

土研資料-648

Aero. - 11
ST. Section



石狩川河口橋の耐風性に関する調査 報告書

昭和46年3月

土木研究所 構造研究室

序 文

昭和 45 年度，北海道開発庁より依頼のあった石狩川河口橋の耐風性に関する調査の結果がまとまったのでここに報告する。

昭和 46 年 3 月

建設省土木研究所

構造研究室

榎 波 義 幸

目 次

序 文

§ 1 調査の概要	1
1-1 ま え が き	1
1-2 調査の方法	1
1-3 昭和43年度に行なった調査の概要	3
1-4 今年度調査の概要	6
§ 2 風洞模型実験	7
2-1 原型の形状と諸元	7
2-2 相似則と模型	7
2-3 三分力試験とその結果	12
2-4 パネ支持模型実験とその結果	16
§ 3 実験結果に対する考察	22
3-1 HK-SB-70 25FO	22
3-2 HK-SB-70 25F1	22
§ 4 結 言	23

§ 1. 調査の概要

1-1 まえがき

石狩川河口橋は北海道開発庁が国道231号線に建設中の橋長1400m余に及ぶ長大橋であり、このうち水面上をわたる288mが斜張橋として計画されている。もともと斜張橋は西ヨーロッパで桁橋で更に長径間をわたるために開発された新しい橋梁形式であるが当然のことながら桁橋に較べ構みやすくなっておりそれにともない耐風性の劣った構造になっている。構造物の耐風安定性については土木の分野では吊橋に関して長年月研究されてきたがその結果耐風性は構造物の幾何学的な形状と力学的特性に支配されることが明白になったが特に後者の中で重要な因子としてあげられるのは振動数で振動数が高ければ耐風性が良好なことが判明している。斜張橋は一般に吊橋ほど振動数が低くはないが桁橋に較べれば柔軟な構造になっている。しかも吊橋は幾何学的空力特性の見地からトラス補剛桁が多く採用されているのに較べ、斜張橋では充腹桁で補剛されているのが普通であるから、吊橋の耐風性とは単に振動数だけでは比較できない。以上のような点から斜張橋でもそれが強風地帯に架設されるときにはその耐風性について十分な調査が要求されよう。我国においてもすでに建設された代表的な斜張橋である尾道大橋¹⁾、荒川大橋²⁾、豊里大橋については耐風性を調べるための風洞実験が行なわれており、外国においても最近では斜張橋の風洞実験の結果が2、3報告されている。^{3), 4)}

石狩川河口橋は冬の強い季節風の卓越する石狩平野の西端に位置しているため、計画当初からその耐風性に関心がもたれ土木研究所でその風洞模型実験を行なったが、その結果は必ずしも思わしくなかったため再設計することになった。この断面についても土木研究所で試験した結果一応の安全性の確認が出来た。

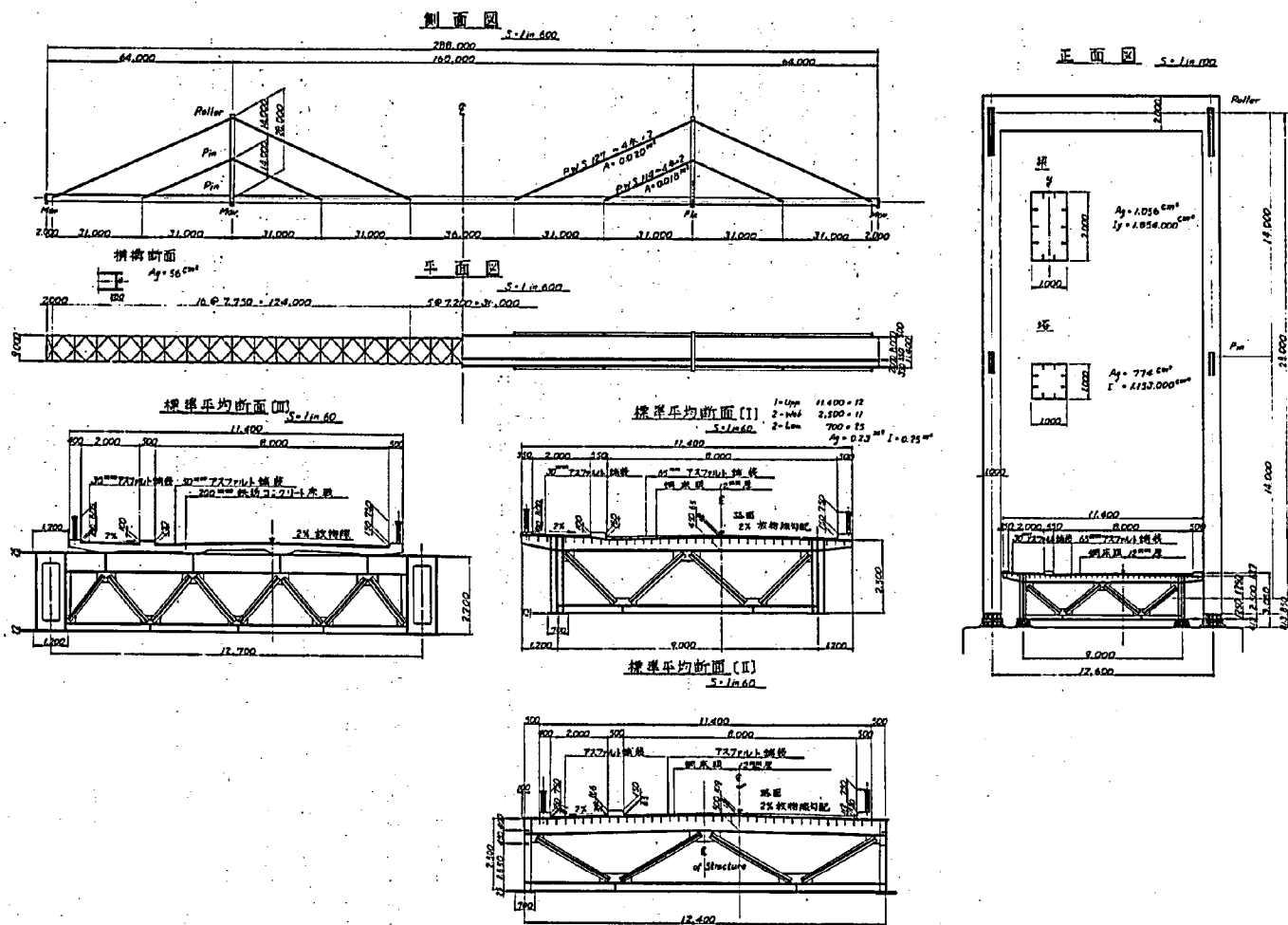
その後北海道開発庁では、この断面をもとに最終的な設計を行なったがこれについても風洞実験による安全性の確認をすることとなった。この報告はこの実験結果に関するものである。

1-2 調査の方法

今回行なった実験の方法は前回となんら変るところはないので詳しくは「石狩川河口橋の耐風性に関する調査報告書」⁵⁾を参照されたい。

その中にもあるとおり実験は模型に作用する定常空気力の測定と空気力の非定常性による不安定振動についての実験の2つに大別できる。前者は一樣流中におかれた静止模型に作用する風圧等の空気力の測定で三分力天秤を用いて行なわれ、主として風荷重の決定の資料となすものである。しかし石狩川河口橋程度の斜張橋においては風荷重は断面決定の際の因子としてはさして重要でないためそう云った意味ではこの実験結果はさして有用ではない。

第2の模型の空力不安定振動に関する実験については2、3の方法があるがここではパネ支持模型実験を採用した。これは斜張橋の空力特性を支配する補剛桁の2次元性に着目してその一部分を模型化して実橋と相似な振動特性が得られるようにパネで支持して気流中での模型の挙動から実橋の空力特性を推測しようとするものである。今回行なったのは三分力天秤による定常空気力の測定とパネ支



圖一-1 石狩川河口橋第一次設計案一般圖

持模型による空力不安定現象に関する実験である。

1-3 昭和43年度に行なった調査の概要

石狩川河口橋の第一次設計案では図-1に示すような3つの補剛桁の形状が提案されたこのうち第2案はあとでのべる尾道大橋の断面形と酷似しており尾道大橋の実験結果からみて耐風性上好ましくないと判断して最初から設計の対象外とした。また第3案も断面形状からして第2案と大差ないとして結局第1案を風洞模型実験の対象断面とした。我々が行なっている風洞実験は主として静的空気力係数を求める試験と強風下での振動性状を調べるバネ支持模型実験に分けられ石狩川河口橋についてもこの両方について実験が行なわれたが斜張橋程度の規模では風荷重の設計に与える影響はさして大きくないためここでは前者の結果についての説明は省略するものとする。

原設計案の風洞実験の結果を図-2に示す。この図は模型の迎角と限界風速の関係を示したもので撓み振動については比較的低風速での限定振動があらわれ、更に風速が上ると捩りの限定振動が更に高風速では捩りの発散振動があらわれた。この発散振動の限界風速は大体50~60 m/sであるが15°の迎角においては45 m/sと云ったかなり低い風速で発現し設計風速をも下回っている。石狩川河

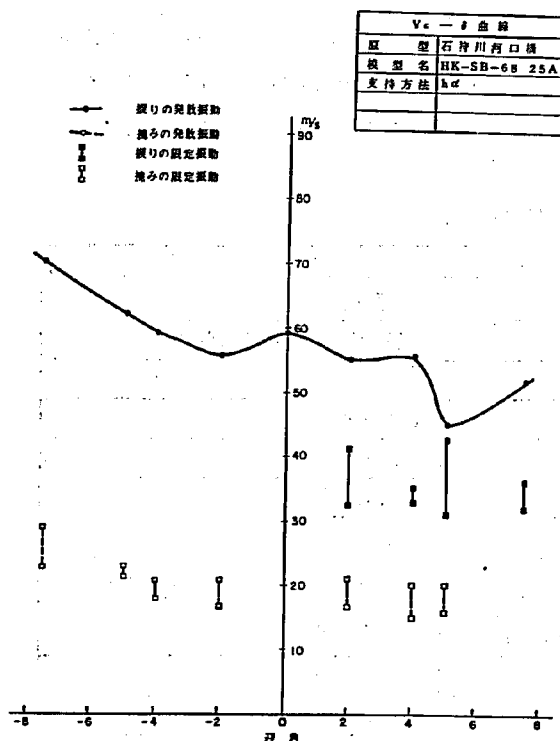


図-2 石狩川河口橋第一次設計案風洞実験結果

口橋の耐風設計を「本州・四国連絡橋耐風設計指針」⁶⁾に準拠して行なうものとするればこれをもって実施設計とすることは出来ない。そこでこれもあとでのべる荒川大橋の例にならって主桁の下面を応力部材でない部材(成形のための部材)で覆って外形状は張出部のある箱桁としたものについて急遽実験を追加したがこの断面形の風洞実験結果もさして思わしいものではなかった。(図-3)。荒川大橋に較べて石狩川河口橋の空力特性が期待したほど改良できなかったのは桁高に較べて張出部が小さかったこと及び桁高と主構間隔の比の差によるものと考えられる。この段階で次の設計についての方針を検討したところ主桁間隔を小さくして張出部を大きくすることは斜張索と主桁のとりあい問題点が残るため設計の方向として捩り剛性を増すことと空力的な見地から箱桁断面を採用することとなっ

