

土木研究所資料

耐風調査報告書(Ⅳ)

昭和51年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

序

昭和50年度に実施した耐風調査の結果を報告する。調査項目は次の通りである。

- (1) Theodorsen空気力による2次元翼フラッタ風速のパラメータ解析
- (2) 箱桁斜張橋の耐風性調査(その2)
- (3) 新水郷大橋の耐風性調査
- (4) 横浜航路横断橋の耐風性調査

昭和51年3月

構造研究室	室長	成田信之
	研究員	横山功一
	研究員	桂樹正隆
		河野良次
		野村一夫

目

次

1. Theodorsen 空気力による 2 次元翼フラッタ風速のパラメータ解析	1
1.1 まえがき	1
1.2 基本式	1
1.3 数値計算	2
2. 箱桁斜張橋の耐風性調査 (その 2)	14
2.1 まえがき	14
2.2 実験模型	14
2.3 空気力の計測装置	15
2.4 実験結果	18
2.5 実験結果の考察	30
3. 新水郷大橋の耐風性調査	33
3.1 まえがき	33
3.2 架橋地点の風観測	33
3.3 模型実験	34
3.4 結 論	34
4. 横浜航路横断橋の耐風性調査	41
4.1 まえがき	41
4.2 昭和 49 年度に行なった調査の概要	41
4.3 風洞実験	42
4.4 実験結果と考察	43
4.5 まとめ	44

1. Theodorsen 空気力による 2 次元翼フラッタ風速のパラメータ解析

1.1 まえがき

周知のように橋梁断面は角型部材より構成されており、それに作用する空気力特性を解析的に求めることは現状では不可能である。それ故、橋梁の耐風性の判定は専ら風洞実験に依存しているのが実情である。しかし一方では、Bleich, Klöppel, Selberg 等に代表される一連の研究では Theodorsen 空気力による 2 次元翼のフラッタ風速 (V_F) を基本としてこれに橋梁断面の形状に応じた補正係数 (K) を乗じて橋梁の耐風性 (フラッタ風速 V_{cr}) を判定しようとの試みがなされて来た。すなわち、橋梁のフラッタ限界風速は次式で表わそうとするものである。

$$V_{cr} = K \cdot V_F$$

ところがこの種の研究は、対象橋梁がトラスで構成されている場合には必ずしも風洞実験結果と適合しないとの理由で重要視されていない。これはトラス補剛の橋梁の場合には断面形状が複雑で作用空気力も平板空気力からは大幅にかけ離れたものとなるので、上記の考え方を導入するには無理があると思われたからである。

その後、Severn 橋、Littlebelt 橋、Hamber 橋に代表される箱桁補剛構をもった長大吊橋の架設例が多くなって来た。これらの橋梁の場合にはトラスの場合に比べてその空気力特性が Theodorsen 空気力に近いこともあって再び上述の補正係数を適用する方法が復活してくるものと考えられる。

このような理由から、本研究では Theodorsen 空気力による 2 次元翼のフラッタ風速のパラメータ解析を行なったのでその結果を報告する。パラメータの領域は主として斜張橋を対象として定めた。また、計算結果は使用の便を計って図表にまとめた。

1.2 基本式

平板に作用する空気力は、右図を参考にして、次式で表わせる。

$$\begin{cases} L = -\pi \rho b^2 (V \dot{h} + \dot{h}) - 2\pi \rho b V C(K) (V \alpha + h + \frac{b}{2} \dot{\alpha}) \\ M = -\pi \rho b^2 (V \frac{b}{2} \dot{\alpha} + \frac{b^2}{8} \ddot{\alpha}) + \pi \rho b^2 V C(K) (V \alpha + h + \frac{b}{2} \dot{\alpha}) \end{cases}$$

一般に空气の慣性項は無視できるので、 $\dot{h}$ 、 $\ddot{\alpha}$ に関する項を無視して振動方程式を求めると次式が得られる。

$$\begin{cases} \ddot{h} + 2\zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h = -\frac{SV^2}{m} \left\{ f_1 \left(\alpha + \frac{h}{V} \right) + f_2 \frac{b}{2V} \dot{\alpha} \right\} \\ \ddot{\alpha} + 2\zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha = -\frac{SbV^2}{2I_p} \left\{ f_1 \left(\alpha + \frac{h}{V} \right) - f_3 \frac{b}{2V} \dot{\alpha} \right\} \end{cases}$$

ただし、記号は以下の通り定義する。

h 、 α 上下、ねじれ変位

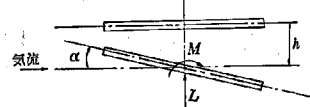


図 1.1 平板翼の変位と空気力

ω_h, ω_a	非減衰固有円振動数
ζ_h, ζ_a	減衰比
S	$2\pi\rho b$
f_1	$C(K)$
f_2	$1+C(K)$
f_3	$1-C(K)$
m	単位長当り質量
I_p	単位長当り質量極慣性モーメント
ρ	空気密度
K	$\frac{\omega b}{V}$

上式の解として

$$\begin{cases} \eta = h/b = x_1 e^{i\omega t} \\ \varphi = a = x_2 e^{i\omega t} \end{cases}$$

とおく。

ただし、

x_1, x_2 : 振幅と位相を表わす無次元複素数
 ω : フラッタ円振動数

である。

そこで、 η, φ を振動方程式に代入し、フラッタ方程式を求めれば、

$$\Delta = 0$$

が得られる。更にこれを $\Delta_R = 0, \Delta_I = 0$ と分ければ、それぞれより次式が求められる。

$$\begin{cases} a_1 X^4 + a_2 X^3 + a_3 X^2 + a_4 = 0 \\ b_1 X^3 + b_2 X^2 + b_3 X + b_4 = 0 \end{cases}$$

上式で、 X は ω/ω_h 、 $a_1, a_2, \dots, b_3, b_4$ は、 $C(K)$ 、 $\mu (=2\pi\rho b^2/m)$ 、 $\nu (=2I_p/m b^2)$ 、 ω_a/ω_h 、 K 、 ζ_h 、 ζ_a を含む係数である。そこで、この連立方程式の解のうち、条件を満たす2根よりフラッタ時の X_{cr} および K_{cr} が求められる。フラッタ風速 V_F とその時の円振動数 ω_F は次式により算出される。

$$\begin{cases} \omega_F = X_{cr} \cdot \omega_h \\ V_F = b \omega_F / K_{cr} = b \omega_h X_{cr} / K_{cr} \end{cases}$$

1.3 数値計算

上に述べた基本式をプログラム化し、千葉支所の大型計算機(TOSBAC 5600)を用いて計算を行なった。計算に際して、諸定数は既往の斜張橋の設計資料を基に次の範囲で変化させた。

質量比 ($\mu = 2\pi \rho b^2 / m$) : 0.04~0.20、0.04 刻み

回転慣性比 ($\nu = 2 I_P / m b^2$) : 0.40~1.20、0.20 刻み

減衰比 (ζ) : 0.00~0.05、0.01 刻み

計算結果を図-1.2および図-1.3にとりまとめた。図-1.2は与えられた μ 、 ν 、 ζ における振動数比 (ω_d / ω_h) とフラッタ時の振動数比 (ω / ω_h) の関係を示し、また、図-1.3は振動数比 (ω_d / ω_h) とフラッタ時の無次元振動数の逆数 ($1/K_{cr} = V_F / \omega_F b$) の関係を表わす。そこで以下にこれらの図の具体的な使い方を説明する。

図-1.2と図-1.3の使い方

① 諸定数の算定

与えられた設計条件より、 μ と ν を算出する。なお、 ζ は既往の資料を参考に推定値を用いる。

② 固有振動数の算定

たわみおよびねじれの固有振動数 (ω_h と ω_d) を算出する。

③ フラッタ振動数の読みとり

図-1.2より、与えられた μ 、 ν 、 ζ に対応する図表を用い、②で求めた ω_d / ω_h に対応する ω_F / ω_h を読みとり、 ω_F を算定する。

④ フラッタ風速の読みとり

図-1.3より、与えられた μ 、 ν 、 ζ に対応する図表を用い、②で求めた ω_d / ω_h に対応する $1/K_{cr}$ を読みとり、 V_F を算定する。

