



土木研究所資料

第七九〇号

平戸大橋耐風調査報告書

昭和四十八年二月

建設省土木研究所

土木研究所資料

第 790 号

平戸大橋設計施工調査
耐風性調査報告書

昭和 48 年 2 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

土木研究所資料 790 号 平戸大橋耐風性調査報告書 正誤表

頁	行	誤	正
1	1 0	長大橋の	長大吊橋の
4	8	2 重指数分布に従うものと仮定して	2 重指数分布に従うものと仮定して
6	1 3	どのような振動を惹起するかを	どのような振動を惹起するかを
8	2 9	設計案では検査廊を	設計案では検査廊は橋軸線に非対称に設置されており、これまでの実験では常に検査廊を
9	8	検査廊を風上側に置いた場合と風上側に置いた場合の	検査廊を風上側に置いた場合と風下側に置いた場合の
1 0	1	迎角 $-3 \sim +3$ の	迎角 $-3^\circ \sim +3^\circ$ の
"	8	図 - 11 (その 9 ~ 11) に示す。	図 - 7 (その 9 ~ 11) に示す。
"	9	$\delta = 0.05$ とよいと	$\delta = 0.05$ でよいと
"	1 4	構造減衰率とは	構造減衰率と空気減衰率とは
"	1 7	迎角 $3^\circ \sim 5^\circ$ 程度で一旦増加し、	迎角 $3^\circ \sim 5^\circ$ 程度で一旦増加し、
3 7		正面図	平面図
5 3	図 - 11 (その 1, 2)	}	(横軸) $\frac{m}{s}$ 風洞風速
5 4	図 - 11 (その 3)		

まえがき

平戸大橋の耐風性調査は昭和45年度より構造研究室の担当で実施され、完成系に対する調査は本年度で完了した。この報告書では、昭和47年度に実施した調査結果を含めて3年間の調査結果を報告する。

昭和48年2月

室 長 成 田 信 之

研 究 員 横 山 功 一

研 究 室 員 近 江 幸 雄

同 宮 沢 宏

同 野 村 一 夫

目 次

ま え が き

1. 概 説	1
1.1 平戸大橋の概要	1
1.2 耐風性に関する問題点	1
1.3 耐風調査の経緯	2
2. 設 計 風 速	4
2.1 基 本 風 速	4
2.2 設 計 風 速	4
2.3 風 向	5
3. 風 洞 実 験	6
3.1 風洞実験法	6
3.2 設計案－Aの耐風性	8
3.3 設計案－Bの耐風性	8
3.4 設計案－Cの耐風性	9
3.5 設計案－Dの耐風性	10
あ と が き	13

資 料 ： 図 面

表

参 考 文 献

1. 概説

1.1 平戸大橋の概要

平戸大橋は長崎県によって計画中の九州本島と平戸島の間の平戸瀬戸に架設される吊橋である。平戸瀬戸はわずか600mほどの海峡であるが、水深・潮流・船舶航行などの問題から海中に基礎を設けるのが困難であり、海峡横断橋の形式として吊橋が採用された。平戸大橋は中央径間長465.4m、側径間長149.1mの単径間トラス補剛吊橋で、中央径間長の長さでは完成すると、現在工事中の関門橋に次いで日本第2位の吊橋となる。桁下高は3000t級の船舶の航行を可能にするために30mとし、車線数は2車線で両側には歩道が設けられる。

1.2 耐風性に関する問題点

タコマ・ナローズ (Tacoma Narrows) 橋の落橋事故以来、長大橋の風に対する動的安定性の検討の重要性が認識されるようになった。本橋も設計の当初より耐風性に関する調査を行ない、設計にフィードバックするようにした。耐風調査の問題点は次の2つに大別される。

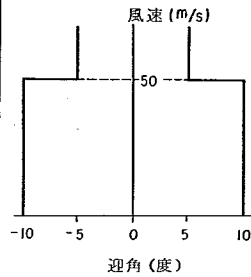
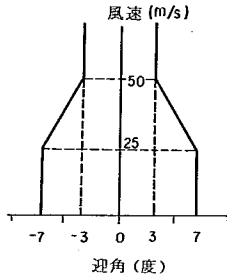
- 1) 設計風速調査
- 2) 耐風安定性調査

設計風速調査は、架橋地点での年最大風速の再現期待値を推定し、構造物の重要度・耐用年数を勘案して基本風速を定め、設計案の寸法を基準にして構造各部の設計風速を求めるものである。また、耐風安定性調査は、設計風荷重の妥当性の検討および動的安定性の検討であり、それぞれ風洞実験によって確められる。耐風安定性調査は、長崎県における調査の進捗状況に応じて設計々算の完了した設計案から順次風洞実験を進め、実験結果を以後の設計作業に反映できるように努めた。

なお、本橋の耐風設計は当初「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967⁽¹⁾)」(以下、「耐風指針('67)」と呼ぶ)に準拠して行なうように定められており設計が進められたが、昭和46年に本州四国連絡橋公団より土木学会に同指針の改訂作業が委託され、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1972⁽²⁾)」(以下「耐風基準('72)」と呼ぶ)としてまとめられた。従って、本橋の耐風設計も昭和47年からは「耐風基準('72)」も参考にして作業が進められた。

「耐風指針('67)」と「耐風基準('72)」との本調査に関係する主な相違点は次のとおりである。

耐風指針（'67）と耐風基準（'72）の相違点

	耐風指針（'67）	耐風基準（'72）
全体系に対する構造減衰（対数減衰率）	$\delta = 0.05$	$\delta = 0.03$
風の傾斜角と風速の範囲		
自励振動の限界風速	（基本風速）×（高度による補正） ×（水平長による補正）× 1.2	（基本風速）×（高度による補正） × 1.3

1.3 耐風調査の経緯

1.3.1. 昭和45年度の調査の概要³⁾

設計風速調査は、調査期間の関係から現地観測資料の統計処理によって求めるといった手段がとり得なかったため、既存の測候所における統計資料により推定する方法を採った。その結果、基本風速は41.7 m/sとなり、自励振動の限界風速は70.4 m/sとなった。

耐風安定性調査として、次の2設計案に開床部（グレーティング）を変えた4種類の模型に対して風洞実験を行なった。

設計案－A 主構間隔 16 m , 主構高 7 m ,

設計案－B 主構間隔 14.5 m , 主構高 6 m ,

その結果、設計案－A、Bともにほぼ十分な耐風安定性を有することが判った。

1.3.2. 昭和46年度の調査の概要⁴⁾

設計案－Bはほぼ十分な耐風安定性を有することが判ったが、開床部を設けることは経済性・維持管理・車輛走行性の見地からは必ずしも得策とは言えない。そこで設計案－Cとして、橋床幅を変化させて実験を行なった。また、それまでの実験では常に検査廊を下流側に置いて実験したが、風向の影響を調べるために上流側に置いた場合の実験も追加した。以上より、設計案－C1は十分な耐風安全性を有し実施設計に用いる最適断面と判断された。

1.3.3. 昭和47年度の調査の概要

昭和46年度の調査結果から、設計案Cは十分な耐風安定性を有し、実施設計に用いる最適断面と判断された。この結果を踏まえて最終設計が行なわれた。ただし、次の三点に大きな変更があった。

- i) 下部工からの要請で、中央支間を450mから460mに変更した。
- ii) 補剛トラスのパネル間隔を9.5mから10mに増大した。
- iii) 縦ケタの腹板を、トラス状腹板から円孔を有する腹板に変更した。

その他、細部まで設計が進み詳細な構造が決まったが、全体の振動特性に大きな変化はない。

昭和47年度の調査は、実施設計に用いる最終断面について次の各項目に対して風洞実験を行なった。

- 1) 高欄・歩車道分離帯の形状の耐風安定性に与える影響。
- 2) 縦ケタの腹板の円孔あり、円孔なしの耐風安定性に与える影響。

風洞実験の結果、縦ケタの腹板の孔なしで耐風安定性の良好な最終案を得ることができた。

2. 設計風速

2.1 基本風速

設計風速を求めるためには、その基礎となる基本風速を決めることが必要となる。そこで、近隣（半径 100 km 以内）の気象官署すなわち、平戸、佐世保、佐賀、長崎、福岡、雲仙、厳原の各官署の気象観測資料を収集し、これをもとに、基本風速の推定を行なった。（図-1 参照）

各地の年最大 10 分間平均値と平戸測候所の観測値との単相関を求めたが、いずれも満足な特性は示さなかった。これは測器の設置位置の地形因子が大きく影響しているためと考えられる。そのため、最終的には平戸測候所の 29 年間の観測値のみを用い、この観測値が 2 重指数分布に従うものと仮定して、再現期間と風速期待値の関係を求めた。即ち、近似式は

$$y = 4.99x + 18.78 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $x = \exp(-\exp(-p))$ 、 $p = 1 - \frac{1}{R}$ 、 R は再現期間、 y はそれに対応する風速の期待値、をそれぞれ表わす。上式の関係を図-2 に示す。

次に再現期間 R と構造物の耐用年数 a 、更に非超過確率 q の関係は次式で表わされる。

$$R = \frac{1}{1 - q^{1/a}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

平戸大橋の場合、耐用年数を 50 年、非超過確率を 0.6 とすると再現期間は 98.4 年となり、基本風速は 41.7 m/s と定められた。

2.2 設計風速

「指針('67)」では、設計風速および設計風荷重は次式より算出するように定められている。

$$V_D = V_F \times M_H \times M_L \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$W_D = \frac{1}{2} \rho V^2 C_D \cdot A$$

ここで、 V_F : 基本風速 (m/s) $\dots\dots\dots (4)$

M_H : 構造物の高度による補正係数

M_L : 構造物の水平長または鉛直長による補正係数

V_D : 設計風速 (m/s)

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

C_D : 抗力係数

A : 水平ばく露面積 (m^2/m)

(3) 式によって求められた設計風速は次の通りである。

補 剛 桁	5 8.7 m/s
ケーブル・ハンガー	6 4.8
主 塔	7 4.4

但し、支間は 4 4 8.5 m，補剛桁高は 3 2.3 3 m，ケーブルハンガー高は 5 9.1 5 m，ベキ指数は $\frac{1}{6}$ として算出された。

設計案－Aに対しては、諸般の事項からここで求められた設計風速は用いられず、設計案－B以降に採用された。

2.3 風 向

風向特性は平戸測候所の資料より図－3のごとく風配図としてまとめられた。これによると冬季は季節風のため北西風が、又、夏季には南風が卓越していることが判った。しかしながら、年間最大風速は海峡の方向に沿った南風、又は、北風に近い角度よりの吹き込みが卓越し、設計風速は橋軸直角方向に定義するのが最適であると考えられる。

3. 風洞実験

3.1 風洞実験法

3.1.1. 実験の種類と相似則

行なった風洞実験は空気力係数の測定およびばね支持部分模型による不安定振動の測定の2種類である。

空気力係数とは構造物(吊構造部)に作用する空気力を無次元表示したもので設計風荷重の算出の基礎資料となる。同時に空気力係数は構造物の不安定振動現象を説明するための重要な資料となる。空気力係数は長支間橋梁のように細長い構造物の場合には橋軸直角方向に作用する抗力、同上面内で抗力に直交する揚力、更に橋軸まわりの空力モーメントの3者に対してそれぞれ抗力係数、揚力係数、空力モーメント係数として与えられる。なお、座標軸を気流方向に採る場合と橋の設計軸にとる場合の2者があるので、空気力係数を設計に用いる場合には、上記の何れの定義に従って求められた資料であるか注意することが緊要である。

ばね支持模型実験は風の作用を最も強く受ける吊構造部を以下に述べる相似則に従って縮尺して模型化し、一定の風向および風速の下で吊橋がどのような振動を怠起するかを実験的に求めるものである。

風洞模型実験で構造物の耐風安定性が確かめられるためには模型と原型との間でいくつかの相似条件を満足することが必要となる。吊橋の風洞模型実験の相似則⁵⁾に関しては他の報告書に詳しく述べられているので、ここにはその結果を紹介するに止める。

構造物が鉛直たわみおよび捩れの連成振動を行なう場合には幾何学的な相似の外に次の無次元パラメータが同じ値を有することが必要となる。

$$V/N_{\alpha} B, \quad V/N_h B, \quad I_h/\rho B^2, \quad I_{\alpha}/\rho B^4, \quad \delta_{\alpha}, \quad \delta_h$$

但し、 V :風速、 N :振動数、 B :長さ、 ρ :空気密度、 I :慣性、 δ :構造減衰をそれぞれ表わし、 α , h , は捩れ振動、鉛直たわみ振動を示す。次に空気力係数の測定の場合には形状の相似のみ考慮し、角形部材(bluff-body structure)については粘性効果は無視し得ることは従来の研究で確かめられているので、空気の粘性の効果(Reynolds数)は無視した。

3.1.2. 実験方法

今回の実験に使用した風洞は構造研究室所属の橋梁試験用風洞である。その形状は図-4の通りであり、水平回流型単回路風洞であって、測定部寸法は 高3.0m × 幅1.8m × 長2.5m である。この風洞は特に橋梁試験用に作られたもので、低風速領域での実験に便利のように設計されている。

この風洞の気流の特性は土木研究所報告に述べられているが、速度風分布、風速の時間変動、乱れとも満足な特性を有している。⁵⁾

風洞壁面近くでは境界層が発達するため、2次元実験を行なうためには、端部効果に対する配慮の外に、この部分の使用を避ける必要がある。今回の実験では測定部の左右壁面よりそれぞれ約100mm内側に高さ2m、長さ1.5mの隔壁を設けた。

模型には550×300mmの端板を取り付け、2次元性の確保に努めた。

空気力係数は附属の三分力天秤を用いて測定し、データの処理は電算機によった。なお、三分力天秤は加除分胴および差動トランスを検出器とした零位法が採用されている。模型の架設は図-5に示すようにピアノ線によった。

さて、ばね支持模型実験とは構造系のうちで最も風の作用を受ける吊構造部の一部の縮尺剛体模型をスプリングで測定部に吊し、風洞気流の作用を受けたときの模型の応答を調べる実験である。気流中におかれた模型は鉛直たわみ振動および橋軸まわりのねじれ振動の2自由度を有し、風速の増加に伴って、空気力による減衰効果などによってその振動性状は複雑に変化する。前項で述べた通り模型は幾何学的形状の他に、質量とその分布、無次元風速、減衰性能が所要の条件を満足する必要がある。

構造減衰については、いまのところ原型での値が明確ではないので、支持機構の減衰性を極力小さくするように工夫し、付加減衰を電磁減衰器によって与えて、何れの迎角に対しても一定の減衰率となるようにし、設計案-A、B、Cでは対数減衰率 $\delta = 0.05$ 、設計案-Dでは $\delta = 0.03$ とした。

模型に対する気流の迎角は支持機構全体を回転することによって与えた。迎角の範囲は $-8^{\circ} \sim +8^{\circ}$ の間を 2° 刻みとした。

模型支持機構の概要は図-6に示す通りである。模型の振動の検出は非接触型光学式検出器を使用し、鉛直たわみ成分、ねじれ成分を分離してペンレコーダに記録する方式によった。

3.1.3. 実験データの整理

空気力係数の測定から得られる3分力係数は次式により算出される。

$$C_D = D / \frac{1}{2} \rho V^2 A$$

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

$$C_M = M / \frac{1}{2} \rho V^2 B^2$$

ただし、 C_D 、 C_L 、 C_M : 抗力、揚力、空力モーメント係数

D 、 L 、 M : 抗力、揚力、空力モーメント

ρ : 空気密度

V : 風洞風速

A : 水平ばく露面積

B : 弦材間隔(注 今回の実験では外側間隔)

3分力は風軸に関しての値をとっている。

ばね支持模型を用いた振動実験では、データ整理はねじれ振動の振幅 1.0° (倍振幅) における対数減衰率と風速との関係を求めることにより行なった。図で縦軸は構造減衰と空気減衰との和を示すもので、負の領域では不安定振動が生ずることを意味する。また、迎角と不安定振動の生じる風速との関係を図示し、限界風速との大小を比較して設計案の良否を判別した。

3.2 設計案－Aの耐風性

3.2.1. 概要

設計案－Aは図－7および表－1に見られるごとく、耐風安定性を考慮して主構間隔 16 m $\times$ 主構高 7.0 m という断面が選ばれた。風洞模型は縮尺率 $1/36.654$ の部分模型として製作された。図－8に模型の製作図を示す。この時期においては高欄、地覆、自動車防護柵などについての詳細は不明であったので模型では既往の資料から適当な形状・寸法を選んで用いた。実験に用いた模型の種類としては、開床部を設けることは耐風安定性を高める効果があることが判っているので図－9に見られるような4種とした。また、実験に先立って計算した固有振動数を表－2に、ばね支持部分模型による安定性実験の実験条件を表－3に掲げる。

3.2.2. 風洞実験結果と考察

空気力係数の測定結果を図－10、表－4に示す。表－4(その2)に補剛けた部について試算した抗力値を示すが、設計値とほぼ等しい。

バネ支持実験の結果を図－11に示す。図－12より模型A－1、A－3では不安定振動発生限界風速は非常に高いことが判る。即ち、中央分離帯部に設けられたグレーティングの耐風性効果が極めて大きいことが理解されよう。

3.2.3. 結論

設計に用いられた空気力係数 ($C_D \doteq 2.38$) は安全側である。設計案－Aは十分な耐風性を有していると判定されるので、次の設計案では主構間隔、主構高を縮小することが可能であることが判る。

3.3 設計案－Bの耐風性

3.3.1. 概要

設計案－Aは十分な耐風安定性を具備することが確認されたので、さらに経済的な設計に改善して行くために、設計案－Bでは主構間隔と主構高をそれぞれ 14.5 m 、 6 m として再設計を行なった。提出された設計案－Bを図－7(その3、4)に、模型を図－8(その3、4)に示す。

床組の耐風性に与える影響も大きいと思われるが、設計案－Aをそのまま踏襲し、図－9に示すような4種の模型について実験を行なった。また、設計案では検査廊を下流側に置いて実験したが、風向が耐風性に与える効果を見るために、B4案の模型のみについてであるが、検査廊を上流側に置いた実験も行な

った。

3.3.2. 風洞実験結果と考察

空気力係数に関する実験結果を図-10、表-5に示す。設計風荷重は吊構造物に対して 1.605 t/m としているが、実験結果では $1.303\sim 1.328\text{ t/m}$ といずれも設計値よりも小さくなっている。詳細設計には更に検討する必要がある。

パネ支持実験の結果を図-11(その4~8)に示す。図-12(その2)より模型B1、B4、B4-aは限界風速よりも低い風速で不安定振動を生じることがわかる。しかし、自然風の迎角特性調査から風速の高い場合には迎角の変動が極端に小さくなるため、設計案Bはそのまま実施設計に採用し得るのではないかと考えられる。また、検査廊を風上側に置いた場合と風上側に置いた場合の限界風速に与える効果は模型-B-4と模型-B-4aの結果の比較から求められる。図-12(その2)によると、両者の差は迎角が 4° 以上の範囲ではあまり大きくないが、それ以下の迎角では模型-B-4aの方が大きい限界風速値を与えることが判る。

3.3.3. 結 論

採用された風荷重は安全側である。設計案Bは狭い迎角範囲で不安定振動を発生する可能性があるが、迎角の変動分のみを考慮するならば、原型においてはこのような振動を発生することはないものと判断される。また、検査廊の風向による影響は小さいとすることができるであろう。

3.4 設計案-Cの耐風性

3.4.1 概 要

設計案-Bはほぼ十分な耐風性を有することが判った。設計案-Cとしては橋床面に開床部を設けない場合に、その耐風性が主構間隔と橋床幅との関係でどのように推移してゆくかを見ることに重点をおき、風洞実験を行なった。実験に供した模型は図-9に示すように、トラス部分の構成は設計案-Bと同じであるが橋床部の全幅が設計案-B4の 12.8 m から 12.3 m (C3)、 11.8 m (C2)、 11.3 m (C1)と漸次 50 cm づつ短縮されている。

本実験は長崎県における実施設計に先立つて行なわれたため、模型-C-1~C-3の原型はない。そこで、模型-C-1については橋床幅の短縮分だけ死荷重が減少したものと見做して諸元を定めこれを用いて、ばね支持実験の実験条件を導いた。また、模型-C-2および模型-C-3については、模型-B-4と同じ諸元を用い、橋床幅のみの効果を見ることとした。模型-C-1の固有振動数の計算値を表-2に、また、実験条件を表-3(その2)に示す。

3.4.2. 風洞実験結果と考察

空気力係数は橋床幅の最も小さい模型-C-1についてのみ計測し、模型-B-4と比較することとし

た。空気力係数の測定値を図10(その17, 18)に、また、迎角 $-3^{\circ} \sim +3^{\circ}$ の範囲における係数値を表-6に掲げておく。

設計案-C-1についての設計資料が間に合わず、設計案-Bの橋床幅をグレーディング部の1.5m分を短縮したのみで設計案-C-1の原型としたことはすでに述べた。したがって、模型-C-1は原型を忠実に模したものではないが、橋床部の僅かな断面の相違は空気力係数値にはそれ程大きな影響は与えないと考えられる。このような観点で表-6から設計風荷重の算出には抗力係数は2.2としてもよいと思われる。而して設計風荷重は抗力で 1.32 t/m と求められる。

パネ支持模型による実験結果を図-11(その9~11)に示す。

「耐風指針('67)」では、吊橋の全体系に対して構造減衰率は対数減衰率で $\delta = 0.05$ とよいと定められており、風洞実験でもこの値を採用した。しかしながら指針が作成されて以後行なわれた数橋の橋梁についての振動実験の結果から、構造減衰率は $\delta = 0.03 \sim 0.035$ 程度であることが推定され、耐風指針の改訂に際しては吊橋系全体に対して $\delta = 0.03$ と定められた。表-8では、各模型について $\delta = 0.05$ と $\delta = 0.03$ の場合の迎角と限界風速の関係をまとめてある。ここで $\delta = 0.03$ に対応する限界風速は風速・減衰率曲線で構造減衰率とは代数的に加え得るものと考えて、横軸を $\delta = 0.02$ だけ移動することにより求めたものである。図-12(その3, 4)はこの関係を図化したものである。

図-12によると、橋床部の幅が小さくなるにしたがって、迎角が 0° より増加するにつれて単調に減少していた限界風速が迎角 $3^{\circ} \sim 5^{\circ}$ 程度で一旦増加し、再び减小するような傾向が大きくなって来ることが判る。「耐風指針('67)」では限界風速は図中の点線内で生じてはならないことを定めており模型C-1はこの条件を満たすことが判る。このような特性は $\delta = 0.03$ の場合は満足されない。しかしながら、「耐風基準('72)」の改訂(案)ではその領域は図中の1点鎖線で示された領域にせよめられるので、模型C-1はこの条件を満足することとなる。

3.4.3. 結 論

上に述べたように模型-C-1は十分の耐風性を有していると判断される。しかしながら、高欄・自動車防護欄・検査廊などの設計資料は未だ整っていないため、仮の形状・重量を用いて風洞実験に供した。これらの諸施設は耐風性に大きな影響を与える要素を内蔵しているものであるから、実施設計に際しては耐風性を低下させないよう十分の注意を払う必要があると考えられる。

3.5 設計案-Dの耐風性

3.5.1. 概 要

実施設計に用いる最終断面について次の項目に対して風洞実験を行なった。

- 1) 高欄・歩車道分離帯の形状を二種類に変化させて耐風安定性に与える影響を見る。
- 2) 縦ケタの腹板の孔あり・孔なしの影響を調べる。

2)については、設計の当初より縦ケタとしてトラス状の腹板について検討を加えてきた。ところがタワ

ミ制限から剛性を増すために円孔のある腹板が採用されることになった。この断面では孔の周辺に応力集中が生じるので何らかの補強工事を追加しなければならず製作上の困難さを増すことになる。耐風安定性が損われなければ孔のない腹板としたいという委託者の希望があったので2)の実験が行なわれることになった。

設計案-Dの諸元を表-1, 図-7(その5, 6)に示す。風洞模型は主構パネル間隔が9.5 mから10 mに変更されたため、縮尺率 $1/37.59$ とした。図-8(その5, 6)に模型の製作図を示す。

設計案-Dの振動特性は表-2に示す通りである。二次元の風洞実験の相似則を考慮して定められた実験の所要値を表-3に示す。ただし、今回の実験では実験装置の都合によりねじれ振動の固有振動数を下げたので、たわみとねじれ振動の振動数比が所要値と違った条件で実験を行なった。

3.5.2. 風洞実験結果と考察

空気力係数は模型-D-2について、縦ケタに円孔のある場合と無い場合について計測した。空気力係数の係数値を図-10(その19~22)に、また迎角 $-3^{\circ} \sim +3^{\circ}$ の範囲についての値を表-7に示す。

設計案-Dは、C-1案から大きな断面の変更がなかったので空気力係数にも差が少なく、抗力係数として2.2を採用したのは妥当である。そして設計風荷重は抗力で 1.33 t/m として求められる。

バネ支持実験の結果を図-11(その12)に示す。この風洞実験は前述のように「耐風指針('67)」が改訂され、「耐風基準('72)」が作成されたので、後者に従って行なった。

この改訂により、本実験では模型の構造減衰を $\delta = 0.03$ に設定して実験を行なった。また、自励振動の限界風速を計算すると次のようになる。

$$\begin{array}{ll} \text{基本風速} & V_{10} = 41.7 \text{ m/s} \\ \text{高度補正係数} & \nu_1 = 1.226 \text{ (高さ } 34 \text{ m, べき指数 } p = 1/6) \\ \text{限界風速} & V = V_{10} * \nu_1 * 1.3 = 66.5 \text{ m/s} \end{array}$$

設計案-D-1, D-2は予備実験の結果、その差はほとんど認められなかったので、本実験ではD-2案について行なった。

図-12(その5)にD-2案について迎角と限界風速との関係を図示した。この結果から、縦ケタの孔はD-2案については耐風安定性を増す傾向を示しているが、その効果はわずかであり、工事の工数を見ると、縦ケタの孔あり案を採用することは問題があろう。

なお、実在橋について行なった既往の振動実験の結果では、実測固有振動数は計算値に比して3%程度大きくなることが見い出されており、図-12(その5)ではこの特性が考慮されていることをお断りしておく。

3.5.3. 結 論

以上の結果から、模型-D-1とD-2の高欄の違いによる耐風安定性に与える影響は小さいことがわかる。また、縦ケタの孔にはD-2案については耐風安定性を増加するような働きをすることがわかるが、その効果はわずかである。最終断面として縦ケタの孔なしD-2案は耐風安定性の十分な断面であると考えられる。

