

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2379号

Aero.71/ST.Division

1

土 木 研 究 所 資 料

大規模橋梁の耐風性調査報告書

昭和61年 4 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © 1986 by P. W. R. I.

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

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

大規模橋梁の耐風性調査報告書

構造研究室 室 長 横 山 功 一
主任研究員 佐 藤 弘 史
室 員 神 寄 一 夫
福 田 誠
東久保 正 徳

要 旨

本調査では建設省で計画が進められている鶴見航路橋（東京湾岸道路）および名港中央大橋（伊勢湾岸道路）について耐風性の検討を実施した。このうち、鶴見航路橋は並列斜張橋梁について耐風性を調査し、また名港中央大橋は暫定施工案の耐風性および斜張橋案架設時の耐風性について調査を行った。

キーワード：鶴見航路橋、名港中央大橋、耐風調査、並列斜張橋、架設系

序

本報告書は昭和59年度および60年度に道路事業調査費（大規模特殊事業計画調査）により実施された「大規模橋梁の耐風性調査」の内容をとりまとめたものである。本調査は下記の3つの項目より構成される。

- (1) 鶴見航路橋の並列斜張橋案に関する耐風性調査（昭和59年度実施）
- (2) 名港中央大橋暫定施工案の耐風性調査（昭和59年度実施）
- (3) 名港中央大橋斜張橋案の架設時耐風性調査（昭和60年度実施）

調査項目(1)を実施するにあたっては建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所の方々に、また調査項目(2)、(3)を実施するにあたっては建設省中部地方建設局名四国道工事事務所の方々にお世話いただいた。記して感謝の意を表わす。

昭和61年4月

室長	横山功一
主任研究員	佐藤弘史
室員	神寄一夫
室員	福田誠
室員	東久保正徳

目 次

1. 鶴見航路橋の並列斜張橋案に関する耐風性調査	1
1.1 まえがき	1
1.1.1 鶴見航路橋の概要	1
1.1.2 昭和57年度の調査結果の概要	1
1.1.3 今回の調査内容	1
1.2 実験方法および実験条件	1
1.3 実験結果	15
1.3.1 設計案の対風応答特性	15
1.3.2 限定振動の抑制対策の検討	15
1.3.3 乱流の影響	35
1.4 考 察	35
1.4.1 単独模型の振動	35
1.4.2 2橋並列時の上流側模型の振動	35
1.4.3 2橋並列時の下流側模型の振動	37
1.4.4 並列橋の対風応答特性	37
1.5 並列橋の耐風性	40
1.6 ま と め	40
参考文献	40
2. 名港中央大橋暫定施工案の耐風性調査	41
2.1 まえがき	41
2.2 試験方法および試験条件	41
2.3 試験結果	49
2.4 耐風性の検討	56
2.4.1 斜張橋完成時断面の耐風性の推定	56
2.4.2 各案の耐風性の比較	56
2.5 ま と め	58
参考文献	58
3. 名港中央大橋斜張橋案の架設時耐風性調査	59
3.1 まえがき	59
3.2 調査方法	59

3.3	模型の製作および構造特性	59
3.3.1	相似則	59
3.3.2	模型製作	61
3.3.3	模型の振動特性	61
3.4	一様気流中での対風応答特性	74
3.4.1	実験方法	74
3.4.2	実験結果の整理方法	74
3.4.3	実験結果	74
3.5	境界層乱流中での対風応答特性	77
3.5.1	境界層乱流の発生方法	77
3.5.2	境界層乱流の特性	82
3.5.3	対風応答におよぼす乱流の影響	92
3.6	架設時耐風性の検討	104
3.6.1	渦励振に対する検討	104
3.6.2	静的変形およびガスト応答に対する検討	109
3.7	まとめ	109
	参考文献	110
	付録 模型諸元の調整方法	111

1. 鶴見航路橋の並列斜張橋案に関する耐風性調査

1.1 まえがき

1.1.1 鶴見航路橋の概要

鶴見航路橋は東京湾岸道路の鶴見航路横断部に計画されている橋梁であり、一般部6車線、高速（自動車専用）部6車線の計12車線で計画されている。本橋は従前よりダブルデッキ3径間ゲルバートラス橋あるいはダブルデッキ3径間トラス斜張橋として検討が進められてきたが、高速部の先行暫定供用開始を容易にするため、最近一般部及び高速部をそれぞれ構造的に独立の斜張橋（ $255\text{ m} + 510\text{ m} + 255\text{ m}$ ）とし、2橋を並列して建設する計画が進められている。本橋の架橋予定位置を図-1.1に、設計案の一般図を図-1.2にそれぞれ示す。

単独斜張橋としての耐風性調査は昭和57年度に実施されたが、今回（昭和59年度）は並列斜張橋としての耐風性の検討を行った。

1.1.2 昭和57年度の調査結果の概要¹⁾

東京湾岸道路調査事務所より提示されたシングルデッキの充腹桁を有する三径間斜張橋案（ $230\text{ m} + 510\text{ m} + 230\text{ m}$ ）の耐風性をバネ支持模型実験により調査した。その結果は以下のとおりである。

- a. 自励振動（発現が直ちに構造物の崩壊につながる振動）に関しては限界風速は充分高く安全であると判断される。
- b. 渦励振（振幅が比較的小さいため発現がただちに構造物の崩壊につながることはないが、比較的低風速で発現するため、疲労および使用性の面で問題となる振動）に関しては迎角 5° 、 7° 、 -5° 、 -7° で鉛直たわみモードの渦励振、迎角 5° 、 7° 、 -3° 、 -5° 、 -7° でねじれモードの渦励振の発現が予想される。

このため事務所より提示された設計案は必ずしも十分な耐風性を具備しているとは判断されず、耐風性を向上させるため数種の耐風安定化対策を施し、その効果を調べた。その結果、フェアリングの先端角度を 53° とし、地覆の高さを 10 cm とし地覆を桁先端まで延長することにより、ねじれモードの渦励振は完全に抑制され、また鉛直たわみモードの渦励振も $\pm 7^\circ$ および -5° で発現の可能性が残るものの、一様流中における実験においては最大片振幅を約 16 cm にまで抑制できることが明らかとなった。

1.1.3 今回の調査内容

今回は並列斜張橋としての耐風安定性の調査、検討を行った。対象とした設計案は昭和57年度の調査で最も耐風性が良好と判断された橋桁を有するものである。

1.2 実験方法および実験条件

実験は建設省土木研究所耐風工学実験施設内のフラッター風洞を用いて実施した。風洞の主要諸元を表-1.1に示す。実施した実験は2次元剛体模型を用いたバネ支持模型実験である。すなわち、縮尺 $1/60$ の2次元剛体模型を、各々8本のコイルバネにより風洞内に設置し、風速、迎角を変化させて設

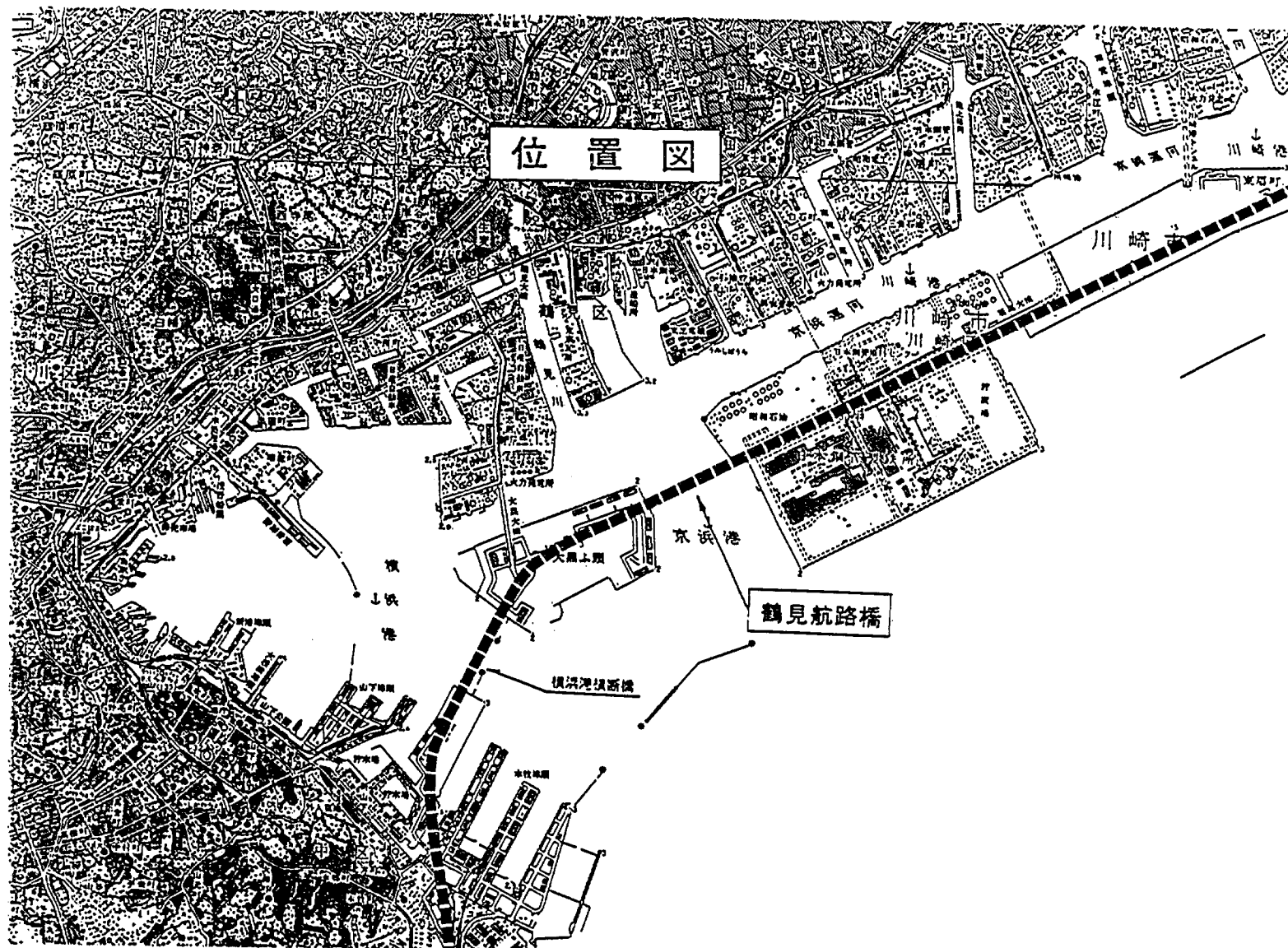
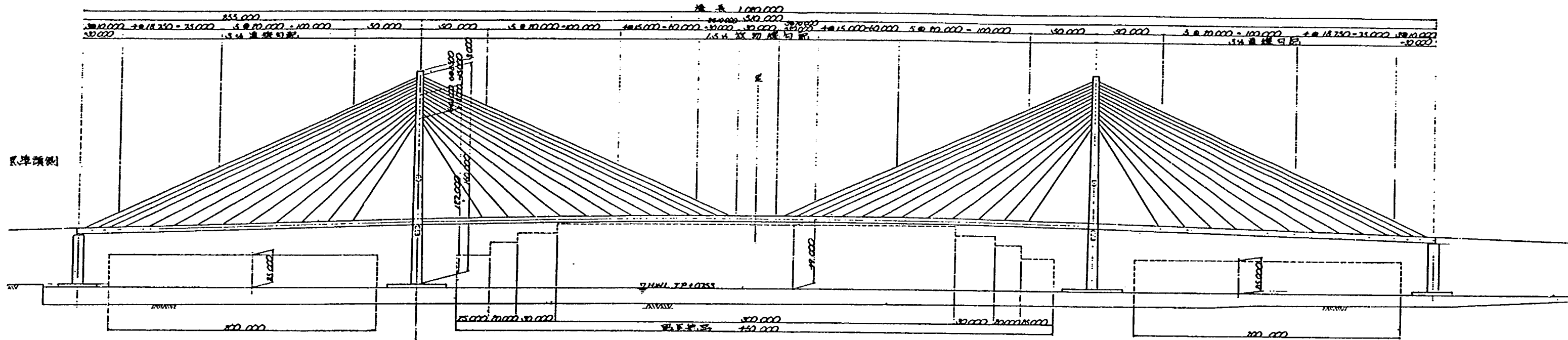


図-1.1 鶴見航路橋位置図

構造一般図 S-1/1000

側面図 S-1/1000



平面図 S-1/1000

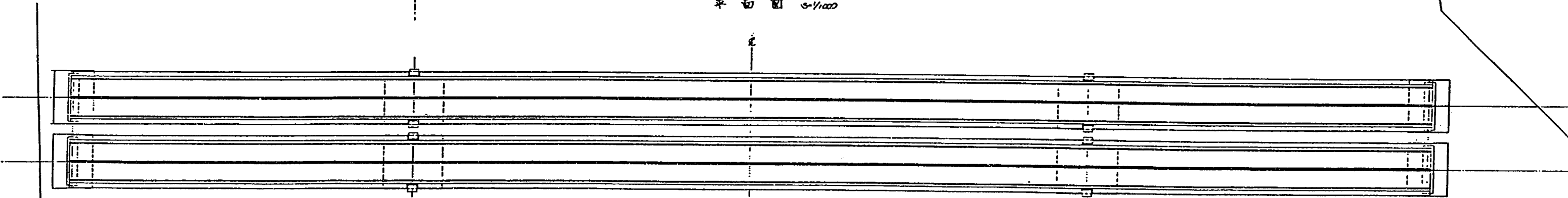


図-1.2 鶴見航路橋一般図

表-1.1 フラッター風洞主要諸元

主 要 寸 法	風 洞 形 式		単 回 路 環 流 式
	測 定 胴	幅 (mm)	2,500
		高 (mm)	4,000
		長 (mm)	10,000
	縮 流 胴	入 口 (mm×mm)	7,000×8,500
		出 口 (mm×mm)	2,500×4,000
縮流比		5.95	
風 路 全 長 (mm)		115,000	
送 風 機	形 式		固定ピッチ動翼軸流式
	動 翼 直 径 (mm)		4,000
	有 効 全 圧 (mmAg)		40.0
	風 量 (m ³ /s)		242.0
	回 転 数 (rpm)		400.0
	容 量 (kw)		250.0
気 流	最 大 風 速 (m/s)		25.0
	乱 れ 率 (%)		0.5 %以下
付 属 計 測 機 器 等			三分力天秤 フラッタ模型支持装置 乱流発生装置 データ処置装置

定し、各ケース毎に模型の挙動を観測した。

使用した模型を図-1.3に、模型断面図を図-1.4に、模型の設置状況を図-1.5に、バネ支持模型実験概要を図-1.6にそれぞれ示す。使用した気流は乱れのほとんどない一様気流および測定胴最上流端（上流側模型中心より6.76m上流）に設置した格子（メッシュサイズ625mm,バーサイズ100mm）によって発生させた乱流である。乱れの強さ I_u は約6%, 乱れのスケール L_x^u は約0.2mであった²⁾。今回実施した実験ケースを表-1.2に示す。

風速は一様気流の場合にはピトー管とマノメータを用いて測定し、乱流の場合にはあらかじめ模型のない場合に求めた平均風速と送風機回転数との関係を用いて制御し

表-1.2 実験ケース

実験番号	模型番号	気 流	迎 角	減衰率調整 の有 無	
1	1	一 様 気 流	0°	有	
2				無	
3	2				
4	3				
5	4				
6	5				
7	1		3°		
8	2		-3°		
9	1				
10	2		0°		
11	1	格 子 乱 流			
12	2				
13	1	3°			
14	2	-3°			
15	1				
16	2				

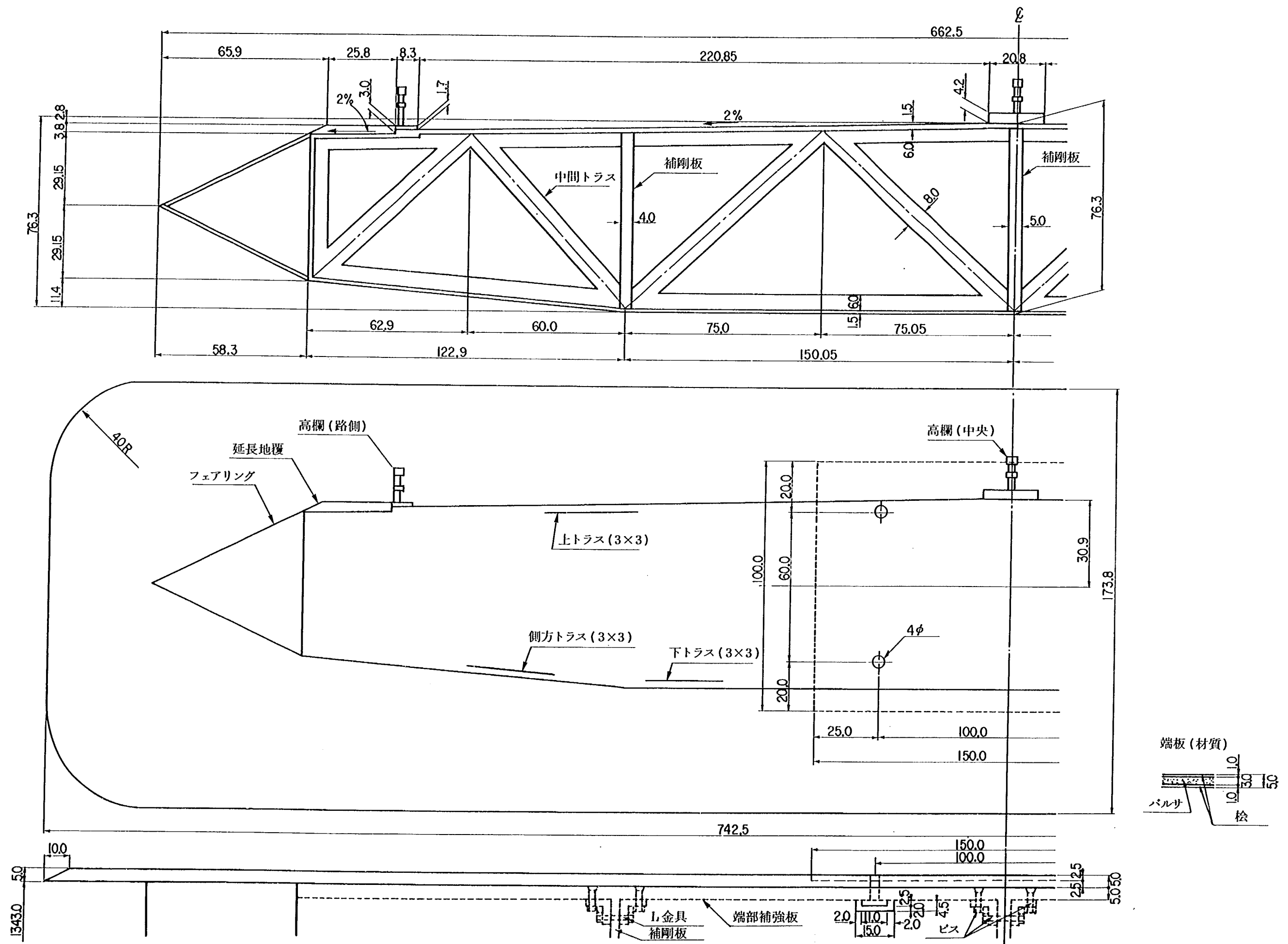
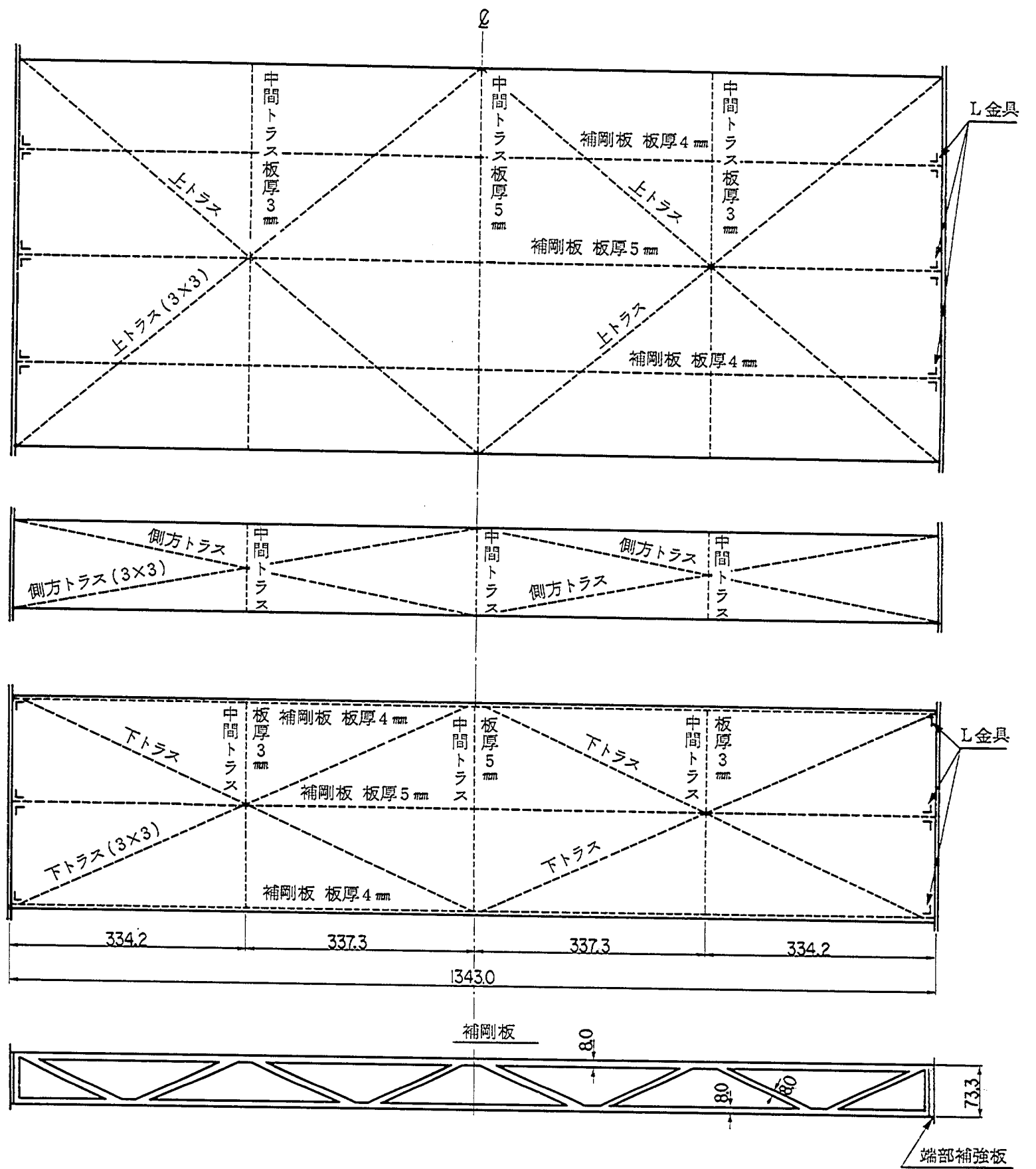


図-1.3.1 鶴見航路橋模型図 (その1)



高欄詳細図

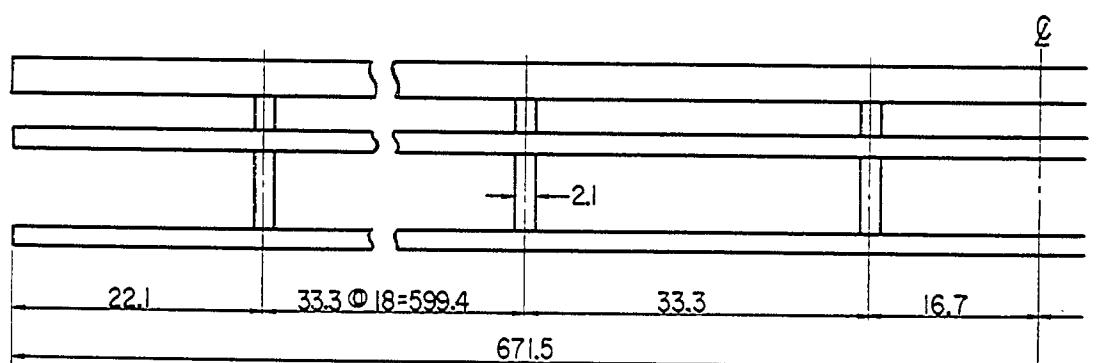
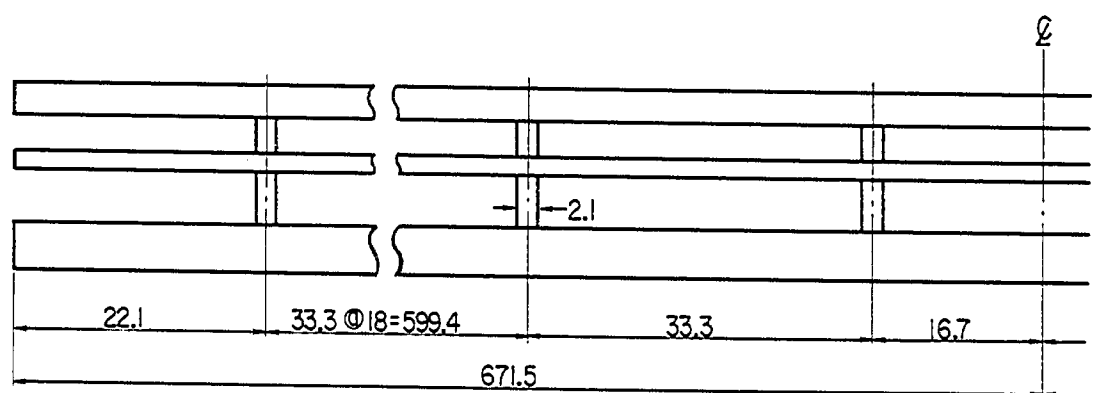
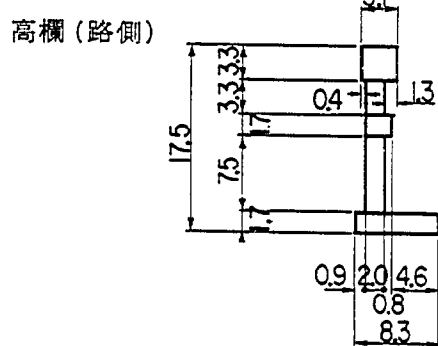
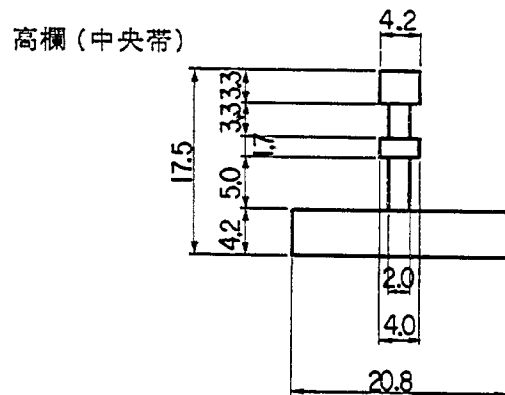
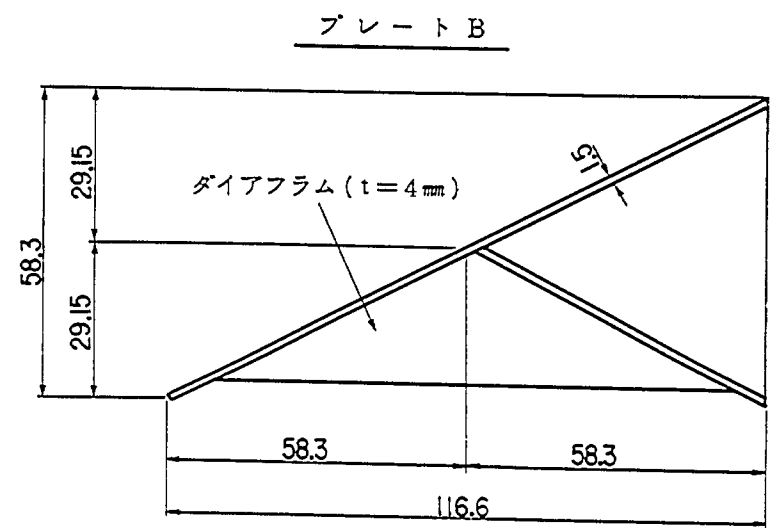
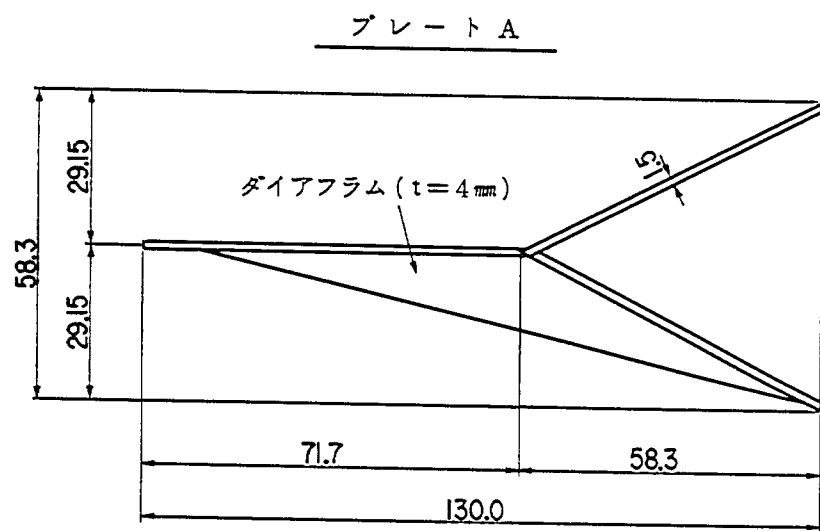


図-1.3.2 鶴見航路橋模図 (その2)



平面図 (S=1/4)

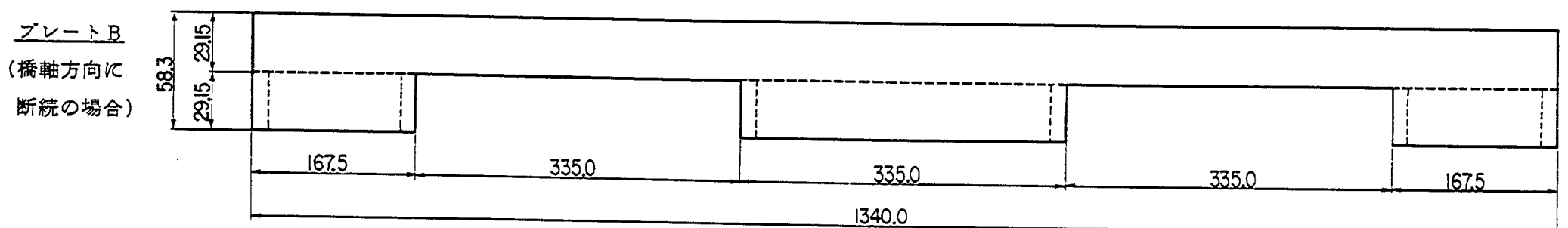
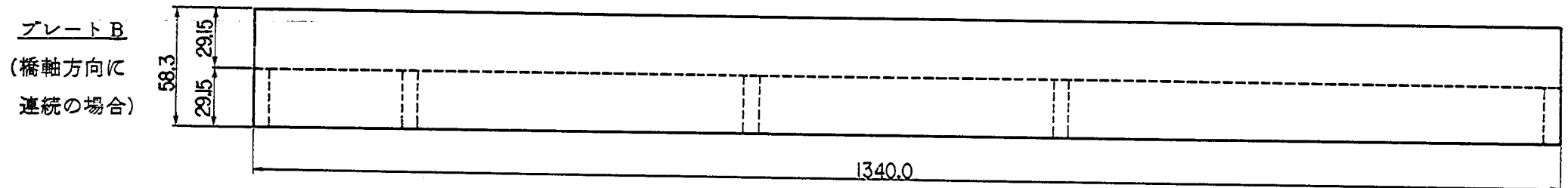
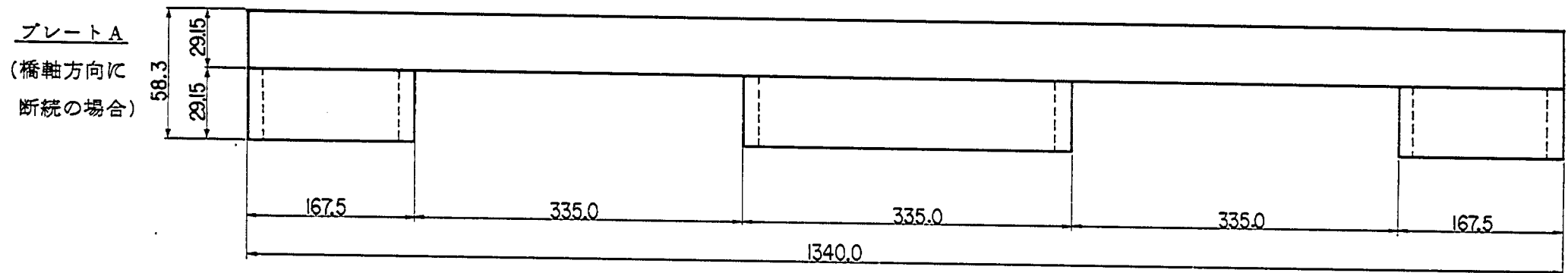
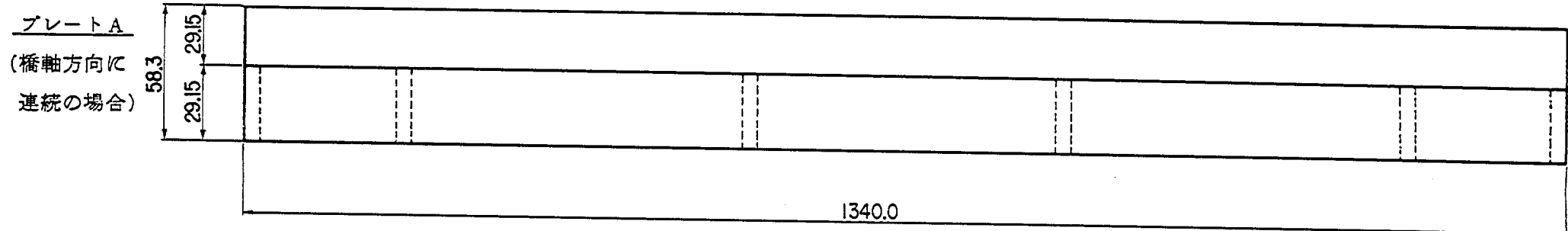
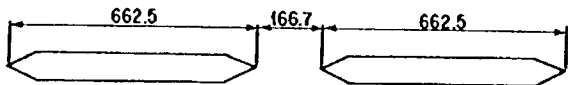
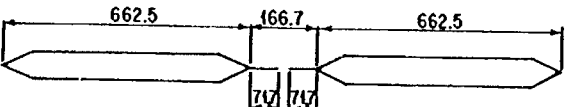
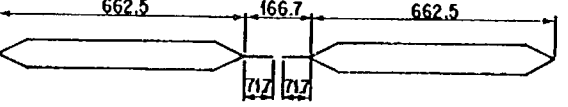
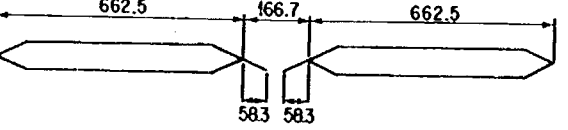
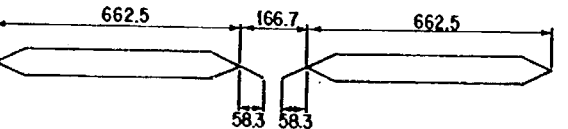
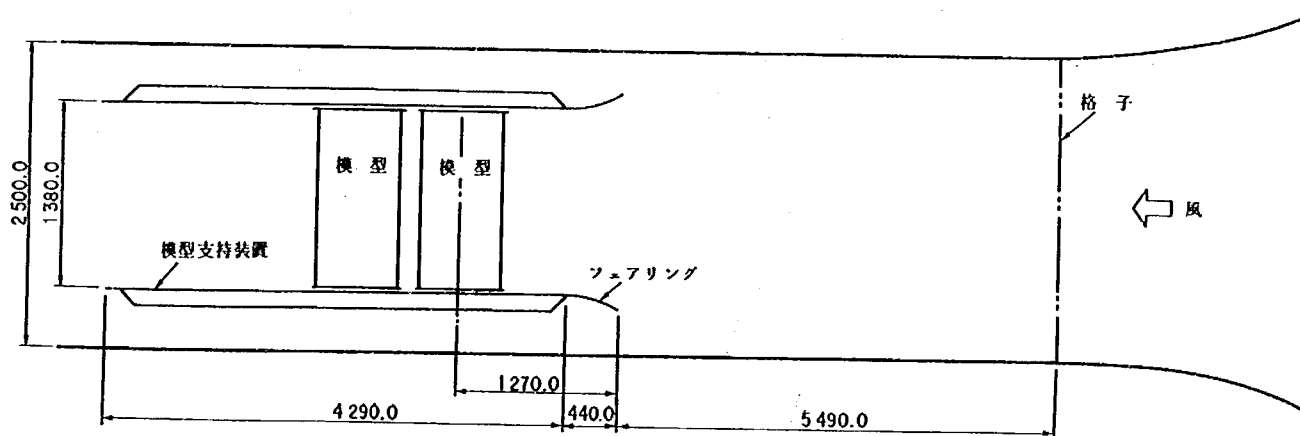


図-1.3.3 鶴見航路橋模型図 (その3)

模型番号	形 状	備 考
模型番号 1		基本断面
模型番号 2		プレートは橋軸方向に連続*して取付。
模型番号 3		プレートは橋軸方向に断続*して取付。
模型番号 4		プレートは橋軸方向に連続して取付。
模型番号 5		プレートは橋軸方向に断続して取付。

* ; 模型図参照

図－ 1. 4 模 型 断 面 図



図－ 1. 5 模型の設置状況 (平面図)

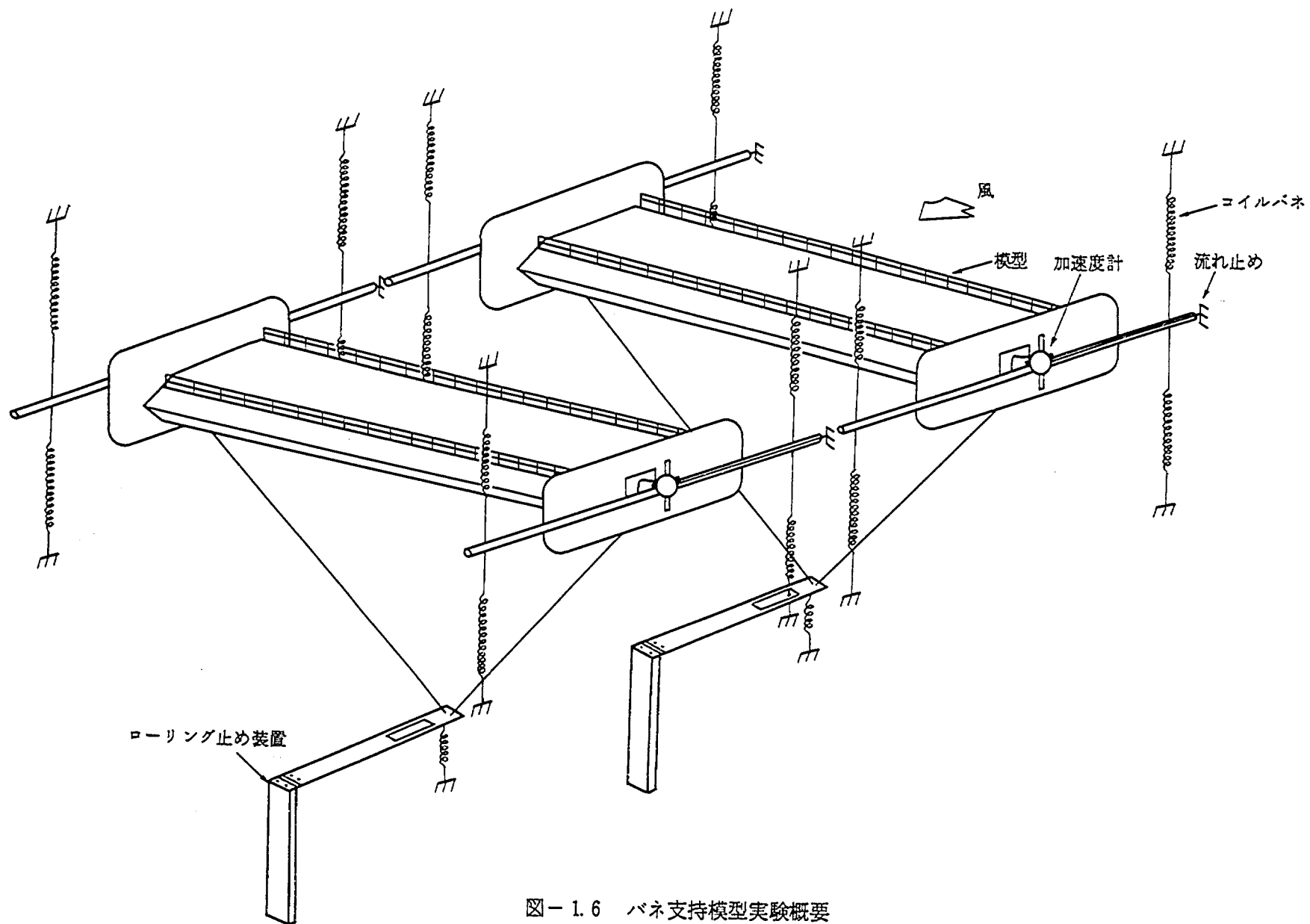


図-1.6 バネ支持模型実験概要

た。模型の振動は実験番号1の場合は加振減衰器の変位により測定し、他のケースは加速度計により測定し、データレコーダおよびペンレコーダに記録した。

相似条件を満たすためには幾何学的形状を相似させることの他に、次の6つの無次元量を実橋と模型で一致させる必要がある。

$$M/\rho B^2, U/f_h B, \delta_{0h}, I/\rho B^4, U/f_\theta B, \delta_{0\theta}$$

ここに、 M ；単位長さあたりの質量、 I ；単位長さあたりの極慣性モーメント、 ρ ；空気密度、 B ；構造物の代表長さ、 U ；風速、 f ；固有振動数、 δ_0 ；無風時の対数減衰率、添字 h ；鉛直たわみ振動、添字 θ ；ねじれ振動

しかしながら、2組の加振減衰器のバネ定数が異なり、上記の相似条件のうち、無次元質量、無次元極慣性モーメントと無次元風速とを2つの橋梁模型で同時に満すことが困難であったため、無次元風速を上下流模型で一致させることを優先させた。さらに、実験番号1を除いて、加振減衰器の不調により、減衰率の調整が困難となったため、他の実験番号では付加減衰を与えず実験を実施した。実験条件を表－1.3に示す。

1.3 実験結果

バネ支持模型実験結果の概要を表－1.4に、風速と振幅の関係を図－1.7にそれぞれ示す。

1.3.1 設計案の対風応答特性

(1) 構造減衰の影響

設計案橋桁基本断面を10m間隔で並列して配置すると、構造減衰（対数減衰率）が0.02の場合には、一様流中、迎角0°で上下流模型とも25m/s～40m/sにおいて、最大振幅2°程度のねじれモードの限定振動の発現が予想される（実験番号1。以下Na1と略す。他の実験番号も同様。）構造減衰（対数減衰率）を0.02から0.01に小さくすると、下流模型に5m/s～8m/sにおいて鉛直たわみモードの振動が発現し、また、ねじれモードの振動振幅は約1.5～2.0倍に増大する（Na2）。

(2) 迎角の影響

迎角3°（吹き上げ）の場合、ねじれモードの振動振幅は迎角0°と同程度であるが、鉛直たわみモードの振動振幅は増大する（Na7）。迎角－3°（吹き下げ）の場合、鉛直たわみモードの振動振幅は迎角3°と同様に増大するが、ねじれモードの振動振幅は小さくなる（Na9）。

以上の結果より、設計案基本断面は必ずしも十分な耐風性を具備しているとは判断されず、限定振動を抑制するための対策について検討を行った。

1.3.2 限定振動の抑制対策の検討

抑制対策として2橋の間に水平なプレート、斜めプレートを橋軸方向に連続および断続に取り付ける案をとりあげ、これらの効果を調べた。その結果、水平なプレートを橋軸方向に連続に取り付けることによりねじれモードの限定振動が完全に抑制されること、また、他の対策は限定振動振幅の低減には効果はあるものの、なお、微小な限定振動が発現することなどが明らかとなった（Na3～Na6）。したが

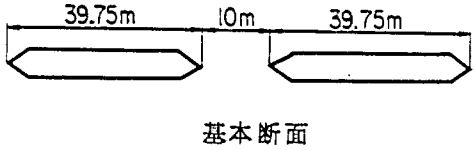
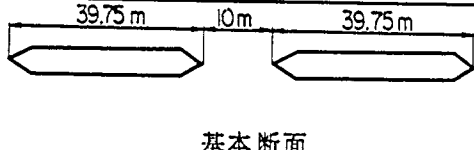
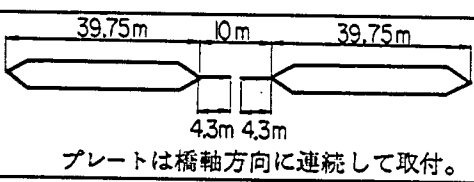
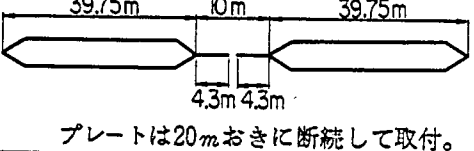
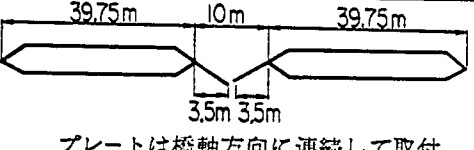
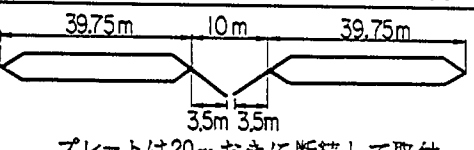
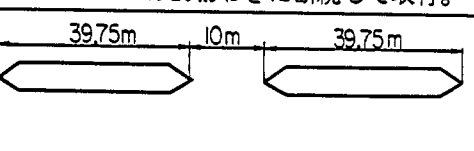
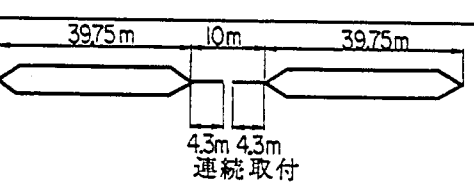
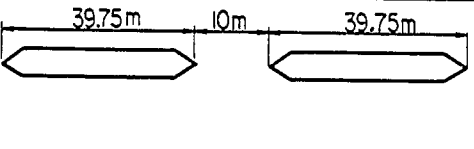
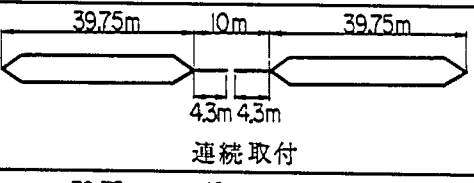
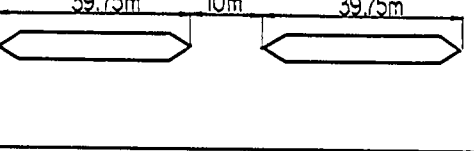
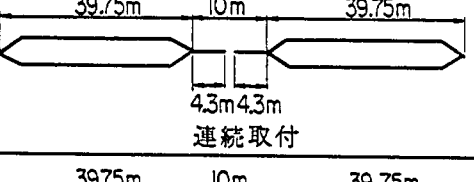
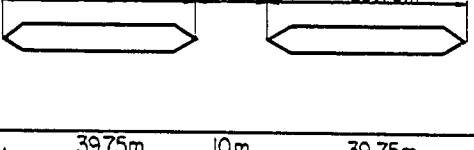
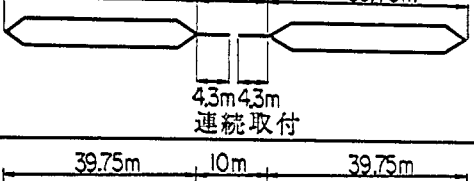
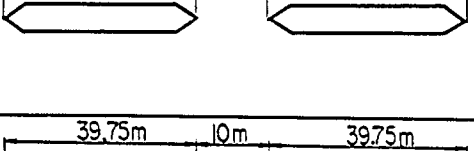
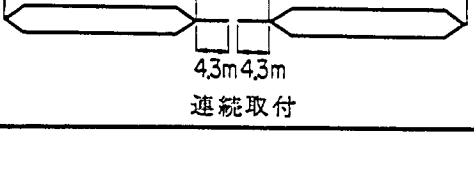
表-1.3 実験条件

実験番号	模型番号	気流	迎角	無次元質量 ($M_R = \frac{m}{\rho B^2}$)		無次元極慣性モーメント ($I_R = \frac{I}{\rho B^4}$)		鉛直たわみ振動数 (f_h)		ねじれ振動数 (f_θ)	
				上流	下流	上流	下流	上流	下流	上流	下流
1	1	一様気流	0°	20.1	17.4	1.18	1.08	2.51 ^(Hz)	2.51 ^(Hz)	6.71 ^(Hz)	6.71 ^(Hz)
2	1			17.7	16.9	1.08	1.07	2.42	2.48	6.66	6.67
3	2			18.1	17.4	1.10	1.10	2.39	2.45	6.60	6.57
4	3			17.8	16.9	1.09	1.08	2.41	2.48	6.63	6.64
5	4			17.8	17.1	1.10	1.10	2.41	2.47	6.59	6.59
6	5			17.7	16.9	1.08	1.09	2.42	2.48	6.64	6.62
7	1		3°	16.4	16.5	1.09	1.09	2.51	2.51	6.61	6.60
8	2			16.7	16.9	1.14	1.13	2.49	2.48	6.48	6.49
9	1		-3°	16.4	16.5	1.09	1.09	2.51	2.51	6.61	6.60
10	2			16.7	16.9	1.14	1.13	2.49	2.48	6.48	6.49
11	1	格子乱流	0°	17.7	16.9	1.08	1.07	2.42	2.48	6.66	6.67
12	2			18.1	17.4	1.10	1.11	2.39	2.45	6.60	6.56
13	1		3°	17.7	16.9	1.08	1.07	2.42	2.48	6.66	6.67
14	2			18.1	17.4	1.10	1.11	2.39	2.45	6.60	6.56
15	1		-3°	17.7	16.9	1.08	1.07	2.42	2.48	6.66	6.67
16	2			18.1	17.4	1.10	1.11	2.39	2.45	6.60	6.56
実橋				18.9		1.29		0.245	0.985		

注) 実験番号1では無風時対数減衰率を0.02に設定。

他のケースでは、構造減衰による無風時対数減衰率はおよそ0.01。

表-1.4 バネ支持模型実験結果の概要

	並列橋橋桁断面形状	気流・迎角	構造減衰	鉛直たわみ振動	ねじれ振動
実験番号1	 基本断面	一様流 迎角 0°	付加減衰を調整し、無風時対数減衰率を0.021に設定。	顕著な振動は発現せず。	限定振動：上流模型は25m/s~40m/sで最大 1.5° 。下流模型は25m/s~40m/sで最大 2° 。
実験番号2	 基本断面	同 上	付加減衰は与えない。対数減衰率（構造減衰）はおよそ0.01。	上流模型は顕著な振動は発現せず。下流模型は5m/s~8m/sで最大70mm（実橋換算）の振動。	限定振動：上流模型は25m/s~45m/sで最大 2.4° 。下流模型は20m/s~45m/sで最大 3.6° 。
実験番号3	 プレートは橋軸方向に連続して取付。	同 上	同 上	顕著な振動は発現せず。	顕著な振動は発現せず。
実験番号4	 プレートは20mおきに断続して取付。	同 上	同 上	顕著な振動は発現せず。	限定振動：上流模型は20m/s~45m/sで最大 0.4° 。下流模型は20m/s~45m/sで最大 0.9° 。
実験番号5	 プレートは橋軸方向に連続して取付。	同 上	同 上	顕著な振動は発現せず。	限定振動：上流模型は8m/s~17m/sで最大 0.3° 。下流模型は7m/s~17m/sで最大 0.4° 。
実験番号6	 プレートは20mおきに断続して取付。	同 上	同 上	顕著な振動は発現せず。	限定振動：上流模型は30m/s~40m/sで最大 0.1° 。下流模型は30m/s~40m/sで最大 0.2° 。
実験番号7		一様流 迎角 3°	同 上	限定振動：上流模型は5m/s~8m/sで最大190mm（実橋換算）、17m/s~32m/sで最大130mm（実橋換算）。下流模型は5m/s~8m/sで最大450mm（実橋換算）、17m/s~33m/sで最大210mm（実橋換算）。	限定振動：上流模型は18m/s~48m/sで最大 2.6° 。下流模型は18m/s~48m/sで最大 3.8° 。
実験番号8	 連続取付	同 上	同 上	顕著な振動は発現せず。	限定振動：上流模型は25m/s~30m/sで最大 0.1° 。下流模型は25m/s~30m/sで最大 0.2° 。
実験番号9		一様流 迎角 -3°	同 上	限定振動：上流模型は7m/s~12m/sで最大300mm（実橋換算）、18m/s~26m/sで最大80mm（実橋換算）。下流模型は5m/s~10m/sで最大420mm（実橋換算）。	限定振動：上流模型は25m/s~40m/sで最大 0.3° 。下流模型は25m/s~40m/sで最大 1.9° 。
実験番号10	 連続取付	同 上	同 上	顕著な振動は発現せず。	顕著な振動は発現せず。
実験番号11		格子乱流 迎角 0°	同 上	バフエッティングを除き顕著な振動は発現せず。設計風速（約57m/s）におけるバフエッティング最大振幅は、上流模型430mm（実橋換算）下流模型170mm（実橋換算）	限定振動：上流模型は25m/s~50m/sで最大 2.3° 。下流模型は20m/s~50m/sで最大 1.4° 。バフエッティング最大振幅は設計風速で高々 0.4° 。
実験番号12	 連続取付	同 上	同 上	同上 バフエッティング最大振幅は、上流模型530mm（実橋換算）下流模型230mm（実橋換算）	顕著な限定振動は発現せず。バフエッティング最大振幅は設計風速で高々 0.3° 。
実験番号13		格子乱流 迎角 3°	同 上	同上 バフエッティング最大振幅は、上流模型430mm（実橋換算）下流模型170mm（実橋換算）	限定振動：上流模型は25m/s~48m/sで最大 2.2° 。下流模型は25m/s~50m/sで最大 1.4° 。バフエッティング最大振幅は設計風速で高々 0.4° 。
実験番号14	 連続取付	同 上	同 上	同上 バフエッティング最大振幅は、上流模型580mm（実橋換算）下流模型230mm（実橋換算）	限定振動：上流模型は25m/s~28m/sで最大 0.4° 。下流模型は25m/s~28m/sで最大 0.6° 。バフエッティング最大振幅は設計風速で高々 0.2° 。
実験番号15		格子乱流 迎角 -3°	同 上	同上 バフエッティング最大振幅は、上流模型460mm（実橋換算）下流模型240mm（実橋換算）	限定振動：上流模型は28m/s~45m/sで最大 1.4° 。下流模型は20m/s~45m/sで最大 0.6° 。バフエッティング最大振幅は設計風速で高々 0.5° 。
実験番号16	 連続取付	同 上	同 上	同上 バフエッティング最大振幅は、上流模型650mm（実橋換算）下流模型230mm（実橋換算）	顕著な限定振動は発現せず。バフエッティング最大振幅は設計風速で高々 0.2° 。