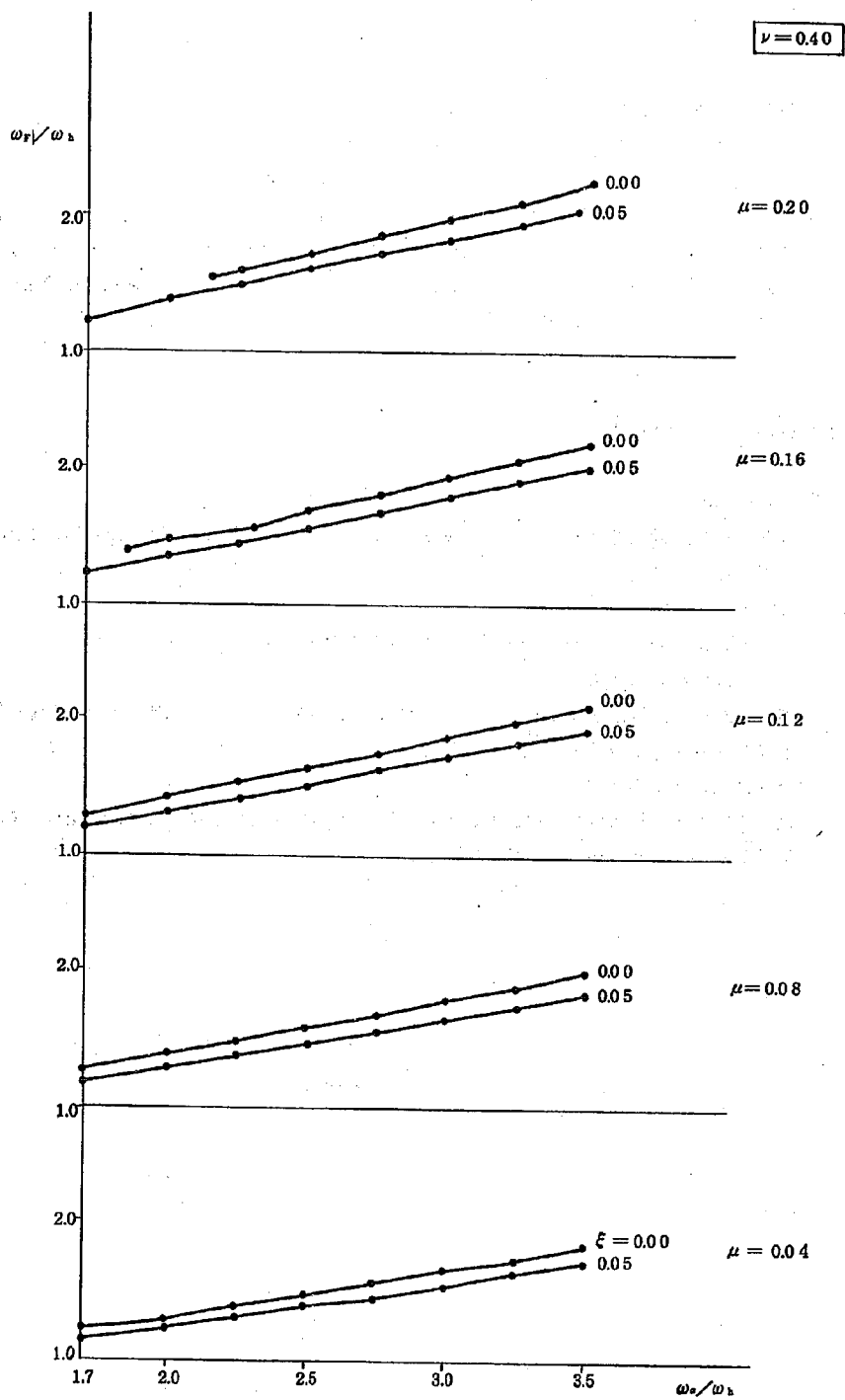


図-1.2 (1) フラッタ振動数

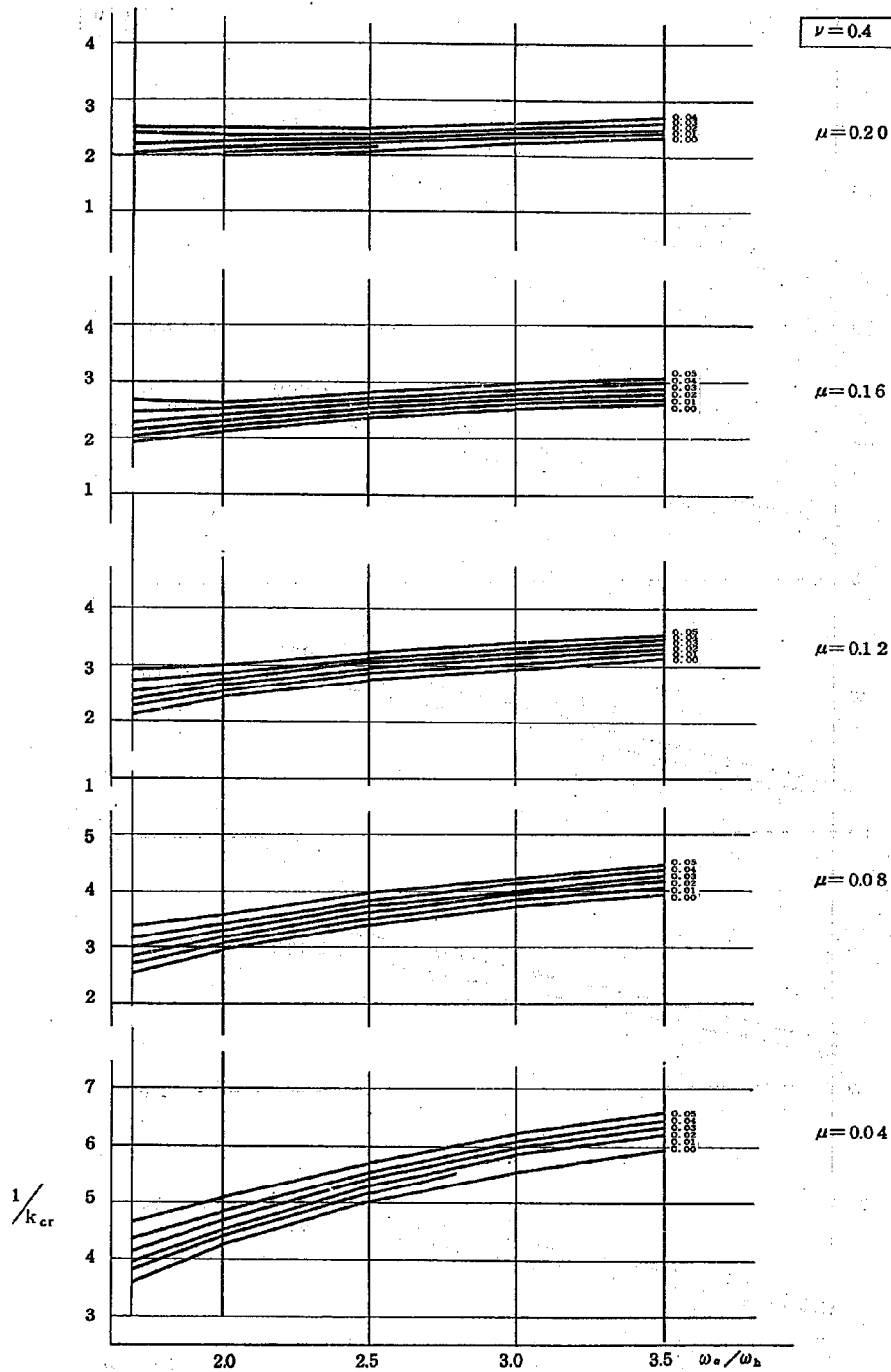


図-13(1) フラッタ風速

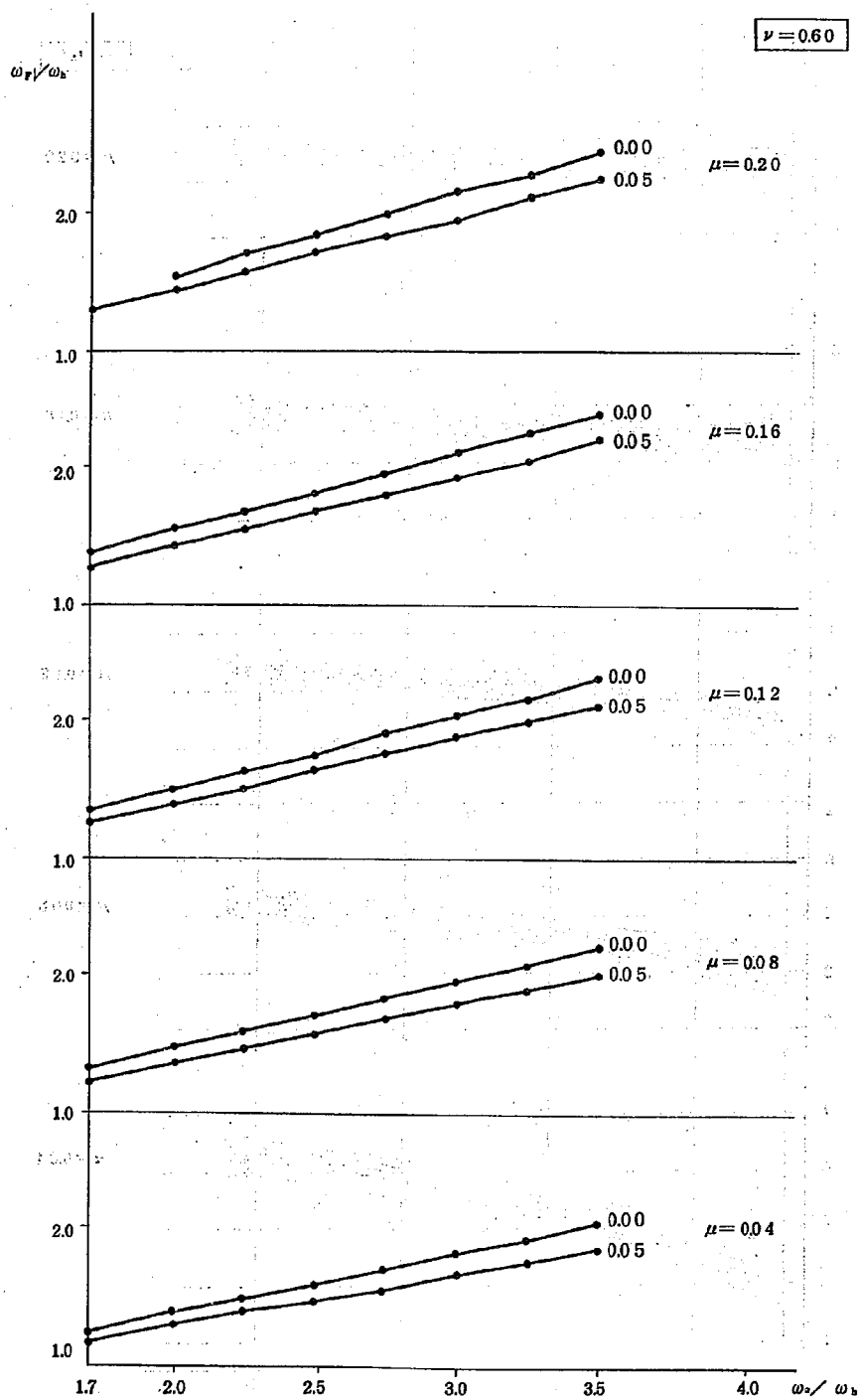


図-12(2) フラッタ振動数

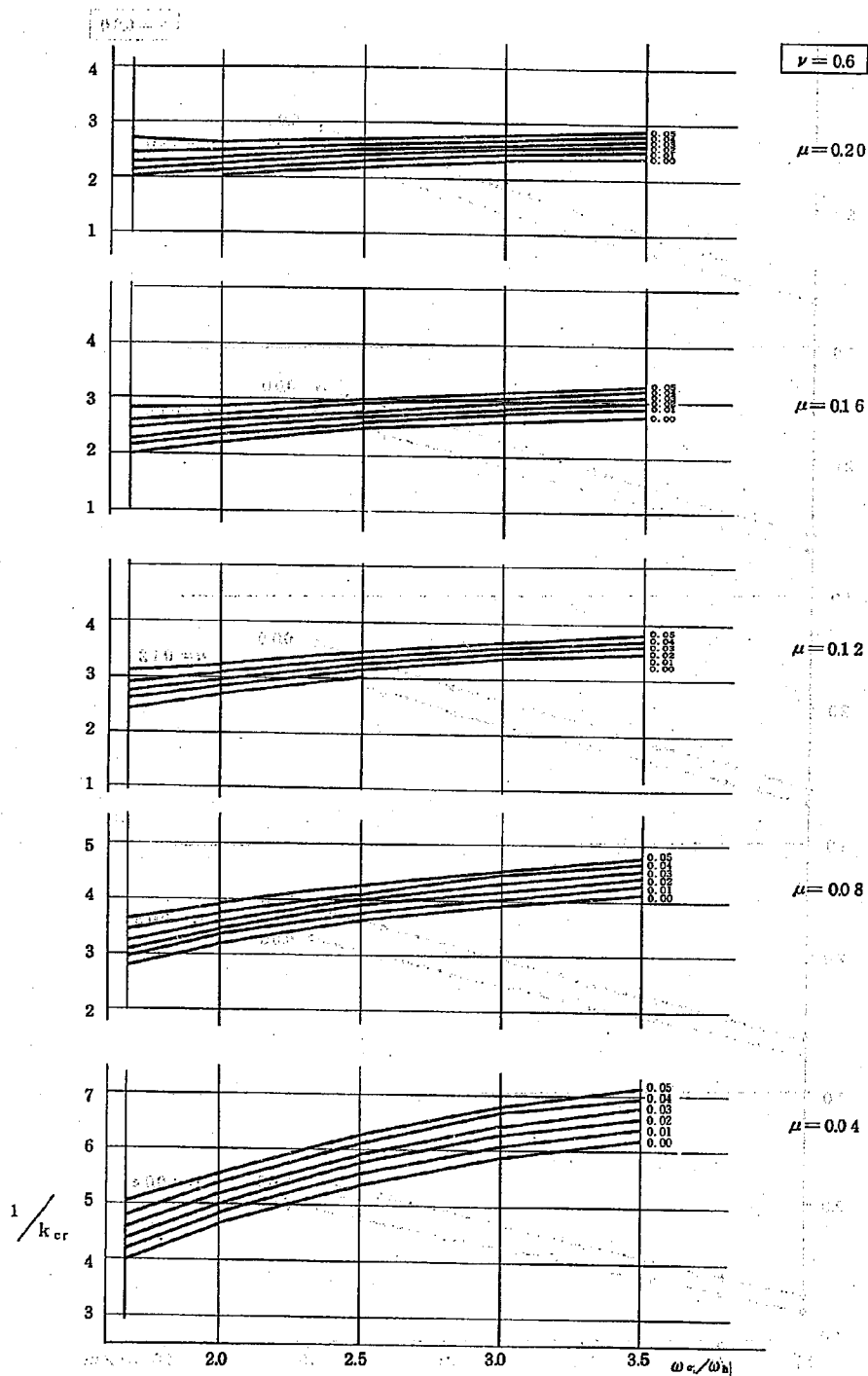


図-13 (2) : フラッタ風速

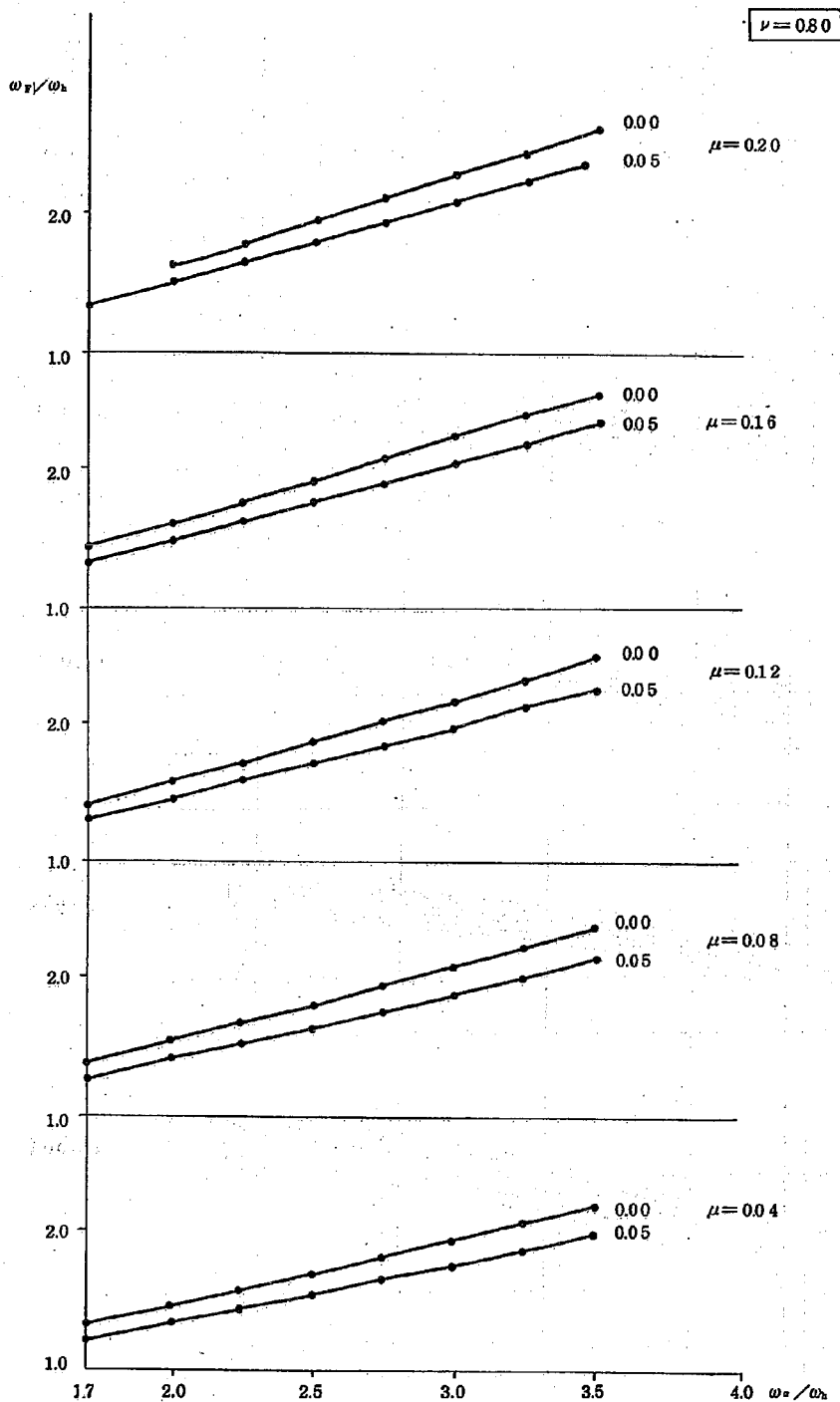


図-1.2 (3) フラッタ振動数

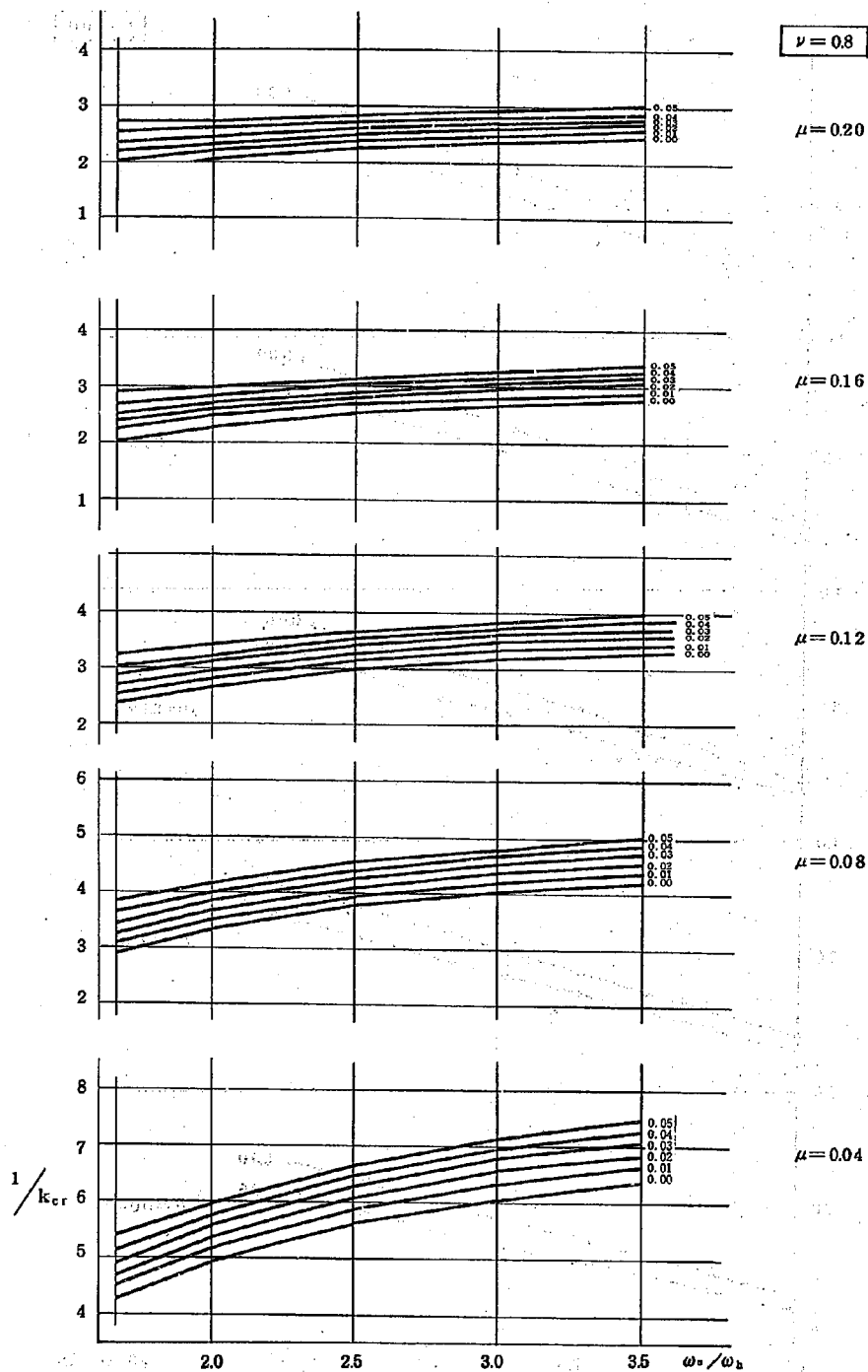


図-13 (3) フラッタ風速

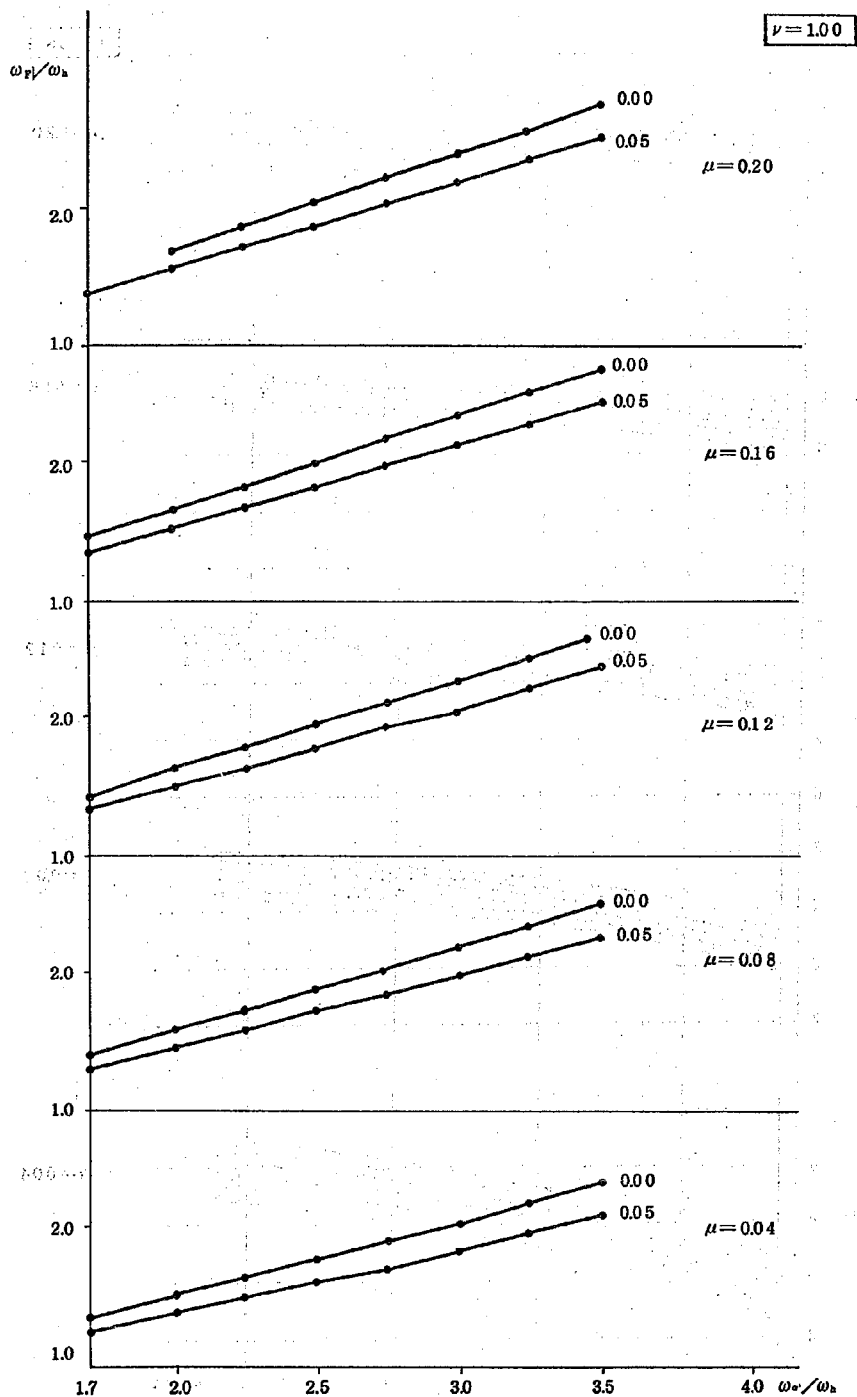


図-12(4) フラッタ振動数

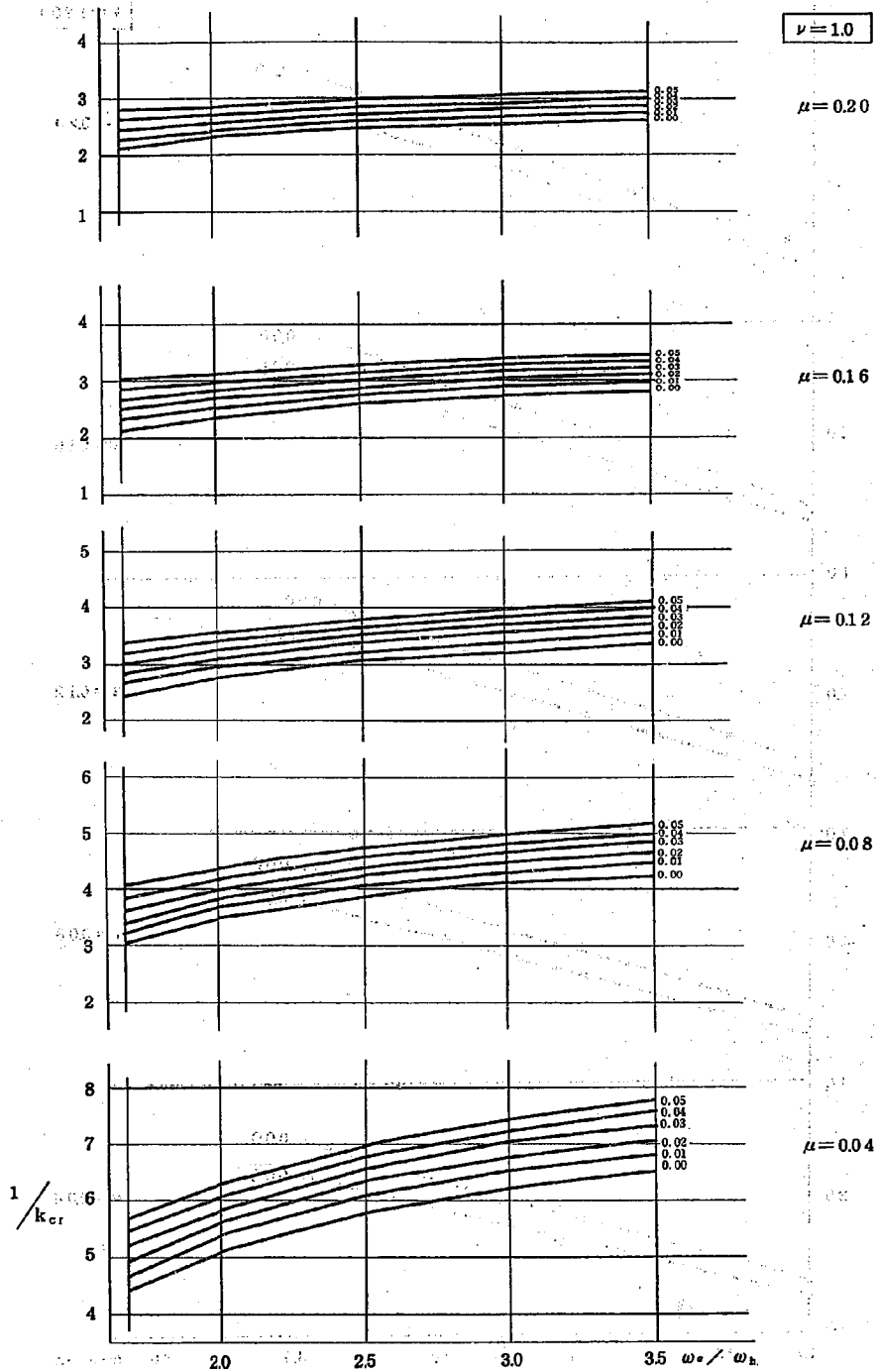


図-13(4) フラッタ風速

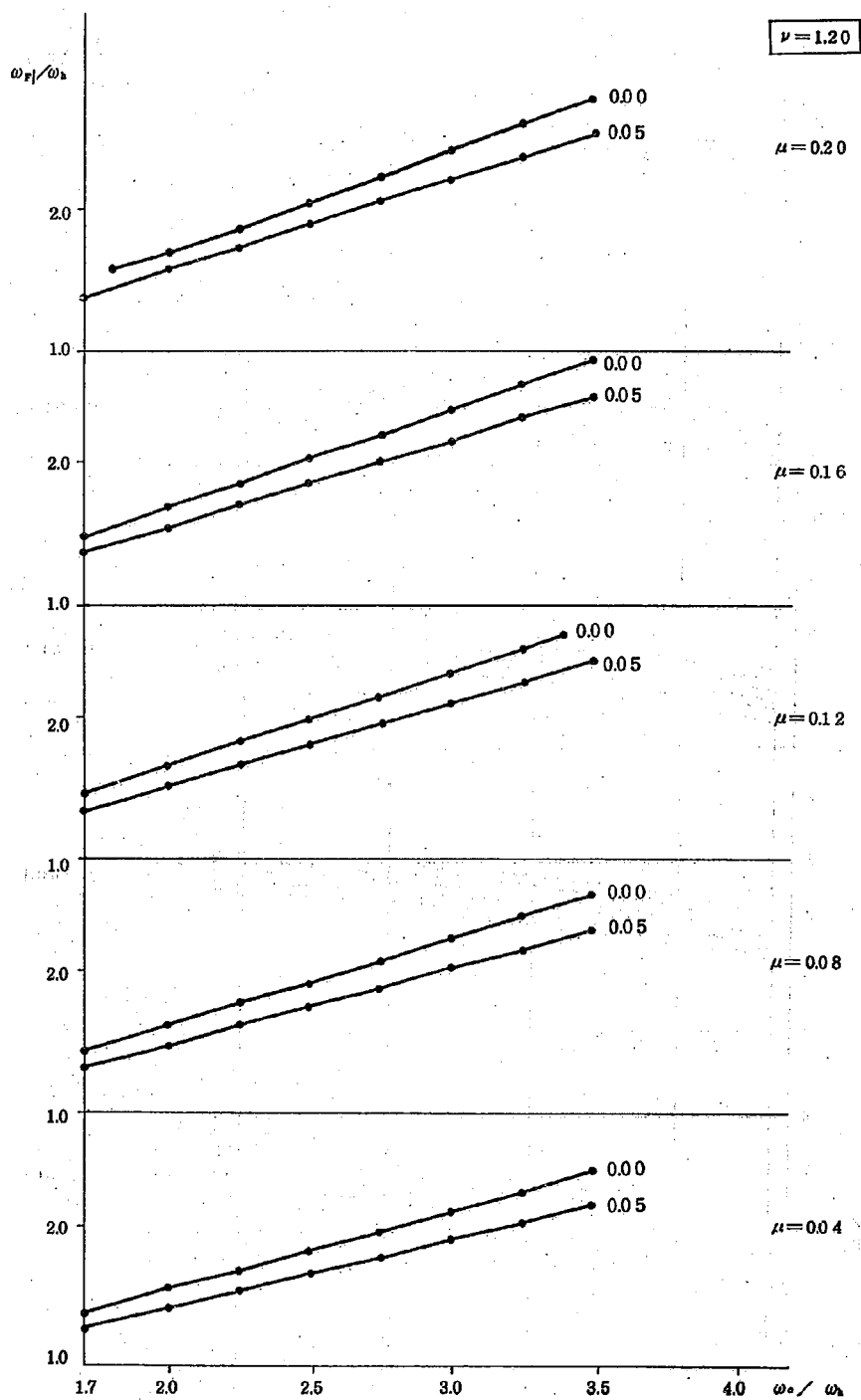


図-12(5) フラッタ振動数

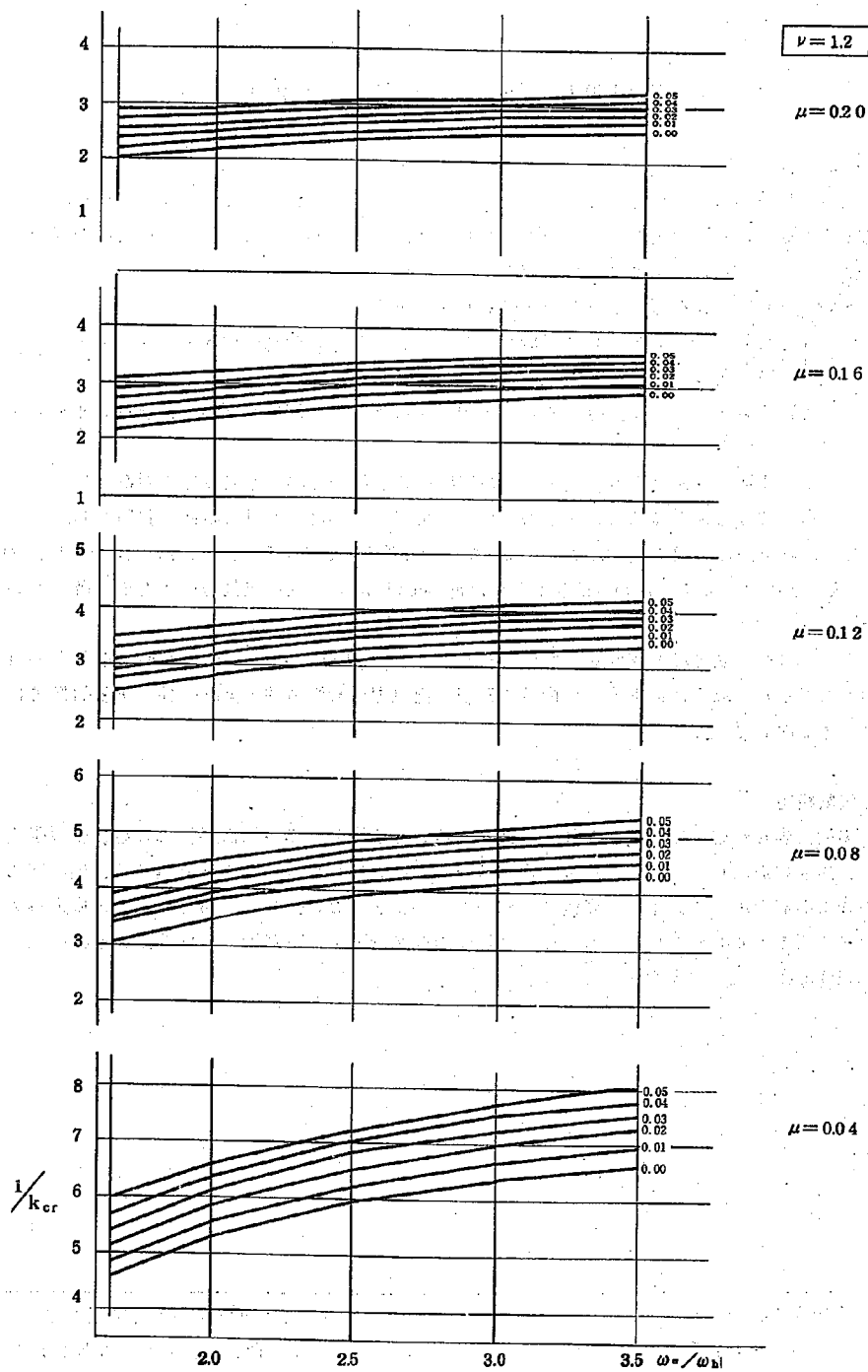


図-13(5) フラッタ風速

箱桁斜張橋の耐風性調査（その2）*

2.1 まえがき

箱桁斜張橋の耐風性をより統一的な立場から検討することを計画し、特別な場合を除き、具体的な橋梁はその対象とせず、つぎの程度の橋梁を対象として系統的な風洞実験を開始したこと、およびその成果については昨年度の報告書*で紹介した。

本調査全体の流れを再録するとつぎのとおりである。

- 1) 既設の箱桁斜張橋の現況調査を行ない、静的・動的な特性を明らかにして、より一般的な資料を得るための基本断面とする。
- 2) 渦励振現象を解明するための有力な手段となる非定常空気力を実験的に求める手法を開発する。
- 3) 上記より定められた模型および実験装置を用いて非定常空気力を計測する。
- 4) 実験結果を総括し、箱桁斜張橋として耐風性の優れた橋桁断面を提案する。

而して、昨年度は上記1)、2)および3)について調査し、その結果を報告した。ただし、2)および3)については、たわみ振動（heaving motion）の際の空気力のみを取り扱っていた。

本年度は引き続き風洞実験を行ない、ねじれ振動（pitching motion）時の空気力の計測を行なった。以下に節を改めて模型の種類、空気力の計測方法、実験条件、実験結果等について順次紹介する。

2.2 実験模型

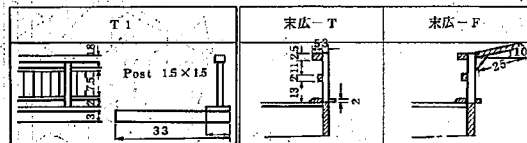
実験に供した模型は昨年度とは同様である。すなわち、模型断面形状は π 型、箱型張出し、逆台型張出し、逆台型、箱型（略図は表-2.1参照）の5種類であり模型幅、模型高の異なる断面を用いている。又高欄は1種類（T1型図-2.1参照）である。又、末広大橋の模型（実橋の40分の1）については2種類の高欄（Tは一般型、Fは抑流板型図-2.1参照）を用いて実験を行なっている。

* 本調査は昭和49年度より開始された。（その1）については前年度の下記文献参照
耐風調査報告書（Ⅲ）土木研究所資料 第1014号 建設省土木研究所、昭和50年3月

表-2.1 模型の種類

寸 法 (mm)			A	B	C	D	E	
B	B'	H						
400	200	80	—	—	C 1	—	—	
		60	A 2	B 2	C 2	D 2	—	
		40	A 3	B 3	C 3	—	—	
	300	80	A 4	B 4	—	D 4	—	
		60	A 5	B 5	—	D 5	—	
		40	—	—	—	—	—	
	400	80	—	—	—	—	E 1	
		60	—	—	—	—	E 2	
		40	—	—	—	—	E 3	
	断 面 形 状							

図-2.1 高欄



2.3 空気力の計測装置

非定常空気力検出器の原理図を図-2.2に示す。また、ねじれ振動実験における空気力（揚力、モーメント）測定装置概略図を同図に示している。この装置は、回転運動中の模型に働く、空気力の揚力、モーメント成分を検出するように作られている。揚力バランス分銅、モーメントバランス分銅を実験に先立って、前後、左右、上下に調整することにより振動時の慣性力を機械的に取り除く構造になっている。その調整方法は、模型を低振動数（約0.25Hz、50 rpm）で加振し、揚力バランス分銅（橋軸方向）と上下方向の分銅にて模型の重心を定め、その後5 Hz加振を行ない、モーメントバランス分銅を移動させて慣性力を取り除くものである。それゆえ一旦バランス分銅の調整を終れば、検出器で検出される出力は空気力だけとなり、出力の増巾に便利である。

この検出器で検出された空気力出力はストレインアンプに入り、その後加減算器で加算されてから高周波ノイズ成分をローパスフィルター（8 Hz cut off）にて取り除き、変位記

録と同時にデータレコーダーに記録した。変位はコンタクトレス電子光学式変位測定器（チンマー社）により測定した。この測定器はターゲット（白と黒のコントラストをもったもの）をカメラで写し、光の量を電子量に変換しこの電子像が変位する時（白い部分は多量、黒い部分は少量）、これを元の位置に戻すためのフィードバック修正電流が流れる。これを出力信号として取り出すものである。図-2.3は計測回路をブロック図で示したものである。また実験時の風速はピトー管により静圧、動圧の差を検出しそれをベッツ型マノメータで読みその後風速に換算した。