あとがき

耐風調査として残された問題点について述べることにする。それは第1に架設中の注意であり、第2に完成時の風速および振動測定システムに関してである。架設中の注意としては、耐風指針（'67）および耐風基準（'72）にも明記されているように架設各段階において被害を生じないように注意し適当な対策を取る必要がある。また完成後には次のような目的のために風および構造物の応答等に関する長期観測システムが必要であろうと考えられる。それは自然風による構造物の応答を求め、維持管理と将来に対する設計資料の収集に役立たせるためと、強風時に交通車輛の通行規則を行なうのに使用するデータを得るためとである。

以上で3年間の耐風調査報告を終る。長崎県土木部の方々には種々お世話になった。心からお礼を申し上げる次第である。また、データの整理には構造研究室の職員および臨時職員の協力があったことを記し感謝の意を表する。

資 料

図面

表

参考文献

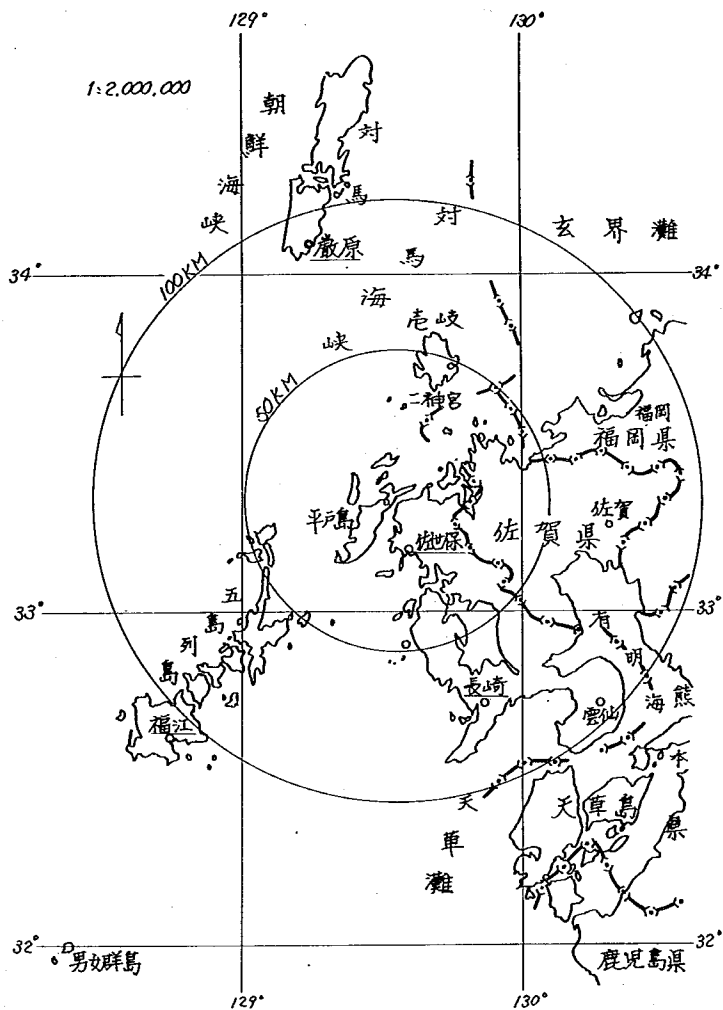


図-1. 近隣気象官署所在地

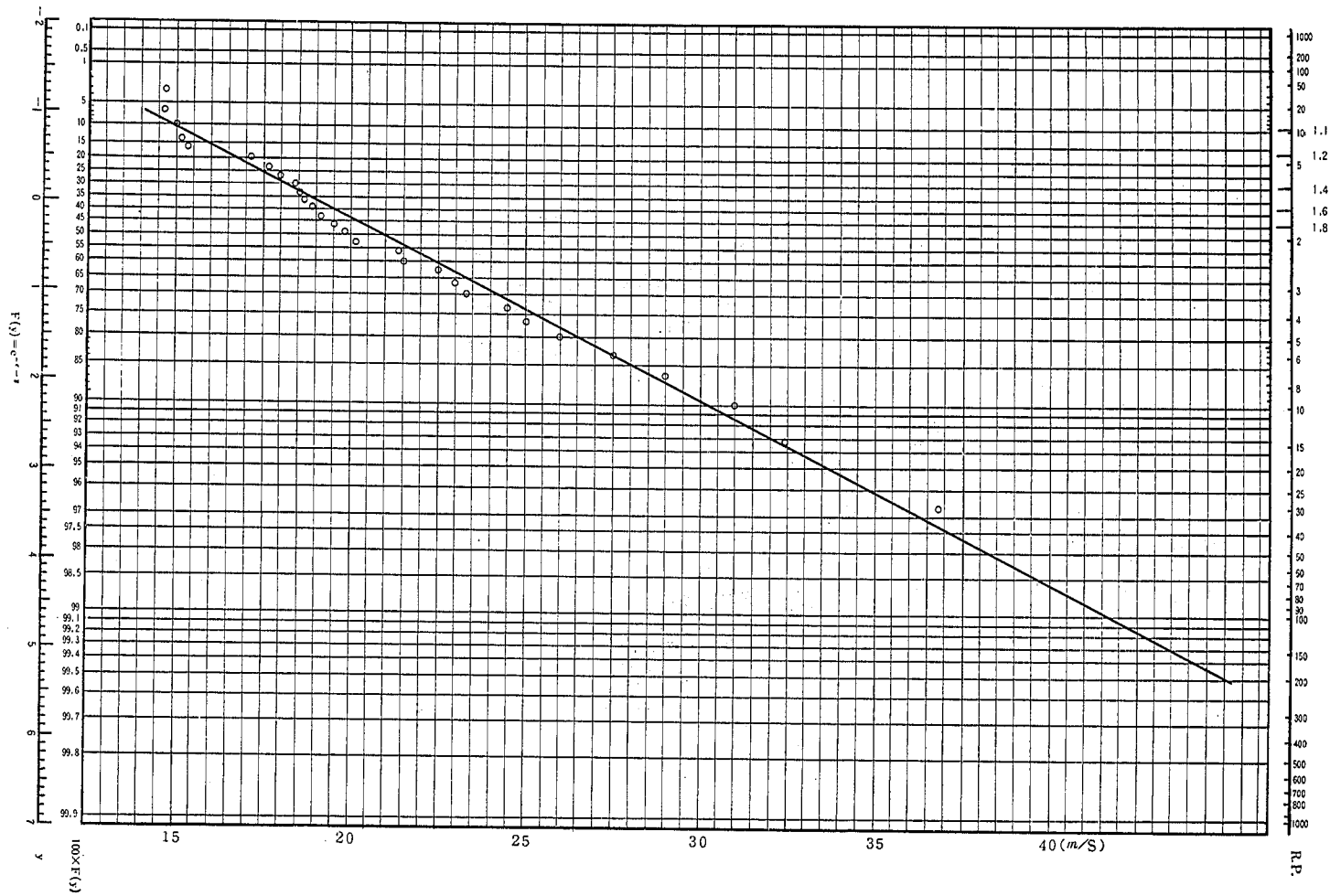


図 - 2 再現期間と風速期待値

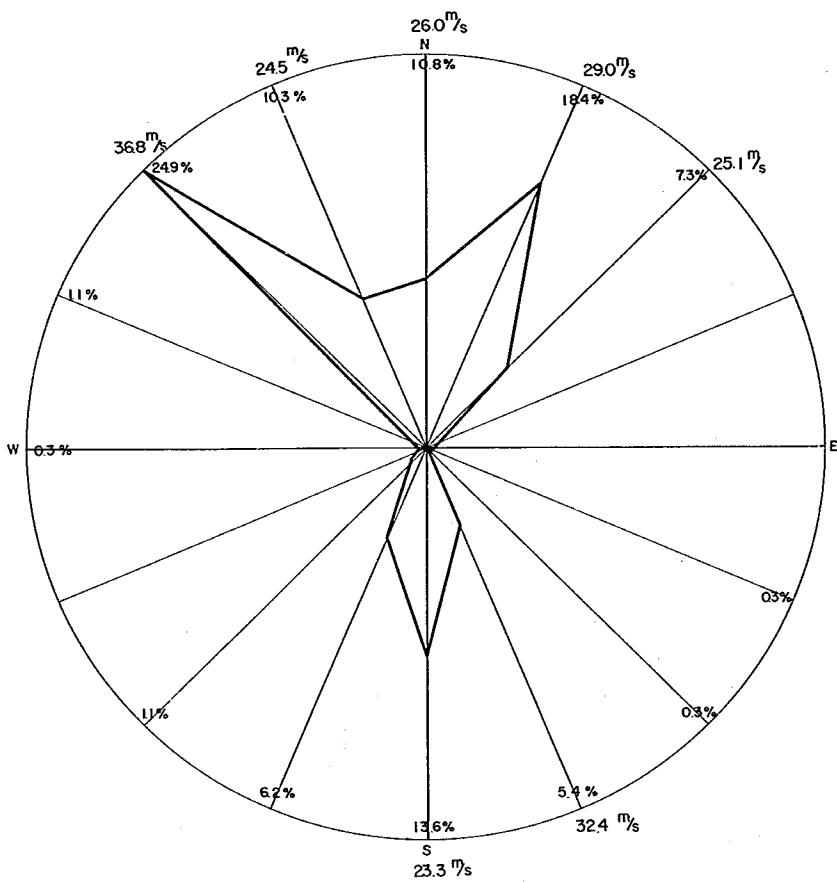
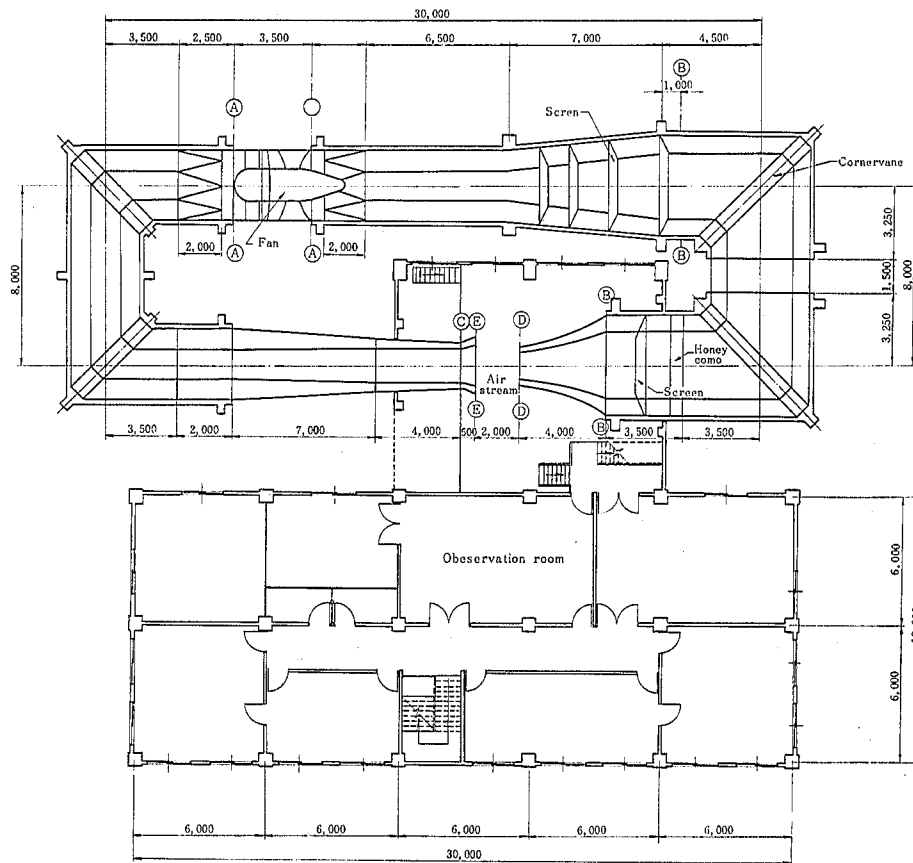


図-3 風配図(平戸)

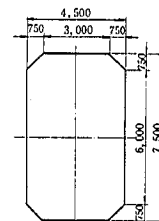
(注) 風向は%表示
風速は年最大値風速より抽出



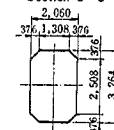
Section A-A



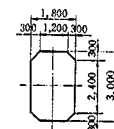
Section B-B



Section C-C



Section D-D



Section E-E

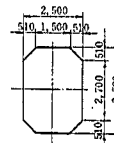


图 - 4 风洞平面图

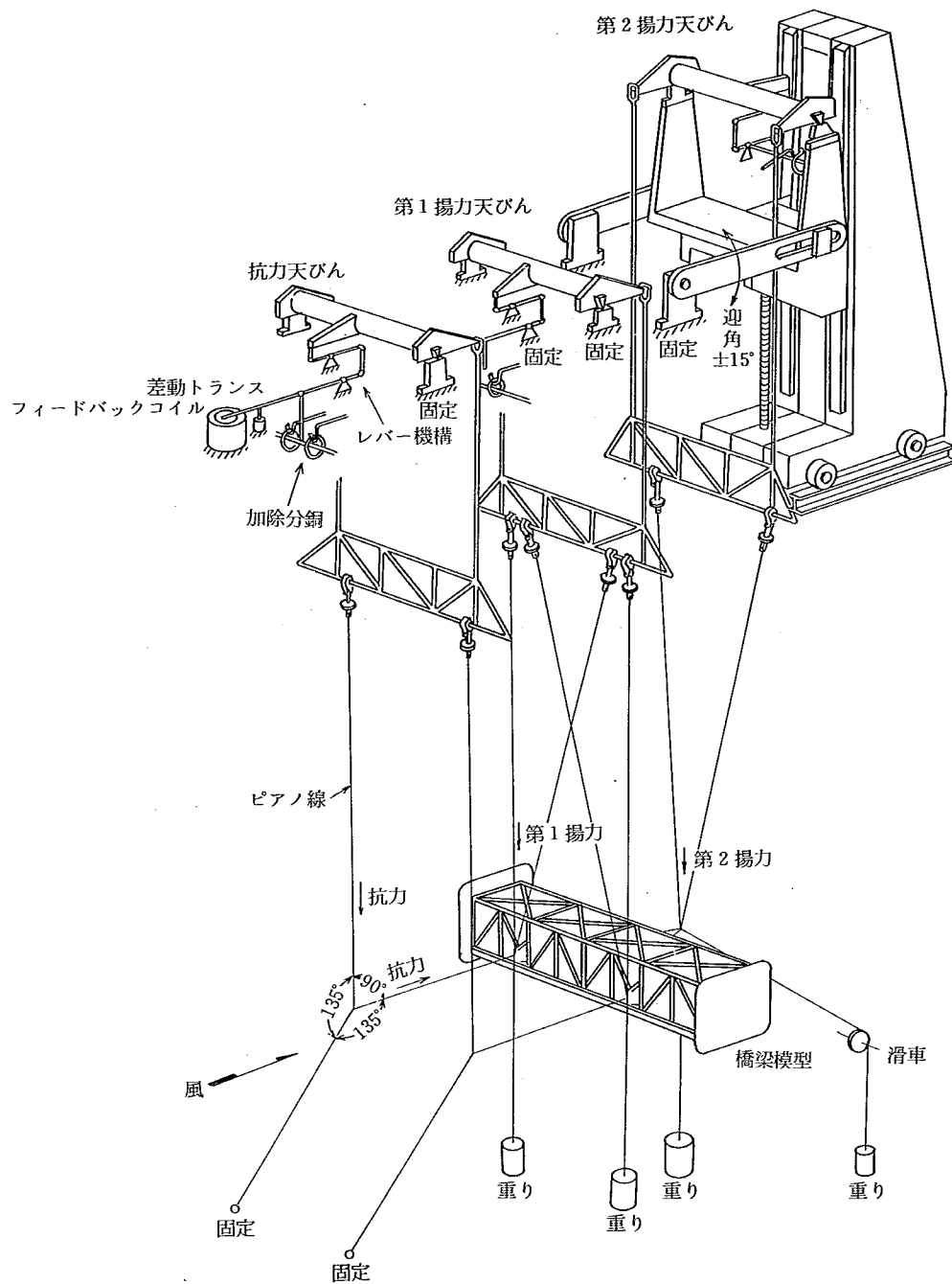


図-5 模型架設図

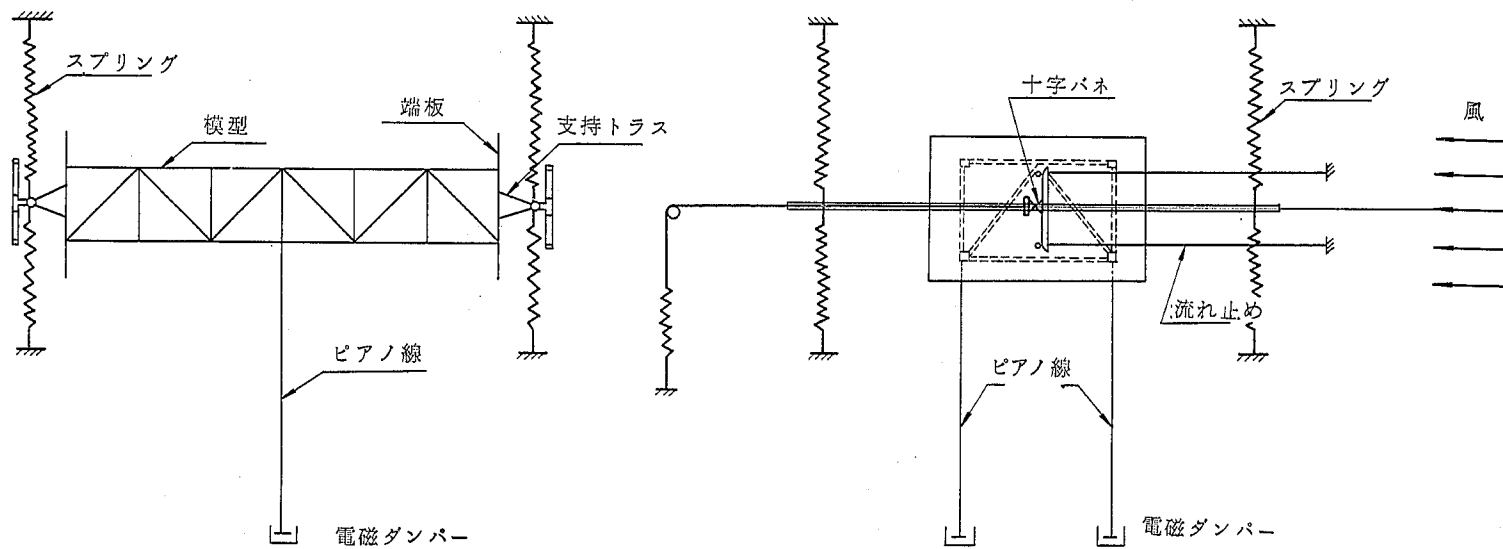
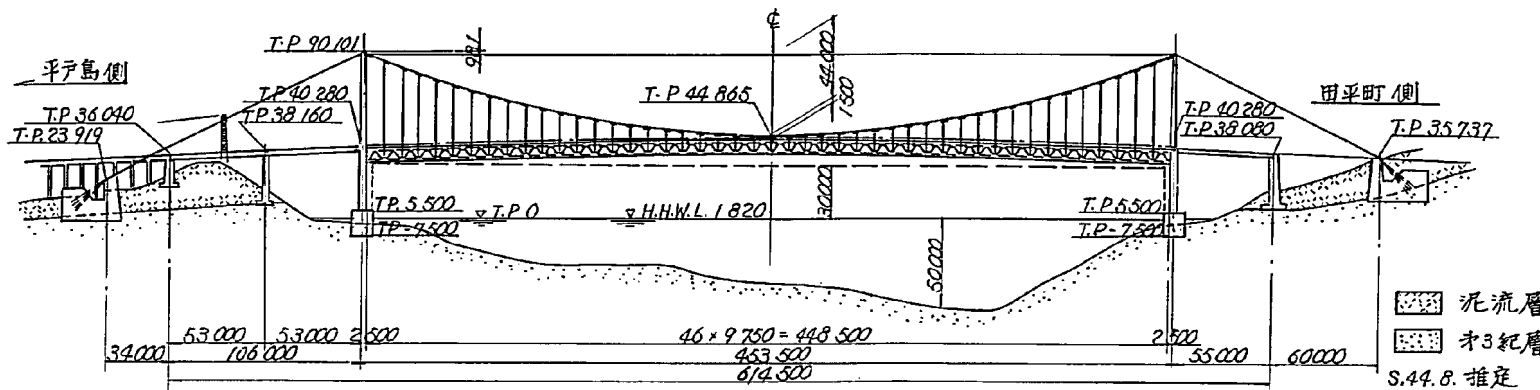
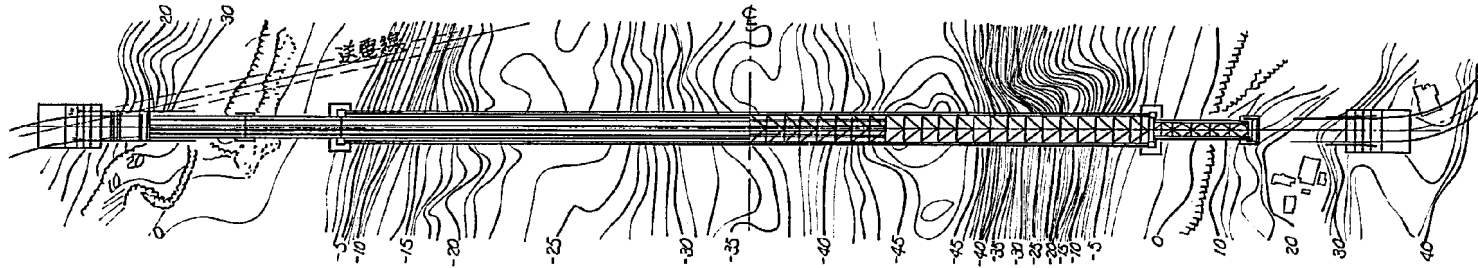


図-6 フラッター模型支持機構図

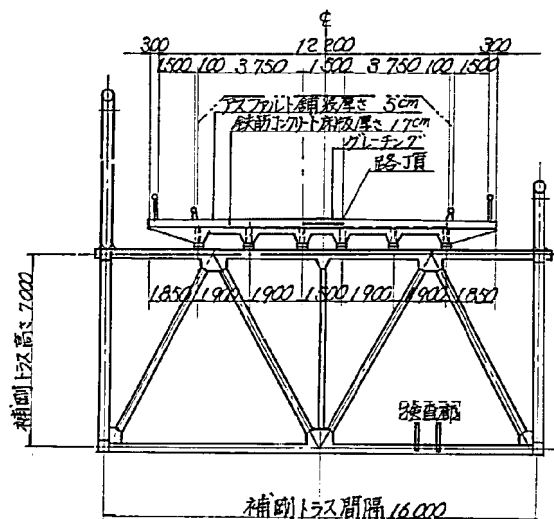
側面図 25 10 0 15 30 45m



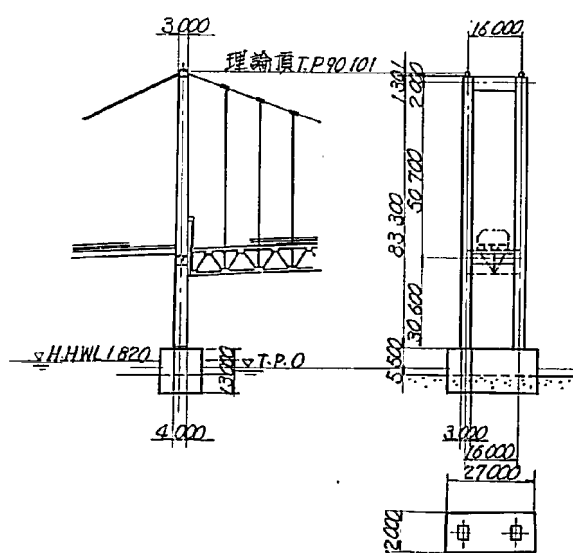
平面図 20 10 0 15 30 45m



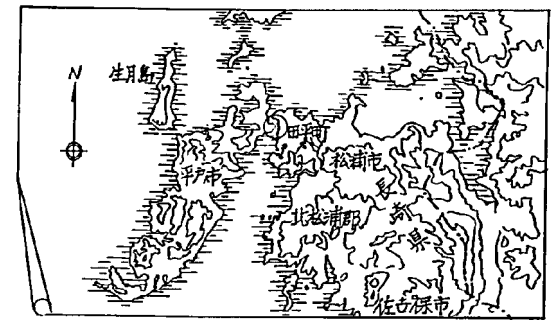
断面図 2 1 0 1 2m



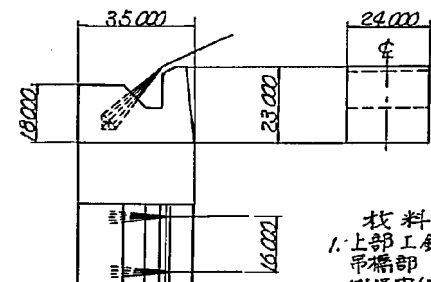
塔 8 4 0 5 10 15 20m



位置図 64 20 24 0 Km



アンカーレッジ 8 4 0 5 10 15 20m



材料表

1. 上部工鋼重	
吊橋部	5194t
側径間(平)	274t
" (田)	140t
Σ	5608t
2. 下部工コンクリ	
主塔基礎(2基)	8424m³
アンカーレッジ(2基)	28464m³
Σ	36888m³

設計条件

1. 形式: 単径間2ヒジ補剛トラス吊橋

2. 荷重:

1) 活荷重

a. 床組床トラス ハンガに対して

車道: T-20

歩道: 500kg/m²

b. 補剛トラス ケブル、塔、アーカーに対して

車道: L-20 中央部クレッチグには

載荷しない。

歩道: 350kg/m²

2) 衝撃係数

床組床トラス ハンガに対しては、鋼道示

補剛トラス ケブル、塔、アーカーに対しては考えない。

3) 風荷重

鋼道示によるケーブルの風圧係数は0.7/本とする。

4) 地震荷重

K_h=0.15 K_v=0.1 と震度法で行う。

5) 温度変化の影響

+20℃を基準とし±30℃とする

3. 許容応力度

1) ケブル(平行線ケーブル):

弾性係数 200000kg/cm²

許容応力度 5600kg/cm²

2) ハンガー:

弾性係数 1.400000kg/cm²

安全率 4.0

3) 鋼材:

許容引張応力度

SS41 = 1400kg/cm²

SM50 = 1900kg/cm²

SM50Y = 2100kg/cm²

4. 地盤許容支持力

1) 平テ島側に対して

鉛直方向: 320kg/m²

横方向: 160kg/m²

地震時増加率: 50%

2) 田平町側に対して

鉛直方向:

横方向:

地震時増加率: 50%

5. 下部構造物の安定に対する安全率

1) 転倒

常時: 2.0

地震時: 1.5

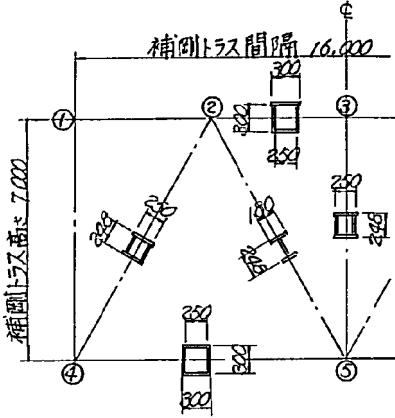
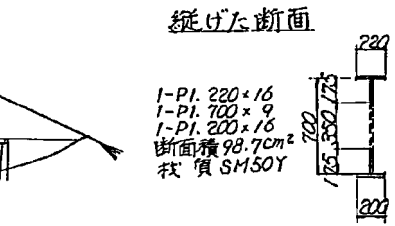
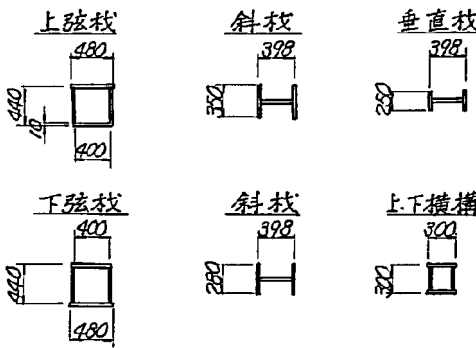
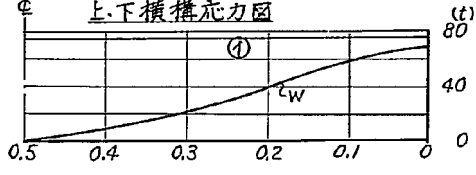
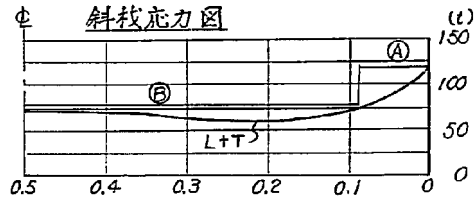
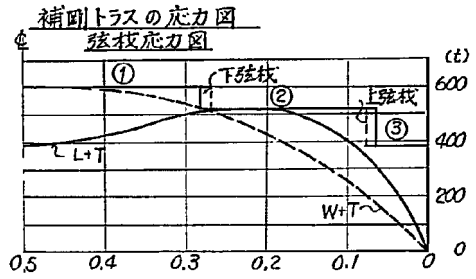
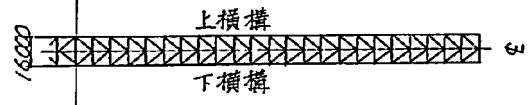
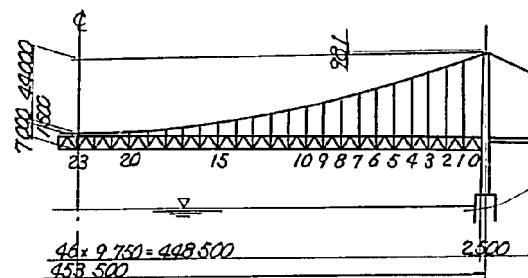
2) 滑動

常時: 2.0

地震時: 1.5

図-7 (その1) A案諸元図

工事名	一般国道平戸・田平橋平戸大橋架設工事
図面名	橋梁一般図
図面番号	全16巻の中第1巻 101-01
縮尺	1/100 1/500 1/500
作成年月日	昭和44年10月
設計	長崎県土木部道路課



床トラス主要断面

格点	断面	断面積 (cm ²)	材質
①~③	1-P. 300 x 15 2-P. 300 x 9	146.50	SM50
④~⑤	1-P. 250 x 15 1-P. 250 x 9 2-P. 300 x 9	103.50	SS41
②~④	1-P. 300 x 9 2-P. 250 x 13 2-P. 222 x 13	122.72	SS41
②~⑤	2-P. 180 x 9 1-P. 230 x 9	53.10	SS41
③~⑤	2-P. 250 x 9 2-P. 230 x 9	68.40	SS41

補剛トラス主要断面

種別	断面	断面積 (cm ²)	材質
補剛トラス	① 1-P. 480 x 22 2-P. 440 x 22 1-P. 400 x 22	387.20	SM50Y
	② 1-P. 480 x 19 2-P. 440 x 19 1-P. 400 x 19	334.40	SM50Y
	③ 1-P. 480 x 14 2-P. 440 x 14 1-P. 400 x 14	246.40	SM50Y
	④ 2-P. 380 x 15 1-P. 368 x 10	141.80	SS41
	⑤ 2-P. 310 x 13 1-P. 374 x 10	117.80	SS41
	⑥ 2-P. 380 x 9 1-P. 380 x 9	79.20	SS41
上下横構	① 2-P. 300 x 10 2-P. 280 x 10	116.00	SS41

*は構造上の上横構は2-P. 295 x 10

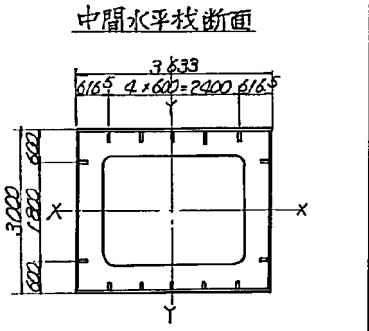
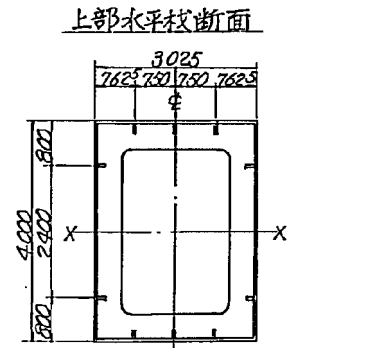
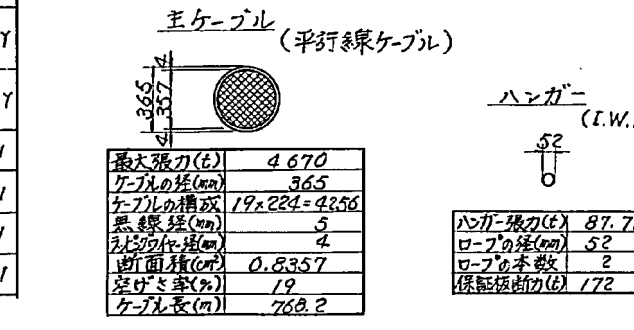
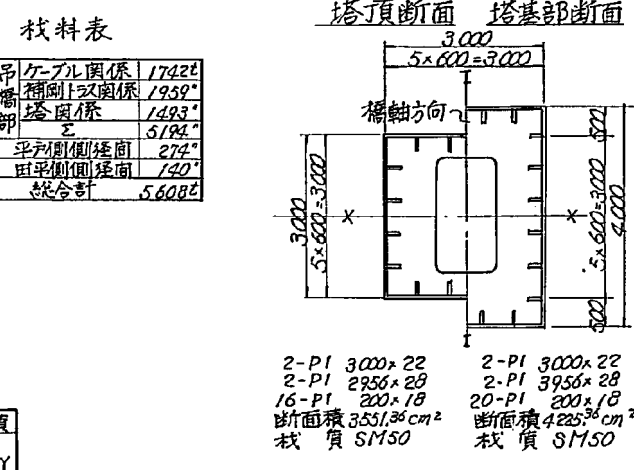
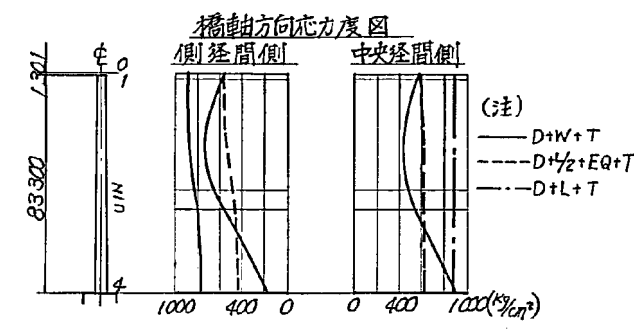
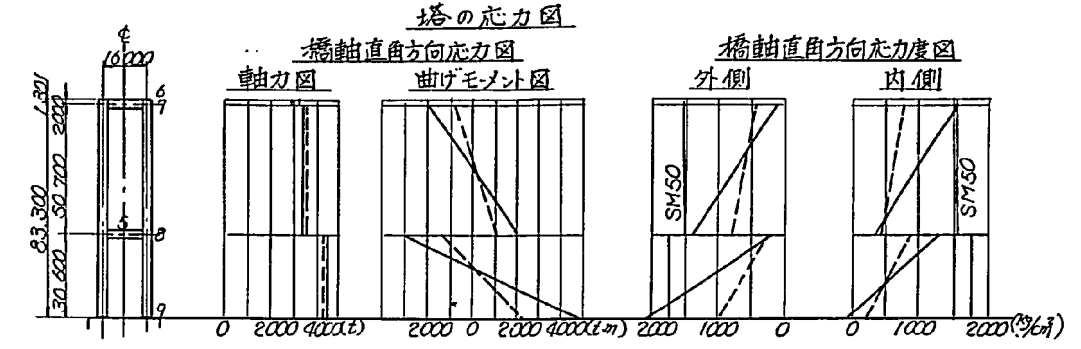
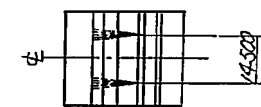
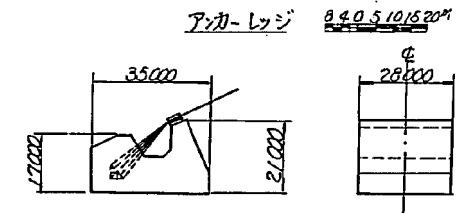
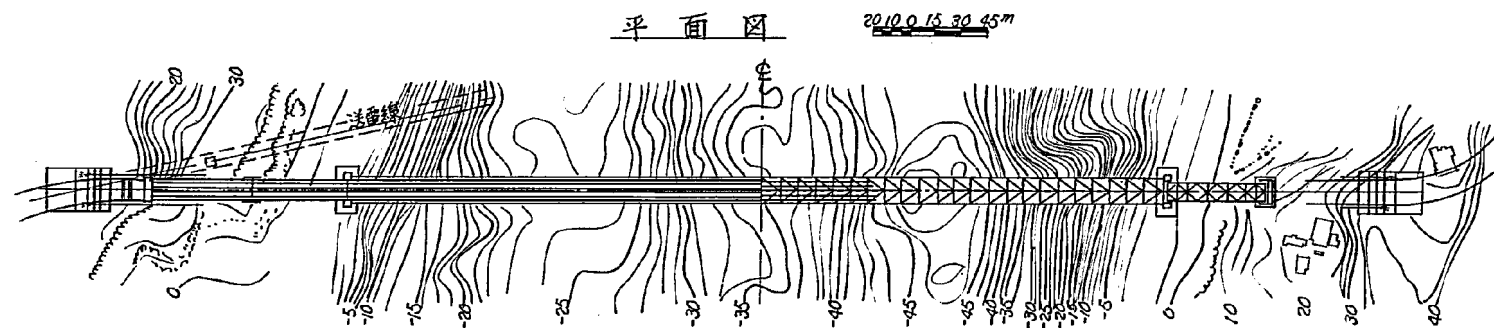
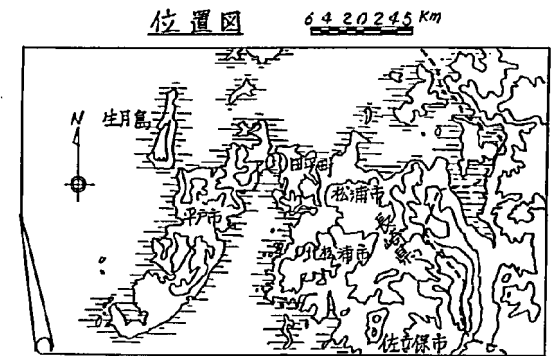
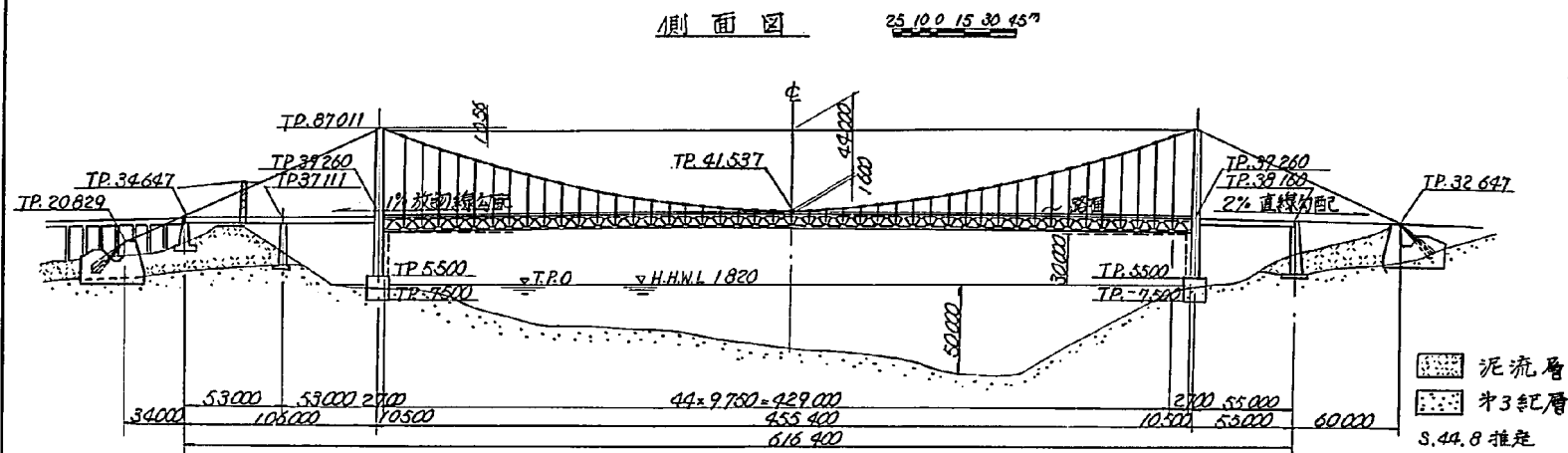


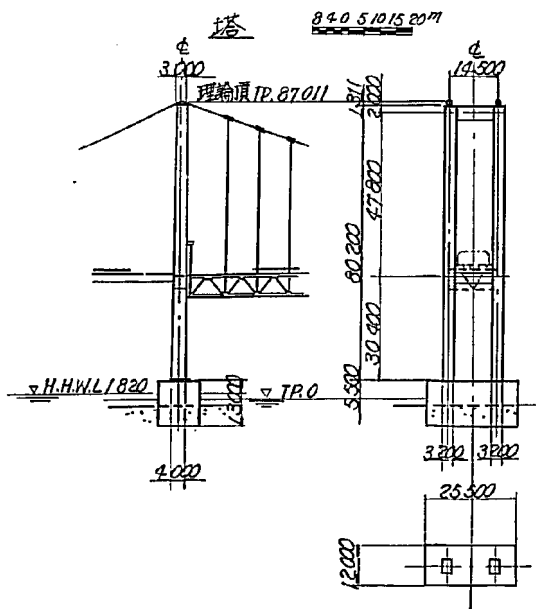
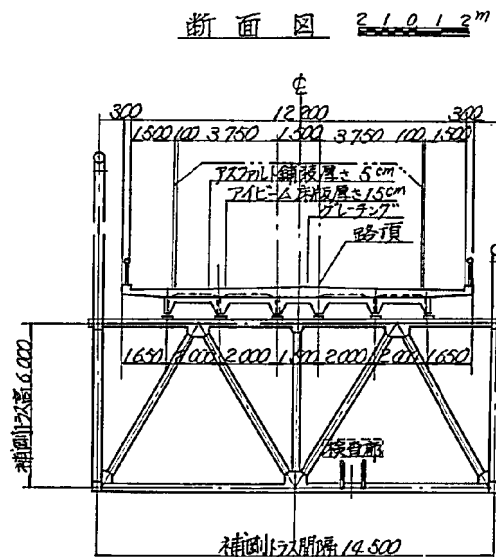
図-7 (その2) A案諸元図

工 事 名	一般国道平戸・田平線平戸大橋改修工事
図 面 名	上り構造概略図
図 面 番 号	全 16 箇の中第 11 号 第 101-07
縮 尺	
作成年月日	昭和 44 年 10 月 日
製 図 者	長崎県土木部道路課



材料表(1橋分)

1. 工部工鋼重	
吊橋部	5.237t
側塔部(平戸島側)	274t
側塔部(田平町側)	140t
合計	5.651t
2. 下部工コンクリート	
主塔基礎(2基)	7.956m³
アスカ-レンジ(2基)	28.490m³
合計	36.446m³

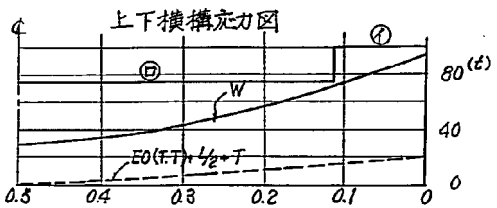
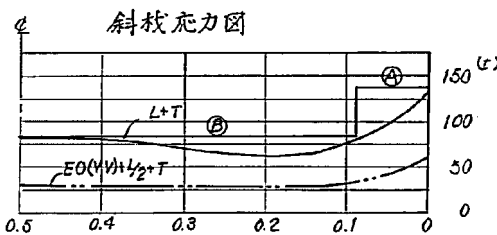
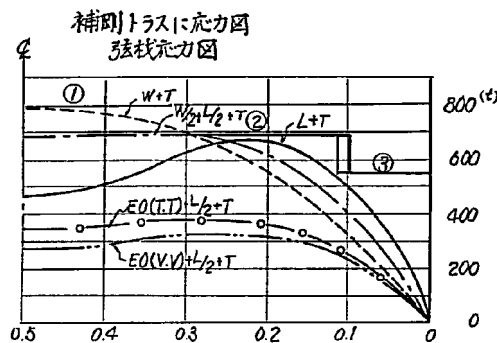
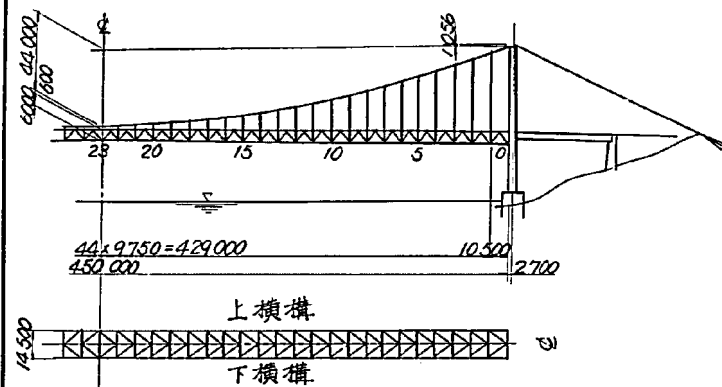


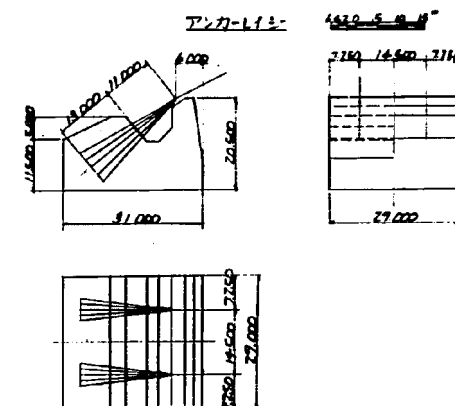
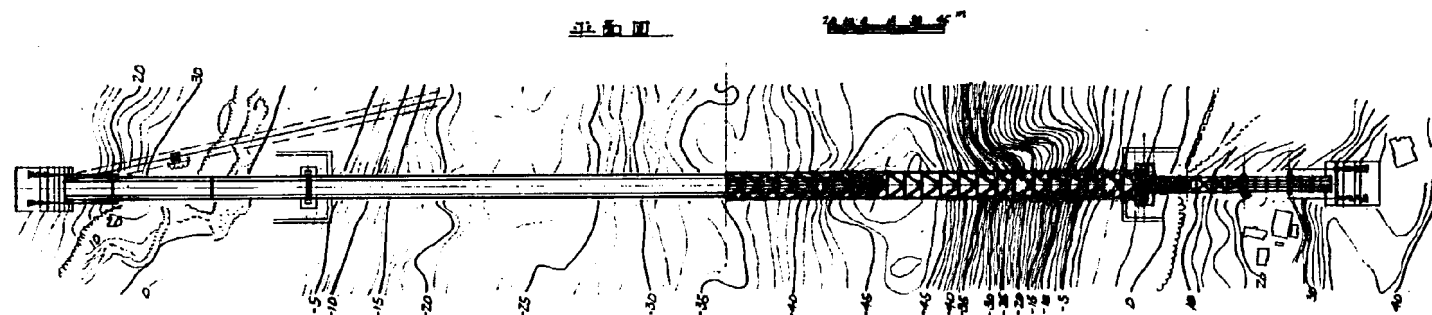
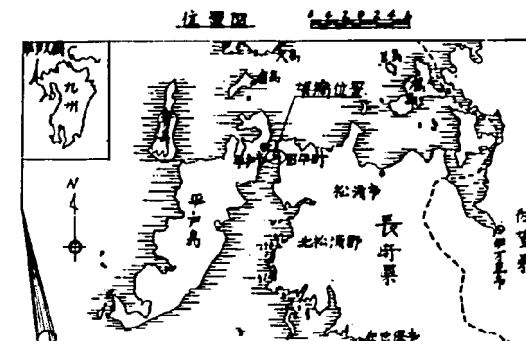
- 設計条件
- 形式: 単径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
 - 荷重:
 - 活荷重
 - 床組, 床トラス, ハンガに対して
車道: T-20
歩道: 500kg/m²
 - 補剛トラス, ケブル, 塔, アスカ-に対して
車道: 310kg/m² (グレートに載荷)
歩道: 350kg/m²
 - 衝撃係数
床組, 床トラス, ハンガに対しては, 鋼橋示による。
補剛トラス, ケブル, 塔, アスカ-に対しては考えない。
 - 風荷重
本図示分書による。但し吊橋部抗力係数は2.2とする。
 - 地震荷重
KH=0.15 KH=0.1と修正震度法で行う。
 - 温度変化の影響
+20℃を基準とし30℃とする。
 - 許容応力度
 - ケブル(平行線ケブル)
 - 弾性係数 2000000 kg/cm²
 - 許容応力度 5600 kg/cm²
 - ハンガ
 - 弾性係数 1400000 kg/cm²
 - 安全率 4.0
 - 鋼材
 - 許容引張応力度
 - SS41 1400 kg/cm²
 - SM50 1900 kg/cm²
 - SM50Y 2100 kg/cm²

- 地震許容支持力
 - 平戸島側に対して
鉛直方向: 320t/m²
横方向: 160t/m²
地震時増加率50%
 - 田平町側に対して
鉛直方向
横方向
地震時増加率50%
- 下部構造物の安定に対する安全率
 - 転倒
時: 2.0
地震時: 1.5
 - 滑動
時: 2.0
地震時: 1.5

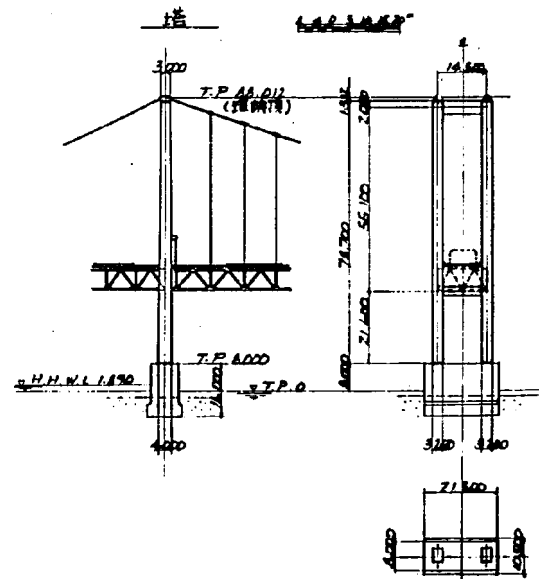
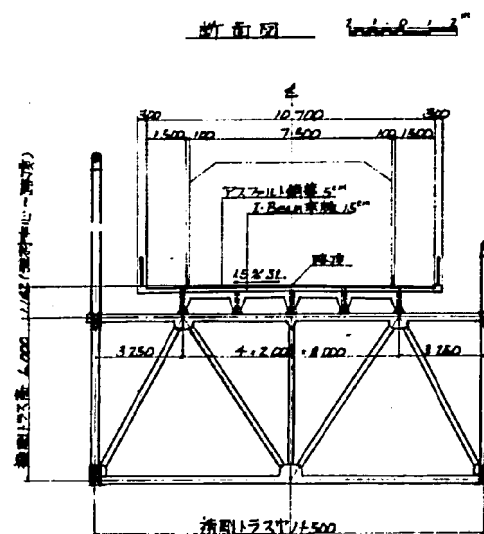
図-7(その3) B案諸元図

工事名	一般国道平戸・田平橋平戸大橋架替工事
橋名	橋梁一般図
図面番号	全3張の中間1号
縮尺	1:100, 1:800, 1:1500
作成年月日	昭和 年 月 日
設計者	
監理者	
長崎県土木部道路課	

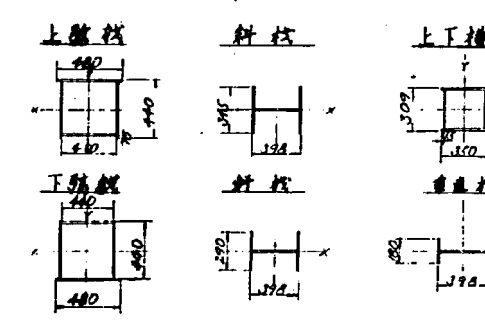
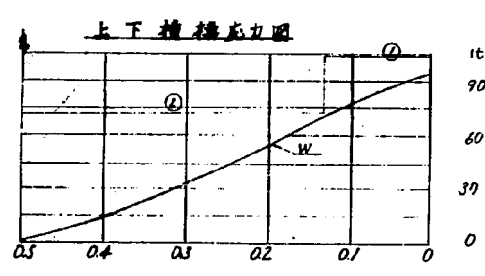
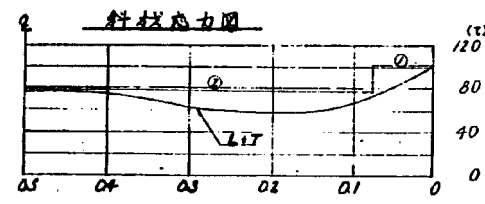
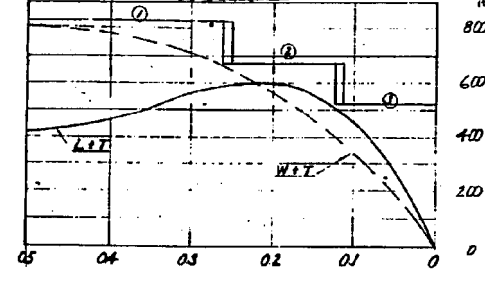
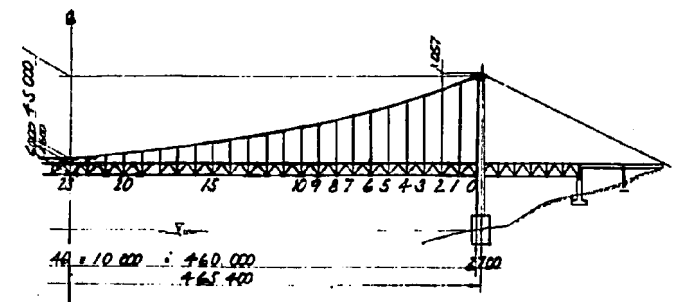