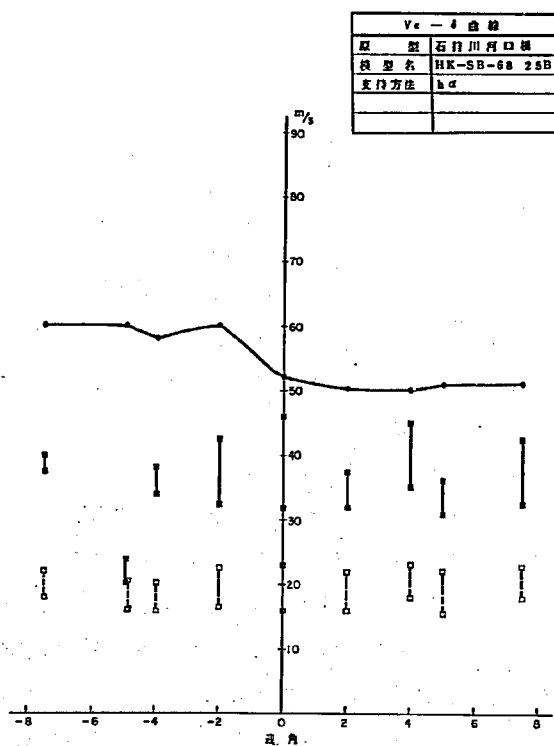
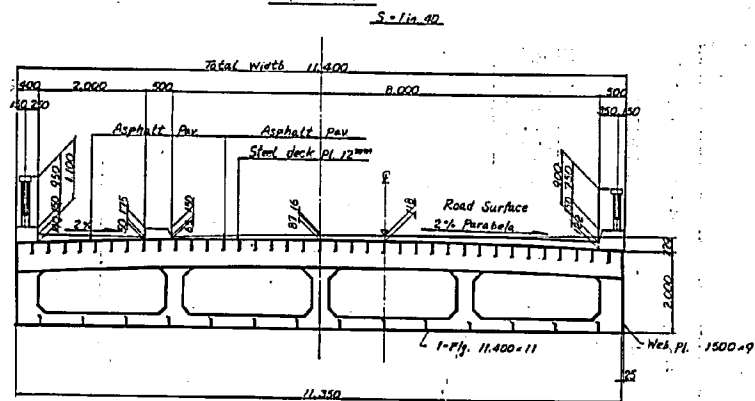
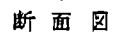
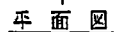


図-3 石狩川河口橋第一次設計改良案風洞実験結果

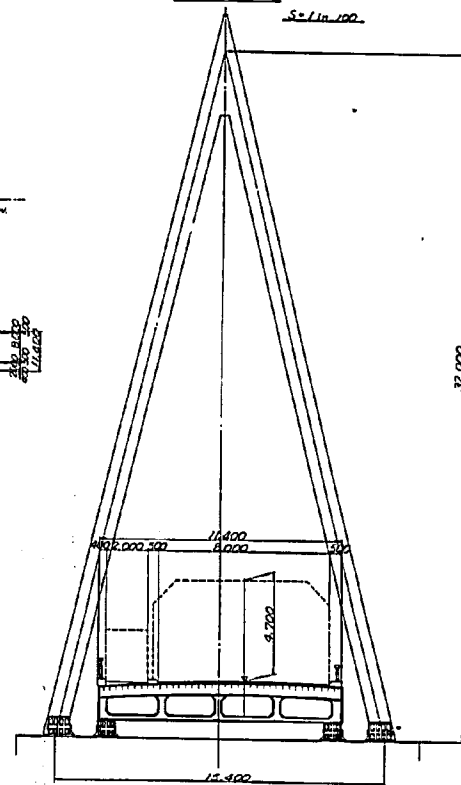
た。その一般図を図-4に示す。また諸元を原設計案と比較して表-1に示す。さて、このような箱桁の場合の空力特性は前後形状の影響をうけると予想されたためその形状を図-5のように変えた3種類の模型について実験した。その結果を図6~8に示す。これらの実験結果からみて箱桁断面は振り剛性の増加もあって自励的な発散振動は発現しなくなったが低風速における撓み振動の限定振動については依然として空力特性が改善されたとは断言しがたい。ただ、箱桁の前面に空力的な成形部材をつけた模型については限定振動の発現する迎角が負の迎角に限定されると云った変化が認められた。これらの実験結果と石狩川河口橋における自然風の特性からみて小迎角での特性が良好な空力的な成形部材を有する箱桁を中心に再設計することとなった。

表-1 石狩川河口橋 諸元

	第 1 次 設 計 案	第 2 次 設 計 案
橋 格	一 等 橋	一 等 橋
型 式	三径間連続鋼床版斜張橋	三径間連続鋼床版斜張橋
橋 長	2 8 8.0 m	2 8 8.0 m
中 央 径 間 長	1 6 0.0 m	1 6 0.0 m
側 径 間 長	6 4.0 m	6 4.0 m
橋 幅	1 1.4 m	1 1.4 m
ケーブル取付間隔	3 1.0 m	3 1.0 m
下側ケーブル取付高	1 6.0 m	2 8.0 m (ケーブル断面積 0.030 m ²)
上側ケーブル取付高	3 0.0 m (ケーブル断面積 { 0.020 m ² 0.018 m ² })	3 0.0 m
桁 高	2.5 m	2.0 m
断面2次モーメント	0.2 4 5 2 m ⁴	0.3 4 0 6 5 m ⁴
振 れ 剛 性	1.8 8 0 × 1 0 ⁴ t m ²	0.6 8 4 7 5 × 1 0 ⁴ t m ²
重 量	6.7 1 0 t/m (雪なし) 7.8 5 0 t/m (雪あり)	7.8 0 t/m (雪なし) 8.9 4 t/m (雪あり)



正面图



圖一 4 石狩川河口橋第二次設計案一般圖

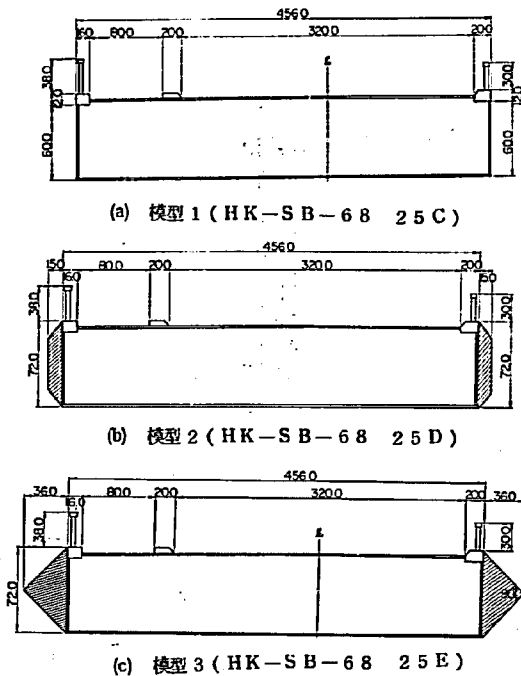


図-5 第2次設計案模型断面

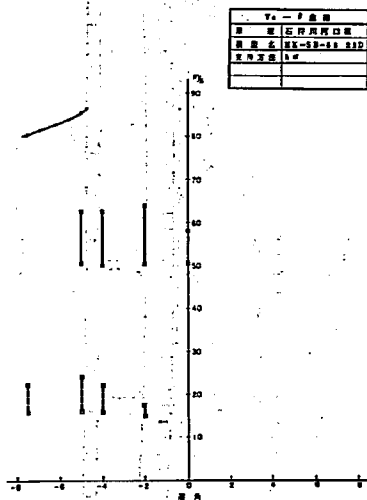


図-7 模型 2 の風洞実験結果

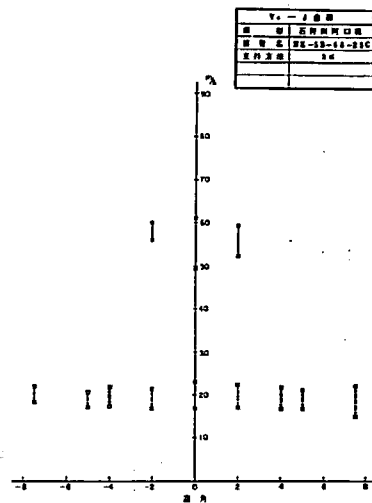


図-6 模型 1 の風洞実験結果

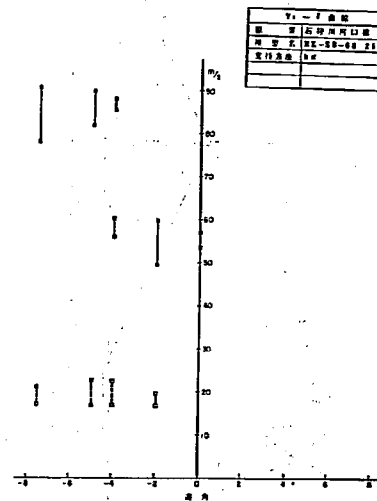


図-8 模型 3 の風洞実験結果

1-4 今年度調査の概要

昭和43年度の風洞模型実験の結果を参考にして北海道開発庁では石狩川河口橋の最終的な設計を完了し現在その架設を急い

でいるが最終断面の耐風性の調査も土木研究所で行なうこととなった。前にものべた通り実験は43年度と全く同じ手順で行なわれたが実験の目的からして今年度は設計案のみについて風洞実験を実施しその他断面を変更しての実験は一切行なわなかった。ただ架設地点の気象条件から高欄が氷雪等で閉塞される可能性がある為此に相当する実験として高欄を紙で覆った場合については実験した。

§ 2. 風洞模型実験

2-1 原型の形状と諸元

石狩川河口橋の最終設計断面を図-9に示す。最終設計案では構造骨組としては第2次設計案の断面を採用し中央径間には空力な形状を整えるための成形部材を配置してある。この最終設計の諸元を表-2に示す。なおこれらの形状、諸元は北海道開発庁より提供された資料による。

