



共同研究報告書

整理番号第53号

3

遮音壁を有する橋梁の耐風調査 共同研究報告書

平成 3 年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

「Copyright © (1991) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

遮音壁を有する橋梁の耐風調査 共同研究報告書

建設省土木研究所 構造橋梁部

構造研究室 室 長 横 山 功 一
研 究 員 小 路 泰 広
東久保 正 徳

日本道路公団 東京第二建設局

建 設 部 部 長 小 西 康 夫^{※1}
構造技術課 課 長 棚 木 正 男^{※2}
課長代理 佐 藤 信 雄
中 村 武 夫

富岡工事事務所 松井田工事区

工 事 長 松 田 哲 夫^{※3}
湯 川 保 之
馬 場 弘 二^{※4}

要 旨

本報告書は、遮音壁を有する橋梁の耐風性について、特にその風荷重特性と渦励振特性に着目し、風洞試験を実施して検討したものである。

キーワード：道路橋、遮音壁、耐風設計、風荷重、風による振動

- ※1) 現 日本道路公団 福岡管理局 次長
- ※2) 仙台管理局 西根管理事務所 副所長
- ※3) 試験所 構造試験室長
- ※4) 東京第二管理局 日光宇都宮道路管理事務所

ま え が き

近年、道路周辺への交通騒音対策として橋梁に遮音壁が取り付けられるようになってきている。特に大都市域における高架道路ではほとんどの橋梁に遮音壁が取り付けられ、その高さも8 m近くになるものも現れている。また、風による振動が問題となるため、橋桁の断面形状に細心の注意が払われる斜張橋に対しても遮音壁の設置が検討される事例も現れている。このような遮音壁の設置は橋梁に作用する風荷重の増加や、橋梁の風による振動をもたらすと懸念される。

これに対し、遮音壁が設置された場合の風荷重や風による振動に関しては、今までにあまり研究事例がなく、設計に際して十分な規定が整備されていなかった。

このような背景のもとで、土木研究所においては基準化のためのパラメトリックな風洞実験を計画した。一方、日本道路公団東京第二建設局では、上信越自動車道の碓氷橋がJR信越線を跨ぐために落下物防止柵の設置が必要になり、そのときの耐風性に対して検討が必要になってきた。そこで、土木研究所と日本道路公団では遮音壁を有する橋梁の耐風性に関し共同研究を実施することとした。

本報告書では、両機関で行われた風洞実験の結果をもとに遮音壁を有する橋桁の耐風性について取りまとめた。

目 次

まえがき

1. 序 説	1
1.1 研究の目的	1
1.2 既往の研究	1
1.3 研究の概要	3
2. 風洞試験手法	4
2.1 バネ支持模型試験	4
2.2 タウトストリップ模型試験	5
2.3 三分力試験	5
3. 遮音壁を有する橋桁の風洞試験（土木研究所）	9
3.1 概 説	9
3.2 三分力試験	13
3.3 バネ支持模型試験	14
3.4 まとめ	16
4. 碓氷橋（斜張橋）の風洞試験（日本道路公団）	26
4.1 概 説	26
4.2 三分力試験	38
4.3 バネ支持模型試験	41
4.4 タウトストリップ模型試験	44
4.5 考 察	47
4.6 まとめ	50
5. 遮音壁を有する橋桁の耐風設計	51
5.1 風荷重	51
5.2 風による振動	52

付属資料

- A. 箱桁の風洞試験結果
- B. 碓氷橋の風洞試験結果
- C. 風荷重規定

1. 序 説

1.1 研究の目的

近年、道路周辺への交通騒音対策として橋梁に遮音壁が取り付けられるようになってきている。特に大都市域における高架道路では、ほとんどの橋梁に遮音壁が取り付けられ、その高さも8m近くになるものも現れている。また、従来風による振動が問題となるため、橋桁の断面形状に細心の注意が払われてきた斜張橋に対しても遮音壁の設置が検討される事例も現れている。

このような遮音壁が設置された場合には、風に暴露される面積が増加し、その結果として橋梁に作用する風荷重が増加する。また、橋桁の幅員に対して見かけの桁高が増加し、その結果風による振動をもたらすことが懸念される。遮音壁の風荷重規定は、「道路環境の手引き」にみられるが、「道路橋示方書」には規定がない。

最近の橋梁設計の事例の中で、路面高の高い高架橋梁で遮音壁が設置される場合に風荷重の影響が大きくなり、基礎工の設計に影響を及ぼす事例も見られるようになってきている。このため、遮音壁の設置された橋梁の風荷重を精度よく設定することが重要になってくる。

風によって引き起こされる振動現象としては、

図-1.1に示すようにA) 渦励振、B) 自励振動、C) バフティングがよく知られている。

A) 渦励振：桁断面から放出される渦の交番力によって引き起こされ、比較的低風速で発生し一定の振幅以上には発達しない限定的な振動

B) 自励振動：ある限界風速に至って発生し、振動振幅が急激に増大する破壊的な現象

C) バフティング：接近する気流に含まれている乱れによって発生する不規則な振動

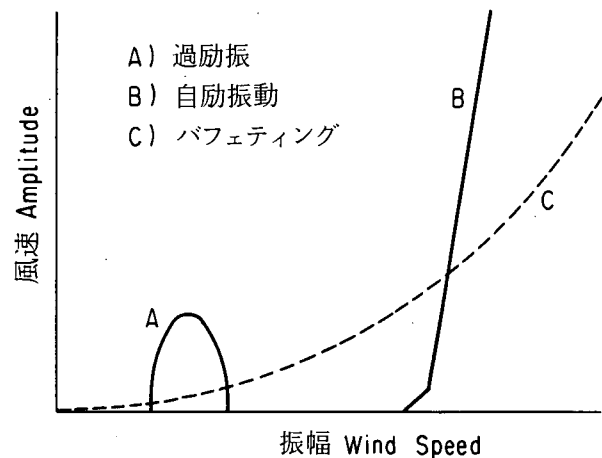


図-1.1 風によって起こる振動現象

1.2 既往の研究

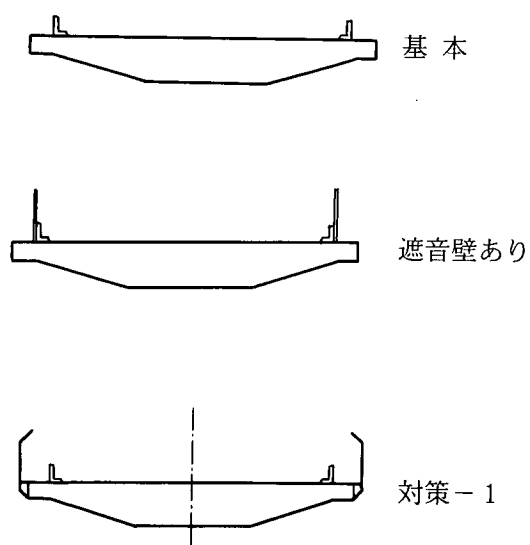
現在までに遮音壁の設置された橋梁の風荷重に対して検討された事例は僅かに名古屋高速道路公社により検討された1例¹⁾のみであり、名古屋高速道路ならびに阪神高速道路の設計基準に取り込まれている。また、斜張橋に遮音壁が設置された場合の風による振動に対して検討された事例としては、日本道路公団の東名足柄橋²⁾があり、遮音壁の形状を工夫することにより振動に対処している。

東名足柄橋は、東名高速道路の拡幅により計画されているPC斜張橋で、橋桁の基本断面は図-1.2に示されるような逆台形である。計画では、3mの遮音壁が取り付けられることになっている。風洞試験によると、表-1.1に示されるように基本案では発生しない渦励振が遮音壁を設置することに

より発生するようになる。これに対し、遮音壁の形状を変えた対策－１では、渦励振の振幅をかなり低減させることが出来、有効な対策と判断された。

表－１.１ 東名足柄橋風洞実験結果

断 面	構造減衰	渦 励 振	
		発現風速 (m/s)	振 幅 (cm)
基 本	0.02	発 現 せ ず	発 現 せ ず
遮音壁あり	0.02	13.8	11.7
	0.04	12.4	4.8
	0.06	13.0	3.3
対 策 － １	0.02	14.7	2.0
	0.04	14.3	1.7



図－１.２ 東名足柄橋実験断面

1.3 研究の概要

このような背景の下で、昭和62年頃より「道路橋示方書」の改訂作業が進められ、遮音壁の設置された橋梁の風荷重に対する規定の必要性が叫ばれるようになってきた。このため平成元年度、土木研究所においては基準化のためのパラメトリックな風洞実験を計画した。一方、日本道路公団東京第二建設局では、関越自動車道の碓氷橋がJR信越線を跨ぐために落下物防止柵の設置が必要になり、そのときの耐風性に対して検討が必要となった。そこで、土木研究所と日本道路公団では遮音壁を有する橋梁の耐風性に関し共同研究を実施することとした。

土木研究所においては、通常設計で良く用いられる橋桁断面を選定し、三分力試験及びバネ支持試験を行った。

一方、日本道路公団においては碓氷橋を取り上げ、斜張橋に遮音壁あるいは落下物防止柵を設置した場合の風荷重の増加ならびに風による振動の可能性について風洞実験により検討することとした。風洞実験では、設計基本案および遮音壁あるいは落下物防止柵を設置した橋桁断面に対して、三分力試験、バネ支持試験ならびにタウト模型試験を実施した。

本報告書では、両機関で行われた風洞実験の結果をもとに遮音壁を有する橋桁の耐風性について取りまとめ、設計基準としても利用できるようにした。

参考文献

- 1) 名古屋高速道路公社・中日本建設コンサルタント(株): 市道高速2号防音壁風圧実験報告書, 1975年3月

2. 風洞試験手法

風洞試験は建設省土木研究所耐風工学実験施設内の風洞を用いて実施した。すなわち、バネ支持模型試験・三分力試験は非定常空気力風洞を用い、タウトストリップ模型試験はフラッター風洞を用いた。フラッター風洞ならびに非定常空気力風洞の主要諸元を図－2.1～2.2および表－2.1に示す。

2.1 バネ支持模型試験

バネ支持模型実験は橋桁の一部を模型化した二次元剛体模型を風洞内にバネで支持し気流中での応答を計測するものであり、橋梁の耐風安定性を検証する上で実績のある簡便な方法である。模型は6本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速および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する。使用する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う。模型の挙動は2台の光学式変位計により測定し、それぞれの出力を加算によってたわみ変位量に、減算によってねじれ変位量に換算しデータレコーダおよびペン書きレコーダに記録する。振幅はペン書きレコーダの記録紙上に記録された振動振幅を読み取ることによって求める。バネ支持試験の手法の概要を図－2.3に示す。

相似条件として幾何学的形状を相似させることの他に、次の6つの無次元量を想定、実橋と模型とで一致させた。

$$m/\rho B^2, V/N_\eta B, \delta_\eta, I/\rho B^4, V/N_\theta B, \delta_\theta$$

ここに、 m ；単位長さ当りの質量 ρ ；空気密度

B ；構造物の代表長さ（幅員） V ；風速

N ；固有振動数 δ ；無風時における対数減衰率

I ；極慣性モーメント

添え字 η, θ ；それぞれ鉛直たわみ振動、ねじれ振動を表す

これらの相似条件により実験条件を決定する。試験では、質量および極慣性モーメント調整は次の手順によっている。まず模型を支持し、加振減衰機を取り付けた状態で全体の振動系としてのバネ定数を付加質量を変化させた動的な試験により求める。次にこのバネ定数を用いて所要の質量あるいは極慣性モーメントにおける固有振動数を計算し、重錘を調整してその固有振動数に一致させることにより、質量あるいは極慣性モーメントを所要値に合わせる。

ところで、実験においては、連成フラッターを正しく評価できるように、バネ間隔を変えて実橋のたわみの振動数とねじれの振動数との比を合わせる。構造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、その電気抵抗値を変化させて所要の減衰率に調整した。

2.2 タウトストリップ模型試験

タウトストリップ模型は、桁の外形材を2本のピアノ線に取り付け、ピアノ線の張力で所要の剛性を確保する実験方法である。振動モードはピアノ線の弦振動の振動モード形状となるので桁の着目径間部の鉛直たわみ振動モード形状が弦のモード形状にあてはまる区間について模型化を行い、この長さより、模型の縮尺を決め、桁外形材の1ブロックの大きさを決定する。使用するピアノ線径は無次元質量・模型幅・模型橋軸長さおよび実験所要たわみ振動数より決定する。試験で用いる気流は乱れのほとんど無い様な気流や架設地点を考慮した乱流であり、風速、水平偏角等を変化させ、各設定毎に模型の挙動を観測する。風速は熱線風速計を用いて気流解析し、対風挙動の測定時にはあらかじめ熱線風速計で求めた平均風速と送風機の回転数の関係をもとに設定を行う。模型の挙動は模型に取り付けた2つの豆電球をターゲットとし、2台の光学式変位計により測定し、この出力の加算によってたわみ変位量に、減算によってねじれ変位量に換算しデータレコーダおよびペン書きレコーダに記録する。振幅はペン書きレコーダの記録紙上に記録された振動振幅を読み取ることによって求める。タウトストリップ模型試験の手法の概要を図-2.4に示す。

相似条件として幾何学的形状を相似させることの他に、先の6つの無次元量を想定、実橋と模型とで一致させる。なおこの相似則はバネ支持模型試験のそれと同じである。

2.3 三分力試験

空気力の計測はストラット方式の三分力天秤により行い、抗力、揚力、空力モーメントの三成分について測定した。気流としては乱れのほとんどない様気流を用いた。風速についてはピトー管およびマノメータにより測定した。

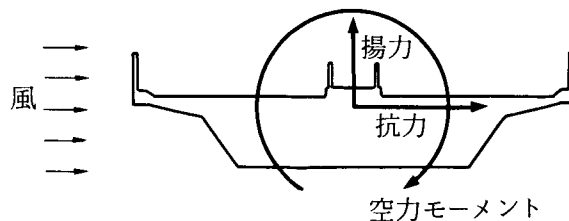
実験風速は8 m/s と 16 m/s の2風速とし、迎角は -15° から $+15^{\circ}$ まで 1° きざみに変化させた。

測定した空気力は風軸に対して定義されたものであり、以下の式より空気力係数が計算される。

$$C_D = D / \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A_n \right)$$

$$C_L = L / \left(\frac{1}{2} \rho V^2 B \right)$$

$$C_M = M / \left(\frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \right)$$



ここに、 C : 空気力係数 D : 抗力 L : 揚力 M : 空力モーメント

ρ : 空気密度 V : 試験風速 B : 橋桁幅員

A_n : 水平方向の投影面積 (桁+地覆+遮音壁 (落下物防止柵))

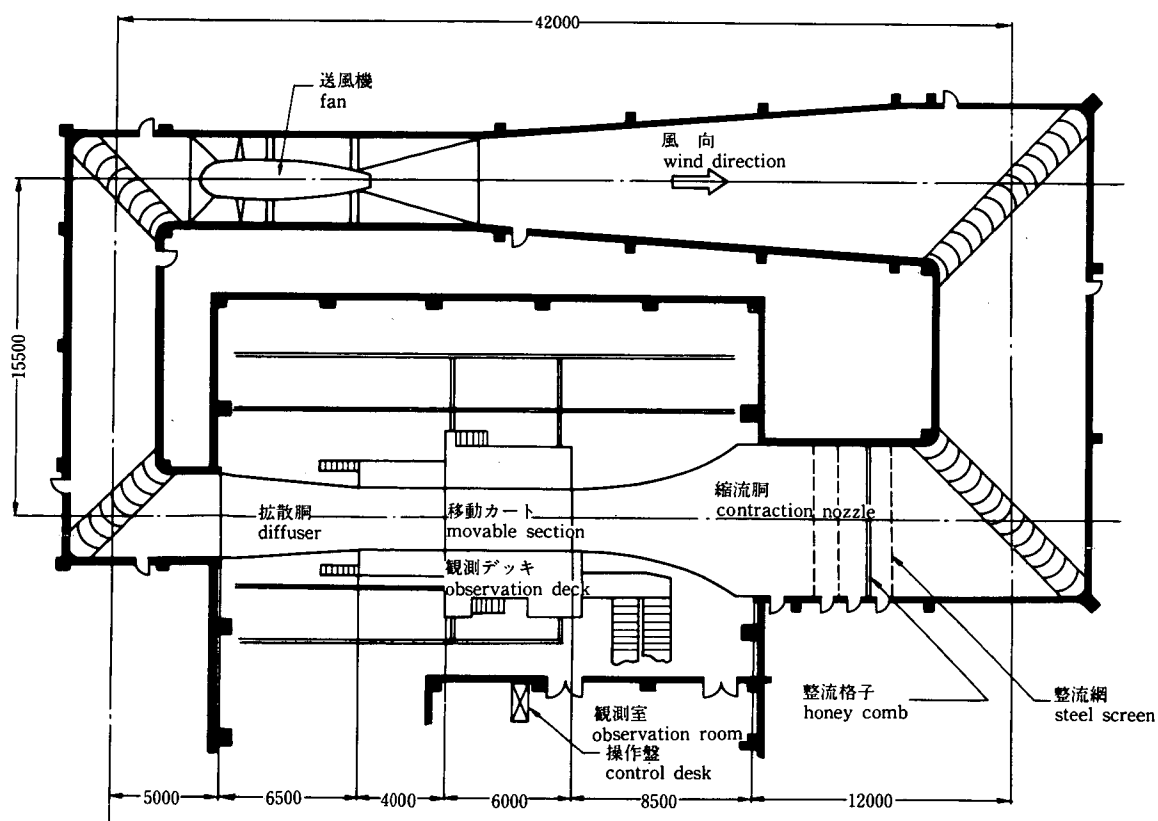


図- 2.1 フラッター風洞平面図

表- 2.1 低風速風洞仕様

風 洞 名		フラッター風洞	非定常空気力風洞
風洞型式		ゲッチンゲン型	ゲッチンゲン型
測 定 洞	幅	2,500 mm	1,000 mm
	高	4,000 mm	2,000 mm
	長	10,000 mm	3,000 mm
風路全長		115 m	55 m
送 風 機	動翼直径	4,000 mm	1,530 mm
	有効全圧	40.0 mm Aq	40.0 mm Aq
	風 量	242.0 m ³ /sec	70.0 m ³ /sec
	回 転 数	400.0 rpm	1,250.0 rpm
	容 量	250.0 kW	50.0 kW
気 流	風 速	1.0 ~ 25.0 m/sec	1.0 ~ 25.0 m/sec
	乱 れ 率	0.5 %	0.5 %

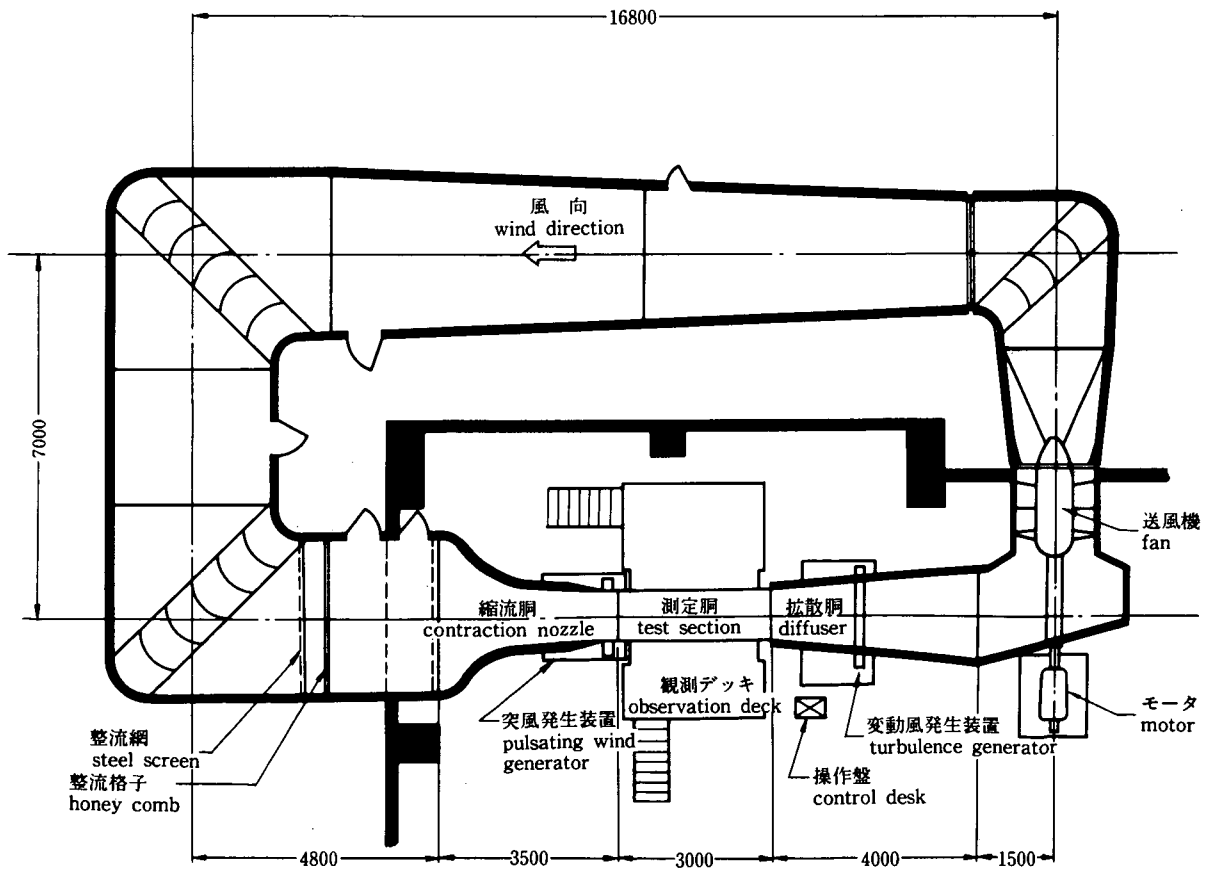


図- 2.2 非定常空気力風洞平面図

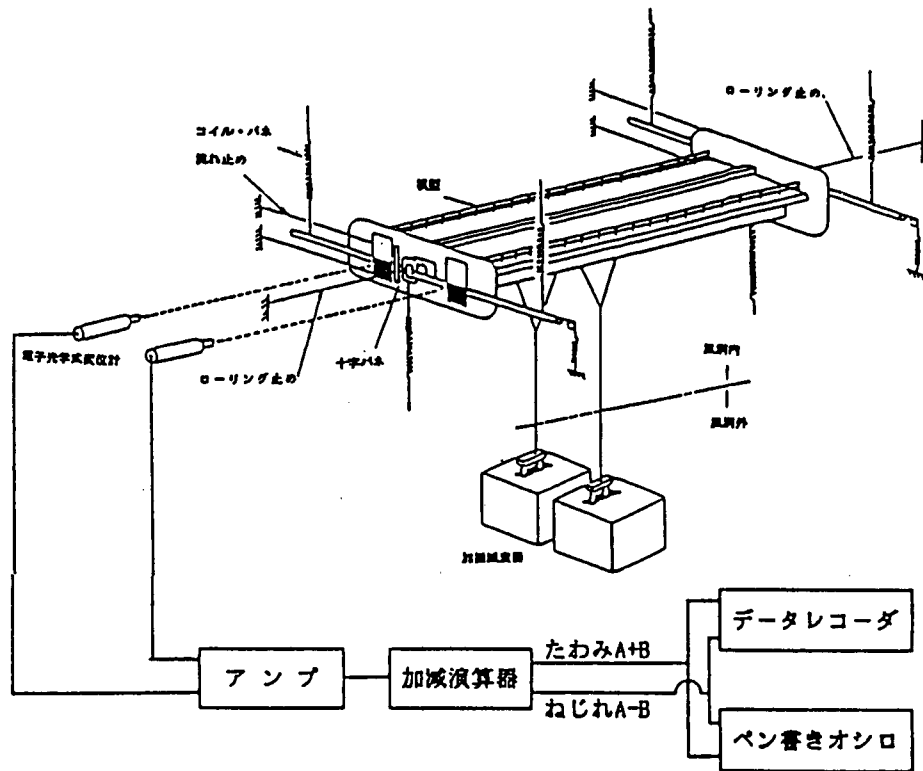


図- 2.3 バネ支持模型試験概要

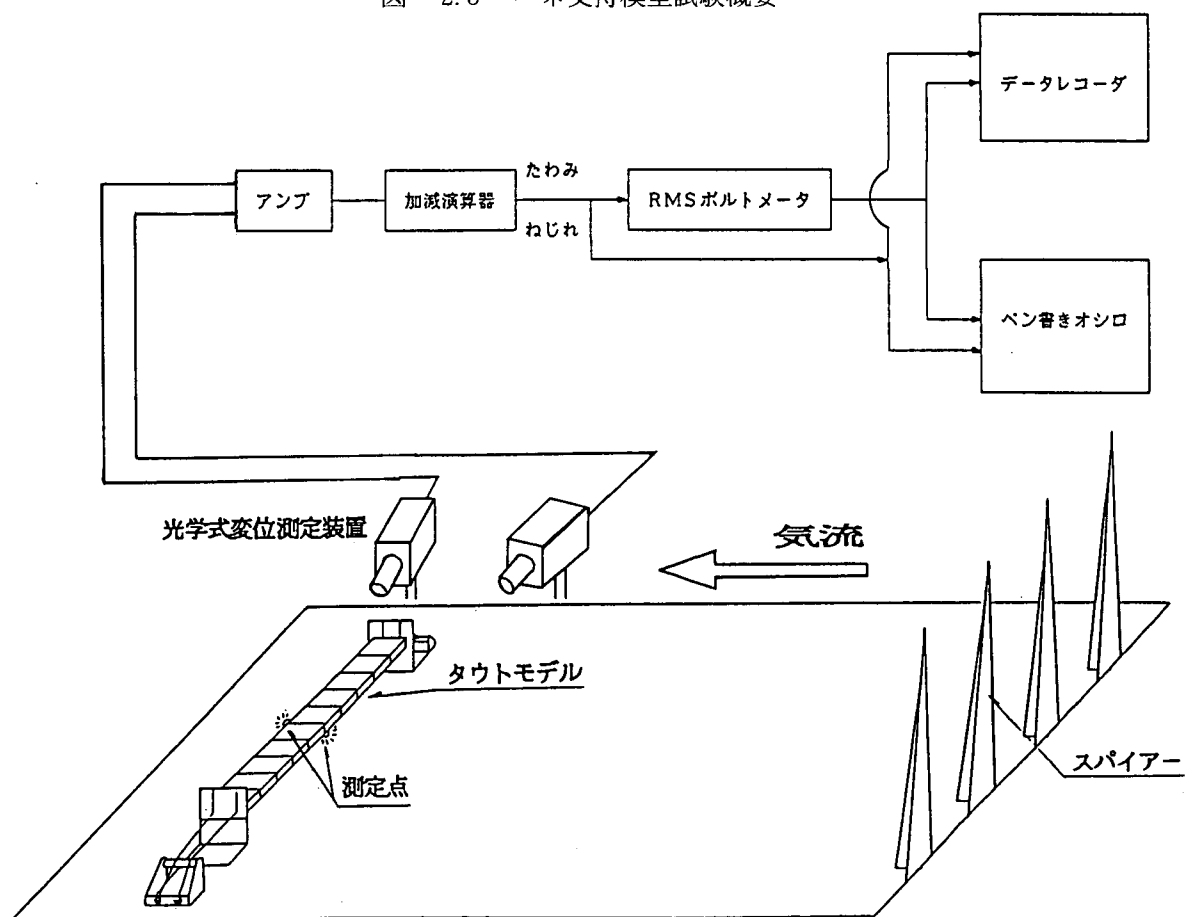


図- 2.4 タウトストリップ模型試験概要

3. 遮音壁を有する橋桁の風洞試験（土木研究所）

3.1 概 説

3.1.1 試験の概要

本試験の目的は、遮音壁の設置された橋梁の風荷重特性や振動特性を調査することであり、遮音壁自体の耐風性等は考慮せず、遮音壁と一体となった橋桁に着目して試験を行った。

遮音壁の最も重要なパラメータである高さをいくつか設定して試験を行う必要があるが、結果の整理にあたってはこれまでの研究結果や設計方法に従い、橋桁幅員に対する比（桁高比と呼ぶ）として扱うこととする。そのため、橋桁幅員についても数種設定し、遮音壁と組み合わせて試験ケースを設定した。その他、振動特性に影響を与える質量、構造減衰、迎角といったパラメータも導入し、これらをパラメトリックに組み合わせて実験を行った。

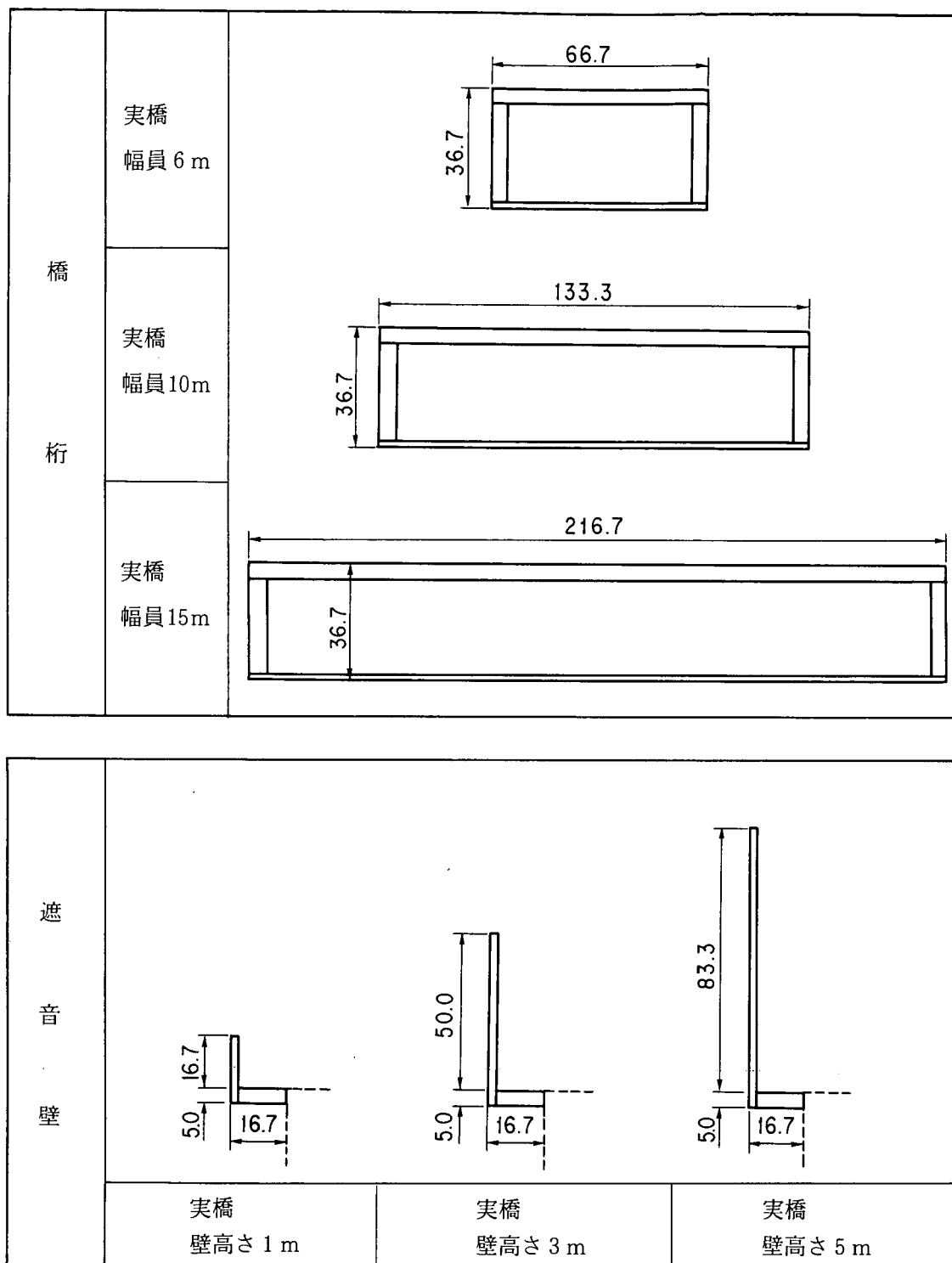
3.1.2 使用模型

模型の断面を決定するにあたって、まずおおまかに実橋断面を想定してから模型断面を決定した。内容は以下のとおりである。

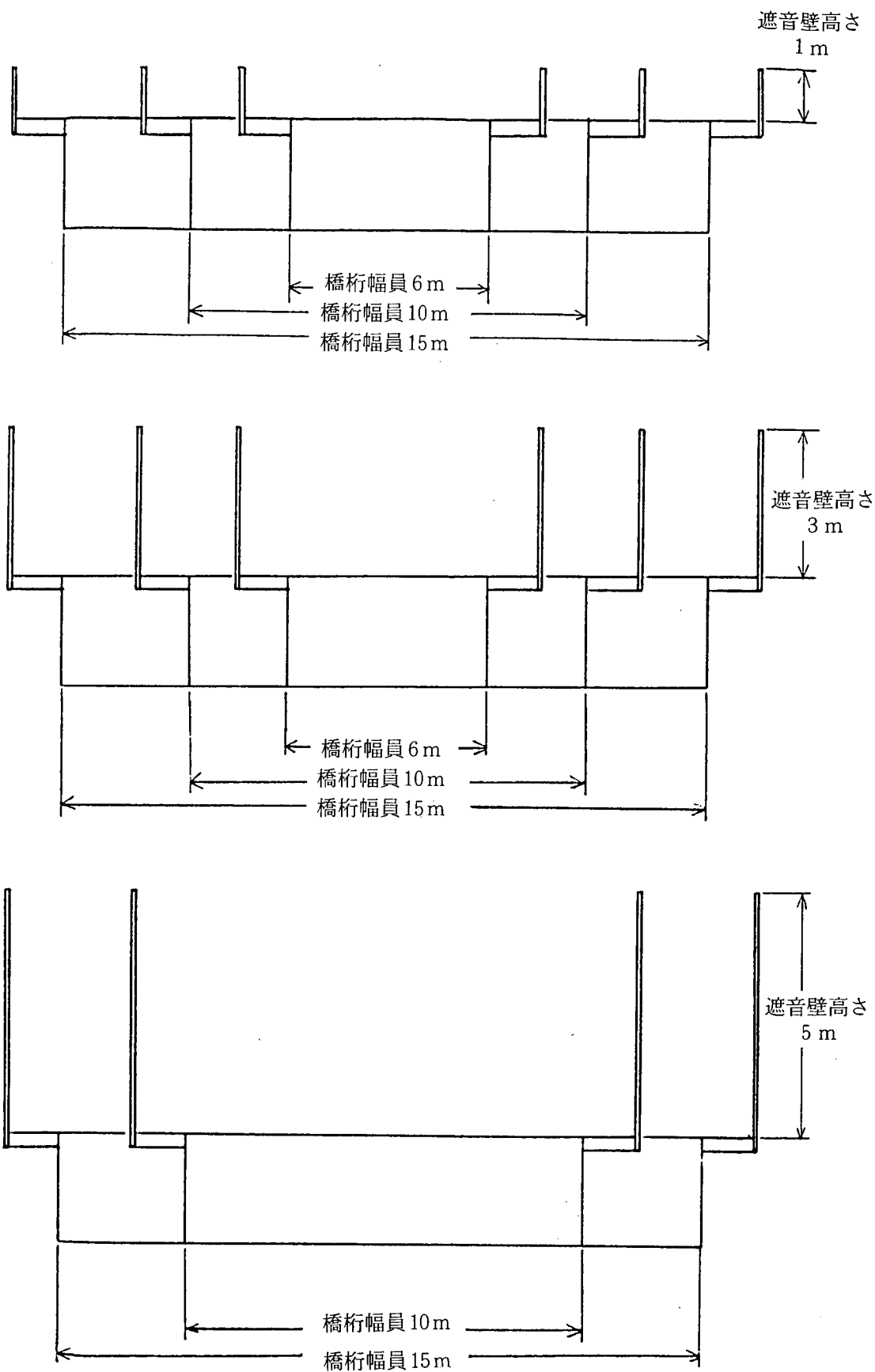
- ・遮音壁の設置されるケースは都市部の高架橋に多いと考え、最も一般的な形式である鈑桁橋や箱桁橋を想定した。
- ・支間長は鈑桁橋・箱桁橋の一般的な値として50mを想定し、腹板高比はプレートガーダーの一般的な値を参考にして1/22程度とし、腹板高を2.2mとした。
- ・遮音壁の高さは充腹高欄と合わせて1m、3m、5mの3種とし、橋桁幅員は6m、10m、15mの3種としてこれらを組み合わせた。ただし遮音壁5mと幅員6mの組み合わせは考えないものとした。
- ・張り出しは両側に1mずつとし、桁形状については、模型の単純化のため箱桁矩形1BOXタイプとした。

以上のように実橋断面を想定し、使用風洞の寸法を考慮して縮尺を1/60として模型断面を決定した。遮音壁はネジ止めによる取り替え式とし、橋桁模型3体と遮音壁模型3組より構成される。図－3.1には模型断面の部材構成、図－3.2には各断面の比較図、表－3.1には各断面の諸元を示す。

寸法単位 mm

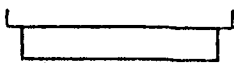
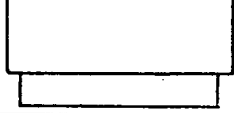
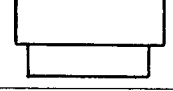
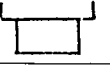
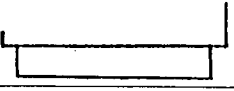
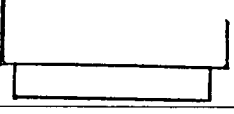
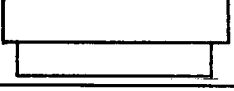


図－ 3.1 橋桁／遮音壁の模型断面図



図－ 3.2 橋桁に遮音壁が付いた時の断面比較

表-3.1 模型各断面の諸元

模型番号	模型断面	橋桁幅員 B (m)	遮音壁高さ (m)	総桁高 D (m)	桁高比 B/D
15. 1. 1	風 → 	15	1	3.2	4.69
15. 3. 3	→ 	15	3	5.2	2.88
15. 5. 5	→ 	15	5	7.2	2.08
10. 1. 1	→ 	10	1	3.2	3.13
10. 3. 3	→ 	10	3	5.2	1.92
10. 5. 5	→ 	10	5	7.2	1.39
6. 1. 1	→ 	6	1	3.2	1.88
6. 3. 3	→ 	6	3	5.2	1.15
15. 3. 1	→ 	15	上流 3 下流 1	5.2	2.88
15. 1. 3	→ 	15	上流 1 下流 3	5.2	2.88
15. 5. 3	→ 	15	上流 5 下流 3	7.2	2.08
15. 3. 5	→ 	15	上流 3 下流 5	7.2	2.08

3.2 三分力試験

3.2.1 試験ケース

遮音壁の設置された橋桁の風荷重特性を調査するため、三分力試験を行った。試験を行ったのは左右対称な模型断面 8 種であり、試験ケースを表－3.2 に示す。

3.2.2 試験結果

表－3.2 に、試験風速 8 m/s と 16 m/s のそれぞれにおける迎角 0° のときの抗力係数 C_D の値をまとめた。また各ケースの三分力曲線や揚力傾斜、空力モーメント傾斜などを付図 A－1 に示す。

表－3.2 三分力試験ケースおよび試験結果

実験番号	模型番号	橋桁幅員 B (m)	遮音壁高さ (m)	桁高比 B/D	抗力係数 C_D ($\alpha = 0^\circ$)	
					8 m/s	16 m/s
A－1	15. 1. 1	15	1	4.69	1.22	1.21
A－2	15. 3. 3		3	2.88	1.25	1.26
A－3	15. 5. 5		5	2.08	1.39	1.38
A－4	10. 1. 1	10	1	3.13	1.28	1.28
A－5	10. 3. 3		3	1.92	1.43	1.39
A－6	10. 5. 5		5	1.39	1.42	1.43
A－7	6. 1. 1	6	1	1.88	1.45	1.53
A－8	6. 3. 3		3	1.15	1.42	1.42

3.3 バネ支持模型試験

3.3.1 自由度および振動モード

箱桁橋では一般にねじれの固有振動数がたわみの固有振動数に比べてかなり高いため、ねじれの振動が問題となることはないので、たわみモードのみに着目した。実験は鉛直たわみ 1 自由度で支持し、ねじれ振動は拘束した。

3.3.2 実験ケース

今回の実験は断面の基本的な特性および実験条件の変化の影響を調査することを目的としており、明確な実橋を想定しているわけではない。したがって実験条件としては、無次元質量 ($m/\delta B^2$) および構造減衰率 δ を適宜設定し、これらを掛け合わせたスクルトン数 ($m\delta/\rho B^2$) と迎角 2 種を組み合わせて実験条件を整理することとした。以上の条件より設定した実験ケースを表-3.3 に示す。また各ケースの実験条件を付図 A-2 に示す。

表-3.3 バネ支持模型試験ケース表 (その1)

	模型番号 (B/D)	構造減衰 δ	無次元質量 ($m/\rho B^2$)	迎 角 α	渦 励 振		
					発現風速 (V/NB)	最大振幅 (η/B)	最大振幅風速 (V/NB)
B-1	15. 1. 1 (4.69)	0.02	50	0	1.50-2.42	0.0150	2.26
B-2				+3	1.51-2.35	0.0185	2.24
B-3			100	0	1.51-2.38	0.0110	2.15
B-4				+3	1.52-2.18	0.0125	2.09
B-5		0.04		0	1.59-2.16	0.0070	2.04
B-6				+3	1.52-2.07	0.0090	1.94
B-7	15. 3. 3 (2.88)	0.02	50	0	1.43-2.49	0.0485	2.33
B-8				+3	1.55-2.45	0.0400	2.27
B-9			100	0	1.39-2.43	0.0260	2.19
B-10				+3	1.34-2.37	0.0230	2.16
B-11		0.04		0	1.50-2.48	0.0120	2.04
B-12				+3	1.59-2.40	0.0125	2.16
B-13	15. 5. 5 (2.08)	0.02	50	0	1.48-2.31	0.0256	2.25
B-14				+3	1.56-2.64	0.0302	2.54
B-15			100	0	1.54-2.02	0.0106	1.98
B-16				+3	1.50-2.18	0.0130	2.04
B-17		0.04		0	1.44-1.93	0.0032	1.70
B-18				+3	1.58-1.98	0.0050	1.83

表-3.3 バネ支持模型試験ケース表(その2)

	模型番号 (B/D)	構造減衰 δ	無次元質量 ($m/\rho B^2$)	迎 角 α	渦 励 振		
					発現風速 (V/NB)	最大振幅 (η/B)	最大振幅風速 (V/NB)
B-19	10. 1. 1 (3. 13)	0.02	100	0	1.35-2.52	0.0210	2.24
B-20				+ 3	1.43-2.44	0.0262	2.25
B-21			200	0	1.51-2.26	0.0142	2.02
B-22				+ 3	1.52-2.27	0.0165	2.11
B-23		0.04		0	1.81-2.35	0.0086	2.04
B-24				+ 3	1.86-2.24	0.0079	2.04
B-25	10. 3. 3 (1. 92)	0.02	100	0	1.34-2.04	0.0075	1.71
B-26				+ 3	1.49-2.01	0.0105	1.79
B-27			200	0	1.44-1.91	0.0023	1.69
B-28				+ 3	1.53-1.99	0.0023	1.88
B-29		0.04		0	—	—	—
B-30				+ 3	—	—	—
B-31	10. 5. 5 (1. 39)	0.02	100	0	1.36-1.79	0.0051	1.68
B-32				+ 3	1.38-1.93	0.0056	1.84
B-33			200	0	1.38-1.76	0.0023	1.64
B-34				+ 3	1.51-1.85	0.0027	1.78
B-35		0.04		0	1.48-1.71	0.0008	1.60
B-36				+ 3	—	—	—
B-37	6. 1. 1 (1. 88)	0.01	200	0	1.20-1.55	0.0023	1.44
B-38				+ 3	—	—	—
B-39		0.02		0	1.32-1.49	0.0006	1.38
B-40				+ 3	—	—	—
B-41	6. 3. 3 (1. 15)	0.01		0	—	—	—
B-42				+ 3	—	—	—
B-43		0.02		0	—	—	—
B-44				+ 3	—	—	—
C-1	15. 31	0.02	100	0	1.34-2.62	0.0275	2.35
C-2	15. 1. 3				1.67-2.40	0.0070	1.98
C-3	15. 5. 3				1.50-2.18	0.0120	2.04
C-4	15. 3. 5				1.29-2.55	0.0335	2.24

注) — は発現しなかったことを示す。

3.3.3 実験結果

実験より得られた各ケースの渦励振発現風速と最大振幅を表－3.3にまとめた。また、各ケースの風速と振幅の関係を付図A－3に示す。

1) 遮音壁高さによる渦励振振幅の比較

幅員 15 m, 10 m, 6 m における渦励振振幅と遮音壁高さの関係を、図－3.3～5に示す。

図－3.3より、幅員 15 m においては遮音壁高さ 3 m のときに最も振幅が大きくなる。遮音壁高さ 1 m と 5 m では、高さ 1 m に比べて高さ 5 m では質量や構造減衰の違いによるばらつきが大きくなっている。迎角については、高さ 3 m のときに 0° の方が $+3^\circ$ よりも振幅が大きくなっているが、高さ 1 m と高さ 5 m では $+3^\circ$ の方が大きくなっている。

図－3.4より、幅員 10 m においては遮音壁高さ 1 m のときに最も振幅が大きくなっており、遮音壁高さが増すにつれて振幅は小さくなっている。迎角については全般的に $+3^\circ$ の方が大きい場合が多いが、そうでないケースもある。

図－3.5より、幅員 6 m においては遮音壁高さ 1 m のときにわずかに渦励振が発現したケースがあったが、ほとんどのケースで渦励振は発現しなかった。

2) スクルートン数と渦励振振幅の関係

図－3.6～7に、迎角 0° のときと $+3^\circ$ のときのスクルートン数と渦励振振幅の関係を示す。スクルートン数の増加にともなって振幅が減少する傾向がはっきり読みとれる。しかしその減少の様子はケースによって異なっており、橋桁幅員 15 m と 10 m における遮音壁高さ 1 m のケースは他のケースに比べて減少の割合が小さくなっている。

3) 桁高比と渦励振振幅の関係

図－3.8に、桁高比と渦励振振幅の関係を示す。ただしここで用いる振幅とは質量および構造減衰を乗じたもの（つまり振幅にスクルートン数を乗じたもの： $S_c \eta / B$ ）である^[3.1]。図より、振幅は $B/D = 3$ 付近をピークとする山型の曲線になるものと判断される。

4) 非対称遮音壁高さによる渦励振の比較

図－3.9に遮音壁高さが非対称の場合の渦励振振幅を示す。図中には遮音壁高さが対称の場合の渦励振振幅も併せて示してあるが、非対称の場合の渦励振振幅は、風上側の遮音壁高さに等しい対称遮音壁を持つ橋桁の振幅に近いことがわかる。

3.4 ま と め

(1) 風荷重特性

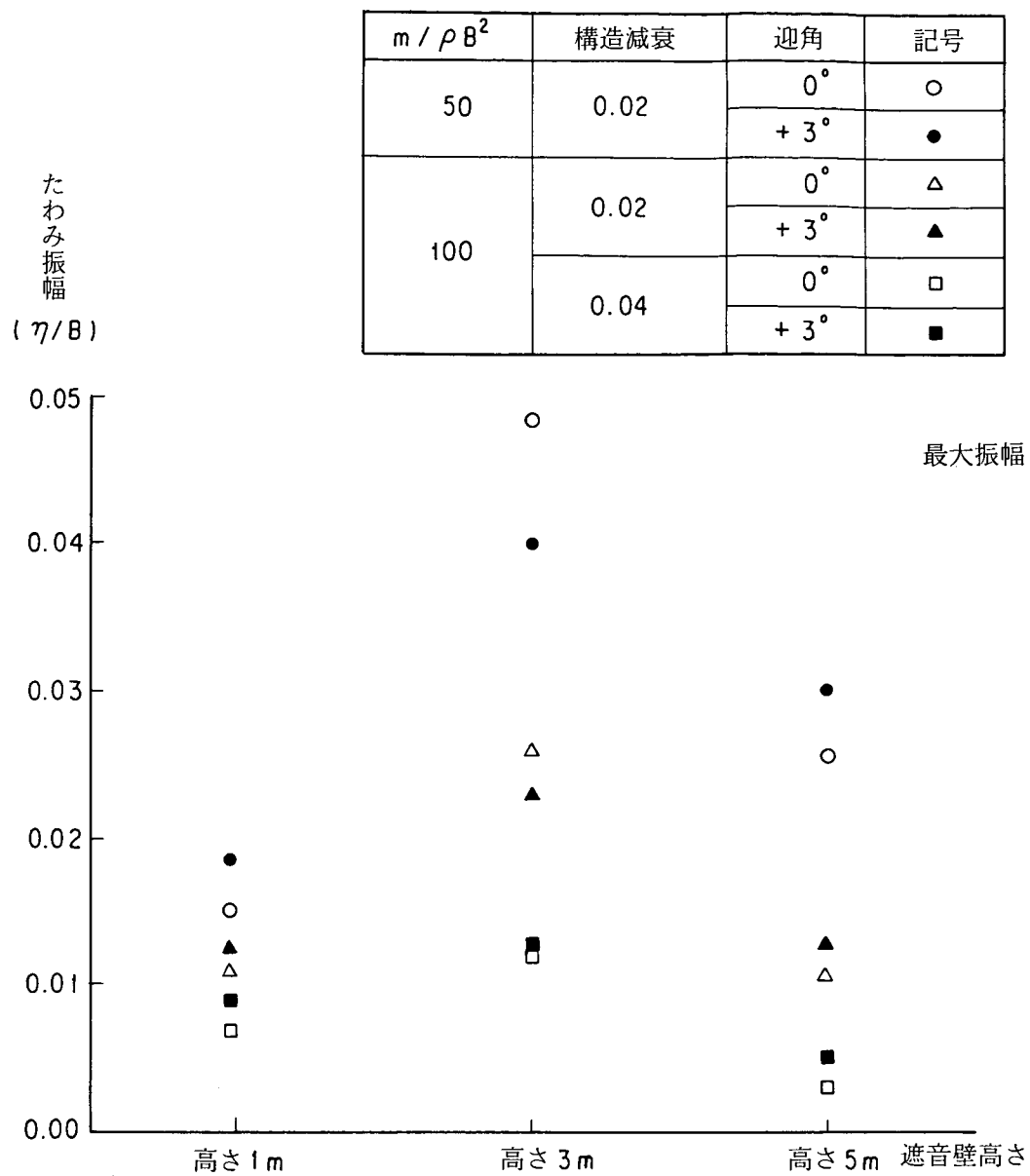
図－3.10に、桁高比 B/D と抗力係数 C_D （8 m/s の値と 16 m/s の値の平均）の関係を示す。図中には道路橋示方書で規定されている抗力係数も併せて示しているが、遮音壁が設置された場合もこの式により概ね安全側の推定が可能であることがわかる。

(2) 渦励振振幅

図-3.11に、遮音壁高さが非対称の場合も含めた桁高比と渦励振振幅の関係を示す。図中には Bridge Aerodynamics^[3.2]における渦励振振幅推定式も併せて示した。これまでの調査^[3.1]では、実験で得られた渦励振振幅は $B/D = 4 \sim 10$ の範囲で推定式と概ね一致していたが、本実験で設定した $B/D = 1 \sim 5$ の範囲では、渦励振振幅は推定式とかなり異なる傾向を示しており、 $B/D = 3 \sim 5$ ではやや危険側となり、 $B/D = 1 \sim 3$ では過剰に安全側の推定となることがわかる。

参考文献

- 3.1 建設省土木研究所構造研究室：動的耐風設計法に関する調査報告書（I-1988），土研資料第2784号，平成元年7月
- 3.2 ICE：Bridge Aerodynamics, Proposed British Design Rules, Thomas Telford Limited, 1981



図－ 3.3 橋桁幅員 15 m の遮音壁高さによる渦励振の比較

たわみ
振幅
(η/B)

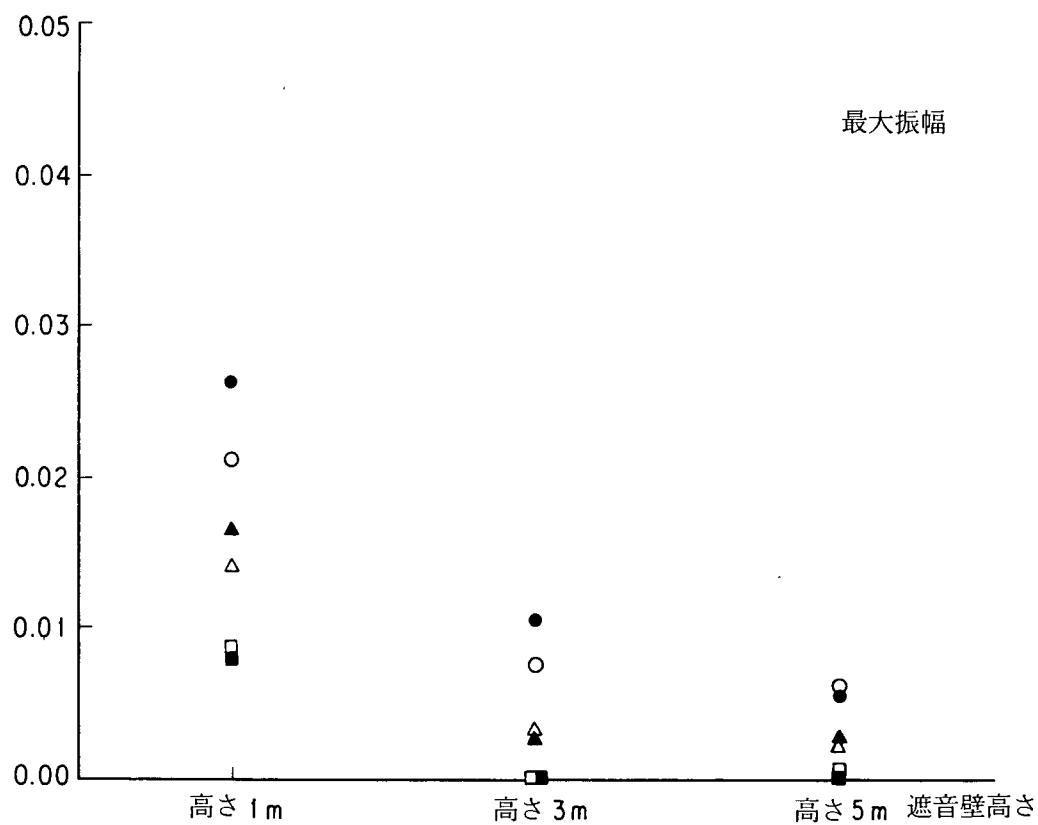
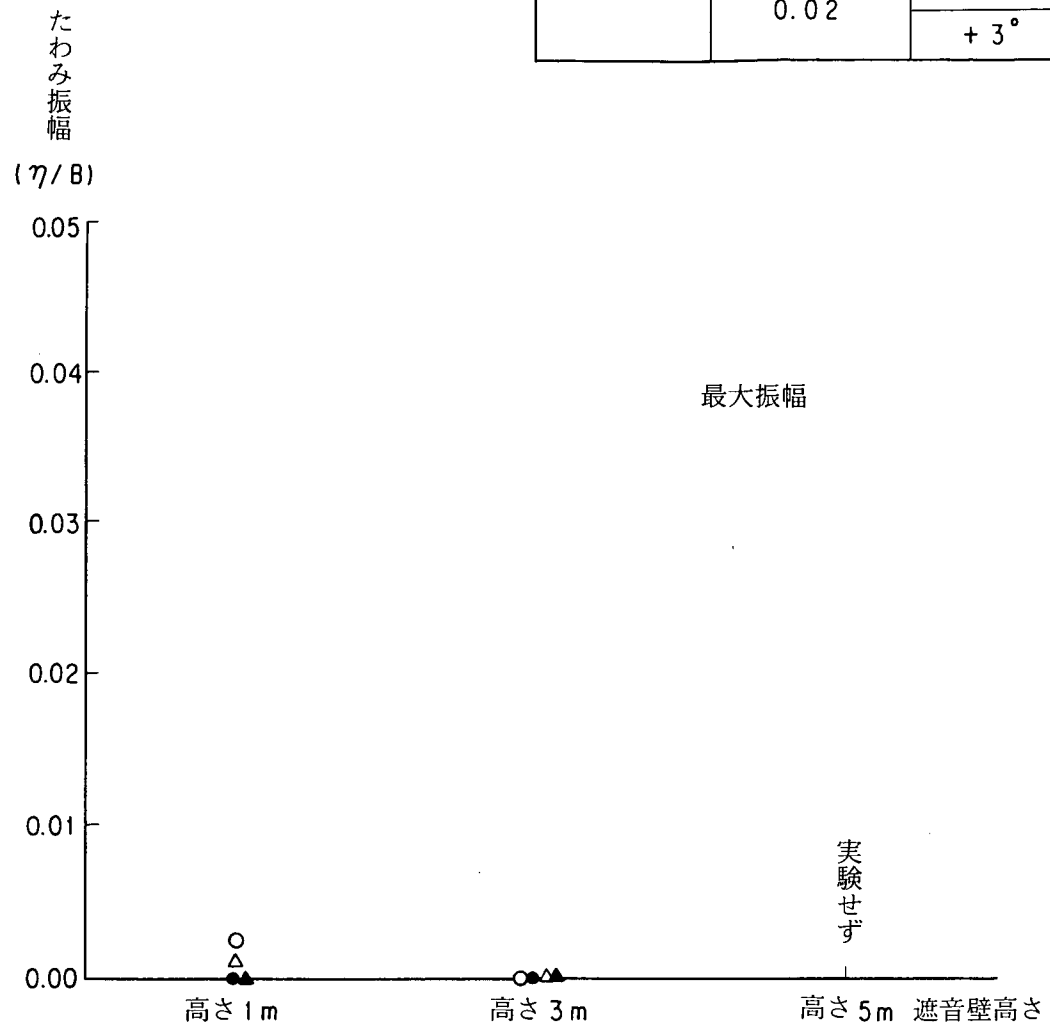


図- 3.4 橋桁幅員 10 m の遮音壁高さによる渦励振の比較

$m / \rho B^2$	構造減衰	迎角	記号
200	0.01	0°	○
		+ 3°	●
	0.02	0°	△
		+ 3°	▲



図－ 3.5 橋桁幅員 6 m の遮音壁高さによる渦励振の比較

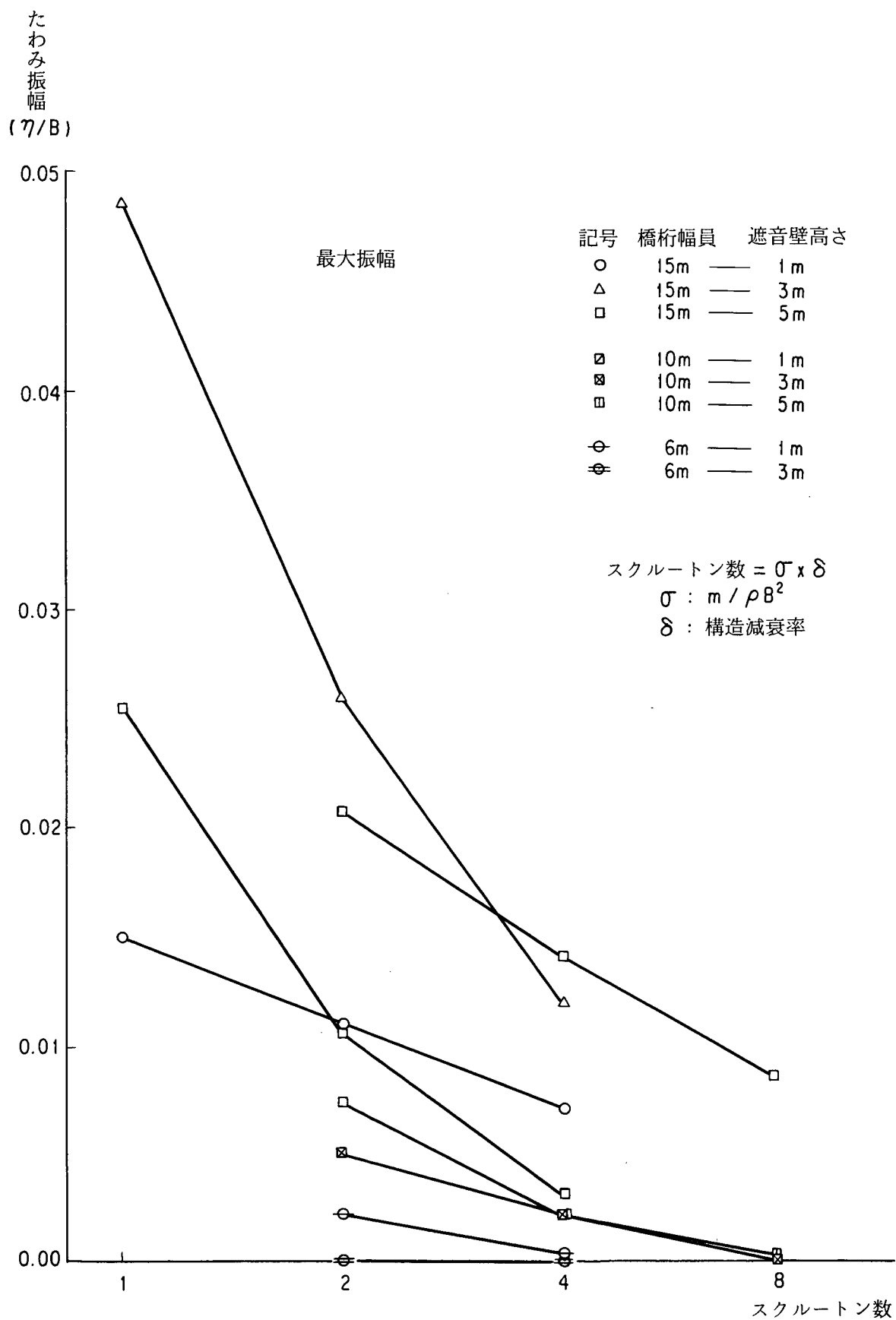


図-3.6 渦励振—スクルーション数 ($\alpha = 0^\circ$)

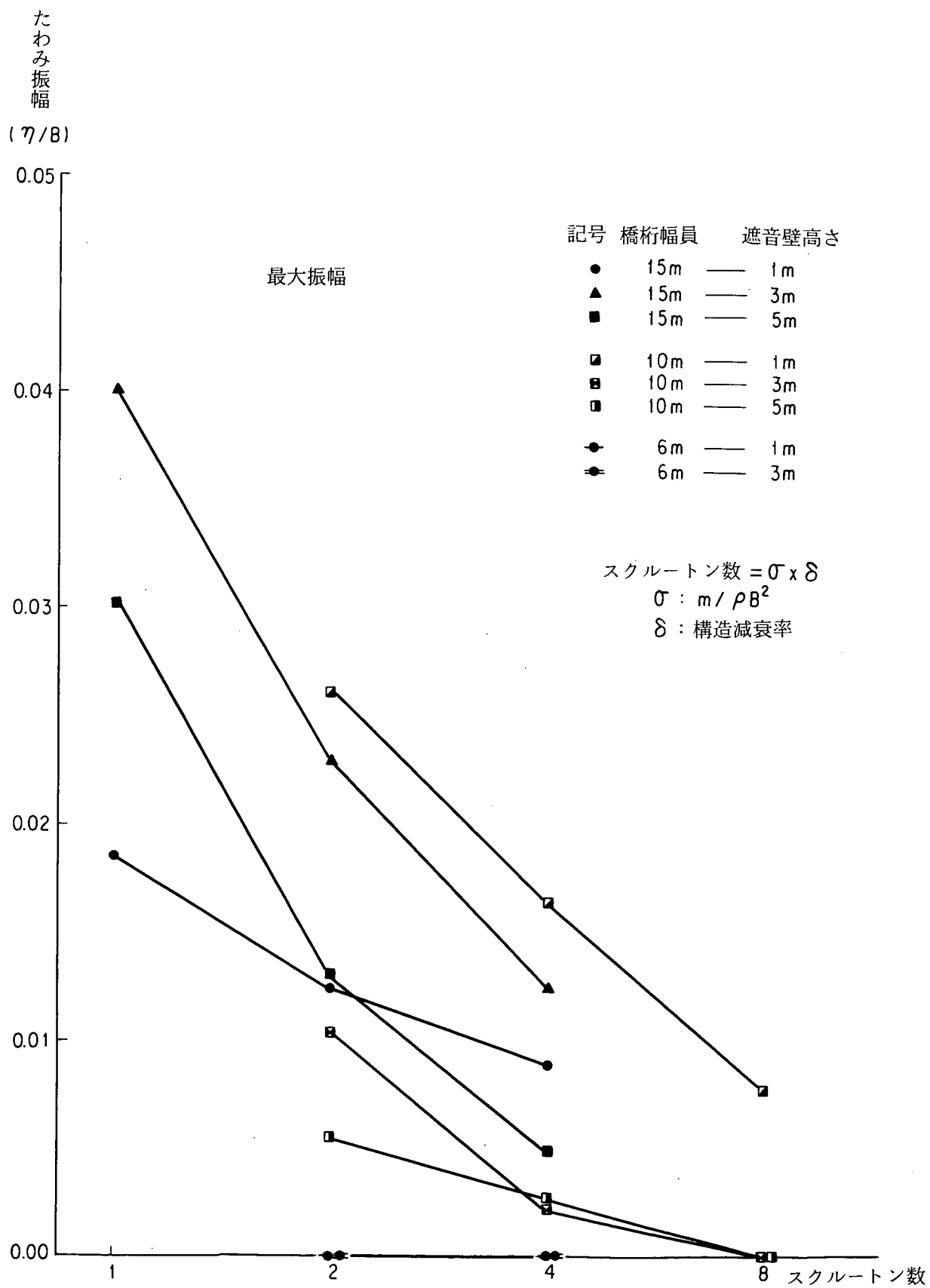
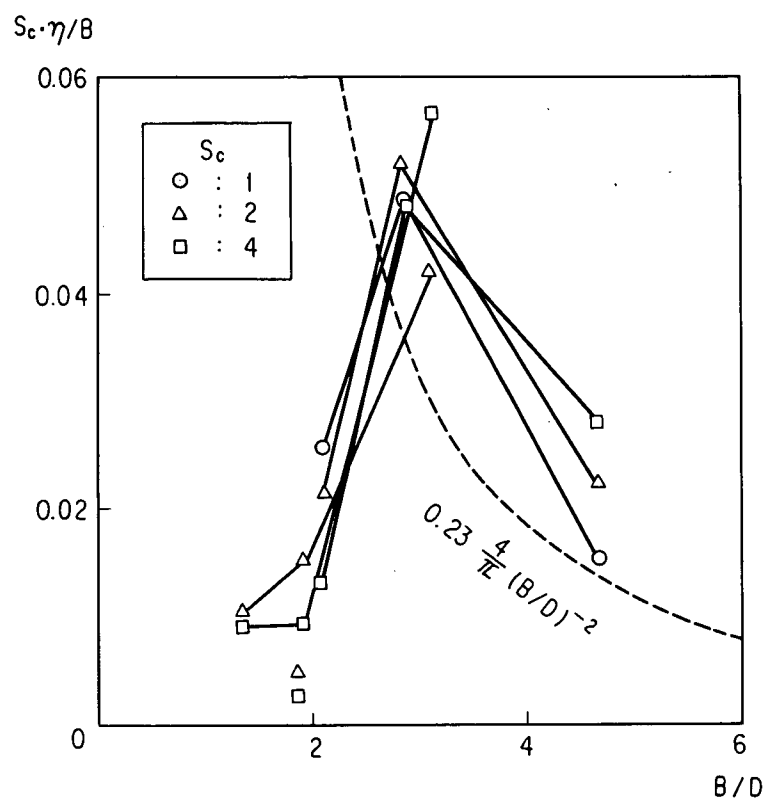