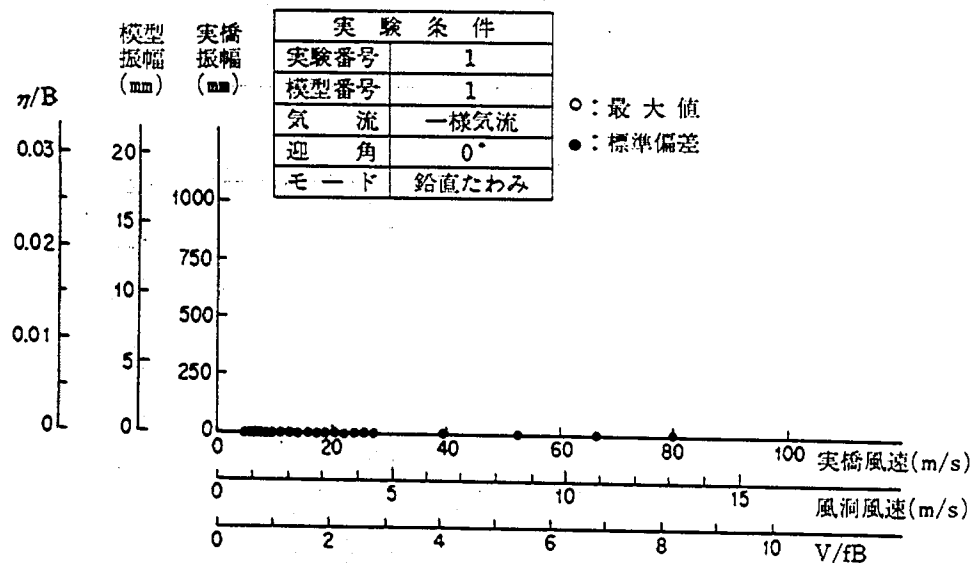


図-1.7.1.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

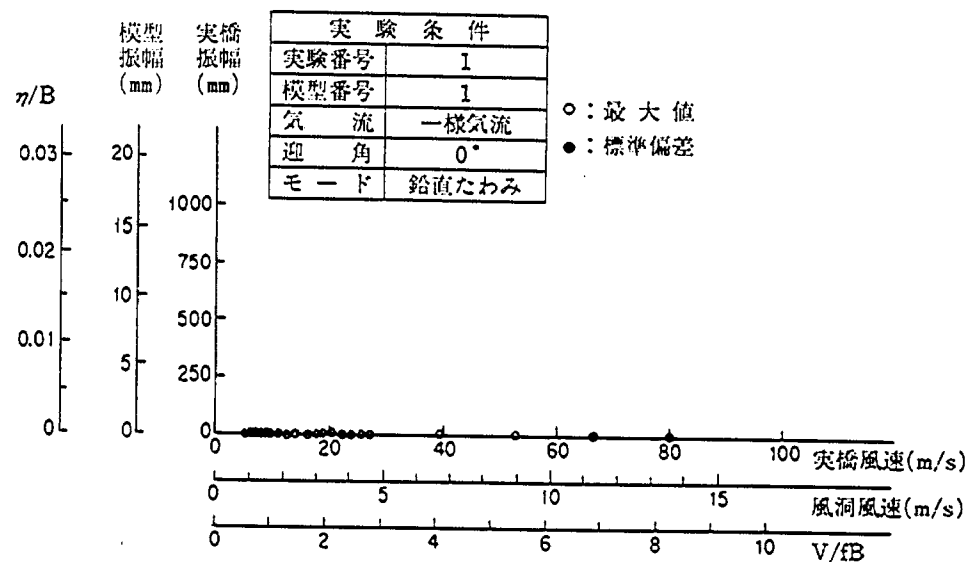


図-1.7.1.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

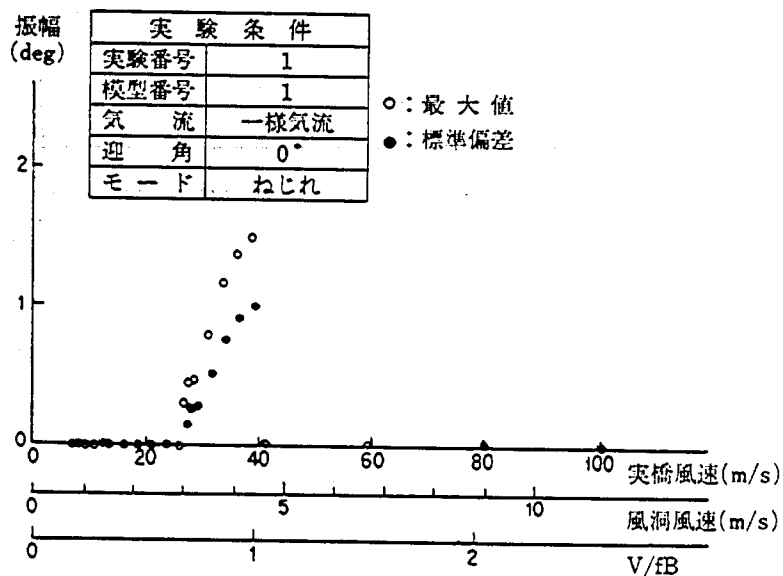


図-1.7.1.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

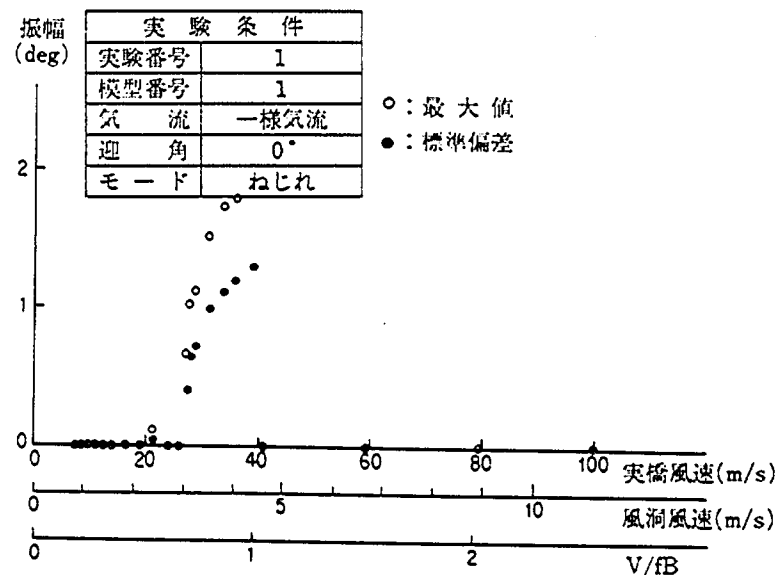


図-1.7.1.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

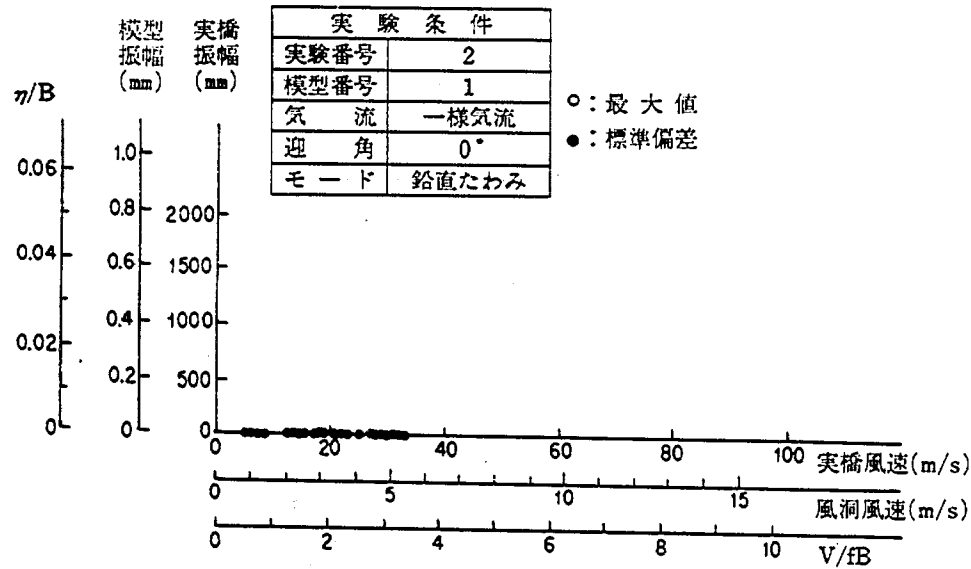


図-1.7.2.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

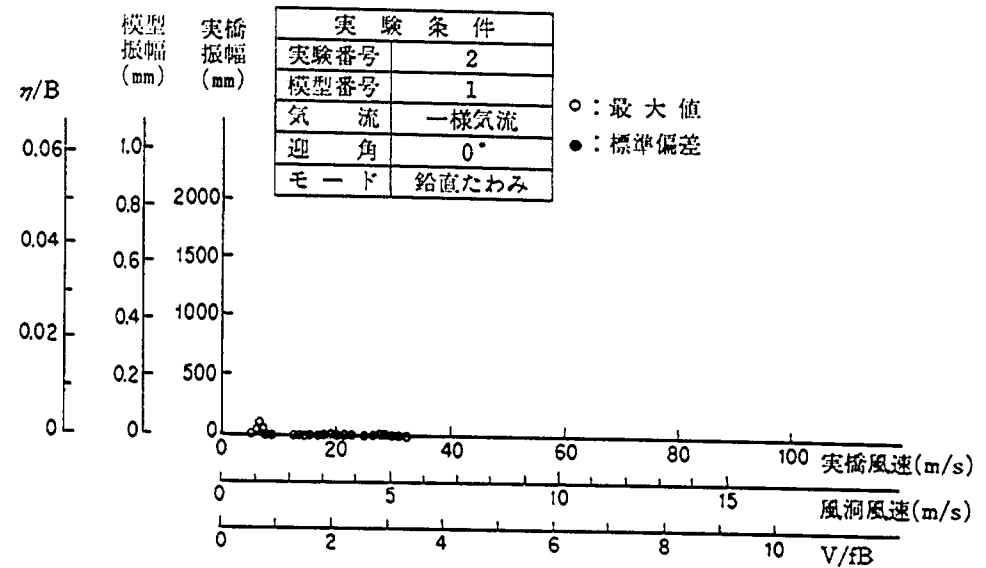


図-1.7.2.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

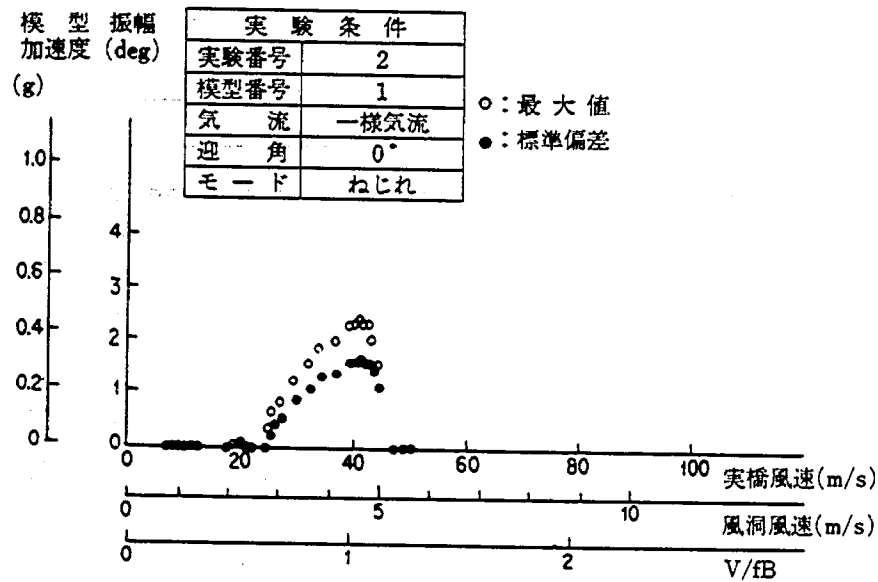


図-1.7.2.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

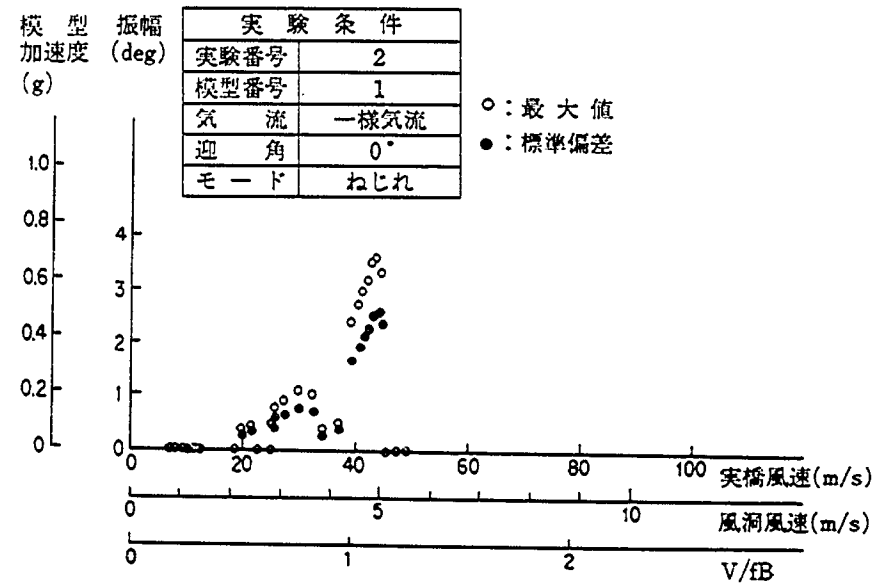


図-1.7.2.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

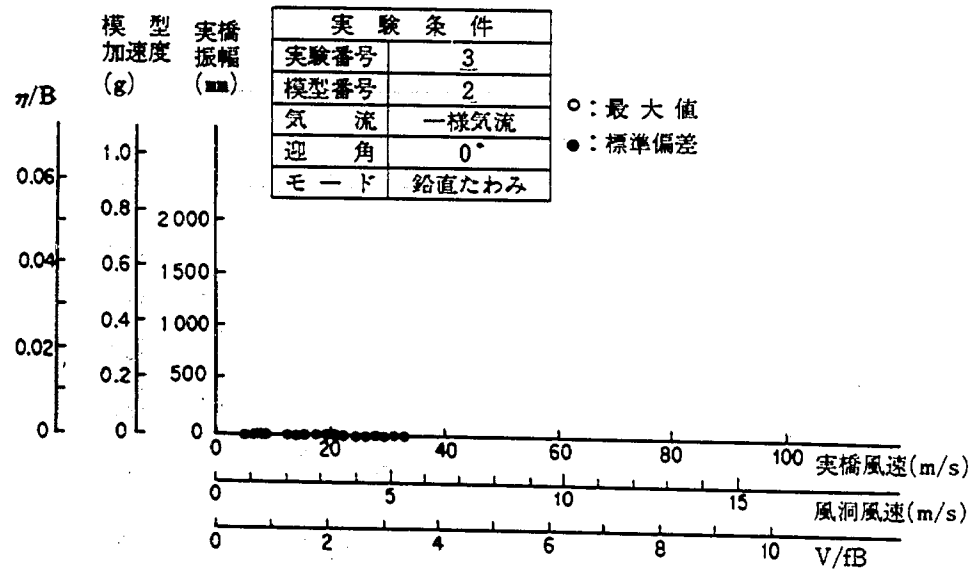


図-1.7.3.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

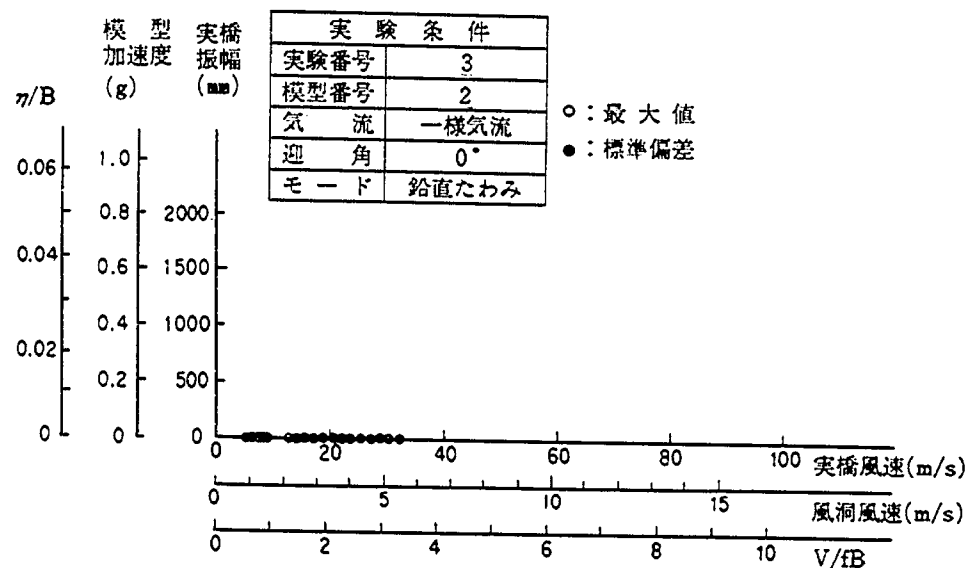


図-1.7.3.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

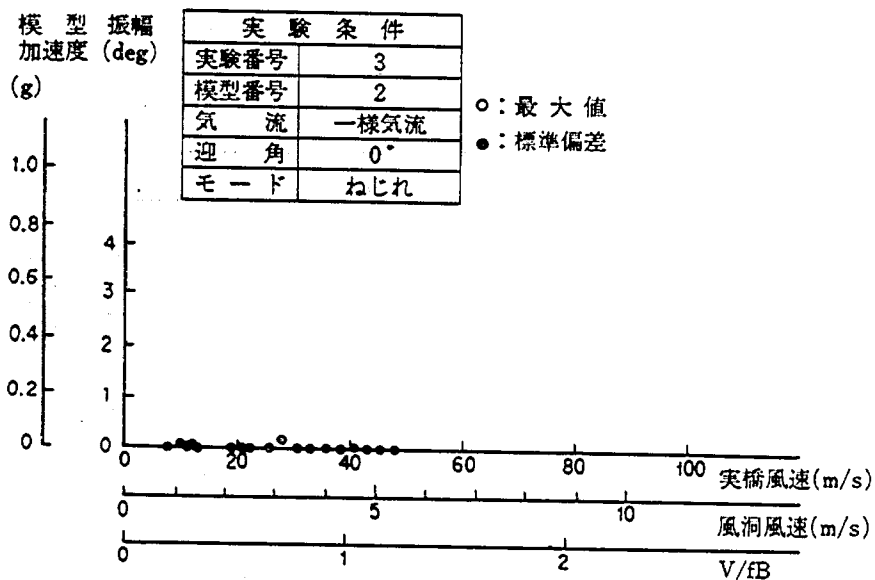


図-1.7.3.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

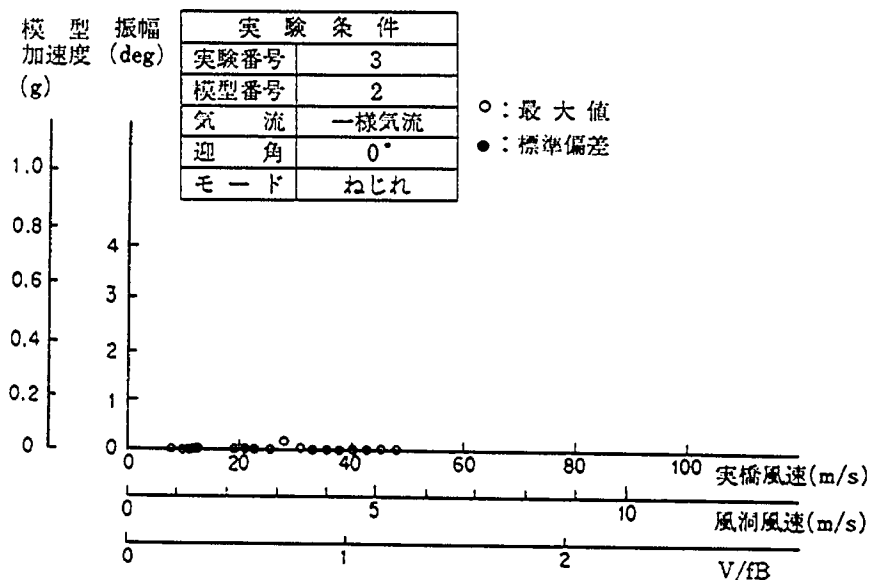


図-1.7.3.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

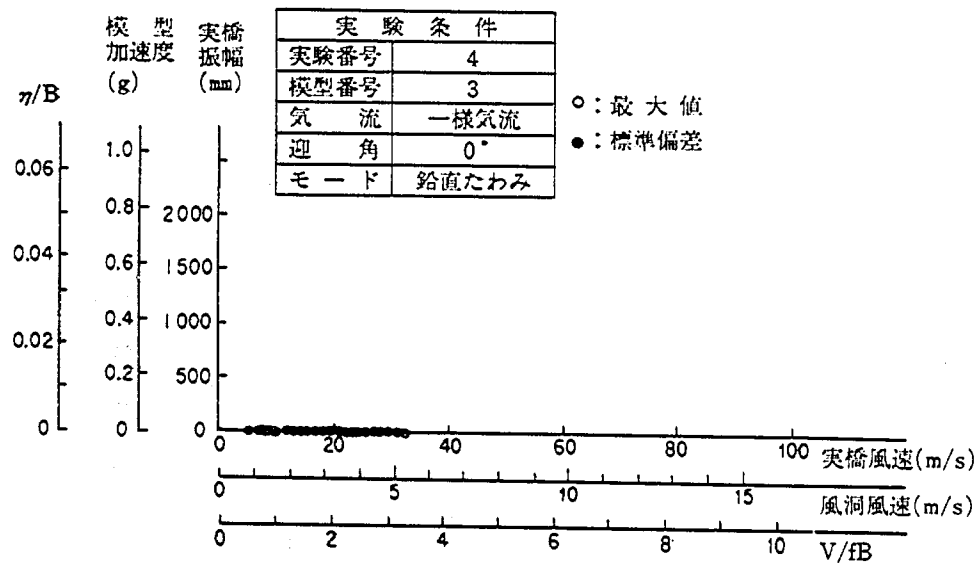


図 - 1.7.4.1 振幅 - 風速曲線 (上流模型)

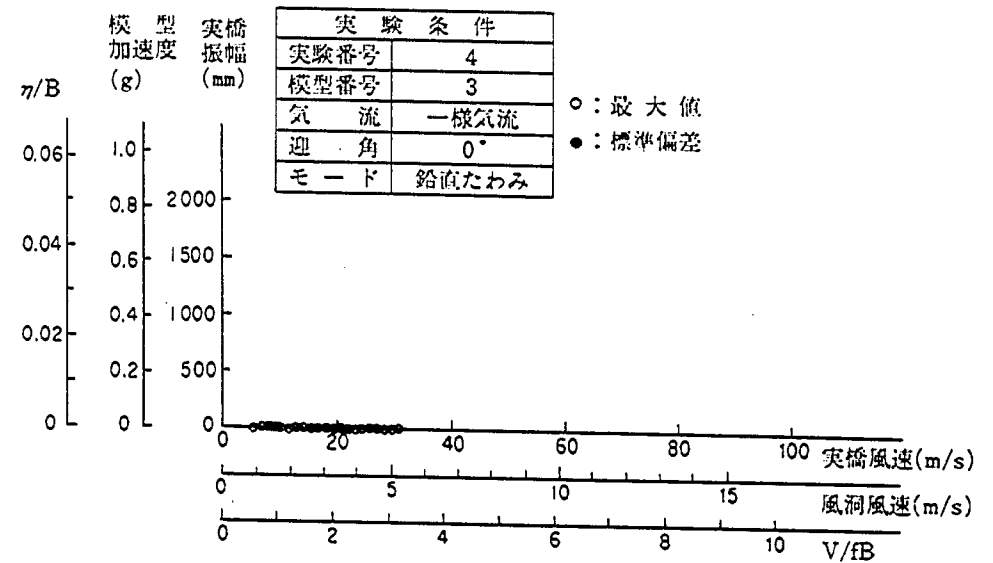


図 - 1.7.4.2 振幅 - 風速曲線 (下流模型)

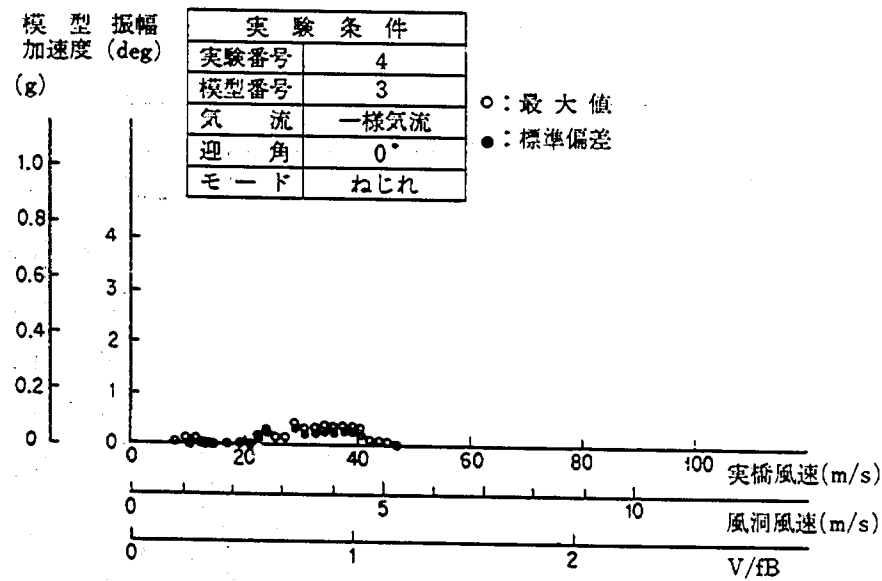


図 - 1.7.4.3 振幅 - 風速曲線 (上流模型)

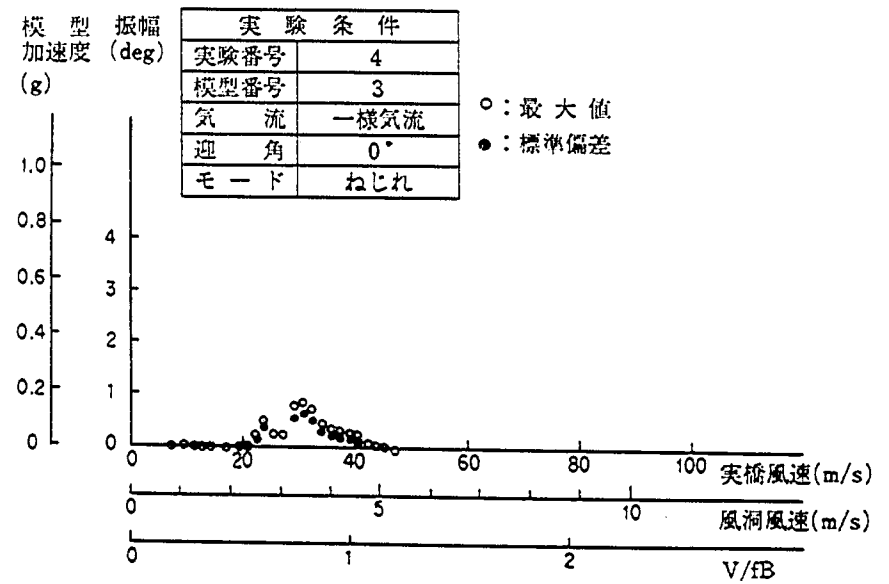


図 - 1.7.4.4 振幅 - 風速曲線 (下流模型)

