

土木研究所資料

若戸大橋の拡幅計画案の耐風性調査報告書

昭和63年 1 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © (1988) by P. W. R. I.

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

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

若戸大橋の拡幅計画案の耐風性調査報告書

研究室 室 長 横 山 功 一

研究員 日下部 毅 明

伊 関 英 彦

要 旨

福岡県北九州市の若戸大橋の拡幅に伴う耐風性を、現況断面の耐風性を含めて2次元部分剛体模型を用いたバネ支持実験によって調査した。その結果現況の若戸大橋は耐風性が優れているのに対し、拡幅断面は著しく耐風性に劣ることが判明した。このため、耐風性向上のための対策工を検討し、中央分離帯に設置する壁高欄と鉛直スタビライザーを併用すること、若戸大橋の拡幅後も十分な耐風性が得られることが明らかとなった。

キーワード：トラス補剛桁吊橋、拡幅工事、耐風性向上対策、鉛直スタビライザー、壁高欄

まえがき

若戸大橋は、一般国道199号にあって洞海湾を跨ぎ北九州市戸畑区と若松区を連絡するトラス補剛桁吊橋であり、わが国における長大橋梁の架設の先鞭をつけた歴史的橋梁である。本橋は昭和37年9月に供用されて以来、年々交通量が増加し、近年は頻発するようになった交通渋滞を解消する必要性が高まってきた。このため、昭和59年4月には現在の歩道部を撤去し、2車線から4車線に拡幅する若戸大橋拡幅工事が事業化された。こうして、昭和65年度の新規供用を目指し様々な視点から技術的あるいは工学的問題が検討された。

一方、これらの検討において拡幅後の耐風性の評価に関しては、かつて本橋梁の設計時に行われた風洞実験における類似断面に関する実験結果を基に概略検討が行われていたが、詳細な設計が進むにつれ、縦桁間隔・床版と主弦材との位置関係など対風応答特性に重要な役割を持つ断面諸元に相違がみられたことから、風洞実験によって耐風性の検討を行うことの必要性が大きくなった。

このような事情から土木研究所では本橋の拡幅に関する耐風性調査を日本道路公団福岡建設局より委託され、部分模型風洞実験による耐風性調査を実施した。実験は拡幅前および拡幅後の補剛桁の断面に関して行われ、拡幅後の断面については耐風性の向上のための対策工の検討もなされた。

昭和62年12月

目 次

まえがき

1. 概 要	1
1.1 若戸大橋の概要と調査の目的	1
1.2 調査の概要	1
2. 耐風性調査における基本条件	6
2.1 若戸大橋で考慮すべき振動現象	6
2.2 若戸大橋の動的解析結果	6
3. 風洞実験による耐風性の検討	10
3.1 二次元部分模型実験	10
3.1.1 実験方法	10
3.1.2 実験条件	10
3.2 現断面に対する風洞実験	11
3.2.1 現断面の実験ケースおよび実験結果	11
3.2.2 現断面の耐風性の考察	11
3.3 拡幅基本断面に対する風洞実験	11
3.3.1 拡幅基本断面の実験ケースおよび実験結果	11
3.3.2 拡幅基本断面の耐風性の考察	12
3.4 対策工の検討	12
3.4.1 耐風性向上のための対策工の方針	12
3.4.2 実験ケースおよび実験結果	12
3.4.3 考 察	13
4. ま と め	37
謝 辞	37
参考文献	37
付属資料 常時微動の計測および解析	39

1. 概 要

1.1 若戸大橋の概要と調査の目的

若戸大橋は一般国道199号にあって北九州市戸畑区と若松区を洞海湾を越えて連絡する唯一の道路橋であると同時に、わが国における長大橋の歴史を開いた記念碑的なトラス補剛桁吊橋（ $40.0+89.0+367.0+89.0+40.0\text{ m}$ ）である。本橋は昭和37年9月に供用が開始されたが、その交通量は増加の一途をたどり、現在では34,000台/日の交通量を受け持っている。このため、若戸大橋では交通渋滞が頻発しその解消は社会的な重要性を高めつつあった。このような状況の下、若戸大橋を現在の2車線から4車線に拡幅する工事が昭和65年度の新規供用を目標に事業化された。若戸大橋の拡幅工事は本橋の有する社会的および経済的役割の重要性のため、供用を中断することなく現在のRC床版から鋼床版への取り替えが行われる。このような工法はわが国においては過去に先例を見ないものであり、このため技術的あるいは構造的問題が様々な面から検討された。これらの問題の中において拡幅後の耐風性の評価については、本橋梁の架設に先立ち昭和31～33年に実施された風洞実験¹⁾における類似断面に対する実験結果を基に概略検討が進められていたが、詳細な設計が進むにつれ、縦桁間隔・床版と弦材との位置関係など、対風応答特性に重要な役割を持つと考えられる断面諸元に相違がみられたことから、風洞実験によって耐風性の検討を行うことの必要性が大きくなった。

このような事情から土木研究所では本橋の拡幅に関する耐風性調査業務を日本道路公団福岡建設局より委託され、部分模型風洞実験による耐風性調査を実施し、若戸大橋の拡幅後の耐風安定性を検証することとした。若戸大橋の一般図を図-1.1に、現状および拡幅設計案の補剛桁の断面図を図-1.2にそれぞれ示す。また、若戸大橋の位置図を図-1.3に、若戸大橋の現在の全景および床版の構成をそれぞれ写真-1.1, 2に示す。写真-1.2では歩道と車道の幅員の関係およびグレーチングがかなりの幅を有していることが判る。

1.2 調査の概要

本調査は3つの実験ケース群より構成される。第1群は現断面の耐風性を評価する実験であり、これはわが国の長大橋において随一の供用歴を有する現断面が、耐風性において問題を生じたことが無いという実績を活かし、拡幅後の耐風性評価における一つの規準とすることを目的としたものである。ここで、現断面に関しては、先に述べたごとく風洞実験による耐風性の評価がなされている。しかし30年前に行われた実験では模型の制作技術、風洞の規模および性能、測定装置や支持装置の性能、更には実験結果の評価法においても現在とは相違がみられるため、拡幅案についての実験結果を評価するための基準として不都合な面が多く、実橋同様にトラス部分を共用する模型による、加えて統一された実験方法による、現断面の対風応答特性の把握は有意義なことであると考えられたためである。つづいて実験ケースの第2群においては、拡幅基本設計案に関して耐風性の評価を行うことを目的として実験が行われた。最後に第1群および第2群の実験結果を受けて第3群において耐風性の改善のための実験が行われた。

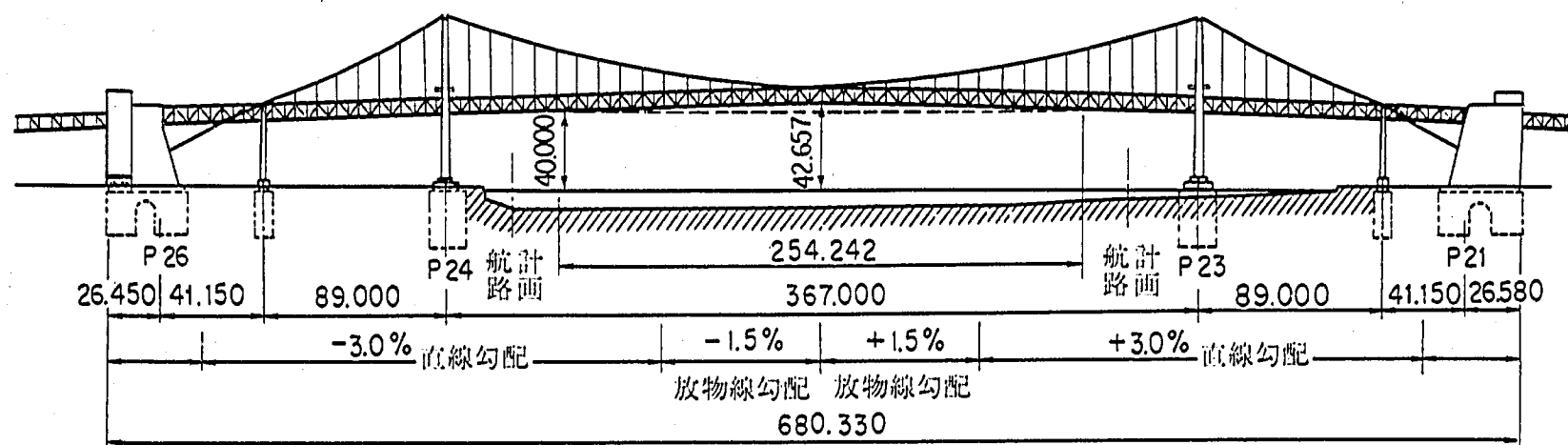
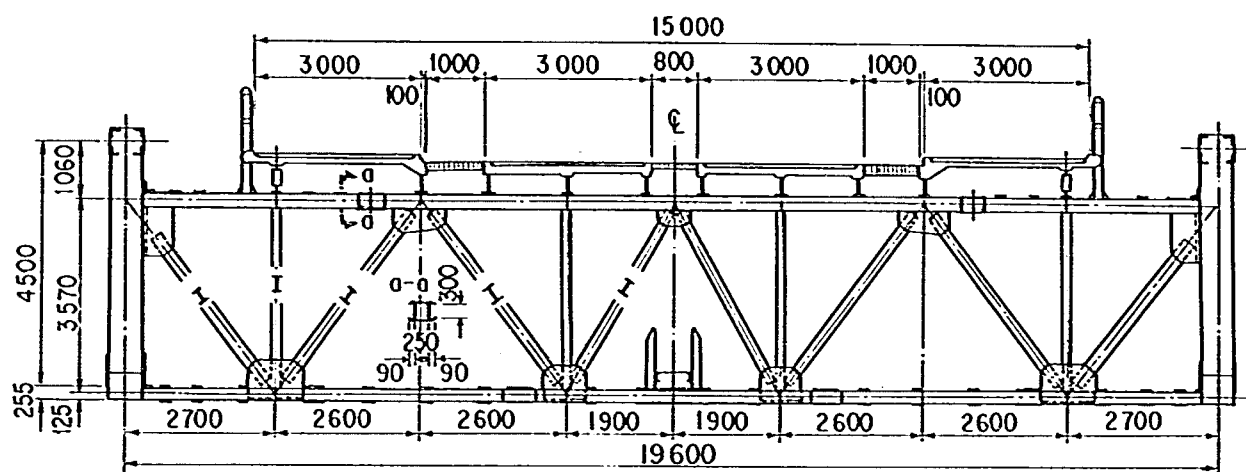
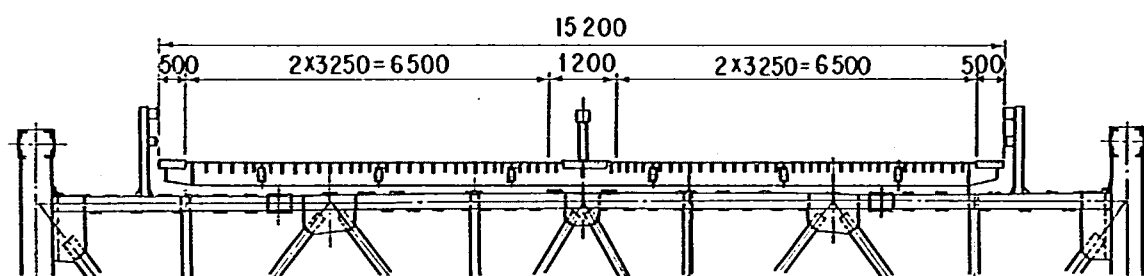


図 - 1.1 沼戸大橋一般図



(a) 現断面



(b) 拉幅断面

図-1.2 若戸大橋断面図(中央径間)

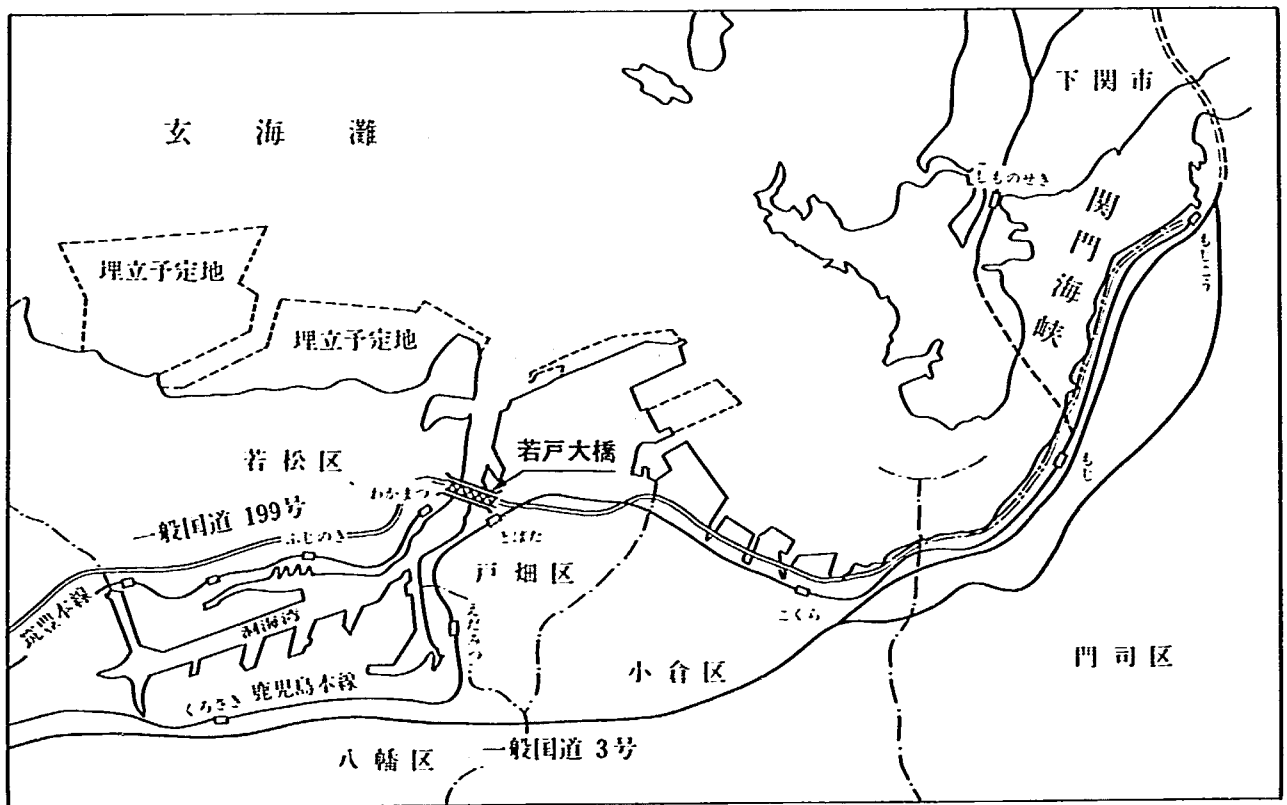
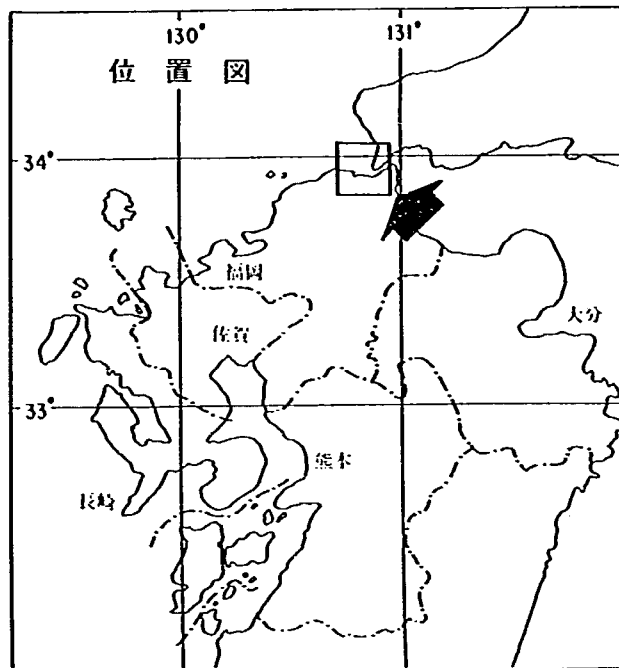