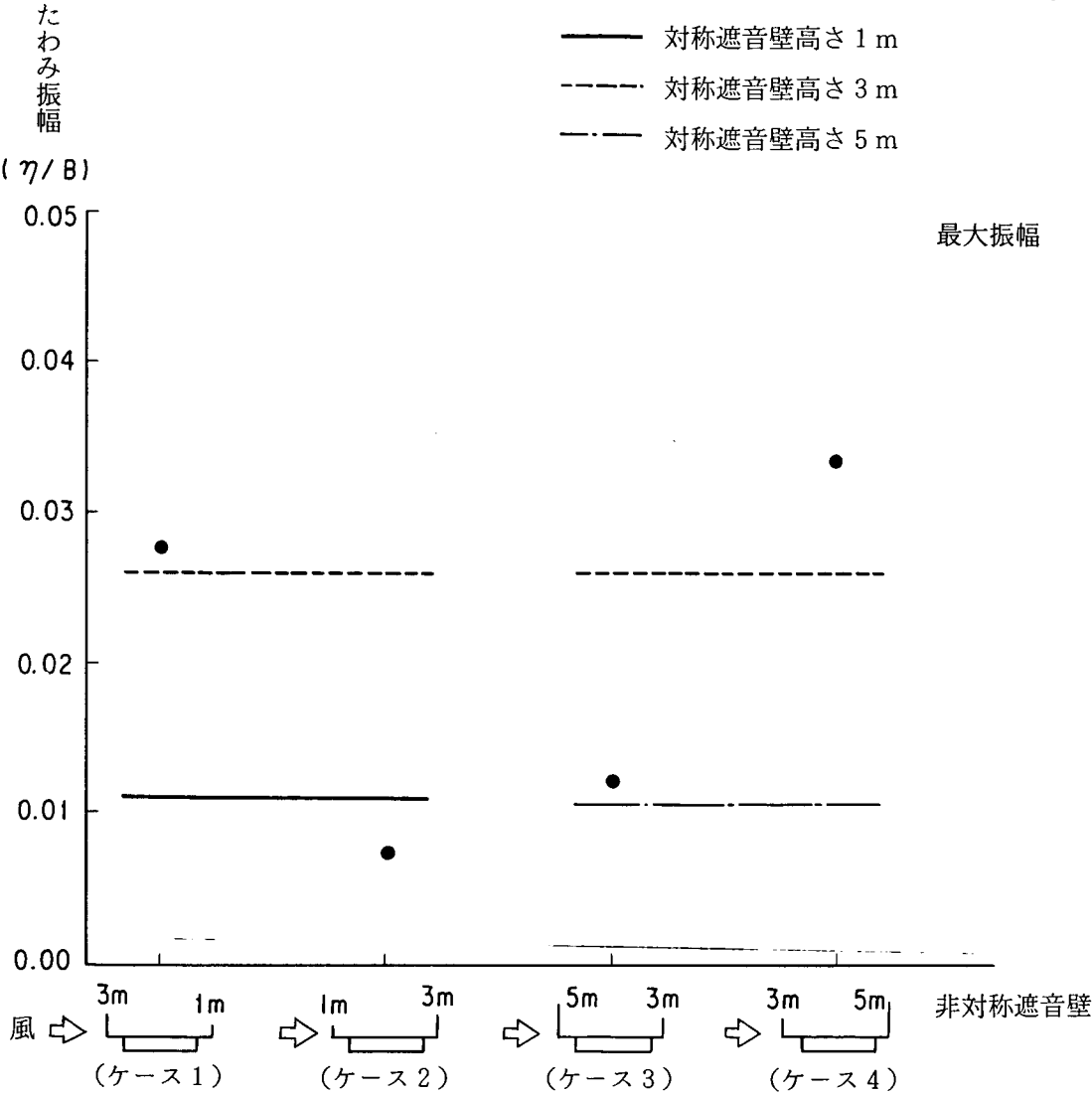
図-3.7 渦励振 — スクルーション数 ($\alpha = +3^\circ$)



図－ 3.8 渦励振振幅と桁高比

$m/\rho B^2$	構造減衰	迎角	遮音壁	記号
100	0.02	$+0^\circ$	ケース 1	●
			ケース 2	
			ケース 3	
			ケース 4	

同条件下での対称遮音壁の渦励振を以下の横線で示す。



図－ 3. 9 橋桁幅員 15 m の非対称遮音壁高さによる渦励振の比較

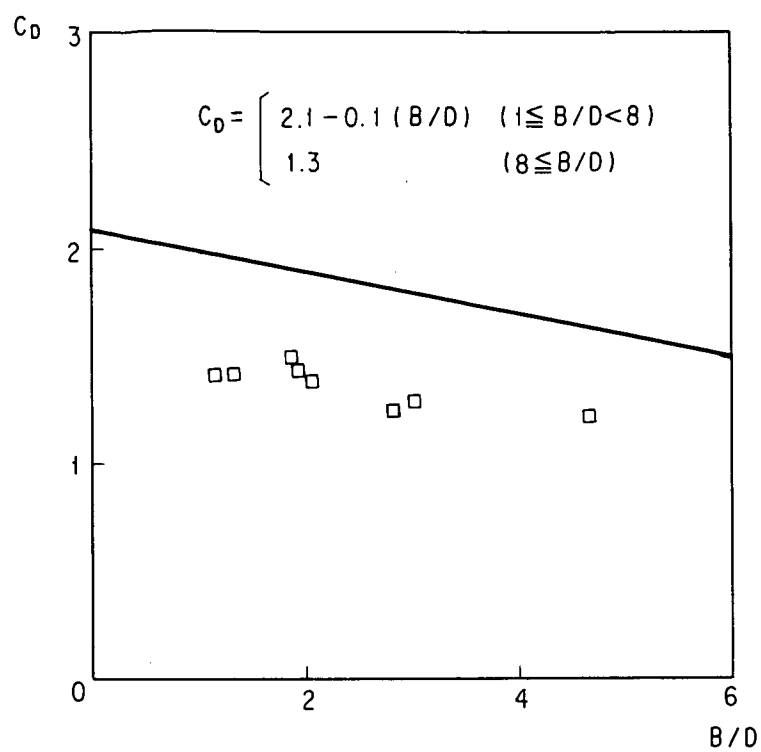


図- 3.10 抗力係数と桁高比

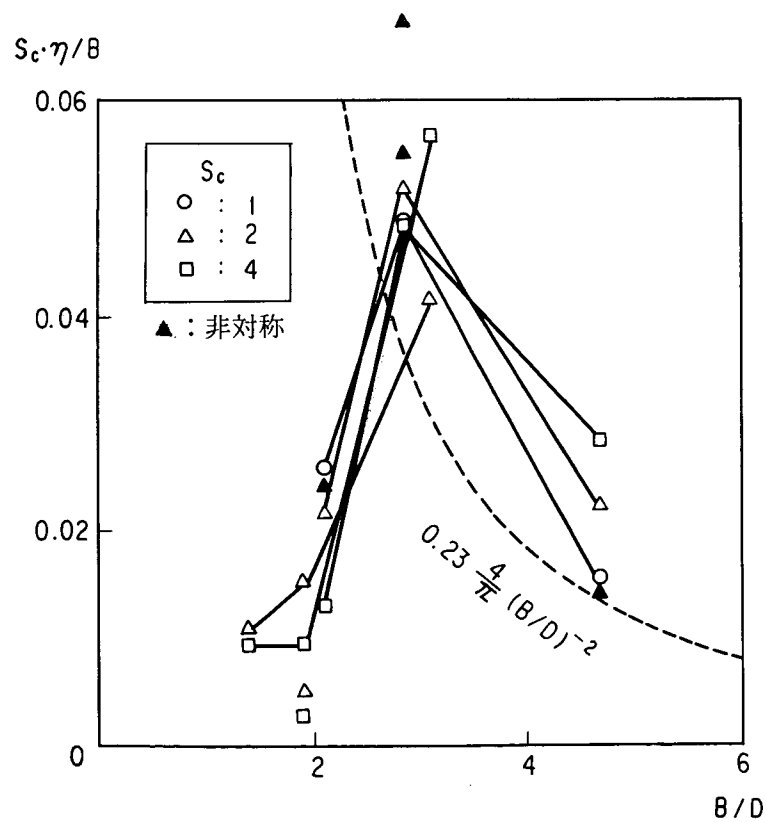


図- 3.11 振幅と桁高比

4. 碓氷橋（斜張橋）の風洞試験（日本道路公団）

4.1 概説

4.1.1 碓氷橋の概要

碓氷橋は上信越自動車道の松井田インターチェンジ（仮称）の西方約6 kmに位置し、上信越高原国立公園と妙義荒船佐久高原国定公園に隣接し、JR信越線、国道18号、霧積川、碓氷川を横過する1267 mの橋梁である。その中で碓氷橋はJR信越線を跨ぐPC2径間連続斜張橋（110.2 + 110.2 m）である。JR線を跨ぐ部分には危険防止のために落下物防止柵を取り付ける計画がある。なお、設計案で配置される落下物防止柵は下り車線で橋脚〔P5〕より36 m、上り車線で〔P5〕から35 mの始点から56 mまでである。碓氷橋の主要設計条件は次のとおりである。

道路区分	第1種3級B
設計速度	80 km/h
車線数	4車線
支間割	110.2 + 110.2 m
桁の設計風速	55 m/s
照査風速	66 m/s（設計風速×1.2）

碓氷橋の架設位置図および一般図を図－4.1～4.2に示し、完成予想写真を写真－4.1に示す。

4.1.2 実験条件

碓氷橋の三次元固有値解析の結果を表－4.1、図－4.3に示す。斜張橋では桁の卓越する振動の他に塔の水平振動にともなう桁の振動もみうけられる。通常、風による振動は最低次の振動モードに着目して実験が行われるが、土木研究所において過去に実施された2径間PC斜張橋の全橋模型試験¹⁾時の対風応答を解析した結果（図－4.4）にも示されるように、最低次の1次モードより等価質量の小さなさほど塔が振動しない固有振動の2次モードが卓越することと確認されており、等価質量の小さなモードを実験対象とすることとした。

ここに等価質量、等価極慣性の計算式および計算結果を示す。

等価質量

$$\begin{aligned} W_{eq} &= \frac{\sum_{全体} w \phi_z^2 dy}{\sum_{桁} \phi_z^2 dy} \\ &= \frac{\sum_{全体} w_i \phi_i^2}{\sum_{桁} \phi_z i^2 dy_i} \end{aligned}$$

等価極慣性

$$\theta_{eq} = \frac{\sum_{全体} w \phi_\theta^2 dy}{\sum_{桁} \phi_\theta^2 dy}$$

$$= \frac{\sum_{\text{全体}} w_i \phi_i^2}{\sum_{\text{桁}} \phi_{\theta i}^2 dy_i}$$

ここで、 W_{eq} ：等価質量 θ_{eq} ：等価極慣性 ϕ ：部材の振動モード（各方向），
 ϕ_z ：鉛直方向振動モード ϕ_{θ} ：Y軸回り振動モード
 ϕ_i ：質点振動モード w ：部材の単位長さあたりの質量
 w_i ：質点質量 dy_i ：質点の支配長

表－4.3 等価質量および等価極慣性

モード	振 動 数	等 価 質 量	モード	振 動 数	等 価 極 慣 性
1	0.44 Hz	27.63 t/m	11	0.44 Hz	148.8 t s ²
2	0.77	6.18	12	0.77	149.8
5	1.05	4.76			

ところで本橋のような質量の大きい橋梁の風洞実験を行う場合、振幅の小さい振動や発現風速域の狭い振動現象を見逃す恐れがある。バネ支持模型試験ではこれを避けるために、まず初めに軽量の模型を用い本橋の橋桁断面形状で起こり得る振動現象を確認し、その結果を参考にして所要の重量の模型を用いた実験を行った。模型縮尺を1/70とした。三分力試験ではバネ支持模型試験と同じ模型を用いた。

タウトストリップ模型試験では、模型縮尺を1/200とし、バネ支持模型試験と同じ固有振動の2次モードの形状と等価質量を所要とし、試験を行うこととした。図－4.5に2次モードとモデルモードを示す。なお、設計案で配置される落下物防止柵は下り車線で橋脚〔P5〕より36m、上り車線で〔P5〕から35mの始点から56mまで設置される計画になっており、これらの検討も実施した。実験気流の選定にあたって、乱れ強さを架設位置の気流に近いものと1/2のものを用いることとした。架設位置の気流と実験気流の特性を表－4.4に示し、気流のパワースペクトル密度関数を図－4.6に示す。また、タウトストリップ模型試験では付加減衰を加えないケースを基本とした。構造減衰を0.02としたケースはシリコンを用いた減衰器を取付けたものであり、モード形状がわずかに変形するが所要の構造減衰の対風応答を推定する際の参考のために行った。

これらの風洞実験におけるバネ支持模型試験およびタウトストリップ模型試験の所要条件を表－4.5に示し、各模型図を付図B－1，B－2に示す。

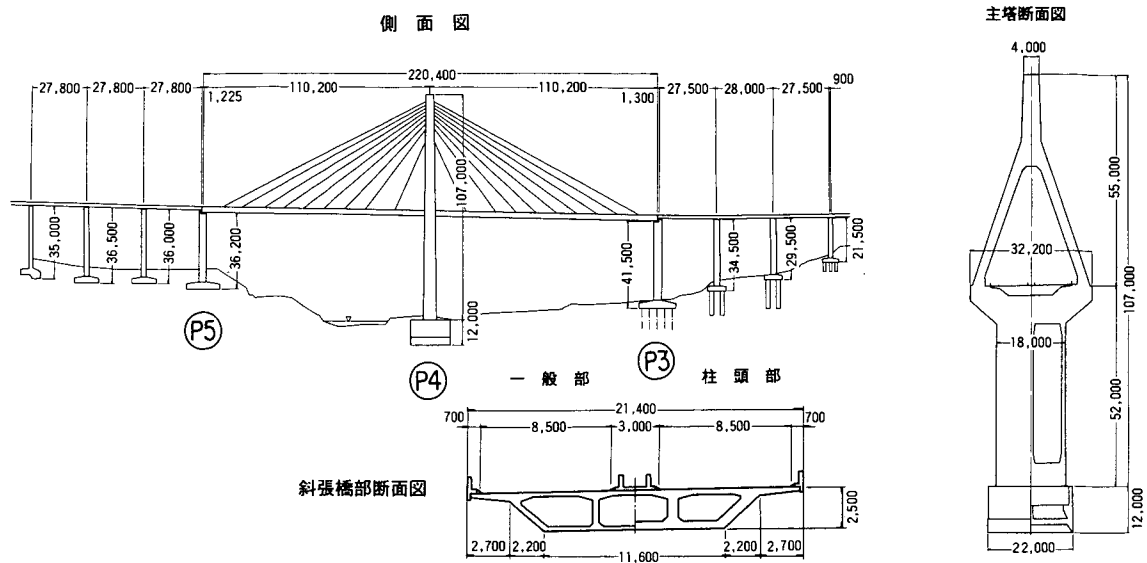


図 - 4.2 一 般 図

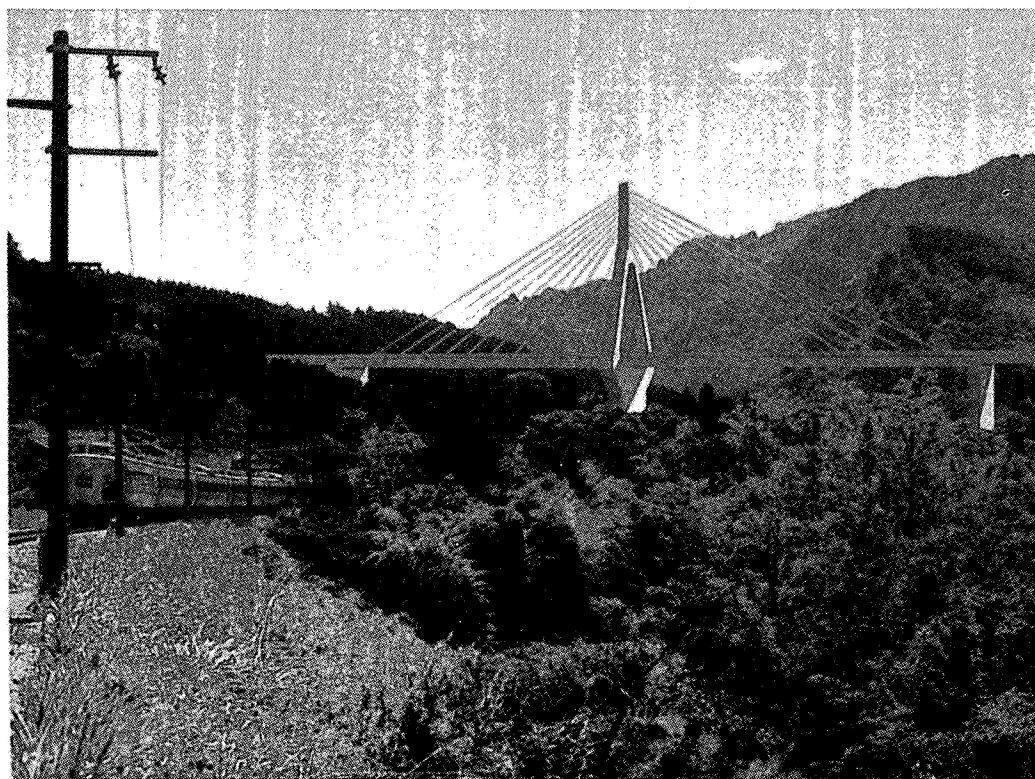


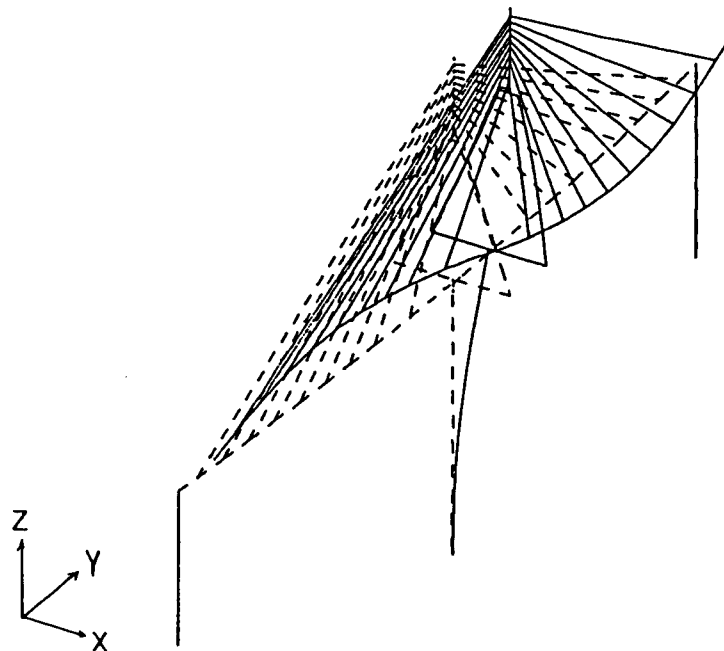
写真 - 4.1 完成予想写真

表-4.1 碓氷橋の三次元固有値解析

モード	周 期 (sec)	刺激係数 β_x	刺激係数 β_y	刺激係数 β_z	
1	2.25	0.00	1.29	0.00	桁, 塔 橋軸 1 次 (2.28)
2	1.30	0.00	0.85	0.04	桁 鉛直逆対称 1 次 (1.31)
3	1.18	2.13	-0.18	0.04	桁, 塔 直角 1 次 (1.18)
4	1.10	0.69	1.60	0.03	P 5 橋軸 1 次
5	0.95	-0.07	-0.04	1.37	桁 鉛直対称 1 次 (0.97)
6	0.78	-0.18	1.34	0.00	P 3 橋軸 1 次
7	0.75	0.54	0.39	0.01	P 5 直角 1 次 (0.79)
8	0.47	-0.01	0.28	0.03	
9	0.45	-0.05	-0.06	0.30	桁 鉛直対称 2 次 (0.46)
10	0.45	0.94	-0.08	0.02	P 3 側径間 1 次 (0.46)
11	0.38	0.01	-0.01	0.00	P 4 ねじれ 1 次
12	0.38	0.05	0.00	0.00	桁 ねじれ 1 次
13	0.32	-0.03	-0.46	-0.04	
14	0.32	-0.41	0.04	0.00	
15	0.31	-1.04	0.05	-0.02	
16	0.27	-0.08	-0.05	-0.01	
17	0.25	0.00	0.33	0.40	
18	0.25	0.16	-1.06	0.00	
19	0.24	0.01	-0.11	1.00	
20	0.24	0.00	0.00	0.00	
21	0.24	0.00	0.00	0.00	
22	0.22	0.03	0.76	-0.19	
23	0.22	-0.61	-0.01	0.01	
24	0.20	0.01	0.06	0.76	
25	0.19	0.02	0.00	0.00	
26	0.19	-0.02	0.00	-0.01	
27	0.18	0.00	-0.82	-0.07	
28	0.16	-0.44	-0.03	0.03	
29	0.16	0.00	0.00	1.21	
30	0.15	-0.61	-0.08	0.00	
31	0.15	-0.10	-1.13	0.01	
32	0.15	0.01	0.08	-0.34	
33	0.14	0.00	-0.01	-0.99	
34	0.14	0.00	0.00	0.00	
35	0.13	0.02	0.01	0.16	
36	0.13	0.01	-0.01	0.02	
37	0.13	0.01	0.00	-0.01	
38	0.12	0.00	0.01	1.30	
39	0.12	0.17	-0.03	0.00	
40	0.11	0.88	-0.12	-0.02	

カッコ内は、二次元解析結果 (周期)

MODE. 1 F HZ= 0.44
 T(S)= 2.2473 PF.Y= 1.2959
 PF.X= 0.0025 PF.Z= -0.0024



MODE 2 F HZ= 0.77
 T(S)= 1.3022 PF.Y= 0.8466
 PF.X= -0.0008 PF.Z= 0.0431

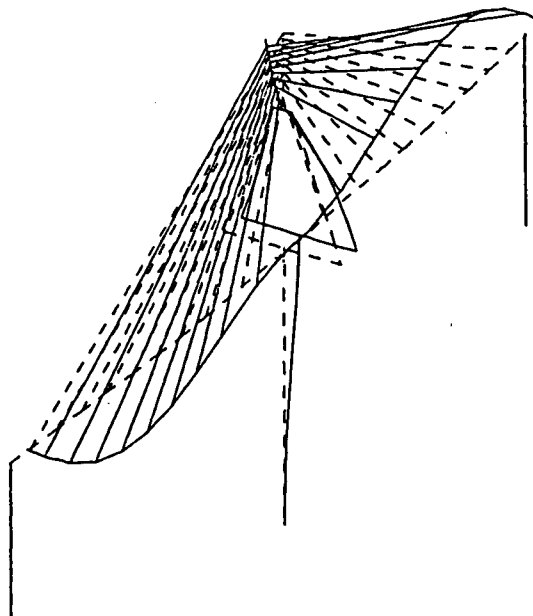
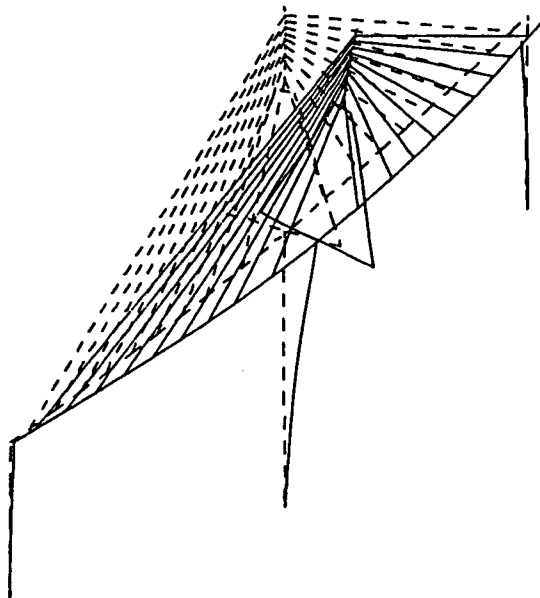


図-4.3 碓氷橋の三次元固有値解析モード図（その1）

MODE 3 F HZ= 0.85
 T(S)= 1.1800 PF.Y= -0.1814
 PF.X= 2.1312 PF.Z= 0.0364



MODE 4 F HZ= 0.91
 T(S)= 1.0975 PF.Y= 1.5989
 PF.X= 0.6863 PF.Z= 0.0257

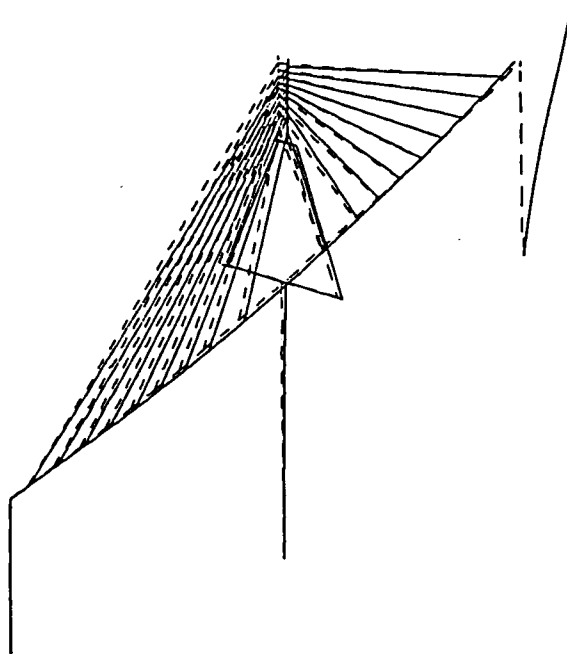
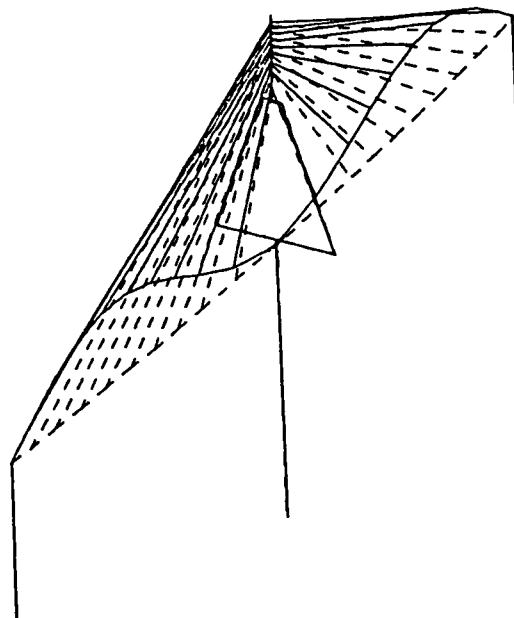


図-4.3 碓氷橋の三次元固有値解析モード図(その2)

MODE 5 F HZ= 1.05
 T(S)= 0.9480 PF.Y= -0.0382
 PF.X= -0.0679 PF.Z= 1.3729



MODE 6 F HZ= 1.28
 T(S)= 0.7824 PF.Y= 1.3362
 PF.X= -0.1809 PF.Z= -0.0040

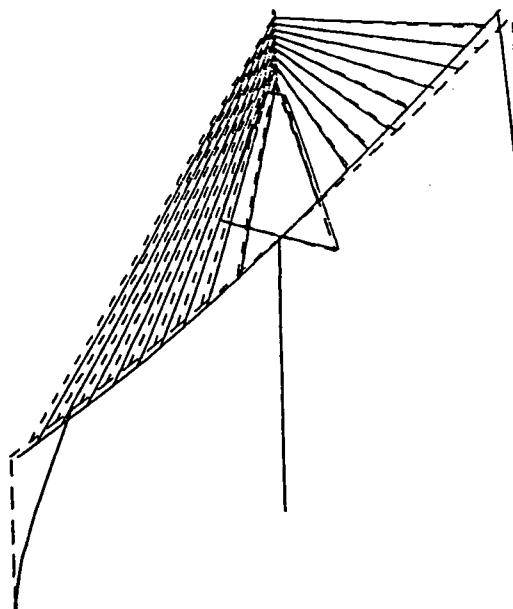
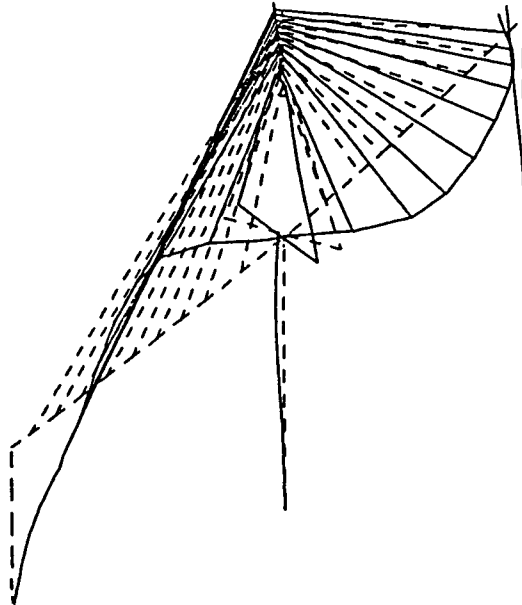


図- 4.3 碓氷橋の三次元固有値解析モード図 (その3)

MODE 11 $F_{HZ} = 2.65$ $T(S) = 0.3779$ $PF.Y = -0.0063$
 $PF.X = 0.0143$ $PF.Z = 0.0005$



MODE 12 $F_{HZ} = 2.65$ $T(S) = 0.3770$ $PF.Y = -0.0006$
 $PF.X = 0.0525$ $PF.Z = -0.0037$

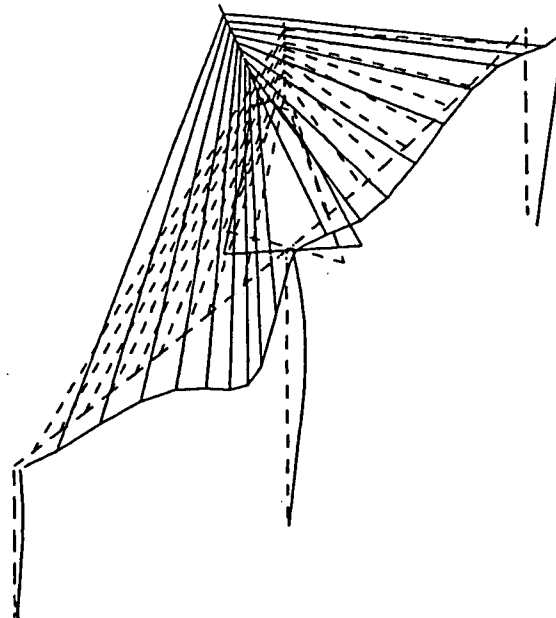


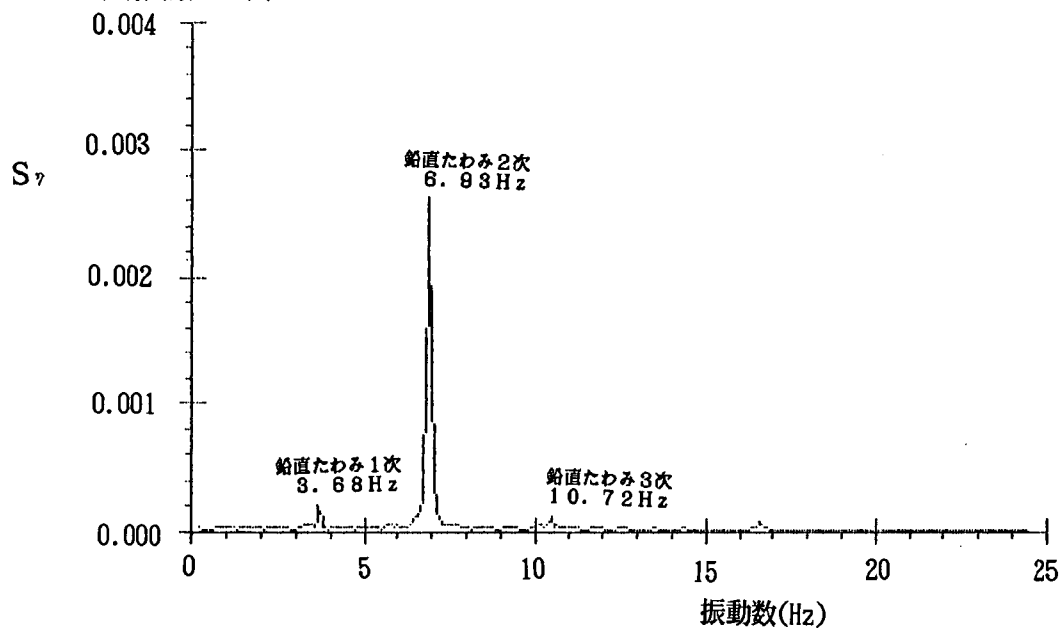
図-4.3 碓氷橋の三次元固有値解析モード図（その4）

表-4.2 実験に用いた気流

	α	I_u	I_w	L_x^u	L_x^w
乱流 I	0.18	8.7%	6.8%	70 m	25 m
乱流 II	0.37	14.1%	9.9%	64 m	25 m

乱流 I

構造減衰 $\delta = 0.05$ サンプルタイム $t = 0.05 \text{ sec}$
 風速域 $8.0 \sim 10.4 \text{ m/s}$ 周波数分解能 0.04 Hz
 平滑回数 20回



乱流 II

構造減衰 $\delta = 0.02$ サンプルタイム $t = 0.05 \text{ sec}$
 風速域 $8.1 \sim 10.4 \text{ m/s}$ 周波数分解能 0.04 Hz
 平滑回数 10回

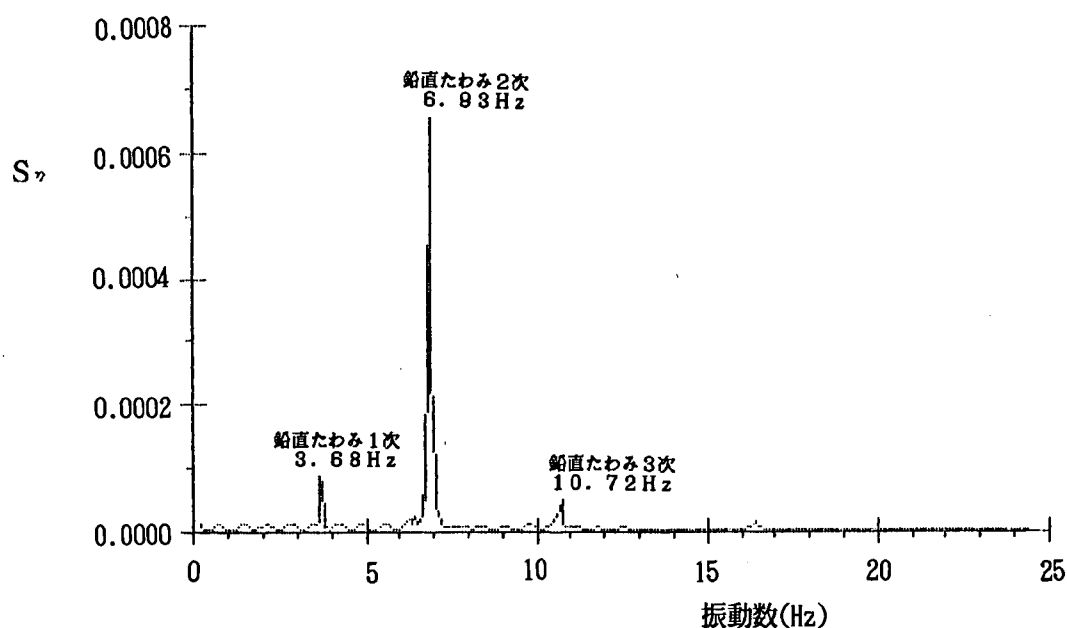


図-4.4 白屋橋全橋模型対風応答

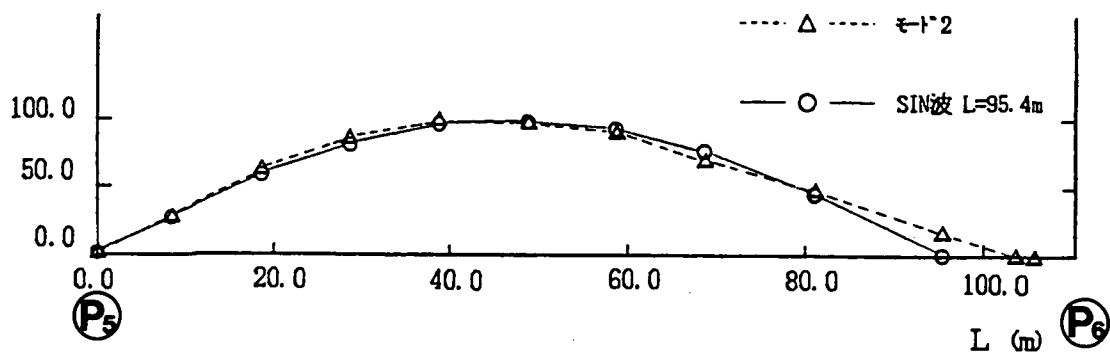
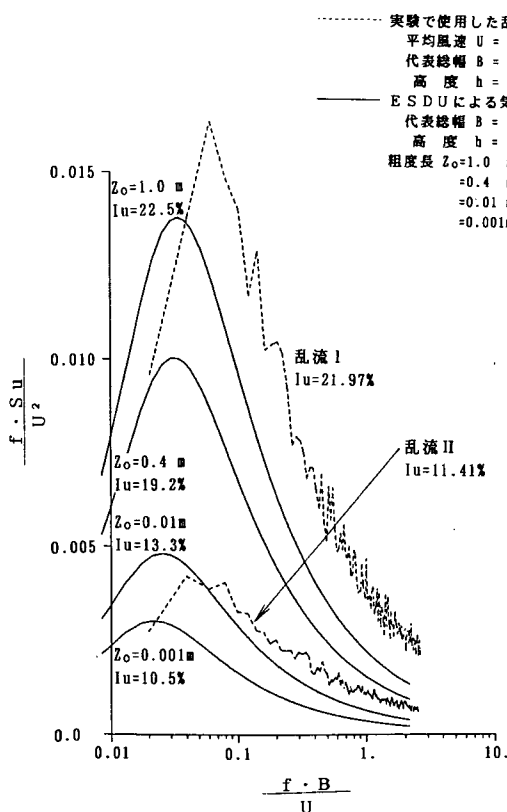


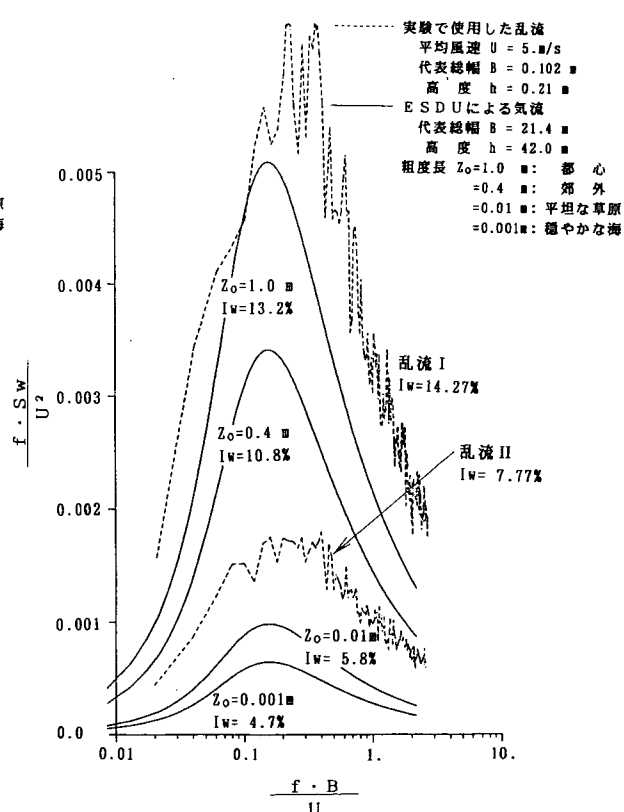
図-4.5 2次モードとモデルモード

表-4.4 架設位置の気流と実験気流の特性

平均風速 U	架設位置の気流 10.9 m/s	実験気流 5.0 m/s	
		乱流 I	乱流 II
乱れ強さ I_u I_w	12.0 ~ 27.7 % (22.1 %) 7.7 ~ 18.8 % (14.3 %)	22.0 % 14.3 %	11.4 % 7.8 %
乱れのスケール L_u L_w	47 ~ 152 m 11 ~ 21 m	50 m 27 m	53 m 27 m



主流方向成分変動風速



鉛直方向成分変動風速

図-4.6 気流のパワースペクトル密度関数

表－ 4.5 風洞試験の所要条件

	実 橋	所 要 値	
		バネ支持模型	タウト模型
縮 尺	—	1/70	1/200
総 幅	21.4 m	305 mm	107 mm
桁 下 空 間	平均 42 m	—	210 mm
桁 高	2.5 m	35.7 mm	12.5 mm
支 間 長	110.2 m	—	模型化 477 mm
質 量	対称 2次モード 5.127 t・s ² /m ²	1.235 kgf・s ² /m ²	$\times 10^{-2}$ 1.035 kgf・s ² /m ²
極慣性モーメント	対称 1次モード 148.62 t・s ²	$\times 10^{-3}$ 6.073 kgf・s ² /m	$\times 10^{-5}$ 9.300 kgf・s ² /m
振 動 数	たわみ： 0.768 Hz ねじれ： 2.646 Hz	—	—

4.2 三分力試験

表－4.6 に示す実験ケースについて抗力、揚力および空力モーメントの空気を計測した。落下物防止柵および遮音壁を有する断面の各空気力係数および三分力図を付図B－3 に示す。

4.2.1 抗力係数

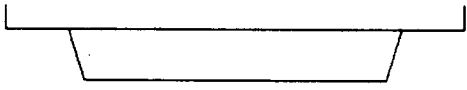
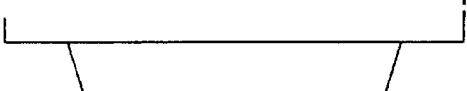
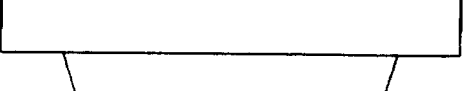
落下物防止柵及び遮音壁設置による迎角 0° の抗力係数を図－4.7 に示す。試験で用いた落下物防止柵上下流設置の抗力係数は、遮音壁上下流設置の値とさほど変わらなかった。また、落下物防止柵上流のみが設置された場合の抗力係数は、下流側のみに設置した場合と比べると小さく、落下物防止柵下流側だけで遮音壁上下流に設置することによる抗力係数と同程度の値が得られていることがわかる。

計測された抗力係数はいずれも設計で用いられている抗力係数より十分に小さい事が明かとなった。

4.2.2 揚力傾斜および空力モーメント

ギャロッピング、バフティングおよびダイバージェンスなどの現象には、空気力係数の値そのものよりも、迎角の変化に対する空気力係数の変化の割合の方が密接に関係する。このうち迎角の変化に対する揚力係数の変化割合の揚力傾斜 ($dC_L/d\alpha$) $\alpha = 0^\circ$ ；空力モーメント傾斜 ($dC_M/d\alpha$) $\alpha = 0^\circ$ と落下物防止柵及び遮音壁設備による関係を図－4.8, 4.9 に示す。基本断面は揚力傾斜大きく他の断面はほぼ同じ傾斜を示している事が明らかになった。また、基本断面では他の断面と空力モーメント傾斜が異なり、他の断面はほぼ同じ傾斜を示している事が明らかになった。

表－4.6 三分力試験の実験ケース

実験ケース	模 型 断 面
基 本	風→ 
基 本 + 落下物防止柵 上流配置	風→ 
基 本 + 落下物防止柵 下流配置	風→ 
基 本 + 落下物防止柵 上下流配置	風→ 
基 本 + 遮 音 壁 上下流配置	風→ 

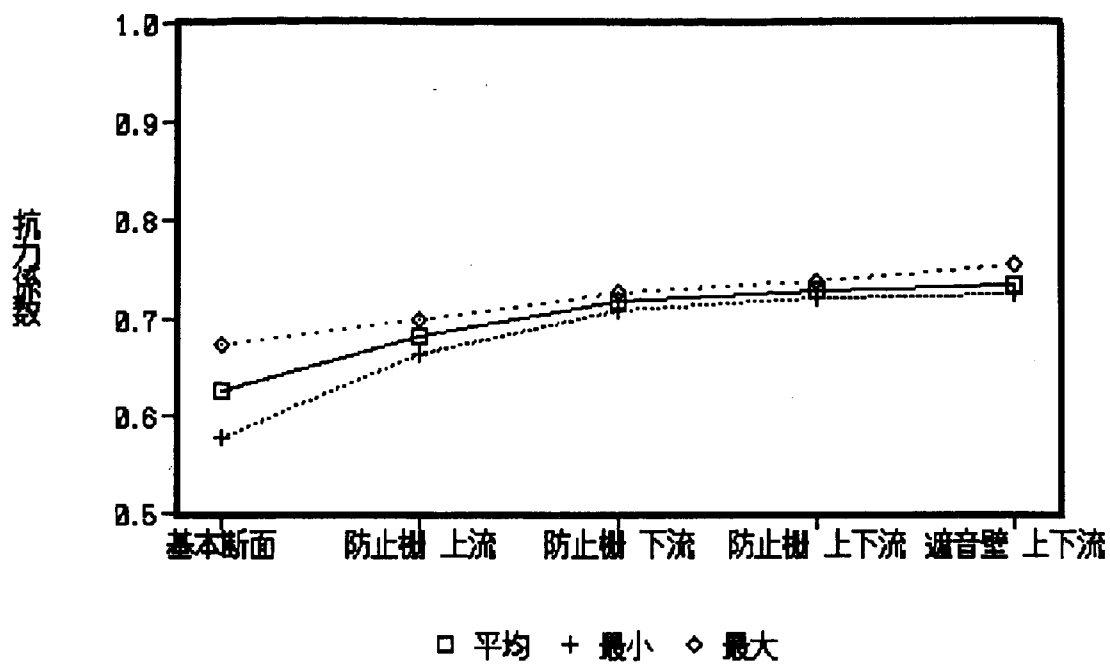


図-4.7 落下物防止柵および遮音壁設置による抵抗力係数

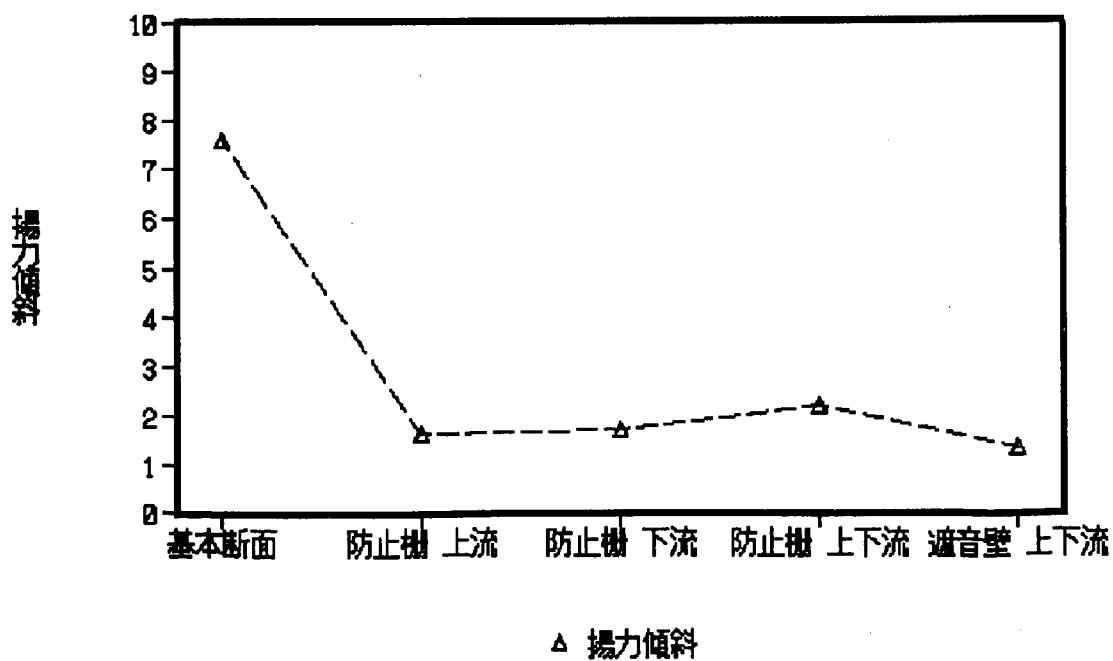


図-4.8 落下物防止柵および遮音壁設置による揚力傾斜

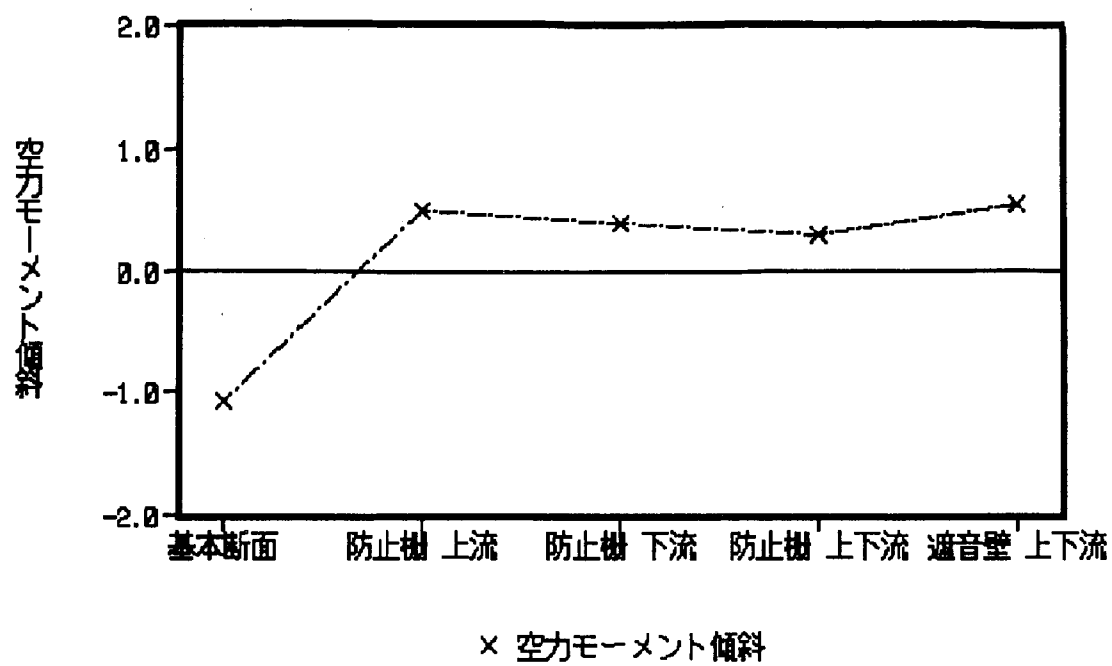


図-4.9 落下物防止柵および遮音壁設置による空力モーメント傾斜

4.3 バネ支持模型試験

4.3.1 実験ケース

碓氷橋のような重量の大きい橋梁の風洞実験を行う場合、振幅の小さい振動や発現風速域の狭い振動現象を見逃す恐れがある。これを避けるために、まず初めに軽量な模型を用い本橋の橋桁断面形状で起こり得る振動現象を確認し、その結果を参考にして所要の重量の模型を用いた実験を行った。実験ケースを表-4.7に示す。

4.3.2 実験結果

1) ねじれ振動

ねじれの振動は軽量模型の実験番号 B-1, B-2, B-4-1, B-6, B-9, B-11-1 で 2 自由度支持の条件で計測をしたケースである。これらの計測で得られた実験結果をまとめ、表-4.8 に示す。

ねじれの渦励振の発現するケースもあるが、いずれも 60 m/s 以上の風速で発現しており、基本断面では迎角 0° の発現風速域が最も低く、66.8 ~ 83.4 m/s であり、迎角 3° では発現していない。落下防止柵を取り付ける事によりこの発現風速域が高くなり、遮音壁上下流設置により、計測した風速域では渦励振の発現はなくなった。

ねじれ振動の発散振動であるフラッターは、計測を行った全てのケースで発生しなかった。碓氷橋の設計風速は 55 m/s であり、フラッター照査風速(設計風速 × 1.2)は 66 m/s となる。フラッターに対しては十分に安全であることが明らかとなった。よって、所要の重量である重量模型についてはねじれの計測を行わないこととした。

2) たわみ振動

たわみ振動は桁断面の持つ対風特性を把握するための軽量模型を用いた実験と所要の重量模型の実験結果を表-4.9, 4.10 に示す。

軽量模型のたわみ渦励振は 2 つの発現域があり、低い発現域の無次元風速は 0.72 ~ 1.14 の領域で、振幅が最大となる無次元風速は 0.94 であった。高い無次元風速域は 1.31 ~ 2.71 であり、最大振幅となる無次元風速は約 2.4 であった。低い無次元風速域の渦励振は振幅が微小であった。また、高い無次元風速域の渦励振は、落下物防止柵を下流側に設置したものと基本断面の両者の応答がほぼ等しく、防止柵を上流に設けた場合と大差無いたことが明らかとなった。すなわち、上流側防止柵の耐風性への影響が大きく、下流側への落下物防止柵設置の影響はほとんど無いたことが明らかとなった。

所要の重量模型において計測されたたわみの渦励振は、基本断面の迎角 3° の場合、重量が所要の値となることにより軽量模型に比べ実橋振幅が 63.1 cm から 30 cm と小さくなり、遮音壁上下流設置の迎角 0° には実橋振幅 85.6 cm (軽量) が 42.3 cm (重量) と小さくなった。落下物防止柵上下流設置の迎角 0° には実橋振幅 48.1 cm (軽量) が 26.2 cm (重量) に下がることが明らかとなった。また、構造減衰を上げることにより、振幅を低減することが出来ることが明らかとなった。

たわみの発散振動であるギャロッピングは実験を行った全ケースで計測されず、ギャロッピング

に対しては十分に安全であることが明かとなった。

表－4.7 バネ支持模型試験の実験ケース

	整理番号	迎角	支持条件	構造減衰		模型断面
				たわみ	ねじれ	
軽 量 模 型	B-1	+3°	2自由度	0.0197	0.0086	基 本
	B-2	0°		0.0201	0.0100	
	B-3	-3°	たわみ1自由度	0.0197	—	防止柵上流
	B-5	+3°		0.0203	—	
	B-4-1	0°	2自由度	0.0198	0.0209	防止柵下流
	B-7	+3°	たわみ1自由度	0.0209	—	
	B-6	0°	2自由度	0.0208	0.0215	防止柵上下流
	B-8	+3°	たわみ1自由度	0.0204	—	
	B-9	0°	2自由度	0.0204	0.0197	遮音壁上下流
	B-10	-3°	たわみ1自由度	0.0193	—	
	B-11-2	+3°		0.0197	—	遮音壁上下流
	B-11-1	0°	2自由度	0.0201	0.0213	
重 量 模 型	B-13-1	+3°	たわみ1自由度	0.0203	—	基 本
	B-13-2	+1°		0.0205	—	
	B-12-5	+3°		0.0201	—	防止柵上流
	B-12-1	0°		0.0203	—	
	B-12-2	0°		0.0396	—	
	B-12-3	0°		0.0596	—	
	B-12-4	0°		0.0210	—	防止柵上下流
	B-14	0°		0.0210	—	
	B-15	0°		0.0201	—	遮音壁上下流

表－4.8 バネ支持模型実験（軽量模型，ねじれ振動）

断面 \ 迎角 \ 振 動			渦 励 振			フラッター
			発現風速域 (m/s)	最大振幅発現風速 (m/s)〔無次元風速〕	実橋換算振幅 (deg.)	発現風速 (m/s)
基 本	+3°	B-1	—	—	—	—
	0°	B-2	66.8 - 83.4	82.1〔1.45〕	1.05°	—
防止柵上流	0°	B-4-1	70.0 -	—	—	—
防止柵下流	0°	B-6	74.0 -	—	—	—
防止柵上下	0°	B-9	65.8 -	75.7〔1.34〕	1.00°	—
遮音壁上下	0°	B-11-1	—	—	—	—

（軽量模型：模型質量 0.4389 kgf s²/m/Model，極慣性モーメント：8.336×10⁻³ kgf m s²/Model，構造減衰：0.02） —：計測されず

表-4.9 バネ支持模型実験（軽量模型，たわみ振動）

断面	振 動		渦 励 振			ギャロッピング
	迎角		発現風速域 (m/s)	最大振幅発現風速 (m/s)〔無次元風速〕	実橋換算振幅 (cm)	発現風速 (m/s)
基 本	+3°	B-1	— 25.0-43.6	— 43.6〔2.65〕	— 63.1	—
	0°	B-2	14.7-17.0 38.5-41.0	15.8〔0.96〕 39.4〔2.40〕	1.6 1.6	—
	-3°	B-3	14.6-17.0 —	15.8〔0.96〕 —	1.6 —	—
防止柵上流	+3°	B-5	— 21.5-42.0	— 41.7〔2.54〕	— 93.7	—
	0°	B-4-1	— 23.2-41.2	— 41.2〔2.51〕	— 59.9	—
防止柵下流	+3°	B-7	11.9-16.9 23.8-44.5	14.6〔0.89〕 42.0〔2.56〕	2.1 55.6	—
	0°	B-6	14.5-17.7 —	16.8〔1.02〕 —	2.1 —	—
防止柵上下	+3°	B-8	— 21.5-43.4	— 39.8〔2.42〕	— 93.6	—
	0°	B-9	14.4-17.7 23.7-43.5	16.6〔1.01〕 41.1〔2.50〕	1.6 48.1	—
	-3°	B-10	15.8-18.8 —	17.0〔1.03〕 —	3.2 —	—
遮音壁上下	+3°	B-11-2	— 21.7-38.0	— 37.2〔2.26〕	— 110.2	—
	0°	B-11-1	10.4-13.4 20.0-36.8	12.1〔0.74〕 36.2〔2.20〕	2.1 85.6	—

（軽量模型：模型質量 $0.4389 \text{ kgf s}^2/\text{m}/\text{Model}$ ，極慣性モーメント： $8.336 \times 10^{-3} \text{ kgf m s}^2/\text{Model}$ ，構造減衰：0.02） —：計測されず

表-4.10 バネ支持模型実験（重量模型，たわみ振動）

断面	振 動		渦 励 振			備 考
	迎角		発現風速域 (m/s)	最大振幅発現風速 (m/s)〔無次元風速〕	実橋換算振幅 (cm)	
基 本	+3°	B-13-1	24.3-38.4	36.6〔2.23〕	30.0	$\delta h = 0.02$
	+1°	B-13-2	31.1-38.6	34.0〔2.07〕	3.7	〃
防止柵上流	+3°	B-12-5	25.0-37.8	37.1〔2.26〕	54.6	〃
	0°	B-12-1	26.2-38.3	36.0〔2.19〕	34.8	$= 0.02$
	0°	B-12-2	25.0-34.4	33.3〔2.03〕	21.4	$= 0.04$
	0°	B-12-3	25.2-32.5	30.6〔1.86〕	9.1	$= 0.06$
	0°	B-12-4	25.2-37.4	36.4〔2.21〕	38.0	タウトモデル 類似試験
防止柵上下	0°	B-14	26.1-36.0	35.0〔2.13〕	26.2	$\delta h = 0.02$
遮音壁上下	0°	B-15	11.8-14.4 21.3-33.2	12.7〔0.77〕 32.2〔1.96〕	1.1 42.3	〃

（軽量模型：模型質量 $1.2394 \text{ kgf s}^2/\text{m}/\text{Model}$ ） —：計測されず

4.4 タウトストリップ模型試験

4.4.1 実験ケース

実験では1mの壁高欄がある場合を基本断面とし、その基本断面に落下物防止柵が設計どおりの配置の場合、風上全体に落下物防止柵が設けられた場合、設計の落下物防止柵を遮音壁とした場合について気流を設定し、実験を行った。実験ケースは表-4.11に示す。

4.4.2 実験結果

表-4.12に実験の結果を示し、図-4.10に気流による鉛直たわみ渦励振振幅を示した。

1) 気流の違いによる対風応答の特徴

① 一様気流中における対風応答

実験を行った全ての断面に対して渦励振が計測された。また、遮音壁を設計どおりに配置した場合、構造減衰を0.007から所要の構造減衰の0.019に上げると実橋のたわみ振幅は36cmから3.2cmと小さくなった。

② 乱流Ⅱ ($I_u = 11.4\%$) 中における対風応答

落下物防止柵を上流側全体に配置したケースに限りたわみの渦励振が計測され、その振幅は構造減衰が0.005から所要の構造減衰の0.021にすると42.8cmから2.6cmとなった。実験を行った他のケースでは渦励振が計測されなかった。

落下防止柵を設計どおりに配置した場合(構造減衰0.007)には、気流の乱れに起因するバフティングが実橋換算風速で40m/sの風速において最大片振幅で5.4cmであった。

③ 乱流Ⅰ ($I_u = 22.0\%$) 中における対風応答

実験を行いたいかなる断面でも渦励振は計測されなかった。落下物防止柵を設計どおりに配置した場合(構造減衰0.008)のバフティングの最大片振幅は実橋換算風速で40m/sの風において11.4cmであった。

2) 模型断面形状による対風応答の特徴

① たわみの渦励振の対風応答

基本断面の一様気流中ではたわみ渦励振の発現域が2つ計測され、最大振幅となる実橋換算風速は16.2および36.2m/sでその振幅は3.6, 3.0cmと微小であった。乱流Ⅱの気流中では発現しなかった。

落下物防止柵上流全体配置では一様気流、乱流Ⅱでたわみの渦励振が発現しており、渦励振の最大振幅は76.0 (T-6), 42.8 (T-8) cmが計測された。乱流Ⅱで所要の構造減衰の場合と乱流Ⅰの気流中では渦励振は計測されなかった。

落下物防止柵を設計どおりに配置したケースでは一様気流中でたわみの渦励振が発現しており、渦励振の最大振幅は47.0cmが計測された。乱流中では渦励振は計測されなかった。

遮音壁を落下物防止柵の設計と同様に配置したケースではたわみ渦励振は一様気流中で発現しており、渦励振の最大振幅36.0cm (T-9) が計測され、所要の構造減衰とした場合、たわみ渦

励振は3.2cm (T-13) が計測された。

② バフティング振動の対風応答

実験結果の表-4.12 に示すように、実橋換算風速 40 m/s では基本断面の応答が一番大きくなり、続いて落下物防止柵上流全体配置、落下物防止柵を設計どおり配置、最後に遮音壁を落下物防止柵の設計どおりと同様に配置した模型となった。

表-4.11 タウト模型試験実験ケース

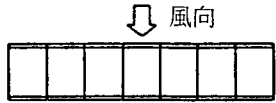
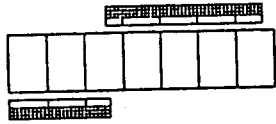
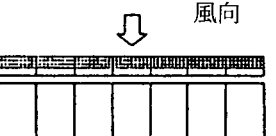
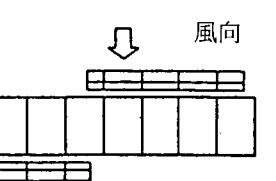
実験番号	模 型 断 面	気 流	備 考
T-1	基本断面 	一様流	
T-2		乱流 I	
T-3	基本断面 + 落下防止柵 (設計配置) 	一様流	
T-4		乱流 I	
T-5		乱流 II	
T-6	基本断面 + 落下防止柵 (上流全体) 	一様流	
T-7		乱流 I	
T-8		乱流 II	
T-12			$\delta \eta = 0.02$
T-9	基本断面 + 遮音壁 (落下防止柵設計配置 と同じ) 	一様流	
T-13			$\delta \eta = 0.02$
T-10		乱流 I	
T-11		乱流 II	

表- 4.12 タウト模型実験結果

模型断面	実験番号	気流	構造減衰	たわみ渦励振			バフティング たわみ振幅	
				発現風速域	最大振幅		20 m/s	40 m/s
					風速	振幅		
基本断面	T-1	一様流	0.0075	14.2-17.4	16.2	3.6	—	—
			0.0075	30.4-42.3	36.2	3.0	—	—
	T-2	乱流 I	0.0067	—	—	9.8 *	2.2	14.1
落下防止柵 設計どおり	T-3	一様流	0.0067	27.5-36.4	33.5	47.0	—	—
	T-4	乱流 I	0.0075	—	—	8.6 *	1.8	11.4
	T-5	乱流 II	0.0072	—	—	5.4 *	0.5	5.4
落下防止柵 上流全体	T-6	一様流	0.0081	26.4-35.4	33.3	76.0	—	—
	T-7	乱流 I	0.0084	—	—	7.5 *	1.3	11.9
	T-8	乱流 II	0.0054	25.0-35.0	31.8	42.8	0.0	8.7
	T-12	〃	0.0209	—	—	2.6 *	0.0	5.4
遮音壁 設計どおり	T-9	一様流	0.0073	30.6-40.5	35.6	36.0	—	—
	T-13	〃	0.0194	26.7-38.7	32.7	3.2	—	—
	T-10	乱流 I	0.0079	—	—	8.3 *	1.6	10.4
	T-11	乱流 II	0.0061	—	—	5.2 *	0.8	6.0