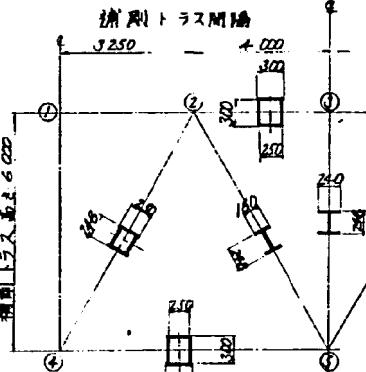
4. 地盤折減率得方
1) 平均島則に付て
減價 = 14.0 %
平均-1位 = 14.0 %
地盤時増加率 = 50 %
2) 平均島則に付て
減價 = 40 %
平均-1位 = 100 %
地盤時増加率 = 50 %
5. 下付構造物指定に付て平均率
1) 滑動
減價: 米時 2.0
地盤時 (1.5)
平均-1位: 米時 2.5
地盤時 (0.5)



工 事 名	一般道平戸・田平道平戸大妻栗園工				
開 面 名	南 部 一 般 道				
開 面 番 号	金 13 区の中環 1 号 南				
積 算	1/500	1/500	1/500		
作成年月日	昭和 46 年 11 月 日				
図 紙	原 則	概 算	算 出	図 示	図 解
長崎県土木部道路課					



部	H	A	上フランジ	下フランジ
a	670	160	220 x 14	210 x 14
b	700	175	220 x 14	210 x 14
c	730	190	240 x 14	230 x 14



部	断面	断面積 (cm²)	材質
①~③	1-Pl. 300 x 14 2-Pl. 300 x 9 1-Pl. 250 x 14	131.0	SM50
④~⑤	1-Pl. 250 x 9 2-Pl. 300 x 9 1-Pl. 300 x 9	103.50	SS41
②~④	2-Pl. 350 x 9 2-Pl. 350 x 9	86.40	SS41
②~⑤	2-Pl. 350 x 9 1-Pl. 350 x 9	53.10	SS41
③~⑤	2-Pl. 290 x 11 1-Pl. 226 x 9	73.14	SS41

部	断面	断面積 (cm²)	材質
①	1-Pl. 440 x 30 2-Pl. 440 x 30 1-Pl. 400 x 30	528.0	SM50Y
②	1-Pl. 440 x 25 2-Pl. 440 x 25 1-Pl. 400 x 25	440.0	SM50Y
③	1-Pl. 440 x 19 2-Pl. 440 x 19 1-Pl. 400 x 19	334.4	SM50Y
④	2-Pl. 340 x 14 1-Pl. 370 x 9	128.5	SS41
⑤	2-Pl. 290 x 13 1-Pl. 372 x 9	108.8	SS41
⑥	2-Pl. 350 x 12 2-Pl. 285 x 9	133.3	SS41
⑦	2-Pl. 300 x 9 2-Pl. 291 x 9	106.4	SS41
⑧	2-Pl. 180 x 9 1-Pl. 380 x 9	66.6	SS41

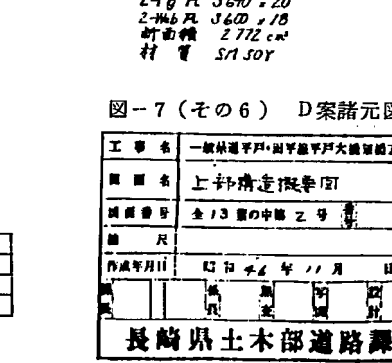
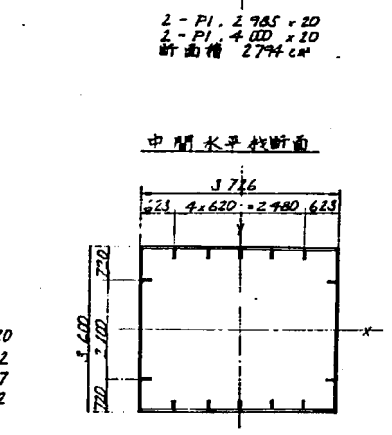
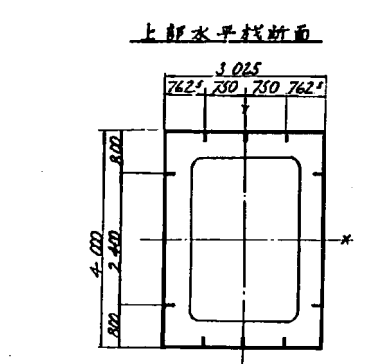
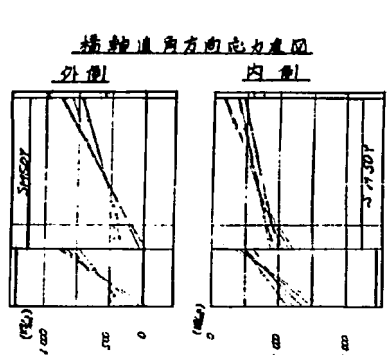
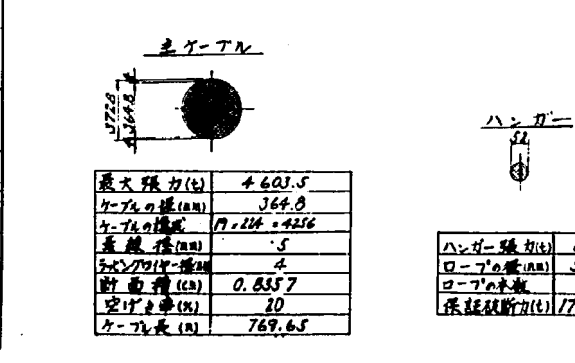
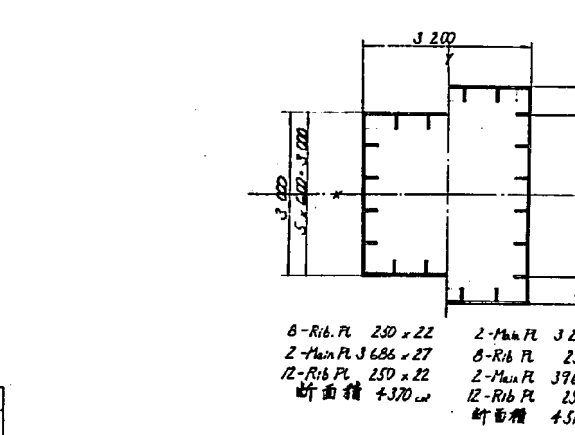
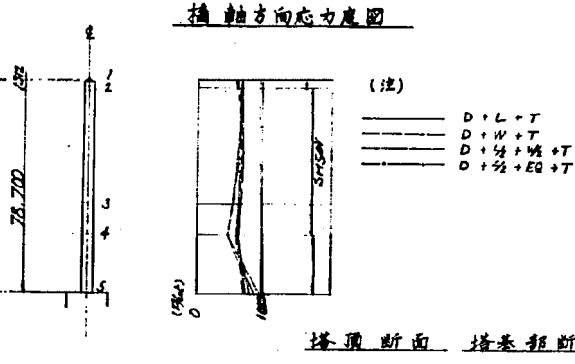
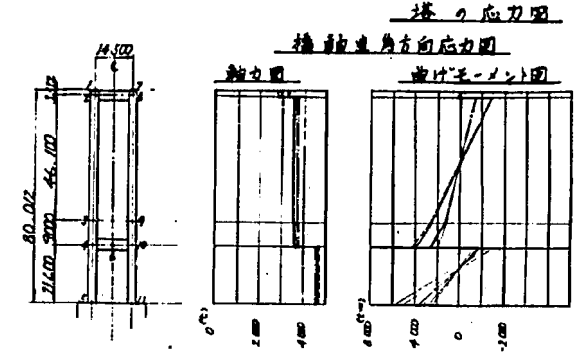


図-7 (その6) D案諸元図

工 事 名	一般国道平戸・田平平戸大橋改修工事
部 名	上部構造改修工事
図 番 号	全13図の中の第2号
尺 寸	1/100
作成年月	昭和46年11月
校 正 者	長崎県土木部道路課

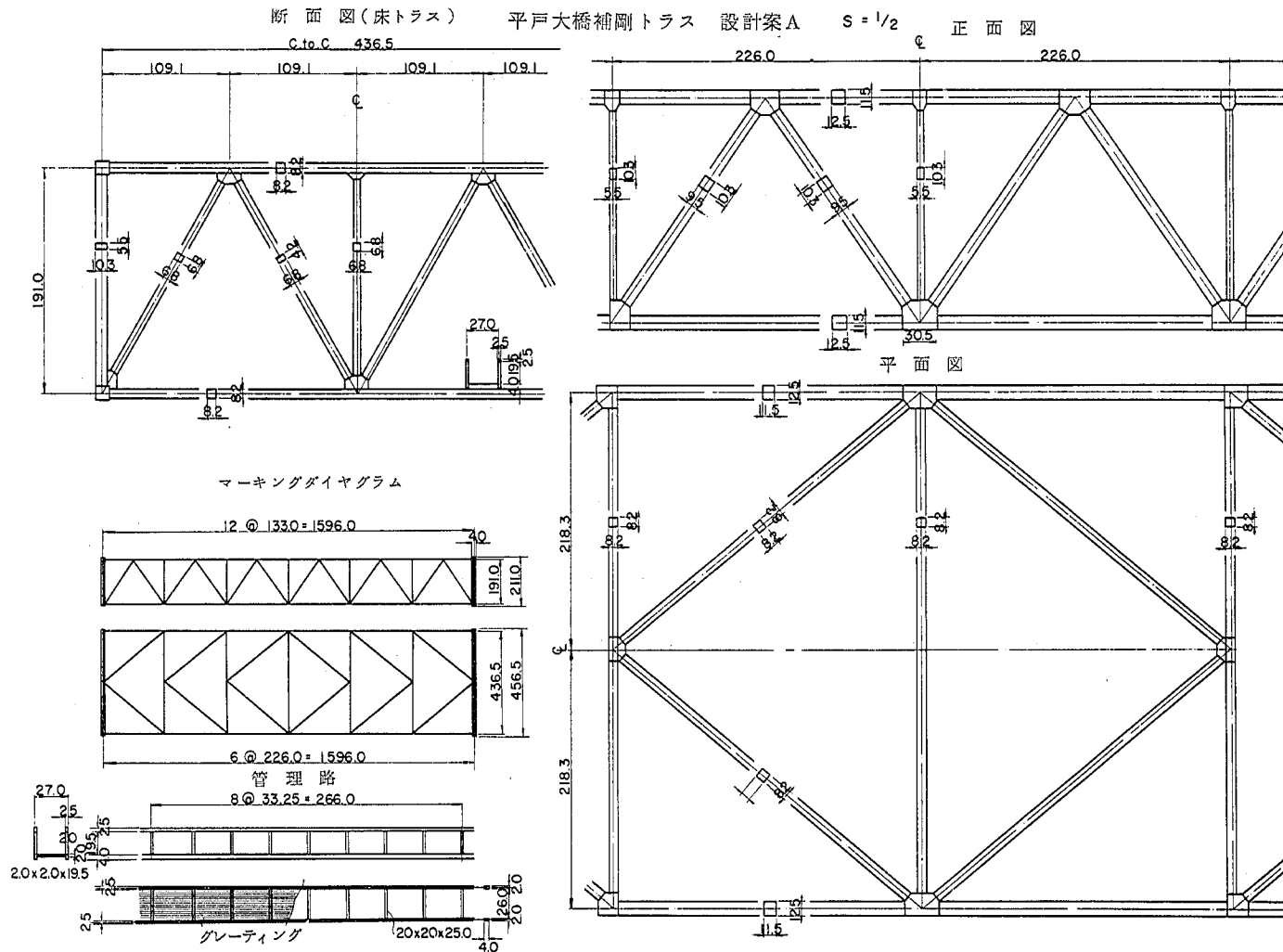
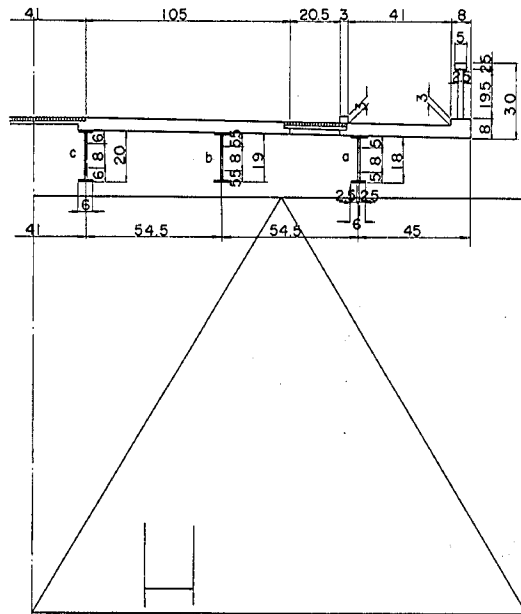


図-8(その1) 模型図(A案)



材 質

- 床版の部分はバルサ材を用いる。
- 床縦桁はアクリルとする。
- その他の部分はひのきとする。

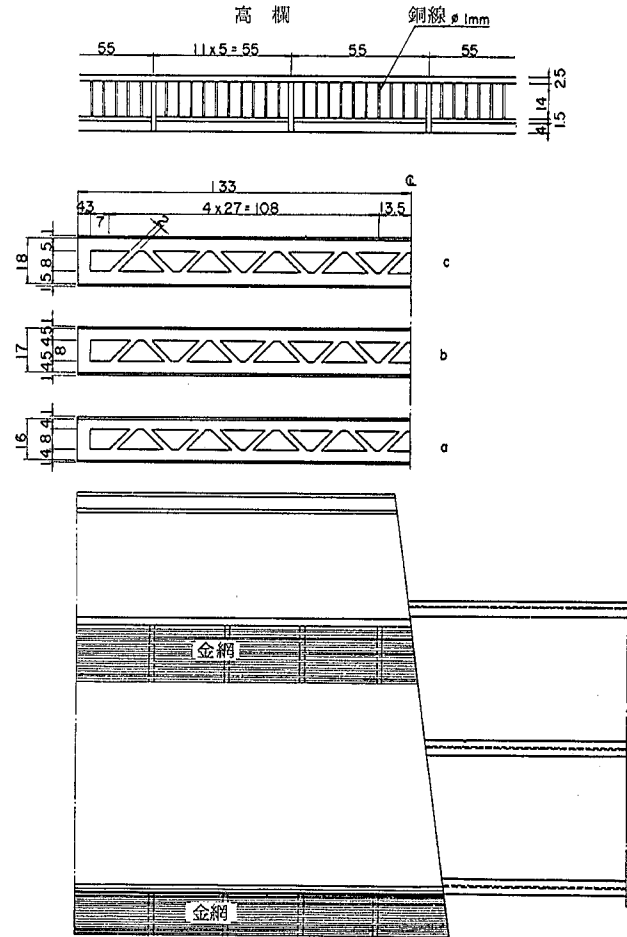


図-8 (その4) 模型図 (B案)

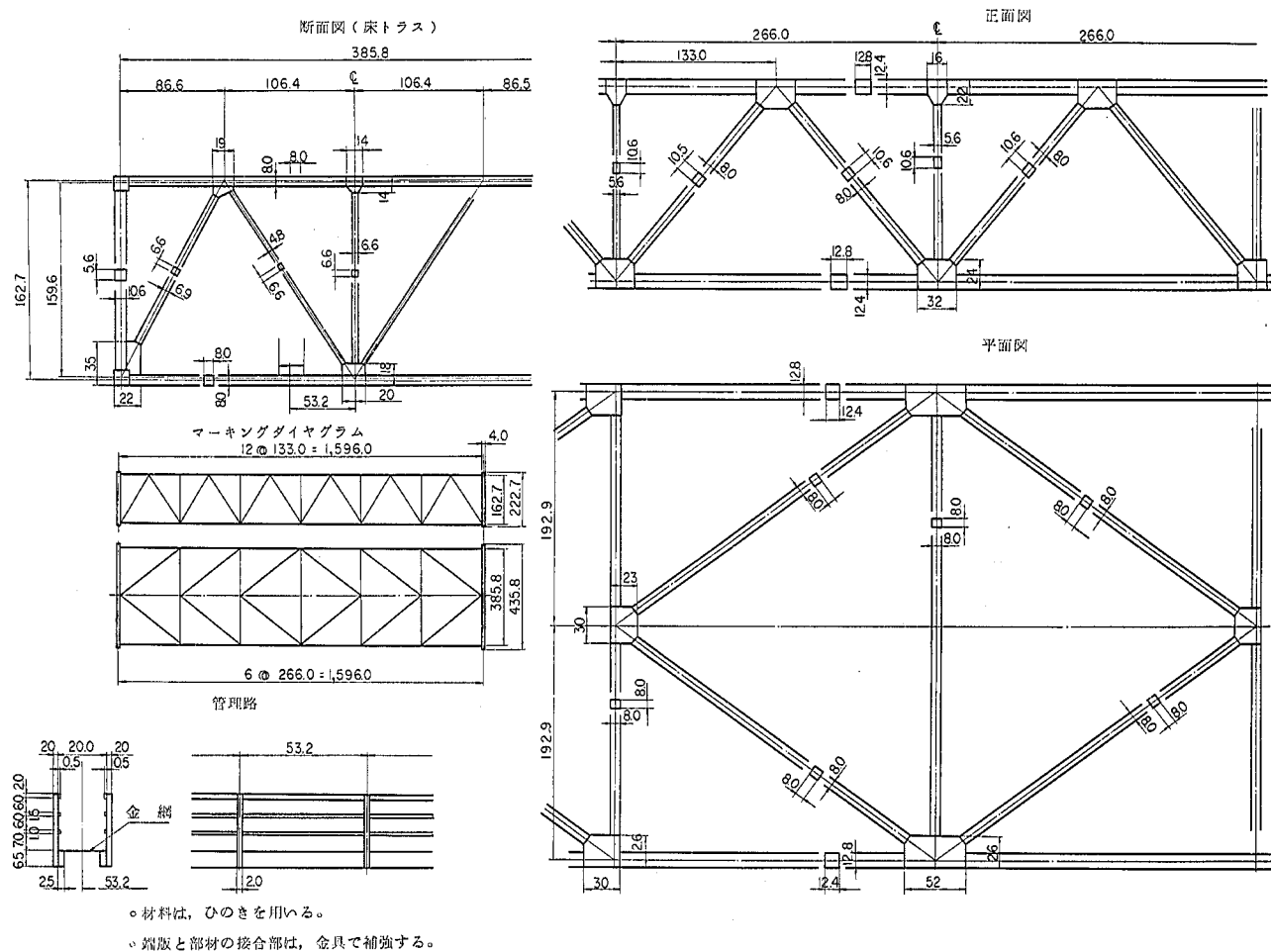
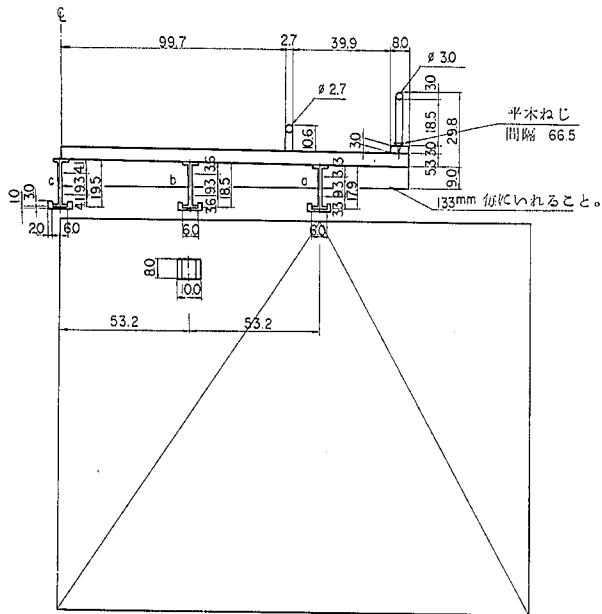
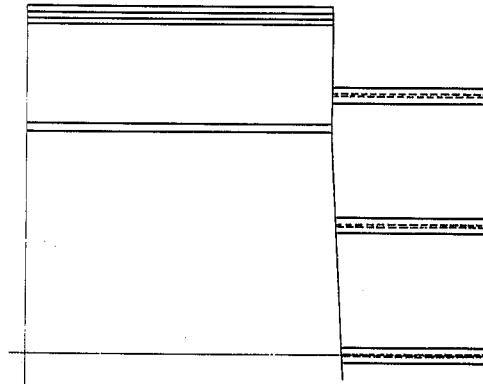


図-8 (その5) 模型図 (D案)