図- 1.3 若戸大橋位置図

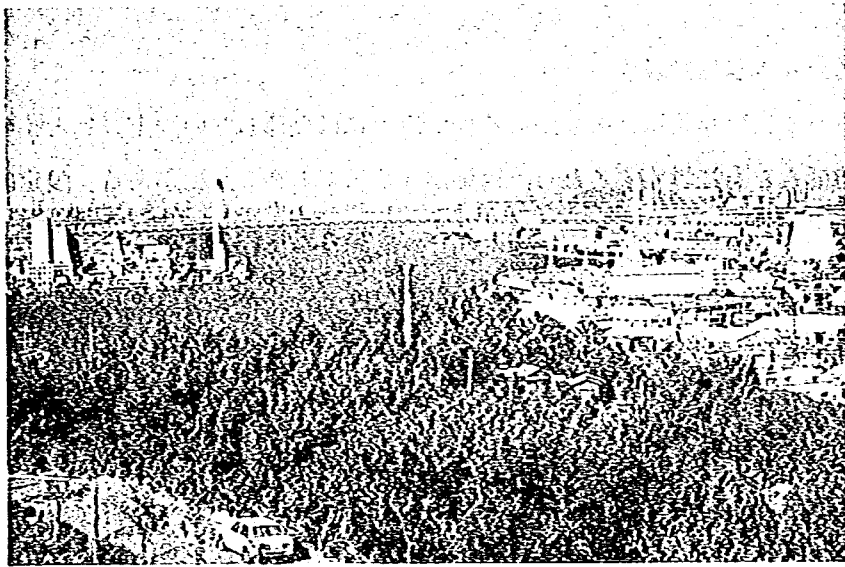


写真- 1.1 若戸大橋全景

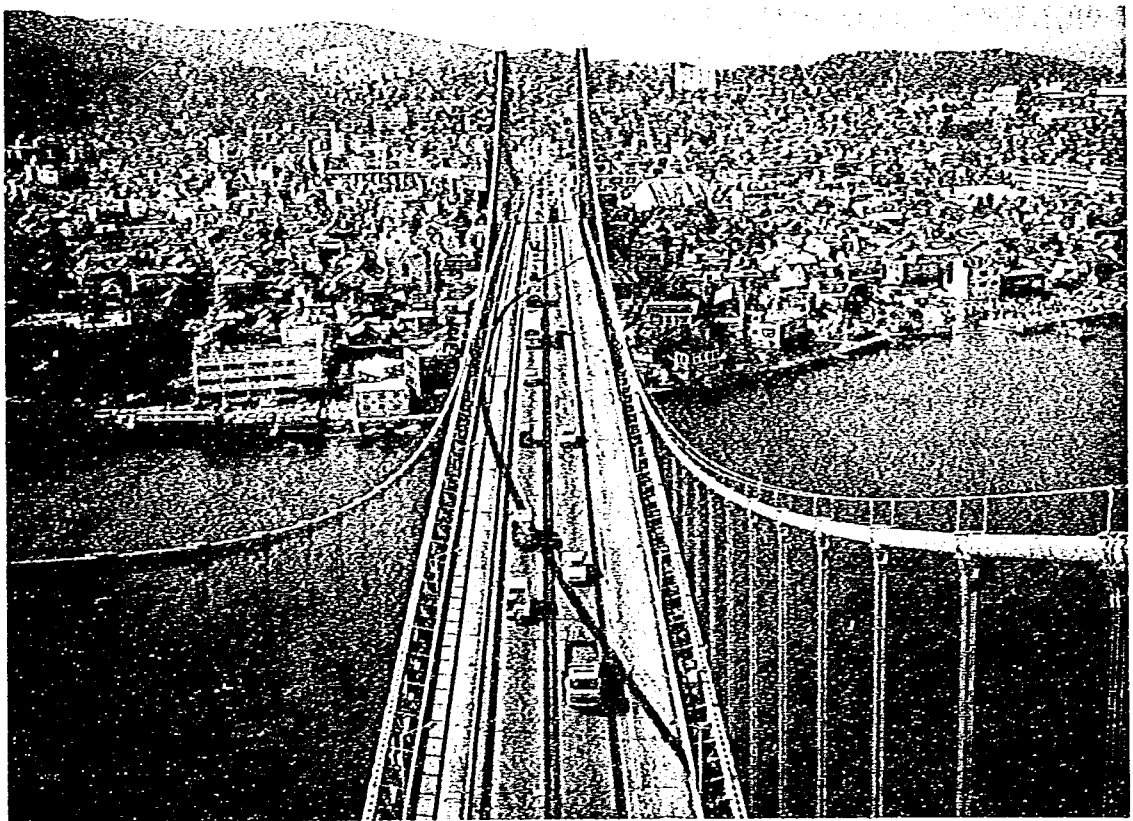


写真- 1.2 若戸大橋床版

2. 耐風性調査における基本条件

2.1 若戸大橋で考慮すべき振動現象

風によって励起される振動現象には振幅がある程度以上には発達しない限定振動と比較的高風速領域で発現し、振幅が時間とともに増大するため、橋梁が崩壊に至る発散振動がある。限定的な振動としては、比較的低風速の限られた領域で発現する渦励振や、風速と共に徐々に振幅が増大するパフェティングと呼ばれる不規則振動がある。一方発散振動ではねじれフラッター、ギャロッピング、連成フラッターがある。

吊橋はとりわけ可撓性に富む橋梁形式であり、若戸大橋を含めトラス補剛桁吊橋では一般にねじれフラッターが問題となることが多い。また、たわみの固有振動数も低く、たわみ振動とねじれ振動の連成も考慮すべきであると考えられるため、従来から行われているようにたわみおよびねじれの振動現象を同時に考慮することとした。

2.2 若戸大橋の構造特性

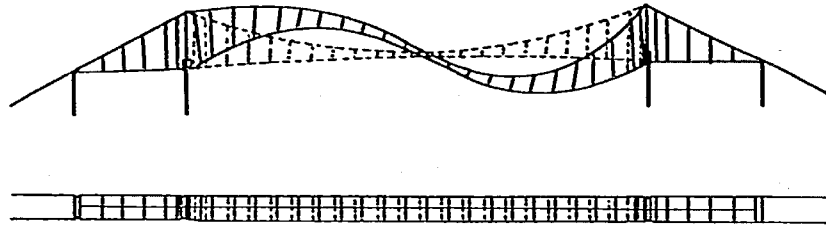
若戸大橋の固有振動に関しては若戸大橋工事事務所より数値解析結果が提供された。さらに現在の若戸大橋の固有振動数を知るためには完成直後に行われた起振機による振動計測結果や昭和62年11月5日に行った常時微動測定の実験によるデータがある。この常時微動の計測および解析についての詳細は巻末の付属資料に示す。表-2.1にそれぞれの方法より得られた現橋の固有振動数および数値解析によって得られた拡張後の主要な固有振動数を示す。また、図-2.1, 2にそれぞれ現橋および拡張設計案の数値解析によって得られた固有振動モード形状を示す。

表-2.1に示すように、若戸大橋の固有振動数については数値解析による計算結果が最も小さく、振動実験による値とスペクトル解析による振動数は概ねよい一致を見ている。これは他の実橋の振動実験の結果^{2)~4)}においても一般的に見られた傾向である。しかしながら、拡張案については当然のことではあるが、実橋の計測による値が現段階で得られないこと、また、パネ支持実験においては振動数の変化による風洞実験結果の再評価が比較的容易であること、さらには振動数を低めに設定した耐風性評価が一般的に安全側の評価となることから、本実験では基本的には、数値解析によって得られた固有振動数を使うこととした。

表-21 若戸大橋の固有振動数

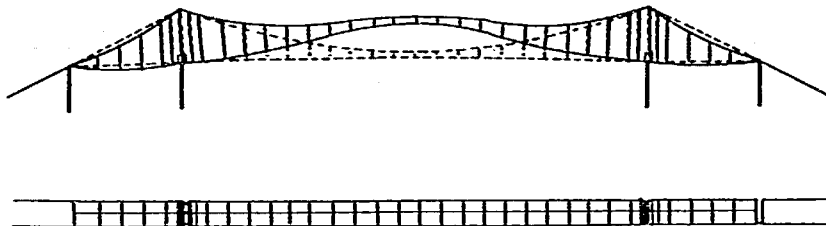
		現 橋			拡 幅 後
		建設時 振動実験結果	骨組解析	常時微動解析	骨組解析
重量 (t/m/Br)		—	14.98	—	14.25
極慣性モーメント (t·m ² sec ² /m/m)		—	74.53	—	73.11
鉛直たわみ振動数 (Hz)	1次 (逆対称)	—	0.244	—	0.247
	2次 (対 称)	0.36	0.313	0.36	0.320
	3次 (対 称)	0.52	0.485	0.52	0.493
振り振動数 (Hz)	1次 (対 称)	0.64	0.522	0.58	0.523
	2次 (逆対称)	—	0.708	—	0.713

$$f = 0.244^{1/\text{sec.}}$$



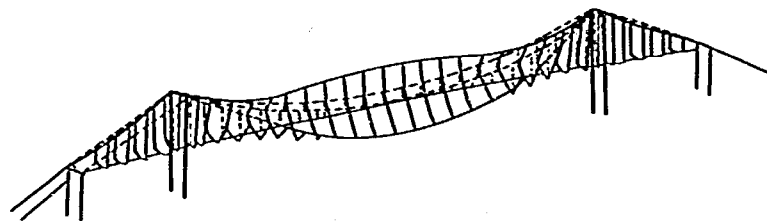
(a) 鉛直たわみ一次 (逆対称)

$$f = 0.313^{1/\text{sec.}}$$



(b) 鉛直たわみ二次 (対称)

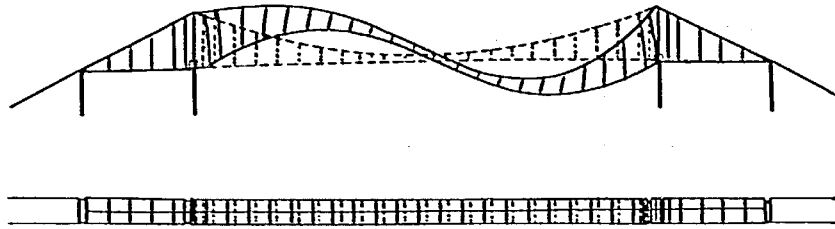
$$f = 0.522^{1/\text{sec.}}$$



(c) ねじれ一次 (対称)

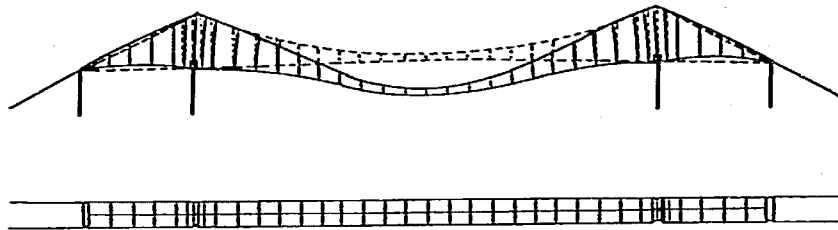
図-2.1 若戸大橋固有振動モード (現橋)

$$f = 0.247 \text{ } 1/\text{sec.}$$



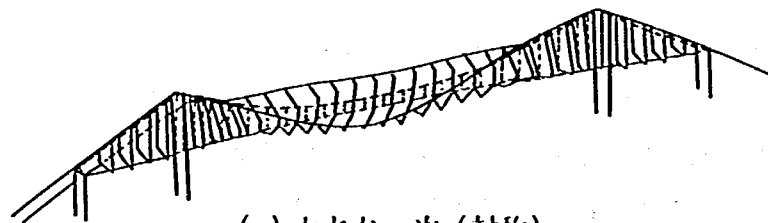
(a) 鉛直たわみ一次 (逆対称)

$$f = 0.320 \text{ } 1/\text{sec.}$$



(b) 鉛直たわみ二次 (対称)

$$f = 0.523 \text{ } 1/\text{sec.}$$



(c) ねじれ一次 (対称)

図-2.2 若戸大橋固有振動モード (拡張後)

3. 風洞実験による耐風性の検討

3.1 2次元部分模型実験

3.1.1 実験方法

実験は建設省土木研究所耐風工学実験施設内のフラッター風洞を用いて実施した。フラッター風洞の主要諸元を図-3.1および表-3.1に示す。また風洞実験手法としてはバネ支持模型実験を採択した。バネ支持模型実験は補剛桁の一部を模型化した二次元剛体模型を風洞内にバネで支持し、通常一様気流中での応答を計測するものであり、橋梁の耐風安定性を検証する上で実績のある簡便な方法である。これに加えて本実験が床版を現況断面から拡幅断面に変更したり、実験結果によっては耐風性の向上のために細かな改造を模型に施す必要があり、部分模型実験はこのような場合の模型改造に便利であるという特徴がある。模型は縮尺1/37.6とし、8本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速、迎角を変化させて設定し、各ケース毎に模型の挙動を観測した。使用した気流は乱れのほとんどない一様気流であり、風速の測定はピトー管およびマノメータを用いて行った。模型の挙動は2台の光学式変位計により測定し、この加算によってたわみ変位量に、減算によってねじれ変位量に換算しデータレコーダおよびペン書きレコーダに記録した。振幅はペン書きレコーダの記録紙上に記録された振動振幅を読み取ることによって求めた。今回実施したバネ支持実験の手法の概要を図-3.2に示し、実験に使用した模型を図-3.3および写真-3.1にそれぞれ示す。

3.1.2 実験条件

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

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

ここに、 m ；単位長さ当りの質量 ρ ；空気密度

B ；構造物の代表長さ V ；風速

N ；固有振動数 δ ；無風時における対数減衰率

I ；極慣性モーメント

添え字 η, θ ：それぞれ鉛直たわみ振動、ねじれ振動を表す

これらの相似条件により導かれた実験条件を表-3.2に示す。実験では、質量あるいは極慣性モーメントの調整は次の手順によって行っている。まず模型を支持し、加振減衰機を取り付けた状態で全体の振動系としてのバネ定数を付加質量を変化させて動的な試験により求める。次にこのバネ定数を用いて所要の質量あるいは極慣性モーメントにおける固有振動数を計算し、重錘を調整してその固有振動数に一致させる。以上の動的試験結果を表-3.3に総括する。

さらに実験において連成フラッターを評価できるように、バネ間隔を変えて実橋のたわみ2次の振動数とねじれ1次の振動数との比を合わせた。ここで振動数比をたわみ1次ではなくたわみ2次モードの振動数によって合わせたのは、図-2.1および2からわかるように鉛直たわみの最低次の固有振動は主

径間中央に関して非対称の振動であり、ねじれの最低次モードの振動とは中央径間でねじれの振幅が最大となる連成振動が起これないと考えられるためである。一方、減衰率に関する相似条件を満足させるためには電磁ダンパーを用い、その電気抵抗値を変化させて所要の減衰率（本橋の構造減衰は $\delta_y = \delta_\theta = 0.03$ と想定）に設定した。構造減衰は既存の橋梁であるので実測値を用いるのが妥当であるが、完成後の振動実験結果では明確にされておらず、また完成から25年が経過して変化があることも考えられたため、安全側の数値を与えると考えられる本州四国連絡橋耐風設計基準⁵⁾に準拠することとした。

3.2 現断面に対する風洞実験

3.2.1 現断面の実験ケースおよび実験結果

実験は迎角、構造減衰、模型断面（グレーチング、弦材開口部）を変化させて行った。ここでグレーチングは写真-1.2および図-1.2(a)に示したように床版の3カ所に設置されている。また写真-1.2より判るように、本橋は弦材の上面および下面に楕円形の孔が穿たれている。実験ではグレーチングおよび弦材の孔の対風応答に及ぼす影響を調べた。実験ケースおよび実験結果の総括表を表-3.4に示し、模型断面を図-3.4に示す。さらに各実験ケースの風速～応答図（ $V-A$ 図）および風速～減衰図（ $V-\delta$ 図）をそれぞれ付図-1および付図-2に示す。

3.2.2 現断面の耐風性の考察

現断面に関し実橋値として設定された条件下での実験は図-3.5の迎角～発振風速図にまとめるが、迎角が -3° の場合のみフラッターが発現した他には、顕著な振動現象は見られなかった。また -3° の迎角において唯一見られたフラッターの発現風速も 69 m/s であり、若戸大橋の加設地点における風速の期待値と比較してかなり高風速となっている。したがって現況の若戸大橋は優れた耐風性を有するものと判断された。

一方、構造減衰を0.02に変化させた実験ではかなり低風速でフラッターが発現した。これは付図-2.3の無風時構造減衰が0.03の実験の $V-\delta$ 図からも予測できる現象である。また、グレーチングや弦材の開孔部の影響についても調査したが、図-3.6のグレーチングの影響に関する対比図からも分かるように本橋の耐風性にグレーチングが寄与するところは極めて大きいものといえる。さらに弦材の開孔部については図-3.7の対比図に示すように高風速において若干減衰を高め、低風速では振幅の小さな領域で減衰を高める効果を発揮することが分かる。このことは今後の風洞実験における実橋の模型化の方針を定める際の資料として興味深い。

3.3 拡幅基本断面に対する風洞実験

3.3.1 拡幅基本断面の実験ケースおよび実験結果

実験は基本的に現況断面の実験に対応する形で迎角、模型断面（グレーチング、弦材開孔部）を変化させて行った。ただし、弦材開孔部については実橋で鳥の進入防止のための金網を取り付けることから、この影響に関して調べることをし、現況断面で行った完全閉塞のケースは設定しなかった。実験ケ

ースおよび実験結果の総括表を表－3.5に示し、模型断面を図－3.8に示す。さらに各実験ケースの風速～応答図（ $V-A$ 図）および風速～減衰図（ $V-\delta$ 図）をそれぞれ付図－3および付図－4に示す。