図中の * は一様気流中の渦励振の最大振幅発現風速時のバフティングである。
単位：風速 m/s, 実橋振幅 cm

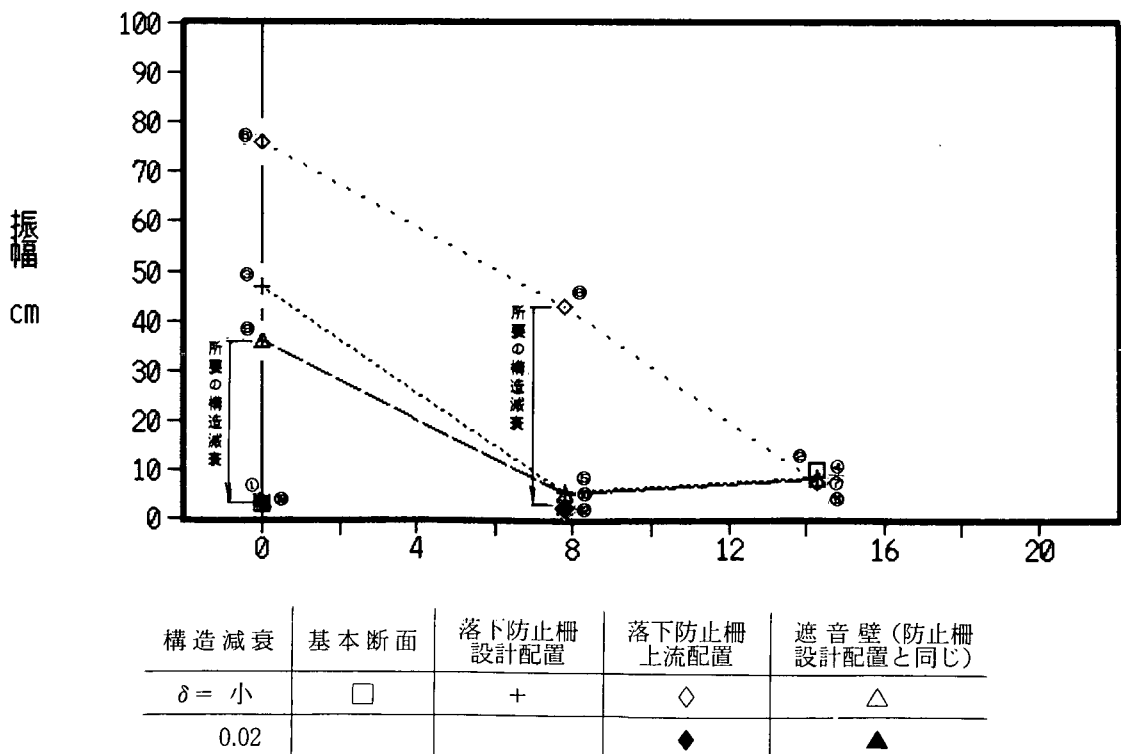


図- 4.10 鉛直たわみ渦励振振幅と乱れ強さ

4.5 考 察

実験条件の異なるバネ支持模型試験およびタウトストリップ模型試験のを比較するにあたって次のようにスクルートン数で比較し、碓氷橋の耐風性の評価を行った。

4.5.1 スクルートン数による風洞実験結果の比較

バネ支持模型実験では軽量模型（無次元質量 $m = 49.02$ ）と所要の重量の重量模型（ $m = 107.9$ ）で構造減衰 $\delta = 0.02$ もしくは 0.04 , 0.06 で実験している。タウトストリップ模型試験では所要の重量の $m = 107.9$ で $\delta = 0.007$ と 0.02 で実験を行った。これらを一様気流中のスクルートン数 Sc （ $Sc = m \times \delta$ ）でたわみ渦励振を比較した。図-4.11 にスクルートン数-振幅図を示す。

バネ支持模型試験とタウトストリップ模型試験の実験手法の違いから振動モード形状の影響を考慮し、たわみ渦励振振幅に対し、バネ支持模型試験で得られた値を 1.3 倍した。図-4.10 で表されている落下物防止柵上流全体設置③、基本断面⑧からたわみ渦励振振幅は次のとおりであり、実験の整合性を確認した。

③ 落下物防止柵上流全体配置の模型違いの影響

模 型	タウトストリップ模型	バネ支持（軽量）
Sc	0.873	→ 0.970
実橋振幅	76.0 cm	→ $59.9 \text{ cm} \times 1.3 = 77.87 \text{ cm}$ （102.5%）

⑧ 基本断面の模型違いの影響

模 型	タウトストリップ模型	バネ支持（軽量）
Sc	0.806	→ 0.985
実橋振幅	3.0 cm	→ $1.6 \text{ cm} \times 1.3 = 2.08 \text{ cm}$ （69.3%）

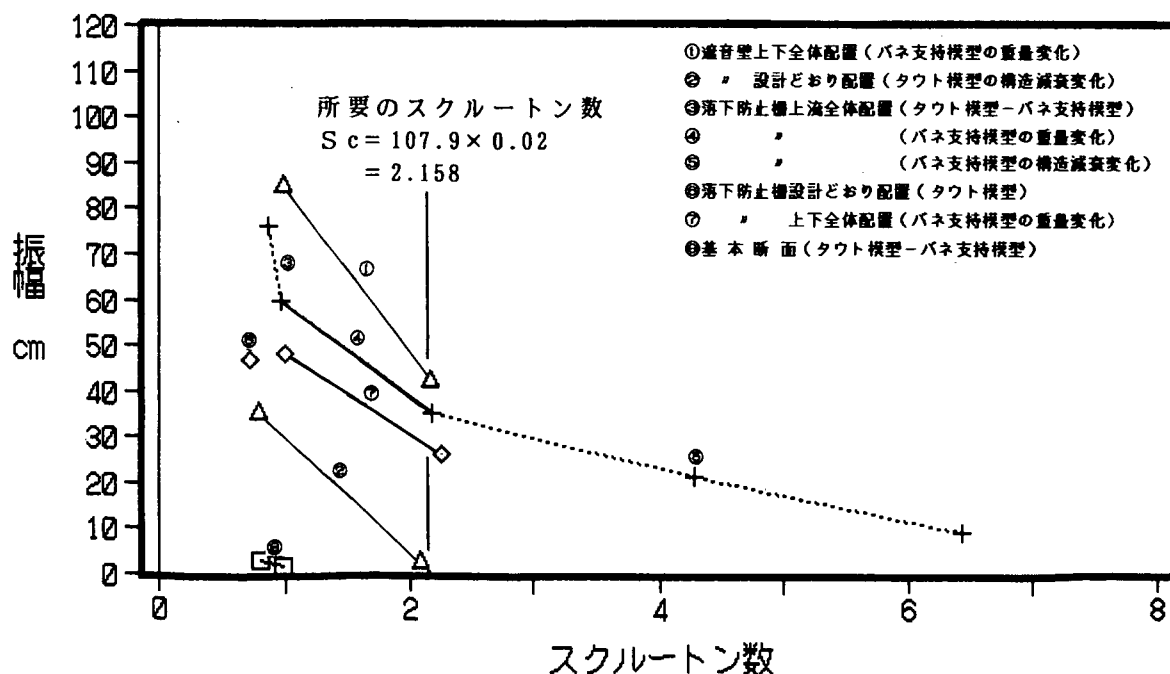


図-4.11 スクルートン数と渦励振

4.5.2 所要構造減衰時の対風応答振幅の推定

タウトストリップ模型試験では所要の構造減衰 0.02 における落下物防止柵を設計どおり配置した場合の対風応答を計測していないため、次のように推定を行った。

① 一様気流中のたわみ渦励振

タウトストリップ模型試験の遮音壁を設計どおり配置した場合のみ付加減衰を加え所要の構造減衰として計測している。この減衰の異なる結果の振幅差を用い落下物防止柵を設計どおり配置した所要の構造減衰の場合の渦励振振幅は次のように推定する。

$$47.0 - (36.0 - 3.2) = 14.2 \text{ cm}$$

② 乱れの効果を考慮したたわみの渦励振振幅

構造減衰が小さな場合、一様気流中ではたわみ渦励振 (33.3 m/s : 47.0 cm) が計測されたが、乱流中に於いてはたわみの渦励振が発現しなくなった。したがって、乱流中で所要の構造減衰の場合には渦励振は発現しないと考えられる。

③ バフエティング振幅の推定

乱流Ⅰの乱流中で起り得るバフエティングについては、落下物防止柵を上流全体配置した実験ケースのみが付加減衰を加え所要の構造減衰でも実験を行っており、この振幅比で風速 40 m/s における乱流Ⅱ中の落下物防止柵を設計どおりに配置した所要の構造減衰時のバフエティング振幅を推定すると

$$5.4 / 8.7 \times 5.4 = 3.35 \text{ cm}$$

となる。この振幅に無付加減衰時の乱流Ⅰと乱流Ⅱの比で補正を行い、落下物防止柵を設計どおりに配置した場合の乱流Ⅰ中のバフエティングの最大片振幅は次のように推定できる。

$$11.4 / 5.4 \times 3.35 = 7.1 \text{ cm}$$

この値は風速 40 m/s で発現する現象として十分に安全であると考えられる。

4.5.3 碓氷橋の耐風安定性の評価

バネ支持模型試験の結果、碓氷橋において問題となると考えられる風による振動現象は、鉛直たわみの渦励振であり、この渦励振は、落下物防止柵によって一様流中ではかなり大きくなることが明かとなった。

タウトストリップ模型実験では、まず構造減衰 δ が 0.007 とかなり小さい値ではあるが、スクルートン数がほぼ等しい場合、バネ支持模型試験の渦励振振幅をモデル補正した振幅がほぼ同じ値となることを確認した。次に、渦励振振幅に対する構造減衰の影響をスクルートン数から考察すると、実橋での下限値程度と考えられる $\delta = 0.02$ で振幅は 14.2 cm 程度と予測された。このように、一様流中においては、バネ支持模型試験およびタウトストリップ模型実験において渦励振の発現が予測された。

これに対し、乱流中では渦励振振幅は低減し 10 % 程度の風の乱れによって、落下物防止柵を上流全体に取り付けた場合の渦励振の振幅は 76 cm から 43 cm に低減した。また、設計どおりに配置し

た場合は、一様流中で47 cmだったものが発現しなくなった。両者に対する乱流の影響は落下物防止柵が取り付けられている部分と取り付けられていない部分の乱れに対する影響が異なっていたためと考えられ、落下物防止柵の取り付けられない部分に働く気流の乱れによる渦励振抑止力が相対的に大きかったためと考えられる。

このように、弱い乱れ強さの気流によって渦励振は、構造減衰 δ が0.007 くらいの場合でも抑制されることが明かとなった。したがって、落下物防止柵が設計どおりの配置である場合には十分に安全であると考えられる。なお、乱流中ではバフエティングが発現するがこの振幅も十分に小さいと考えられる。

碓氷橋に設置される落下物防止柵は橋梁全体に配置されるのではなく、設置されない径間は基本断面で振動も計測されていない所であり、この径間が設置される径間と打ち消し合い発現する振幅もより小さくなると考えられる。

4.6 まとめ

基本断面，落下物防止柵及び遮音壁を設置した断面では，発散振動（フラッター，ギャロッピング）及びねじれの渦励振に対しては十分な耐風性を有していることが解った。

たわみの渦励振は，基本断面及び落下物防止柵を下流側に設置した断面では吹上げの風の場合に発現するが，水平，吹下げの風の場合に発現していない。一方，基本断面に落下物防止柵を上流側及び上下流に設置した断面では，水平の風の場合も発現するようになった。遮音壁を設置した断面では大振幅が計測され，上流側に遮音壁を設置する事がたわみの渦励振を発現させ，耐風性を損なうことが明らかになった。

橋梁断面の抗力係数をみると，落下物防止柵が下流にある場合の抗力係数は遮音壁がある場合の値とさほど変わりがない。上流の防止柵のみが設置された場合の抗力係数は下流側のみに落下物防止柵が設置された場合と比べるとかなり小さく，基本断面より大きな値となっている。本断面の場合，下流側にあることで抗力係数の値に影響を与えている。試験から得られた抗力係数値は設計に用いている抗力係数よりも十分に小さな値であった。

橋梁に落下物防止柵及び遮音壁を設置するような地点は都市部が多く，風の乱れを期待できる。風の乱れにより渦励振は低減もしくは発現しなくなることがタウトストリップ模型試験で確認することができた。

碓氷橋のように落下物防止柵が部分的に片寄って設置されるような場合，振動を起こす部分と起こさない部分でキャンセルしあうために，タウトストリップ模型試験の落下物防止柵を設計どおり配置した場合にはたわみの渦励振が発現しなかったと考えられる。また，碓氷橋は2径間斜張橋で落下物防止柵が設置されない径間は基本断面であり，振動も計測されていない断面であることから，たわみの渦励振は基本断面の径間と落下物防止柵が設置される径間と打ち消し合い発現する振幅もより小さくなると考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所；白屋橋耐風性調査報告書，昭和62年1月

5. 遮音壁を有する橋桁の耐風設計

5.1 風 荷 重

(1) 従来の風荷重規定

道路示方書（昭和55年2月）では遮音壁を設置した場合の橋桁に対する風荷重規定は明確には記述されておらず、風荷重が単位面積当たりで規定されていたため、遮音壁により投影面積が格段に増加するにも関わらずこの規定を準用していたケースが多い。

一方、阪神高速道路公団と名古屋高速道路公社では独自の設計要領の中で遮音壁が設置された場合の風荷重規定を与えている。これらを付属資料C-1、C-2に示す。

阪神公団の設計風荷重基準（案）では、遮音壁の高さを含むHを用いて桁高比 B/H が $B/H \geq 3$ の場合と $1 < B/H \leq 3$ の場合とに分けて、前者では $300 \nu_0$ (kg/m^2)、後者では $(420 - 40 \cdot B/H) \nu_0$ (kg/m^2) としている。

(2) 実験結果の取りまとめ

風荷重に関する今回の風洞実験結果と今までに得られている実験結果を抗力係数で整理し、桁高比に対して整理したのが図-5.1である。この図より桁高比の増加と共に抗力係数が低減して行くのが分かる。その包絡線は、充実橋桁の抗力係数とほぼ一致することから、設計では同じ桁高比を持つ橋桁の風荷重を用いても良いことになる。

(3) 平成2年道路橋示方書の改訂

平成2年2月に道路橋示方書が改訂され、風荷重に関しても変更されたが、その内の一つが遮音壁を有する橋桁の風荷重規定が新たに設けられたことである。関係の条文を付属資料C-3に示す。

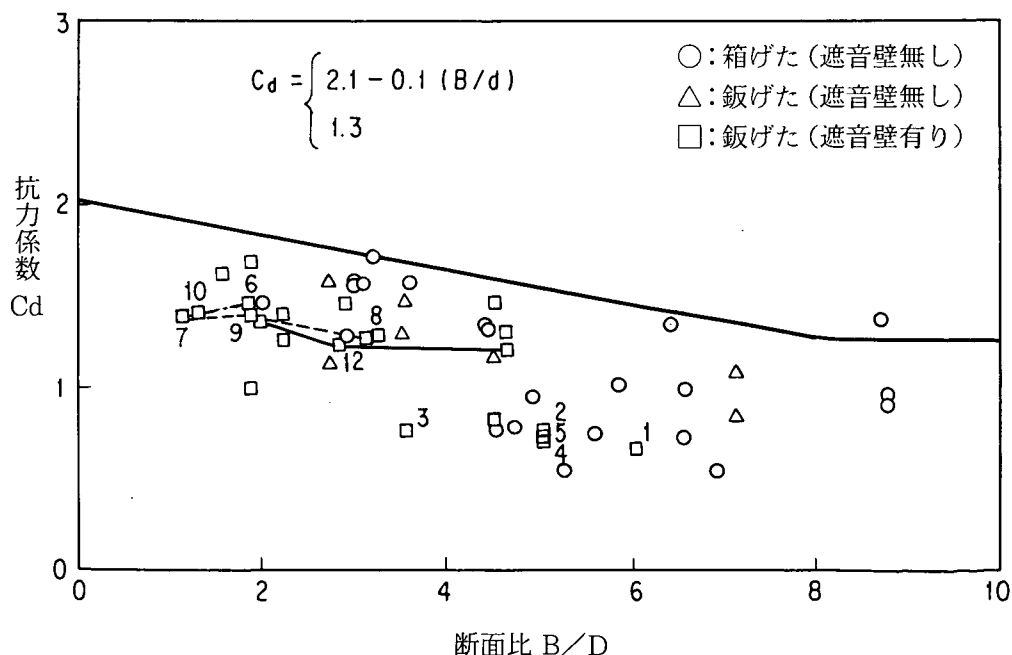


図-5.1 桁高比と抗力係数

5.2 風による振動

(1) 実験結果の取りまとめ

今回試験対象としたスパン 50 ～ 100 m 程度の道路橋では通常自励振動やねじれの渦励振が問題となることはないと思われる。たわみの渦励振に関しては、遮音壁等の設置により見かけの桁高比 B/D が小さくなることにより、発現する振幅が大きくなる場合があることが明らかになった。

また、碓氷橋のように落下物防止柵が部分的に設置される場合には、防止柵を設置される部分とされない部分とが影響し合い、発現する振幅が小さくなることが判った。

さらに、風の乱れが大きい場合には、たわみの渦励振も低減もしくは発現しなくなることが確認できた。

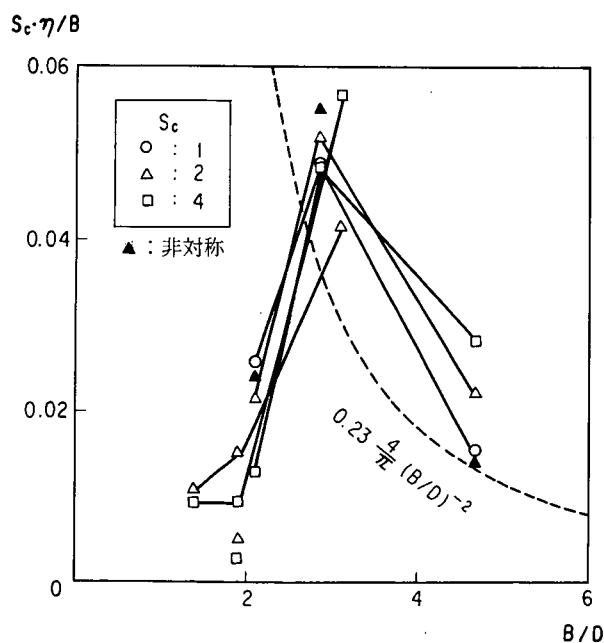
(2) 発現振幅の予測

渦励振振幅の推定に通常用いられる Bridge Aerodynamics⁽²⁾ の推定式と本実験の結果とを比較したのが図－5.2 である。本実験で対象とした $B/D = 1 \sim 5$ の範囲では推定式とかなり異なる傾向を示し、 $B/D = 1 \sim 3$ では過剰に安全側の推定となり、 $B/D = 3 \sim 5$ ではやや危険側の推定となることが判った。

また、遮音壁が非対称に設置された場合には、上流側の桁高が渦励振の発現振幅を規定するといことが明らかになった。

ただし、遮音壁等が設置される断面のたわみ渦励振発現振幅の予測に関しては、さらにデータを収集する必要があると思われる。

本研究を実施するにあたり、日本道路公団東京第二建設局構造技術課、同富岡工事事務所松井田工事区の方々にお世話いただいた。記して感謝の意を表す。



図－5.2 振幅と桁高比

付属資料A

付図A－1 三分力曲線

A－2 バネ支持実験条件

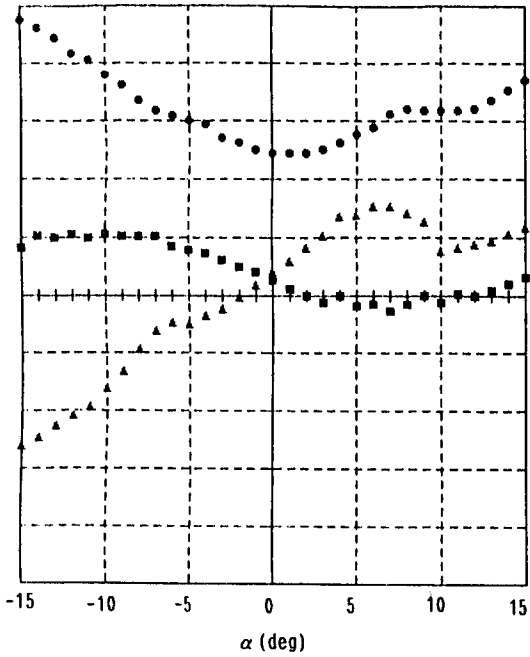
A－3 風速－振幅曲線



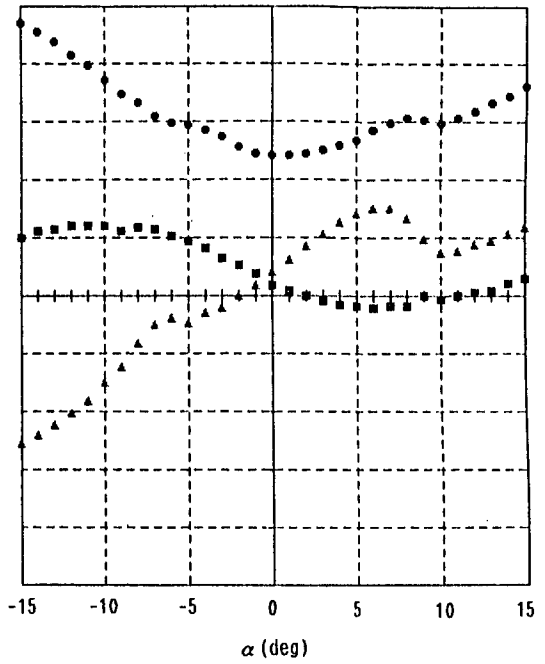
風速	8.07 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.222
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	3.636
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	-0.674

外郭面積	0.054502 m ²
投影面積	0.054502 m ²
充塞率	100 %
模型幅	0.250 m

C_D ●	C_L ▲	C_M ■
2.50	1.50	0.40
2.00	1.20	0.32
1.50	0.90	0.24
1.00	0.60	0.16
0.50	0.30	0.08
0.00	0.00	0.00
-0.50	-0.30	-0.08
-1.00	-0.60	-0.16
-1.50	-0.90	-0.24
-2.00	-1.20	-0.32
-2.50	-1.50	-0.40



風速	16.10 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.205
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	3.801
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	-0.664

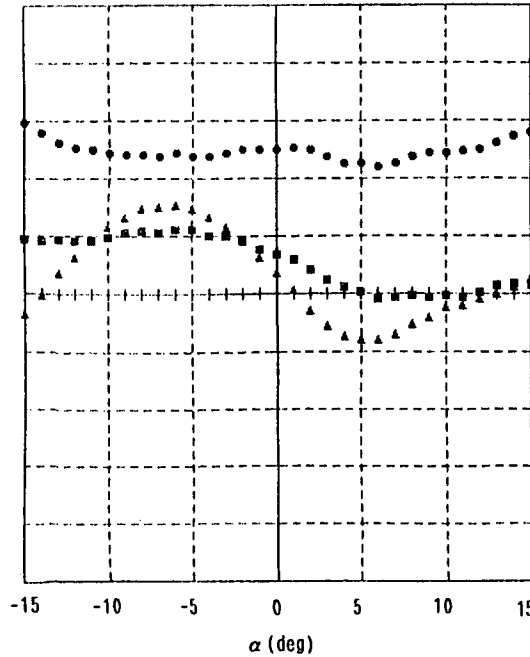


付図A-1.1 三分力曲線 (橋桁15m, 防音壁1m)

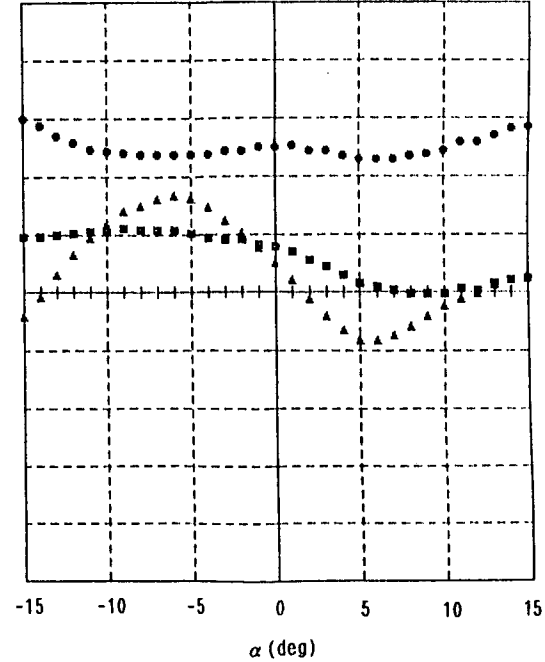
風速	8.01 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.245
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	-4.723
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	-0.431

外郭面積	0.087136 m ²
投影面積	0.087136 m ²
充塞率	100 %
模型幅	0.250 m

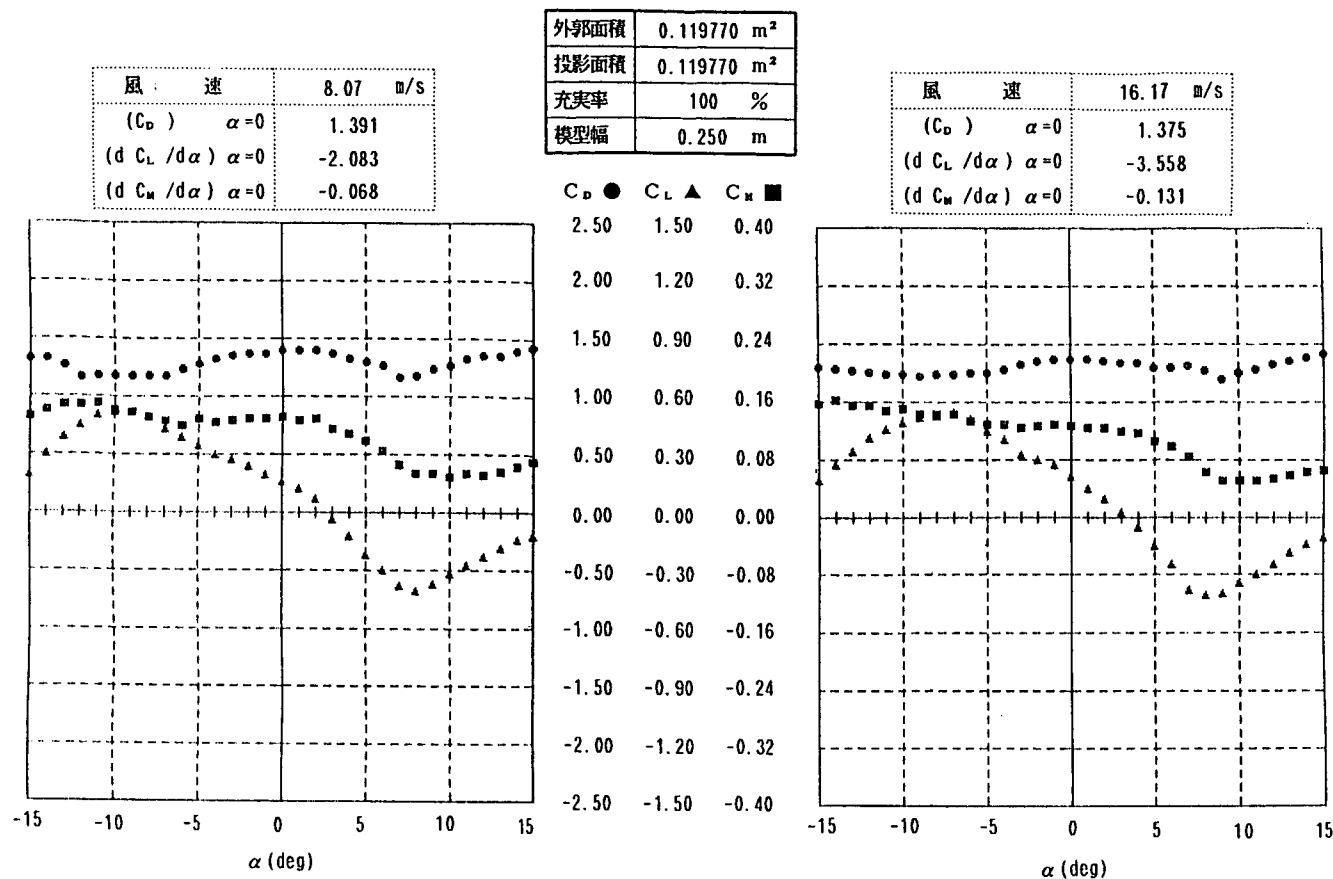
C_D ●	C_L ▲	C_M ■
2.50	1.50	0.40
2.00	1.20	0.32
1.50	0.90	0.24
1.00	0.60	0.16
0.50	0.30	0.08
0.00	0.00	0.00
-0.50	-0.30	-0.08
-1.00	-0.60	-0.16
-1.50	-0.90	-0.24
-2.00	-1.20	-0.32
-2.50	-1.50	-0.40



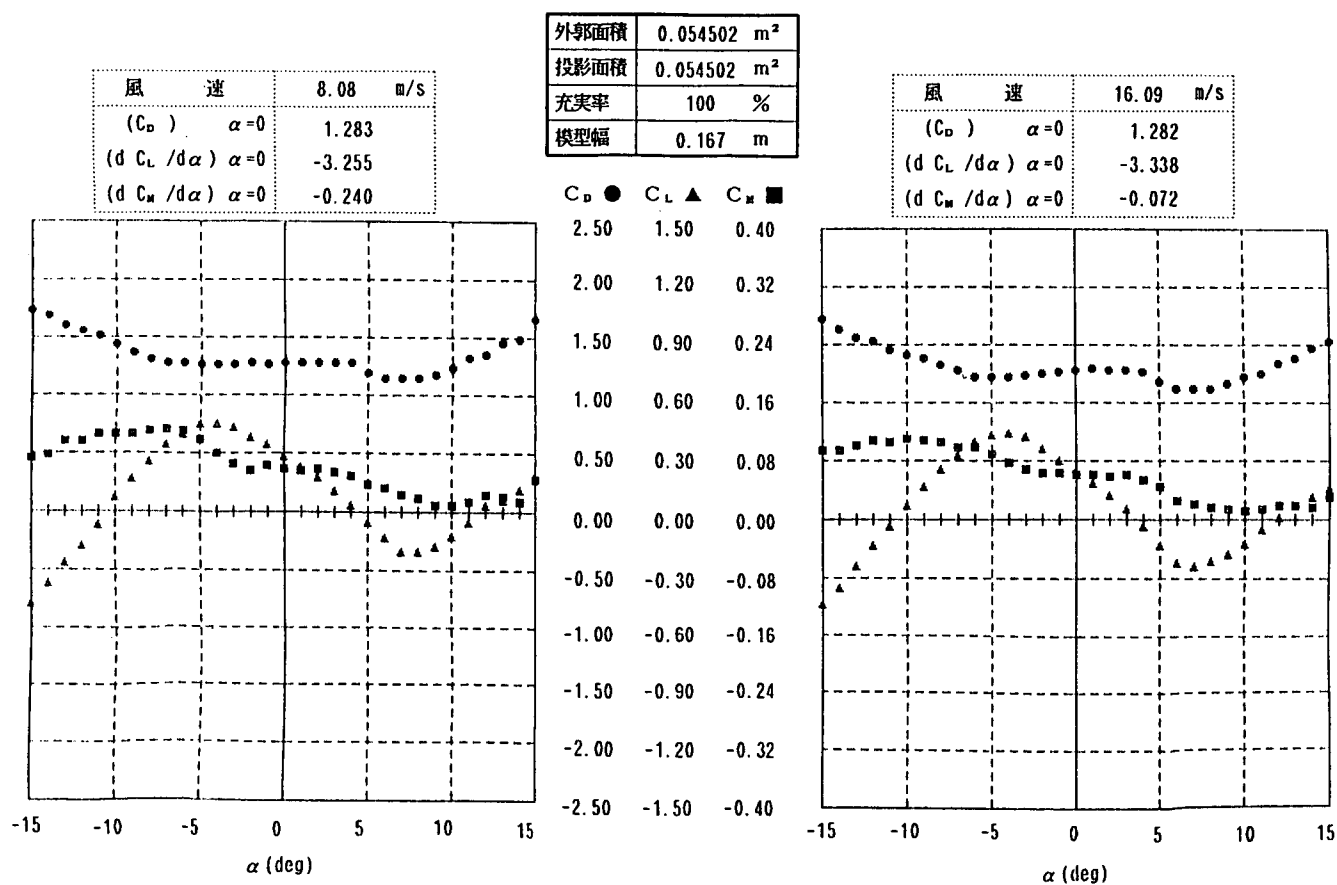
風速	16.05 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.255
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	-4.896
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	-0.259



付図A-1.2 三分力曲線 (橋桁15m, 防音壁3m)



付図A-1.3 三分力曲線（橋桁15m，防音壁5m）

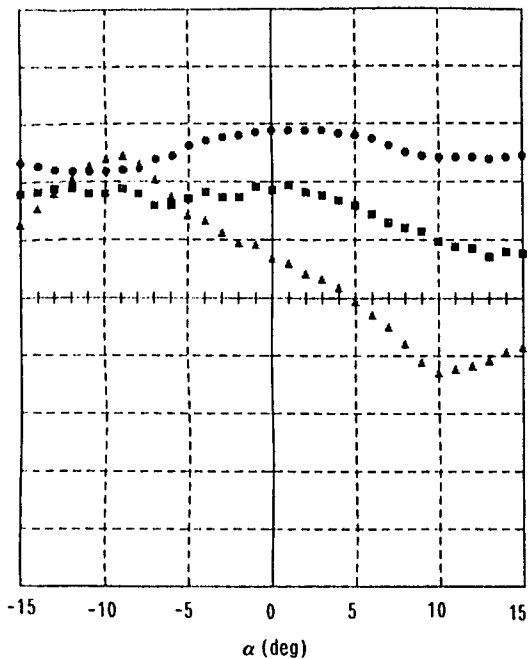


付図A-1.4 三分力曲線（橋桁10m，防音壁1m）

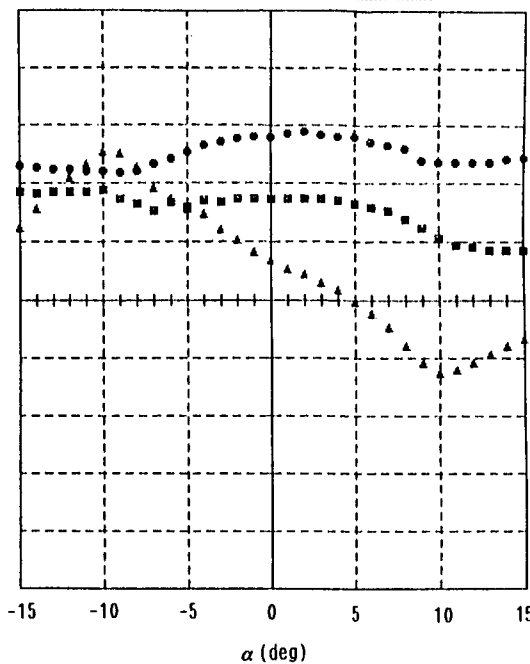
風速	8.02 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.434
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	-2.654
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	0.070

外郭面積	0.087136 m ²
投影面積	0.087136 m ²
充実率	100 %
模型幅	0.167 m

$C_D \bullet$	$C_L \blacktriangle$	$C_M \blacksquare$
2.50	1.50	0.40
2.00	1.20	0.32
1.50	0.90	0.24
1.00	0.60	0.16
0.50	0.30	0.08
0.00	0.00	0.00
-0.50	-0.30	-0.08
-1.00	-0.60	-0.16
-1.50	-0.90	-0.24
-2.00	-1.20	-0.32
-2.50	-1.50	-0.40



風速	16.06 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.391
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	-2.482
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	0.009

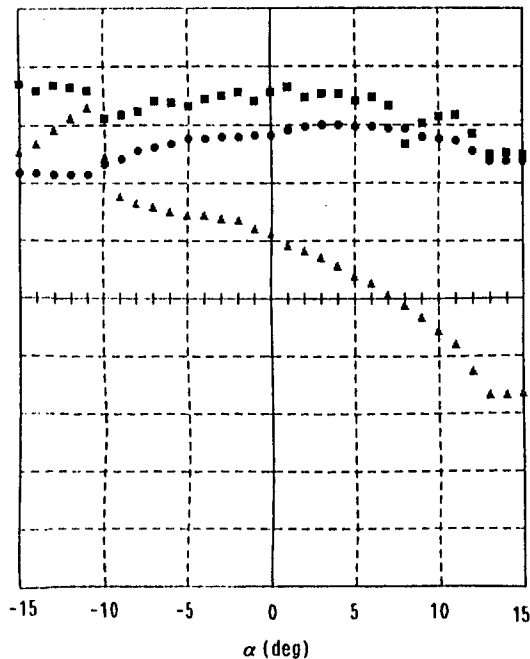


付図A-1.5 三分力曲線 (橋桁10m, 防音壁3m)

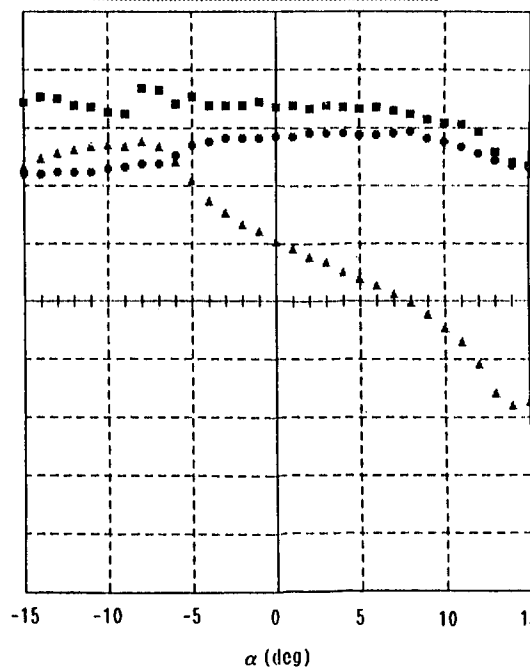
風速	8.04 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.419
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	-2.415
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	0.563

外郭面積	0.119770 m ²
投影面積	0.119770 m ²
充実率	100 %
模型幅	0.167 m

$C_D \bullet$	$C_L \blacktriangle$	$C_M \blacksquare$
2.50	1.50	0.40
2.00	1.20	0.32
1.50	0.90	0.24
1.00	0.60	0.16
0.50	0.30	0.08
0.00	0.00	0.00
-0.50	-0.30	-0.08
-1.00	-0.60	-0.16
-1.50	-0.90	-0.24
-2.00	-1.20	-0.32
-2.50	-1.50	-0.40



風速	16.05 m/s
$(C_D) \alpha=0$	1.428
$(d C_L / d \alpha) \alpha=0$	-2.587
$(d C_M / d \alpha) \alpha=0$	-0.170

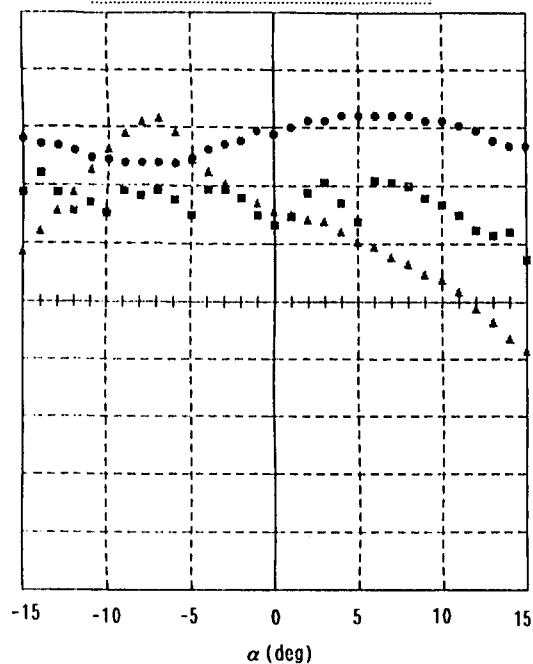


付図A-1.6 三分力曲線 (橋桁10m, 防音壁5m)

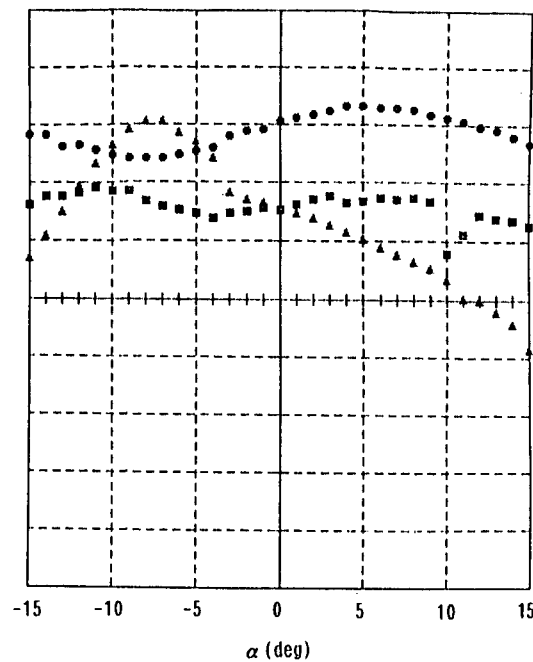
風速		8.04 m/s
(C_D)	$\alpha=0$	1.448
$(d C_L / d \alpha)$	$\alpha=0$	-1.844
$(d C_M / d \alpha)$	$\alpha=0$	-0.034

外郭面積	0.054450 m ²
投影面積	0.054450 m ²
充実率	100 %
模型幅	0.100 m

風速		16.07 m/s
(C_D)	$\alpha=0$	1.531
$(d C_L / d \alpha)$	$\alpha=0$	-1.477
$(d C_M / d \alpha)$	$\alpha=0$	0.161



C_D ●	C_L ▲	C_M ■
2.50	1.50	0.40
2.00	1.20	0.32
1.50	0.90	0.24
1.00	0.60	0.16
0.50	0.30	0.08
0.00	0.00	0.00
-0.50	-0.30	-0.08
-1.00	-0.60	-0.16
-1.50	-0.90	-0.24
-2.00	-1.20	-0.32
-2.50	-1.50	-0.40

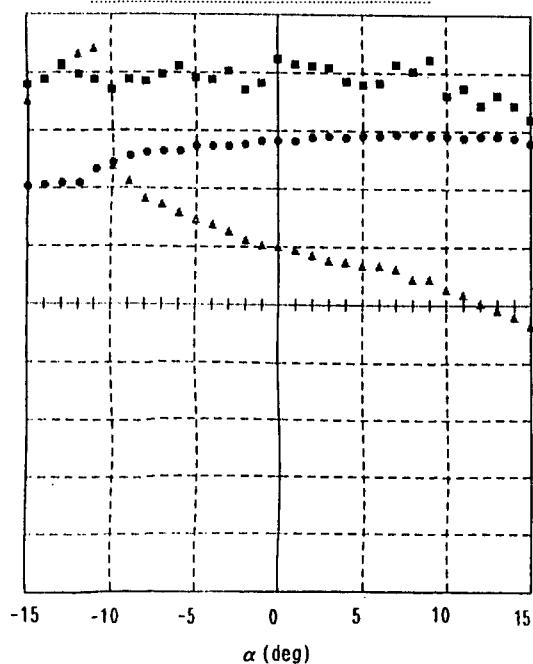


付図A-1.7 三分力曲線（橋桁6 m，防音壁1 m）

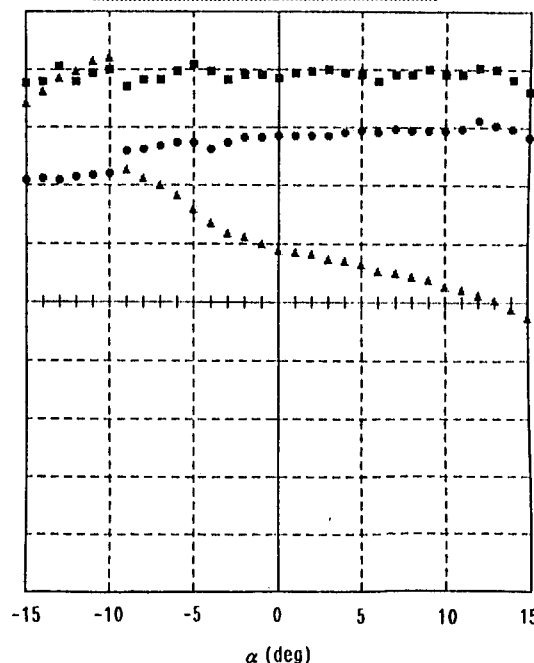
風速		8.02 m/s
(C_D)	$\alpha=0$	1.418
$(d C_L / d \alpha)$	$\alpha=0$	-0.742
$(d C_M / d \alpha)$	$\alpha=0$	0.755

外郭面積	0.087080 m ²
投影面積	0.087080 m ²
充実率	100 %
模型幅	0.100 m

風速		16.03 m/s
(C_D)	$\alpha=0$	1.423
$(d C_L / d \alpha)$	$\alpha=0$	-1.301
$(d C_M / d \alpha)$	$\alpha=0$	0.062



C_D ●	C_L ▲	C_M ■
2.50	1.50	0.40
2.00	1.20	0.32
1.50	0.90	0.24
1.00	0.60	0.16
0.50	0.30	0.08
0.00	0.00	0.00
-0.50	-0.30	-0.08
-1.00	-0.60	-0.16
-1.50	-0.90	-0.24
-2.00	-1.20	-0.32
-2.50	-1.50	-0.40



付図A-1.8 三分力曲線（橋桁6 m，防音壁3 m）

付図A-2.1 実験条件(その1)

実験番号	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6
重量	3.712 kgf/model	3.712 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model
$m / \rho B^2$	47.720	47.384	96.239	96.695	96.848	96.772
振動数(たわみ)	3.883 HZ	3.860 HZ	3.936 HZ	3.924 HZ	3.936 HZ	3.925 HZ
構造減衰(たわみ)	0.01991	0.01989	0.01991	0.02030	0.04003	0.03994
模型	橋桁	15 m	15 m	15 m	15 m	15 m
	防音壁	1 m	1 m	1 m	1 m	1 m

付図A-2.2 実験条件(その2)

実験条件	B-7	B-8	B-9	B-10	B-11	B-12
重量	3.741 kgf/model	3.741 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model
$m / \rho B^2$	48.474	48.436	100.177	100.259	98.643	100.013
振動数(たわみ)	3.870 HZ	3.844 HZ	3.941 HZ	3.928 HZ	3.939 HZ	3.927 HZ
構造減衰(たわみ)	0.02025	0.02039	0.02031	0.02014	0.04020	0.04007
模型	橋桁	15 m	15 m	15 m	15 m	15 m
	防音壁	3 m	3 m	3 m	3 m	3 m

付図A-2.3 実験条件(その3)

実験条件	B-13	B-14	B-15	B-16	B-17	B-18
重量	3.750 kgf/model	3.750 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model	7.498 kgf/model
$m / \rho B^2$	49.375	49.176	97.002	98.011	98.405	98.485
振動数(たわみ)	3.842 HZ	3.842 HZ	3.937 HZ	3.925 HZ	3.938 HZ	3.925 HZ
構造減衰(たわみ)	0.01997	0.02032	0.01996	0.01991	0.04032	0.03973
模型	橋桁	15 m	15 m	15 m	15 m	15 m
	防音壁	5 m	5 m	5 m	5 m	5 m

付図A-2.4 実験条件(その4)

実験条件	B-19	B-20	B-21	B-22	B-23	B-24
重量	3.331 kgf/model	3.331 kgf/model	6.684 kgf/model	6.684 kgf/model	6.684 kgf/model	6.684 kgf/model
$m / \rho B^2$	95.663	97.500	188.846	190.168	191.658	191.508
振動数(たわみ)	5.952 HZ	5.934 HZ	5.711 HZ	5.702 HZ	5.707 HZ	5.702 HZ
構造減衰(たわみ)	0.01992	0.02037	0.01986	0.02025	0.04022	0.04039
模型	橋桁	10 m	10 m	10 m	10 m	10 m
	防音壁	1 m	1 m	1 m	1 m	1 m

付図A-2.5 実験条件(その5)

実験番号	B-25	B-26	B-27	B-28	B-29	B-30
重量	3.376 kgf/model	3.376 kgf/model	6.670 kgf/model	6.670 kgf/model	6.670 kgf/model	6.670 kgf/model
$m / \rho B^2$	98.660	99.214	192.463	191.406	187.581	189.328
振動数(たわみ)	5.926 HZ	5.912 HZ	5.718 HZ	5.707 HZ	5.717 HZ	5.707 HZ
構造減衰(たわみ)	0.02011	0.01987	0.02046	0.02013	0.04031	0.04033
模 型	橋 桁	10 m	10 m	10 m	10 m	10 m
	防音壁	3 m	3 m	3 m	3 m	3 m

付図A-2.6 実験条件(その6)

実験番号	B-31	B-32	B-33	B-34	B-35	B-36
重量	3.420 kgf/model	3.420 kgf/model	6.682 kgf/model	6.682 kgf/model	6.682 kgf/model	6.682 kgf/model
$m / \rho B^2$	96.776	98.762	191.751	194.342	196.214	196.846
振動数(たわみ)	5.874 HZ	5.854 HZ	5.710 HZ	5.702 HZ	5.715 HZ	5.703 HZ
構造減衰(たわみ)	0.02001	0.02025	0.01989	0.01983	0.04028	0.04037
模 型	橋 桁	10 m	10 m	10 m	10 m	10 m
	防音壁	5 m	5 m	5 m	5 m	5 m

付図A-2.7 実験条件(その7)

実験条件	B-37	B-38	B-39	B-40	B-43	B-44
重量	2.389 kgf/model	2.389 kgf/model	2.379 kgf/model	2.379 kgf/model	2.422 kgf/model	2.422 kgf/model
$m / \rho B^2$	195.177	195.961	192.663	194.984	192.930	198.031
振動数(たわみ)	7.081 HZ	7.058 HZ	7.073 HZ	7.051 HZ	7.013 HZ	6.992 HZ
構造減衰(たわみ)	0.01039	0.01030	0.01992	0.01971	0.01000	0.01027
模 型	橋 桁	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m
	防音壁	1 m	1 m	1 m	3 m	3 m

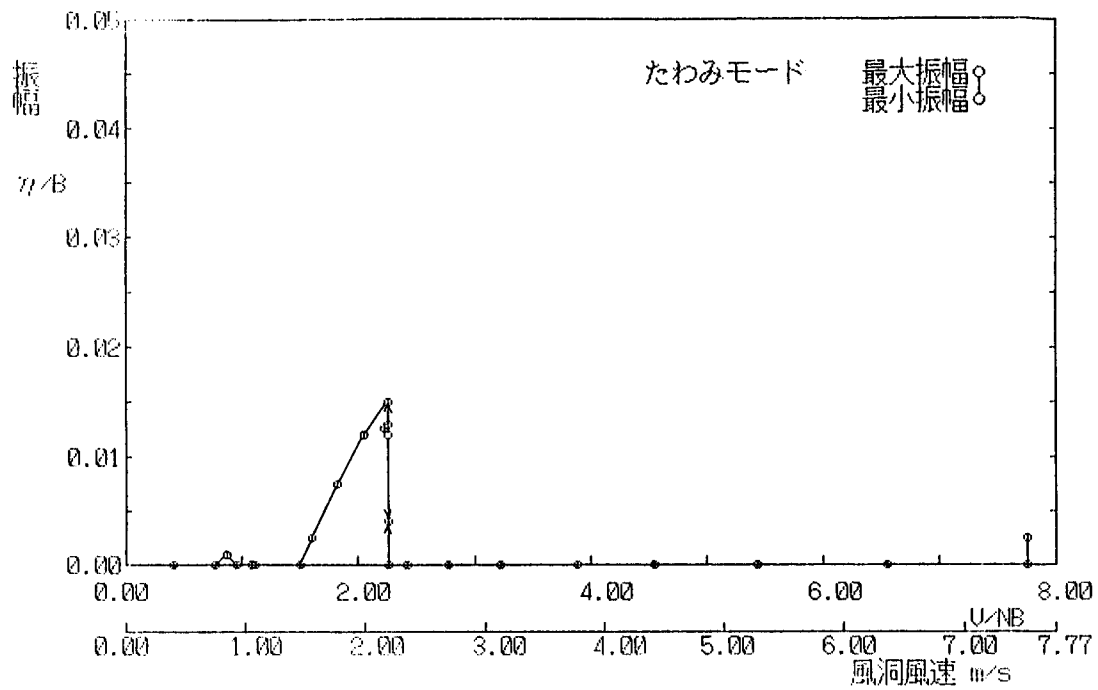
(注) 実験番号B-41, 42は欠番

付図A-2.8 実験条件(その8)

実験条件	B-45	B-46	C-1	C-2	C-3	C-4
重量	2.422 kgf/model	2.422 kgf/model	7.520 kgf/model	7.520 kgf/model	7.512 kgf/model	7.512 kgf/model
$m / \rho B^2$	199.148	198.668	96.979	97.673	99.388	99.388
振動数(たわみ)	7.010 HZ	6.987 HZ	3.939 HZ	3.939 HZ	3.941 HZ	3.941 HZ
構造減衰(たわみ)	0.02000	0.02015	0.02030	0.01996	0.02013	0.02006
模 型	橋 桁	6 m	6 m	15 m	15 m	15 m
	防音壁	3 m	3 m	上3 下1 m	上1 下3 m	上5 下3 m

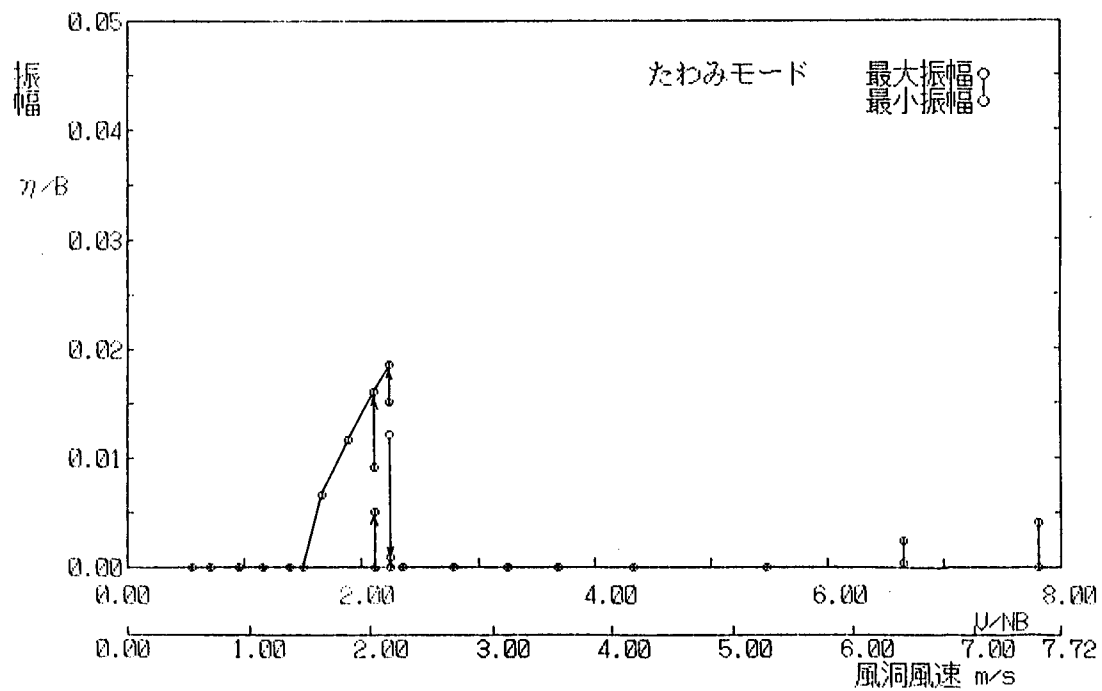
(注) 上:上流側 下:下流側

模 型 名	模型幅員: 1.5 m 模型高さ: 1 m
重 量	3.712 kgf/model
$m/\rho B^3$	47.720
振 動 数	$N\eta$: 3.883 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01991



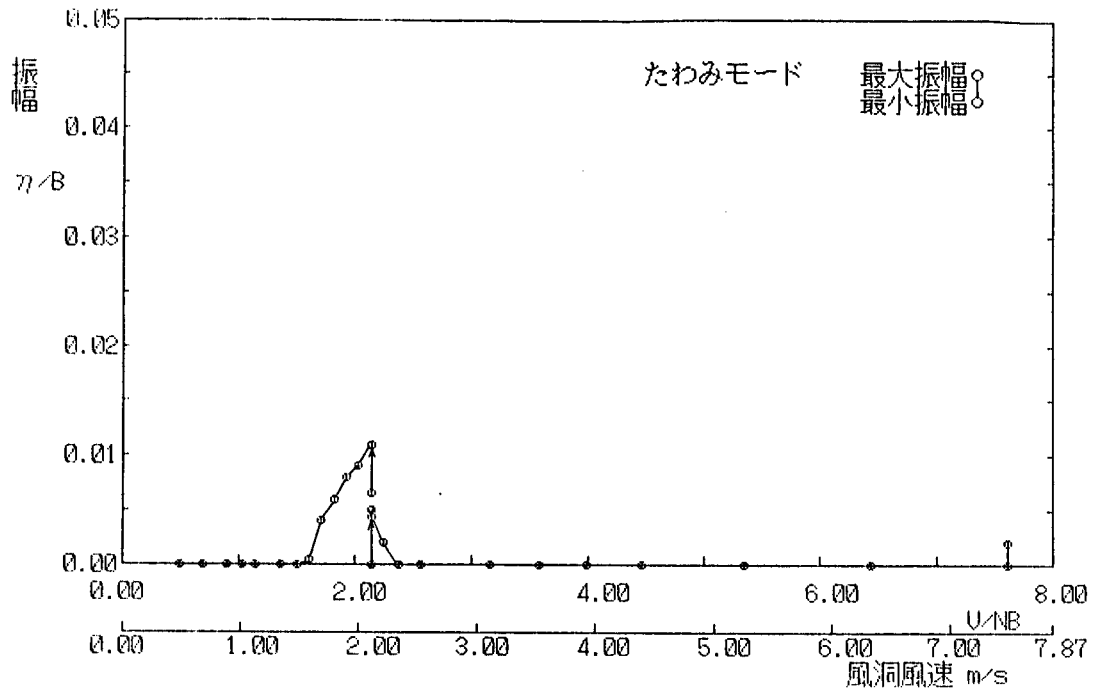
付図A-3.1 風速—振幅曲線 (実験番号B-1)

模 型 名	模型幅員: 1.5 m 模型高さ: 1 m
重 量	3.712 kgf/model
$m/\rho B^3$	47.384
振 動 数	$N\eta$: 3.860 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01989



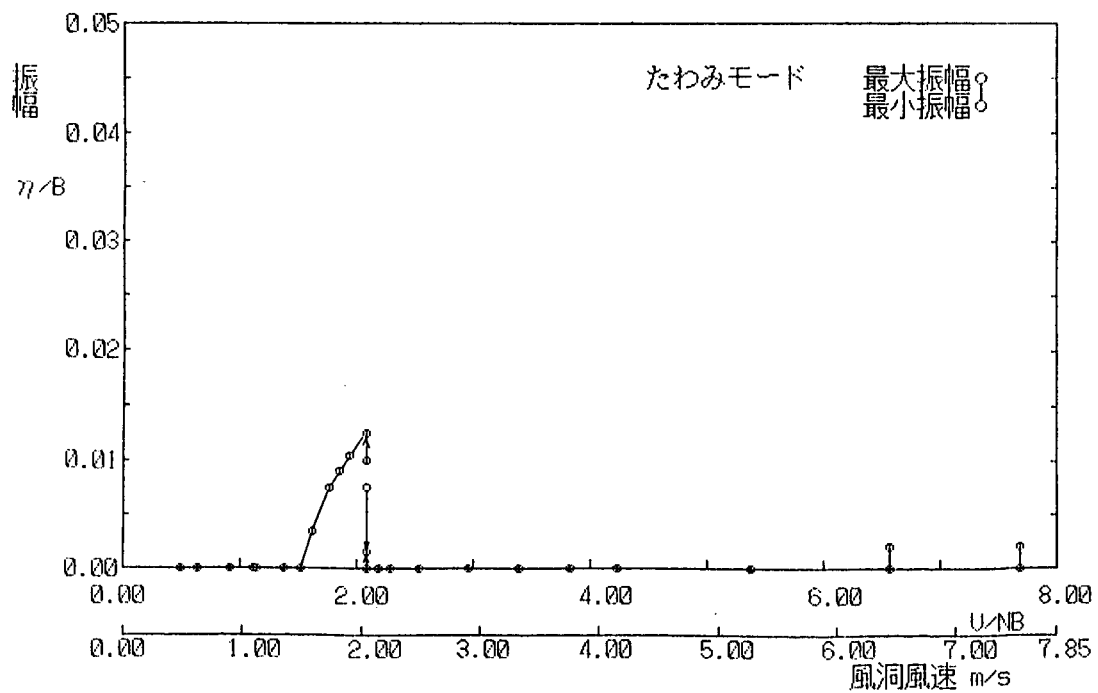
付図A-3.2 風速—振幅曲線 (実験番号B-2)

模 型 名	鋼板橋脚: 15 m	断面高さ: 1 m
重 量	7.498	kgf/model
$m/\rho B^2$	96.239	
振 動 数	$N\eta$: 3.936	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01991	



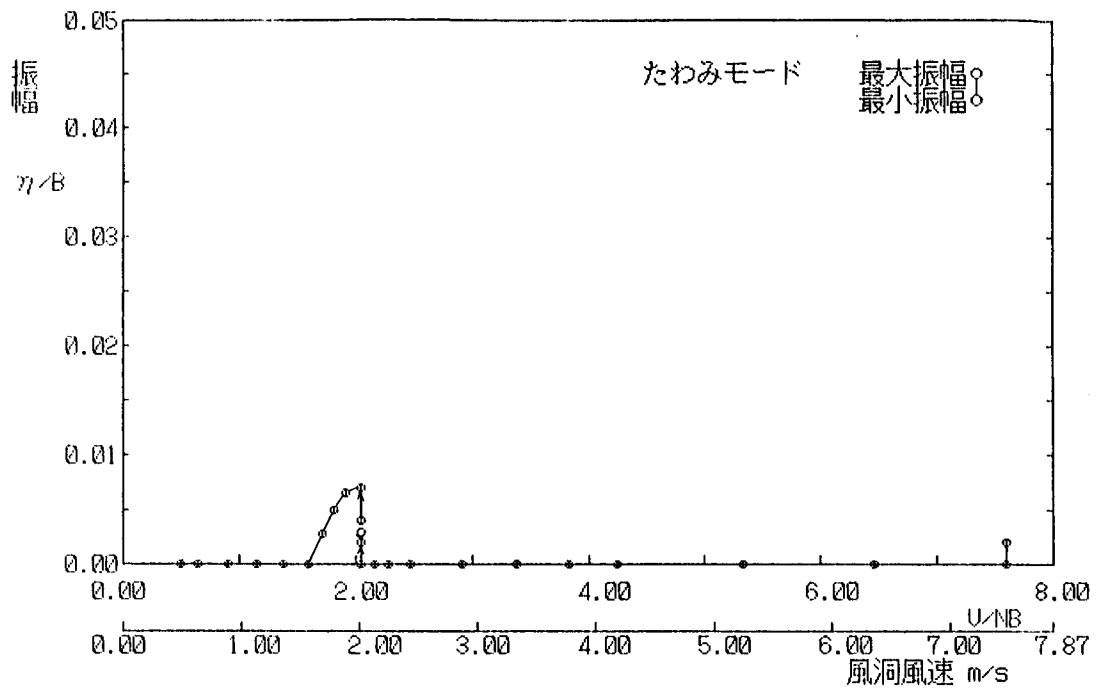
付図A-3.3 風速—振幅曲線 (実験番号B-3)

模 型 名	鋼板橋脚: 15 m	断面高さ: 1 m
重 量	7.498	kgf/model
$m/\rho B^2$	96.695	
振 動 数	$N\eta$: 3.924	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02030	



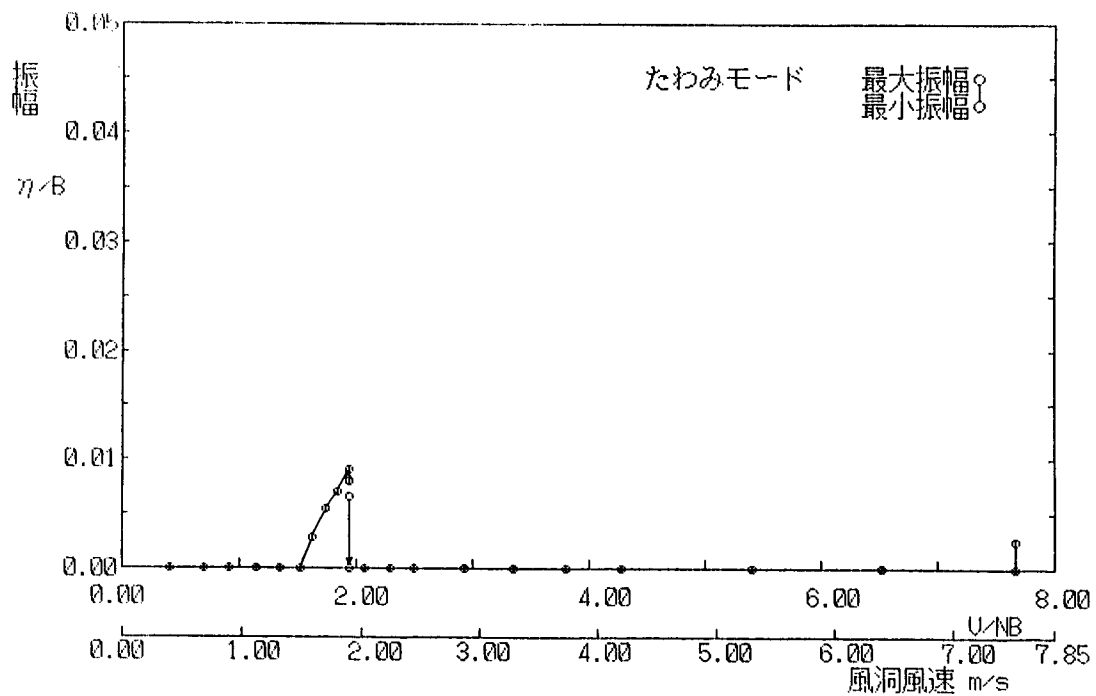
付図A-3.4 風速—振幅曲線 (実験番号B-4)

模 型 名	断面幅員: 1.5 m	断面高さ: 1 m
重 量	7.498	kgf/model
$m/\rho B^2$	96.848	
振 動 数	$N\eta$: 3.936	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04003	