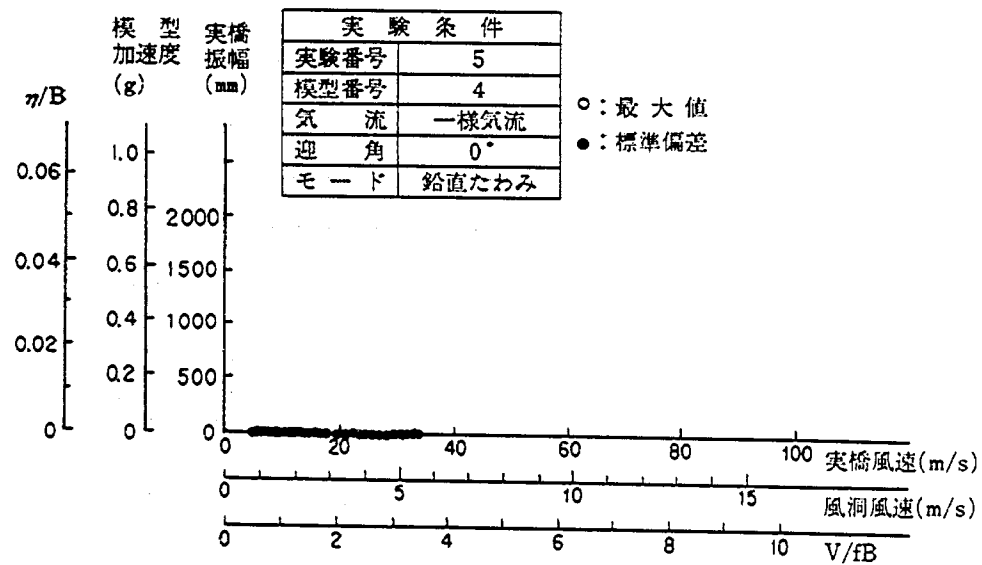


図-1.7.5.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

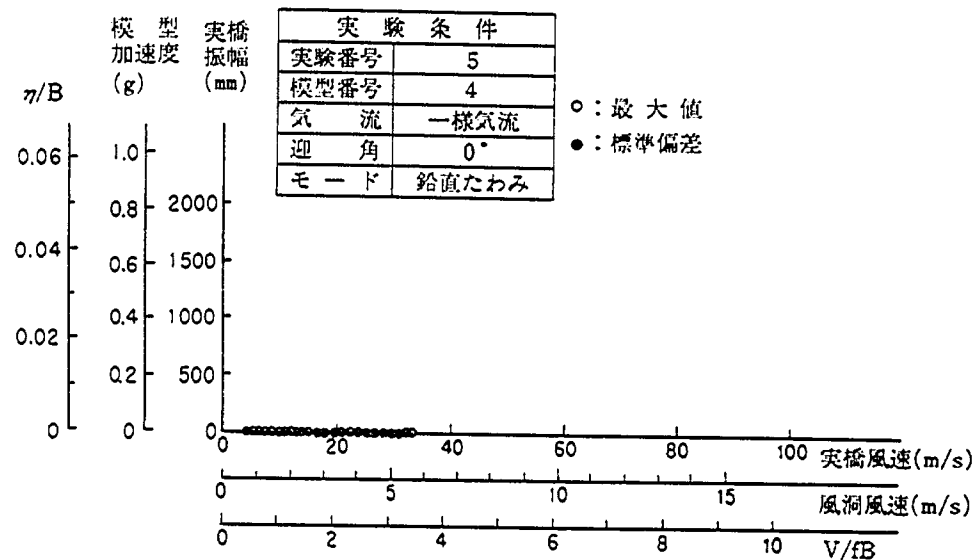


図-1.7.5.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

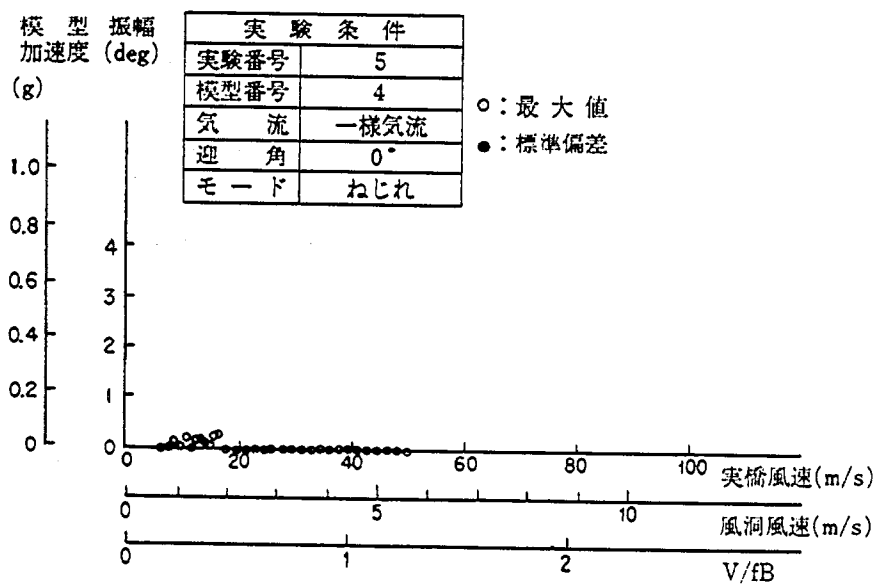


図-1.7.5.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

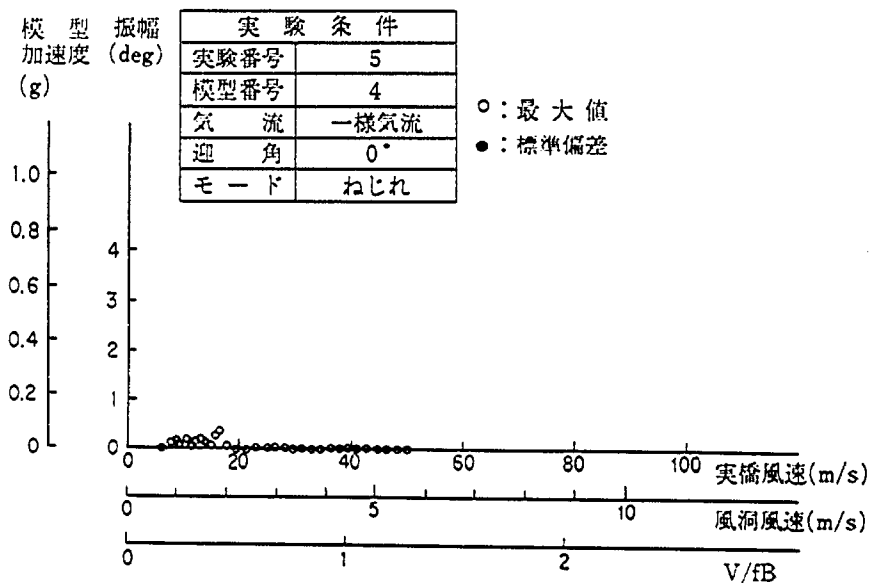


図-1.7.5.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

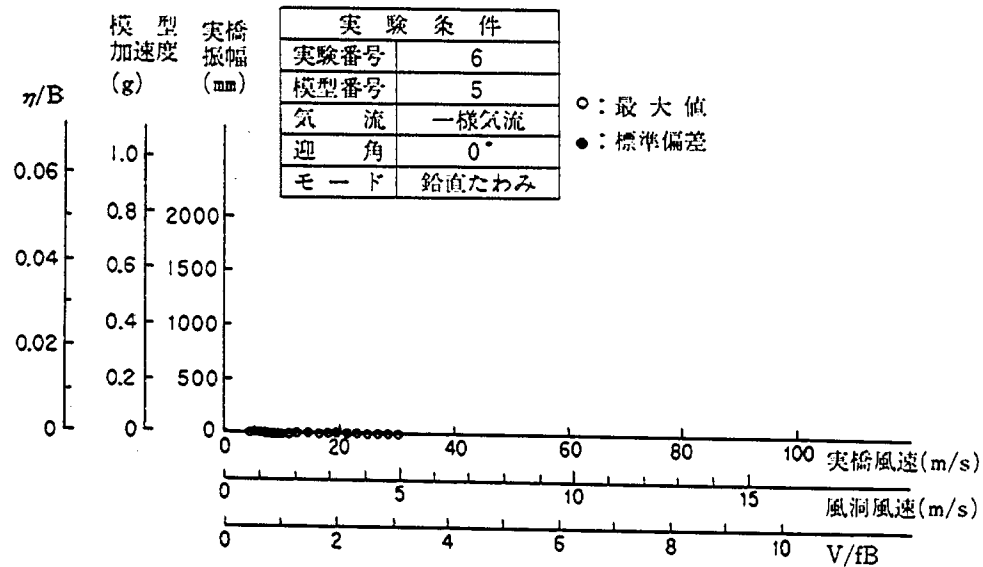


図-1.7.6.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

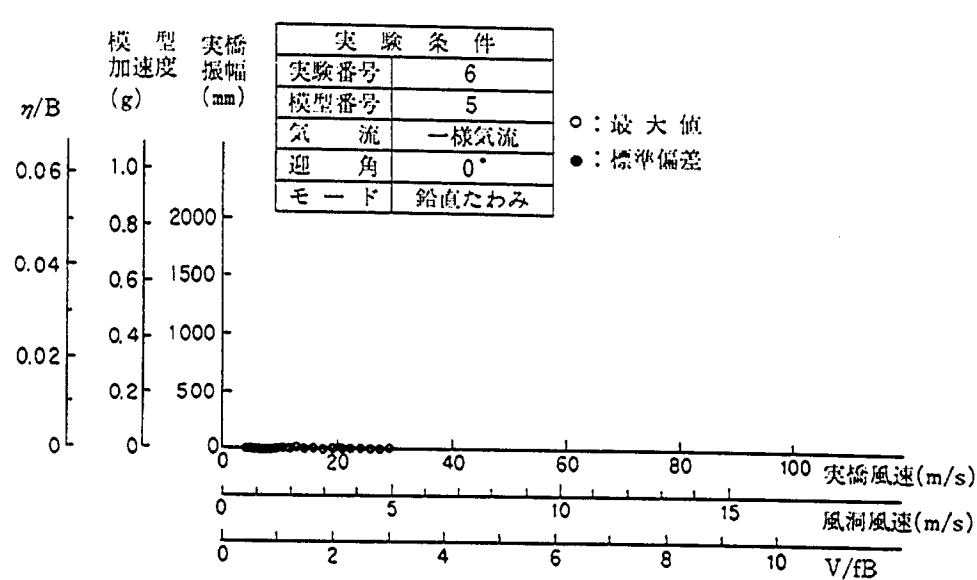


図-1.7.6.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

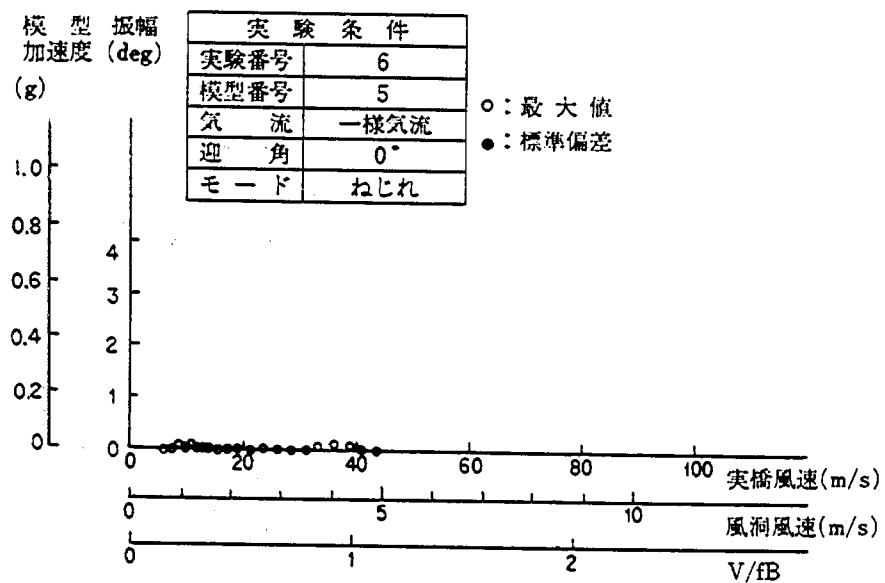


図-1.7.6.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

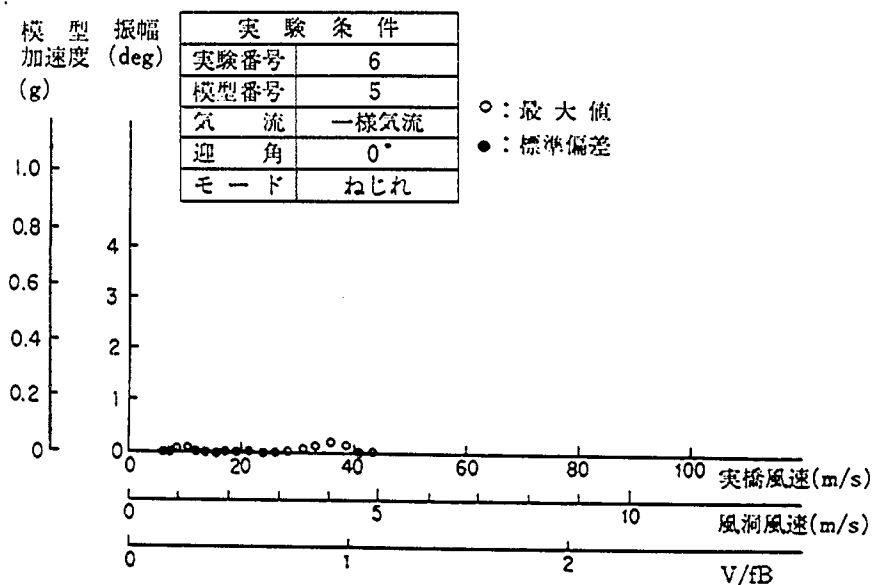


図-1.7.6.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

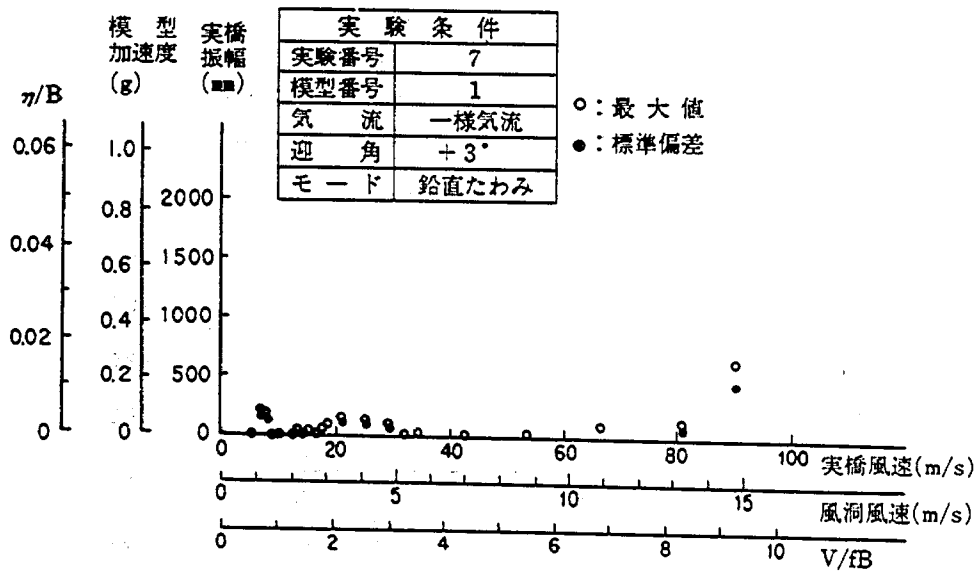


図-1.7.7.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

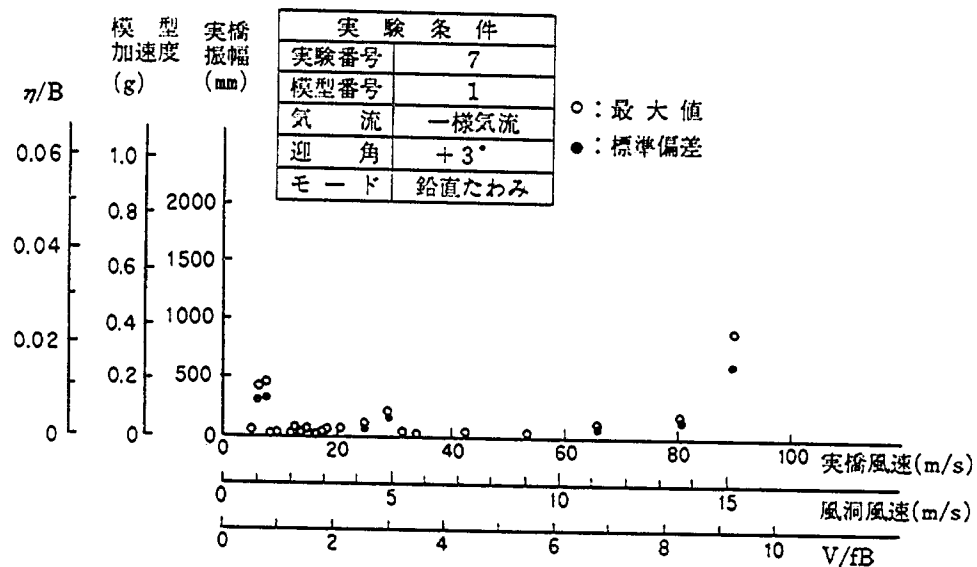


図-1.7.7.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

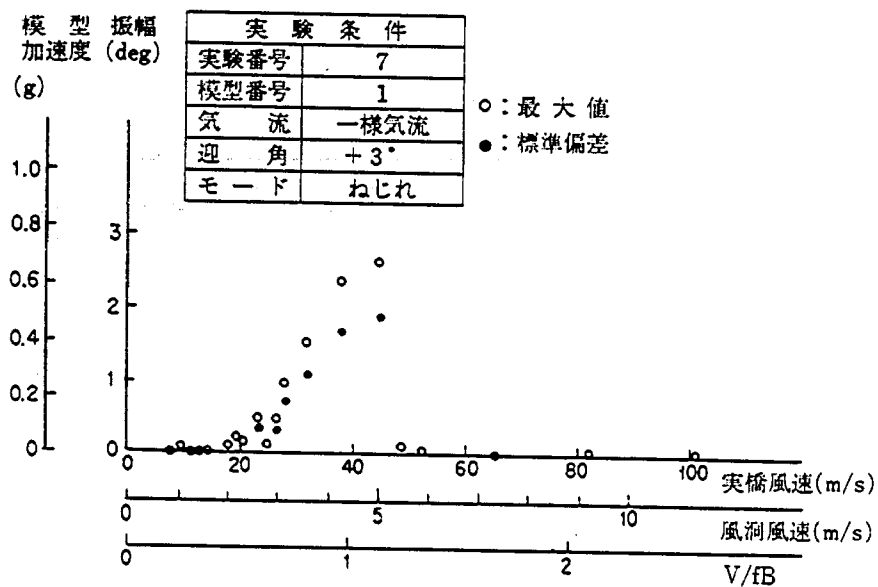


図-1.7.7.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

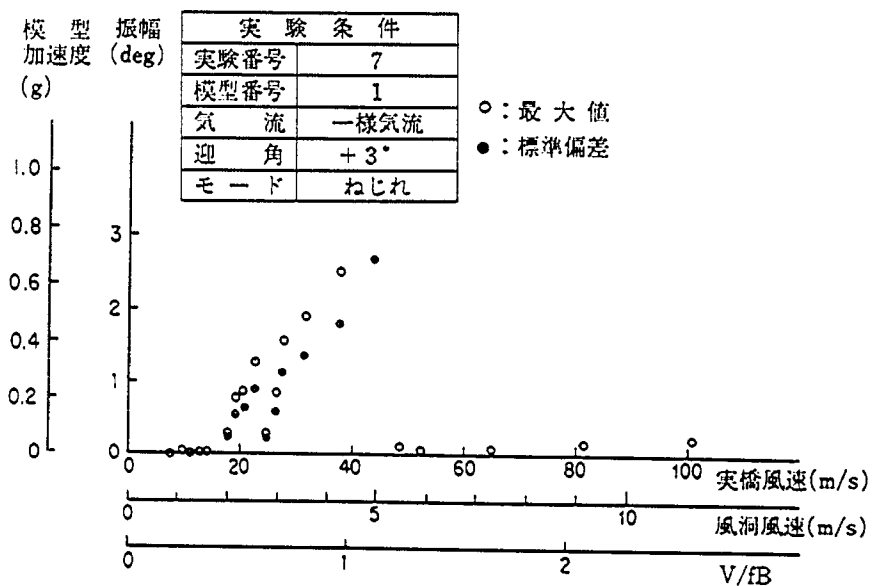


図-1.7.7.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

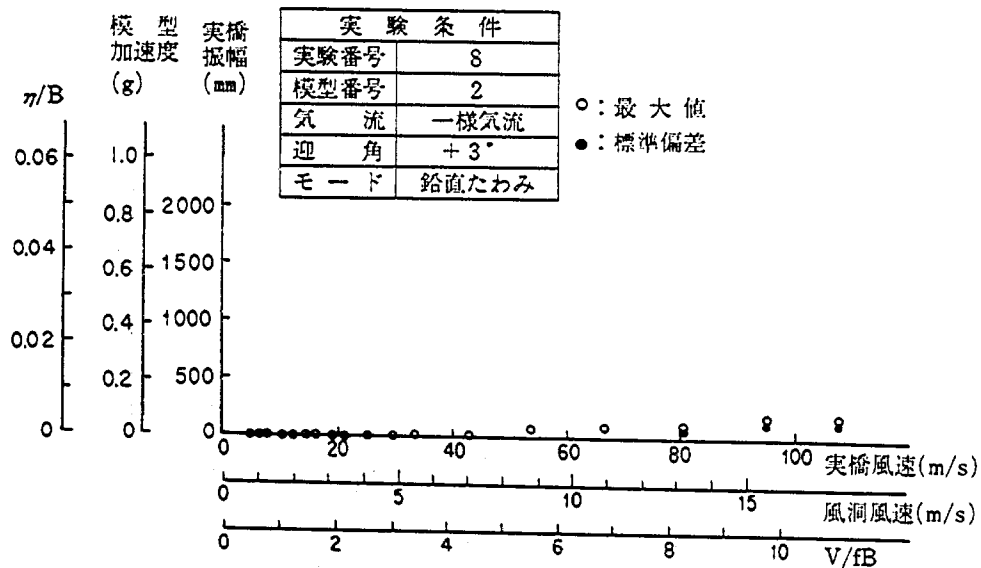


図-1.7.8.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

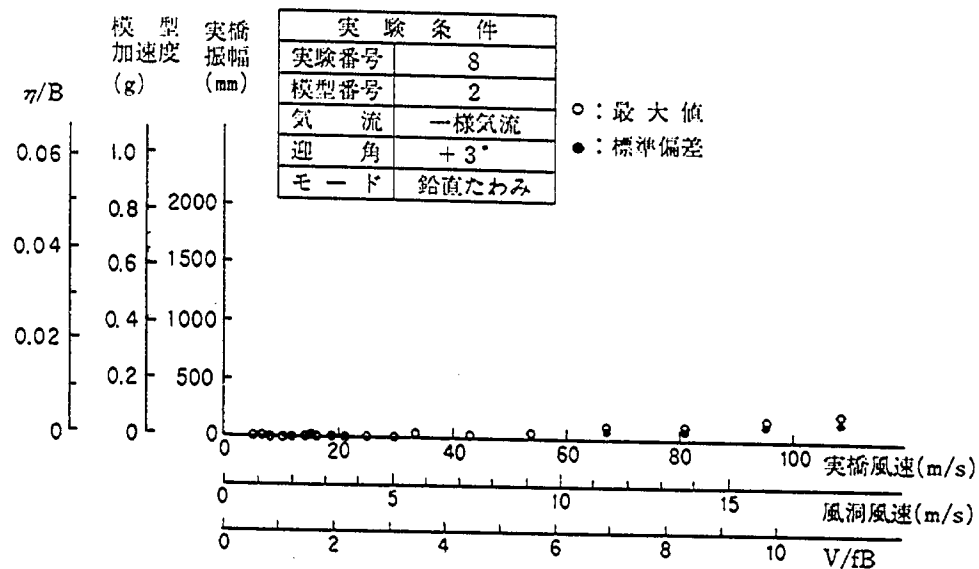


図-1.7.8.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

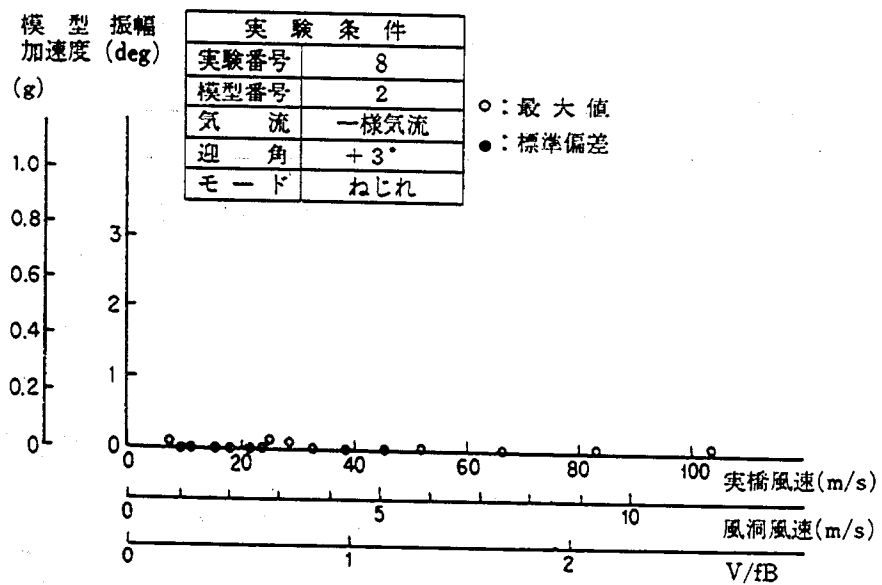


図-1.7.8.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

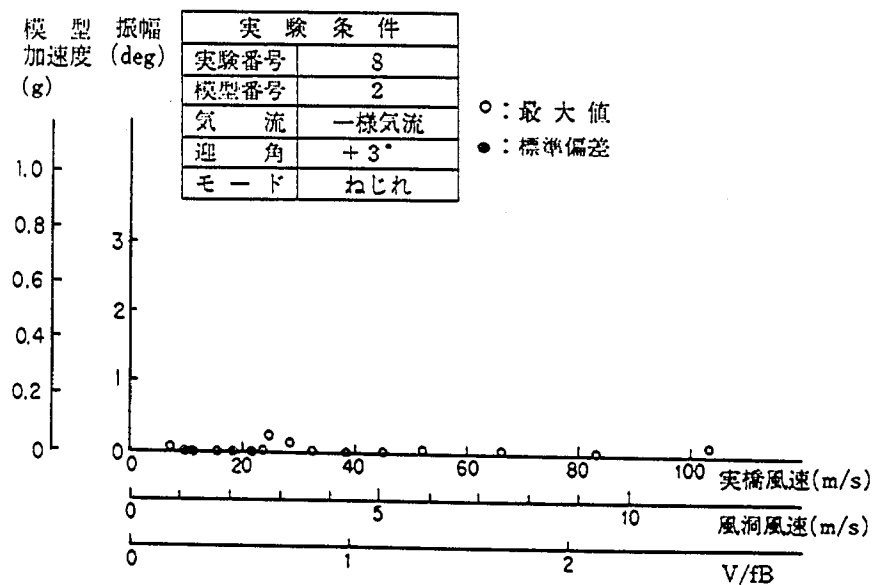


図-1.7.8.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

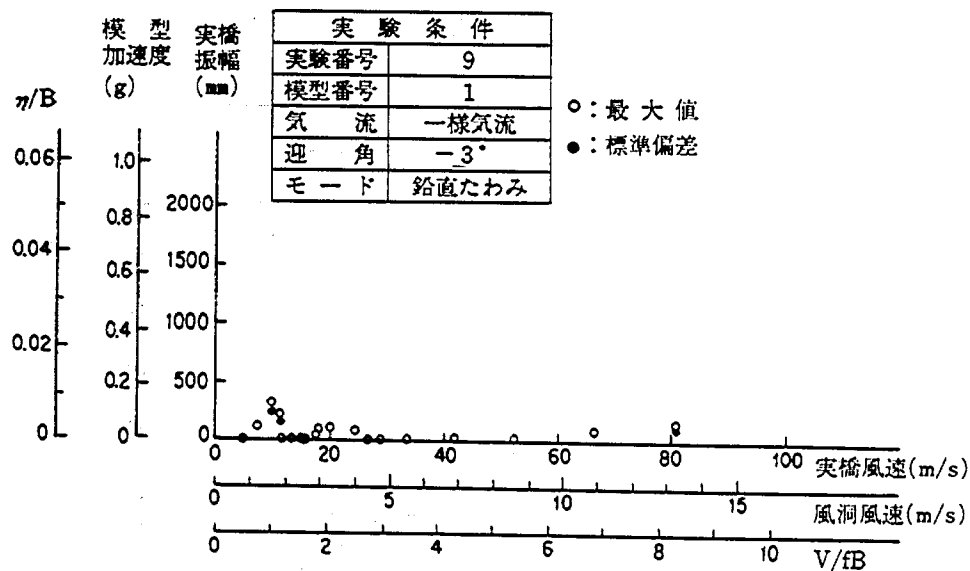


図-1.7.9.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

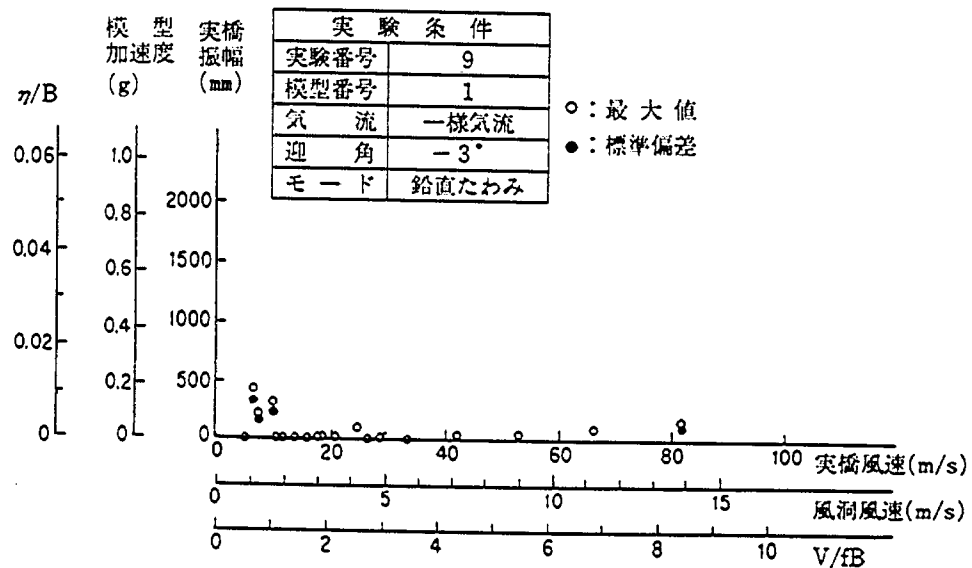


図-1.7.9.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

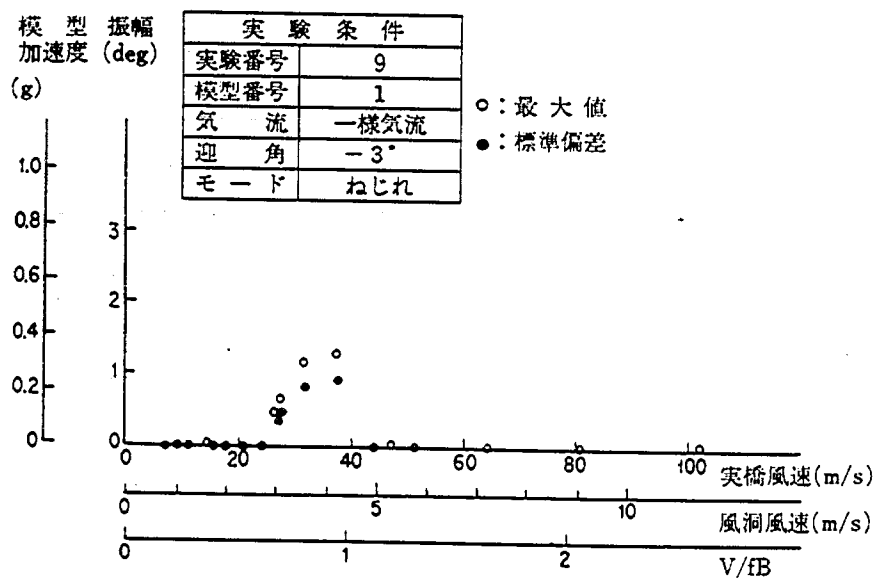


図-1.7.9.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

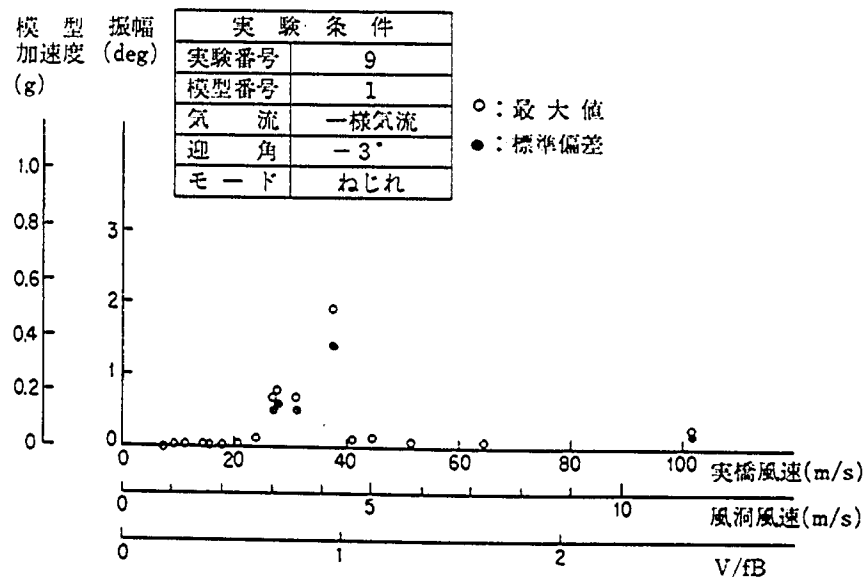


図-1.7.9.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

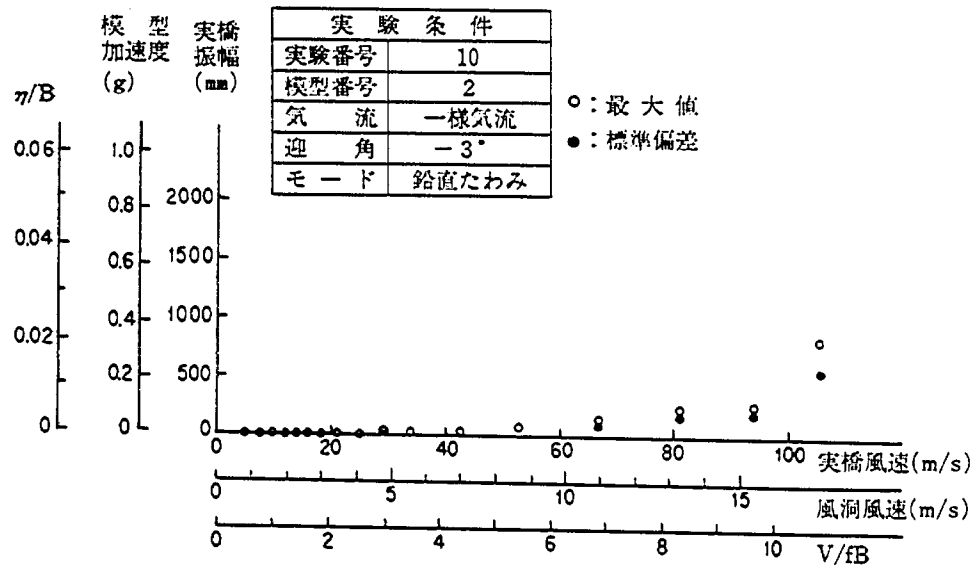


図-1.7.10.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

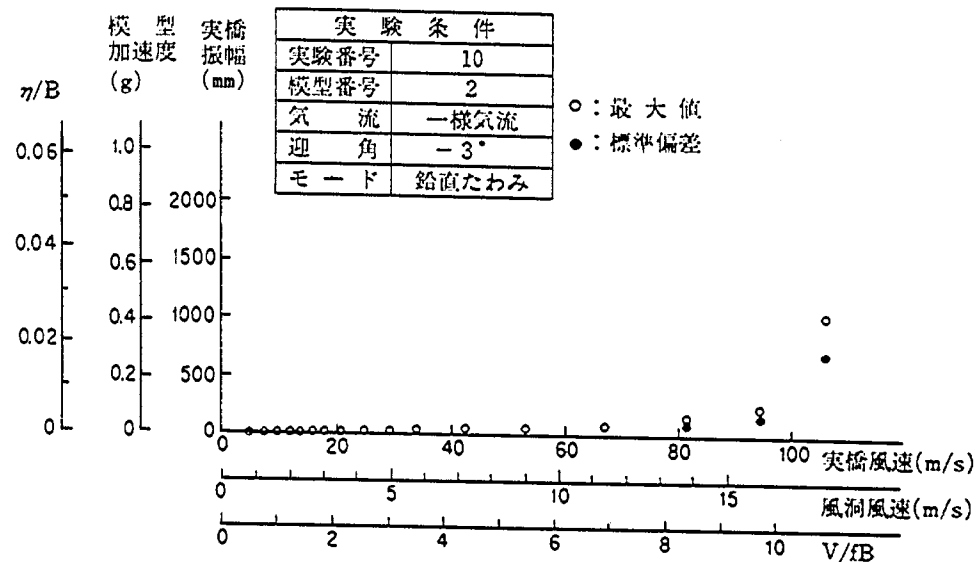


図-1.7.10.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

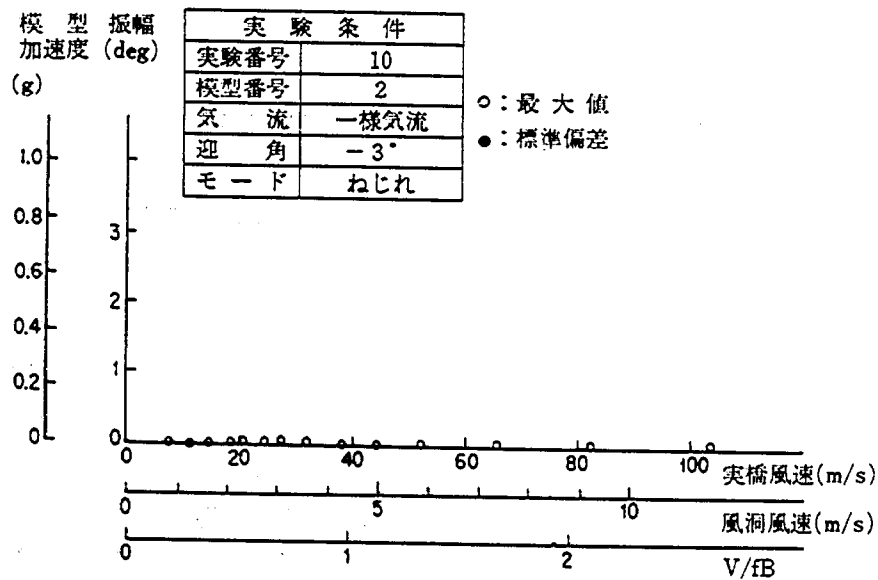


図-1.7.10.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

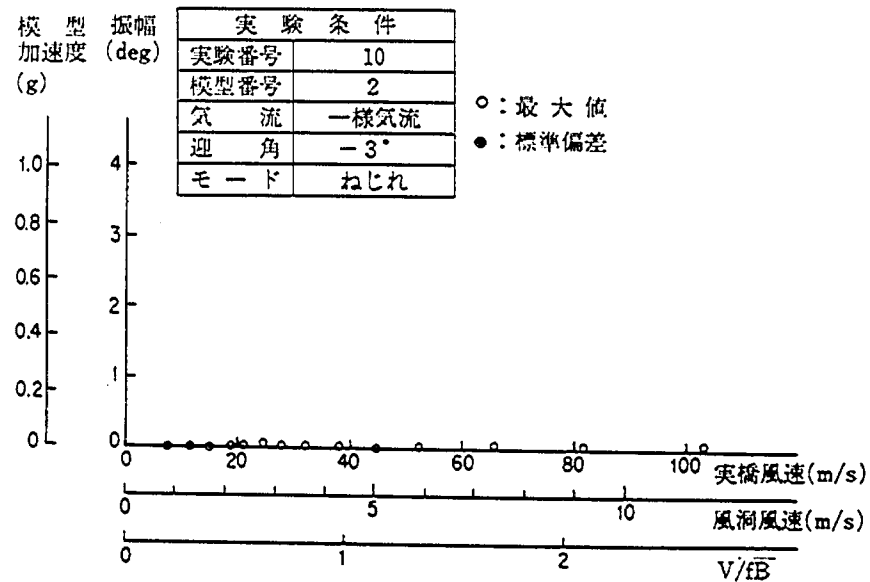


図-1.7.10.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

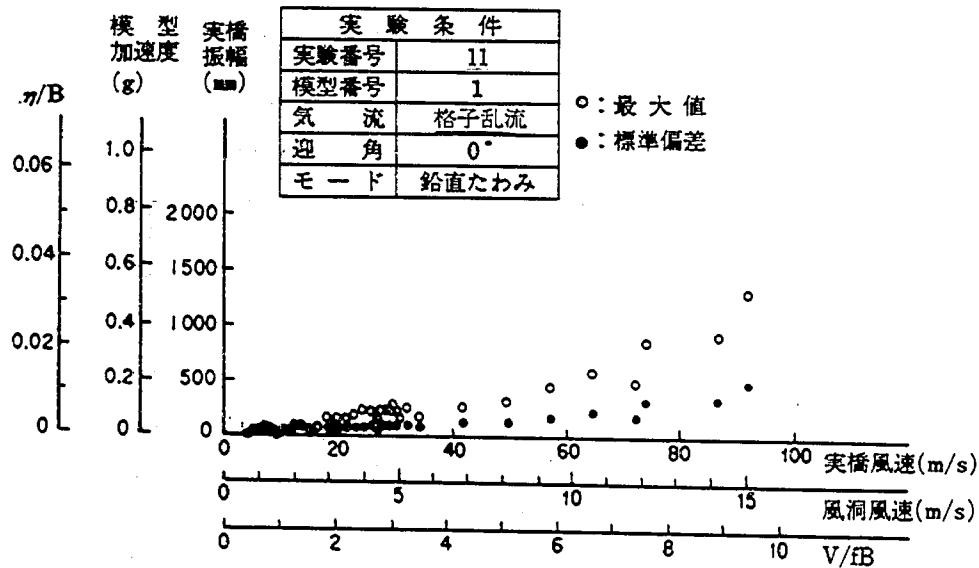


図-1.7.11.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

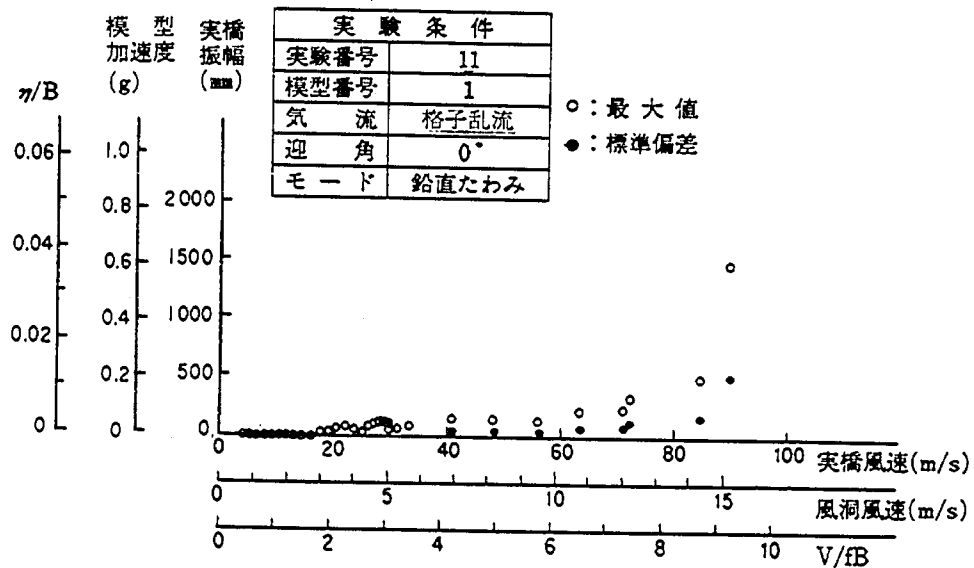


図-1.7.11.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

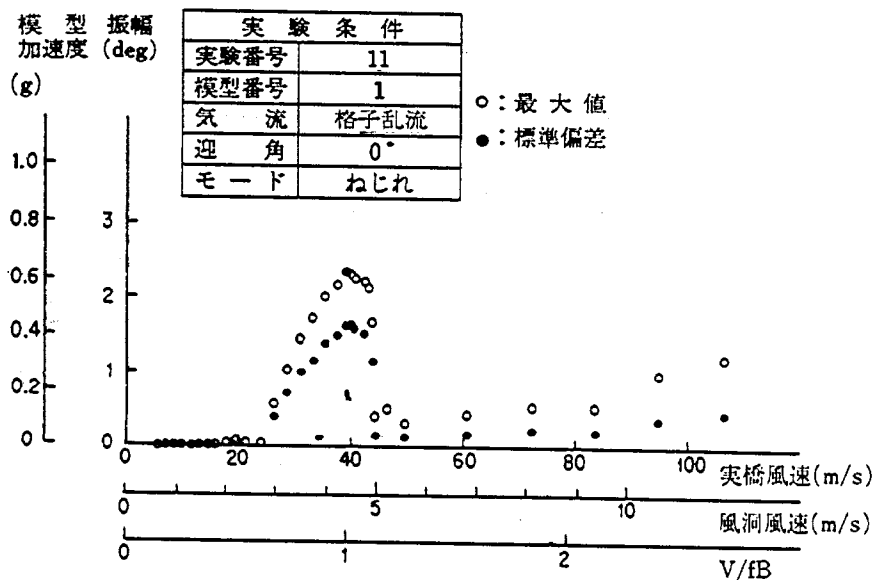


図-1.7.11.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

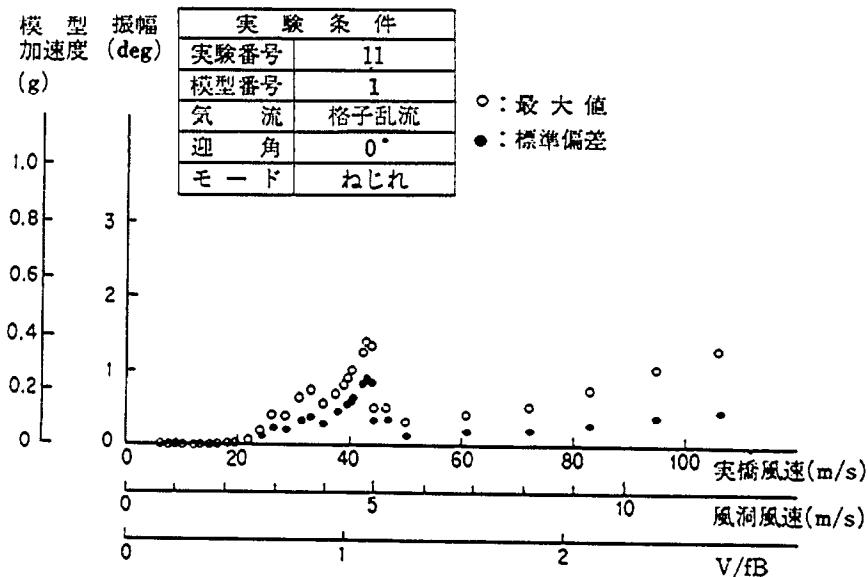


図-1.7.11.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

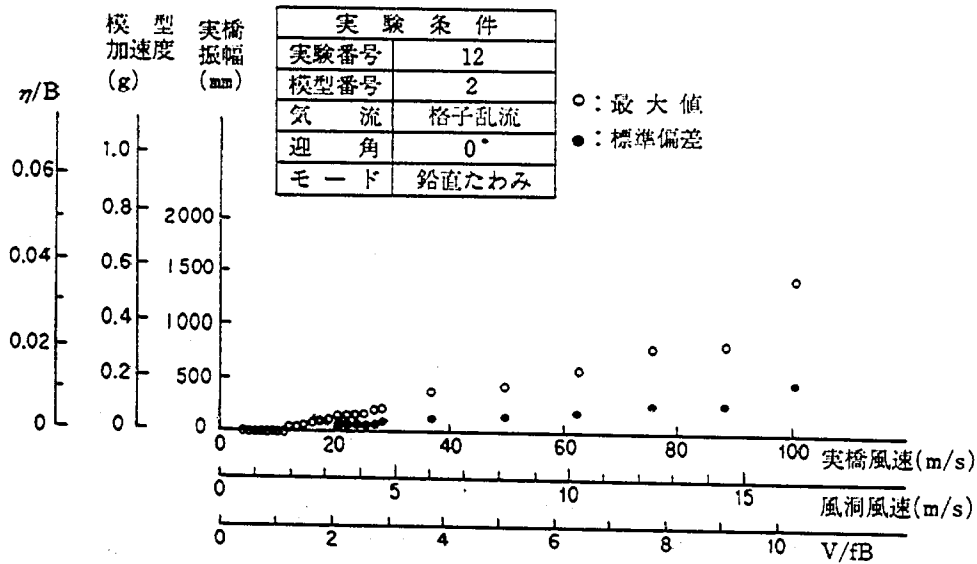


図-1.7.12.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

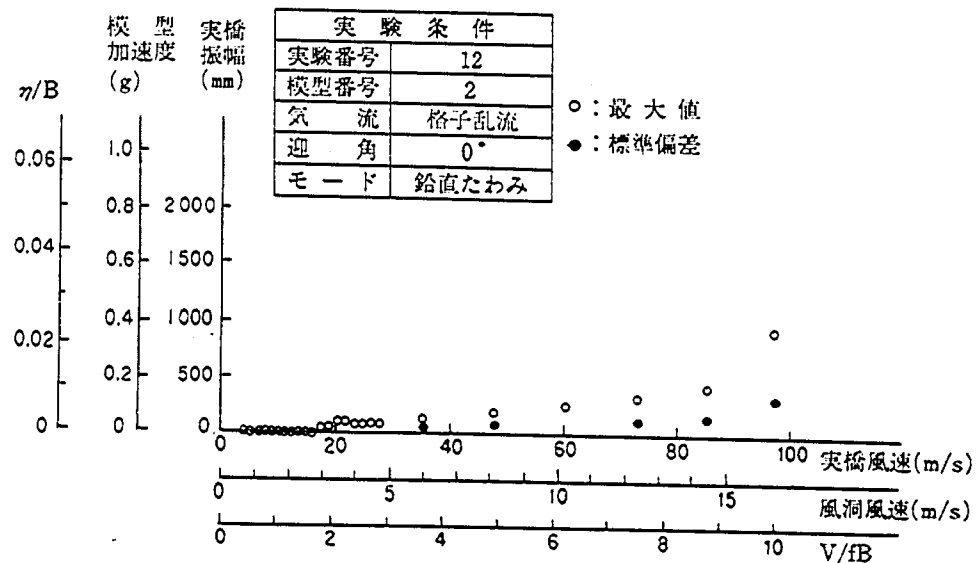


図-1.7.12.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

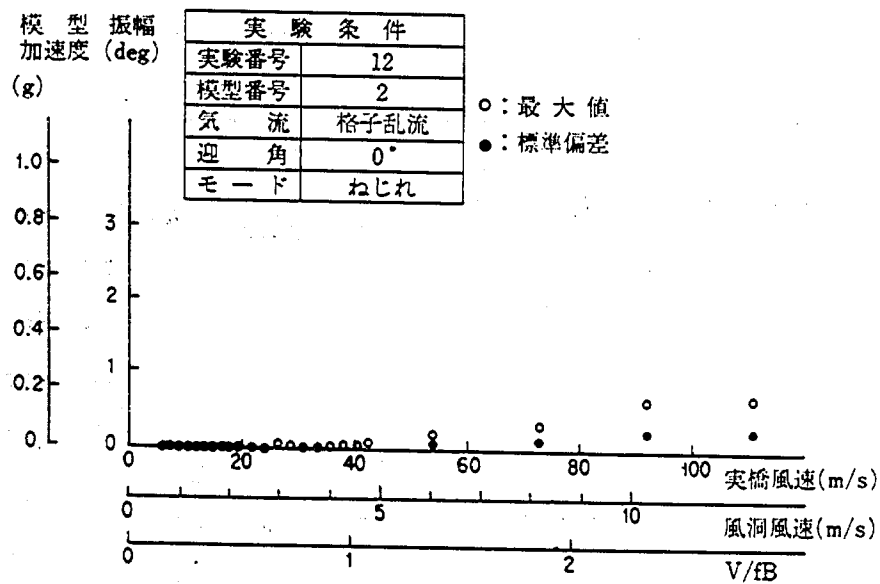


図-1.7.12.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

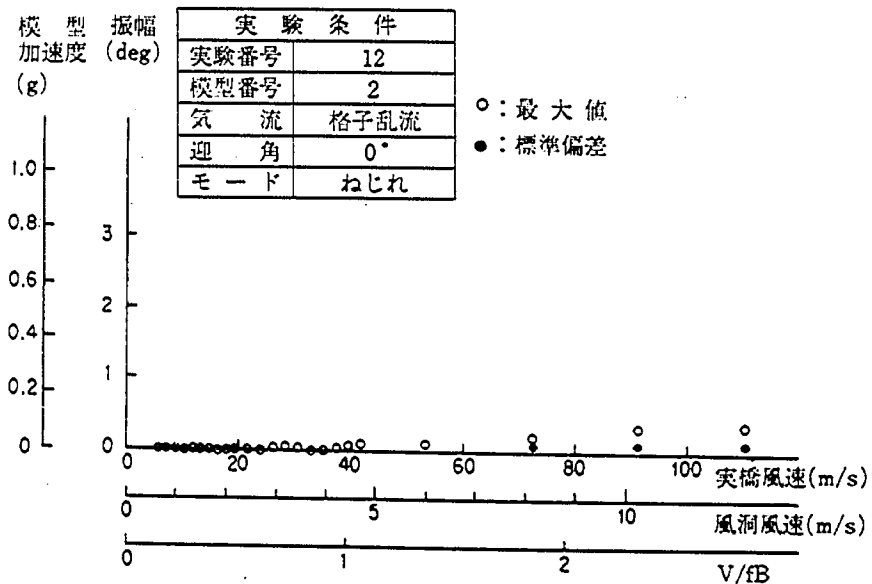


図-1.7.12.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

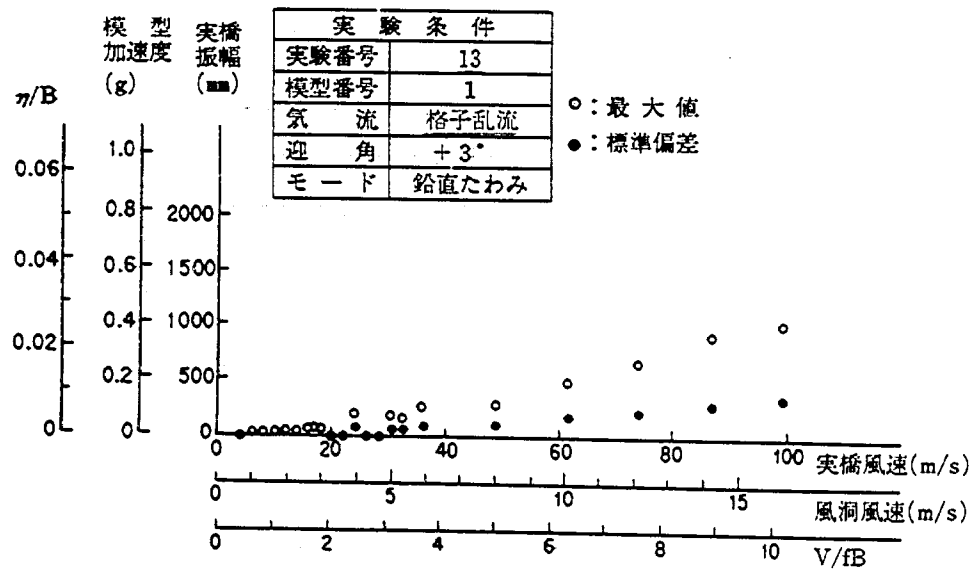


図-1.7.13.1 振幅-風速曲線(上流模型)

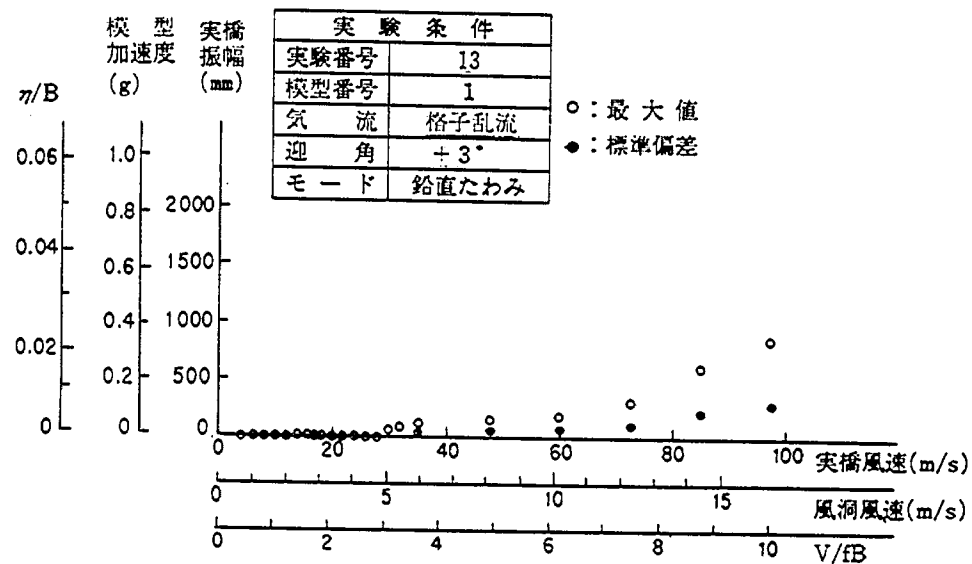


図-1.7.13.2 振幅-風速曲線(下流模型)

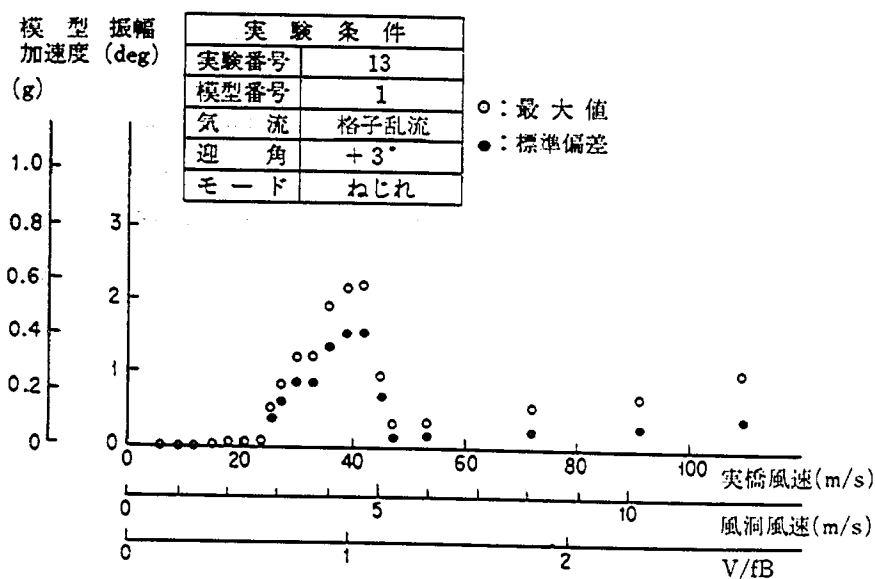


図-1.7.13.3 振幅-風速曲線(上流模型)

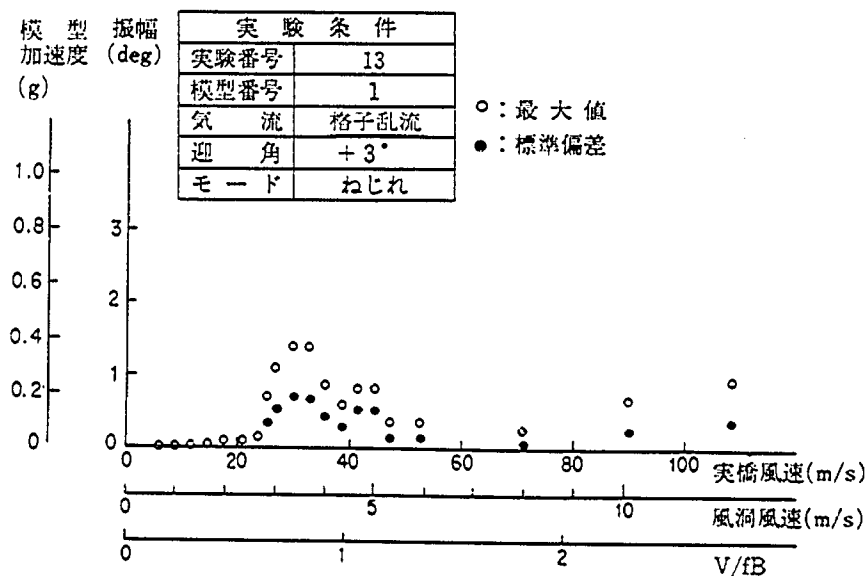


図-1.7.13.4 振幅-風速曲線(下流模型)

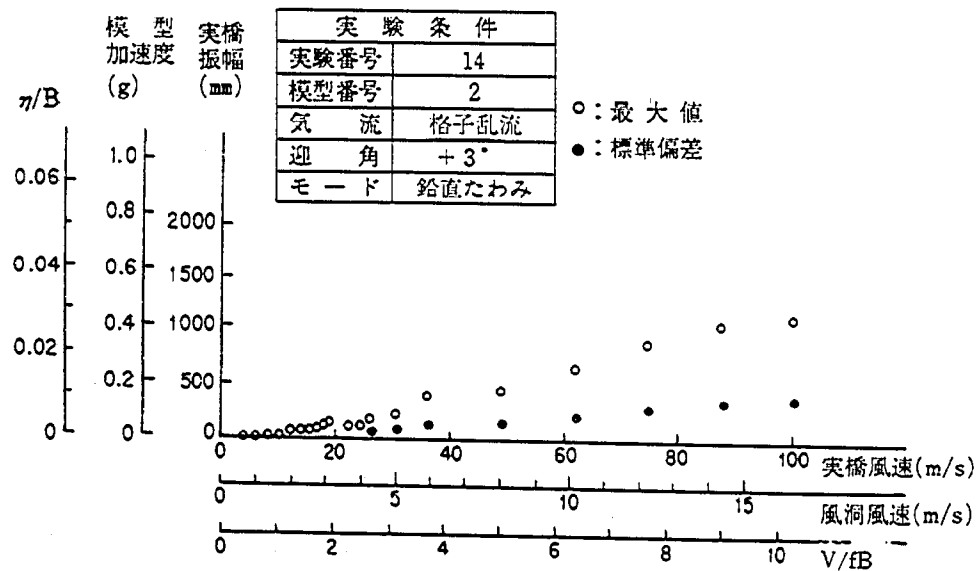


図-1.7.14.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

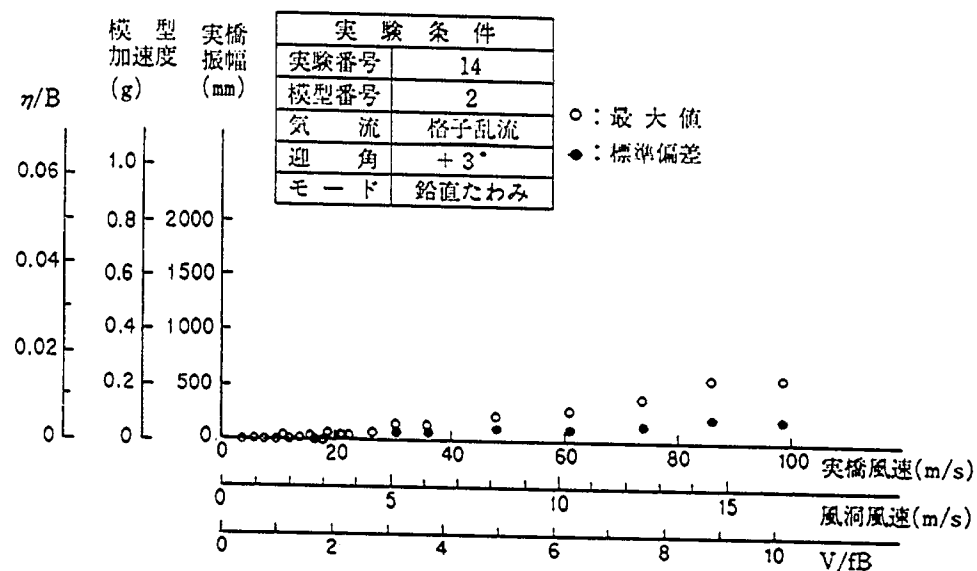


図-1.7.14.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

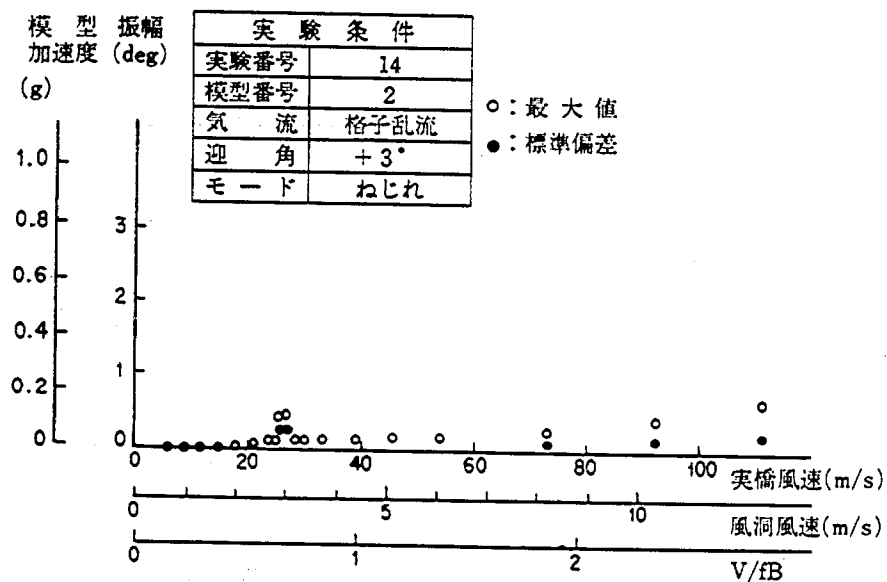


図-1.7.14.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

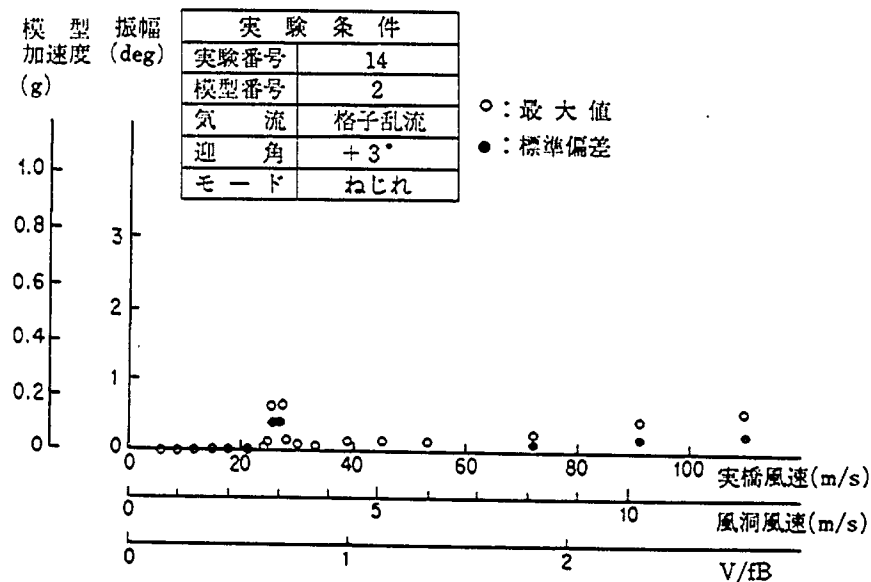


図-1.7.14.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

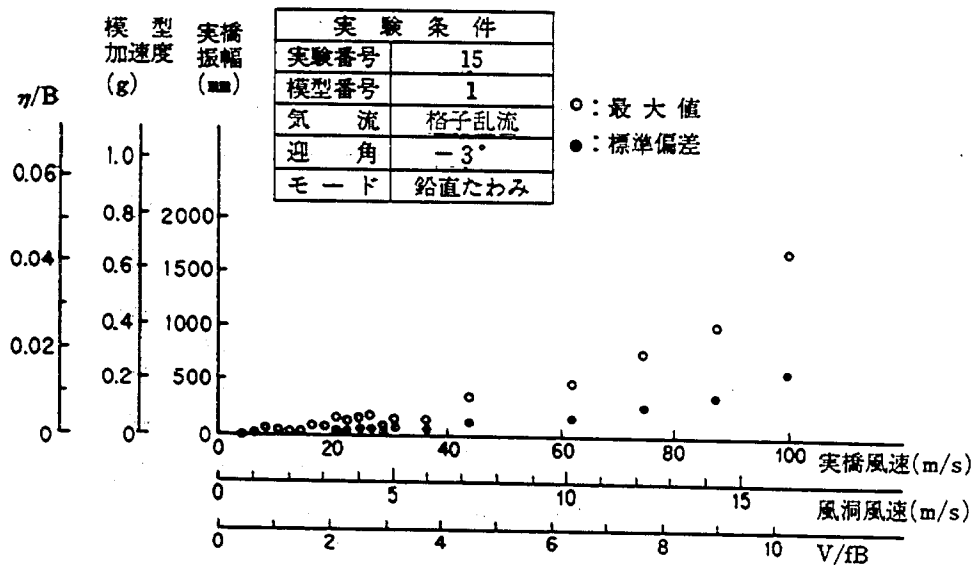


図- 1.7.15.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

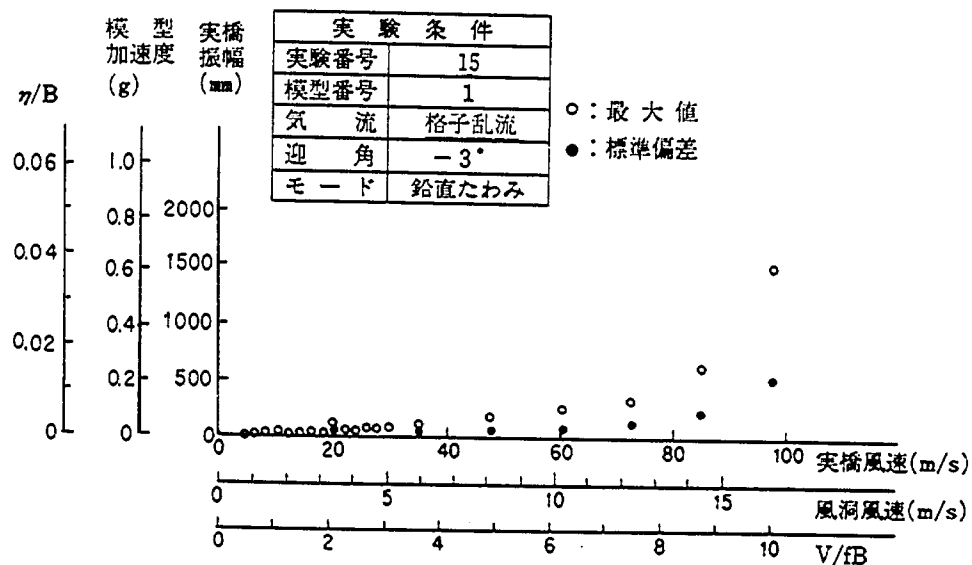


図- 1.7.15.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

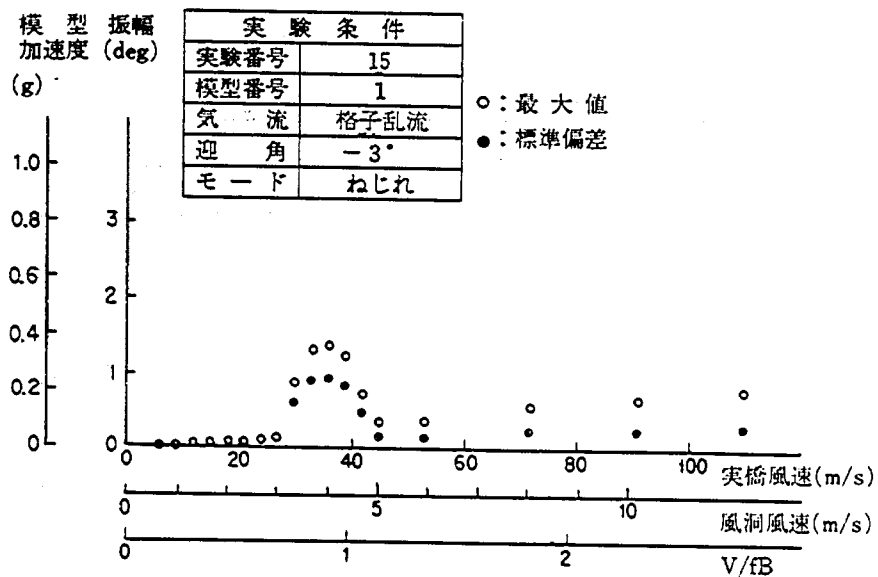


図- 1.7.15.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

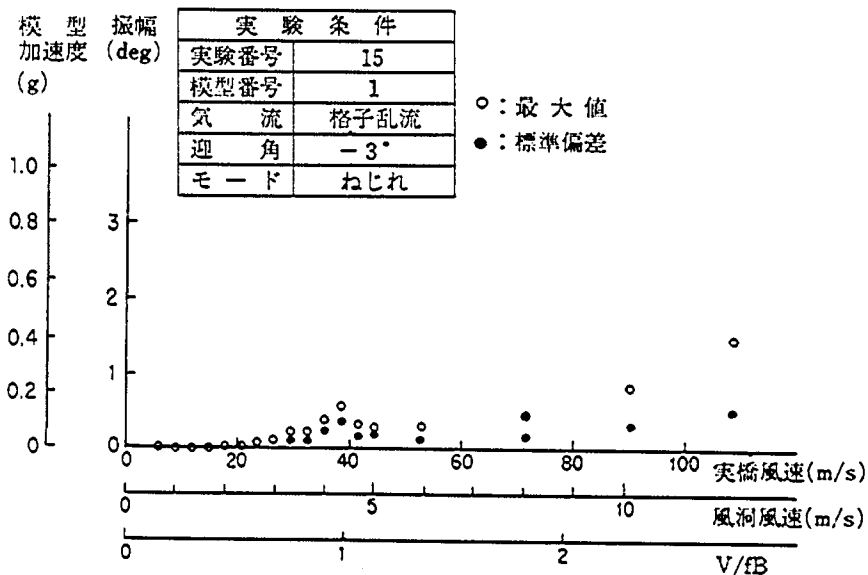


図- 1.7.15.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

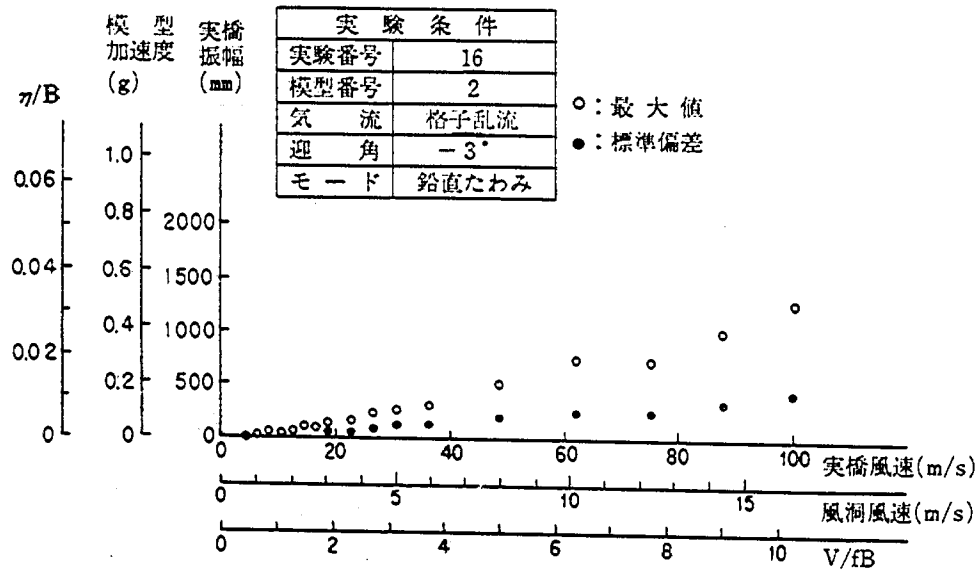


図-1.7.16.1 振幅-風速曲線 (上流模型)

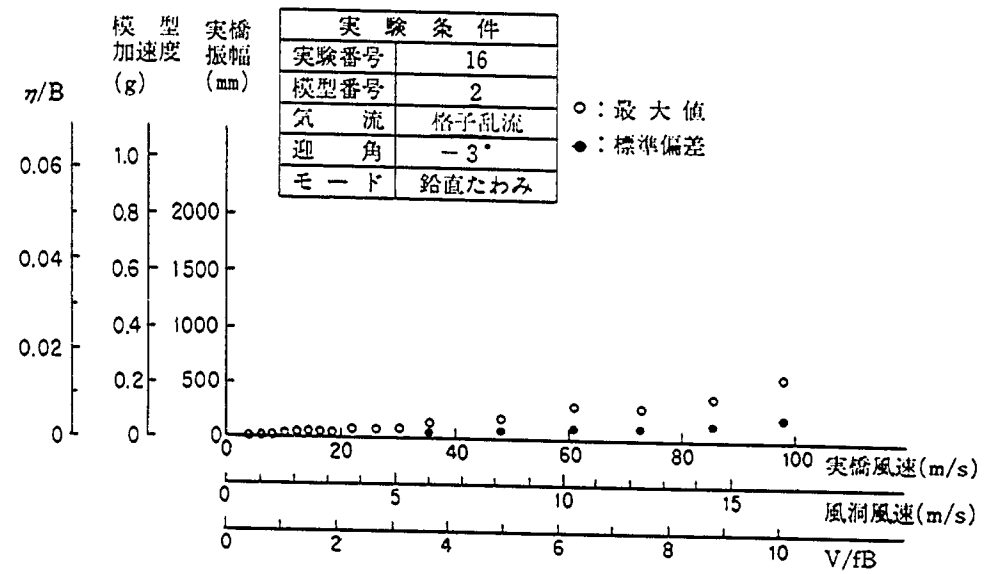


図-1.7.16.2 振幅-風速曲線 (下流模型)

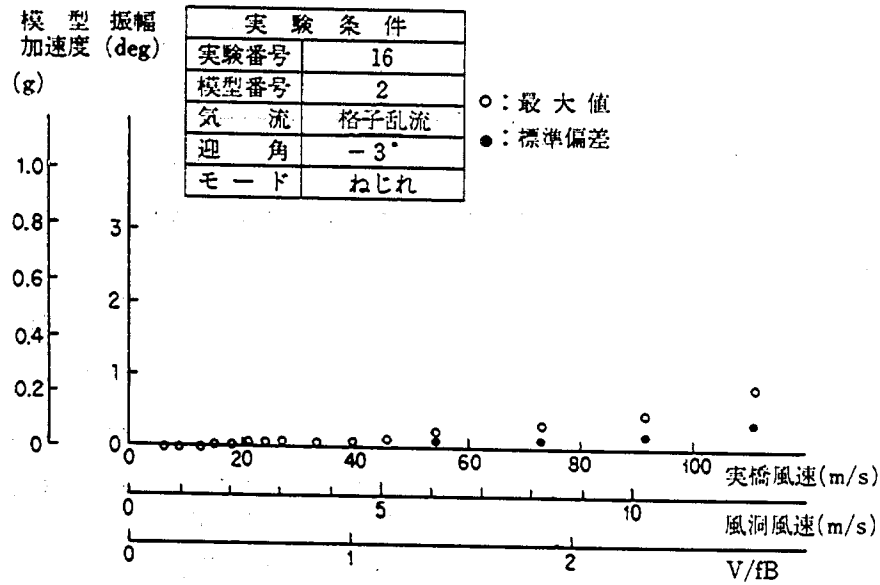


図-1.7.16.3 振幅-風速曲線 (上流模型)

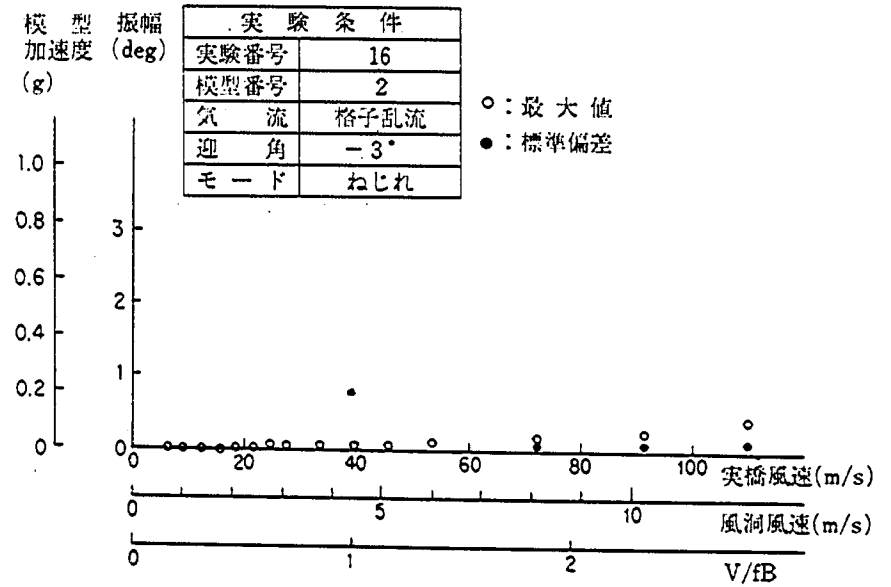


図-1.7.16.4 振幅-風速曲線 (下流模型)

って限定振動の抑制対策としては、水平なプレートを橋軸方向に連続に取り付ける対策が最も有効であると考えられる。また、迎角の影響も迎角 3° で微小なねじれモードの限定振動の発現が予想されるのみで、ほぼ、迎角 0° と同様の結果であり、迎角の影響は少ないと考えられる (Na 8, Na 10)。

1.3.3 乱流の影響

乱流中の実験結果によると、基本断面迎角 0° の鉛直たわみモードでは、バフエッティング振動を除いて顕著な振動は発見しないと予想され、ねじれモードの限定振動は、上流模型の振動振幅は一樣流中の振幅とはほぼ同程度となり、下流模型の振動振幅は小さくなる (Na 11)。迎角 -3° の場合、鉛直たわみモードのバフエッティング最大振幅が迎角 0° に比べ大きくなり、ねじれモードの振動振幅は小さくなる。また、迎角 3° の場合は迎角 0° と同程度の振幅となっている (Na 13)。水平なプレートを橋軸方向に連続して取り付ける対策を施した断面は、乱流中迎角 3° でわずかな振動ではあるがねじれモードの限定振動の発現が予想される (Na 14) が、その他には、風の乱れに起因するバフエッティング振動が発現するのみで顕著な振動は発見しないと考えられる (Na 12, Na 16)。

1.4 考 察

1.3で述べたように、鶴見航路橋2橋並列時には迎角 0° においても基本断面でねじれモードの限定振動が発現する。しかしながら単独橋の場合には基本断面迎角 0° ではねじれモードの限定振動は発現していなかった。¹⁾ 本節では一樣気流中迎角 0° の基本断面のねじれモードの限定振動に着目し、この振動に及ぼす並列模型の影響および構造減衰の影響を、若干の補足実験結果をもとに考察する。

1.4.1 単独模型の振動

模型は鉛直たわみ・ねじれ2自由度で支持したが、着目および発現した現象はねじれモードのみであったため、このモードに関連した振動特性量のみを示すと次のとおりである。

無次元極慣性モーメント ($I_R \equiv I/(\rho B^4)$), I ; 単位長さあたり極慣性モーメント, ρ ; 空気密度, B ; 幅員) = 1.42 (実橋は $I_R = 1.08$)

無風時ねじれ振動数 ($f_{\theta 0}$) = 6.13 Hz

無風時対数減衰率 ($\delta_{\theta 0}$) = 0.007 ~ 0.018 まで変化させた。

これらの条件におけるねじれモードの対風応答特性を図-1.8に示す。図より、単独橋といえども質量減衰パラメータ $I_R \cdot \delta_{\theta 0}$ が小さい場合にはねじれモードの限定振動が発現しうることがわかる。また、 $I_R \cdot \delta_{\theta 0}$ が大きくなるにつれ振幅は低減し、 $I_R \cdot \delta_{\theta 0} = 0.025$ 以上では振動は発現しないことが読み取れる。

1.4.2 2橋並列時の上流側模型の振動

上流側を $I_R = 1.42$, $f_{\theta 0} = 6.13$ Hz, 下流側を $I_R = 1.19$, $f_{\theta 0} = 6.41$ Hz とし、両者を2自由度支持にし、対風応答を測定した。とくに上流側のねじれ振動に着目し、その最大振幅を単独橋の最大振幅と比較したのが図-1.9である。図より下流に近接して模型がある場合ねじれ振動振幅は増加することがわかる。また、単独橋では $I_R \cdot \delta_{\theta 0} \geq 0.025$ でねじれ限定振動は発生しないが、並列橋上流模型では

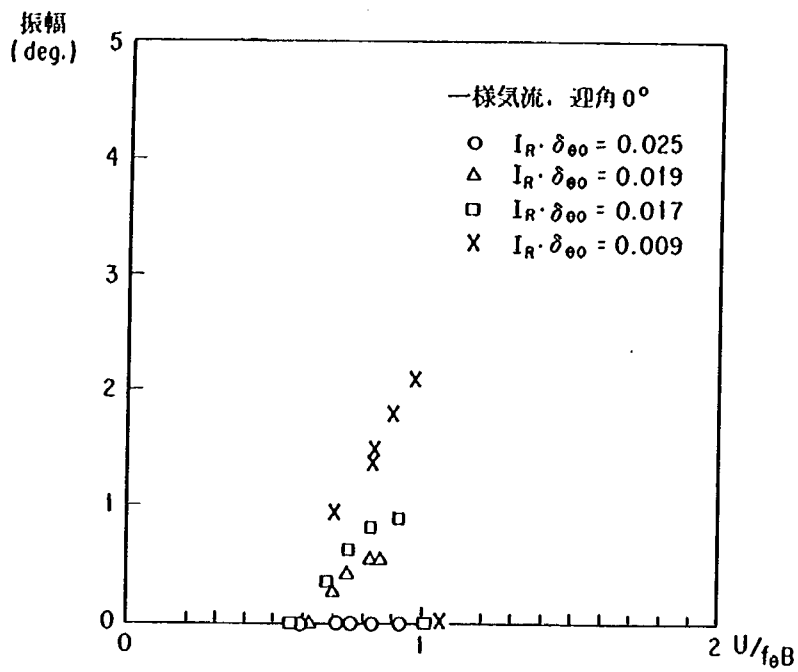


図-1.8 単独橋のねじれモード渦励振

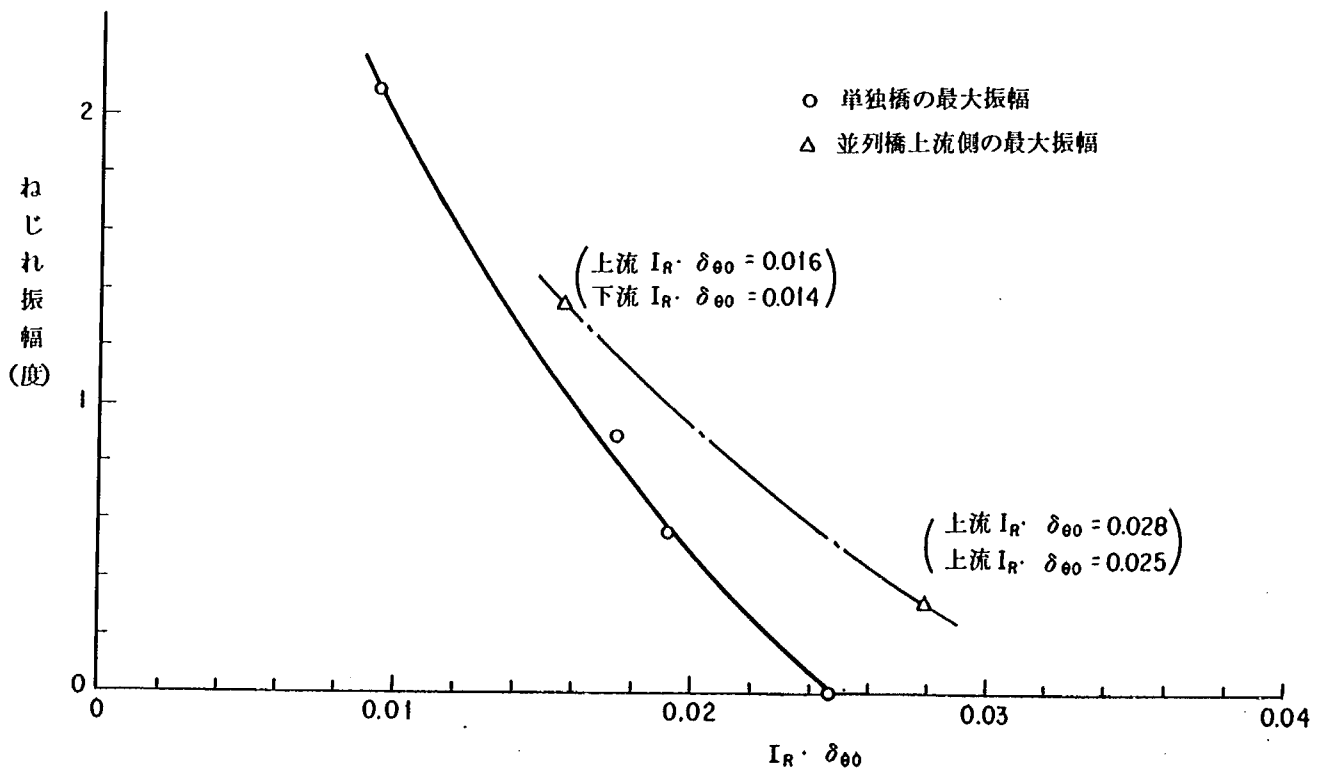


図-1.9 ねじれ最大振幅におよぼす $I_R \cdot \delta_{00}$ の影響 (単独橋および並列橋上流側)

$I_R \cdot \delta_{\theta 0} = 0.028$ でも 0.3° 程度の振動が発現しており、質量減衰パラメータ $I_R \cdot \delta_{\theta 0}$ の増加に対し振幅が低減しにくい傾向のあることが読みとれる。

上流側模型がねじれ振動をしている間に、下流模型を強制的に静止あるいは振動させても上流側の振動にはほとんど変化が認められなかった。すなわち下流側に近接して ($L = 0.25 B$) 橋梁があると、下流側橋梁が存在することにより上流側橋梁まわりの流れの特性が変化し、限定振動振幅が増加するが、下流側模型の振動性状は影響をほとんど与えないということができよう。このことは、次の実験結果でも示されている。図-1.10および図-1.11は $I_R \cdot \delta_{\theta 0}$ がほぼ等しく小さい状態で測定した2橋並列時のねじれ応答であるが、図-1.10は上下流模型とも無風時振動数がほぼ等しい実験ケースであるのに対し、図-1.11は上流側の振動数が下流側より8%ほど高いケースである。上流模型の応答の極大値は両者ともほぼ等しいが、その風洞風速における下流側模型の応答を見ると、図-1.10では下流模型の応答も大きい、図-1.11では下流模型の応答は非常に小さい。換言すれば、下流模型の振動応答の大小は上流模型の応答にほとんど影響を与えないと見ることができる。

1.4.3 2橋並列時の下流側模型の振動

図-1.10および図-1.11の結果より、上流側模型のねじれ振動振幅が大きくなると、その振動は下流側模型の振動に与えることが推定される。両者の無風時振動数が等しい場合には下流側模型の振動応答は大きくなり、異なる場合は小さくなる。図-1.11は通風時の振動数 f_θ もあわせて示してあるが、風洞風速 4.5 m/s より小さい場合、下流模型の振動数は自身の固有振動数とほぼ同一であるが、上流模型の振幅が大きくなる風洞風速 4.5 m/s 以上では、上流模型の固有振動数 $f_{\theta 0}$ に近く、上流模型の通風時振動数 f_θ と同一になり、上流模型の振動の影響を受けていることが読み取れる。

上流模型を約 0.5° で強制的に加振させた場合の下流模型の応答特性を調べ、加振振動数と下流模型振動振幅との関係を図-1.12に示す。図より上流模型の振動数が下流模型の固有振動数と等しい場合には、そうでない場合および上流模型が静止している場合に比べ下流模型の振動振幅が2倍以上となることが読み取れる。なお、上流側模型が静止している場合の下流側模型のねじれ限定振動の最大振幅は、単独模型のそれとほぼ等しかった。

1.4.4 並列橋の対風応答特性

以上の検討結果をまとめると、鶴見航路橋並列時のねじれ限定振動は基本的には単独時の空力特性に起因するものであるが、2橋の固有振動数が同一で、しかも近接 ($L = 0.25 B$) していることにより、上流側橋梁は下流側橋梁の存在のため単独橋より振幅が若干大きくなり、下流側橋梁は上流模型が同じ振動数で振動するため単独橋より振幅がかなり大きくなっているものと解釈される。振動の大きさは質量減衰パラメータ $I_R \cdot \delta_{\theta 0}$ に依存し、 $I_R \cdot \delta_{\theta 0}$ が大きいほど応答は小さくなる。また、2橋の固有振動数が異なる場合には、上流側橋梁は単独橋より若干大きな振幅で振動するが、下流側橋梁の振幅は単独橋より小さくなるものと推定される。ただし、本節の結果はあくまでも定性的な説明を与えるものであり、これより実橋のねじれ限定振動の振幅を定量的に推定するには必ずしもデータが充分でないことをお断わりしておく。