3.3.2 拡幅基本断面の耐風性の考察

拡幅基本断面に関しては図－3.9の迎角－発振風速図に示すように、 0° 以上の迎角においてフラッターが発現した。このフラッターの発現風速は 0° で最も低く、約 38 m/s であった。一方、グレーチングの効果を図－3.9および図－3.10の $V-A$ 図による対比図に示す。これらの図よりグレーチングは拡幅基本断面の耐風性の向上に有意な効果を示すものとは言い難い。また、若戸大橋は拡幅後、鳥が弦材に入るのを防ぐため弦材の開孔部に金網を取り付けるが、この影響を見たところ図－3.11に示すように金網の取り付けによって耐風性がやや悪化することが分かった。これを3.2.3で述べた弦材の開孔部を塞いだ実験結果と照らし合わせるならば弦材の開孔部は振幅の小さな領域で空力減衰を高める作用があるものと考えられる。

以上の結果をもとに拡幅基本断面の耐風性を評価すると、若戸大橋を原案のまま拡幅した場合、常識的な台風においても生じうる 38 m/s という風速でフラッターが発現するものと予測された。これはグレーチングを塞いだ場合でも大きな変化はなく、これはグレーチングが縦桁に遮閉され、本来の効果を発揮していないためと考えられる。したがって、逆にグレーチング幅を広げる、あるいは耐風性向上のための特別な付属物を取り付けるなどの対策工に関する検討は必須のものと考えられた。

3.4 対策工の検討

3.4.1 対策工の検討方針

具体的な対策方針を決定するにあたって、まずグレーチングの拡幅については構造的な制約から不可能であったため、この方法の可否の検討は行わないものとされた。こうして何等かの付属物による方法のみが実現可能なものとして残された。付属物の設置による耐風性の向上対策に関して検討されたトラス補剛吊橋の事例としては大鳴門橋⁶⁾、Newport橋⁷⁾、南備讃瀬戸大橋⁸⁾の検討例があり、大鳴門橋では鉛直スタビライザー、Newport橋では中央分離帯に壁高欄を設置する方法、南備讃瀬戸大橋では整流板の設置による方法が検討されている。それぞれの対策工の概要を図－3.12に示す。若戸大橋では鉛直スタビライザーおよび中央分離帯に壁高欄を用いる方法によって耐風性の向上を図ることとした。

3.4.2 実験ケースおよび実験結果

実験は可能な限り小さな規模の付属物によって耐風性の十分な向上を実現することを目標に行われ、さらに、グレーチング上は2輪車が雨天時に滑るという理由および設計上の不利から、これを通常の鋼床版に置き換えることの可否についても検討した。

実験ケースおよび実験結果を表－3.6の総括表に示し、模型断面を図－3.13に示す。さらに、付図－5に $V-A$ 図を付図－6に $V-\delta$ 図を示す。ここで、鉛直スタビライザーA～Eおよび壁高欄a～cは図－3.14に示すものである。

3.4.3 考 察

表- 3.7 に壁高欄およびスタビライザーの効果について総括する。また共通する視点より分類できる実験ケース群毎にその実験結果を考察する。

(1) 実験3-1~4は、鉛直スタビライザーを単独で使用した場合の効果进行调查したものであり、実験は第2段階の実験において 0° の迎角が最も危険であったことから、 0° の迎角においてなされた。実験結果は図- 3.15の○印で示すように、鉛直スタビライザーが大きなものになるほど耐風性の向上に有効であった。しかし、安全性が確保されていると言えるものはトラス高に比べてかなり大きく、実現性の面で難点のあるスタビライザーEのみであったため、鉛直スタビライザーの単独使用による安全性の確保は不適当と考えられた。

(2) 実験3-5~9は鉛直スタビライザーと現設計案の中央分離帯防護欄と同じ高さの壁高欄との併用を検討したものである。これらの実験ケースは(1)の鉛直スタビライザーの検討と同じく 0° の迎角においてなされた。この結果は図- 3.15において△印で示されたものであるが、現在の拡幅計画案における高さを有する壁高欄に対しては、スタビライザーB(全高1.0m; 図- 3.14参照)を組み合わせることによって良好な耐風性が得られることが明らかとなった。

(3) 以上から対策案として、現拡幅計画案の高さ(80cm)を有する壁高欄と全高1mのスタビライザーを併用する方法が有力となり、これについて迎角の変化に対する安全性を実験3-11~13で照査することになった。その結果、図- 3.16の迎角-発振風速図に示すように 3° の吹き上げの風に対しては、耐風性の改善効果がやや劣り、55~58m/sの風速でフラッターが発現した。この風速はフラッターのような現象に対しては、十分な安全性を保証するものと見なすにはやや難がある。ただし、構造減衰 $\delta=0.05$ とした同一模型に関しては、フラッター発現風速が約70m/sまで上がる。

(4) 耐風性をより良好なものとするために中央分離帯の防護欄の高さをそれぞれ1.2m, 1.0mとした実験3-16, 20では共にフラッターが発現しなかった。そこで中央分離帯防護欄を1.0mとし、実験3-17~21で迎角の変化に対する安全性を照査した。その結果は、再び図- 3.16に示すように実験した全ての迎角に対し、十分な安全性が確保されるものと判断された。参考のために壁高欄高さに着目したV-A図の対比図を図- 3.17に示す。

(5) 最後に、グレーチングの撤去の可否を検討する実験を実験3-22~26において行った。その結果は図- 3.18の迎角-発振風速関係図および図- 3.19のV-A図による対比図にまとめられており、中央分離帯のスタビライザーが耐風性の向上に大きく貢献しているのに対し、路側のグレーチングについては耐風性の向上に寄与するところは比較的小さいことが分かった。

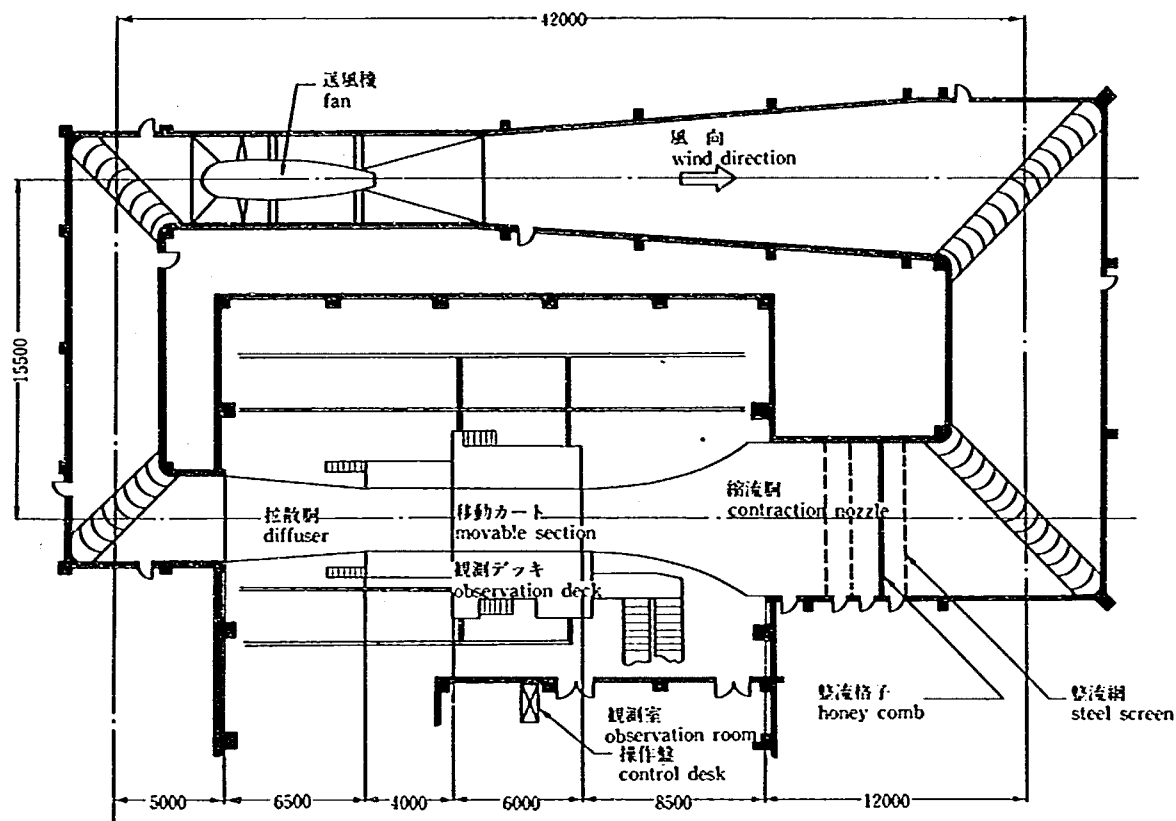


図- 3. 1 フラッター風洞平面図

表- 3. 1 フラッター風洞主要諸元

風 洞 名		フラッター風洞	非定常空気力風洞
Wind Tunnel		Low Speed Wind Tunnel-A	Low Speed Wind Tunnel-B
風洞形式		ゲッチンゲン型	ゲッチンゲン型
Type		Göttingen Type	Göttingen Type
規 定 脚	幅 Width	2,500mm	1,000mm
	高 Height	4,000mm	2,000mm
	長 Length	10,000mm	3,000mm
風路全長			
Total Path Length		115m	55m
送 風 機	動翼直径 Diameter	4,000mm	1,530mm
	有効全圧 Pressure Rise	40.0mmAq	40.0mmAq
	風 量 Wind Volume	242.0m³/sec	70.0m³/sec
	回 転 数 Rotation	400.0rpm	1250.0rpm
	容 量 Power	250.0kW	50.0kW
気 流	風 速 Wind Speed	1.0~25.0m/sec	1.0~25.0m/sec
	乱れ率 Turbulence Intensity	0.5%	0.5%