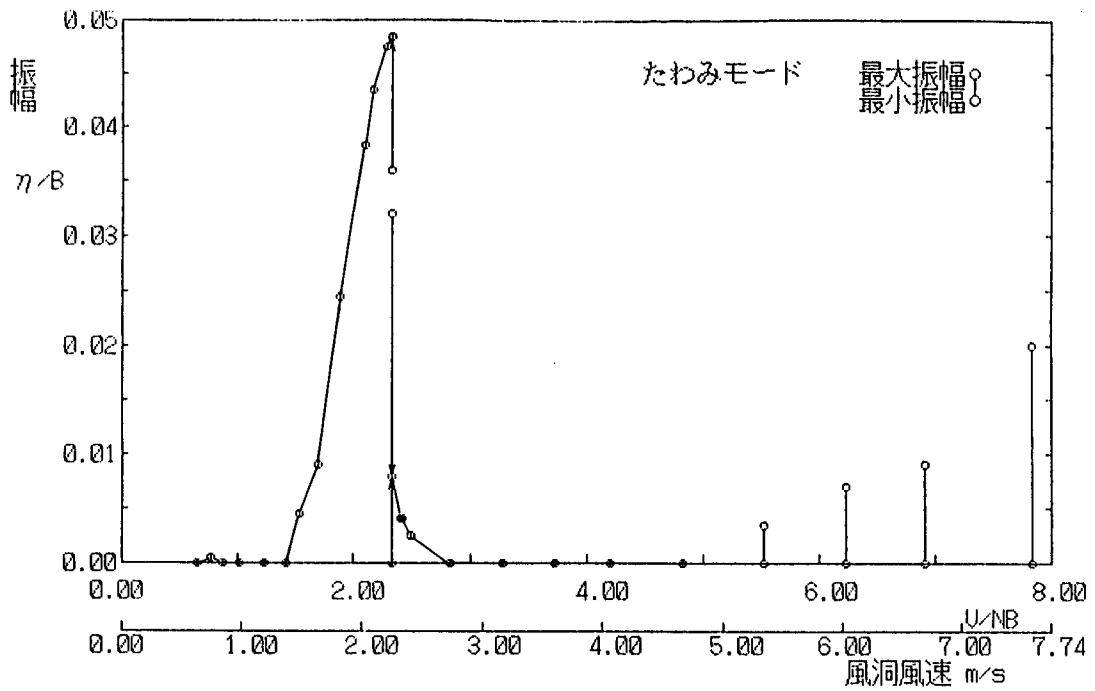
付図A-3.5 風速—振幅曲線 (実験番号B-5)

模 型 名	断面幅員: 1.5 m	断面高さ: 1 m
重 量	7.498	kgf/model
$m/\rho B^2$	96.772	
振 動 数	$N\eta$: 3.925	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.03994	



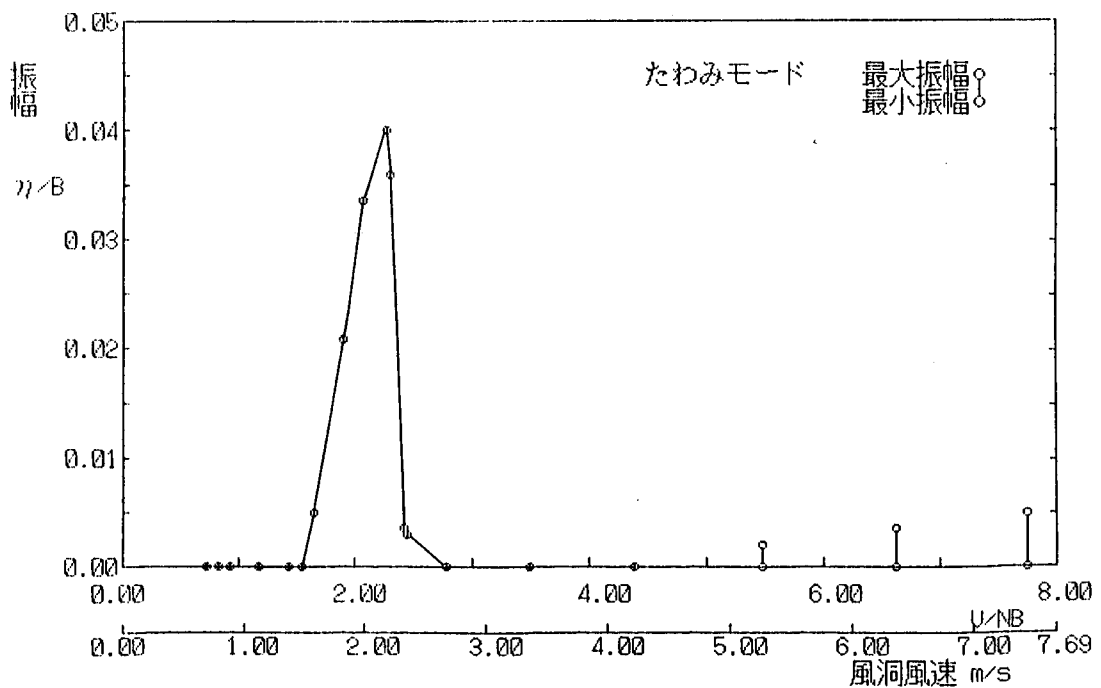
付図A-3.6 風速—振幅曲線 (実験番号B-6)

模 型 名	模型高: 1.5 m 防風壁高: 3 m
重 量	3.741 kgf/model
$m/\rho B^2$	48.474
振 動 数	$N\eta$: 3.870 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02025



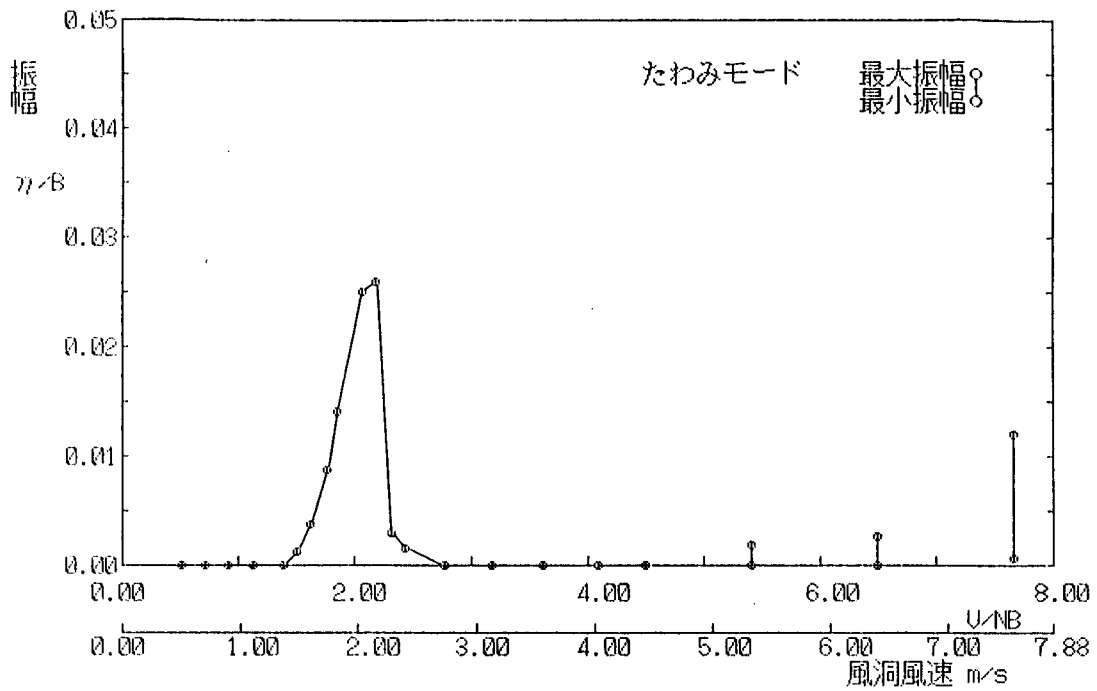
付図A-3.7 風速—振幅曲線(実験番号B-7)

模 型 名	模型高: 1.5 m 防風壁高: 3 m
重 量	3.741 kgf/model
$m/\rho B^2$	48.436
振 動 数	$N\eta$: 3.844 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02039



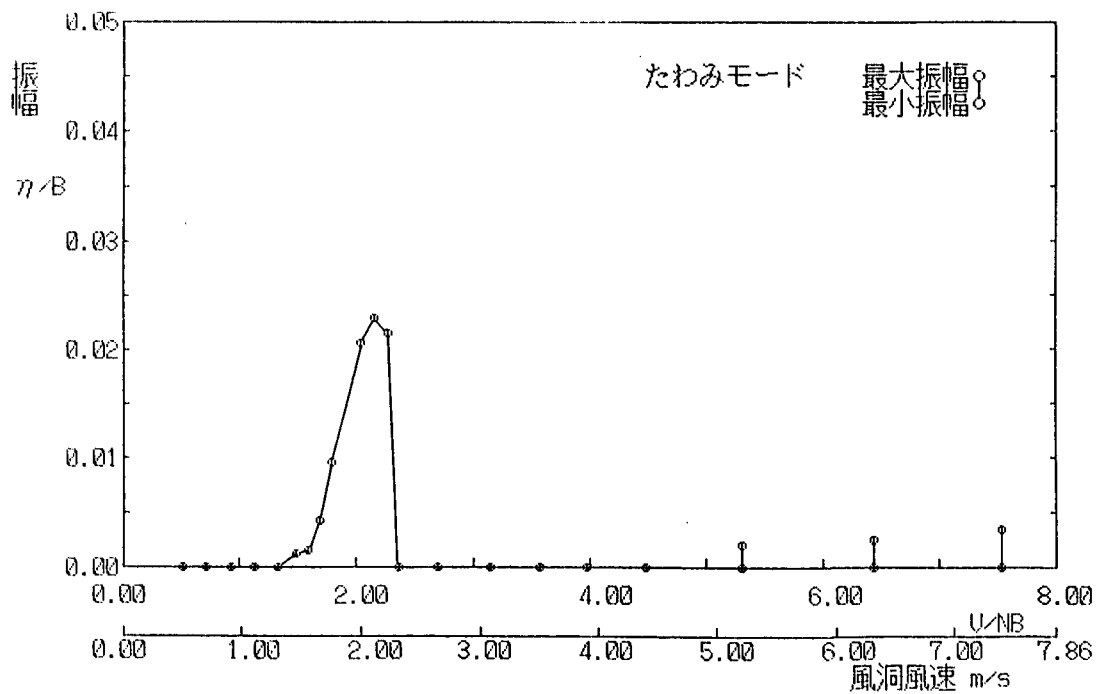
付図A-3.8 風速—振幅曲線(実験番号B-8)

模 型 名	試験模型: 15 m 試験長さ: 3 m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	100.177
振 動 数	$N\eta$: 3.941 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02031



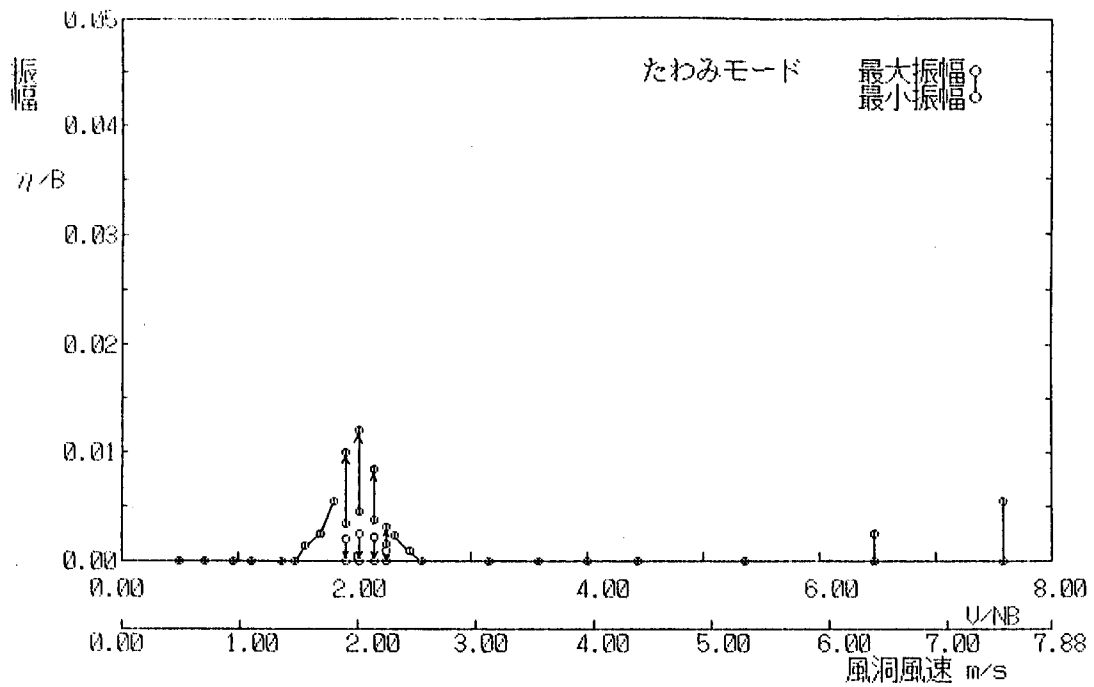
付図A-3.9 風速—振幅曲線 (実験番号B-9)

模 型 名	試験模型: 15 m 試験長さ: 3 m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	100.259
振 動 数	$N\eta$: 3.928 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02014



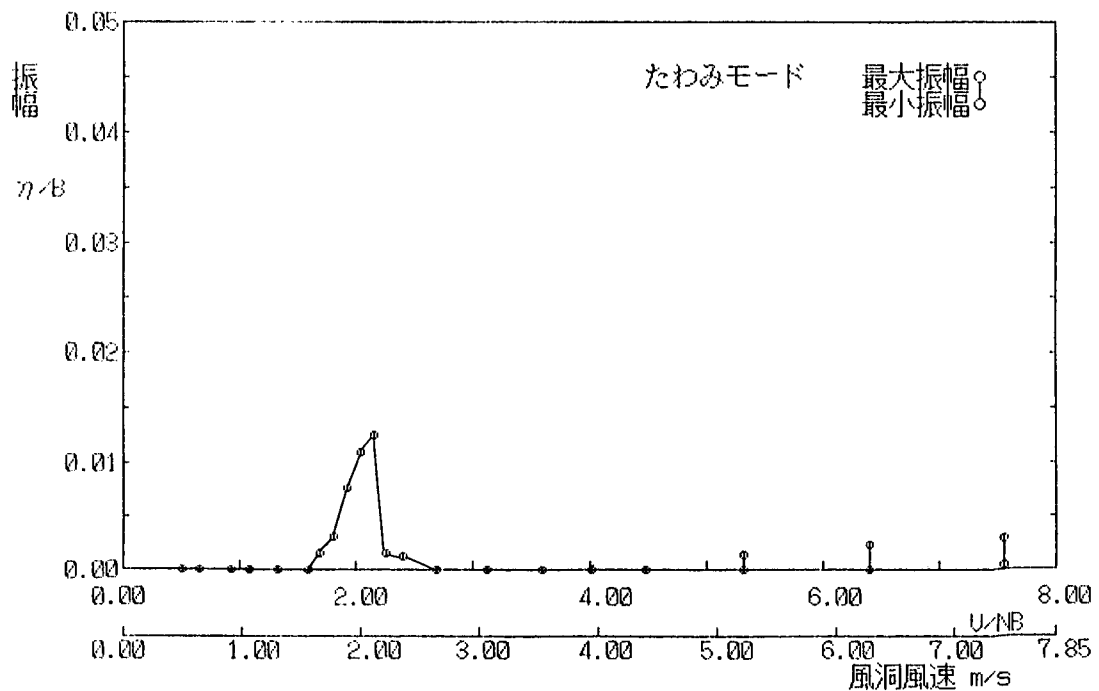
付図A-3.10 風速—振幅曲線 (実験番号B-10)

模 型 名	模型幅員: 1.5 m 模型高さ: 3 m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	98.643
振 動 数	$N\eta$: 3.939 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04020



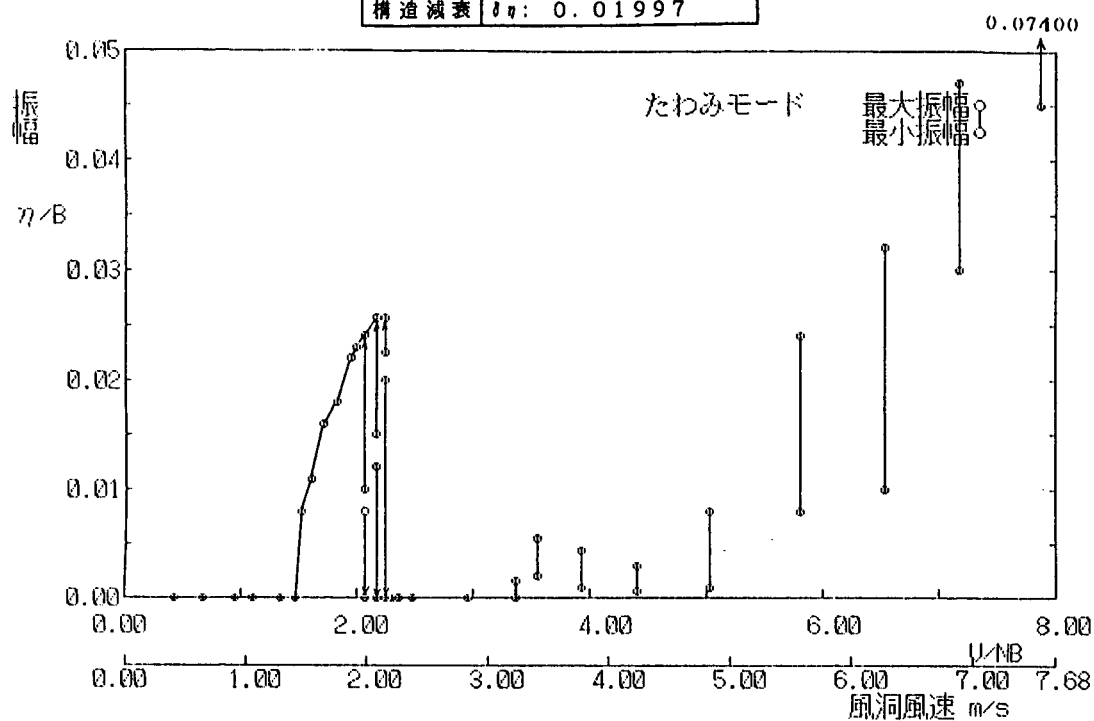
付図A-3.11 風速—振幅曲線 (実験番号B-11)

模 型 名	模型幅員: 1.5 m 模型高さ: 3 m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	100.013
振 動 数	$N\eta$: 3.927 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04007



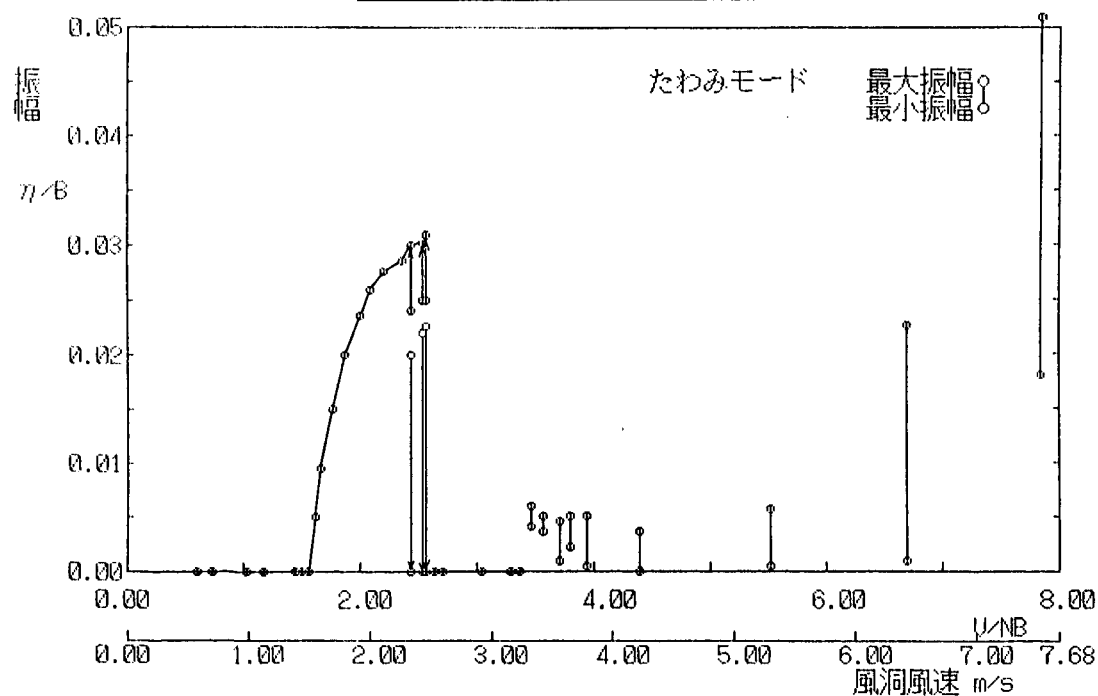
付図A-3.12 風速—振幅曲線 (実験番号B-12)

模 型 名	断面幅員: 1.5 m 断面高さ: 5 m
重 量	3.750 kgf/model
$m/\rho B^2$	49.375
振 動 数	$N\eta$: 3.842 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01997



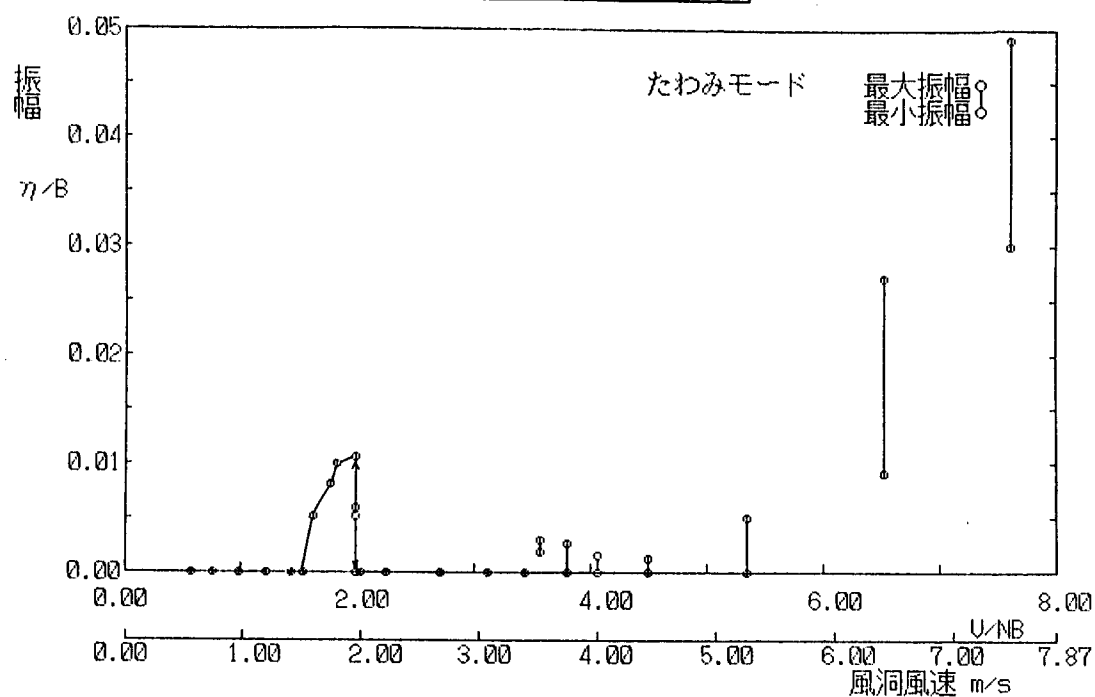
付図A-3.13 風速—振幅曲線 (実験番号B-13)

模 型 名	断面幅員: 1.5 m 断面高さ: 5 m
重 量	3.750 kgf/model
$m/\rho B^2$	49.176
振 動 数	$N\eta$: 3.842 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02032



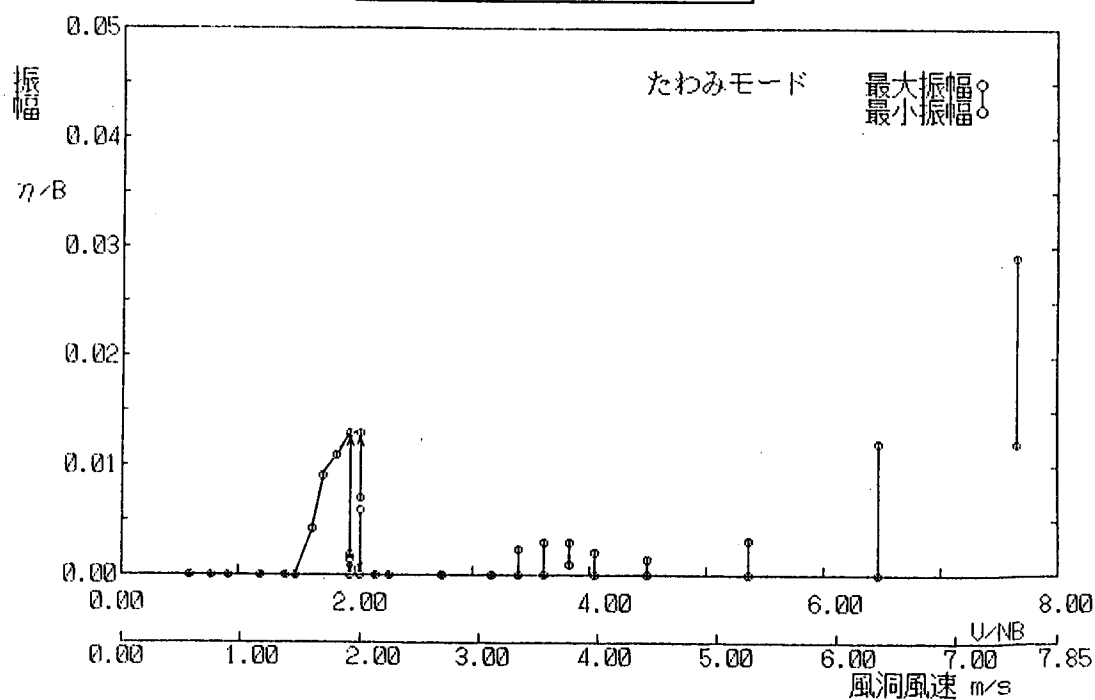
付図A-3.14 風速—振幅曲線 (実験番号B-14)

模 型 名	橋桁幅員: 15m 桁間距離: 5m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	97.002
振 動 数	$N\eta$: 3.937 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01996



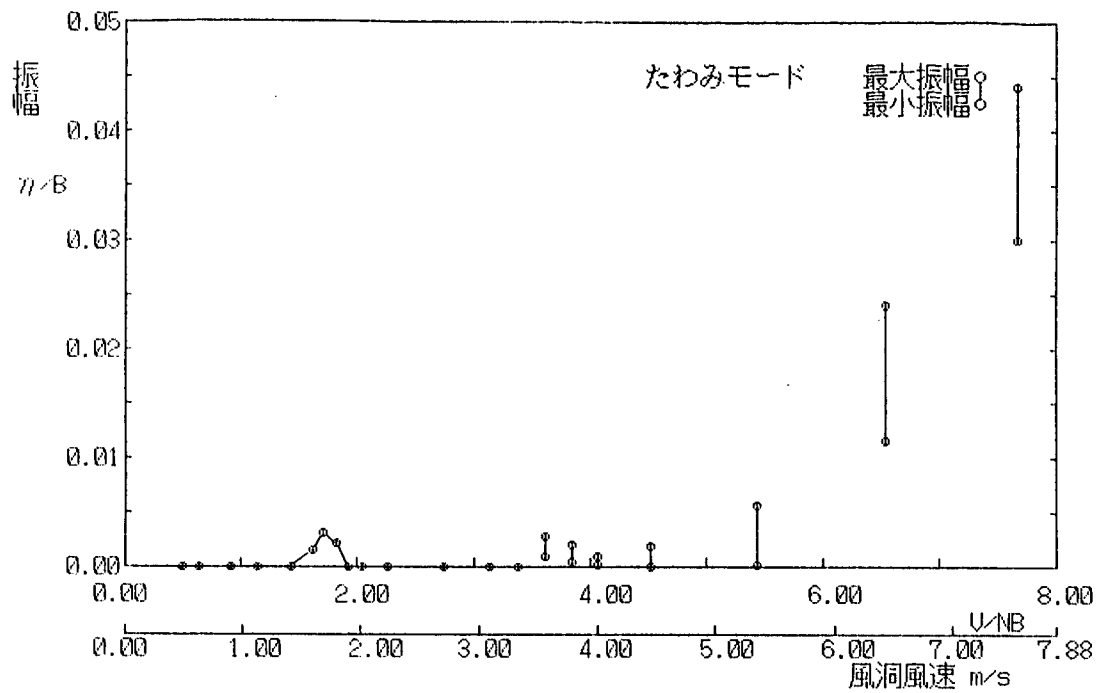
付図A-3.15 風速—振幅曲線 (実験番号B-15)

模 型 名	橋桁幅員: 15m 桁間距離: 5m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	98.011
振 動 数	$N\eta$: 3.925 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01991



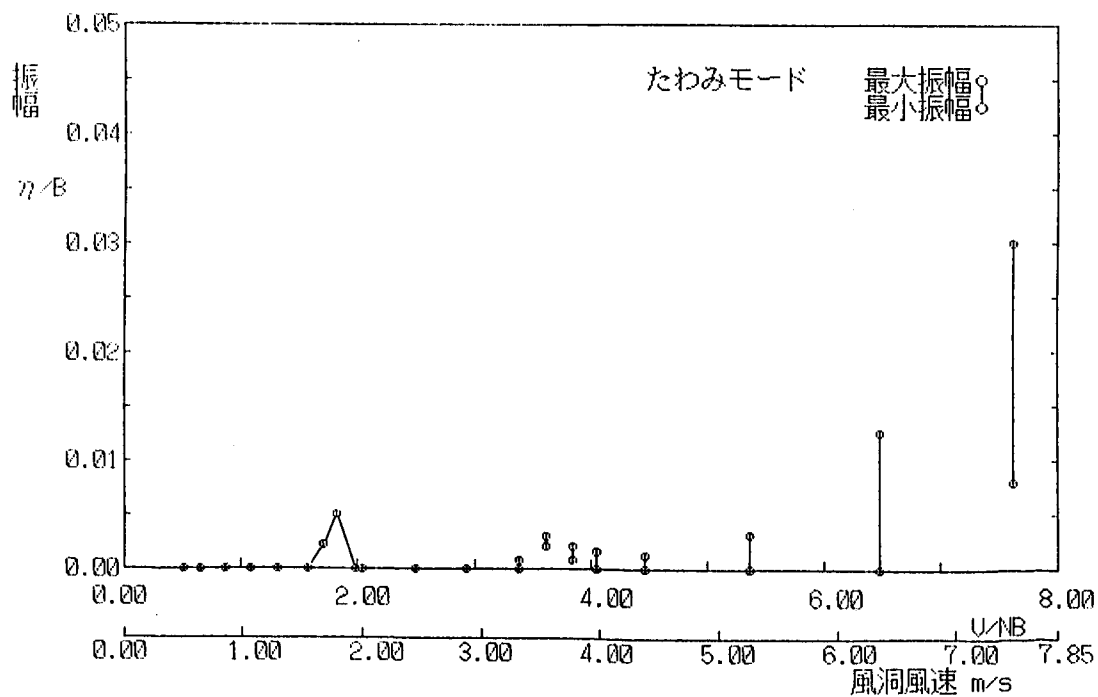
付図A-3.16 風速—振幅曲線 (実験番号B-16)

模 型 名	鋼桁橋長: 15 m 断面積: 5 m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	98.405
振 動 数	$N\eta$: 3.938 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04032



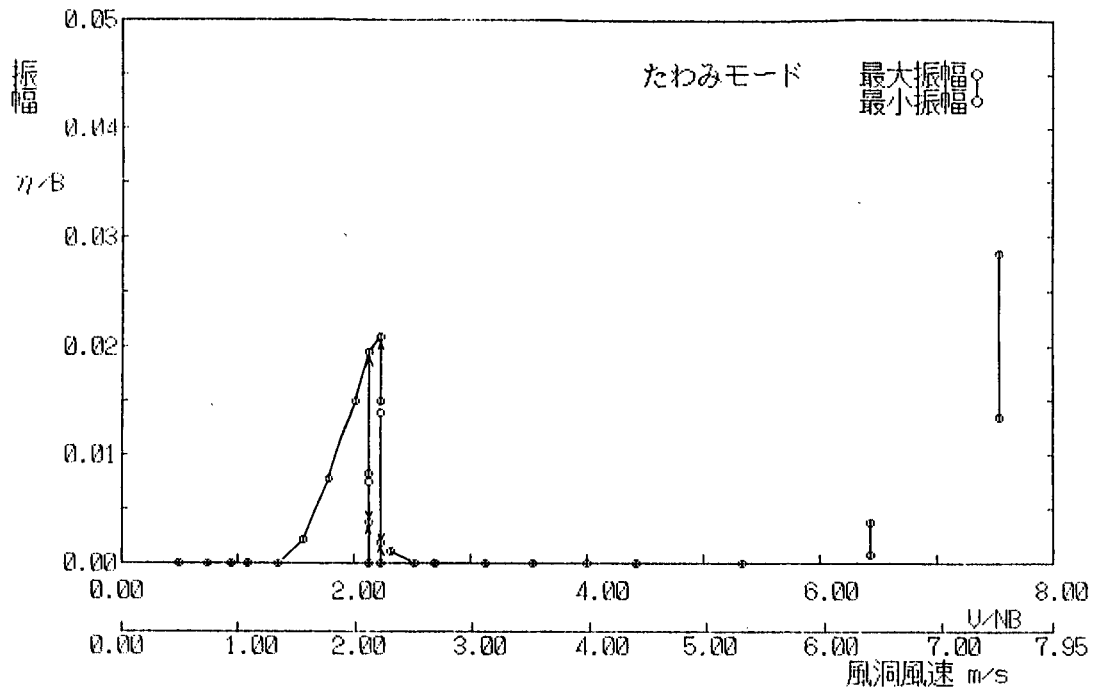
付図A-3.17 風速—振幅曲線 (実験番号B-17)

模 型 名	鋼桁橋長: 15 m 断面積: 5 m
重 量	7.498 kgf/model
$m/\rho B^2$	98.485
振 動 数	$N\eta$: 3.925 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.03973



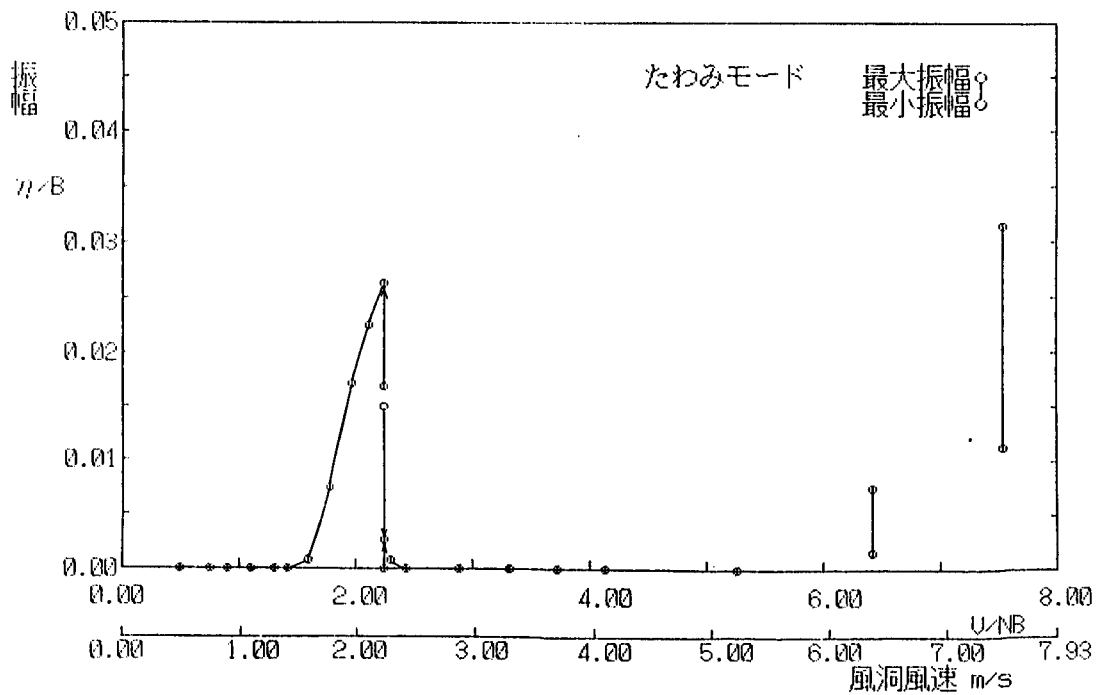
付図A-3.18 風速—振幅曲線 (実験番号B-18)

模 型 名	断面幅員: 10 m	断面高さ: 1 m
重 量	3.331	kgf/model
$m/\rho B^3$	95.663	
振 動 数	$N\eta$: 5.952	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01992	



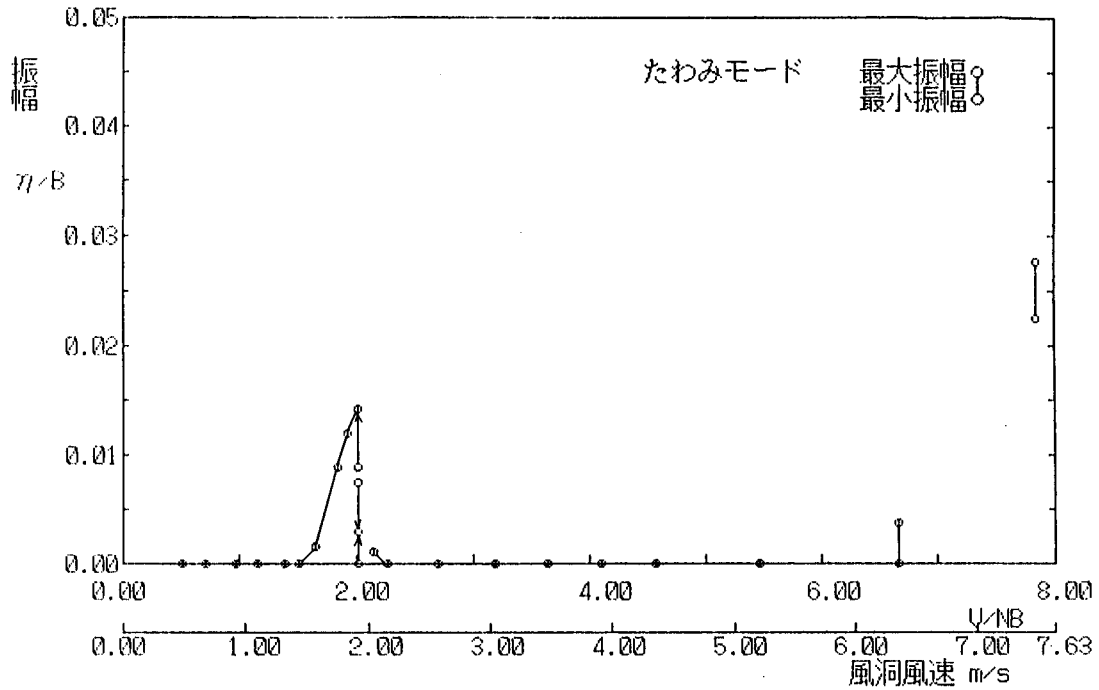
付図A-3.19 風速—振幅曲線 (実験番号B-19)

模 型 名	断面幅員: 10 m	断面高さ: 1 m
重 量	3.331	kgf/model
$m/\rho B^3$	97.500	
振 動 数	$N\eta$: 5.934	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02037	



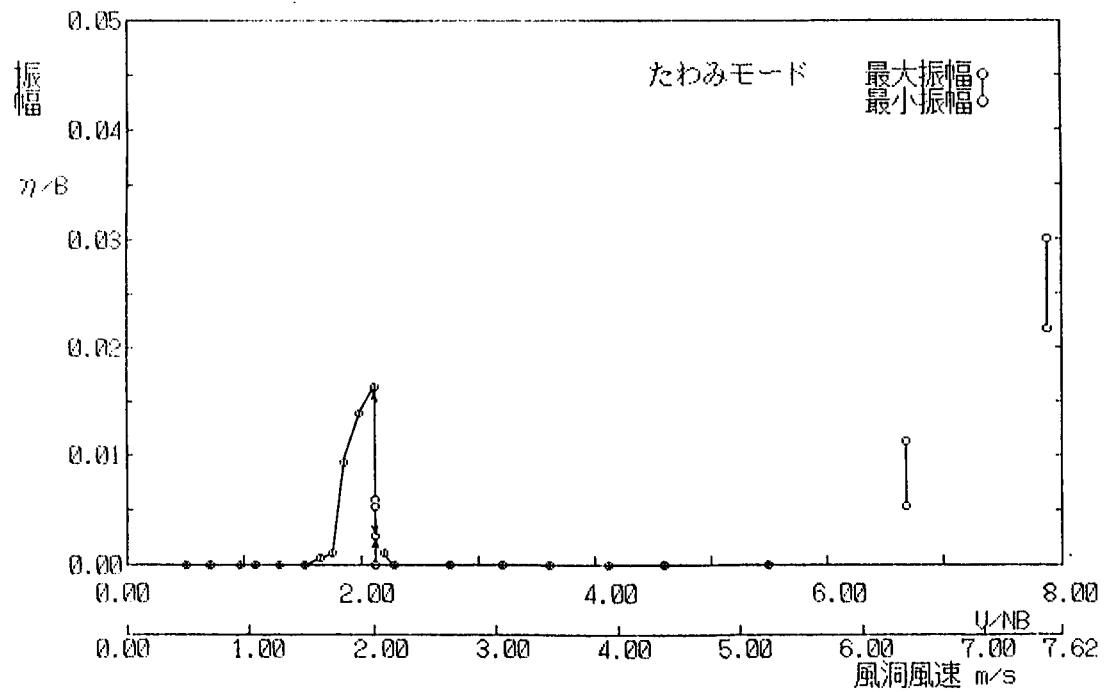
付図A-3.20 風速—振幅曲線 (実験番号B-20)

模 型 名	断面幅員: 1.0 m 断面高さ: 1 m
重 量	6.684 kgf/model
$m/\rho B^3$	188.846
振 動 数	$N\eta$: 5.711 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01986



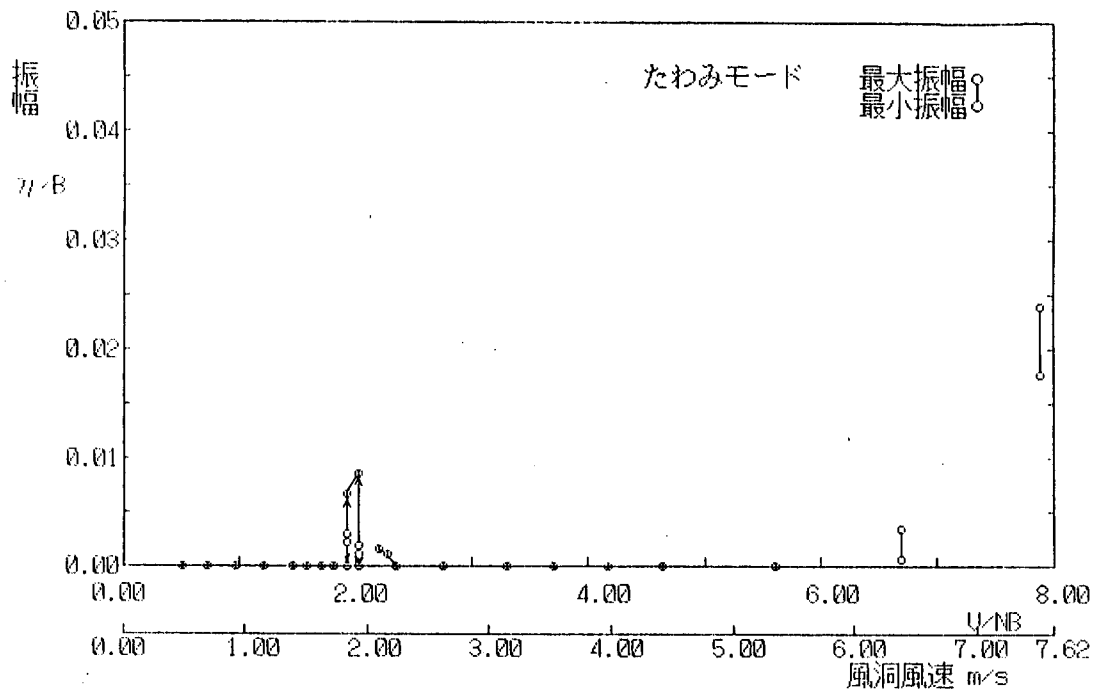
付図A-3.21 風速—振幅曲線 (実験番号B-21)

模 型 名	断面幅員: 1.0 m 断面高さ: 1 m
重 量	6.684 kgf/model
$m/\rho B^3$	190.168
振 動 数	$N\eta$: 5.702 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02025



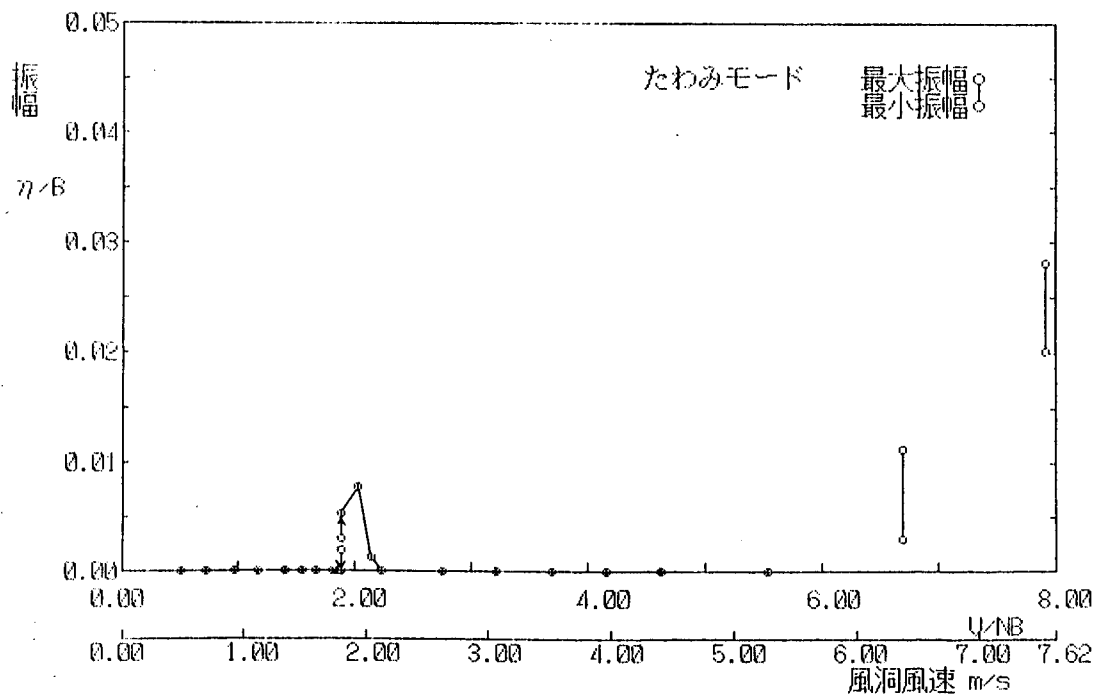
付図A-3.22 風速—振幅曲線 (実験番号B-22)

模 型 名	模型傾斜: 1.0 m 断面高さ: 1 m
重 量	6.684 kgf/model
$m/\rho B^2$	191.658
振 動 数	Nv : 5.707 Hz
構造減衰	δv : 0.04022



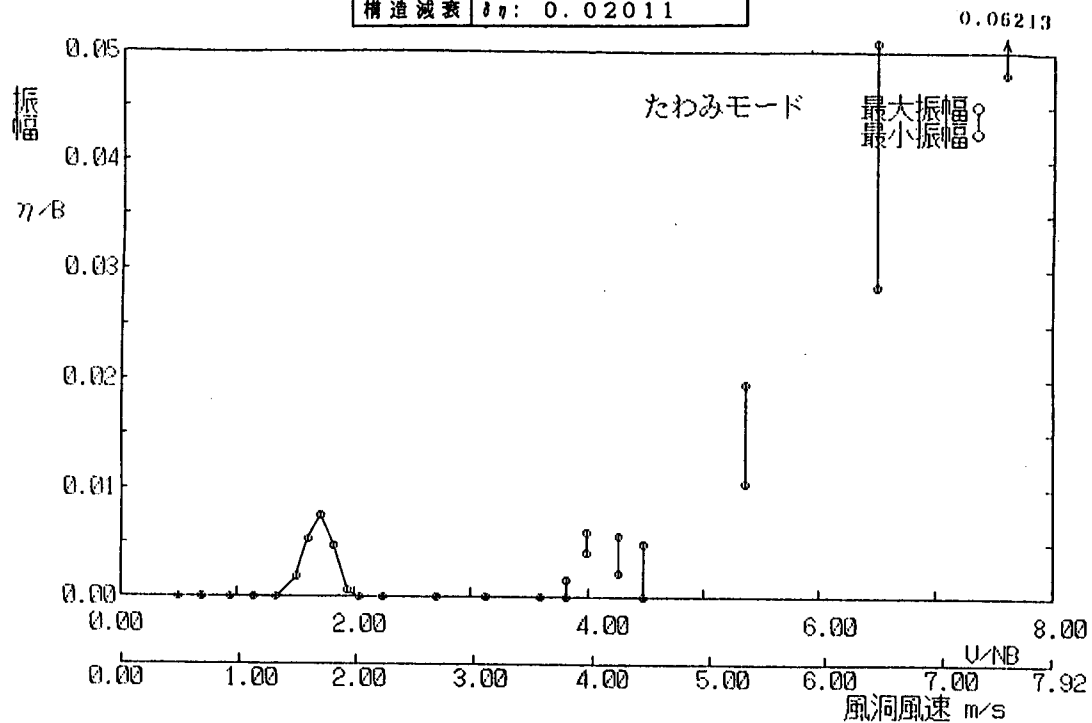
付図A-3.23 風速—振幅曲線 (実験番号B-23)

模 型 名	模型傾斜: 1.0 m 断面高さ: 1 m
重 量	6.684 kgf/model
$m/\rho B^2$	191.508
振 動 数	Nv : 5.702 Hz
構造減衰	δv : 0.04039



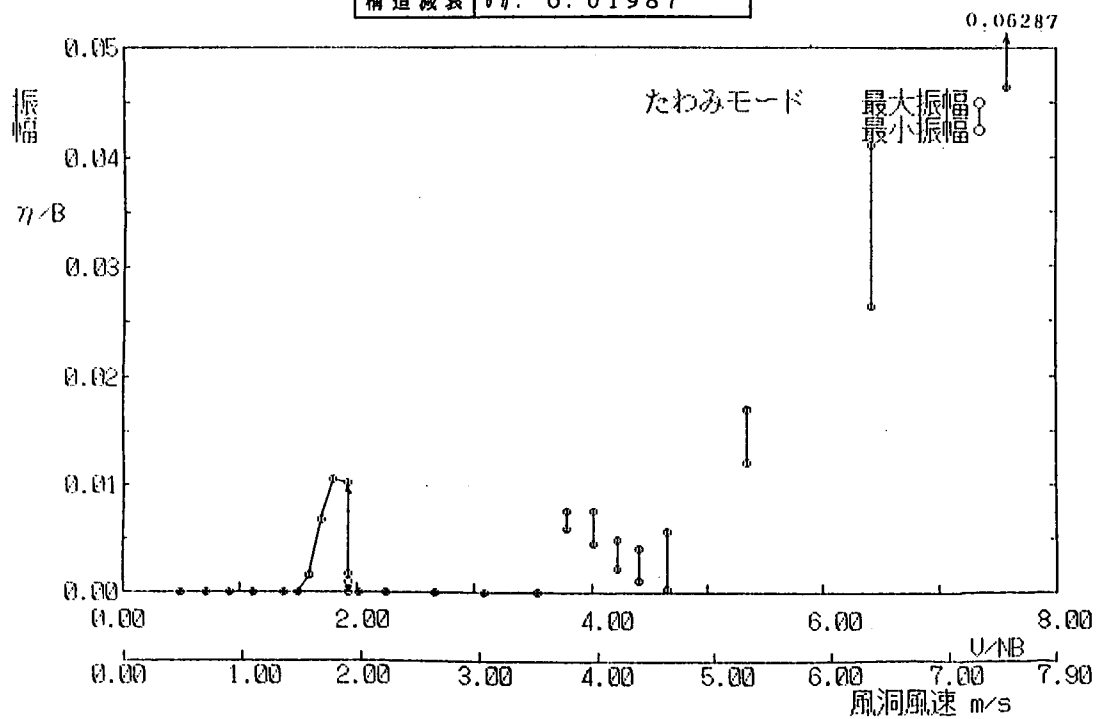
付図A-3.24 風速—振幅曲線 (実験番号B-24)

模 型 名	橋桁幅員: 10 m 桁間距離: 3 m
重 量	3.376 kgf/model
$m/\rho B^3$	98.660
振 動 数	$N\eta$: 5.926 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02011



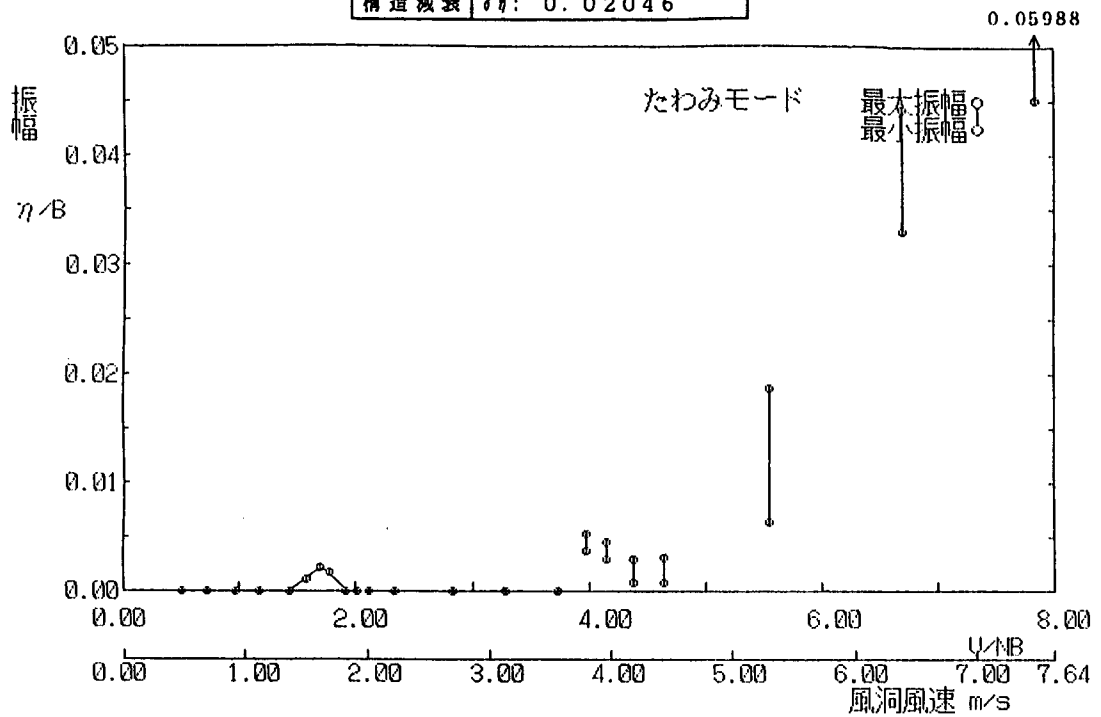
付図A-3.25 風速—振幅曲線 (実験番号B-25)

模 型 名	橋桁幅員: 10 m 桁間距離: 3 m
重 量	3.376 kgf/model
$m/\rho B^3$	99.214
振 動 数	$N\eta$: 5.912 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01987



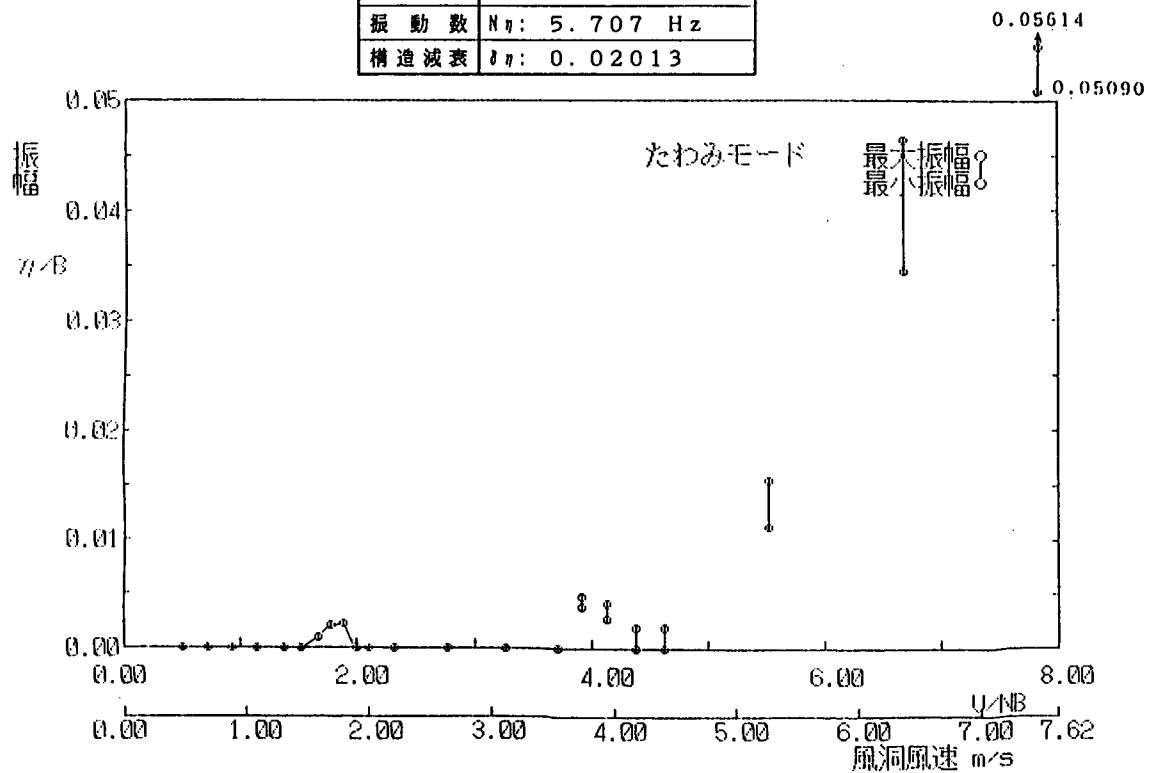
付図A-3.26 風速—振幅曲線 (実験番号B-26)

模 型 名	断面幅員: 10 m 断面高さ: 3 m
重 量	6. 670 kgf/ model
$m / \rho B^2$	192. 463
振 動 数	$N \eta$: 5. 718 Hz
構造減衰	$\delta \eta$: 0. 02046



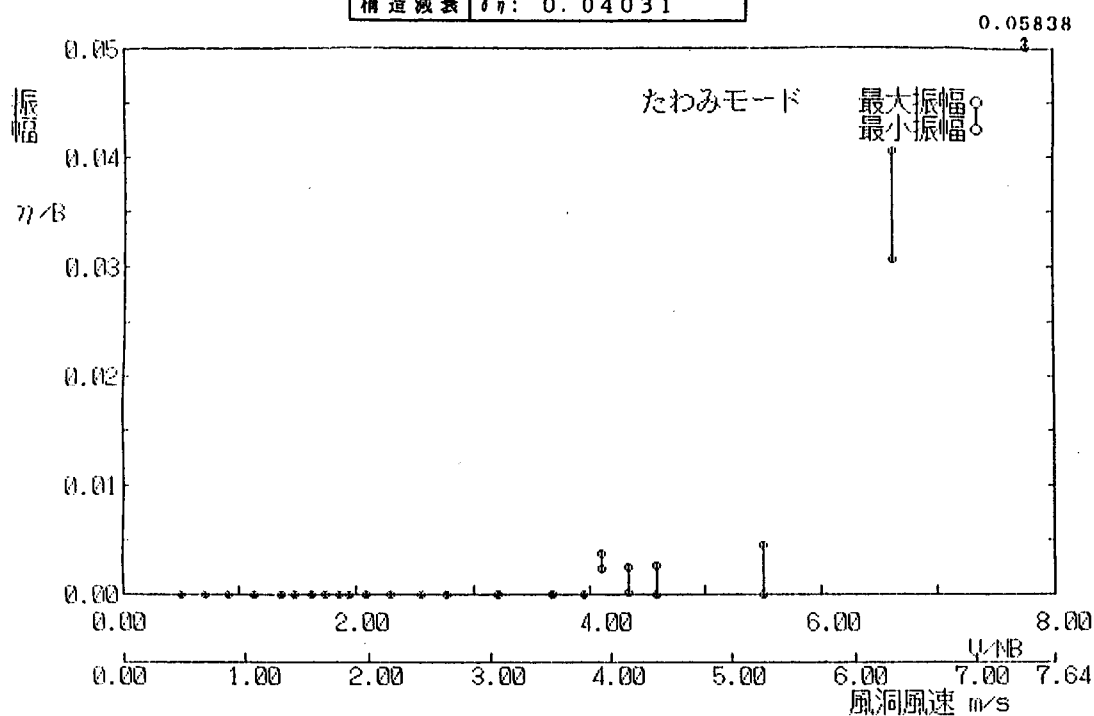
付図 A - 3.27 風速 - 振幅曲線 (実験番号 B - 27)

模 型 名	断面幅員: 10 m 断面高さ: 3 m
重 量	6. 670 kgf/ model
$m / \rho B^2$	191. 406
振 動 数	$N \eta$: 5. 707 Hz
構造減衰	$\delta \eta$: 0. 02013



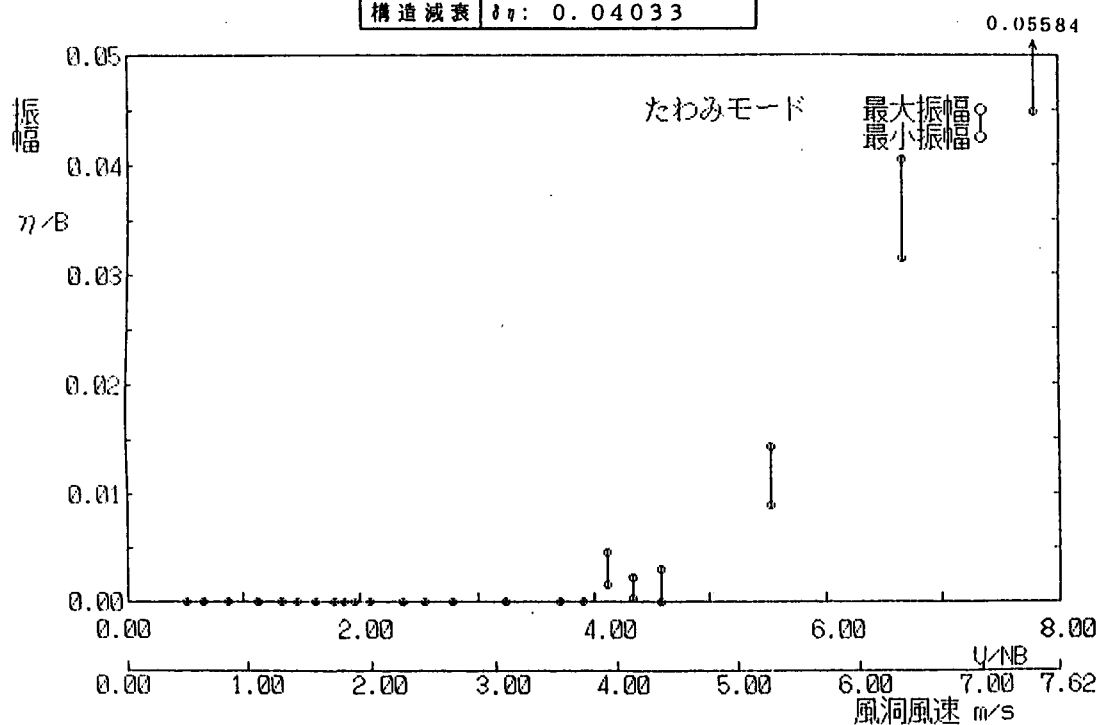
付図 A - 3.28 風速 - 振幅曲線 (実験番号 B - 28)

模 型 名	模型幅員: 10m 断面高さ: 3m
重 量	6.670 kgf/model
$m/\rho B^3$	187.581
振 動 数	$N\eta$: 5.717 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04031



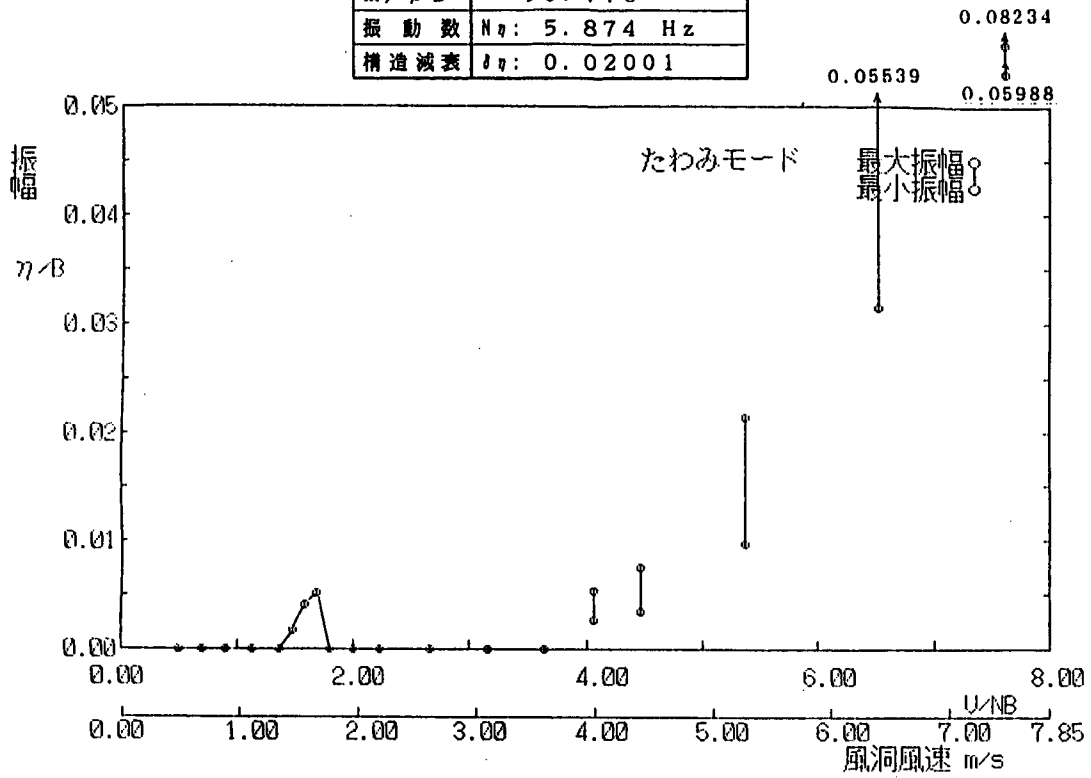
付図A-3.29 風速—振幅曲線 (実験番号B-29)

模 型 名	模型幅員: 10m 断面高さ: 3m
重 量	6.670 kgf/model
$m/\rho B^3$	189.328
振 動 数	$N\eta$: 5.707 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04033