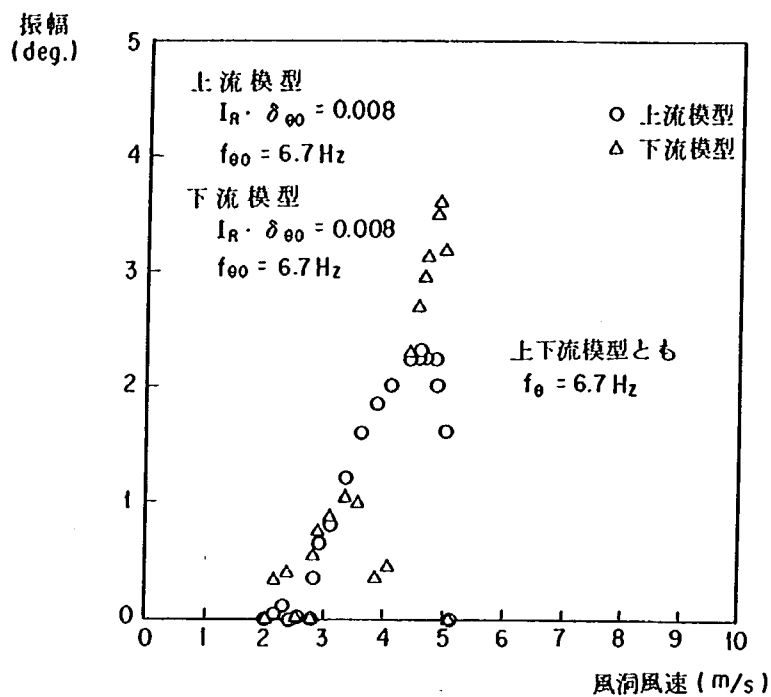


図- 1.10 風速と振幅の関係（上下流模型の固有振動数が等しい場合）

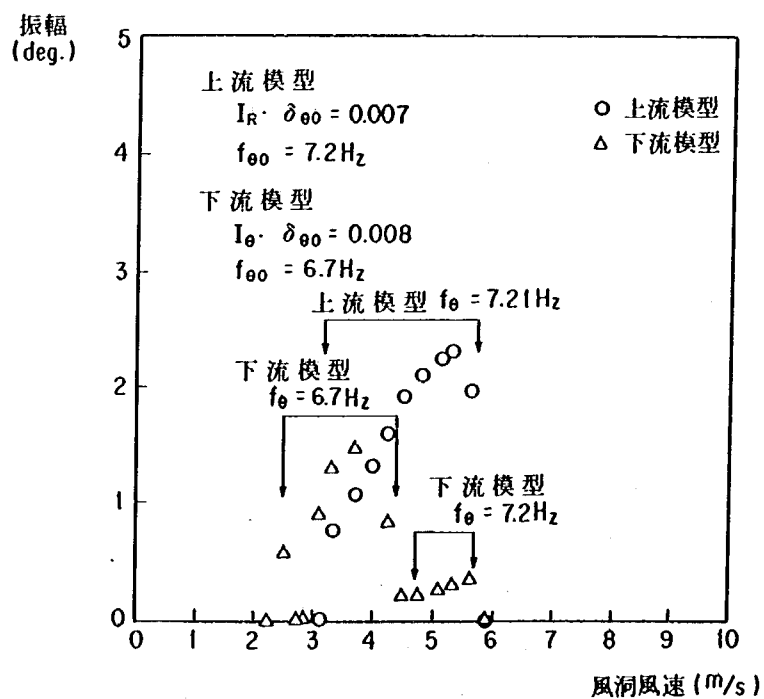


図- 1.11 風速と振幅の関係（上下流模型の固有振動数が異なる場合）

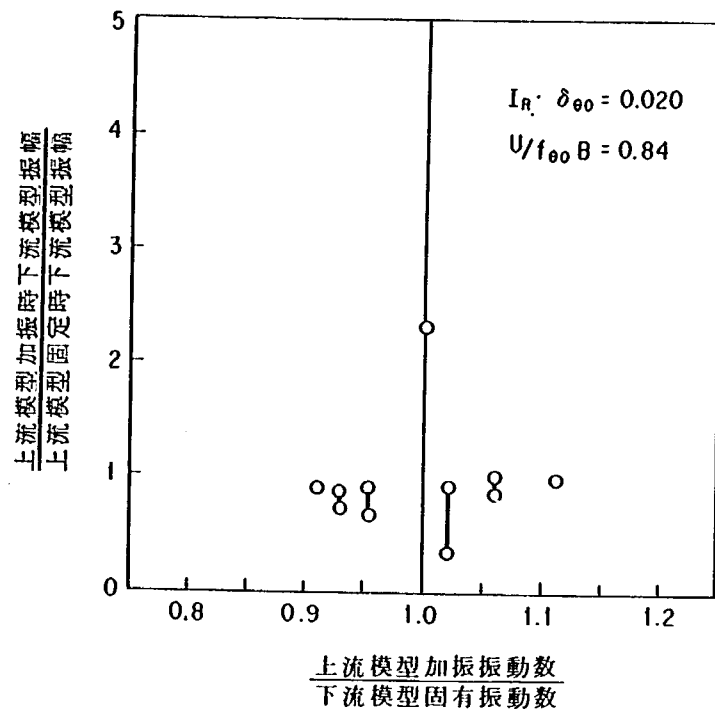


図- 1.12 下流模型の振動振幅におよぼす上流模型振動の影響

1.5 並列橋の耐風性

1.3の結果より、本橋基本断面を10mの間隔で並列して建設すると、ねじれモードの限定振動および鉛直たわみモードの限定振動が発現するおそれがある。ただし、鉛直たわみモードの限定振動は、一樣流中迎角 0° では発現せず、しかも気流に乱れがある場合には迎角 $\pm 3^\circ$ でも発現しないため、実橋で発現するおそれは小さいと考えられる。一方、ねじれモードの限定振動は、一樣流中迎角 0° においても、気流に乱れがある場合にも発現するため実橋で発現するおそれは大きい。構造減衰を0.02に設定した一樣気流中の迎角 0° における実験結果によると、上流模型で 1.5° 、下流模型で 2.0° の振幅が生じる。実橋において、中央径間 $\frac{1}{2}$ 点のねじれ振動振幅が 1° になった場合のケーブル張力を試算すると、条件の最も厳しいケーブルでは644t（破断強度のおよそ $\frac{1}{2}$ ）に達する。これらを勘案すると、本橋基本断面をそのまま10mの間隔で並列することは、耐風安定性の観点からは必ずしも好ましくない。

しかしながら、両橋の内側に水平なプレートを取付けるとこの限定振動は抑制され、十分な耐風性を有する橋梁となる。また、実施設計段階において、橋桁断面形状を適切に選定すること等により、耐風安定性を改善することも可能であろう。したがって耐風性の観点からは、本橋を並列橋として建設することは可能であると考えられる。

1.6 ま と め

鶴見航路橋の並列斜張橋案に関する耐風性調査の結果をとりまとめると以下のとおりである。

- (1) 鶴見航路橋橋桁基本断面を10mの間隔で並列させると、上流側および下流側の両橋梁において実橋風速 $20\text{m/s} \sim 45\text{m/s}$ でねじれモードの限定振動が発現するおそれがある。
- (2) この振動を抑制する方法としては、水平なプレートを2橋の間に橋軸方向に連続して取り付ける対策が有効である。

参考文献

1. 建設省土木研究所構造研究室；鶴見航路橋の耐風性調査報告書，土木研究所資料第1969号，昭和58年3月
2. 建設省土木研究所構造研究室；幸魂橋の耐風性調査報告書（1984），構造研究室資料第10号，昭和60年2月

2. 名港中央大橋暫定施工案の耐風性調査

2.1 まえがき

伊勢湾岸道路の名古屋港港域部には航路を横断する3つの主要な構造物（名港西大橋、名港中央大橋、名港東大橋）が計画され、そのうち名港西大橋は昭和60年3月に工事が完了し供用開始された。これに続く名港中央大橋、名港東大橋は、早期に整備すべく、中部地方建設局名四国道工事事務所により調査が進められている。名港中央大橋は、当初中央径間780mを有する吊橋（ $390\text{ m} + 780\text{ m} + 390\text{ m} = 1,560\text{ m}$ ）として計画されていたが、昭和59年度に計画の見直しが行われ、中央径間長として590mとすることとなり、スパン割、橋長が $290\text{ m} + 590\text{ m} + 290\text{ m} = 1,170\text{ m}$ に変更された。これにより、吊橋のみでなく斜張橋としての計画の可能性も検討が必要となり、長大橋の設計で重要な耐風性について、今回風洞実験を実施し調査した。名港中央大橋の架橋位置図を図-2.1に、一般図を図-2.2にそれぞれ示す。

本橋は、名港西大橋が2車線道路として建設されているため暫定的に2車線だけ供用することも考えられている。したがって、検討は完成時および暫定時とした。現在は予備設計段階であり、吊橋・斜張橋両設計案の耐風性の大略を把握することを目的とした。これらのうち、斜張橋の完成時橋桁断面案については既往の風洞実験結果¹⁾によりその耐風性を推定することが可能であるが、他の断面案についてはそれらの耐風性は必ずしも明らかでないため、風洞試験により調査を行った。調査結果をとりまとめて以下に報告する。

2.2 試験方法および試験条件

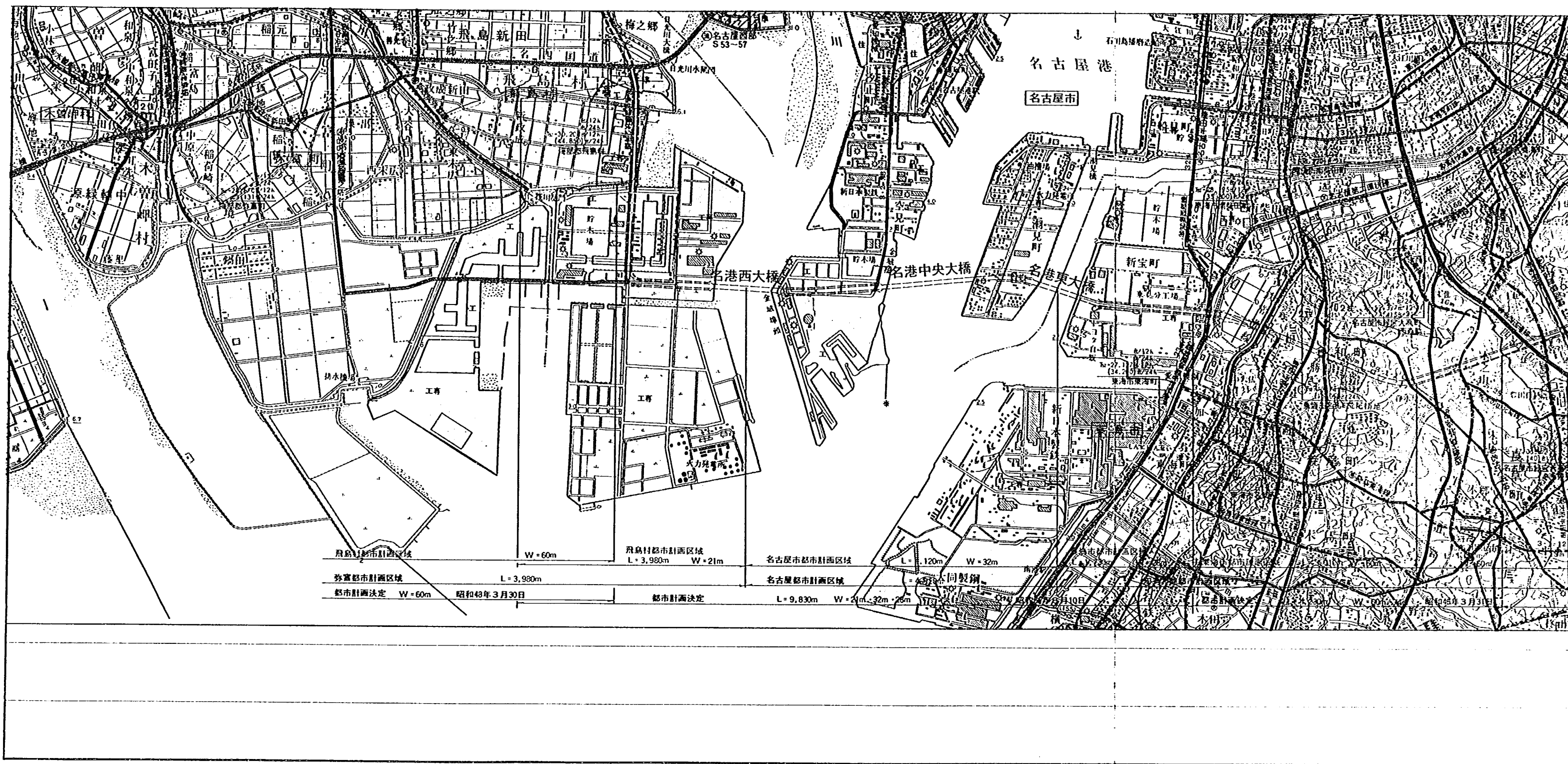
耐風性はバネ支持模型試験により調査された。すなわち、幾何学的に相似な橋桁の剛体模型を風洞内にバネ支持し、風による振動性状を計測した。試験では下記の無次元パラメータを実橋値と等しくする必要がある。

$$m/(\rho B^2), I/(\rho B^4), U/(f_h B), U/(f_\theta B), \delta_h, \delta_\theta \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 m ；単位長さあたりの質量、 ρ ；空気密度、 B ；橋桁幅員、 I ；単位長さあたりの極慣性モーメント、 U ；風速、 f_h ；鉛直たわみ固有振動数、 f_θ ；ねじれ固有振動数、 δ_h ；鉛直たわみ対数減衰率、 δ_θ ；ねじれ対数減衰率。

本橋斜張橋案は、中央径間と側径間の比がおよそ2：1になっており、これは通常望ましい斜張橋のスパン割と比べると側径間が長くなっている。このため、ケーブル張力への配慮から、中央径間1/2点付近86m間の橋桁にバラストコンクリートを打設し、重量を調整するよう計画されている。このため、 m あるいは I は橋軸方向に一様ではない。ここでは次式で定義される換算質量 m_e あるいは換算極慣性モーメント I_e を斜張橋に対しては適用した。

$$m_e = \left[\int_0^L m(x) \phi_h^2(x) dx \right] / \left[\int_0^L \phi_h^2(x) dx \right]$$

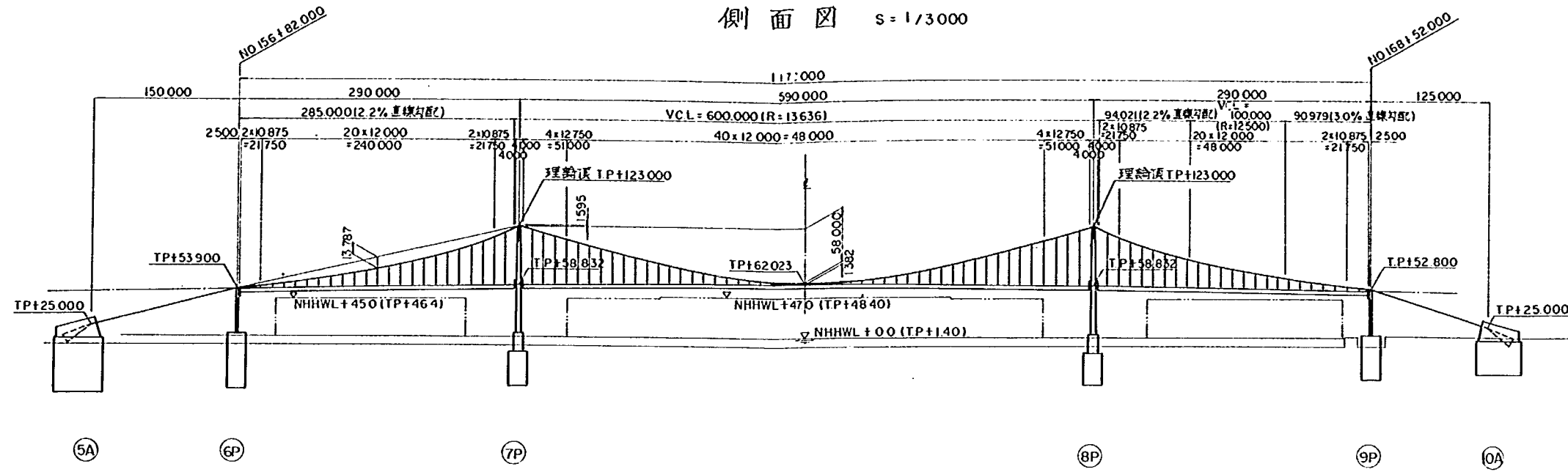


1 : 50,000 1000 500 0 1000 2000m

図-2.1 架橋位置図

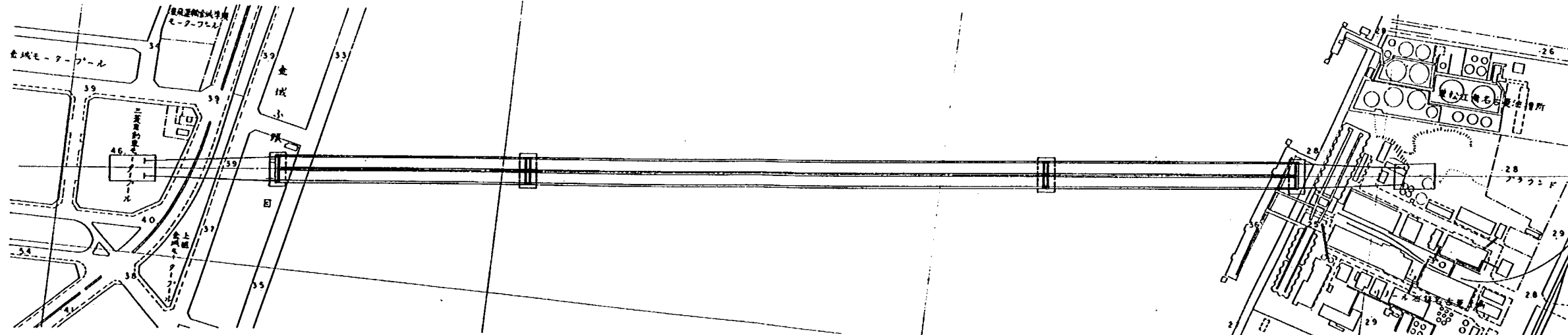
全体一般図

側面図 S = 1/3000



勾配	2.2% L=296.538			2.2% L=444.021		3% L=662.312
計画高	52.45			58.832		51.325
地盤高						
追加距離	5.682.0			15.972.0		16.852.0
単距離				295.0		449.021
測点	NO.156 +82.000			NO.162 +57.000		NO.168 +52.000

平面図 S = 1/3000



断面

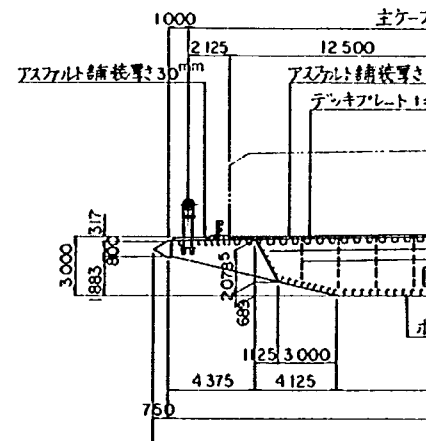
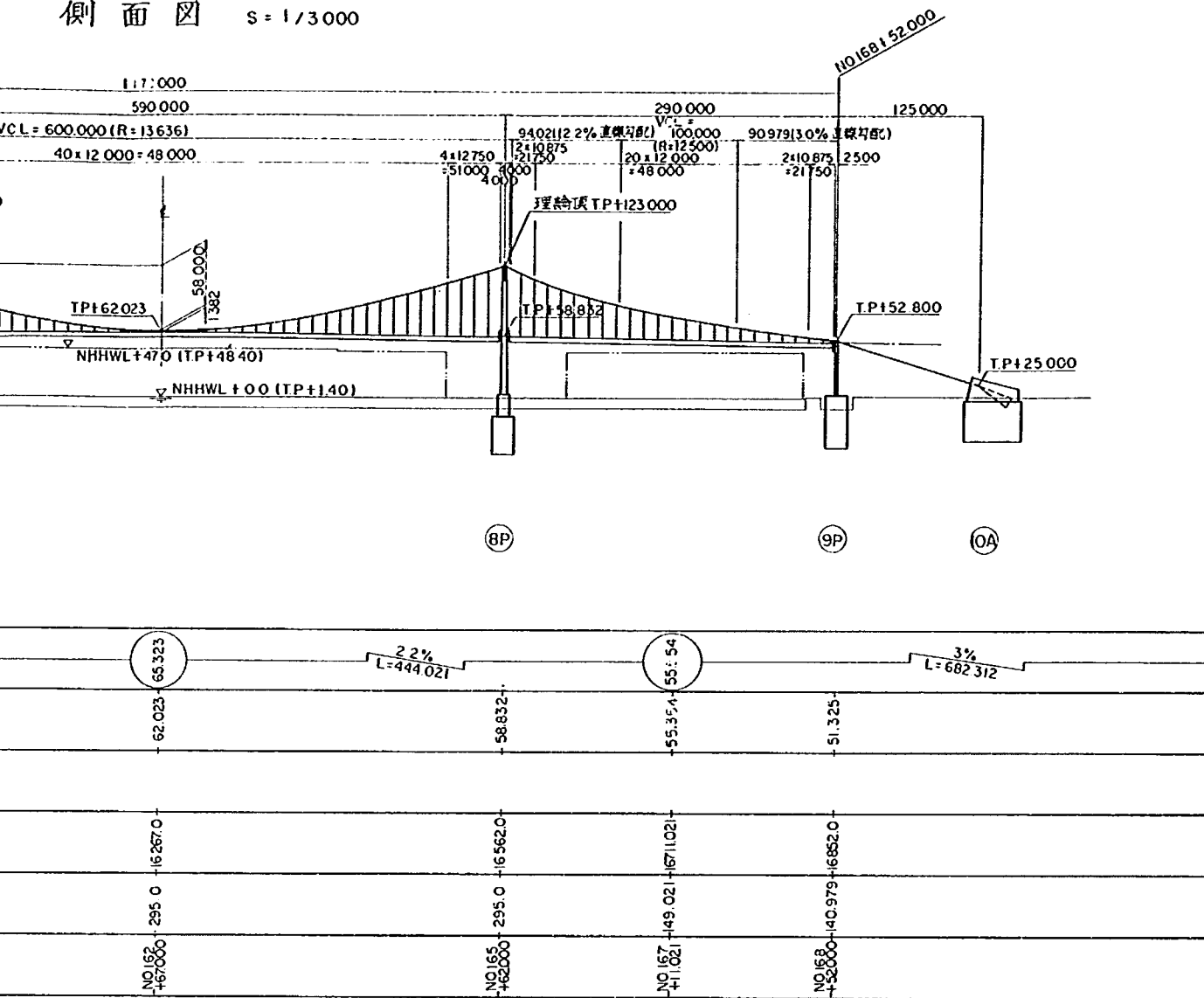


図-2.2.1 名港中央大橋（吊橋案）一般図

全体一般図

側面図 S=1/3000



塔一般寸法 S=1/600

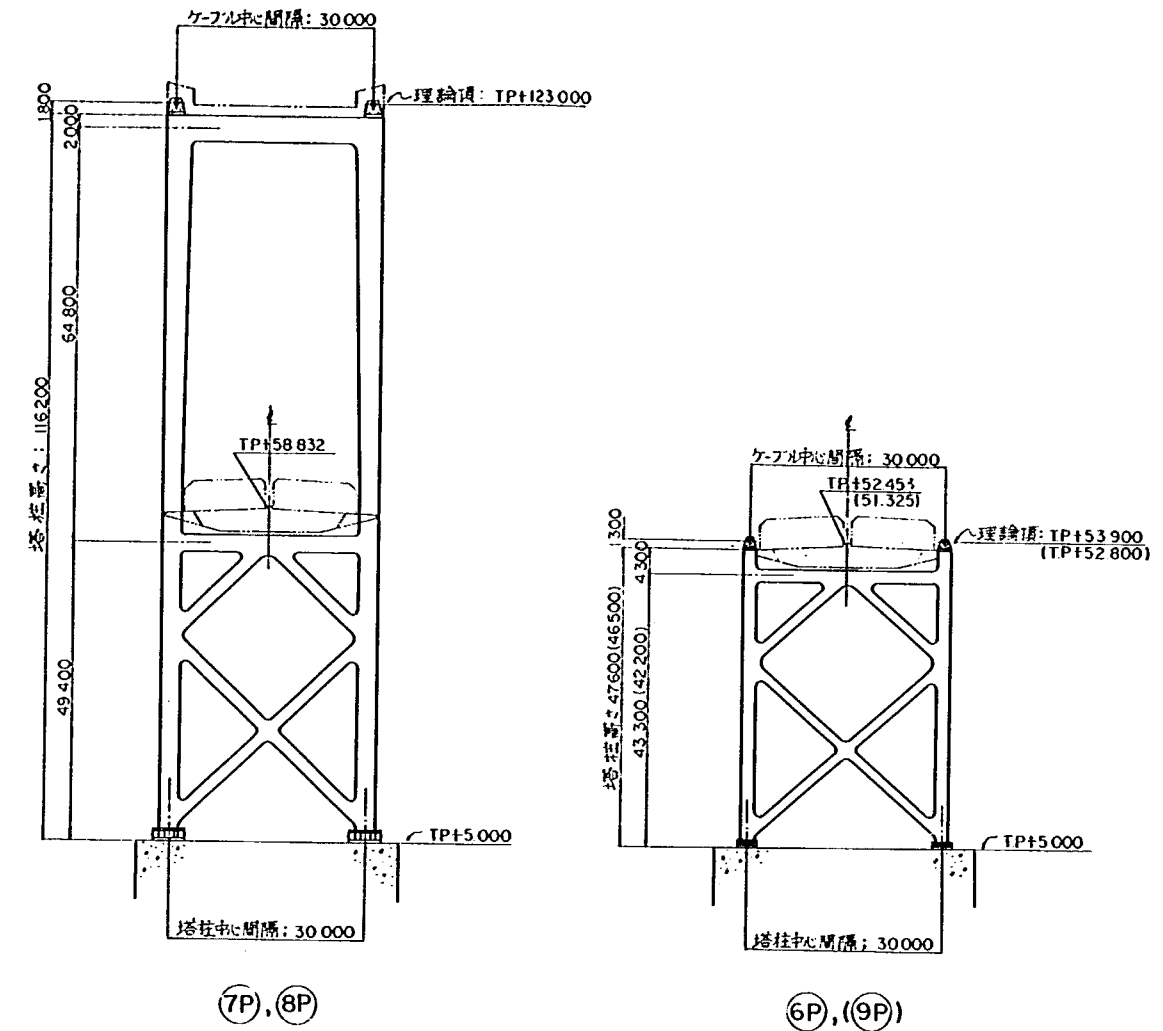
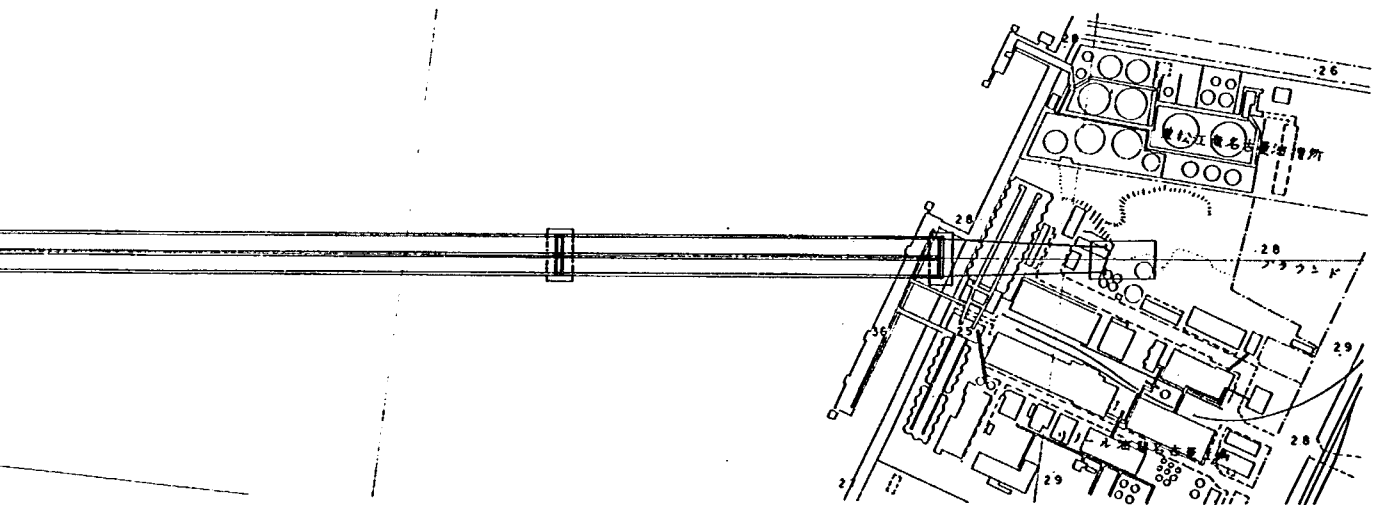
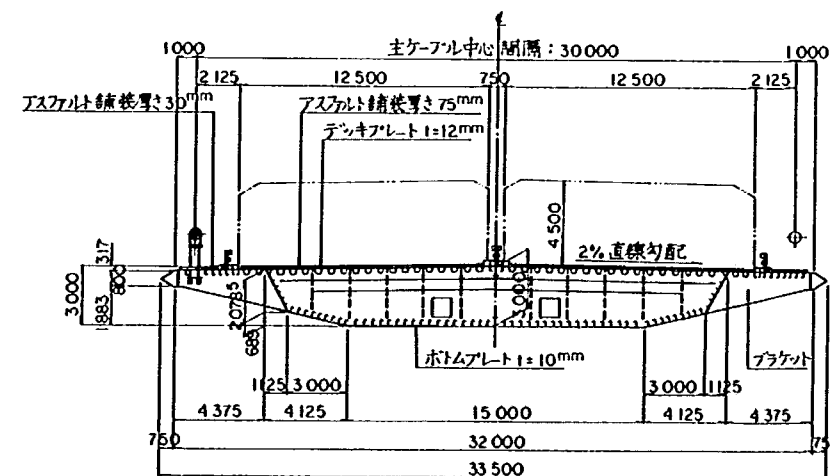


図-2.2.1

平面図 S=1/3000



桁断面形状 S=1/200



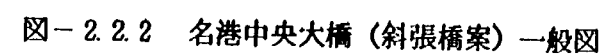
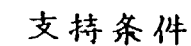
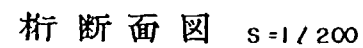
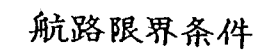
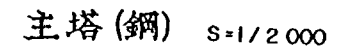
基本事項

橋名	名港中央大橋
形式	吊橋(3径間2ヒンジ吊橋)
支間割	290,000+590,000+290,000
道路種別	2種1級
車線数	6車線
道路舗装厚	アスファルト 75mm

工事名	昭和37年度 名港中央大橋(吊橋) 上部工概略設計業務委託
施工場所名	
図面の種類	全体一般図
縮尺	図面番号 1/22
作成所名	名田田道工事事務所

図-2.2.1 名港中央大橋(吊橋案)一般図

側面図 $S=1/3000$



工事名	昭和59年度 名港中央大橋 (斜張橋)概略設計業務委託		
施工箇所名	B 水域		
図面の種類	全体一般図(一括施工案)		
縮 尺	1/3000, 1/2000, 1/200	図面番号	3 / 10
事務所名	名古屋四道工事事務所		

$$I_e = \left[\int_0^l I(x) \phi_0^2(x) dx \right] / \left[\int_0^l \phi_0^2(x) dx \right] \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 ϕ_h ；鉛直たわみ振動モード、 ϕ_0 ；ねじれ振動モード、 x ；橋軸方向座標、 l ；橋長。

上式から明らかなように、 m あるいは I が橋軸方向に一樣な場合は、 m_e および I_e はそれぞれ m および I に等しくなる。振動モードとしてはそれぞれ最低次のモードを用いた。また、ケーブルの影響は、その1/2の質量を定着点の位置に、橋軸方向に一樣に分布させることにより考慮した。一方、吊橋案については、ケーブルの全質量をハンガー定着点の位置に、橋軸方向に一樣に分布させた。

1 自由度の自励振動（渦励振、ギャロッピング、ねじれフラッター）の特性を調べる試験では、(2.1)式の相似則は次のように緩和できる。

$$(m/(\rho B^2)) \cdot \delta_h, U/(f_h B), \text{ または } (I/(\rho B^4)) \cdot \delta_0, U/(f_0 B) \dots\dots\dots (2.3)$$

試験では(2.1)式の相似則を基本とし、これを満たすことができない場合は(2.3)を用いた。ただし、後述のように、発現した現象は渦励振であったため、(2.3)の相似則で十分であったものと考えられる。

模型は鉛直たわみ・ねじれ2自由度で支持したが、振動数比 f_0/f_h は実験値よりも小さく設定した。鉛直たわみモードとねじれモードとが連成する連成フラッターでは、一般にこの振動数比が小さいほどその発現風速は低くなり、今回の試験は安全側であったといえるが、後述のようにいずれの断面も連成フラッターは発現しなかったため、本橋の耐風性を評価する際、振動数比が実橋値と異なることの影響は無視してよいものと考えられる。

模型の回転中心は、吊橋案の場合は重心とせん断中心の1/2点に設定したが、斜張橋案の場合は、橋軸方向でその位置が変化すること、振動解析では中立軸を基準軸としケーブル定着位置もこの高さに合わせていること、などの理由により回転中心を中心軸の位置に設定した。

模型断面図を図-2.3に、試験条件を表-2.1にそれぞれ示す。使用した風洞は土木研究所の非常空気力風洞であり、気流は乱れのほとんどない一様気流を用いた。質量および極慣性モーメントは付加質量により調整し、減衰は加振減衰器の抵抗により調整した。風速はピトー管および精密微差圧計により測定し、模型の振動変位は光学式変位計により測定した。

図-2.3に示した各模型につき、迎角をそれぞれ 0° 、 $\pm 3^\circ$ 、 $\pm 5^\circ$ に設定し、実橋風速で設計風速の1.2倍（ $55.4 \text{ m/s} \times 1.2 = 66.5 \text{ m/s}$ ）までの風速範囲で風による振動性状を計測した。

2.3 試験結果

風による橋桁の振動が発現した迎角・風速範囲およびそのときの振動振幅をとりまとめて、表-2.2および図-2.4に示す。これらの結果より、吊橋の暫定断面、完成時断面および斜張橋の暫定時断面はいずれも、フラッターおよびギャロッピングなどの急激に発散するような振動に対しては、設計風速の1.2倍まで十分に安定であることがわかる。しかしながら、吊橋および斜張橋の暫定時断面では実験したすべての迎角で小さからぬ振幅の渦励振の発現が予想される。また、吊橋の完成時断面では迎角 $\pm 5^\circ$

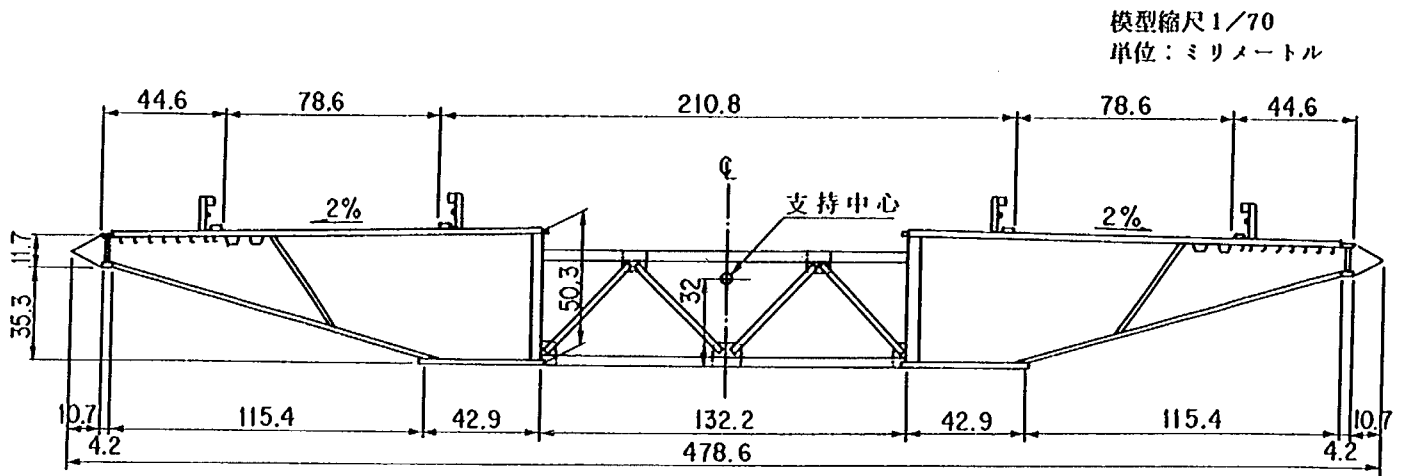


図-2.3.1 名港中央大橋模型断面（吊橋案，暫定時）

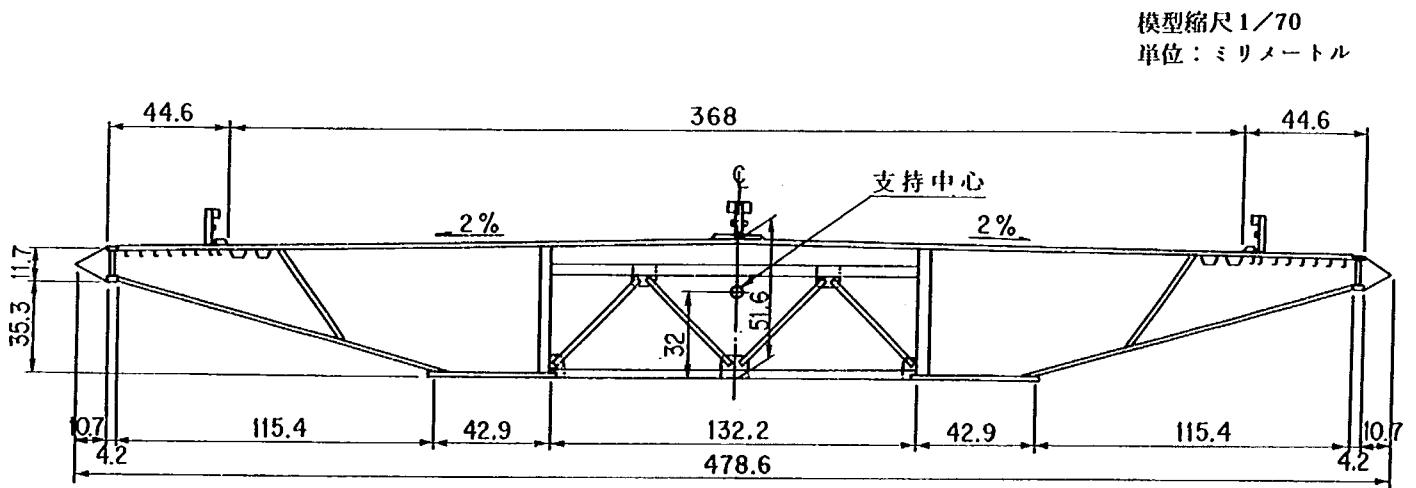


図-2.3.2 名港中央大橋模型断面（吊橋案，完成時）

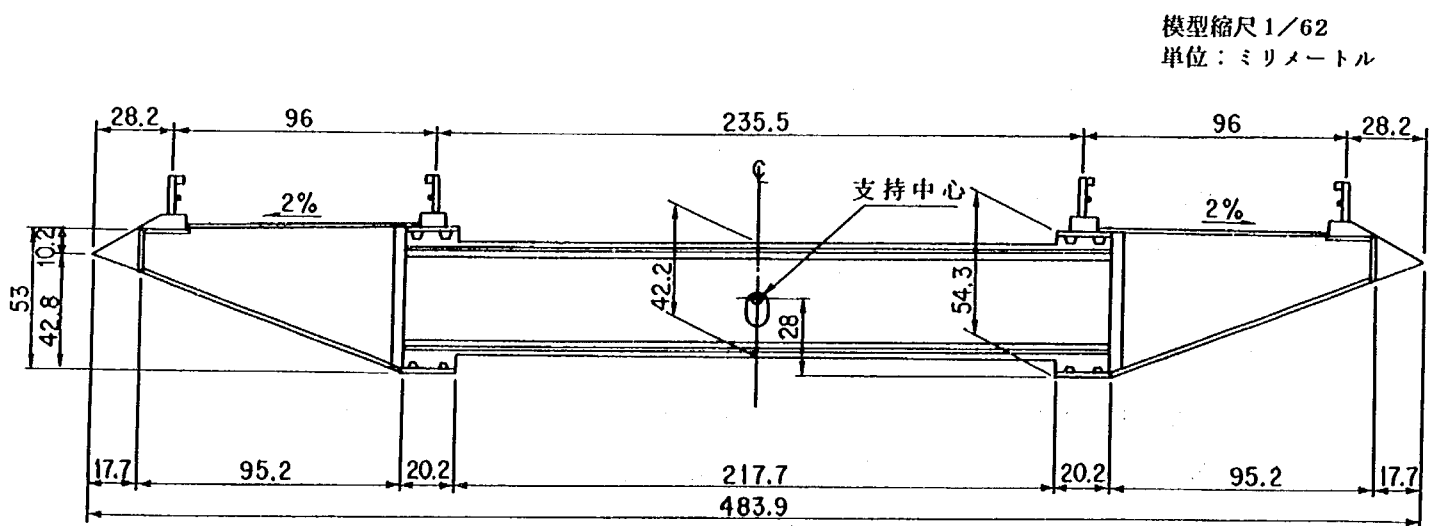


図-2.3.3 名港中央大橋模型断面（斜張橋，暫定時）

表- 2. 1. 1 試験条件 (吊橋案・暫定時)

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺		—	1/70	1/70
重 量		16.15 t/m/br.	3.23 kgf/model	3.357 kgf/model
極慣性モーメント		187 t・m・S ² /m/br.	0.763 kg・cm・S ² /model	1.132 kg・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度	
振 動 数	鉛直たわみ	0.124	—	2.26 Hz
	ね じ れ	0.388	—	5.39 Hz
振 動 数 比		3.13	—	2.38
無対衰 風数率 時減	鉛直たわみ	0.020	0.020	0.0192
	ね じ れ	0.020	0.020	0.0135
風 倍 速 率	鉛直たわみ	—	—	3.841
	ね じ れ	—	—	5.039

表- 2. 1. 2 試験条件 (吊橋案・完成時)

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺		—	1/70	1/70
重 量		20.93 t/m/br.	4.186 kgf/model	4.186 kgf/model
極慣性モーメント		197 t・m・S ² /m/br.	0.804 kg・cm・S ² /model	1.132 kg・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度	
振 動 数	鉛直たわみ	0.125	—	2.02 Hz
	ね じ れ	0.478	—	5.39 Hz
振 動 数 比		3.82	—	2.67
無対衰 風数率 時減	鉛直たわみ	0.020	0.020	0.020
	ね じ れ	0.020	0.020	0.0142
風 倍 速 率	鉛直たわみ	—	—	4.332
	ね じ れ	—	—	6.208

表- 2.1.3 試験条件 (斜張橋案・暫定時)

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺		—	1/62	1/62
重 量		22.02 t/m/br.	5.614 kg f/model	5.614 kg f/model
極慣性モーメント		270 t・m・S ² /m/br.	1.791 kg・cm・S ² /model	1.791 kg・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度	
振 動 数	鉛直たわみ	0.194	—	1.71 Hz
	ね じ れ	0.563	—	4.31 Hz
振 動 数 比		2.90	—	2.52
無対衰 風数率 時減	鉛直たわみ	0.020	0.020	0.020
	ね じ れ	0.020	0.020	0.020
風 倍 速 率	鉛直たわみ	—	—	7.034
	ね じ れ	—	—	8.099

表-2.2 渦励振および自励振動発現風速 (吊橋案)

模 型	振 動 モード	迎 角 (deg)	渦 励 振		フラッターおよび ギャロッピング 発現風速 (実橋換算 m/s)
			発 生 領 域 (実橋換算風速 m/s)	最 大 振 幅	
吊 橋 暫定時	鉛 直 たわみ	+ 5	1.07 ~ 1.85 3.21 ~ 4.41	0.011 (m) 0.193	66.5 以上
		+ 3	1.84 ~ 2.37 2.60 ~ 4.11	0.011 0.263	66.5 以上
		0	0.75 ~ 1.30 1.50 ~ 2.80	0.011 0.263	66.5 以上
		- 3	2.40 ~ 3.80	0.245	66.5 以上
		- 5	2.14 ~ 2.83	0.280	66.5 以上
	ねじれ	+ 5	8.05 ~ 9.81 13.37 ~ 19.82	0.25 (度) 1.78	66.5 以上
		+ 3	7.49 ~ 8.23 11.89 ~ 19.53	0.10 1.65	66.5 以上
		0	10.86 ~ 18.09	1.70	66.5 以上
		- 3	7.46 ~ 8.10 11.37 ~ 18.45	0.04 1.70	66.5 以上
		- 5	6.12 ~ 7.02 10.22 ~ 16.67	0.03 1.75	66.5 以上
吊 橋 完成時	鉛 直 たわみ	+ 5	2.70 ~ 2.95	0.035 (m)	66.5 以上
		+ 3	—	—	66.5 以上
		0	—	—	66.5 以上
		- 3	—	—	66.5 以上
		- 5	—	—	66.5 以上
	ねじれ	+ 5	11.07 ~ 12.10	0.15 (度)	66.5 以上
		+ 3	—	—	66.5 以上
		0	—	—	66.5 以上
		- 3	—	—	66.5 以上
		- 5	7.72 ~ 9.29	0.10	66.5 以上
斜張橋 暫定時	鉛 直 たわみ	+ 5	3.35 ~ 6.56	0.341 (m)	66.5 以上
		+ 3	3.93 ~ 6.21	0.366	66.5 以上
		0	2.75 ~ 4.35	0.357	66.5 以上
		- 3	2.74 ~ 4.33	0.341	66.5 以上
		- 5	3.88 ~ 6.13	0.295	66.5 以上
	ねじれ	+ 5	9.67 ~ 13.49 17.95 ~ 20.88	0.55 (度) 1.43	66.5 以上
		+ 3	9.59 ~ 14.30 17.07 ~ 28.60	0.60 2.80	66.5 以上
		0	7.44 ~ 12.88 15.37 ~ 29.57	0.65 3.15	66.5 以上
		- 3	7.38 ~ 12.59 15.42 ~ 28.42	0.65 3.28	66.5 以上
		- 5	9.74 ~ 14.47 17.01 ~ 28.87	0.55 3.72	66.5 以上

1. 最大振幅の鉛直たわみについて実橋換算片振幅 (m) を示し、ねじれについては片振幅 (度) で示す。
2. —印は振動が発生しないことを表わす。

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を示し、鉛直たわみについては橋桁幅員で除する。ねじれについては度で示す。

吊橋案（暫定時）

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を示し、鉛直たわみについては橋桁幅員で除する。ねじれについては度で示す。

吊橋案（完成時）

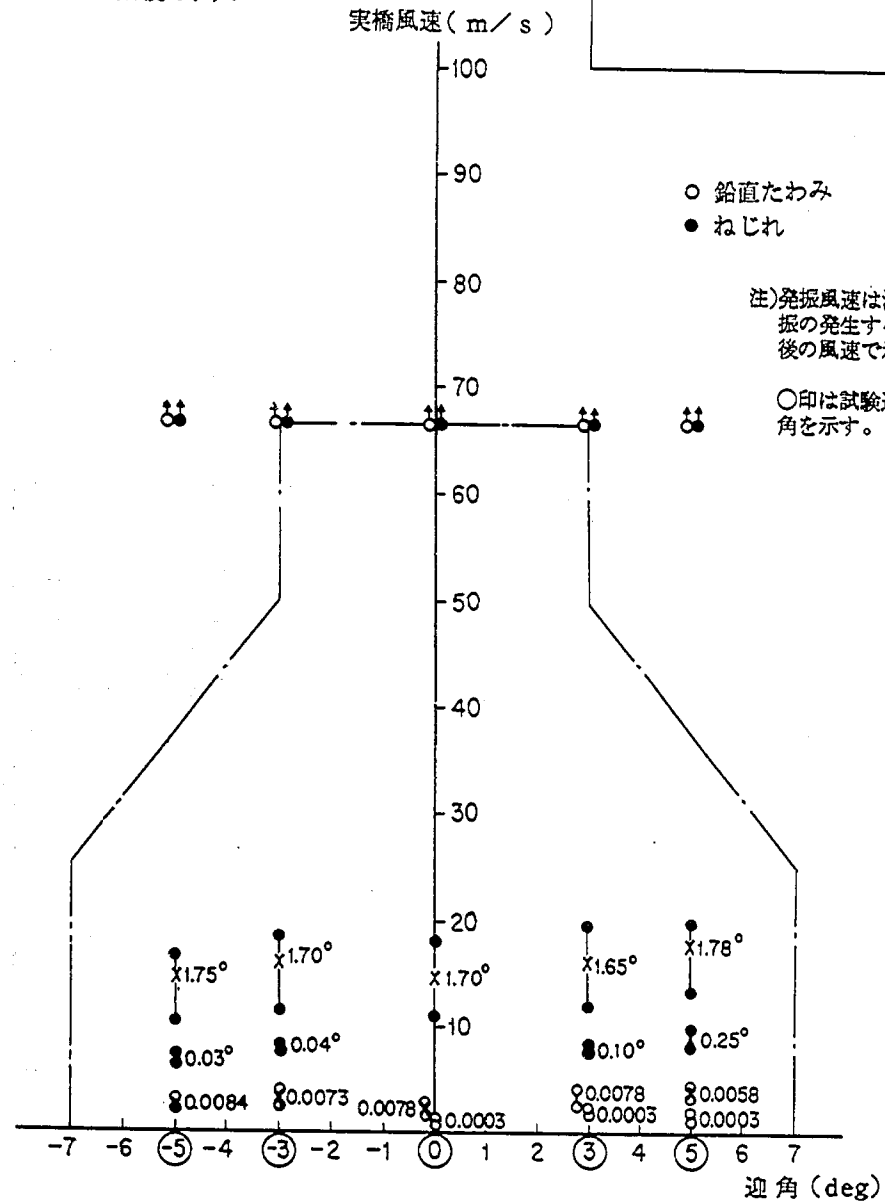


図-2.4.1 名港中央大橋橋桁 迎角一発振風速

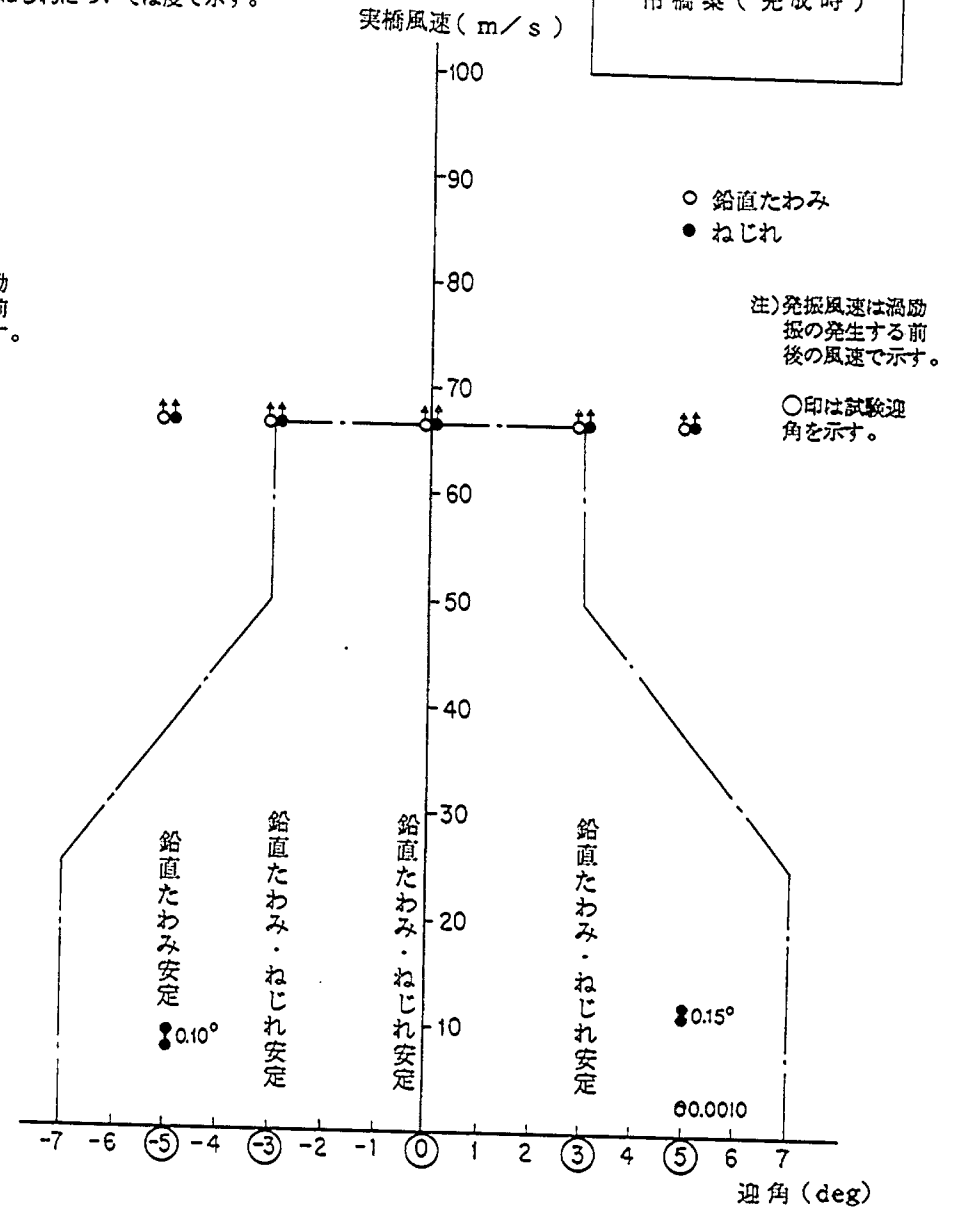


図-2.4.2 名港中央大橋橋桁 迎角一発振風速

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を示し、鉛直たわみについては橋桁幅員で除する。ねじれについては度で示す。

斜張橋案（暫定時）

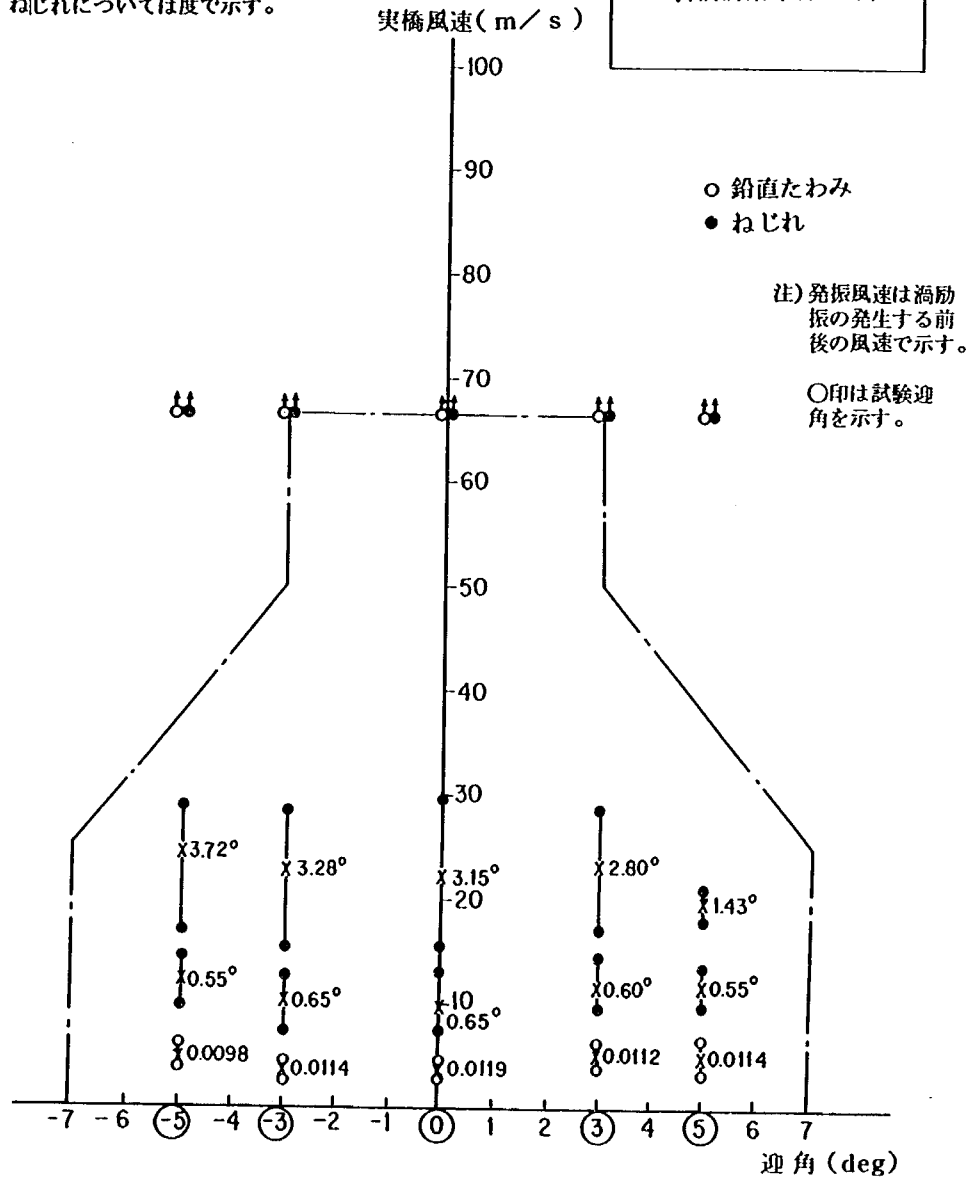


図-2.4.3 名港中央大橋橋桁 迎角一発振風速

で渦励振の発現が認められるが、その発現風速範囲は狭く振幅も小さい。

2.4 耐風性の検討

2.4.1 斜張橋完成時断面の耐風性の推定

斜張橋完成時断面の耐風性を、類似の断面形状を有する橋桁（白鳥大橋 A タイプ）の風洞試験結果¹⁾より推定する。この試験に用いた橋桁の断面形状を図-2.5 に、また振動が発現した風速と迎角との関係を図-2.6 に示す。試験条件は、 $m/(\rho B^2)=26$ 、 $\delta_h=0.02$ 、 $I/(\rho B^4)=2.6$ 、 $\delta_\theta=0.02$ 、 $f_\theta/f_h=2.3$ であった。図-2.6 より明らかなように、この橋桁は、迎角 3° で $U/(f_\theta B)=1.2\sim 1.6$ でねじれモードの渦励振が、また $U/(f_\theta B)=5.9$ でフラッターが発現するおそれがある。

名港中央大橋斜張橋案完成時断面を図-2.7 に示す。この断面の空力特性が先の白鳥大橋 A タイプのそれと同じと仮定する。本橋の構造特性に関する無次元パラメータは、 $m/(\rho B^2)=29$ 、 $\delta_h=0.02$ 、 $f_h=0.203\text{ Hz}$ （対称 1 次モード）、 $I/(\rho B^4)=2.7$ 、 $\delta_\theta=0.02$ 、 $f_\theta=0.732\text{ Hz}$ （対称 1 次モード）、 $B=30\text{ m}$ である。