- 材料は、ひのきとする。
- 床縦桁は、アクリルとする。

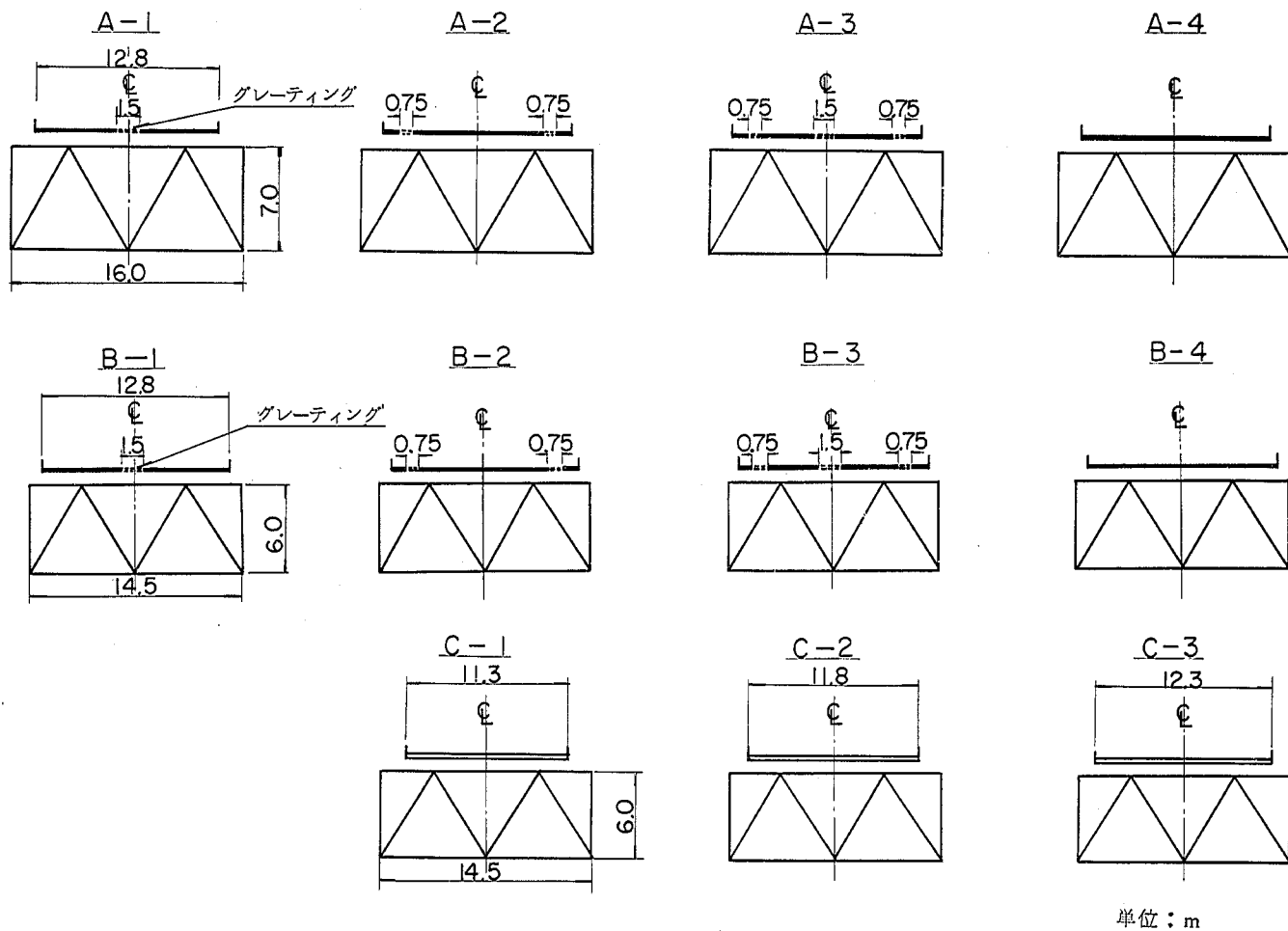


図-9 模型の種類

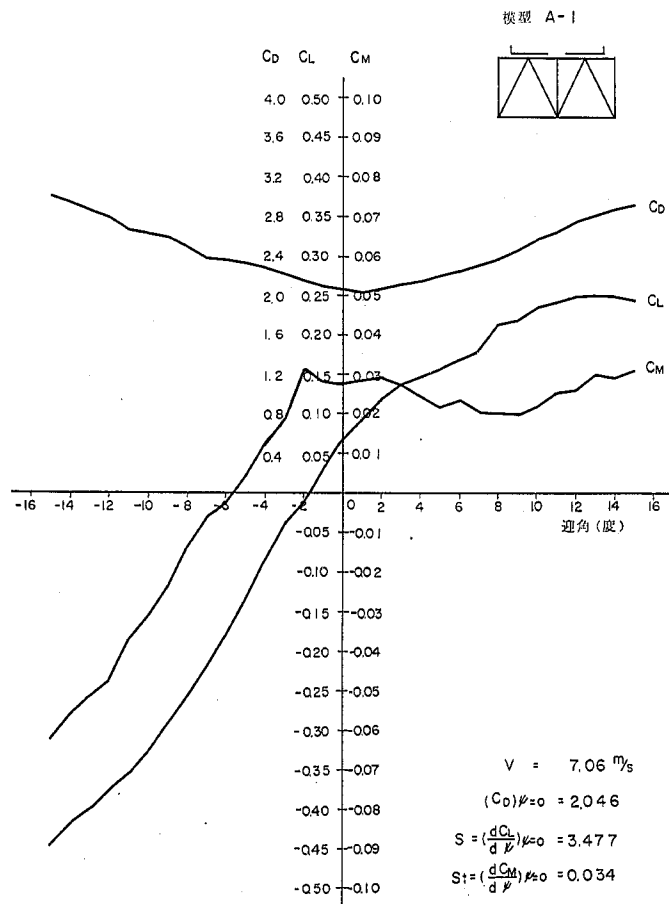


図-10 (その1) 3分力係数

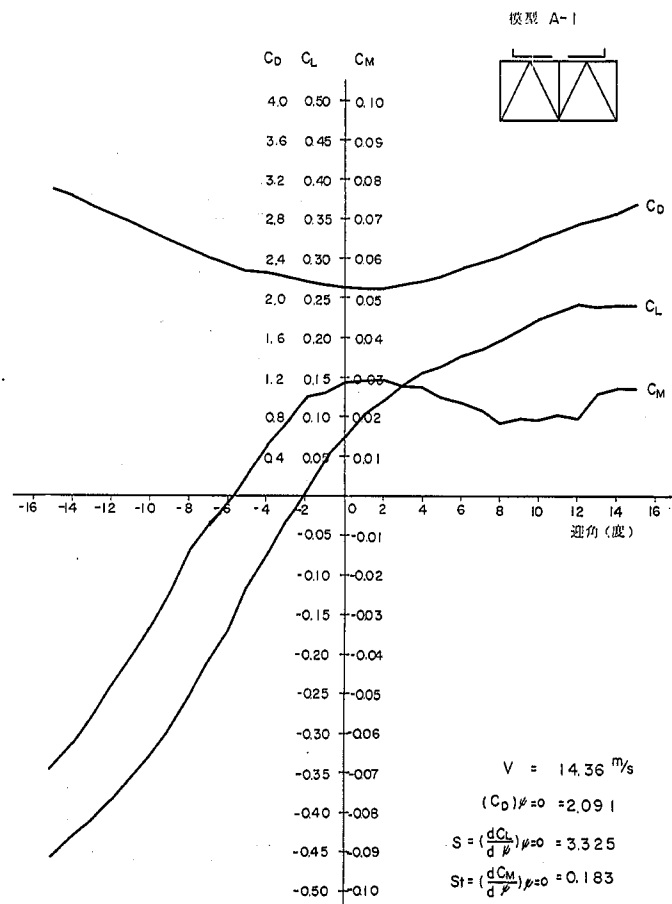


図-10 (その2) 3分力係数

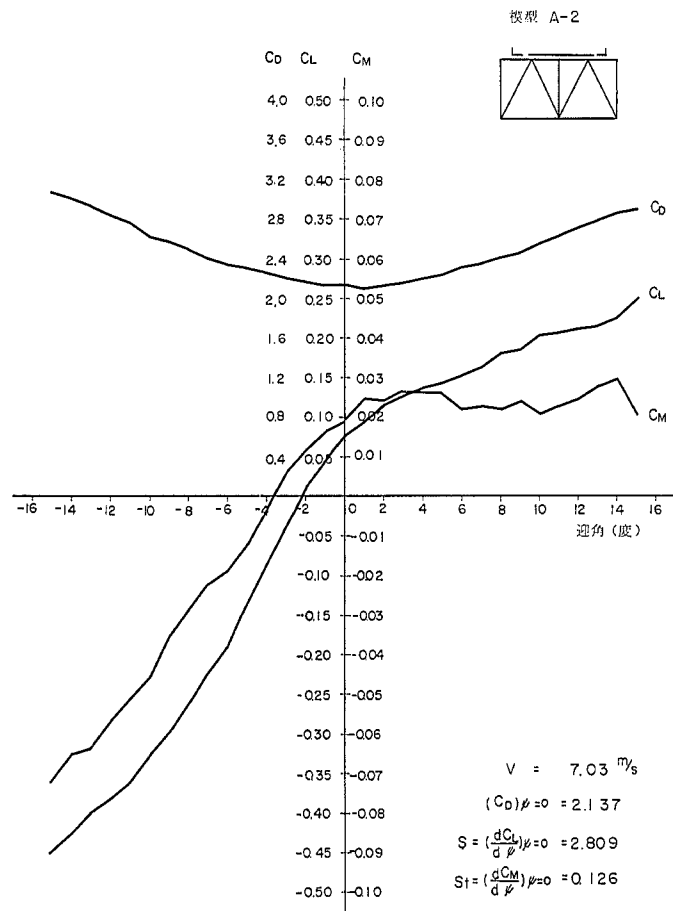


図-10 (その3) 3分力係数

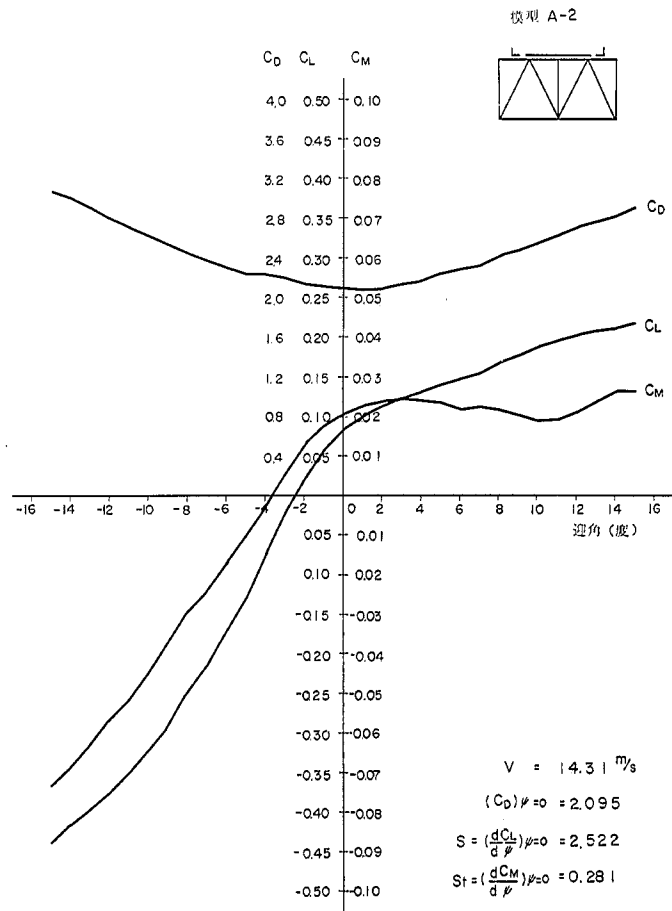


図-10 (その4) 3分力係数

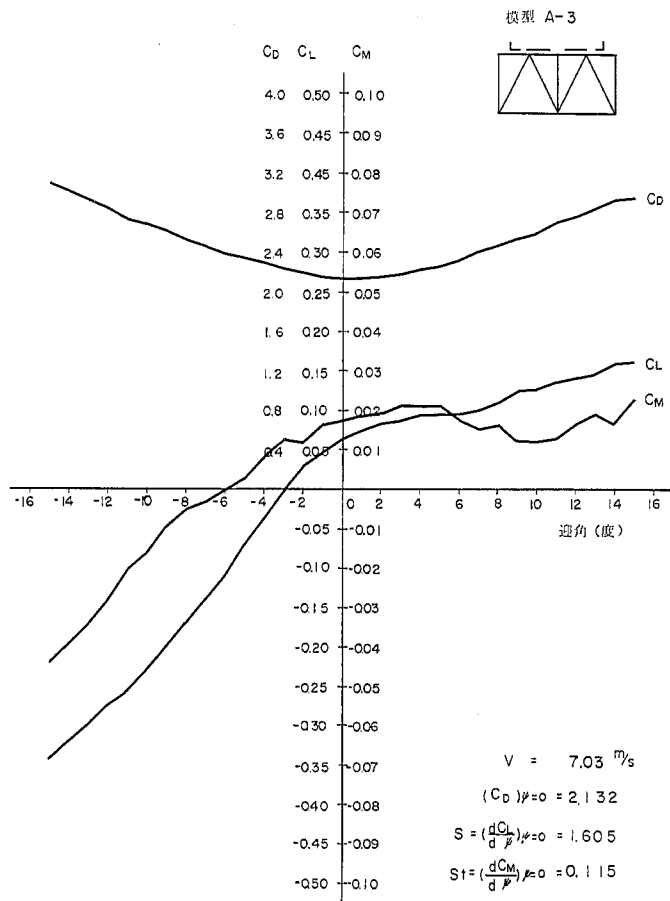


図-10 (その5) 3分力係数

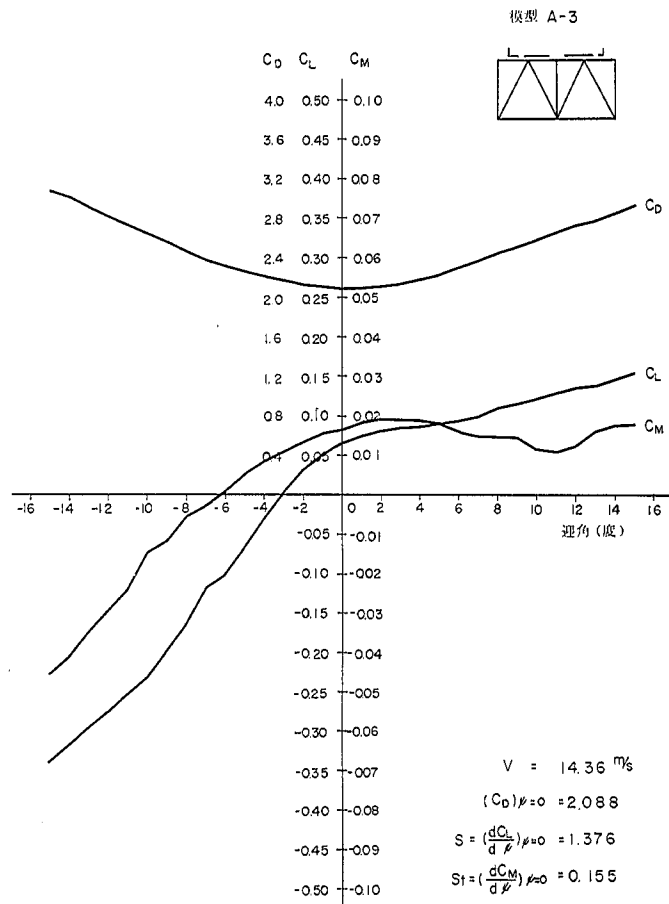


図-10 (その6) 3分力係数

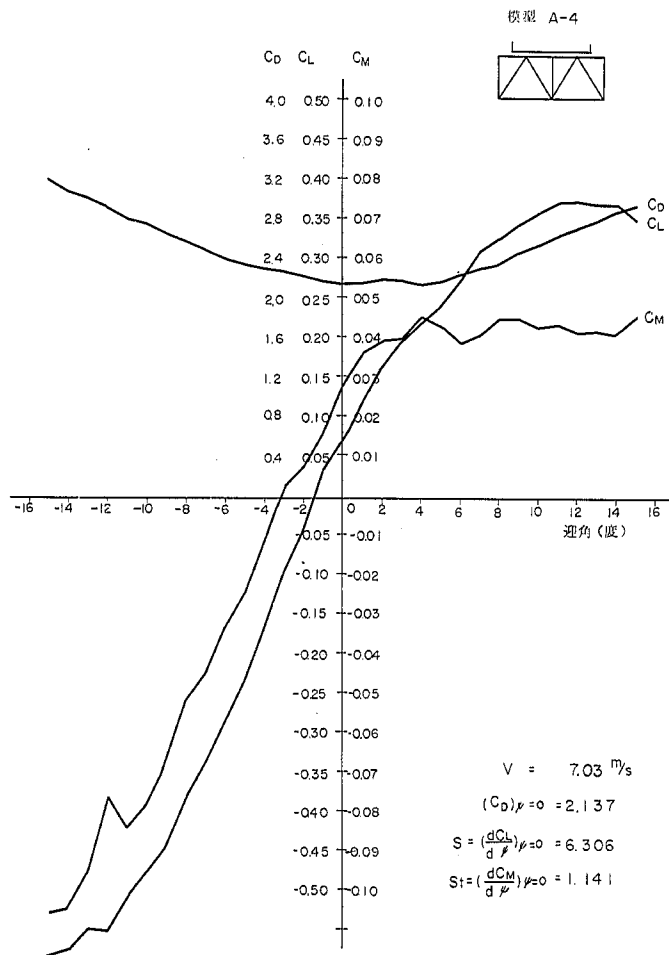


図-10 (その7) 3分力係数

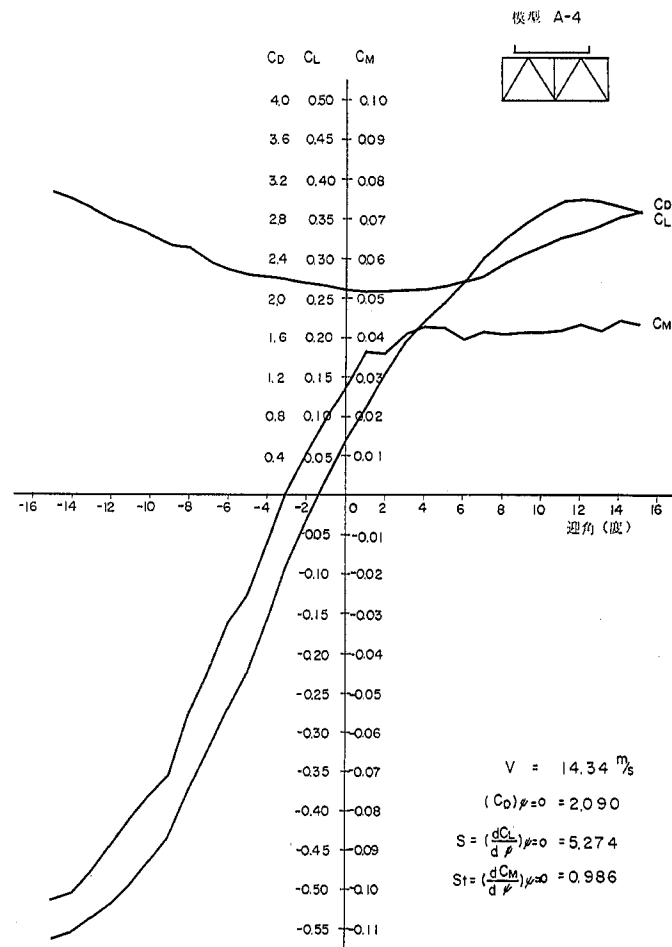


図-10 (その8) 3分力係数

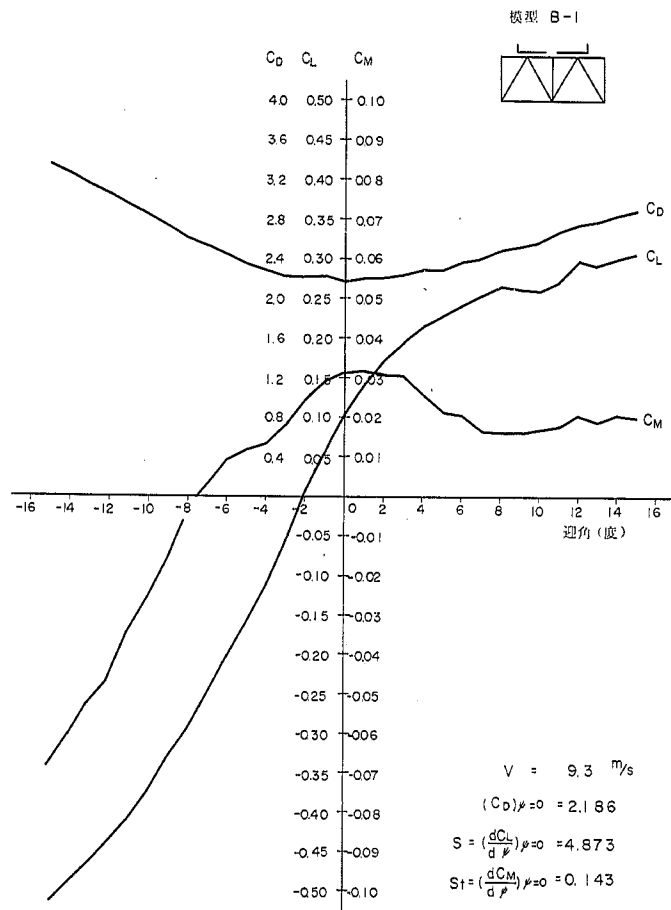


図-10 (その9) 3分力係数