表-2 石狩川河口橋諸元

橋 格	一 等 橋
型 式	三径間連続鋼床版斜張橋
橋 長	288.0 m
中 央 径 間 長	160.0 m
側 径 間 長	64.0 m
橋 巾	11.4 m
ケーブル取付間隔	31.0 m
下側ケーブル取付高	28.0 m
上側ケーブル取付高	30.0 m
桁 高	2.0 m
断面2次モーメント	0.342 m ⁴
曲 げ 剛 性	0.718 × 10 ⁷ t m ²
捩 り 剛 性	0.676 × 10 ⁷ t m ²
極慣性モーメント (雪ナシ) (雪アリ)	8.80 t m ² sec ² 10.52 t m ² sec ²
死 荷 重 (雪ナシ) (雪アリ)	5.90 t/m 7.04 t/m
撓 み 振 動 の 振 動 数 (雪ナシ) (雪アリ)	0.827 c/s 0.766 c/s
捩 り 振 動 の 振 動 数 (雪ナシ) (雪アリ)	3.72 c/s 3.48 c/s

2-2 相似則と模型

今回採用した相似則も前回と全く同様であるがそれを以下に紹介する。

三分力試験においては構造物に作用する空気力だけを問題にしているため幾何学的形状が原型と相似であればよい。しかしながらパネ支持模型実験においては更に次のような相似条件が満足されねばならない。

$$I \quad \text{慣性パラメーター} \quad \frac{I_0}{\rho B^4}, \quad \frac{I_z}{\rho B^2}$$

$$II \quad \text{風速パラメーター} \quad \frac{V_0}{NB}, \quad \frac{V_z}{NB}$$

$$III \quad \text{構造減衰を表わす定数} \quad \delta_z, \quad \delta_\theta$$

これらの相似則は二次元振動翼に対するフラッター方程式から求めることができる。

非圧縮流中の二次元翼のフラッター方程式は

$$\{ \mu [1 - (\omega_a/\omega)^2 (1 + i g_a)] + A_{11} \} (h/b) +$$

$$\{ \mu x_a + A_{1a} \} \alpha = 0$$

$$\{ \mu x_a + A_{a1} \} (h/b) + \{ \mu r_a^2 [1 - (\omega_a/\omega)^2 (1 + i g_a)] + A_{aa} \} \alpha = 0$$

ここに ω_a, ω_a : 上下撓み振動及び捩り振動の円振動数

ω : フラッター振動数

h : 上下振動の変位

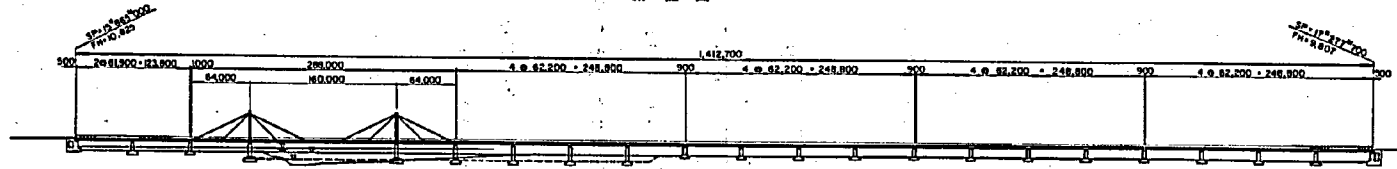
α : 捩り振動の変位

g_a, g_a : 上下振動及び捩り振動の構造減衰の大きさを示す無次元パラメーター

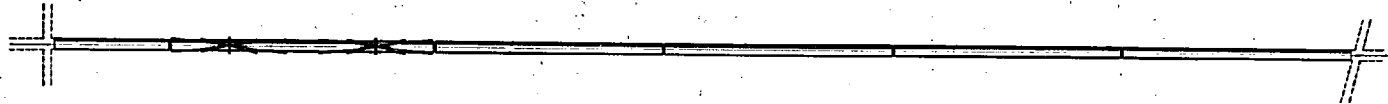
b : 弦 長

x_a : 単位翼幅の翼の $x = ba$ 点まわりの静的モーメント $S_a = \int (x - ba) dm$ から定

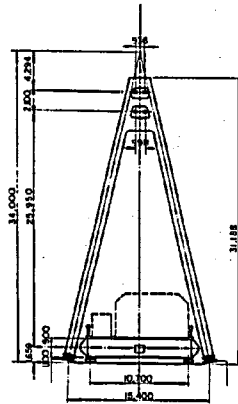
側面図



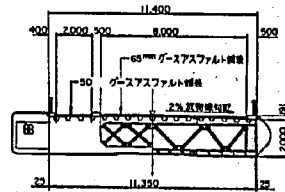
平面図



断面図



中央径間



側径間

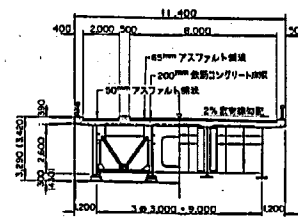


図-9 石狩川河口橋一般図

義される無次元量 $x_s = S_s / mb$

r_s : 単位翼幅の翼の $x = ba$ 点まわりの慣性モーメント $I_s = \int (x - ba)^2 dm$ から定

義される無次元量 $r_s = \sqrt{I_s / mb^2}$

$A_{ss}, A_{sa}, A_{as}, A_{aa}$: 空気力を表わす無次元量

μ : 質量を表わす無次元量 $\mu = m / (\pi \cdot \rho b^2)$

吊橋においては弾性中心は断面の中心線にくることから

$$a = 0 \quad \therefore x_s = 0$$

また振動を調和振動と仮定すれば

$$\begin{pmatrix} \mu \left[1 - \left(\frac{\omega_s}{\omega_a} \right)^2 \left(1 + i g_s \right) \right] + A_{ss}, A_{sa} \\ A_{sa}, \mu r_s^2 \left[1 - \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 \left(1 + i g_a \right) \right] + A_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{h_0}{b \alpha_0} \\ e^{i\phi} \end{pmatrix} = 0$$

この中に含まれる無次元パラメーターは

$$\frac{h_0}{b d_0}, \phi, \frac{\omega b}{U}, \frac{\omega}{\omega_a}, \mu, \frac{\omega_s}{\omega_a}, r_s, g_s, g_a, A_{ss}, A_{sa}, A_{as}, A_{aa}$$

このうち幾何学的相似条件以外に模型がそなえておくべき相似条件としては次の5ケの無次元量が実橋と模型で一致していなければならない。

$$\mu, \frac{\omega_s}{\omega_a}, r_s, g_s, g_a$$

次に実験時の風洞風速に対してもその無次元量が実橋のそれと等しくならない。

$$\frac{UT}{b} \quad T: \text{時間}$$

従って、上記の6ケの無次元量を整理すれば次のようになる。

$$\frac{m}{\rho b^2}, \frac{I_a}{ab^4}, \frac{U}{b \omega_s}, \frac{U}{b \omega_a}, g_s, g_a$$

これは先に記した6ケのパラメーターと同じものである。

B : 代表長

I_0 : 吊構造部の回転中心について計算した極慣性モーメント、ケーブルの寄与を含む

I_z : 吊材・ケーブルを含む吊構造部の質量

N : 振動数、添字 z および θ はそれぞれ撓み振動を表わす

V : 風速

δ : 構造減衰、添字は N の場合と同じ

ρ : 空気密度

以上の相似条件は2自由度振動系のフラッター方程式から導かれるものである。

一方、撓み振動と捩り振動の振動数比が1に近くないと曲げ捩りフラッターは起りにくく、自励振

動は跳躍振動もしくは振りフラッターの形をとる。このような一自由度の不安定問題に対する相似則としては次の2つの条件を満足させればよいとされている。

$$\text{I 跳躍振動} \quad \frac{I_z \delta_z}{n^2}, \quad \frac{V}{N_z B}$$

$$\text{II 振りフラッター} \quad \frac{I_s \delta_s}{n^4}, \quad \frac{V}{N_s B}$$

この相似則は以下のように導かれる。例えば振りフラッターに例をとれば気流中での運動方程式は

$$I_s \ddot{\theta} + C_s \dot{\theta} + K_s \theta = \rho B^2 V^2 \theta (f(V_r) + i g(V_r)) e^{2\pi N_s t}$$

ただし、 f 、 g はいずれも $V_r (= V/NB, \text{reduced velocity})$ のみの関数となる。

ここで運動が調和振動と仮定すると $\theta = \theta_0 e^{2\pi N_s t}$

$$\text{故に: } -4\pi^2 N_s^2 I_s + 2\pi N C_s i + K_s = \rho B^2 V^2 (f(V_r) + i g(V_r))$$

$$\therefore \rho B^2 V^2 f(V_r) = -4\pi^2 N_s^2 I_s + K_s$$

$$\rho B^2 V^2 g(V_r) = 2\pi N C_s$$

この式に $V_r = V/NB$, $N_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_s}{I_s}}$ を代入すると

$$V_r^2 f(V_r) = \frac{K_s}{\rho B^4 N^2} - \frac{4\pi^2 I_s}{\rho B^4} = \frac{4\pi^2 I_s}{\rho B^4} \left(\frac{N_s^2}{N^2} - 1 \right)$$

$$V_r^2 g(V_r) = \frac{2\pi C_s}{\rho B^4 N_s}$$

一般に一自由度振動系の場合、気流中での振動数も無風時とあまり変わらないため $N = N_0$ とおける。

従って、上の第一式は無視される。更に $\delta_s = C_s / (2I_s \cdot N_s)$ から

$$V_r^2 g(V_r) = \frac{4\pi I_s \cdot \delta_s}{\rho B^4}$$

この値が模型と実物で一致しなければならない。

同様な相似則は跳躍振動についても導くことができる。

次に模型について説明しよう。

模型の縮尺は風洞の寸法、性能、支持装置、構造物の規模、形状等から決められるべきである。石狩川河口橋の場合にはこれらの点を考慮して前回の実験では $1/25$ としたので今回もそれになった。模型の全長は風洞の寸法から 1600 mm とした。模型の形状を図10及び写真1に示す。さてパネ支持模型実験では前にのべたようにいくつかの相似条件を満足する必要がある。縮尺は上の如く $1/25$ に定めたがその他の制約条件としては土木研究所の風洞が最高 25 m/s 程度の風速しか出せないためこの範囲で実橋で $70 \sim 80 \text{ m/s}$ の風速相当までの実験が出来るよう模型を支持しなければならない。

さて部分模型によるパネ支持実験には2種類の相似則があることはすでに述べた。一つは2自由度フラッターを相似した相似関係でありもう一つは1自由度フラッターを相似したものである。一般に