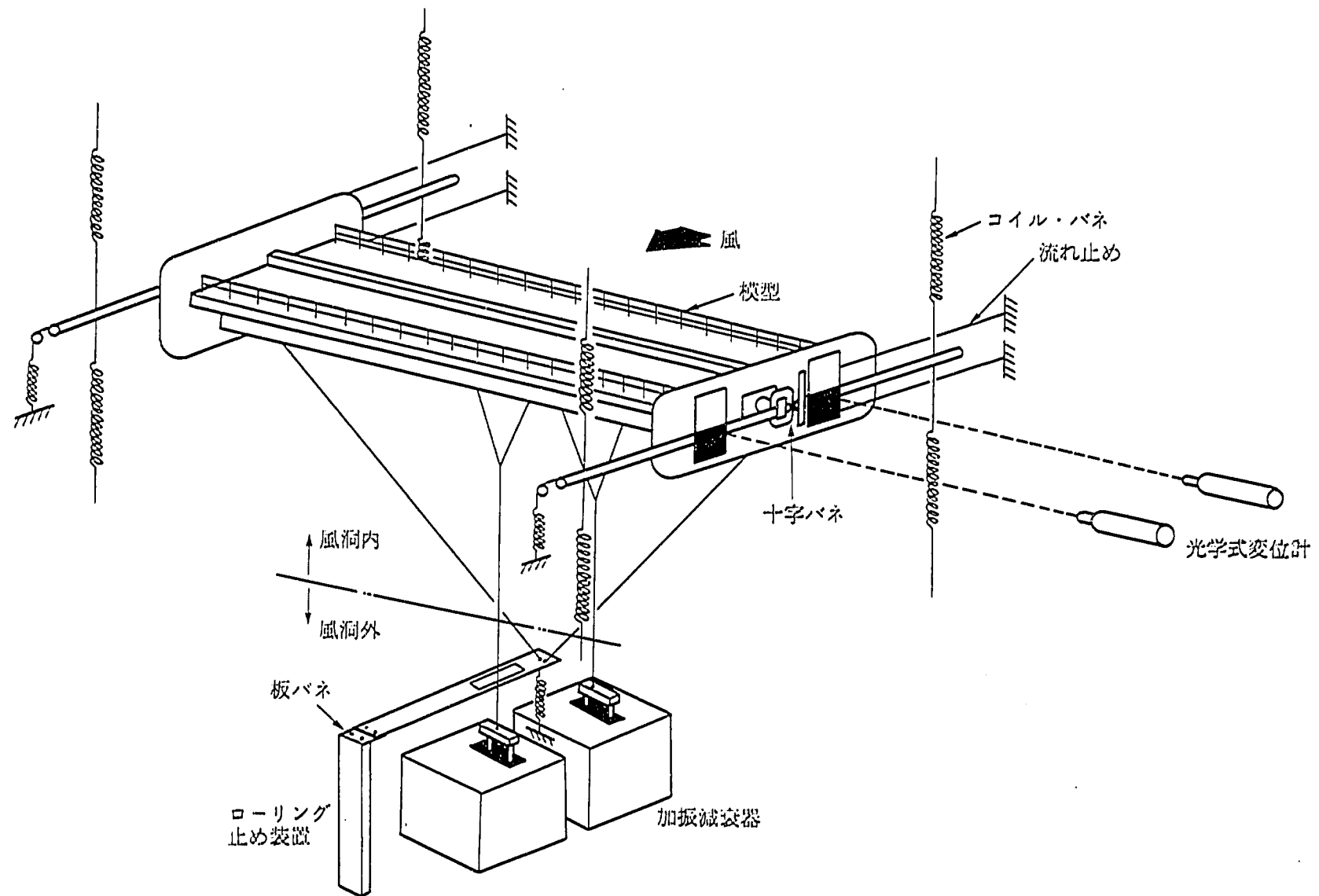


図-3.2 2次元部分模型実験概要

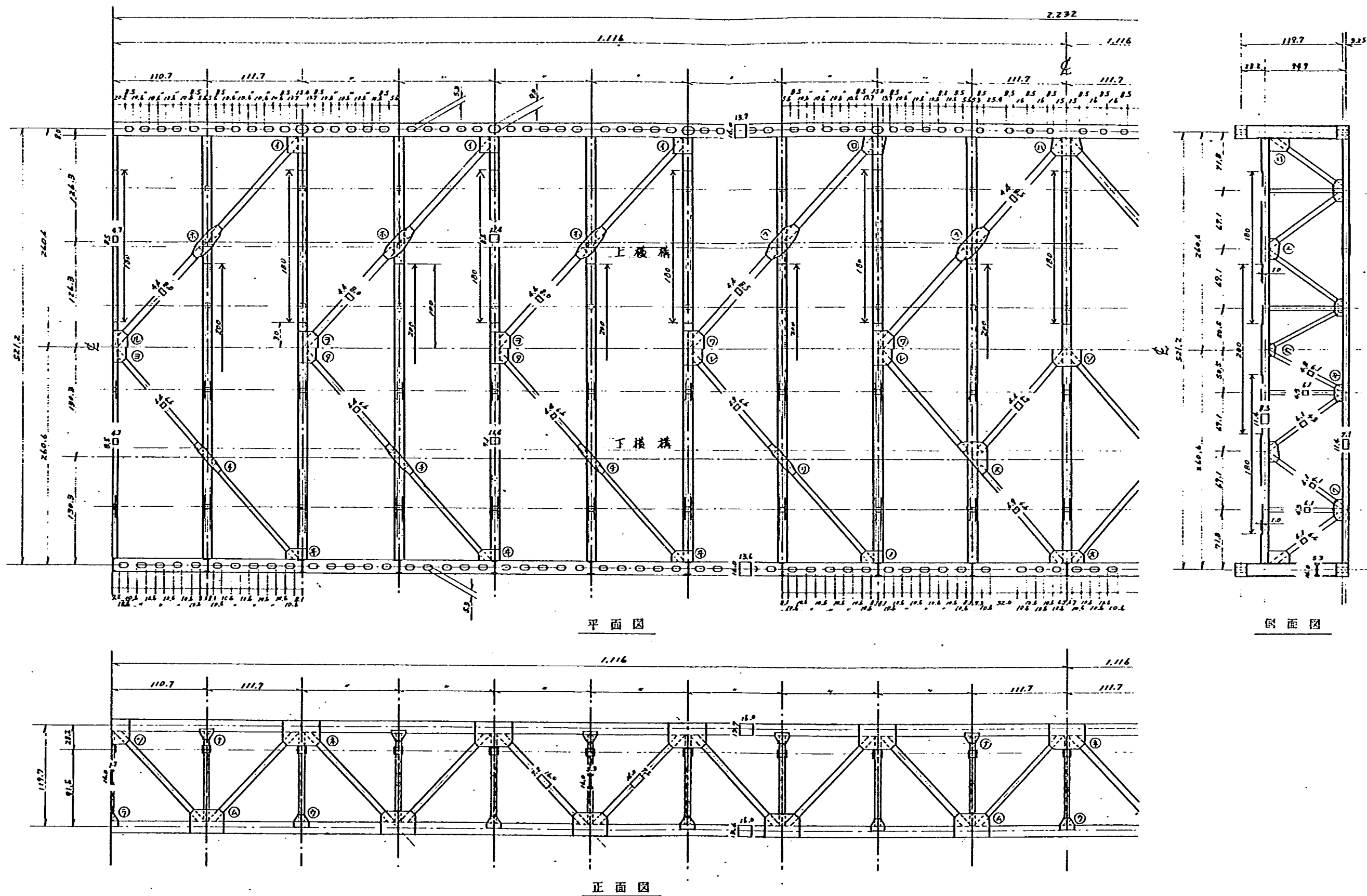
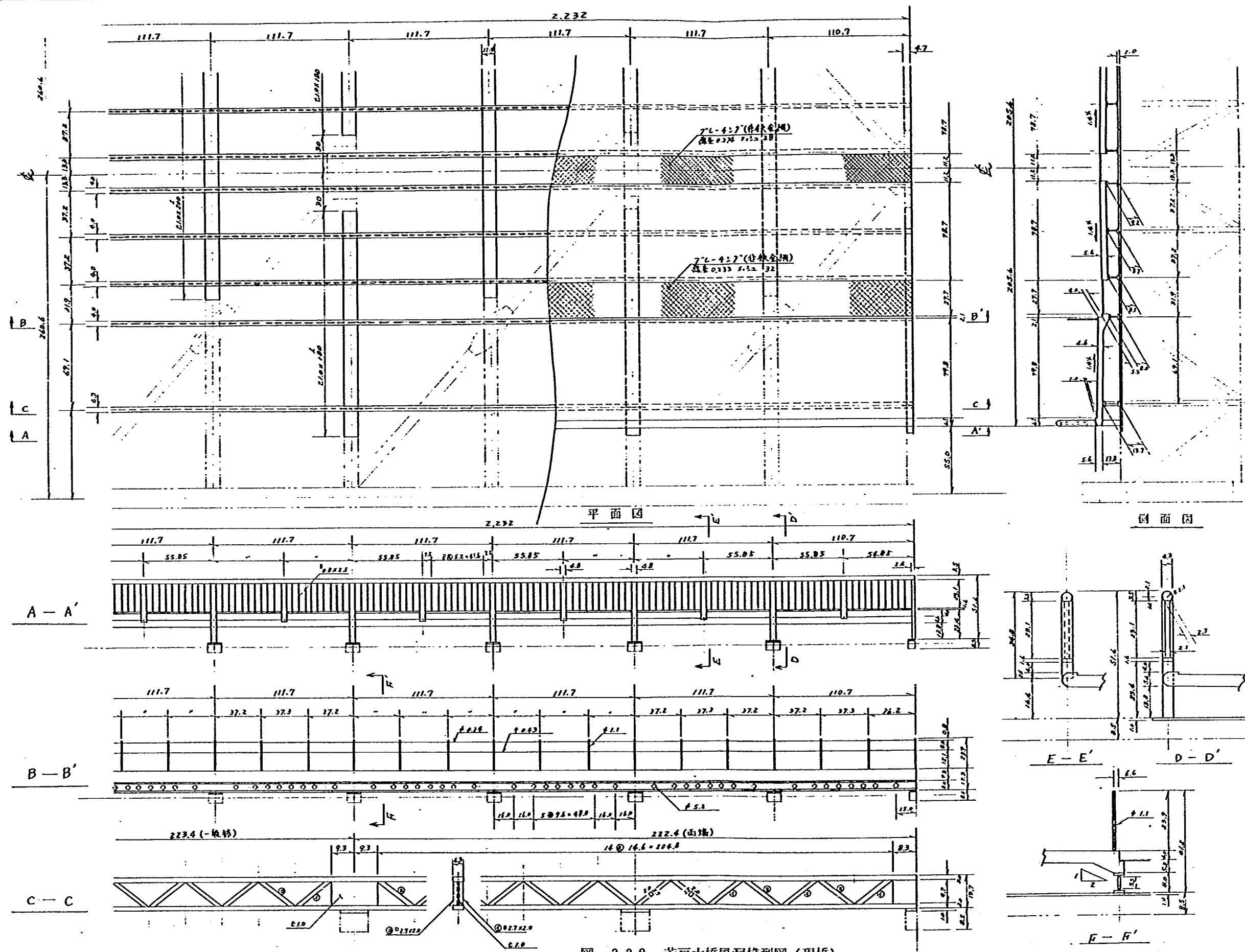
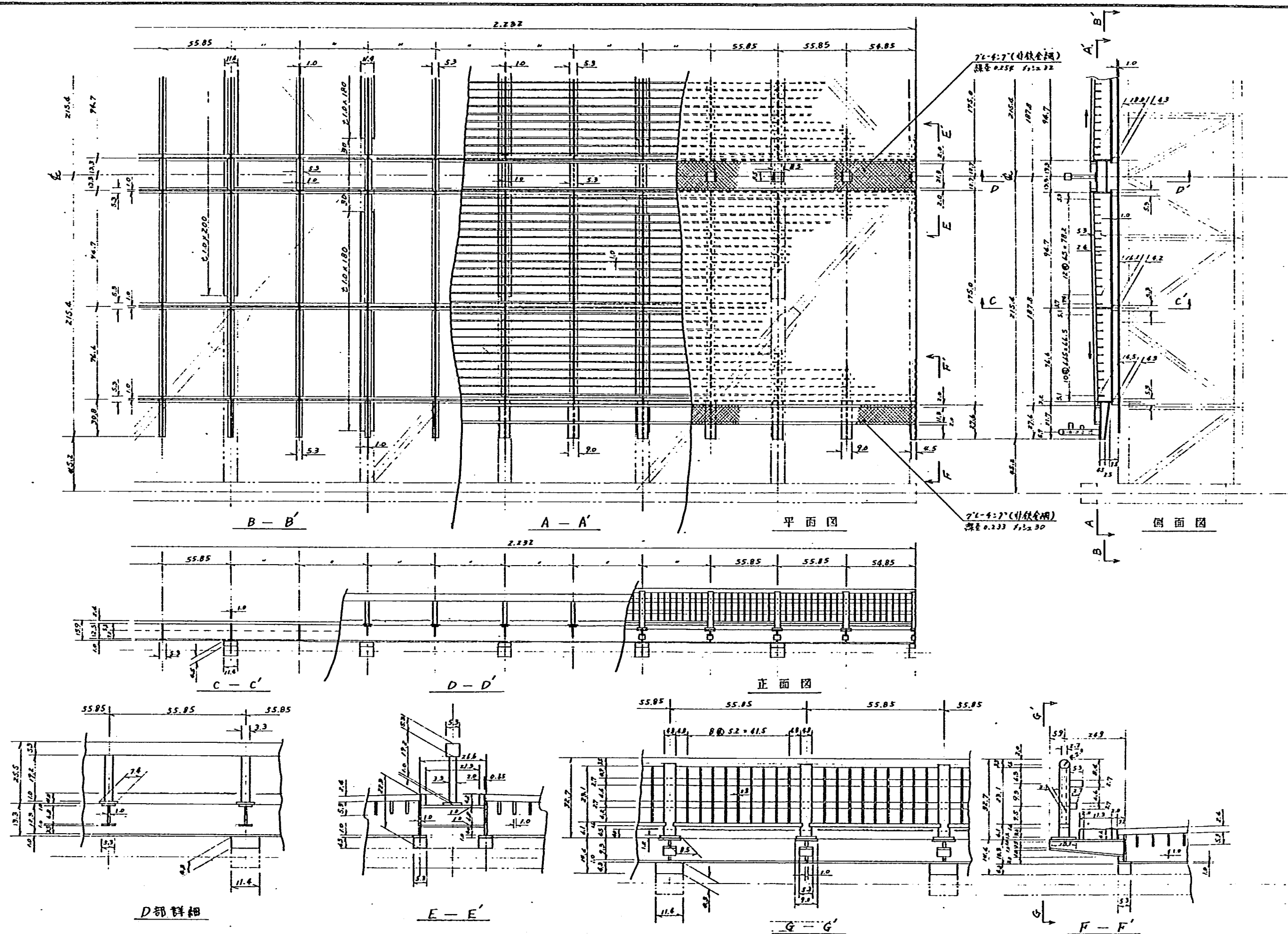
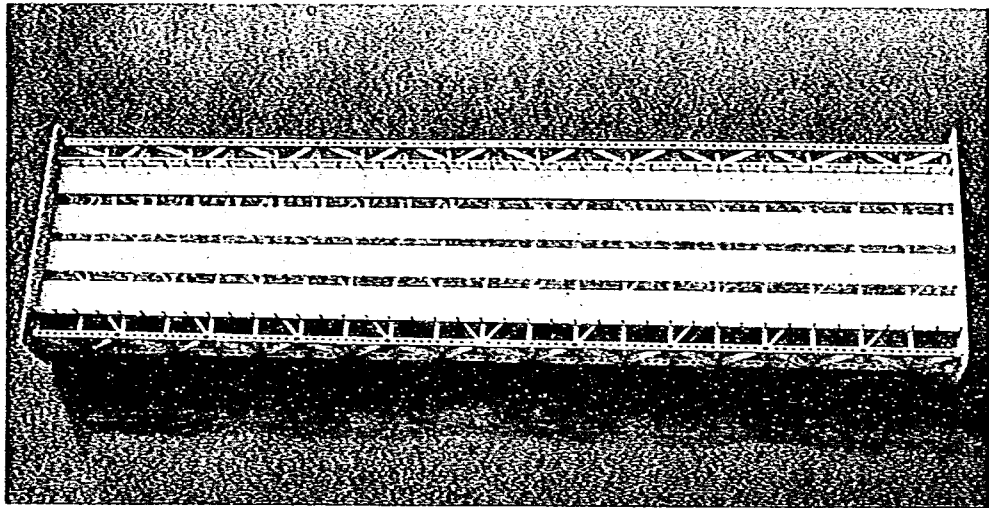


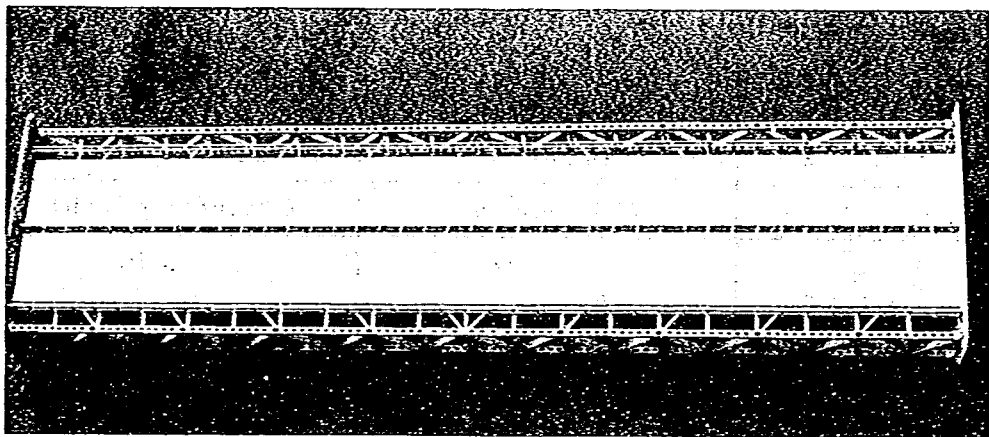
図-3.3.1 若戸大橋風洞模型図(補剛トラス)







(1) 現況補剛桁



(2) 拡幅基本案補剛桁

写真-3.1 風洞模型

表-3.2.1 若戸大橋実験条件(現断面)

	実 橋	模 型
縮 尺	—	1/37.6
重 量	14.98 t/m	23.650 Kg/model
極慣性モーメント	74.530 tms ² /m	0.0832 Kgms ² /model
振 動 数	Hz	Hz
たわみ1次	0.244	—
2次	0.313	2.0
ねじれ1次	0.522	3.4
振 動 数 比	1.67	1.67
弦 長 (B)	19600 mm	521.3 mm
模 型 厚 (D)	4500 mm	119.7 mm

表-3.2.2 若戸大橋パネ支持実験条件(拡張案)

	実 橋	模 型
縮 尺	—	1/37.6
重 量	14.25 t/m	22.49 Kg/model
極慣性モーメント	73.11 tms ² /m	0.0816 Kgms ² /model
振 動 数	Hz	Hz
たわみ1次	0.247	—
2次	0.320	2.1
ねじれ1次	0.523	3.4
振 動 数 比	1.63	1.63
弦 長 (B)	19600 mm	521.3 mm
模 型 厚 (D)	4500 mm	119.7 mm

表-3.3.1 動的試験結果（現断面）

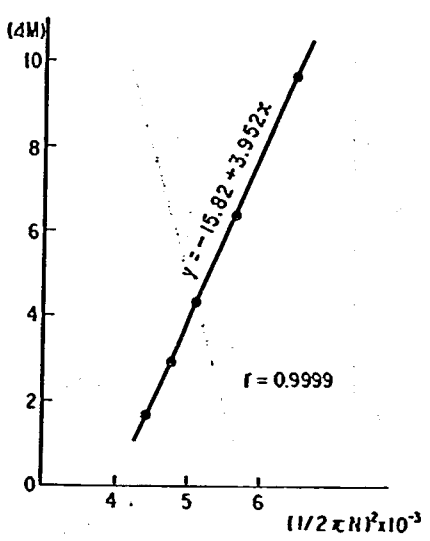
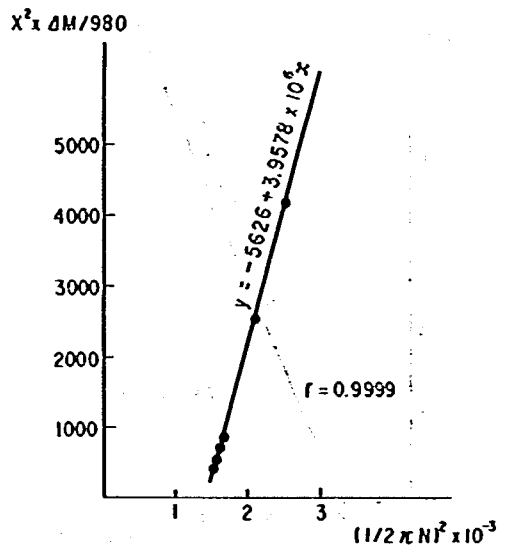
た わ み		ね じ れ	
模型所要重量	23.650 kgf/Model	所要極慣性モーメント	0.8154 $\text{kgf}\cdot\text{m}^2/\text{model}$
動的試験より計算されたバネ定数	3.952 kgf/cm	動的試験より計算されたバネ定数	3957.8 $\text{kgf}\cdot\text{cm}$
たわみ周波数	2.037 Hz	ねじれ周波数	3.4712 Hz
付加重量	8.2602 kg	付加極慣性モーメント	0.2513 $\text{kgf}\cdot\text{m}^2$
 動的試験結果		 動的試験結果	
振動数比	1.67		
最終バネ間隔	60.2 cm		
バネ間隔補正後 ねじれ振動数	3.391 Hz		

表- 3.3.2 動的試験結果 (拡幅断面)

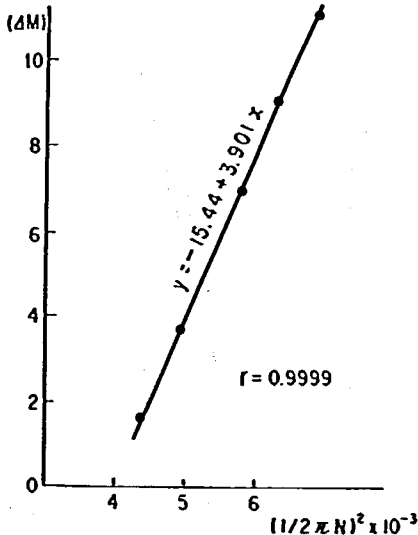
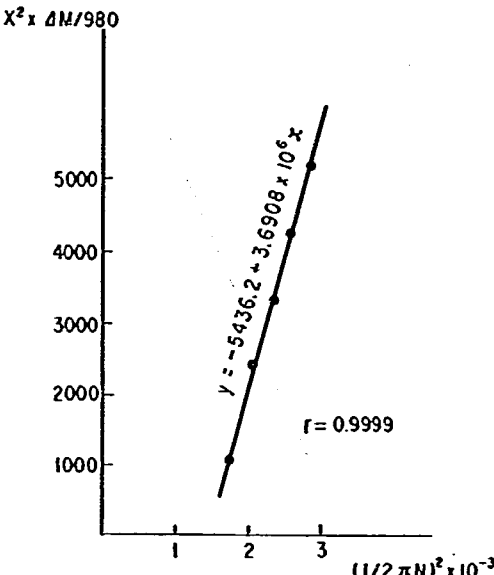
た わ み		ね じ れ	
模型所要重量	22.491 kgf/Model	所要極慣性モーメント	0.7997 kgf・m ² /model
動的試験より計算されたバネ定数	3.901 kgf/cm	動的試験より計算されたバネ定数	3690.8 kgf・cm
たわみ周波数	2.07499 Hz	ねじれ周波数	3.3848 Hz
付加重量	7.4919 kg	付加極慣性モーメント	0.2673 kgf・m ²
 動的試験結果		 動的試験結果	
振動数比	1.63		
最終バネ間隔	60.2 cm		
バネ間隔補正後ねじれ振動数	3.388 Hz		