渦励振の発現には、橋桁の断面形状および (2.3) 式に示す無次元パラメータが影響をおよぼすが、上述のように、断面形状、 $(m/(\rho B^2)) \cdot \delta_h$ 、 $(I/(\rho B^4)) \cdot \delta_\theta$ は白鳥大橋 A タイプの風洞試験時のものと、名港中央大橋斜張橋案完成時とはほぼ同じであるため、渦励振の発現振幅、発現風速は無次元化した量で両者は同一と考えられる。すなわち、名港中央大橋斜張橋案完成時は鉛直たわみモードの渦励振は迎角 $-3^\circ\sim 3^\circ$ の範囲で発現せず、ねじれ対称 1 次モードの渦励振は迎角 3° 、風速 $26\sim 35\text{ m/s}$ で最大振幅 0.55° のものが発現するおそれがある。

フラッターの発現には、橋桁の断面形状、(2.1) 式に示す無次元パラメータおよび振動数比 f_θ/f_h が影響をおよぼすが、振動数比を除き白鳥大橋風洞実験と名港中央大橋斜張橋案完成時とはほぼ同じである。また、一般に振動数比が大きいほどフラッター発現風速は高まる。名港中央大橋斜張橋案完成時の振動数比 (3.6) は白鳥大橋風洞実験時のそれ (2.3) に比べて高いため、本橋のフラッター発現風速は無次元風速で少くとも図-2.6 に示された値以上といえよう。すなわち、迎角 -3° で 171 m/s 以上、迎角 0° で 176 m/s 以上、迎角 3° で 130 m/s 以上と推定され、フラッターに対しては十分に安定であると考えられる。

2.4.2 各案の耐風性の比較

2.3 および 2.4.1 に述べたように、今回検討の対象とした橋桁断面はいずれも、橋梁を直ちに崩壊に導くような発散振動に対しては十分安全である。完成時断面については、迎角がついた状態で渦励振が発現するおそれがあるが、その振幅は小さく、また、断面形状のわずかな変更あるいは付属物の取付けにより、これを抑制できることが類似の断面による風洞試験により確認されているため¹⁾²⁾³⁾、実施設計の段階で対処が可能なものと考えられる。一方暫定時断面については 0° を含むすべての迎角で渦励振が発現するおそれがあり、その振幅も小さくない。この振動を抑制する方法については現時点では必ずしも明らかでないため、暫定時断面を採用する場合には、渦励振抑制対策および振動により発生する応力等に対する評価などに対し、より詳細な検討が必要であるものと考えられる。

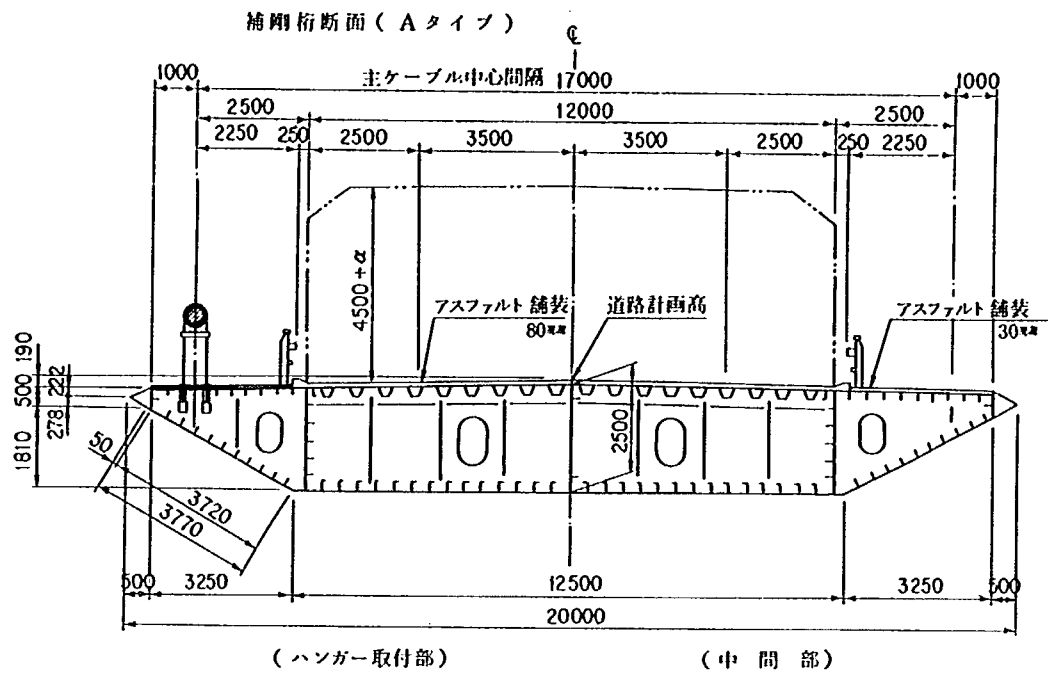


図-2.5 白鳥大橋補剛桁断面図 (Aタイプ)

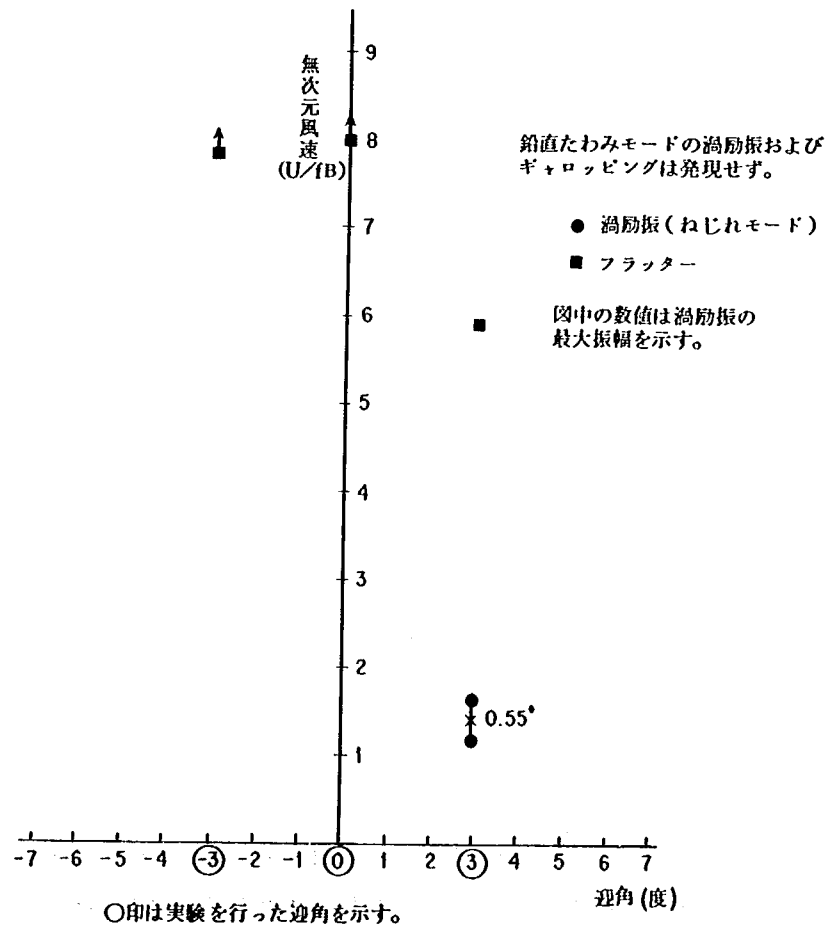


図-2.6 振動が発現した風速-迎角 (白鳥大橋 Aタイプ)

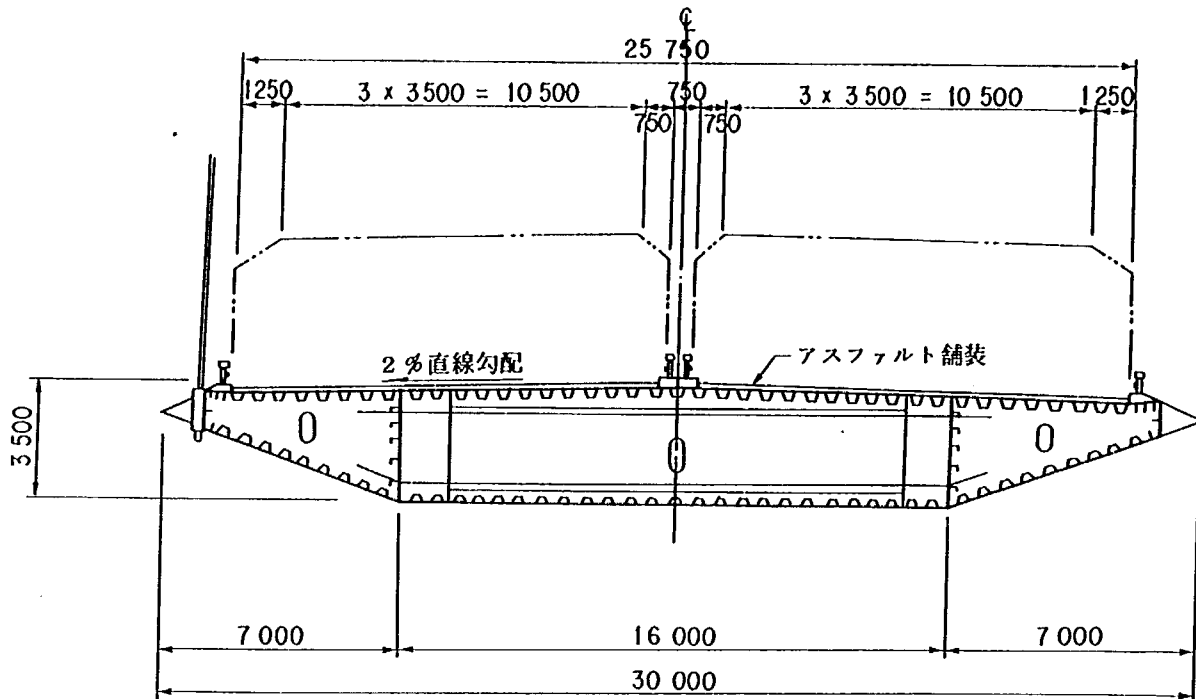


図- 2.7 橋桁断面図（斜張橋，完成時）

2.5 まとめ

名港中央大橋の吊橋案および斜張橋案について耐風性を調査した。吊橋案の完成時断面，暫定時断面および斜張橋案の暫定時断面については風洞試験を実施し，また斜張橋案の完成時断面については類似の断面に対する既往の風洞試験結果よりその耐風性を推定した。その結果以下の事項が明らかとなった。

- (1) いずれの断面も風による崩壊的な振動（フラッターあるいはギャロッピング）に対しては十分安全である。
- (2) 完成時断面は吊橋案および斜張橋案とも迎角が付加した状態で渦励振が発現するおそれがあるが，その振動は小さく，抑制対策も可能であり致命的なものではない。今後実施設計の段階で橋桁断面形状の見直しを含めて検討すれば良いと考えられる。
- (3) 暫定時断面は吊橋案および斜張橋案とも 0° を含むすべての迎角で渦励振が発現するおそれがあり，しかもその振幅は必ずしも小さくはない。したがって，暫定時断面を採用する場合には，渦励振抑制対策および振動により発生する応力等に対する評価などに対し，より詳細な検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造研究室；白鳥大橋の耐風性調査報告書，構造研究室資料第6号，昭和59年3月。
- 2) 建設省土木研究所構造研究室；末広大橋耐風性調査報告書，土研資料第797号，昭和48年3月。
- 3) 建設省土木研究所構造研究室；名港西大橋の耐風性調査報告書，土研資料第1741号，昭和56年12月。

3. 名港中央大橋斜張橋案の架設時耐風性調査

3.1 まえがき

第2章において、名港中央大橋の暫定時および完成時の耐風性の検討を行ったが、本章では斜張橋案の架設時の耐風性の検討を行った。すなわち、斜張橋案の架設方法の1つとして、現地の架設条件の制約から図-3.1.1.に示す方法(A案-2)が考えられている¹⁾。本架設案は中央径間にベントを設けない型式であるため、中央径間が張り出した状態でたわみやすい構造となり、耐風安定性についての検討が必要であると考えられた。このため、中央径間が最も張り出した閉合直前の段階(Step 6)を含む3つの架設段階(Step 3, 4, 6)を対象とし、昭和60年4月から7月にかけて土木研究所において実験的に耐風性の検討を実施した。調査結果をとりまとめて以下に報告する。

3.2 調査方法

調査は主として風洞実験により実施した。すなわち、形状および構造特性が実橋と相似の模型を製作し、これを風洞内に設置し、風による模型の変形および振動を計測した。模型化にあたっては、図-3.1.1に示すように、中央径間にベントを設けずに架設する部分のみを対象とし、主塔、桁およびケーブルを模型化した。気流としては、乱れのほとんどない一様気流の他に、自然風を相似させた乱流も使用した。

3.3 模型の製作および構造特性

模型の縮尺は、風洞測定部の幅、風洞で発生させる境界層乱流の乱れのスケール等を考慮して1/300に設定した。製作した模型は、形状、質量、剛性などが実橋と相似な3次元弾性模型である。

3.3.1 相似則

相似パラメータとしては次のものを考慮して、模型を設計した。

$$\frac{\sigma}{\rho}, \quad \frac{E}{\rho U^2}, \quad \delta \quad (3.1)$$

ここに、 σ ; 構造物の密度, ρ ; 空気密度, E ; ヤング率, U ; 風速, δ ; 構造物の対数減衰率。

レイノルズ数については、対象構造物の断面形状が角ばっているために、これを無視している。斜張橋の振動特性におよぼす重力の影響は2次的なものであるため、フルード数については相似させず、風速の換算比と長さの換算比とは独立に扱っている。ただし、ケーブルに対しては実橋相当の張力を与えることとした。このための付加張力の値は次のように設定した。実橋のケーブルには主として橋桁の自重により張力が作用し、また模型のケーブルには橋桁模型の自重および付加張力により張力が作用する。このケーブル張力と橋桁に作用する空気力との比を実橋と模型とで等しいとすれば、次の式が導かれる。

$$\left(\frac{mg\ell + G}{(1/2) \rho U^2 B C \ell} \right)_m = \left(\frac{mg\ell}{(1/2) \rho U^2 B C \ell} \right)_p \quad (3.2)$$

段 階	架 設 段 階 図	問 題 点
Step1 塔基部及びベントの海上架設 金城側で地組した塔基部及びベント上部を大ブロック架設する。		
Step2 補剛桁の海上架設及び取付橋塊の架設 Step-1 同様、補剛桁 金城埠頭3ブロック及び3P上ブロックの大ブロック架設		
Step3 塔の単材架設 フローチングクレーンで塔架設クレーンを上架し塔の単材架設を行なった架設クレーンとして、クローラークレーン、クライミングクレーン、クリーパークレーン等が考えられるが、部材供給方法と合わせて設定する必要がある。		
Step4 ケーブルの架設と残り補剛桁2ブロックの大ブロック架設		
Step5 ケーブルの架設と中央径間架設 中央径間先端にクレーンを設置し、片持ち架設を行なうクレーンとして、エレクター、三脚デリック、クローラークレーンが考えられるが、架設クレーン同様部材供給方法と合わせて選定する。		部材供給方法 耐風安定性
Step6 閉 合		耐風安定性
Step7 付帯工 完成		

図-3.1.1 架設方法 (A案-2)

ここに、 m ；橋桁の単位長さあたりの質量、 g ；重力加速度、 l ；橋桁長さ、 G ；橋桁に鉛直方向に付加させる張力、 B ；橋桁幅員、 C ；空気力係数、下添字 m ；模型、 p ；実橋。

長さおよび風速に関する縮尺を

$$\lambda_B = Bm / Bp = l_m / l_p \quad (3.3)$$

$$\lambda_U = U_m / U_p \quad (3.4)$$

と定義し、式(3.1)の相似パラメータより

$$m_m / m_p = \lambda_B^2 \quad (3.5)$$

を考慮すれば、(3.2)式は次のように書き改められる。

$$\lambda_G \equiv Gm / (mg l) p = \lambda_B^2 (\lambda_U^2 - \lambda_B) \quad (3.6)$$

式(3.6)で明らかなように、風速に関する縮尺 λ_U を $\sqrt{\lambda_B}$ 、すなわちフルード数が相似となるように設定すれば付加張力 Gm は不要である。各構造諸元の相似則、縮尺、実橋値および模型所要値をとりまとめて表-3.3.1に示す。

3.3.2 模型製作

主塔および桁模型は、剛性棒と外形材とからなり、剛性棒により剛性を相似させ、外形材により幾何学的形状を相似させた。質量に関する相似則を満足させるために、付加質量を取付けた。

ケーブルは、2～3本にまとめて模型化した。ケーブルの伸び剛性は、コイルばねにより相似させた。ケーブルに、桁の自重に相当する張力を負荷させるために、桁のケーブル定着点よりピアノ線を介してカンチレバー式の重力ばねを用いた。このばねの剛性は、ケーブル模型のコイルばねの剛性に比べ無視できるように小さく設定した。

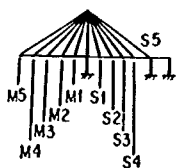
模型の概要を図-3.3.1に示す。また、質量、剛性などの調整方法を付録に示す。

3.3.3 模型の振動特性

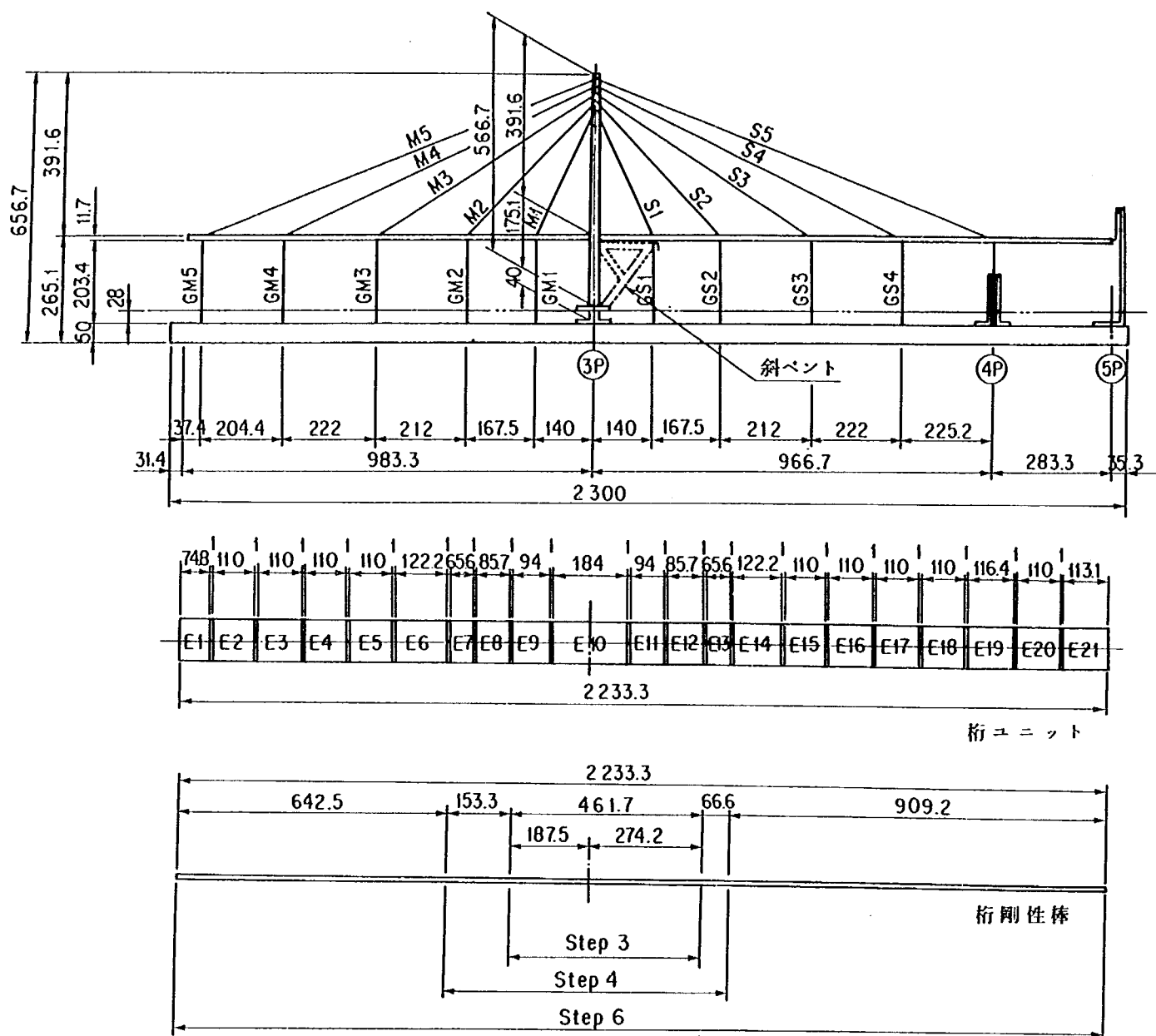
実橋を対象として計算された各架設段階における低次の固有振動数および振動モードを図-3.3.2に示す。これに対し模型において計測された固有振動数および対数減衰率を表-3.3.2に、また固有振動モードを図-3.3.3にそれぞれ示す。表-3.3.2に示されているように、Step 3の1次モードの無風時対数減衰率は約0.06と比較的大きい。このような構造系の減衰率については既往のデータがほとんどないため詳細は不明であるが、0.06よりも小さい減衰率をとる可能性の方が高いと思われること、および小さい減衰率に設定した方が安全側の結果を与えることなどの理由により、斜べントおよび桁を除いたStep 3'について主として耐風性の検討を行うこととした。Step 3'は減衰率が約0.015と小さく、1次の振動モードもStep 3とほとんど一致している。同様な考えにより、Step 4についても斜べントを除いたStep 4'により検討を実施した。Step 4'は、斜べントの取付く桁位置での1次モードの形がStep 4と異なるが、他はStep 4とほぼ同じモード形状を示している。Step 6は1次モード、2次モードとも実橋の計算値とほぼ同じモード形状を示している。以上より、今回使用した模型の振動特性は概ね実橋のそれを相似させているものと考えられる。

表- 3. 3. 1 名港中央大橋架設系模型設計値

項 目	相 似 則	縮尺 (模型/実橋)	実 橋 値	模型所要値
長 さ	λ_B	$1/300=3.33 \times 10^{-3}$		
風 速	λ_U	$1/10=0.1$		
時 間	$\lambda_T = \lambda_B / \lambda_U$	$1/30=3.33 \times 10^{-2}$		
単位長さあたり質量	$\lambda_m = \lambda_B^2$	1.11×10^{-5}		
桁 (桁自身)	$\left[\frac{m}{\rho B^2} \right]$		147 t/m	0.164 g/mm
(ケーブル分 全ケーブルの 1/2)			18 t/m	0.0201 g/mm
塔 ① (①)	部単位 材長さ あたり 軸方向		225 t/m	0.250 g/mm
② (②)			133 t/m	0.147 g/mm
③ (③)			27.5 t/m	0.306 g/mm
④ (④)			143 t/m	0.159 g/mm
単位長さあたり重量極慣性モーメント	$\lambda_I = \lambda_B^4$	1.23×10^{-10}		
桁 (桁自身)	$\left[\frac{I}{\rho B^4} \right]$		$1.09 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$	134.6 g $\cdot$ mm ⁴ /mm
(ケーブル分 1/2 のケーブルが中心から 幅員の 1/4 の点に作用)			$1.02 \times 10^2 \text{ t} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$	12.6 g $\cdot$ mm ⁴ /mm
剛性	$\lambda_{EI} = \lambda_U^2 \lambda_B^4$	1.23×10^{-12}		
桁 (EI, 水平面内)	$\left[\frac{EI}{\rho U^2 B^4} \right]$		$1.92 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$2.37 \times 10^9 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(EI, 鉛直面内)			$5.26 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$6.49 \times 10^7 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(GJ)	$\lambda_{GJ} = \lambda_U^2 \lambda_B^4$		$4.60 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$5.68 \times 10^7 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
塔 (EI, 橋軸方向①)	$\left[\frac{GJ}{\rho U^2 B^4} \right]$		$1.68 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$2.07 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
部材あたり (" , " ②)	$\lambda_{EA} = \lambda_U^2 \lambda_B^2$		$1.10 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$1.36 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(" , " ③)	$\left[\frac{EA}{\rho U^2 B^2} \right]$		$3.15 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$3.89 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(" , " ④)			$2.42 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$2.98 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
塔 (EI, 橋軸直角方向①)			$1.68 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$2.07 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(" , " ②)			$1.10 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$1.36 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(" , " ③)			$3.15 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$3.89 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
(" , " ④)			$2.42 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	$2.98 \times 10^8 \text{ g} \cdot \text{mm}^4$
ケーブル (EA, S1, M1)				$K = \frac{EA}{L}$
(EA, S2, M2)		1.11×10^{-7}	EA 35.8 $\times 10^5$ t	118 g/mm
			43.6 $\times 10^5$ t	108 g/mm



項 目	相 似 則	縮尺 (模型/実橋)	実 橋 値	模型所要値
(E A, S 3, M 3)			$7.97 \times 10^5 \text{ t}$	105 ㌔/mm
〔模型化した 10種類のケ ーブルにつ いて記述〕 (E A, M 4)			$9.37 \times 10^5 \text{ t}$	126 ㌔/mm
(E A, M 5)			$7.81 \times 10^5 \text{ t}$	849 ㌔/mm
(E A S 4)			$7.97 \times 10^5 \text{ t}$	107 ㌔/mm
(E A S 5)			$9.15 \times 10^5 \text{ t}$	97.6 ㌔/mm
付加張力	$\lambda_G = \lambda_B^2 (\lambda_U^2 - \lambda_B)$	7.41×10^{-8}		
(G S 1, G M 1)	桁自重 W		—	73.3 ㌔
(G S 2, G M 2)	$\left[\frac{W}{\rho U^2 B^2} \right]$		—	62.1 ㌔
〔S 5を除く 各ケーブル の定着点に 付加〕 (G S 3, G M 3)	桁質量 M		—	71.0 ㌔
(G M 4)	$\left[\frac{M}{\rho B^3} \right]$		—	69.8 ㌔
(G M 5)			—	71.6 ㌔
(G S 4)			—	73.2 ㌔



- step 3 ; 主塔+桁 (E 9 ~ E 1 2) + 斜ベント
 step 3' ; 主塔のみ
 step 4 ; 主塔+桁 (E 7 ~ E 1 3) + ケーブル + 斜ベント
 step 4' ; 主塔+桁 (E 7 ~ E 1 3) + ケーブル
 step 6 ; 主塔+桁 (E 1 ~ E 2 1) + ケーブル

図- 3. 3. 1. 1 模型全体図

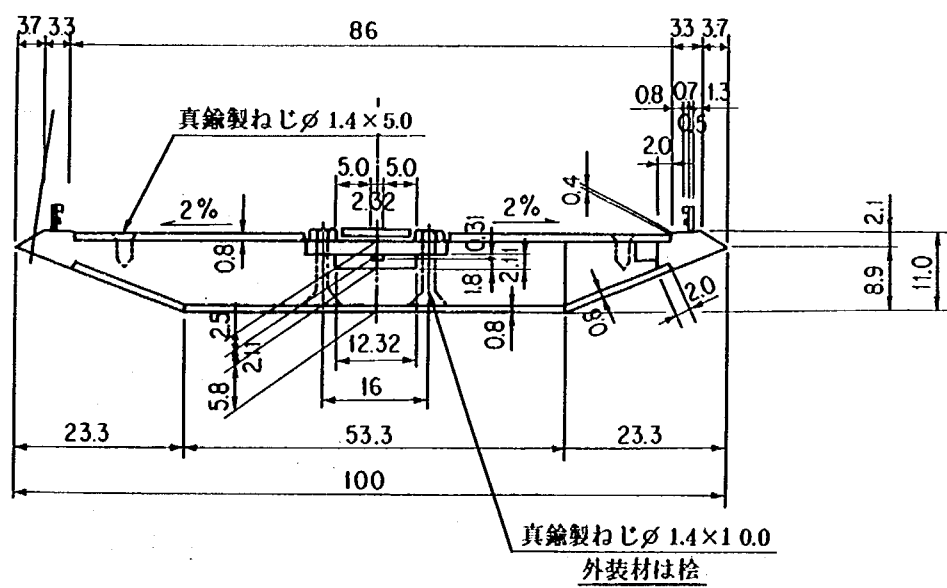
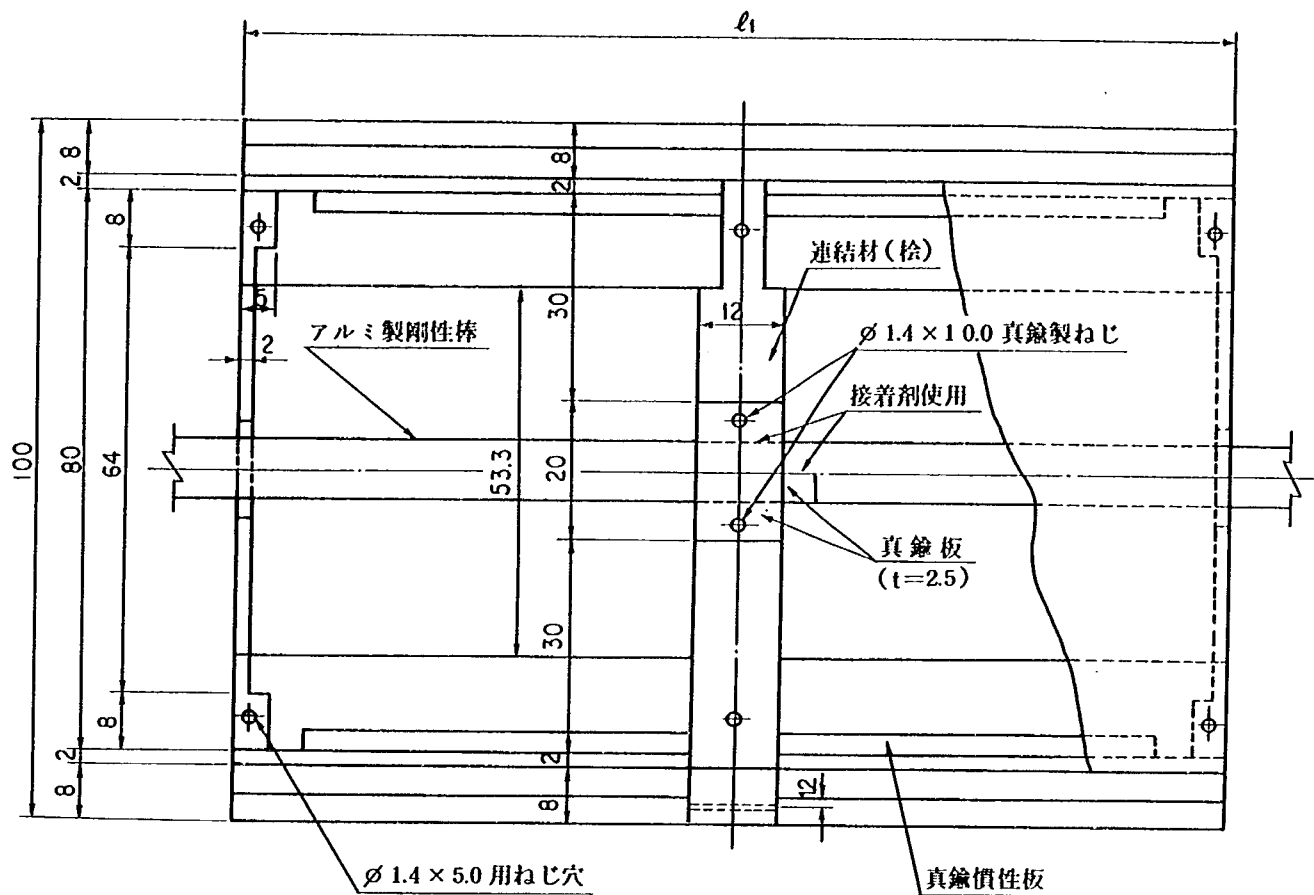


図- 3. 3. 1. 2 橋桁模型図

主 塔

S=1:2

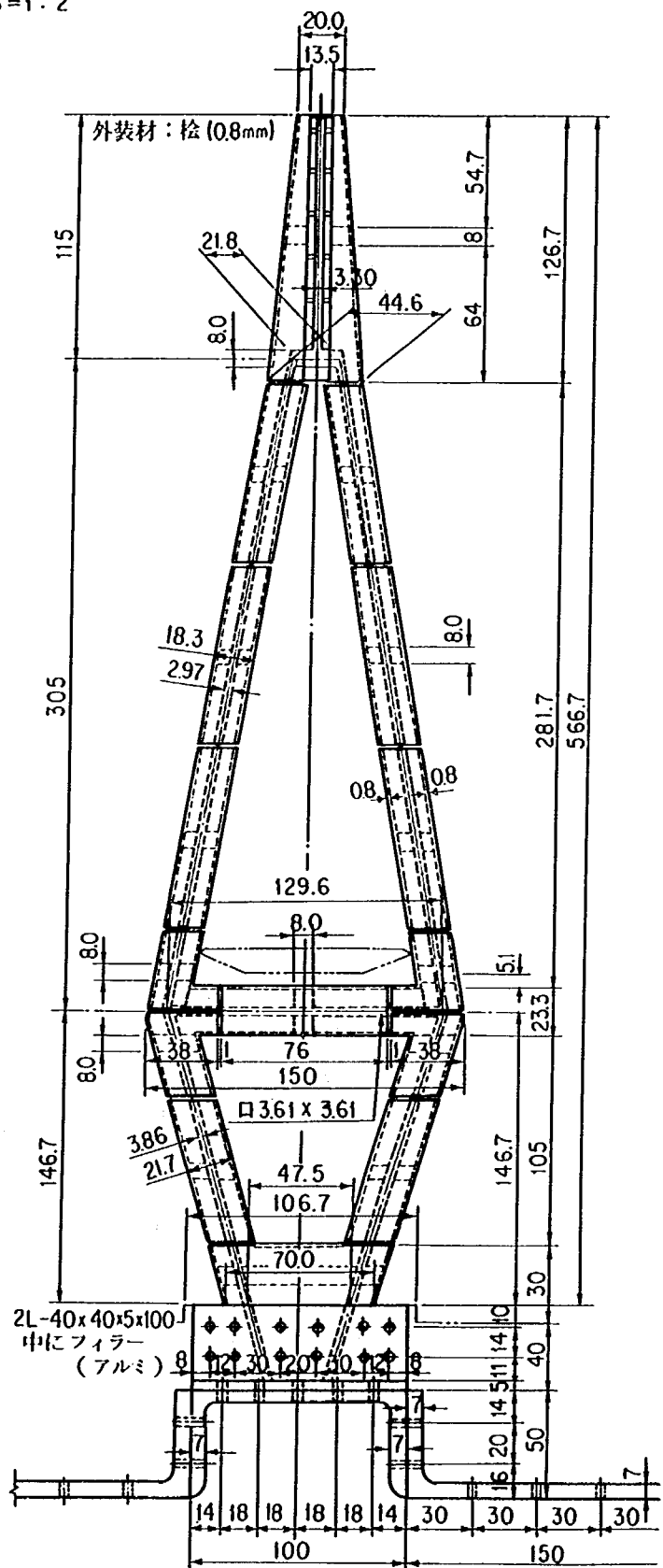
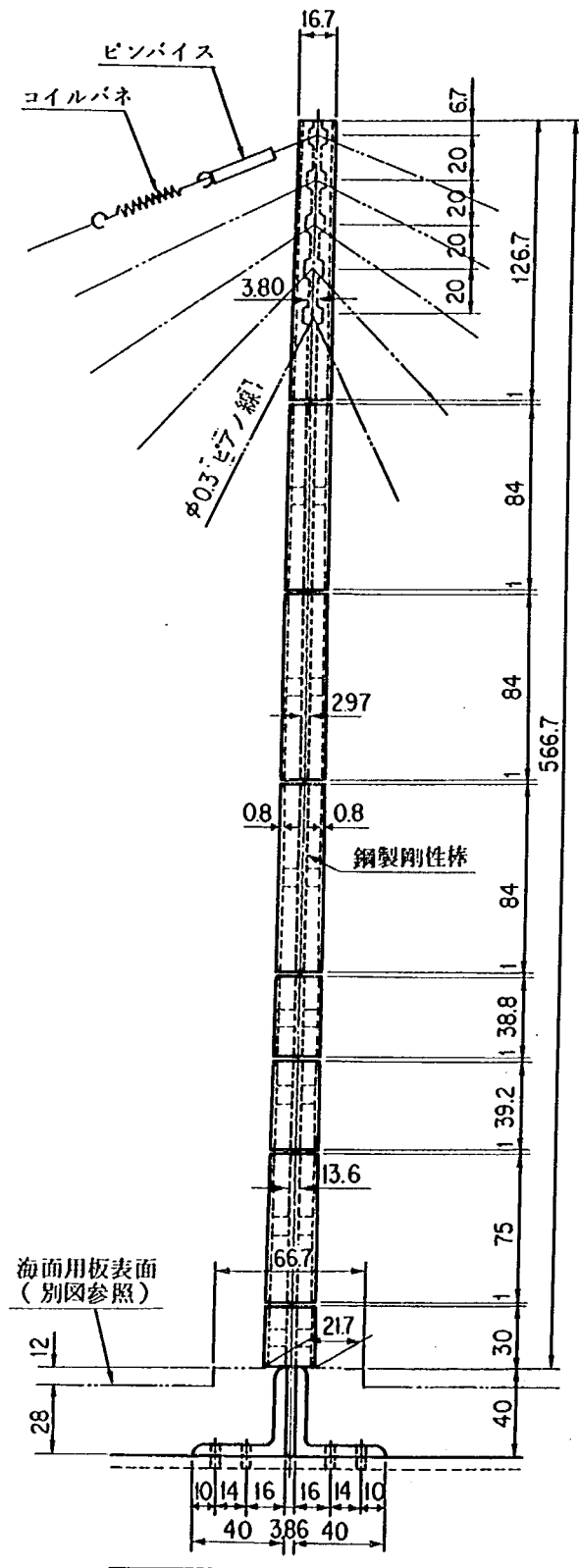
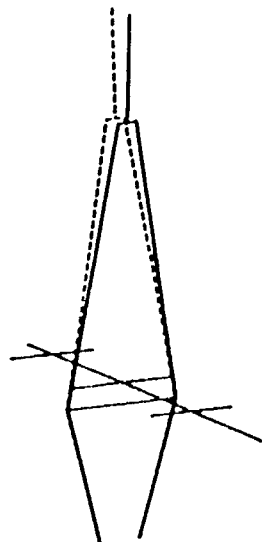


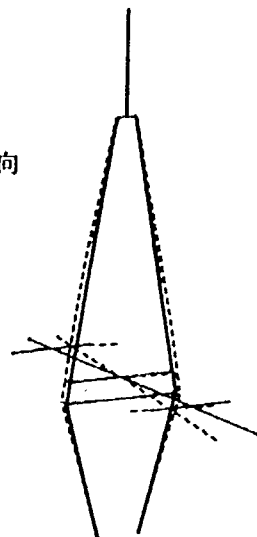
図-3.3.1.3 主塔模型図

主塔橋軸方向



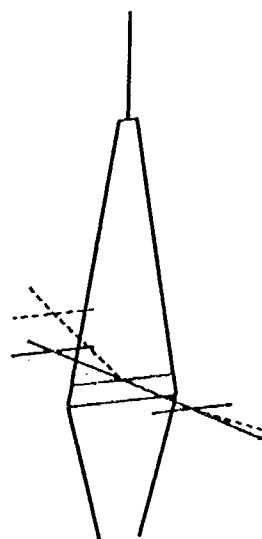
1次 $T = 4.452$ 秒 $f = 0.2246$ Hz

橋桁水平方向



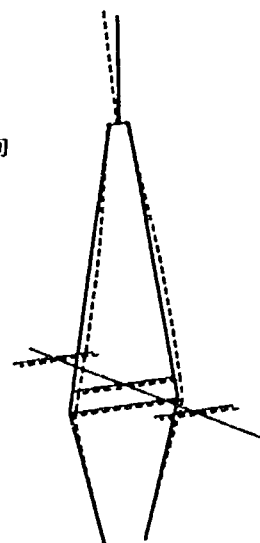
4次 $T = 1.179$ 秒 $f = 0.8482$ Hz

橋桁鉛直方向



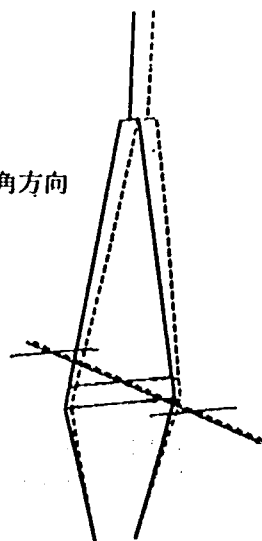
2次 $T = 1.780$ 秒 $f = 0.5618$ Hz

主塔橋軸方向



5次 $T = 1.158$ 秒 $f = 0.8636$ Hz

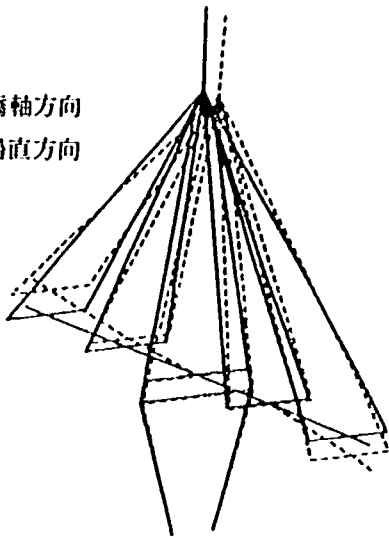
タワー橋軸直角方向



3次 $T = 1.704$ 秒 $f = 0.5869$ Hz

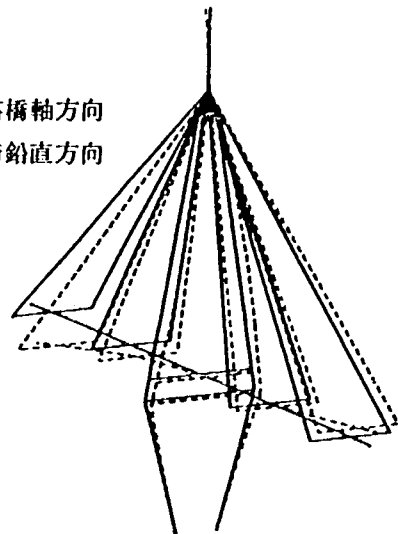
図- 3.3.2.1 Step3 固有振動モード
(実橋, 計算値)

主塔橋軸方向
橋桁鉛直方向



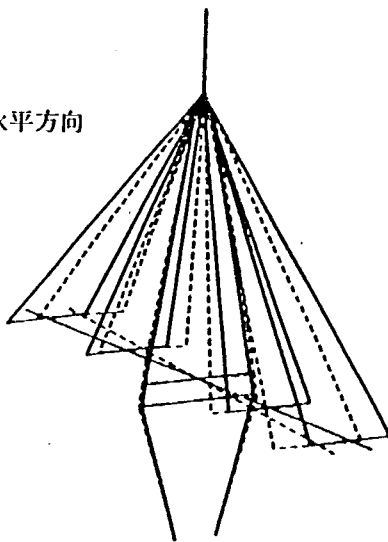
1次 $T = 2.631$ 秒 $f = 0.3801$ Hz

主塔橋軸方向
橋桁鉛直方向



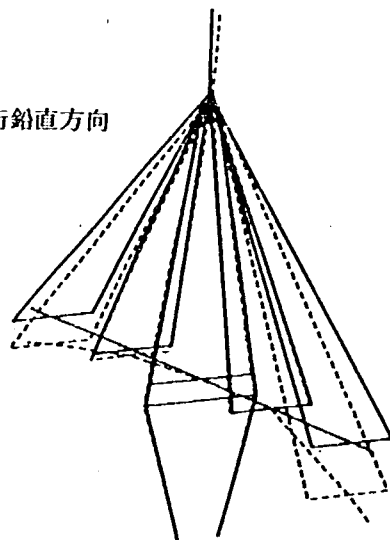
4次 $T = 1.365$ 秒 $f = 0.7326$ Hz

橋桁水平方向



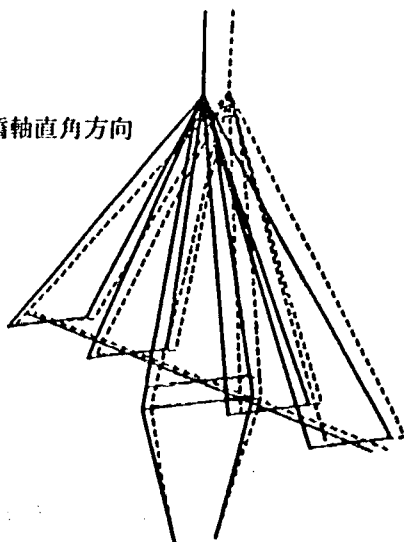
2次 $T = 2.470$ 秒 $f = 0.4049$ Hz

橋桁鉛直方向



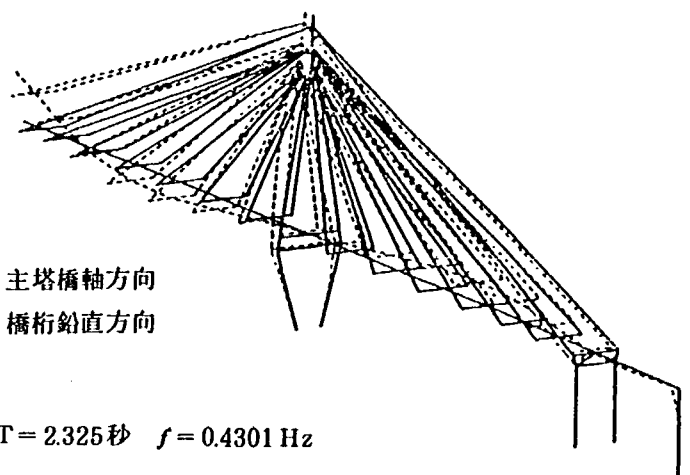
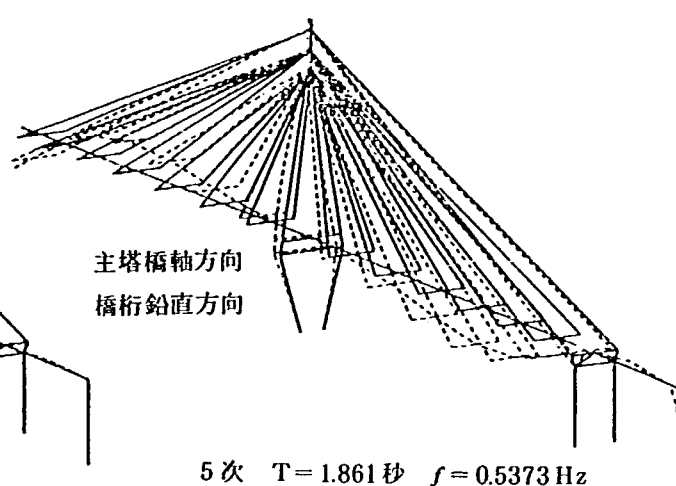
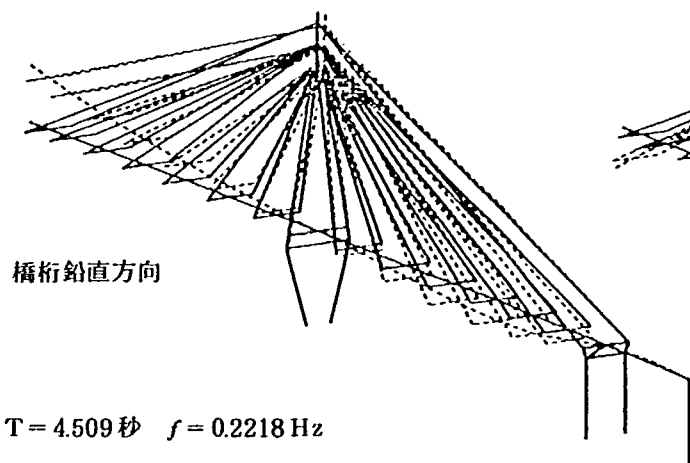
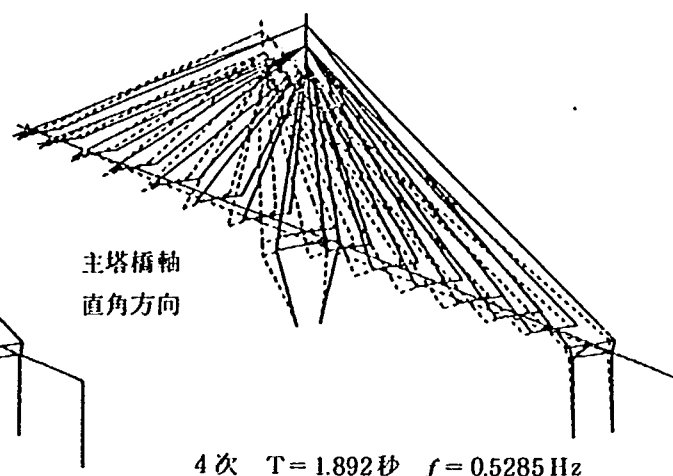
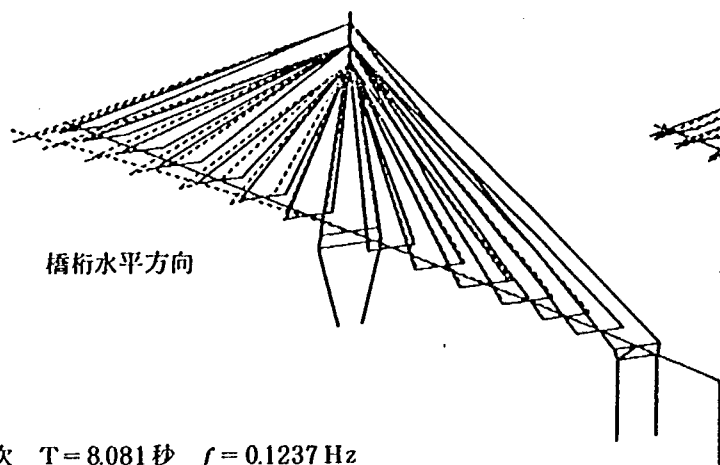
5次 $T = 0.951$ 秒 $f = 1.0515$ Hz

主塔橋軸直角方向



3次 $T = 1.764$ 秒 $f = 0.5669$ Hz

図-3.3.2.2 Step4 固有振動モード
(実橋・計算値)



ねじれモードの卓越した振動は
9次モードであり、その振動数は0.984 Hz
である。

図-3.3.2.3 Step 6 固有振動モード
(実橋・計算値)

表- 3. 3. 2 模型の固有振動数および無風時対数減衰率

架設段階	振動モード	気 流	固有振動数 (Hz)	無風時対数減衰率
Step 3	1 次	一様気流	7.7	0.060
		乱 流 I	7.4	0.058
		乱 流 II	7.4	0.065
Step 3'	1 次	一様気流	7.3	0.016
		乱 流 I	7.2	0.014
		乱 流 II	7.2	0.015
Step 4'	1 次	一様気流	5.8	0.022
		乱 流 I	5.8	0.019
		乱 流 II	5.8	0.020
	2 次	一様気流	11.2	0.031
		乱 流 I	11.2	0.037
		乱 流 II	11.2	0.038
Step 6	1 次	一様気流	4.3	0.013
		乱 流 I	4.3	0.012
		乱 流 II	4.3	0.012
	2 次	一様気流	7.6	0.012
		乱 流 I	7.5	0.013
		乱 流 II	7.5	0.013

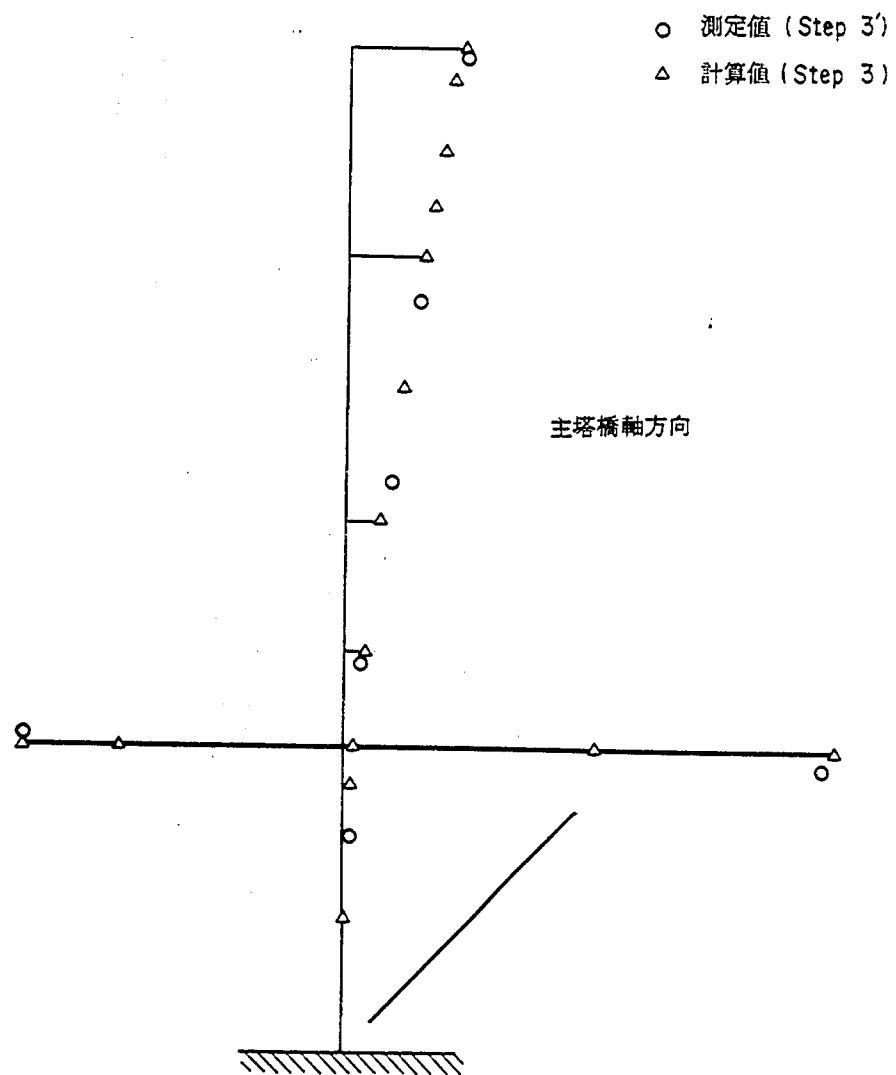


図-3.3.3.1 固有振動モード (Step 3, 1次モード)

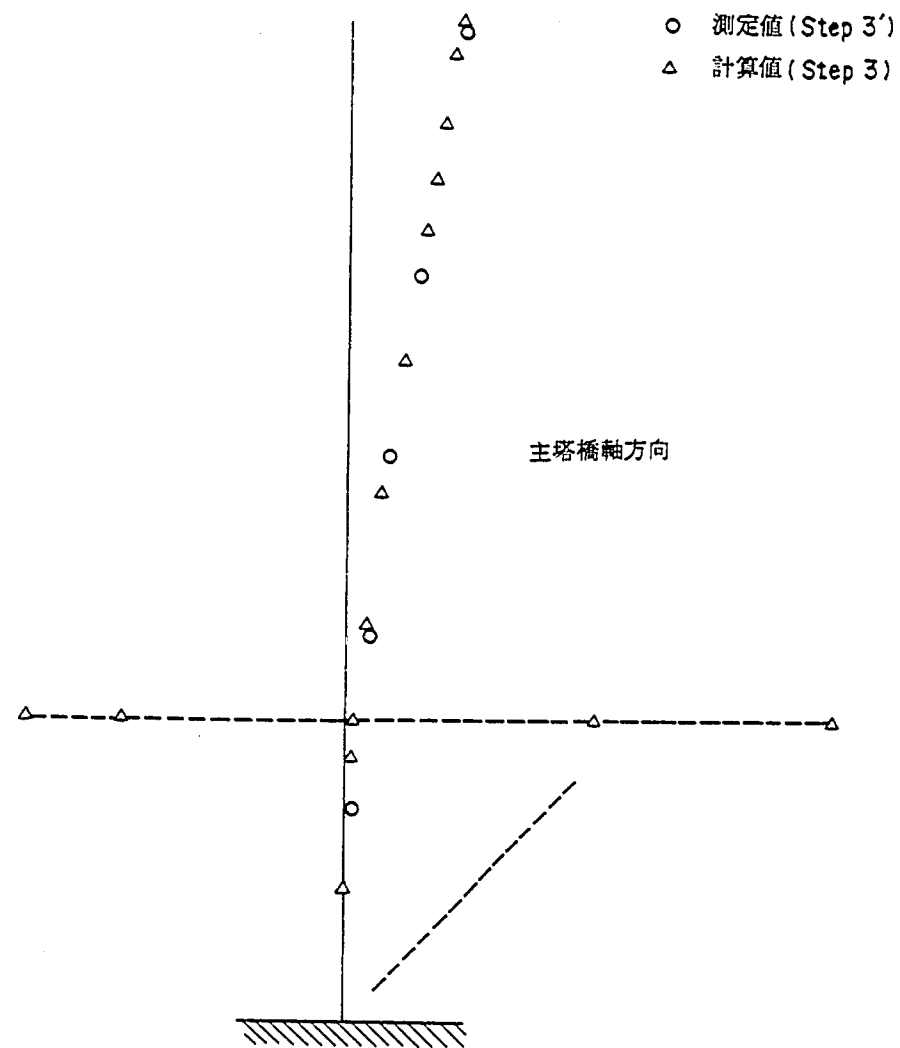


図-3.3.3.2 固有振動モード (Step 3', 1次モード)

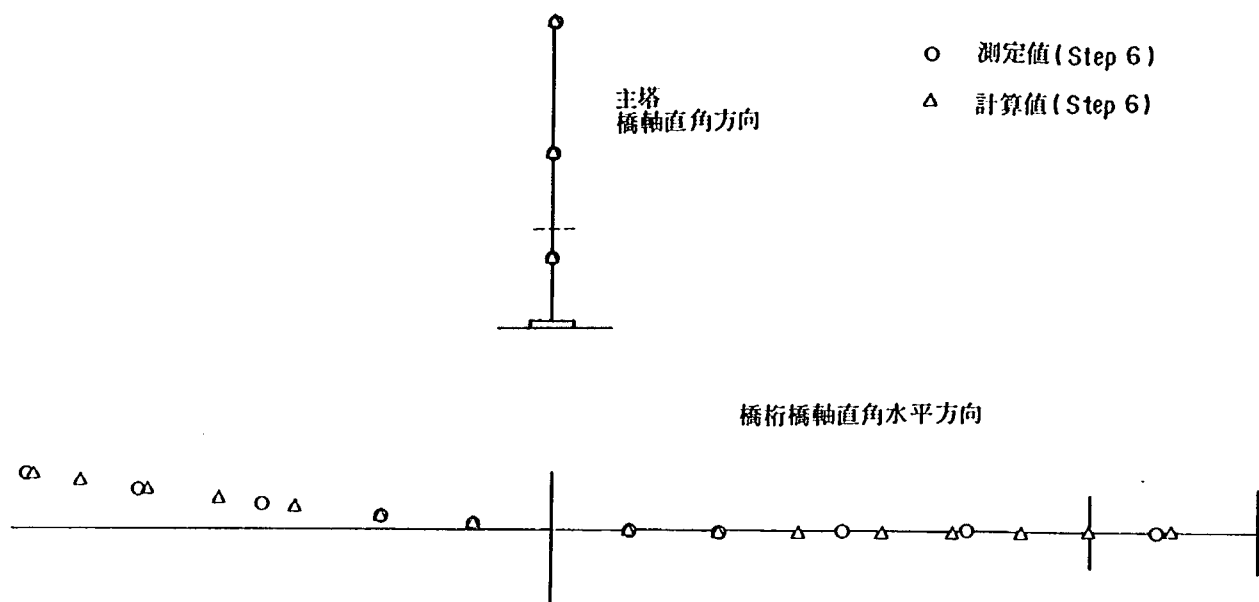


図-3.3.3.5 固有振動モード (Step 6, 1次モード)