写真-1 風洞模型

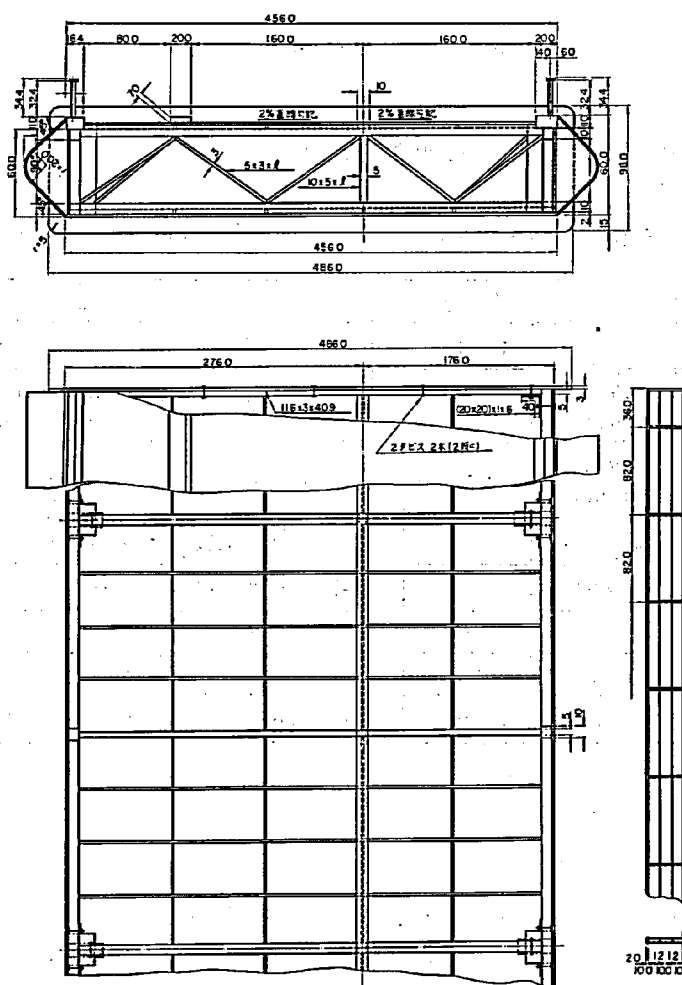


図-10 風洞模型

2自由度フラッターは曲げの振動数と捩り振動の振動数の比が1に近いときに発現する。しかし石狩川河口橋のようにその振動数比が4に近いと云った場合にはこの種のフラッターの発現の可能性はない。この場合支持装置等の要求と上の理由から1自由度フラッターに関する相似則を採用する。1自由度フラッターの相似則は前で導いたように

(i) 捩りフラッターに関する相似則

$$\left(\frac{I_y \delta_y}{n^4}\right)_{\text{proto type}} = \left(\frac{I_y \delta_y}{n^4}\right)_{\text{model}}$$

$$\left(\frac{V}{N_y B}\right)_{\text{proto type}} = \left(\frac{V}{N_y B}\right)_{\text{model}}$$

(ii) 跳躍振動

$$\left(\frac{I_z \delta_z}{n^2}\right)_{\text{proto type}} = \left(\frac{I_z \delta_z}{n^2}\right)_{\text{model}}$$

$$\left(\frac{V}{N_z B}\right)_{\text{proto type}} = \left(\frac{V}{N_z B}\right)_{\text{model}}$$

となる。

原型の断面諸元から要求される模型の物理量を次表に示す。

表 3-1 跳躍振動に関する実験条件

	原 型	模 型
縮 尺		1 : 25
重 量	590t/m 7.07t/m	
撓み振動数	0.827c/s 0.766c/s	<5.89c/s
撓みの構造減衰	$\delta_z = 0.04$	
実橋で検証すべき風速	>80m/s	
風洞での最高風速		<24m/s
$I_z \delta_z / \delta n^2$	0.0048	0.0048
$V / N_z B$	>7.273	>7.273

表 3-2 捩りフラッターに関する実験条件

	原 型	模 型
縮 尺		1 : 25
極慣性モーメント	8.796 t·m·sec ² 10.521 t·m·sec ²	
捩り振動数	3.72c/s 3.48c/s	<27.9c/s
捩りの構造減衰	$\delta_\theta = 0.04$	
実橋で検証すべき風速	>80m/s	
風洞での最高風速		<24.0m/s
$I_\theta \delta_\theta / \delta n^4$	0.0071	0.0071
$V / N_\theta B$	>10.17	>1.617

2-3 三分力試験とその結果

気流中におかれた物体には気流方向の抗力、気流直角方向の揚力、横力及び3つの軸まわりの3つのモーメントが作用するが橋梁のように一様断面をもった構造物に直角に風が作用する場合の空気の

は抗力、揚力及び橋軸まわりの空力モーメントの3つである(図-11)。

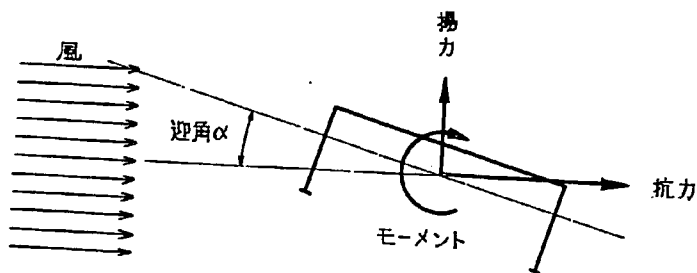


図-11 空力三分力

これを空力三分力と呼んでいる。このうち抗力は我々が一般に云う風荷重である。さてこれらの三分力は図のように模型をつるすことによって三台の天秤で測ることができる。もともとこうした空気力は航空機の翼の設計に採用されたものであり、この場合翼と気流との迎角が重要であったためこれらの三分力は各迎角について測られるのが普通である。そう云った意味では橋梁の場合迎角0°以外の値は重要ではないが現在こう云った静止物体に作る定常空気力と迎角の関係からその動的な限界風速を求めようとする努力が続けられておりここでも迎角との関係で定常空気力を測定している。

さて天秤で測られるのは力であるがそれを次のように無次元化して示したのが図13である。実験は2段階の風速で、また模型は高欄を閉塞したものについても実験している。

図中HK-SB-70 25FOとは原型に忠実な模型で、HK-SB-70 25F1とは原型の高欄を閉塞したものである。

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \cdot \ell} \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B^2 \cdot \ell}$$

$$C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B \cdot \ell}$$

ここに

D : 風速Vでの抗力

L : " 揚力

M : " 橋軸まわりの空力モーメント

ρ : 空気密度

V : 実験風速

A : 模型の単位長当りの曝露面積

B : 模型の巾

ℓ : 模型長

C_D : 抗力係数

C_L : 揚力係数

C_M : モーメント係数

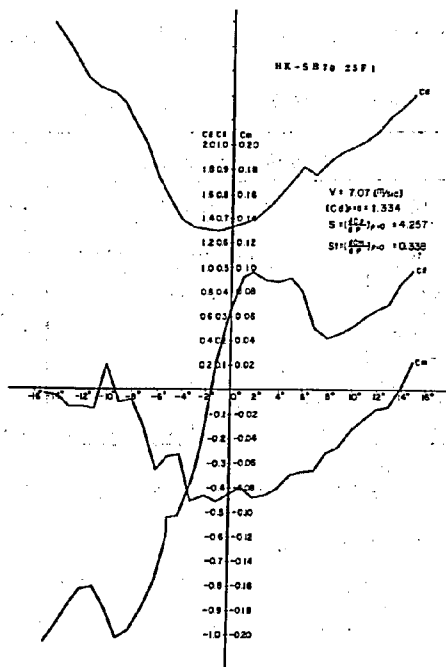
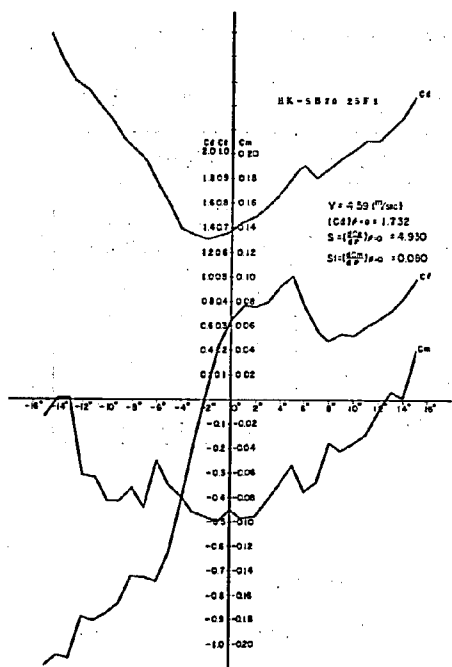
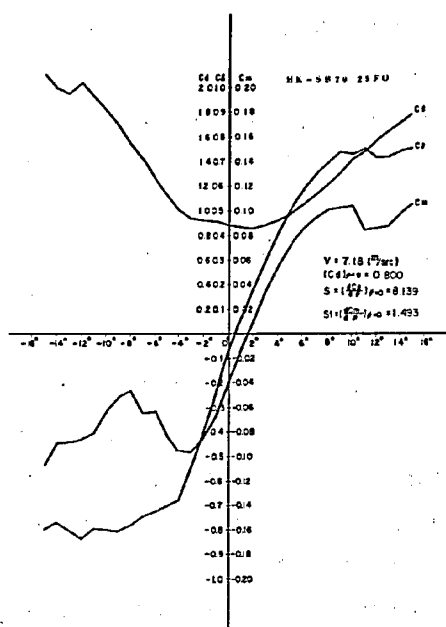
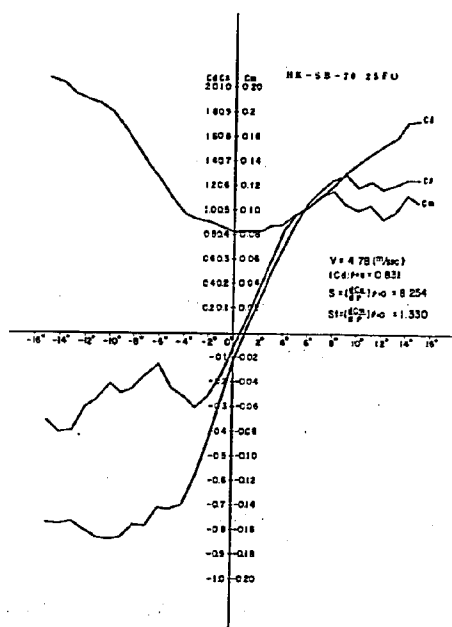


图-13 石狩川河口橋三分力曲線

2-4 バネ支持模型実験とその結果

気流中におかれた構造物は風速が低い間は擾乱が与えられてもその振動は時間と共に減衰してしまう。これは構造物の運動エネルギーが構造物の構造減衰と空力減衰で消費されるためである。しかし風速が増大すると構造物の空力特性と関連してその空力減衰が負になることがある。そしてこの空力減衰の大きさが構造物の構造減衰をうちけしてあまりあるほど小さくなると与えられた擾乱による振動がそのまま持続したりときには振巾が増大し発散したりすることがある。