風速は換算風速 V/NB で0～4.50、但し末広大橋は0～2.52である。なお、写真-2.1は非定常空気力検出器（ねじれ振動）、写真-2.2は実験室全景、写真-2.3は計測器類、写真-2.4は振動数及び風速設定装置である。

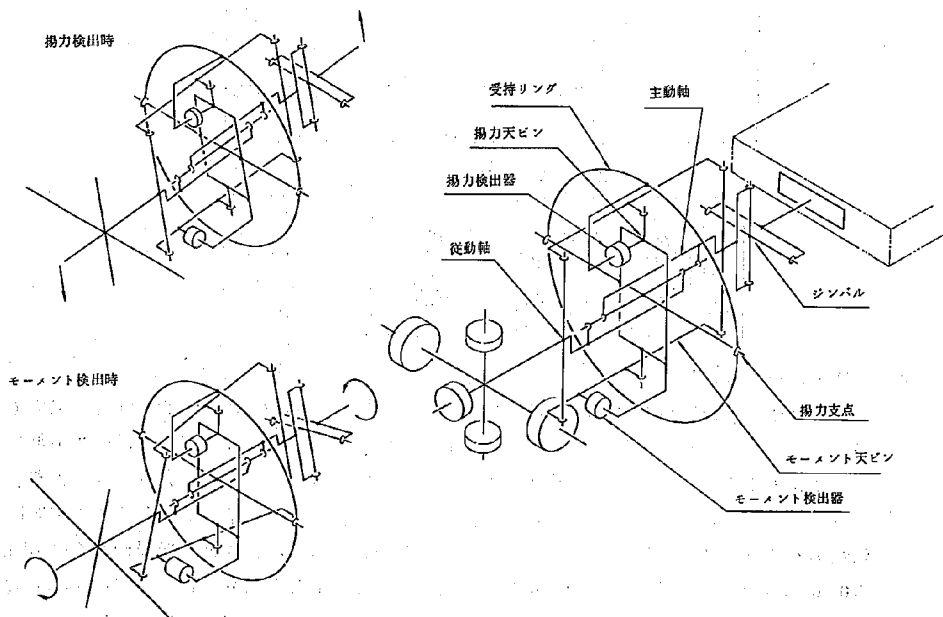


図-2.2 非定常空気力検出器原理図

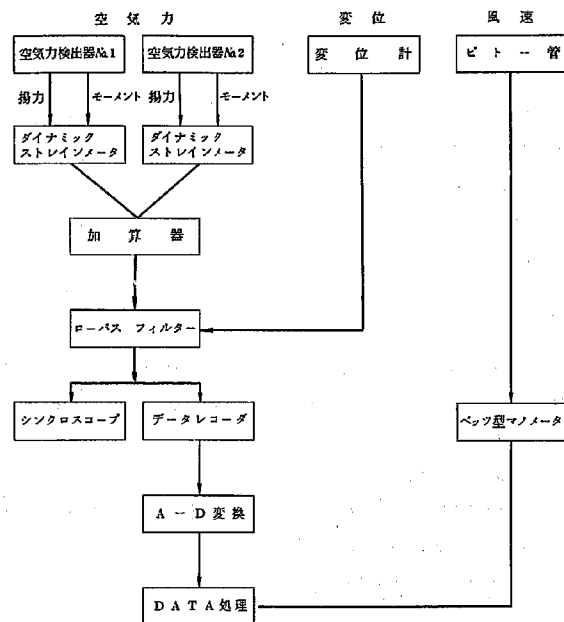


図-2.3 計測回路ブロック図

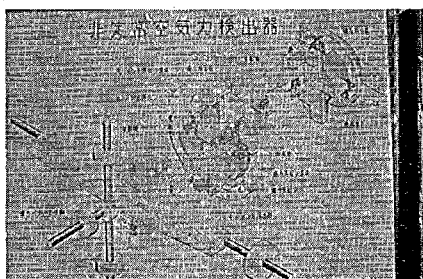


写真-2.1 組立図

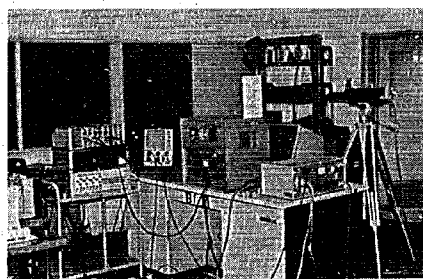


写真-2.2 計測状況

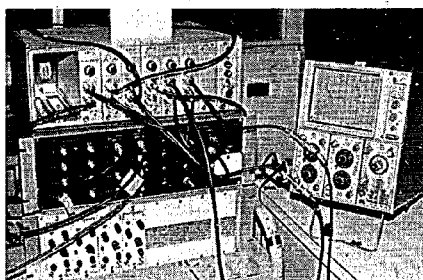


写真-2.3 増幅器およびフィルタ

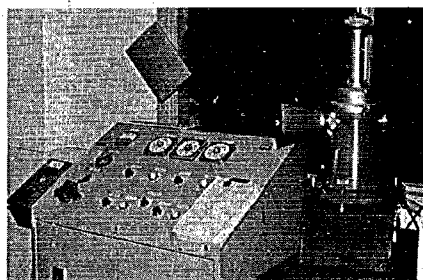


写真-2.4 風速制御装置

2.4 実験結果

2.4.1 実験結果の整理方法

実験で記録した揚力、モーメント、振動変位を用いて、既に土木研究所が所有している非定常空気力解析プログラムを使用して、非定常空気力係数を算出し、プロッターを用いて、各非定常空気力係数と換算風速との関係 ($C_{LTI} \sim V/NB$ 、 $C_{MTR} \sim V/NB$ 、 $C_{MTI} \sim V/NB$ 、 $C_{MTR} \sim V/NB$) を図化した。

ただし片振り 0.25° の場合は、変位波形に高周波成分が含まれていたために後述する 11 点法を用いて smoothing を行ないデータを処理した。

2.4.2 非定常空気力係数

非定常空気力には揚力とモーメントがあり、その各々については、周波数応答成分 ($L_m(t)$ 、 $M_m(t)$) とその他の成分 ($L_a(t)$ 、 $M_a(t)$) よりなると考えられる。

$$L(t) = L_m(t) + L_a(t)$$

$$M(t) = M_m(t) + M_a(t)$$

模型の変位 $Y(t)$ を $Y(t) = Y_0 \cos \omega_m t$ とおくと、各々の周波数応答成分は変位と位相差を持つことから以下の様に定義される。

$$\begin{aligned} L_m(t) &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \cdot C_{Lm}(t) \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell (C_{LTR} \cos \omega_m t + C_{LTI} \sin \omega_m t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_m(t) &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell \cdot C_{Mm}(t) \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell (C_{MTR} \cos \omega_m t + C_{MTI} \sin \omega_m t) \end{aligned}$$

ところで、一般に空気力は乱れも含むため、実験結果の整理では、次式より非定常空気力係数 C_L を求めた。

$$\begin{aligned} L(t) &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \cdot C_L(t) \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \left\{ C_0 + C_1 \cos \frac{2\pi}{T} t + C_2 \sin \frac{2\pi}{T} t + \dots + C_{LTR} \cos \omega_m t + C_{LTI} \sin \omega_m t + \dots \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \int_0^T L(t) \cos \omega_m t dt &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \int_0^T C_{LTR} \cos^2 \omega_m t dt \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \frac{T}{2} C_{LTR} \end{aligned}$$

$$C_{LTR} = \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2L(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell} \cos \omega_m t dt$$

同様にして

$$C_{LTI} = \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2L(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell} \sin \omega_m t dt$$

$$C_{MTR} = \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2M(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell} \cos \omega_m t dt$$

$$C_{MTI} = \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2M(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell} \sin \omega_m t dt$$

位相差は

$$\beta_L = \tan^{-1} \frac{C_{LTI}}{C_{LTR}} \dots\dots\dots \text{揚 力}$$

$$\beta_M = \tan^{-1} \frac{C_{MTI}}{C_{MTR}} \dots\dots\dots \text{モーメント}$$

にて求める。

ここで、 C_{LTR} 、 C_{LTI} は揚力の変位相成分、速度位相成分であり C_{MTR} 、 C_{MTI} はモーメントの変位位相成分、速度位相成分である。

なお、各値の符号は次のように定めて解析を行なっている。

変 位 : 頭上げを正

回転モーメント : 頭上げを正

揚 力 : 上向きを正

ρ : 空気密度 V : 風 速

B : 模型全幅 ℓ : 模 型 長

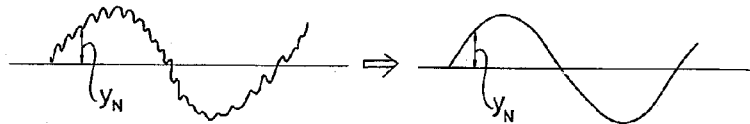


なお、データの整理に際して T を周期 $T_m (= 2\pi/\omega)$ の整数倍 ($T = 30 T_m$) とし、データの AD 変換速度は加振周波数 5 Hz で 3 m sec とした。

2.4.3 加重移動平均法

片振巾 0.25° の場合、変位の波形がローパスフィルター (8 Hz cut off) を用いて記録したにも拘らず、基本波形にカットオフされない高周波成分が含まれており、データ解析上不都合を生じたため以下に示す加重移動平均法 (11 点法) によりデータの平滑化を行なった。

加重移動平均法 (11 点法)



$$y_N^* = \frac{1}{429} \{ -36(y_{N-5} + y_{N+5}) + 9(y_{N-4} + y_{N+4}) + 44(y_{N-3} + y_{N+3}) \\ + 69(y_{N-2} + y_{N+2}) + 84(y_{N-1} + y_{N+1}) + 89y_N \}$$

2.2.4 実験結果

実験結果は、 C_{LTI} 、 C_{LTR} 、 C_{MTI} 、 C_{MTR} と V/NB の関係を迎角 -5° 、 -3° 、 0° 、 3° 、 5° について図化した。ここでは、紙面の都合で、末広・ T および末広・ F の結果のみを掲げ詳細は別途報告書¹⁾にゆづる。

