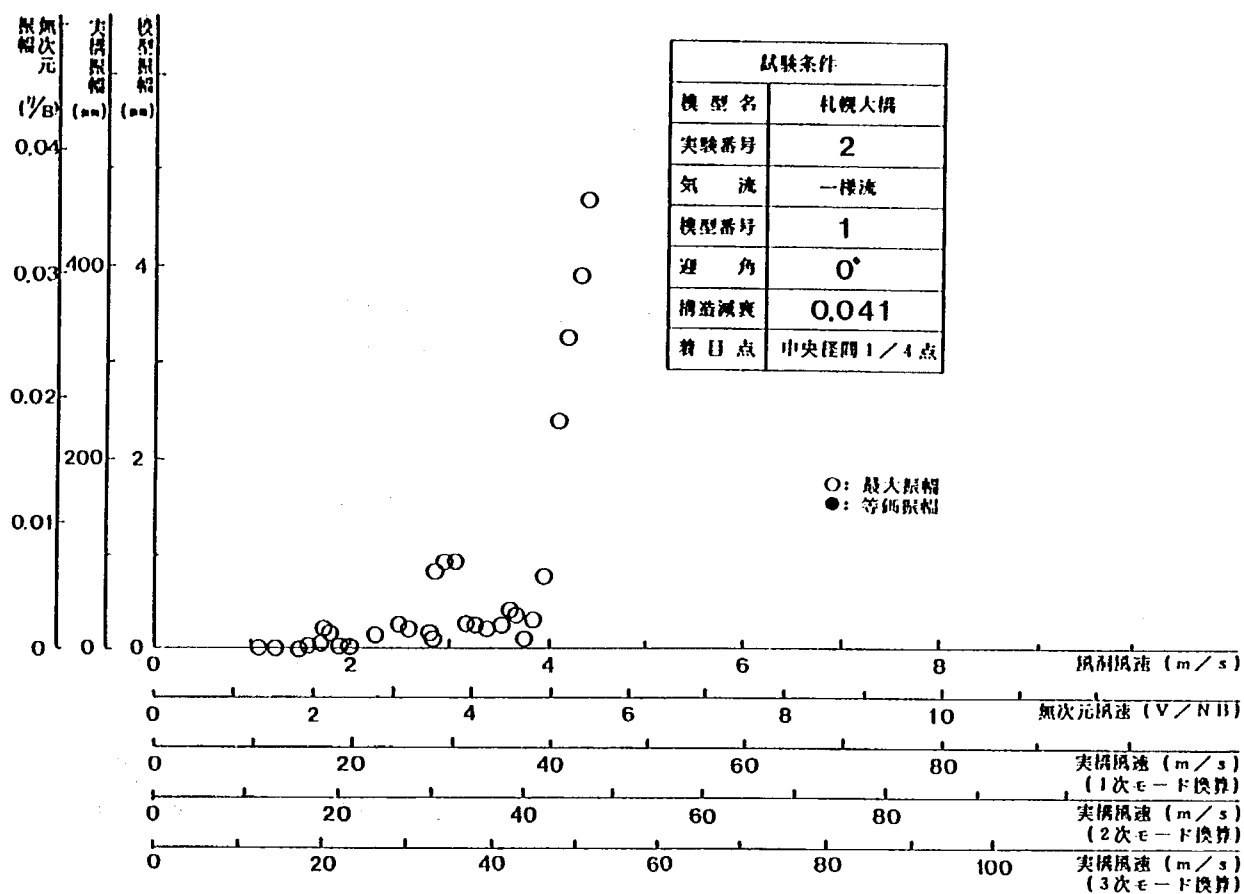
付図-4・2 風速—振幅曲線



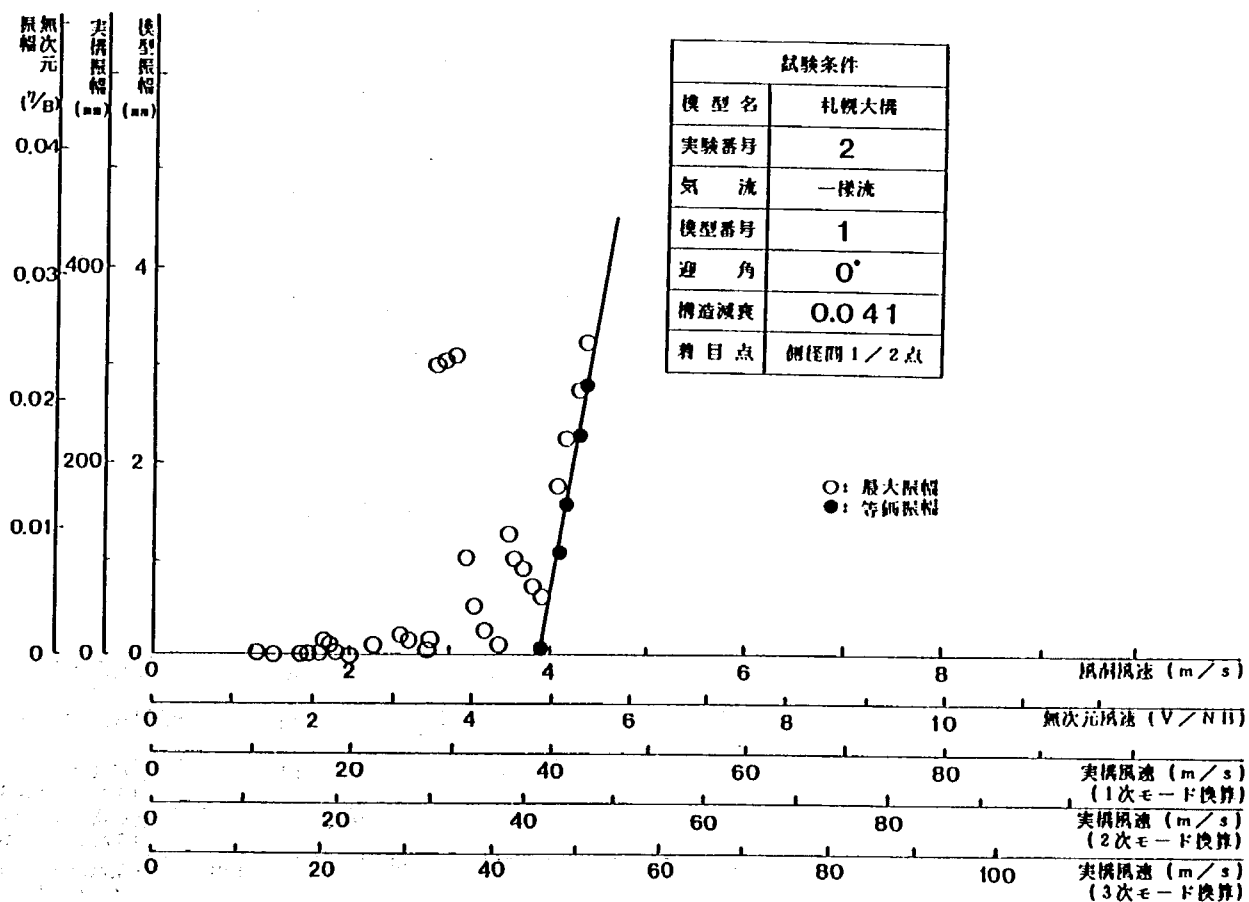
付図-4・3 風速—振幅曲線



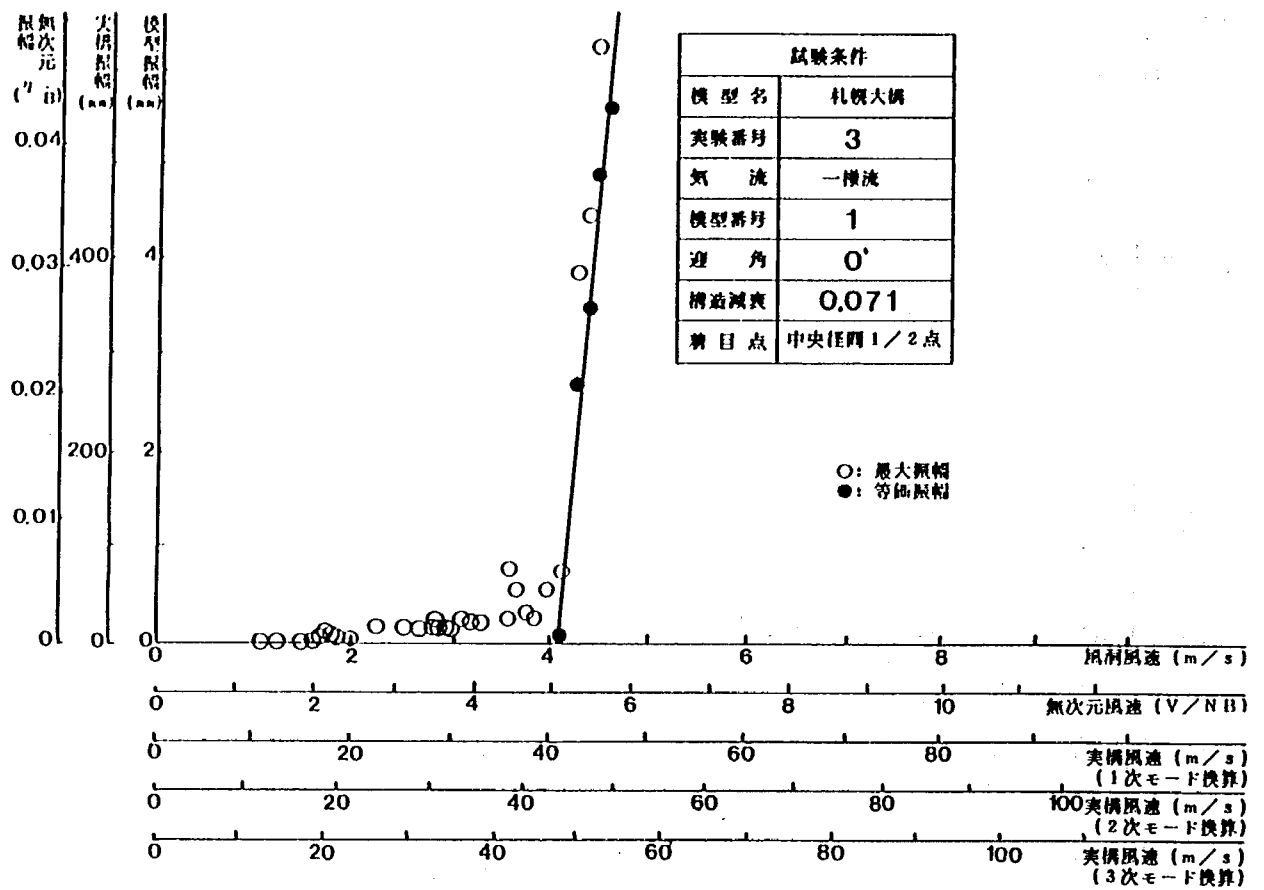
付図-4・4 風速—振幅曲線



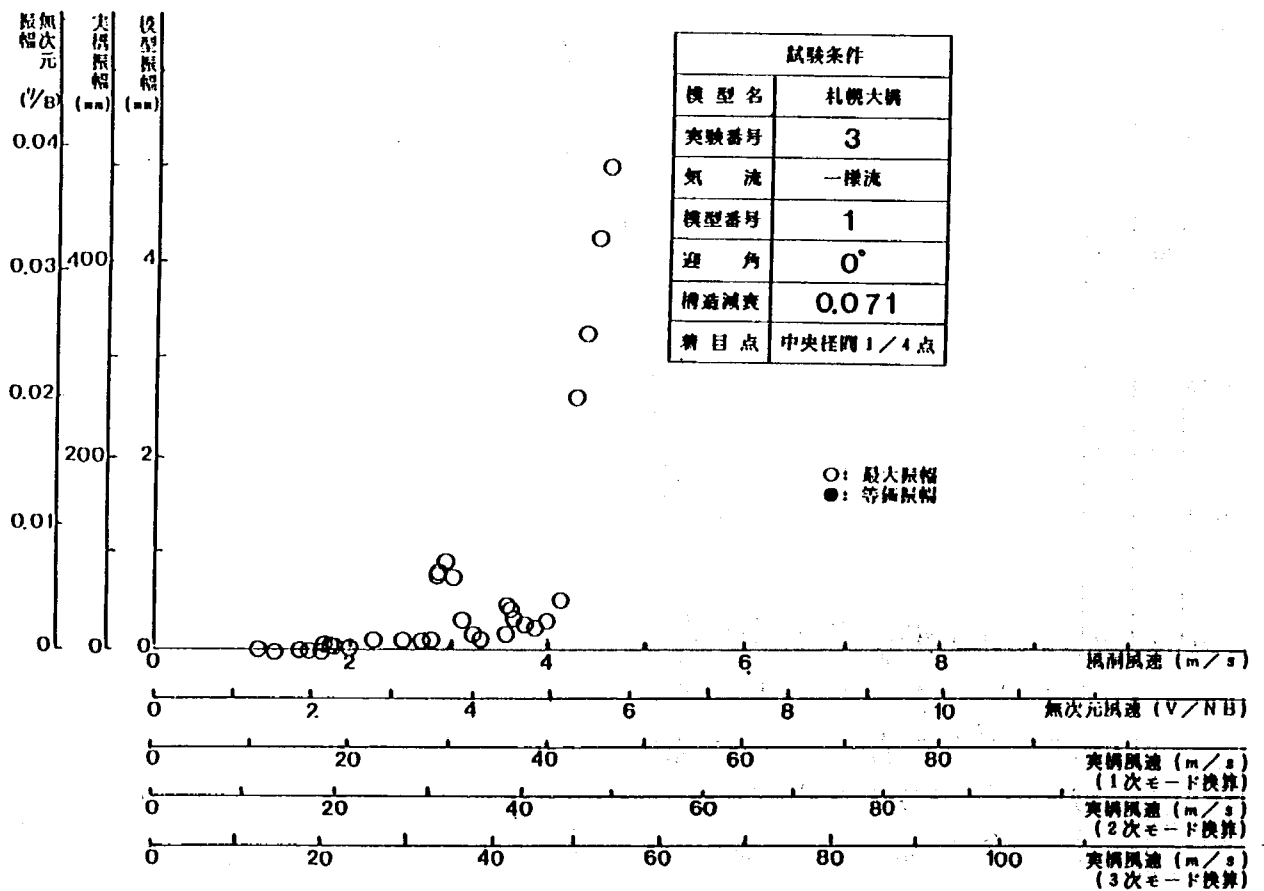
付図-4・5 風速—振幅曲線



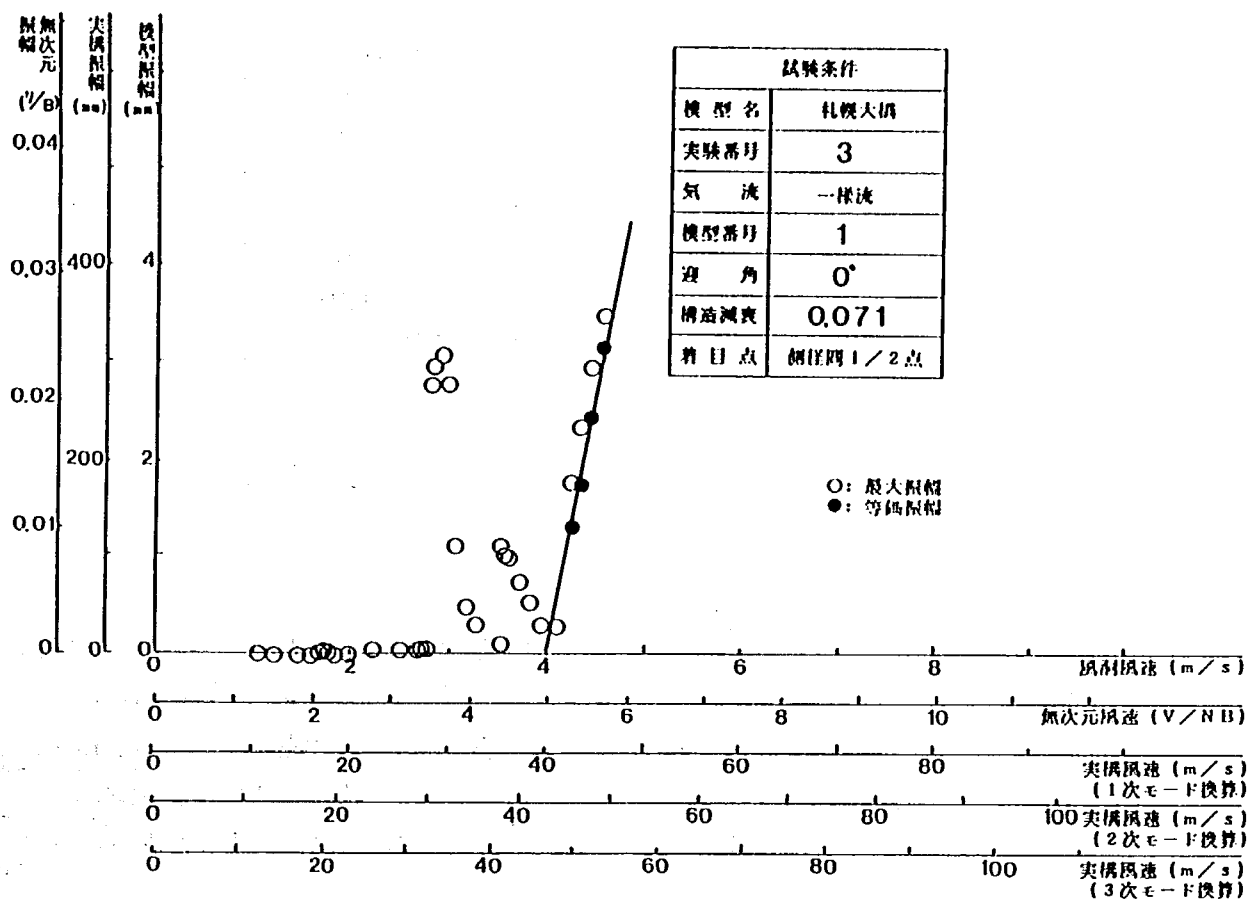
付図-4・6 風速—振幅曲線



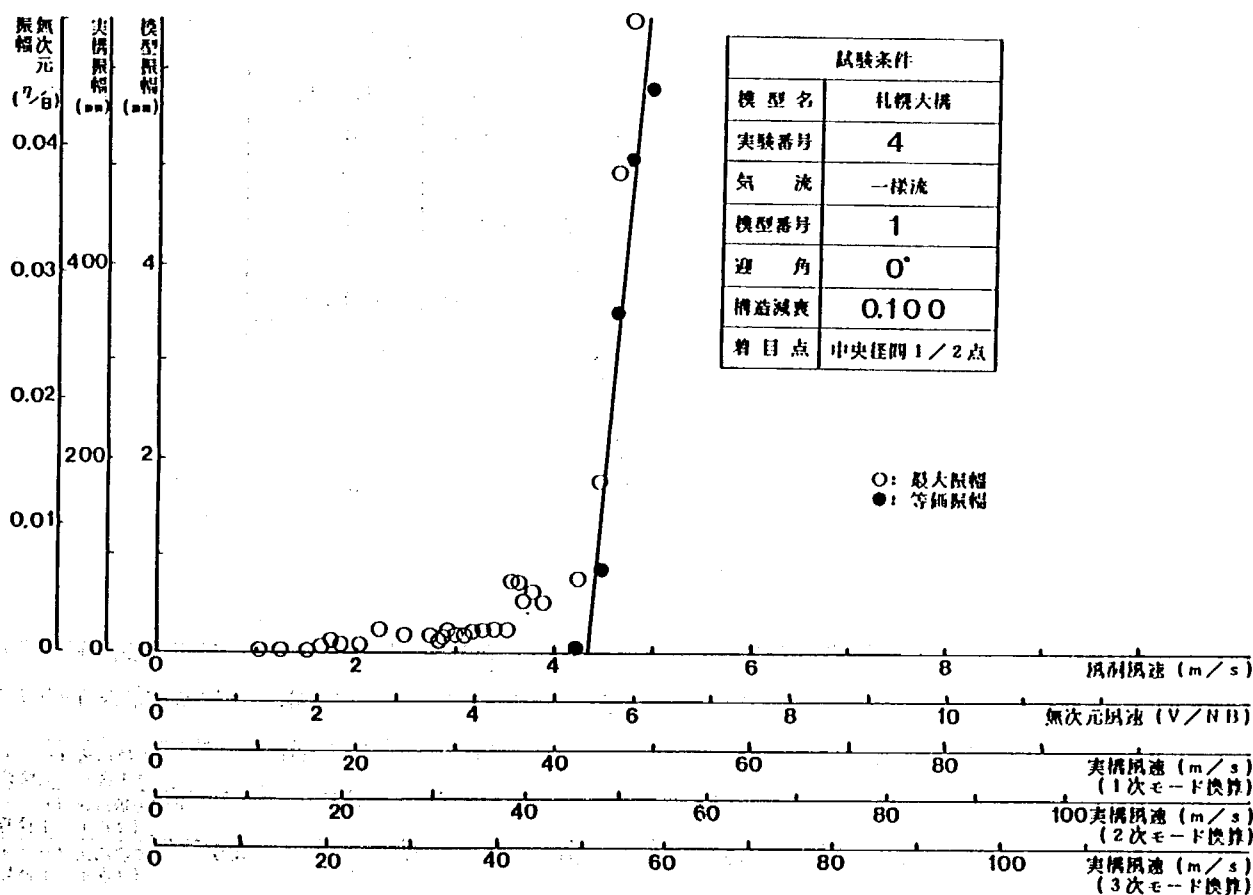
付図-4・7 風速—振幅曲線



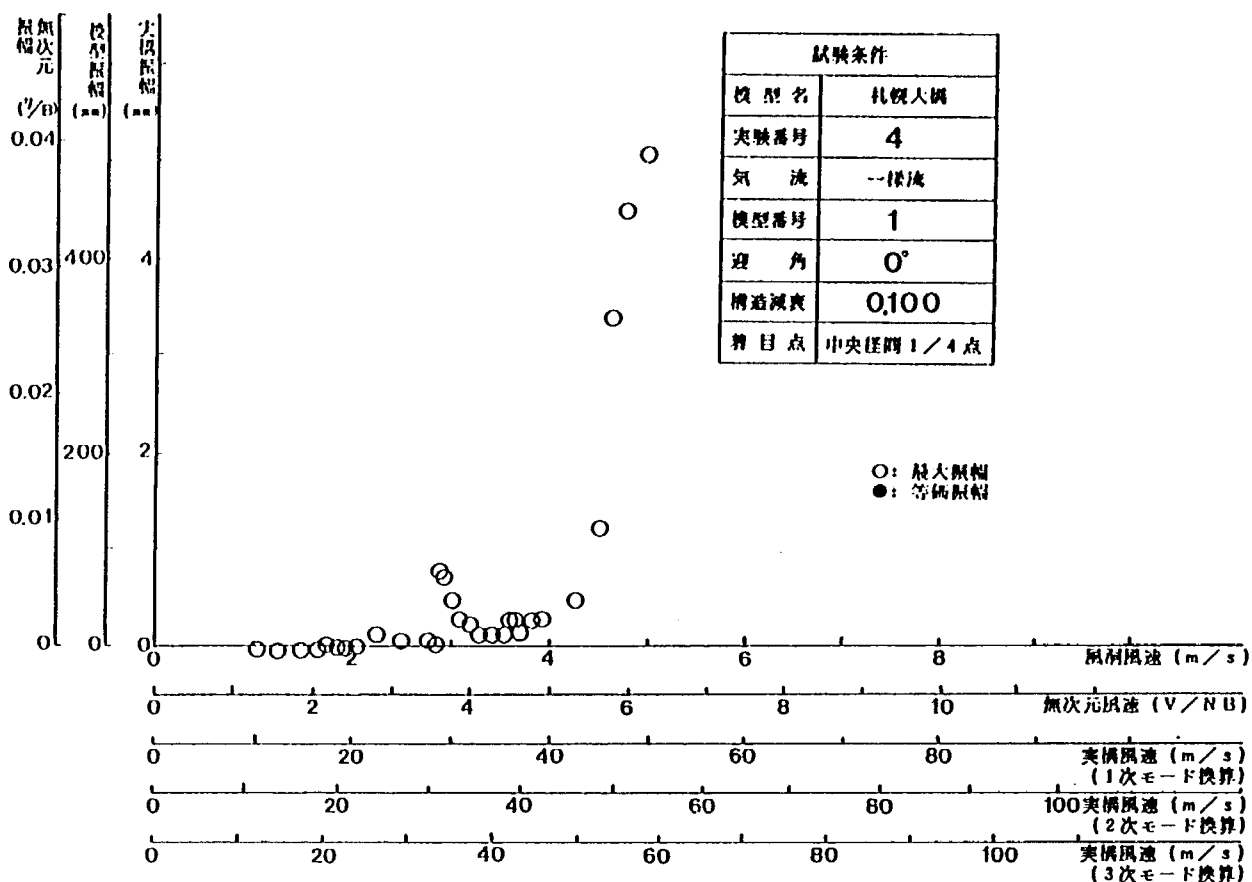