このような風の中での不安定振動については今のところ風洞模型実験以外に調べる方法がないがここでは前に説明したように剛体模型をバネで気流中に吊してその挙動を調べる実験法によった。

実験装置は前回とほとんど異なるところがないので説明は省略する。

実験は任意の風速に対する模型の特性を調べるために模型に作用させる風速及び模型に与える初期擾乱の大きさをいろいろ変えて実験した。また自然の風は必ずしも橋に水平に吹くとはかぎらないため迎角のある風についても検討する必要があるが風洞風は常に水平にしか吹かないためここでは模型を傾けてこの影響を調べた。

また橋の気流中での不安定振動としては鉛直撓み振動、捩り振動および連成振動の3つが考えられるがこの実施設計案でも撓みと捩りの基本振動数の比が非常に大きいため連成振動が起るとは考えられないため実験に採用した相似条件は跳躍振動及び捩りフラッターを別けて相似した。実験条件については表3に示したが実際に採用した実験条件については表4に示したとおりである。

図4-1 跳躍振動の実験条件

	所要値	実験値
縮 尺	1 : 25	1 : 25
重 量		5891gr/model
振動数		241c/s
構造減衰		0.10
$I_z \delta_z / \rho n^2$	0.0048	0.0048
$U/N_z B$	> 7.273	18.3 (V=24m/s)

図4-2 捩りフラッターの実験条件

	所要値	実験値
縮 尺	1 : 25	1 : 25
極慣性モーメント		3603 gr cm ² /model
振動数		442c/s
構造減衰		0.04
$I_\theta \delta_\theta / \rho n^4$	0.0071	0.0071
$V/N_\theta B$	> 1.617	1.02 (V=24m/s)

以下にその図のあらわし方について説明する。

1 V-A- δ 曲線

図-16.2に示すV-A- δ 曲線は実験風速と模型の振動振幅および減衰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、この領域で擾乱が与えられると振動に対数減衰率が零になるまで成長するのに対して、対数減衰率が正の場合は安定領域を意味し、もしこの領域まで擾乱が与えられても振動は対数減衰率が零になる振幅になるまで減衰することを意味している(図-15)

ここでは実験結果の一部を示す。

Ⅱ V-A 曲線

図-16.1がこの例であり、風速と模型の最終振幅の関係を示すものであって、V-A- δ 曲線の対数減衰率 $\delta=0$ の線である。

Ⅲ V- α 曲線

図-18がこの図で迎角と発振風速の関係を示すものである。

図中の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-16以下に実験結果を示す。

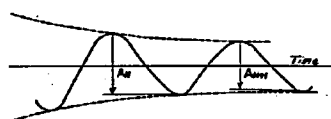


図-14

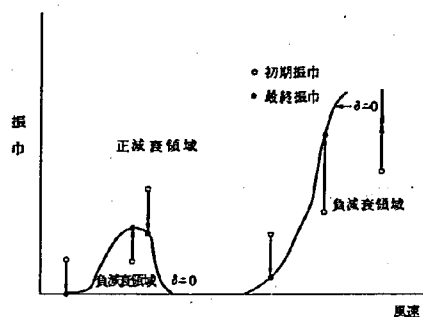
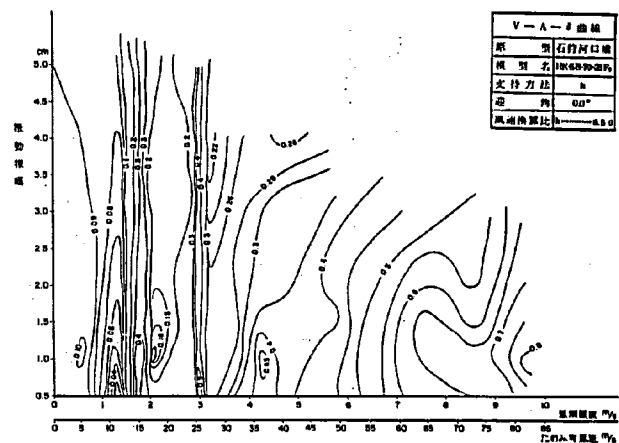
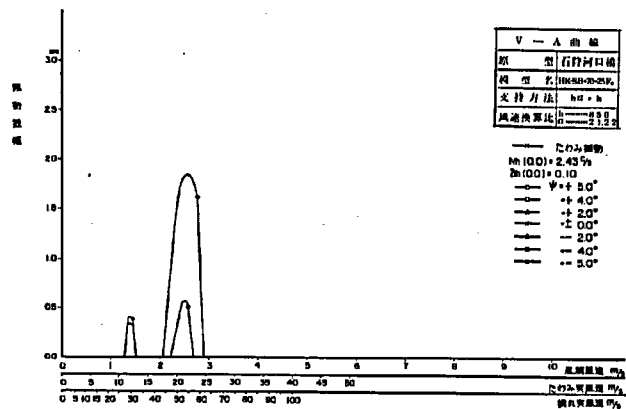
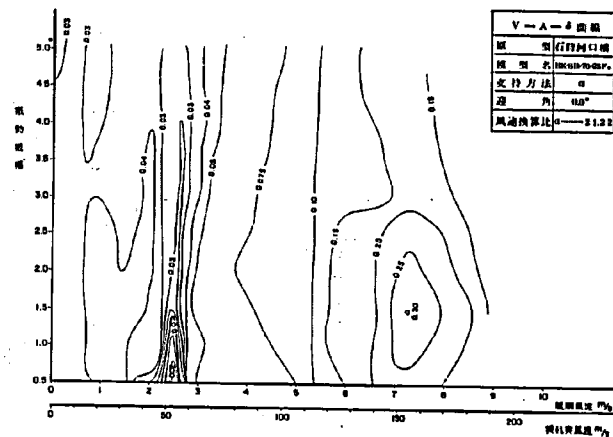
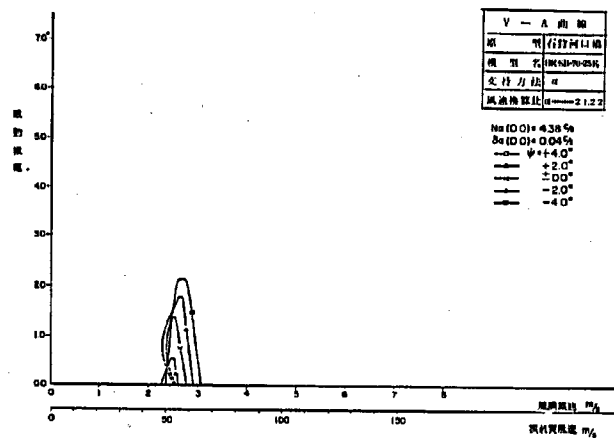
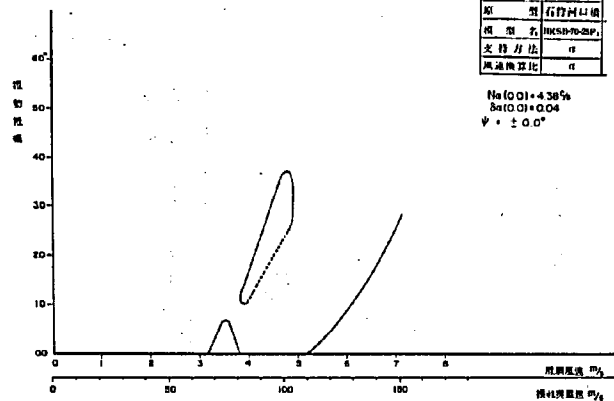


図-15



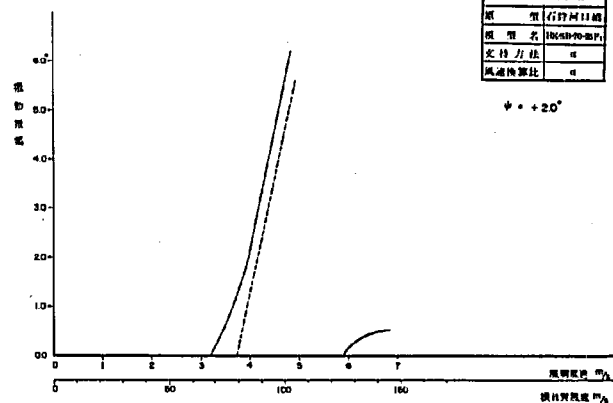
V-A 曲线	
原 型	石狩河口堤
模 型 名	100:40:70-20P ₁
支 持 方 法	α
风速换算比	α

Na(OH) = 4.38%
 Ba(OH) = 0.04
 $\psi = \pm 0.0^\circ$



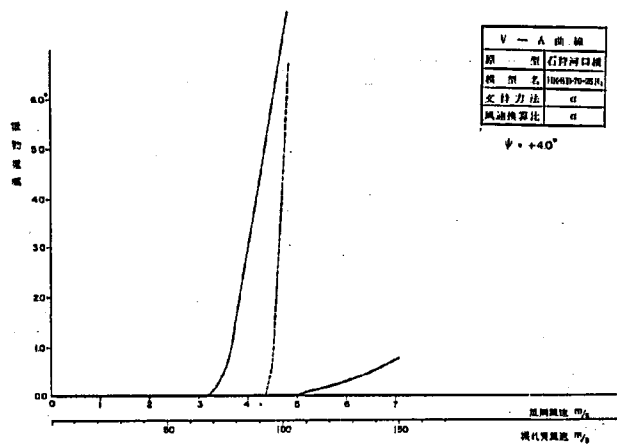
V-A 曲线	
原 型	石狩河口堤
模 型 名	100:40:70-20P ₁
支 持 方 法	α
风速换算比	α

$\psi = +2.0^\circ$



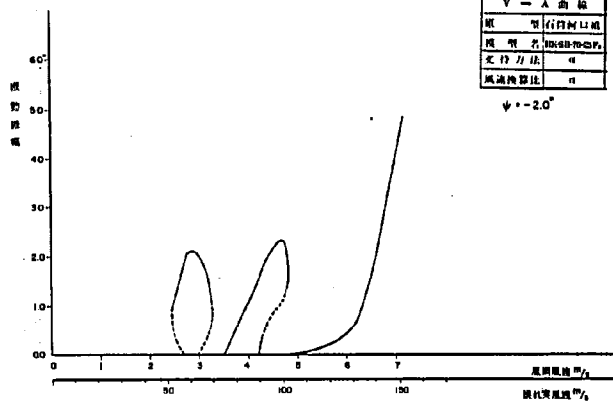
V-A 曲线	
原 型	石狩河口堤
模 型 名	100:40:70-20P ₁
支 持 方 法	α
风速换算比	α