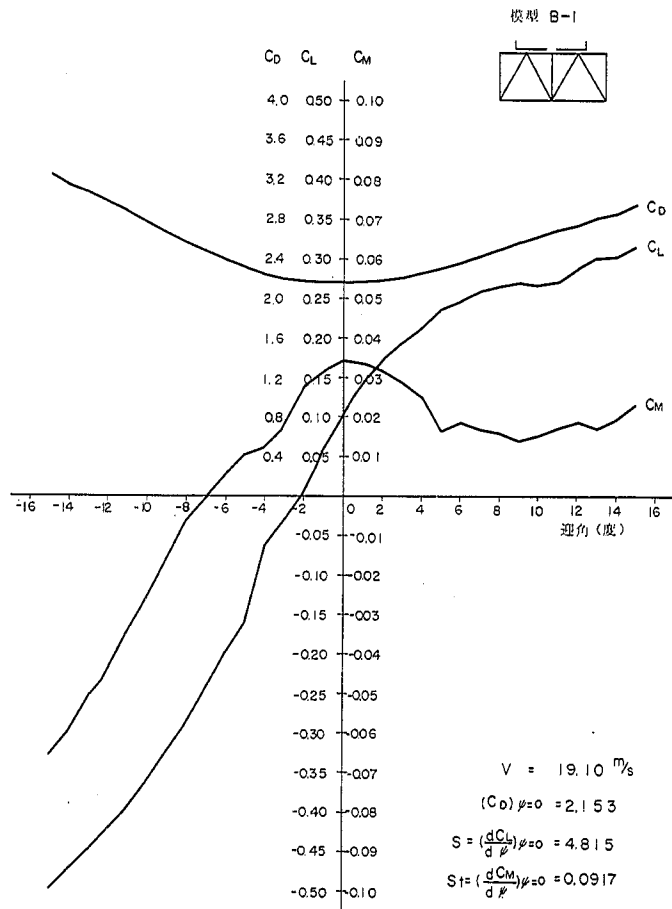


図-10 (その10) 3分力係数

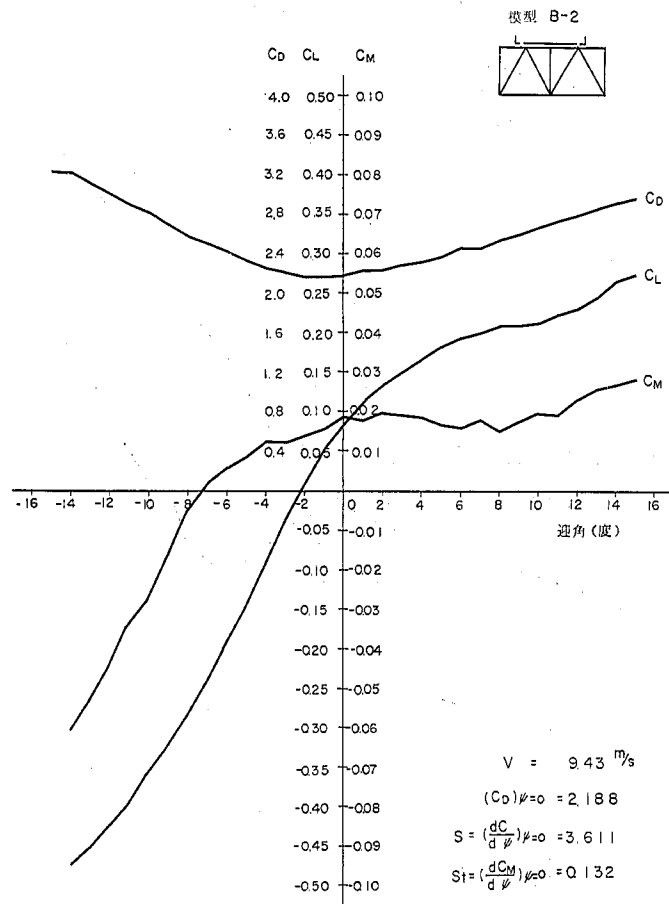


図-10 (その11) 3分力係数

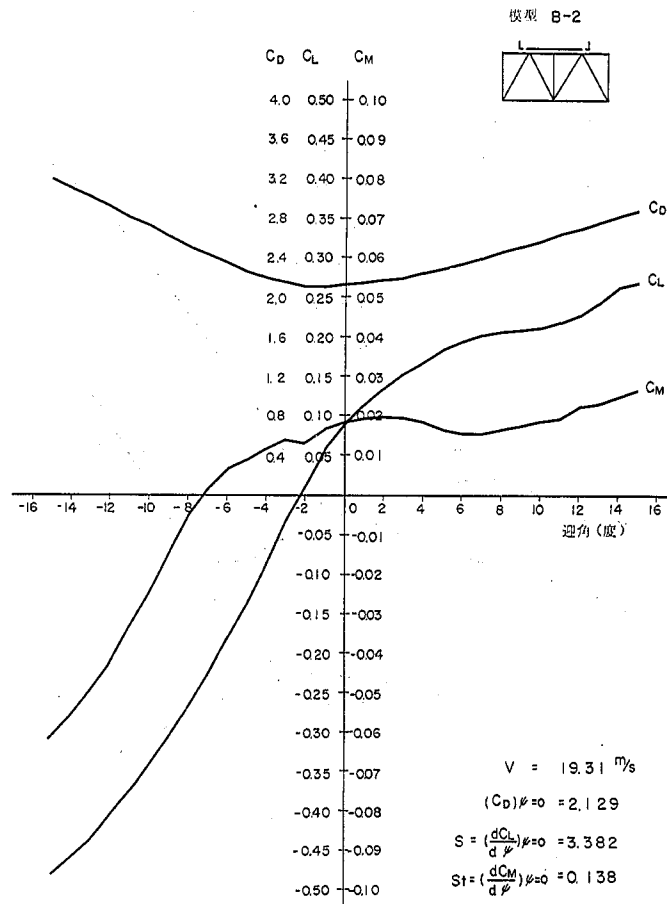


図-10 (その12) 3分力係数

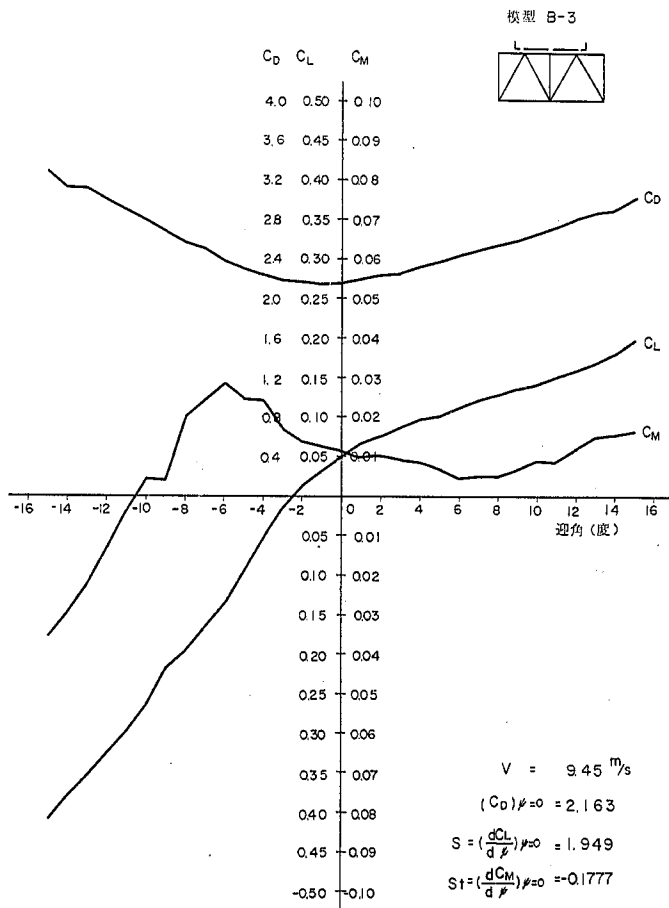


図-10 (その13) 3分力係数

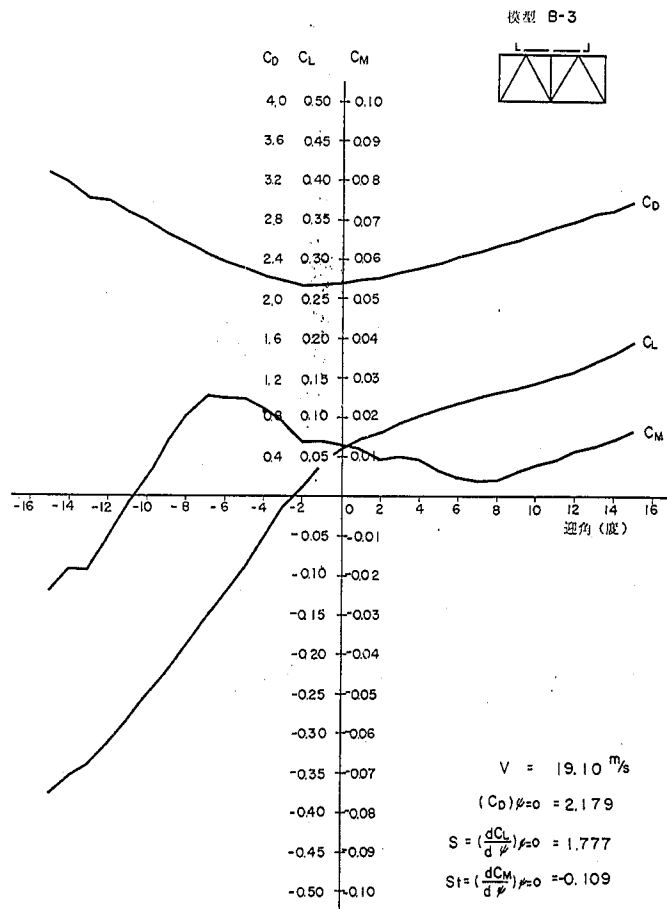


図-10 (その14) 3分力係数

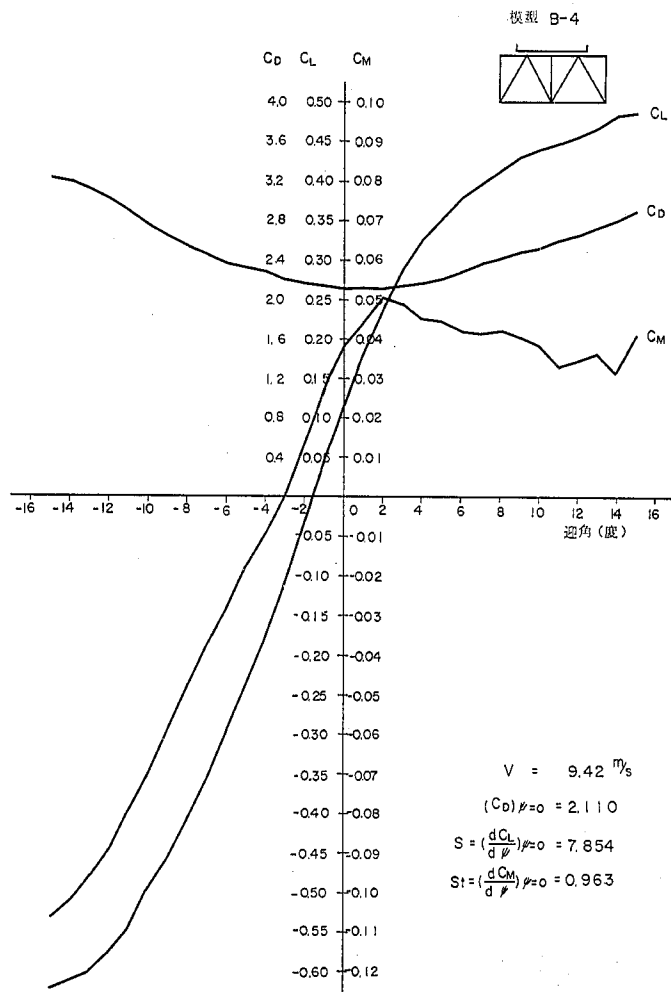


図-10 (その15) 3分力係数

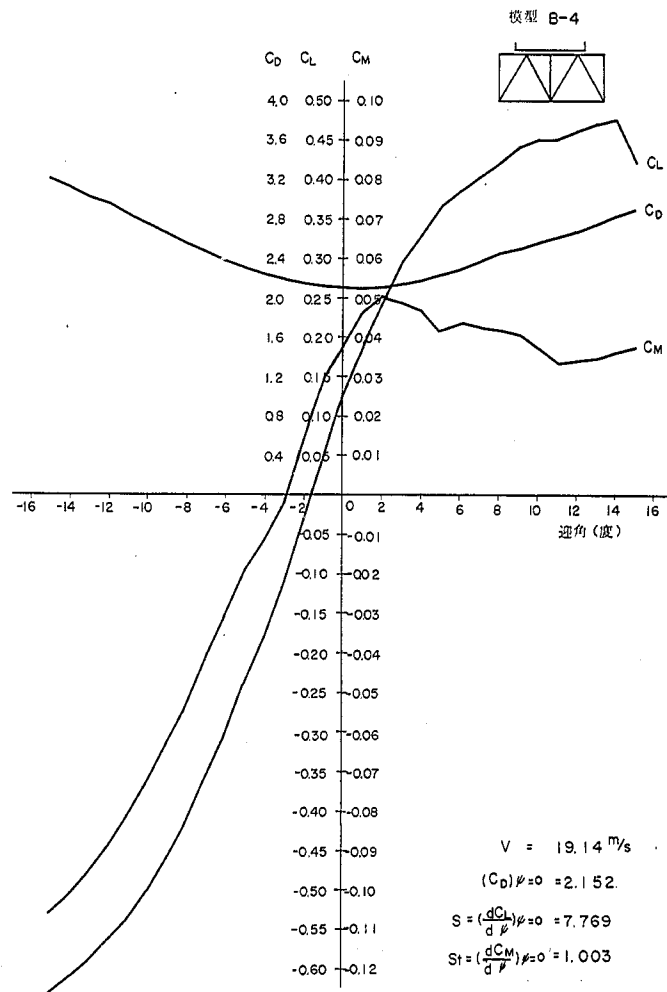


図-10 (その16) 3分力係数

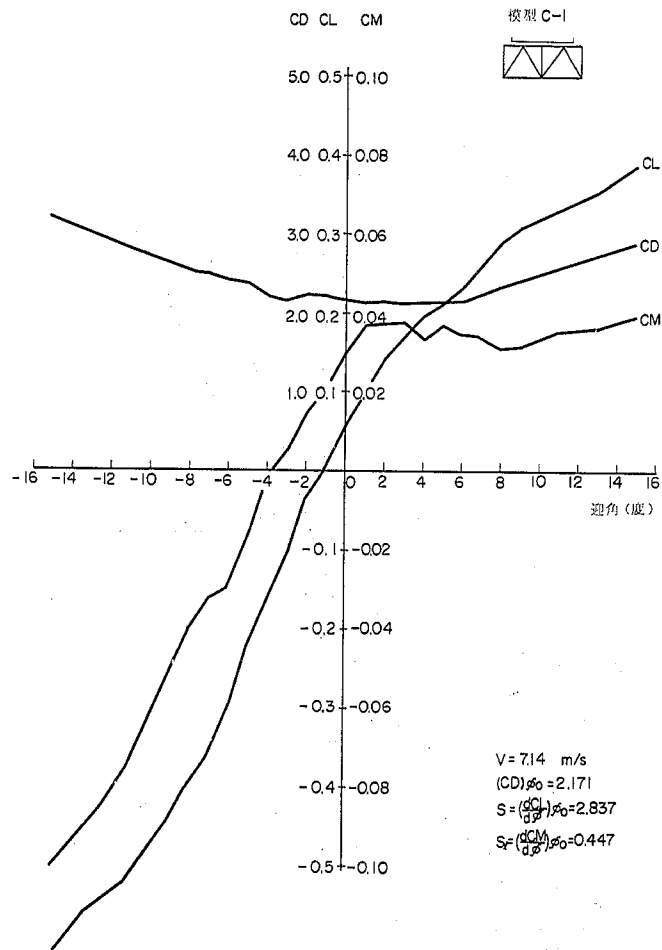


図-10 (その17) 3分力係数

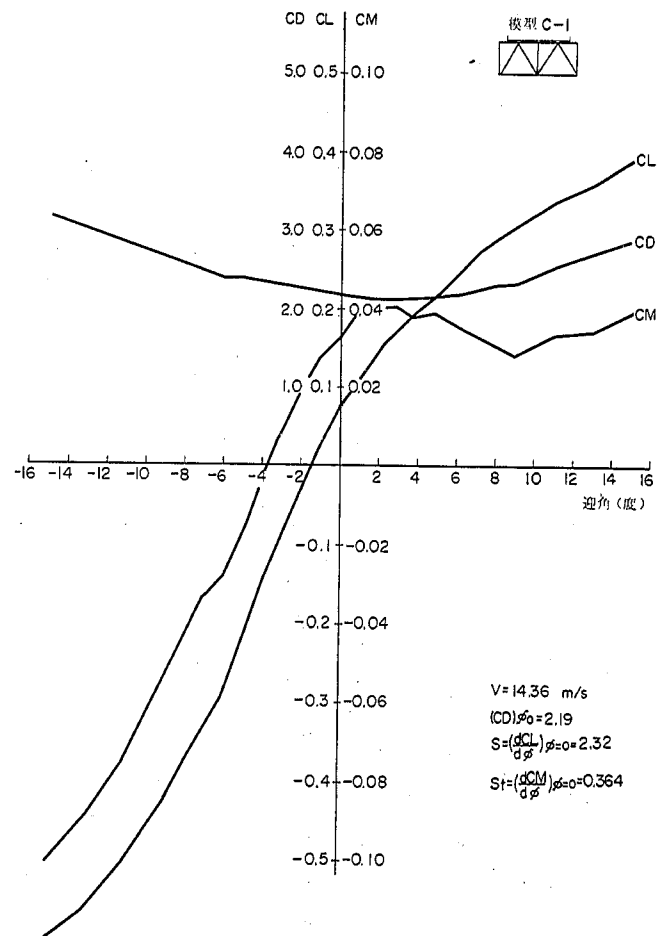


図-10 (その18) 3分力係数

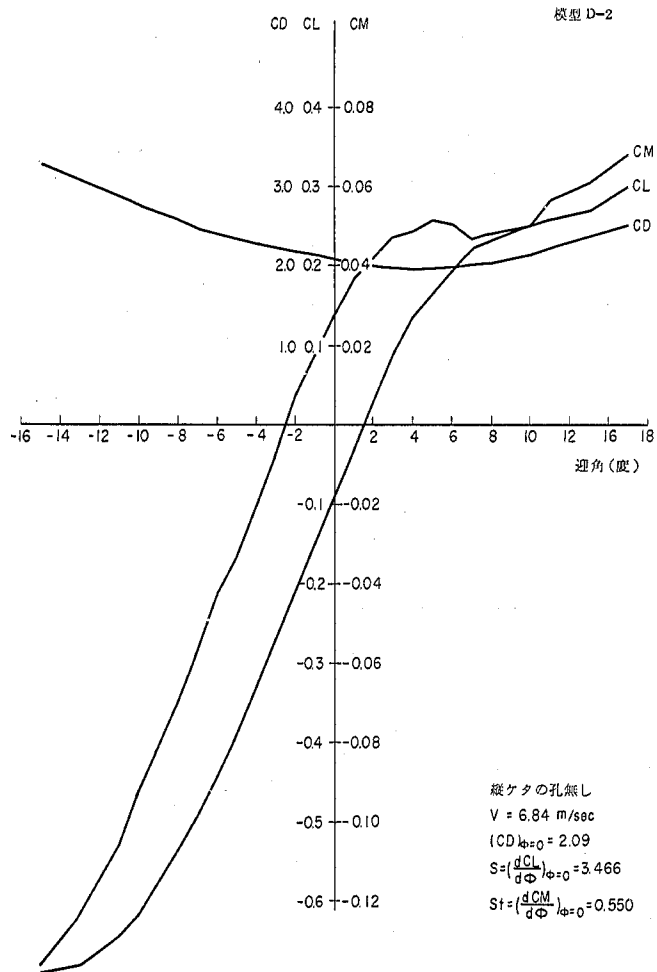


図-10 (その19) 3分力係数

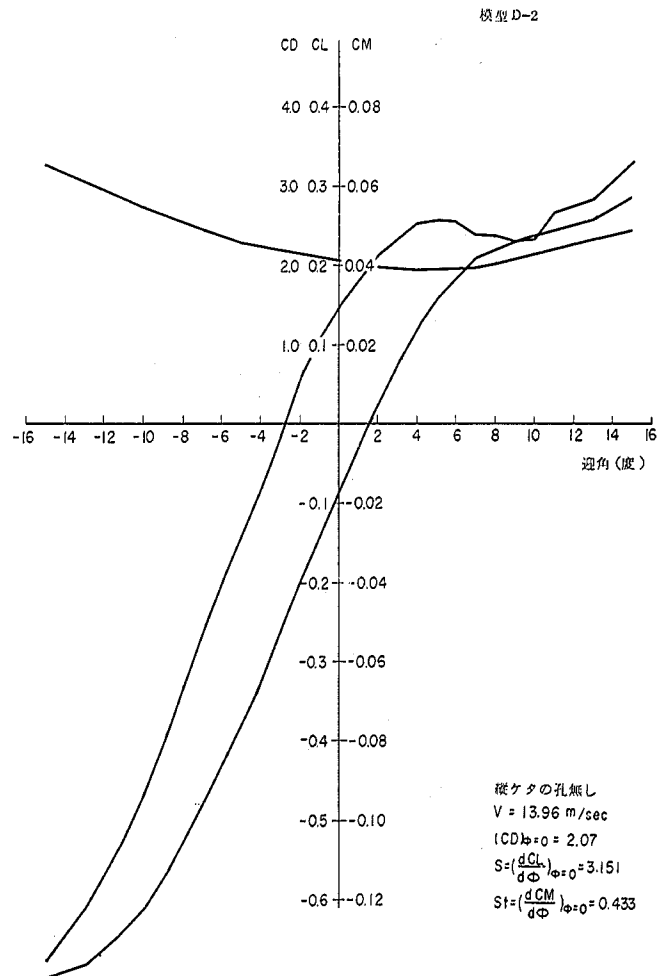