付図-4・8 風速—振幅曲線



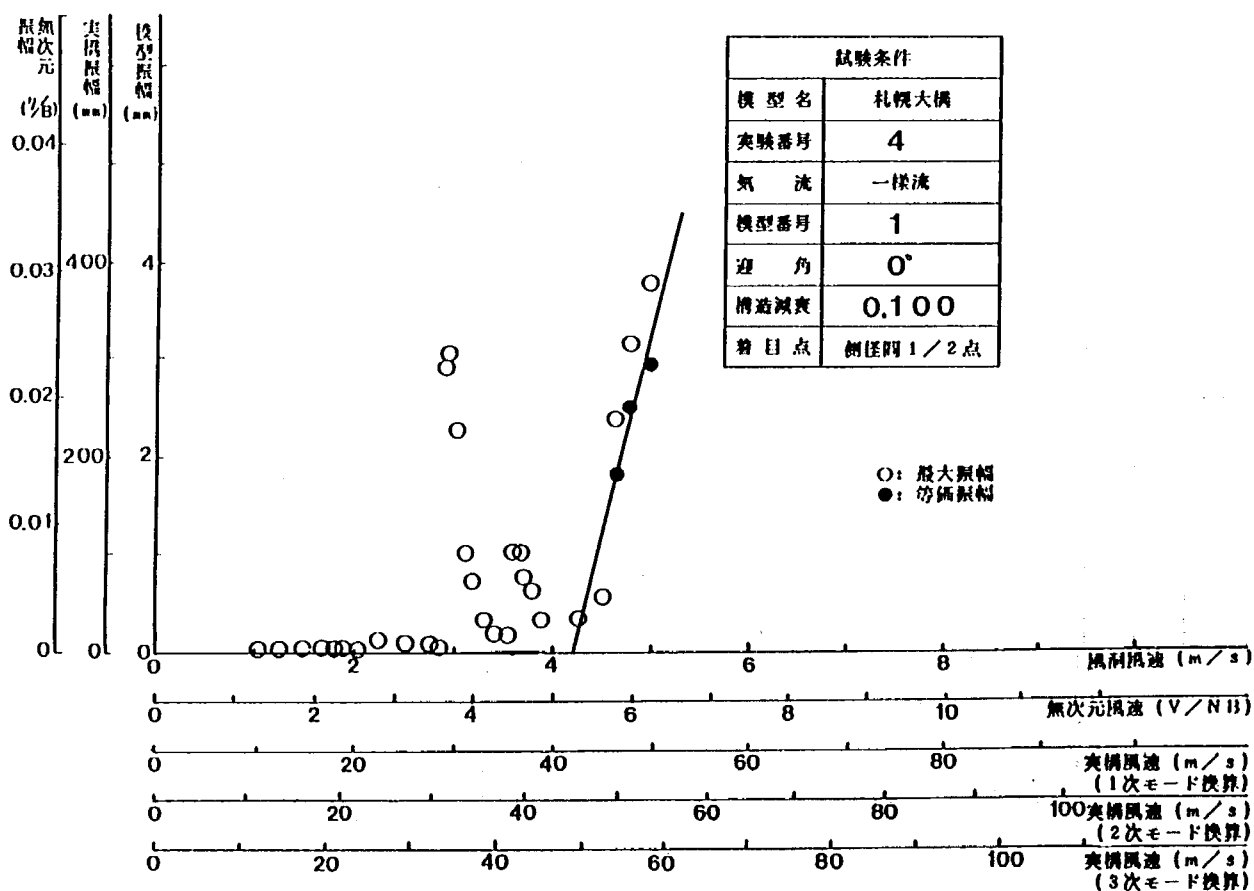
付図-4・9 風速—振幅曲線



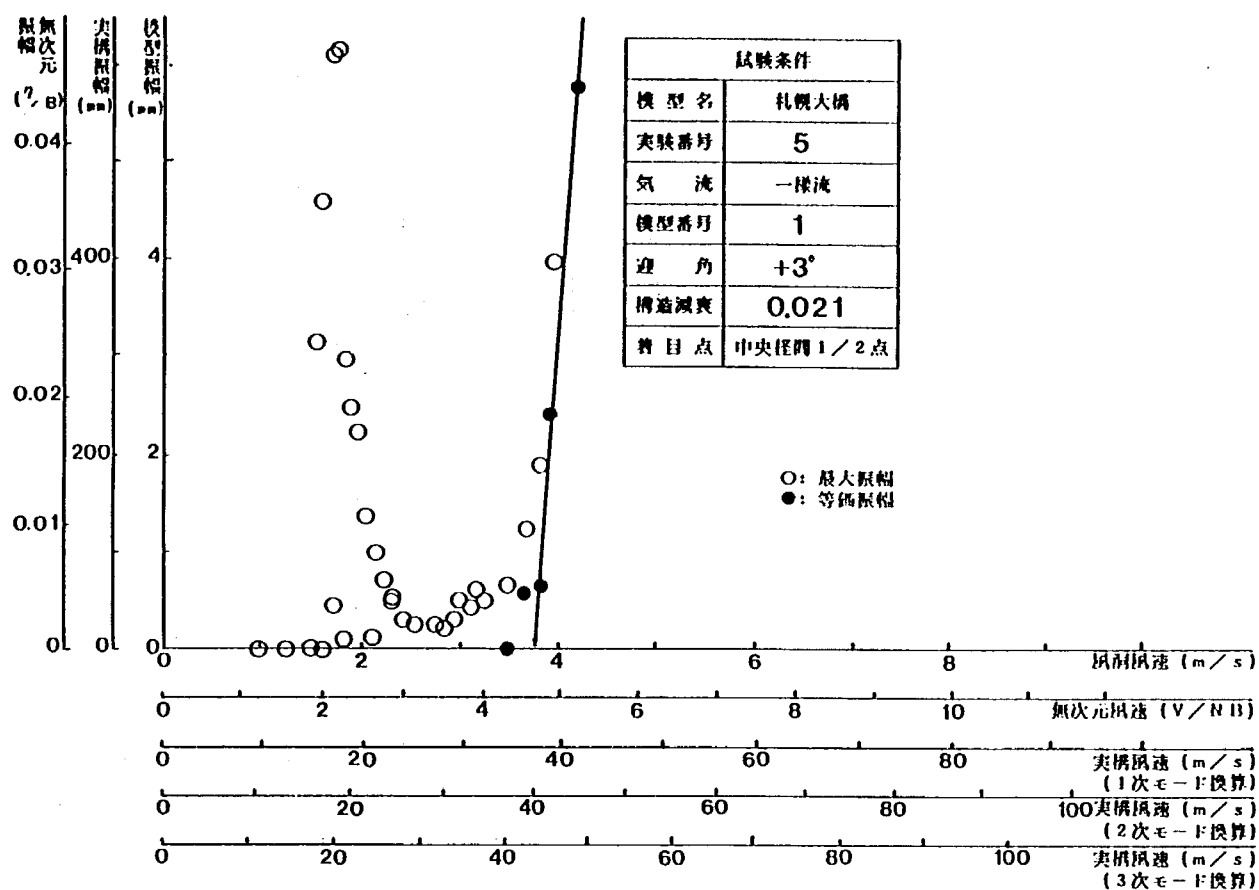
付図-4・10 風速—振幅曲線



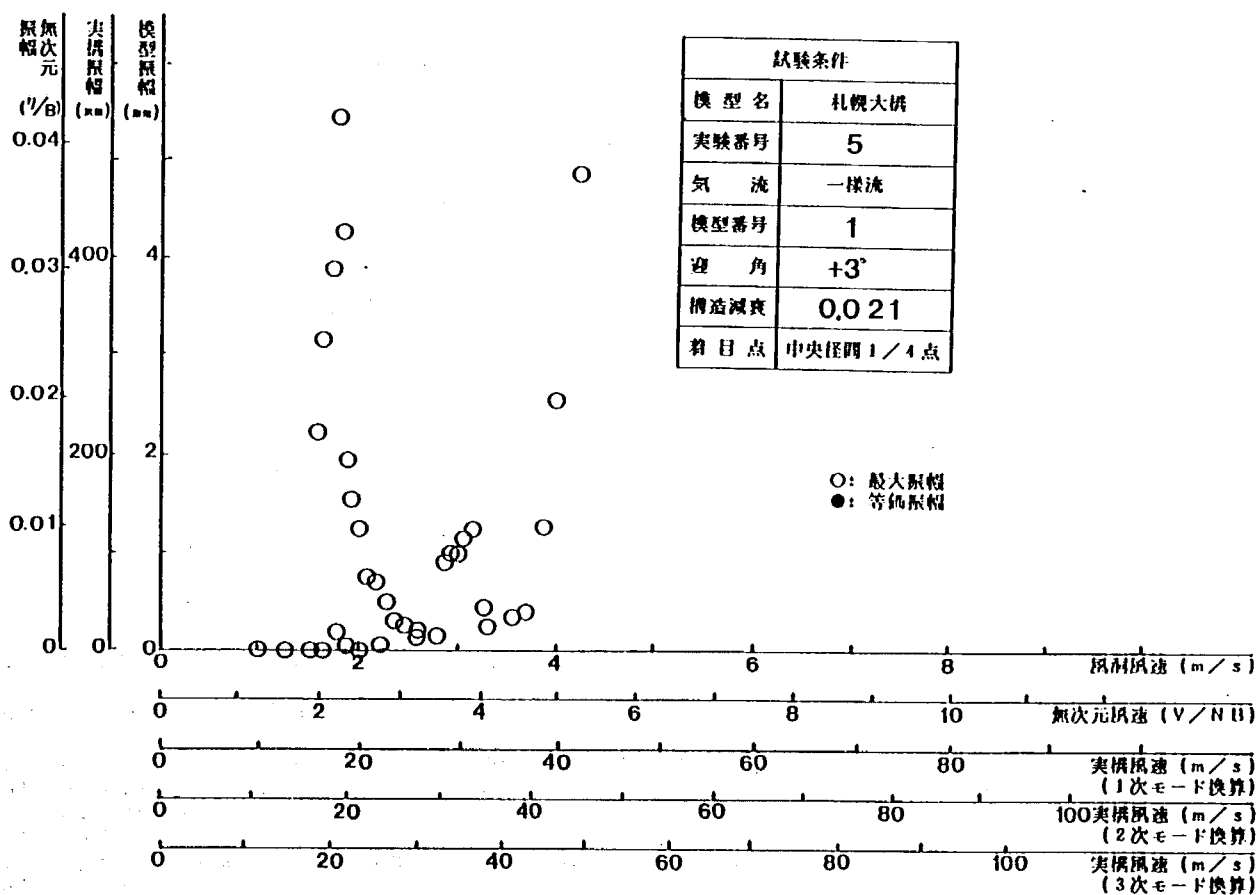
付図-4・11 風速—振幅曲線



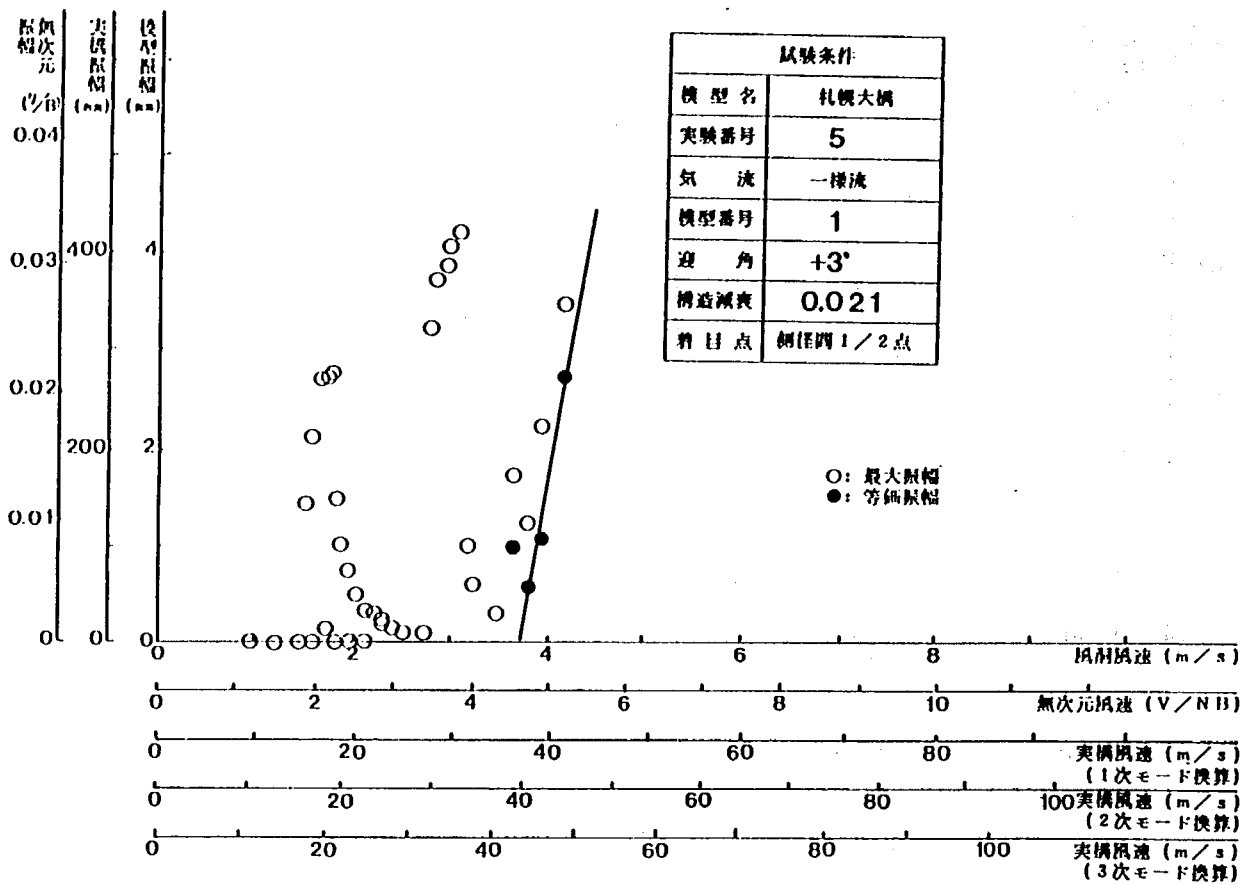
付図-4・12 風速—振幅曲線



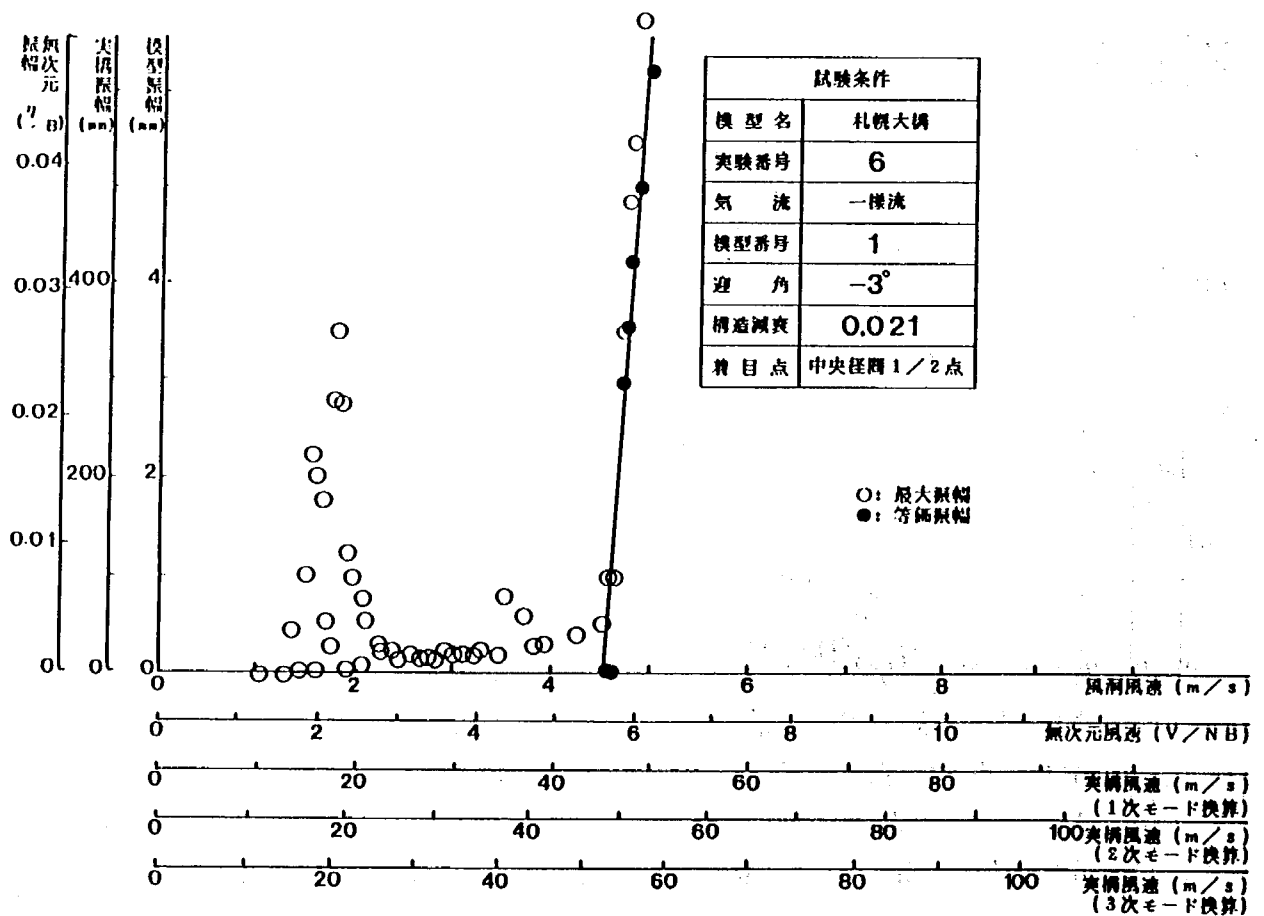
付図-4・13 風速—振幅曲線



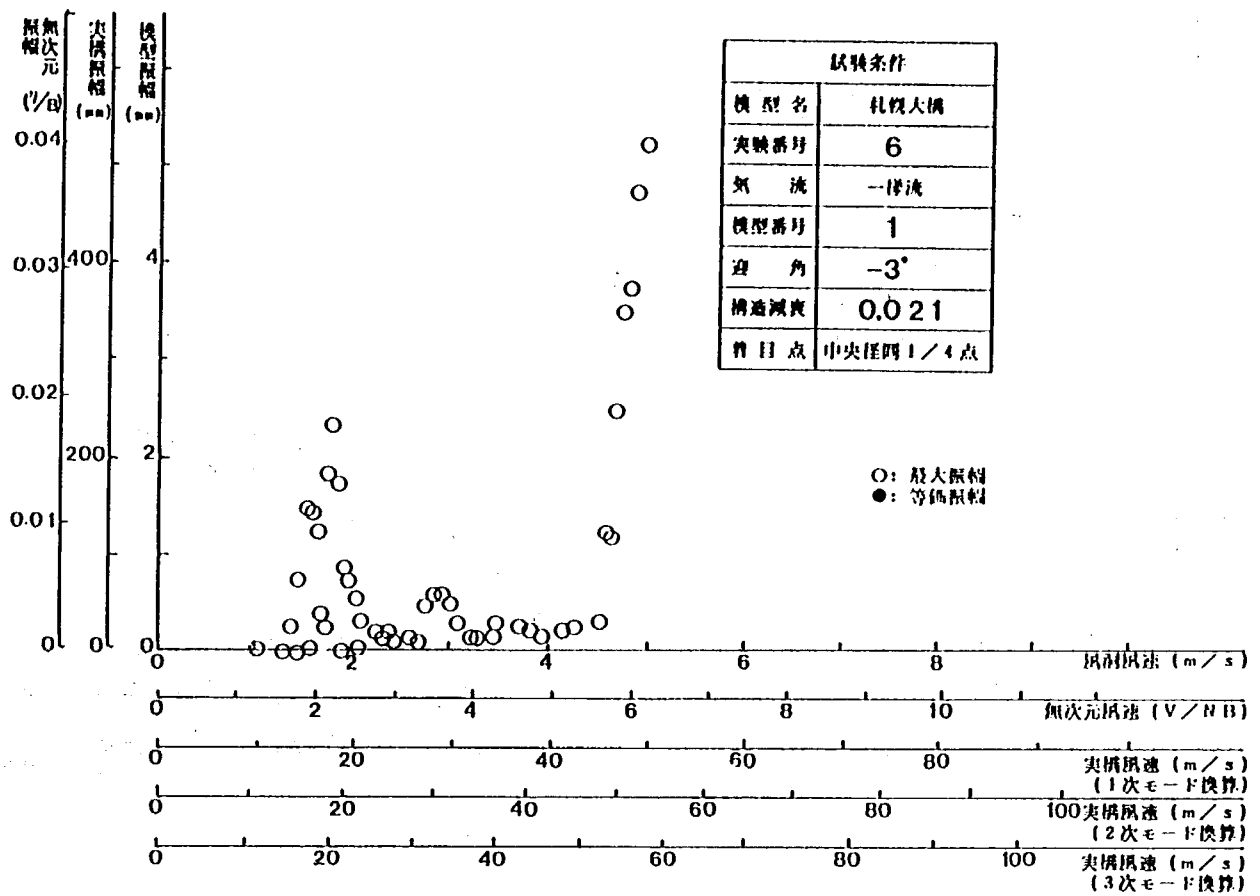
付図-4・14 風速—振幅曲線