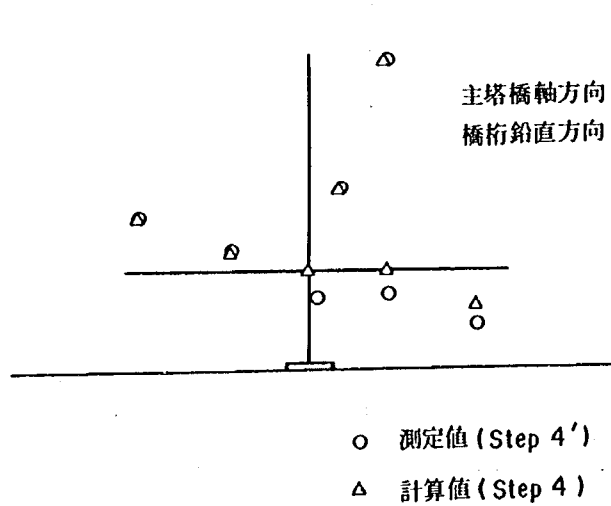


図-3.3.3.3 固有振動モード
(Step 4', 1次モード)

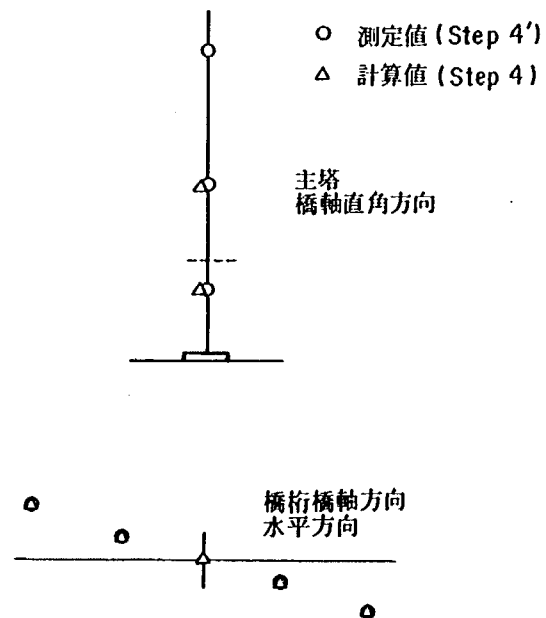


図-3.3.3.4 固有振動モード
(Step 4', 2次モード)

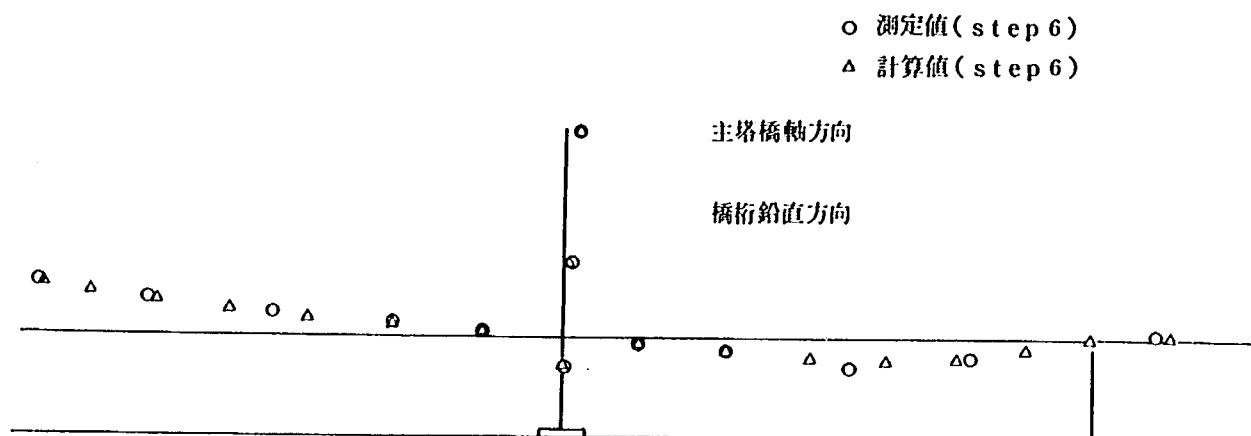


図-3.3.3.6 固有振動モード (Step 6, 2次モード)

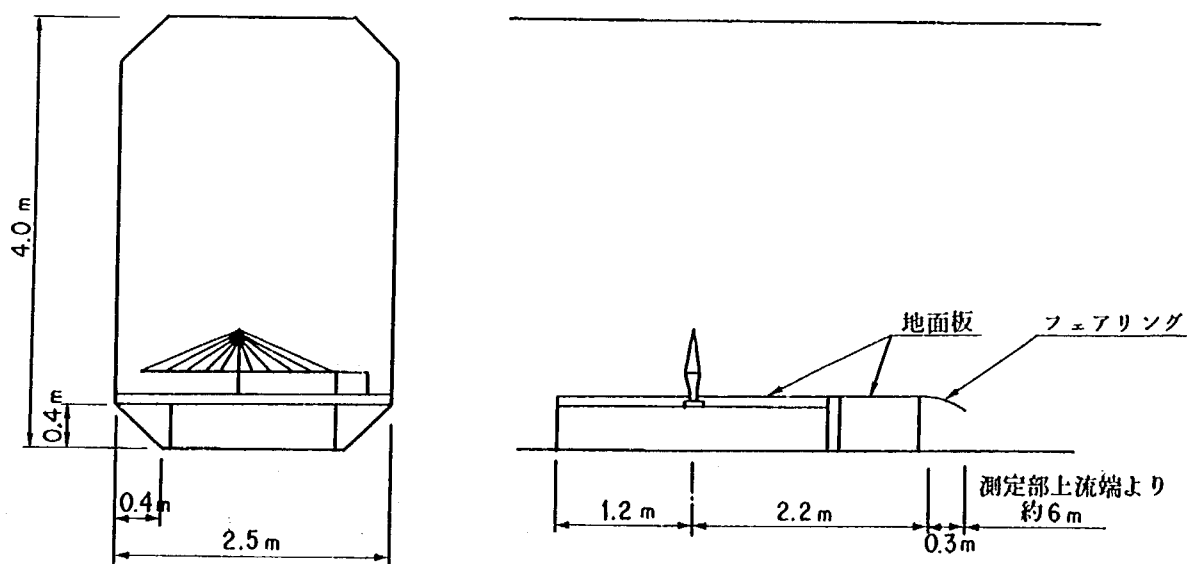


図-3.4.1 模型設置概要図

3.4 一様気流中での対風応答特性

3.4.1 実験方法

使用した風洞は、建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞である。本風洞の測定部は幅 2.5 m、高さ 4.0 m、長さ 10 m であり、4 隅に隅切り (0.4 m) が施してある。このため、図-3.4.1 に示すように地面板を用いた。さらに、地面板先端からの気流の剝離を防ぐために、フェアリングを取付けた。

風速の設定は送風機の回転数により制御した。すなわち、予め模型のない状態で模型位置における風速と回転数との関係を調べ、この関係を用い風速を設定した。

模型の変形および振動は光学式変位計により計測した。ターゲットとしては麦電球を用いた。着目点は原則として、タワーの頂部および中央径間側の橋桁先端とした。

実験は各架設段階で風向を変化させて実施した。風向および着目変位は図-3.4.2 のように定義した。実験ケースを表-3.4.1 に示す。

3.4.2 実験結果の整理方法

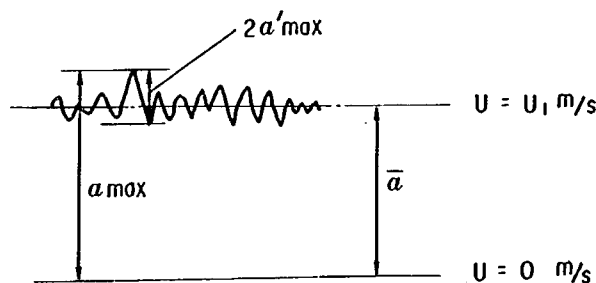
3.4.2.1 実橋風速への換算

渦励振については、無次元風速 U/fB (U ; 風速, f ; 振動数, B ; 代表長) が実橋と実験とで等しいと考え、実橋風速を求めた。

すなわち、
$$\lambda U = \frac{U_{\text{実験}}}{U_{\text{実橋}}} = \frac{f_{\text{模型}}}{f_{\text{実橋}}} \cdot \frac{1}{300}$$

静的変形およびガスト応答については、剛性棒、ケーブル等の弾性諸量の設計で用いた風速の縮尺 $\lambda U = 1/10$ を用いた。ただし、Step4' については構造系が異なるため、 U/fB により、実橋風速を求めた。

3.4.2.2 対風応答

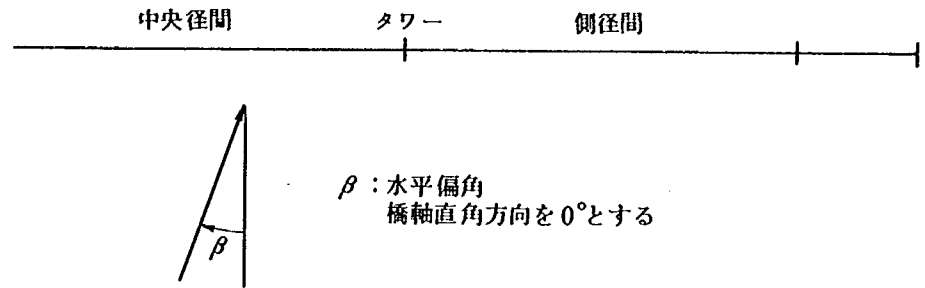


上図のとおり、静的変形 $\bar{a}$ は変位 a の平均値より定義し、振幅は最大振幅 $a'_{\max}$ で定義した。なお、乱流中の試験では静的変形と振動の影響により大きな変位が発生するが、これについては最大変位 $a_{\max}$ により定義した。計測時間は実橋換算で約30分間である。

3.4.3 実験結果

実験結果の概要を表-3.4.1の実験ケースに併せて示す。このうち、顕著な変形あるいは振動が発生したケースでの風速と応答との関係を図化した。一様流中での各架設段階の対風応答特性は次のとおりである。

◦ 風向の定義



◦ 着目変位の定義

タワー頂点の橋軸方向変位 (ℓ_T), 風下側への変位正

タワー頂点の橋軸直角方向変位 (p_T), 風下側への変位正

桁先端上流側の鉛直変位 (v_{Du}), 上向き正

桁先端下流側の鉛直変位 (v_{Dd}), 上向き正

桁先端の橋軸直角水平変位 (p_D), 風下側への変位正

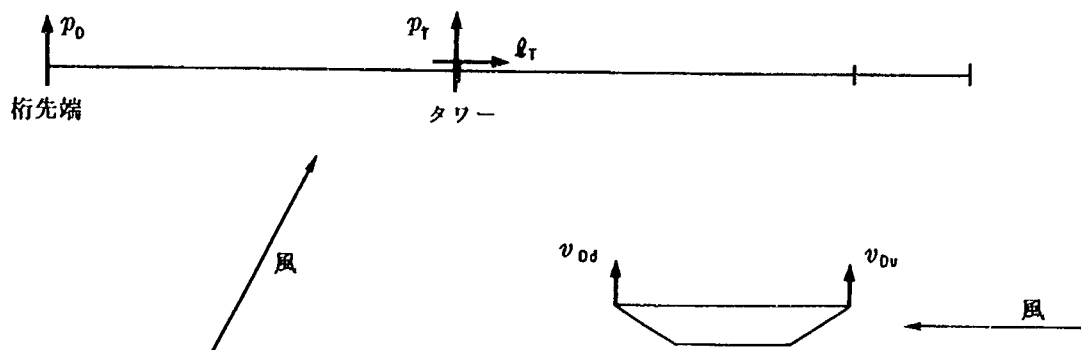


図-3.4.2 風向・着目変位の定義

表-3.4.1 実験ケースおよび結果の概要 (一様気流中)

実験番号	架設段階	風向 β (橋軸直角方向) を 0° とする	気 流	対 風 応 答 特 性 の 概 要		
				発散的な 自励振動	渦励振 (変位方向, 最大振幅, その風速)	静的な変形* (顕著な変形が発現した方向)
1	Step 3	0°	乱れのほとんどない一様気流	発 現 せ ず	タワー橋軸方向, $0.11m$, $12m/s$ (図-4.3)	顕著な変形は発現せず
2		90°			発現せず	タワー橋軸方向
3	Step 3'	0°			タワー橋軸方向, $1.14m$, $12m/s$ および $0.69m$, $46m/s$ (図-4.4)	顕著な変形は発現せず
4		10°			タワー橋軸方向, $0.09m$, $12m/s$ $0.64m$, $47m/s$ (図-4.5)	顕著な変形は発現せず
5		90°			発現せず	タワー橋軸方向
6	Step 4'	0°			桁鉛直, $0.30m$, $37m/s$ (図-4.6)	顕著な変形は発現せず
7		10°			発現せず	顕著な変形は発現せず
8		90°			発現せず	顕著な変形は発現せず
9	Step 6	0°			タワー橋軸方向 $0.09m$, $21m/s$ (図-4.7) 桁鉛直 $0.33m$, $21m/s$ (図-4.8)	桁水平方向
10		10°			タワー橋軸方向 $0.12m$, $22m/s$ (図-4.9) 桁鉛直 $0.33m$, $22m/s$ (図-4.10)	桁水平方向
11		80°			発現せず	顕著な変形は発現せず
12		90°			発現せず	顕著な変形は発現せず

* 桁位置の平均風速が $33m/s$ (架設時の基本風速に高度補正を施したもの) での変形がおよそ $0.15m$ あるいは 0.5° 以上のものを顕著な変形と呼んだ。

(1) Step 3

Step 3 で発現した現象は、タワーの橋軸方向の渦励振 ($\beta = 0^\circ$ (橋軸直角方向の風向))、実橋風速約 12 m/s 、図-3.4.3) および静的な変形 ($\beta = 90^\circ$) であった。ただし、このときの構造減衰率 δ_s は 0.06 と大きかったため、さらに低い δ_s における渦励振特性を調べるために、斜ベントおよび桁を除き、タワーのみの状態 (Step3') で実験を行った。Step3' ではタワーの固有振動数、振動モードは Step 3 とほぼ同じであるが、 δ_s は 0.02 と小さい。このとき渦励振振幅は増大し、また実橋風速約 46 m/s で 5 次モードの渦励振が発現する ($\beta = 0^\circ$ 、図-3.4.4)。 $\beta = 10^\circ$ のとき、低風速における渦励振振幅は非常に小さいが、高風速における渦励振振幅は $\beta = 0^\circ$ とほぼ同じである (図-3.4.5)。風向が 90° のときには Step 3 と同様にタワーが橋軸方向に静的に変形する。

(2) Step 4

Step 4 では Step 3 と同様な考えにより、斜ベントを除いた Step4' で実験を行った。Step4' では、桁の鉛直方向の渦励振 ($\beta = 0^\circ$ 、実橋換算風速約 37 m/s 、図-3.4.6) が観測され、またそれほど大きな値ではないがタワーの橋軸方向への静的な変形 ($\beta = 90^\circ$) も観測された。渦励振は 4 次のモードが卓越していた。なお、このケースでは静的な変形に関する実橋風速は無次元風速 U/fB により計算した。

(3) Step 6

Step 6 では風向がほぼ橋軸直角方向の場合 ($\beta = 0^\circ, 10^\circ$) に風速約 $21 \sim 22\text{ m/s}$ でタワー橋軸方向および桁の鉛直方向の渦励振が発現する (図-3.4.7 ~ 図-3.4.10)。ただし、この場合の振動数は 3 次モードのものであった。また、静的な変形としては桁の橋軸直角水平方向の変形が観測され、さらにそれほど大きな値ではないが桁のねじれ変形、タワーの橋軸直角方向の変形もそれぞれ観測された。一方、風向がほぼ橋軸方向の場合 ($\beta = 80^\circ, 90^\circ$) には、顕著な変形、振動は観測されなかった。

3.5 境界層乱流中での対風応答特性

3.4 に示したように、一様気流中での風洞試験より、本橋各架設段階では渦励振および静的変形が生じるおそれのあることが明らかとなった。しかしながら実際の自然風は風速が時間的にも空間的にも変動する乱流であり、気流の乱れにより渦励振振幅が影響を受けることが知られている。また、気流の乱れにより変動空気力が構造物に作用し、いわゆるガスト応答と呼ばれる不規則な振動が発生するため、構造物の最大応答 (変位あるいは応力) を推定するには一様気流中の試験より求めた静的変形のみでは不十分であり、これに加えさらにガスト応答による最大振幅をも考慮する必要がある。

このため、風洞内に境界層乱流を発生させ境界層乱流中での対風応答特性を計測した。

3.5.1 境界層乱流の発生方法

風洞内に乱流を発生する方法としては、格子をおく方法、床面にブロックやスパイアーを置く方法などがあるが、今回は模型の上流側にスパイアーを置いて乱流を発生させた。すなわち、スパイアー番号 1 2 1 2 およびスパイアー番号 2 8 1 2 の 2 種類のスパイアーをそれぞれ 4 体用いて境界層乱流 I およ

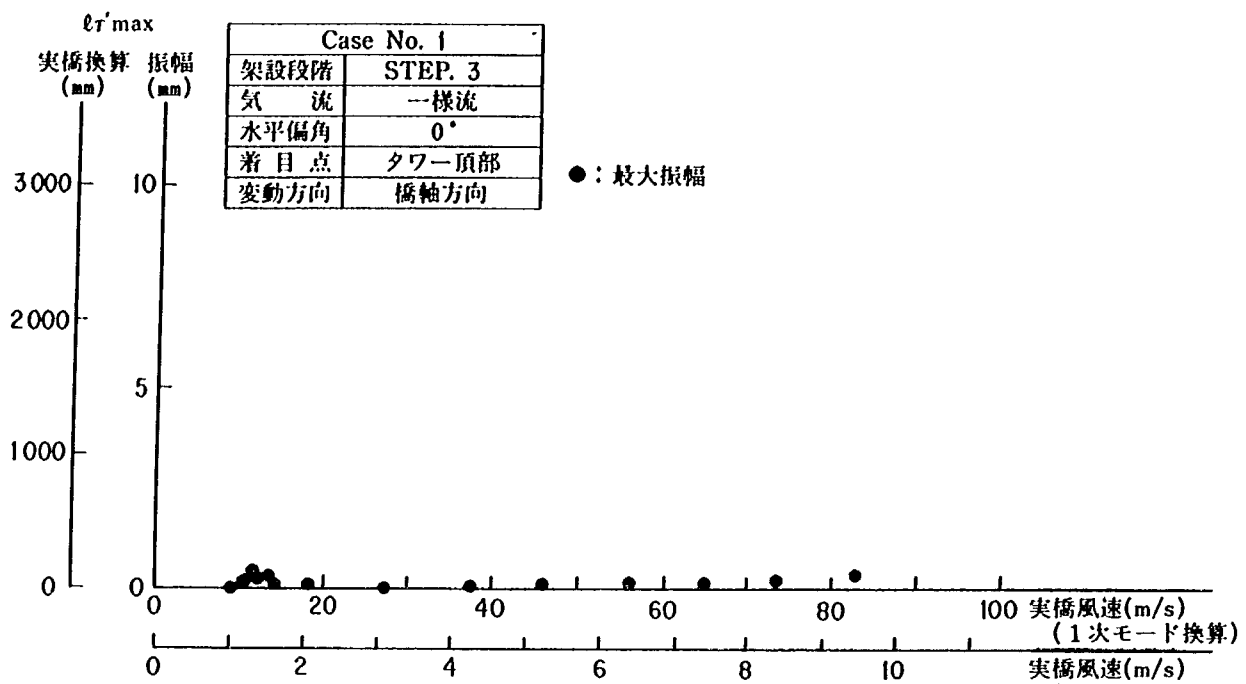


図- 3. 4. 3 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

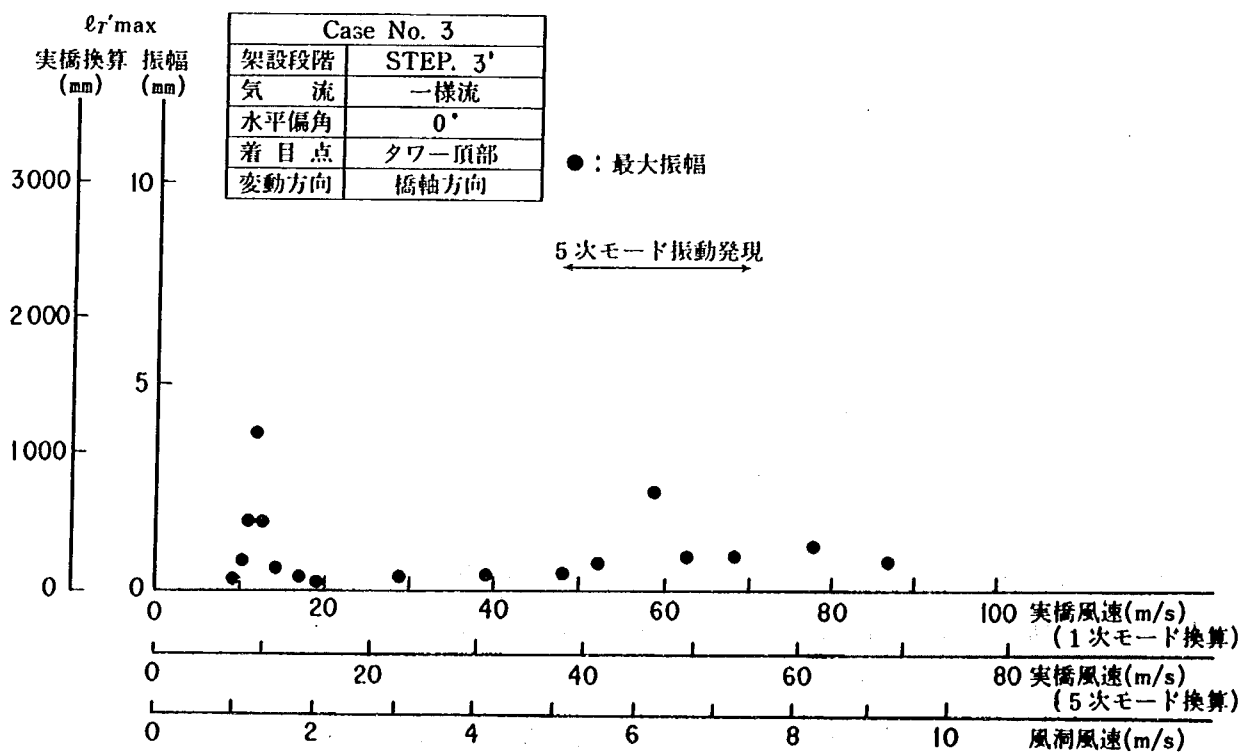


図- 3. 4. 4 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

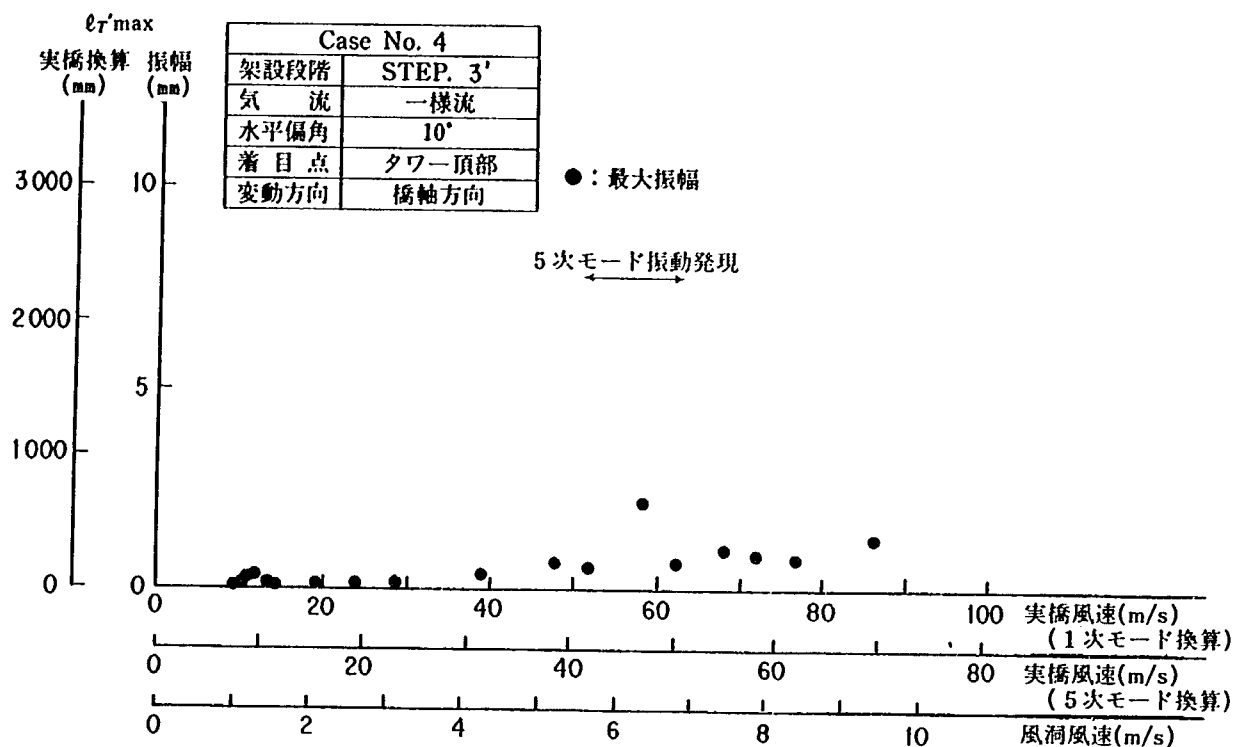


図- 3. 4. 5 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

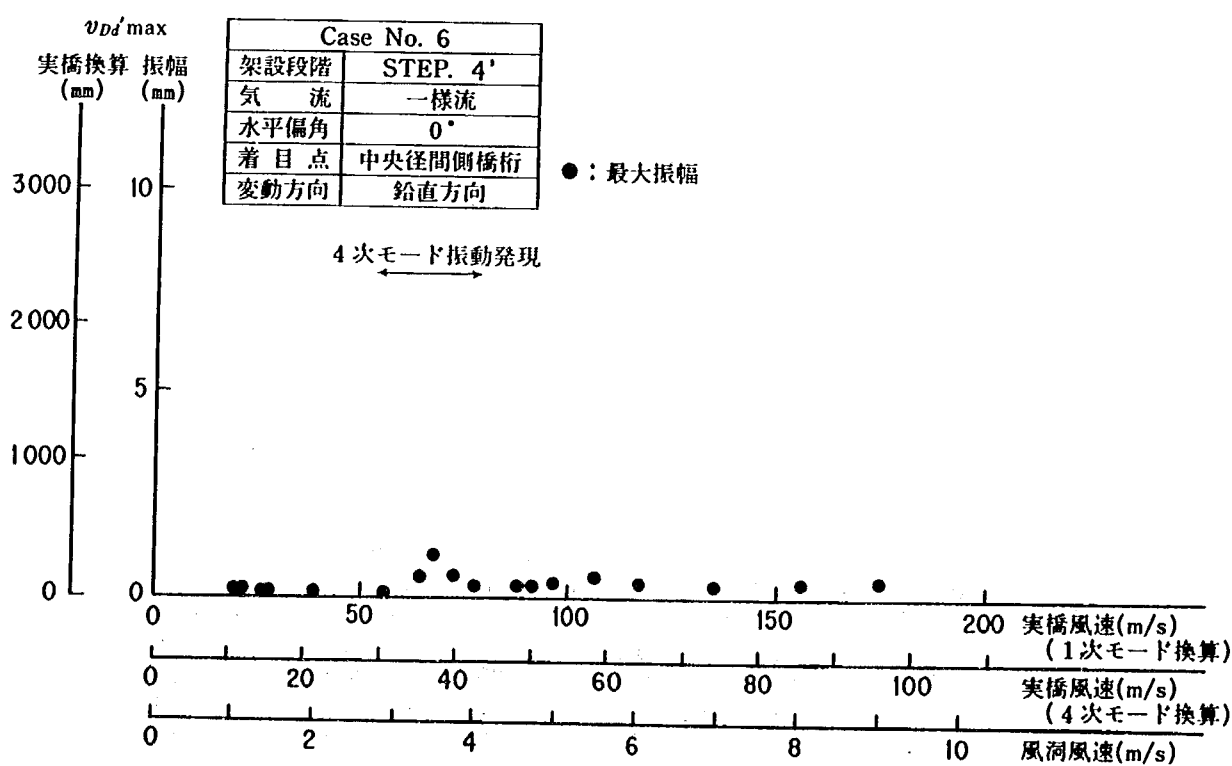


図- 3. 4. 6 名港中央大橋 橋桁 振幅-風速曲線

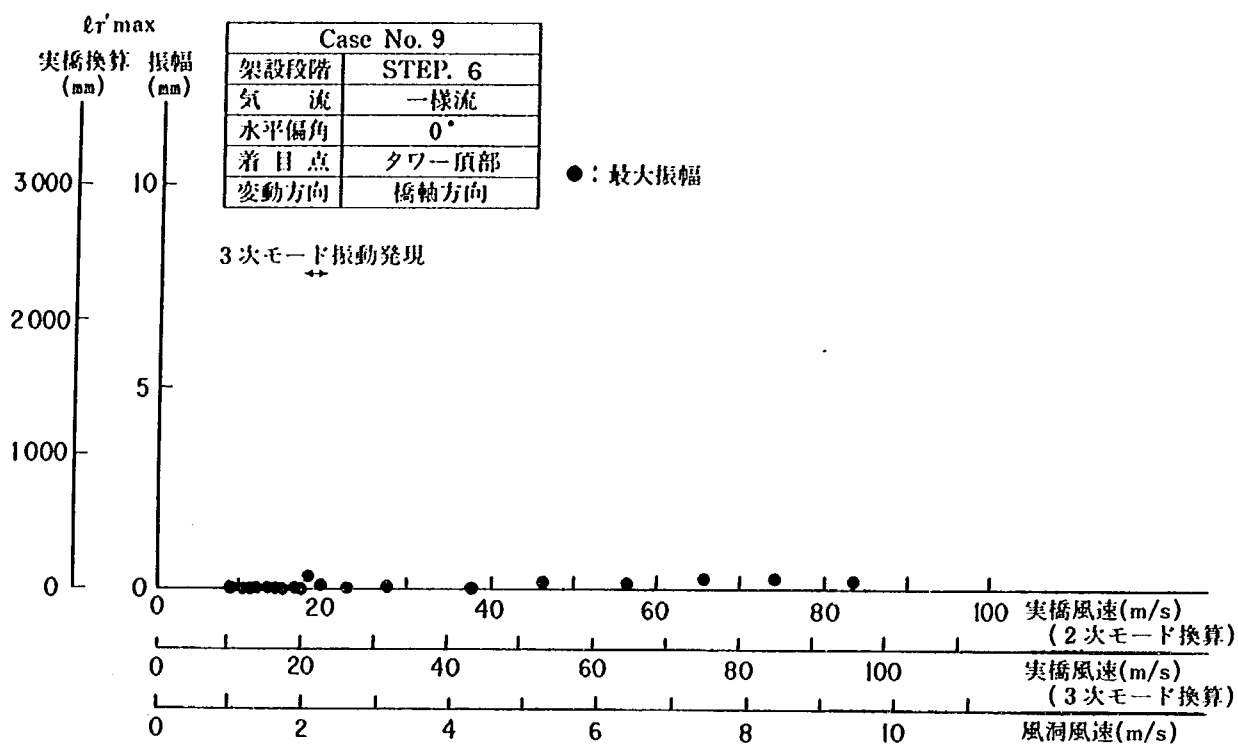


図-3.4.7 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

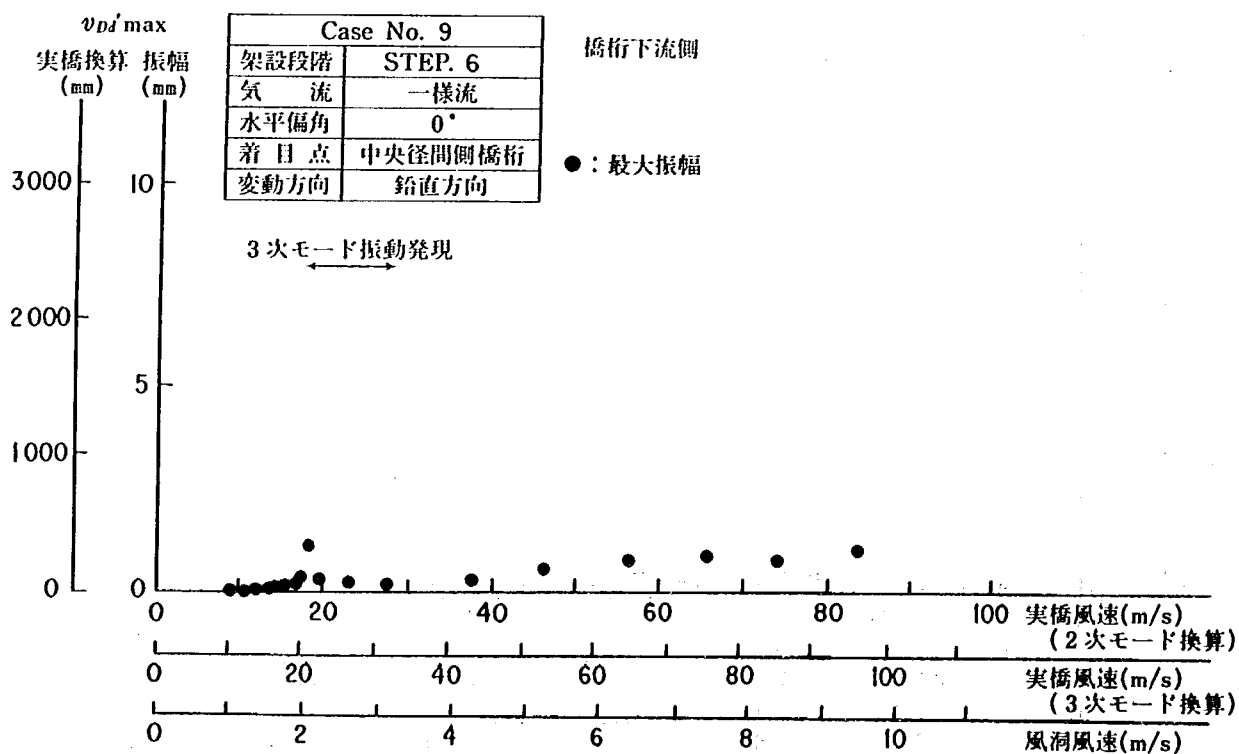


図-3.4.8 名港中央大橋 橋桁 振幅-風速曲線

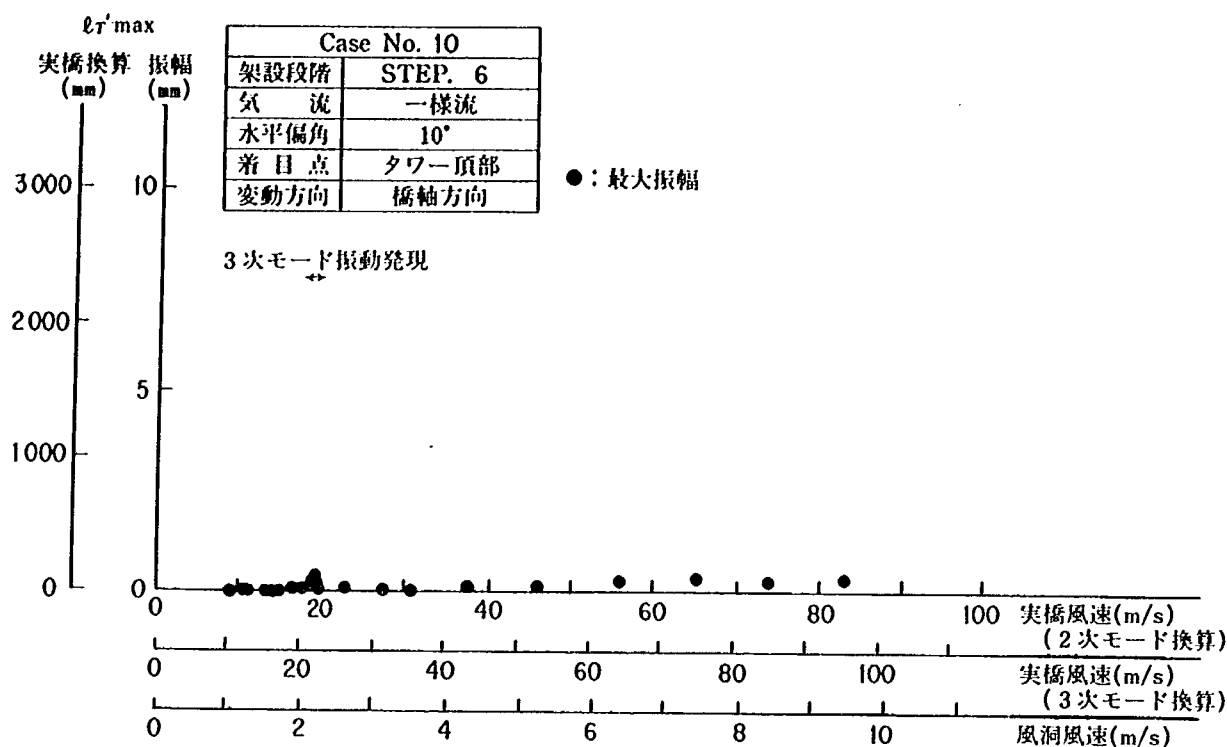


図- 3. 4. 9 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

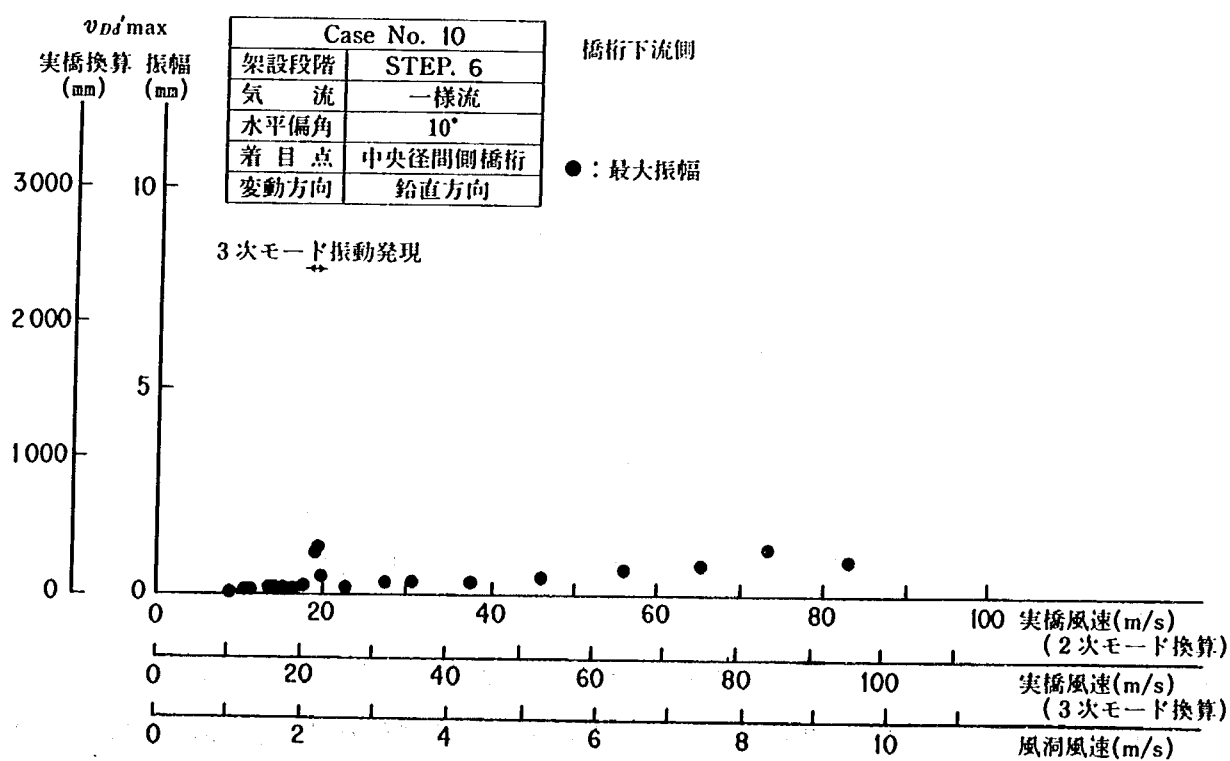


図- 3. 4. 10 名港中央大橋 橋桁 振幅-風速曲線

びⅡを発生させた。乱流Ⅰは海上から吹く風、乱流Ⅱは陸側から吹く風を想定している。スパイアーの形状および配置図をそれぞれ図-3.5.1および図-3.5.2に示す。風速の計測は熱線風速計で行い、ミニコンピュータを用いてデータの解析を行った。

3.5.2 境界層乱流の特性

3.5.2.1 平均風速、主流方向乱れ強さおよび鉛直方向乱れ強さの水平分布

平均風速(U)、主流方向乱れ強さ(I_u)、および鉛直方向乱れ強さ(I_w)の主流直角水平方向(y 方向)分布を調べた。その結果を図-3.5.3~図-3.5.5に示す。図より境界層乱流Ⅰ、Ⅱとも U 、 I_u 、 I_w は概ねほぼ一様に分布していることが読み取れる。

3.5.2.2 平均風速の鉛直分布

平均風速の鉛直方向分布を調べた。その結果を図-3.5.6に示す。同図中にはべき指数(α)として境界層乱流Ⅰの時 $\alpha = 0.12$ (荒れた海に対応)、境界層乱流Ⅱの時 $\alpha = 0.28$ (郊外に対応)をそれぞれ用いべき法則に従う分布をあわせて示した。図より、乱流Ⅱで橋桁より低い高度でべき指数が0.28に比べ小さくなる傾向が見られることを除けば、乱流Ⅰおよび乱流Ⅱの平均風速の鉛直分布はそれぞれ荒れた海および郊外からの風に概ね対応していることがわかる。

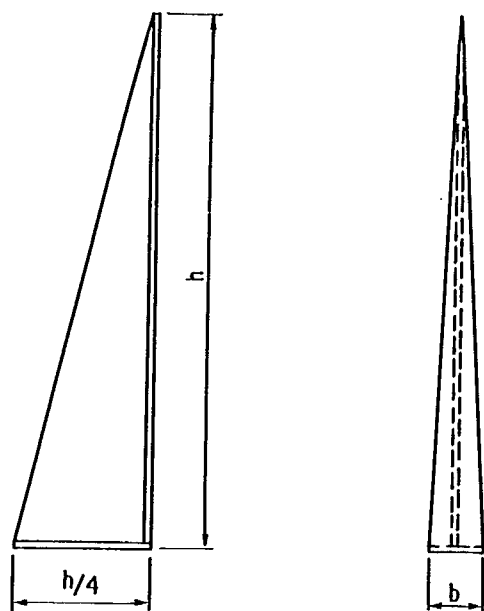
3.5.2.3 変動風速のパワースペクトル、乱れ強さおよび乱れのスケール

主流方向および鉛直方向の変動風速のスペクトル S_{uu} および S_{ww} を自然風のそれと比較した。比較にあたっては、周波数 f を橋梁幅員 B および平均風速 U で無次元化し、また S_{uu} あるいは S_{ww} は U^2 および f で無次元化した。無次元振動数 fB/U の対数を横軸とし、無次元スペクトル fS/U^2 を縦軸にとると、横軸とスペクトル曲線との間の面積は乱れ強さの2乗に比例し、どの周波数成分のパワーが強いかが読み取れる。結果を図-3.5.7に示す。実橋のパワースペクトル密度関数(以下P.S.D.と略す)はESDU(Engineering Science Data Unit, 工学関係のデータを取りまとめたもの)²⁾により推定した。ESDUによれば、自然風のスペクトルは高度および地面の粗度長(z_0)に依存するが、ここでは高度を60mとし粗度長 z_0 を0.01m(荒れた海に対応する)および0.4m(郊外に対応する)に変化させ、それぞれに対するP.S.D.を図化した。図より、乱流Ⅰは鉛直方向変動風速のP.S.D.がESDUの荒れた海からの風に比べ若干大きいこと、あるいは乱流Ⅱは主流方向変動風速のP.S.D.がESDUの郊外からの風に比べ若干小さいことなどの差があるが、それぞれ概ね海上からの風あるいは陸上からの風の変動特性を相似していると見ることができる。

風洞実験で使用する各境界層乱流およびESDUより推定される実橋の自然風の主流方向変動成分 u 、鉛直方向変動成分 w の乱れ強さ、乱れのスケールをとりまとめて表-3.5.1に示す。

3.5.2.4 乱流の空間変動特性

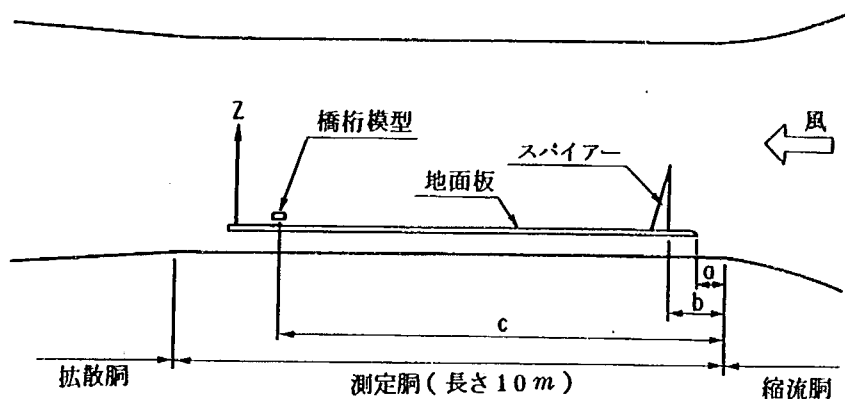
主流直角水平方向(y 方向)に Δy だけ間隔をあけて設置した2体の熱線風速計x型プローブを用い、乱流の空間的な変動特性を調べた。 u および w の空間相関関係 r_u および r_w と Δy (気流直角方向水平間隔)との関係を図-3.5.8に示す。同図中には指数形の近似式もあわせて記入しており、これより推定される各乱流の y 方向の乱れのスケールもあわせて示した。



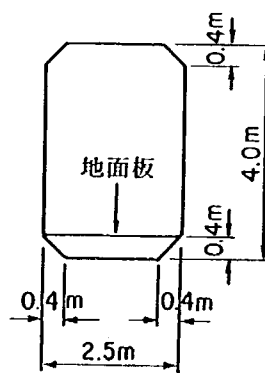
スパイアーは中心間隔 $h/2$ で配置する。

スパイアー番号	べき指数 a	b	h
1212	0.12	0.11 m	1.2 m
2812	0.28	0.17 m	1.2 m

図-3.5.1 スパイアー



フラッター風洞立面図



測定胴断面図

	一様気流	境界層乱流
		スパイアー高さ
		1.2 m
測定胴上流端から地面板先端までの距離 a	5.7 m	0.5 m
" スパイアーまでの距離 b	—	1.0 m
" 橋桁模型 までの距離 c	8.0 m	8.0 m

図-3.5.2.1 地面板, スパイアー, 橋桁模型の設置状況図

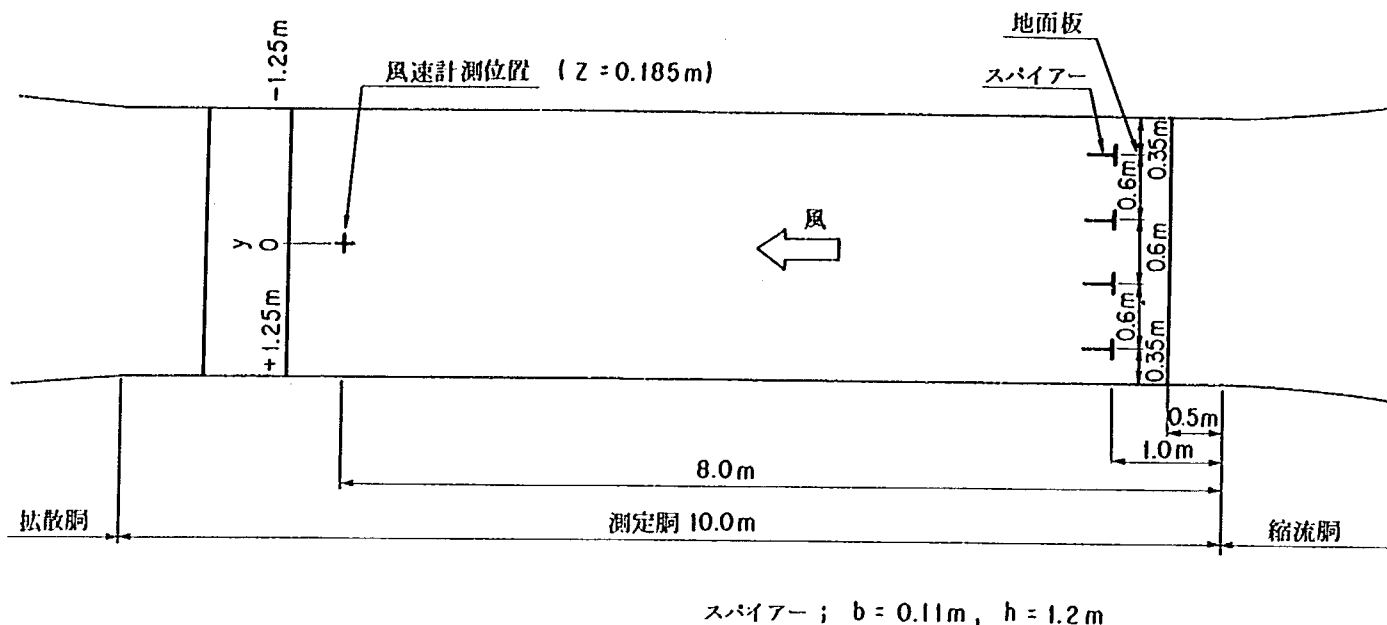


図- 3. 5. 2. 2 乱流発生装置配置平面図 (境界層乱流 I)

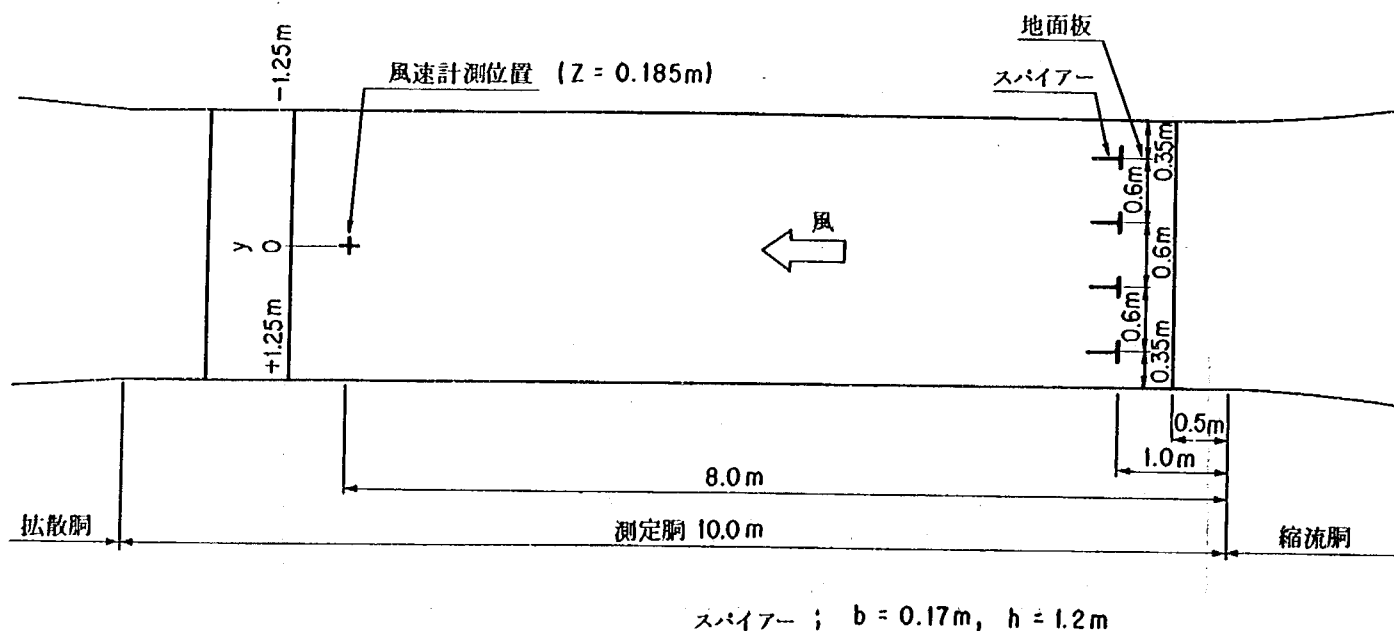


図- 3. 5. 2. 3 乱流発生装置配置平面図 (境界層乱流 II)

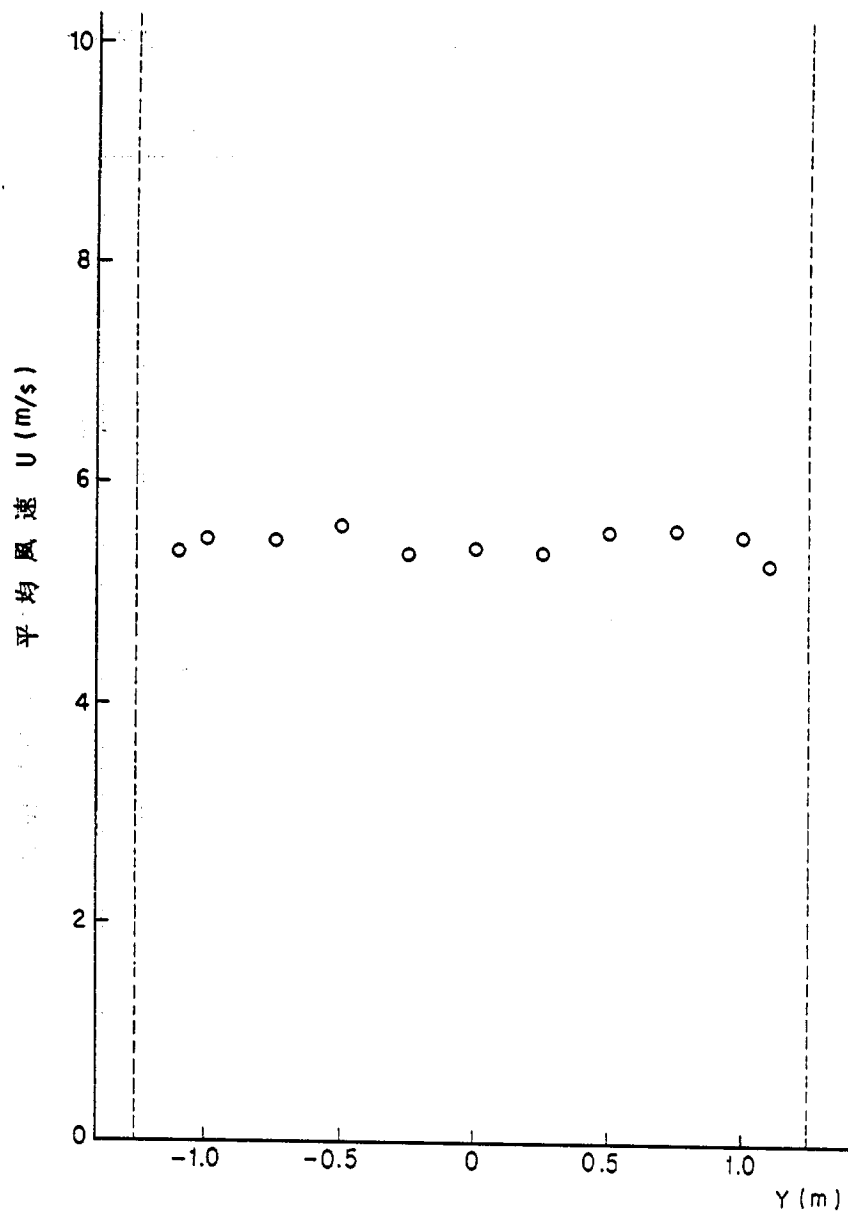


図-3.5.3.1 平均風速の水平分布 (境界層乱流Ⅰ)

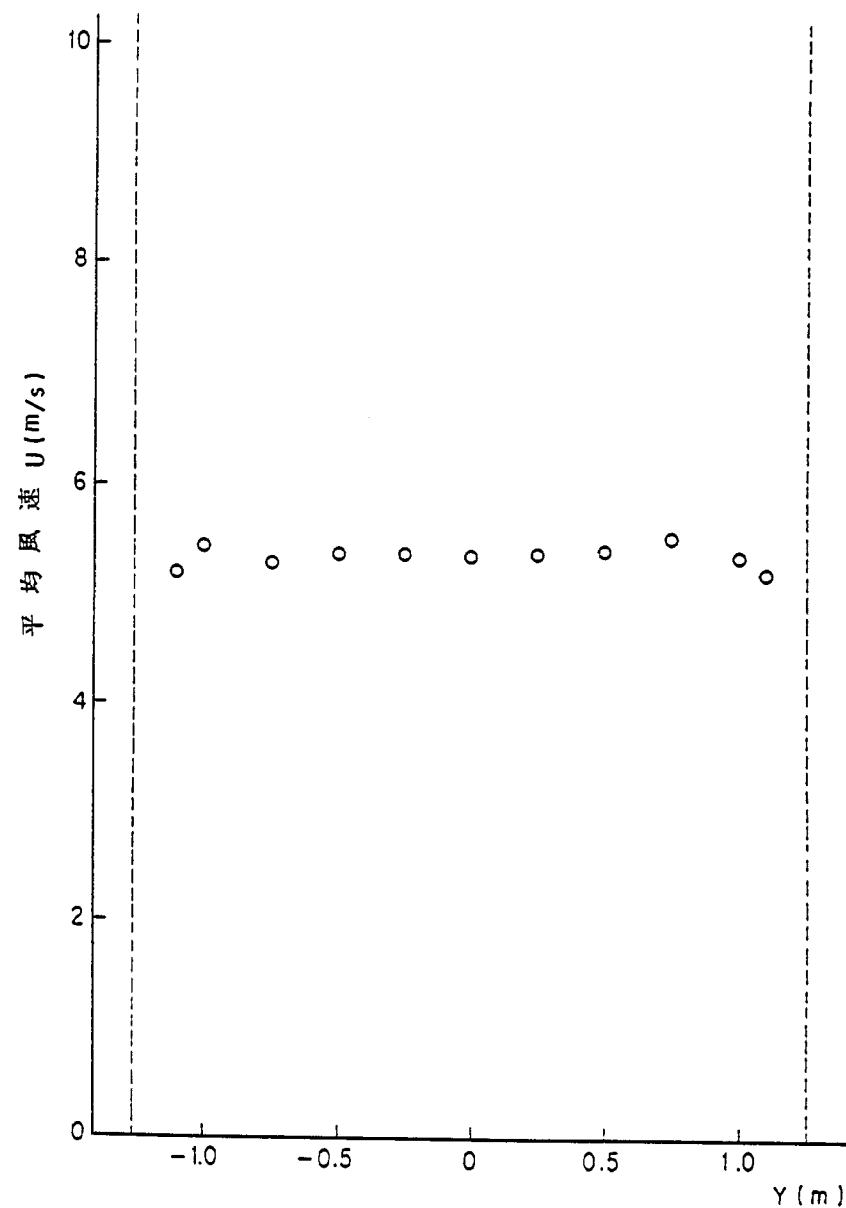


図-3.5.3.2 平均風速の水平分布 (境界層乱流Ⅱ)