$\psi = +4.0^\circ$



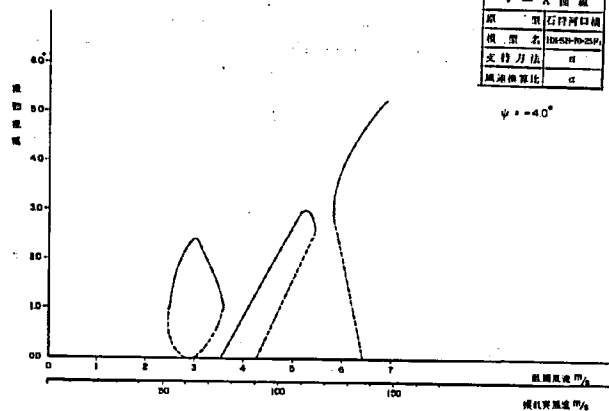
V-A 曲线	
原 型	石狩河口堤
模 型 名	100:40:70-20P ₁
支 持 方 法	α
风速换算比	α

$\psi = -2.0^\circ$

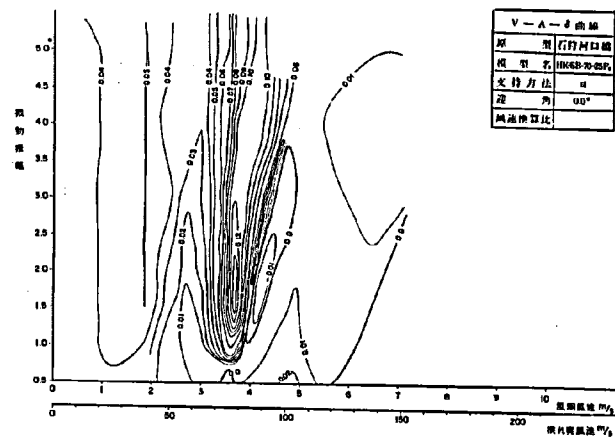


V-A 曲线	
原 型	石竹河口橋
模 型 名	10050-70-25P
支持方法	II
風速換算比	α

$\psi = -4.0^\circ$

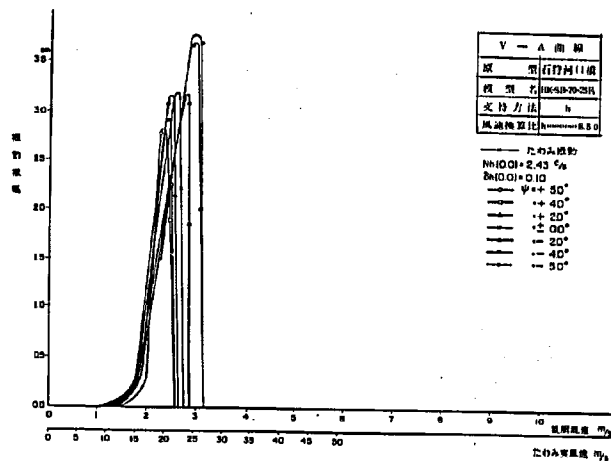


V-A-δ 曲线	
原 型	石竹河口橋
模 型 名	10050-70-25P
支持方法	II
迎 角	0.0°
風速換算比	α

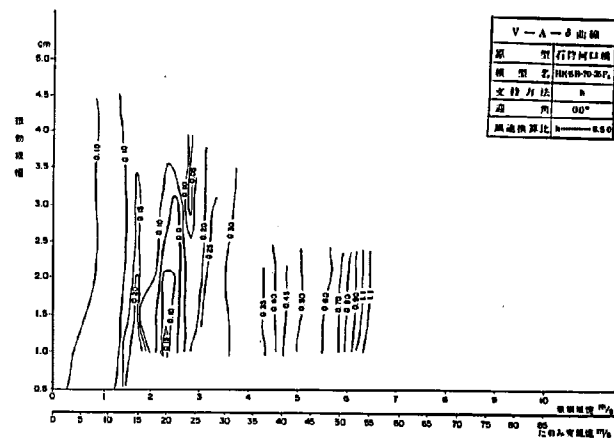


V-A 曲线	
原 型	石竹河口橋
模 型 名	10050-70-25H
支持方法	h
風速換算比	h=8.50

元の入風角
 $\psi = 0.10^\circ$
 $\psi = +3.0^\circ$
 $\psi = +4.0^\circ$
 $\psi = +2.0^\circ$
 $\psi = +0.0^\circ$
 $\psi = -2.0^\circ$
 $\psi = -4.0^\circ$
 $\psi = -3.0^\circ$



V-A-δ 曲线	
原 型	石竹河口橋
模 型 名	10050-70-25H
支持方法	h
迎 角	0.0°
風速換算比	h=8.50



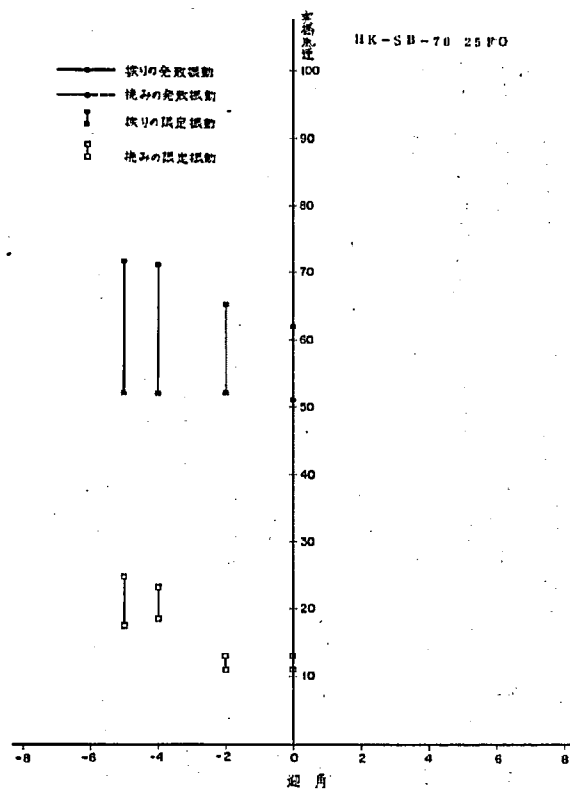


図-18-1 $V_c - \alpha$ 曲線

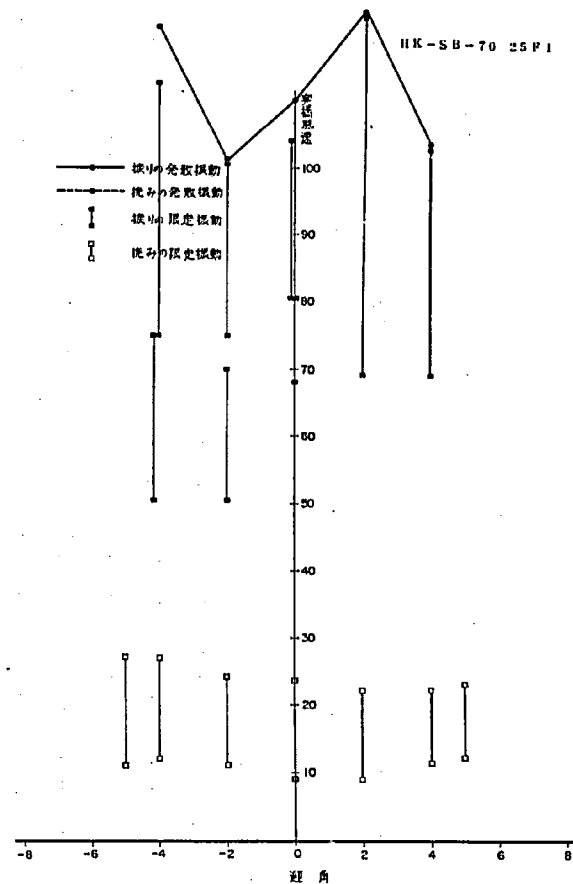


図-18-2 $V_c - \alpha$ 曲線

§ 3. 実験結果に対する考察

3-1 HK-SB-70 25 F 0

まず実施設計案の三分力曲線について考えてみる。

我々が跳躍振動及び振りフラッターの一つの目安としている揚力及び空力モーメント曲線の負勾配領域については揚力曲線で $> 10^\circ$ 及び $< -10^\circ$ 、空力モーメント曲線では $> 10^\circ$ 及び $> -3^\circ$ の迎角範囲で負勾配があらわれ石狩川河口橋で期待される水平に近い風に対しては比較的良好な性状を示している。これらの結果は前の設計案のHK-SB-68 25 D及びHK-SB-68 25 Eによく一致している。一方抗力については従来のものより多少小さくなっているがこれは形状の差と思われる。一方バネ支持模型実験について考えてみる。

振り振動については危険な振りフラッターはあらわれなかったが風洞風速で 2.5 m/s 、実風速で 50 m/s 前後で限定振動があらわれている。迎角及び最大振巾については前回の実験結果と比較的によく一致し負の迎角の特性が悪い。補剛桁は上下対称であるからこれは高欄の影響と云うことができよう。この程度の限定振動は橋を直接破壊に導くものではないが疲労については一応の検討が必要と思われる。しかし発現する風速及び振巾からみて振り振動については疲労について特別の配慮も必要ではないと思われる。

次に撓み振動についてであるが、これについても危険な跳躍振動はあらわれていないがやはり低風速での限定振動が存在している。しかしその振巾は石狩川河口橋の場合問題になると思われる水平に近い風については非常に小さい振巾であり、また尾道大橋の風洞実験と実橋観測からみて撓みの限定振動は風洞実験から予想される振巾に較べ実際に観測される値からなり小さいこと等も考えてこの程度の限定振動は問題ないと思われる。唯撓み振動についての相似関係から模型の構造減衰を非常に大きくしている($\delta = 0.1$)。この相似側については一応英国の国立物現研究所で確立されたものではあるが模型と実物の対応については多少の不安があるのでこれについて一応、実橋の挙動に注意する必要がある。

3-2 HK-SB-70 25 F 1

この模型は前者の高欄を紙で閉塞したものである。

実験結果から明らかなように撓み振動及び振り振動についても空力特性は悪くなっているが橋にとって一番問題になる振りフラッターや跳躍振動は非常に高い風速であるため検討の必要はないものと思われる。

しかし限定振動のうち撓み振動は架橋地点でかなりの確率で予想される風速範囲で大振巾のものが発現するためこれについては注意が必要である。

§ 4. 結 言

以上の結果から次のことが結論づけられよう。

1. 最終設計案は設計風速以下で自励振動は発現しない。
2. しかし比較的低い風速で橋の限定振動が設計風速前後で振りの限定振動が発現する。

この振動は後流中の渦によって惹起される強制振動で自励的なものではないためその振巾から考えて振動の発現によって橋が直ちに危険にさらされることはないと考えられる。

3. 橋の限定振動は実風速で 11 m/s 前後〔迎角が 0° 及び -2° 〕と 21 m/s 前後〔迎角 -4° , 及び -5° 〕で発現しその振巾は 5 mm 〔迎角 0° , -2° , 及び -4° 〕であるが迎角 -6° では 18 mm に達している。