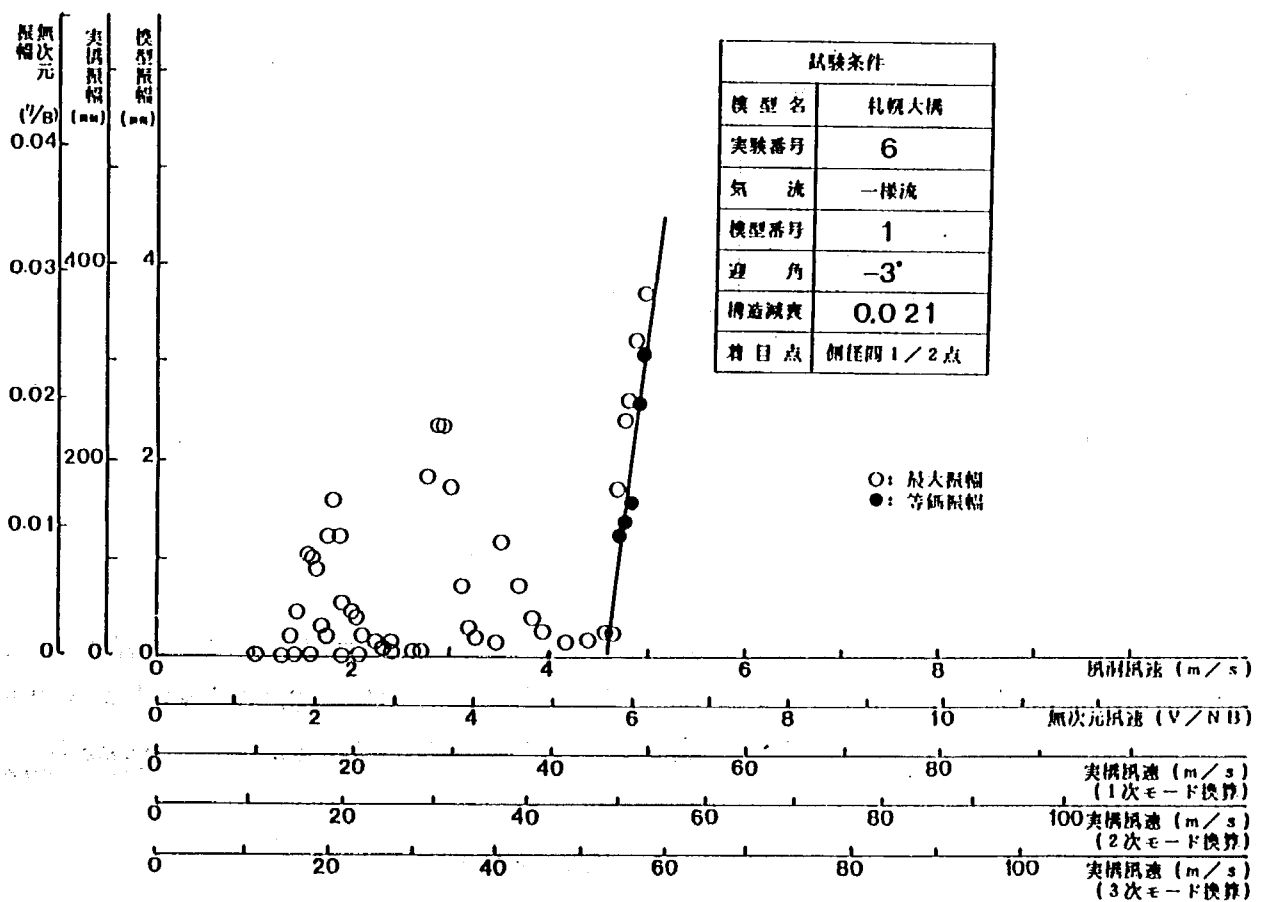
付図-4・15 風速—振幅曲線



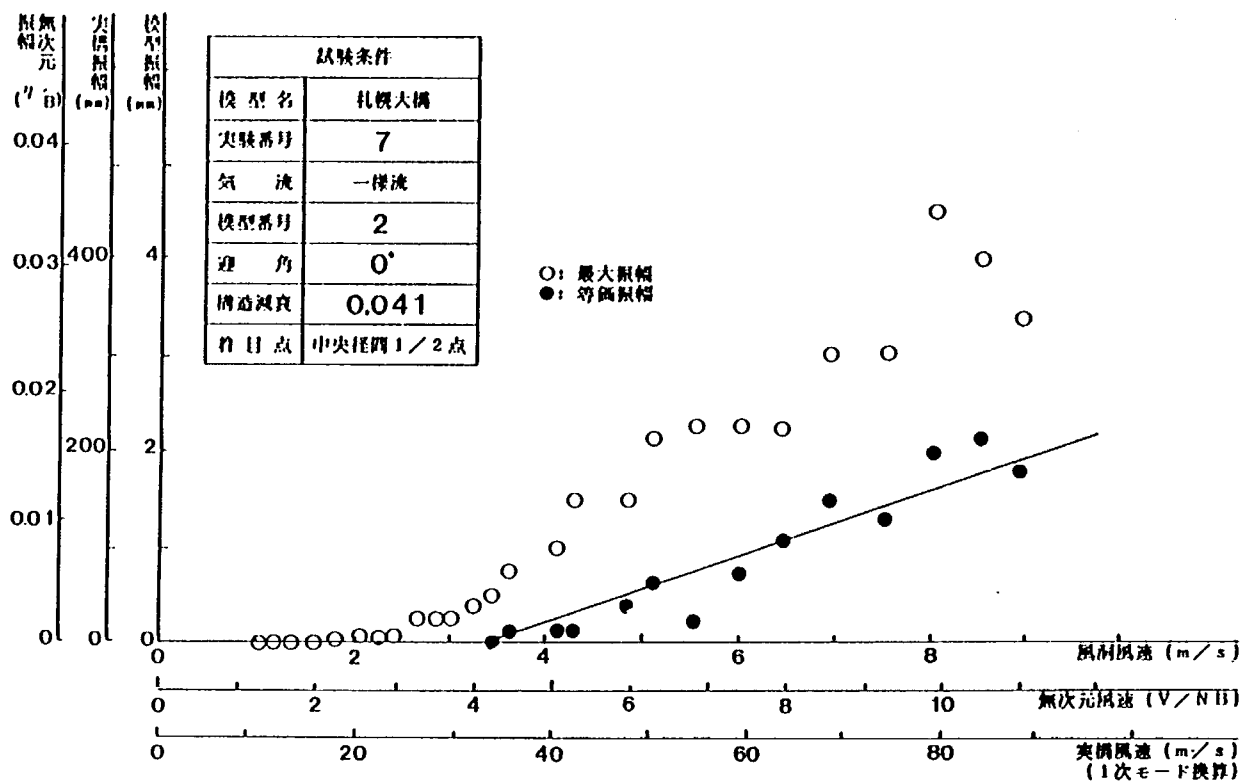
付図-4・16 風速—振幅曲線



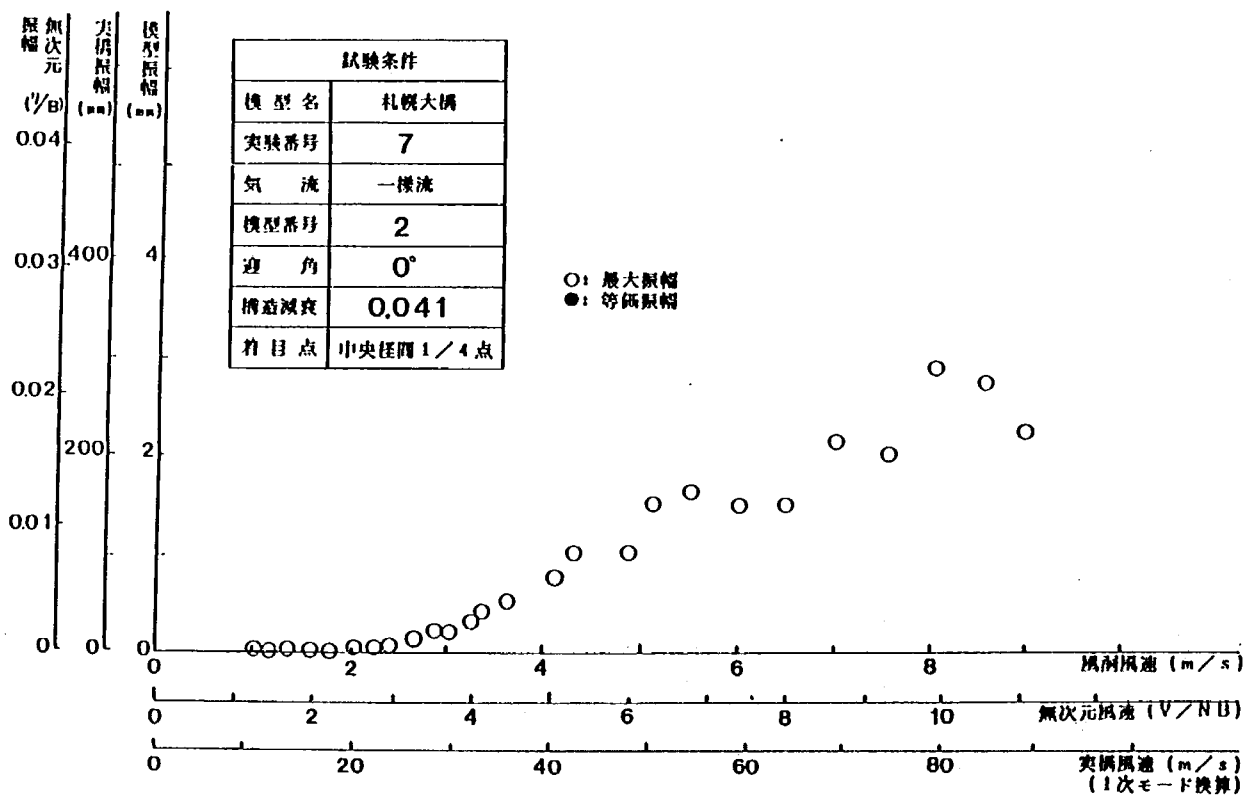
付図-4・17 風速—振幅曲線



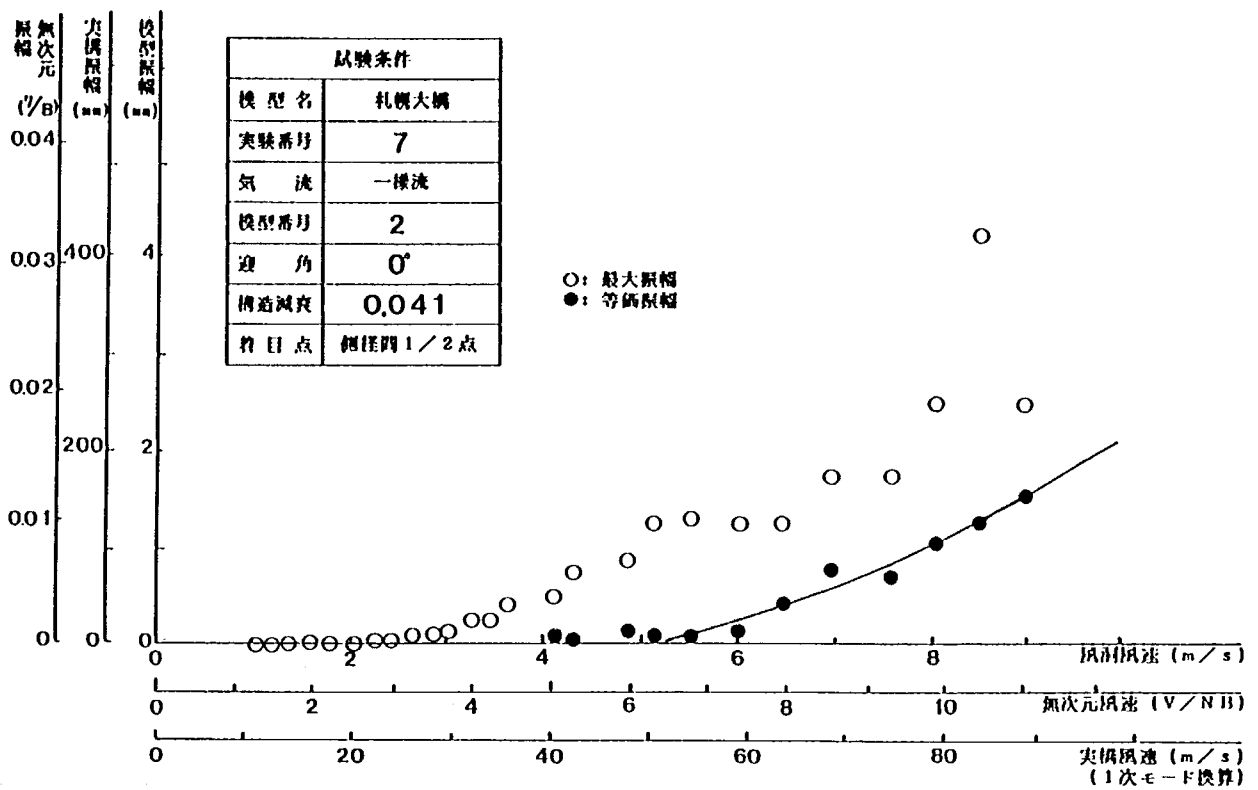
付図-4・18 風速—振幅曲線



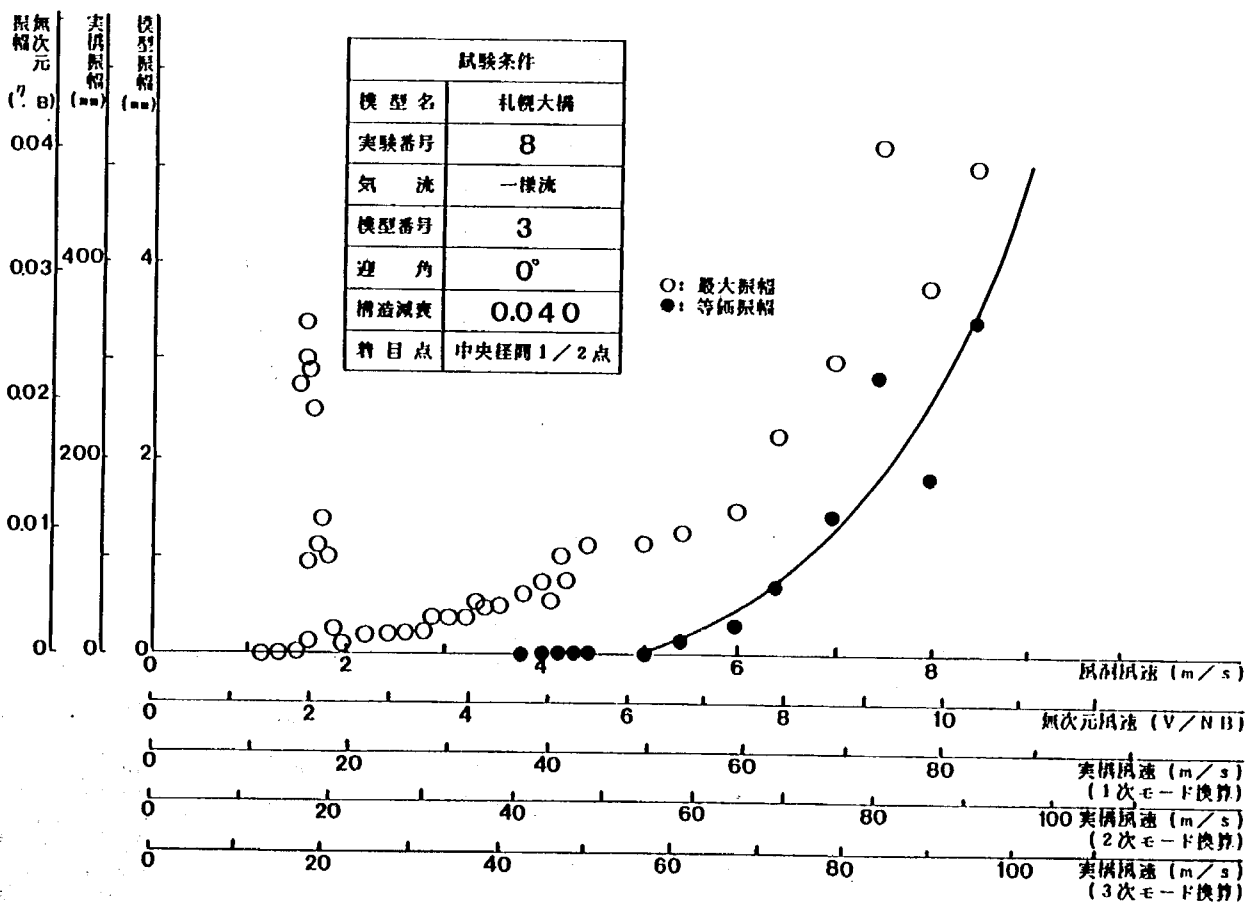
付図-4・19 風速—振幅曲線



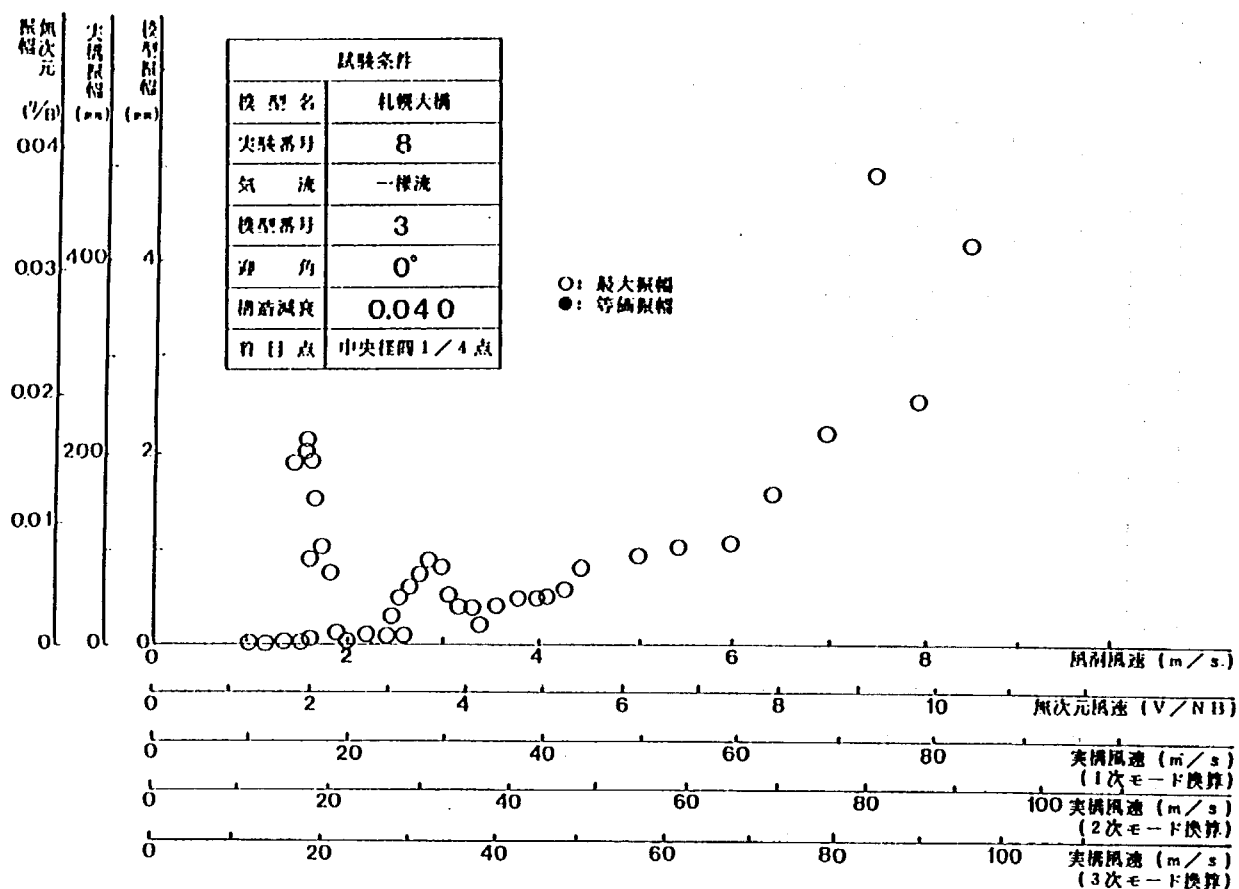
付図-4・20 風速—振幅曲線



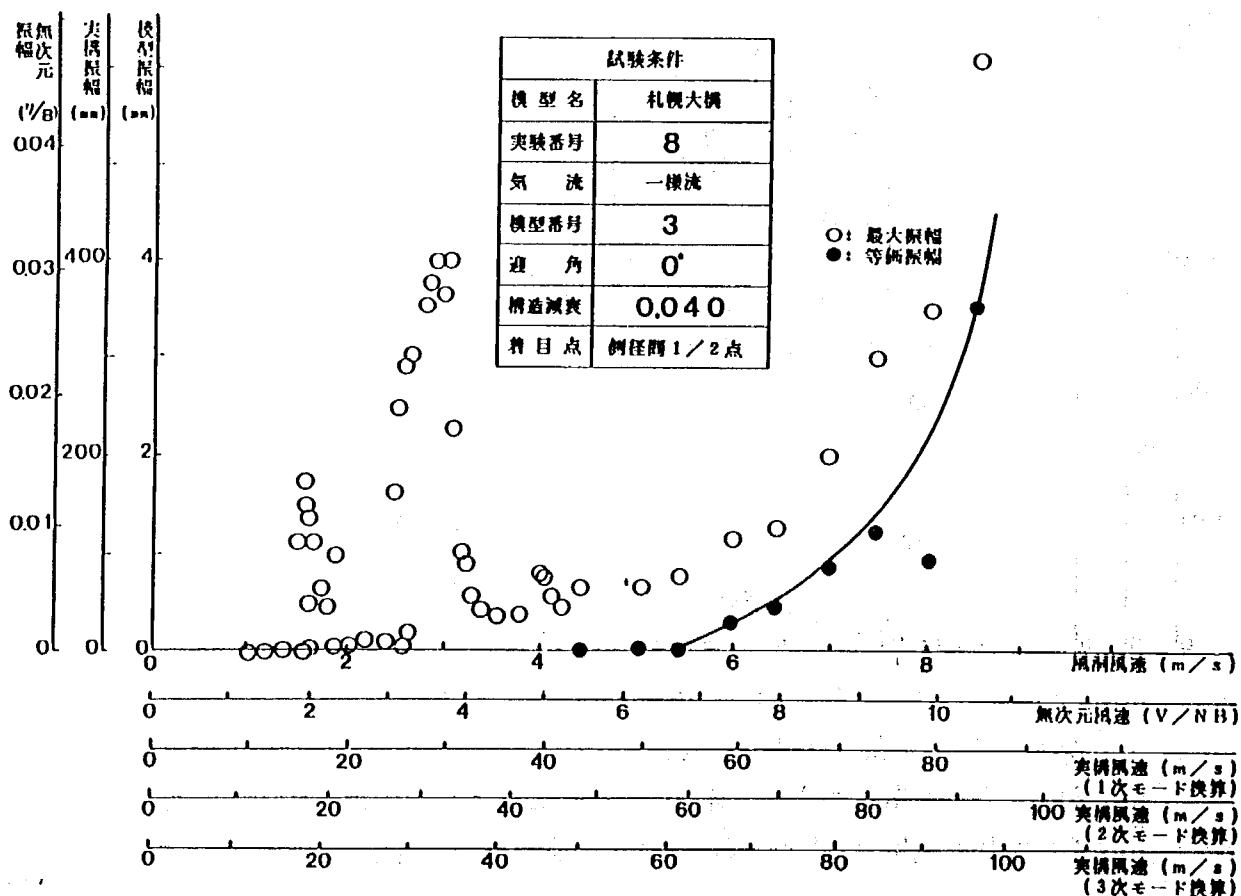