1) 斜張橋部分模型風洞実験(その2)報告書 建設省土木研究所 昭和50年10月

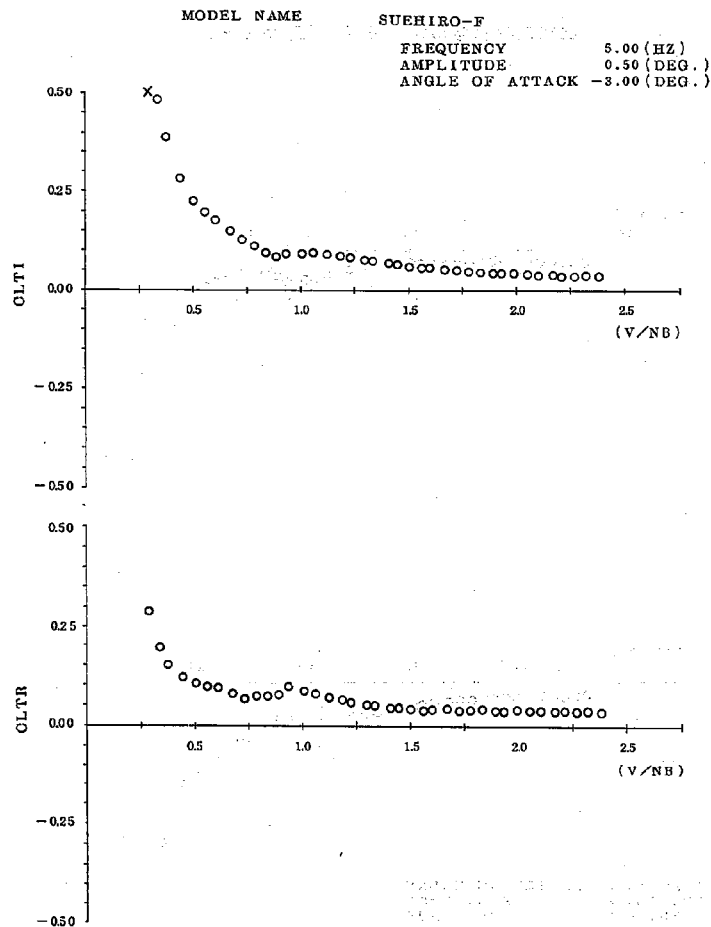


図-2.4 (1) 末広大橋の非定常空気力

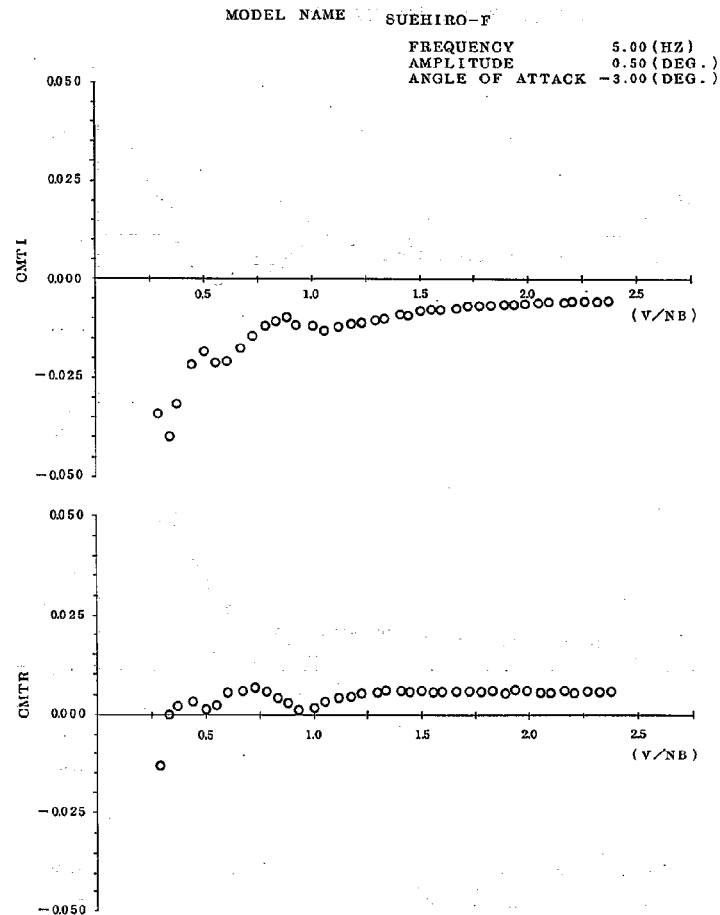


図-2.4 (2) 末広大橋の非定常空気力

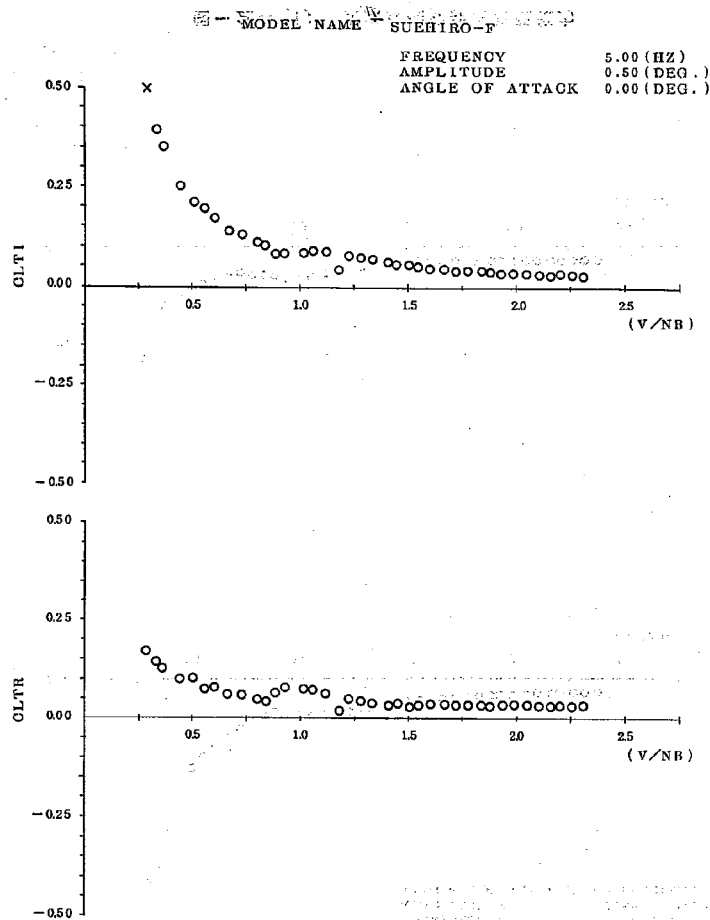


図-2.4 (3) 末広大橋の非定常空気力

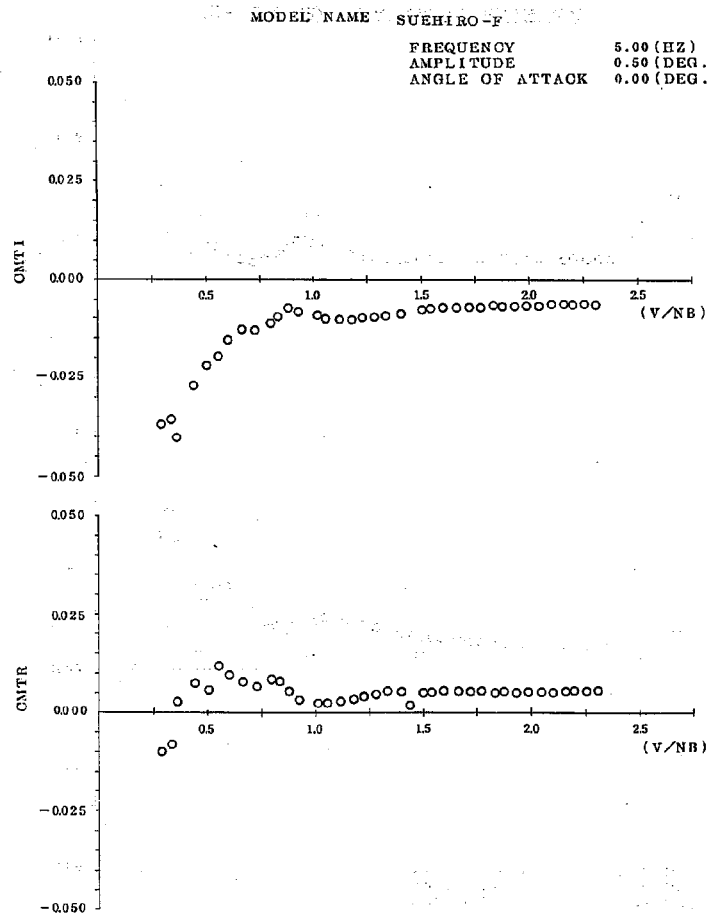


図-2.4 (4) 末広大橋の非定常空気力

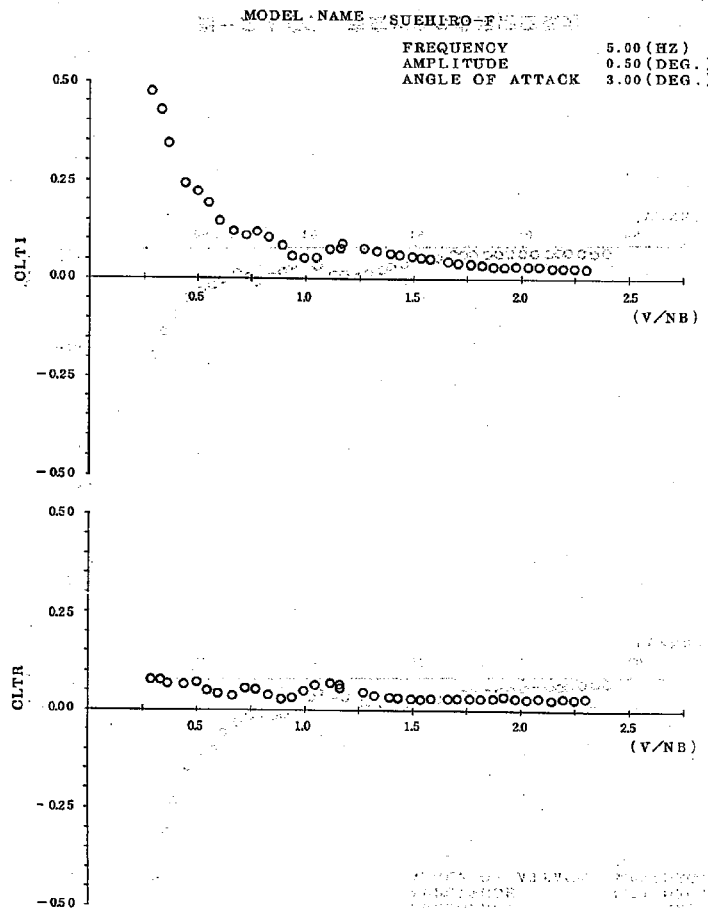


図-2.4 (5) 末広大橋の非定常空気力

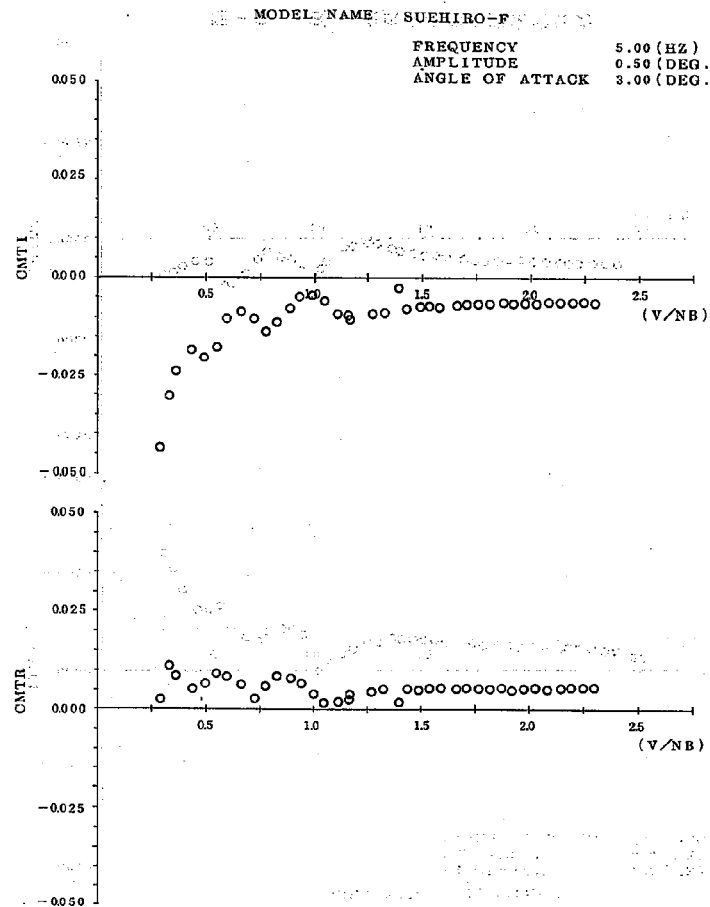


図-2.4 (6) 末広大橋の非定常空気力

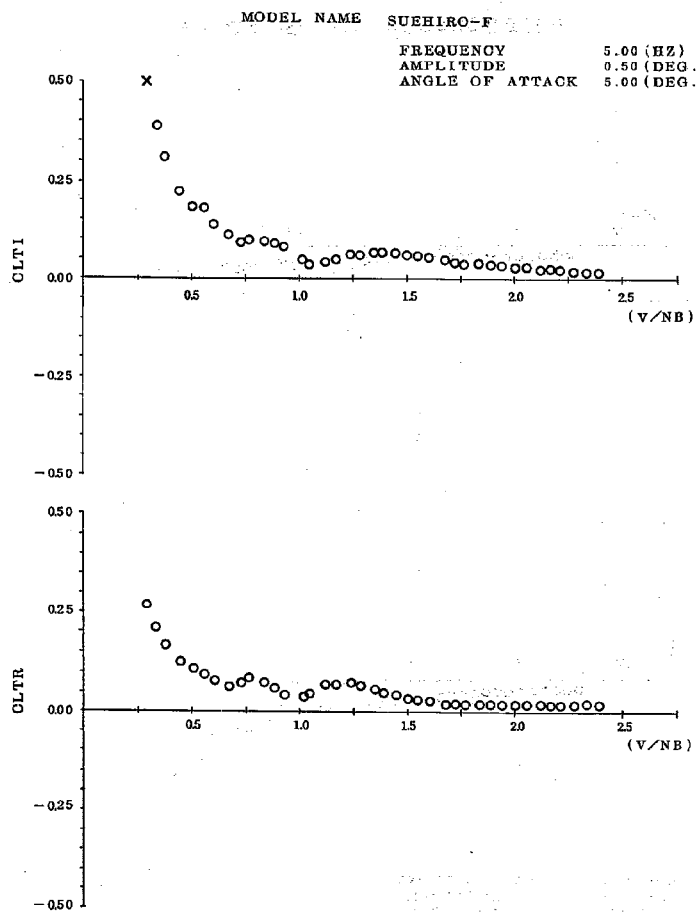


図-2.4 (7) 末広大橋の非定常空気力

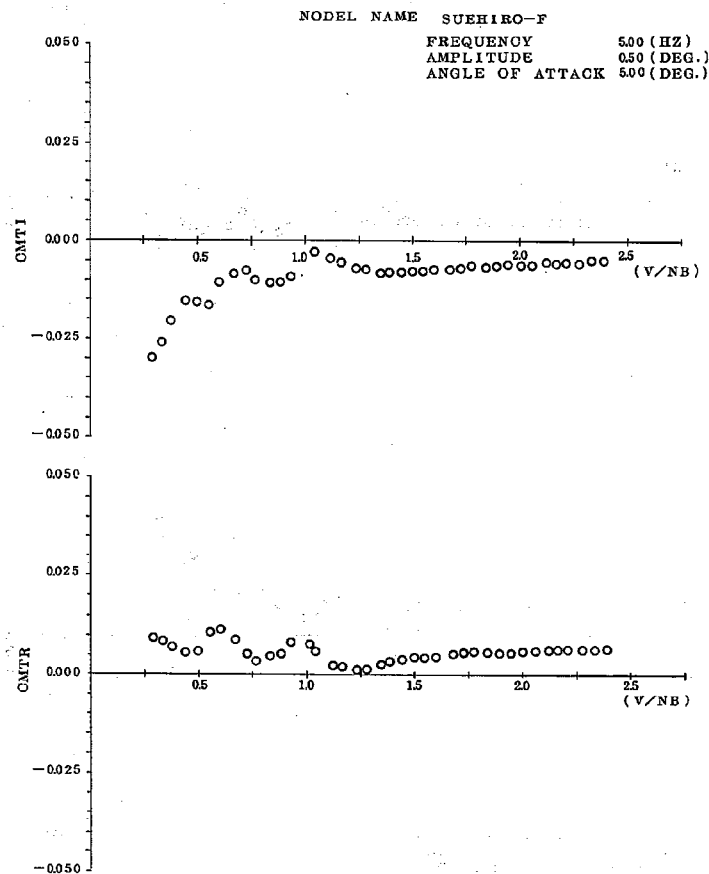


図-2.4 (8) 末広大橋の非定常空気力

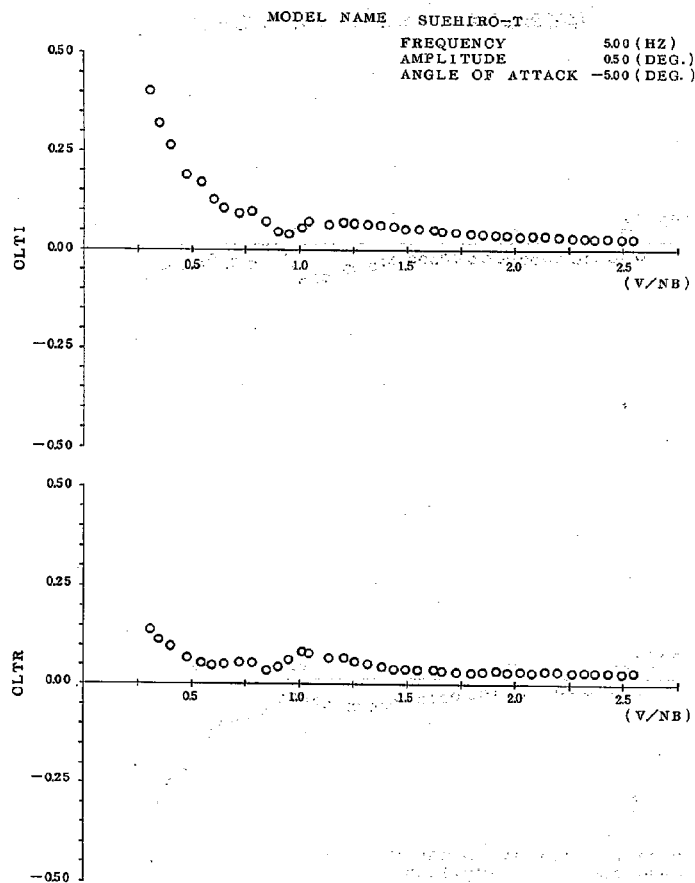


図-24 (9) 末広大橋の非定常空気力

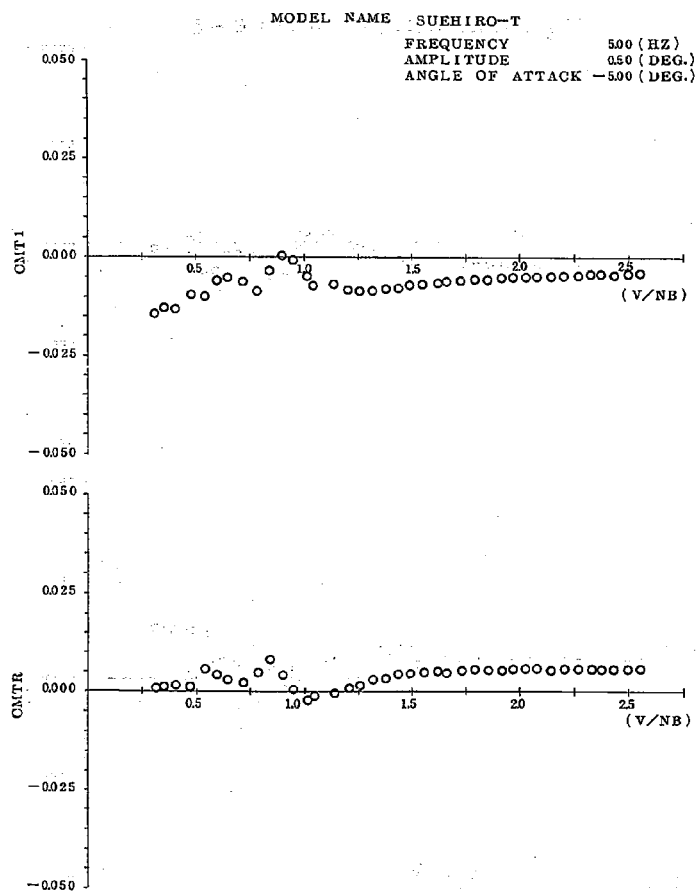


図-24 (10) 末広大橋の非定常空気力

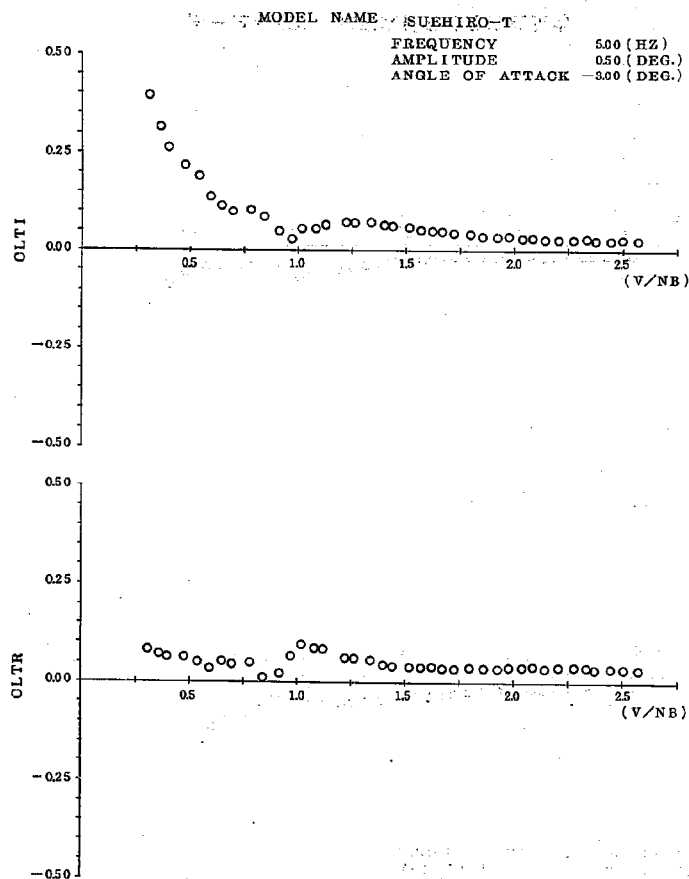


図-2.4.(11) 末広大橋の非定常空気力

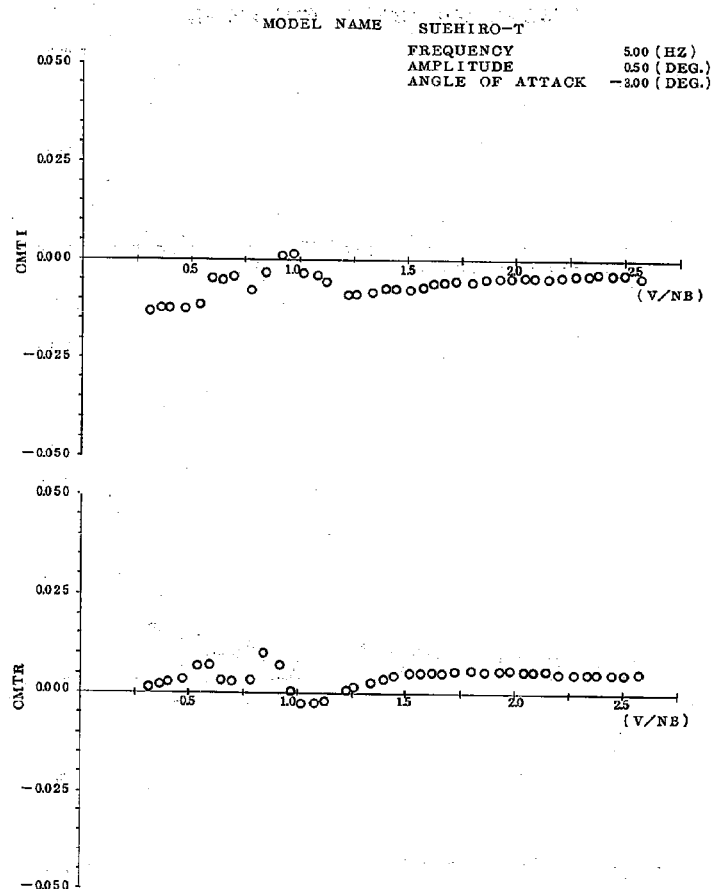


図-2.4.(12) 末広大橋の非定常空気力

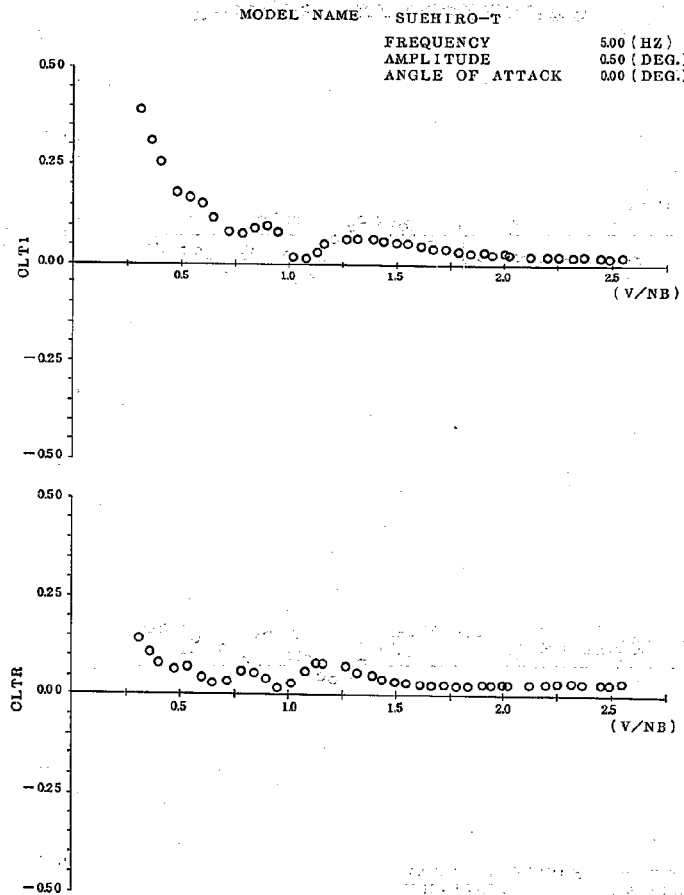


図-2.4 (13) 末広大橋の非定常空気力

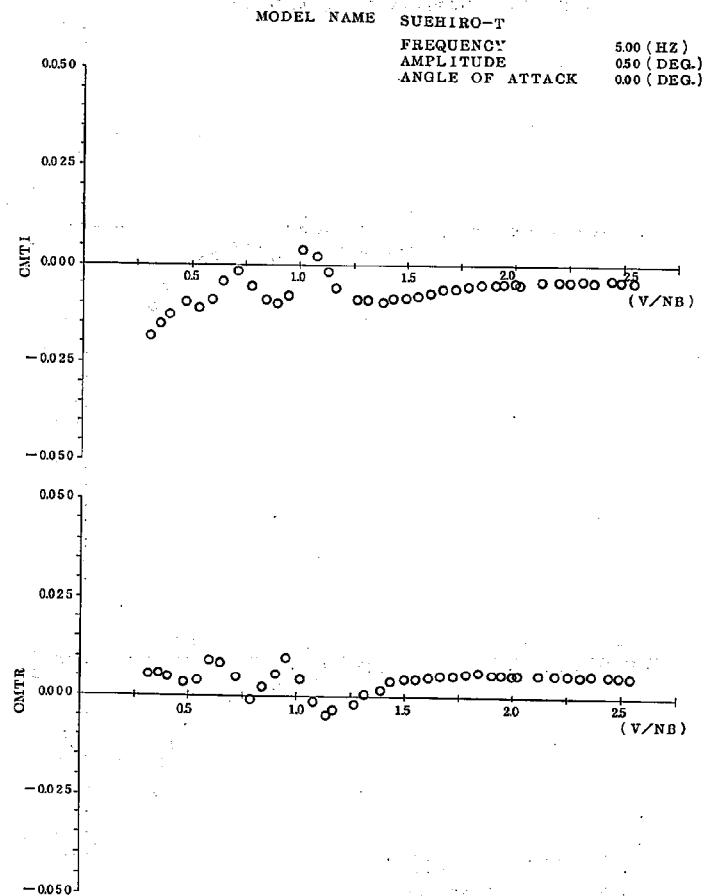


図-2.4 (14) 末広大橋の非定常空気力

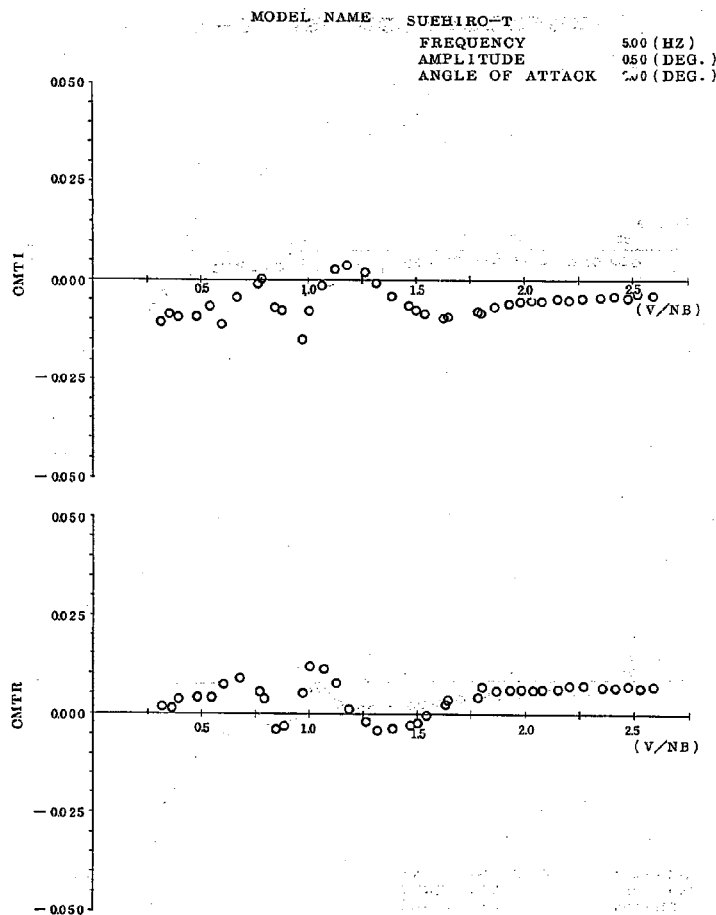


図-2.4 (15) 末広大橋の非定常空気力

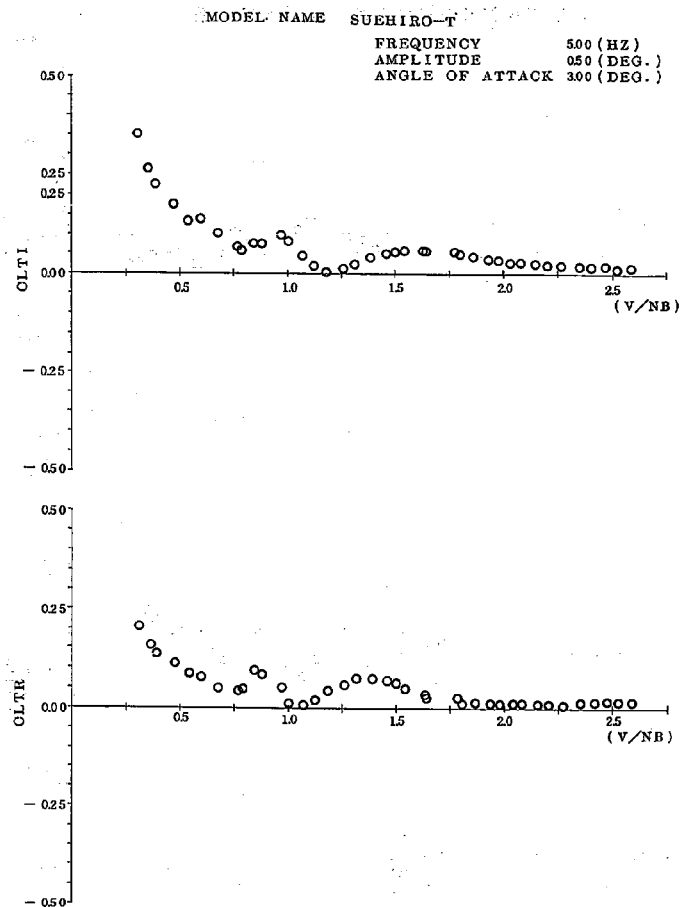


図-2.4 (16) 末広大橋の非定常空気力

MODEL NAME SUEHIRO-T

FREQUENCY 500 (HZ)
AMPLITUDE 050 (DEG.)
ANGLE OF ATTACK 500 (DEG.)

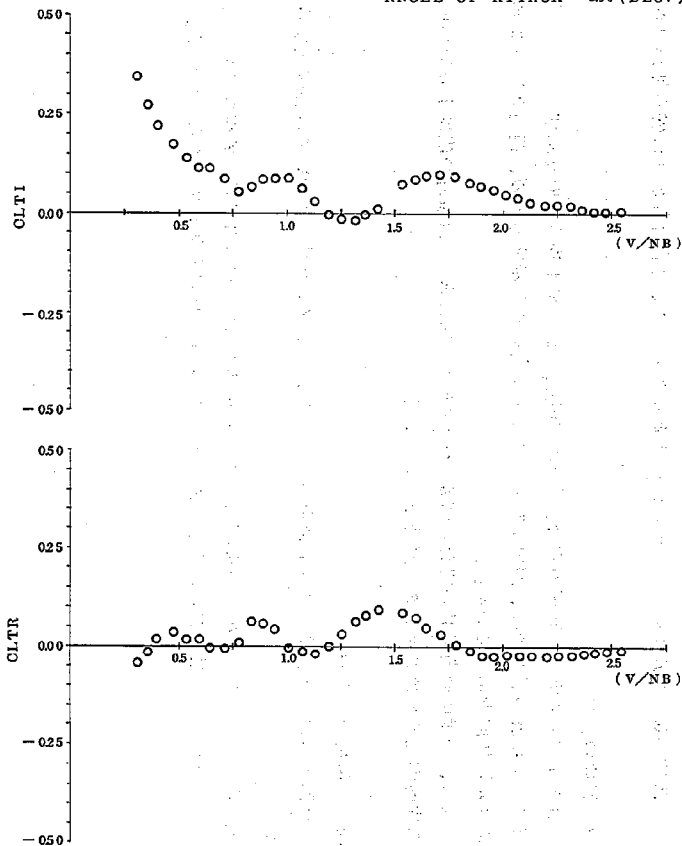


図-24 (17) 末広大橋の非定常空気力

MODEL NAME SUEHIRO-T

FREQUENCY 500 (HZ)
AMPLITUDE 050 (DEG.)
ANGLE OF ATTACK 500 (DEG.)

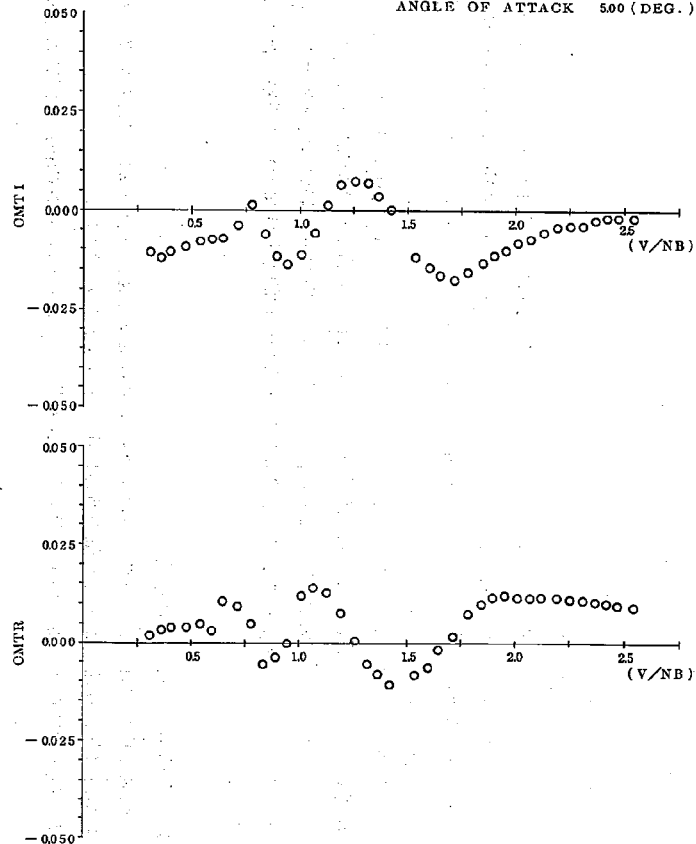


図-24 (18) 末広大橋の非定常空気力

2.5 実験結果の考察

2.5.1 不安定傾向について

今回のねじれ振動実験において計測した非定常空気力は、揚力と回転モーメントである。揚力は周知の通り模型に対し、上下方向に働く力であるが、今回の実験においては模型が上下及び水平方向にも拘束された1自由度の回転運動である為、揚力係数のみから空気力特性を論ずることは困難である。

一方回転モーメントについては、モーメント係数の虚数部 (C_{MTI}) が正となった場合に構造減衰が C_{MTI} による空気力負減衰を下まわり限定振動 (渦励振) が発生することになる。^(文献1)

そこでモーメント係数の虚数部 (C_{MTI}) が正となる部分を不安定傾向と定義した。このモーメント係数の虚数部に着目し、非定常空気力の一般的な傾向について考察を行なうことにした。

2.5.2 各橋梁断面の空気力特性

空気力係数の特性図から推察される各桁断面の空気力特性を表-2.2にまとめた。これから断面形状、寸法比による空気力特性は次のようなことが言える。

- 1) 断面形式の同じものが不安定傾向を示す場合、桁高の高い方が C_{MTI} の値は大きくなっている。
($H/B=0.1$ に対して $H/B=0.2$ は約2~3倍である。)
- 2) 今回の実験模型では、 $H/B=0.2$ のE1タイプ (箱型) の場合に最も不安定傾向が強く、 $H/B=0.1$ のB3タイプ (箱型張出) とC3タイプ (逆台型張出) に安定性が見られる。

2.5.3 迎角の影響

Aタイプ (π 型) の断面の場合、すべての迎角において不安定傾向を示す。

Aタイプ以外の断面では、迎角+3°の場合に不安定傾向を示すものの、迎角0°、-3°の場合には安定傾向を示している。

なお、一般に迎角+3°の場合 $V/NB \div 2.0 \sim 4.5$ の範囲において C_{MTI} の値は小さいが正となる傾向が続くのはフラッター振動の疑いがある。

2.5.4 加振振幅の影響

今回の実験では、Cタイプ (逆台型張出) とEタイプ (箱型) について振幅変化を行なった。

- 1) CタイプのC2 ($H/B=0.15$) とC3 ($H/B=0.1$) の場合には、各振幅において安定傾向を示し、振幅が大きくなるに伴って C_{MTI} の値は負側に大きくなっている。