各発現する風速に対応する reduced frequency を計算してみると

$$11 \text{ m/s} \text{ に対して } fr = \frac{NB}{V} = \frac{0.826 \times 2.0}{11} = 0.15$$

$$21 \text{ m/s} \text{ に対して } fr = \frac{NB}{V} = 0.08$$

この断面形状に対するストローハル数は前回の測定結果が 0.11 前後であったこと及び今回の形状ではストローハル数は大きくなると予想されることから実風速 11 m/s 前後で発現する振動が風琴振動で 21 m/s 前後で生じる振動はその倍共振であろう。

次に架橋地点の地形からみて強風時に大きな迎角の風が吹くとは考えられないところからこの限定振動の振巾は縮尺どおり換算しても実橋では 120 mm 前後にしかない。その他に尾道大橋での実験結果と観測された振巾比からみて実橋で発現する振巾は風洞実験結果に較べてはるかに小さいこともあわせて考えるとこの程度の振巾は石狩川河口橋にとってさしたる問題ではないと考える。

4. 振り振動の限定振動についてもその reduced frequency を計算してみると 0.145 程度となりこれも風琴振動と考えられる。振りの限定振動については実橋での観測側はないが発現する風速から考えて疲労の問題になるほどひんぱくには起るとは考えられないので強度上の問題がなければ特別な配慮は必要ないと思はれる。
5. 冬期に高欄が永雪等で閉塞された場合には跳躍振動はあらわれないが振りフラッターは実橋風速で 65 m/s 程度から発現する可能性がある。この実験結果は本四連絡橋耐風設計指針が定める限界風速とほぼ同じであるがこの実験では雪荷重による振動数の変化を考慮していないため実際にはもっと低い風速で振動する危険がある。また比較的低風速で起る橋の限定振動についてもその振巾がかなりなものになるため高欄の除雪については実際の挙動を観察したのち対策をとっても十分かと思はれるがその時点での対策が困難な場合には今から何んらかの対策をとることが望ましい。

最後に今回の実験に御協力いただいた北海道開発庁の関係各位及び実験を担当した土木研究所構造研究室の倉繁蔵技官ならびに石川泉技官に感謝いたします。

参 考 文 献

1. 大久保忠良 榎波義幸

尾道大橋の耐風安定性に関する実験概要

昭和41年12月 土木研究所

2. 大久保忠良 榎波義幸

高速7号線723工区上部構造風洞実験報告書

昭和43年3月 土木研究所

3. D. E. Walshe

The Aerodynamic Investigation for the Proposed Kniebrücke,
Dusseldorf

1965 N. P. L.

4. D. E. Walshe and N. Narita

The Aerodynamic Investigation for the Proposed
Lower Yarra Bridge

1968 N. P. L.

5. 大久保忠良 榎波義幸

石狩川河口橋の耐風性に関する調査報告書

昭和43年3月 土木研究所

6. 土木学会

本州四国連絡橋技術調査報告書 耐風設計指針及び解説

昭和43年

参 考

1. 尾道大橋および荒川大橋の風洞模型実験結果

(1) ま え が き

構造物の耐風安定性は現在のところ風洞実験以外に確認の方法がないので、尾道大橋および荒川大橋の耐風性の調査も土木研究所の橋梁試験用風洞を用いて行なった。風の作用には静的なものと動的なものがあるが、風洞実験もこれに対応して作用空気力の測定と風による振動の測定に分けられるが、ここでは主として動的挙動の実験について説明する。

(2) 実験方法

構造物の風による振動に関する実験には橋全体を模型化する全橋模型実験と橋の主桁の2次元性に着目した部分模型実験があるが両橋について行なった実験もバネ支持模型実験で、補剛桁のある長さを剛体模型としてバネで吊し、風を作用をうけたときの模型の挙動を観察する実験である。模型実験では原型と模型の物理的力学的現象が共通の方程式を満足するよう模型の諸量を定めなければならないが、このため模型は幾何学的相似の外に次のような物理量を相似させなければならない。

$$\frac{I_{\theta}}{\delta B^4}, \frac{I_z}{\delta B^2}, \frac{V}{N_{\theta} B}, \frac{V}{N_z B}, \delta z, \delta \theta$$

ここに

B : 代表長

I_{θ} : 吊構造部の回転中心について計算した極慣性モーメント、ケーブルの寄与を含む。

I_z : 吊材、ケーブルを含む吊構造部の質量

N : 振動数、添字 z および θ はそれぞれ撓み振動、ねじれ振動を表わす

V : 風速

δ : 構造減衰、添字は N の場合と同じ

風による橋の振動は不規則振動を除けば鉛直撓み振動とねじれ振動であり、模型実験もこの二つの振動を対象にしている。実験は模型の種類、迎角、振動の自由度(鉛直撓み振動、ねじれ振動およびその連成振動)をかえて行ない、各風速に対する挙動を調べた。

(3) 実橋の諸元と模型

尾道大橋と荒川大橋

(図-1 a, b) の諸元を表-1に示す。尾道大橋の模型は 1/25, 荒川大橋の模型は 1/40 の縮尺でつくった。実験の結果原設計案は設計風

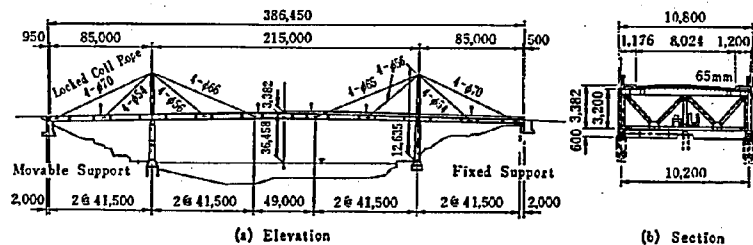


図-1 a 尾道大橋一般図

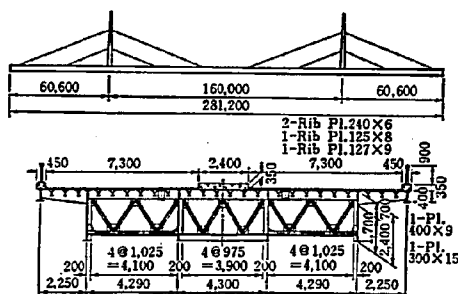


図-1 b 荒川大橋一般図

	尾道大橋	荒川大橋
橋 格	一 等 橋	一 等 橋
型 式	3径間連続 鋼床版斜張橋	3径間連続 鋼床版斜張橋
橋 長	386.45 m	281.2 m
主 径 間 長	215.0 m	160.0 m
側 径 間 長	85.0 m	60.6 m
橋 幅	10.2 m	17.9 m
桁 高	3.2 m	2.4 m
断面2次モーメント	0.4141 m ⁴	0.4268 m ⁴
重 量	5.72 t/m	10.51 t/m

表-1 諸 元

速に比べて低い風速で発振したため、後で説明するような2, 3の修正断面についても実験を追加した。これらの模型の相似則から要求される諸量と実験に用いた値は表-2のとおりである。

表-2 実 験 条 件

模 型 名	重 量		慣性モーメント		構 造 減 衰		振動数比(振り/揺み)	
	必要諸元	実験諸元	必要諸元	実験諸元	振り振動	揺み振動	実 橋	模 型
尾道大橋								
原設計模型	7,657	7,648	2,940	2,700	0.022	0.060	1.66/0.58	2.47/1.55
改造模型Ⅰ	・	7,622	・	2,759	0.008	0.029		2.76/1.58
改造模型Ⅱ	・	7,899	・	2,740	0.050	0.065		2.73/1.53
実験断面模型	・	7,679	・	2,620	0.022	0.080		3.27/1.51
荒川大橋								
原設計模型	10,510	10,680	1,600	1,623	0.015	0.020	1.663/0.647	3.75/1.43
改造模型Ⅰ	・	10,250	・	1,597	0.055	0.050		3.78/1.45
改造模型Ⅱ	・	10,250	・	1,531	0.015	0.020		3.86/1.45
改造模型Ⅲ	・	10,080	・	1,531	0.015	0.020		3.86/1.43

(4) 実験結果

尾道大橋の原設計の風洞模型実験結果を図-2, 3に示す。その結果からも明らかなように原設計断面では揺みとねじれの不安定振動が現われている。揺みとねじれの不安定振動は比較的低い風速であらわれる限定振動と高い風速であらわれる発散振動に分けられるが、耐風安定性上問題になるのは発散振動であって、この点原設計は揺みの発散振動の限界風速(設計上許容される振幅の振動を発現する風速)が40 m/s以下となり、尾道大橋が本四連絡橋耐風設計指針に準拠して設計されるものとするれば、この風速は設計風速の1.2倍と云う許容値を下まわることになり設計断面の変更が必要となった。この時点で尾道大橋の上部工は工場製作の段階にあって大幅な断面形の変更は不可能であったため図-4(a)(原設計の分離帯に開口部をあげ地覆を高くする)、図-4(b)(原設計の下面を覆う)の二つの案につき実験を追加したが、その結果改造模型Ⅰの空力特性が一番良好であった。実験結果図-5, 6から明らかなように、改造模型Ⅰは比較的低い風速で振幅の大きいねじれ限定振幅の大きいねじれ限定振動があらわれるが、発散振動の限界風速は原設計に比べかなり高くなってい

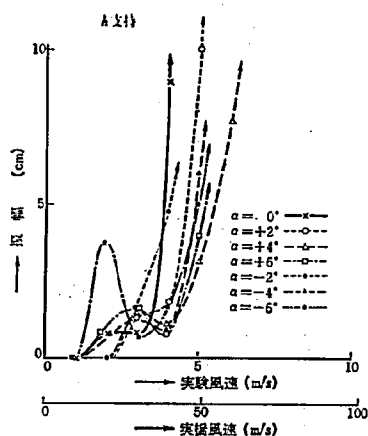


図-2 尾道大橋風速振幅曲線

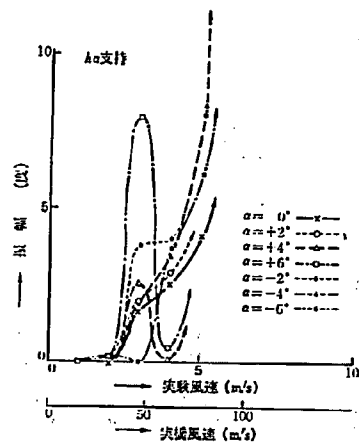
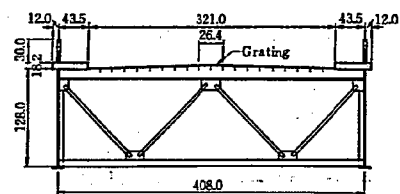
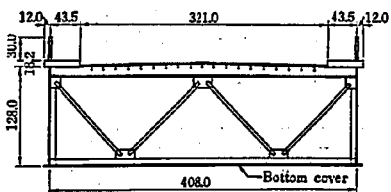