付図-4・21 風速—振幅曲線



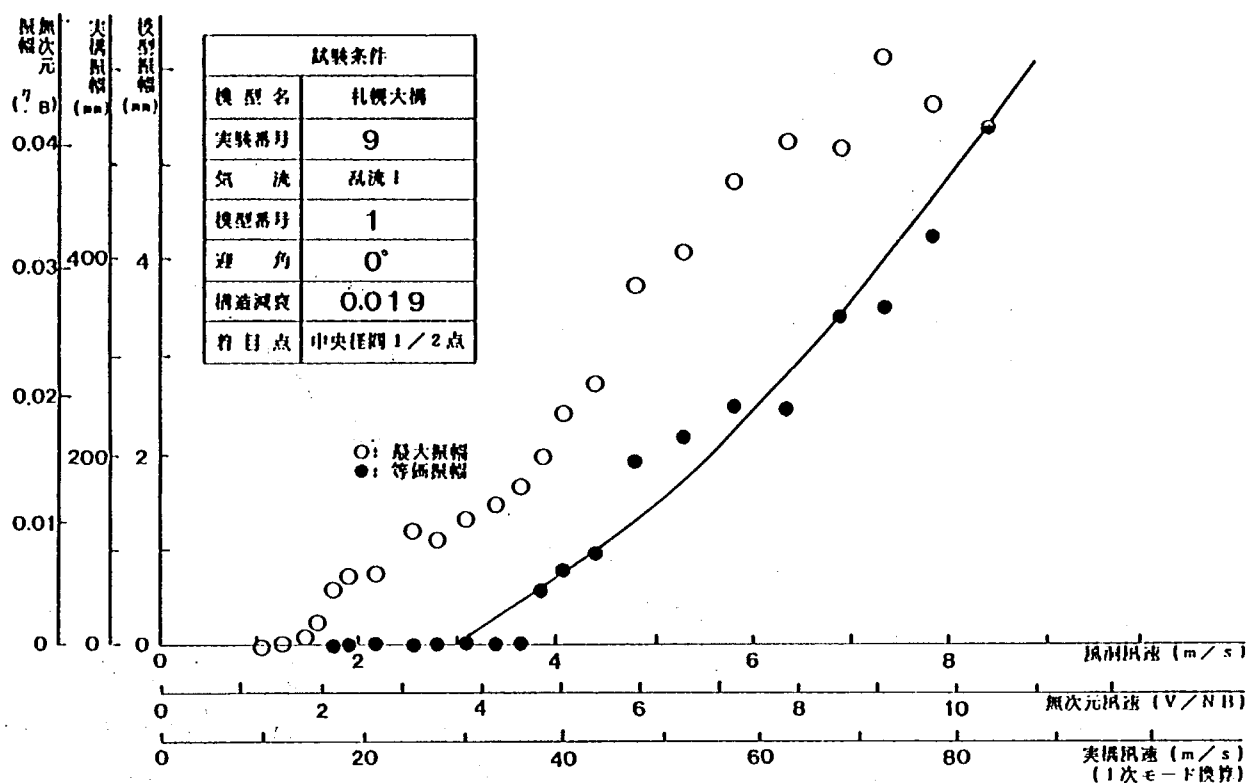
付図-4・22 風速—振幅曲線



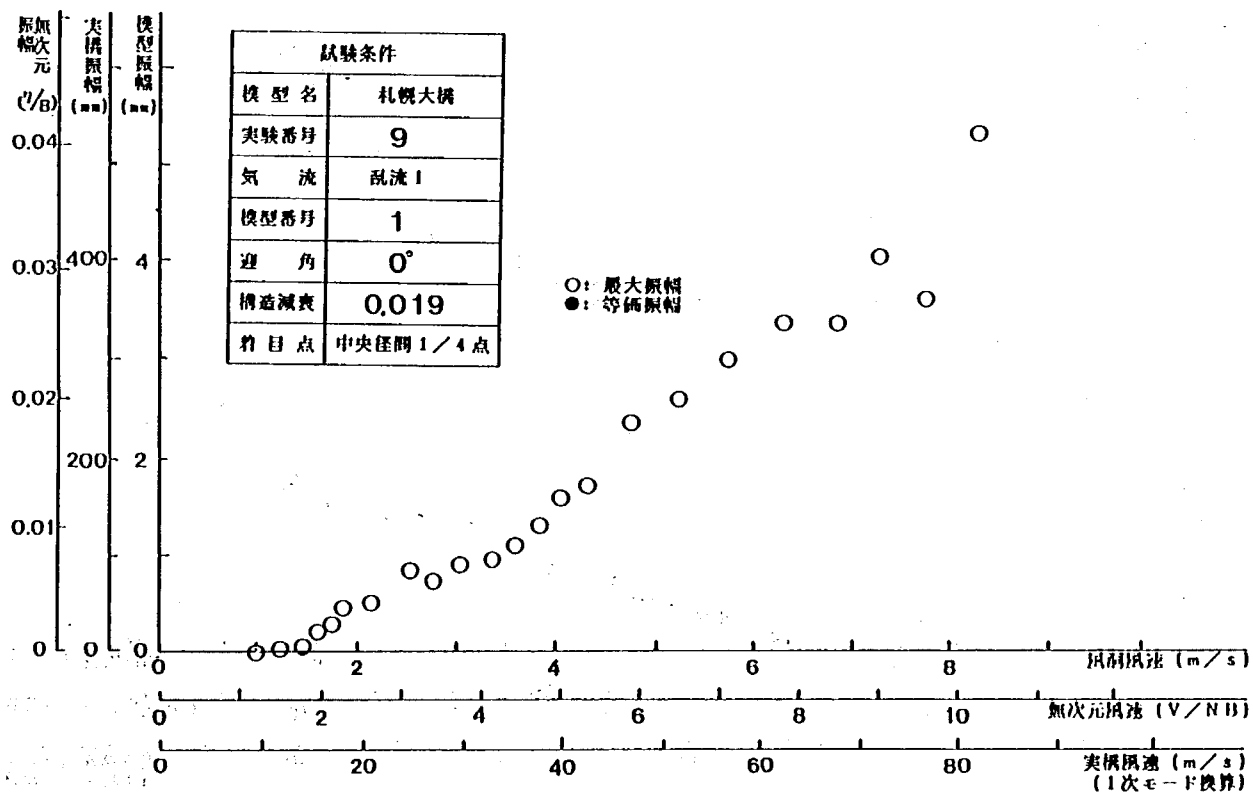
付図-4・23 風速—振幅曲線



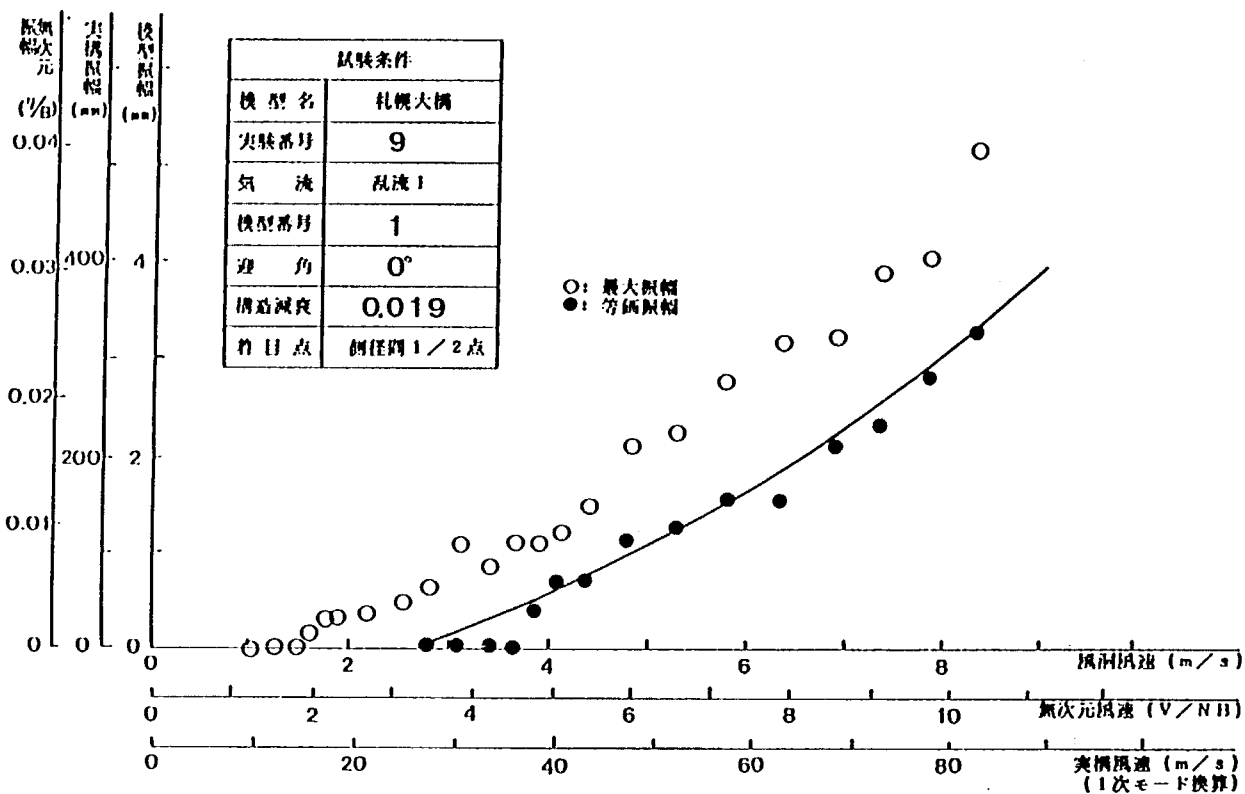
付図-4・24 風速—振幅曲線



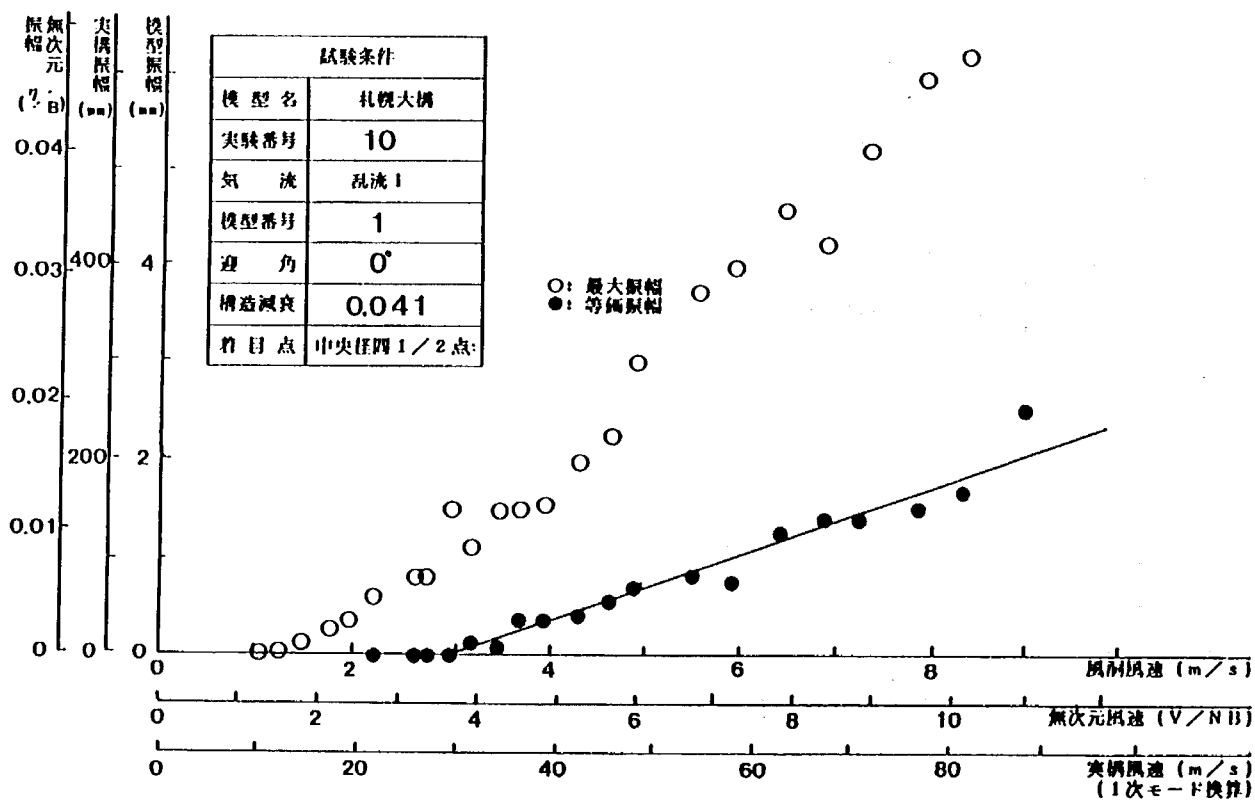
付図-4・25 風速—振幅曲線



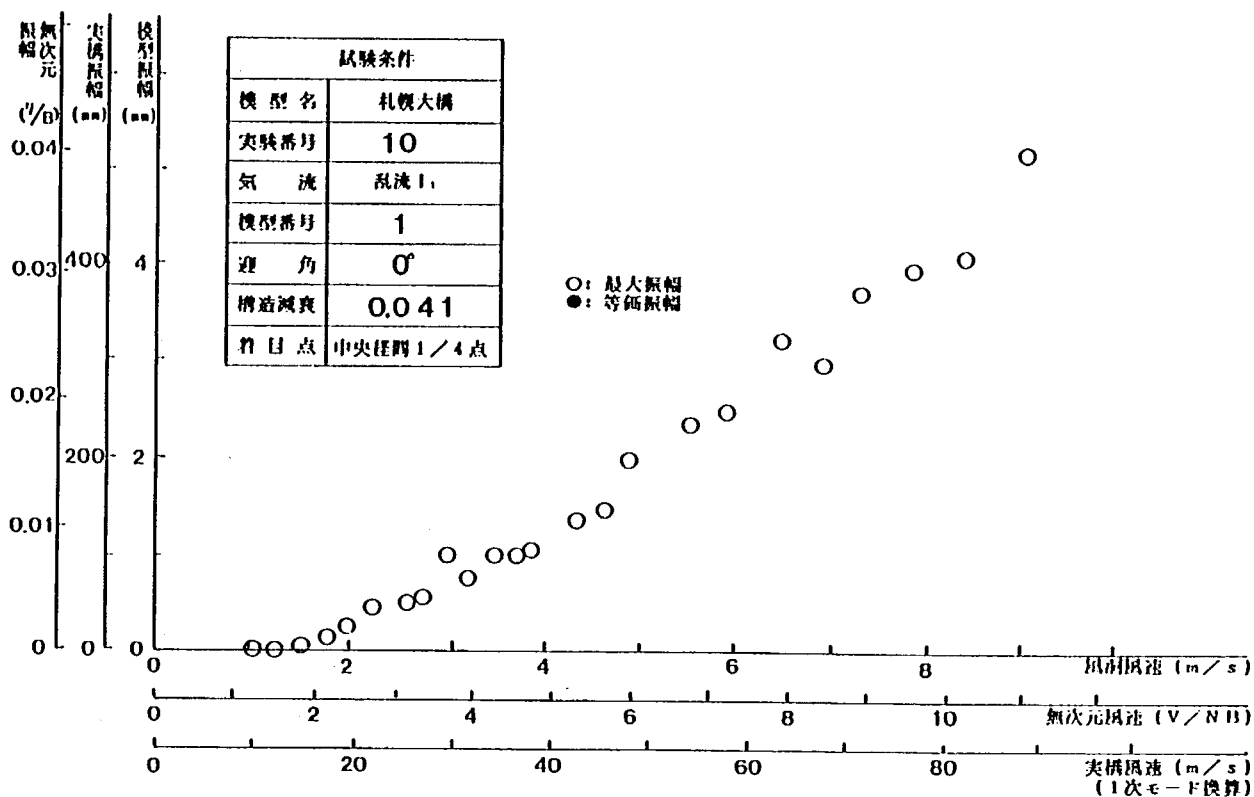
付図-4・26 風速—振幅曲線



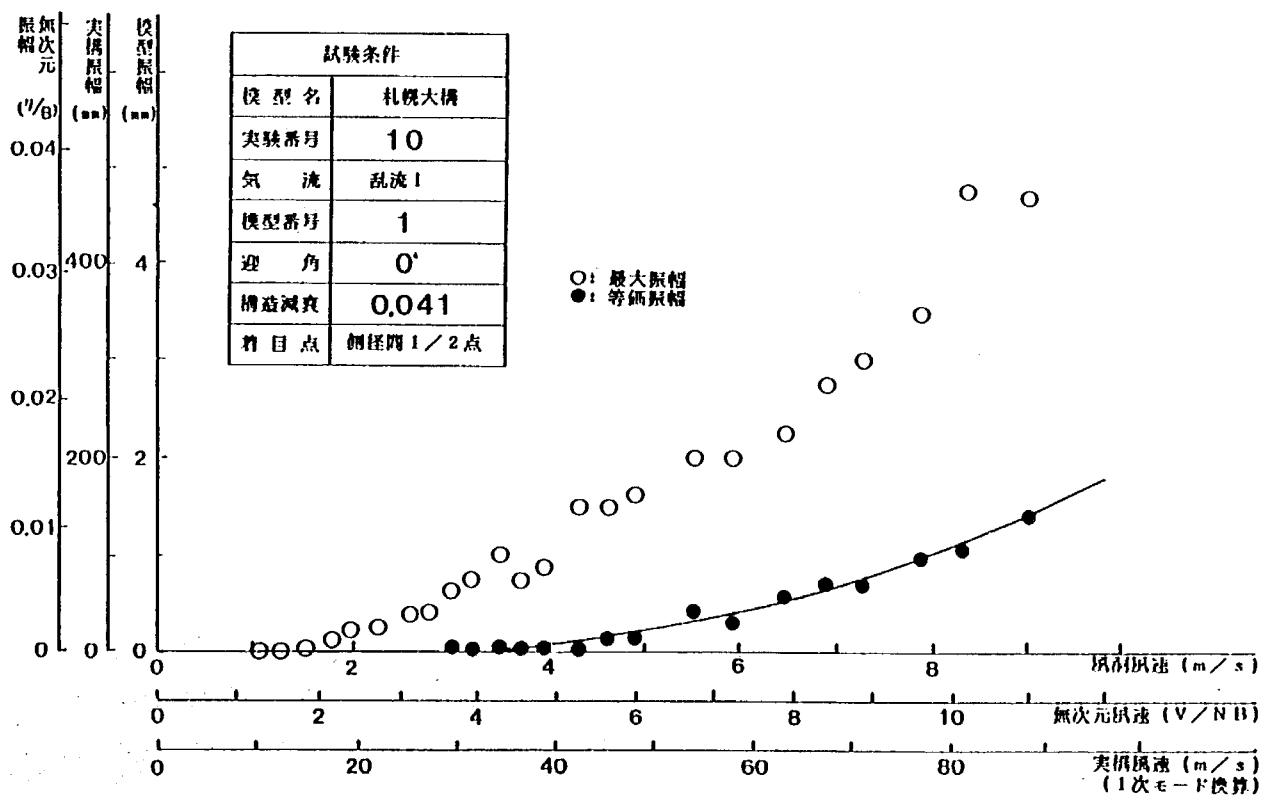
付図-4・27 風速—振幅曲線