表-3.4 実験ケースおよび実験結果（現橋）

実験番号	模 型 断 面		迎角 (°)	構 造 減 衰		フラッター発現風速 (実橋風速m/s)
				たわみ	ねじれ	
1-1	現 断 面	基 本	-5	0.03	0.03	発現せず
1-2			-4			発現せず
1-3			-3			69.0
1-4			-2			発現せず
1-5			0			発現せず
1-6			+3			発現せず
1-7			+5			発現せず
1-8			0	0.03	0.02	38.0
1-9			0		0.035	発現せず
1-10		グレーチング	0	0.03	0.03	37.5
1-11		閉 塞	+3			52.0
1-12		弦材開口部閉塞	0		0.02	36.0

表-3.5 実験ケースおよび実験結果（拡幅後）

実験番号	模 型 断 面		迎角 (°)	構 造 減 衰		フラッター発現風速 (実橋風速m/s)
				たわみ	ねじれ	
2-1	拡 幅 断 面	基 本	-5	0.03	0.03	発現せず
2-2			-3			発現せず
2-3			0			38.0
2-4			+3			40.0
2-5			+5			43.0
2-6		グレーチング	0	0.03	0.03	39.5
2-7		閉 塞	+3			42.0
2-8		弦材開口部	0			41.0
2-9		金網なし	+3			52.0

現 斷 面

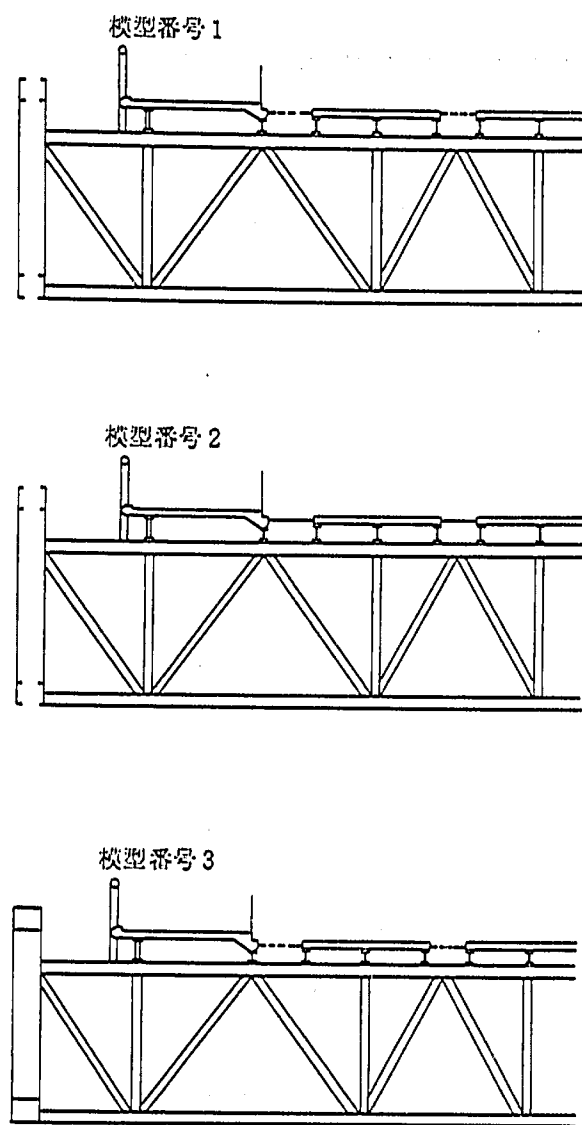


図- 3. 4 模型断面

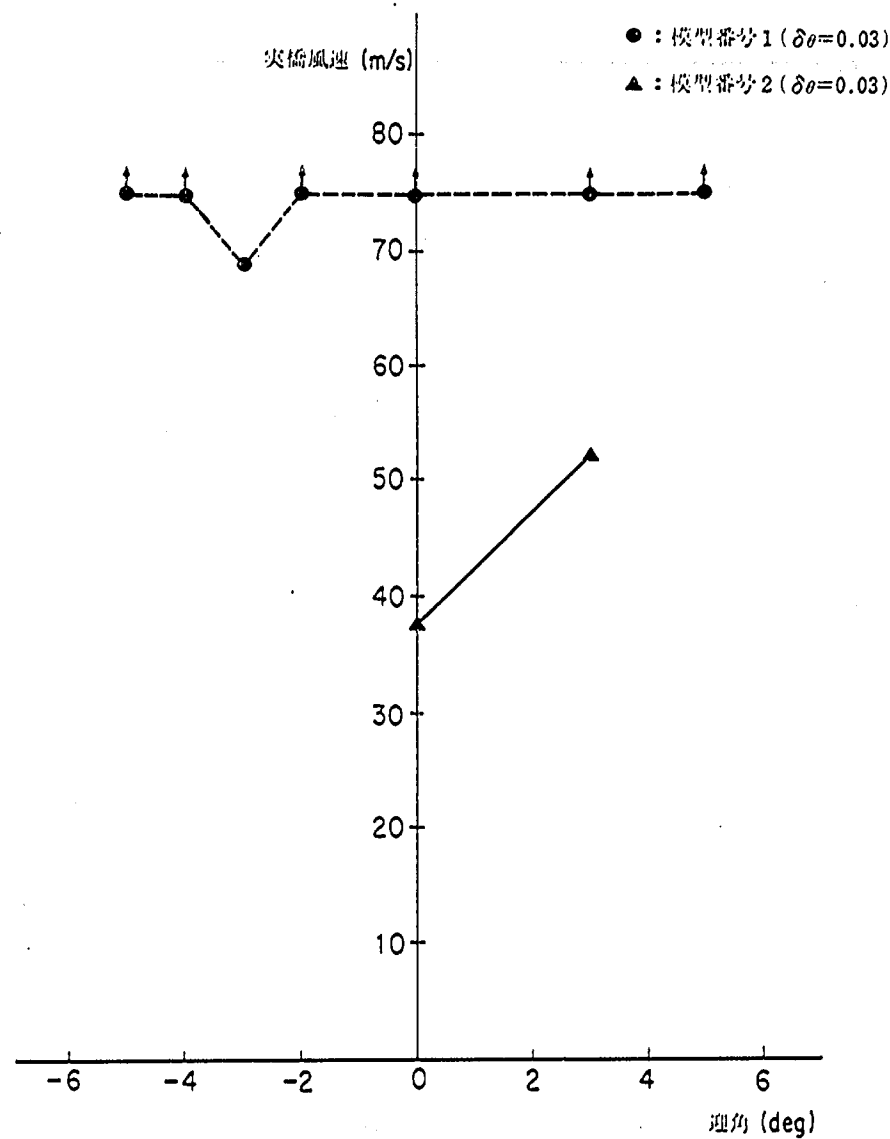


図- 3. 5 迎角- 突振風速関係図 (現橋)

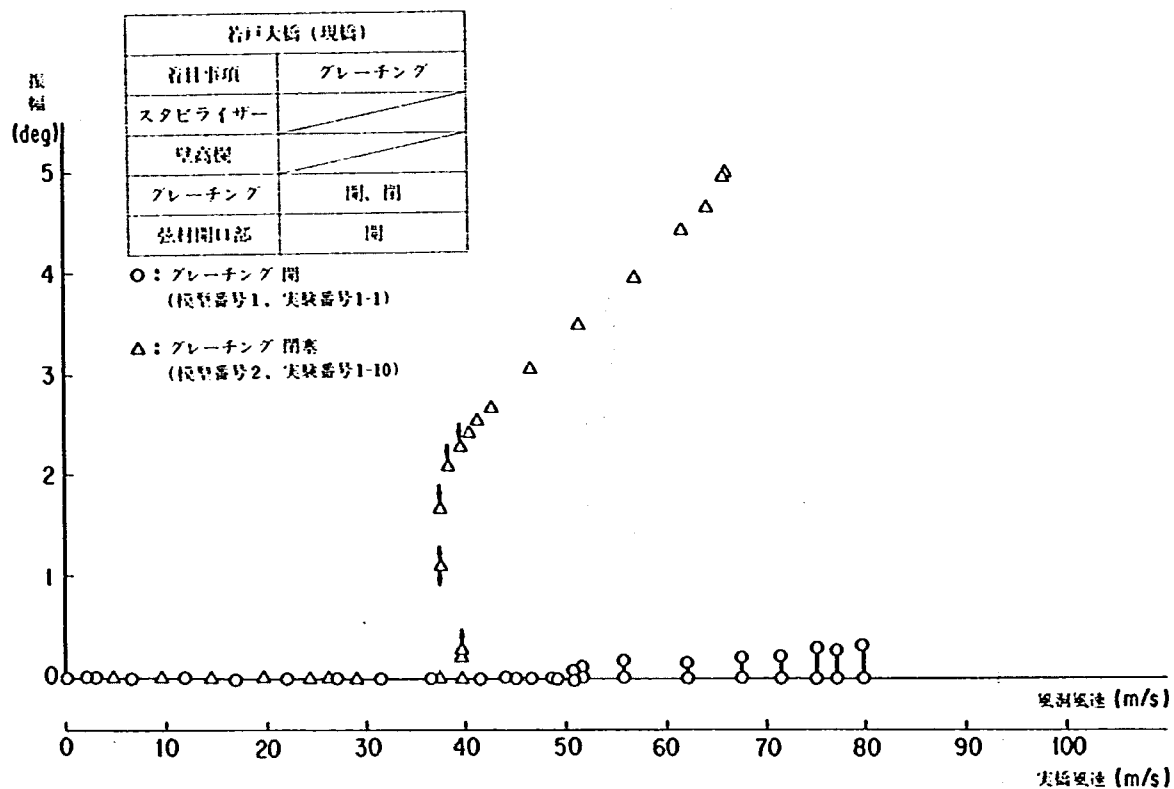


図-3.6 グレーチングの影響 (現況断面)

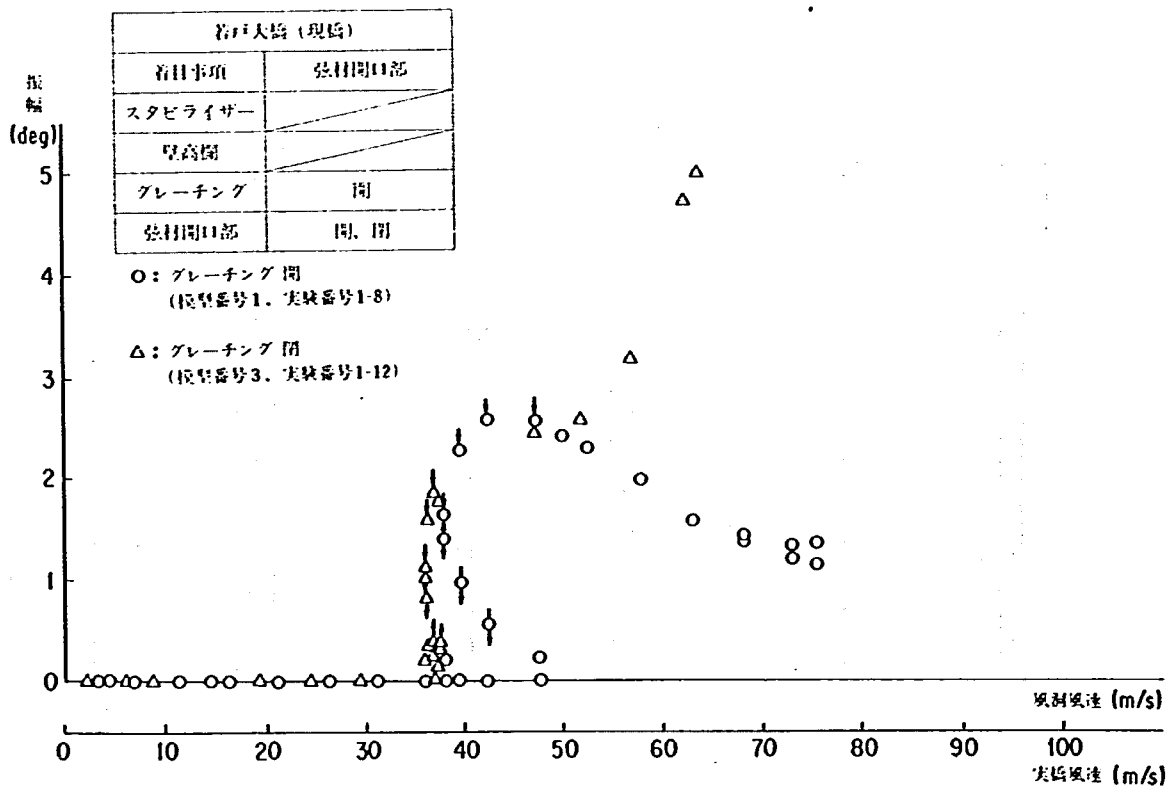


図-3.7 弦材開口部の影響 (現況断面)

拡幅断面

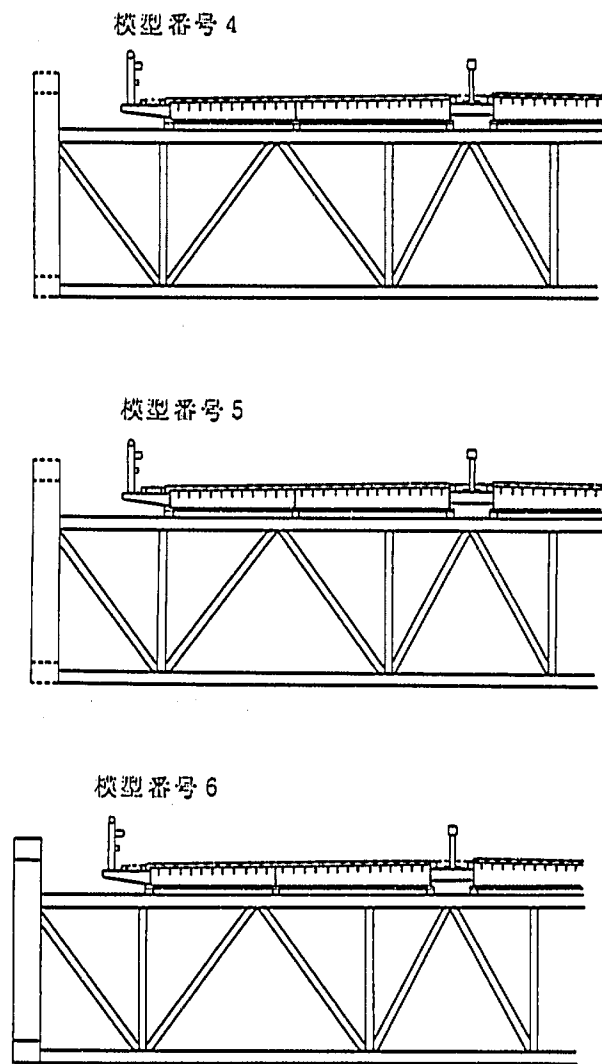


図-3.8 模型断面

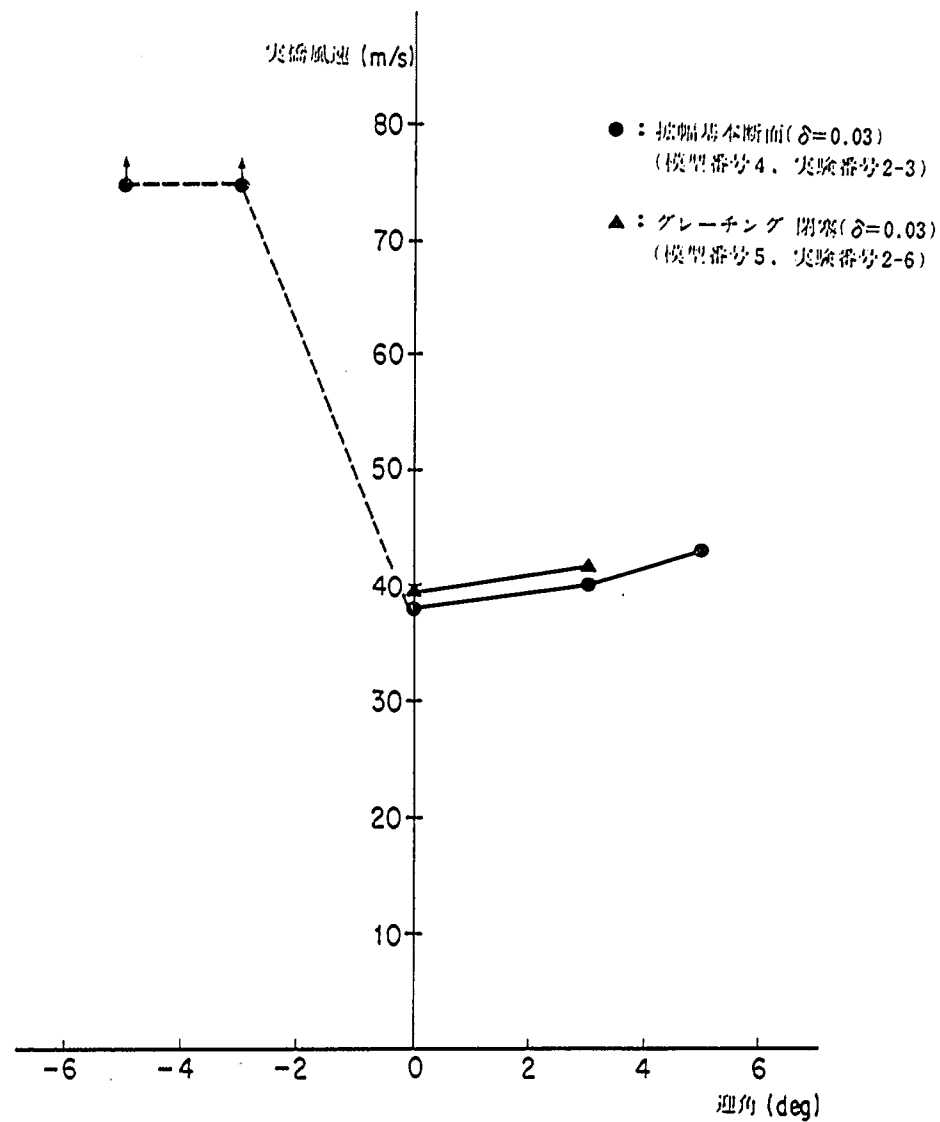


図-3.9 迎角-発振風速関係図 (拡幅案)