図-10 (その20) 3分力係数

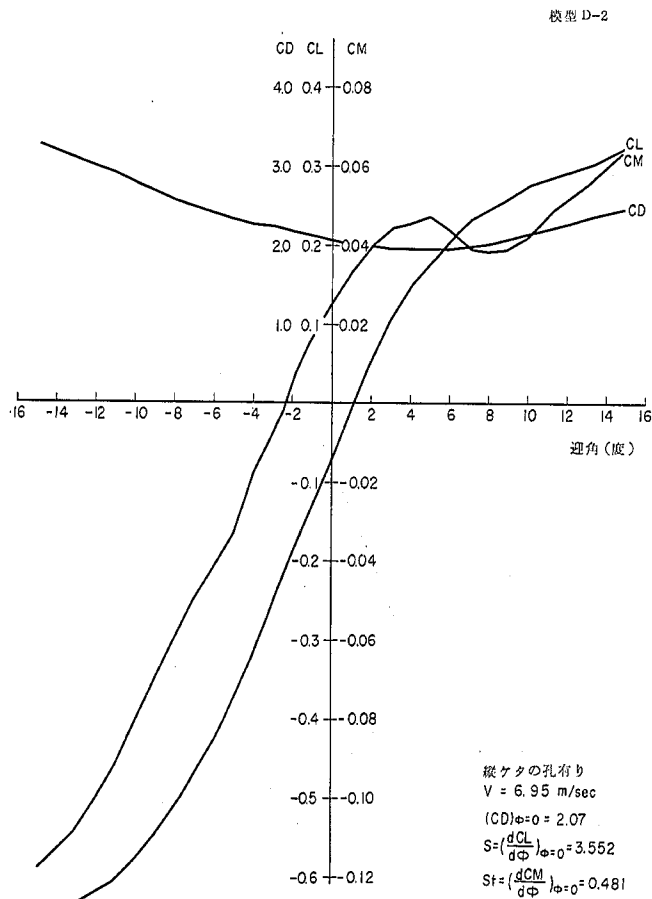


図-10 (その 21) 3 分力係数

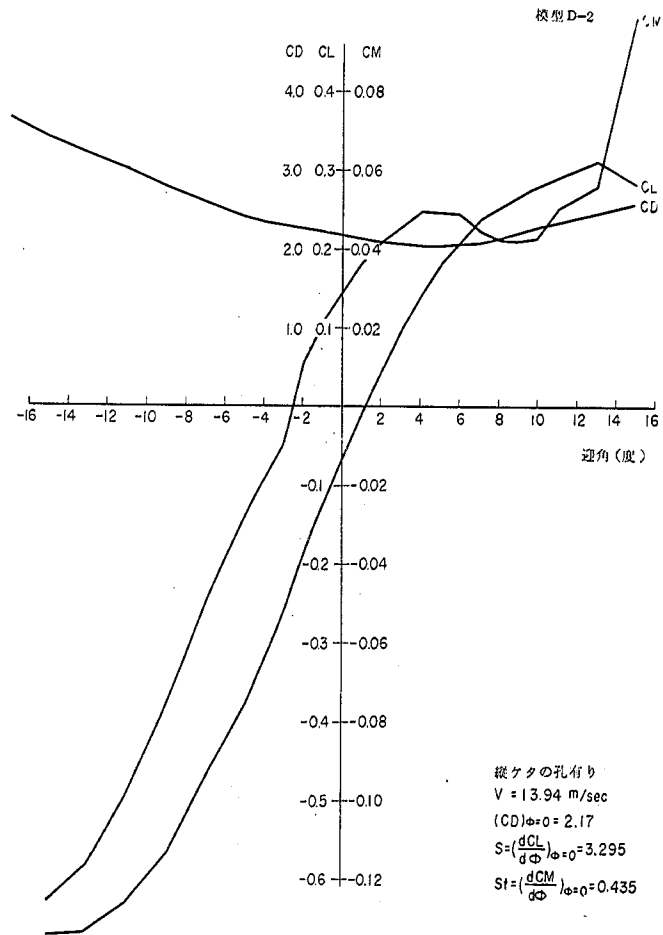


図-10 (その 22) 3 分力係数

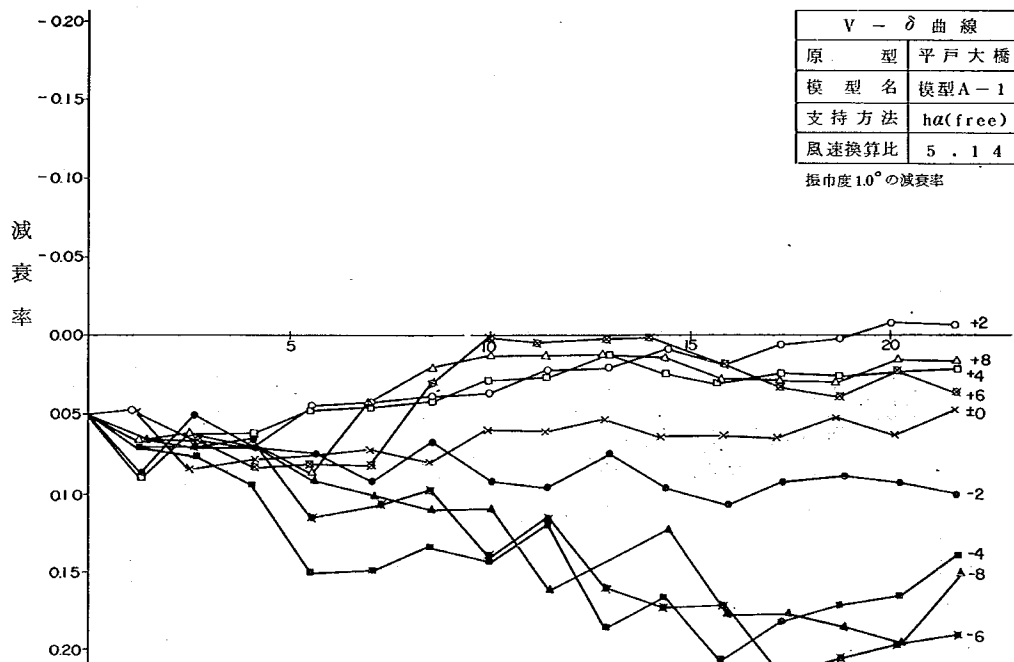


図-11(その1) 風速・減衰率曲線

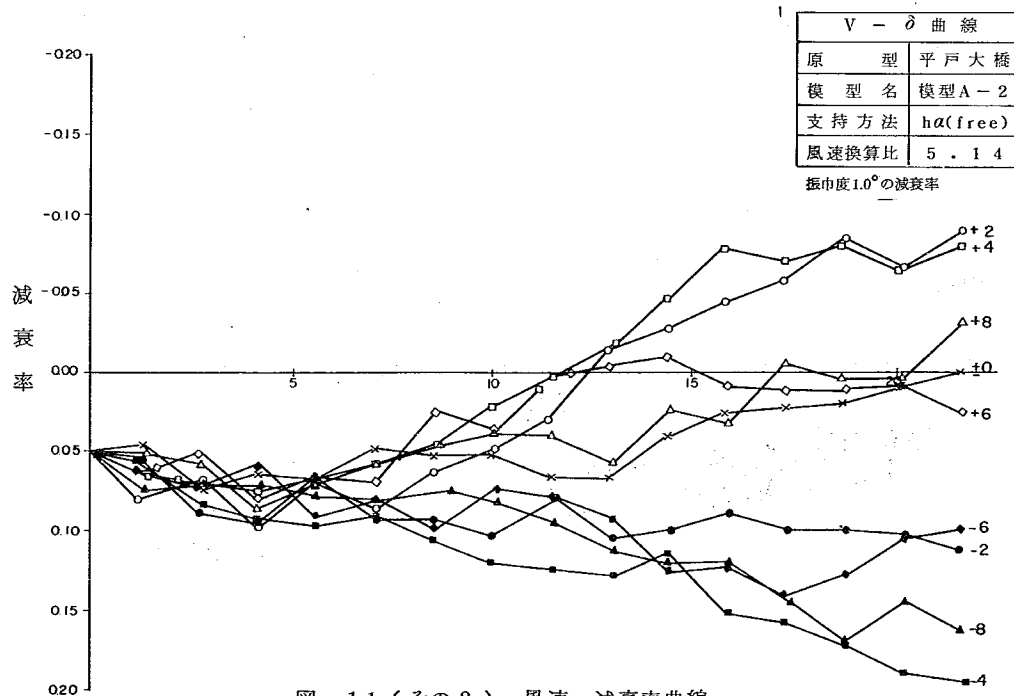


図-11(その2) 風速・減衰率曲線

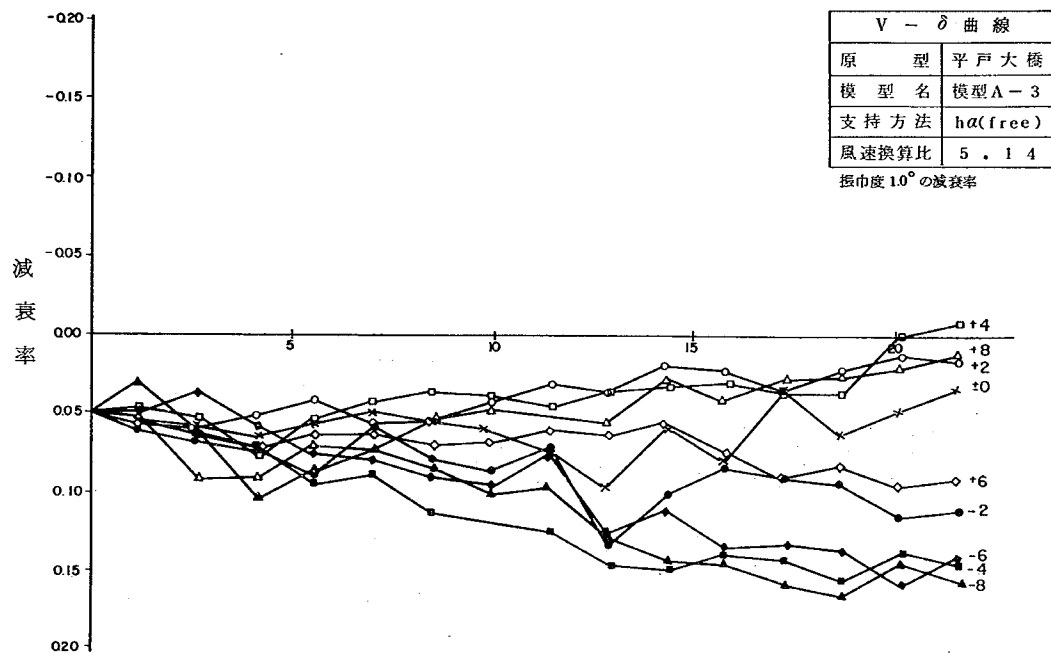


図-11 (その3) 風速・減衰率曲線

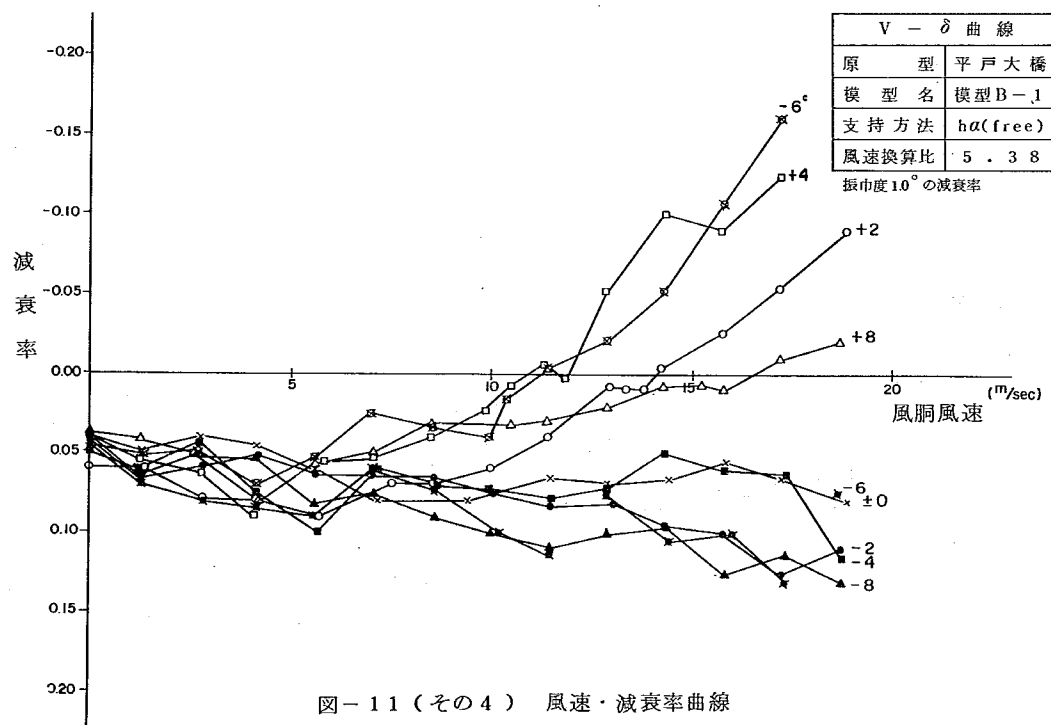
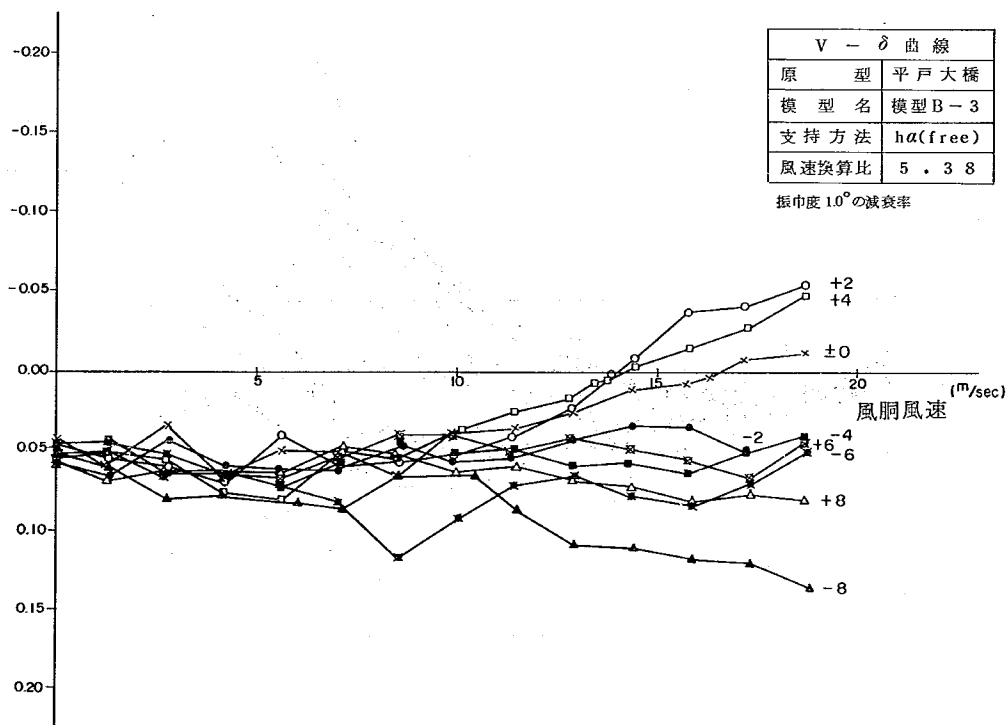
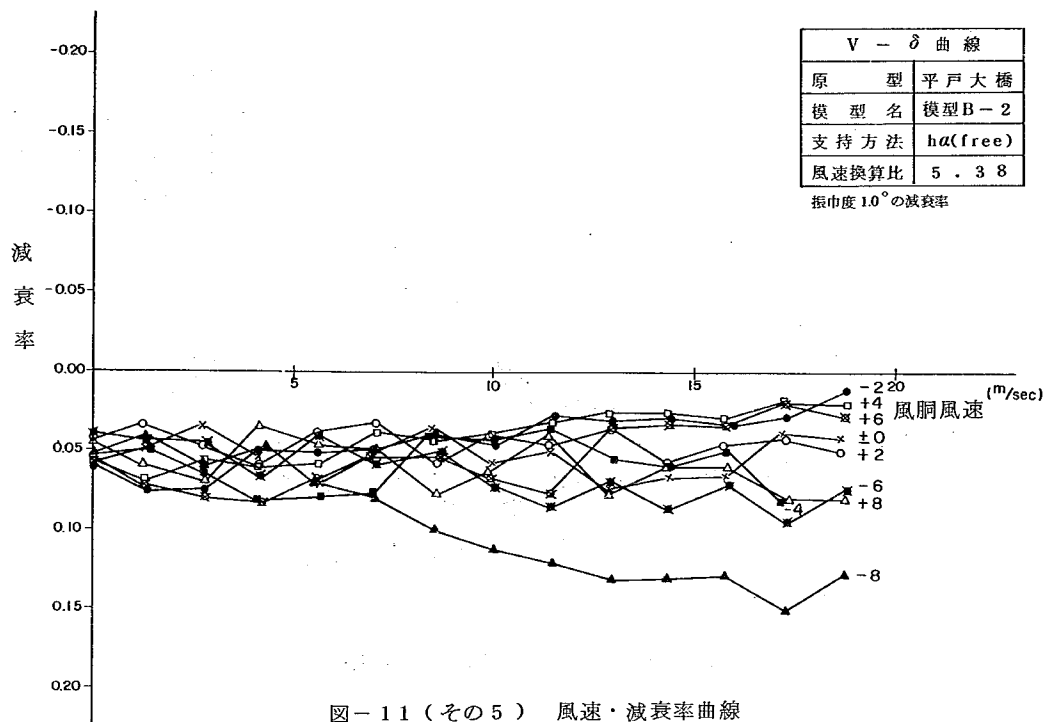
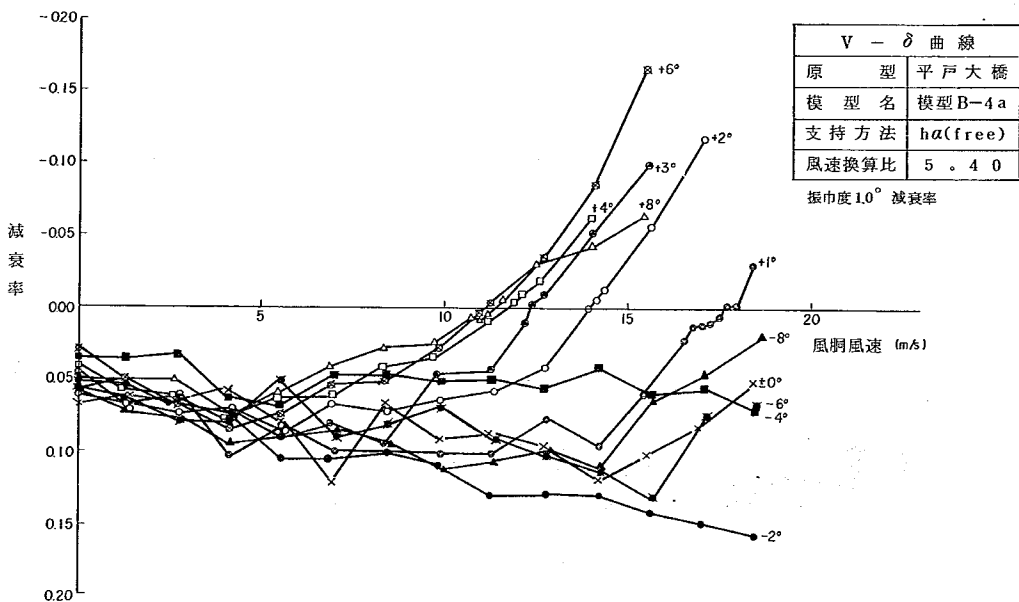
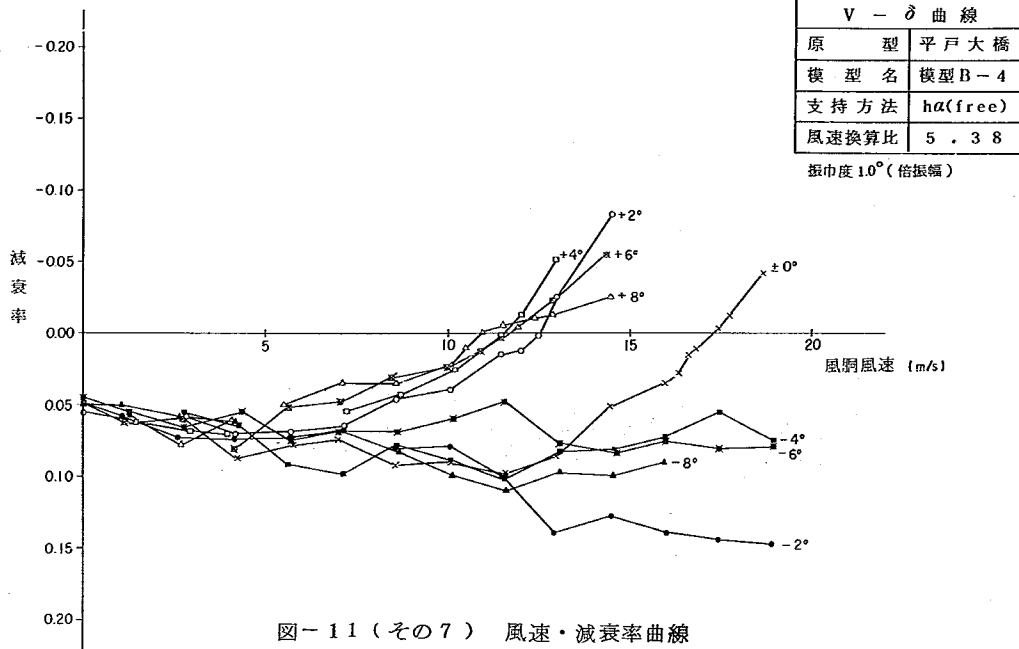
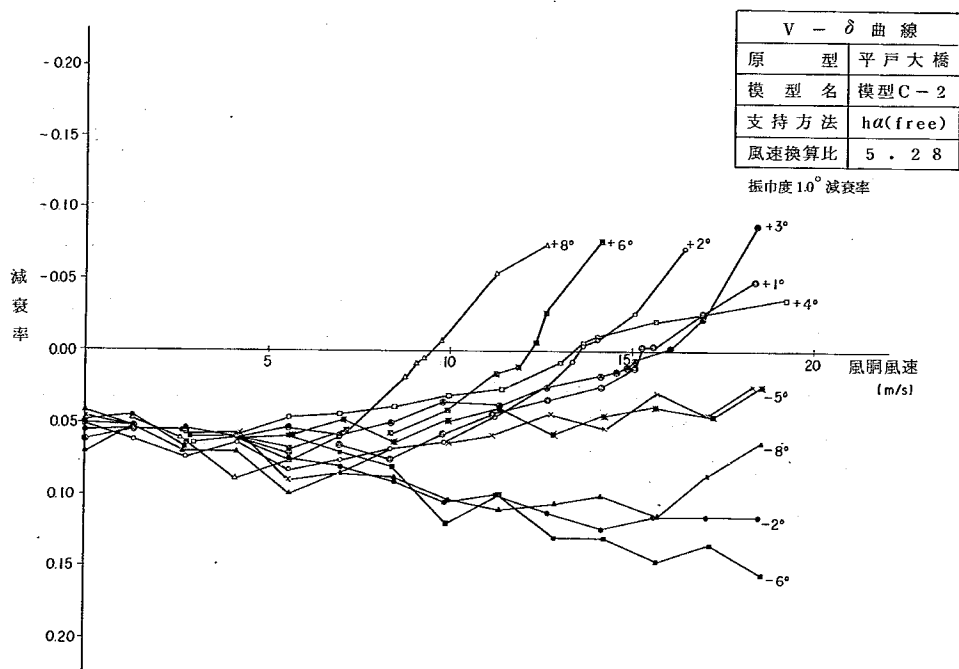
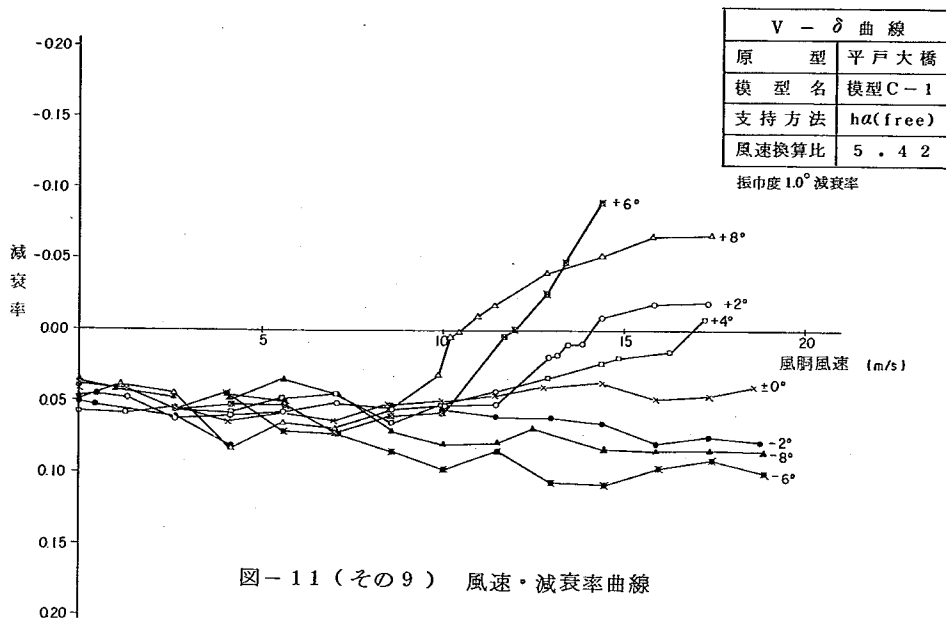