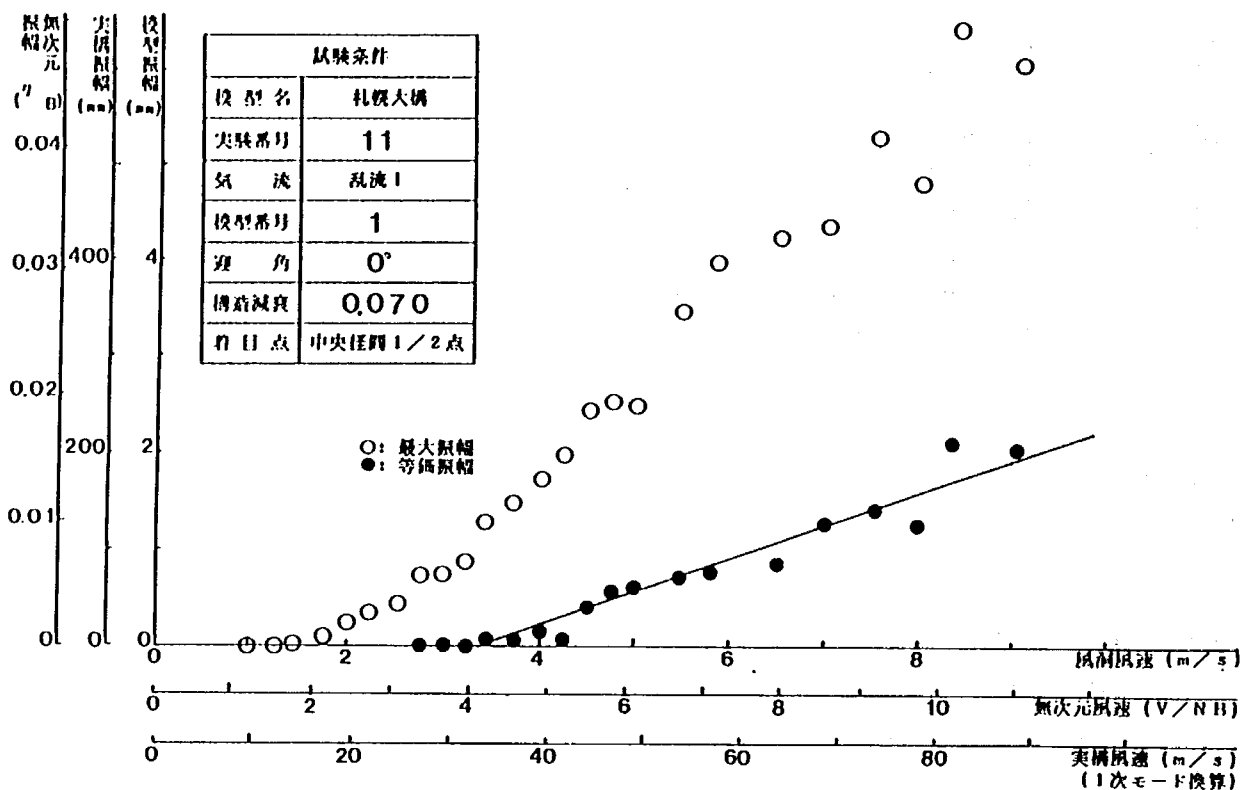
付図-4・28 風速—振幅曲線



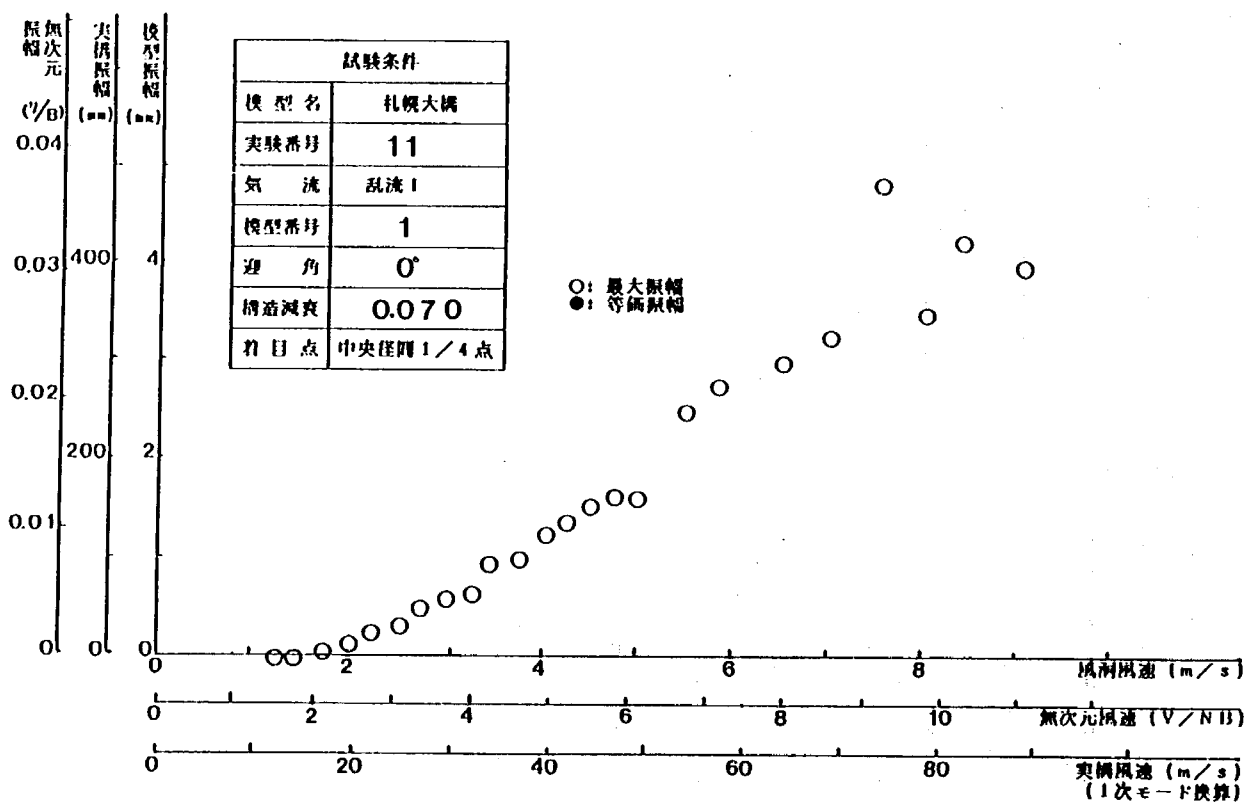
付図-4・29 風速—振幅曲線



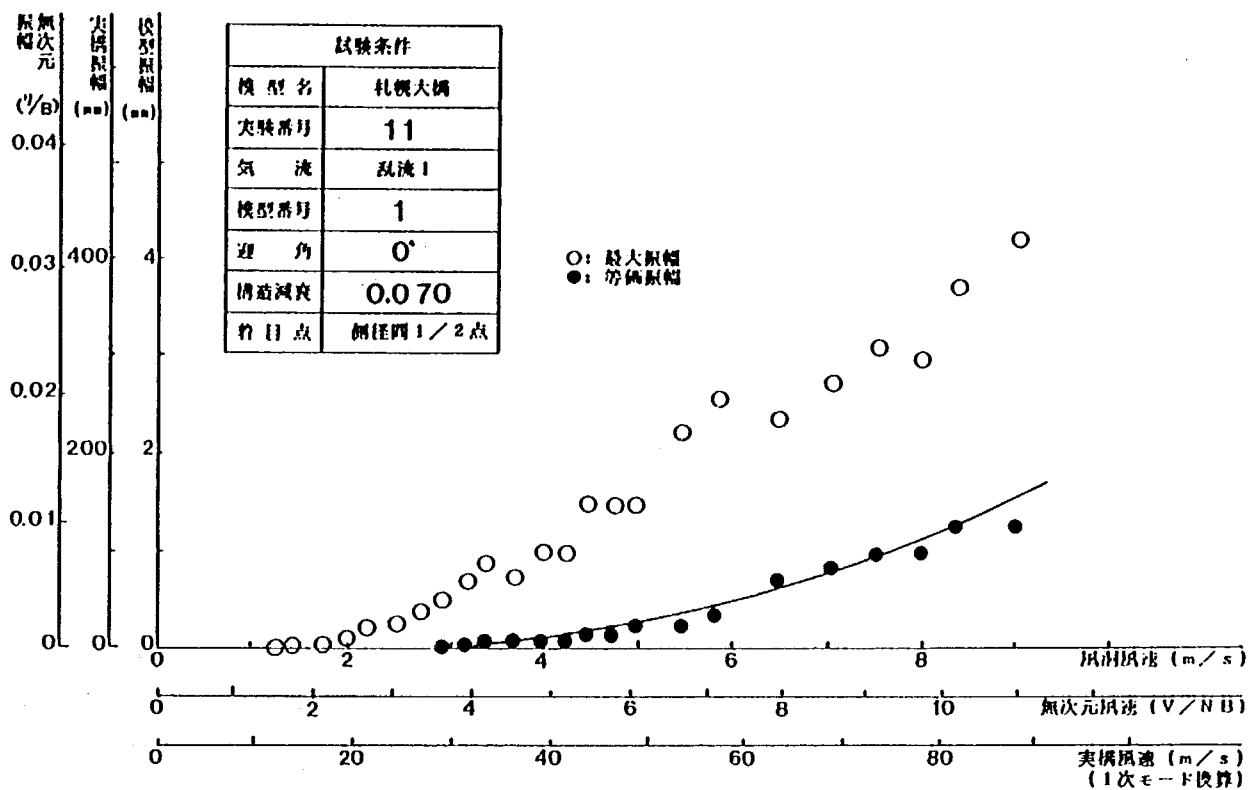
付図-4・30 風速—振幅曲線



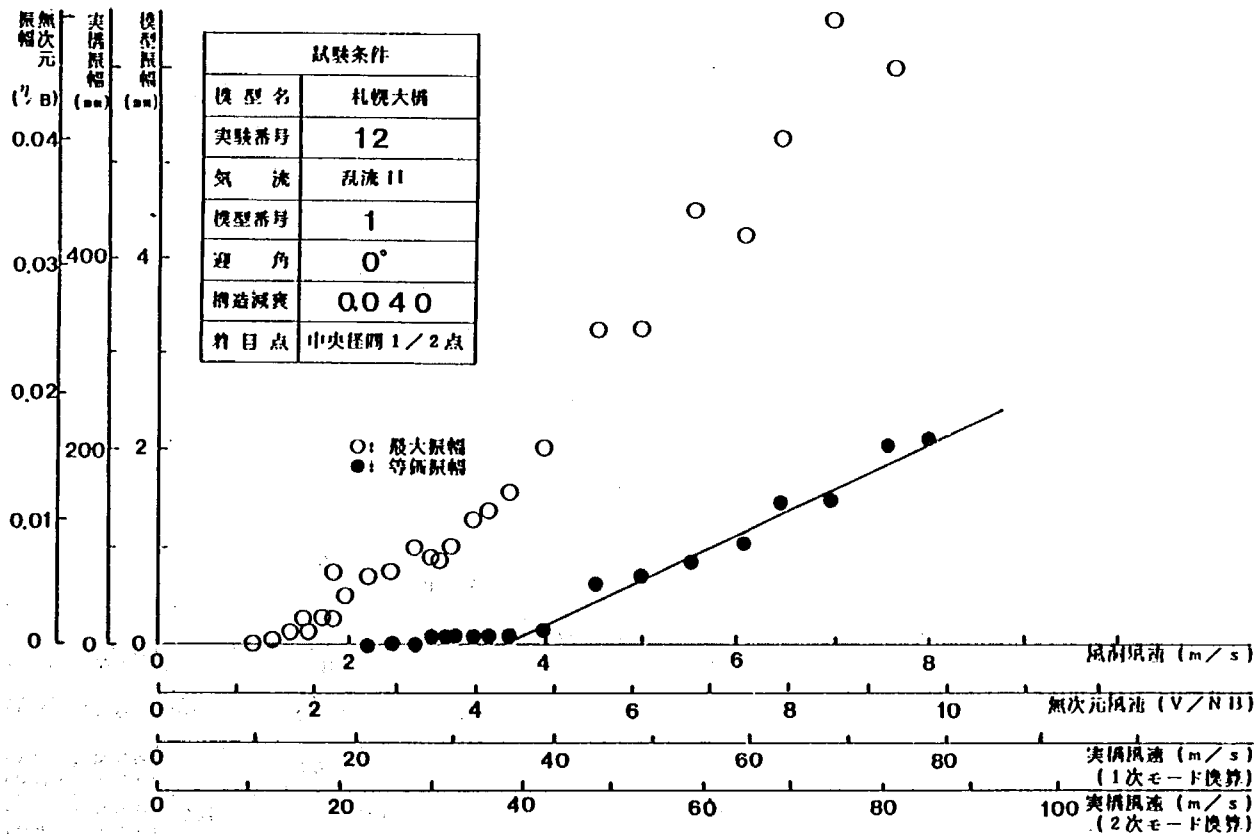
付図-4・31 風速—振幅曲線



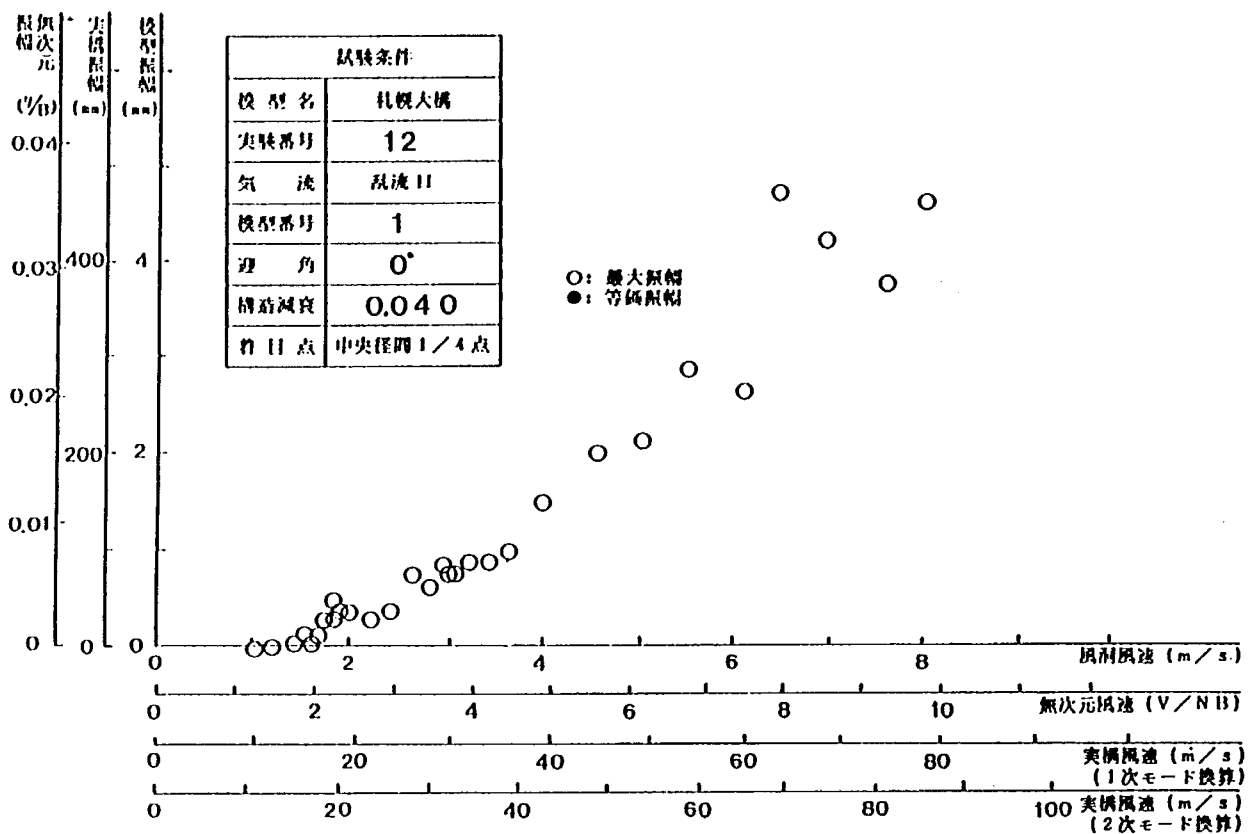
付図-4・32 風速—振幅曲線



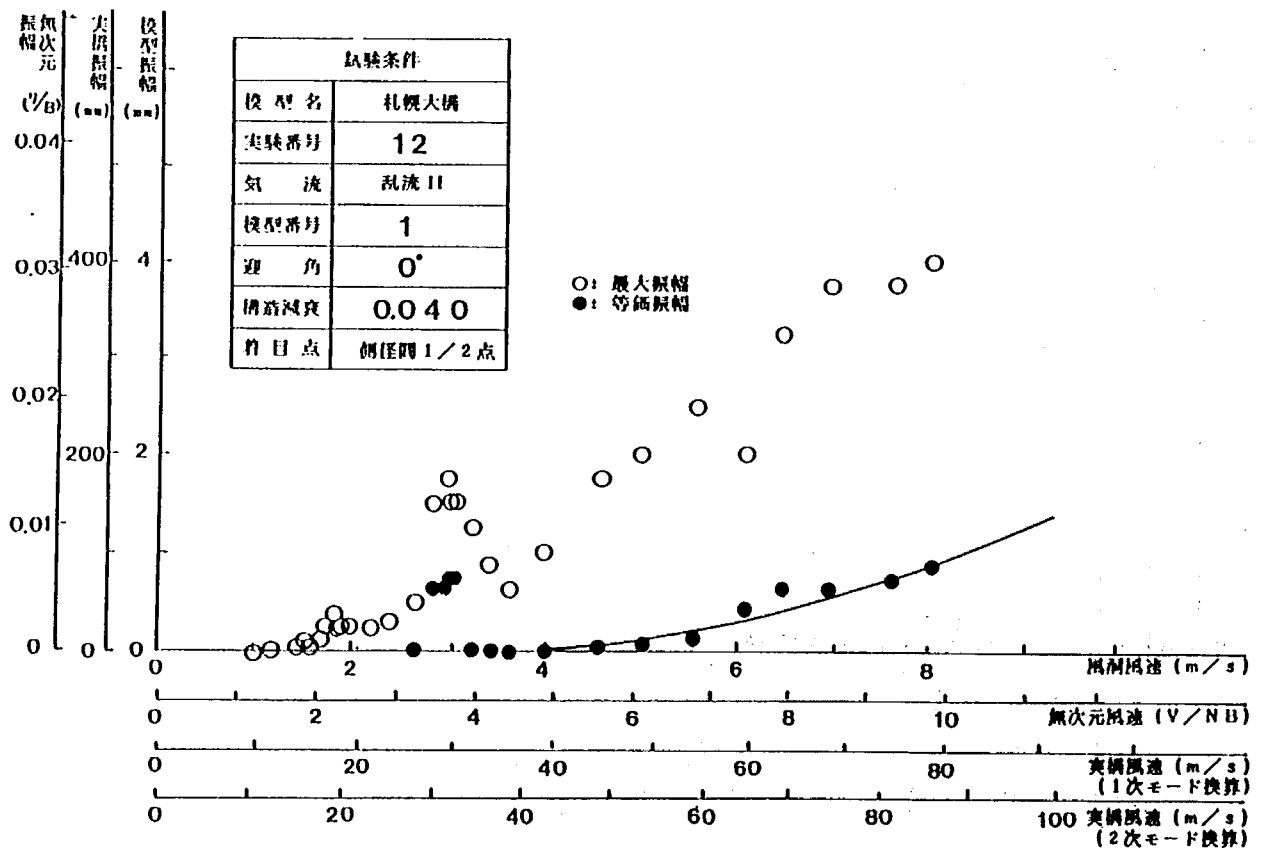
付図-4・33 風速—振幅曲線



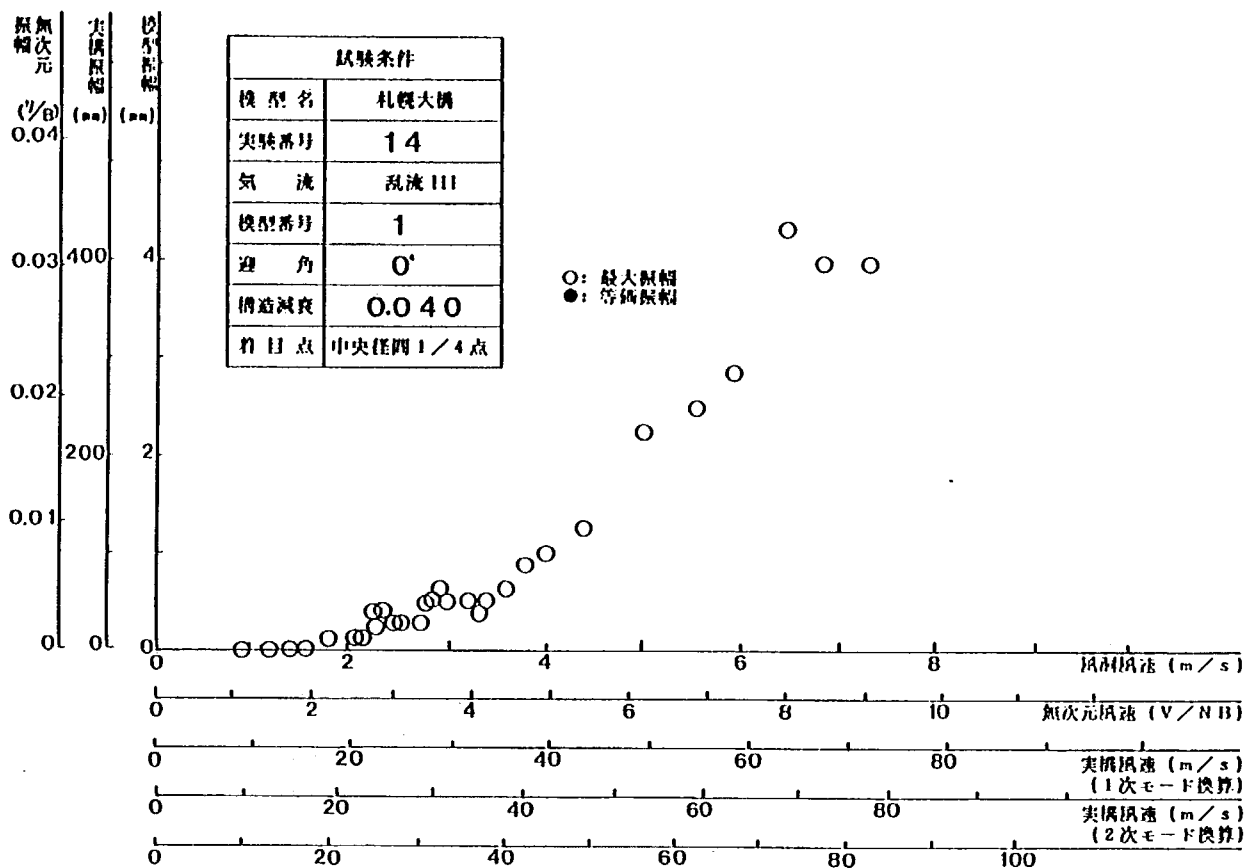