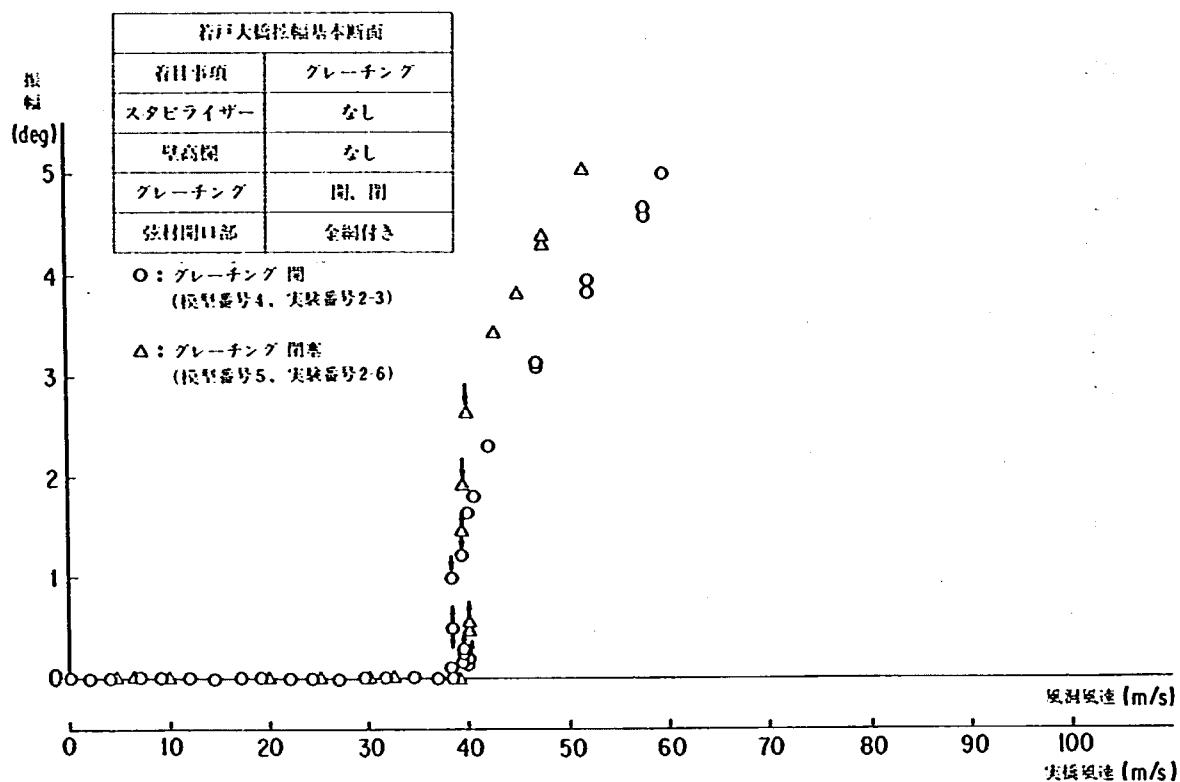


図-3.10 グレーチングの影響 (拡幅断面)

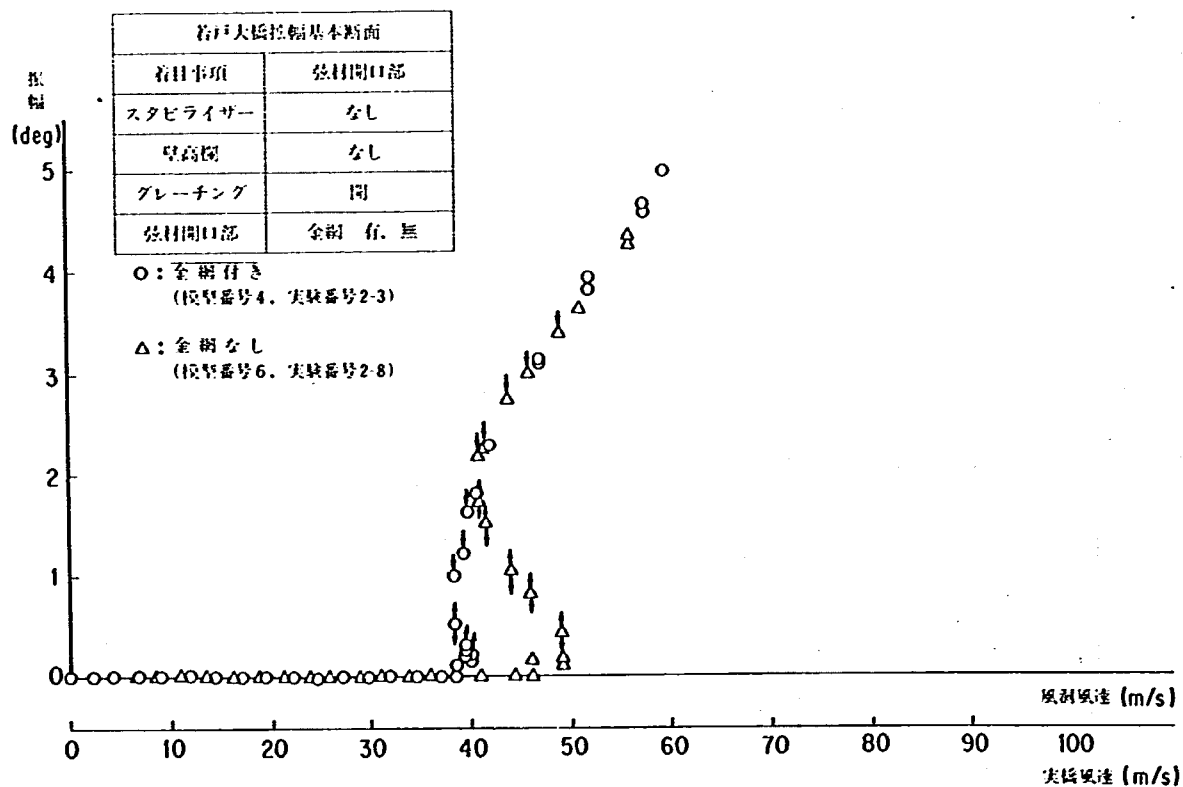
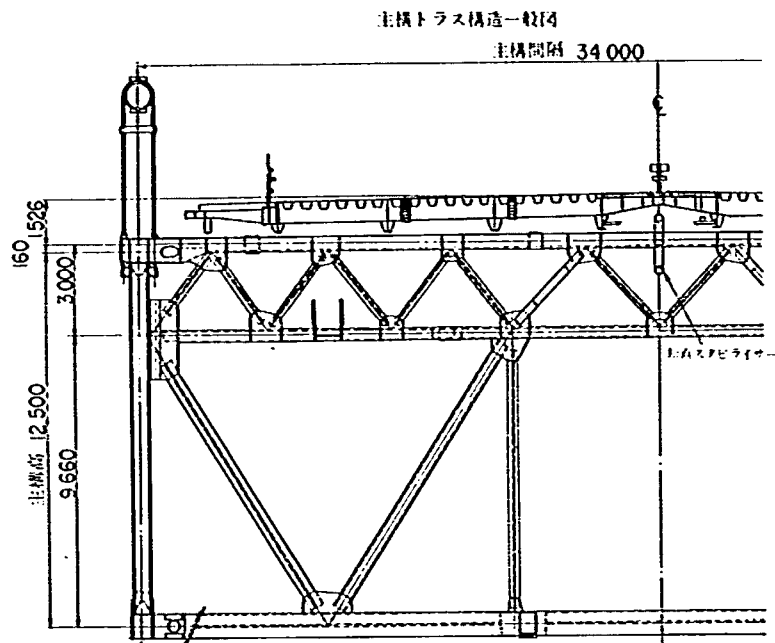
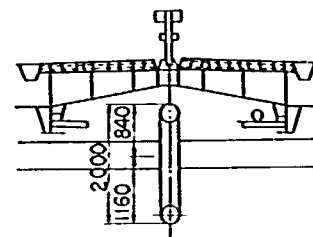


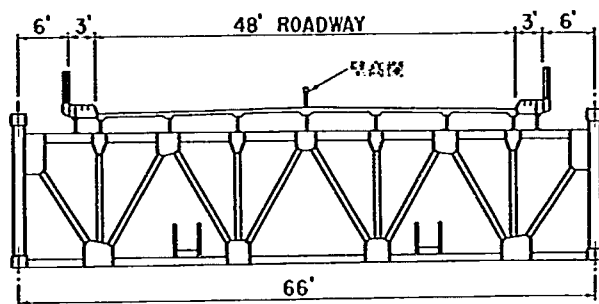
図-3.11 弦材開口部金網の影響 (拡幅断面)



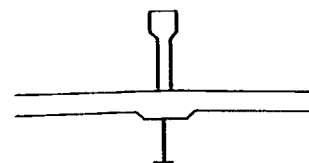
(a) 大鳴門橋 (鉛直スタビライザー)



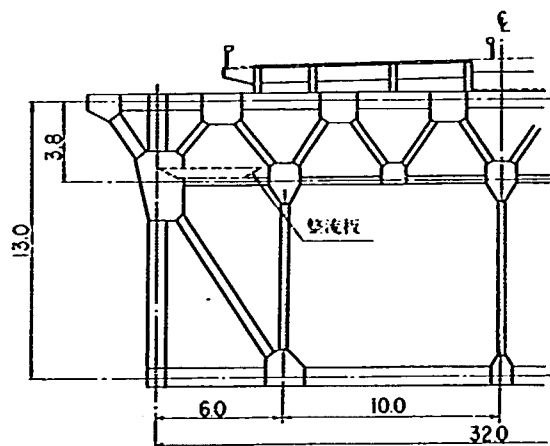
拉大図



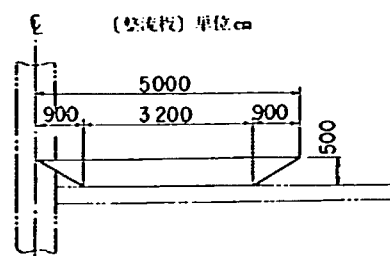
(b) New port 橋 (中央分層帯の壁高欄)



拉大図



(c) 南備瀬瀬戸大橋 (壁流板)



拉大図

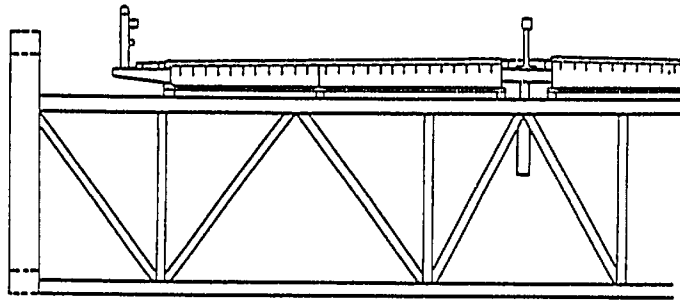
図- 3.12 トラス補剛桁の制振対策

表-3.6 実験ケースおよび実験結果 (対策案)

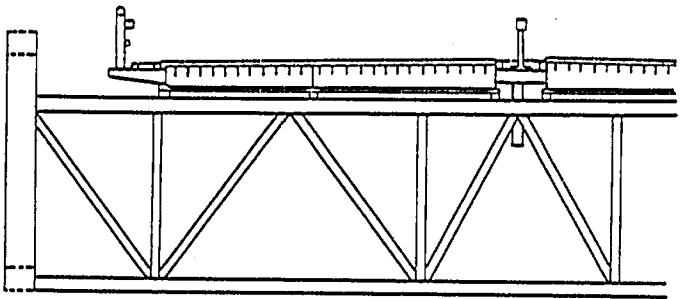
実験番号	模 型 断 面			迎角	構造減衰		フラッター発現風速
	スタビライザー	壁高欄	グレーチング	(°)	たわみ	ねじれ	(実橋風速m/s)
3-1	E	—	開 放	0	0.03	0.03	63
3-2	D						55
3-3	C						52
3-4	A						41
3-5	D	a	開 放	0	0.03	0.03	発現せず
3-6	C						発現せず
3-7	B						69
3-8	A						52
3-9	A				0.05	0.05	発現せず
3-10	—	c	開 放	0	0.03	0.03	70
3-11	B	a	開 放	-3	0.03	0.03	発現せず
3-12				+3			0.05
3-13					70		
3-14					C	a	
3-15	—	54					
3-16	B	c	開 放	+3	0.03	0.03	発現せず
3-17	B	b	開 放	-5			発現せず
3-18				-3			発現せず
3-19				0			発現せず
3-20				+3			発現せず
3-21				+5			68
3-22	B	b	中央分縫帯閉塞	+3	0.03	0.03	59
3-23	B	b	路側帯閉塞	-3			発現せず
3-24				0			発現せず
3-25				+3			76
3-26				+5			59

拡幅断面

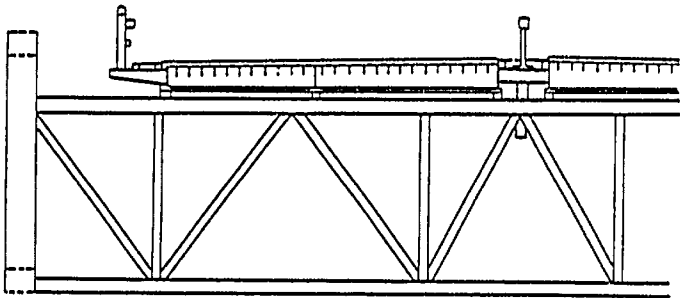
模型番号 7



模型番号 8

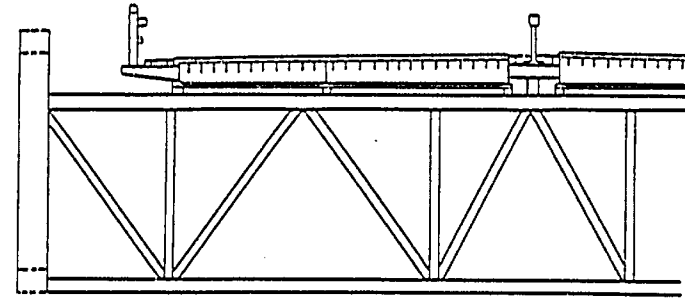


模型番号 9

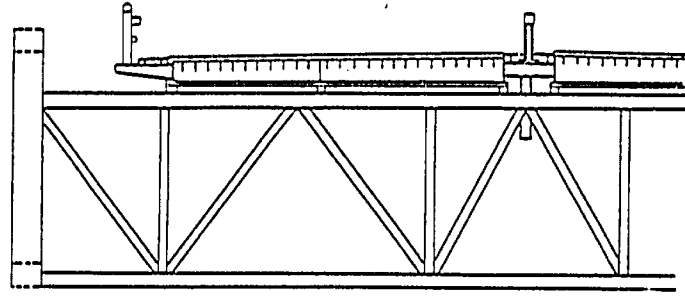


拡幅断面

模型番号 10



模型番号 11



模型番号 12

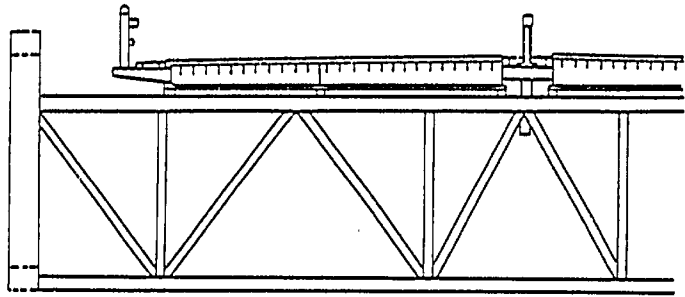
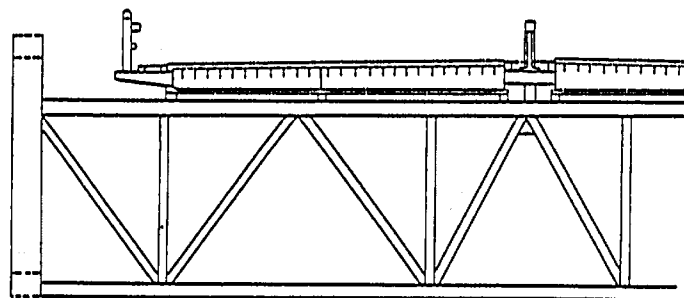