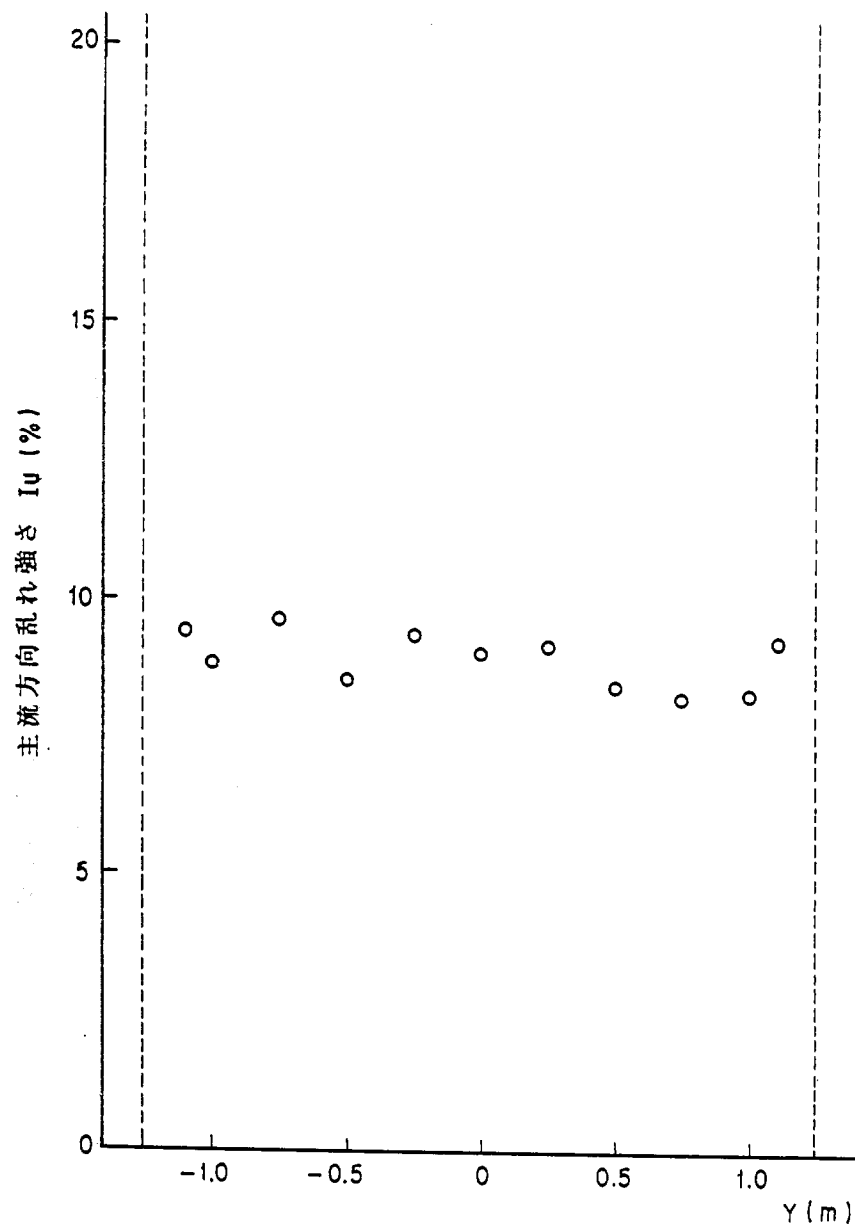


図-3.5.4.1 主流方向乱れ強さの水平分布 (境界層乱流Ⅰ)

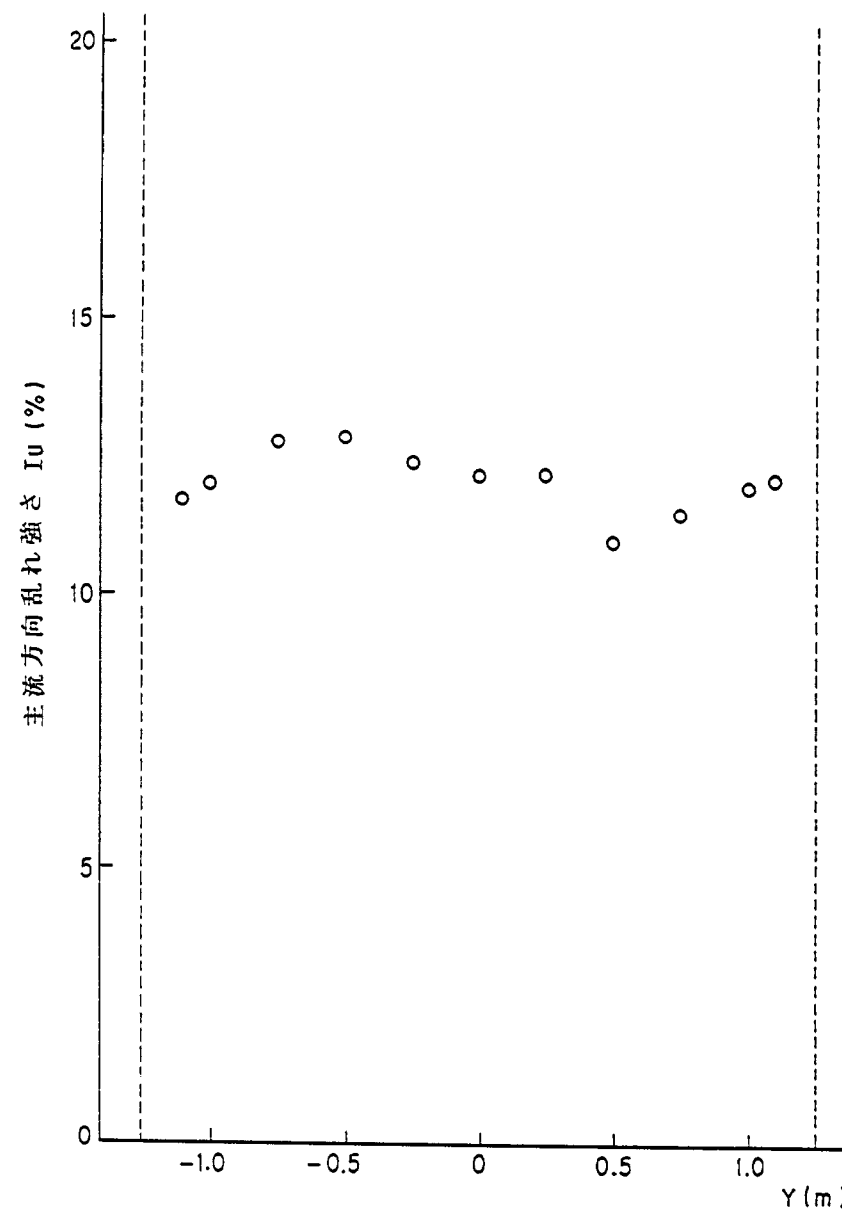


図-3.5.4.2 主流方向乱れ強さの水平分布 (境界層乱流Ⅱ)

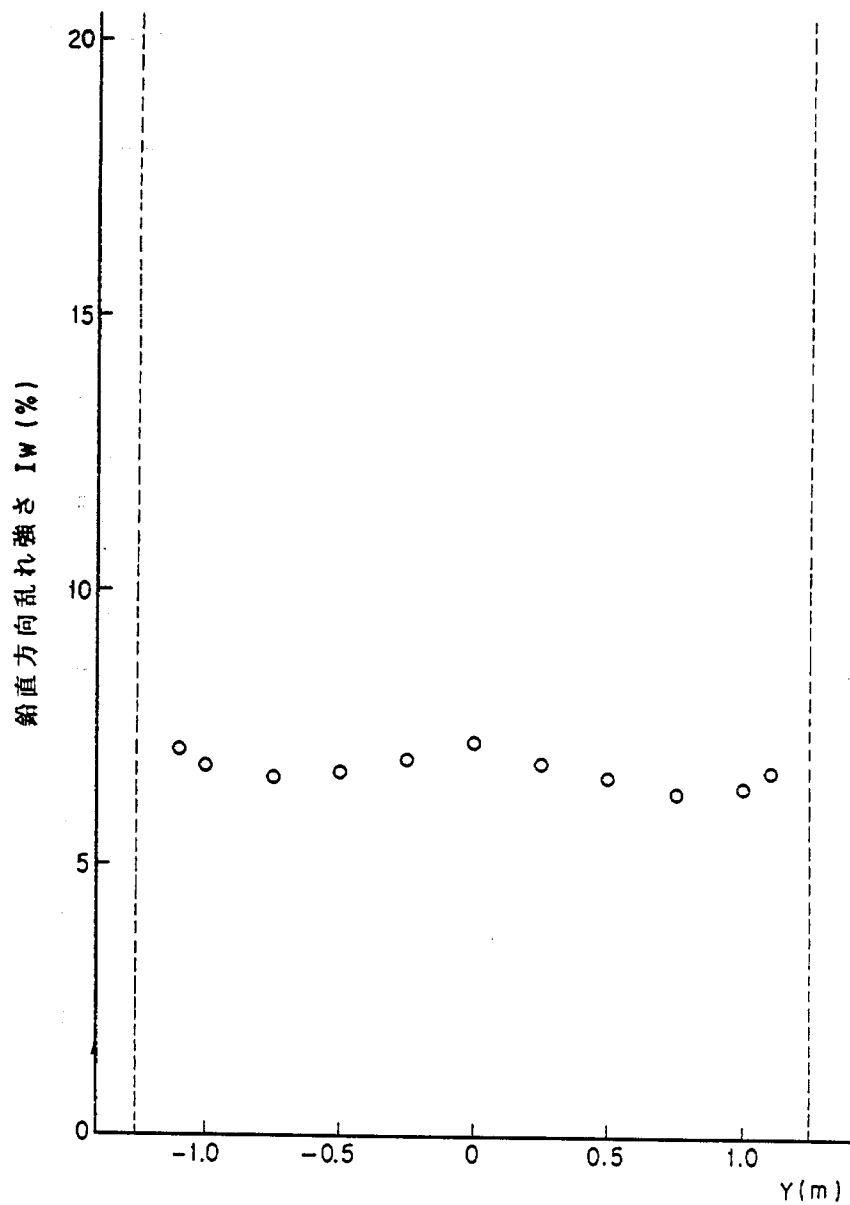


図- 3.5.5.1 鉛直方向乱れ強さの水平分布 (境界層乱流 I)

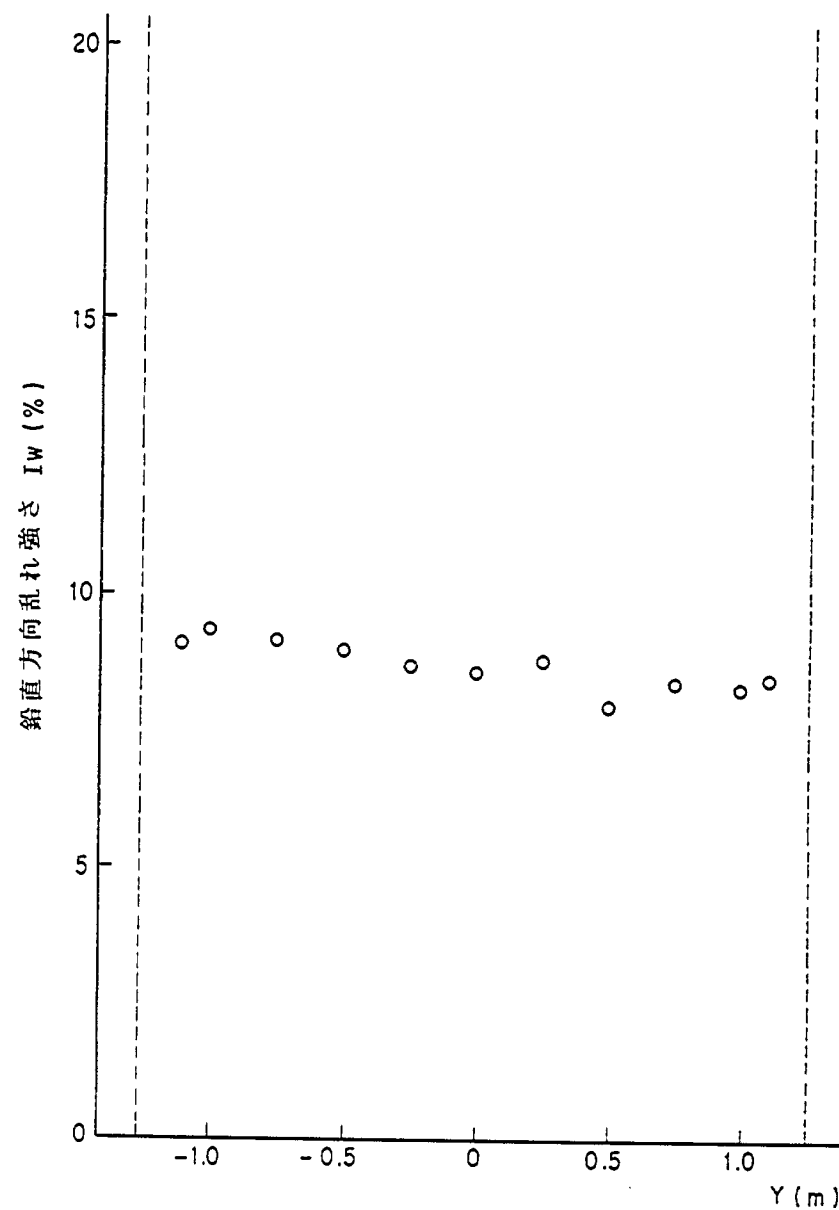


図- 3.5.5.2 鉛直方向乱れ強さの水平分布 (境界層乱流 II)

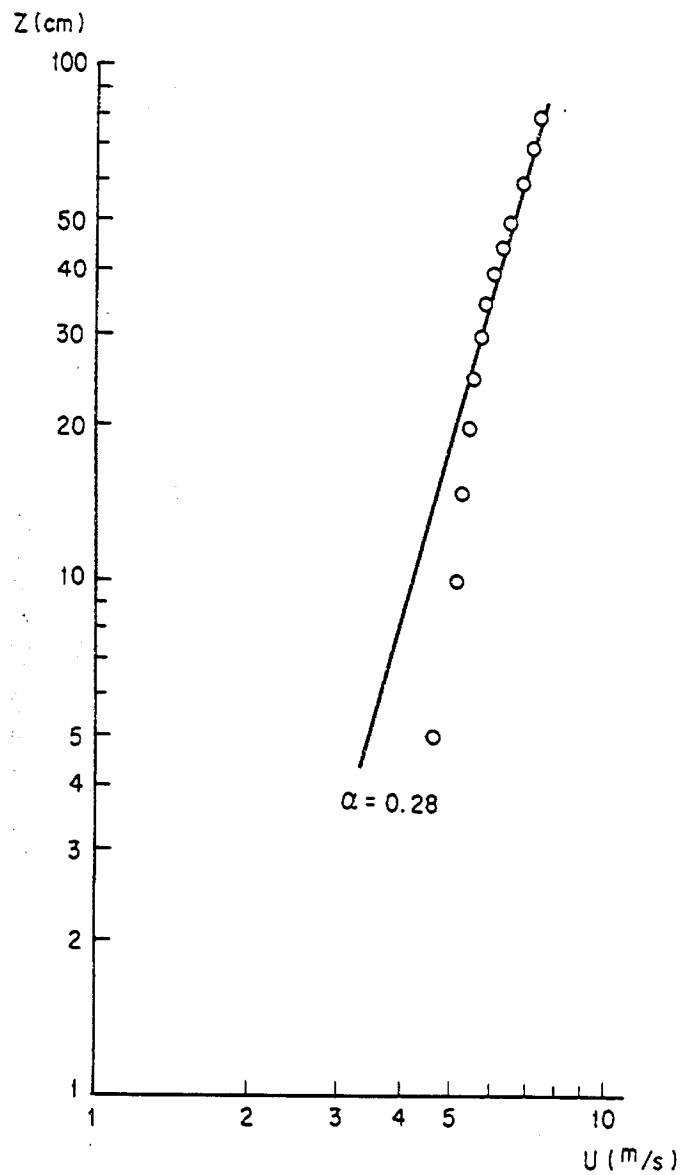


図-3.5.6.2 平均風速の鉛直分布 (境界層乱流 I)

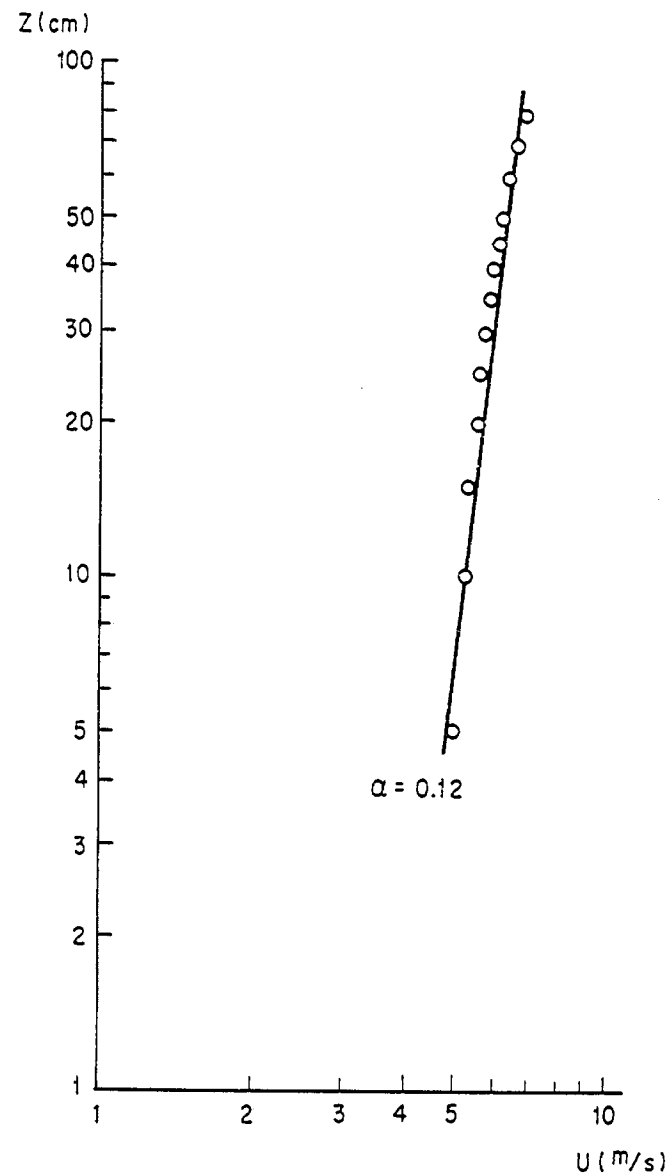


図-3.5.6.1 平均風速の鉛直分布 (境界層乱流 I)

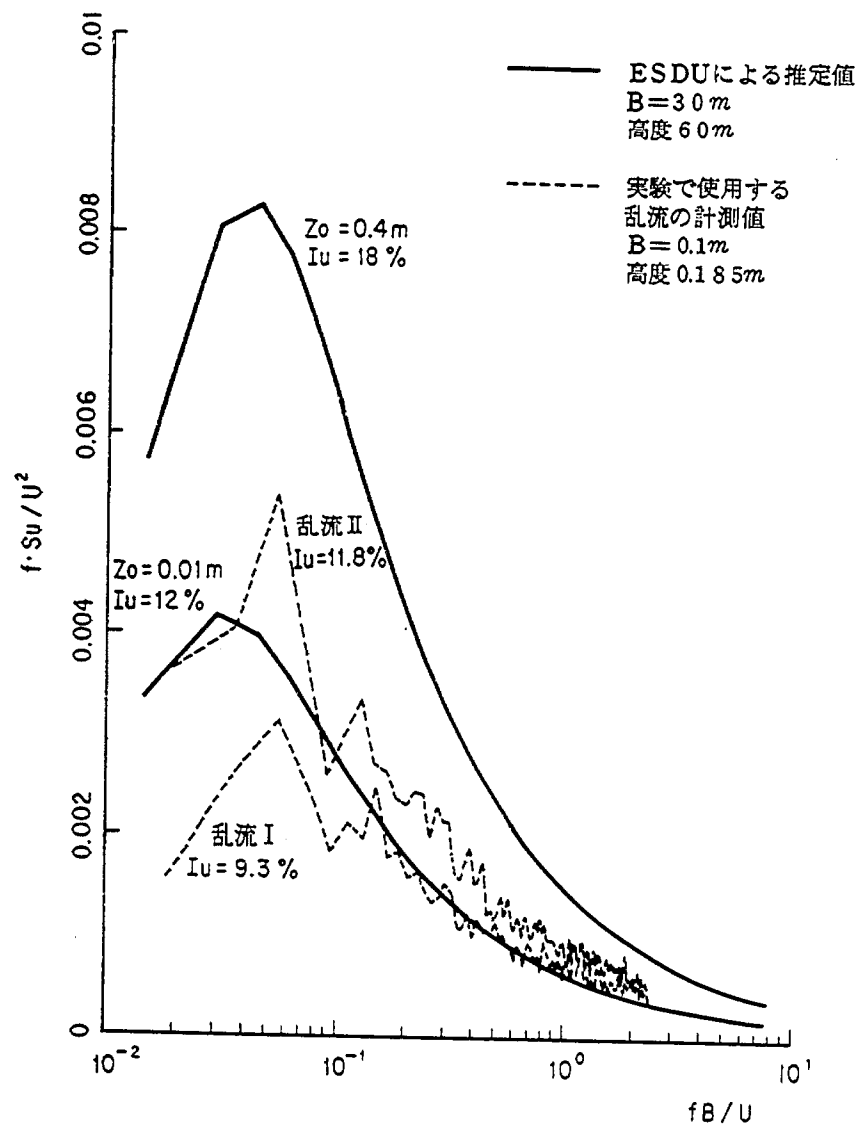


図- 3. 5. 7. 1 主流方向変動風速の P. S. D.

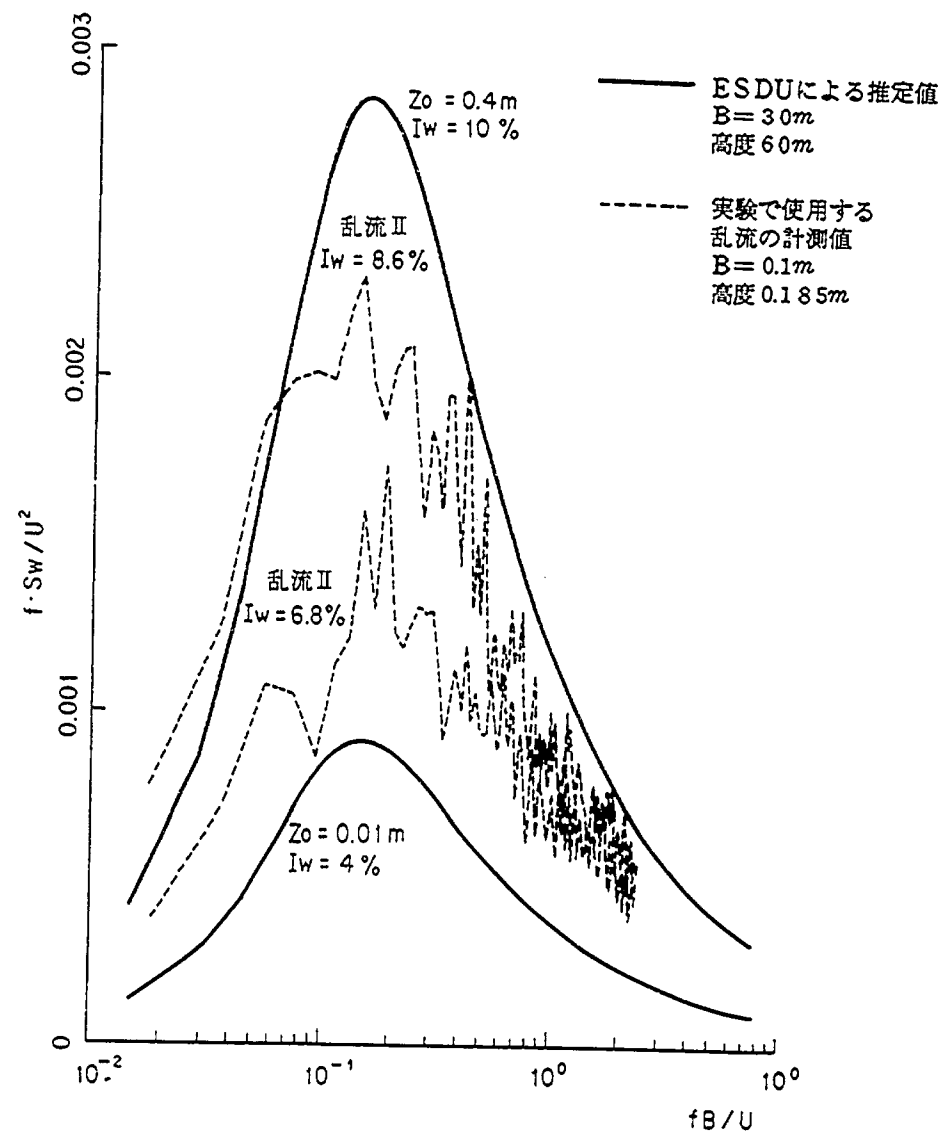


図- 3. 5. 7. 2 鉛直方向変動風速の P. S. D.

表- 3.5.1 乱れ強さ, および乱れのスケール

	I_u (%)	I_w (%)	$L_{\frac{u}{w}}^x$ (m)	$L_{\frac{u}{w}}^y$ (m)	$L_{\frac{u}{w}}^z$ (m)	$L_{\frac{u}{w}}^{\psi}$ (m)
境界層乱流 I	9.3	6.8	0.24	0.11	0.10	0.08
境界層乱流 II	11.8	8.6	0.35	0.14	0.12	0.08

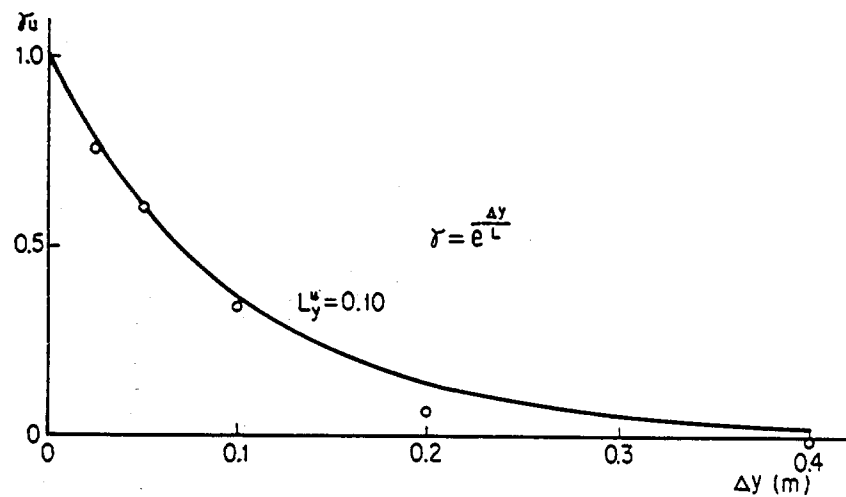


图-3.5.8.1 空間相関係数 r_u (境界層乱流 I)

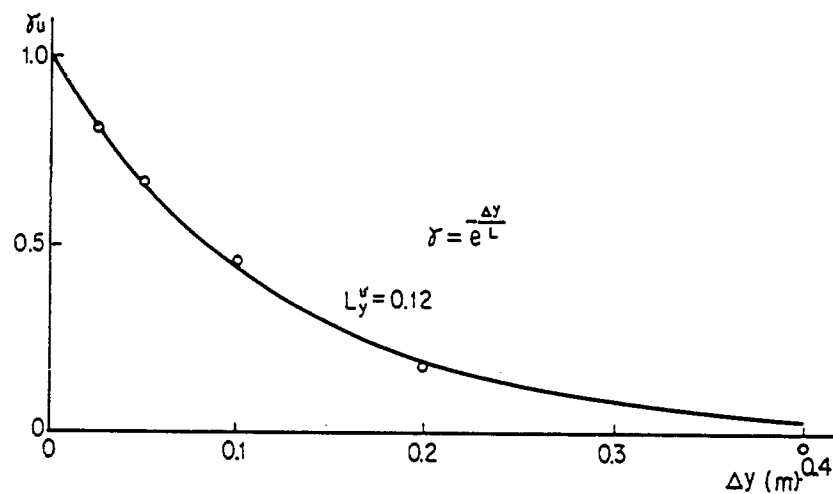


图-3.5.8.3 空間相関係数 r_u (境界層乱流 II)

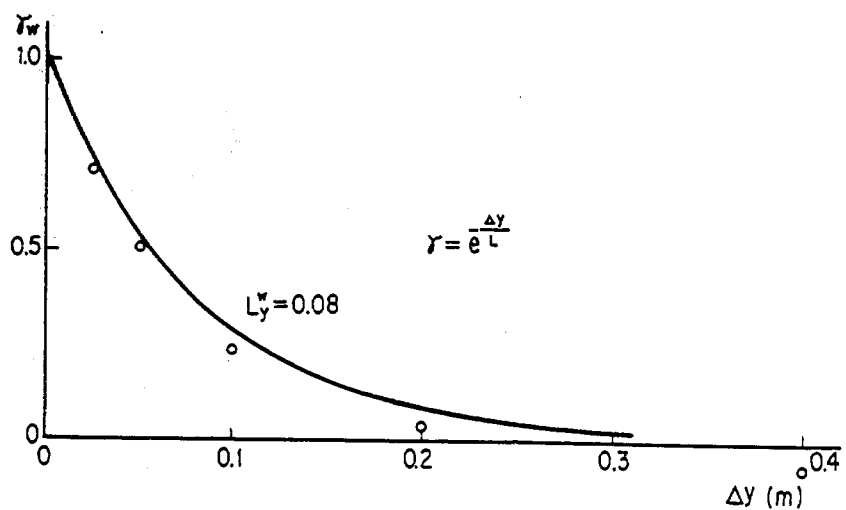


图-3.5.8.2 空間相関係数 r_w (境界層乱流 I)

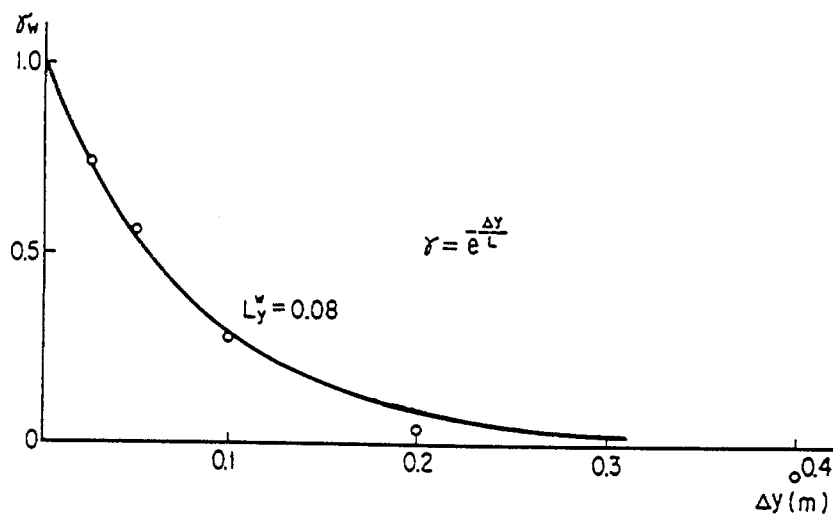


图-3.5.8.4 空間相関係数 r_w (境界層乱流 II)

空間相関特性を周波数別に調べるためコ・コヒーレンス関数 $co-coh$ を計測した。 $\Delta y = 0.025\text{ m}$ における各境界層乱流の u および w の $co-coh$ を図-3.5.9に示す。同図中には指数近似式 ($e^{-kf\Delta y/u}$) の k を自然風の代表的な値である 7 としてあわせて示した。両者はほぼ一致しており、本境界層乱流の空間変動特性は自然風と概ね相似であるといえる。

3.5.3 対風応答におよぼす乱流の影響

本項では、一様気流中で観測された渦励振が乱流中でどのように特性が変化するか、および静的変形とガスト応答とを重ね合わせた最大振動変位がどの程度の大きさか、の2点について報告する。境界層乱流中で実施した風洞実験のケースおよび結果の概要を表-3.5.2に示す。

3.5.3.1 渦励振におよぼす乱流の影響

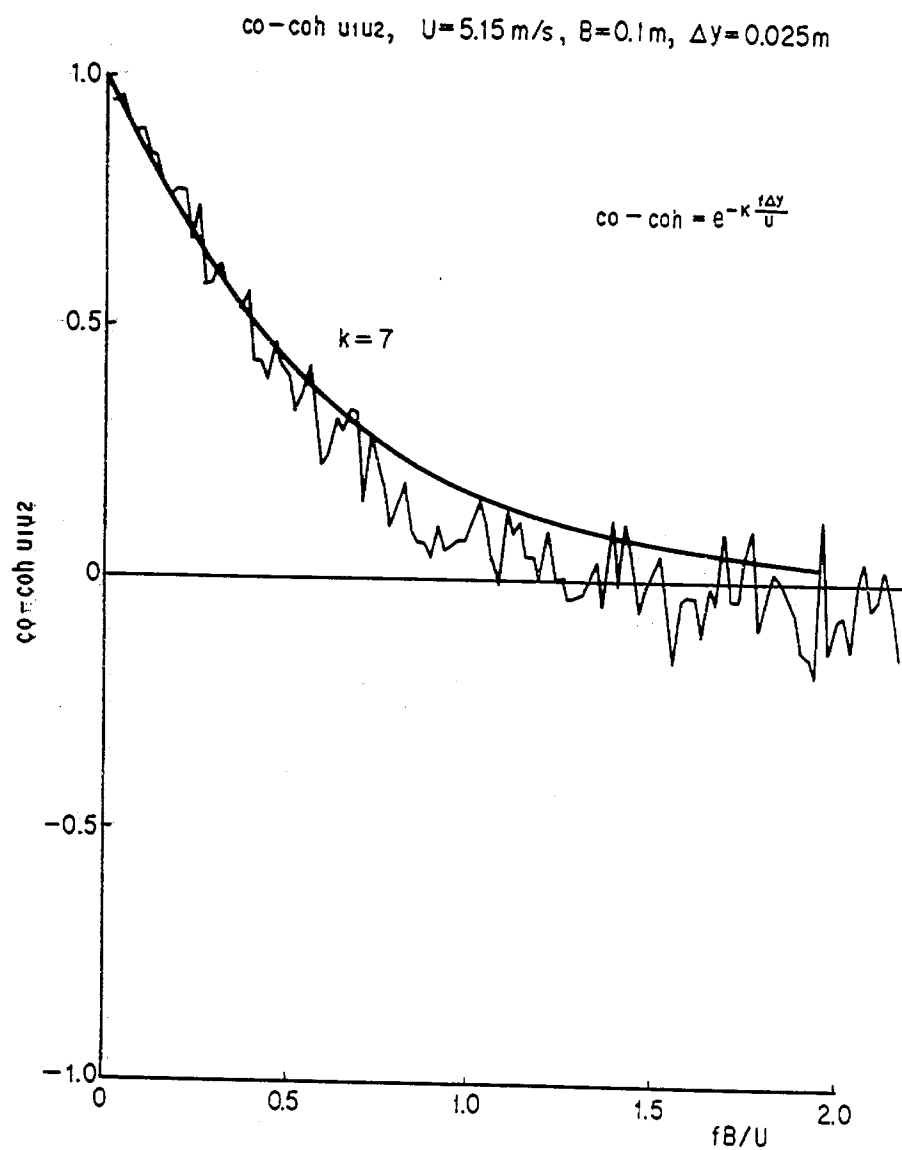
表-3.4.1と表-3.5.2を比較することにより渦励振におよぼす乱流の影響を知ることができる。多くの場合、乱流は渦励振の最大振幅を抑制する傾向があり、例えば一様流中の実験で最も大きな振幅 (1.1 m) が発現していた Step3'、風向 0° 、低風速 (12 m/s) でのタワーの渦励振は乱流中では振幅が著しく減少する (乱流 I のとき 0.6 m 、乱流 II のとき 0.3 m)。これらのケースの風速と振幅との関係を図-3.5.10および図-3.5.11に示す。同じく、Step4' の桁の渦励振、Step 6 のタワーおよび桁の渦励振も乱流中ではほとんど発現が認められなくなる。一方、Step 3 の風向 0° および Step3' の風向 10° の低風速 (12 m/s) で一様気流中において発現していた渦励振は乱流中では若干振幅が増加するものの、その大きさは高々 0.2 m である。

図-3.5.10あるいは図-3.5.11に示したように、乱流中では最大振幅は平均風速とともに増大する傾向を示すが、これは気流の乱れに起因するガスト応答によるものである。ガスト応答は最低次の振動モードの成分が卓越する不規則振動であるが、この影響により、一様気流中で発現していた高次モードの渦励振はむしろ最低次の振動モードが卓越するガスト応答に近い性状を示すようになる。この例としては、Step3' の風向 0° および 10° の 5 次モードのタワーの振動が挙げられる。

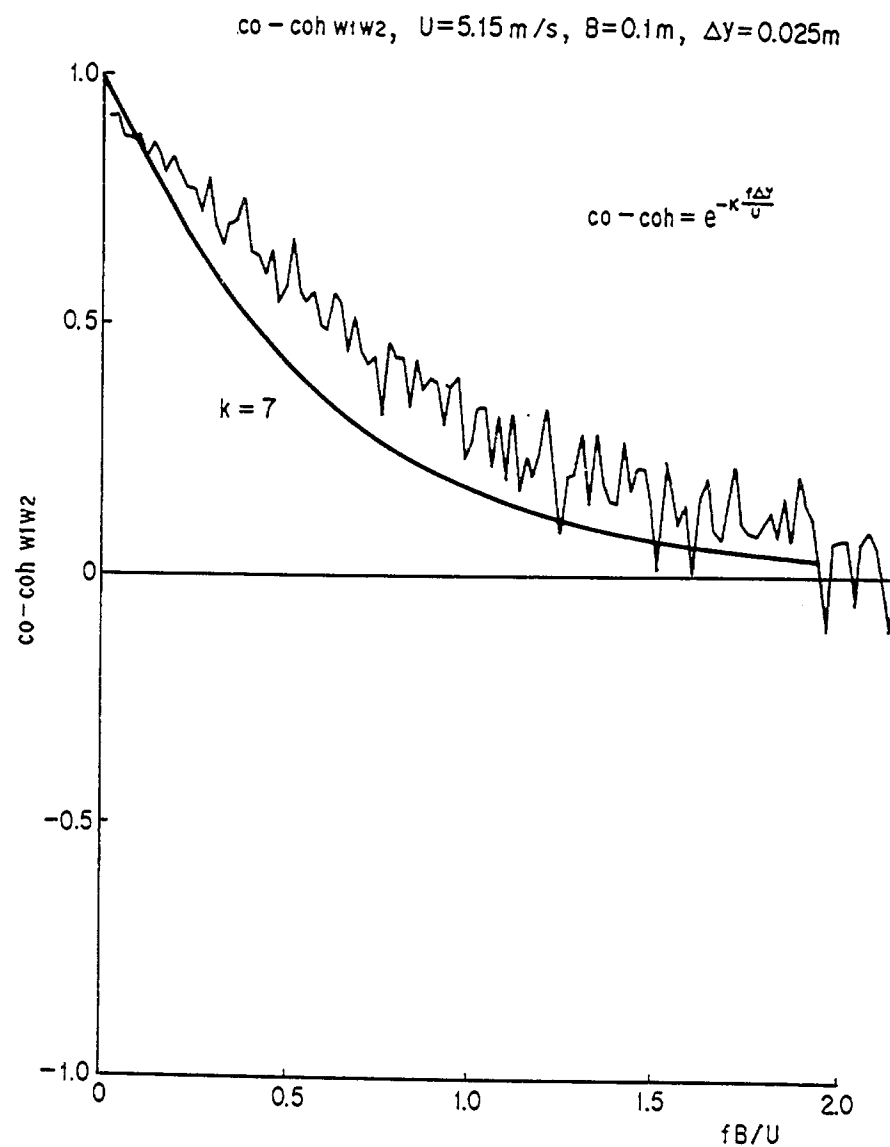
3.5.3.2 乱流中での静的変形およびガスト応答

乱流中では構造物は静的に変形し、さらにガスト応答により不規則に振動する。このため、構造物の安全性を検討するには、静的変形およびガスト応答両者によって生ずる最大変位を対象とする必要がある。この最大変位は一般に風速とともに増加するため、評価にあたっては風速を設定しておく必要があるが、ここでは設計基本風速を桁の位置で高度補正したもの ($37\text{ m/s} \times (54/10)^{1/7} = 47\text{ m/s}$)、および架設時を考慮した風速 ($47\text{ m/s} \times 1/\sqrt{2} = 33\text{ m/s}$) の2種類の風速を設定し、これらで最大変位を評価した。結果を図-3.5.12~図-3.5.18に示す。図より以下の事項が読み取れる。

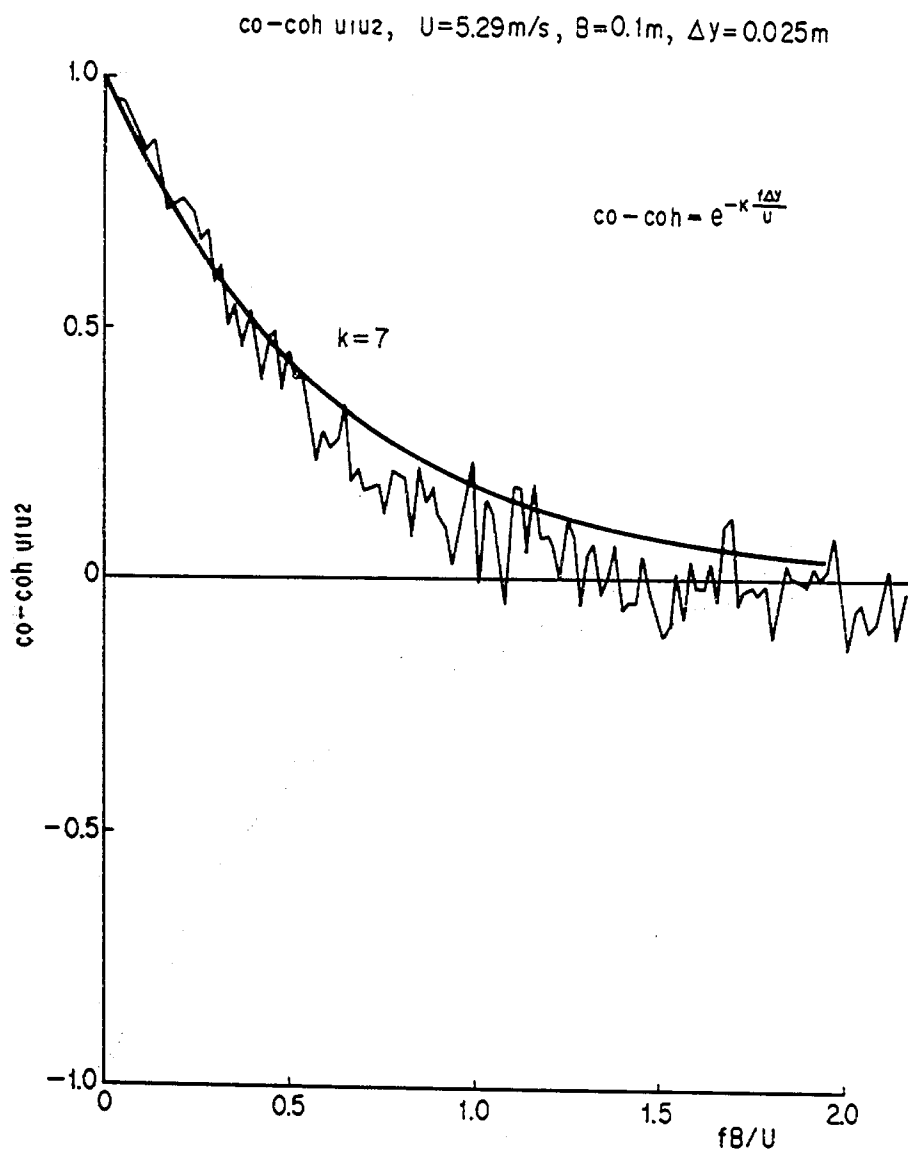
- ・タワーは、Step 3 あるいは Step3' において橋軸方向から風が吹く場合に橋軸方向に大きな変位が生ずる。タワーの橋軸直角方向の変位は小さい。
- ・橋桁は、Step 6 において橋軸直角方向から風が吹く場合に、鉛直方向および橋軸直角水平方向に大きな変位が生ずる。
- ・乱れの強さの大きな乱流 II の方が最大変位が大きい。
- ・最大変位は概ね風速の 2 乗に比例する。



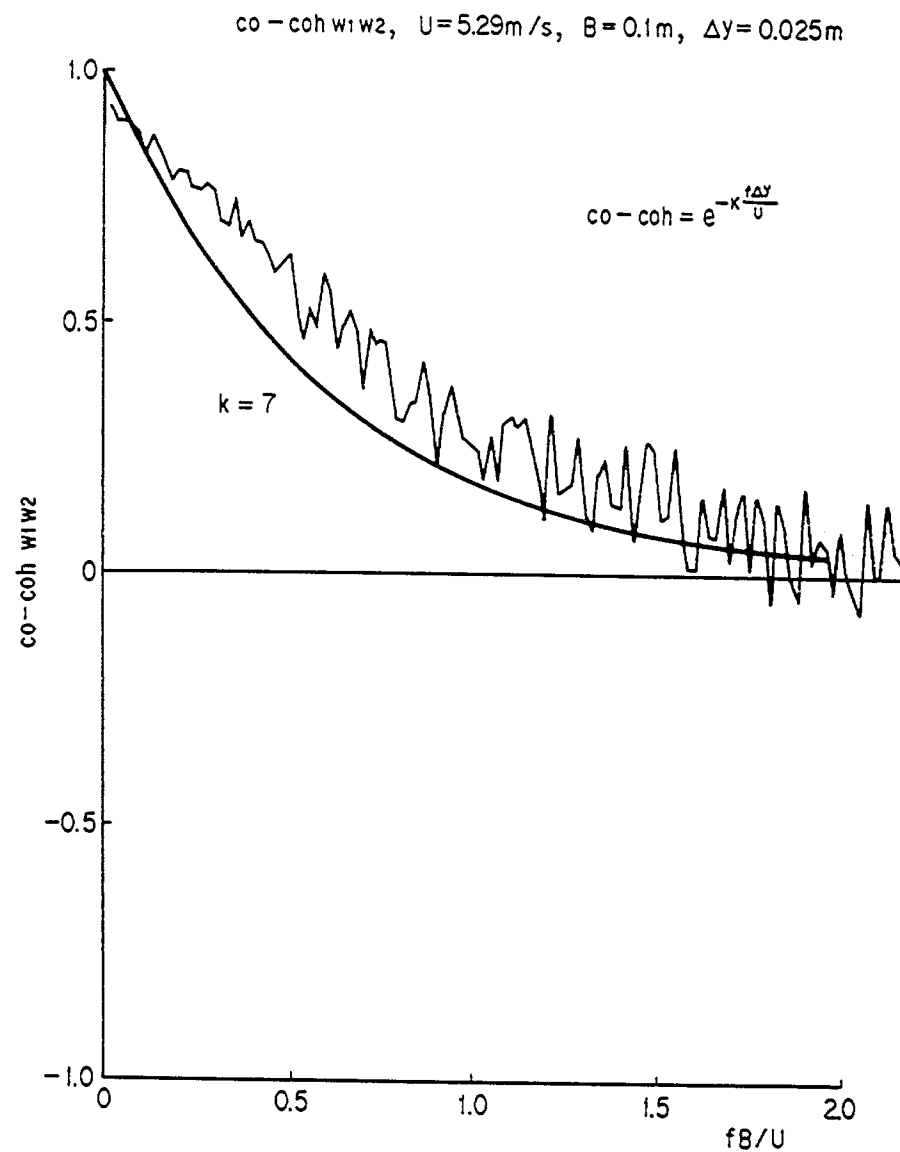
☒ - 3.5.9.1 CO-coh $u_1 u_2$ ($\Delta y=0.025 \text{ m}$)



☒ - 3.5.9.2 CO-coh $w_1 w_2$ ($\Delta y=0.025 \text{ m}$)



☒ — 3.5.9.3 CO-coh $u_1 u_2$ ($\Delta y=0.025\text{m}$)



☒ — 3.5.9.4 CO-coh $w_1 w_2$ ($\Delta y=0.025\text{m}$)

表- 3. 5. 2 実験ケースおよび結果の概要（境界層乱流中）

実験番号		架設段階	風向 β 橋軸直角 方向を 0° とする。	気 流	対 風 応 答 特 性 の 概 要			
乱流 I	乱流 II				発散的な 自励振動	渦励振（交位方向，最大振幅，その風速）		静的変形およびガスト応答* （顕著な変形，振動が発 現した方向）
						乱 流 I	乱 流 II	
13	27	Step 3	0°	乱流 I 桁位置で $I_u=9\%$ $I_w=7\%$ あるいは 乱流 II 桁位置で $I_u=12\%$ $I_w=9\%$	発 現 せ ず	タワー橋軸方向, $0.24m, 12m/s$	タワー橋軸方向, $0.15m, 12m/s$	タワー橋軸方向
14	28		90°			発現せず	発現せず	タワー橋軸方向
15	29	Step 3'	0°			タワー橋軸方向, $0.60m, 12m/s^{**}$	タワー橋軸方向, $0.33m, 14m/s^{**}$	タワー橋軸方向
16	30		10°			タワー橋軸方向, $0.23m, 12m/s^{**}$	タワー橋軸方向, $0.24m, 12m/s^{**}$	タワー橋軸方向
17	31		80°			発現せず	発現せず	タワー橋軸方向
18	32		90°			発現せず	発現せず	タワー橋軸方向
19	33	Step 4'	0°			発現せず	発現せず	顕著な変形，振動は発現せず
20	34		10°			発現せず	発現せず	桁鉛直方向
21	35		80°			発現せず	発現せず	顕著な変形，振動は発現せず
22	36		90°			発現せず	発現せず	タワー橋軸方向
23	37	Step 6	0°			発現せず	発現せず	桁鉛直方向，桁水平方向
24	38		10°			発現せず	発現せず	桁鉛直方向，桁水平方向
25	39		80°			発現せず	発現せず	桁鉛直方向
26	40		90°			発現せず	発現せず	顕著な変形，振動は発現せず

- * 乱流 I で桁位置の平均風速が $33m/s$ （架設時の基本風速に高度補正を施したもの）における最大変位が $0.15m$ あるいは 0.5° 以上のものを顕著な変形，振動と呼んだ。
- ** 一様気流中で発現していた 5 次モードの渦励振は，乱流中では 1 次モードが主として卓越するガスト応答に近い振動性状を示す。

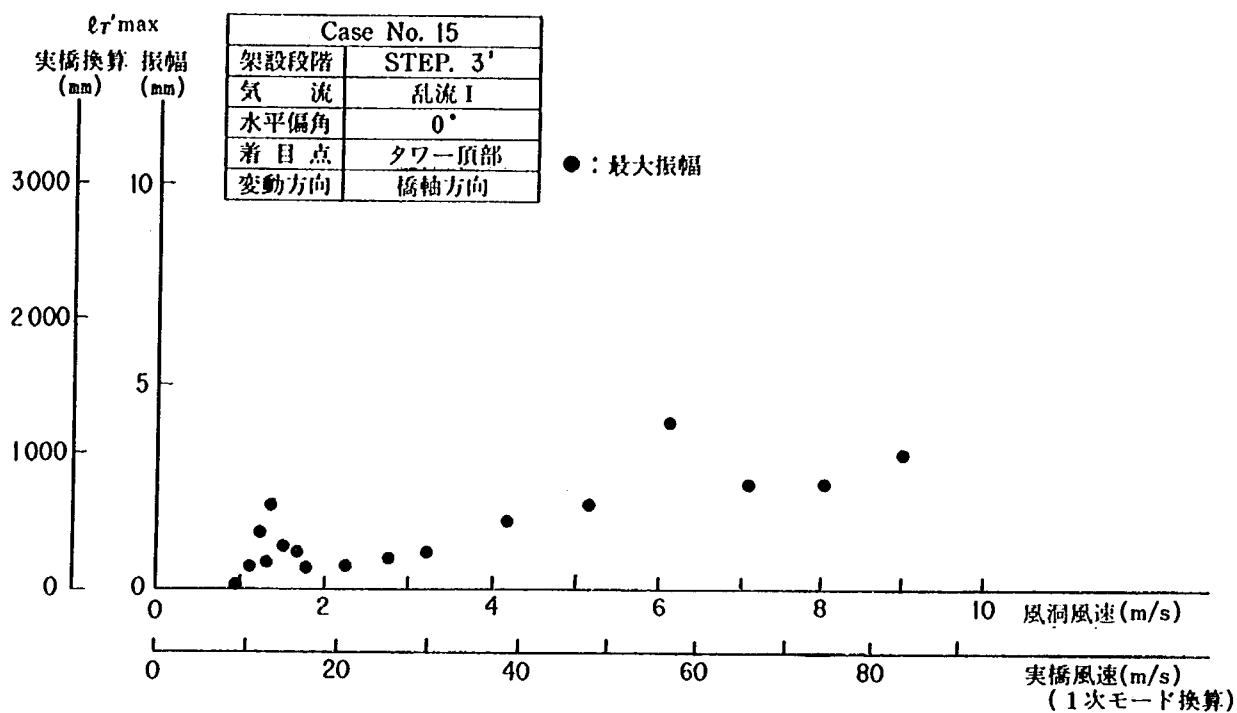


図- 3. 5. 10 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

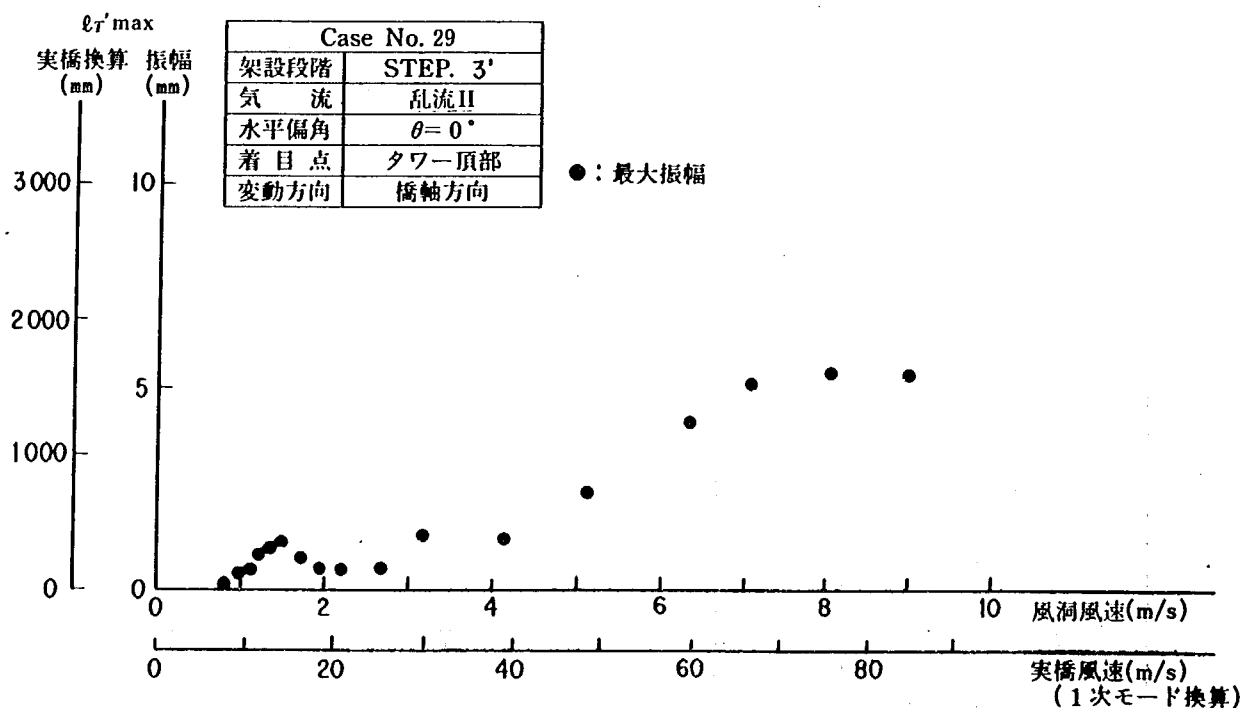


図- 3. 5. 11 名港中央大橋 主塔 振幅-風速曲線

着目した最大変位（塔頂・橋軸方向）

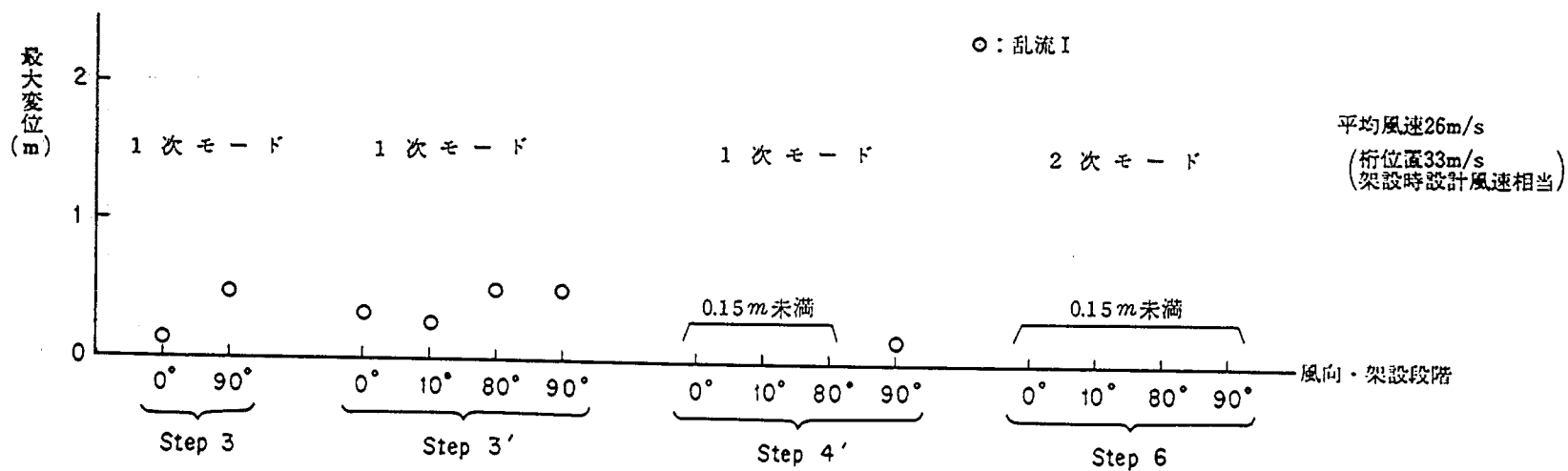
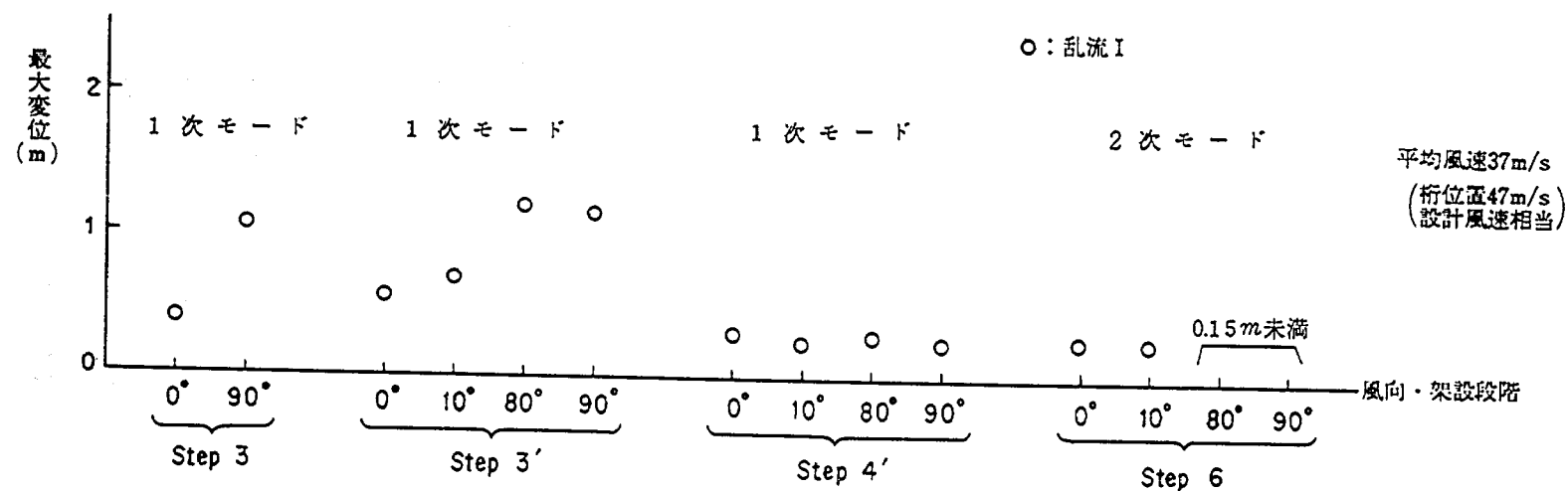