表-22 各桁断面の空気力特性

MODEL		空気力特性	MODEL		空気力特性
A (π 型)	A2-T1	迎角 0° 、 $+3^\circ$ の場合 $V/NB=1.5$ 付近で不安定傾向を示すが、 -3° の場合は安定である。	C (逆合型派)	C2-T1	迎角 $+3^\circ$ の場合 $V/NB=1.5$ 付近で不安定傾向を示し、 $V/NB=2.3\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} が値は小さいが正になる傾向が見られる。 0° 、 -3° の場合は安定である。
	A3-T1	A2-T1とはほとんど同様であるが、迎角 0° の場合にはA2-T1よりも不安定傾向が弱い。		C3-T1	各振幅においていずれも安定傾向を示す。 迎角 $+3^\circ$ の場合不安定傾向を示すが、 0° 、 -3° の場合は安定である。 各振幅においていずれも安定傾向を示す。
	A4-T1	各迎角において $V/NB=1.25$ 付近でいずれも不安定傾向を示し、 0° 、 $+3^\circ$ の場合には $V/NB=2.2\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} が値は小さいが正になる傾向が見られる。	D (逆合型)	D2-T1	迎角 $+3^\circ$ の場合 $V/NB=1.3$ 付近で不安定傾向を示し、 $V/NB=2.2\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} の値は小さいが正になる傾向が見られる。 0° 、 -3° の場合それほど不安定傾向はない。
	A5-T1	各迎角において $V/NB=1.5$ 付近でいずれも不安定傾向を示し、 0° の場合には $V/NB=2.0\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} が値は小さいが正になる傾向が見られる。		D4-T1	各迎角において、 $V/NB=1.3$ 付近でいずれも不安定傾向を示すが、 $+3^\circ$ の場合その傾向が強く $V/NB=2.2\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} の値は小さいが正になる傾向が見られる。
	B2-T1	迎角 $+3^\circ$ の場合には不安定傾向を示している。 0° 、 -3° の場合は安定である。		D5-T1	迎角 $+3^\circ$ の場合 $V/NB=1.3$ 付近で不安定傾向を示し、 $V/NB=2.2\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} の値は小さいが正になる傾向が見られる。 -3° の場合は安定である。
B (箱型派)	B3-T1	B2-T1の場合とほとんど同様な傾向を示している。	E (箱型)	E1-T1	各迎角・振幅において $V/NB=1.3$ 付近で不安定傾向を示し $V/NB=2.2\sim 4.5$ の範囲で値は小さいが正になる傾向が見られる。
	B4-T1	A4-T1の場合とほとんど同様な傾向を示している。		E2-T1	E1-T1と同様に各迎角において不安定傾向を示すが、振幅が大きくなるに伴ない不安定傾向は弱まる。 $V/NB=4.0\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} の値は小さいが正になる傾向が見られる。
C (逆合型派)	B5-T1	迎角 $+3^\circ$ の場合 $V/NB=1.3$ 付近で不安定傾向を示し、 $V/NB=2.2\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} が値は小さいが正になる傾向が見られる。 0° 、 -3° の場合は安定である。		E3-T1	各迎角において不安定傾向を示し、振幅が大きくなるに伴ない、不安定傾向は弱まる。
	C1-T1	各迎角において、 $V/NB=1.3$ 付近でいずれも不安定傾向を示し、 $+3^\circ$ の場合その傾向が強く、 $V/NB=2.0\sim 4.5$ の範囲で C_{MTI} が値は小さいが正になる傾向が見られる。 振幅 0.25° 、 0.5° 、 0.75° の場合は不安定傾向を示すが、 1.0° 、 1.25° の場合には安定である。			

C_1 ($H/B=0.2$) については、振幅の大きい 1.0° 、 1.25° の場合、安定傾向を示すが振幅の小さい 0.25° 、 0.5° 、 0.75° の場合には、 $V/NB \approx 1.3$ 付近で不安定傾向を示している。これは振幅の大小による影響ばかりでなく、同断面 C_2 、 C_3 との比較から桁高による影響も考えられる。

- 2) E タイプの場合は、すべての振幅において不安定傾向を示し、振幅が大きくなるに伴って C_{MTI} の値は小さくなる傾向を示している。

2.5.5 揚力係数の特性

揚力の空気力係数の虚数部 C_{LTI} について各図から次のような傾向が見られた。

- 1) モーメントの空気力係数の虚数部 C_{MTI} の傾向とは逆の傾向を示し、空気力係数の値はほとんど正の領域にある。
- 2) $B/H=0.15$ の C_2 タイプ (逆台型張出) において、振巾が 1.0° 、 1.25° の場合 1) で述べた傾向とまったく逆の傾向を示し、空気力係数の値はほとんど負の領域にある。
- 3) $B/H=0.2$ の E_1 タイプ (箱型) において、迎角 -3° の場合空気力係数の値は正および負領域にわたって著しくばらついた傾向を示している。

2.5.6 末広大橋の高欄及び迎角による空気力特性

- 1) 一般高欄の場合

迎角 $+3^\circ$ 、 $+5^\circ$ の場合は $V/NB \approx 1.25$ 付近で不安定傾向を示すが、迎角 0° 、 -3° 、 -5° の場合には安定傾向を示している。

- 2) 抑流板付高欄の場合

各迎角においていずれも安定傾向を示している。

上記 1)、2) より抑流板を取り付けることによって、一般高欄の迎角 $+3^\circ$ 、 $+5^\circ$ において、 $V/NB \approx 1.25$ 付近にて認められた空気力係数の不安定傾向は消え、むしろ安定傾向を示している。これは風の動的作用に対して、抑流板等の補助部材の効果が大きいことを示している。

3. 新水郷大橋の耐風性調査

3.1 まえがき

新水郷大橋の耐風性に関する調査のうち完成系の耐風安全性についてはすでに完了し、その結果は報告されている¹⁾。それによると、本橋は迎角 $+4^{\circ}$ 以上、風速 28 m/s 付近でたわみ限定振動を生ずること、また、高風速でねじれ限定振動を生ずるがその振幅は小さいこと、更に実験範囲(約 100 m/s)では自動振動は発生しないことなどが認められている。また、その後実施した追加実験では、端整流板(長さ約 1 m 、傾き角 0°)を用いれば -4° ～ $+4^{\circ}$ の迎角範囲の耐風安全性が向上することが確認されている。

ところで、架設地点は比較的開けた平坦地で、風の傾斜角(水平に対する風の傾き)はそれほど大きくはないであろうと予想されること、並びに限定振動の発生する風速が 20 m/s 以上であり、最大振幅は 28 m/s という比較的高い風速で生じているのに対し、現地付近での6年間の風速調査では欠測はあるものの 20 m/s の風は多くないことなどの理由から、端整流板の取り付けの必要性は、昭和49年度に現地風観測を実施してその結果より判断するものとした。

現地風観測は建設省千葉国道工事事務所からの技術協力依頼に基づき昭和50年初頭から開始された。ところが、観測当初には測器の初期故障が多く、現地の自然風の立体的な特性を得るまでには至らず、定量的評価は本年度にゆずることとした。

更に、自然風の観測において周囲の地物の存在が観測値に与える影響の調査も本年度に実施されたのでその成果も含め以下に報告する。

3.2 架橋地点の風観測

(1) 観測結果

観測機器とその設置方法、データの解析方法については昨年度の報告書に詳しく述べられているので、ここでは省略し観測結果のみを掲げる。表3.1には、観測日時(一部は時刻不明)、各成分風速(u 、 v 、 w)の平均値(mean)と標準偏差(S.D.)、合成風速(V)および風の傾斜角(α)の最大値(max)、最小値(min)、平均値(mean)と標準偏差(S.D.)、方位角(θ)が記載されており、それによると観測値は最大風速 26.5 m/s である。なお、*印を付したデータは磁気テープの部分的な欠陥などによる不合理なデータのため以下の解析では除外する。また、本橋の場合耐風安全性に特に重要である風の傾斜角に解析の主眼が置かれている。

(2) 風向と平均迎角

図3.1に水平偏角 θ と平均迎角 α の関係を示す。 θ の定義は図3.2による。それによると、 $\theta = 27.0^{\circ}$ と 9.0° の付近で α が大きくなっているが、この方向の風は橋脚の長手

方向と直交しているため、大きな正の迎角（吹き上げ）を示したものと考えられる。この点については3.3項に詳述する。そこで以下の整理では橋脚の影響を受けにくく、かつ橋軸にほぼ直角に吹送する $\theta = 35.0^\circ \sim 110^\circ$ のデータについて実施した。

(イ) 平均風速と風の傾斜角

図-3.3には平均風速と風の傾斜角の平均値および標準偏差の関係を示した。 $\bar{\alpha}$ はすべて負であり、 V の増加とともに $|\bar{\alpha}|$ 、 σ_α とも減少しており、この傾向から判断すれば、 $V > 2.0 \text{ m/s}$ では平均傾斜角はほぼ 0° と考えられる。

(ロ) 評価時間と風の傾斜角

風の傾斜角の標準偏差は評価時間 S の影響を受けるが、その関係を図-3.4に示した。

σ_α は V 、 S の増加とともに減少し、 $V = 1.5 \text{ m/s}$ 付近では $S = 0.1 \text{ sec}$ で $\sigma_\alpha = 2.0^\circ$ 、 $S = 2.0$ で $\sigma_\alpha = 1.7^\circ$ 、 $S = 10.0$ で 1.1° 、 $S = 50.0$ では $\sigma_\alpha = 0.7^\circ$ 位の値である。また、図-3.5は、 S と超過時間の関係を示すもので、超過時間とは V もしくは α といった不規則量があるレベルを超えている時間の総和 $\Sigma \Delta t$ と1RUNのデータ長10分間の比を $\%$ 表示したものである。本観測では迎角 5° を超える超過時間は1%（6秒）以下であり、しかもこれは Δt の総和であることから、風の傾斜角の変動は従来の観測結果に比して非常に小さいと云えよう。

3.3 模型実験

上の(ロ)項にも述べたように風の傾斜角の観測値は橋脚の影響を受けているものと予想される。そこで、その影響の定量的評価を目的として風洞実験を行なった。風観測を行なった橋脚の1/40模型を製作し、水面に相当する位置に薄板を置き、それに対称に同じ模型を取りつけて水面の効果を代用できるものとした。実験結果を図-3.6に掲載した。図中・印は現地での実測値、×印は風洞実験より求められた風の傾斜角（いずれも平均値）である。これによると、風向と風の傾斜角の特性は符号（吹き上げか吹き下し）はほぼ一致するもののその絶対値は実験値は実測値に比して2～4倍程度の大きさをもっていることが理解される。実験時の風速は2.92、4.38 m/sであったが、風洞風速が傾斜角に与える影響は小さい。

3.4 結 論

現地の風観測資料および風洞実験の結果から、本橋の耐風安全性に問題となる風速と傾斜角をもった風が、たわみあるいはねじれの限定振動を発生するに十分な継続時間吹送することとは殆んどない、と考えられる。

< 参考文献 >

- 1) 新水郷大橋耐風性調査報告書、土研資料932号、昭和49年3月
- 2) 耐風調査報告書(Ⅱ)、土研資料1014号、昭和50年3月

表-3.1(1) 現地観測値

RUN#	DATE	u (m/s)		v (m/s)		w (m/s)		V (m/s)				θ (°)		α (°)			
		Mean	S.D.	Mean	S.D.	Mean	S.D.	Min	Mean	Max	S.D.	Mean	Min	Mean	Max	S.D.	
1-1	50.3.20 50.3.29	194	171	-1192	206	-065	091	613	1220	1960	205	261	-1403	315	2101	431	
2		238	186	-1189	183	-061	086	664	1227	1859	183	259	-1565	293	2159	419	
3		191	201	-1193	202	-058	088	642	1225	1952	197	261	-1323	278	1999	422	
4		114	156	-1336	256	-088	095	170	1350	2227	251	265	-1107	392	5601	436	
5		068	132	-1115	235	-067	088	548	1126	1902	231	266	-2470	350	3024	514	
6		-016	130	-1060	192	-065	079	545	1068	1796	191	271	-1463	362	2471	434	
7		021	122	-1090	166	-058	061	628	1097	1723	164	269	-873	311	2094	337	
8		-1502	121	-180	151	029	055	1174	1520	2085	125	353	-930	-106	1607	206	
9		-1463	218	-202	145	020	058	1048	1483	3228	225	352	-919	-068	867	221	
10		-1452	144	-305	103	034	055	1098	1487	1984	151	348	-816	-130	744	212	
11		-1278	224	-318	162	025	053	767	1324	1899	243	346	-808	-094	784	229	
12		-1344	198	-262	169	020	053	976	1379	2493	201	349	-998	-079	726	214	
13		-1275	137	-215	116	031	045	1017	1298	1752	145	351	-750	-135	604	195	
14		-1485	131	-119	112	032	047	1140	1494	1906	133	355	-834	-119	557	181	
15		-1214	126	-103	109	018	045	901	1223	1817	126	355	-950	-081	1243	210	
16		-1525	151	-151	142	022	059	1020	1539	2031	153	354	-834	-078	838	223	
17		-1520	139	-306	144	012	058	1151	1527	1998	140	0	-1021	-039	1015	218	
18		-1352	143	-035	118	018	053	948	1358	1843	144	358	-1099	-070	778	225	
19		-1336	154	-062	120	022	047	1024	1343	1927	157	357	-872	-091	615	205	

記号 u (m/s) : 橋軸直角方向成分風速 東風が正 θ (°) : 水平偏角
v (m/s) : 橋軸方向成分風速 北風が正 α (°) : 迎角 吹き上げが正
w (m/s) : 鉛直方向成分風速 吹き下げが正 S.D. : 標準偏差
V (m/s) : 主流方向風速

表-3.1(2) 現地観測値

RUN#	DATE	u		v		w		V				θ	α			
		Mean	S.D.	Mean	S.D.	Mean	S.D.	Min	Mean	Max	S.D.	Mean	Min	Mean	Max	S.D.
1-20		-1312	183	131	111	021	057	814	1323	1932	184	5	-1047	-079	954	255
21		-1218	234	367	186	022	077	678	1286	1954	234	17	-1245	-075	1405	352
22		-1191	182	215	123	029	067	753	1216	1835	182	10	-1023	-121	1539	318
23	50.3.20	-1138	171	248	134	010	067	705	1174	1709	159	13	-1006	-032	1224	335
24	50.3.29	-1096	196	201	119	024	075	648	1121	1704	193	11	-1567	-100	1579	378
25		-1055	130	295	119	028	072	685	1101	1621	132	16	-1325	-128	2261	387
26		-1016	144	230	127	022	069	667	1049	1561	143	13	-1612	-098	1492	375
27		-870	137	112	110	035	056	610	884	1507	139	7	-1220	-213	1221	356
28		-1010	144	172	138	030	073	703	1034	1605	145	10	-1415	-150	1497	400
29		-1162	108	209	109	032	053	839	1186	1542	111	10	-1298	-148	1101	299
30		-1096	107	013	098	033	050	804	1101	1379	106	1	-1067	-164	841	256

表-3.1 (3) 現 地 観 測 値

RUN#	DATE	u		v		w		V				θ	α				
		Mean	S.D.	Mean	S.D.	Mean	S.D.	Min	Mean	Max	S.D.		Mean	Min	Mean	Max	S.D.
2-1		-628	106	-835	136	025	055	714	1053	1425	111	307	-1470	-135	873	294	
2		-815	145	-831	161	-002	052	743	1172	1660	163	315	-1019	023	970	256	
3		-638	115	-839	126	-007	081	743	1129	1565	135	308	-1001	039	1097	310	
4		-600	074	-849	154	007	058	690	1044	1511	137	306	-1323	-033	1349	310	
5		-628	090	-823	103	0	055	673	1038	1501	113	307	-1114	013	1654	318	
6		-537	057	-862	114	-010	060	686	1018	1397	109	302	-986	063	1747	349	
7	50.3.29	-448	056	-951	111	-017	049	744	1054	1488	111	295	-918	100	1254	273	
8		-461	059	-971	122	-026	052	743	1077	1434	123	296	-786	155	1531	289	
9	50.4.05	-378	075	-967	108	-015	047	674	1041	1441	105	291	-1280	090	1112	272	
10		-376	071	-944	126	-006	048	602	1019	1422	125	292	-807	040	1192	270	
11		-657	250	176	182	043	061	227	714	1686	232	18	-4551	-342	1791	467	
12		-1060	086	-054	088	049	041	818	1065	1374	087	357	-959	-264	571	223	
13		-1177	121	-035	077	052	041	853	1180	1512	120	358	-895	-251	429	199	
14		-1158	118	-078	090	040	043	828	1164	1437	117	356	-885	-189	662	208	
15		-1123	102	-247	106	047	042	875	1154	1408	102	348	-836	-229	431	204	
16		-1062	074	-304	096	049	037	887	1109	1388	084	344	-879	-251	660	184	
17		-1113	124	-171	110	061	034	839	1132	1435	119	351	-826	-310	403	173	

表-3.1 (4) 現 地 観 測 値

RUN#	DATE	u		v		w		V				θ	α				
		Mean	S.D.	Mean	S.D.	Mean	S.D.	Min	Mean	Max	S.D.		Mean	Min	Mean	Max	S.D.
3-1	50.4.5 12:16-12:26	-980	155	-800	124	035	052	868	1272	3235	146	321	-1004	-158	763	238	
2	12:35-12:45	-1040	125	-927	113	034	045	990	1397	1746	132	318	-771	-139	662	190	
3	12:54-13:04	-968	164	-989	148	011	046	1052	1395	1794	130	314	-643	-038	784	188	
4	13:16-13:26	-612	142	-952	138	0	052	778	1142	1524	126	303	-1208	007	932	267	
5	13:35-13:45	-648	105	-1143	131	-032	060	943	1319	1750	127	299	-971	148	1227	267	
6	13:56-14:06	-818	132	-990	133	008	067	903	1290	1807	144	310	-1019	-033	950	296	
7	14:16-14:26	-783	123	-1065	161	013	060	958	1329	1842	152	306	-1030	-049	1038	250	
8	14:35-14:45	-801	140	-980	124	009	058	670	1272	1718	139	309	-852	-033	2605	287	
9	50.4.6 2:32-2:42	-638	146	-1167	251	-024	066	624	1334	1990	269	299	-1216	106	1240	290	
10	2:52-3:02	-646	119	-1152	232	-037	065	805	1326	2195	235	300	-749	171	1398	289	
11	3:12-3:22	-625	146	-1294	214	-038	080	777	1444	2106	219	296	-1106	160	2040	335	
12	3:31-3:41	-622	114	-1386	225	-058	074	959	1523	2456	231	294	-854	225	1565	290	
13	7:08-7:18	-414	115	-1179	176	-036	068	802	1254	1904	181	289	-799	173	1935	314	
14	7:27-7:37	-391	133	-1336	236	-054	082	805	1399	2054	232	287	-1113	230	1805	358	
15	7:47-7:57	-400	155	-1368	235	-062	084	610	1435	2142	228	287	-1220	271	3940	388	
16	8:06-8:16	-446	139	-1355	240	-054	081	624	1434	2293	241	288	-880	225	1959	340	
17	8:25-8:35	-496	134	-1386	228	-064	094	867	1479	2214	225	290	-1051	268	1999	388	
18	8:44-8:54	-429	179	-1567	282	-093	113	748	1634	2654	281	285	-1853	342	2786	435	
19	9:03-9:13	-480	156	-1340	219	-065	087	876	1425	2476	221	289	-1094	269	2059	358	

表-3.1 (5) 現 地 観 測 値

RUN#	DATE	u		v		w		V				#	α				
		Mean	S.D.	Mean	S.D.	Mean	S.D.	Min	Mean	Max	S.D.		Mean	Min	Mean	Max	S.D.
3-20	50.4.6 11:03-11:13	-1014	146	-770	154	018	053	892	1283	1720	140	323	-1031	-073	741	233	
21	50.4.11 11:15-11:25	-1286	178	132	136	056	066	789	1300	1791	174	6	-1333	-234	893	292	
22	11:34-11:44	-1374	183	184	131	048	069	764	1393	1936	180	7	-1173	-188	687	284	
23	11:53-12:03	-1153	181	166	129	047	066	681	1172	1715	181	8	-1523	-212	1027	316	
24	12:12-12:22	-1223	194	214	143	040	070	781	1251	1824	187	10	-1146	-165	976	320	
4-1	50.4.21 19:59-20:09	-012	132	825	250	-086	082	181	836	1551	247	88	-1450	659	5390	696	
2	20:19-20:28	-034	138	773	231	-098	091	208	787	1494	228	87	-3400	813	5601	847	
3	20:37-20:47	-015	130	868	250	-104	094	221	878	1702	247	88	-2028	770	5898	775	
4	20:56-21:06	043	152	948	253	-109	091	284	961	1745	251	92	-1637	720	4852	677	
5	21:15-21:25	-031	136	912	230	-105	103	315	923	1649	228	87	-1957	726	4640	762	
6	21:34-21:44	-055	110	954	244	-106	087	369	962	1795	241	86	-1658	697	4281	625	
7	21:53-22:03	-045	139	929	250	-093	098	290	942	1654	245	86	-1755	649	4728	728	
8	22:12-22:22	020	156	1069	288	-127	108	244	1081	2044	288	90	-1727	751	5285	724	
9	22:31-22:41	003	153	1069	264	-126	107	363	1081	2022	260	90	-1249	733	4859	684	
10	22:50-23:00	-038	144	1057	251	-106	104	319	1068	1950	248	87	-1409	626	4048	643	

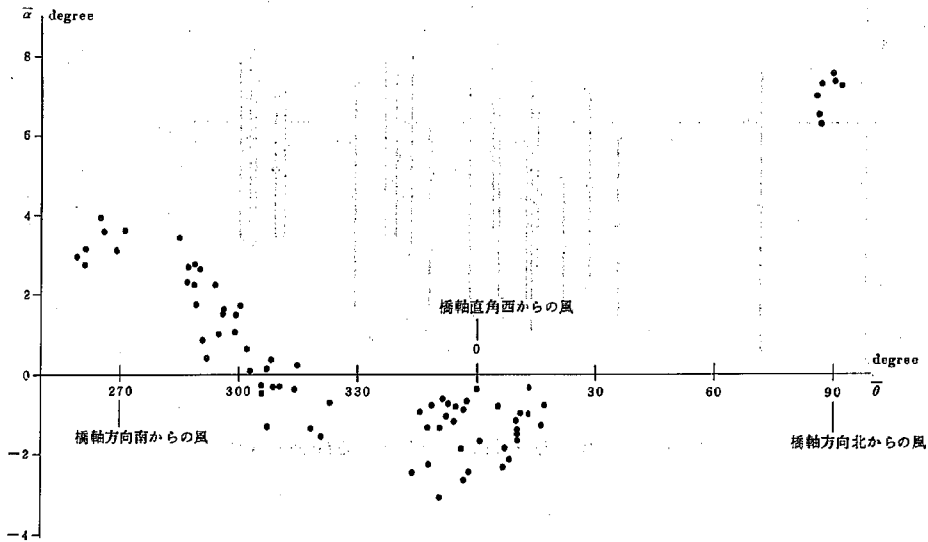


図-3.1 平均水平偏角と水平迎角の関係

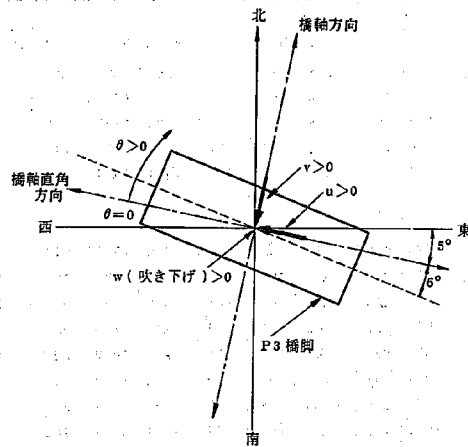


図-32 座標軸・記号

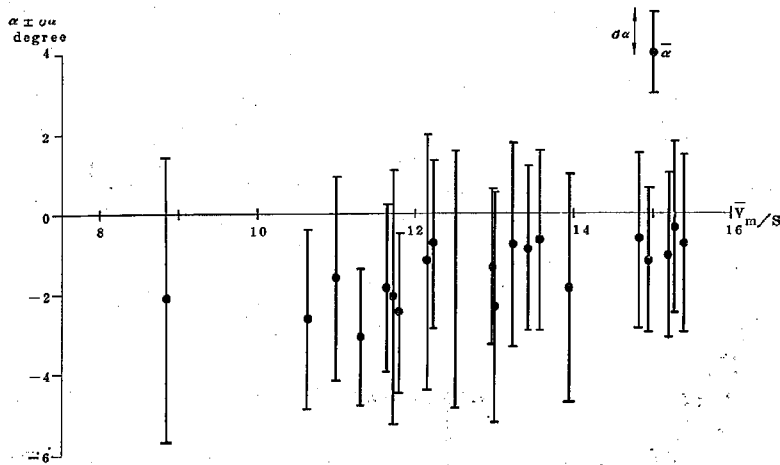


図-33 $\bar{V}$ と $\bar{\alpha}$, σ_{α} の関係 但し $\bar{\theta} = 350^{\circ} \sim 10^{\circ}$