図-11 (その4) 風速・減衰率曲線







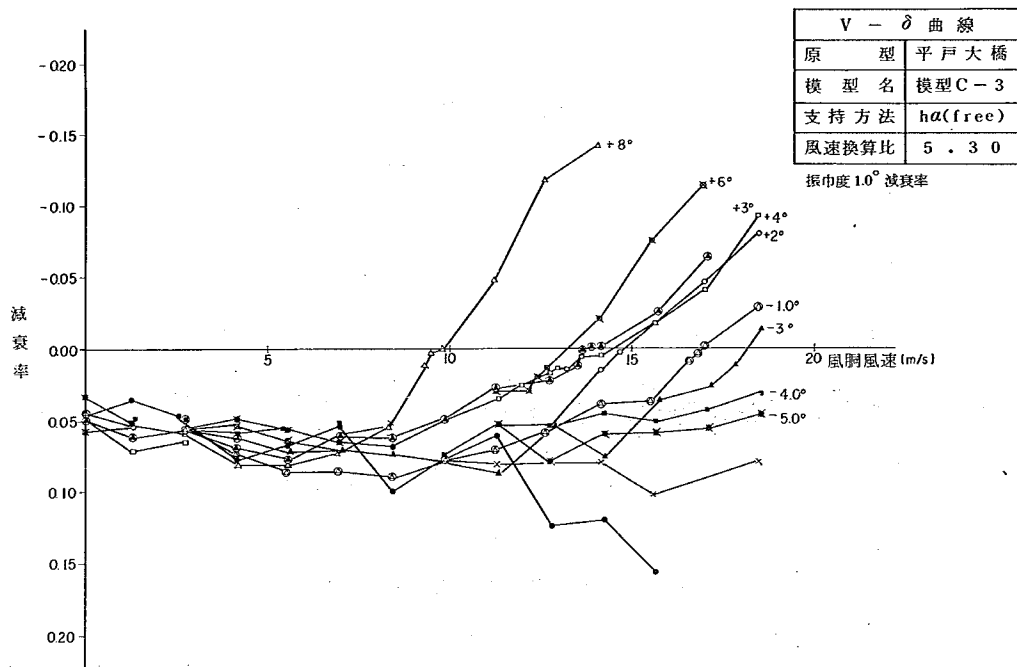


図-11 (その11) 風速・減衰率曲線

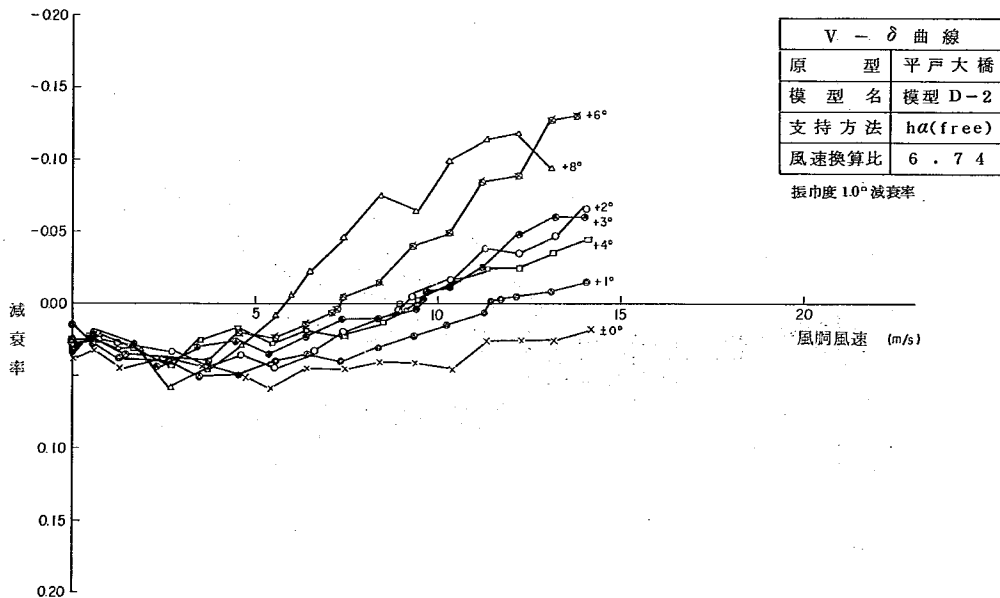


図-11 (その12) 風速・減衰率曲線

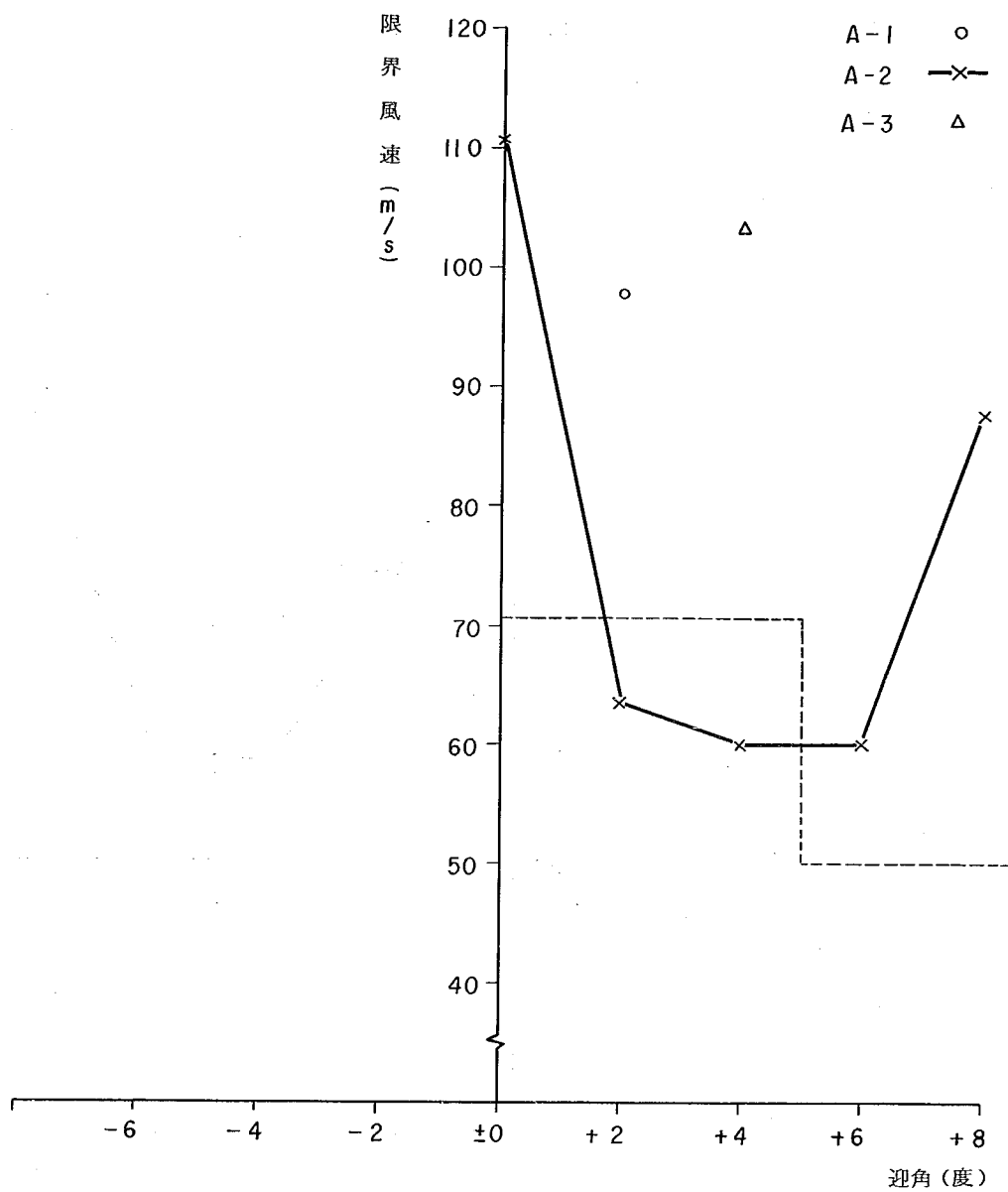


図-12 (その1) 迎角と限界風速

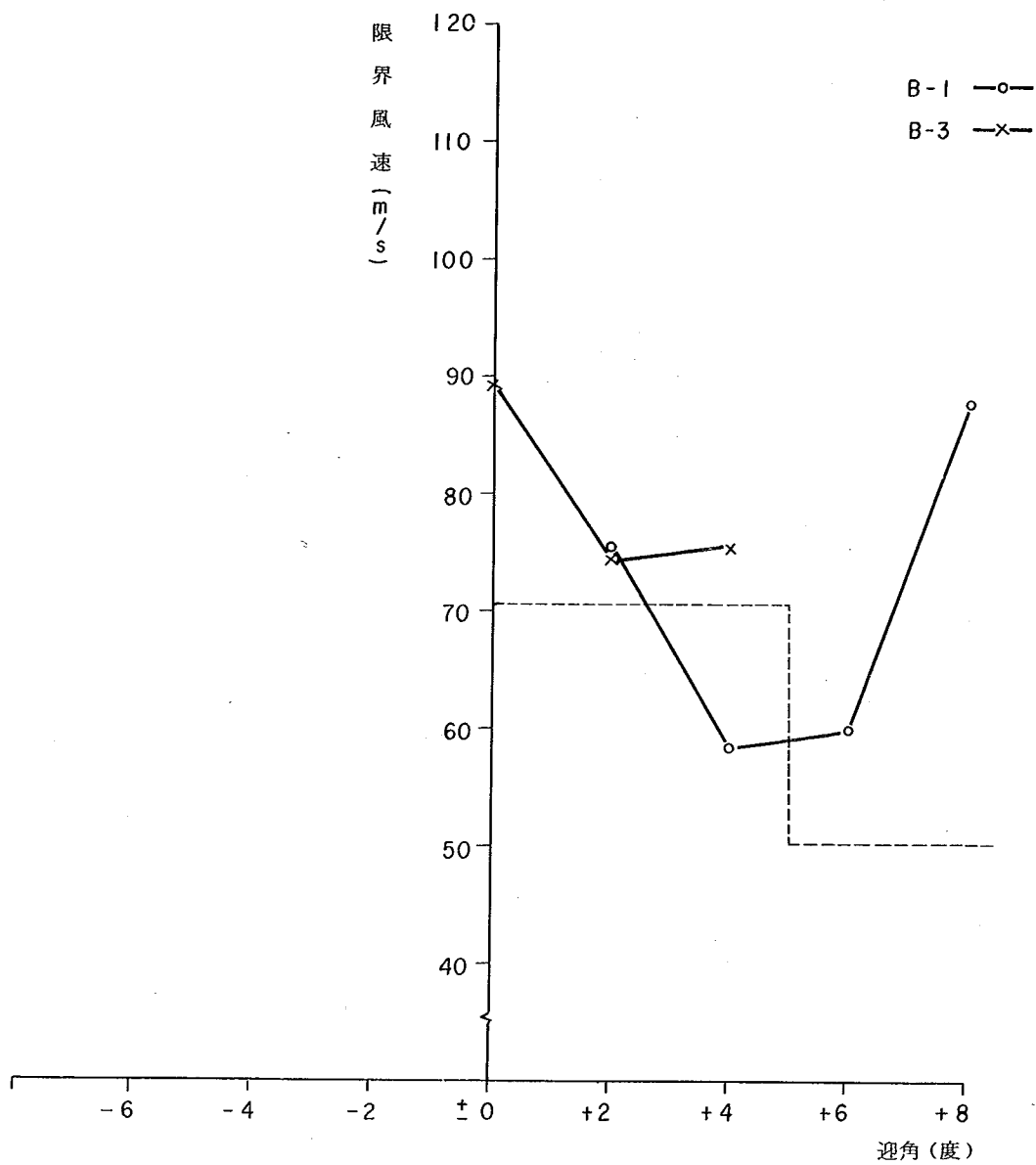


図-12 (その2) 迎角と限界風速

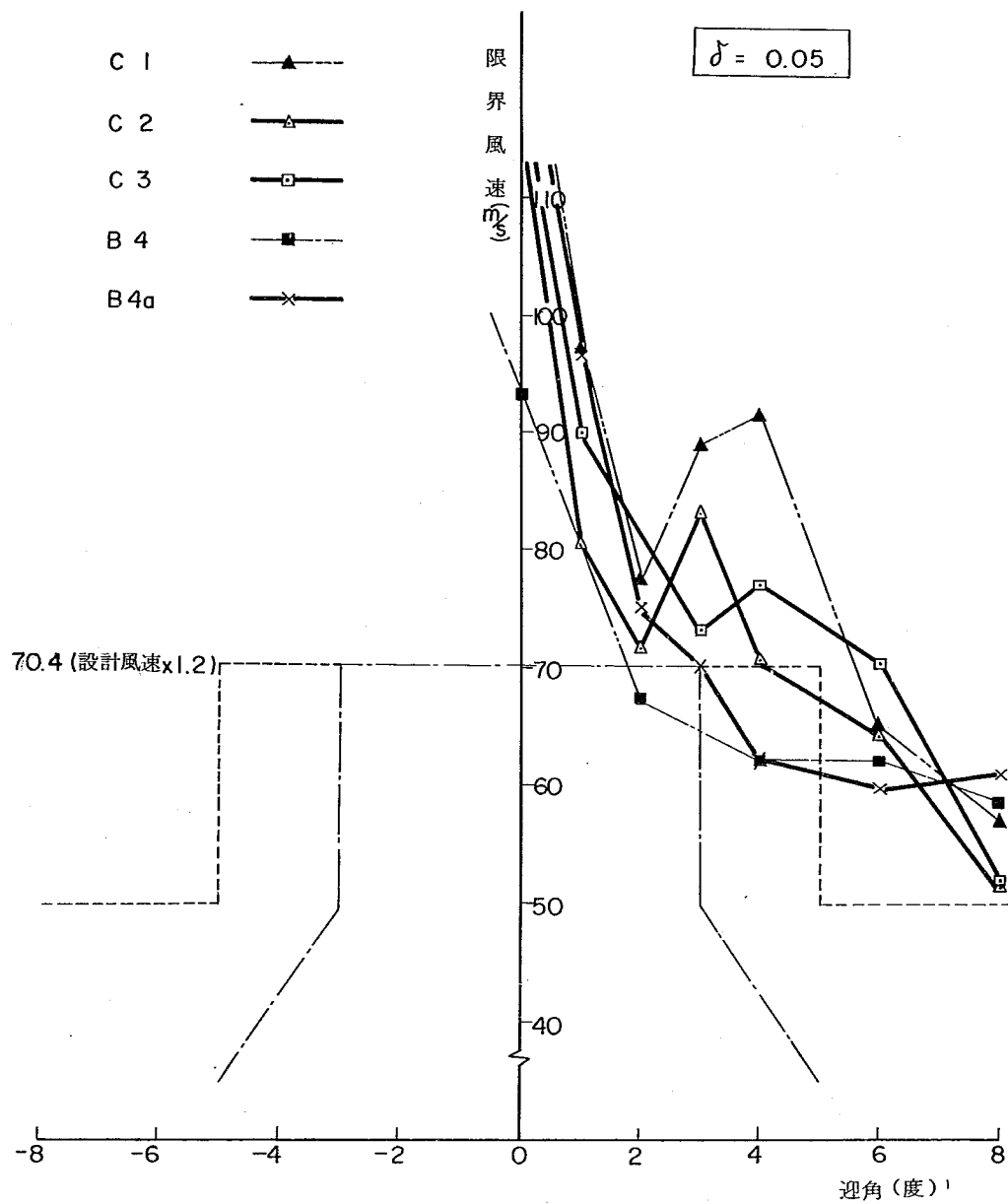


図-12 (その3) 迎角と限界風速

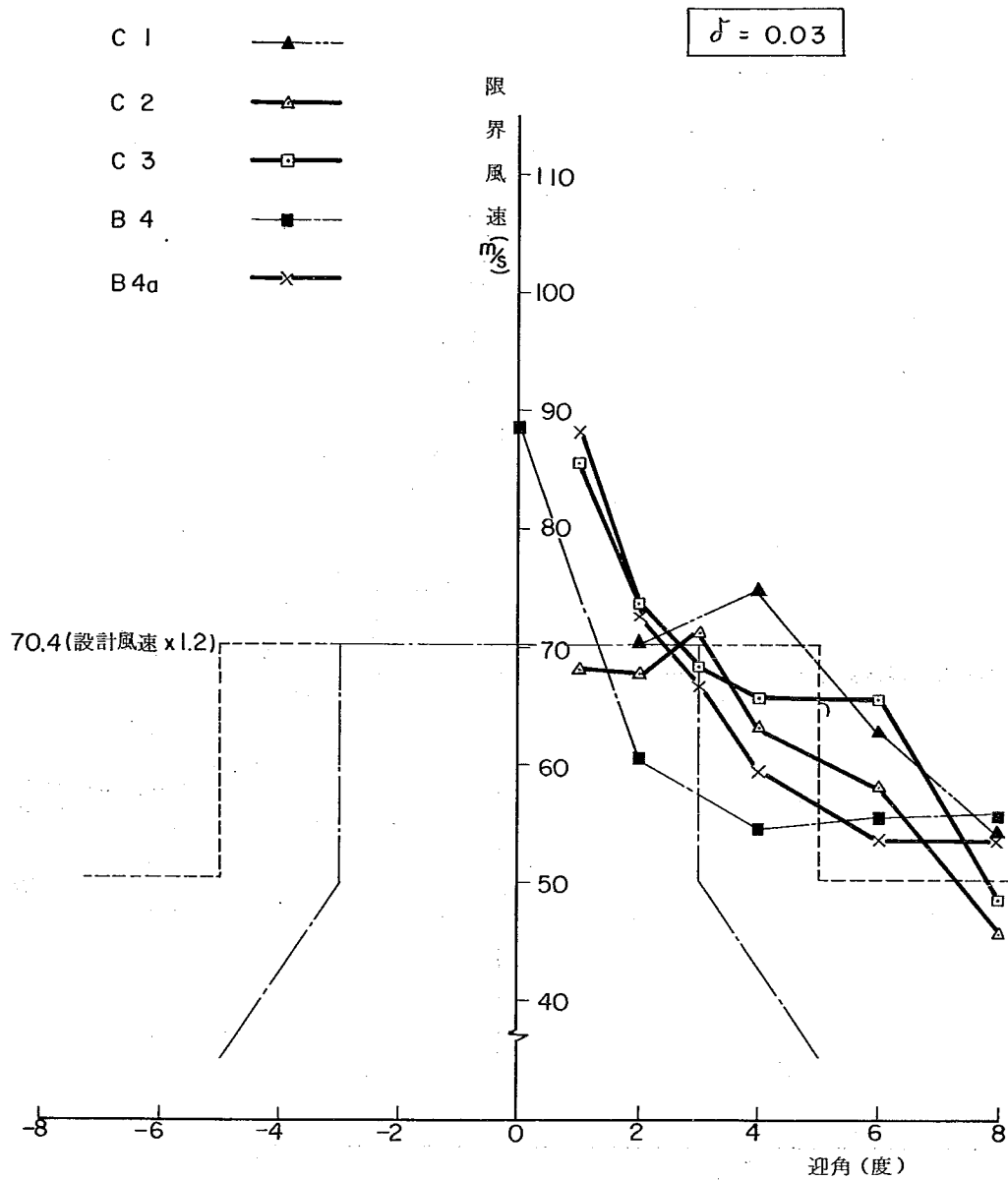


図-12 (その4) 迎角と限界風速

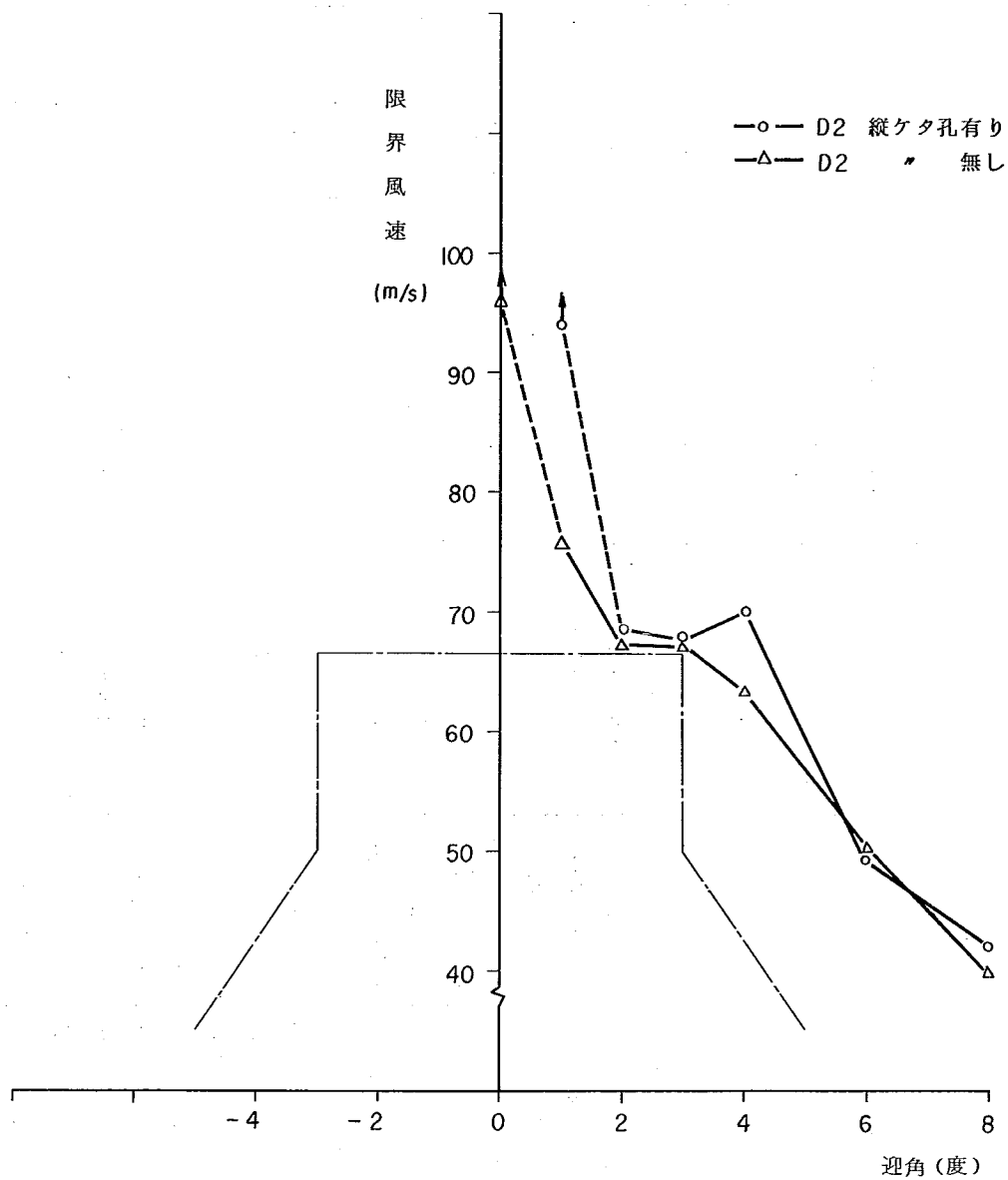


図-12 (その5) 迎角と限界風速

表 - 1 設 計 案 諸 元

名 称	単 位	設 計 案 - A	設 計 案 - B	設 計 案 - D
主 塔 間 隔	m	4 5 3.5 0 0	4 5 5.4 0 0	4 6 5.4 0 0
理 論 支 間	m	4 4 8.5 0 0	4 5 0.0 0 0	4 6 0.0 0 0
垂 距	m	4 4.0 0 0	4 4.0 0 0	4 5.0 0 0
バックスティ (水平) 右 …… 田平側	m	1 1 5.0 0 0	1 1 5.0 0 0	1 0 5.0 0 0
左 …… 平戸側	m	1 4 0.0 0 0	1 4 0.0 0 0	1 3 9.0 0 0
バックスティ (鉛直) 右 …… 田平側	m	5 4.3 6 7	5 4.3 6 4	5 3.3 7 7
左 …… 平戸側	m	6 6.1 8 2	6 6.1 8 2	6 1.3 7 7
ケ ー ブ ル 断 面 積	m ² /bridge	0.1 6 7 1 4	0.1 7 0 1 2	0.1 7 0 1 2
弦 材 断 面 積	m ² /bridge	0.0 3 5 2 8	0.0 5 0 0 8	0.0 4 5 8
全 死 荷 重	t/m/bridge	1 1.9 1 0	1 1.5 4 8	1 1.0 2 6
床 部 死 面 重	t/m/bridge	7.3 4 8	7.4 4 0	6.9 9 0
主 構 部	t/m/bridge	2.9 8 2	2.5 5 0	2.5 0 0
ケ ー ブ ル ハ ン ガ ー 死 荷 重	t/m/bridge	1.5 8 0	1.5 5 8	1.5 3 6
主 構 間 隔	m	1 6.0 0 0	1 4.5 0 0	1 4.5 0 0
主 構 高	m	7.0 0 0	6.0 0 0	6.0 0 0
主 構 パ ネ ル 間 隔	m	4.8 7 5	4.8 7 5	5.0 0 0
横 構 パ ネ ル 間 隔	m	9.7 5 0	9.7 5 0	1 0.0 0 0
斜 材 断 面 積	m ² /cable	0.0 1 1 0	0.0 1 1 1 4 8	0.0 1 1 5 2
横 構 断 面 積	m ² /lateral	0.0 1 1 6	0.0 1 0 6 3 8	0.0 1 0 4 8
床 版 部 幅	m	1 2.8 0 0	1 2.8 0 0	1 1.3 0 0
ケ ー ブ ル 弾 性 係 数	t / m ²	2 0.0 × 1 0 ⁶	2 0.0 × 1 0 ⁶	2 0.0 × 1 0 ⁶
主 構 の 断 面 二 次 モ ー メ ン ト	m ⁴ /bridge	1.7 2 8 7	1.7 7 4	1.6 4 9

表-2 固有振動数計算値

モード	対称性	次数	波 形	設 計 案 - A				設 計 案 - B			
				周期(sec)	振動数(Hz)	a_1	a_2	周期(sec)	振動数(Hz)	a_1	a_2
鉛直たわみ振動	対 称	1		3.192	0.313	1.000	-0.227	3.192	0.313	1.000	-0.251
		2		2.012	0.497	1.000	4.402	2.060	0.486	1.000	3.983
	逆 対 称	1		4.059	0.246	1.000	0	4.142	0.241	1.000	0
		2		1.253	0.798	1.000	0	1.293	0.774	1.000	0
		3		0.586	1.706	1.000	0	0.607	1.648	1.000	0
ねじれ振動	対 称	1		1.211	0.826	1.000	-0.018	1.291	0.775	1.000	-0.021
		2		0.474	2.106	1.000	4.519	0.514	1.945	1.000	7.669
	逆 対 称	1		0.720	1.389	1.000	0	0.783	1.277	1.000	0
モード	対称性	次数	波 形	設 計 案 C - 1				設 計 案 - D			
				周期(sec)	振動数(Hz)	a_1	a_2	周期(sec)	振動数(Hz)	a_1	a_2
鉛直たわみ振動	対 称	1		3.089	0.324	1.000	-0.258	3.181	0.314	1.000	-0.302
		2		2.004	0.499	1.000	3.870	2.132	0.469	1.000	3.313
		3						0.900	1.111	1.000	0
	逆 対 称	1		4.065	0.246	1.000	0	4.289	0.233	1.000	0
		2		1.255	0.797	1.000	0	1.357	0.737	1.000	0
		3		0.587	1.704	1.000	0	0.640	1.563	1.000	0
ねじれ振動	対 称	1		1.210	0.826	1.000	-0.021	1.241	0.807	1.000	-0.022
		2		0.482	2.074	1.000	7.545	0.497	2.010	1.000	5.909
	逆 対 称	1		0.735	1.361	1.000	0	0.757	1.320	1.000	0

表-3 (その1) 実 験 条 件

		設 計 案 - A			設 計 案 - B		
		原 型	模 型		原 型	模 型	
			所 要 値	実 験 値		所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		-	1 : 36.65	1 : 36.65	-	1 : 36.65	1 : 36.65
重 量		t/m/br 11.91	Kg/model 14.18	13.51	t/m/br 11.55	Kg/model 13.73	12.93
回 転 慣 性		tsec ² m/m 38.36	Kgcmsec ² /model 34.00	32.9	tsec ² m/m 34.14	Kgsec ² cm/model 30.26	29.9
振 動 数	対 称 1 次 鉛 直 た わ み	Hz 0.313	Hz 2.17	2.17	Hz 0.313	Hz 2.19	2.18
	対 称 1 次 ね じ れ	Hz 0.826	Hz 5.73	5.88	Hz 0.774	Hz 5.40	5.27
振 動 数 比		2.64	2.64	2.71	2.47	2.47	2.42
構 造 減 衰		0.05	0.05	≒ 0.05	0.05	0.05	≒ 0.05
風 速 換 算 比		-	5.28	5.14	-	5.42	5.38
ス プ リ ン グ 間 隔		-	81.0cm	83.0	-	72.7 cm	72.7

表-3 (その2) 実 験 条 件

		模 型 C - 1		模 型 C - 2		模 型 C - 3		模 型 B 4 a	
		所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654
重 量		$\frac{Kg}{model}$ 12.79	1283	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	12.93	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	12.93	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	12.93
回 転 慣 性		$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 2.813	2817	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99
振 動 数	対 称 1 次 鉛 直 た わ み	$\frac{HZ}{2.195}$	2.192	$\frac{HZ}{2.19}$	2.17	$\frac{HZ}{2.19}$	2.17	$\frac{HZ}{2.19}$	2.24
	対 称 1 次 ね じ れ	$\frac{HZ}{5.596}$	5.587	$\frac{HZ}{5.40}$	5.37	$\frac{HZ}{5.40}$	5.35	$\frac{HZ}{5.40}$	5.25
振 動 数 比		2.549	2.543	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.34
構 造 減 衰		0.05	≐ 0.05	0.05	≐ 0.05	0.05	≐ 0.05	0.05	≐ 0.05
風 速 換 算 比		5.41	5.42	5.42	5.28	5.42	5.30	5.42	5.40
ス プ リ ン グ 間 隔		$\frac{cm}{74.8}$	74.8	$\frac{cm}{72.7}$	72.7	$\frac{cm}{72.7}$	72.7	$\frac{cm}{72.7}$	72.7

表-3(その3) 実験条件

		原 形	模 型 D - 2	
			所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		—	1:37.59	1:37.59
重 量		t/m/bridge 11.026	Kg/model 12485	Kg/model 12719
回 転 慣 性		t·m·sec ² /m 33495	Kg·cm·s ² /model 2684	Kg·cm·s ² /model 2678
振 動 数	対 称 一 次 鉛 直 た わ み	HZ 0.314	HZ 2.22	HZ 2.20
	対 称 一 次 ね じ れ	HZ 0.804	HZ 5.69	HZ 4.37
振 動 数 比		2.56	2.56	1.99
構 造 減 衰		0.03	0.03	≐ 0.03
風 速 換 算 比		—	5.31	6.74
ス プ リ ン グ 間 隔		—	74.5 ^{cm}	50.0 ^{cm}

表-4(その1) 模型-A 空気力係数(橋体軸)

空気力 係 数	模型 迎風 角 速	A - 1		A - 2		A - 3		A - 4	
		7.06m/s	14.36 $\frac{m}{s}$	7.03 $\frac{m}{s}$	14.31 $\frac{m}{s}$	7.03 $\frac{m}{s}$	14.36 $\frac{m}{s}$	7.03 $\frac{m}{s}$	14.34 $\frac{m}{s}$
抗 力	3	2.06	2.07	2.11	2.10	2.14	2.11	2.12	2.01
	2	2.04	2.05	2.10	2.07	2.13	2.09	2.17	2.03
	1	2.00	2.07	2.08	2.07	2.12	2.08	2.13	2.05
	0	2.05	2.09	2.14	2.10	2.13	2.09	2.14	2.09
	-1	2.09	2.13	2.14	2.11	2.16	2.11	2.17	2.12
	-2	2.14	2.16	2.15	2.14	2.19	2.13	2.20	2.15
	-3	0.19	2.20	2.18	2.18	2.22	2.17	2.22	2.16
揚 力	3	0.155	0.158	0.145	0.142	0.108	0.104	0.213	0.211
	2	0.131	0.134	0.127	0.125	0.098	0.094	0.173	0.164
	1	0.100	0.107	0.100	0.107	0.081	0.081	0.119	0.115
	0	0.068	0.073	0.076	0.082	0.063	0.066	0.068	0.069
	-1	0.027	0.035	0.037	0.050	0.040	0.045	-0.004	0.010
	-2	-0.028	-0.010	-0.007	0.008	0.015	0.017	-0.062	-0.048
	-3	-0.060	-0.052	-0.058	-0.044	-0.025	-0.017	-0.120	-0.111
空 力 モ ー メ ン ト	3	0.0277	0.0275	0.0260	0.0240	0.0210	0.0190	0.0395	0.0406
	2	0.0291	0.0289	0.0238	0.0237	0.0190	0.0194	0.0389	0.0358
	1	0.0287	0.0287	0.0241	0.0225	0.0183	0.0182	0.0357	0.0363
	0	0.0279	0.0283	0.0185	0.0204	0.0172	0.0162	0.0279	0.0268
	-1	0.0281	0.0255	0.0163	0.0176	0.0163	0.0155	0.0158	0.0191
	-2	0.0316	0.0247	0.0117	0.0130	0.0113	0.0134	0.0069	0.0103
	-3	0.0187	0.0181	0.0054	0.0055	0.0121	0.0112	0.0013	0.0005

表-4(その2) 模型-A 風 荷 重

風 荷 重	A - 1	A - 2	A - 3	A - 4
抗 力	1.28 t/m	1.30	1.30	1.30
揚 力	0.250 t/m	0.281	0.229	0.241
空力モーメント	1.63 t·m/m	1.13	0.98	1.39

表-5(その1) 模型-B 空気力係数(橋体軸)

空気力 係 数	模型 迎風 角 速	B - 1		B - 2		B - 3		B - 4	
		9.38m/sec	19.10m/sec	9.43m/sec	19.31m/sec	9.45m/sec	19.10m/sec	9.42m/sec	19.14m/sec
抗 力	3	2.191	2.152	2.212	2.152	2.255	2.245	2.062	2.065
	2	2.189	2.148	2.200	2.141	2.233	2.218	2.073	2.095
	1	2.189	2.148	2.214	2.134	2.199	2.199	2.109	2.124
	0	2.186	2.153	2.188	2.129	2.163	2.179	2.110	2.152
	-1	2.208	2.165	2.182	2.124	2.140	2.167	2.147	2.166
	-2	2.205	2.164	2.172	2.117	2.156	2.159	2.159	2.155
	-3	2.193	2.170	2.199	2.132	2.179	2.178	2.156	2.156
揚 力	3	0.216	0.216	0.170	0.173	0.110	0.116	0.306	0.310
	2	0.184	0.185	0.146	0.148	0.091	0.095	0.249	0.256
	1	0.147	0.148	0.120	0.122	0.074	0.081	0.187	0.190
	0	0.100	0.103	0.083	0.089	0.051	0.060	0.113	0.121
	-1	0.048	0.050	0.043	0.049	0.026	0.036	0.036	0.040
	-2	-0.014	-0.011	-0.007	-0.005	-0.002	-0.001	-0.047	-0.049
	-3	-0.078	-0.080	-0.062	-0.056	-0.037	-0.034	-0.1345	-0.139
空 力 モ ー メ ン ト	3	0.0301	0.0286	0.0189	0.0191	0.0092	0.0101	0.0483	0.0489
	2	0.0308	0.0317	0.0195	0.0195	0.0106	0.0093	0.0503	0.0503
	1	0.0313	0.0333	0.0175	0.0193	0.0094	0.0120	0.0443	0.0466
	0	0.0311	0.0341	0.0183	0.0185	0.0116	0.0130	0.0388	0.0373
	-1	0.0288	0.0317	0.0152	0.0169	0.0125	0.0139	0.0275	0.0291
	-2	0.0239	0.0275	0.0132	0.0130	0.0138	0.0135	0.0131	0.0137
	-3	0.0178	0.0177	0.0120	0.0139	0.0169	0.0186	-0.0007	-0.0020

表-5(その2) 模型-B 風 荷 重

風 荷 重	B - 1	B - 2	B - 3	B - 4
抗 力	1.33 t/m	1.32	1.33	1.30
揚 力	0.153 t/m	0.129	0.0840	0.175
空力モーメント	1.578 t·m/m	0.891	0.595	1.844

表-6 模型C-1 空気力係数(橋体軸)

風速 迎角	抗 力		揚 力		空力モーメント	
	7.14m/s	14.36m/s	7.14m/s	14.36m/s	7.14m/s	14.36m/s
3°	2.073	2.075	0.189	0.193	0.0376	0.0405
2°	2.116	2.106	0.155	0.198	0.0371	0.0407
1°	2.127	2.132	0.108	0.113	0.0365	0.0401
0°	2.171	2.188	0.056	0.073	0.0300	0.0325
-1°	2.221	2.220	-0.005	0.017	0.0209	0.0274
-2°	2.232	2.251	-0.071	-0.047	0.0146	0.0187
-3°	2.120	2.272	-0.131	-0.111	0.0044	0.0090

表 - 7 空 気 力 係 数 (橋 体 軸)

模 型 D - 2 (縦 ケ タ 孔 な し)

迎風 角 速	抗 力		揚 力		空 力 モーメント	
	6.84 m/s	13.96 m/s	6.84 m/s	13.96 m/s	6.84 m/s	13.96 m/s
3°	1.994	1.967	0.092	0.075	-0.0067	-0.0034
2°	2.026	1.998	0.037	0.023	0.0076	0.0116
1°	2.042	2.023	-0.030	-0.031	0.0178	0.0214
0°	2.091	2.067	-0.090	-0.086	0.0268	0.0296
-1°	2.148	2.106	-0.151	-0.141	0.0370	0.0365
-2°	2.177	2.147	-0.212	-0.198	0.0425	0.0426
-3°	2.240	2.200	-0.270	-0.258	0.0476	0.0468

模 型 D - 2 (縦 ケ タ 孔 あ り)

迎風 角 速	抗 力		揚 力		空 力 モーメント	
	6.95 m/s	13.94 m/s	6.95 m/s	13.94 m/s	6.95 m/s	13.94 m/s
3°	1.969	2.072	0.018	0.098	0.0442	0.0459
2°	2.001	2.100	0.055	0.046	0.0399	0.0420
1°	2.024	2.128	-0.007	-0.009	0.0335	0.0364
0°	2.073	2.172	-0.070	-0.066	0.0256	0.0290
-1°	2.123	2.224	-0.131	-0.124	0.0167	0.0212
-2°	2.184	2.256	-0.190	-0.186	0.0063	0.0170
-3°	2.250	2.314	-0.252	-0.258	-0.0082	-0.0099

表-8 限 界 風 速

模 型	δ 迎角(°)	0.05			0.03		
		風洞風速(m/s)	実風速換算値(m/s)	傾 き(s/m)	風洞風速(m/s)	実風速換算値(m/s)	傾 き(s/m)
B4	0	17.3	93.2	-0.028	16.52	88.88	-0.033
	2	12.5	67.2	-0.039	11.23	60.42	-0.017
	4	11.5	62.0	-0.023	10.16	54.66	-0.015
	6	11.6	62.4	-0.015	10.35	55.68	-0.013
	8	10.9	58.7	-0.019	10.38	55.84	-0.025
	他の迎角では安定						
C1	2	14.2	77.0	-0.032	12.95	70.19	-0.025
	4	16.9	91.5	-0.025	13.75	74.53	-0.007
	6	12.0	65.0	-0.025	11.58	62.76	-0.031
	8	10.5	56.9	-0.021	10.05	54.47	-0.075
	他の迎角では安定						
C2	1	15.22	80.36	-0.081	12.90	68.11	-0.007
	2	13.56	71.60	-0.038	12.85	67.85	-0.019
	3	15.77	83.27	-0.008	13.52	71.38	-0.006
	4	13.41	70.80	-0.023	12.00	63.36	-0.012
	6	12.20	64.42	-0.043	11.05	58.34	-0.019
	8	9.51	50.21	-0.026	8.70	45.94	-0.026
	他の迎角では安定						
C3	1	16.93	89.73	-0.0225	16.13	85.49	-0.0275
	2	15.03	79.66	-0.021	13.95	73.94	-0.025
	3	13.77	72.98	-0.017	12.91	68.42	-0.014
	4	14.48	76.74	-0.015	12.40	65.72	-0.013
	6	13.25	70.23	-0.025	12.40	65.72	-0.031
	8	9.80	51.94	-0.031	9.17	48.60	-0.042
	-8	18.20	96.45	-0.035	17.50	92.75	-0.022
	他の迎角では安定						
B4a	1	17.90	96.66	-0.023	16.33	88.18	-0.038
	2	13.89	75.00	-0.080	13.50	72.90	-0.033
	3	13.00	70.20	-0.073	12.38	66.85	-0.042
	4	11.53	62.26	-0.020	11.03	59.56	-0.020
	6	11.08	59.83	-0.024	9.95	53.73	-0.017
	8	11.32	61.13	-0.023	9.97	53.84	-0.019
	他の迎角では安定						

“傾き”は、風速減衰率曲線の減衰率0に於ける平均勾配を表わし、風洞風速の

増加に伴い、減衰率が正から負に変わるときの変化率を示す。

参考文献

- 1) 土木学会：「本州四国連絡橋耐風設計指針（1967）」，1967. 8.
- 2) 土木学会：「本州四国連絡橋耐風設計基準（1972）」，1972. 3.
- 3) 土木研究所構造研究室：「平戸大橋基本調査（耐風調査）報告書」，土研資料-650，
1971. 3.
- 4) 土木研究所構造研究室：「平戸大橋基本調査（耐風調査）報告書」，土研資料-750，
1972. 3.
- 5) 高田孝信，大久保忠良，成田信之：「橋梁試験用風洞の特性」，土木研究所報告-128，
1966. 1.

平戸大橋設計施工調査耐風性
調査報告書

土木研究所資料第790号

昭和48年2月(1973)

成田 信之 宮沢 宏

横山 功一 野村 一夫

キーワード・風洞実験、フラッター 近江 幸雄

要 旨 本報告書は過去2年間に実施した平戸大橋の耐風調査をまとめ、
今年度の調査結果を加えたものである。今年度は実施設計に用いる
最終断面に対して風洞実験を行なった。その結果、耐風安定性の良
好な最終案を得ることができた。



郵便はがき

2 8 0 - □ □

十円切手
をはって
下さい

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号
建設省土木研究所
構造研究室
御中

No. 4

No. 4

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 790 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