付図-4・34 風速—振幅曲線



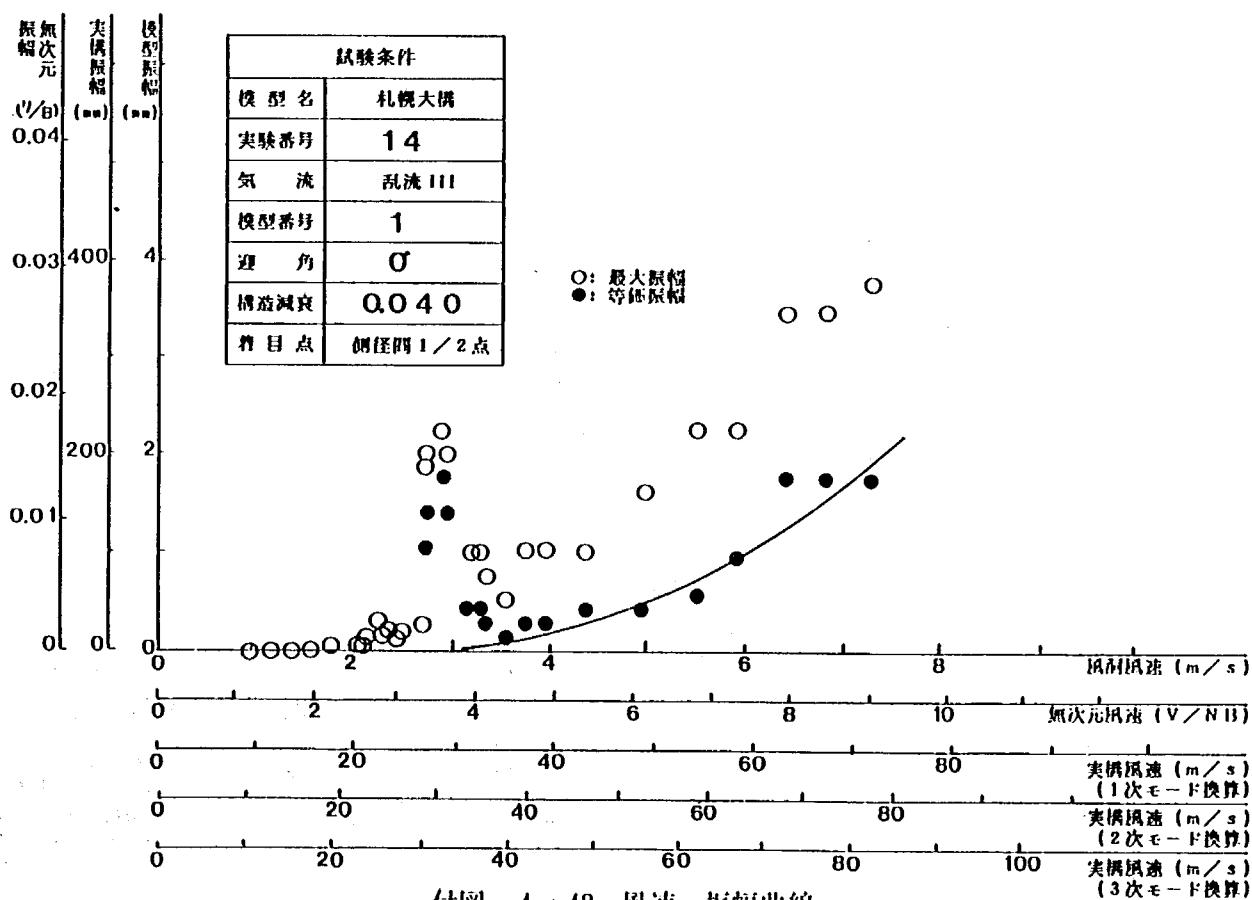
付図-4・35 風速—振幅曲線



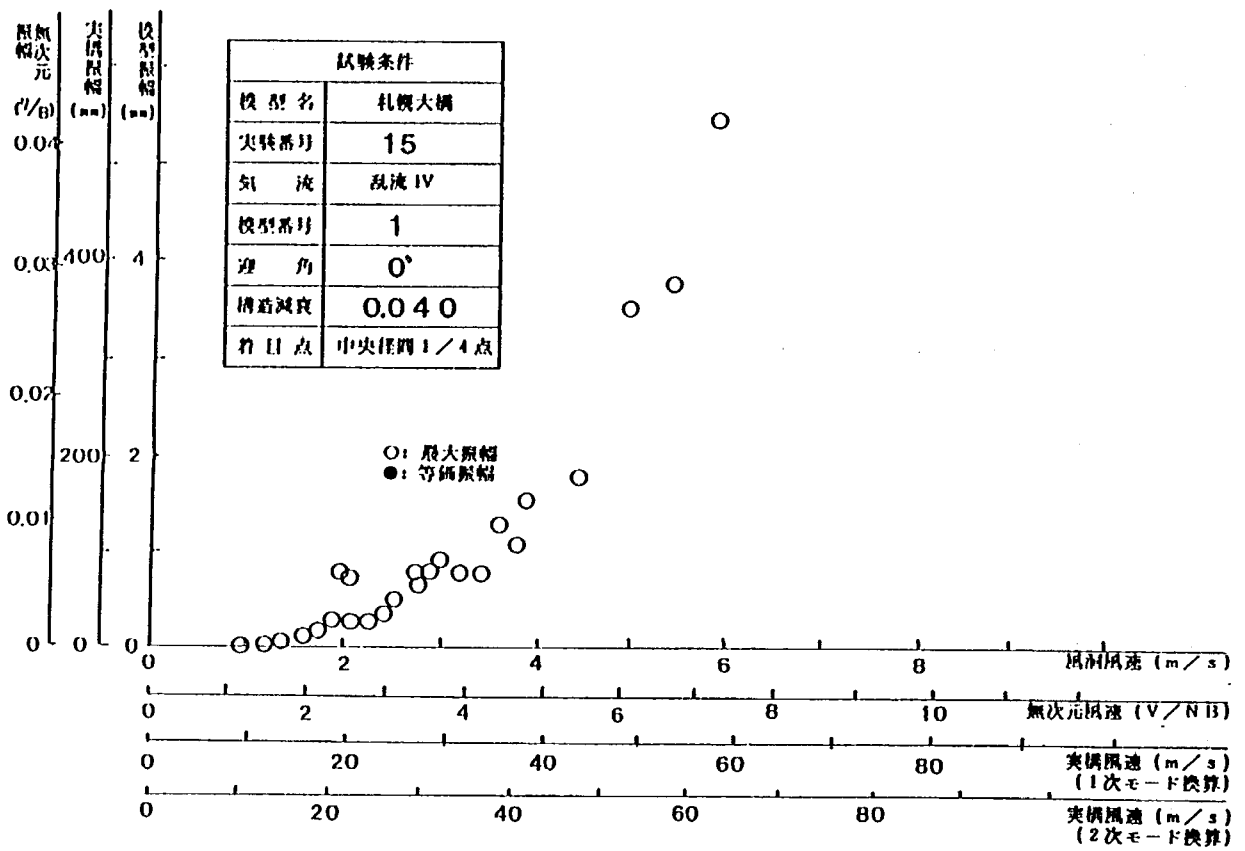
付図-4・36 風速—振幅曲線



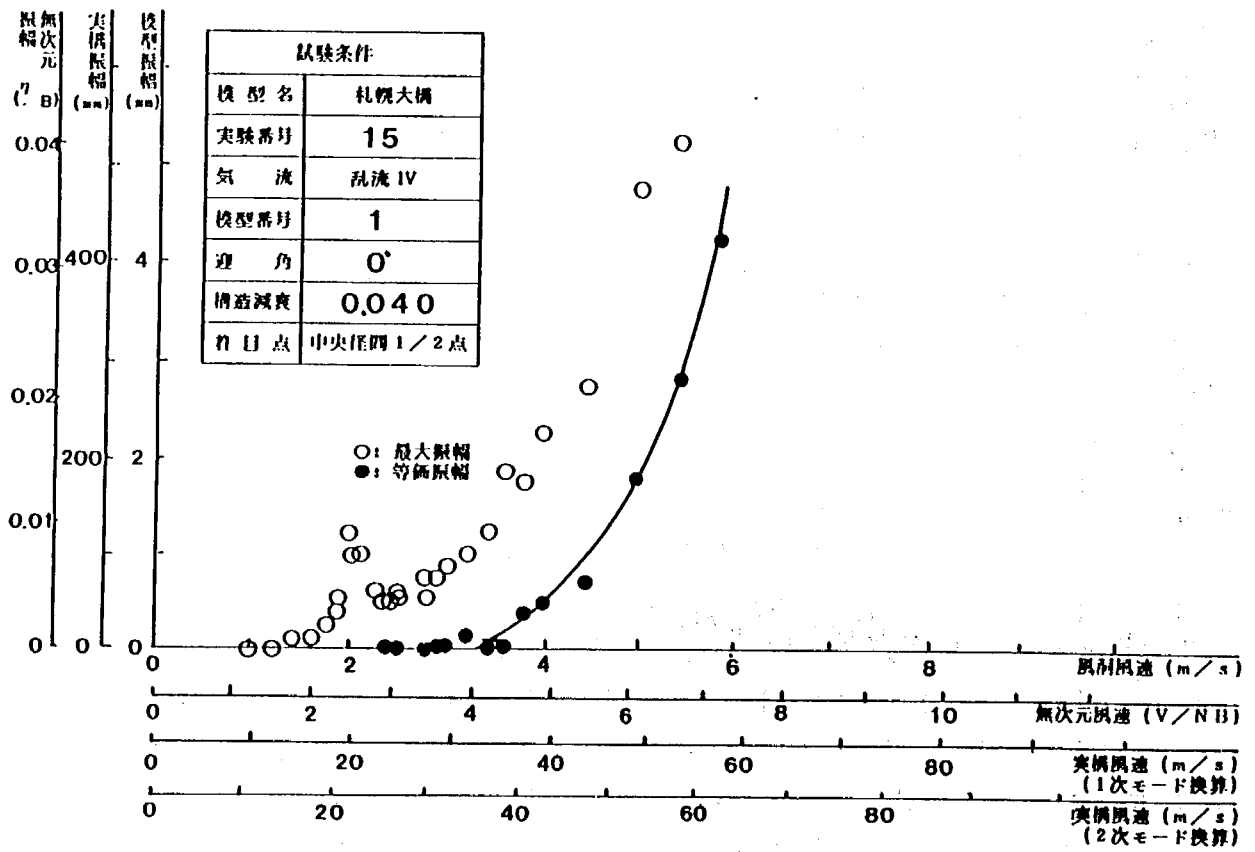
付図-4・41 風速—振幅曲線



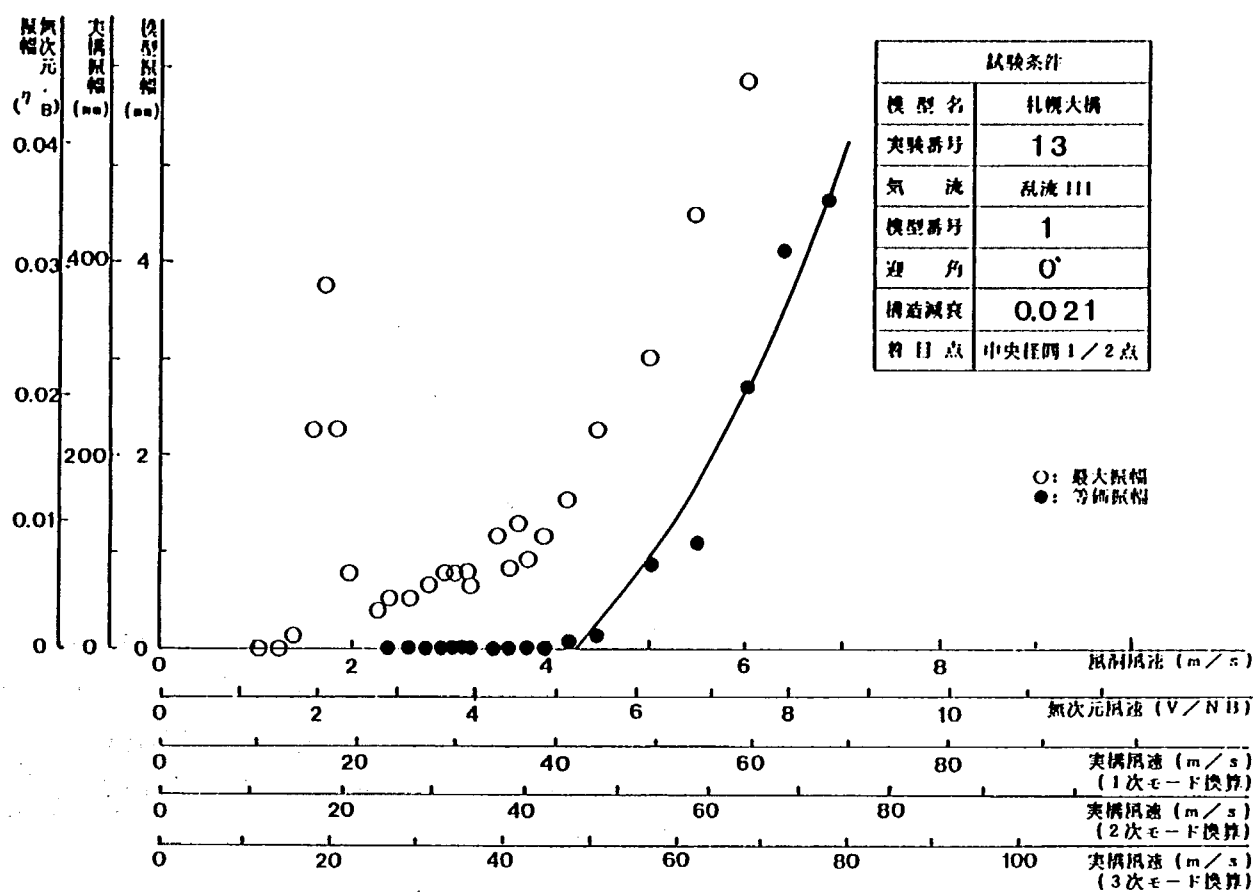
付図-4・42 風速—振幅曲線



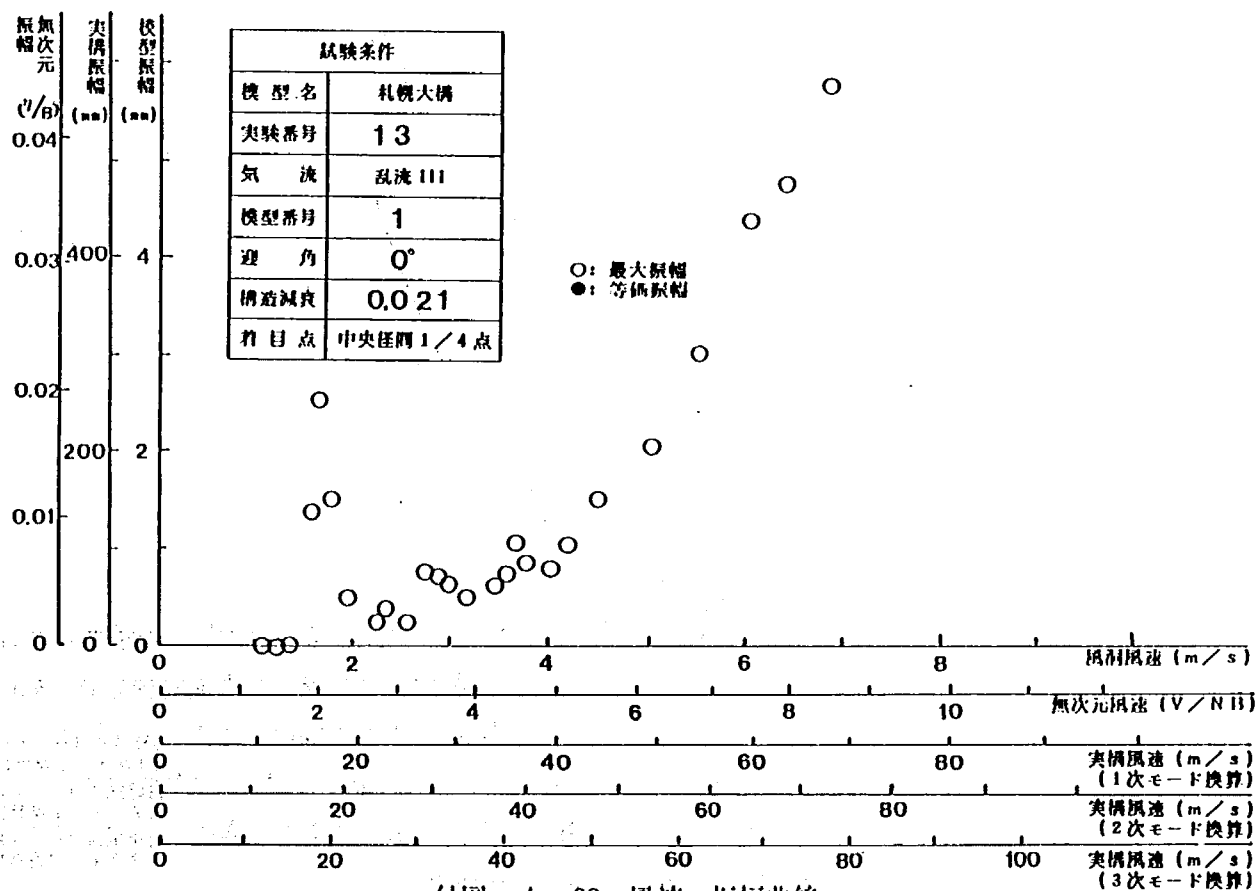
付図-4・43 風速—振幅曲線



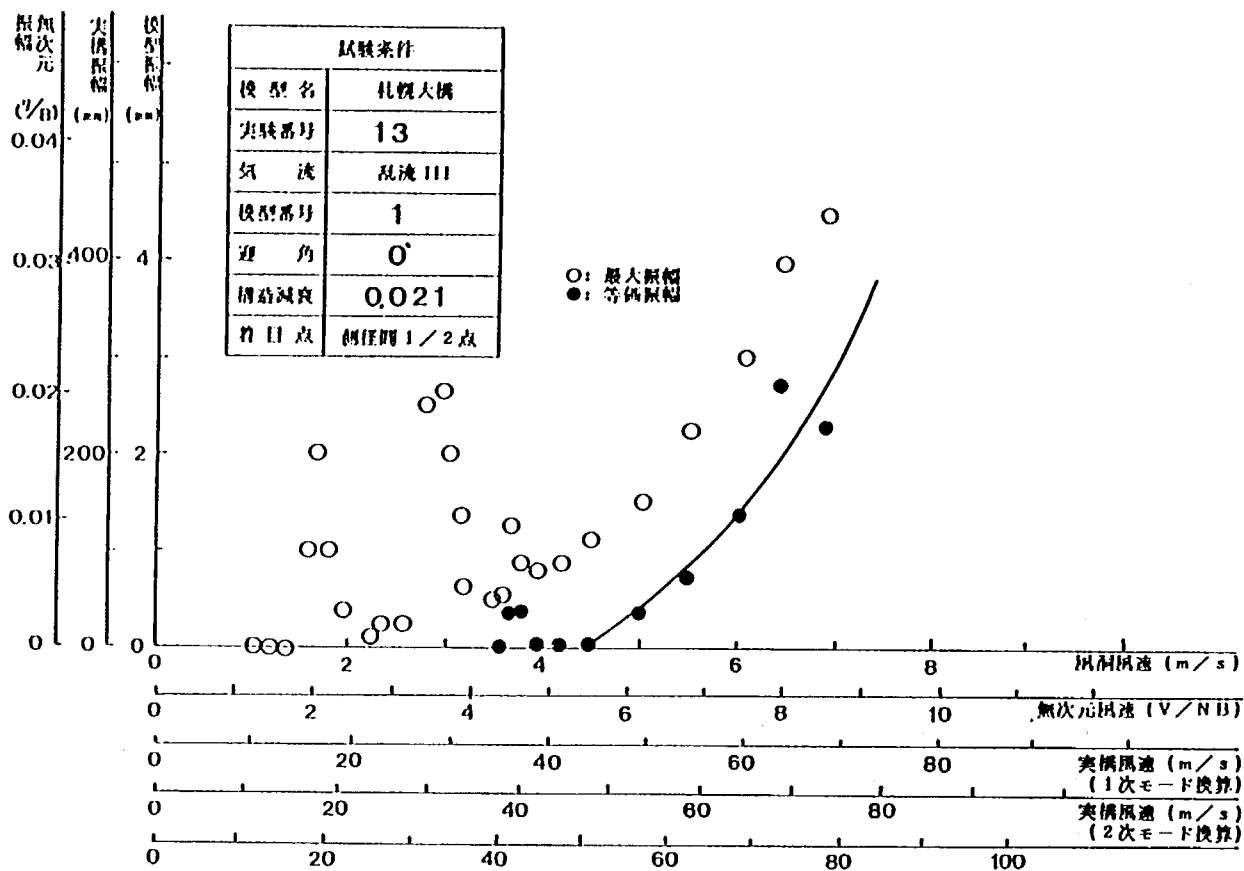
付図-4・44 風速—振幅曲線