図- 3.13.1 模型断面 (対策工検討) その 1

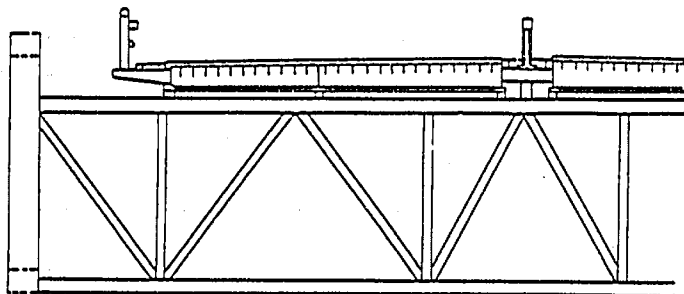
図- 3.13.2 模型断面 (対策工検討) その 2

拡幅断面

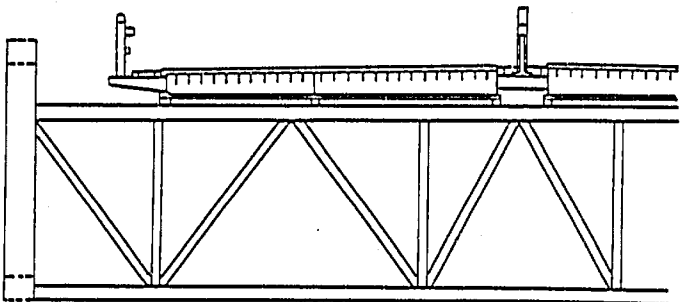
模型番号 13



模型番号 14

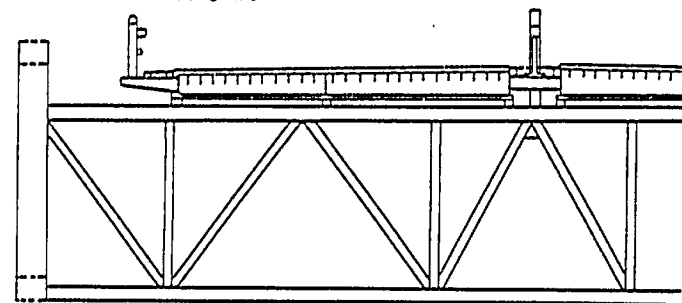


模型番号 15

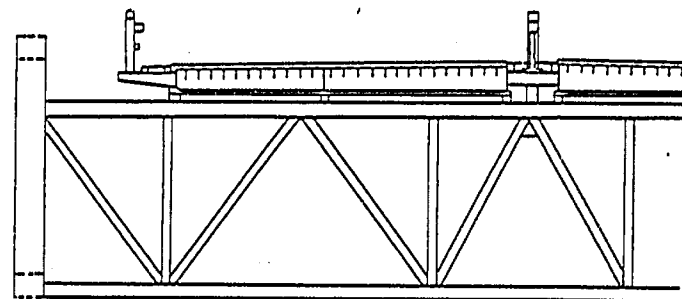


拡幅断面

模型番号 16



模型番号 17



模型番号 18

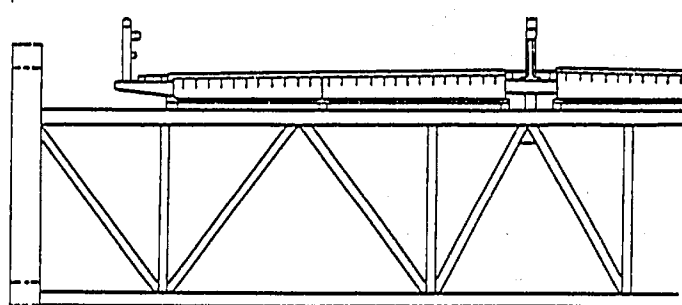
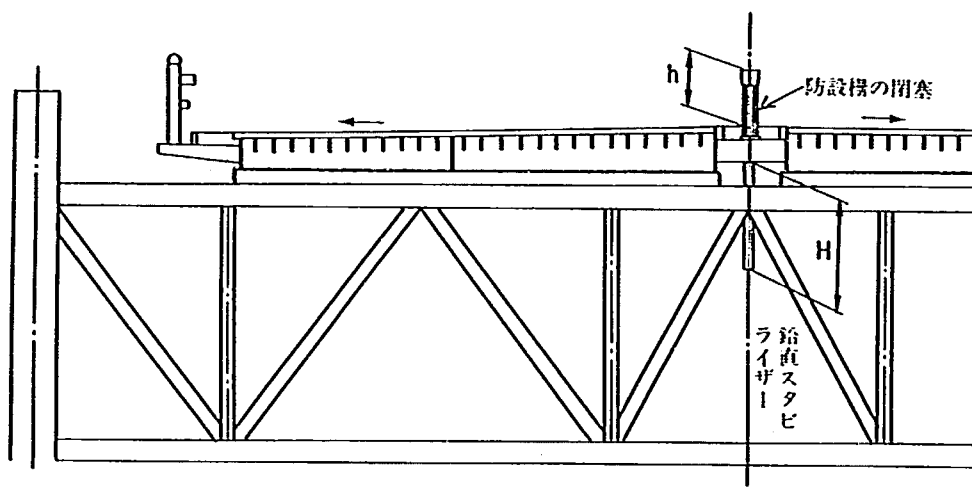


図- 3.13.3 模型断面 (対策工検討) その3

図- 3.13.4 模型断面 (対策工検討) その4



中央分離帯壁高欄の高さ h

	模型(mm)	実橋(cm)
a	21.3	80
b	26.6	100
c	31.9	120

スタビライザー高さ H

	模型(mm)	実橋全高(cm)
A	20.5	77
B	26.6	100
C	31.1	117
D	37.8	142
E	51.0	192

図-3.14 耐風性向上対策工の検討に用いた部材

表-3.7 スタビライザーおよび壁高欄の有効性

壁高欄 \ スタビライザー	なし	A (77 cm)	B (100 cm)	C (117 cm)	D (142 cm)	E (192 cm)
なし	×	×	...	0°, +3° ×	△	○
a (80 cm)	...	×	-3° ◎ 0° ○ +3, +5° △	0° ◎ +3° △	...	...
b (100 cm)	...	...	-5~+3° ◎ +5° ○	...	...	...
c (120 cm)	0° ○	...	+3° ◎	...	...	...

◎：発散振動が発現しない

○：十分な高風速で発現

△：やや低い風速で発現

×：低風速で発現

拡幅断面

模型番号 19

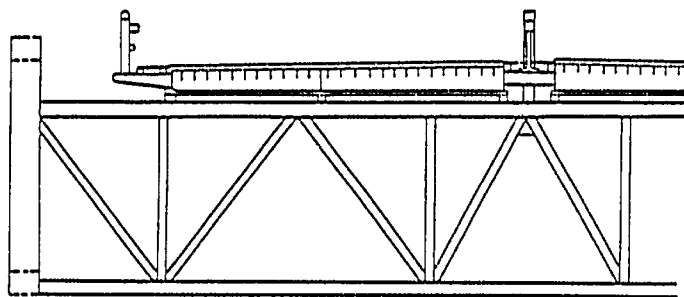


図- 3.13.5 模型断面（対策工検討）その 5

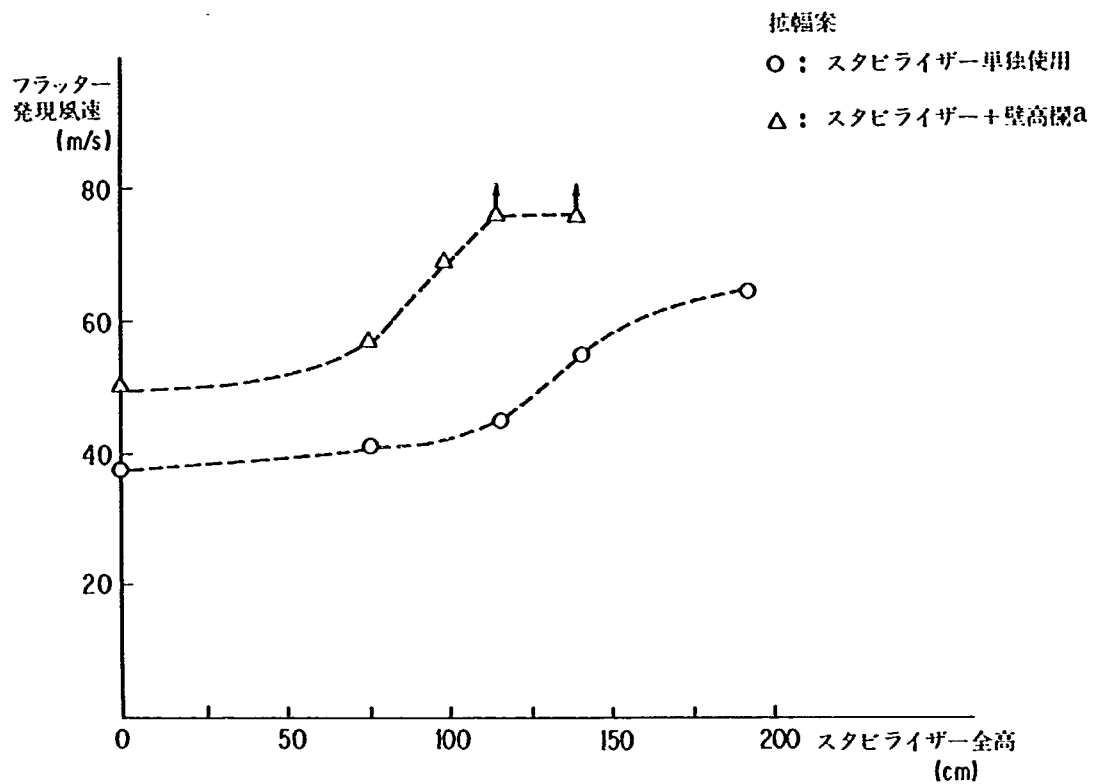


図- 3.15 鉛直スタビライザーの効果 ($\alpha=0^\circ$)

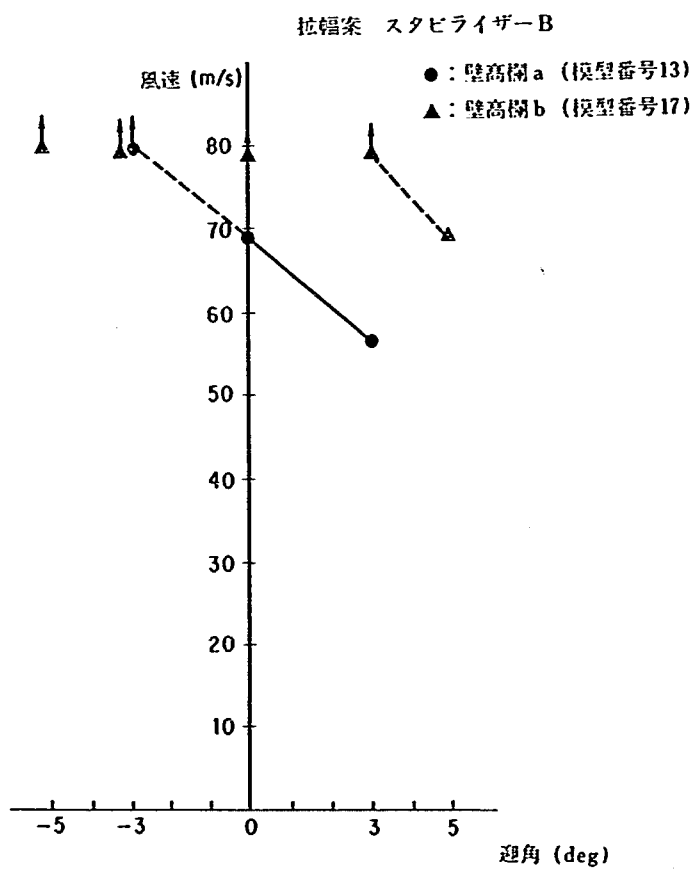


図- 3.16 壁高欄+鉛直スタビライザー B

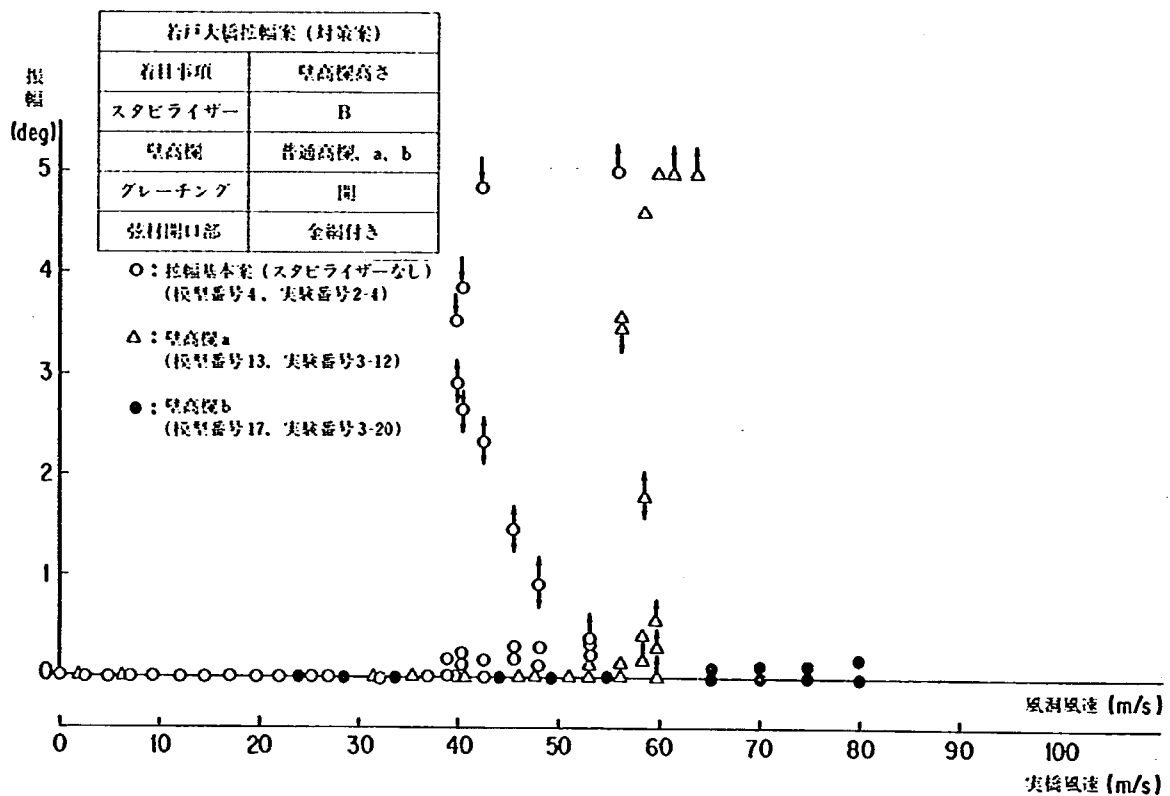


図- 3.17 壁高欄の効果

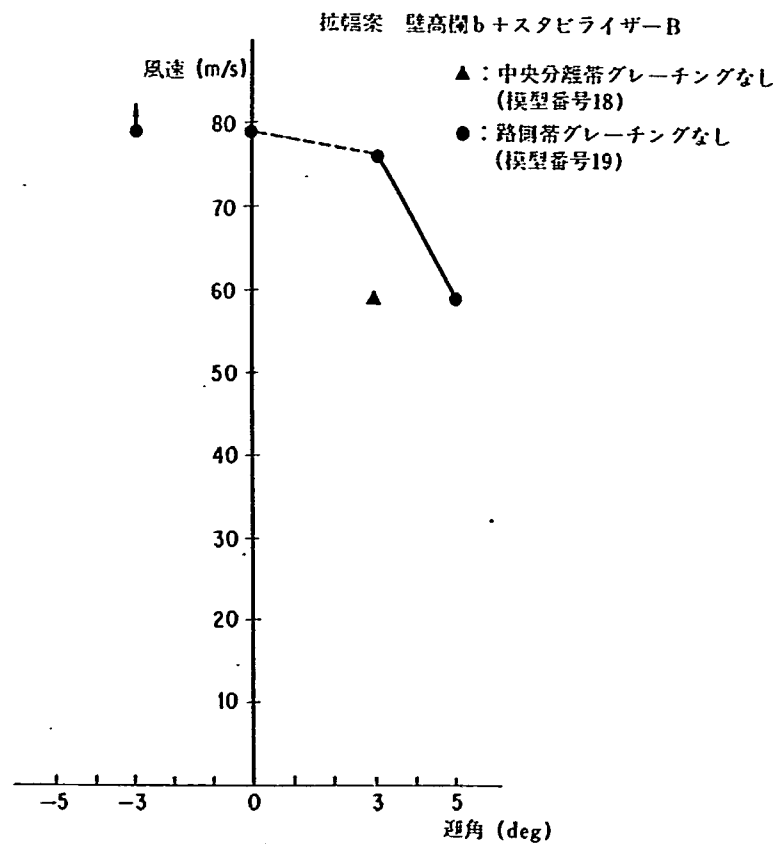


図- 3.18 グレーチングの効果 (その1)