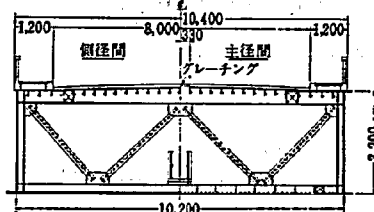
図-3 尾道大橋風速振幅曲線



(a) 改造模型 I



(b) 改造模型 II



(c) 実断面

図-4 尾道大橋改造断面

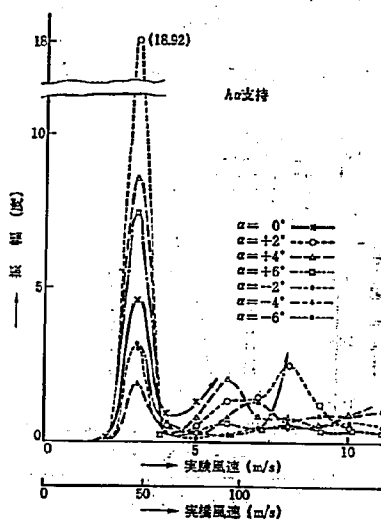


図-5 尾道大橋風速振幅曲線

る。以上の結果を検討した結果、実施断面として図-4 (c) が採用された。この断面については迎角 0° についてのみ実験を行なったが、その結果を図-7, 8に示す。結局実橋が $\delta_s = 0.06$, $\delta_a = 0.05$ 程度の構造減衰をもつものと仮定すれば撓み振動(跳躍振動)の限界風速は 48 m/s , ねじれ振動(失速フラッター)の限界風速は 80 m/s , 更に撓みとねじれの限定振動(風琴振動)の発振風速はそ

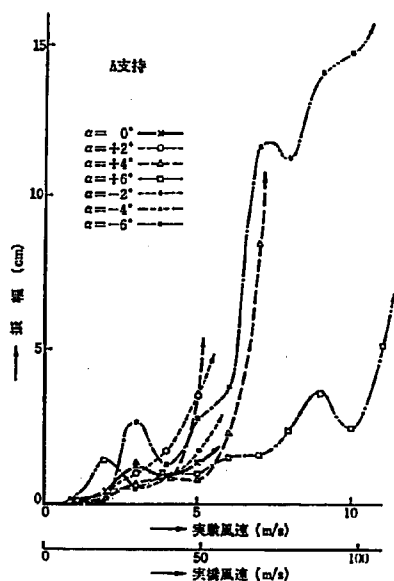


图-6 尾道大桥风速振幅曲线

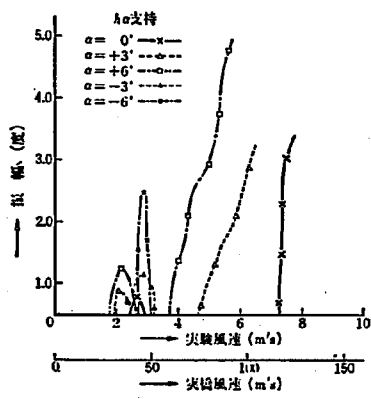


图-9 荒川大桥风速振幅曲线

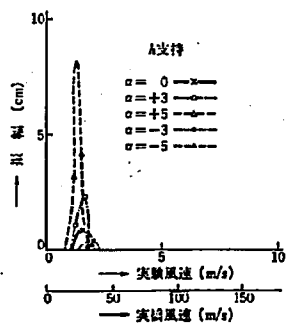


图-10 荒川大桥风速振幅曲线

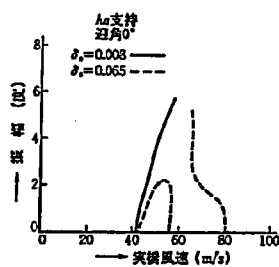


图-7 尾道大桥风速振幅曲线

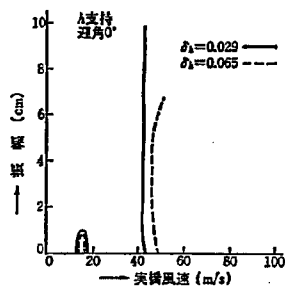
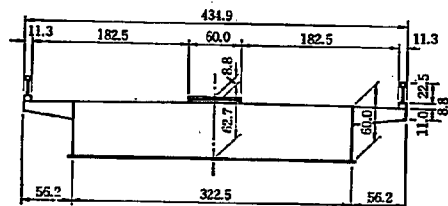
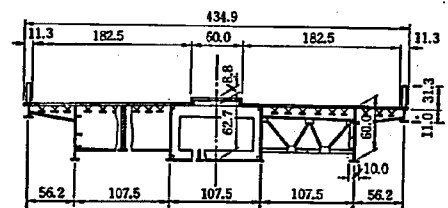


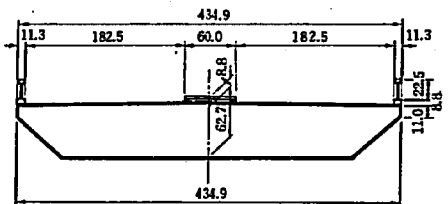
图-8 尾道大桥风速振幅曲线



(a) 改造模型 I



(b) 改造模型 II



(c) 改造模型 III

图-11 荒川大桥改造断面

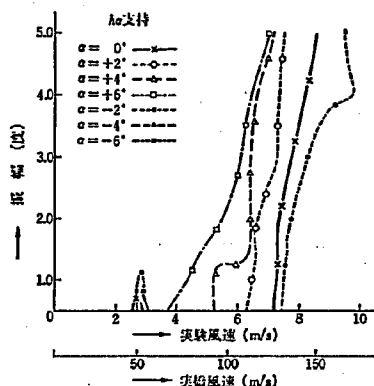


図-12 荒川大橋風速振幅曲線

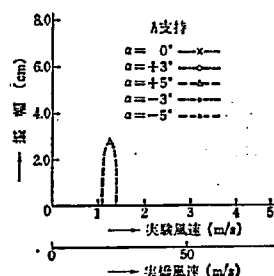


図-13 荒川大橋風速振幅曲線

れぞれ 14 m/s 、 42 m/s 程度となる。

荒川大橋の原設計の実験結果を図-9, 10に示す。この場合発散振動の限界風速は撓み振動およびねじれ振動とも設計風速 (55 m/s) に比

べかなり大きく、原設計は十分安全であることが確認できたが、比較的低風速で撓みの限定振動が、また比較的高い風速ではあるが、設計風速以下でねじれの限定振動が認められた。そのためこの種の限定振動をなくするために図-11(a) (原設計の主桁と箱桁の間の下側を覆う)、図-11(b) (原設計の高欄を閉塞)、図-11(c) (原設計の外部を覆って逆梯型箱構造とする) の三つの改造模型について実験を行なったが、改造模型Ⅱ、Ⅲは空力特性の向上が認められず、結局改造模型Ⅰの空力特性が一番優れていた。

その結果を図-12, 13に示す。

改造図面Ⅰでは $\pm 5^\circ$ 以下の迎角では発散振動の限界風速は 70 m/s 以上であり、ねじれ振動については迎角 0° のとき 47 m/s の風速で限定振動 (風琴振動) が、撓み振動については迎角が同じく限定振動があらわれるが、前者については発振風速が高くて実際に出現する機会はきわめて稀であること、また後者については架橋地点の地形から迎角 5° の風が吹く可能性が少ないことから、改造断面Ⅰが実施断面として適当と判断された。

(5) Knie 橋および Lower Yarra 橋の風洞模型実験結果

Knie 橋および Lower Yarra 橋の風洞実験が英国 National Physical Laboratory で行なわれた。その実験結果の概略について述べる。

Knie 橋の一般図および原設計断面およびその改良断面Ⅰ, Ⅱを図-14, 図-15, 図-16a, bに示す。なお原型の諸量は表-3の通りである。

実験結果によれば原設計断面は設計風速以下で鉛直撓み振動があらわれた。また構造減衰が小さい場合にはねじれ振動もあらわれている。これにたいして改造断面Ⅰ, Ⅱは空力特性がかなりよくなっており、たとえば原設計断面の迎角 0° におけるねじれフラッターの限界風速が実橋換算で 51 m/s であるのに対し、改良断面Ⅰでは 58 m/s 、改良断面Ⅱでは 65 m/s とかなり大きくなっている。

表一 3 Knie 橋断面諸量

Stage of Construction	I_f/m	$I_x/t/m$	$I_f/\rho B^3$	$I_f/\rho B^3$	Fundamental symmetric mode		
					$N_f/c/s$	$N_x/c/s$	N_f/N_x
Completed	1130	14.7	4.37	26.1	0.54	0.38	1.41
Uncompleted	1210	12.2	4.68	21.7	0.29	0.21	1.33

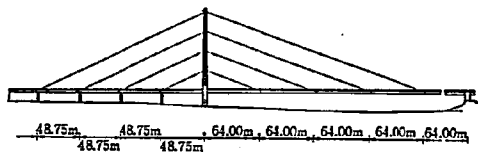


图-14 Knie 橋一般図

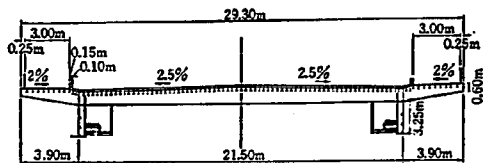


図-15 Knie 橋原設計断面

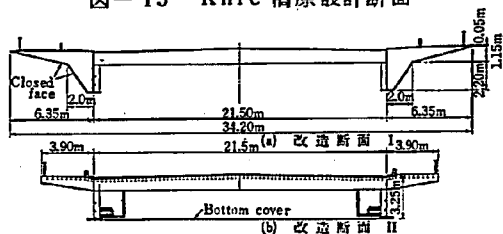


圖-16 Knie 橋改造断面

なおこの橋は表-3からも明らかなように撓みとねじれの振動数が近いため、かなり高い風速ではあるが、曲げねじれフラッターが現われたと報告されている。

Lower Yarra 橋の一般図および実験に用いられた断面 A, B, C をそれぞれ図-17, 18 a, b, c に示す。

この橋では発散振動は設計風速を越えていたが、複雑な限定振動が比較的低風速であらわれた。この振動は断面A, B, Cのいずれにおいても観察され、空力性状としてはあまり差異がなかったと報告されている。