図-3.5.12 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形+ガスト応答）

着目した最大変位（塔頂・橋軸直角方向）

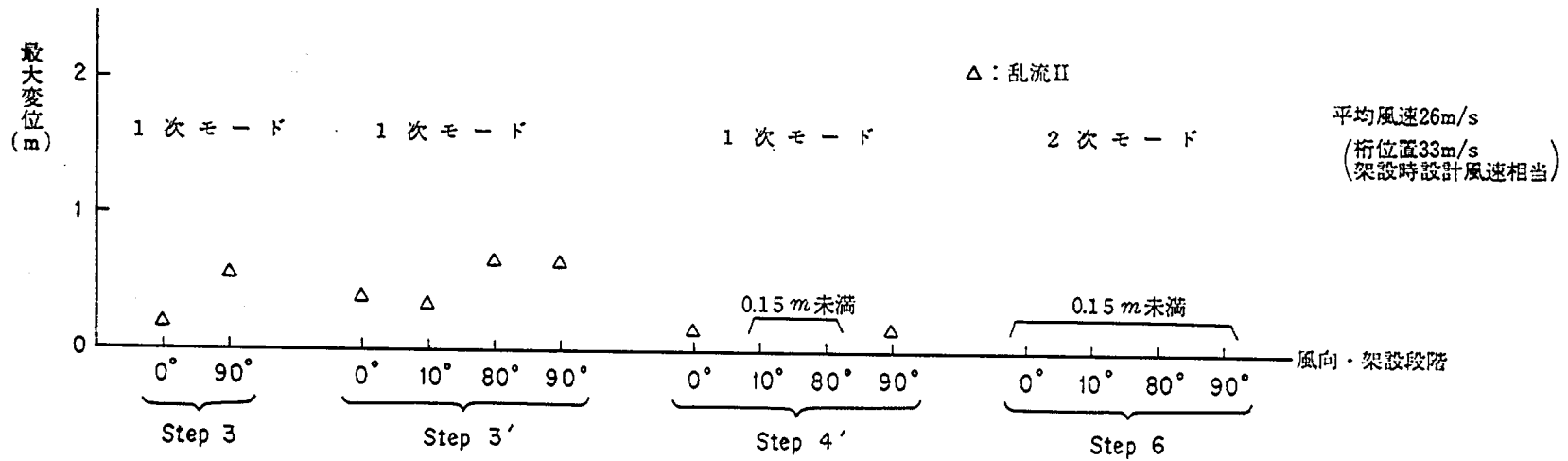
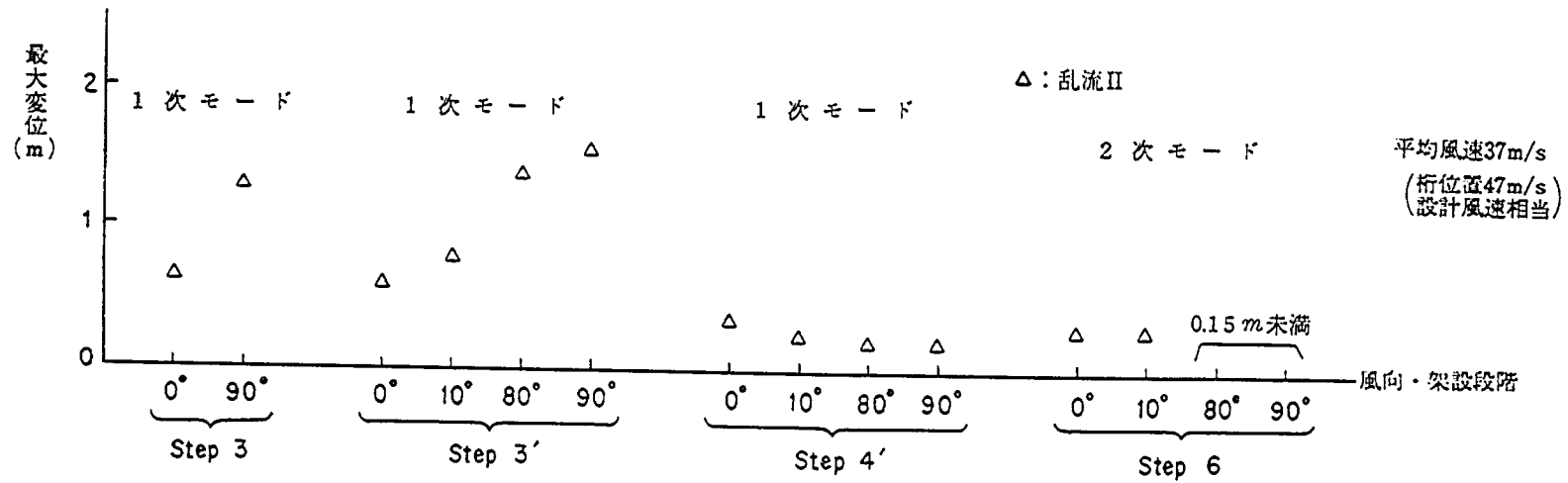
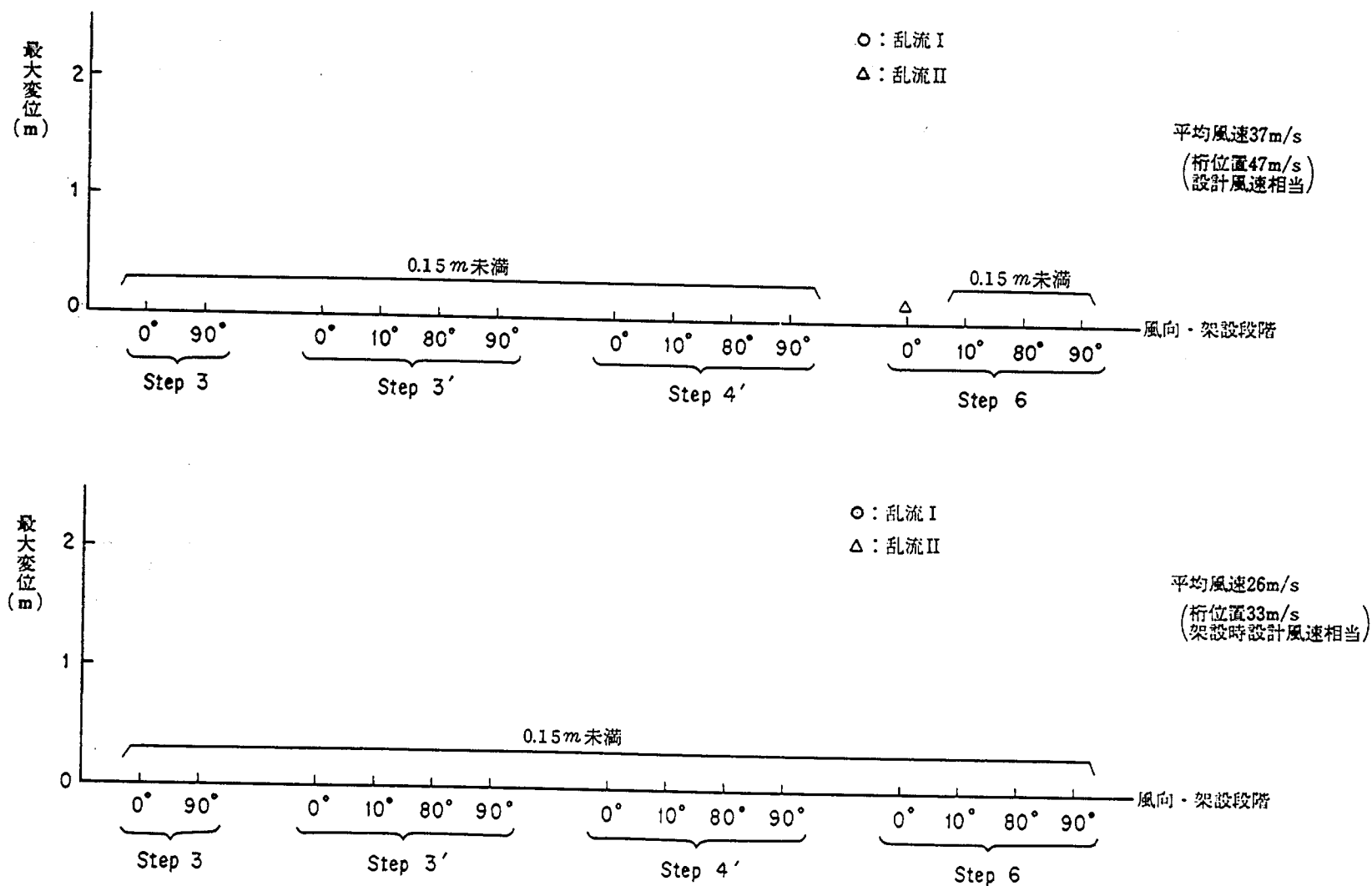


図- 3.5.13 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形+ガスト応答）

着目した最大変位（塔頂・橋軸直角方向）



図－3.5.14 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形＋ガスト応答）

着目した最大変位（中央径間橋桁先端下流側鉛直方向）

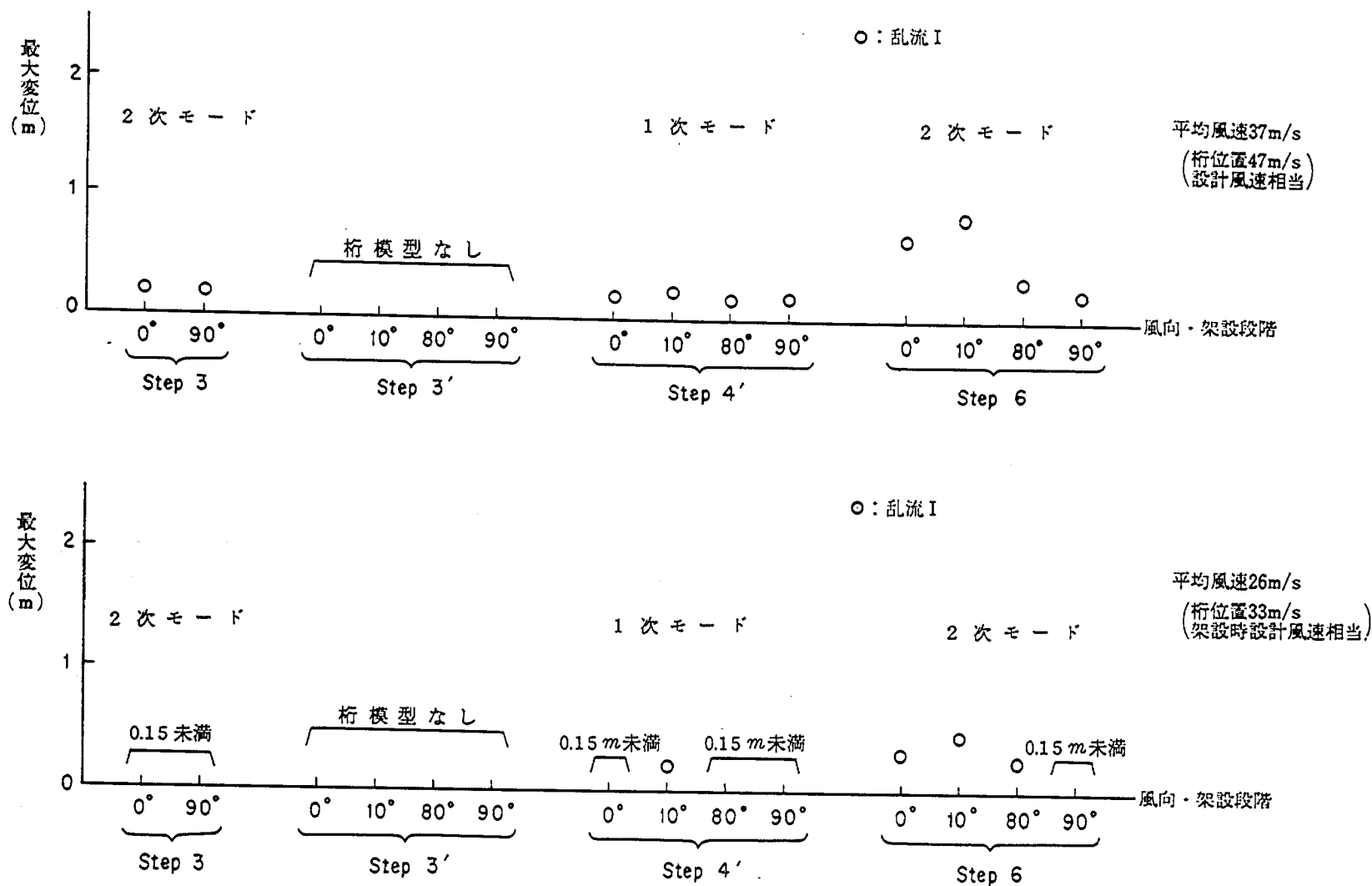


図-3.5.15 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形+ガスト応答）

着目した最大変位（中央径間橋桁先端下流側鉛直方向）

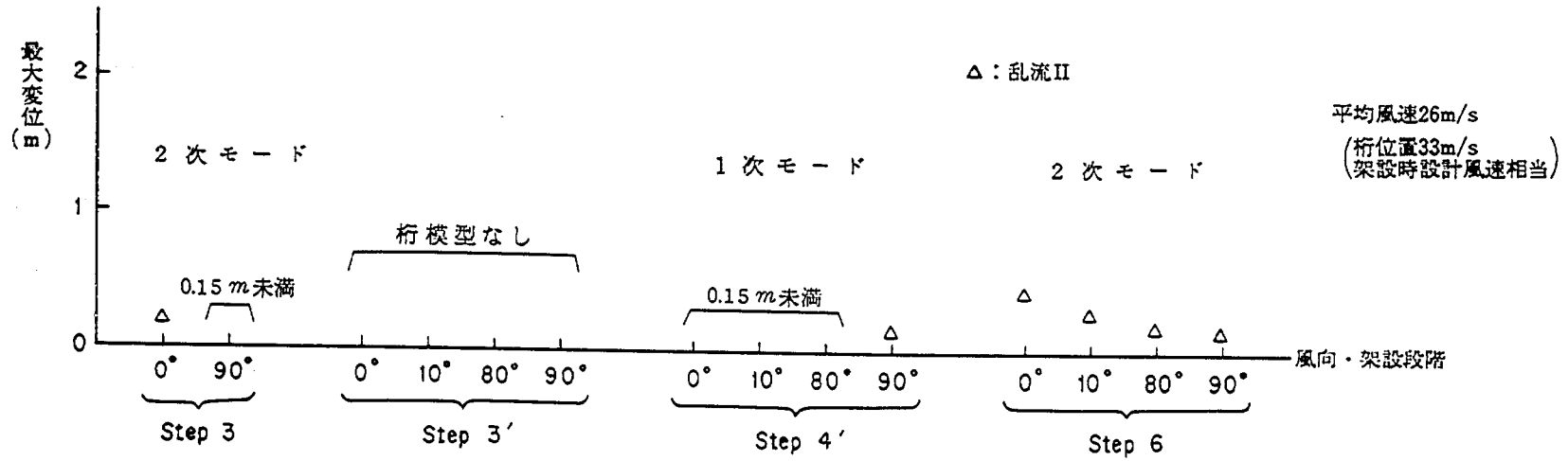
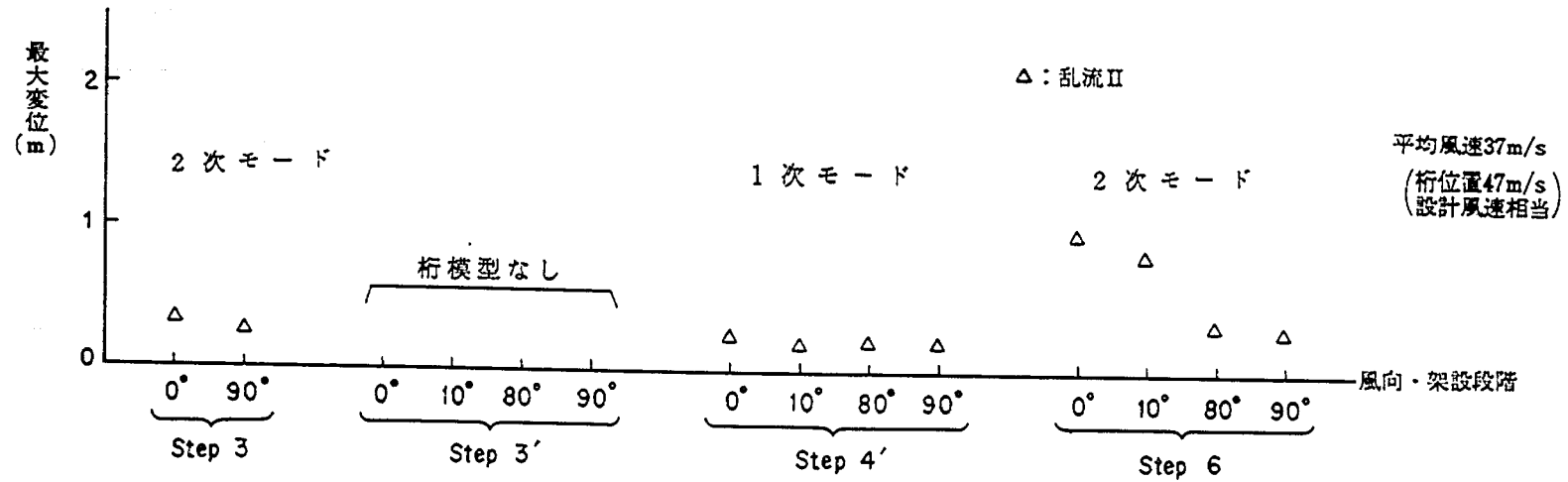


図-3.5.16 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形+ガスト応答）

着目した最大変位（中央径間橋桁先端水平方向）

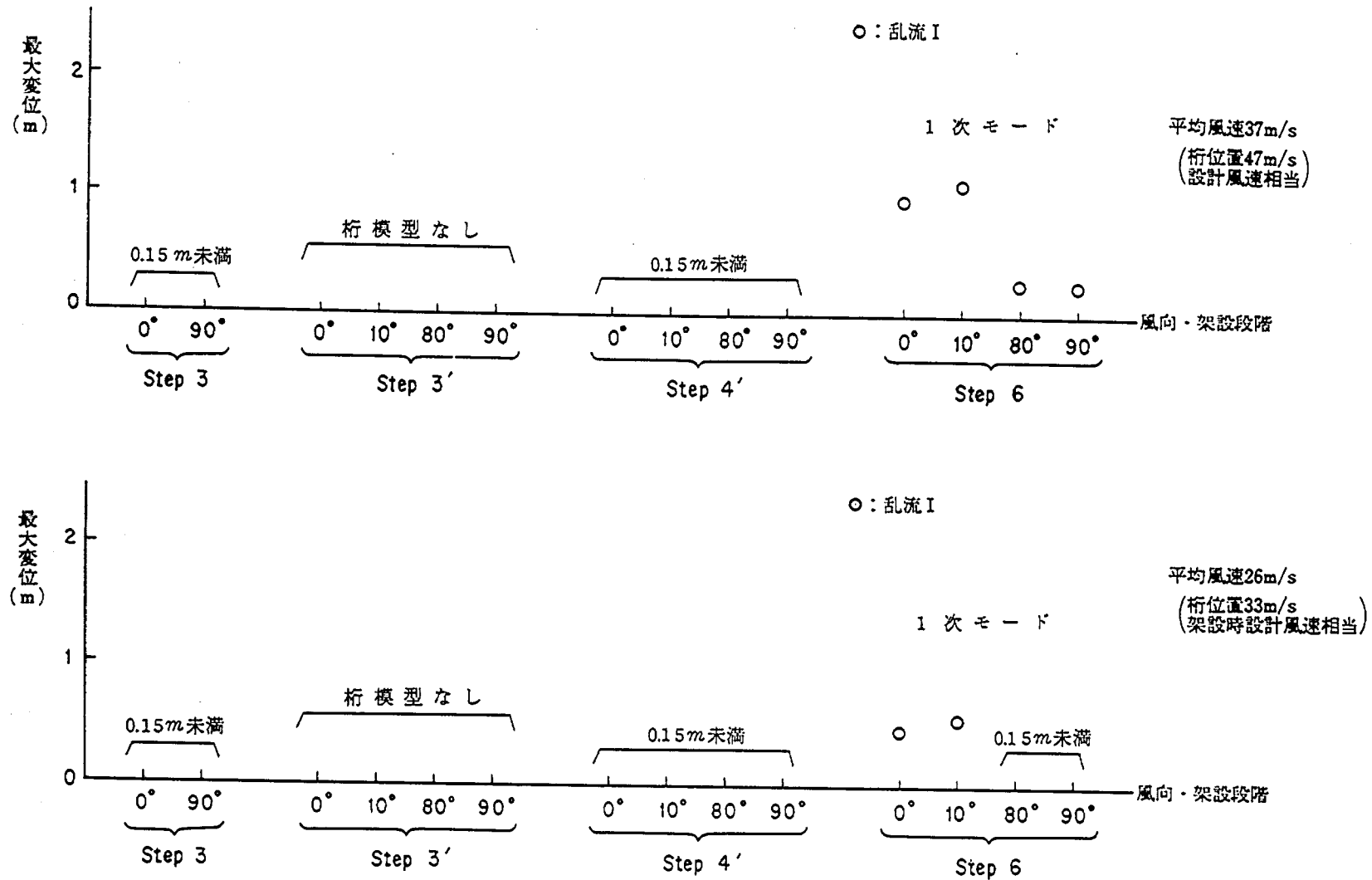


図-3.5.17 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形+ガスト応答）

着目した最大変位（中央径間橋桁先端水平方向）

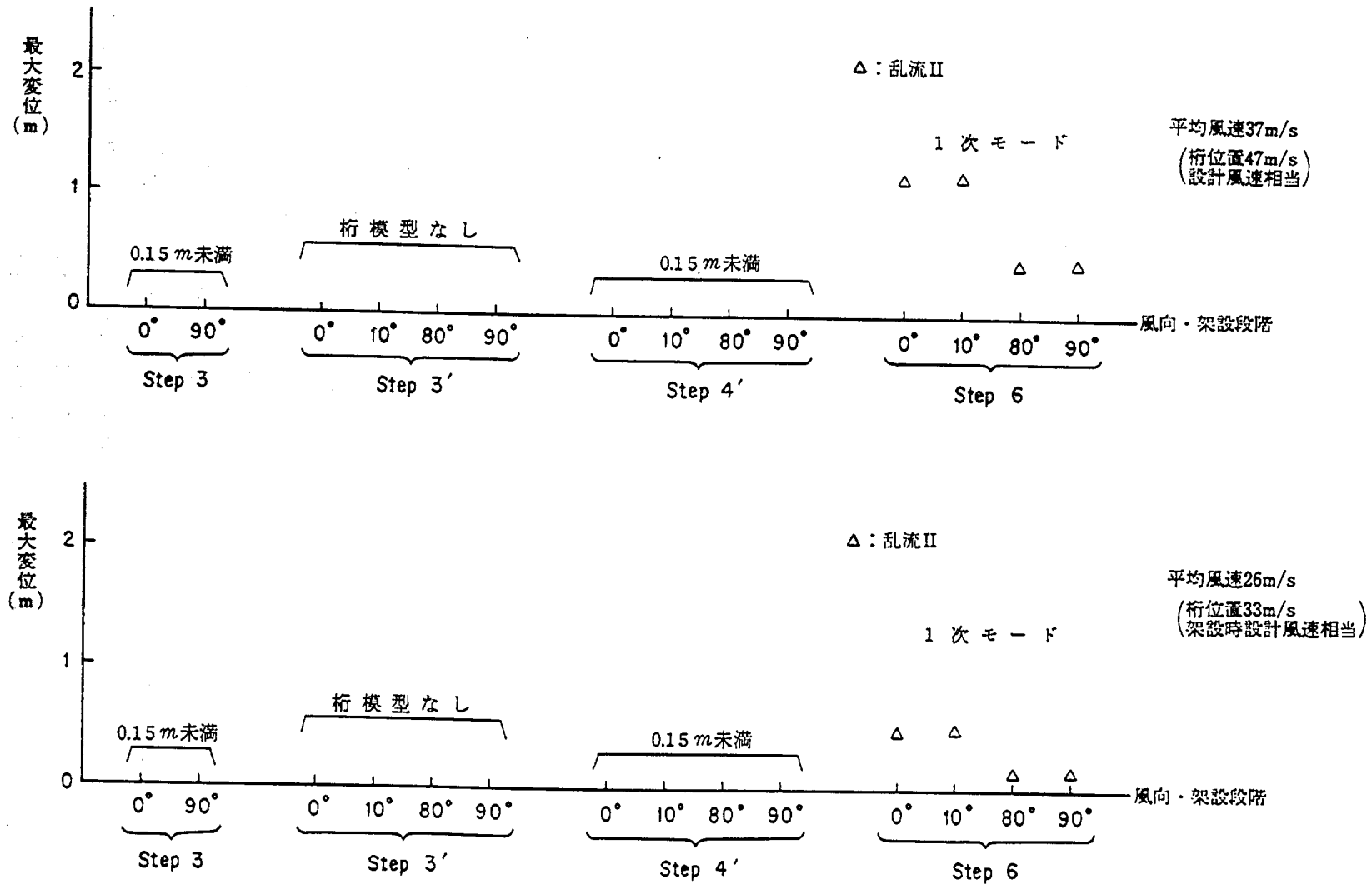


図-3.5.18 名港中央大橋架設時の風による最大変位（静的変形+ガスト応答）

大きな変位の発生した例として、Step3' の風向90° のタワー橋軸方向変位、Step 6の風向0° の橋桁の鉛直変位および水平変位と風速との関係を図- 3. 5. 19～図- 3. 5. 24に示す。図には静的変形とガスト応答による最大変位の他に、ガスト応答による最大振幅もあわせて示してあり、最大変位におよぼすガスト応答の寄与も読み取れる。図よりどのケースもガスト応答の寄与の方が静的変形の寄与に比べて大きいこと、とくに橋桁の鉛直方向の最大変位に対してはその傾向が著しいことなどがわかる。

3. 6 架設時耐風性の検討

3. 4 および 3. 5 に示したように、今回の実験では名港中央大橋斜張橋架設案 (A 案- 2) は発散的な自励振動が観測されていない。本章では渦励振、静的変形およびガスト応答について検討を行う。なお、安全性の検討にあたっては構造物変位と応力との関係が必要となるが、これを取りまとめて表- 3. 6 に示す。

3. 6. 1 渦励振に対する検討

Step 3 あるいは Step3' 実験で観測された低風速 (12m/s) における塔の渦励振は、乱流中においても発現が認められること、風速が低いため発現頻度が少なくないこと、などの理由により注意が必要であると考えられる。表- 3. 6 よりこの渦励振によって生ずる応力は大きくなく、構造物の安全性の面からは問題はないと考えられるが、架設の作業性には悪影響を与えるおそれがあるため、制振対策に関し検討する必要があるものと思われる。塔の渦励振の制振対策についてはスライディング・ブロックによる方法や TMD を用いる方法など既にわが国で多くの実績があるため、この渦励振を作業性を損なわない程度にまで抑制することは可能であるものと考えられる。一方、Step3' の高風速 (46m/s) において観測された塔の渦励振は、後述の架設時設計風速 (33m/s) に比べ発現風速が高いこと、乱流中ではガスト応答に特性が変化するがその最大振幅は約 1.2m (図- 3. 5. 10) であり、応力に関しては余裕があること、などの理由より問題にならないものと考えられる。

Step4' あるいは Step 6 の実験で観測された渦励振はいずれも乱流中では発現が認められないため実橋で発現するおそれは小さいものと考えられる。さらに以下の理由によりこれらの渦励振はほとんど問題とならないものと考えられる。すなわち、今回観測された渦励振は桁および塔の橋軸鉛直面内の振動であり、桁と塔がケーブルにより結ばれているため、渦励振発現の原因がどちらにあるかは直ちには明らかにならない。しかしながら、本橋橋桁断面は迎角が 0° に近い場合には、鉛直たわみモードの渦励振が発生しにくい空力特性を示している¹⁾。また、渦励振振幅が最大となる風速を振動数およびタワー頂点の橋軸方向の厚さ (模型で 0.0167 m, 実橋で 5 m) で無次元化して比較すると次のとおりである。

Step 3' (タワーのみ)	10.7 (低風速)	10.7 (高風速)
Step 4' (タワーおよび桁)	10.1 (4 次モード)	
Step 6 (タワーおよび桁)	9.8 (3 次モード)	

これらの値はいずれもほぼ同じであり、先に述べたことと併せて考えると、今回観測された渦励振は主としてタワーの空力特性に起因しているものであると推定される。したがって、Step 3 において設

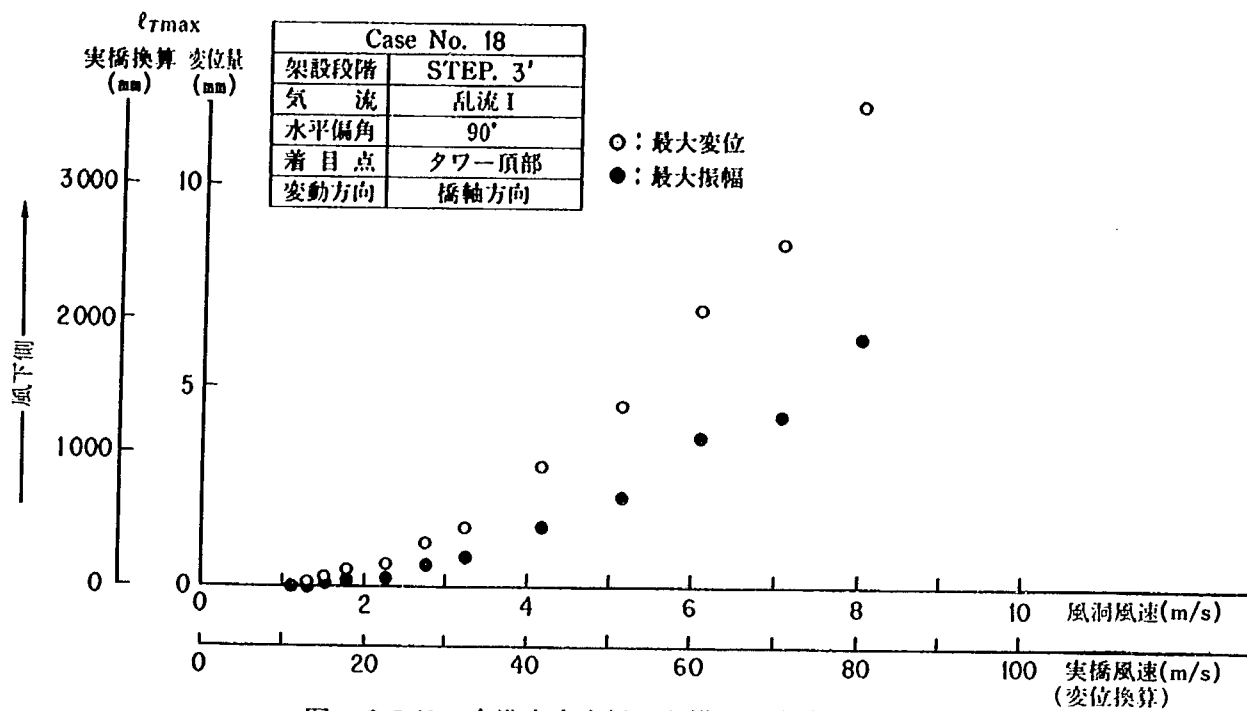


図- 3. 5. 19 名港中央大橋 主塔 最大変位-風速曲線

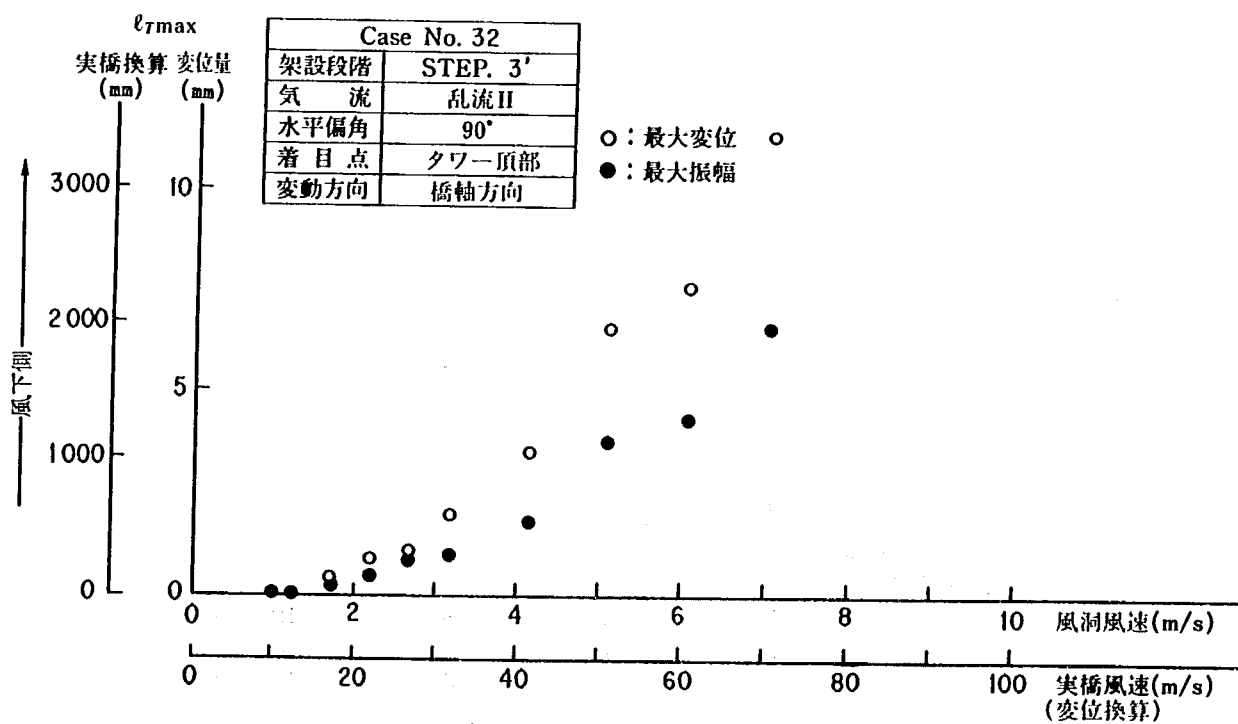


図- 3. 5. 20 名港中央大橋 主塔 最大変位-風速曲線

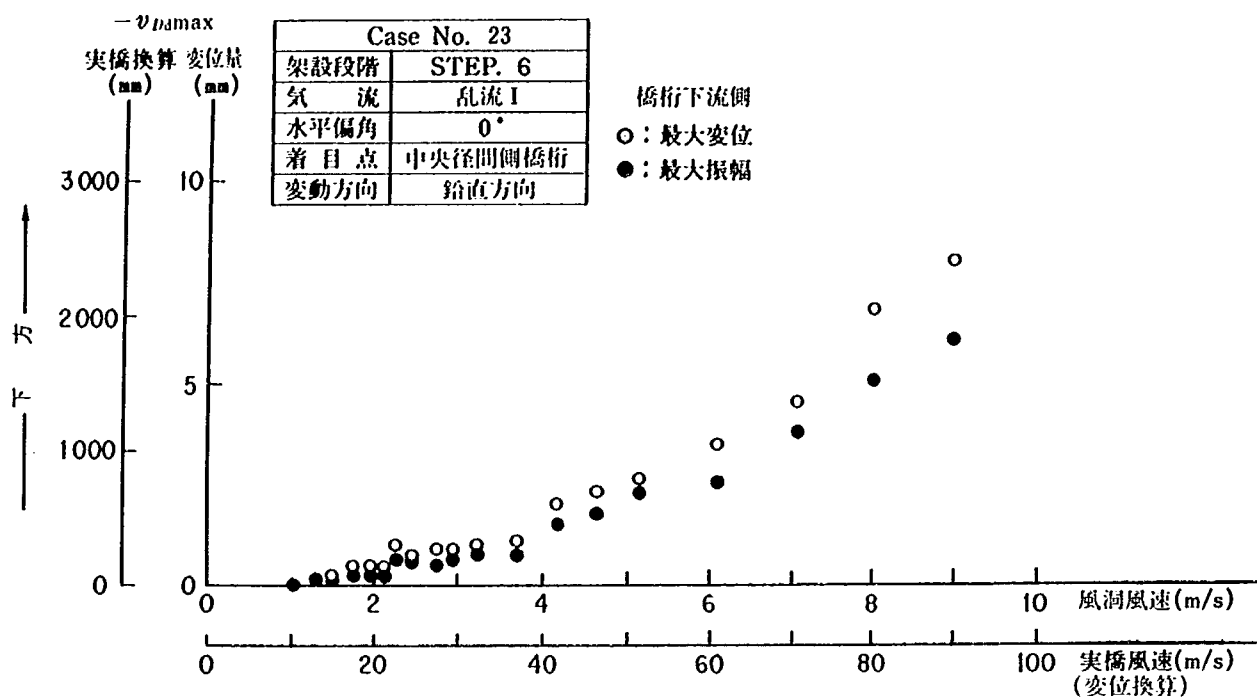


図-3.5.21 名港中央大橋 橋桁 最大変位-風速曲線

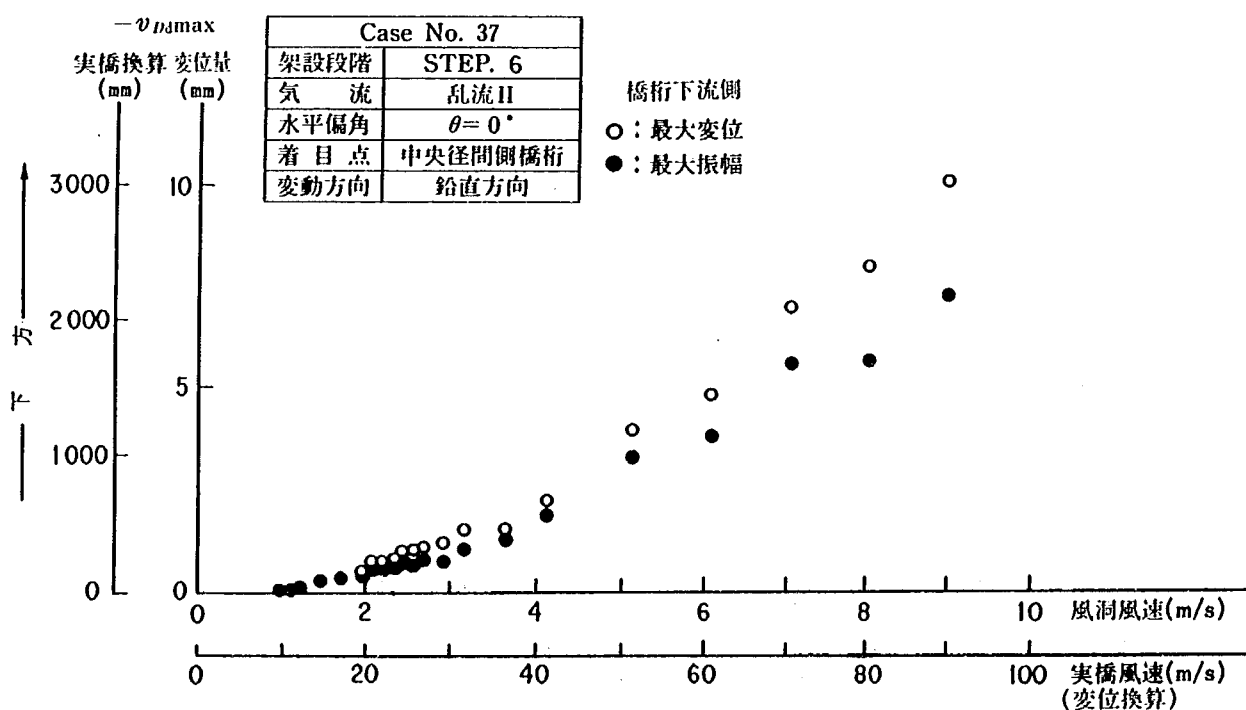


図-3.5.22 名港中央大橋 橋桁 最大変位-風速曲線

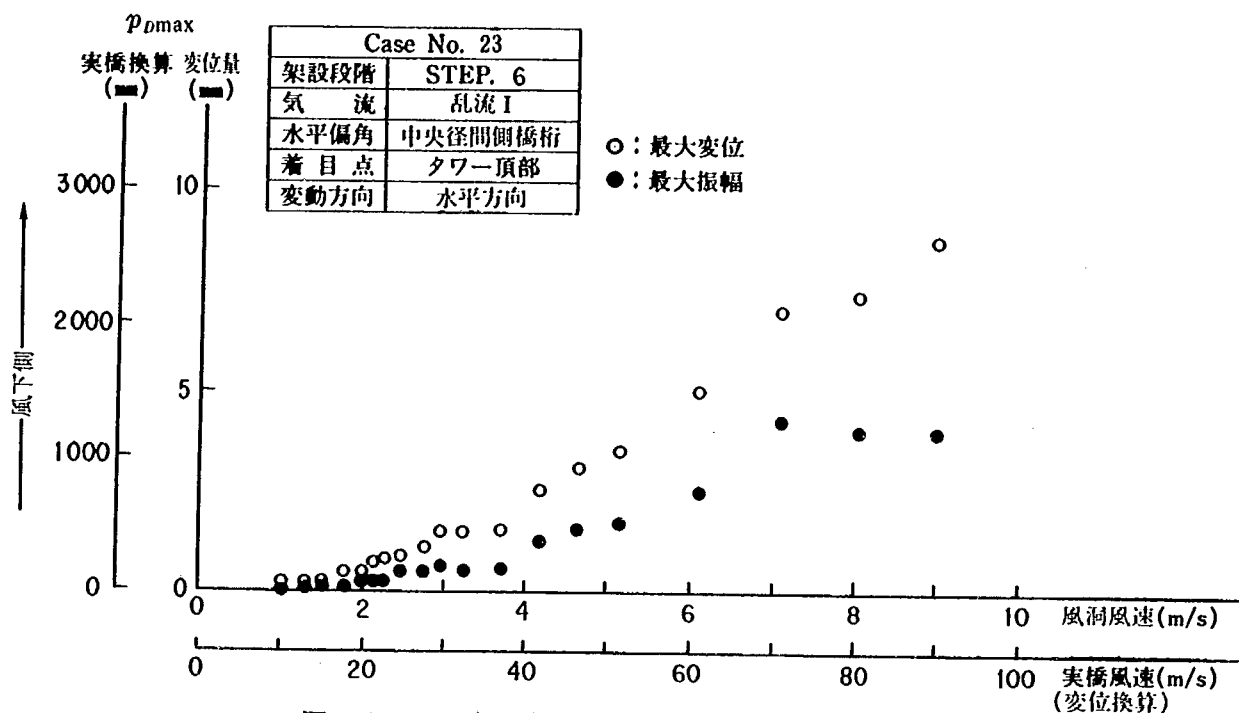


図- 3. 5.23 名港中央大橋 橋桁 最大変位-風速曲線

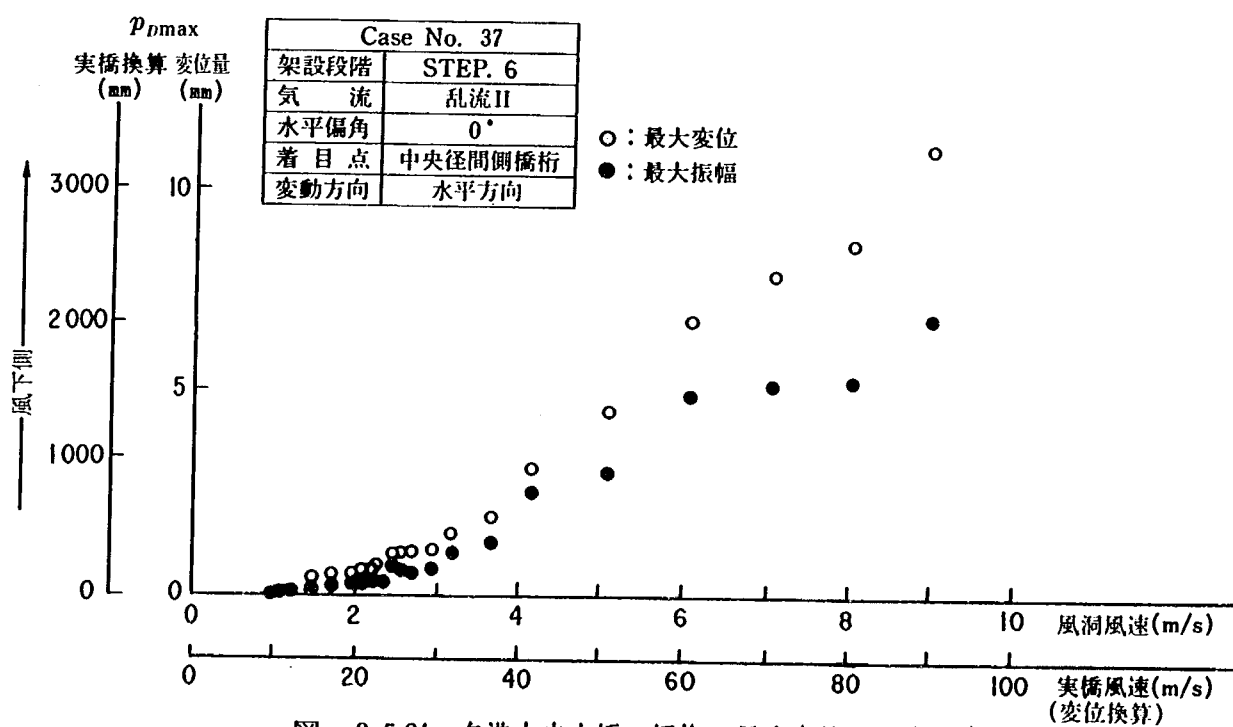


図- 3. 5.24 名港中央大橋 橋桁 最大変位-風速曲線

表－ 3. 6 名港中央大橋架設時発生応力

架設段階	変 形	応力着目点	変形により発生する 応 力	自重等による応力*	許容応力度**
Step 3	塔頂橋軸方向 1 m	塔下端	440kg/cm ²	750kg/cm ²	2,600kg/cm ²
	塔頂橋軸直角方向 1 m	塔下端	4,570kg/cm ²	750kg/cm ²	2,600kg/cm ²
	桁中央径間先端鉛 直 0.1 m	桁主塔位置	530kg/cm ²	2,080kg/cm ²	2,600kg/cm ²
Step 6	桁中央径間先端鉛 直 1 m	桁先端より若干内 側	200kg/cm ²	1,490kg/cm ²	1,400kg/cm ²
		桁先端より若干内 側のケーブル	10kg/cm ²	56kg/cm ²	64kg/cm ²
	桁中央径間先端橋 軸直角水平 1 m	桁主塔位置	640kg/cm ²	700kg/cm ²	2,600kg/cm ²

* 架設機材、架設荷重、ケーブルストレスなどを含む。多少の軽減は可能である。

** 割増しは考慮していない。

Step 4 は 1 次モードが卓越する振動であり、この場合、桁、ケーブルは主として剛体的な変位をするので発生する応力は無視し得る。塔下端に発生する応力は Step 3 のものと概ね等しい。

置が必要と考えられる塔の渦励振用の制振対策を Step 4, Step 6 でも引続き設置すれば、これらの架設段階における渦励振も抑制できるものと考えられる。

3.6.2 静的変形およびガスト応答に対する検討

静的変形およびガスト応答については両者による変位が最大となった状態の応力をもとに検討を行う。名港大橋設計基準（案）¹⁾によれば、架設時風荷重として設計風荷重の $1/2$ を標準とすることが規定されている。すなわち、架設時の設計風速としては完成時の設計風速の $1/\sqrt{2}$ をとればよい。設計風速あるいは設計風荷重の算定にあたっては種々の補正係数が乗じられているが、これらは風速の時間的、空間的変動の影響およびそれによるガスト応答の影響を補正するための係数であり、今回の乱流中の実験のように気流の変動特性および構造物の振動特性を忠実に相似させた実験の結果にもとづき耐風性の判断をする場合には、高度補正を除きこれらの補正を施さない風速を用いる方が合理的と考えられる。実験では橋桁位置での風速を基準にしているため、上述の意味での架設時設計風速は

$$\begin{aligned}\text{架設時設計風速} &= \text{基本風速} \times \text{高度補正} \times 1/\sqrt{2} \\ &= 37 \text{ m/s} \times (54/10)^{1/7} \times 1/\sqrt{2} \\ &= 33 \text{ m/s}\end{aligned}$$

となる。図－3.5.12～図－3.5.18に示された架設時設計風速における最大変位、および表－3.6に示した変形と応力の関係から風により架設時に発生する応力が計算される。これに同表の自重等による応力を加え、許容応力度と比較することにより安全性が判断される。検討の結果明らかとなった事項は以下のとおりである。

- ・塔の橋軸方向および橋軸直角方向の静的変形およびガスト応答に対しては十分安全である。
- ・桁の橋軸直角水平方向の静的変形およびガスト応答に対しても十分安全である。
- ・Step 3 あるいは Step 6 で桁の鉛直方向の静的変形およびガスト応答に対しては、許容応力度を若干上回るが、架設時に対する許容応力度の割増し係数（1.25）を乗じた許容応力度よりは小さな応力度であり、この意味で安全と判断される。

3.7 まとめ

名港中央大橋斜張橋架設案（A案－2）の耐風性について実験的に検討を行った。検討の結果明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) いずれの架設段階も発散的な自励振動は発現せず、本架設案は架設時に破壊的な振動をひき起すおそれはないものと考えられる。
- (2) 一様気流中の風洞実験では各架設段階で橋軸鉛直面内の渦励振が観測された。このうち、Step 3 のタワーの渦励振については架設の作業性を確保するために制振対策を施す必要があるものと考えられる。他の架設段階における渦励振は、自然風の乱れの影響などを考慮すればほとんど問題ないものと考えられる。
- (3) 一様気流中の風洞実験では風による静的変形が、また境界層乱流中の風洞実験では静的変形の他

に風の乱れによるガスト応答が観測された。しかしながら、名港大橋設計基準（案）の考えに従った架設時設計風速において、これらの静的変形およびガスト応答によってもたらされる応力を評価すれば、応力は許容応力度に架設時の割増し係数 1.25 を乗じた応力度を超えることなく、耐風安全性が確保されているものと考えられる。

なお、本調査を実施するにあたり、各架設系の振動解析、応力解析は星野橋梁設計事務所において実施された。記して謝意を表わす。

参考文献

- 1) 日本道路協会、名港中央大橋技術調査特別委員会；名港中央大橋技術調査報告書（建設省中部地方建設局名四国道工事事務所委託），昭和60年9月。
- 2) E S D U ; Engineering Science Data , Wind Engineering , Volume 1 , Wind and turbulence data , Engineering Science Data Unit Ltd , 1982

付録 模型諸元の調整方法

1. 桁質量および極慣性モーメントについて

各ユニットに対する所要値を求め（桁自身＋ケーブル），また，剛性棒と外形材との質量を計測し，所要値に一致するよう付加質量を取付けた。

ユニット番号	所要質量	計測値	付加質量	実測値－所要値	備考
1	桁 12.2 + ケーブル 1.5 φ	9.9 φ	3.8 φ		
2	18.0 + 2.2	12.7	7.5		
3	18.0 + 2.2	12.9	7.3		
4	18.0 + 2.2	12.4	7.8		
5	18.0 + 2.2	12.4	7.8		
6	20.0 + 2.5	17.2	5.3		
7	10.7 + 1.3	13.2	—	1.2 φ	スプライズプレートにより，ほぼ所要値を満たしている。
8	14.0 + 1.7	14.7	—	—1	
9	15.4 + 1.9	15.2	—	—2.1	
10	30.1 + 3.7	38.5	—	4.7	モードが小さい。
11	15.4 + 1.9	11.2	6.1		
12	14.0 + 1.7	14.3	—	—1.4	スプライズプレートによりほぼ所要値を満たしている。
13	10.7 + 1.3	17.0	—	5.0	
14	20.0 + 2.5	17.5	5.0		
15	18.0 + 2.2	12.8	7.4		
16	18.0 + 2.2	12.8	7.4		
17	18.0 + 2.2	12.8	7.4		
18	18.0 + 2.2	12.8	7.4		
19	19.1	31.5	—	12.4	モードが小さく影響が小さい。
20	18.0	12.5	—	—5.5	
21	18.5	13.4	—	—5.1	

スプライズプレートのついていない代表的な断面で計測した極慣性モーメントは $108.3 \varphi \text{mm}^2/\text{mm}$ であった。これと所要値（ $134.6 \varphi \text{mm}^2/\text{mm} + 12.6 \varphi \text{mm}^2/\text{mm}$ ）との差は付加質量取付時にその中心からの距離で補正することとした。なお，スプライズプレートの取付いている区間およびモードの小さい区間についてはとくに補正は行っていない。

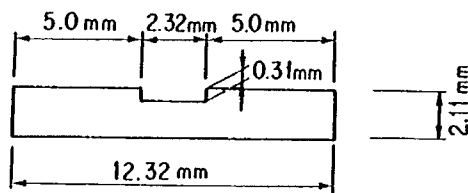
2. 主塔質量について

各ユニット毎の外形材等の質量を計測し，所要値，剛性棒質量を計算し，下記のように補正した。

ユニット番号	所要値	剛性棒	松	付加重量
①	31.7 g	20.3 g	6.5 g	4.9 g
②～⑦	14.4 g	6.8 g	4.8 g	2.8 g
⑧	18 g	13.3 g	5.9 g	$\frac{-1.2g}{\text{補正せず}}$
⑨⑩	35.7 g	13.7 g	6.55 g	15.5 g

3. 桁剛性について

剛性棒としてはアルミニウムを用い、所要値を満たすように断面形状を定めた。



$$A = 25.276 \text{ mm}^2$$

$$S = 1.03 \text{ mm}^3$$

重心の位置 (下から)

$$I_{\text{内}} = 9.01 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{外}} = 322.0 \text{ mm}^4$$

$$J = 21.85 \text{ mm}^4$$

これに対し、実際の桁模型で静的載荷試験を行い得た値は以下のとおりである。

	所要値	実測値
E I 水平面内	$2.37 \times 10^9 \text{ g mm}^2$	2.29×10^9
E I 鉛直面内	6.49×10^7	6.69×10^7
G J	5.68×10^7	8.45×10^7

4. 主塔剛性について

主塔の剛性棒には steel を用い、断面諸元を以下のように定めた。

① $3.30 \text{ mm} \times 3.30 \text{ mm}$

② 2.97×2.97

③ 3.86×3.86

④ 3.61×3.61

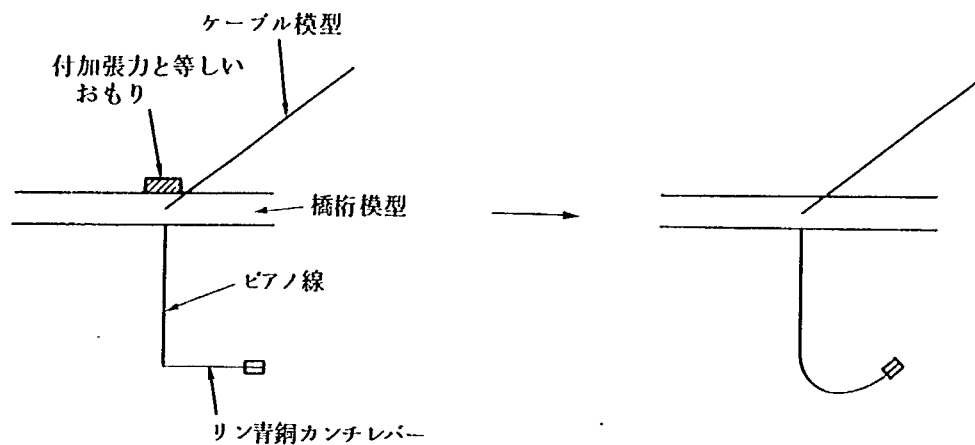
5. ケーブル剛性について

ピアノ線 ($\phi = 0.3 \text{ mm}$) のバネ定数を考慮し、コイルバネのバネ定数の所要値を次のように補正した。

	所要値
S 1, M 1	121 g/mm
S 2, M 2	112
S 3, M 3	111
M 4	137
M 5	91
S 4	115

6. 付加張力について

付加張力はリン青銅のカンチレバーにより与えることとした。ケーブルのコイルバネのバネ定数に影響を与えないよう、カンチレバーの換算ばね定数は概ね 2 g/mm とした。所要付加張力と等しい重りを桁に載せ、この状態で桁がほぼ水平となるようにケーブル等の調整を行い、その後重りを除去し、カンチレバーの回転角を調整して、桁等が前の状態と等しくなるように設定した。



大規模橋梁の耐風性調査報告書

ISSN 0386-5878

土研資料第2379号

昭和61年4月(1986)

横山 功一・佐藤 弘史
神 寄 一夫・福田 誠
東久保 正徳

要 旨

本調査では、建設省で計画が進められている鶴見航路橋（東京湾岸道路）および名港中央大橋（伊勢湾岸道路）について耐風性の検討を実施した。このうち、鶴見航路橋は並列斜張橋梁について耐風性を調査し、また名港中央大橋は暫定施工案の耐風性および斜張橋案架設時の耐風性について調査を行った。

キーワード：鶴見航路橋，名港中央大橋，耐風調査，並列斜張橋，架設系



郵便はがき

四十円
をはって
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

構造研究室 御中

No. 1

No. 1

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2379 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印