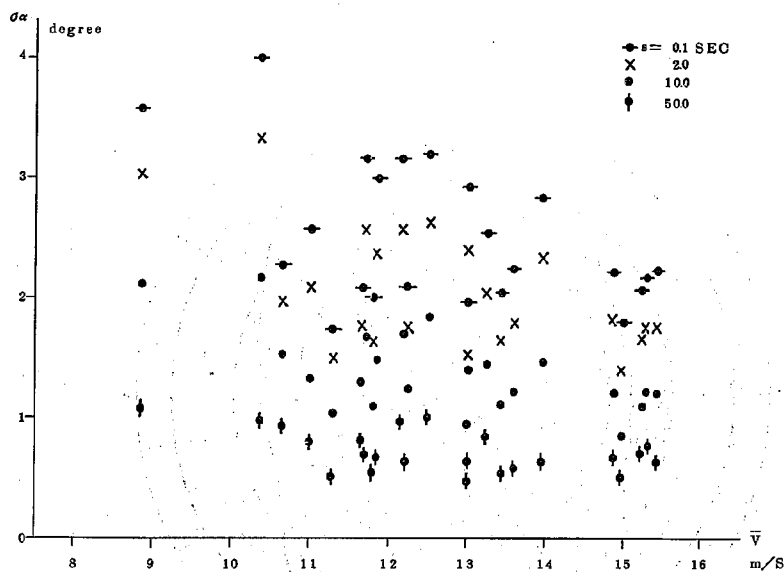


図-3.4 平均主流方向風速($\bar{V}$)と迎角標準偏差(σ_α)と評価時間(s)の関係

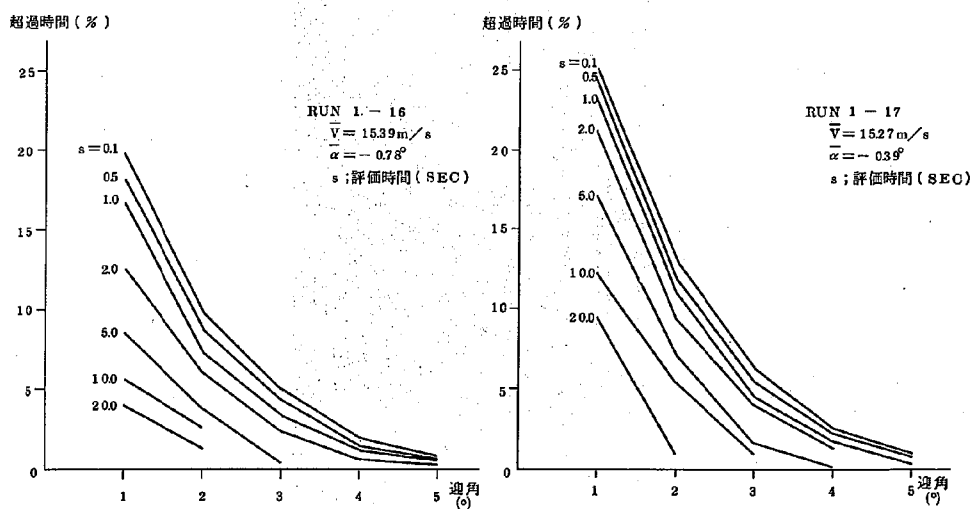


図-3.5 評価時間と超過時間の関係

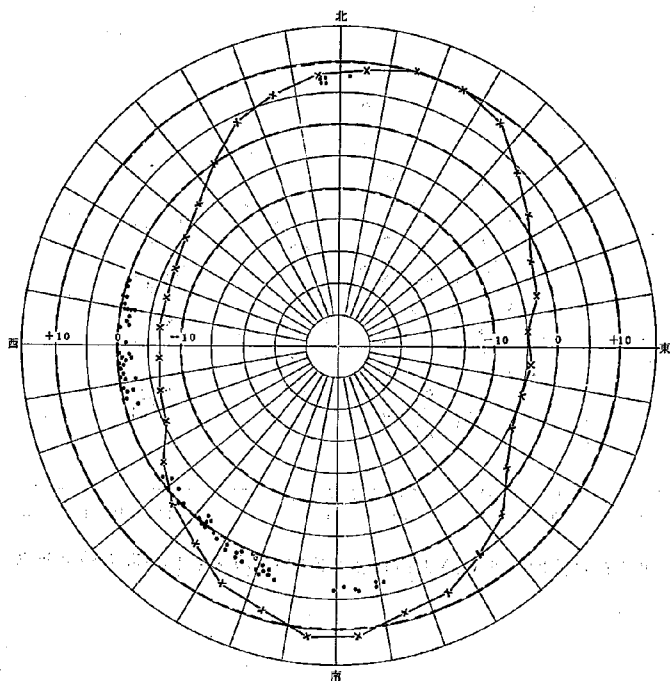


図-3.6 風の傾斜角

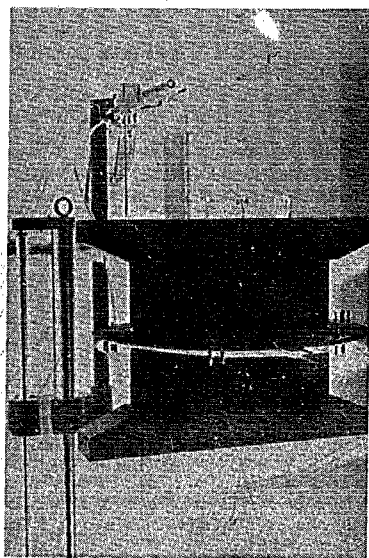


写真-31 模型実験

4. 横浜航路横断橋の耐風性調査

4.1 まえがき

横浜航路横断橋は、横浜航路を横断して大黒埠頭と本牧埠頭A突堤を結ぶ長大橋梁であり、東京湾岸道路計画の一環として建設を予定されている。本横断橋は斜張橋とカンチレバートラス橋の2案について比較検討が進められているが、斜張橋は吊橋と同様他の型式の橋梁に比べ可撓性に富む構造物であり、風の影響を受け易いので設計に際しては風洞実験等により、あらかじめその空力特性を明らかにしてその耐風安全性を確認しておく必要がある。

本橋の設計調査は昭和44年度より開始され、昭和47年度には第一次概略設計が完了した。土木研究所では昭和49年度に概略設計案について第1回の風洞模型実験を実施したが、その結果耐風安全性に問題のあることが明らかになった。風洞実験結果を参考にして断面形状の変更・剛性の再検討が行われ、昭和50年3月には概略設計(その3)がとりまとめられた。

本節ではこの概略設計案について実施した風洞実験の結果を報告する。

4.2 昭和49年度に行なった調査の概要

従来、斜張橋の橋桁には箱桁などの充腹断面が多く用いられており、横浜航路横断橋のようにトラス桁を用いた斜張橋の建設例は少ない。それ故、吊橋の場合のように既往の架設例より耐風安全性を推定することは困難である。

昭和47年度の概略設計案について耐風設計上の特徴を列挙すれば、1) 中央径間長が我が国で既設の最大の斜張橋(徳島県・未広大橋250m)よりもはるかに大きい。2) トラス桁を用いている、3) ケーブル碇着装置を組み込むために主トラスの充実率がかなり高い(約49%)。4) 複橋床である、ことなどであろう。概略設計案(その1)の一般図、位置図を図-4.1、図-4.2にまた諸元を表4.1に示す。

昭和49年度の調査では図-4.3(1)~(3)に示した模型を用いて風洞実験が行なわれたが、その結果次の諸点が指摘され、原設計案は十分な耐風性を具備してはいないと判断された。

- (1) ねじれ振動については、迎角 $-3^{\circ} \sim +5^{\circ}$ 、風速 $2.0 \sim 3.0 \text{ m/s}$ の範囲で限定振動を生じ、その振幅は倍振幅で $1^{\circ} \sim 1.2^{\circ}$ 程度となる。また高風速域でフラッターを生じ、その発現風速は限界値 7.0 m/s を超えてはいるが充分の余裕はない。
- (2) たわみ振動については、自励振動は生じないが、迎角 $-5^{\circ} \sim +5^{\circ}$ 、風速 $1.5 \sim 2.5 \text{ m/s}$ の低風速領域で限定振動を生じ、その振幅はかなり大きくなることが予想される。
- (3) $V \sim \delta$ 曲線の特徴から判断すると、迎角が変ってもたわみ、ねじれ振動ともにその空力特性の変化は極めて少ない。原設計案の充実率がかなり高いことから、その空力特性は矩形断面柱に近いのではないかと考えられる。

概略設計案（その１）の実験で用いた実験条件と結果の一部を附 4.1 (1)～(3)に示す。その後、改造案についても実験が継続されたがやはり十分な断面は得られなかった。

4.3 風洞実験

4.3.1 調査の目的

その後、昭和 50 年 3 月に前回の風洞実験の結果を参考にして、概略設計に対する総括的な再検討がなされ、概略設計（その 3）としてまとめられた。この設計では路面構造の耐風性に及ぼす影響の大きいことを考慮し、次のような形式が採用されている。イ）路肩および中央分離帯部分をグレーチング形式にする、ロ）高欄形状はポストタイプにするなどである。またケーブル旋着もトラスの充実率を小さくするよう配慮されている。概略設計（その 3）の一般図を図－4.4 に示す。

実験は前回と全く同じ手順で行なわれたが、主目的は次の 2 点とした。

(1) 鋼床版のトラス桁のねじれ剛性に及ぼす寄与分を考慮するか否かにより、その値は大幅に変化することになる。ねじれ剛性の変化は直接耐風性に影響を及ぼすので、原型の耐風性を調べると共にねじれ剛性を ⅰ) 鋼床版の剛性を考慮した場合、ⅱ) 鋼床版の剛性を無視した場合の二種類について実験を行なう。

(2) 本橋の建設計画では上路のみ初めに完成させる、いわゆる段階架設が検討されている。

その場合、段階架設の状態で数年放置されることも考えられる。段階架設時は完成系に比べ形状の変化やねじれ剛性の変化など振動特性も変ってくる。そこで、段階架設時の耐風安全性も検討する必要があるために、一期施工（上路床版のみ施工）時の実験を行なう。

4.3.2 風洞模型および風洞実験

模型は中央径間中央部付近の断面で代表させ縮尺は 1/67.5 とした。実験に供した模型の図面を図－4.5 (1)～(3)に示す。なお、整理の都合上模型名を表 4.2 とした。

表 4.2 模 型 名

模 型 名	説 明
Y ₀ -SB-75-A	完成系(1) 振りに対して鋼床版の剛性を考慮する。(振り剛性値 353m ⁴)
Y ₀ -SB-75-B	完成系(2) 振りに対して鋼床版の剛性を無視する。(振り剛性値 9.68m ⁴)
Y ₀ -SB-75-C	一期施工（上路床版のみ）上路鋼床版剛性を考慮する。(振り剛性値 151m ⁴)

実験に使用した風洞は土木研究所構造研究室所属の橋梁試験用風洞で、その概略を示せば次の通りである。

型 式	グッチングン型
測定部寸法	3.0 H × 1.8 W m
測定部風速	0 ～ 25 m/s (連続)

行なった実験はバネ支持模型実験と呼ばれるもので、模型を風洞内にバネで吊り実橋の振動特性を相似させ、風速と模型の応答（振動振幅）との関係を求めるものである。バネ支持模型実験の方法、実験装置、相似性については既に他で詳しく述べられているので、ここでは触れない。

相似則より計算されたバネ支持模型実験の実験条件を表4.3(1)～(3)に示す。実験は、たわみとねじれの二自由度で模型を支持しているが、たわみ振動の構造減衰は所要値よりもかなり大きくなっている。しかし、たわみ振動とねじれ振動の固有振動数の比は完成系(1)が約2.58、完成系(2)1.83、一期施工1.93、で連成振動は考えられないのでこれで充分とした。

4.4 実験結果と考察

実験の結果を以下に示すが、まず図の表わし方について説明する。

i) $V_c \sim \alpha$ 曲線 (図4.6(1)～(2))

迎角(α)と発振風速(V_c)との関係を示す。限定振動に関する表示は限定振動の始まる風速とおさまる風速を示している。図中で破線は設計基準により定められたフラッター限界風速を示す。

ii) $V \sim A$ 曲線 (図4.7(1)～(3))

風速(V)と模型の最終振幅(A)の関係を示すもので、 $V \sim A \sim \delta$ 曲線の対数減衰率 $\delta = 0.0$ の線である。

iii) $V \sim A \sim \delta$ 曲線 (図4.8(1)～(10))

風速(V)と模型の振動振幅(A)および減衰(δ)の関係を示したもので、図中で対数減衰率が負の部分は不安定領域を示し、正の場合は安定領域を意味する。

但し、振りフラッターの限界風速は横浜航路横断橋設計基準(案)により計算した。

以上の結果から、概略設計案(その3)の耐風性は次のようにとりまとめられよう。

1. YO-SB-75-A、YO-SB-75-B

ねじれフラッターに対して、YO-SB-75-Bが迎角 $+\beta$ で発現風速が基準値よりやや下がる(基準値 7.607 m/s に対して 7.505 m/s で発現)がYO-SB-75-Aは基準値を大きく上まわる。

YO-SB-75-Aは鋼床版がトラスのねじれ剛性に100%寄与すると仮定した場合であるが、YO-SB-75-Bのように全く寄与しないと考えられないので実際のねじれ剛性値は両者の中間に位置すると考え、発現風速についてもその中間にあると予想される。また、第一次案で見られたねじれ・たわみの限定振動も発生することなく、完成系については良好な断面であると判断された。 $V \sim A \sim \delta$ 曲線の横軸を換算風速 V/NB (V :風速、 N :振動数、 B :代表長)で整理して、YO-SB-75-A、YO-SB-75-Bとを比較すると、相似則から仮定した通り両者はほぼ一致している。従って、ねじ

れ剛性が変化しても、風洞実験ではフラッター限界風速の換算風速が一定となり、これから実橋での風速が推算される。

2. YO-SB-75-C

ねじれフラッターについては、基準値を超えてはいるが、迎角 -3° において低い風速で発現している。たわみ振動について迎角 $+5^{\circ}$ 、 -3° 、 -4° 、 -5° 、風速 $21\sim 27$ m/s の範囲で限定振動が生じ、その最大倍振幅は 30 cm 程度となる。

YO-SB-75-Cにおいては完成系に比べ耐風性は低下しており、架設に際しては充分な検討が必要である。

4.5 ま と め

- (1) YO-SB-75-A、YO-SB-75-Bとの比較で見られるように、ねじれ剛性は耐風性に大きな影響を及ぼすので今後の詳細設計でも、充分なねじれ剛性を確保しておくことが必要である。
- (2) また、段階施工を採用する場合には、その構造設計に架設時の耐風性も充分考慮しておく必要がある。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所；耐風調査報告書、土木研究所資料第790、昭和48年3月。
- 2) 建設省土木研究所；石狩川河口橋の耐風性に関する調査、土木研究所資料第453、昭和44年3月。
- 3) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、土木研究所資料第911、昭和49年3月。
- 4) 建設省土木研究所；耐風調査報告書(Ⅲ)、土木研究所資料第1014号、昭和50年3月。

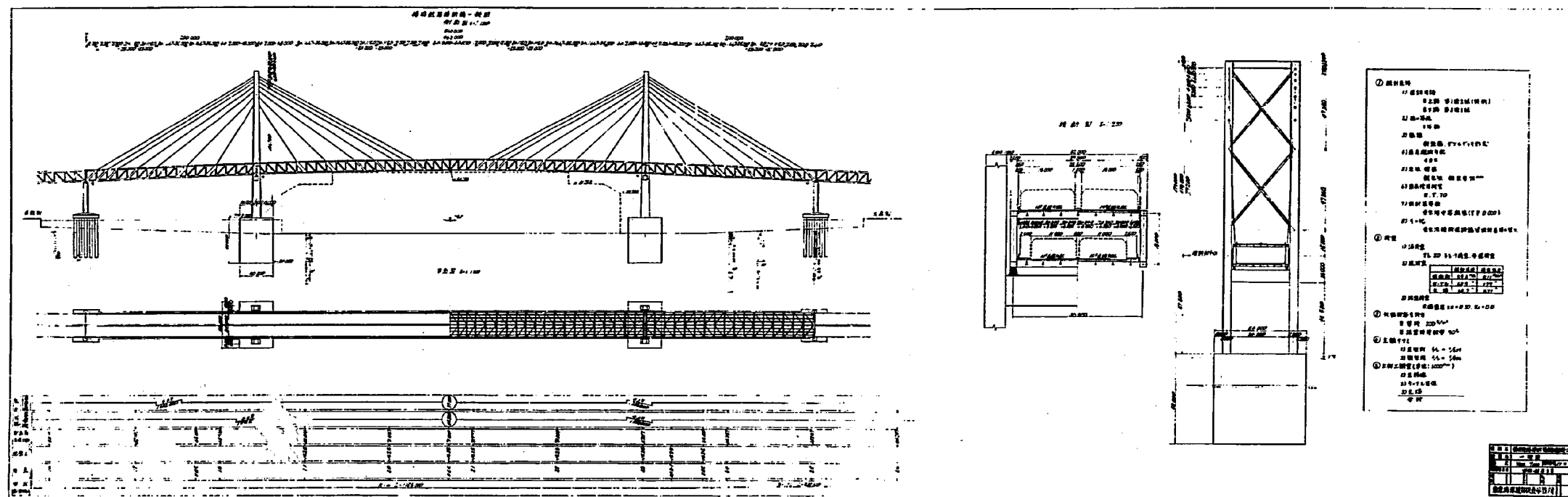
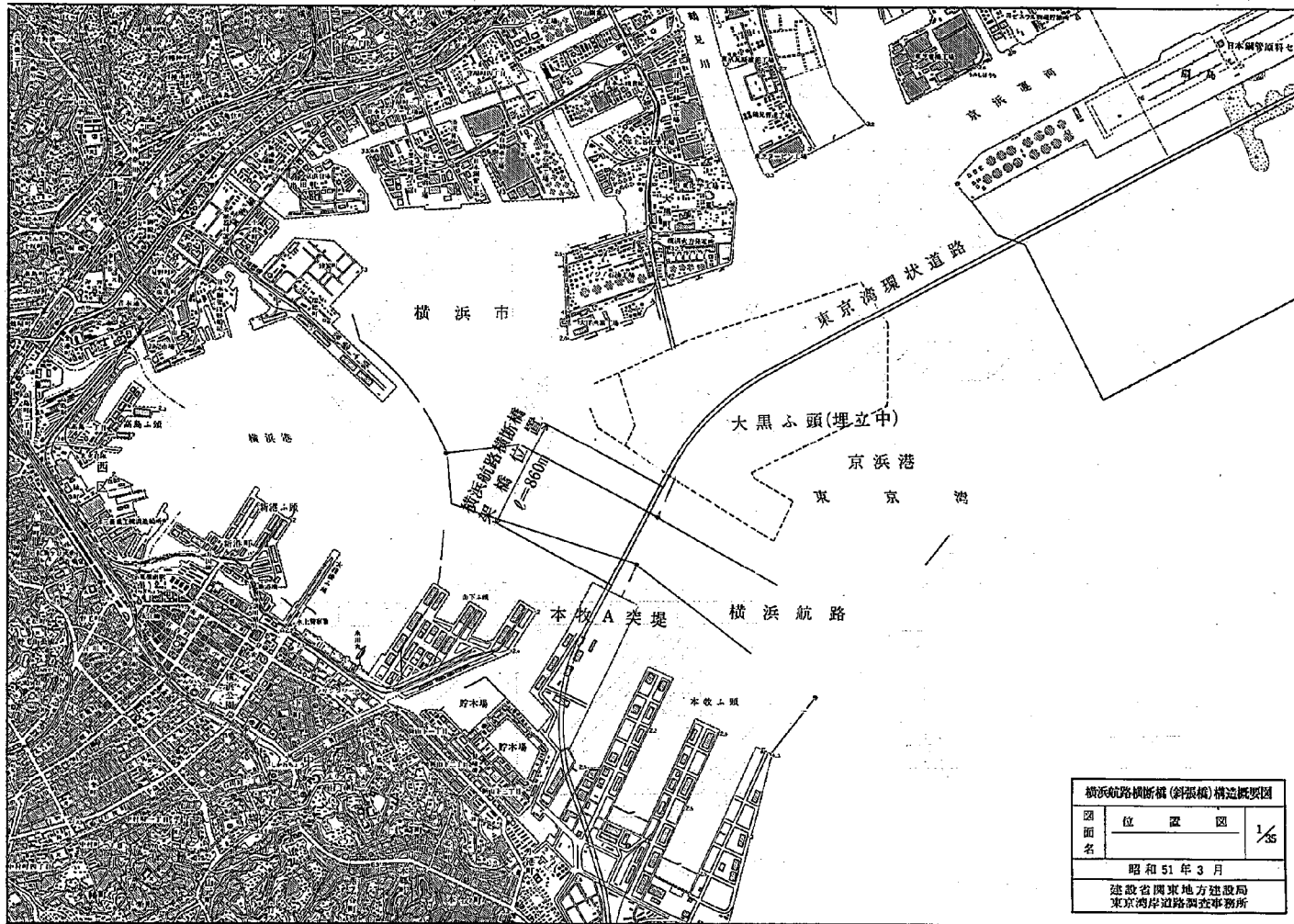


图-4.1 横浜航路横断橋一般図



横浜航路横断橋(斜張橋)構造概要図			
図面名	位置図	1/35	
昭和51年3月			
建設省関東地方建設局 東京湾岸道路調査事務所			

図-4.2 横浜航路横断橋(斜張橋)構造概要図

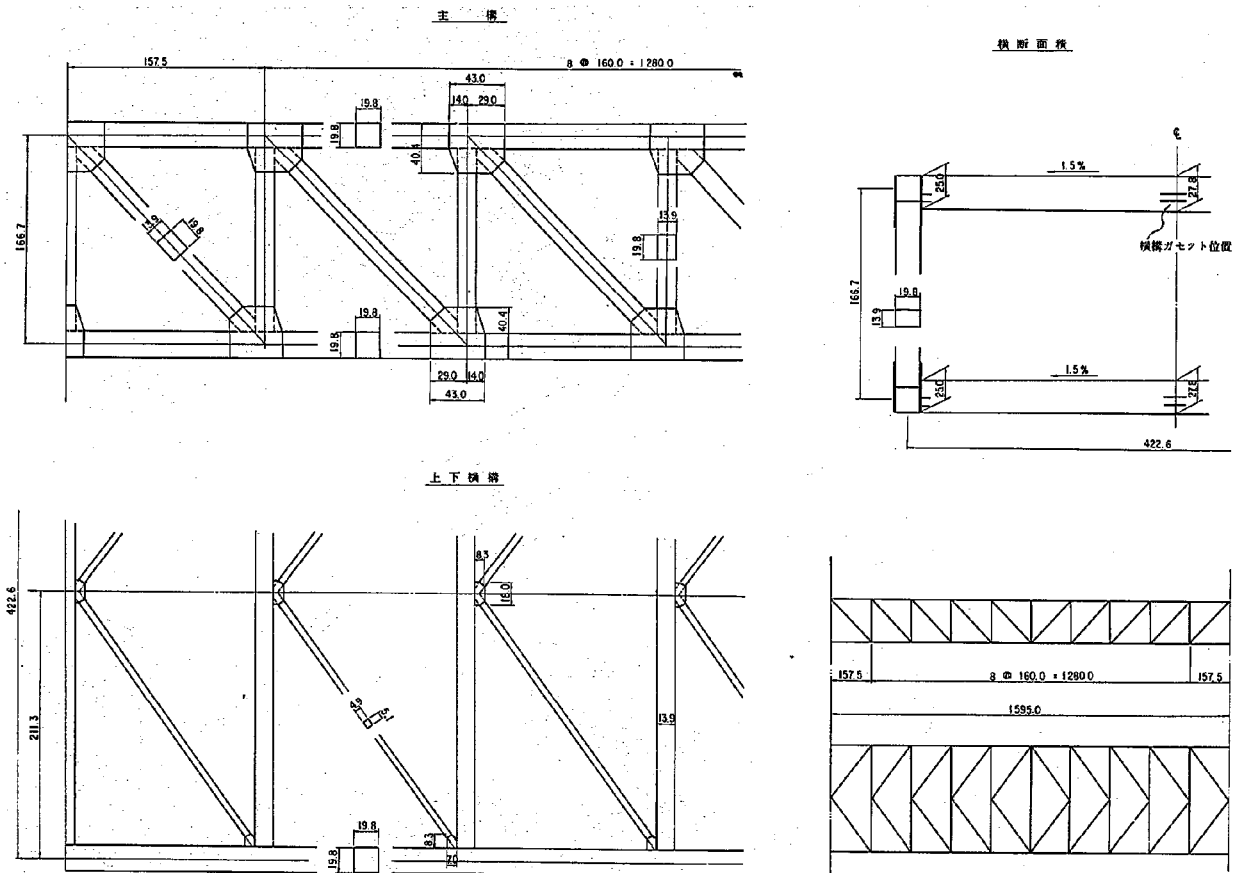
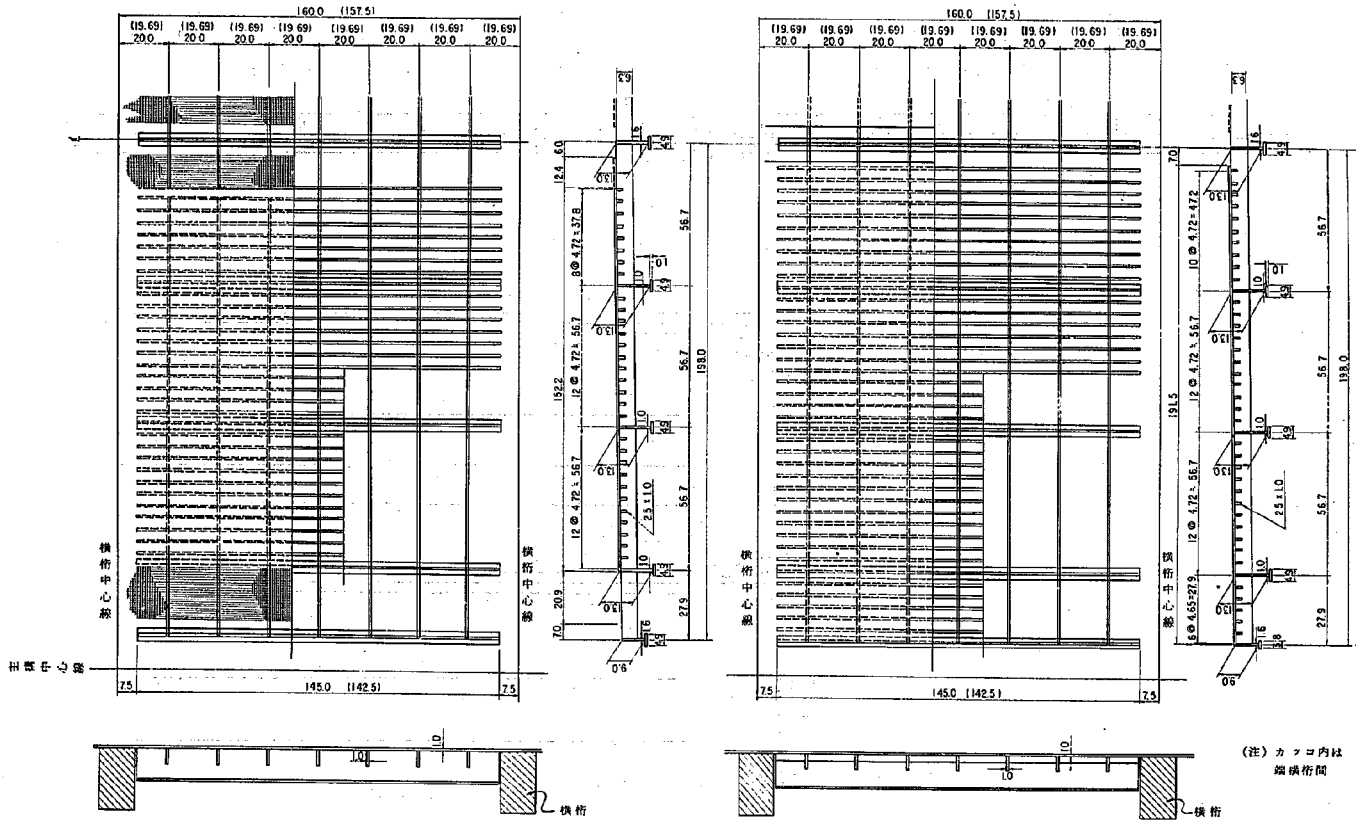