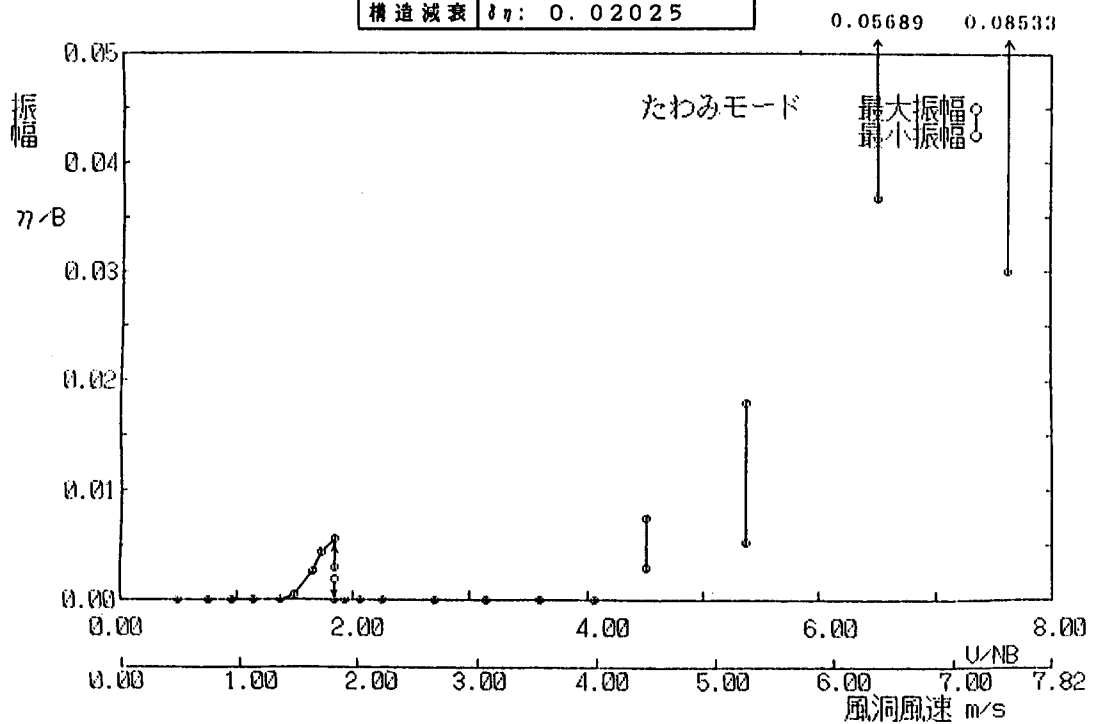
付図A-3.30 風速—振幅曲線 (実験番号B-30)

模 型 名	模型幅員: 1.0 m 断面高さ: 5 m
重 量	3.420 kgf/model
$m/\rho B^2$	96.776
振 動 数	$N\eta$: 5.874 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02001



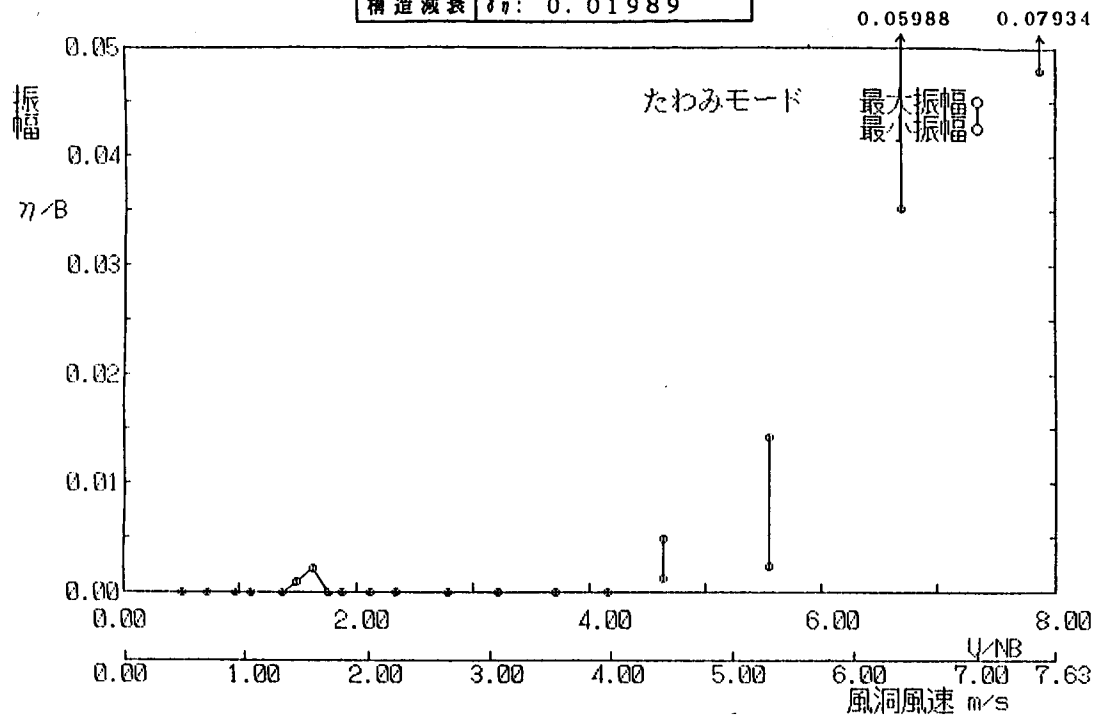
付図A-3.31 風速—振幅曲線 (実験番号B-31)

模 型 名	模型幅員: 1.0 m 断面高さ: 5 m
重 量	3.420 kgf/model
$m/\rho B^2$	98.762
振 動 数	$N\eta$: 5.854 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02025



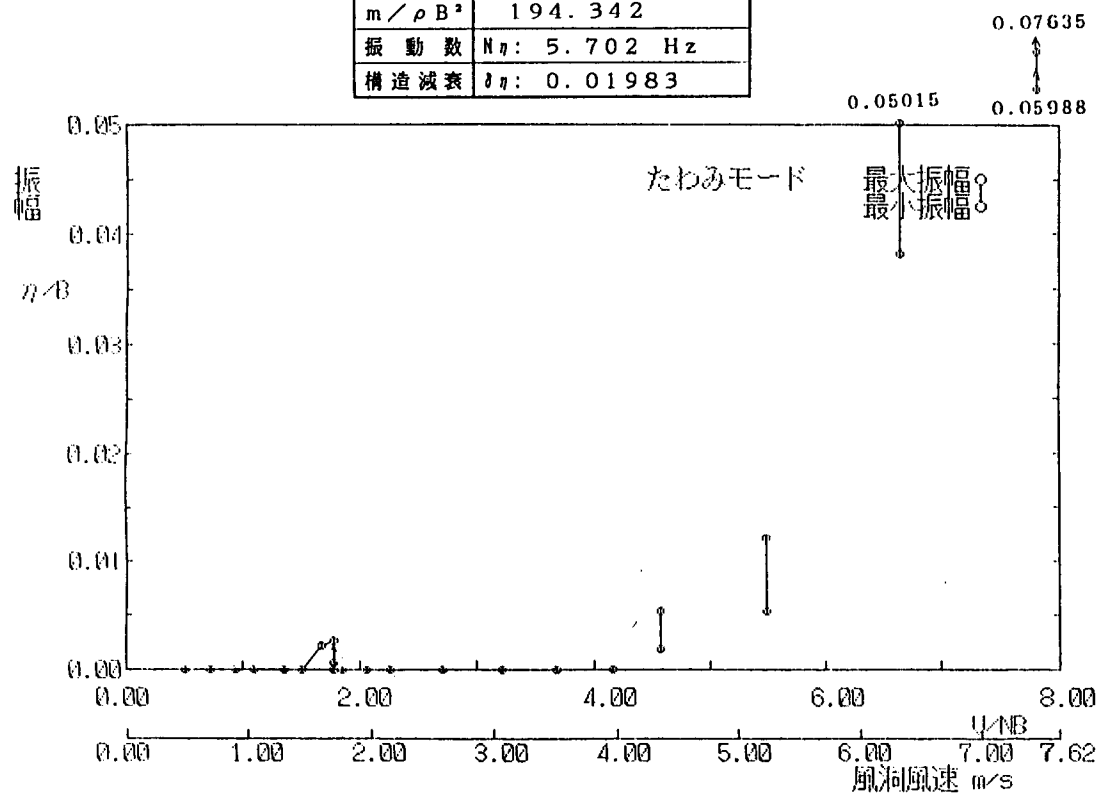
付図A-3.32 風速—振幅曲線 (実験番号B-32)

模 型 名	試験模型: 10 m 試験高さ: 5 m
重 量	6.682 kgf/model
$m/\rho B^3$	191.751
振 動 数	$N\eta$: 5.710 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01989



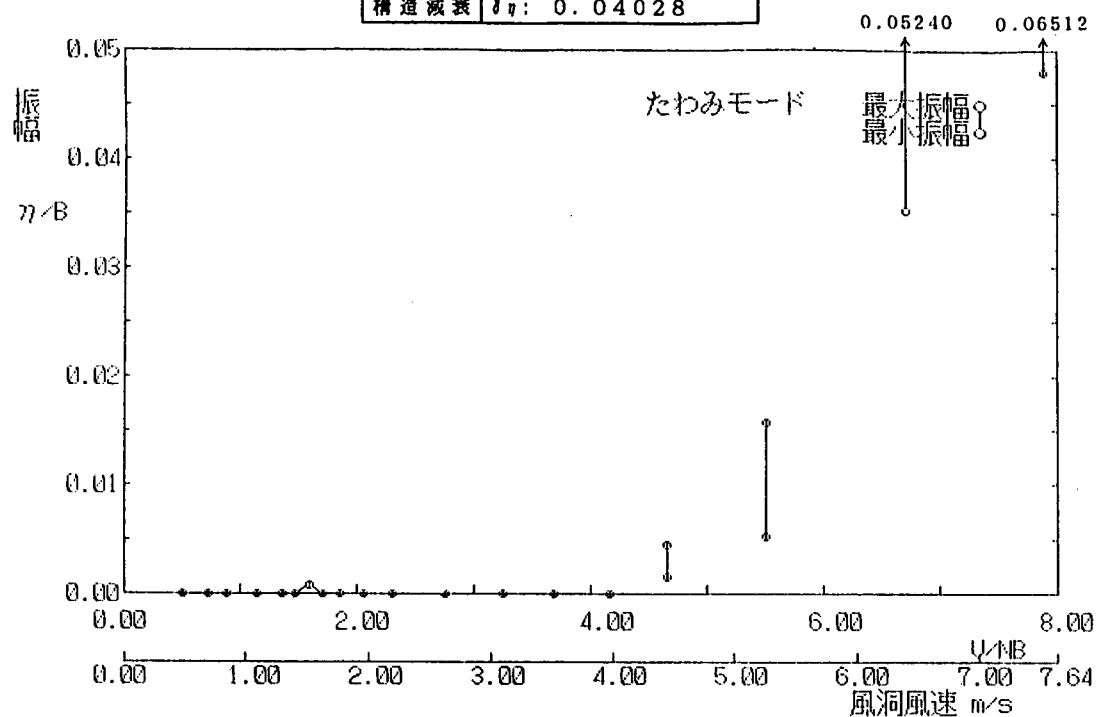
付図A-3.33 風速—振幅曲線 (実験番号B-33)

模 型 名	試験模型: 10 m 試験高さ: 5 m
重 量	6.682 kgf/model
$m/\rho B^3$	194.342
振 動 数	$N\eta$: 5.702 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01983



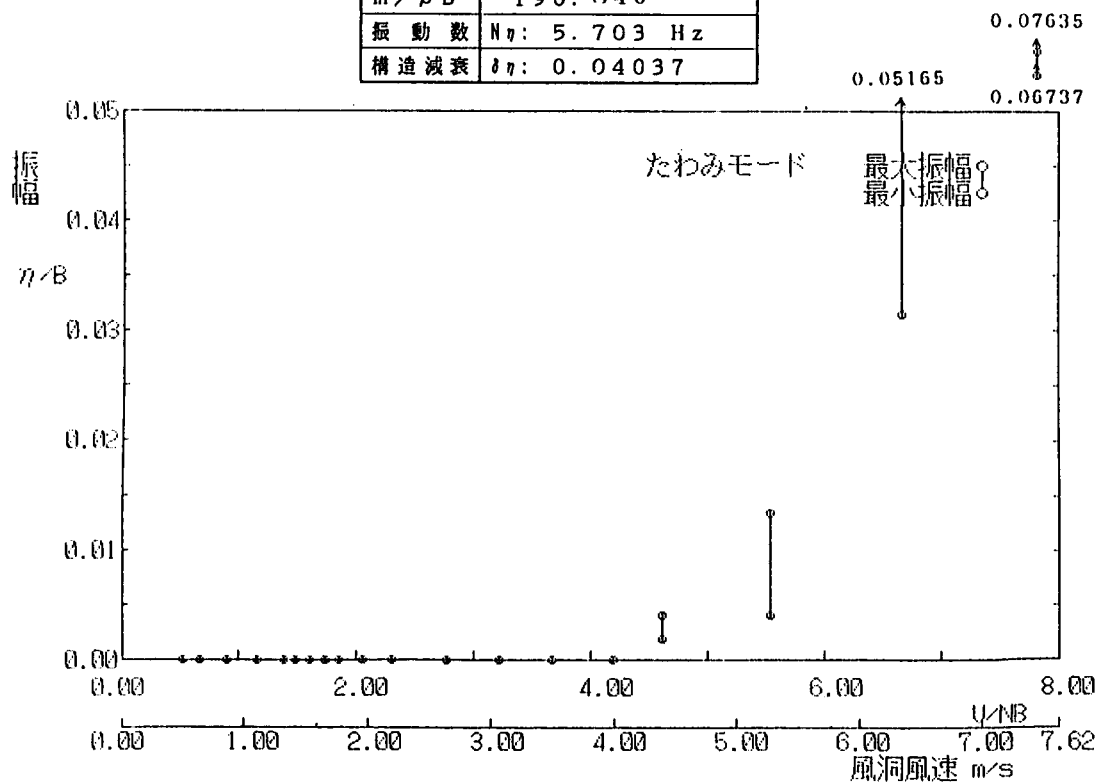
付図A-3.34 風速—振幅曲線 (実験番号B-34)

模 型 名	試験模型: 1.0 m 試験高さ: 5 m
重 量	6.682 kgf/model
$m/\rho B^2$	196.214
振 動 数	$N\eta$: 5.715 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04028



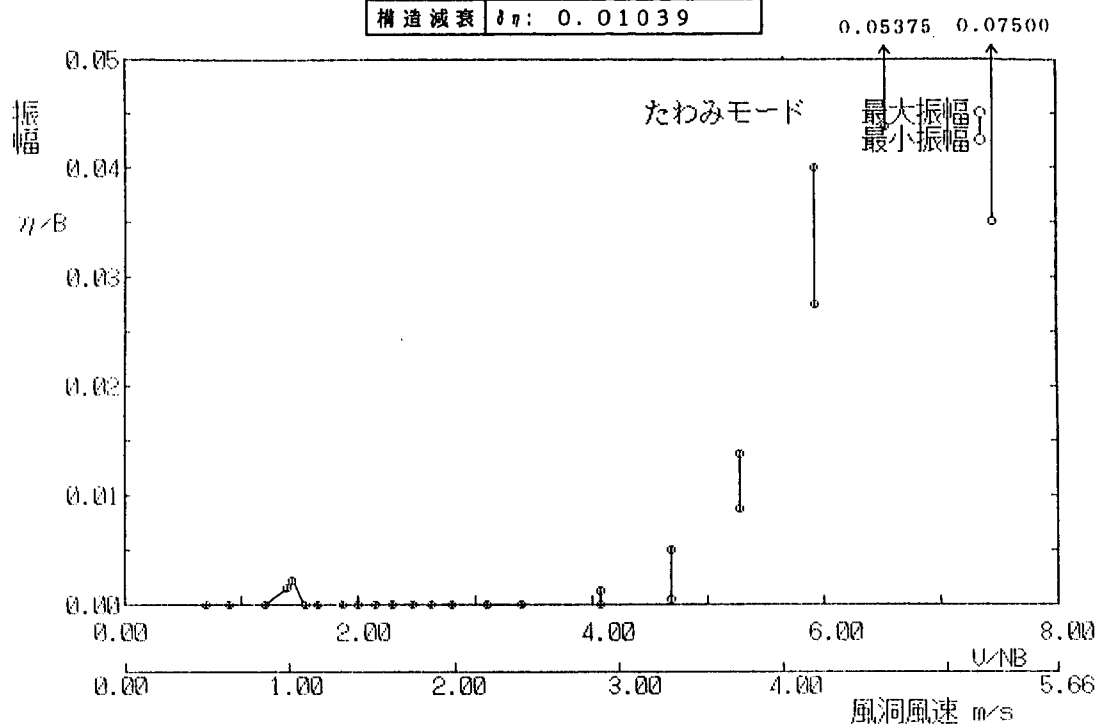
付図A-3.35 風速—振幅曲線 (実験番号B-35)

模 型 名	試験模型: 1.0 m 試験高さ: 5 m
重 量	6.682 kgf/model
$m/\rho B^2$	196.846
振 動 数	$N\eta$: 5.703 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.04037



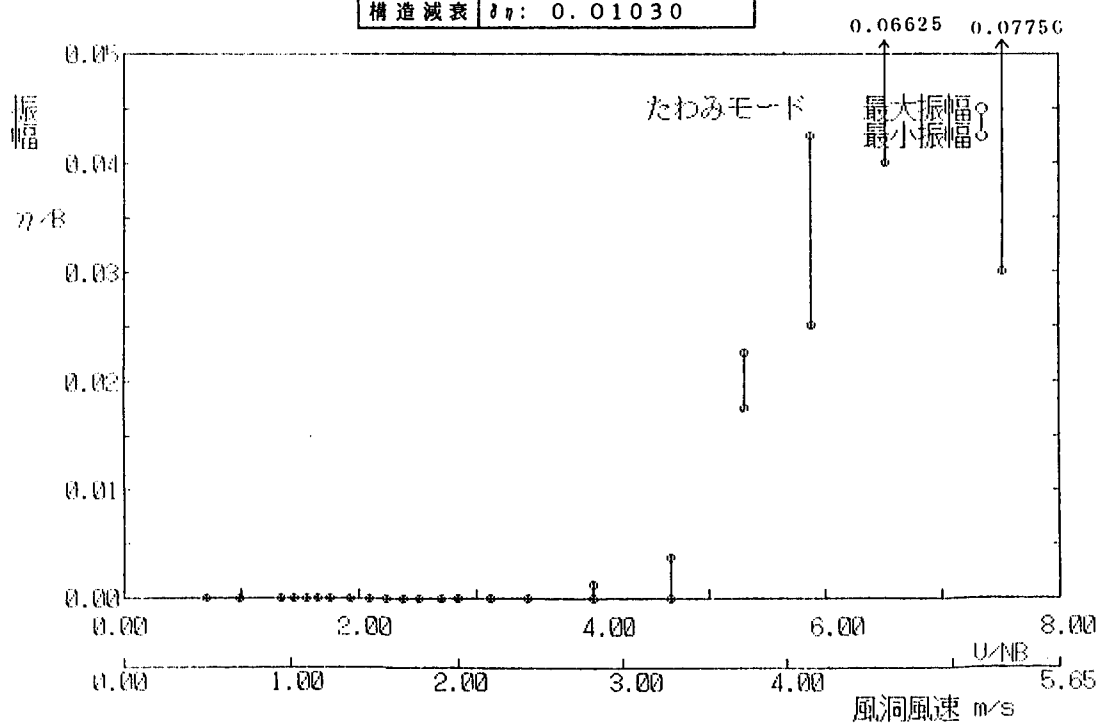
付図A-3.36 風速—振幅曲線 (実験番号B-36)

模 型 名	試験模型: 6 m	試験風速: 1 m
重 量	2.389	kgf/ model
$m/\rho B^3$	195.177	
振 動 数	$N\eta$: 7.081	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01039	



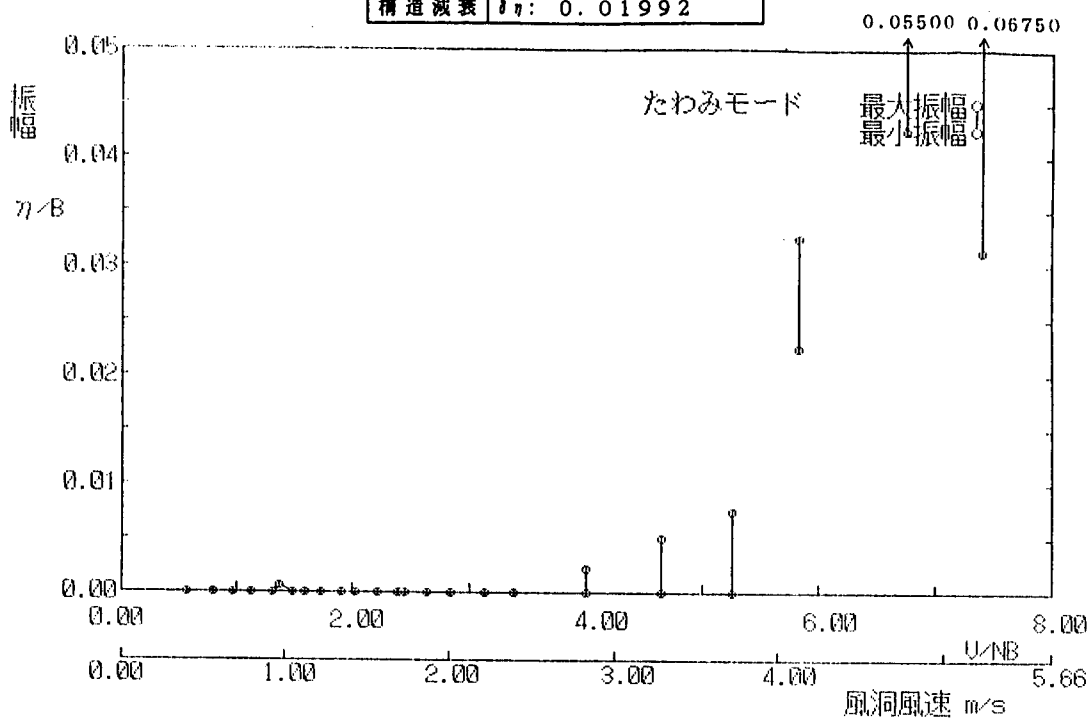
付図A-3.37 風速—振幅曲線 (実験番号B-37)

模 型 名	試験模型: 6 m	試験風速: 1 m
重 量	2.389	kgf/ model
$m/\rho B^3$	195.961	
振 動 数	$N\eta$: 7.058	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01030	



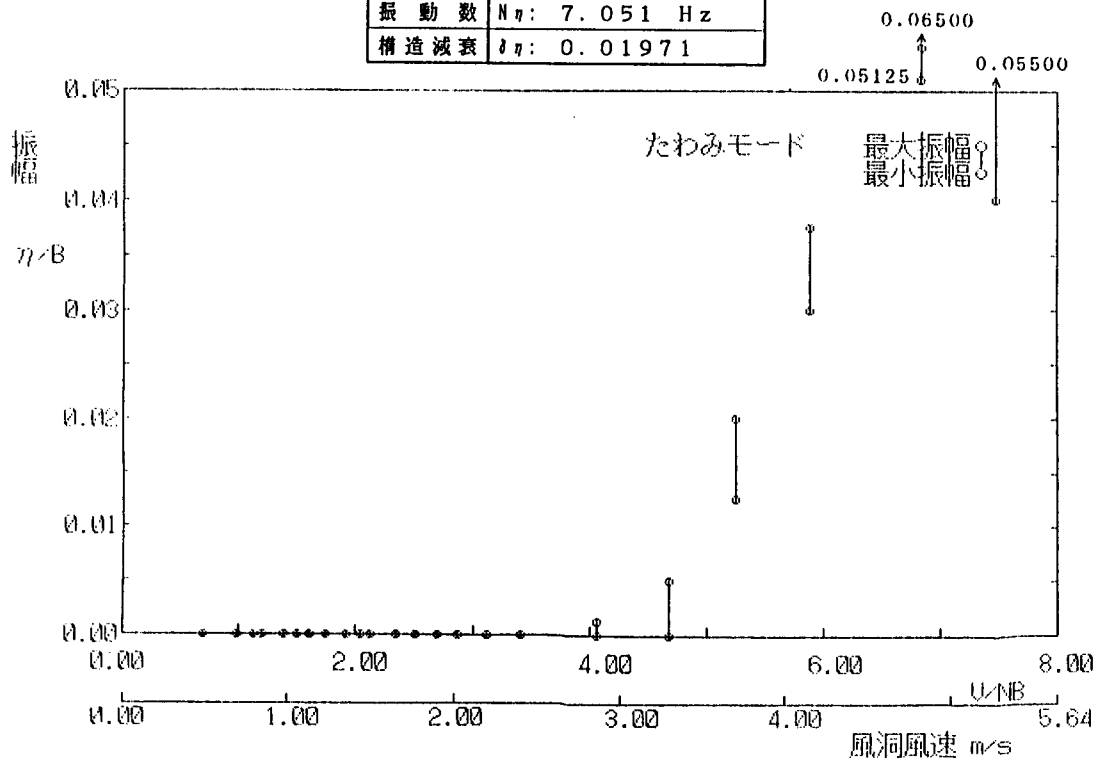
付図A-3.38 風速—振幅曲線 (実験番号B-38)

模 型 名	断面幅員: 6 m 断面高さ: 1 m
重 量	2.379 kgf/model
$m/\rho B^2$	192.663
振 動 数	$N\eta$: 7.073 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01992



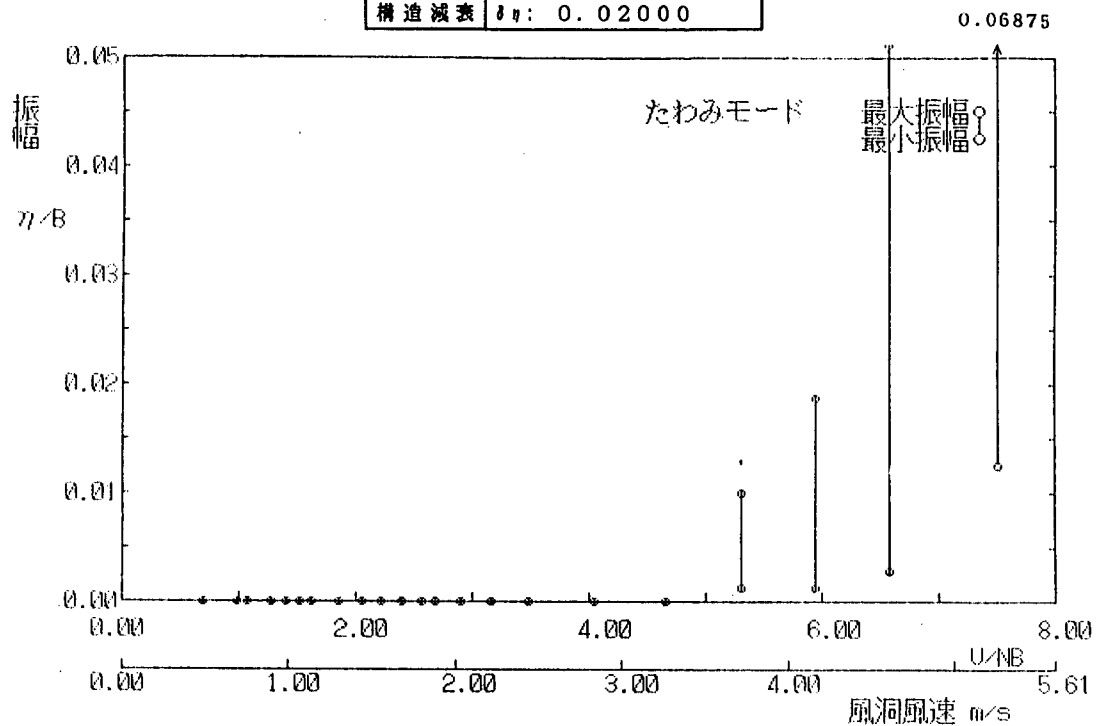
付図A-3.39 風速—振幅曲線 (実験番号B-39)

模 型 名	断面幅員: 6 m 断面高さ: 1 m
重 量	2.379 kgf/model
$m/\rho B^2$	194.984
振 動 数	$N\eta$: 7.051 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.01971



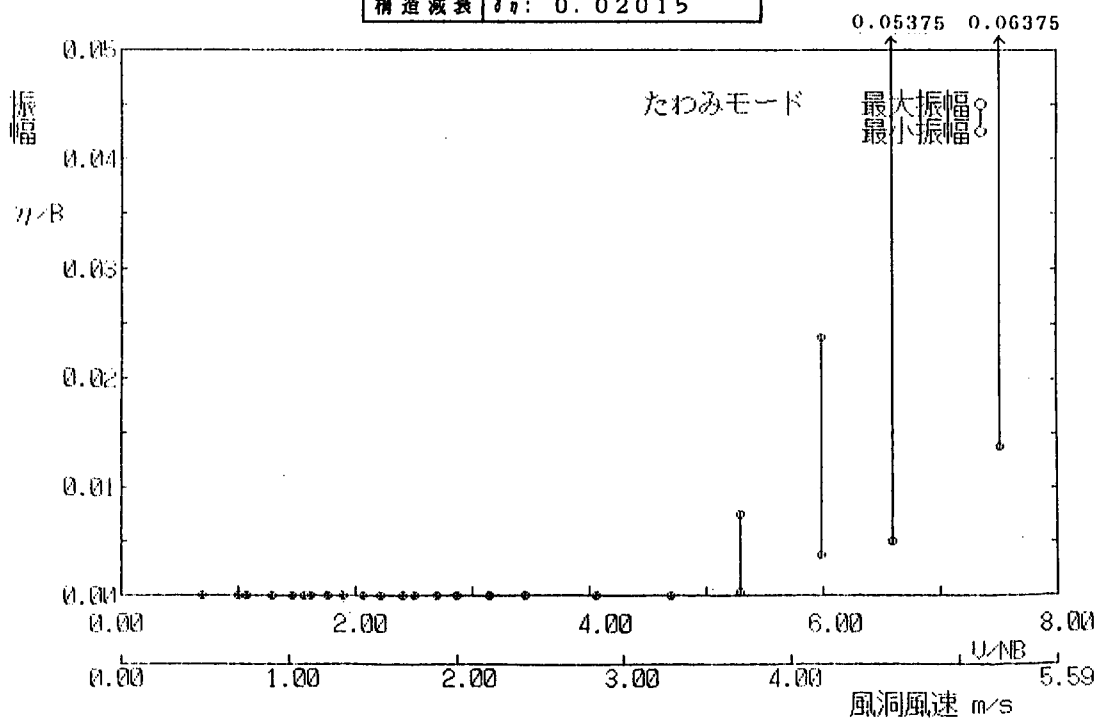
付図A-3.40 風速—振幅曲線 (実験番号B-40)

模 型 名	模型幅員: 6 m 断面高さ: 3 m
重 量	2.422 kgf/model
$m/\rho B^3$	199.148
振 動 数	$N\eta$: 7.010 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02000



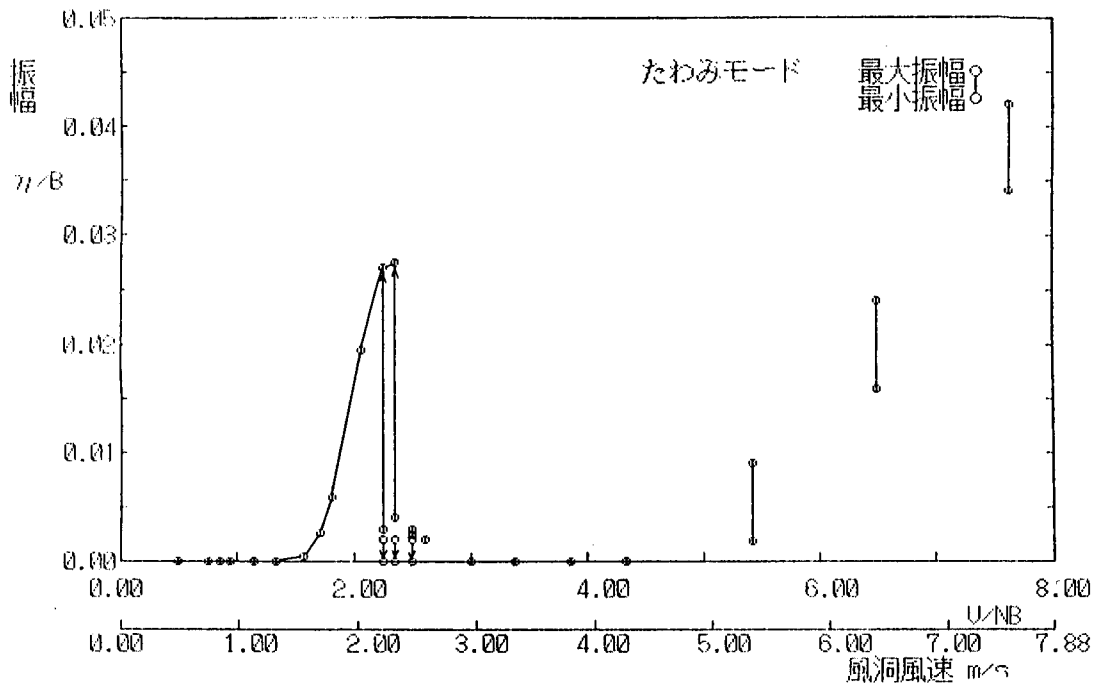
付図A-3.43 風速—振幅曲線 (実験番号B-45)

模 型 名	模型幅員: 6 m 断面高さ: 3 m
重 量	2.422 kgf/model
$m/\rho B^3$	198.668
振 動 数	$N\eta$: 6.987 Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02015



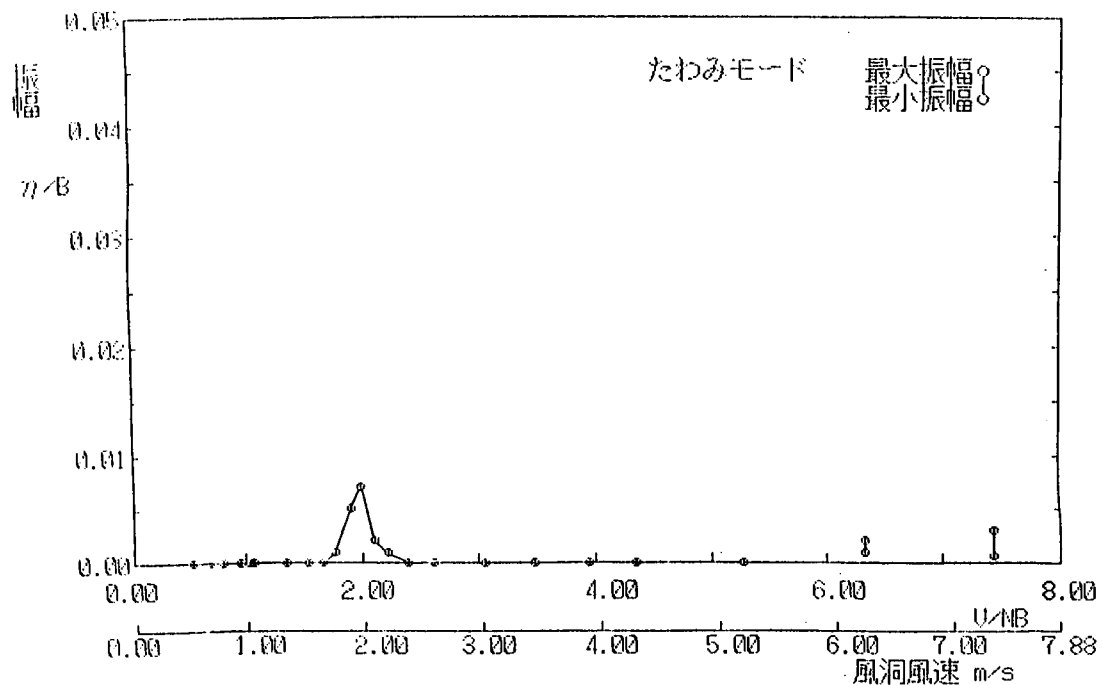
付図A-3.44 風速—振幅曲線 (実験番号B-46)

模 型 名	断面幅員: 1.5 m 断面壁高: 上 3 m 下 1 m	
重 量	7.520	kgf/model
$m / \rho B^2$	96.979	
振 動 数	$N\eta: 3.939$	Hz
構造減衰	$\delta\eta: 0.02030$	



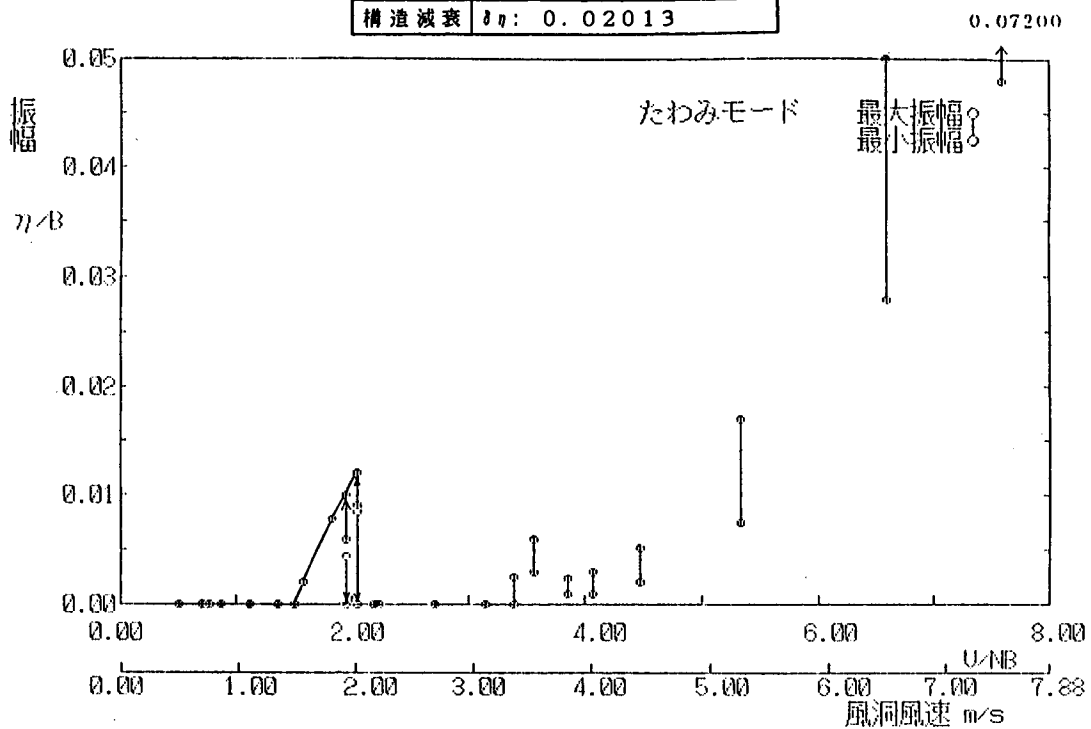
付図A-3.45 風速—振幅曲線 (実験番号C-1)

模 型 名	断面幅員: 1.5 m 断面壁高: 上 1 m 下 3 m	
重 量	7.520	kgf/model
$m / \rho B^2$	97.673	
振 動 数	$N\eta: 3.939$	Hz
構造減衰	$\delta\eta: 0.01996$	



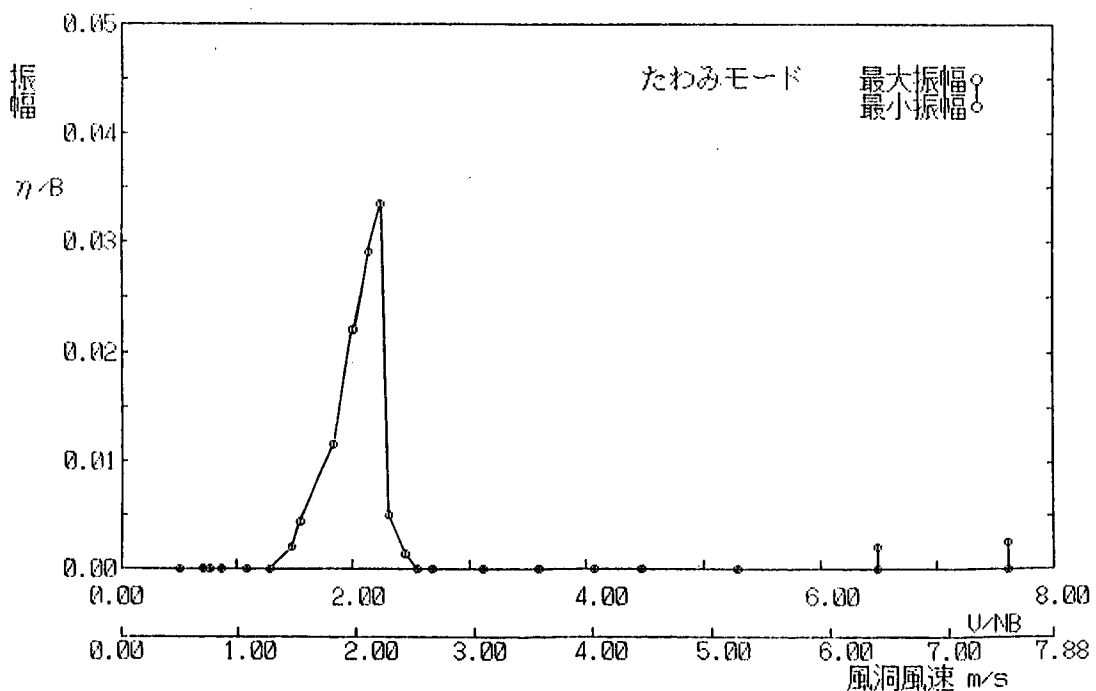
付図A-3.46 風速—振幅曲線 (実験番号C-2)

模 型 名	模型幅員: 1.5m 模型高さ: 上 5m 下 3m	
重 量	7.512	kgf/model
$m/\rho B^3$	99.388	
振 動 数	$N\eta$: 3.941	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02013	



付図A-3.47 風速—振幅曲線 (実験番号C-3)

模 型 名	模型幅員: 1.5m 模型高さ: 上 3m 下 5m	
重 量	7.512	kgf/model
$m/\rho B^3$	99.388	
振 動 数	$N\eta$: 3.941	Hz
構造減衰	$\delta\eta$: 0.02006	

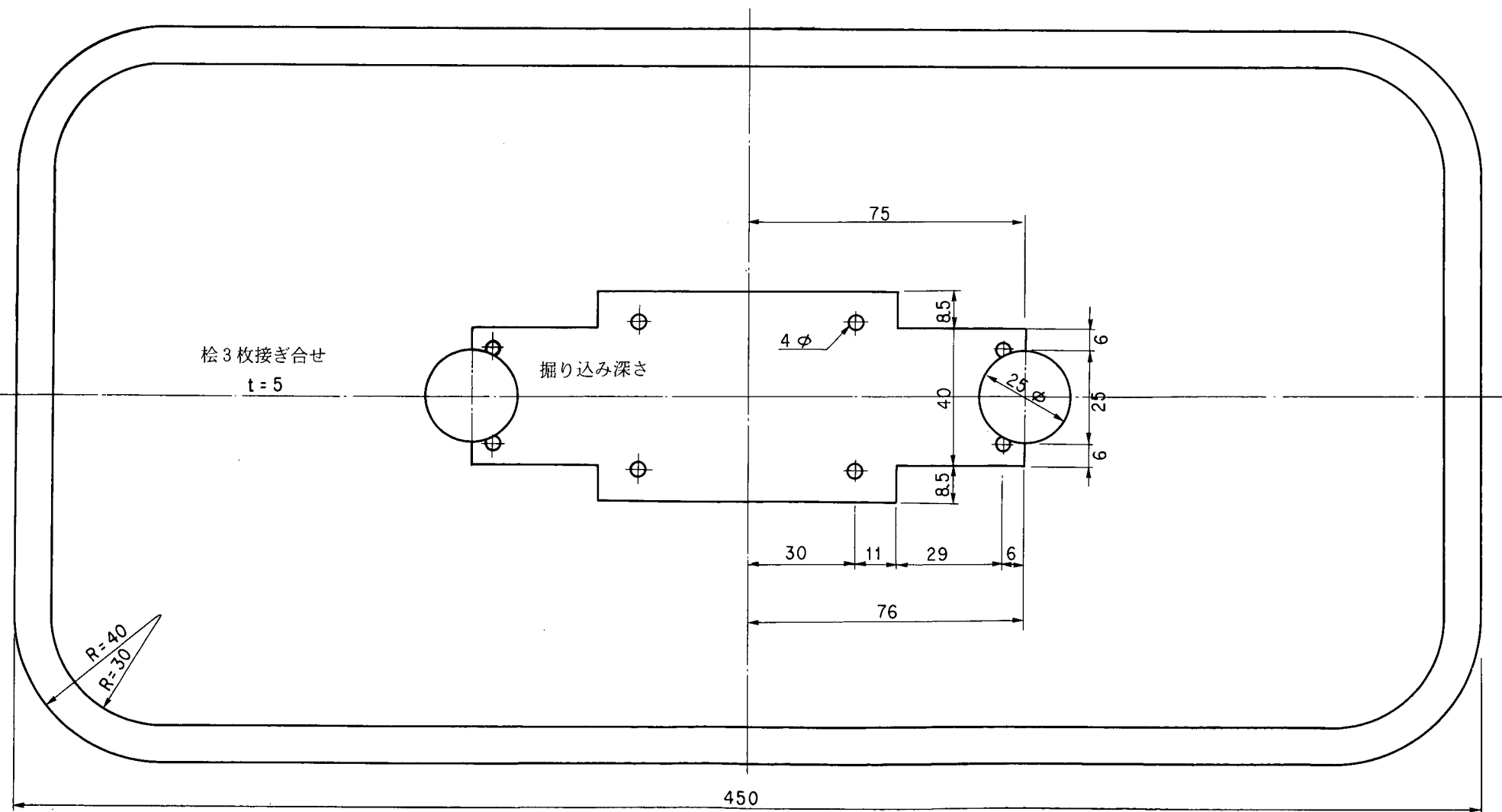
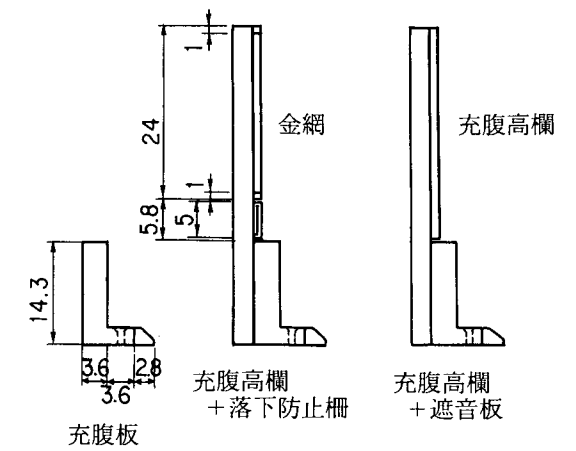
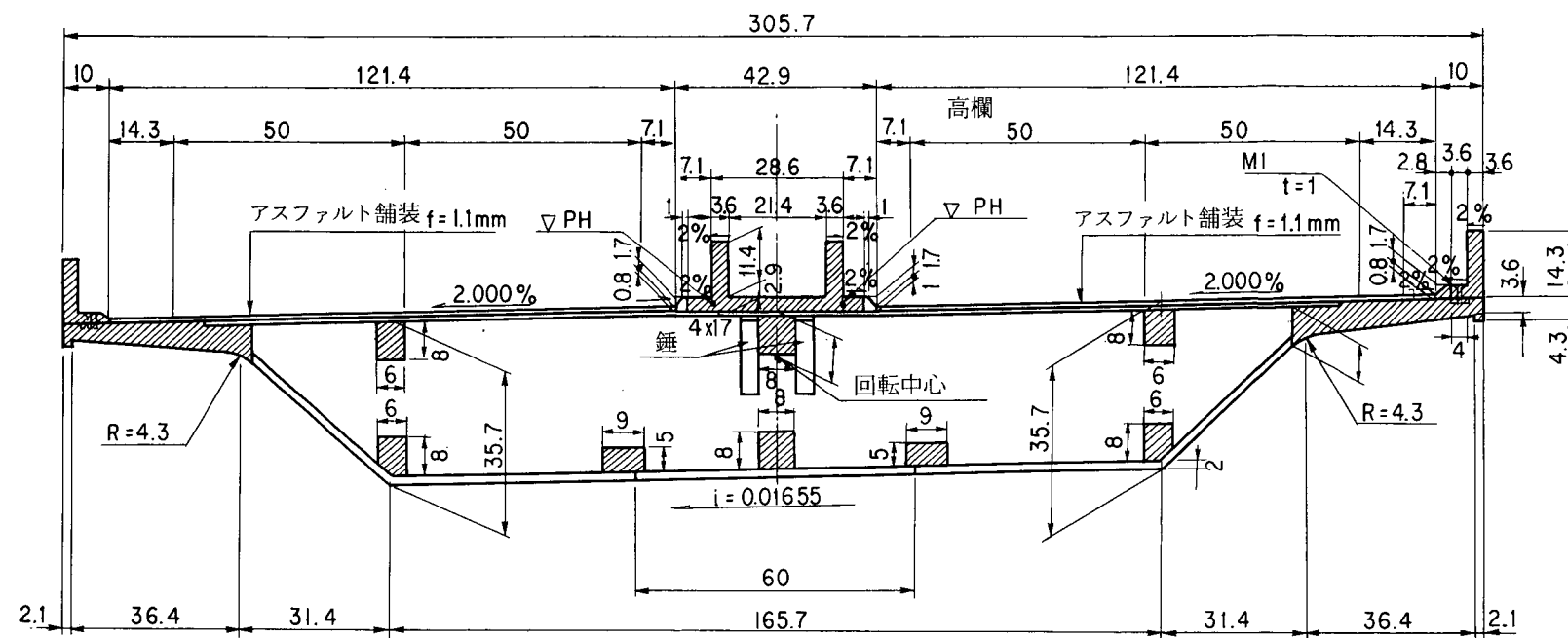


付図A-3.48 風速—振幅曲線 (実験番号C-4)

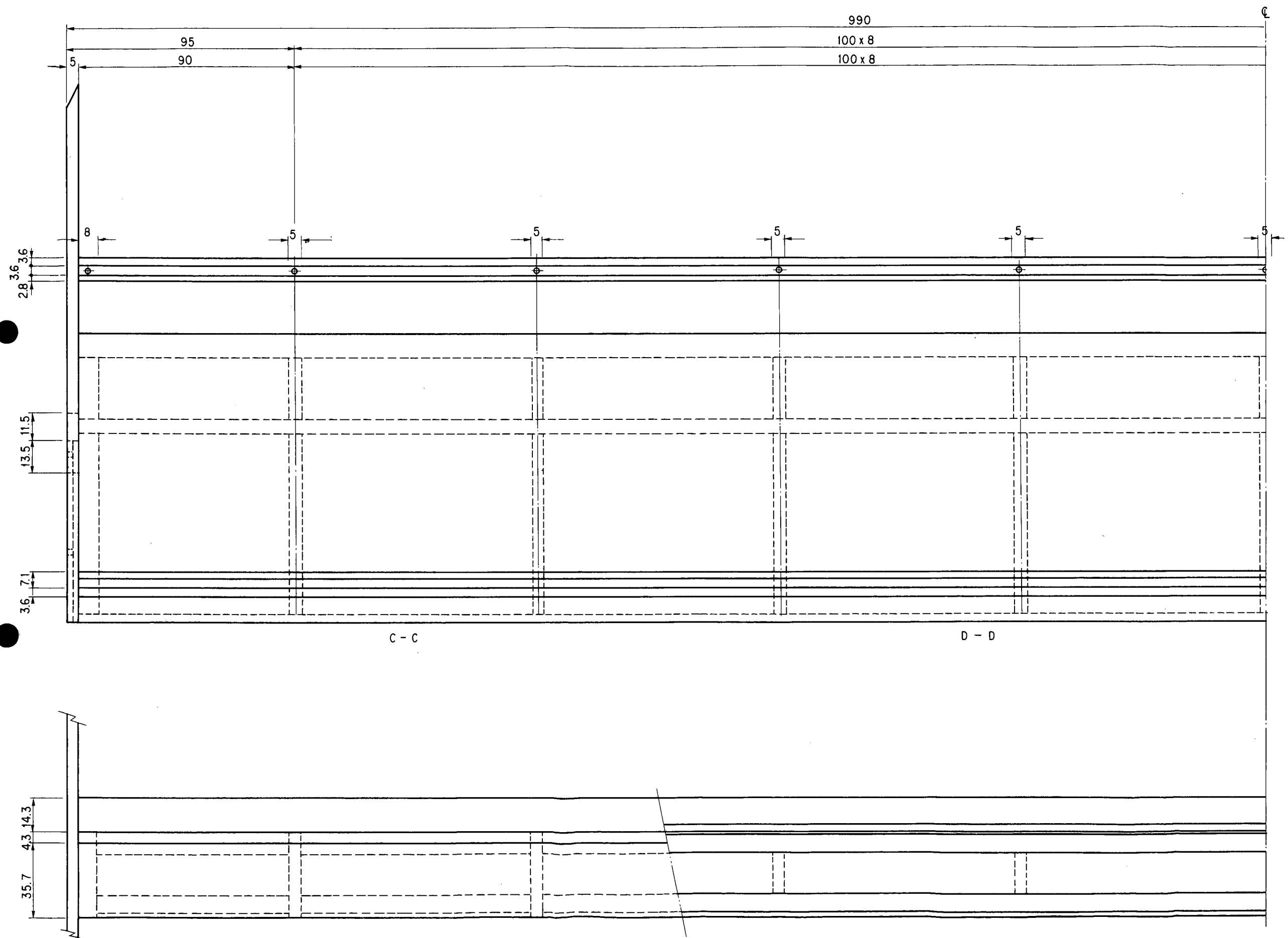
B) 碓氷橋

- 1) バネ支持模型詳細図
- 2) タウト模型詳細図
- 3) 三分力試験結果
- 4) バネ支持模型試験結果
- 5) タウト模型試験結果

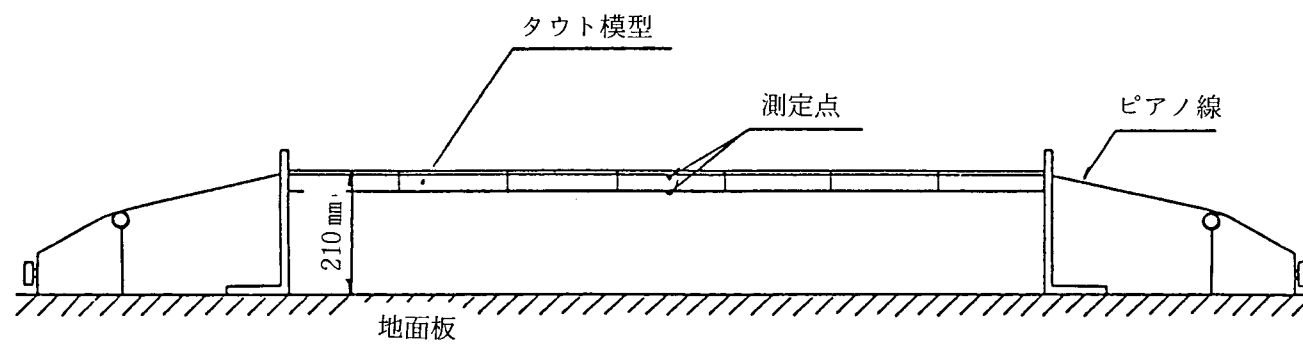




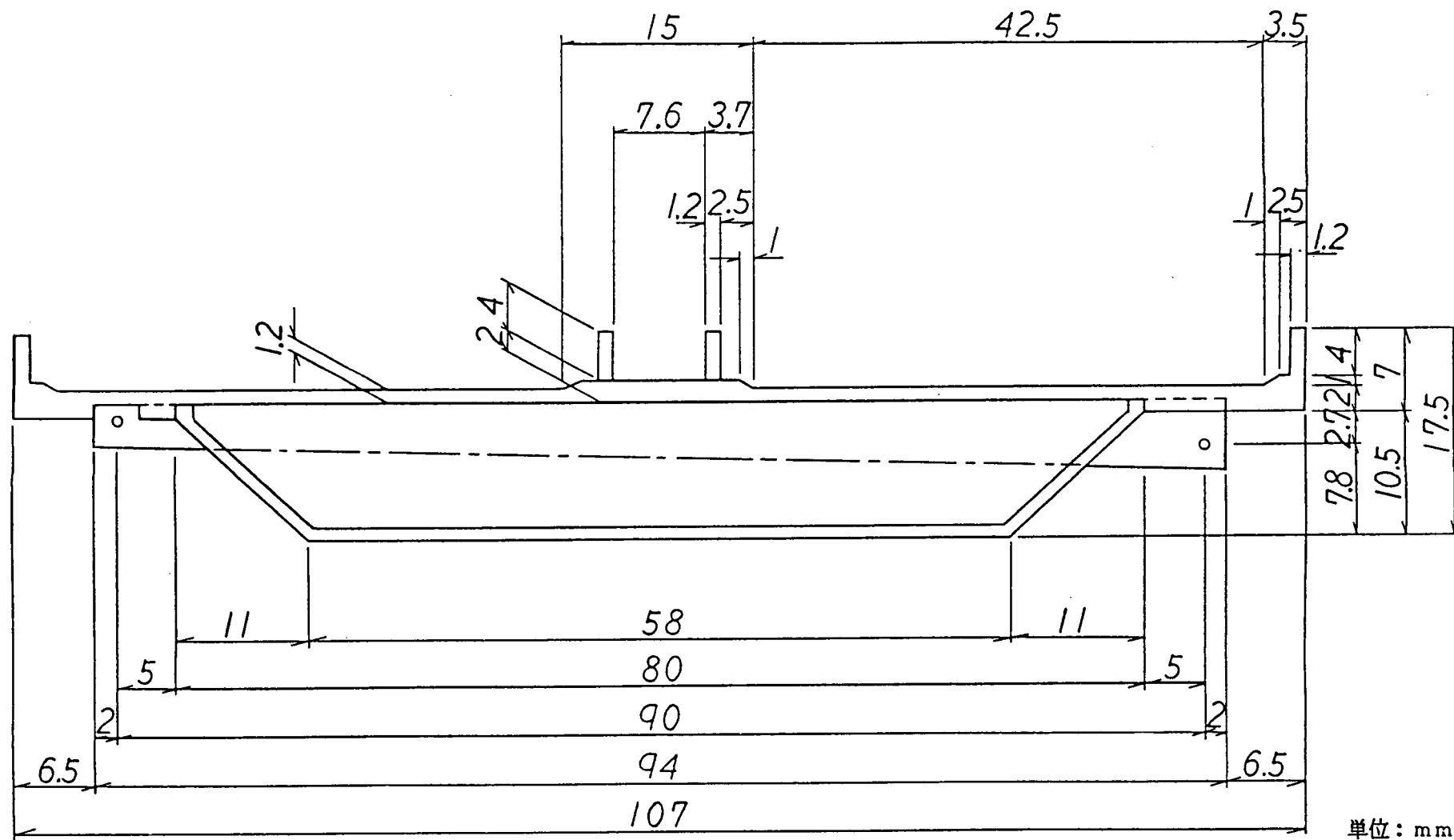
付図B-1 バネ支持模型詳細図(その1)



付図B-1 バネ支持模型詳細図(その2)



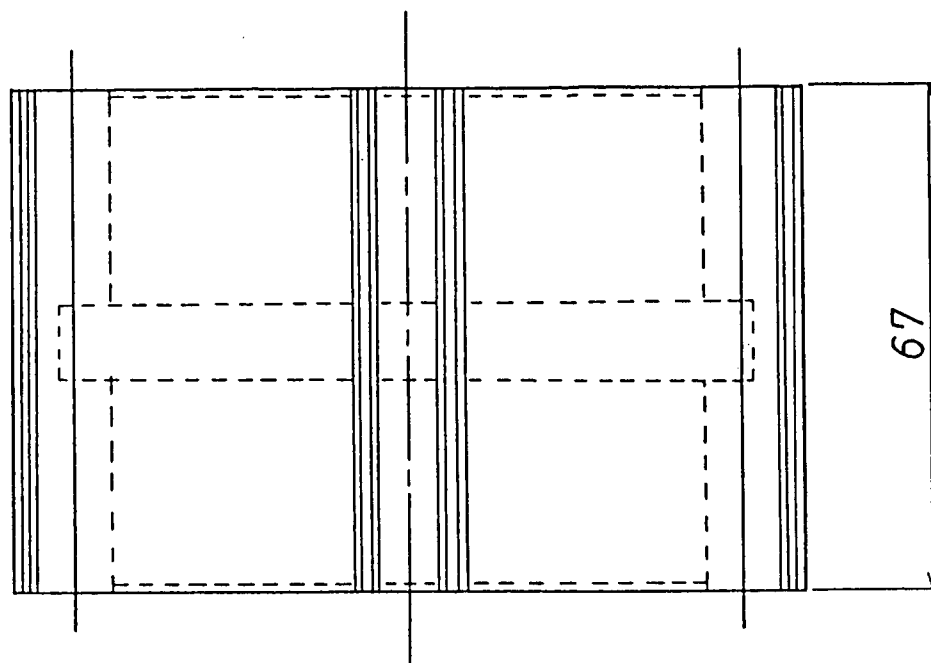
付図B-2 タウト模型詳細図（その1）



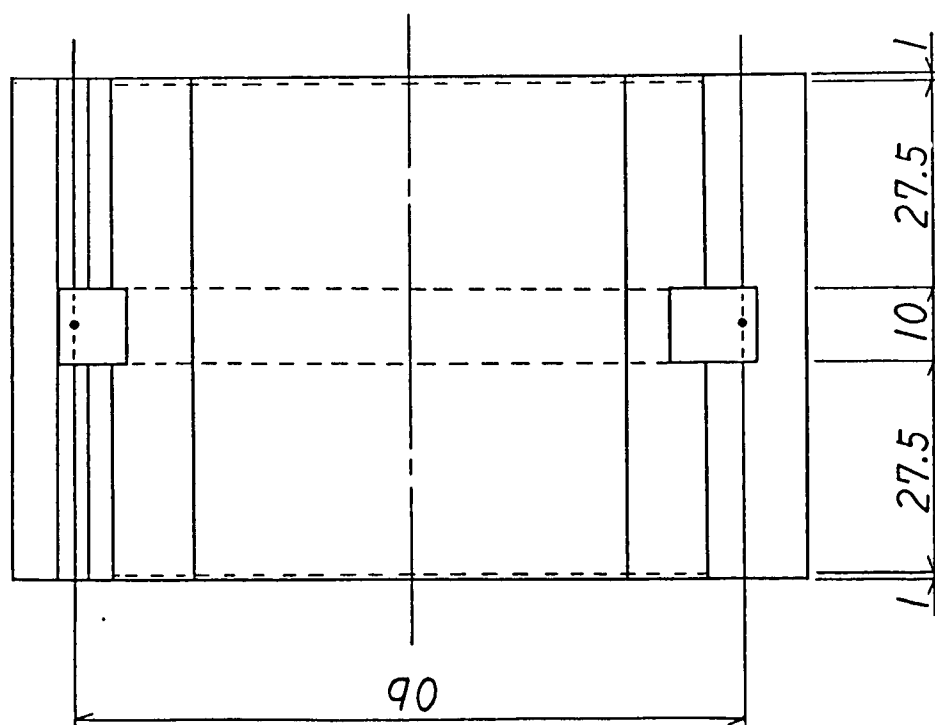
単位：mm

付図B-2 タウト模型詳細図（その2）

上面図



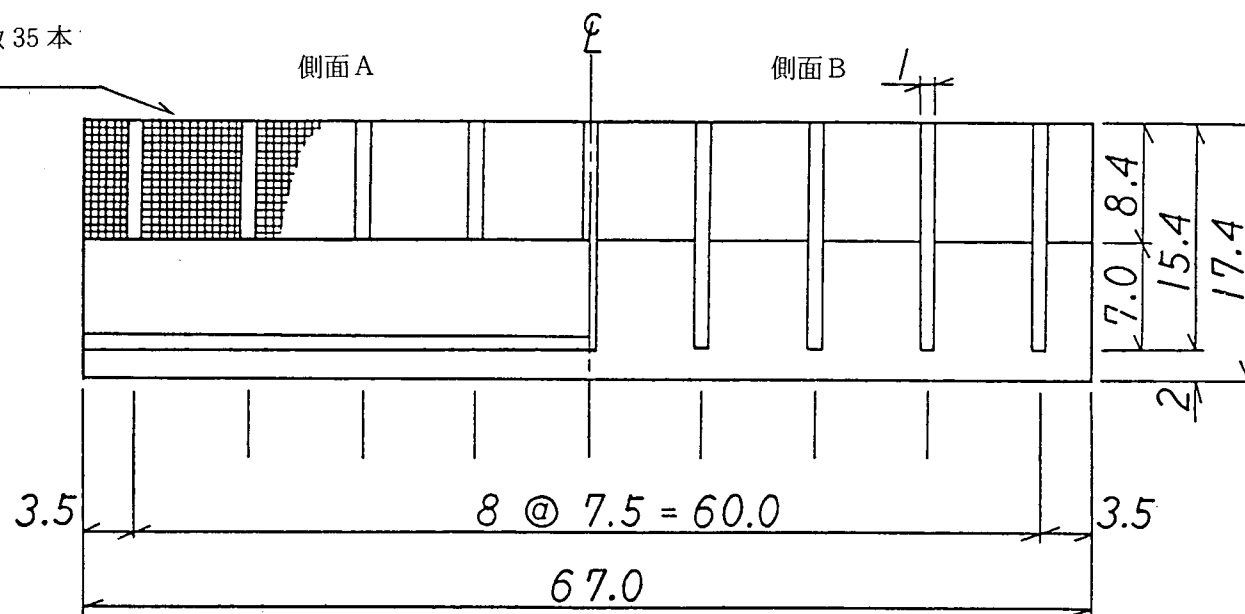
下面図



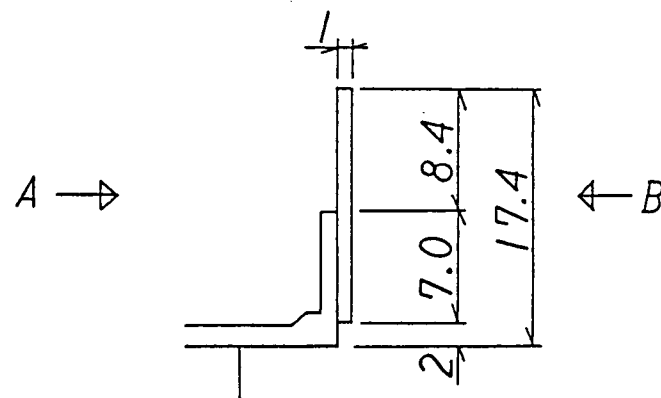
単位：mm

付図B-2 タウト模型詳細図（その3）

0.102mm×メッシュ数 35 本
(充実率 26.1%)