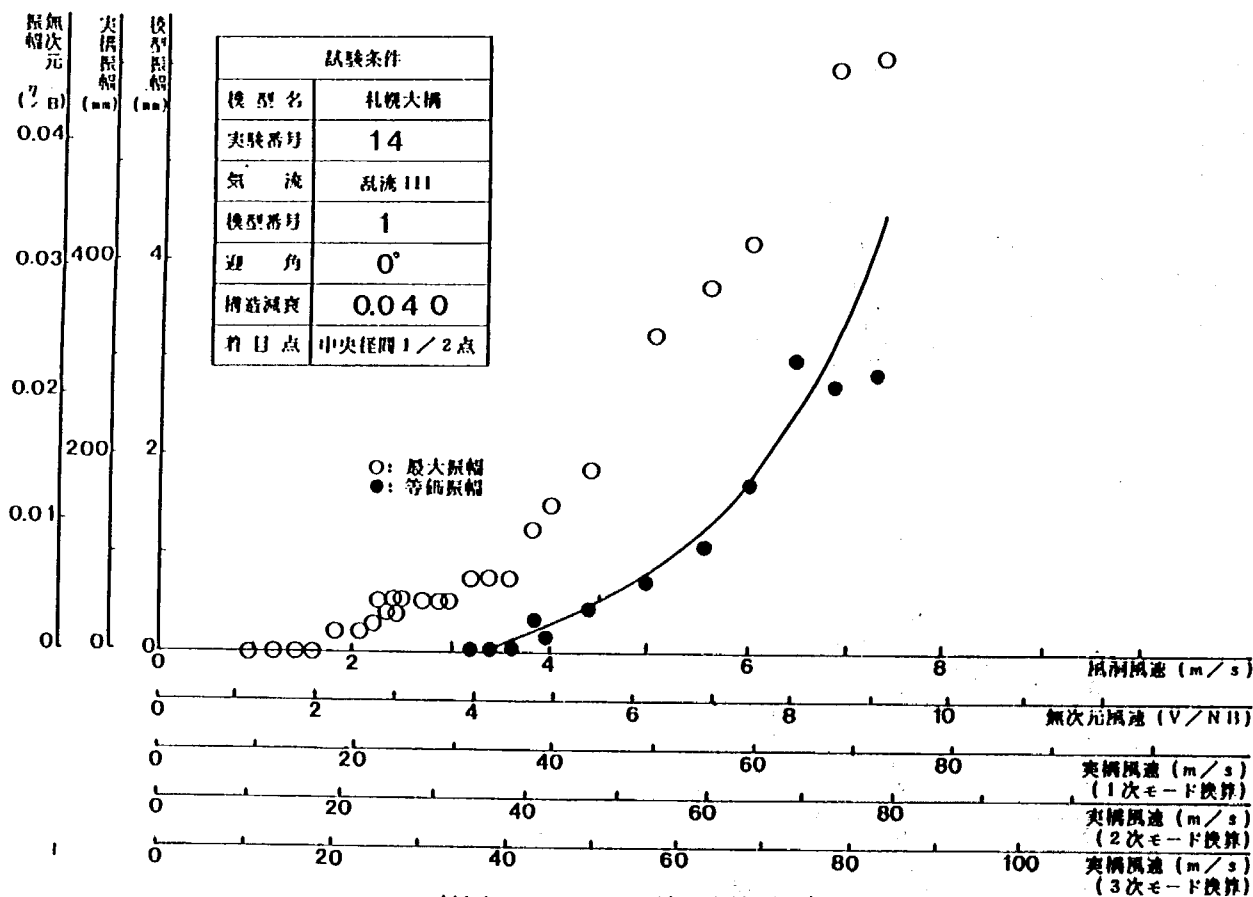
付図-4・37 風速—振幅曲線



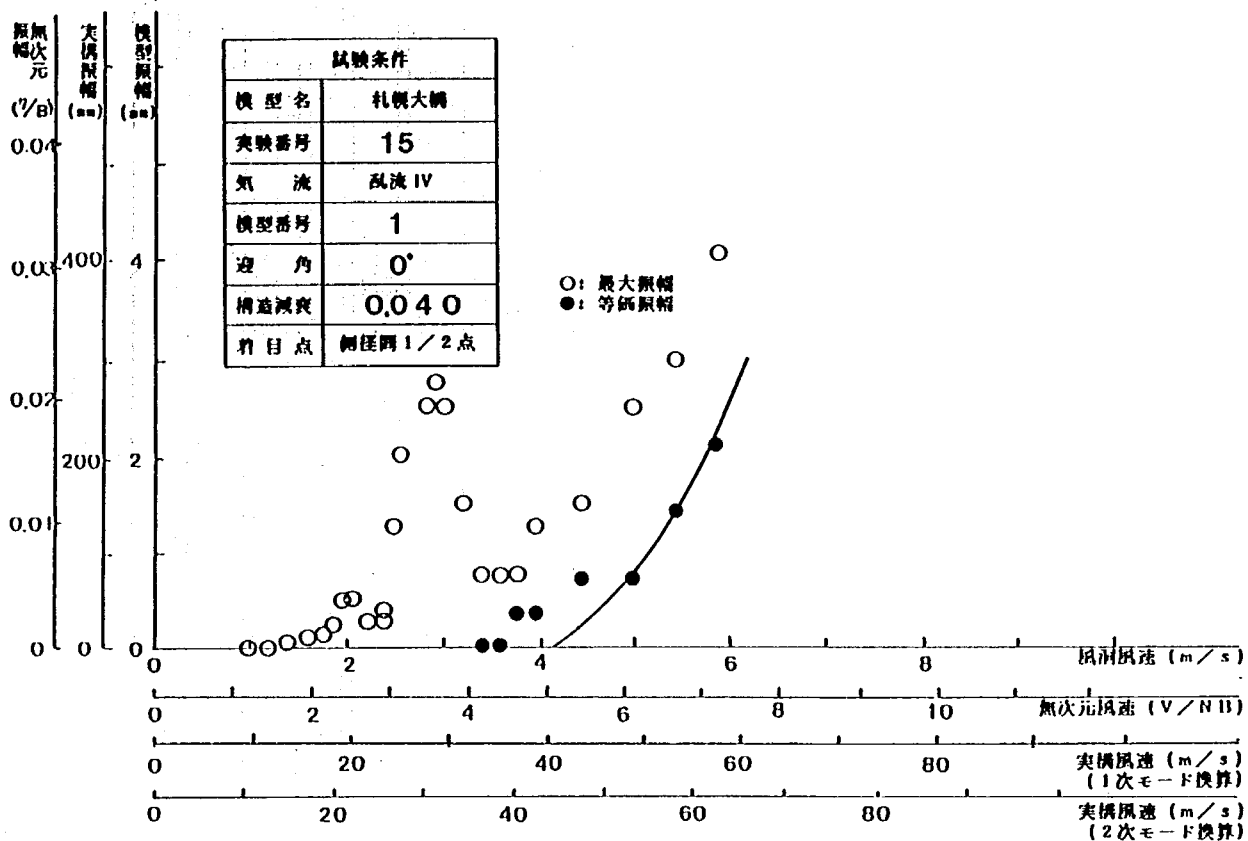
付図-4・38 風速—振幅曲線



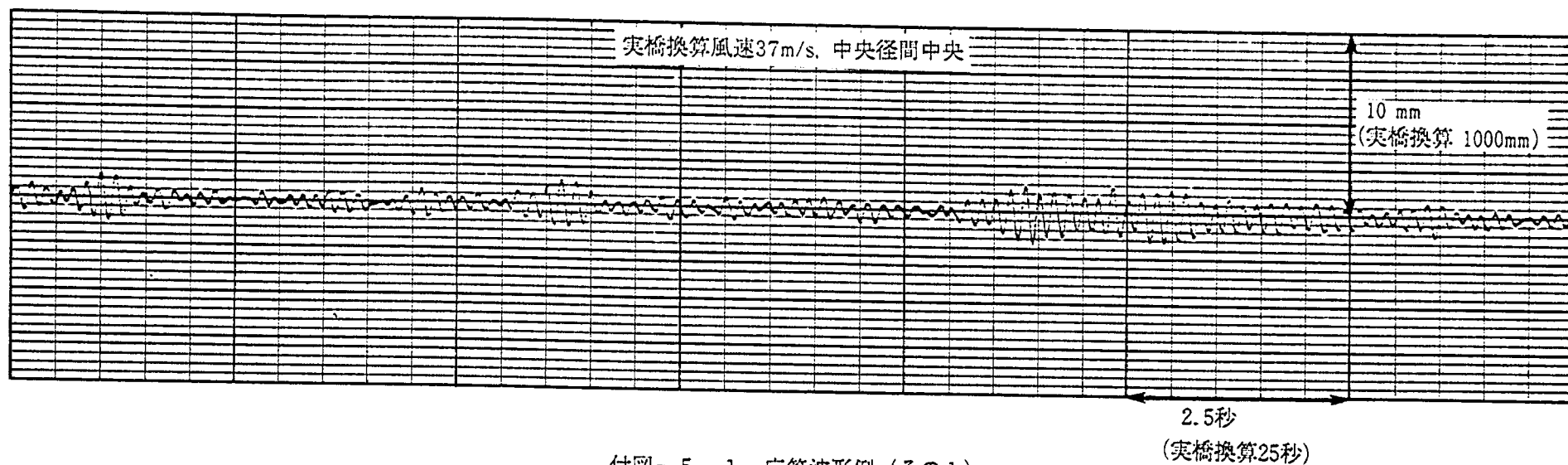
付図-4・39 風速—振幅曲線



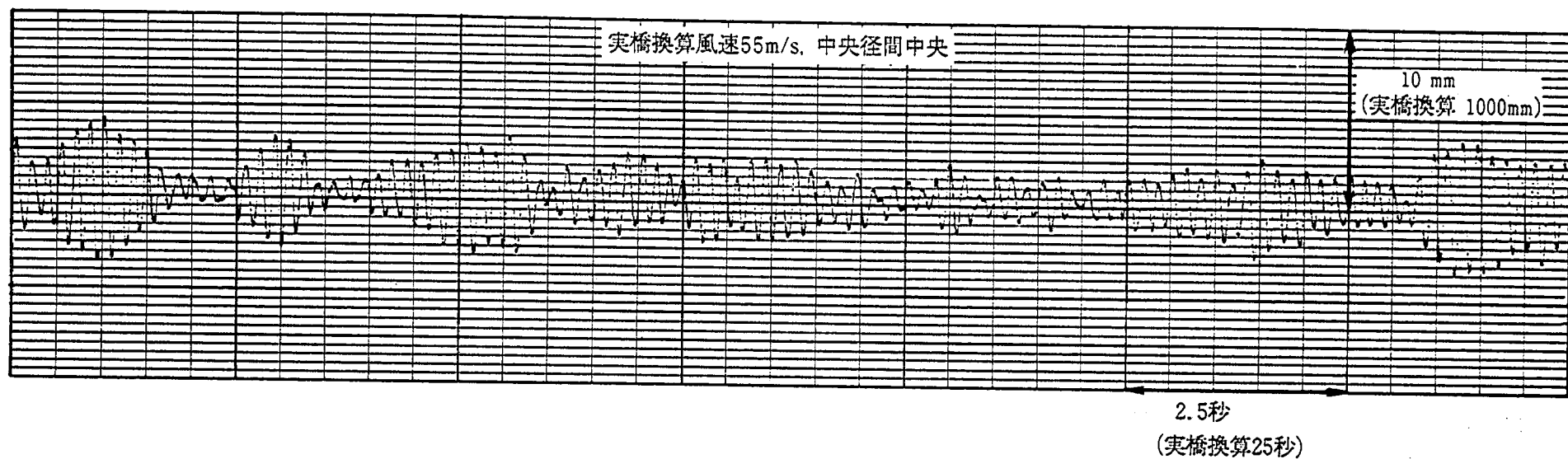
付図-4・40 風速—振幅曲線



付図-4・45 風速—振幅曲線



付図-5・1 応答波形例 (その1)



付図-5・2 応答波形例 (その2)

札幌大橋耐風性調査報告書

ISSN 0386-5878

土研資料第2293号

昭和61年1月(1986)

建設省土木研究所

要 旨 一般国道337号札幌大橋について、2次元部分模型および3次元全橋模型を用いた風洞実験を実施し、本橋の有する基本的な対風応答特性を把握し、さらに架設地点の風の特性を考慮して、本橋の耐風性の評価を行った。その結果、本橋においては、風の乱れに起因する不規則振動であるパフエーティングの発現が予想されるが、その振幅は許容される振幅以下であり安全性を損うものではないという結論を得た。

キーワード；箱桁橋，乱流，3次元風洞実験，許容振幅，札幌大橋，耐風性調査



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

構造研究室 御中

No. 3

No. 3

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 2293 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印