図-4.3(1) 横浜航路横断橋風洞模型(原設計案)

(注)・横橋は床版にそわせる
・床版は木ネジ止め

上路床版

下路床版



(注) カッコ内は
端横断面

図-4.3 (2) 横浜航路横断面橋風洞模型 (原設計案)

高欄・中央分離帯

- 50 -

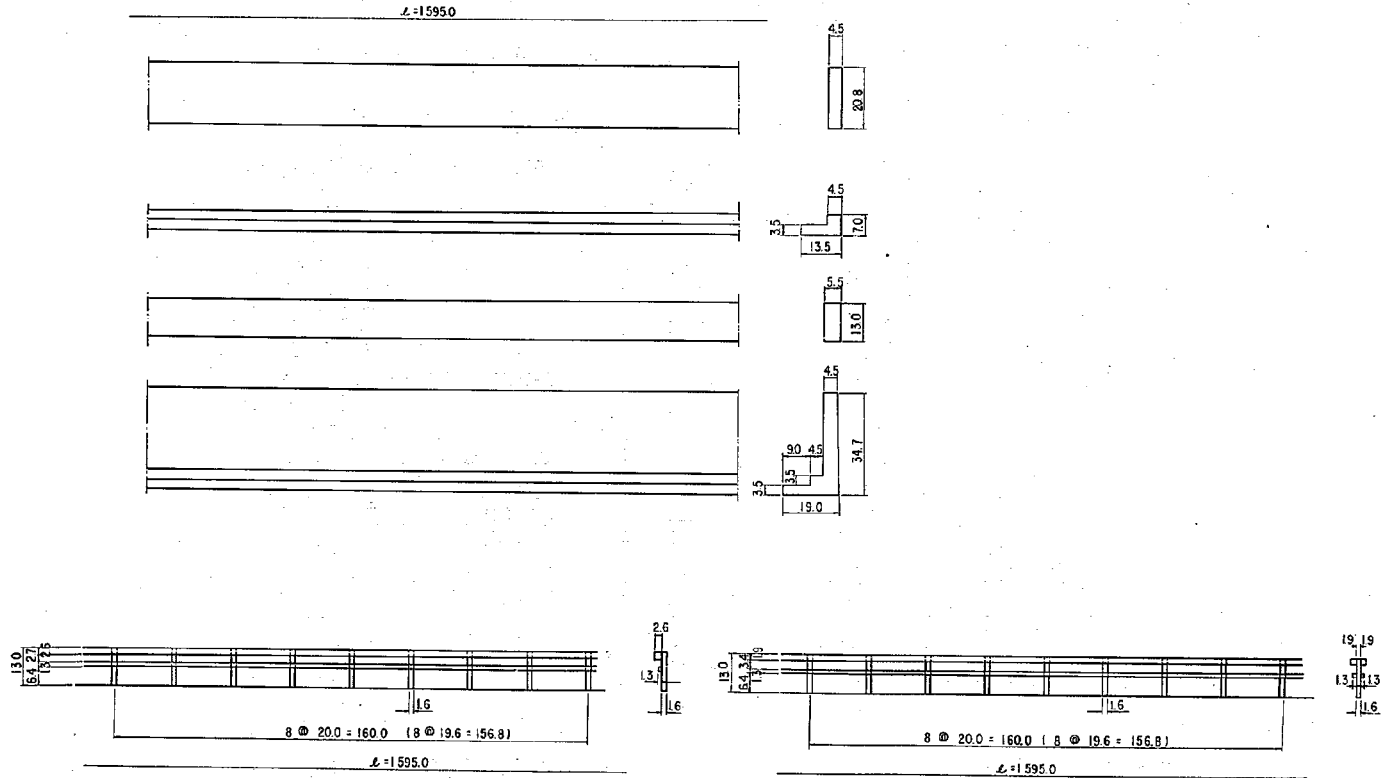


図-4.3 (3) 横浜航路横断橋風洞模型 (原設計案)

(注) カッコ内は端横荷間

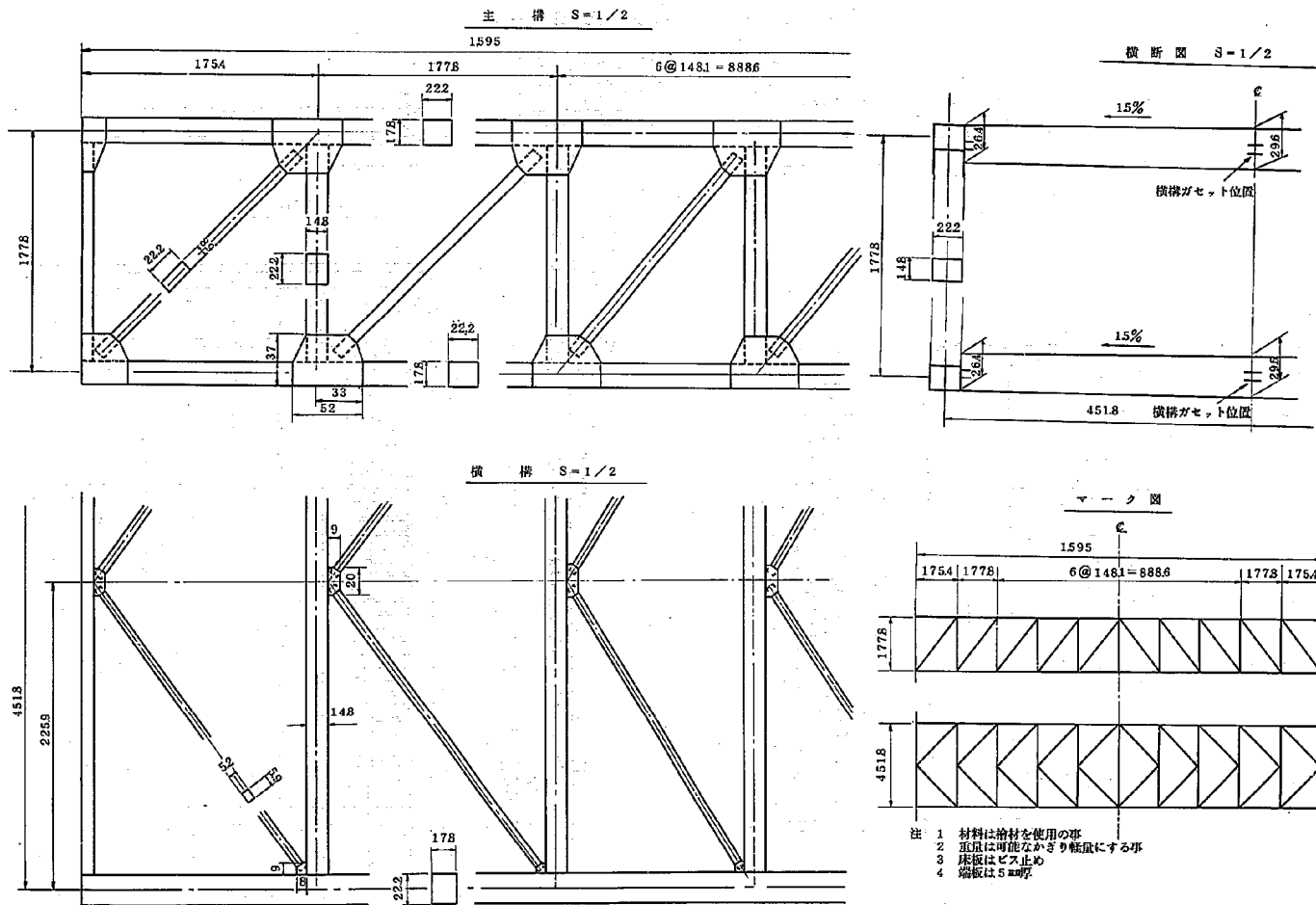


圖-4.5(1) 横浜航路横断橋(第2次)

上路床版 S=1/1

下路床版 S=1/1

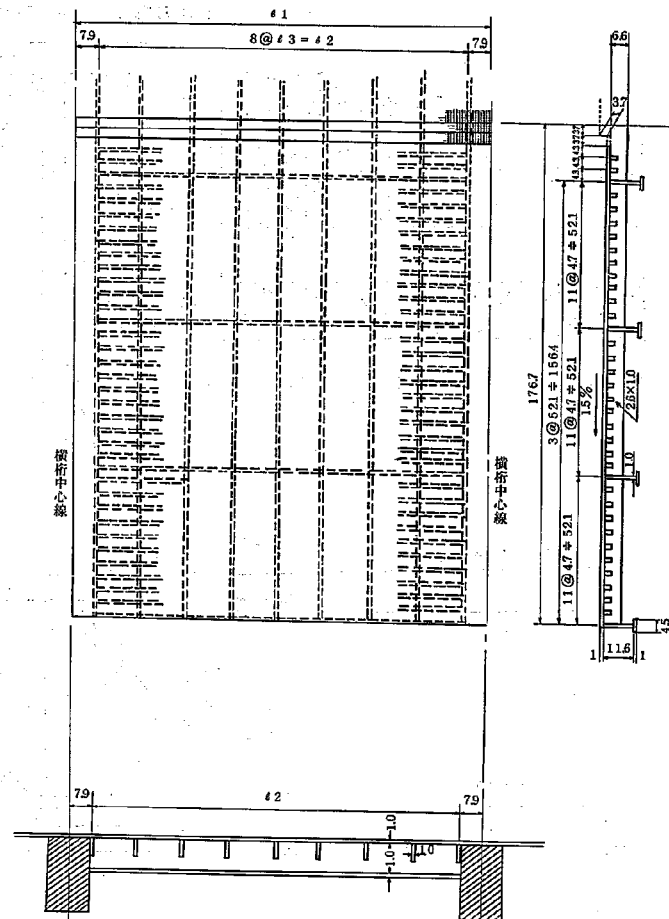
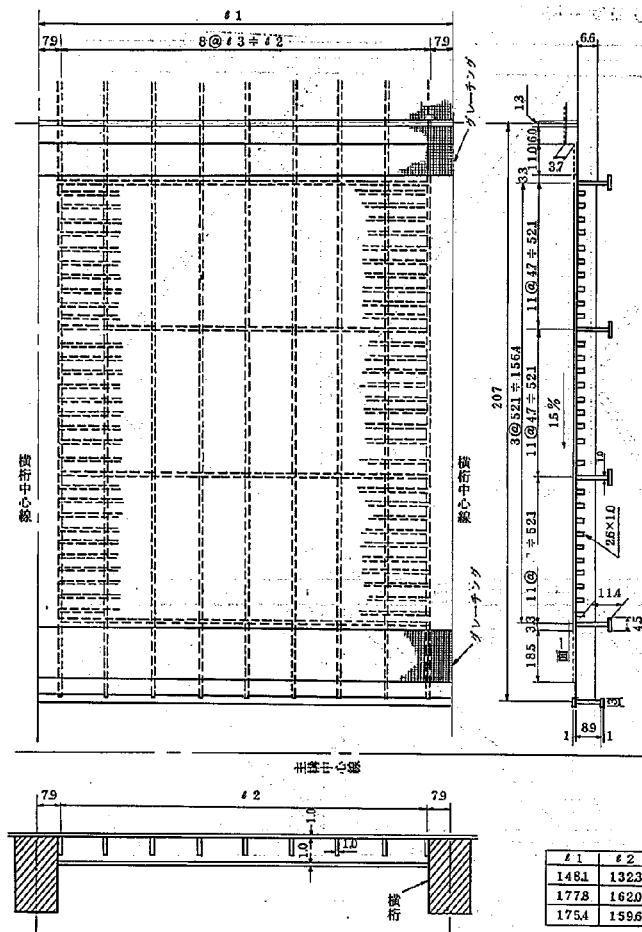


図-4.5(2) 横浜航路横断橋(第2次)

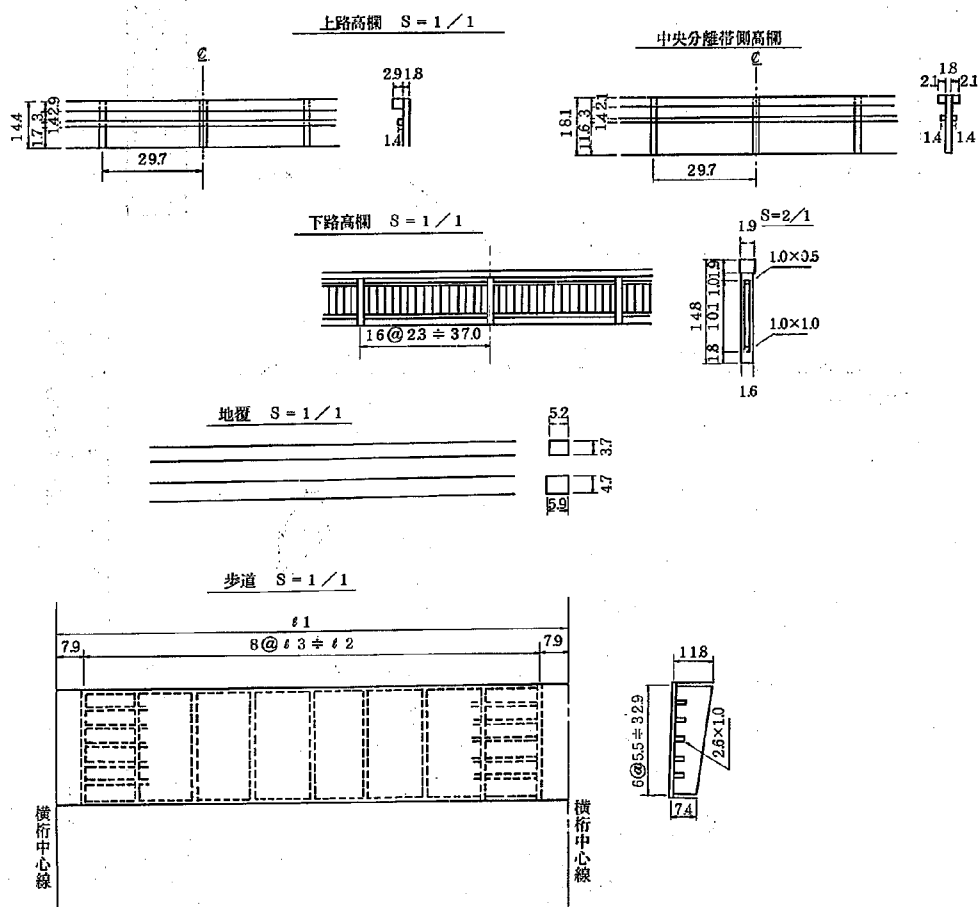


圖-4.5 (3) 横浜航路横断橋 (第2次)