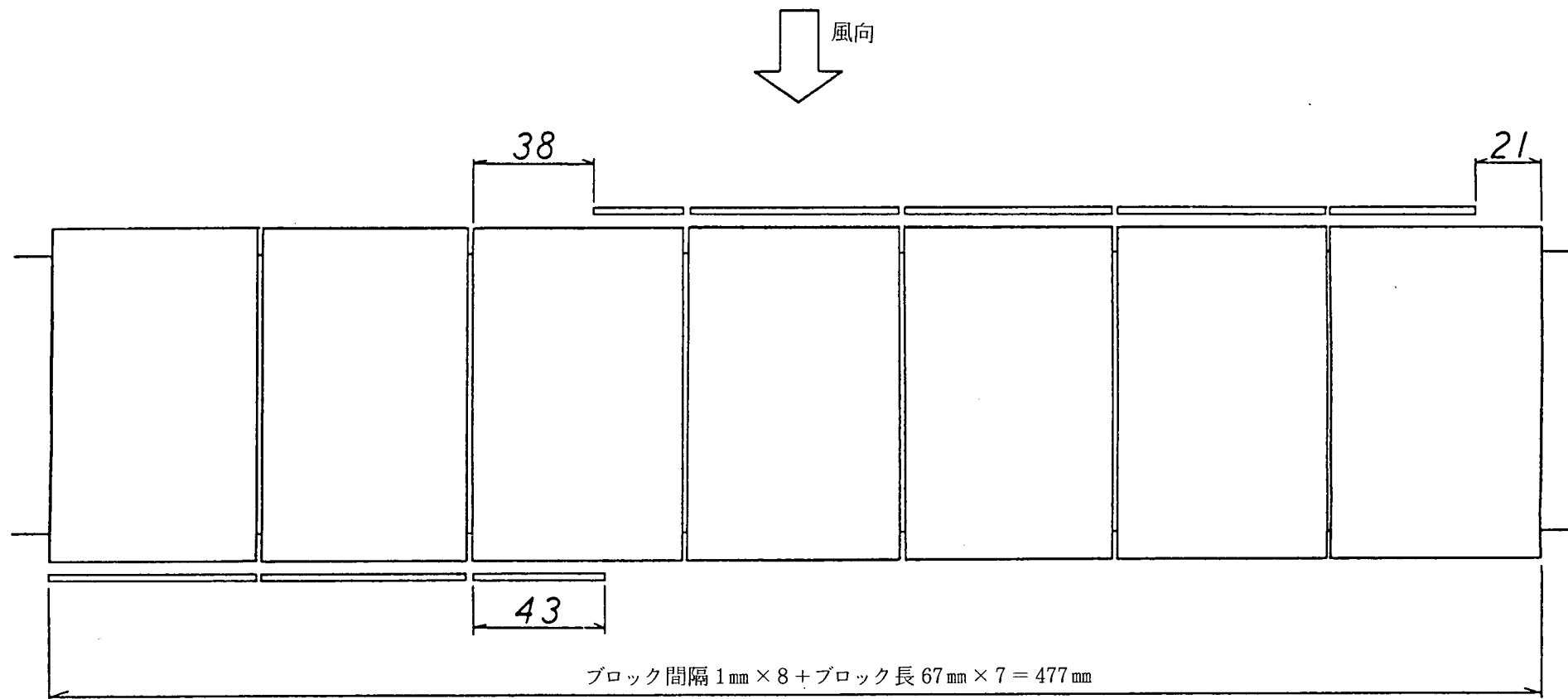


※ 金網部にテープを張り遮音壁とする



単位：mm

付図B-2 タウト模型詳細図 (その4)



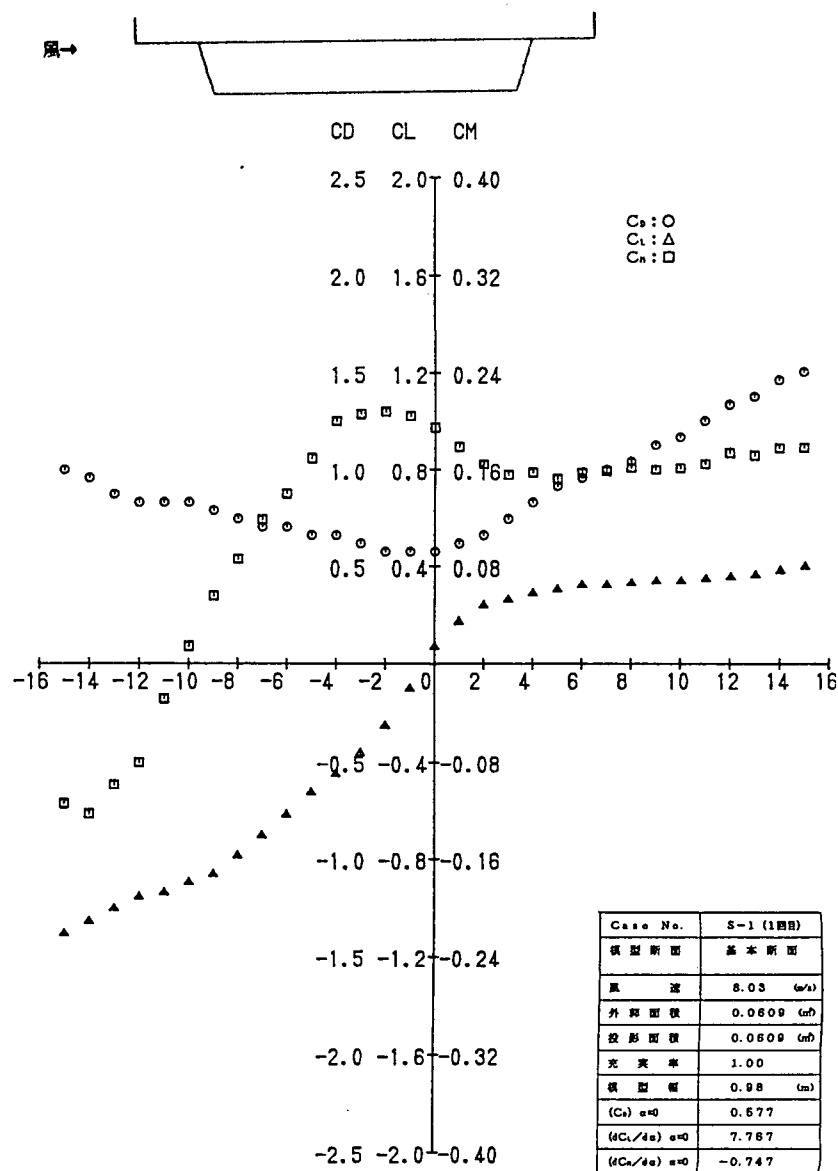
単位：mm

付図B-2 タウト模型詳細図（その5）

基 本

空気密度 $\rho = 0.1211 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$
 動 圧 $q = 3.904 \text{ kg}/\text{m}^2$
 風洞風速 $V = 8.03 \text{ m}/\text{S}$

ANGLE	CD(W)	CL(W)	CM(W,M)	CLA	CMA
-15.	1.001	-1.109	-0.114		
-14.	0.958	-1.058	-0.123	2.913	0.441
-13.	0.874	-1.007	-0.099	2.913	1.213
-12.	0.831	-0.956	-0.080	1.942	2.021
-11.	0.831	-0.939	-0.028	1.699	2.720
-10.	0.831	-0.897	0.015	2.184	2.399
-9.	0.789	-0.863	0.056	3.155	2.046
-8.	0.746	-0.787	0.086	4.612	1.805
-7.	0.704	-0.702	0.119	4.854	1.557
-6.	0.704	-0.618	0.140	5.097	1.470
-5.	0.662	-0.524	0.170	4.854	1.721
-4.	0.662	-0.448	0.200	4.612	1.049
-3.	0.619	-0.363	0.207	5.582	0.229
-2.	0.577	-0.253	0.208	7.524	-0.044
-1.	0.577	-0.101	0.205	9.223	-0.377
0.	0.577	0.069	0.195	7.767	-0.747
1.	0.619	0.170	0.179	4.854	-0.874
2.	0.662	0.238	0.165	2.670	-0.659
3.	0.746	0.264	0.156	1.456	-0.194
4.	0.831	0.289	0.158	1.214	-0.096
5.	0.916	0.306	0.153	0.971	-0.004
6.	0.958	0.323	0.158	0.485	0.177
7.	1.001	0.323	0.159	0.243	0.118
8.	1.043	0.331	0.162	0.485	0.038
9.	1.128	0.340	0.160	0.243	-0.019
10.	1.170	0.340	0.161	0.243	0.139
11.	1.255	0.348	0.165	0.485	0.369
12.	1.340	0.357	0.174	0.485	0.208
13.	1.382	0.365	0.172	0.728	0.120
14.	1.467	0.382	0.178	0.971	0.182
15.	1.510	0.399	0.179		

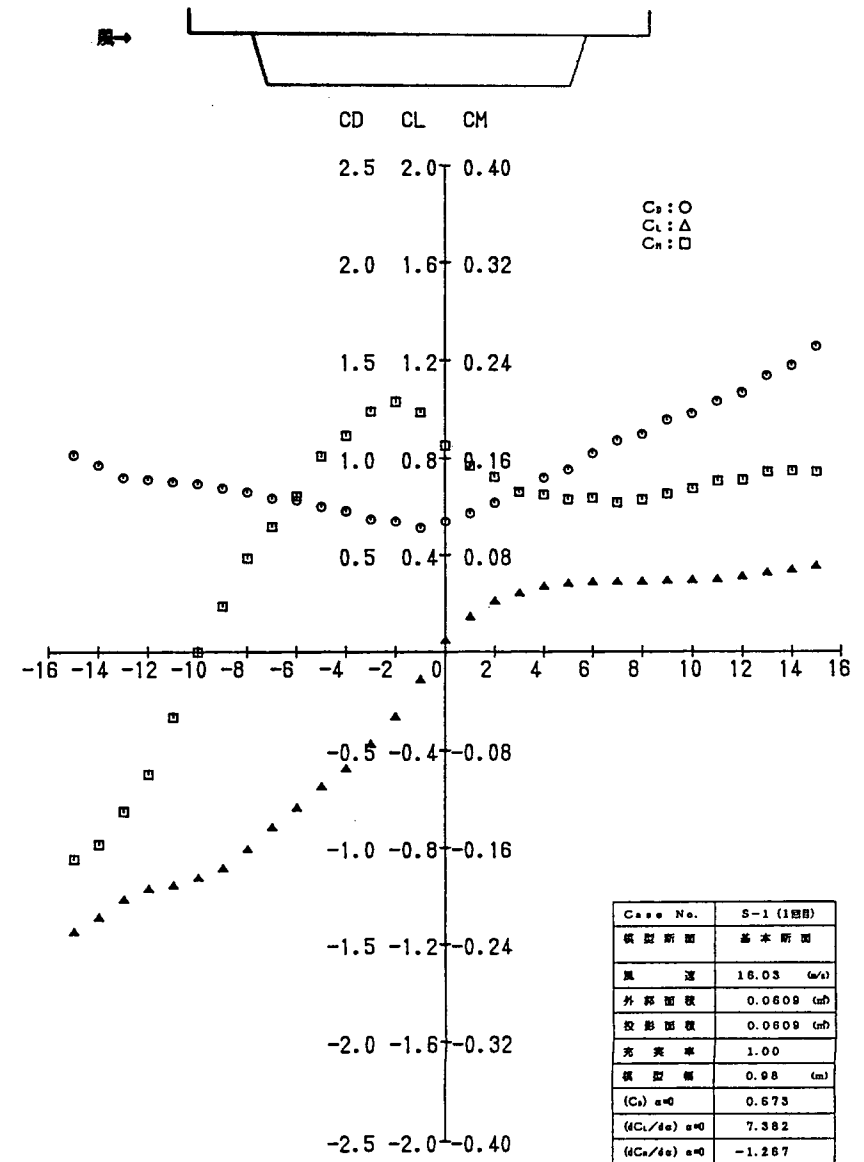


付図B-3 三分力試験結果(その1)

基 本

空気密度 $\rho = 0.1199 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$
 動 圧 $q = 15.405 \text{ kg}/\text{m}^2$
 風洞風速 $V = 16.03 \text{ m}/\text{S}$

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.	1.017	-1.153	-0.170		
-14.	0.963	-1.093	-0.157	3.876	1.137
-13.	0.898	-1.018	-0.130	3.445	1.645
-12.	0.888	-0.972	-0.100	1.661	2.199
-11.	0.877	-0.960	-0.053	1.292	2.851
-10.	0.866	-0.927	-0.000	2.092	2.594
-9.	0.845	-0.887	0.037	3.383	2.229
-8.	0.823	-0.809	0.077	4.798	1.896
-7.	0.791	-0.719	0.103	4.921	1.466
-6.	0.780	-0.637	0.129	4.798	1.673
-5.	0.748	-0.552	0.162	4.614	1.438
-4.	0.727	-0.476	0.179	4.921	1.054
-3.	0.684	-0.380	0.199	6.028	0.793
-2.	0.673	-0.266	0.206	7.566	-0.018
-1.	0.641	-0.116	0.198	8.920	-1.031
0.	0.673	0.045	0.170	7.382	-1.267
1.	0.716	0.142	0.154	4.552	-0.742
2.	0.769	0.204	0.145	2.768	-0.610
3.	0.823	0.239	0.132	1.784	-0.428
4.	0.898	0.266	0.130	1.169	-0.193
5.	0.941	0.279	0.126	0.554	-0.071
6.	1.027	0.286	0.127	0.246	-0.064
7.	1.092	0.288	0.123	0.062	-0.037
8.	1.124	0.288	0.126	0.062	0.203
9.	1.199	0.290	0.131	0.123	0.260
10.	1.232	0.292	0.135	0.185	0.316
11.	1.296	0.297	0.142	0.492	0.204
12.	1.339	0.309	0.142	0.800	0.214
13.	1.425	0.324	0.149	0.800	0.220
14.	1.479	0.337	0.150	0.800	-0.004
15.	1.575	0.352	0.149		



付図B-3 三分力試験結果(その2)

基本 +

落下物防止柵

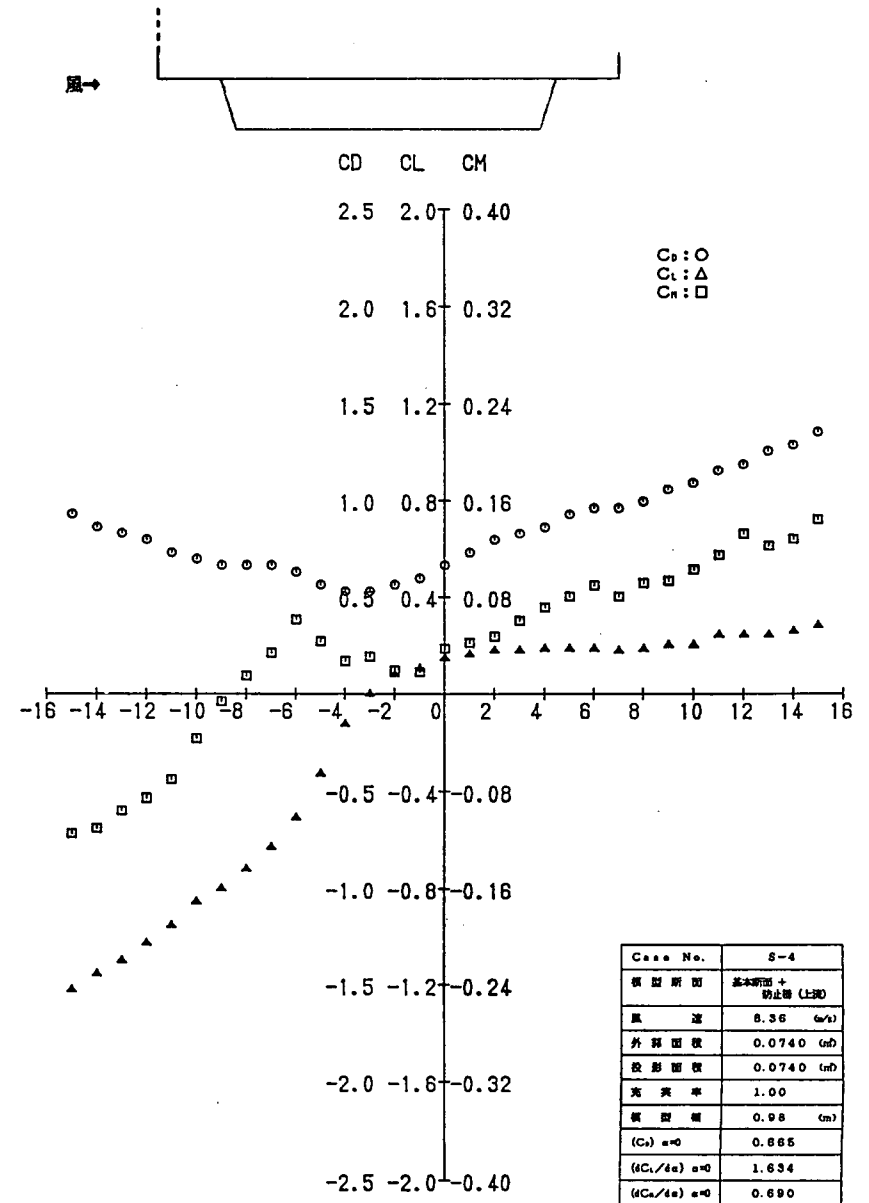
上流配置

空気密度 $\rho = 0.1167 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$

動 圧 $q = 4.0781 \text{ kg/m}^2$

風洞風速 $V = 8.36 \text{ m/S}$

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.	0.931	-1.222	-0.114		
-14.	0.865	-1.157	-0.110	3.502	0.545
-13.	0.831	-1.100	-0.095	3.736	0.712
-12.	0.798	-1.027	-0.085	4.203	0.732
-11.	0.732	-0.953	-0.070	4.903	1.377
-10.	0.698	-0.856	-0.037	4.436	1.832
-9.	0.665	-0.799	-0.006	3.969	1.482
-8.	0.665	-0.717	0.015	4.903	1.138
-7.	0.665	-0.627	0.034	6.070	1.333
-6.	0.632	-0.505	0.061	8.638	0.269
-5.	0.565	-0.326	0.043	10.972	-0.984
-4.	0.532	-0.122	0.027	9.338	-0.365
-3.	0.532	0.000	0.031	5.836	-0.218
-2.	0.565	0.081	0.020	3.035	-0.351
-1.	0.599	0.106	0.018	1.868	0.512
0.	0.665	0.147	0.037	1.634	0.690
1.	0.732	0.163	0.042	0.934	0.287
2.	0.798	0.179	0.047	0.467	0.520
3.	0.831	0.179	0.060	0.233	0.694
4.	0.865	0.187	0.072	0.233	0.586
5.	0.931	0.187	0.081	0.000	0.531
6.	0.965	0.187	0.090	-0.233	0.002
7.	0.965	0.179	0.081	-0.000	0.063
8.	0.998	0.187	0.092	0.700	0.374
9.	1.064	0.204	0.094	0.467	0.319
10.	1.098	0.204	0.103	1.167	0.615
11.	1.164	0.244	0.115	1.167	0.849
12.	1.197	0.244	0.133	0.000	0.215
13.	1.264	0.244	0.123	0.467	-0.129
14.	1.297	0.261	0.129	1.167	0.627
15.	1.364	0.285	0.145		



付図B-3 三分力試験結果 (その3)

基 本 +

落下物防止柵

上流配置

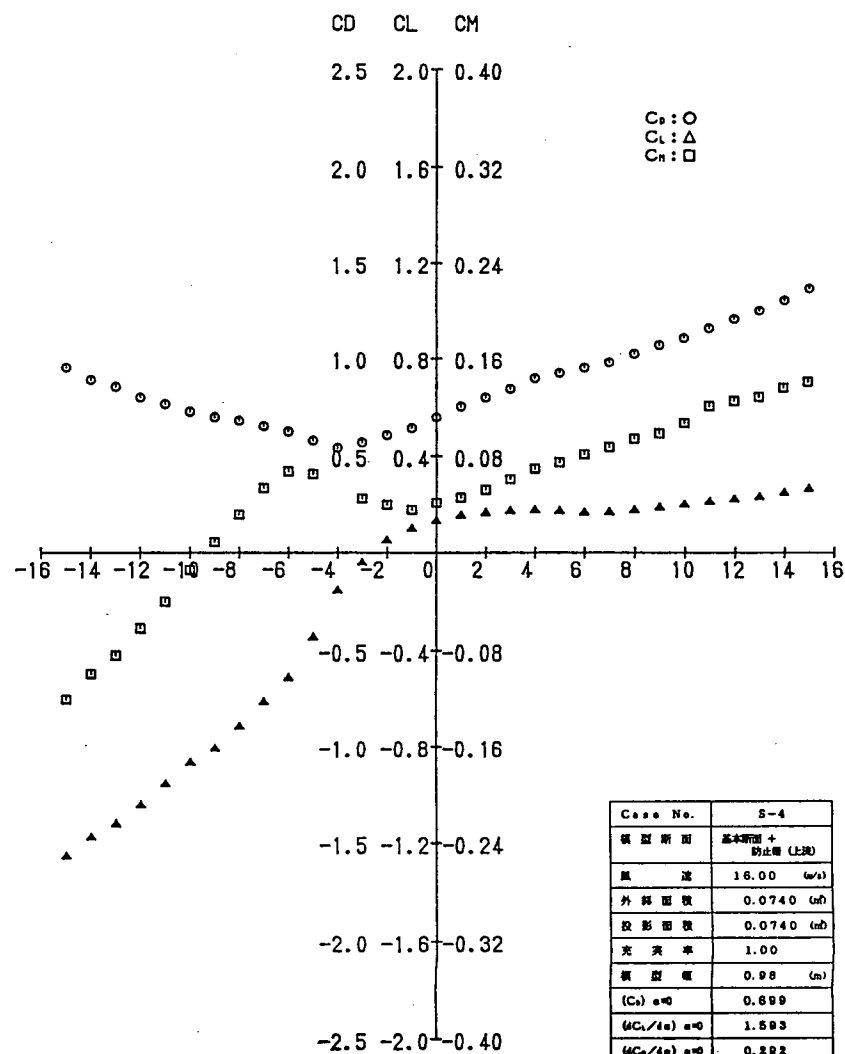
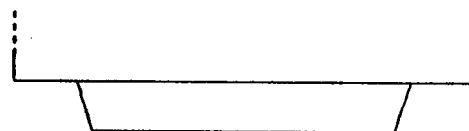
空気密度 $\rho = 0.1167 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$

動 圧 $q = 14.9376 \text{ kg/m}^2$

風洞風速 $V = 16.00 \text{ m/S}$

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.	0.953	-1.257	-0.120		
-14.	0.890	-1.179	-0.099	3.824	1.034
-13.	0.854	-1.123	-0.084	3.825	1.069
-12.	0.799	-1.046	-0.062	4.780	1.252
-11.	0.763	-0.957	-0.040	5.099	1.364
-10.	0.726	-0.868	-0.014	4.270	1.414
-9.	0.699	-0.808	0.009	4.398	1.321
-8.	0.681	-0.714	0.032	5.609	1.286
-7.	0.654	-0.612	0.054	5.800	1.027
-6.	0.627	-0.512	0.068	7.648	0.337
-5.	0.581	-0.345	0.066	10.197	0.958
-4.	0.545	-0.156	0.101	8.731	-0.587
-3.	0.572	-0.040	0.045	5.927	-1.744
-2.	0.608	0.051	0.040	4.015	-0.269
-1.	0.645	0.100	0.036	2.358	0.040
0.	0.699	0.133	0.042	1.593	0.292
1.	0.754	0.156	0.046	0.892	0.309
2.	0.799	0.165	0.053	0.510	0.437
3.	0.844	0.174	0.061	0.382	0.505
4.	0.899	0.178	0.070	0.000	0.410
5.	0.926	0.174	0.076	-0.319	0.329
6.	0.953	0.167	0.082	-0.127	0.349
7.	0.981	0.169	0.088	0.319	0.374
8.	1.026	0.178	0.095	0.574	0.320
9.	1.071	0.189	0.099	0.637	0.368
10.	1.108	0.200	0.108	0.701	0.643
11.	1.162	0.214	0.121	0.637	0.508
12.	1.208	0.222	0.125	0.574	0.208
13.	1.253	0.234	0.129	0.829	0.310
14.	1.308	0.251	0.136	0.956	0.353
15.	1.371	0.267	0.141		

風→



Case No.	S-4
模型断面	基本断面 + 防止柵 (上流)
風 速	16.00 (m/s)
外 観 面 積	0.0740 (m ²)
投 影 面 積	0.0740 (m ²)
充 実 率	1.00
模 型 幅	0.98 (m)
(C _D) a=0	0.699
(C _L /ta) a=0	1.593
(C _M /ta) a=0	0.292

付図B-3 三分力試験結果 (その4)

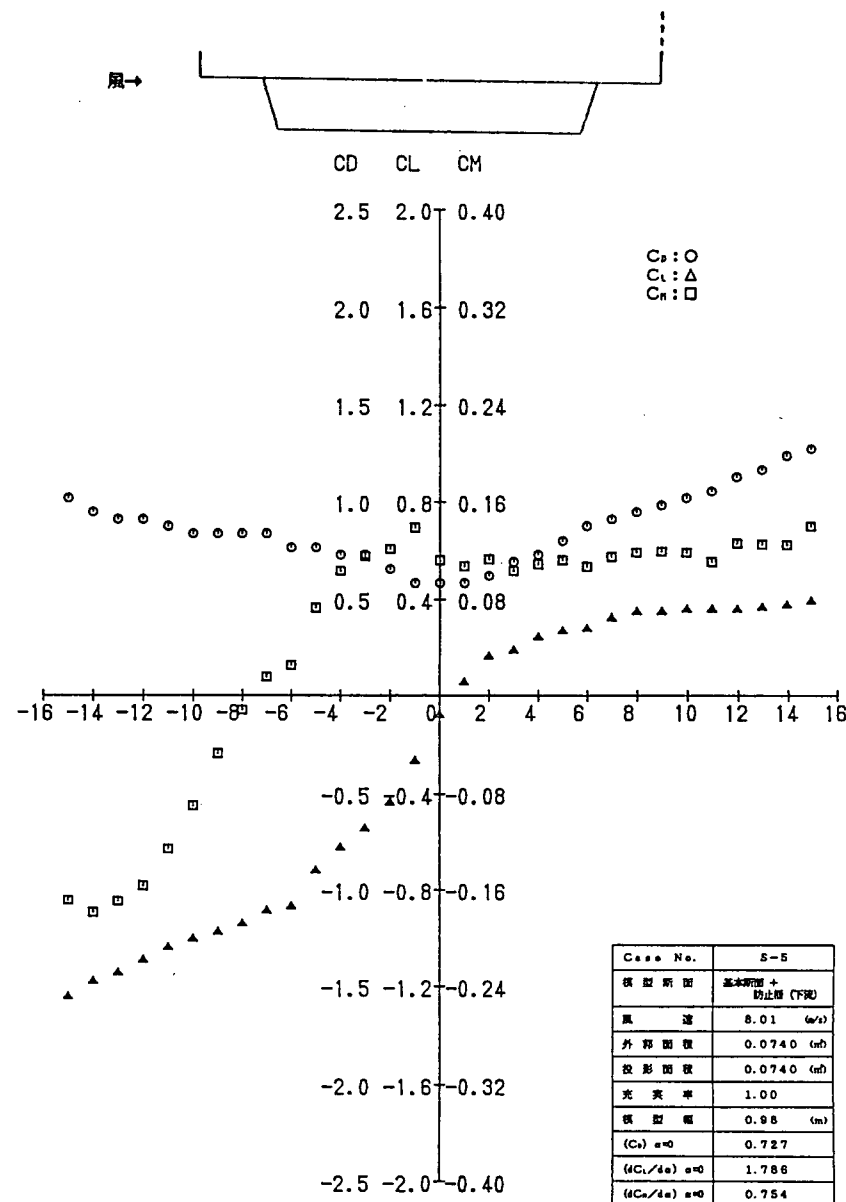
基 本 +

落下物防止柵

空気密度 $\rho = 0.1163 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$
 動 圧 $q = 3.7309 \text{ kg/m}^2$
 風洞風速 $V = 8.01 \text{ m/S}$

下流配置

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W,M)	CLA	CMA
-15.	1.018	-1.336	-0.125		
-14.	0.945	-1.265	-0.120	3.828	0.596
-13.	0.909	-1.202	-0.104	4.083	0.778
-12.	0.873	-1.122	-0.093	4.594	0.800
-11.	0.800	-1.042	-0.076	5.359	1.505
-10.	0.763	-0.935	-0.040	4.848	2.003
-9.	0.727	-0.873	-0.006	4.338	1.620
-8.	0.727	-0.784	0.016	5.359	1.244
-7.	0.727	-0.686	0.037	6.635	1.457
-6.	0.691	-0.552	0.067	9.441	0.294
-5.	0.618	-0.356	0.047	11.993	-1.076
-4.	0.582	-0.134	0.030	10.207	-0.399
-3.	0.582	0.000	0.033	6.379	-0.238
-2.	0.618	0.089	0.021	3.317	-0.384
-1.	0.654	0.116	0.020	2.041	0.560
0.	0.727	0.160	0.041	1.786	0.754
1.	0.800	0.178	0.046	1.021	0.314
2.	0.873	0.196	0.052	0.510	0.568
3.	0.909	0.196	0.066	0.255	0.758
4.	0.945	0.205	0.078	0.255	0.641
5.	1.018	0.205	0.088	0.000	0.581
6.	1.054	0.205	0.099	-0.255	0.002
7.	1.054	0.196	0.089	0.000	0.069
8.	1.091	0.205	0.101	0.766	0.409
9.	1.163	0.223	0.103	0.510	0.348
10.	1.200	0.223	0.113	1.276	0.672
11.	1.272	0.267	0.126	1.276	0.928
12.	1.309	0.267	0.145	0.000	0.235
13.	1.381	0.267	0.134	0.510	-0.140
14.	1.418	0.285	0.141	1.276	0.686
15.	1.491	0.312	0.158		



付図B-3 三分力試験結果 (その5)

基 本 +

落下物防止柵

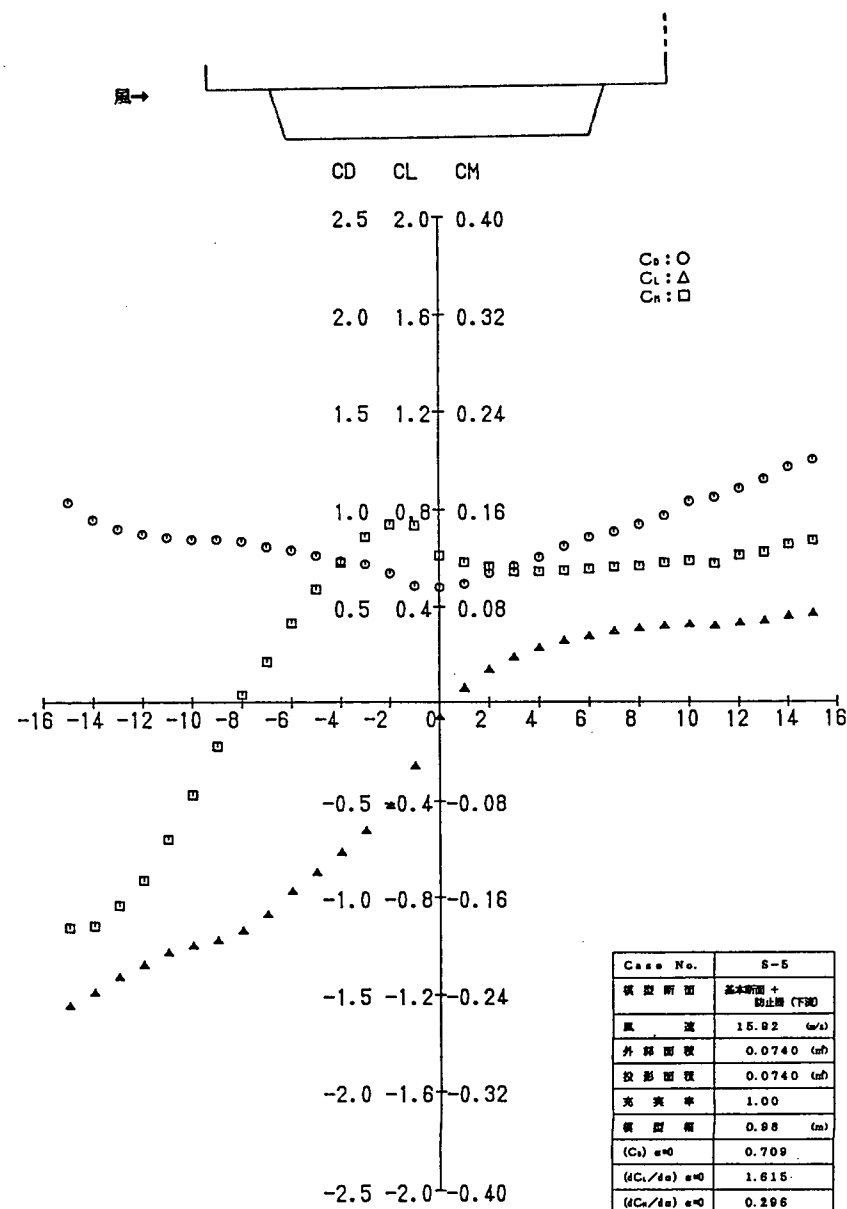
下流配置

空気密度 $\rho = 0.1163 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$

動 圧 $q = 14.7379 \text{ kg/m}^2$

風洞風速 $V = 15.92 \text{ m/S}$

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.	0.966	-1.274	-0.122		
-14.	0.902	-1.195	-0.100	3.876	1.048
-13.	0.865	-1.139	-0.085	3.876	1.084
-12.	0.810	-1.060	-0.063	4.845	1.269
-11.	0.773	-0.970	-0.041	5.168	1.383
-10.	0.736	-0.879	-0.014	4.328	1.433
-9.	0.709	-0.818	0.009	4.457	1.339
-8.	0.690	-0.724	0.032	5.685	1.303
-7.	0.663	-0.620	0.055	5.878	1.041
-6.	0.635	-0.519	0.069	7.752	0.341
-5.	0.589	-0.349	0.067	10.336	0.971
-4.	0.552	-0.158	0.103	8.850	-0.595
-3.	0.580	-0.041	0.046	6.008	-1.768
-2.	0.617	0.052	0.041	4.070	-0.273
-1.	0.653	0.101	0.036	2.390	-0.040
0.	0.709	0.135	0.042	1.615	0.296
1.	0.764	0.158	0.047	0.904	0.313
2.	0.810	0.167	0.053	0.517	0.443
3.	0.856	0.176	0.062	0.388	0.512
4.	0.911	0.180	0.071	0.000	0.415
5.	0.939	0.176	0.077	-0.323	0.333
6.	0.966	0.169	0.083	-0.129	0.353
7.	0.994	0.171	0.089	0.323	0.379
8.	1.040	0.180	0.096	0.581	0.324
9.	1.086	0.192	0.100	0.646	0.373
10.	1.123	0.203	0.109	0.711	0.652
11.	1.178	0.216	0.123	0.646	0.514
12.	1.224	0.225	0.127	0.581	0.211
13.	1.270	0.237	0.130	0.840	0.314
14.	1.325	0.255	0.138	0.969	0.357
15.	1.390	0.271	0.143		



付図B-3 三分力試験結果 (その6)

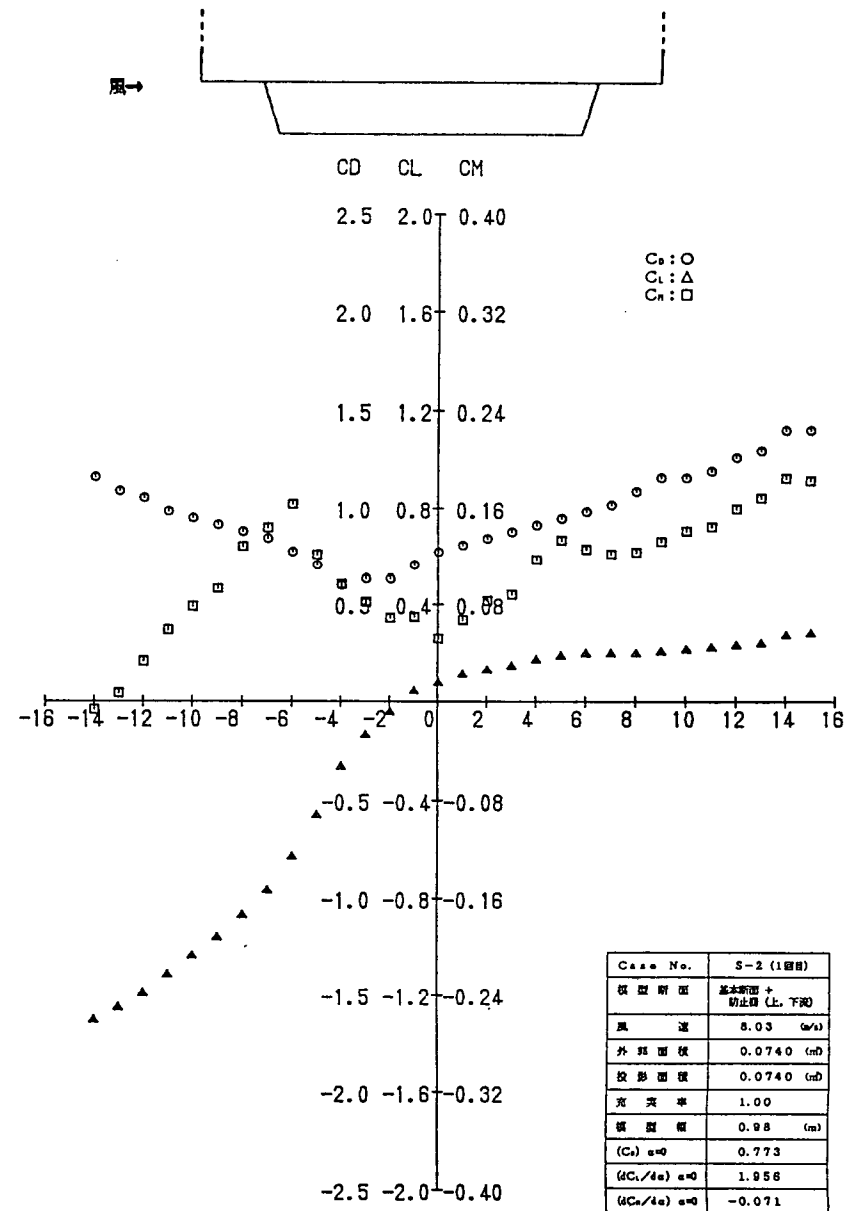
基 本 +

落下物防止柵

上下流配置

空気密度 $\rho = 0.1202 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$
 動 圧 $q = 3.875 \text{ kg/m}^2$
 風洞風速 $V = 8.03 \text{ m/S}$

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.					
-14.	1.160	-1.306	-0.007		
-13.	1.090	-1.255	0.007	3.179	1.137
-12.	1.055	-1.195	0.033	3.913	1.479
-11.	0.984	-1.118	0.059	4.402	1.299
-10.	0.949	-1.041	0.078	4.402	0.985
-9.	0.914	-0.964	0.093	4.891	1.424
-8.	0.879	-0.871	0.128	5.624	1.461
-7.	0.844	-0.768	0.144	6.847	1.012
-6.	0.773	-0.632	0.163	8.803	-0.642
-5.	0.703	-0.461	0.122	10.515	-1.899
-4.	0.598	-0.265	0.097	9.292	-1.141
-3.	0.633	-0.137	0.082	6.358	-0.818
-2.	0.633	-0.043	0.069	5.135	-0.352
-1.	0.703	0.043	0.069	3.423	-0.477
0.	0.773	0.077	0.052	1.956	-0.071
1.	0.809	0.111	0.067	1.467	0.889
2.	0.844	0.128	0.083	0.978	0.614
3.	0.879	0.145	0.088	1.223	0.988
4.	0.914	0.171	0.117	1.223	1.300
5.	0.949	0.188	0.134	0.734	0.253
6.	0.984	0.196	0.126	0.245	-0.331
7.	1.020	0.196	0.122	0.000	-0.073
8.	1.090	0.196	0.124	0.245	0.312
9.	1.160	0.205	0.133	0.489	0.513
10.	1.160	0.213	0.142	0.489	0.352
11.	1.195	0.222	0.145	0.489	0.531
12.	1.266	0.230	0.160	0.489	0.689
13.	1.301	0.239	0.169	1.223	0.737
14.	1.406	0.273	0.186	1.223	0.415
15.	1.406	0.282	0.184		



付図B-3 三分力試験結果 (その7)

基本 +

落下物防止柵

上下流配置

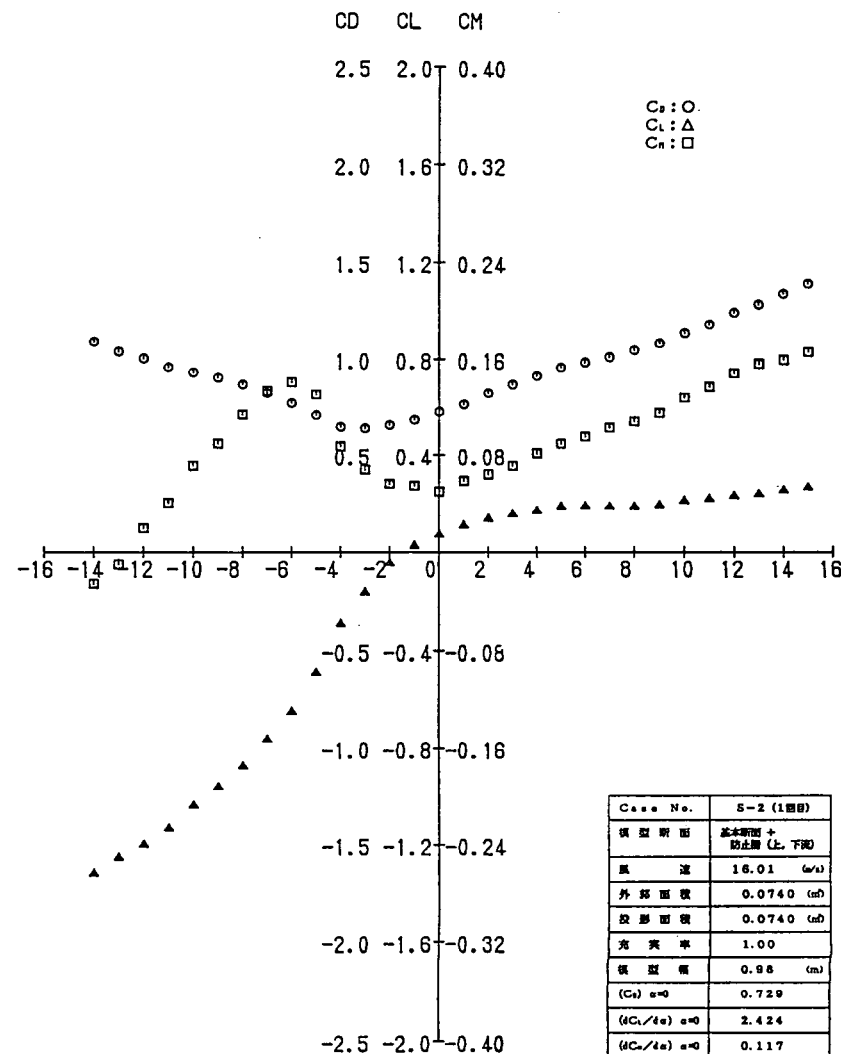
空気密度 $\rho = 0.1195 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$

動 圧 $q = 15.315 \text{ kg/m}^2$

風洞風速 $V = 16.01 \text{ m/S}$



ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.					
-14.	1.094	-1.319	-0.025		
-13.	1.041	-1.254	-0.010	3.419	1.307
-12.	1.005	-1.200	0.020	3.543	1.458
-11.	0.961	-1.130	0.041	4.662	1.470
-10.	0.934	-1.037	0.072	4.848	1.401
-9.	0.907	-0.961	0.090	4.724	1.225
-8.	0.872	-0.872	0.114	5.656	1.276
-7.	0.827	-0.764	0.134	6.402	0.771
-6.	0.774	-0.649	0.141	7.894	-0.094
-5.	0.712	-0.488	0.131	10.318	-1.544
-4.	0.649	-0.289	0.087	9.323	-1.801
-3.	0.641	-0.163	0.068	6.961	-0.885
-2.	0.658	-0.046	0.056	5.408	-0.381
-1.	0.685	0.026	0.055	3.419	-0.181
0.	0.729	0.074	0.050	2.424	0.117
1.	0.765	0.111	0.059	1.865	0.410
2.	0.827	0.139	0.064	1.305	0.350
3.	0.872	0.156	0.071	0.932	0.494
4.	0.916	0.171	0.082	0.932	0.537
5.	0.961	0.189	0.090	0.559	0.404
6.	0.987	0.191	0.096	0.000	0.379
7.	1.014	0.189	0.103	-0.062	0.368
8.	1.050	0.189	0.109	0.186	0.358
9.	1.085	0.195	0.116	0.684	0.570
10.	1.139	0.213	0.129	0.746	0.630
11.	1.183	0.221	0.138	0.559	0.591
12.	1.245	0.232	0.149	0.559	0.556
13.	1.290	0.241	0.157	0.684	0.314
14.	1.343	0.256	0.160	0.808	0.274
15.	1.397	0.269	0.167		



付図B-3 三分力試験結果 (その8)

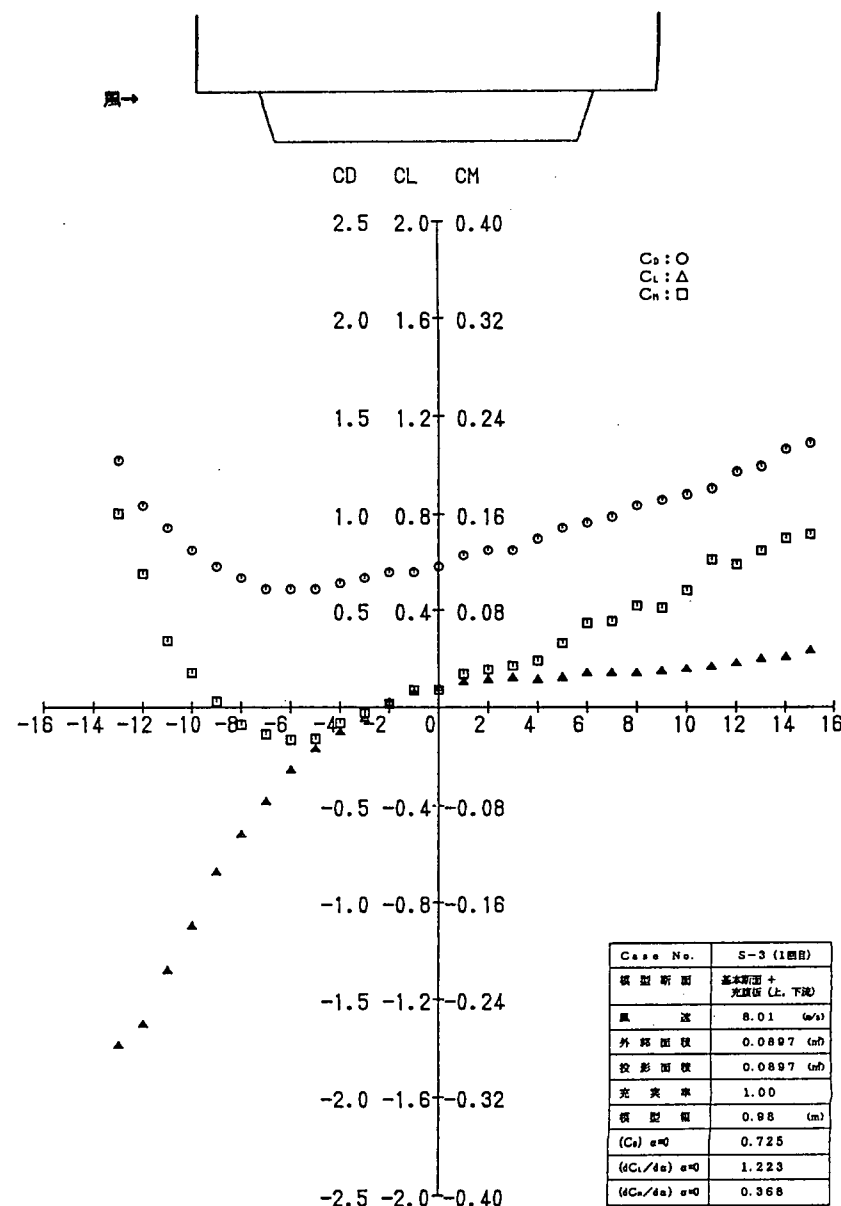
基 本 +

遮 音 壁

上下流配置

空気密度 $\rho = 0.1208 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$
 動 圧 $q = 3.875 \text{ kg}/\text{m}^2$
 風洞風速 $V = 8.01 \text{ m}/\text{S}$

ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.					
-14.					
-13.	1.276	-1.391	0.160		
-12.	1.044	-1.306	0.110	8.804	-3.032
-11.	0.928	-1.084	0.055	11.738	-2.352
-10.	0.812	-0.896	0.028	11.738	-1.429
-9.	0.725	-0.674	0.005	10.759	-1.227
-8.	0.667	-0.521	-0.015	8.314	-0.767
-7.	0.609	-0.384	-0.022	7.581	-0.346
-6.	0.609	-0.256	-0.027	6.113	-0.109
-5.	0.609	-0.171	-0.026	4.402	0.384
-4.	0.638	-0.102	-0.013	3.423	0.599
-3.	0.667	-0.051	-0.005	3.423	0.452
-2.	0.696	0.017	0.002	3.179	0.551
-1.	0.696	0.060	0.014	1.712	0.335
0.	0.725	0.077	0.014	1.223	0.368
1.	0.783	0.102	0.027	0.978	0.465
2.	0.812	0.111	0.030	0.489	0.187
3.	0.812	0.119	0.034	0.000	0.224
4.	0.870	0.111	0.038	0.000	0.545
5.	0.928	0.119	0.053	0.734	0.887
6.	0.957	0.137	0.069	0.489	0.515
7.	0.986	0.137	0.071	-0.000	0.403
8.	1.044	0.137	0.083	0.245	0.315
9.	1.073	0.145	0.082	0.489	0.372
10.	1.102	0.154	0.096	0.489	1.147
11.	1.131	0.162	0.122	0.734	0.619
12.	1.218	0.179	0.118	0.978	0.221
13.	1.247	0.196	0.129	0.734	0.632
14.	1.334	0.205	0.140	0.978	0.387
15.	1.363	0.230	0.143		



付図B-3 三分力試験結果 (その9)

基本 +

遮音壁

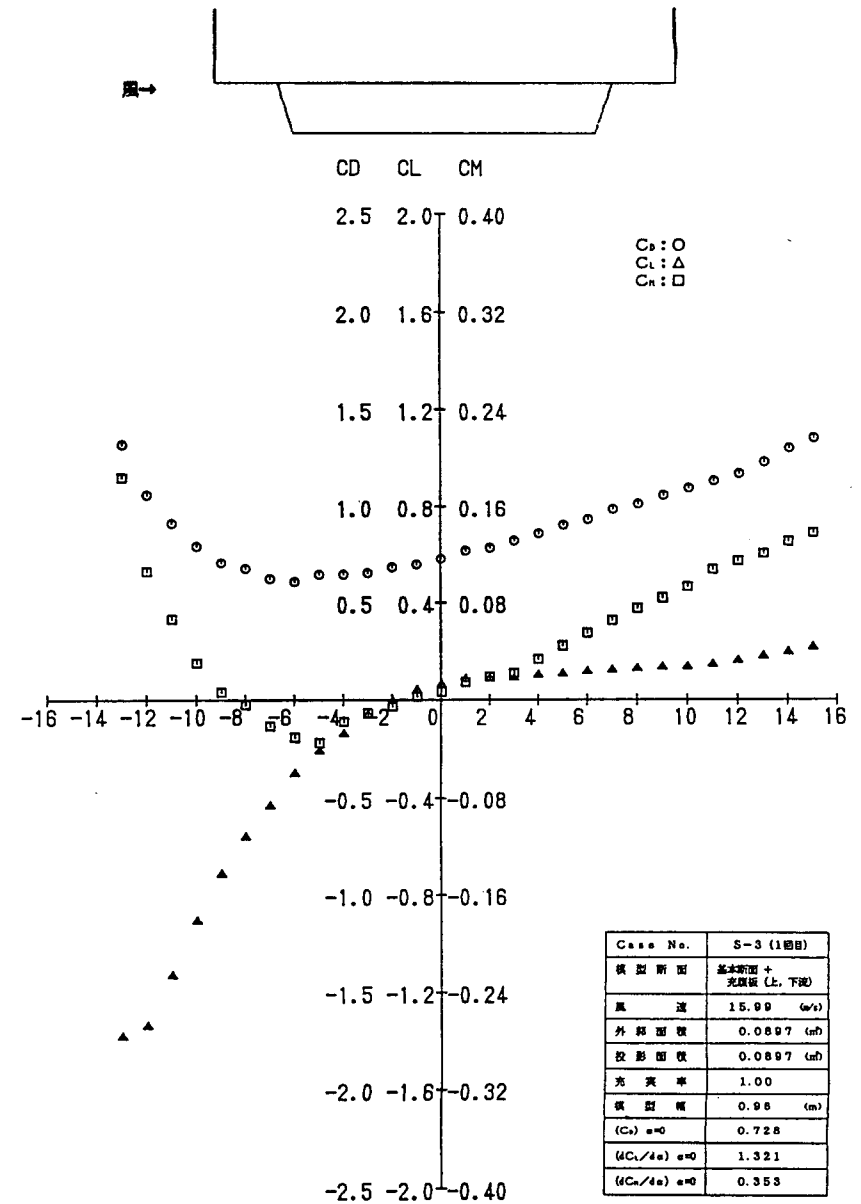
上下流配置

空気密度 $\rho = 0.1184 \text{ kg} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$

動 圧 $q = 15.136 \text{ kg/m}^2$

風洞風速 $V = 15.99 \text{ m/S}$

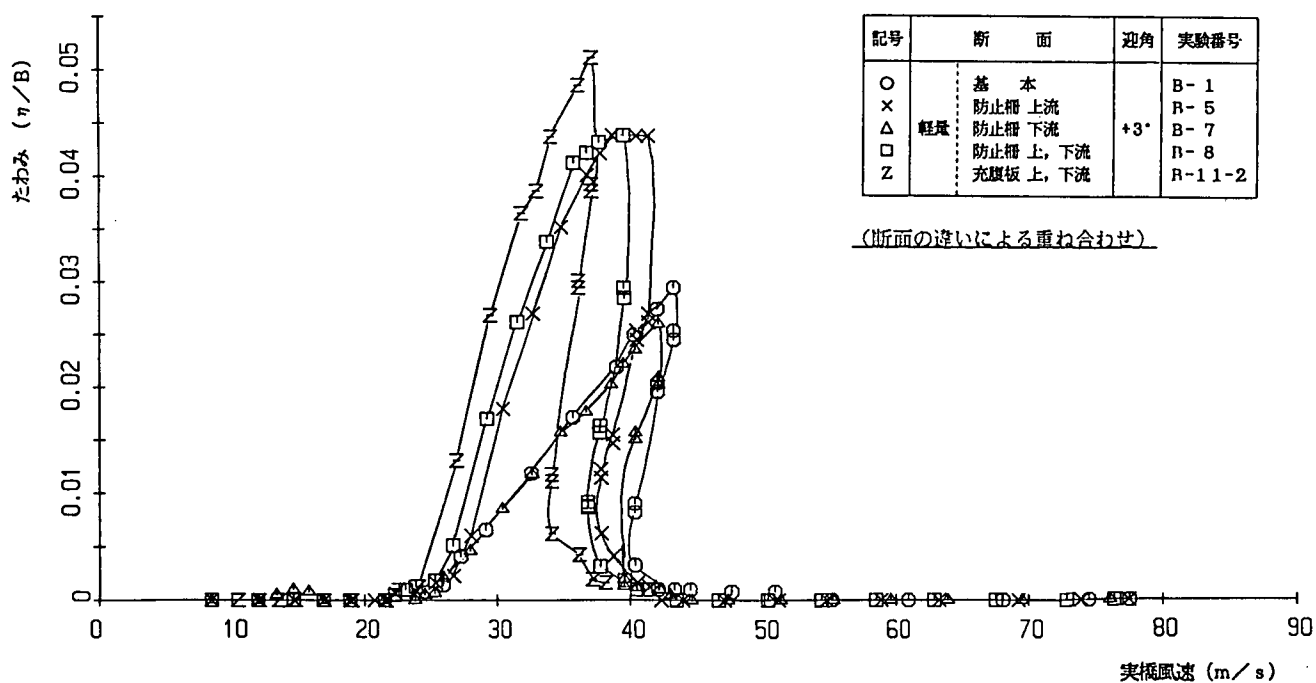
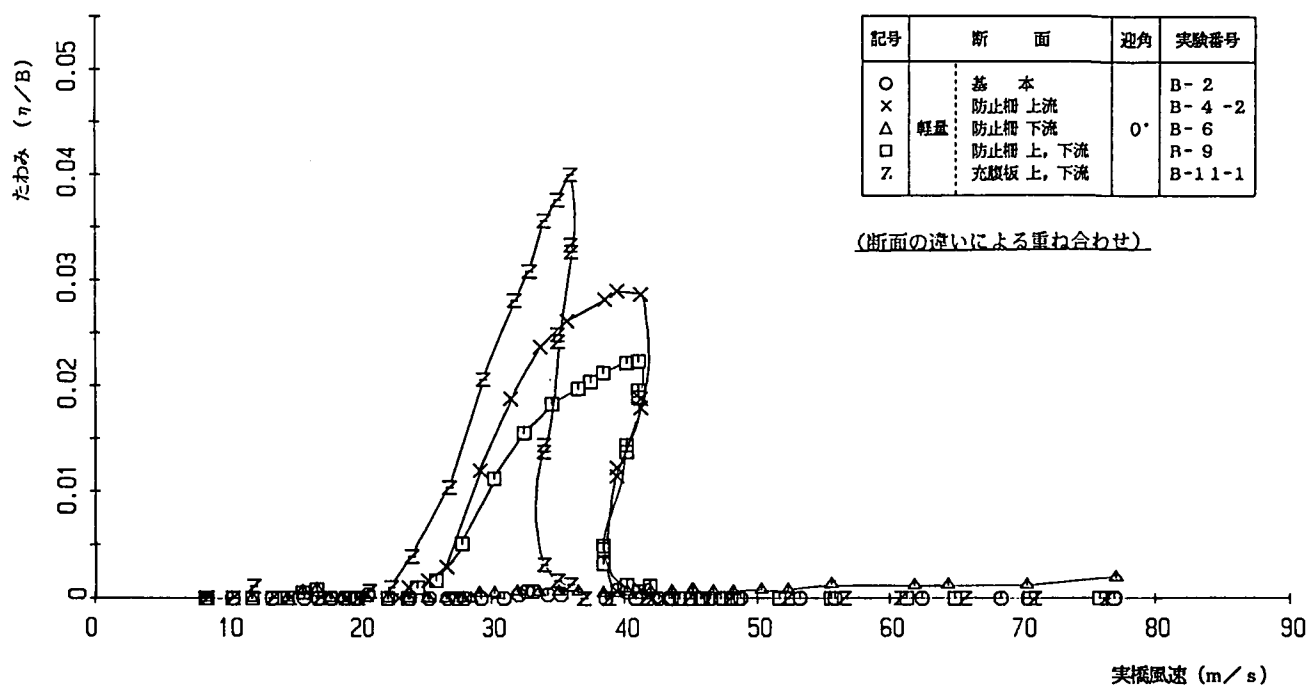
ANGLE	CD (W)	CL (W)	CM (W, M)	CLA	CMA
-15.					
-14.					
-13.	1.322	-1.383	0.184		
-12.	1.062	-1.339	0.106	7.233	-3.369
-11.	0.913	-1.131	0.067	12.390	-2.148
-10.	0.795	-0.907	0.031	11.949	-1.722
-9.	0.705	-0.713	0.006	9.937	-0.988
-8.	0.676	-0.560	-0.004	8.113	-0.782
-7.	0.624	-0.430	-0.021	7.547	-0.764
-6.	0.609	-0.296	-0.030	6.415	-0.394
-5.	0.646	-0.206	-0.035	4.591	0.372
-4.	0.646	-0.136	-0.017	4.214	0.683
-3.	0.653	-0.059	-0.011	3.836	0.350
-2.	0.683	-0.002	-0.005	2.893	0.390
-1.	0.698	0.042	0.003	1.950	0.351
0.	0.728	0.066	0.007	1.321	0.353
1.	0.772	0.088	0.015	0.692	0.354
2.	0.787	0.090	0.020	0.126	0.215
3.	0.824	0.092	0.023	0.440	0.419
4.	0.861	0.105	0.034	0.503	0.639
5.	0.906	0.110	0.045	0.377	0.610
6.	0.936	0.119	0.055	0.440	0.594
7.	0.988	0.125	0.066	0.377	0.582
8.	1.017	0.132	0.076	0.314	0.530
9.	1.062	0.136	0.084	0.189	0.505
10.	1.099	0.138	0.093	0.377	0.673
11.	1.136	0.149	0.108	0.755	0.614
12.	1.173	0.165	0.115	0.943	0.398
13.	1.233	0.182	0.122	1.006	0.476
14.	1.307	0.200	0.131	1.069	0.494
15.	1.359	0.220	0.139		



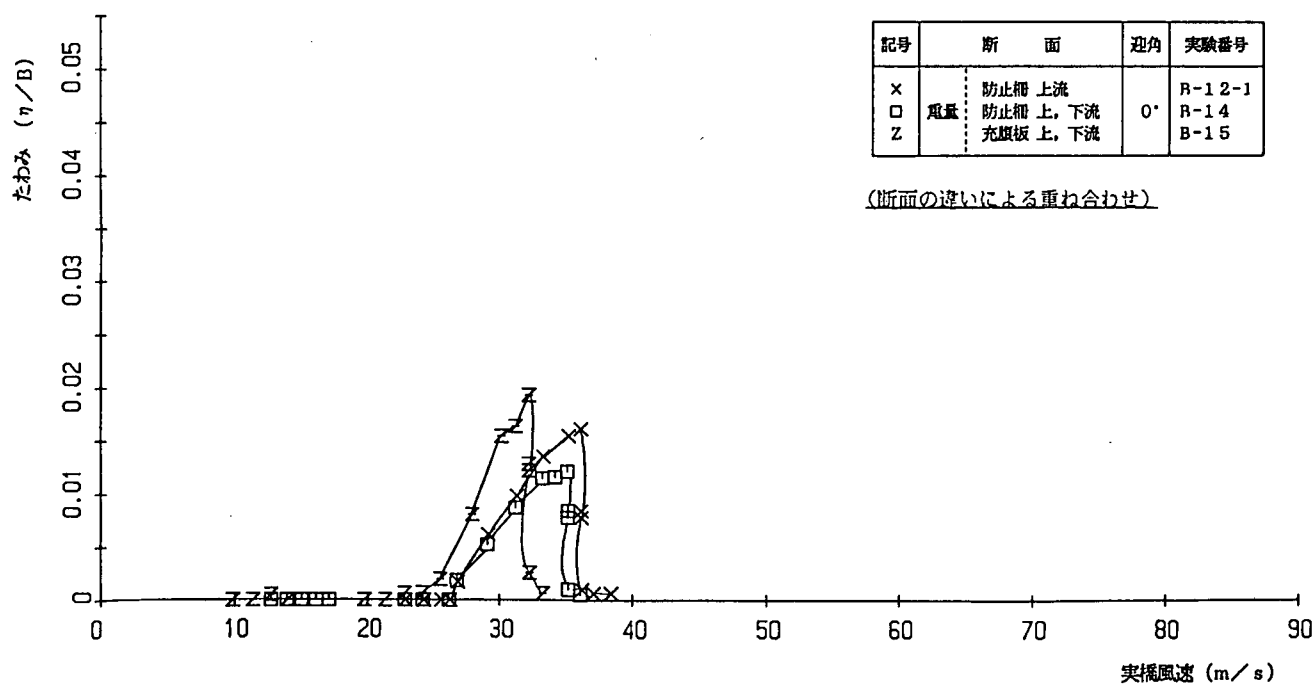
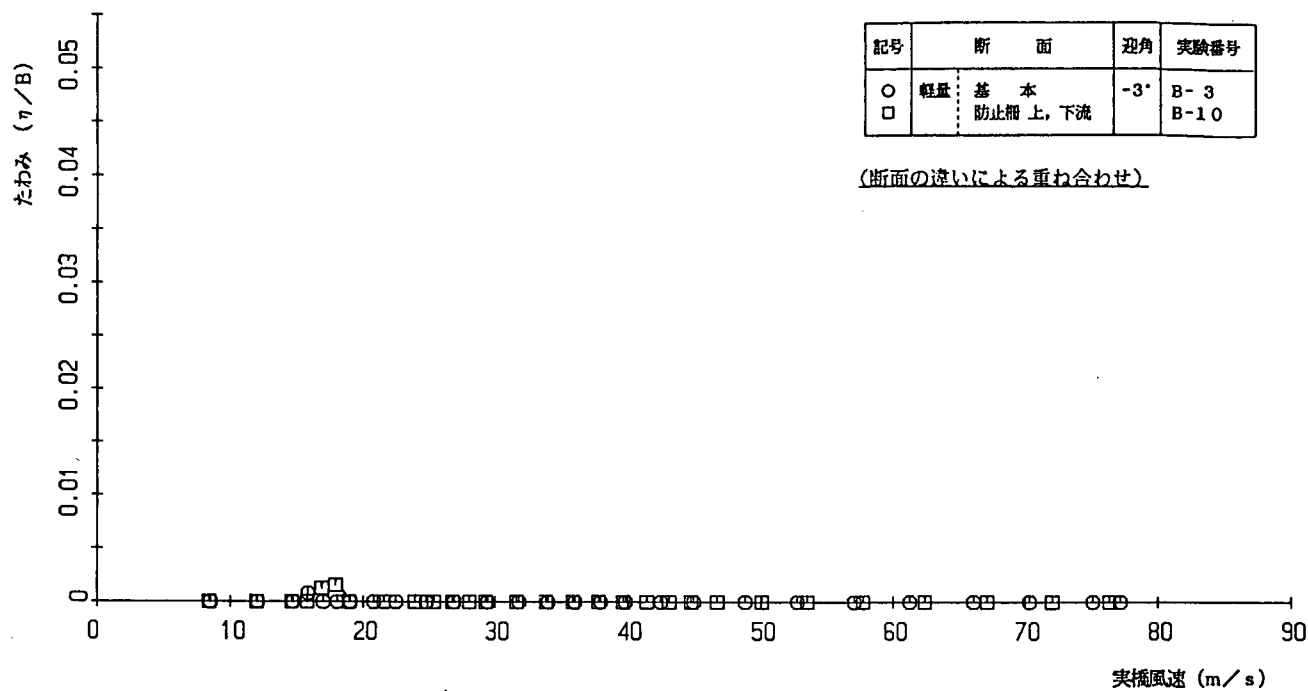
付図B-3 三分力試験結果 (その10)

付表B-4 パネ支持模型試験結果

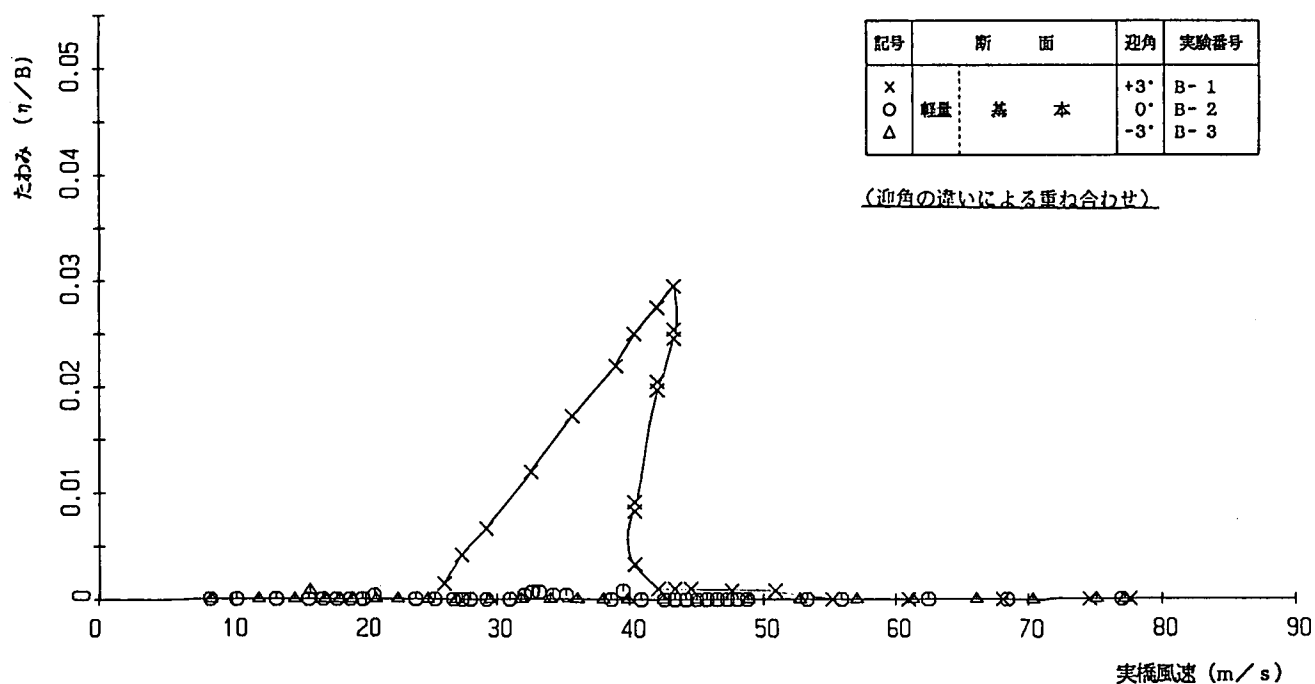
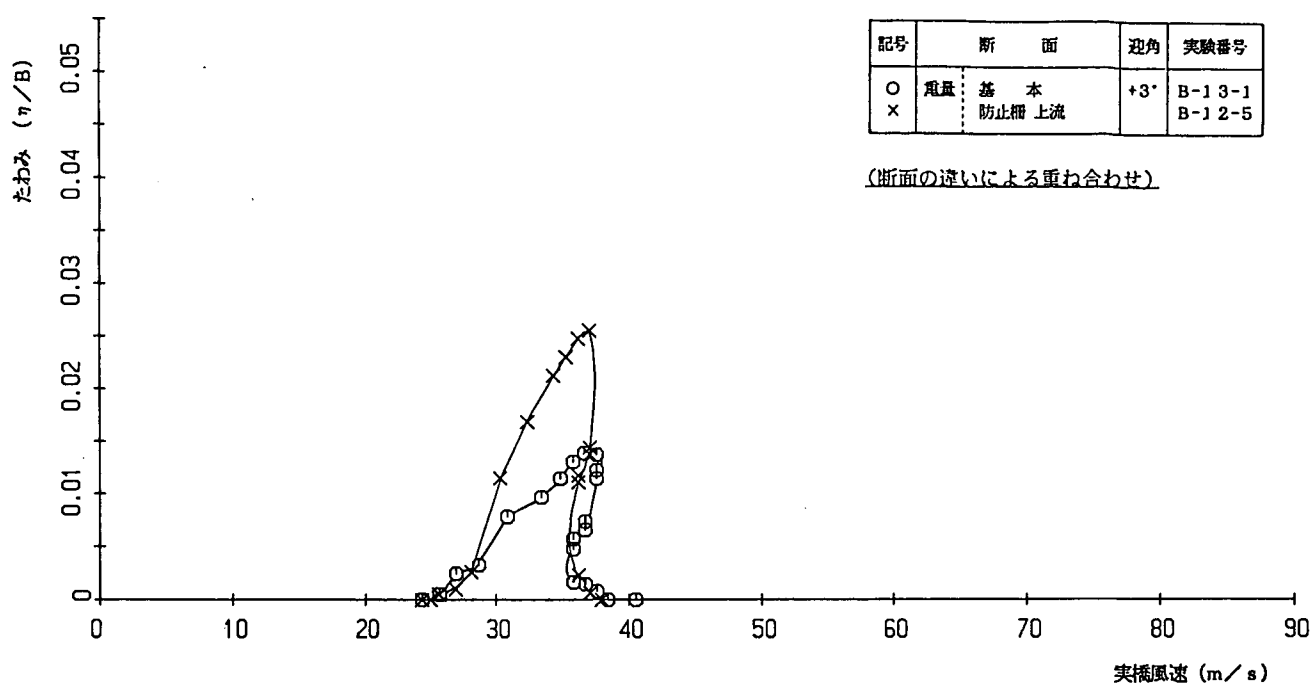
着目点	模型 断面		迎 角	構造 減衰率	実 験 番 号	図 番
断面の 違い	軽 量	基 本	0°	0.02	B-2	図-4. 1
		防止柵 上流			B-4-2	
		防止柵 下流			B-6	
		防止柵 上, 下流			B-9	
		充腹板 上, 下流			B-11-1	
		基 本	+3°		B-1	図-4. 2
		防止柵 上流			B-5	
		防止柵 下流			B-7	
		防止柵 上, 下流			B-8	
	充腹板 上, 下流	B-11-2				
	基 本	-3°	B-3		図-4. 3	
	防止柵 上, 下流		B-10			
	重 量	防止柵 上流	0°		B-12-1	図-4. 4
		防止柵 上, 下流			B-14	
		充腹板 上, 下流			B-15	
防止柵 上流		+3°	B-12-5	図-4. 5		
基 本			B-13-1			
迎 角	軽 量	基 本	+3°	0.02	B-1	図-4. 6
			0°		B-2	
			-3°		B-3	
		防止柵 上流	0°		B-4-2	図-4. 7
			+3°		B-5	
		防止柵 下流	0°		B-6	図-4. 8
			+3°		B-7	
		防止柵 上, 下流	+3°		B-8	図-4. 9
			0°		B-9	
			-3°		B-10	
		充腹板 上, 下流	0°		B-11-1	図-4.10
			+3°		B-11-2	
	重 量	防止柵 上流	0°		B-12-1	図-4.11
			+3°		B-12-5	
		基 本	+3°		B-13-1	図-4.12
+1°			B-13-2			
重 量 , 軽 量 模 型	軽 量	基 本	+3°	0.02	B-1	図-4.13
	重 量				B-13-1	
	軽 量	防止柵 上流	0°		B-4-2	図-4.14
	重 量				B-12-1	
	軽 量	防止柵 上流	+3°		B-5	図-4.15
	重 量				B-12-5	
	軽 量	防止柵 上, 下流	0°		B-9	図-4.16
	重 量				B-14	
構造減衰率	重 量	防止柵 上流	0°	0.02	B-12-1	図-4.18
				0.04	B-12-2	
				0.06	B-12-3	



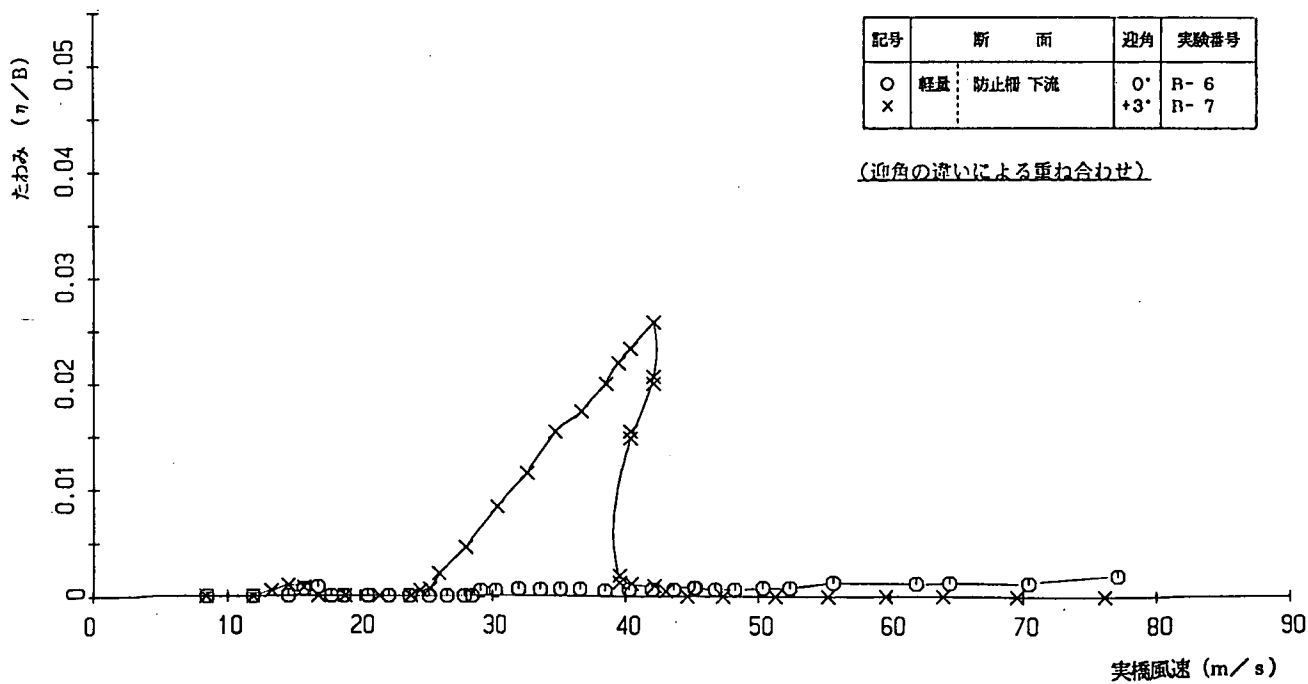
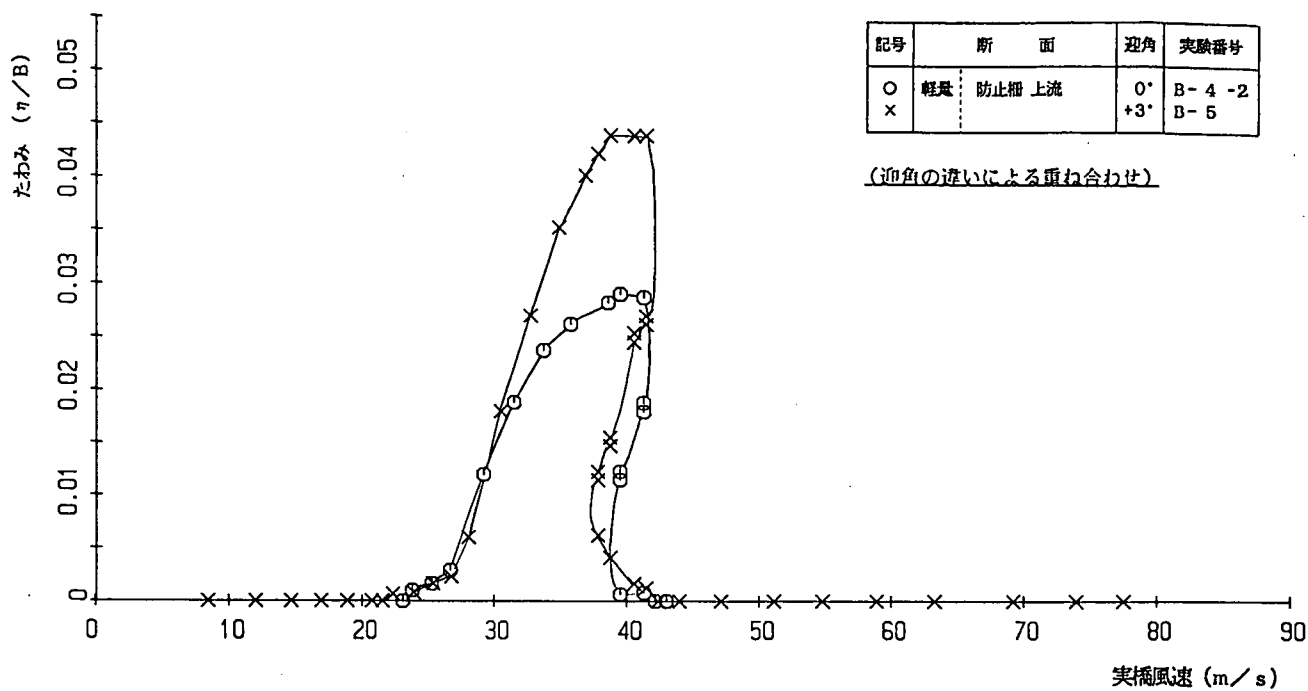
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その1)



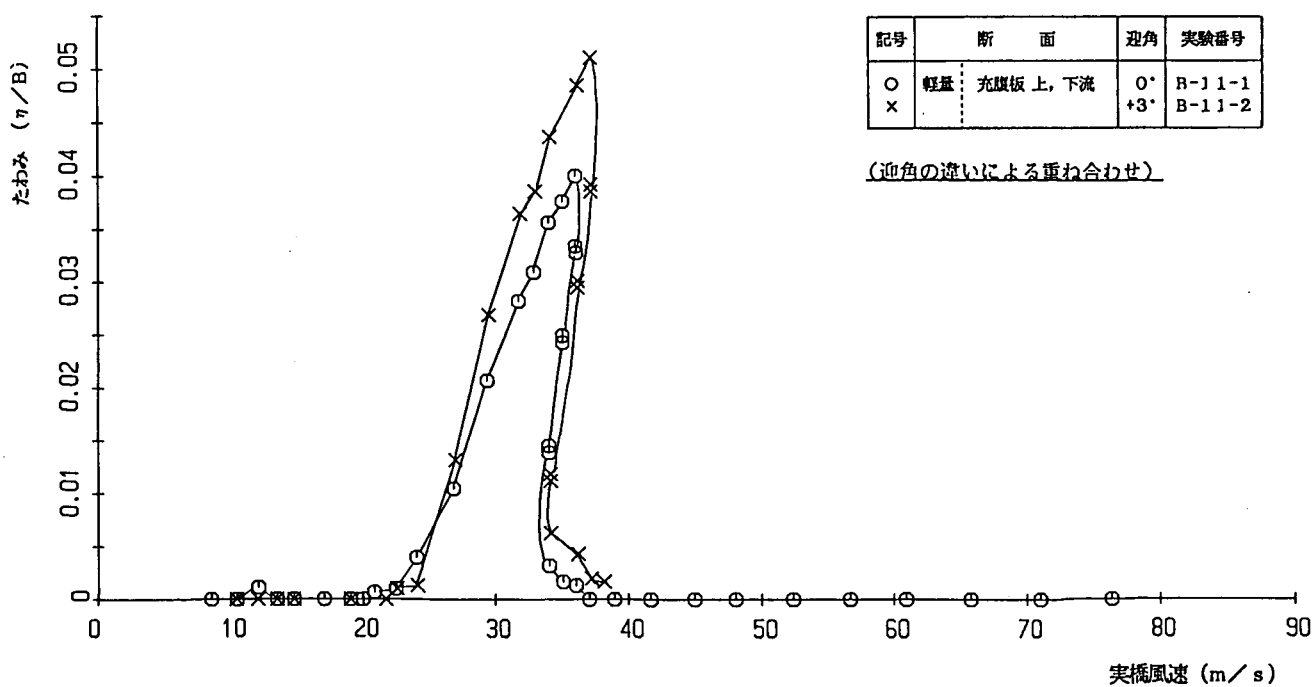
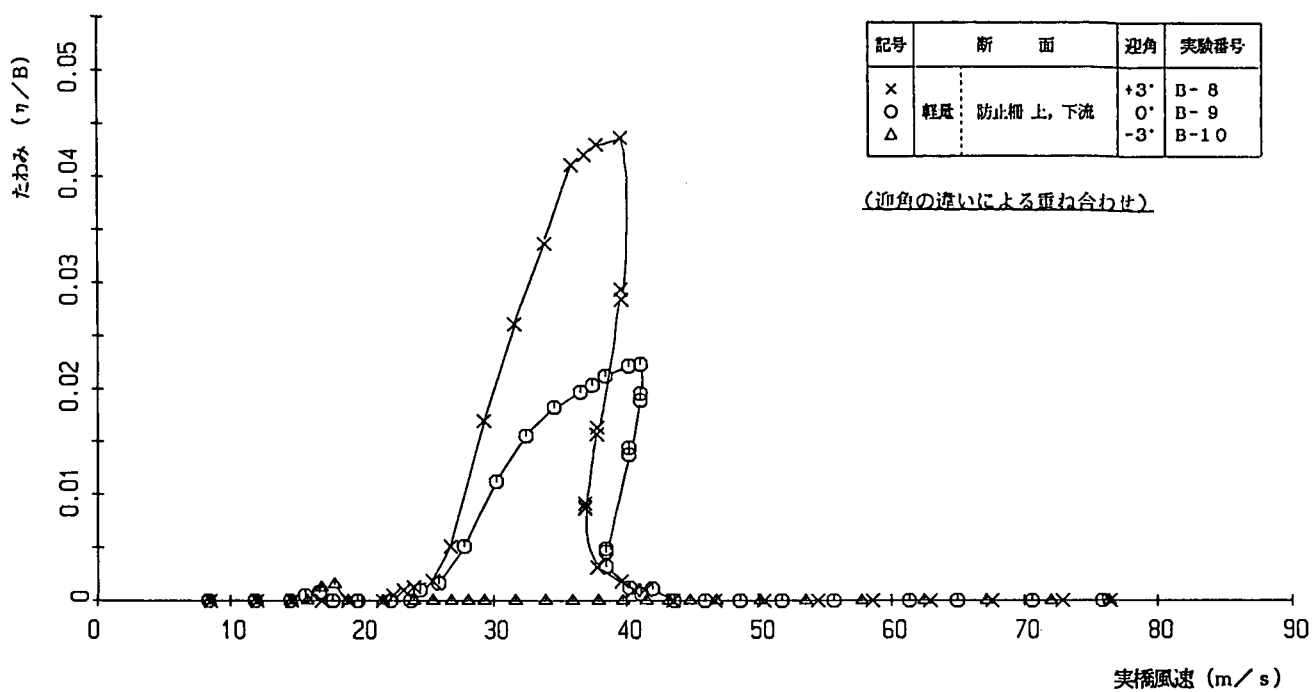
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その2)



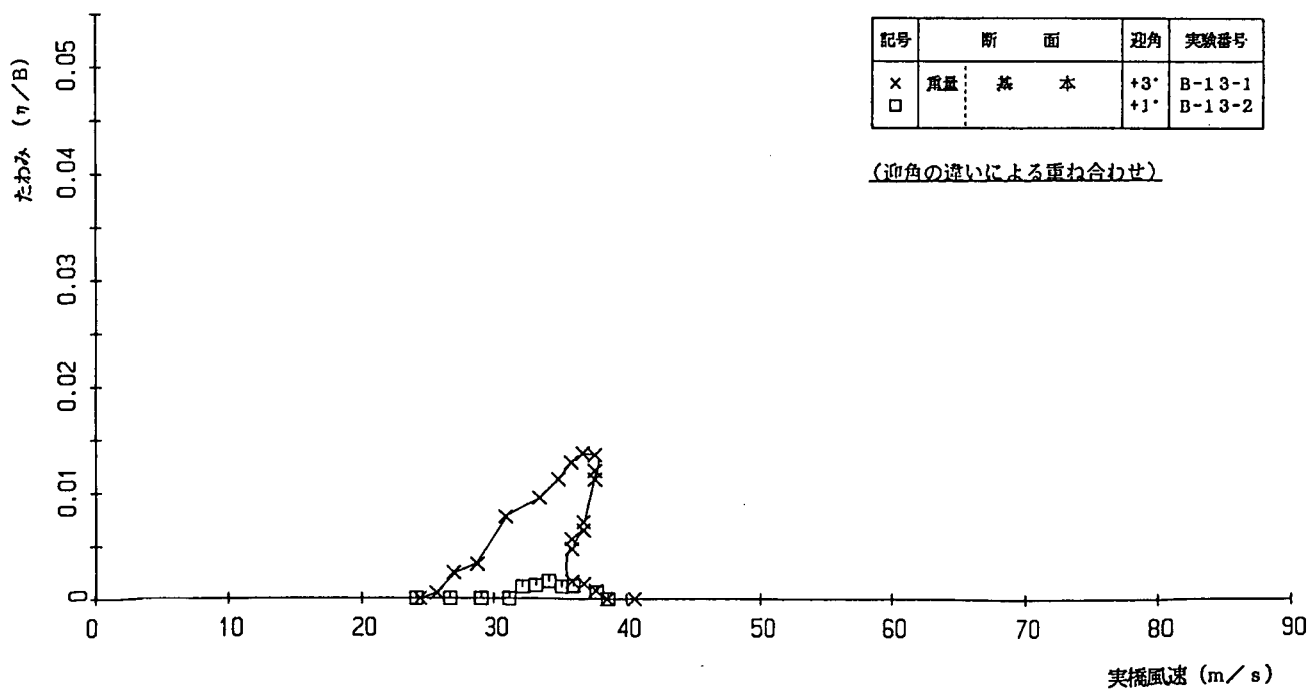
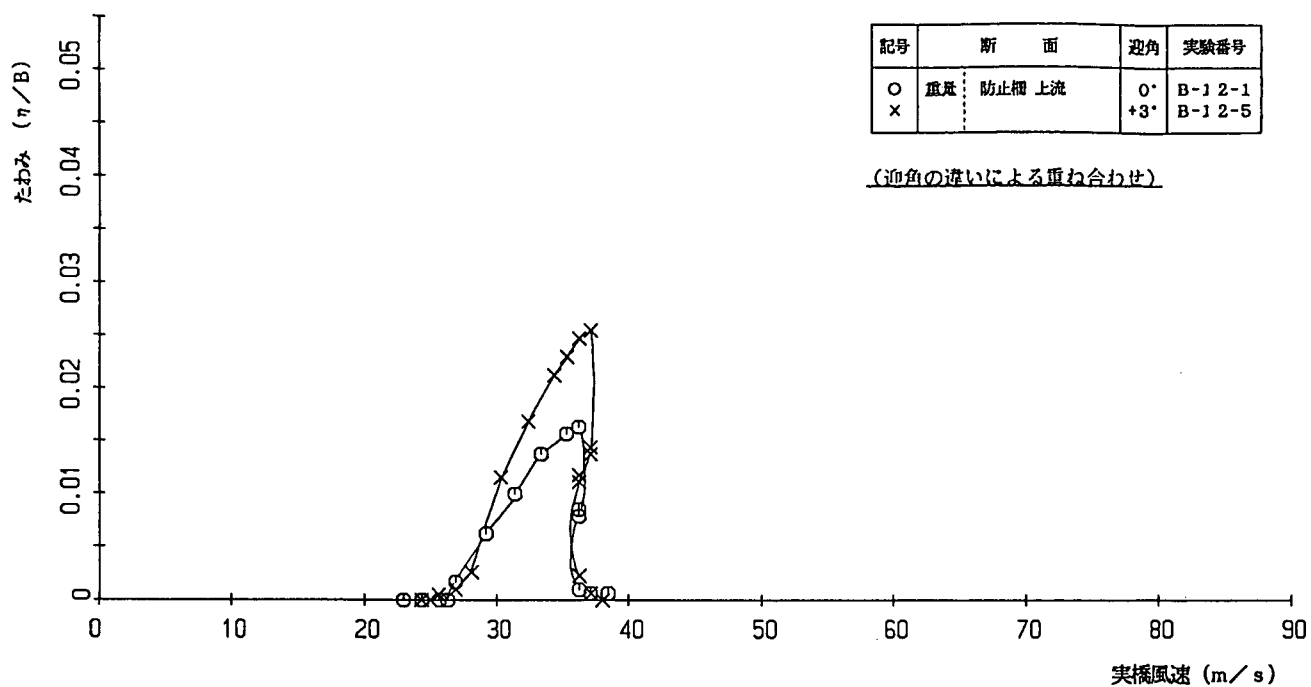
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その3)



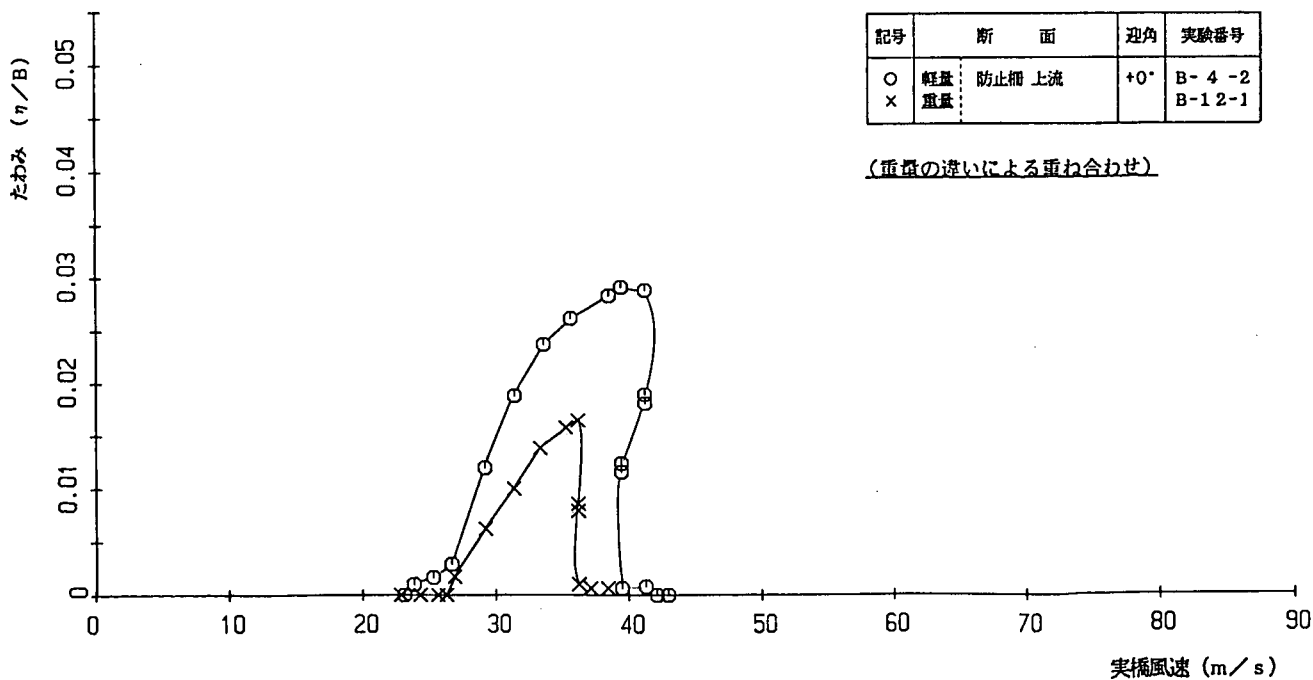
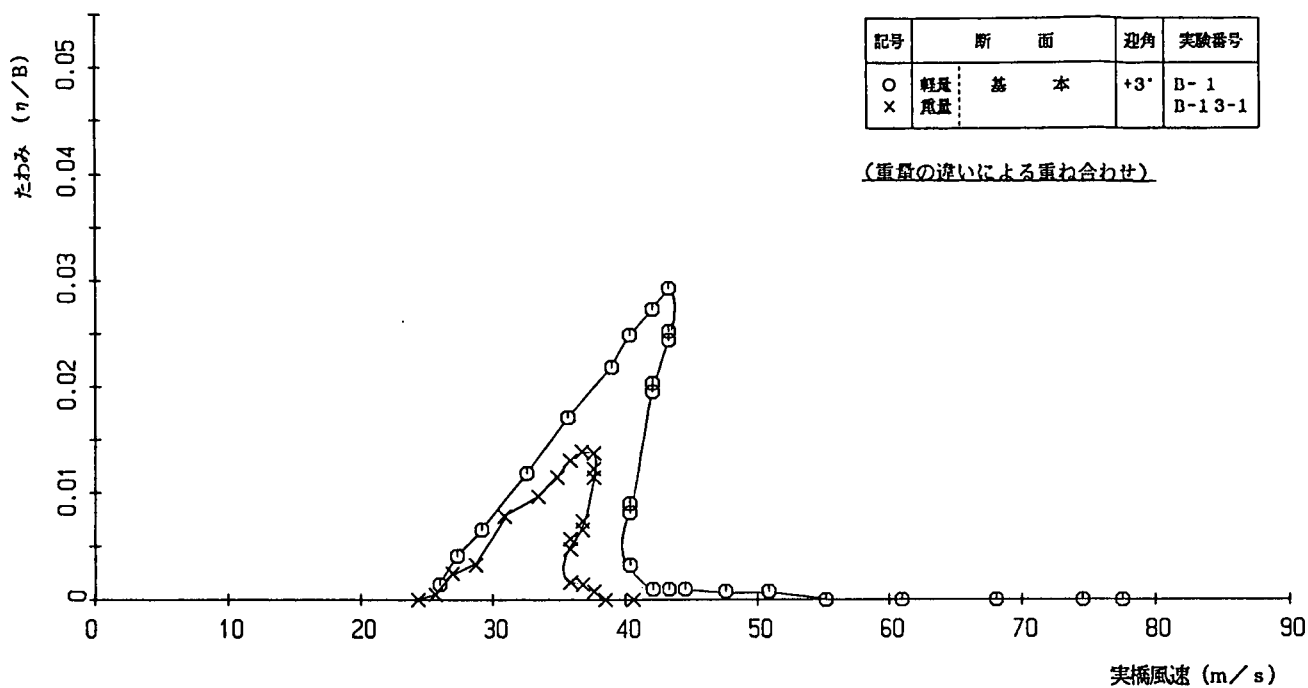
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その4)



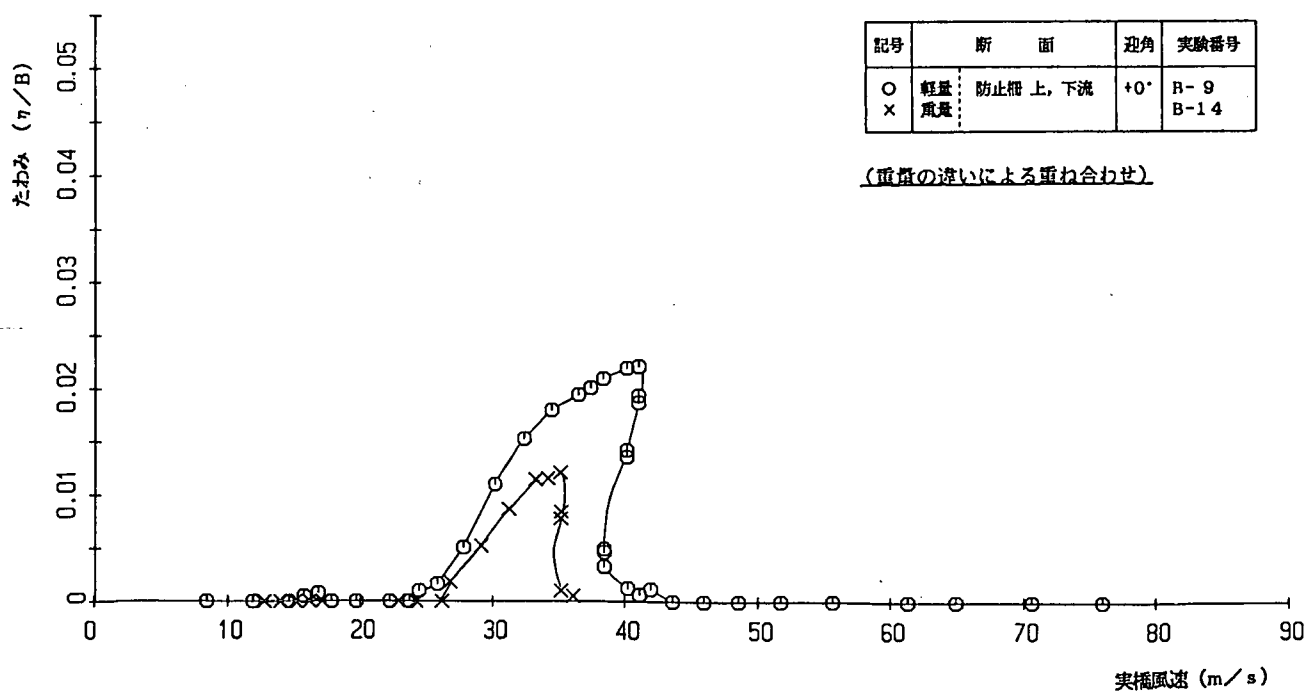
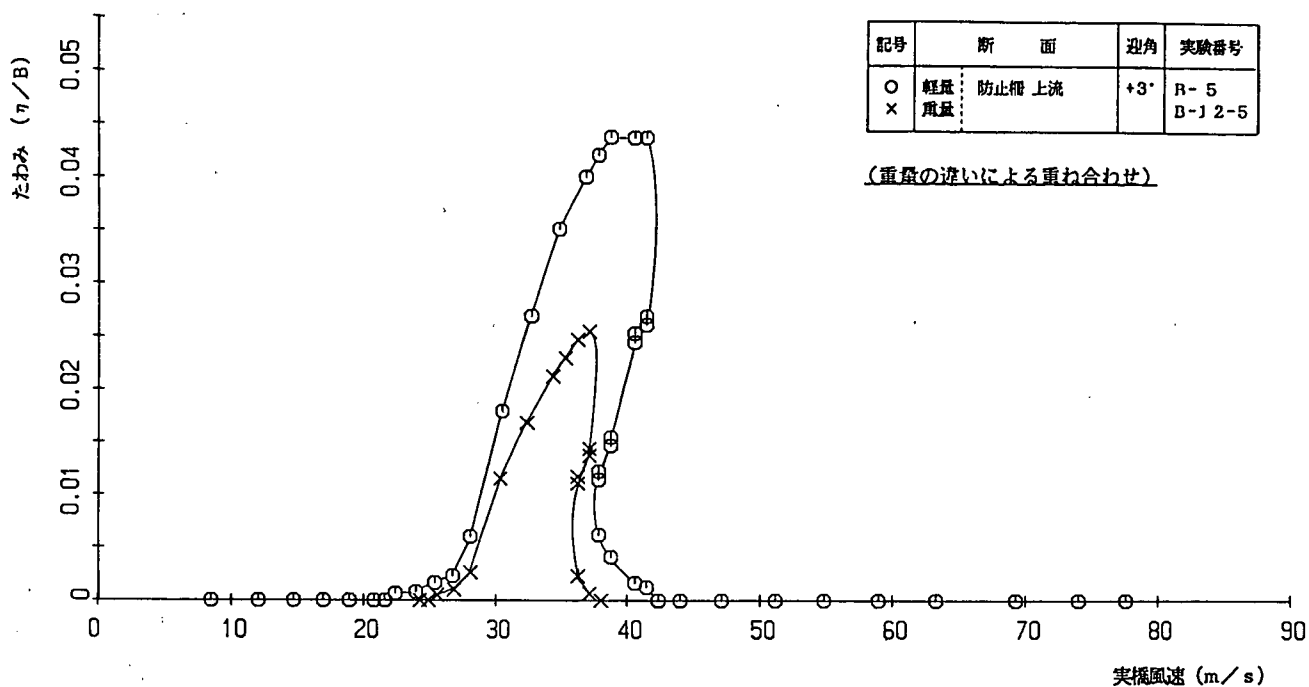
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その5)



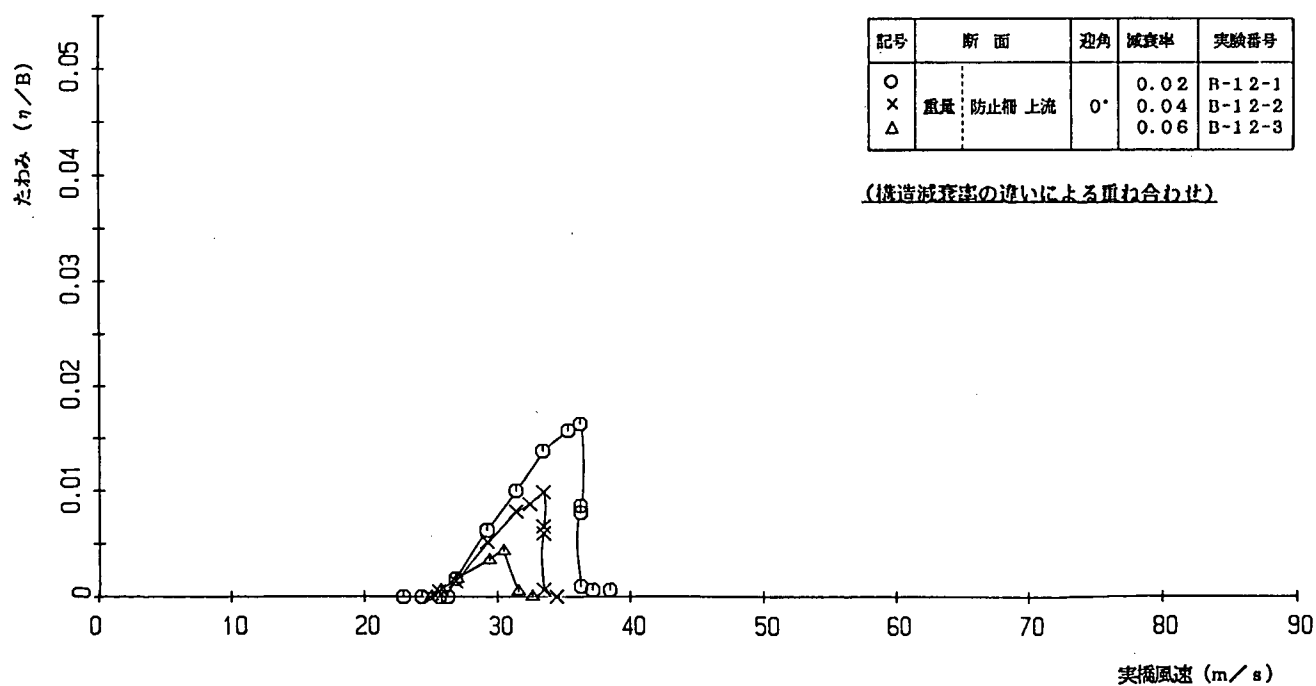
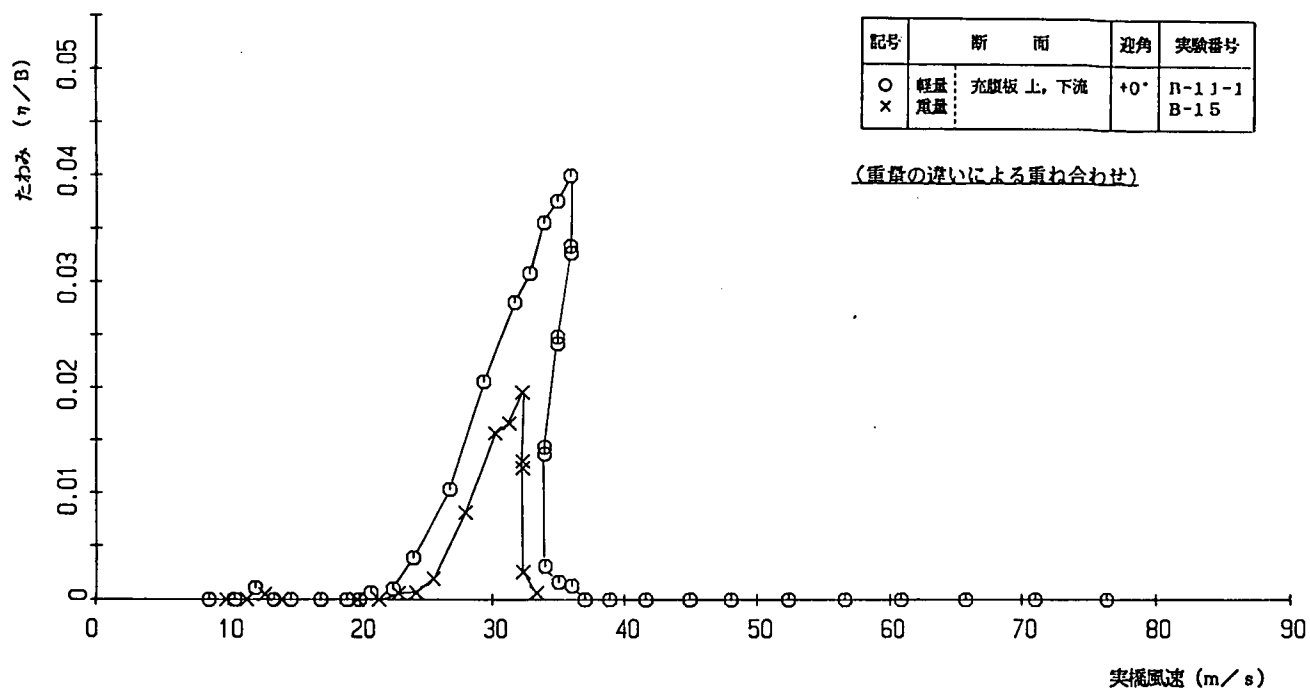
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その6)



付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その7)



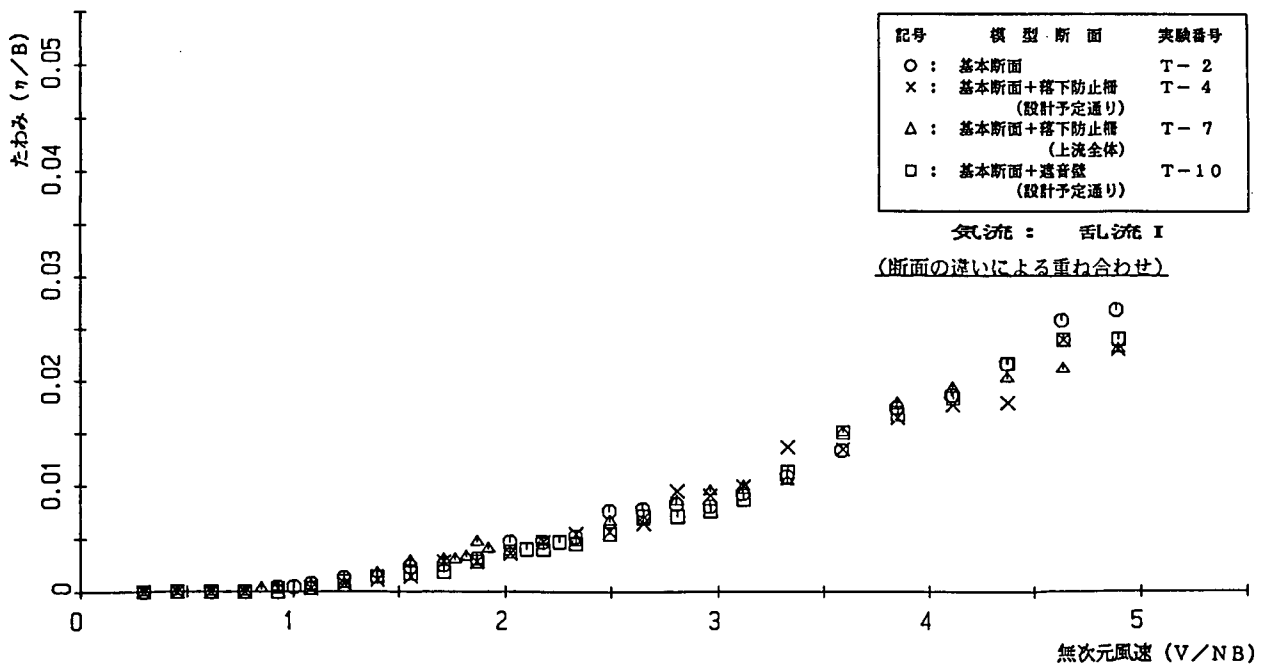
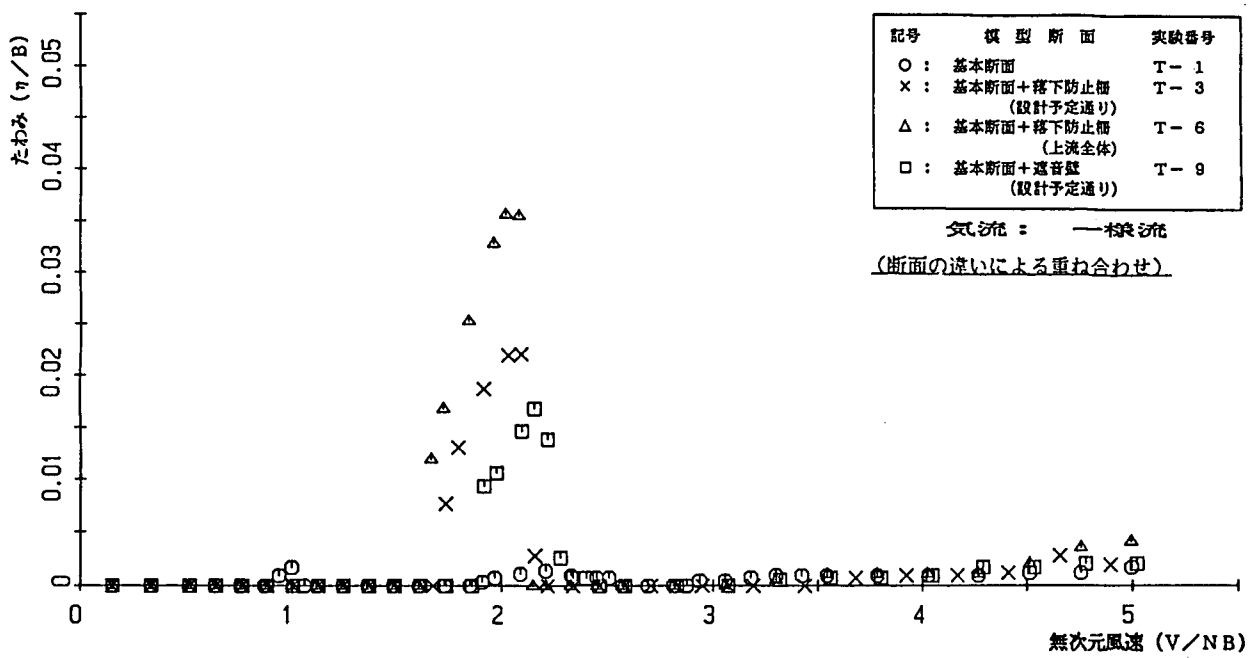
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その8)



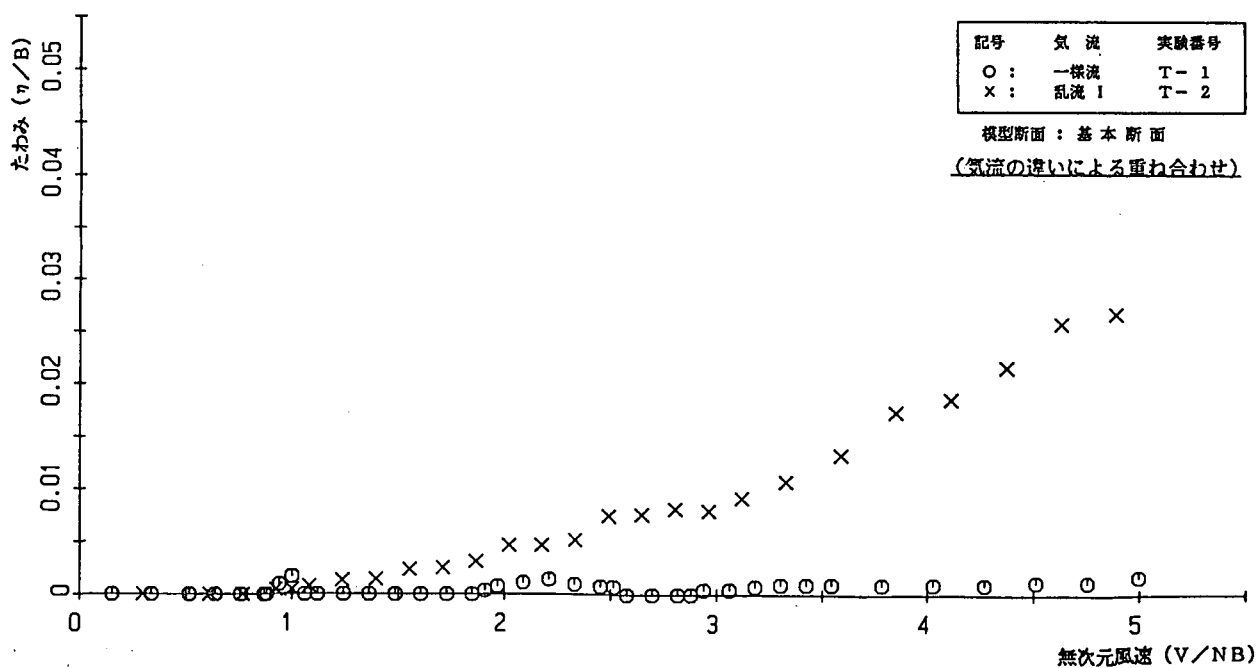
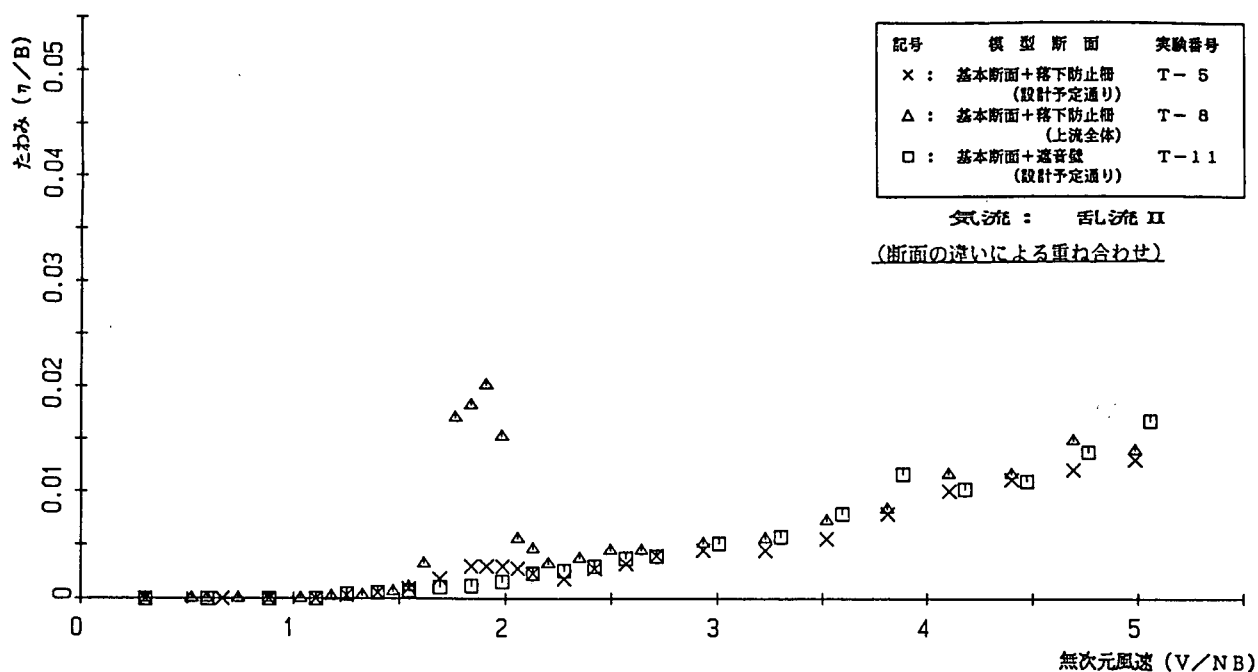
付図B-4 バネ支持模型試験結果 (その9)

付表B-5 タウト模型試験結果

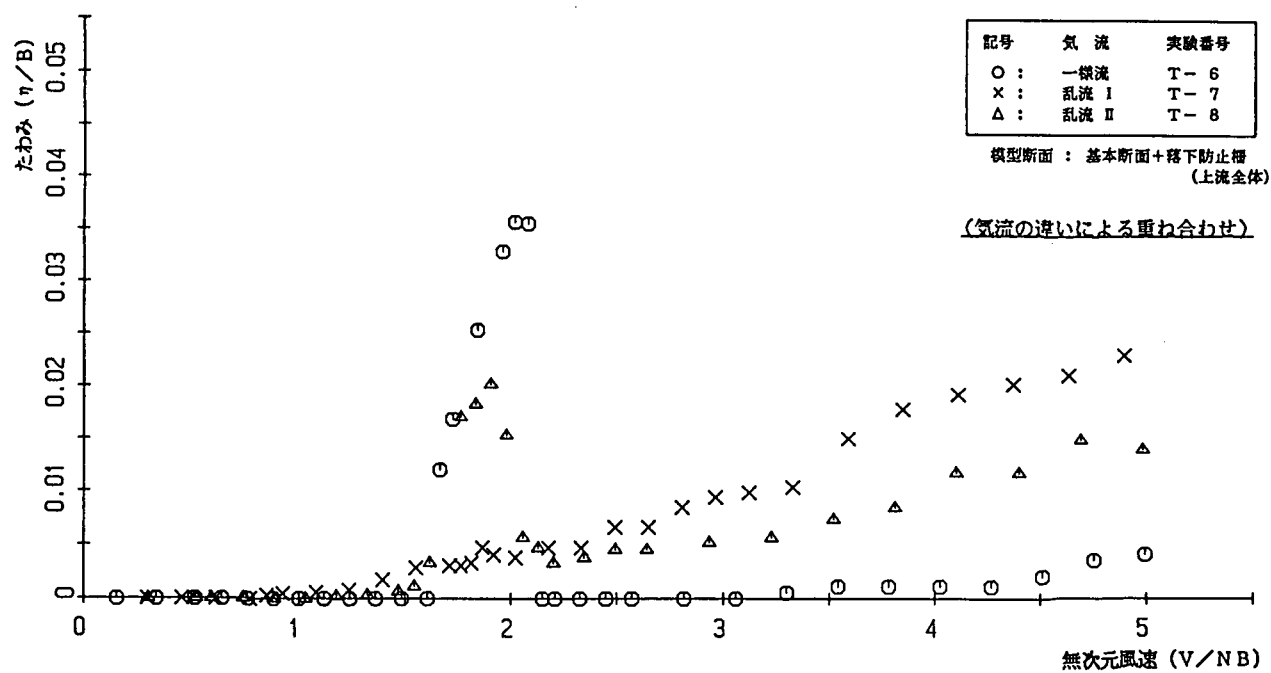
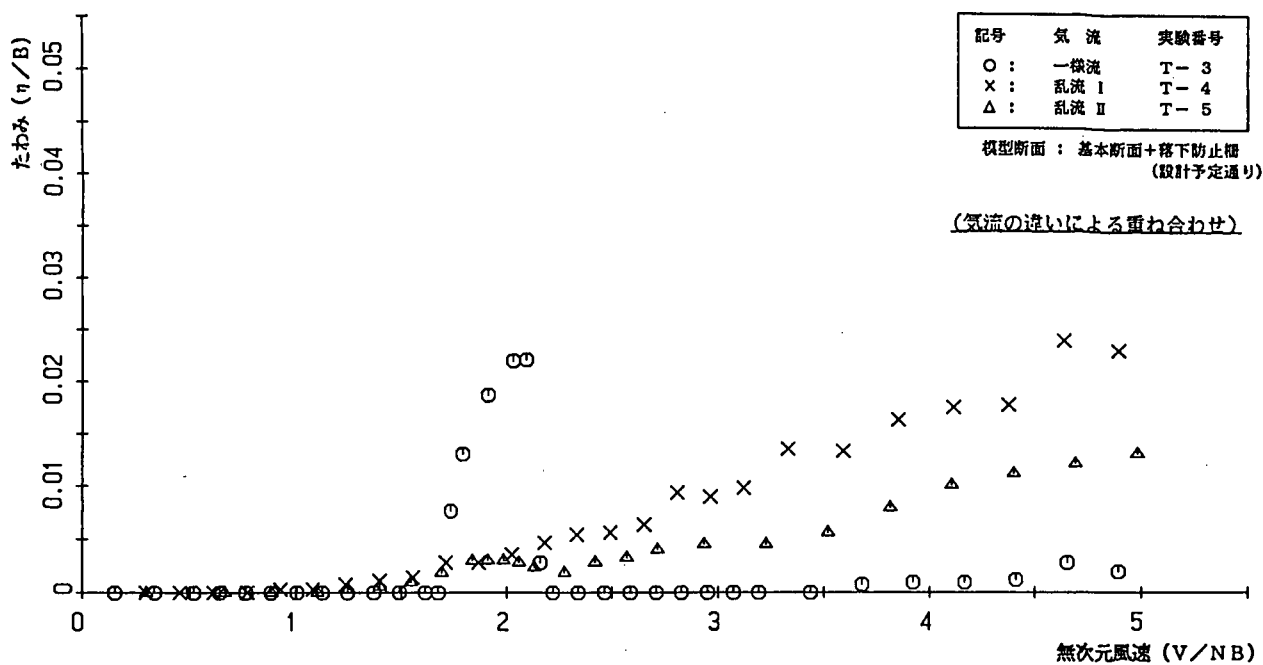
着目点	模型断面	気流	構造減衰	実験番号	図番	備考
模型断面	基本断面	一様流	—	T-1	図-4.19	
	基本断面 + 落下防止柵 (設計予定通り)			T-3		
	基本断面 + 落下防止柵 (上流全体)			T-6		
	基本断面 + 遮音壁 (設計予定通り)			T-9		
	基本断面	乱流 I	—	T-2	図-4.20	
	基本断面 + 落下防止柵 (設計予定通り)			T-4		
	基本断面 + 落下防止柵 (上流全体)			T-7		
	基本断面 + 遮音壁 (設計予定通り)			T-10		
	基本断面 + 落下防止柵 (設計予定通り)	乱流 II	—	T-5	図-4.21	
	基本断面 + 落下防止柵 (上流全体)			T-8		
	基本断面 + 遮音壁 (設計予定通り)			T-11		
気流	基本断面	一様流	—	T-1	図-4.22	
		乱流 I		T-2		
	基本断面 + 落下防止柵 (設計予定通り)	一様流	—	T-3	図-4.23	
		乱流 I		T-4		
		乱流 II		T-5		
	基本断面 + 落下防止柵 (上流全体)	一様流	—	T-6	図-4.24	
		乱流 I		T-7		
		乱流 II		T-8		
	基本断面 + 遮音壁 (設計予定通り)	一様流	—	T-9	図-4.25	
		乱流 I		T-10		
		乱流 II		T-11		
構造減衰	基本断面 + 落下防止柵 (上流全体)	乱流 II	$\delta \eta = 0.0054$	T-8	図-4.26	
			$\delta \eta = 0.0209$	T-12		
	基本断面 + 遮音壁 (設計予定通り)	一様流	$\delta \eta = 0.0073$	T-9	図-4.27	
			$\delta \eta = 0.0194$	T-13		



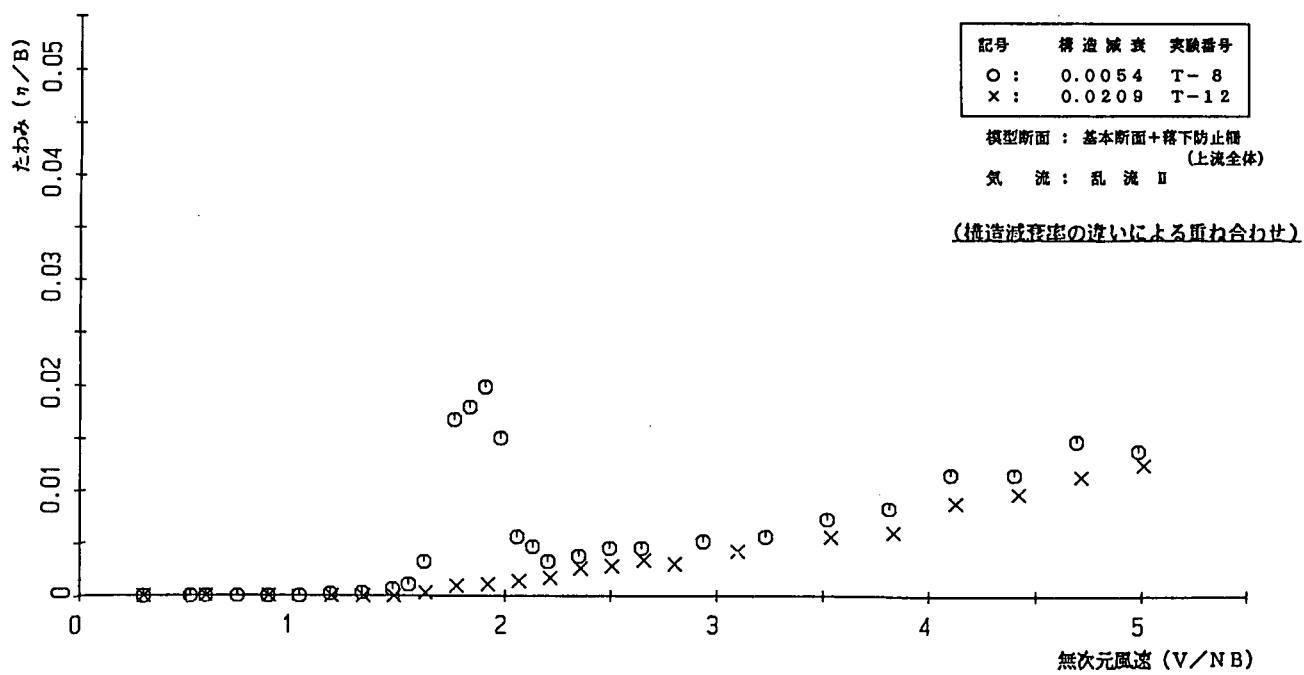
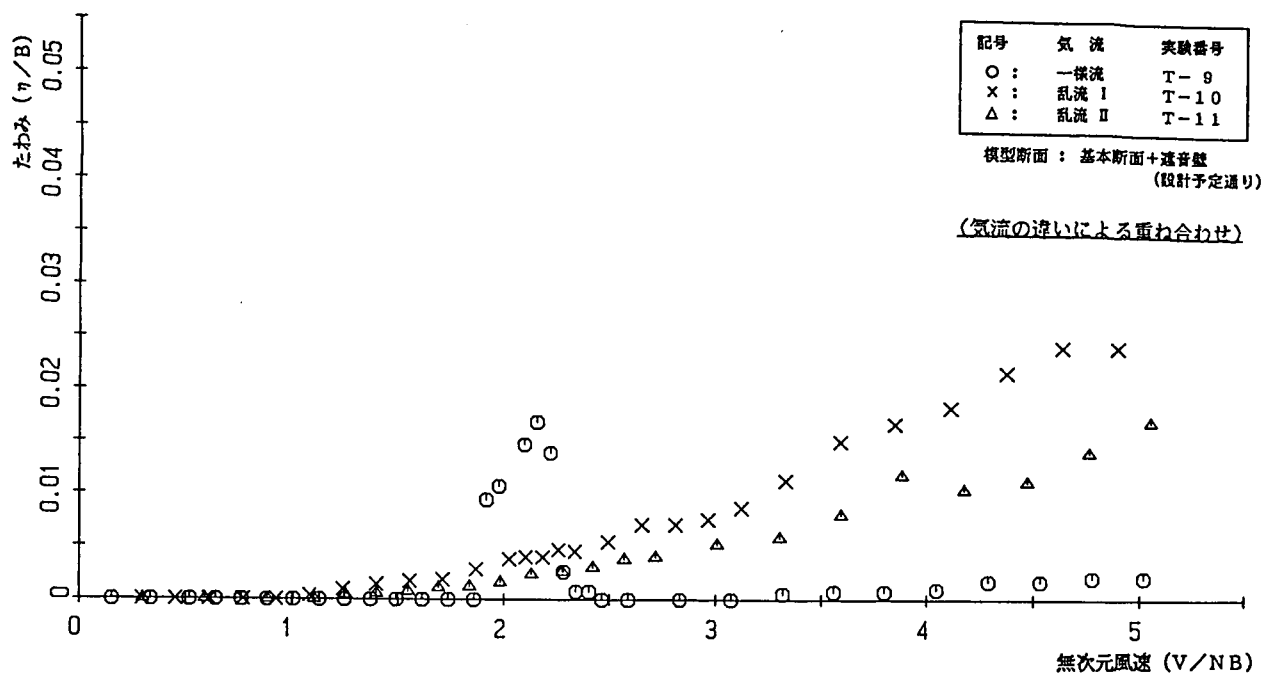
付図B-5 タウト模型試験結果 (その1)