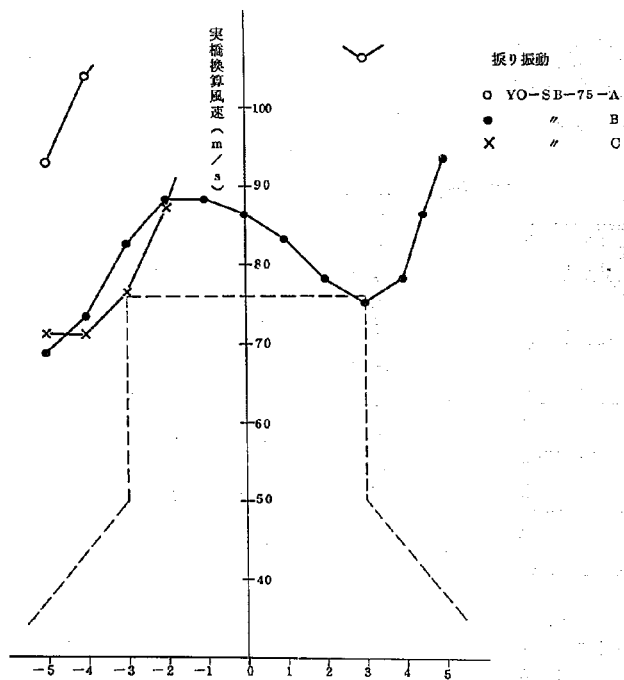


図-4.6(1) $V_c \sim \alpha$ 曲線

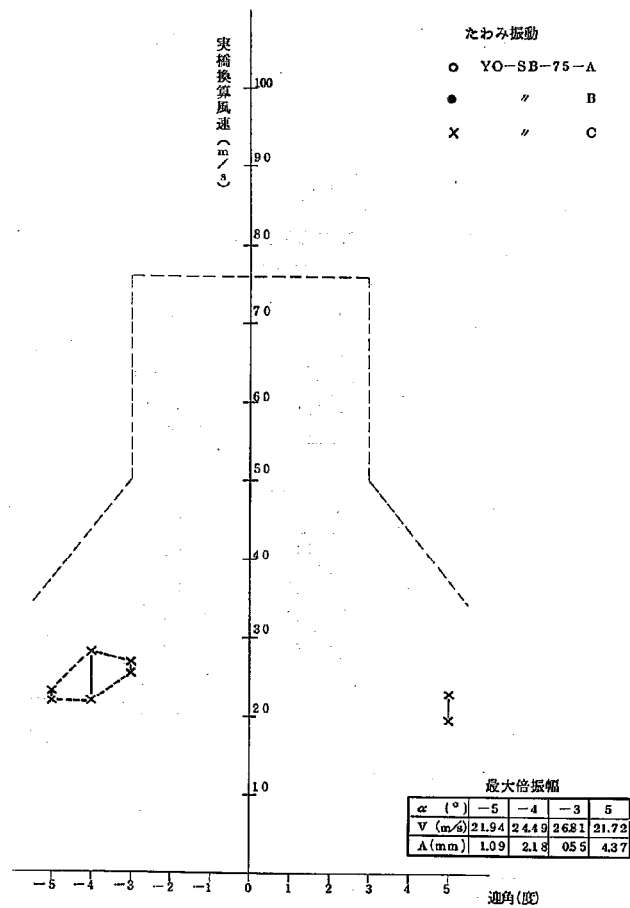


図-4.6(2) $V_c \sim \alpha$ 曲線

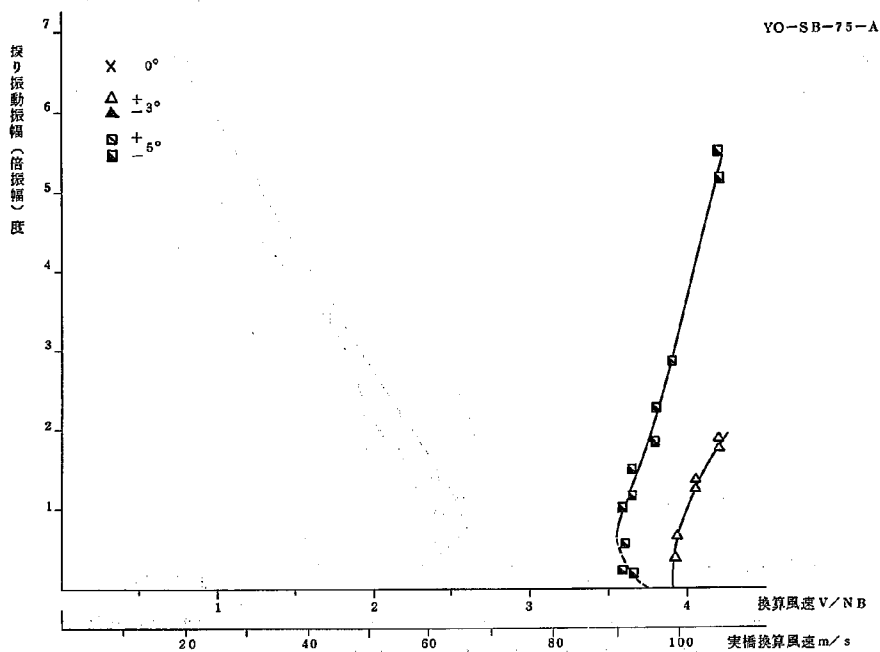


図-4.7 (1) $V \sim A$ 曲線

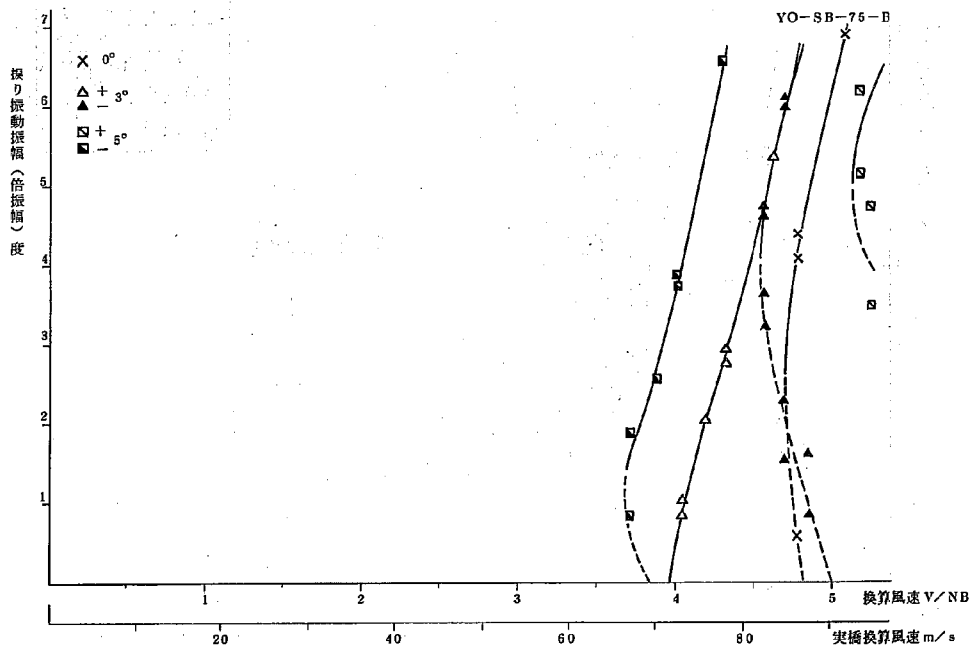


図-4.7 (2) $V \sim A$ 曲線

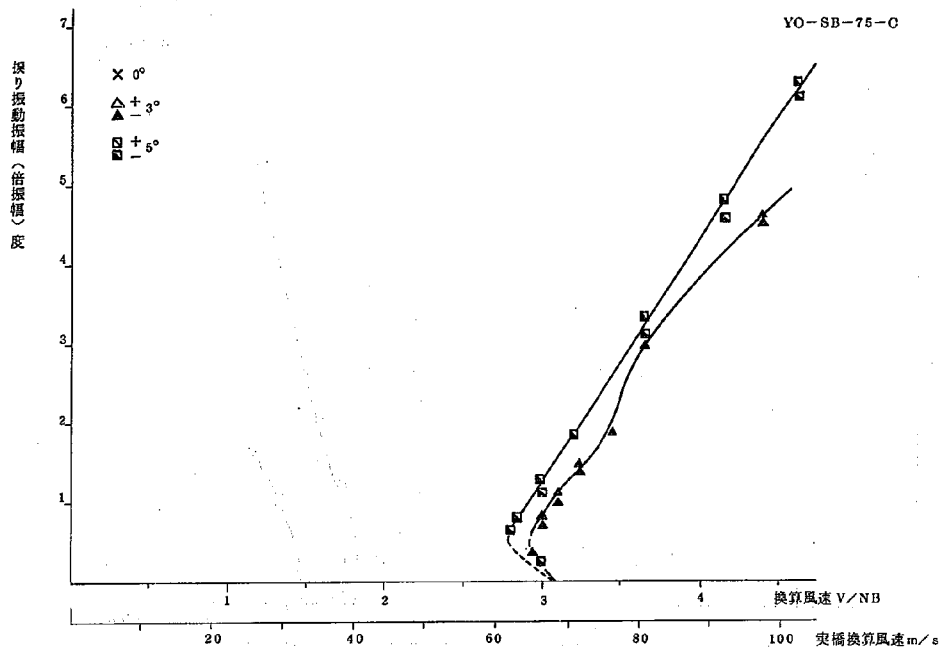


図-4.7 (3) $V \sim A$ 曲線

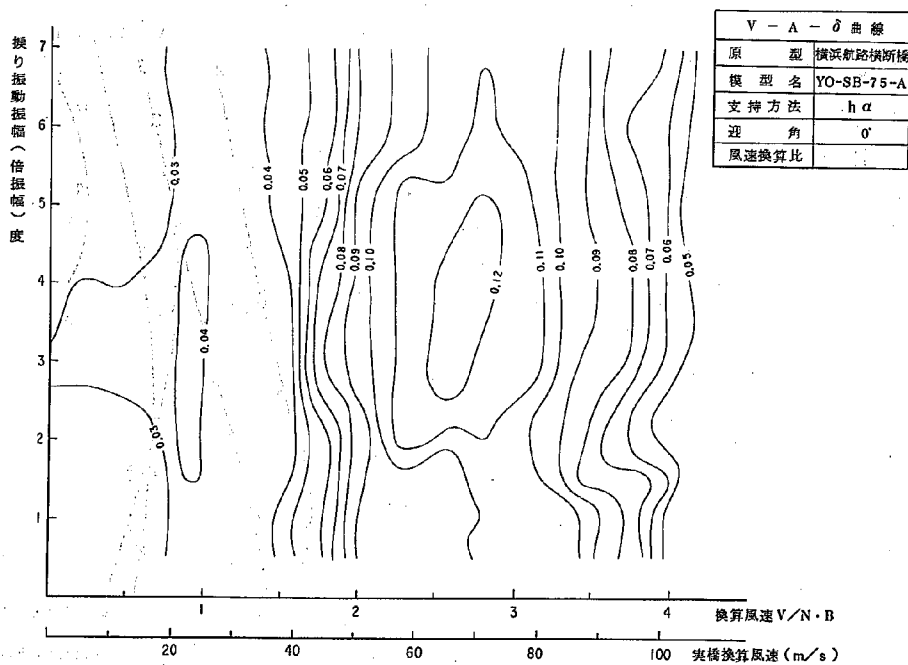


図-4.8 (1) $V \sim A \sim \delta$ 曲線

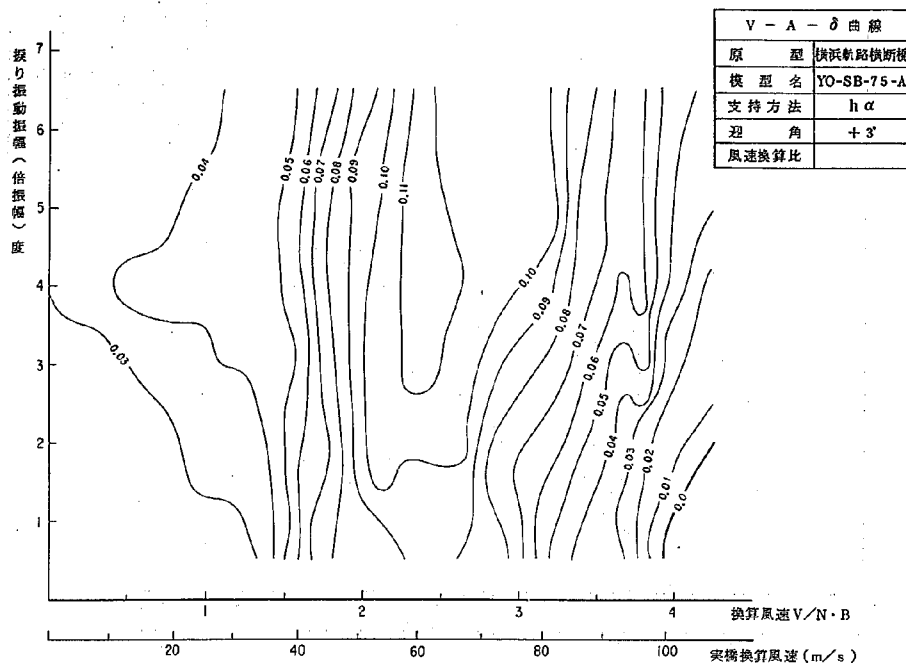


図-4.8 (2) V~A~ δ 曲線

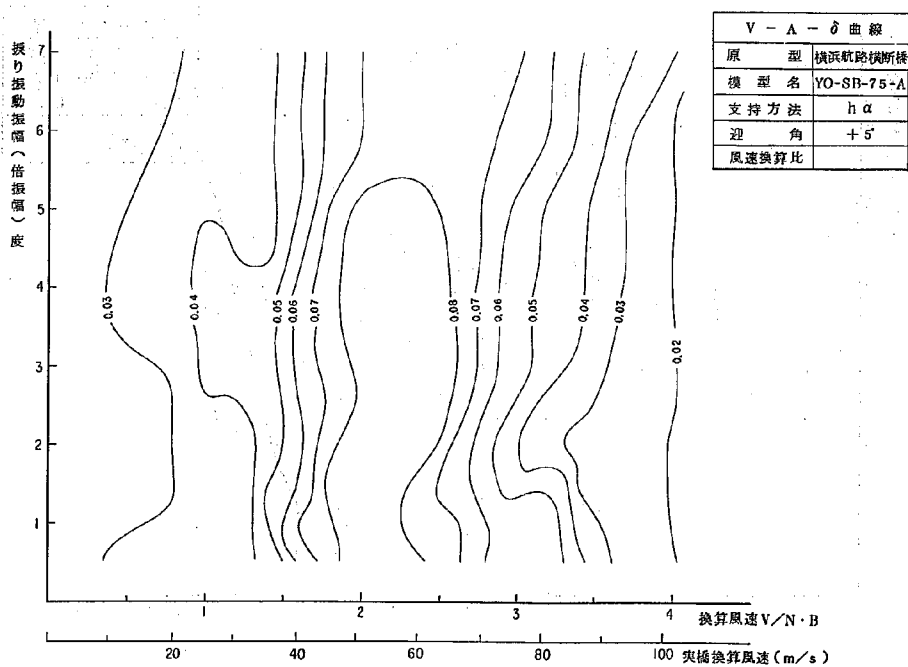


図-4.8 (3) V~A~ δ 曲線

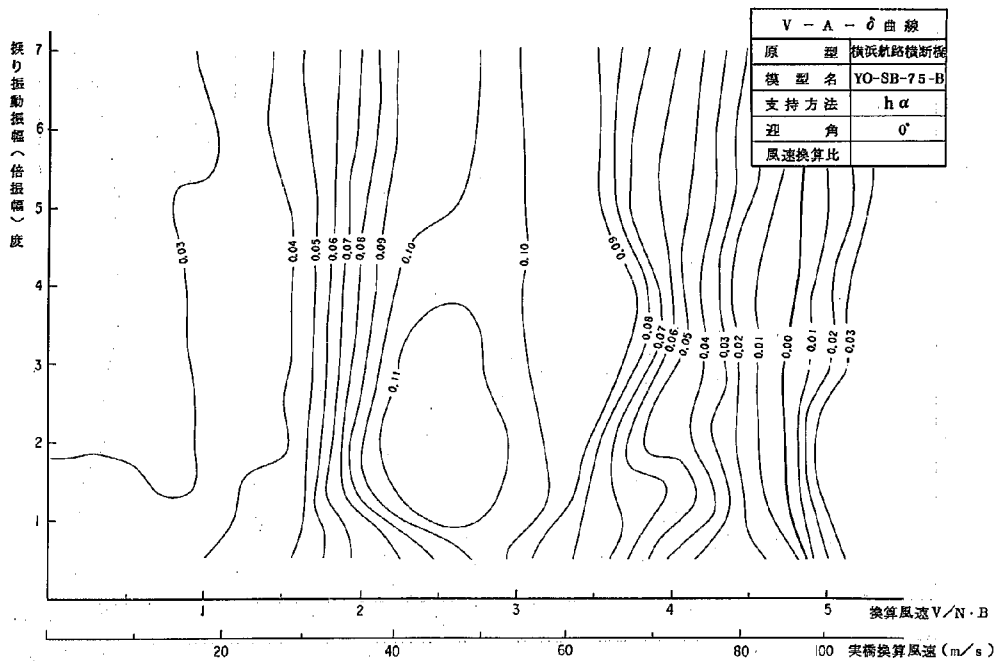


図-4.8 (6) $V \sim A \sim \delta$ 曲線

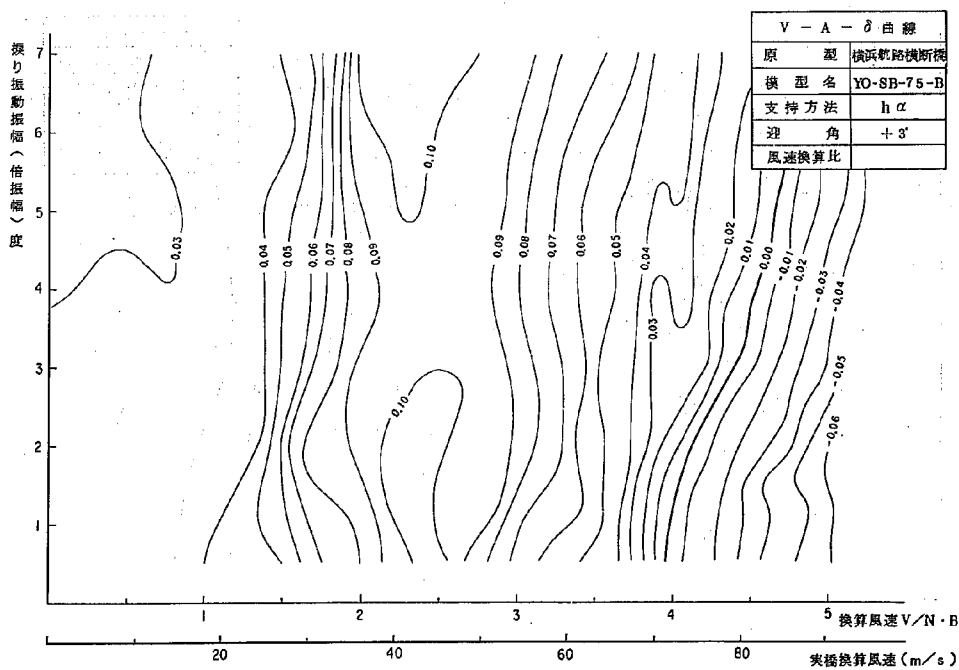
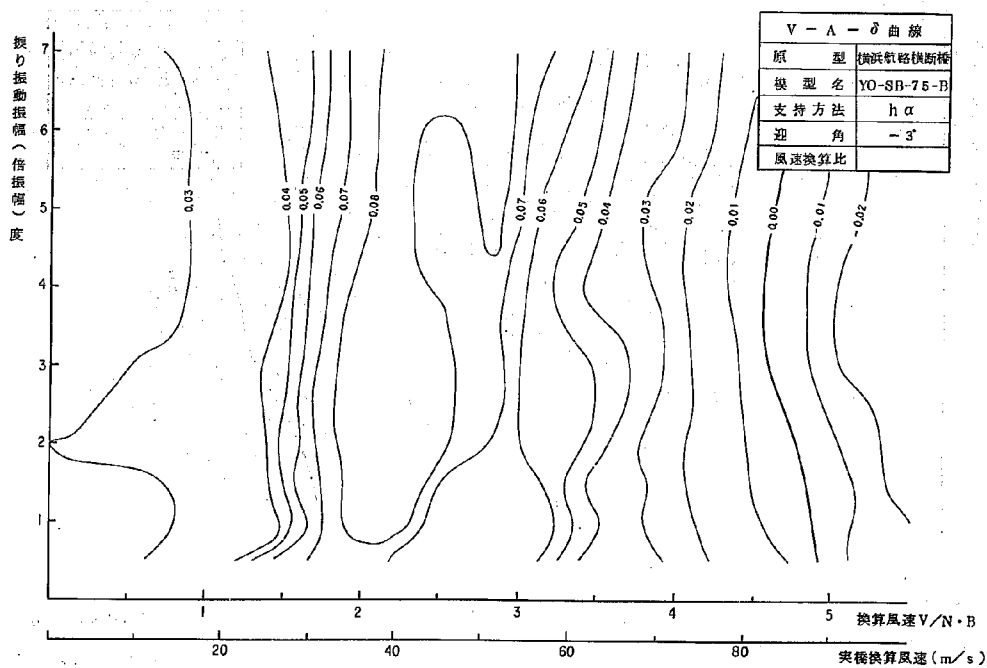
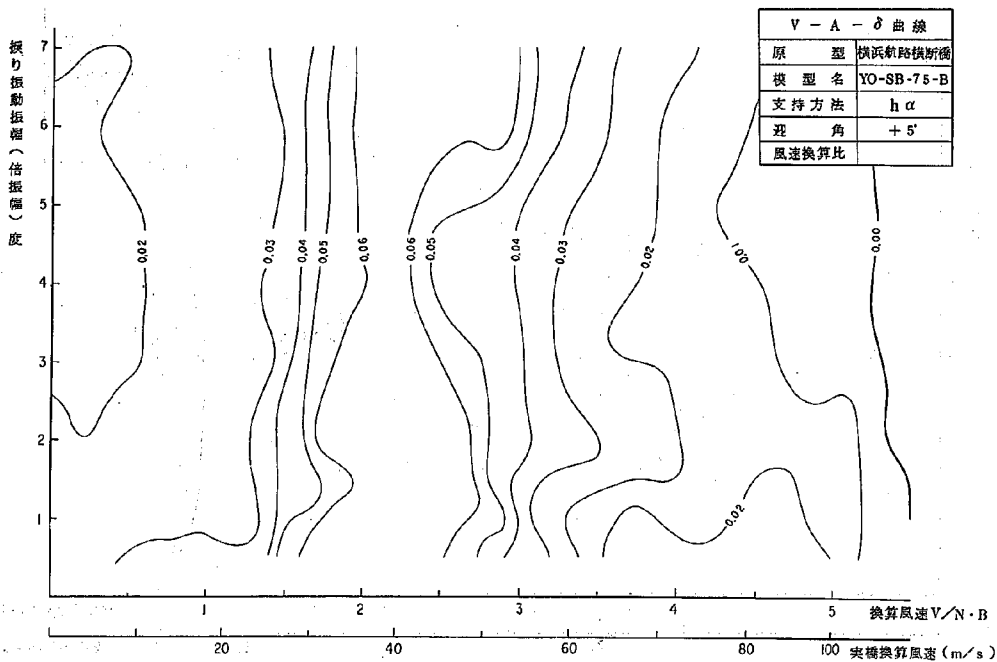


図-4.8 (7) $V \sim A \sim \delta$ 曲線



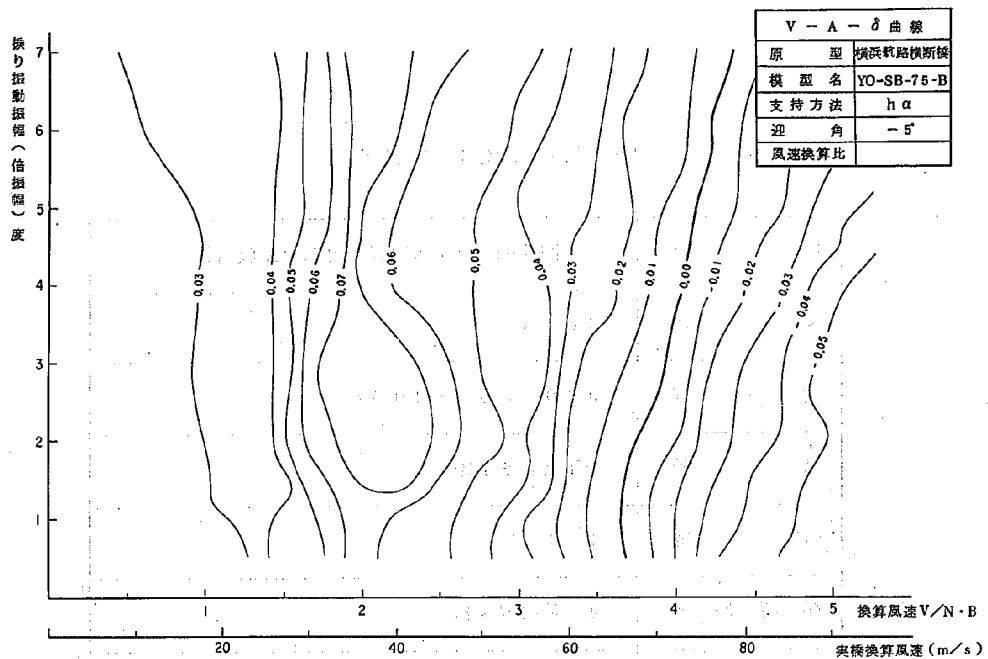


図-4.8 (10) $V \sim A \sim \delta$ 曲線

表-4.1 横浜航路横断橋諸元

型 式	3 径間連続トラス型式補剛 2 重鋼床版斜張橋
橋 長	8 6 0 m
支 間 割	2 0 0 + 4 6 0 + 2 0 0 m
車 線	上下路各 6 車線
橋 格	1 等 橋
縦 断 勾 配	4 ‰放物線勾配
横 断 勾 配	1.5 ‰
主 構 ト ラ ス 高	1 2.0 m
主 構 間 幅	3 0.5 m
桁 下 高	5.4 m
舗 装	アスファルト舗装 75mm厚

表-4.3 (1) 横浜航路横断橋(第2次)実験条件

〔完成系(1)〕

〔完成系(2)〕

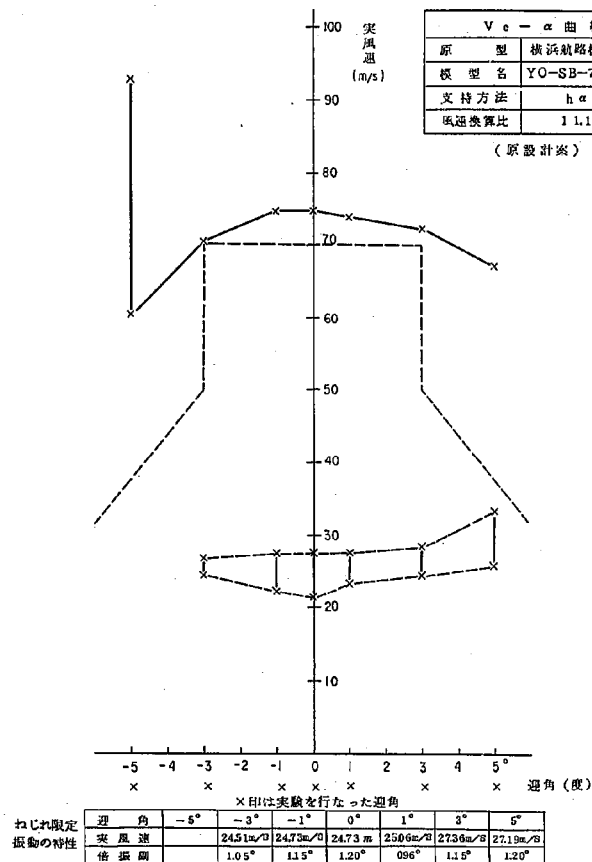
〔1期施工(上床組のみ)〕

	原 型	所 要 値	原 型	所 要 値	原 型	所 要 値
縮 尺						
重 量	37581t/m/bridge	13197kg/model	37581t/m/bridge	13197kg/model	26793t/m/bridge	9409kg/model
極慣性モーメント	5888t・m・sec ² /m/ bridge	4538kg・cm・sec ² / model	5888t・m・sec ² /m/ bridge	4538kg・cm・sec ² / model	4896t・m・sec ² /m/ bridge	3774kg・cm・sec ² / model
たわみ振動数	0.323 Hz	1.94 Hz	0.323 Hz	1.94 Hz	0.376 Hz	2.30 Hz
ねじり振動数	0.832 Hz	3.88 Hz	0.592 Hz	3.55 Hz	0.727 Hz	4.45 Hz
振 動 数 比	2.576	2.0	1.832	1.8298	1.934	1.9347
パ ネ 定 数		2,000 g/cm		2,000 g/cm		2,000 g/cm
パ ネ 間 隔		3.67 cm		3.36 cm		3.93 cm
風 速 倍 率						
構 造 減 衰						

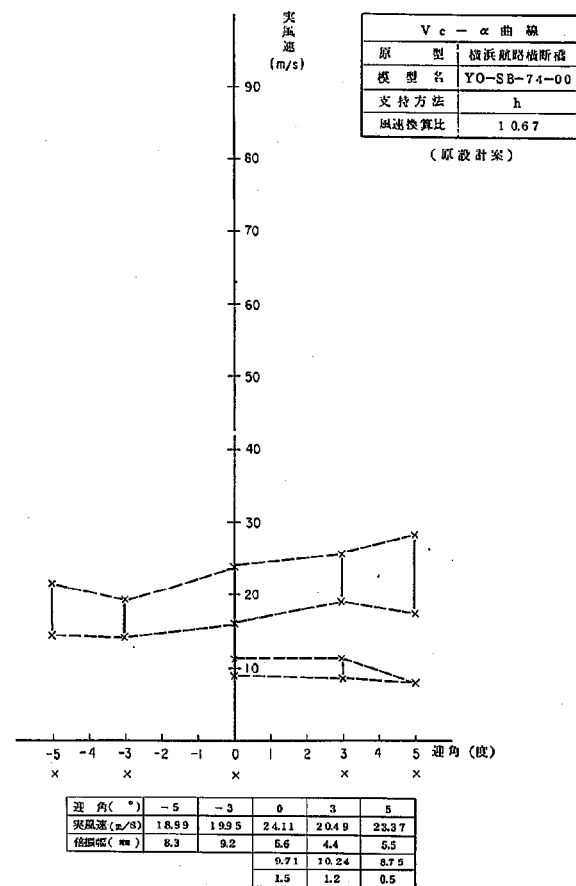
附-4.1 (1) 横浜航路横断橋実験条件

	原 型	所 要 値	ね じ れ (h α)		たわみ (h)
			所 要 値	実 験 値	実 験 値
縮 尺		1 : 7.2	1 : 7.2	1 : 7.2	1 : 7.2
重 量	2.0 t/m/bridge	6173 g/model		(6572 g/model)	6274 g/model
極慣性モーメント	565 t $\cdot$ m $\cdot$ sec ² /m/bridge	3364 g $\cdot$ cm $\cdot$ sec ² /model	3364 g $\cdot$ cm $\cdot$ sec ² /model	3321 g $\cdot$ cm $\cdot$ sec ² /model	
たわみ振動数	0.323 Hz	2.20 Hz		(2.13 Hz)	2.18 Hz
ねじり振動数	0.620 Hz	4.22 Hz	3.99 Hz	4.02 Hz	
振 動 数 比	1.92	1.92		(1.89)	
風 速 倍 率		1.057	1.119	1.110	1.067
構 造 減 衰			0.025	0.023~0.029 (たわみ 0.146)	0.018~0.021

注) h α 支持では、hと α との2自由度で支持しているがhの構造減衰の条件は満足していないので α のみに注目



附-4.1 (2) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線



附-4.1 (3) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線