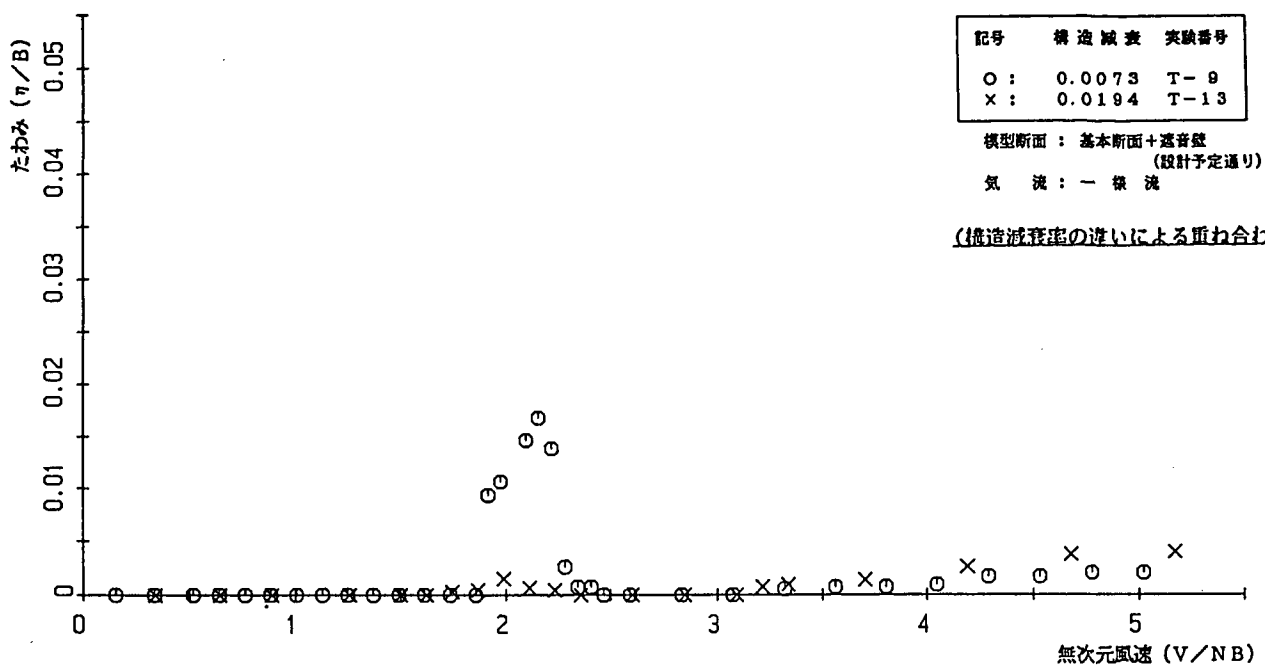
付図B-5 タウト模型試験結果 (その2)



付図B-5 タウト模型試験結果 (その3)



付図B-5 タウト模型試験結果 (その4)



付図B-5 タウト模型試験結果 (その5)

付属資料C、風荷重規定

付図C－1 阪神高速道路公団

C－2 名古屋高速道路公社

C－3 日本道路協会(道路橋示方書)



2.5 風 荷 重

構造物に作用する風荷重については、以下に示す上部構造設計用風荷重、下部構造設計用風荷重および高欄等に作用する風荷重を考慮するものとする。

(1) 上部構造設計用風荷重

1) 単独橋の場合

設計用風荷重強度は、式 (2.5.1), (2.5.2) による。

① 湾岸部

$$w_o = \begin{cases} (420 - 40 \cdot B/H) \nu_o \text{ (kgf/m}^2\text{)} & \cdots 1 \leq B/H < 3 \text{ の場合} \\ 300 \nu_o \text{ (kgf/m}^2\text{)} & \cdots B/H \geq 3 \text{ の場合} \end{cases} \cdots (2.5.1)$$

② 内陸部

$$w_o = \begin{cases} (275 - 25 \cdot B/H) \nu_o \text{ (kgf/m}^2\text{)} & \cdots 1 \leq B/H < 3 \text{ の場合} \\ 200 \nu_o \text{ (kgf/m}^2\text{)} & \cdots B/H \geq 3 \text{ の場合} \end{cases} \cdots (2.5.2)$$

ここに、 w_o ：単独橋基本風荷重

B ：橋梁全幅 (m)

H ：橋梁全高 (m) で次式により求める。

遮音板がない場合 $H = 1.4 + \text{主げた腹板高 (m)}$

遮音板がある場合 $H = \text{遮音板高} + 1.4 + \text{主げた腹板高 (m)}$

ν_o ：表-2.5.1に示す橋梁高さによる割増し係数

表-2.5.1 高さによる風荷重強度の割増し係数 ν_o 。

(a) 湾岸部

高さ Z (m)	以上	10	14	18	24	32
	未満	14	18	24	32	40
割増し係数		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5

(b) 内陸部

高さ Z (m)	以上	10	12	14	16	19	22	25	28
	未満	12	14	16	19	22	25	28	32
割増し係数		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8

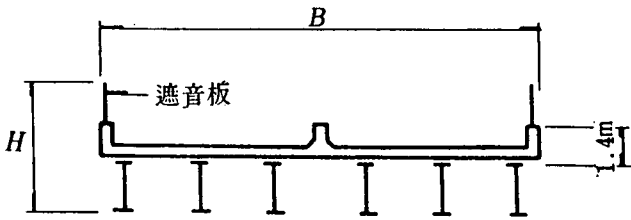


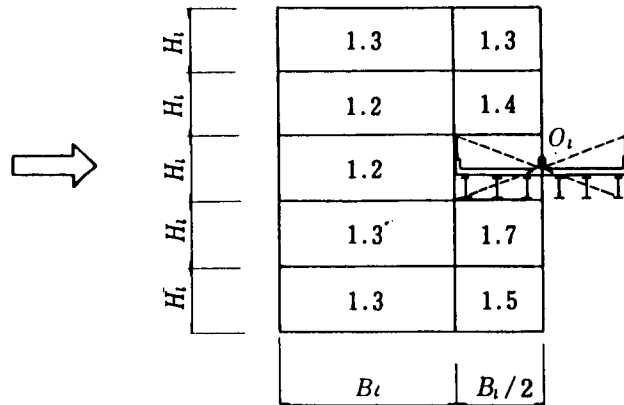
図-2.5.1 橋梁横断面図

2) 並列橋の場合

2 橋が近接し、風上側橋梁の中心点 O_w が、風下側橋梁の中心点 O_l に対して、図-2.5.2のわくの範囲にある場合、風上側橋梁に作用する風荷重 w_1 は、中心点

O_w の位置に応じて、単独橋基本風荷重 w_o の値に、図-2.5.2のそれぞれの該当するわく内の数字の割増し係数 ν_1 を乗じたものとする。また、風下側橋梁に作用する風荷重は w_o とする。ここで、橋梁の中心点とは、横断面幾何学的中心点をいい、橋梁の全幅、全高の中心点のことである（図-2.5.4参照）。

$$w_1 = w_o \cdot \nu_1 \text{ (kgf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.5.3)$$



ここに、 B_t ：風下側橋梁の全幅
 H_i ：風下側橋梁の全高
 O_i ：風下側橋梁の中心点

図-2.5.2 並列橋の場合の風上側橋梁の風荷重強度の割増し係数 ν_1 の値

(2) 下部構造設計用風荷重

1) 下部構造に直接作用する風荷重は、道示 12.1.11(2)による風荷重強度に表-2.5.1に示す高さの割増しを考慮したものとする。

2) 上部構造に作用する風荷重

① 1 橋脚に 1 橋が支持された場合

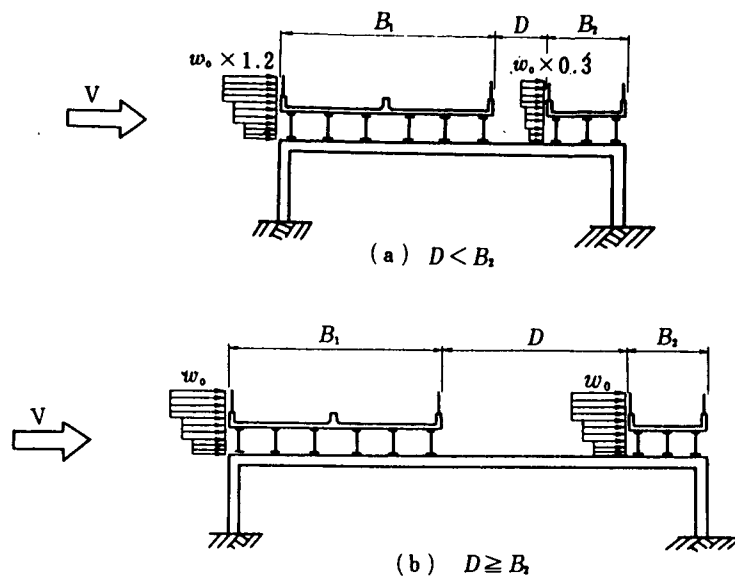
本条(1)によるものとする。

② 1 橋脚に 2 橋が支持された場合

i) 2 橋が水平方向に並び、同一橋脚で支持された場合

図-2.5.3のように 2 橋が同一橋脚で支持されその橋脚前後でほぼ水平に並びかつその 2 橋の離間距離 (D) が 2 橋の狭い方の全幅 (B_2) より小さい場合は、風上側橋梁には、単独橋基本風荷重の 1.2 倍 ($1.2 \times w_o$) をまた風下側橋梁には、単独橋基本風荷重の 0.3 倍 ($0.3 \times w_o$) を載荷し、下部構造の断面を設計する（図-2.5.3(a)参照）。

離間距離 (D) が 2 橋の狭い方の全幅 (B_2) 以上の場合は、単独橋基本風荷重 (w_o) を風上側、風下側のおおのの橋梁に載荷し、下部構造の断面を設計する（図-2.5.3(b)参照）。



ここに、 D : 2 橋の離間距離

B_1 : 2 橋のうち広い方の橋梁全幅 (ただし $B_1 \geq B_2$)

B_2 : 2 橋のうち狭い方の橋梁全幅

図-2.5.3 2 橋が水平方向に並び同一橋脚で支持された場合の風荷重強度

ii) 2 橋が上下方向に並び同一橋脚で支持された場合

2 橋が上下方向に接近し、下側橋梁の中心点 O_b が上側橋梁の中心点 O_t に対して図-2.5.5(a)のわくの範囲にある場合、下側橋梁の風荷重 w_{2b} は、中心点 O_b の位置に応じて単独橋基本風荷重 w_0 の値に図-2.5.5(a)に示す割増し係数 ν_{2b} を乗じたものとする。

$$w_{2b} = w_0 \cdot \nu_{2b} \text{ (kgf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.5.4)$$

これと同時に、上側橋梁の風荷重 w_{2t} は中心点 O_t の位置に応じて、図-2.5.5(b)に示す割増し係数 ν_{2t} を乗じる。

$$w_{2t} = w_0 \cdot \nu_{2t} \text{ (kgf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

ここでは、中心点とは、横断面幾何学的中心点のことである。

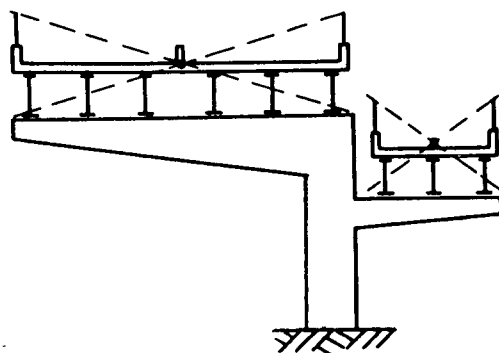
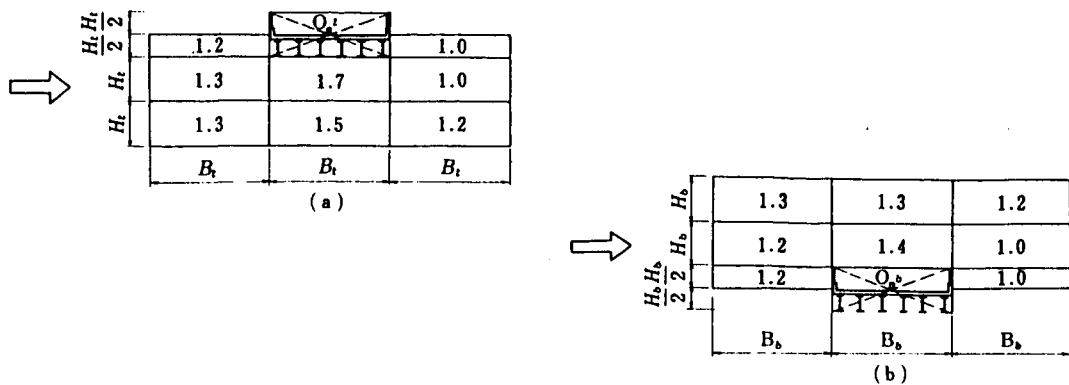


図-2.5.4 横断面幾何学的中心点



ここに、 O_t ：上側橋梁の中心点 O_b ：下側橋梁の中心点
 B_t ：上側橋梁の全幅 B_b ：下側橋梁の全幅
 H_t ：上側橋梁の全高 H_b ：下側橋梁の全高

図-2.5.5 2橋が上下方向に並んだ場合の割増し係数 ν_{2b} , ν_{2t}

- (3) 床版片持ち部および高欄設計時、高欄等に作用する風荷重強度は、活荷重無載荷時 300kgf/m^2 、活荷重載荷時 150kgf/m^2 とする。また高さによる割増し (ν_o) を考慮するものとする。

【解説】

構造物に作用する風荷重 W (kgf/m^2) は、空気密度 ρ ($\text{kgf} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^4$)、設計風速 V_z 、抗力係数 C_D およびガスト応答係数 G を用いて式 (解2.5.1) により求められる。

$$W = \frac{1}{2} \rho V_z^2 C_D G \dots \dots \dots (\text{解2.5.1})$$

なお、設計風速は、高さ方向の風速分布はべき法則にしたがうと仮定した高度補正を考慮すると次式より求められる。

$$V_z = (Z/10)^\alpha V_{10} \dots \dots \dots (\text{解2.5.2})$$

ここに、 V_z ：高さ Z (m) における設計風速

V_{10} ：地上10mにおける10分間平均風速

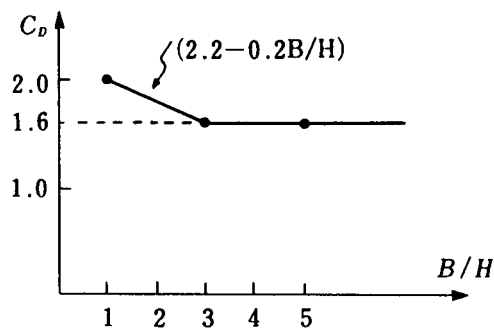
α ：周囲の状態により決まる係数

このような考え方にもとづいて、道示 I 2.1.11に風荷重の大きさに関する規定がなされているが、当公団の構造物が位置する阪神地域の特性を鑑み、架橋位置の地形条件に応じた設計風速の算定に関する検討成果を風荷重強度の決定法に反映した。

(1)について

- 1) 基本風速は、架橋地点の地上10mにおける10分間平均風速とするが、これは次の要領で決定した。すなわち、道示に準拠し、耐用年数50年、非超過確率60%として、再現期間100年を設定する。また、最大風速の期待値は、気象庁で観測された京阪神間の観測データを用いて地形因子を考えた回帰式を多重相関解析によって検討した結果、湾岸部 42m/sec 、内陸部 30m/sec とした。なお、地形の影響、高層建築など近接構造物の影響等により、自然風が特異な性質を持つと予想される架橋地点においては別途、自然風の観測を実施して設計風速を決定するのがよい。

抗力係数については、風洞実験の結果より B/H をパラメーターとして、図-解2.5.1のように設定した。



図一解2.5.1 抗力係数 C_D と断面比 B/H の関係

ガスト応答係数とは、平均風速による応答と、変動風速による応答とを合わせた最大応答と等価な応答を与えるように、風荷重を補正するものである。従来この影響については、水平長による補正係数として風速に対して補正されていたが、今回、道示と同じく、荷重の補正係数として、ガスト応答係数を与えることとした（ガスト応答係数 = (水平長による補正係数)²）。

主として、橋長、架橋地点の地形などの影響を考慮して検討した結果、橋長、橋梁高さに関係なく、湾岸部は、 $G=1.69 (=1.3^2)$ 、内陸部は、 $G=2.25 (=1.5^2)$ とした。

高度補正に用いるべき数 α については、湾岸部の場合、大阪湾沿岸地域における実測値をもとにして $\alpha = 1/7$ とし、また、内陸部の場合、東京管区気象台の東京タワーでの実測値をもとに $\alpha = 1/4$ とした。

以上のことを考慮して、風荷重を計算すると次のようになる。

基本風荷重 w

湾岸部 $1 \leq B/H < 3$ のとき

$$w = \frac{1}{2} \rho V_{10}^2 C_D G = 187.5 \times (2.2 - 0.2 B/H)$$

$$\doteq (420 - 40 B/H) \text{ kgf/m}^2 \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$B/H \geq 3$ のとき

$$w = \frac{1}{2} \rho V_{10}^2 C_D G \doteq 300 \text{ kgf/m}^2 \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

内陸部 $1 \leq B/H < 3$ のとき

$$w = \frac{1}{2} \rho V_{10}^2 C_D G = 125 \times (2.2 - 0.2 B/H)$$

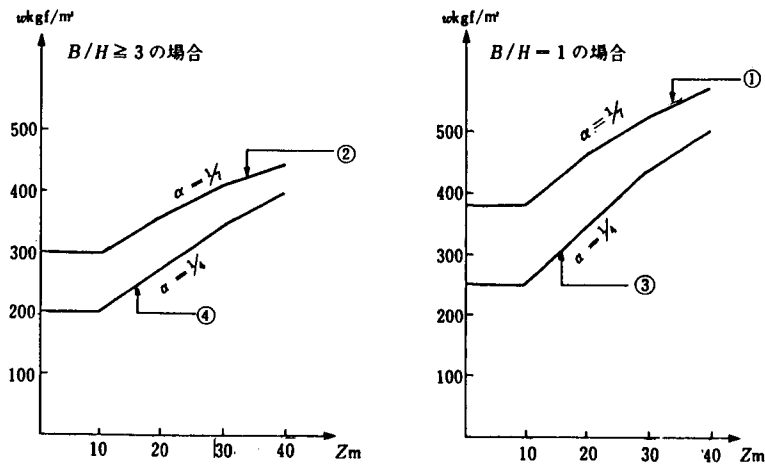
$$\doteq (275 - 25 B/H) \text{ kgf/m}^2 \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

$B/H \geq 3$ のとき

$$w = \frac{1}{2} \rho V_{10}^2 C_D G \doteq 200 \text{ kgf/m}^2 \dots\dots\dots \textcircled{4}$$

この値に前述の高度補正を考慮して、横軸に高さ、縦軸に風荷重強度を計算して図化したものが、図一解2.5.2である。この図に示す①、②、③、④のカーブが上記の①から④までの式に対応する。

なお、 $B/H < 1$ の場合は、 $B/H = 1$ と同じ値を用いるものとする。



図一解2.5.2 高さとも風荷重強度の関係

2) 横断勾配のある場合の橋梁全高 H は、図一解2.5.3による。



図一解2.5.3 横断勾配のある場合の H のとり方

1 径間内で幅員や、けた高が変化する場合、風荷重強度を最大とする断面で決定しなければならない。

3) 従来、活荷重を載荷しない場合と載荷する場合に分けて風荷重強度を算出していたが、道示では、通常規模のけた橋では、活荷重載荷時の風荷重が、活荷重無載荷時の風荷重に比べて小さいことから、活荷重載荷時の風荷重は、考慮しなくてもよいと規定されたため、今回、これによることとした。

4) 高さによる風荷重の割増し係数 (γ) は、構造物の断面に対して、階段状に考えるものとする。構造物に縦断勾配がある場合には、基本となる構造物の高さは1径間の平均的な高さとしてよい。また、照明柱等に対する風荷重は、一般に考慮しなくてよい。

5) 2橋が接近している場合は、相互干渉のために単独時とは異なった挙動を示し、風上側橋梁は単独時より大きな風荷重を受けることが風洞実験により確認された (図一解2.5.4参照)。

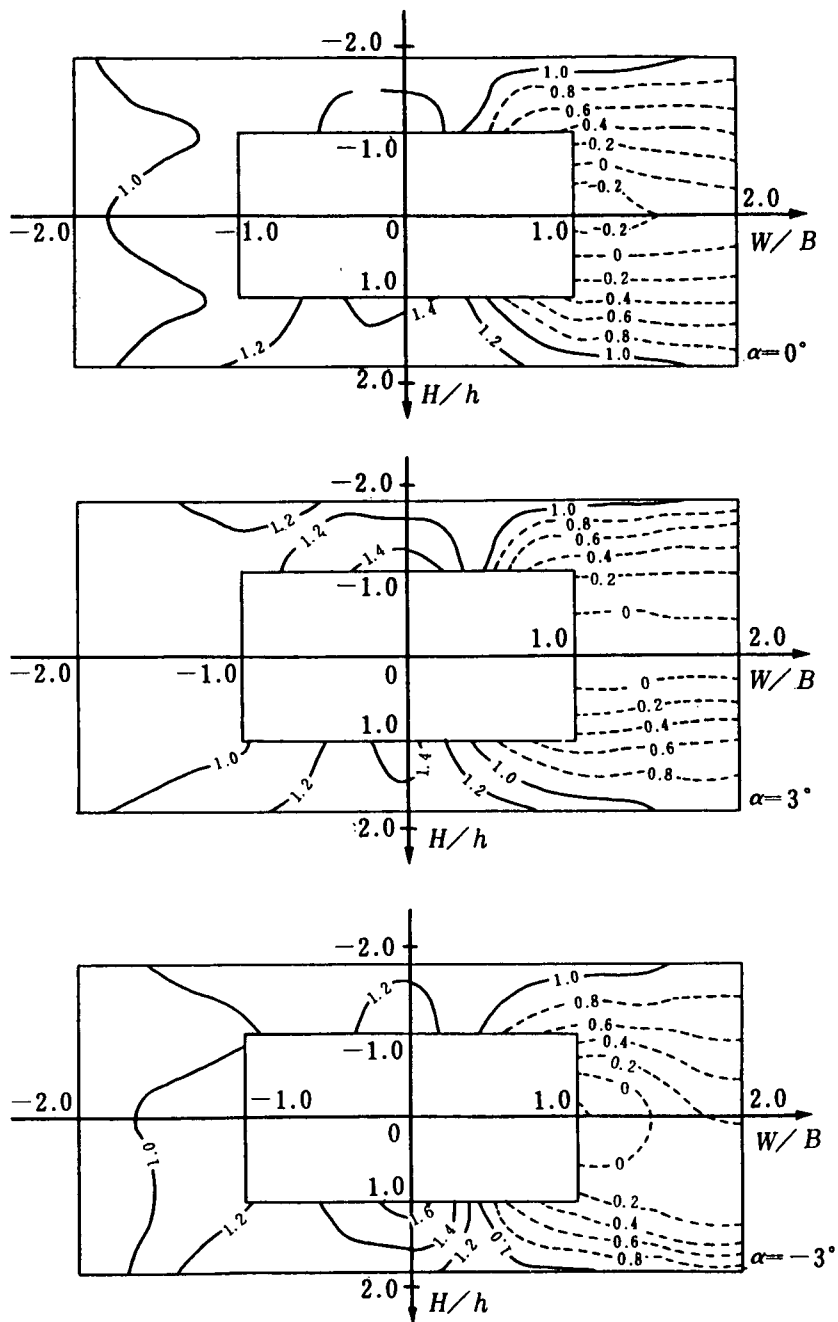
そのため、風上側橋梁には風荷重の割増しを考慮するものとした。

2橋の離間距離および高度差は橋脚間の平均値とする。

対象とする橋梁中心点が境界線上にある場合は大きい方の割増し係数を採用し、わくの範囲外にある場合は割増し係数を1.0とする。

(2)について

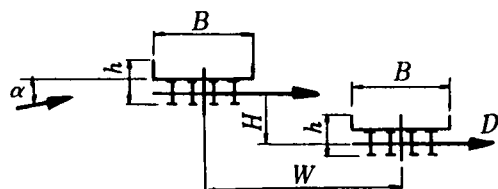
下部構造を設計する場合の上下部構造に作用する風荷重は、単独橋の場合は、ほぼ従来どおりの考えによったが、2橋が同一橋脚で支持された場合には、相互干渉のために下部構造に与える影響が大きいので条文のように定めた。



ここに, C_{D0} ; 単独橋の抗力係数

$$C_{D1} = \frac{D_1}{1/2 \rho V^2 h L}$$

L : 橋長



図一解2.5.4 C_{D1}/C_{D0} の等値線

この場合の割増し係数・低減係数については風洞実験（プラスチック板等を有するけた橋の風洞実験報告書，昭和52年3月）の結果をもとに定めた（図一解2.5.4参照）。2橋の離間距離および高度差は設計の対象とする橋脚での値とする。

(3)について

荷重強度については道示によった。

2.4 風 荷 重

- (1) 風荷重の基本荷重強度は、活荷重無載荷時 300kg/m^2 、活荷重載荷時 150kg/m^2 を原則とする。
- (2) 設計に用いる風荷重強度は、原則として断面形状で、防音壁間距離、高さおよび相互干渉の影響を考慮し、基本荷重強度を補正するものとする。
- (3) 風荷重は設計する部材に最も不利な影響を与えるように負載するのを原則とする。

- (1) 風荷重の基本荷重強度は、道示 I 2.1.11 に準じた。
- (2) 風荷重強度は、単位面積当りの風圧力 P として、式 2.4-1 により算出される。

$$P = \frac{1}{2} \rho V_H^2 C_D \dots\dots\dots (2.4-1)$$

ここに P : 風圧力 (kg/m^2)

ρ : 空気密度 ($0.125\text{kg}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^4$)

V_H : 地上高 H (m) における風速 (m/sec) で

$$V_H = V_{10} \left(\frac{H}{10} \right)^\beta \dots\dots\dots (2.4-2)$$

ここに V_{10} : 設計の基準風速で地上10mの高さにおける風速 ($V_{10}=55\text{m/sec}$)

β : 周囲の状態で決まる係数 (市街地 $\beta=1/4$)

C_D : 抗力係数

この基本式に基き、公社における立地条件 (構造物の設置高さ) および構造特性 (主桁本数、防音壁、並列橋) を考慮し、基本風荷重量強度を補正する必要がある。

補正の対象としては、次の要素を考慮するものとする。

1) 高さによる風速の割増し

2) 抗力係数

① 断面形状による風下側の影響

② 防音壁による影響

③ 並列橋のような相互干渉

1) については、式 (2.4-1), (2.4-2) により基本抗力係数 $C_{D0}=1.6$ として、任意の高さ H における風圧力 P_H を求めると次のとおりとなる。

$$P_H = \frac{1}{2} \times 0.125 \times \left\{ 55 \times \left(\frac{H}{10} \right)^\beta \right\}^2 \times 1.6 = 95.658 \sqrt{H} \dots\dots\dots (2.4-3)$$

式 (2.4-3) により、その都度上部構造に作用する風荷重および下部構造への作用位置を算定するのは煩雑であり、また、簡略化しても、図 2.4-1 に示すように量的に大差がないので、表 2.4-1 により補正してよいものとする。

なお、風荷重を求める基準高さは、作用位置と同一とする。

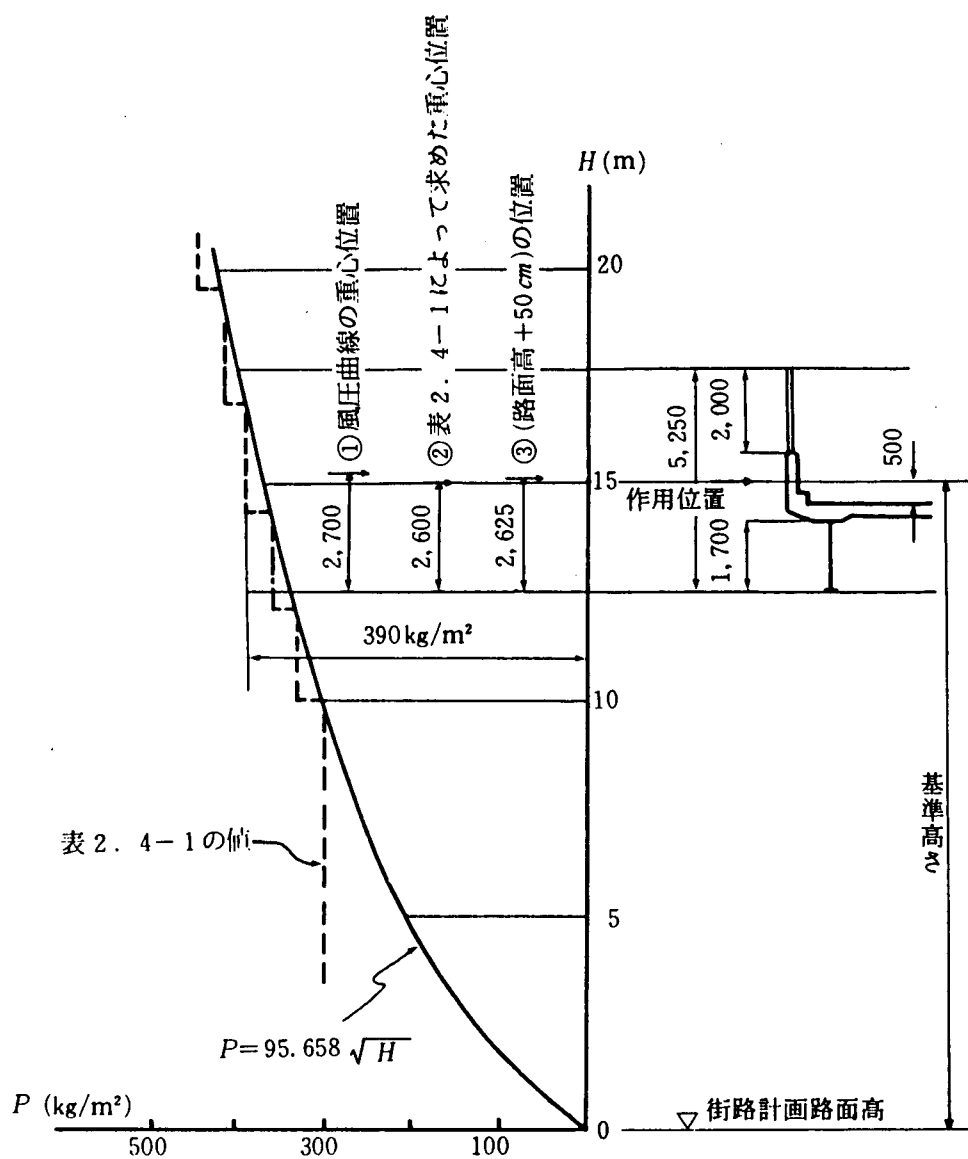


図 2.4-1 高さによる風圧曲線及び標準高さ・標準断面での風圧力と作用位置

表 2.4-1 高さによる風圧割増係数および作用位置 (基準高さ)

基準高さ H (m)	$10.0 < H \leq 12.1$	$12.1 < H \leq 14.4$	$14.4 < H \leq 16.9$	$16.9 < H \leq 19.6$	$19.6 < H \leq 22.5$	$22.5 < H \leq 25.6$	$25.6 < H \leq 28.9$	$28.9 < H \leq 32.4$
割増し係数 β	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
作用位置 ²⁾	高速計画路面高 + 50cm							
基準高さ	(高速計画路面高) + 50cm - (街路計画地盤高 ¹⁾)							

注 1) 河川部は高水敷とする。

2) 縦断勾配がある場合は、支間における最大値とする。

(連続桁にあっては各支間ごと。)

2)の①については、風下側主桁の抗力は主桁本数・断面形状などにより異なるが、公社におけるプレートガーダーでは、一般に風上側主桁の $\frac{1}{2}$ の抗力が作用すると考えてよいものとする。したがって、風上側、風下側を合計した風荷重強度は $1.5C_{D0}$ として算出する。

ただし、一箱桁の場合には風下側の影響がないので、 $1.0C_{D0}$ とする。

2)の②については、高さ2mの防音壁による影響を、壁間距離との関連で風洞実験¹⁾を行なった結果、風圧力を補正する必要が生じた。表2.4-2に壁間距離による風圧の割増し係数を示す。

なお、中央分離帯をもつ一体構造の場合で、中央部に防音壁がない場合の壁間距離は、図2.4-2に示すように考えるものとする。

表2.4-2 壁間距離による風圧の割増し係数

壁間 l (m)	$2\text{ m} < l \leq 6\text{ m}$	$6\text{ m} < l \leq 14\text{ m}$	$14\text{ m} < l \leq 22\text{ m}$	$22\text{ m} < l$
割増し係数 α	1.3	1.2	1.1	1.0

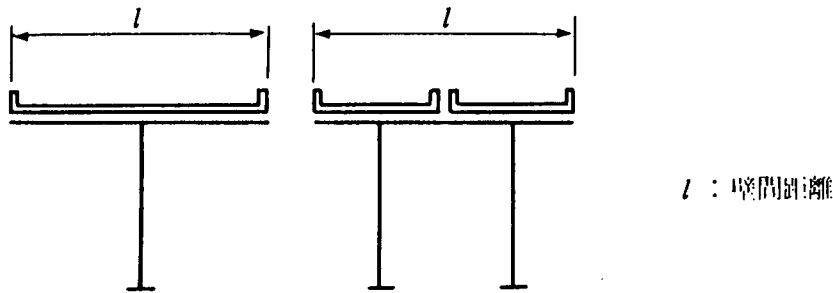


図 2. 4-2 壁間距離のとり方

2)の③については、2橋が接近している場合、相互干渉により単独橋とは異った挙動を示すことが風洞実験²⁾により確認されている。したがって、風下側に接近して他の橋梁がある場合には、風上側橋梁の風荷重を、表2.4-3・図2.4-3により補正するのがよい。

表2.4-3 相互干渉による割増し係数 γ

水平方向の離れ(B) 鉛直方向の離れ(H)	$B > 1.5 B_e$	$1.5 B_e \geq B > 0.5 B_e$	$B \leq 0.5 B_e$
$H > 2.5 H_e$	1.0	1.0	1.0
$2.5 H_e \geq H > 1.5 H_e$	1.0	1.3	1.3
$1.5 H_e \geq H > 0.5 H_e$	1.0	1.2	1.4
$0.5 H_e \geq H \geq -0.5 H_e$	1.0	1.2	—
$-0.5 H_e > H \geq -1.5 H_e$	1.0	1.3	1.7
$-1.5 H_e > H \geq -2.5 H_e$	1.0	1.3	1.5
$H > -2.5 H_e$	1.0	1.0	1.0

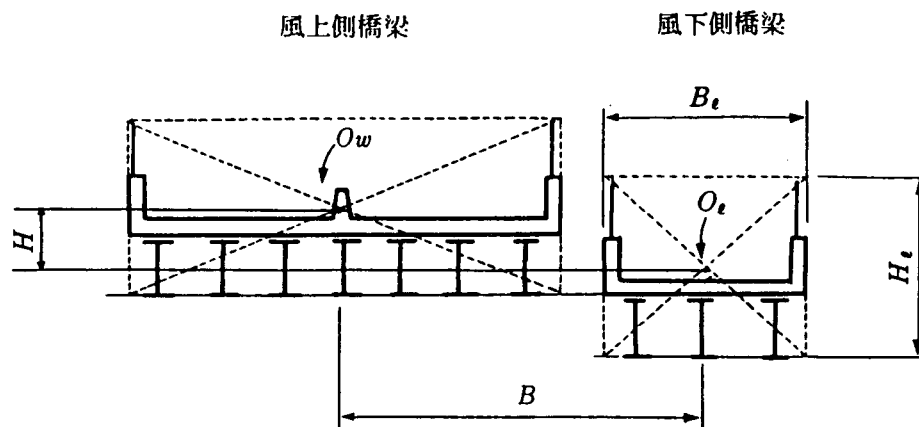


図2.4-3 相互干渉による割増し係数に用いる諸元

ここに、

B_e : 風下側橋梁の総幅員

H_e : 風下側橋梁の全高

O_e : 風下側橋梁の横断面幾何中心点

O_w : 風上側橋梁の横断面幾何中心点

B : O_w と O_e の水平方向の離れ

H : O_w と O_e の鉛直方向の離れ

(O_w が O_e より上にある場合は+とし、下にある場合は-とする。)

横断面幾何中心とは総幅員と全高の中心点のことである。

なお、3橋並列の場合の相互干渉については、組合わせが多岐にわたり設計が煩雑となるので、3橋のうち不利となる2橋を取り出して考えればよいこととする。

以上をまとめて公社における標準断面にて設計風荷重強度式を求めると、式(2.4-4)～式(2.4-7)となり、一般にはこれによって風荷重強度を算出してよいものとする。また、連続桁の場合は各支間ごとに一定値としてよい。

コンクリート床版鋼桁橋の場合

a) 活荷重載荷時

$$W = \{150 \{H_w \times 1.5 + (t + 3.310) \alpha\}\} \times \beta \times \gamma \cdots \cdots (2.4-4)$$

b) 活荷重無載荷時

$$W = \{300 \{H_w \times 1.5 + (t + 3.310) \alpha\}\} \times \beta \times \gamma \cdots \cdots (2.4-5)$$

鋼床版橋の場合

a) 活荷重載荷時

$$W = \{150 \{H_w \times 1.5 + (l_f + 3.230) \alpha\}\} \times \beta \times \gamma \cdots \cdots (2.4-6)$$

b) 活荷重無載荷時

$$W = \{300 \{H_w \times 1.5 + (l_f + 3.230) \alpha\}\} \times \beta \times \gamma \cdots \cdots (2.4-7)$$

ただし、1-箱桁橋の場合は、桁高 H_w に乗ずる係数を1.0とする。

ここに

H_w : 主桁腹板高 (図2.4-4 参照)

t : コンクリート床版厚 (")

t_f : 鋼床版デッキプレート厚 (")

α : 壁間距離による割増し係数 (表2.4-2 参照)

β : 高さによる割増し係数 (表2.4-1 ")

γ : 相互干渉による割増し係数 (表2.4-3 ")

- (3) 風荷重で設計する部材は支点上対傾構、横構などである。これらの部材の設計にあたっては、図2.4-5に示すように、着目する部材に最も不利になるよう負載するものとする。

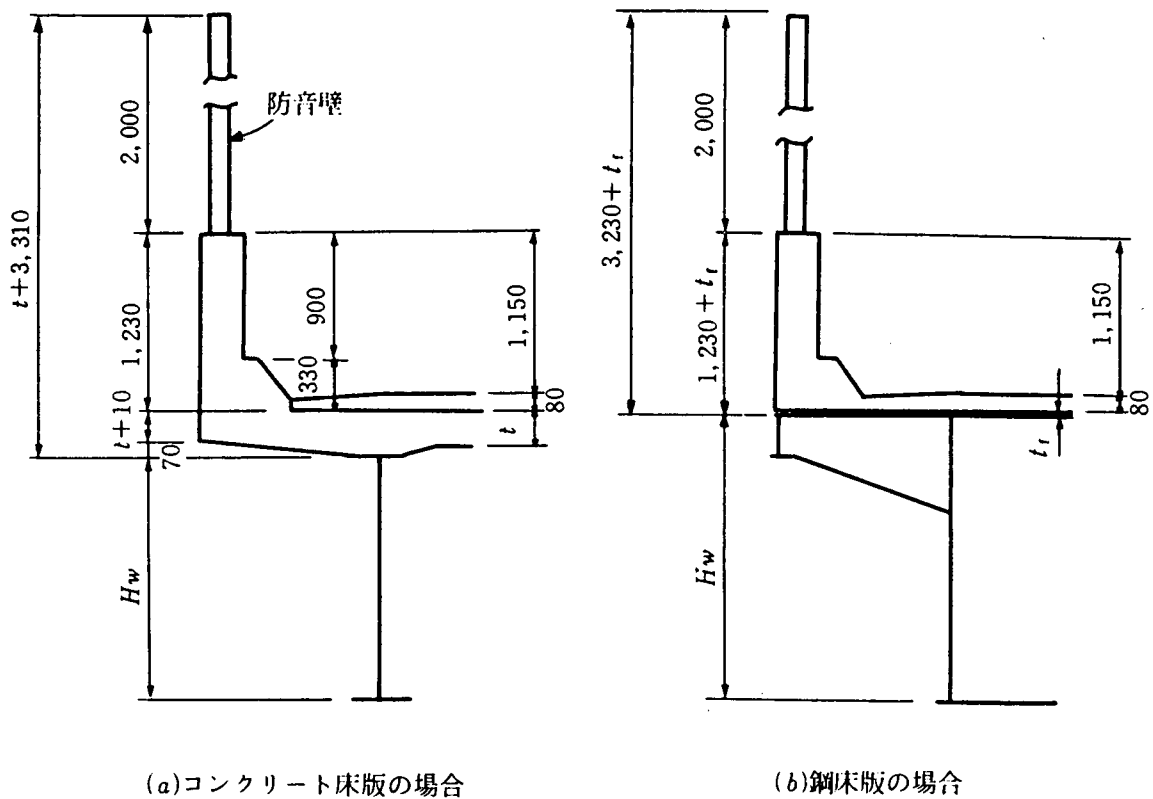
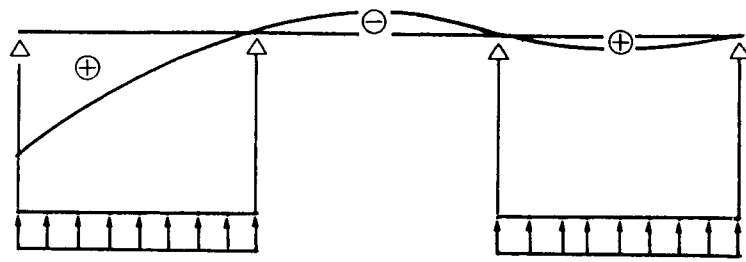
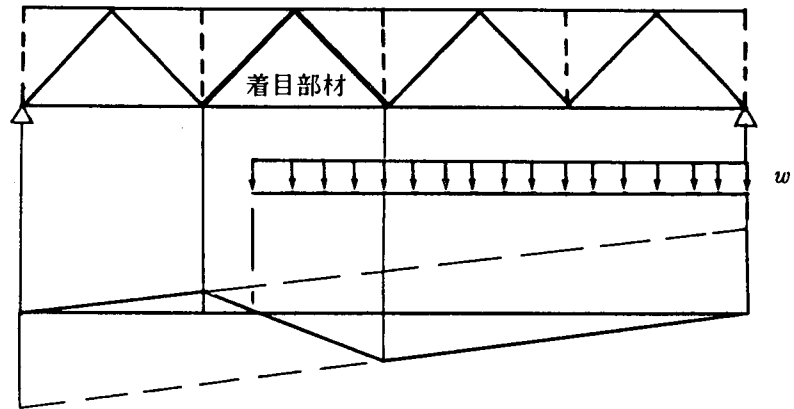


図 2. 4-4 地覆高欄部の形状寸法



(a)連続桁の端支点上対傾構の場合



(b)横構の場合

図 2. 4-5 風荷重の載荷例

2.1.11 風 荷 重

(1) 上部構造に作用する風荷重は，橋軸に直角に作用する水平荷重とし，考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように負載するものとする。風荷重の大きさは以下のとおりとする。ただし，遮音壁が設置される場合には，風の特徴および遮音壁の構造に応じて風荷重を低減することができる。

1) プレートガーダー

プレートガーダーに作用する風荷重は，1橋の橋軸方向の長さ1mにつき表-2.1.11に示す値とする。

表-2.1.11 プレートガーダーの風荷重 (kgf/m)

断 面 形 状	風 荷 重
$1 \leq B/D < 8$	$[400 - 20 (B/D)] D \geq 600$
$8 \leq B/D$	$240 D \geq 600$

ここに， B ：橋の総幅（m）（図-2.1.8参照）
 D ：橋の総高（m）（表-2.1.12参照）

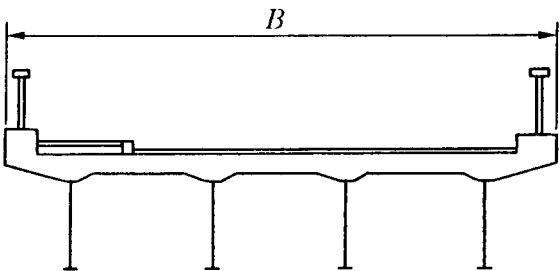


図-2.1.8 Bのとり方

表-2.1.12 プレートガーダーのDのとり方

橋梁用防護柵	壁 型 剛 性 防 護 柵	壁型剛性防護柵以外
Dのとり方	A cross-sectional diagram of a wall-type rigid guardrail. A vertical dimension line on the right indicates the total height, labeled 'D'.	A cross-sectional diagram of a guardrail other than a wall-type rigid one. A vertical dimension line on the right indicates the total height, labeled 'D'. A horizontal offset of 0.4m is shown between the top of the guardrail and the side wall.

2) 2主構トラス

2主構トラスに作用する風荷重は，風上側の有効鉛直投影面積 1 m^2 に

つき、表-2.1.13に示す値とする。ただし、標準的な2主構トラスについては、風上側弦材の橋軸方向の長さ1mにつき表-2.1.14に示す風荷重を用いてもよい。

表-2.1.13 2主構トラスに作用する風荷重 (kgf/m²)

トラス	活荷重載荷時	$125/\sqrt{\phi}$
	活荷重無載荷時	$250/\sqrt{\phi}$
橋床	活荷重載荷時	150
	活荷重無載荷時	300

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

ここに、 ϕ ：トラスの充実率（トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比）

表-2.1.14 標準的な2主構トラスの風荷重 (kgf/m)

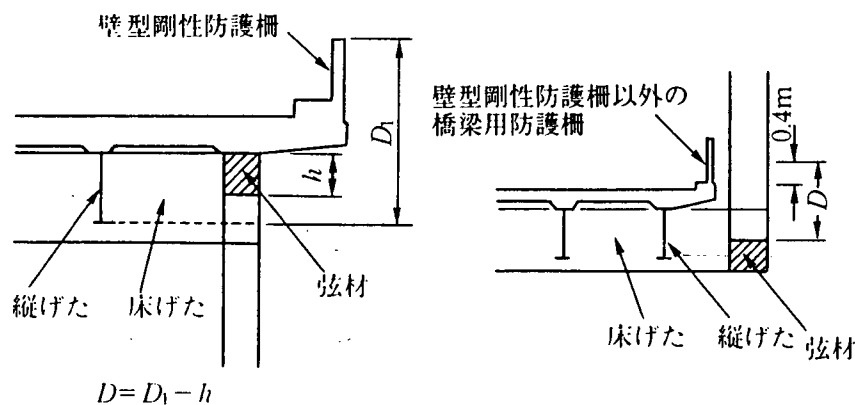
弦材	材	風荷重
載荷弦	活荷重載荷時	$150 + 150 D + 125 \sqrt{\lambda h} \geq 600$
	活荷重無載荷時	$300 D + 250 \sqrt{\lambda h} \geq 600$
無載荷弦	活荷重載荷時	$125 \sqrt{\lambda h} \geq 300$
	活荷重無載荷時	$250 \sqrt{\lambda h} \geq 300$

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$

ここに、 D ：橋床の総高（m）。ただし、橋軸直角水平方向から見て弦材と重なる部分の高さは含めない。（図-2.1.9参照）

h ：弦材の高さ（m）

λ ：下弦材中心から上弦材中心までの主構高さ（m）



(a) 上路トラスの場合

(b) 下路トラスの場合

図-2.1.9 2主構トラスのDのとり方

3) その他の形式の橋梁

その他の形式の橋梁の橋げた部分に作用する風荷重は、けた形状に応じ1)あるいは2)を適用する。1)あるいは2)で規定されていないような

部材に作用する風荷重は、断面形状に応じ表-2.1.15に示す値とする。
 なお、活荷重載荷時には、活荷重に対して橋面上1.5mの位置に150 kgf/mの風荷重を作用させることとする。

表-2.1.15 プレートガーダーあるいは2主構トラス以外の
 橋梁の部材に作用する風荷重 (kgf/m²)

部 材 の 断 面 形 状		風 荷 重	
		風上側部材	風下側部材
円 形	活荷重載荷時	75	75
	活荷重無載荷時	150	150
角 形	活荷重載荷時	150	75
	活荷重無載荷時	300	150

4) 並列橋梁

プレートガーダー橋が並列する場合には、その影響を考慮して表-2.1.11の風荷重を適切に補正するものとする。

- (2) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし、同時に2方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表-2.1.16に示す値とする。

表-2.1.16 下部構造に作用する風荷重 (kgf/m²)

軀 体 の 断 面 形 状		風 荷 重
円 形 小 判 形	活荷重載荷時	75
	活荷重無載荷時	150
角 形	活荷重載荷時	150
	活荷重無載荷時	300

- (3) 吊橋、斜張橋およびとくに可とう性に富む部材については、風の影響による動的な変形・応力なども考慮して設計しなければならない。

- (1) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸直角方向で水平に吹く風による抗力を基本とし、これに風速変動の影響を考慮して定められている。

単位面積あたりに作用する風荷重 p (kgf/m²) は設計基準風速 U_d (m/s)、空気密度 ρ ($= 0.125 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)、抗力係数 C_d およびガスト応答係数 G を用いて式 (解 2.1.18) より求められる。

$$p = \frac{1}{2} \rho U_d^2 C_d G \dots\dots\dots (\text{解 } 2.1.18)$$

ここで、ガスト応答係数 G は風速変動の影響を補正するものであり、従来水平長補正係数と呼ばれていたものの2乗に対応する。この風荷重 p に橋軸方向単位長さ当たりの上部構造の有効鉛直投影面積 A (m^2/m) を乗ずることにより、橋軸方向単位長さ当たりの風荷重 P (kgf/m) が求められる。

$$P = pA \dots\dots\dots (\text{解 } 2.1.19)$$

風の特徴は架橋地点によって異なり、また抗力係数の値も橋梁の断面形状によって異なるため、実際に作用する風荷重は橋ごとに異なるものと考えられる。しかしながら、支間長の短い中小橋梁では設計に及ばず風荷重の影響は一般に小さく、詳細な規定に従って風荷重を算出することは必ずしも得策と考えられないため、標準的な風荷重の値を設定し、これを設計に用いることとした。

1) 設計基準風速

風は風速が時間的にも空間的にも変動しているが、これを平均的な風速と、そのまわりの変動的な風速とに分けて考える。このうち、設計で考える平均的な風速を設計基準風速と呼ぶ。変動的な風速の影響については、後に述べるガスト応答係数で考慮している。風速は地理的位置、周辺の地形条件、地表条件および架橋位置の高度によって異なる。すなわち、上空における風速は地表条件によらず一定と考えられるが、地表に近づくにつれ、地形および地表粗度の影響により風速は減少する。上空での風速が同じ場合、地表近くの同一高度では海面のように表面が滑らかな方が、大都市のように高層建築物が密集している場所に比べ、平均風速は高い。設計基準風速は、一般にこれらの影響を考慮して設定されるが、ここでは一部の強風地域を除く日本全国の高度 10 m において、50 年間でその風速を越えない確率が 0.6 以上となるように 40 m/s を設計基準風速とした。

2) 抗力係数

a) プレートガーダー

充腹の I 形断面、 π 形断面および箱形断面のけたを主構造にもつ上部構造の風荷重には、「プレートガーダー」の風荷重を適用するものとする。

プレートガーダーでは橋の総高 (D) に対する橋の総幅 (B) の比 (B/D) が増加するに従い抗力係数は小さくなる。このため、プレートガーダーの抗力係数は次のように定めた。

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \dots\dots\dots (\text{解 } 2.1.20)$$

なお、断面形状が軸方向に変化する場合には、各径間において、その径間の平均的な断面の B および D を用いてよい。例えば、3 径間連続変断面橋の場合には、側径間では径間中央、中央径間では径間 1/4 点の断面より B および D を定める。

b) 2 主構トラス

トラス断面では充実率 ϕ (トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比) が増加するに従い抗力係数は小さくなる。

このため、2 主構トラスの抗力係数は次のように定めた。

$$C_d = 1.35 / \sqrt{\phi} \quad \dots\dots\dots (\text{解 2.1.21})$$

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

標準的な 2 主構トラスの諸元として、弦材の高さを h (m)、主構高さおよび格間長を λ (m)、斜材の幅を $0.8h$ (m)、その長さを 1.4λ (m)、鉛直材の幅を $0.5h$ (m) とすれば、トラスの 1 格間当りの有効鉛直投影面積は

$$2h \times \lambda + 0.8h \times 1.4\lambda + 0.5h \times \lambda = 3.62h\lambda \text{ (m}^2\text{)}$$

となる (図-解 2.1.25 参照)。これにガセットなどに対する余裕をみて $4h\lambda$ (m²) とする。一方、トラスの 1 格間当りの外郭面積は $\lambda \times (\lambda + h)$ (m²) であるため、充実率 ϕ は、 $\lambda \gg h$ を考慮して

$$\phi = \frac{4h}{\lambda + h} \approx 4 \frac{h}{\lambda}$$

となる。これを式 (解 2.1.21) に代入すると、標準的な 2 主構トラスの抗力係数は以下のように求まる。

$$C_d = 0.68 \sqrt{\lambda/h} \quad \dots\dots\dots (\text{解 2.1.22})$$

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$

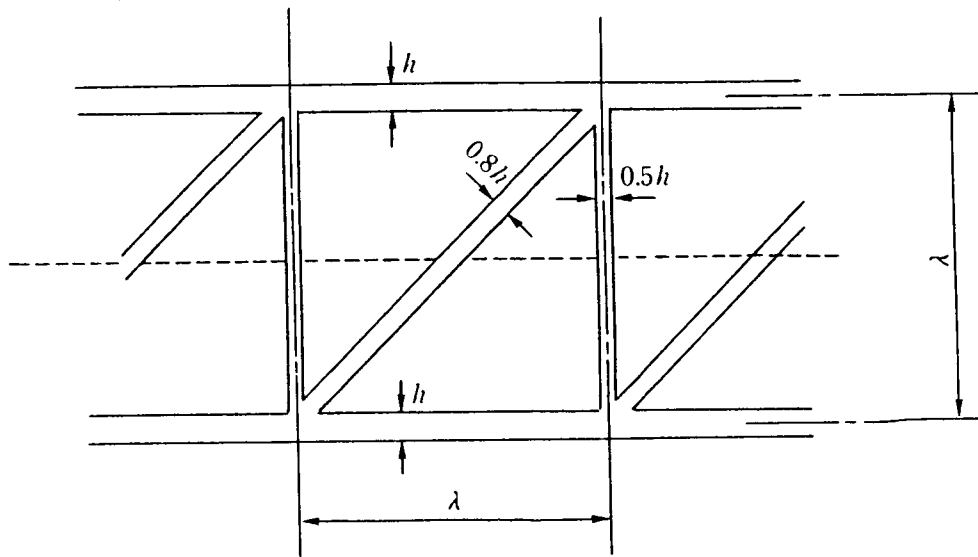


図-解 2.1.25 標準的な 2 主構トラスの諸元

なお、トラスの諸元が上述のものと著しく異なる場合には、充実率 ϕ を忠実に求め、式(解 2.1.21)により抗力係数を算出するものとする。

トラスの橋床に対しては、標準的な抗力係数値を1.6とした。

c) その他の形式の橋梁

アーチ橋のアーチ部材、補剛げた、吊材および支柱に対しては、角形断面の場合には、風上側部材および風下側部材にそれぞれ1.6および0.8の抗力係数を適用し、円形断面の場合には、風上側部材および風下側部材とも0.8の抗力係数を適用する。アーチ橋の橋床の抗力係数は1.6とする。

吊橋・斜張橋の橋げた部分に対しては、その形状に応じ、プレートガーダーあるいは2主構トラスの抗力係数を適用する。塔については、風上側部材および風下側部材にそれぞれ1.6および0.8の抗力係数を適用し、ケーブルおよび吊材については、風上側および風下側とも0.8の抗力係数を適用する。なお、塔については断面形状に応じ抗力係数の値を適切に補正することが望ましい。

d) 活荷重

活荷重の抗力係数は1.6とした。

3) ガスト応答係数

自然風は、時間的にも空間的にも風速が変動する乱流である。このため橋梁には、平均風速に起因する抗力の他に、変動風速に起因する変動的な抗力が作用する。変動的な抗力に起因する構造物の変形あるいは振動は、ガスト応答と呼ばれており、ガスト応答係数によりその効果が考慮される。変動風速の標準偏差と平均風速との比は乱れ強さと呼ばれているが、この乱れ強さが大きいほどガスト応答係数は大きくなる。風の乱れ強さは、高度が低いほど、また地表粗度が粗いほど大きい。ガスト応答係数の値の設定にあたっては海上の風を想定しおよそ1.9を標準的な値とした。田園地帯、住宅地あるいは大都市では海上に比べ風の乱れ強さが強く、ガスト応答係数も大きくなるが、設計基準風速が海上に比べ低下することにより風荷重としては補い合うと考えられる。

4) 単位面積あたりの風荷重

1)～3)より、プレートガーダーに作用する単位面積あたりの風荷重は以下のとおりとなる。

$$p = \begin{cases} 400 - 20(B/D) \text{ (kgf/m}^2\text{)} & 1 \leq B/D < 8 \\ 240 & \text{(kgf/m}^2\text{)} \quad 8 \leq B/D \end{cases} \dots\dots\dots \text{(解 2.1.23)}$$

同様に、2主構トラスに作用する単位面積あたりの風荷重は以下のとおりとなる。

$$p = \begin{cases} 250\sqrt{\phi} \text{ (kgf/m}^2\text{)} \cdots \text{トラス, ただし, } 0.1 \leq \phi \leq 0.6 \\ 300 & \text{(kgf/m}^2\text{)} \cdots \text{橋床} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(解 2.1.24)}$$

2) b) で示した標準的なトラスの場合には、式(解 2.1.24)は、次のように書き改

められる。

$$p = \begin{cases} 125 \sqrt{\lambda/h} \text{ (kgf/m}^2\text{)} \cdots \text{トラス, ただし, } 7 \leq \lambda/h \leq 40 \\ 300 \text{ (kgf/m}^2\text{)} \cdots \text{橋床} \end{cases} \cdots \cdots \text{(解 2.1.25)}$$

その他の角形断面の部材および円形断面の部材に作用する単位面積あたりの風荷重はそれぞれ 300 kgf/m^2 および 150 kgf/m^2 となる。

活荷重が載荷された状態に対しては最大風圧を考える必要はないものと考え、 $1/2$ の風荷重を満載するものとした。同様に、活荷重に対する風荷重も 150 kgf/m^2 とした。

5) 有効鉛直投影面積

有効鉛直投影面積は、風荷重の作用方向に直角な面に対する、構造物の構造軸方向単位長さあたりの平均投影面積である。主げた、縦げた、床版、地覆、橋梁用防護柵および活荷重に対しては風上側側面の投影面積のみを考慮するものとするが、アーチ橋のアーチ部材、補剛げた、吊材および支柱、吊橋・斜張橋の塔およびケーブルなどで風下側にも部材が配置される場合には、風下側部材の風上側側面の投影面積も考慮するものとする。

a) プレートガーダー

プレートガーダーの底面から地覆の天端までの高さに、橋梁用防護柵の有効鉛直投影面積を加えて求める。壁型剛性防護柵の有効鉛直投影面積はその高さであり、壁型剛性防護柵以外の橋梁用防護柵の有効鉛直投影面積は標準的な形状を考慮して 0.4 m とした。

b) 2主構トラス

トラスと橋床それぞれについて有効鉛直投影面積を求める。

2)で示した標準的なトラスでは、斜材および鉛直材の面積は載荷弦（床版を取付ける方の弦材）と無載荷弦（床版を取付けない方の弦材）に等分するものとするれば、1格間における載荷弦側・無載荷弦側のトラスの有効鉛直投影面積は相等しく $2h \text{ (m}^2\text{/m)}$ となる。

橋床については、縦げたの底面から地覆の天端までの高さに、橋梁用防護柵あるいは遮音壁の有効鉛直投影面積を加えて求める。ただし、弦材と重なる部分については含めないものとする。

c) 活荷重

活荷重は橋面上 0.6 m から 2.4 m の間に有効鉛直投影面積 $1 \text{ m}^2/\text{m}$ で分布することを標準とした。

6) 単位長さあたりの風荷重

単位面積あたりの風荷重に有効鉛直投影面積を乗じて、単位長さあたりの風荷重を算出する。なお、水平剛度の保持などの理由により、プレートガーダーおよび2主構

トラスについては橋軸方向単位長さあたりの風荷重についてそれぞれ表-2.1.11, 表-2.1.14に示される最低限度値を設定した。

プレートガーダーに関しては活荷重載荷時の風荷重が活荷重無載荷時の風荷重に比べ小さいことから、活荷重載荷時の風荷重は考慮しなくてもよいものとした。

7) 載荷方法

構造物の風上側の有効鉛直投影面積の図心位置に、考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように、単位長さあたりの風荷重を載荷するものとする。ただし、吊橋、斜張橋の塔およびケーブルに対しては、風上側部材および風下側部材それぞれに、各部材の単位長さあたりの風荷重を載荷させてもよい。単位長さあたりの風荷重を橋軸方向にどのように分布させるかについては、議論の余地があるところであるが、風荷重は橋梁の水平剛度の確保のためにも用いられることなどを考慮し、今までどおり考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように分布させることとした。

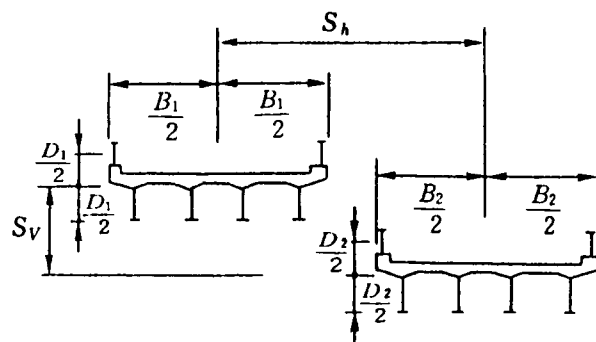
8) 遮音壁を有する橋梁に作用する風荷重

遮音壁が設置される橋梁の周囲には、住宅などの建物が密集しているものと考えられる。この場合には、建物の影響により海上に比べ平均風速は低く、乱れ強さは大きくなるものと考えられる。式(解 2.1.18)に示されているように、風荷重に対しては平均風速に関係する設計基準風速の方が、乱れ強さに関係するガスト応答係数よりも大きな影響を与える。以上のような理由から、遮音壁が取付く橋梁で、周囲に建物が密集している場合には、4)に示した単位面積あたりの風荷重を0.8倍に低減することができる。すなわち、表-2.1.11あるいは表-2.1.14の D として遮音壁の高さも含め、風荷重を計算し、その値を0.8倍とする。ただし、単位長さあたりの風荷重はそれぞれ表に示した最低限度値以上とする。また、遮音壁がある値以上の風荷重を橋梁本体に伝達しないような構造になっている場合には、その構造を考慮して適切に風荷重を定めることができる。

遮音壁に関しては、風下側の風荷重値は微小であることが実験により確認されており、風上側にのみ載荷すればよい。また遮音壁と重なる活荷重に対しては、風荷重を載荷しなくてよい。表-2.1.14の載荷弦の活荷重載荷時の風荷重には、活荷重に作用する風荷重として150 kgf/mが含まれているため、遮音壁が設置される場合にはこれを除いてよい。

9) 並列する橋梁の風荷重

プレートガーダー橋が並列する場合は、上流側および下流側の橋げたに作用する風荷重は、単独時と異なってくる。並列橋の補正は図-解 2.1.26に示す橋梁の水平方向の中心間距離 S_h および鉛直方向の中心間距離 S_v がそれぞれ、 $S_h \leq 1.5 B_1$ かつ $S_v \leq 2.5 D_1$ の場合に考慮する。並列の効果はその位置関係に応じて変化するが、一般的には表-2.1.11を用いて計算される風荷重に、表-解 2.1.5から得られる並列の効果の補



総幅 B および総高 D の添字 1 は 2 橋のうちの大きい値を、添字 2 は 2 橋のうちの小さい値を意味する。

図-解 2.1.26 並列橋梁の位置関係

正係数を乗ずればよい。ここで、橋軸方向に橋げたの位置関係が変化する場合は、橋梁支間の 2 分の 1 の位置における、 S_h 、 S_v 、総幅 B 、総高 D を用い並列の補正係数を求めてもよい。また、上部構造の設計のためには、風向にかかわらず並列する 2 橋とも同一の補正を行うが、下部構造の設計に用いる上部構造に作用する風荷重を補正する場合は、橋軸に直交する相反する 2 つの風向を考え、それぞれについて一方を風上側橋梁、他方を風下側橋梁と区別して補正する。

なお、並列の効果は橋梁の断面形状や種類によって若干異なるため、風洞実験などによって別途に補正係数が求められている場合は、これを用いてもよい。

表-解 2.1.5 並列の効果による上部構造に作用する風荷重の補正係数

		並列の効果による風荷重の補正係数		
上部構造の設計		1.3		
下部構造の設計	S_h	風上側	風下側	
	$S_h \leq 0.5 B_1$	1.3	1.3	
	$0.5 B_1 < S_h \leq 1.5 B_2$	1.3	$S_v \leq 0.5 D_2$	0.3
			$0.5 D_2 < S_v \leq 1.5 D_2$	1.0
			$1.5 D_2 < S_v \leq 2.5 D_1$	1.2
	$1.5 B_2 < S_h \leq 1.5 B_1$	1.3	1.0	

ここに、並列橋の補正は橋梁の水平方向の中心間距離 S_h および鉛直方向の中心間距離 S_v がそれぞれ、 $S_h \leq 1.5 B_1$ かつ $S_v \leq 2.5 D_1$ の場合に考慮する。

トラス橋に関しては、風の透過性が高いため、並列の影響を考慮する必要はない。その他の形式の橋梁は、単独橋の風荷重を求めた際と同様に、その橋げた形状に応じてプレートガーダー橋あるいはトラス橋に準じて並列の影響を考慮する。

(2) 下部構造に直接作用する風荷重も抗力のみを対象とし、風向は水平方向で橋軸直角方向と橋軸方向の2方向に限定した。設計基準風速およびガスト応答係数は上部構造と同じ値を考えている。抗力係数の値は部材の形状によって異なるが、ここでは相当の差違の認められる形状に分類し、円形および小判形の場合を0.8に、角形の場合を1.6に設定した。他の形状の場合には技術者の判断によって適切に定めるのがよい。

なお、柱が風向に対して2本前後に並ぶようなときは次のように対処する。すなわち、柱が径の2倍以上離れている場合は単一部材が2本存在すると考え、風下側部材にも表-2.1.15に示す風荷重を載荷する。それ以外の場合には風下側部材に載荷する風荷重は、表-2.1.15に示す値の0.5倍とする。

(3) 吊橋・斜張橋のようなたわみやすい橋梁に対しては、風による振動に関する照査を実施する必要がある。照査にあたっては、まず、架橋地点の風の特性を考慮して設計基準風速を定め、次に、風による橋梁の振動についてその発現風速あるいは振動振幅などを推定し、風による振動が橋梁の安全性あるいは使用性に支障を来すものかどうかを判断し、問題があると判断される場合には必要な対策を施す。

アーチ橋の吊材などのように細長い構造部材にあっては、部材が比較的低風速の風によって振動し、部材端でガセットなどが破損した例もあるので、設計にあたってはこの点に留意しなければならない。このような問題に対しては、鋼橋編11.7および12.6で規定してある。

遮音壁を有する橋梁の耐風調査
共同研究報告書

共同研究報告書
第53号1991年3月

建設省土木研究所 横山功一
日本道路公団 小西康夫
富岡工事事務所 松田哲夫

要 旨

本報告書は、遮音壁を有する橋梁の耐風性について、特にその風荷重特性と渦
励振特性に着目し、風洞試験を実施して検討したものである。

キーワード：道路橋、遮音壁、耐風設計、風荷重、風による振動

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

構造研究室御中

3

No. _____

3

No. _____

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第 53 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印