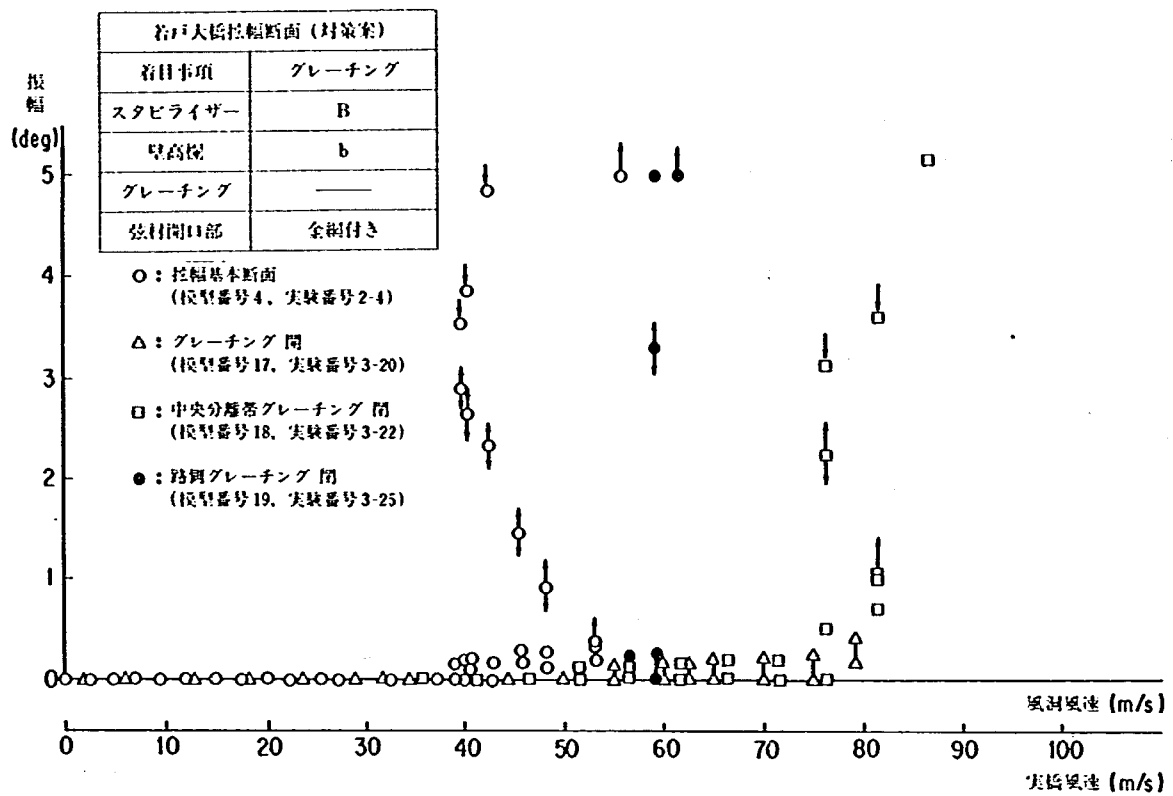


図- 3.19 グレーチングの効果 (その 2)

4. ま と め

本調査より若戸大橋の耐風性について明かとなった点は以下の通りである。

- (1) 振動実験並びに常時微動測定より得られた若戸大橋の固有振動数は計算値より若干高い可能性がある。
- (2) 現況断面は良好な耐風性を有する。
- (3) 拡幅基本断面は40m/s程度の風速でフラッターが発現し、耐風性向上のために何等かの対策工が必要とされる。
- (4) 中央分離帯部に壁高欄あるいは鉛直スタビライザーを設置すると耐風性が向上する。
- (5) それぞれ高さ1mの壁高欄と鉛直スタビライザーを併用すると、 -5° から $+5^{\circ}$ の範囲の迎角において若戸大橋の拡幅断面は十分な耐風性を有するようになる。
- (6) 上の対策工を用いれば路側のグレーチングを通常の鋼床版にかえても耐風性に及ぼす影響は小さく、耐風安全性が確保されるが、中央分離帯のグレーチングについてはスタビライザーの効果を助ける働きがあり、これを撤去するとかなり耐風安全性を損なうため、設置が必要と考えられる。

謝 辞

本調査を行うにあたり、日本道路公団本社、福岡建設局、若戸大橋工事事務所の関係各位から多大なる協力を得たことを記し、ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 平井, 林, 竹間他; 若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究, 東京大学工学部土木工学科橋梁研究室, 昭和35年1月
- 2) 建設省土木研究所; 日守大橋振動実験報告書, 土木研究所資料 第2251号, 昭和60年9月
- 3) 建設省土木研究所; 塩浜工区鋼箱桁橋振動実験報告書, 土木研究所資料 第2382号, 昭和61年5月
- 4) 建設省土木研究所; 榎養橋振動実験報告書, 土木研究所資料 第2516号, 昭和62年8月
- 5) 本州四国連絡橋公団; 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説, 昭和51年3月
- 6) 保田, 藤井, 植田; トラス補剛吊橋の耐風安定化の一対策, 土木学会第33回年次講演会講演概要集 第1部I-114
- 7) A. Hedefine, H.M. Mandel, et al; Design and construction of Newport Bridge, Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 97, No. ST11, Nov 1971
- 8) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会; 本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書, 昭和54年3月

付属資料 — 常時微動の計測および解析

(1) 概 要

若戸大橋の現況の構造特性は数値解析ならびに現地振動実験から推定することができる。しかしこれらのデータを利用するにあたって、完成後に行われた振動実験ではねじれ振動の減衰が不明であり、さらに、架設から30年を経た橋梁の構造特性の変化に関しても資料は十分ではない。一方、数値解析には様々な仮定が用いられているため、その解析結果には誤差が含まれている。そこで現在の若戸大橋の構造特性をより正確に把握するために常時微動計測を行い、そのデータを解析した。

(2) 計測方法

計測はサーボ型加速度計を用い、着目する振動数が1 Hz以下の低周波振動であることから5 Hzのローパスフィルタを通しアナログデータレコーダに記録した。図-参1に加速度計のピックアップの設置点を示す。本来、ねじれの測定に関しては中央分離帯について対称な位置で測定し、両者の減算によって解析する方法が理想的であるが、今回は簡易な計測であり、現場の制約から不可能であった。そこで、理論的には鉛直たわみ振動の加速度が、橋軸座標に関する位置が同じであれば幅員座標における位置に依らず一定であること、これに対しねじれ振動の加速度が中央分離帯から離れるほどに大きくなることから、加速度計aおよびbを歩道の両端に置き、その加算による解析結果と減算による解析結果を比較することでねじれ振動を分離することとした。

計測は午前11時30分より午後6時まで行い、データ解析では約2時間のデータを用いた。

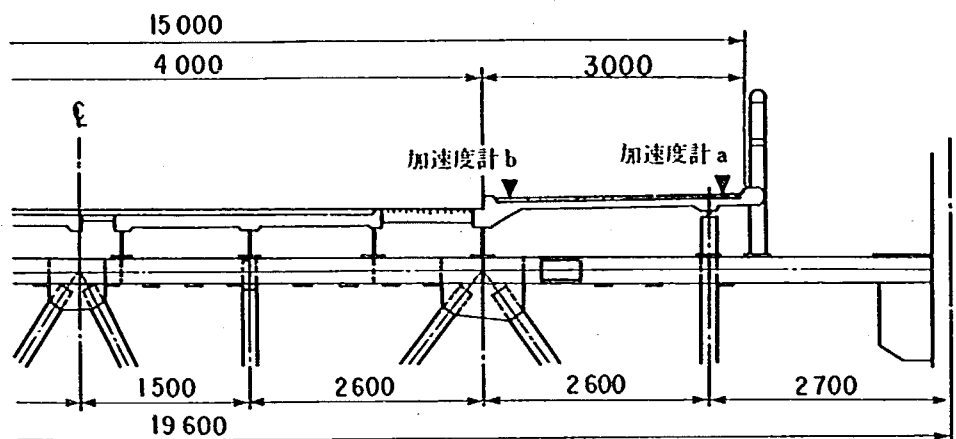
(3) 常時微動解析結果

図-参2および参3にそれぞれ加速度計aとbの出力の加算の解析結果および減算の解析結果を示す。加算による解析ではピークが3ヶ所見られ、若戸大橋の中央径間中央を節としない振動の固有振動数は低い順に0.36 Hz, 0.52 Hz, 0.60 Hzであると推定される。さらに、図-参3の減算による解析結果では、加算による解析結果の第1, 第2のピークに対応するピークは見られず、ねじれの最低次固有振動と推定されるのは図-参2の三番目のピークであり、安全側の評価では、その振動数は0.58 Hzと推定することが妥当であると思われる。

一方、構造減衰 δ は加振力がねじれの固有振動数近傍の周波数帯で一様な分布を示すもの（帯域白色雑音的な加振力）とみなし、ハーフパワー法を適用したところ、 $\delta=0.09$ 程度と計算された。

これらの解析結果より、実橋の固有振動数は計算値よりも約11%大きくなった。したがって、実橋におけるフラッター発現風速も実験結果より直接推定した値よりも11%程高くなるものと考えられるが、影響はそれほど大きくない。

一方、構造減衰に関しては、風洞実験においては $\delta=0.03$ を仮定しており、常時微動から推定されるような大きな構造減衰値が期待できるならば、フラッター発現風速は高くなり安全になる。しかし、常時微動による構造減衰の推定には、不確かさが含まれると考えられるのでここでは参考にとどめる。



图一参1 常時微動測定位置図 (中央径間中点)

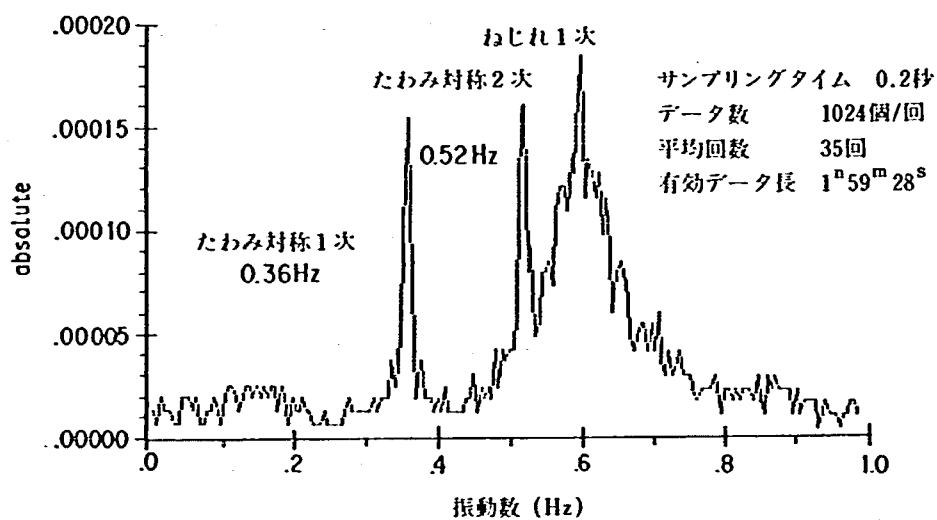


図-参2 常時微動のパワースペクトル (加算)

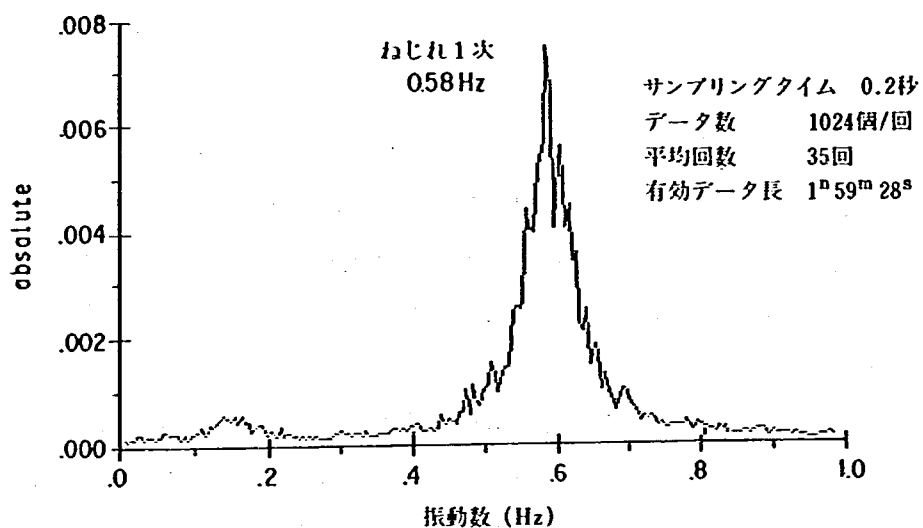
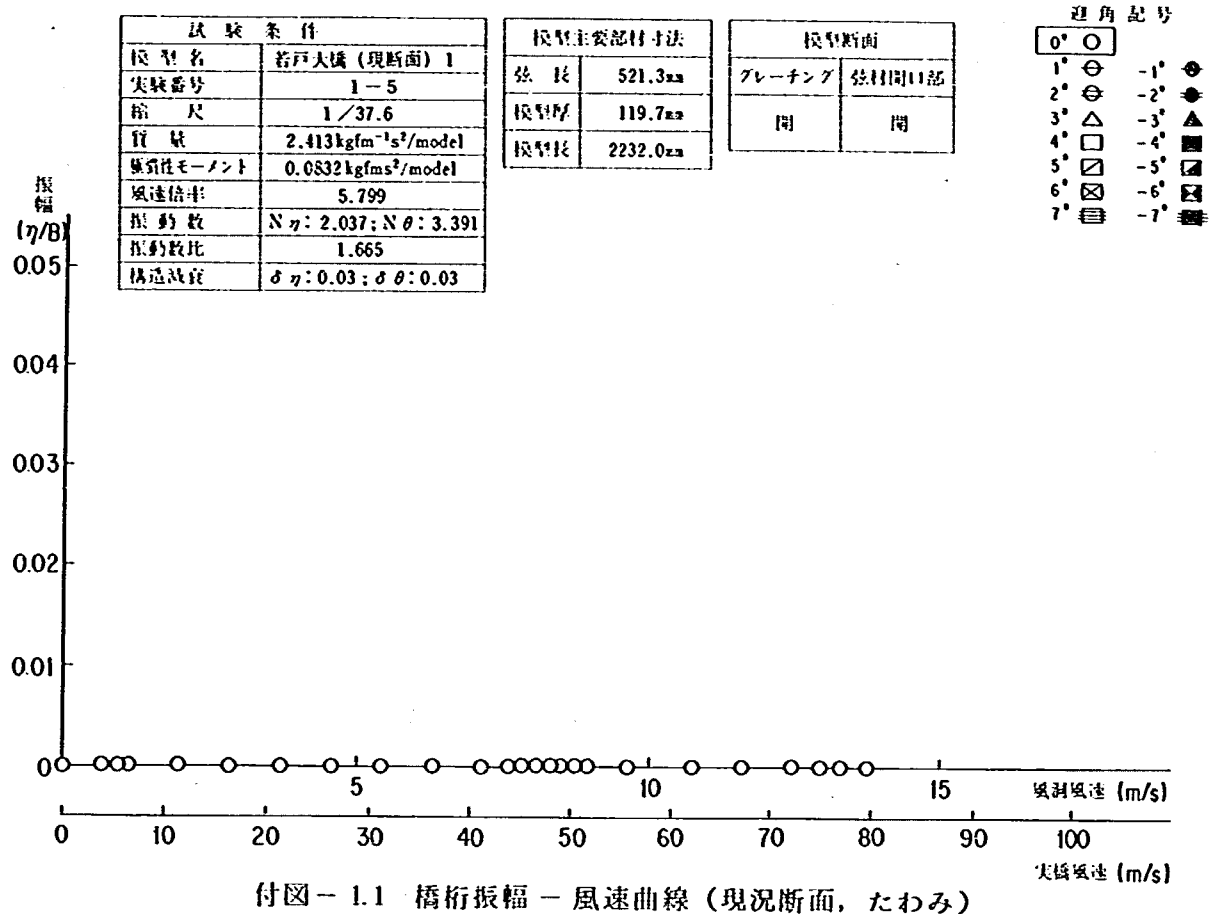
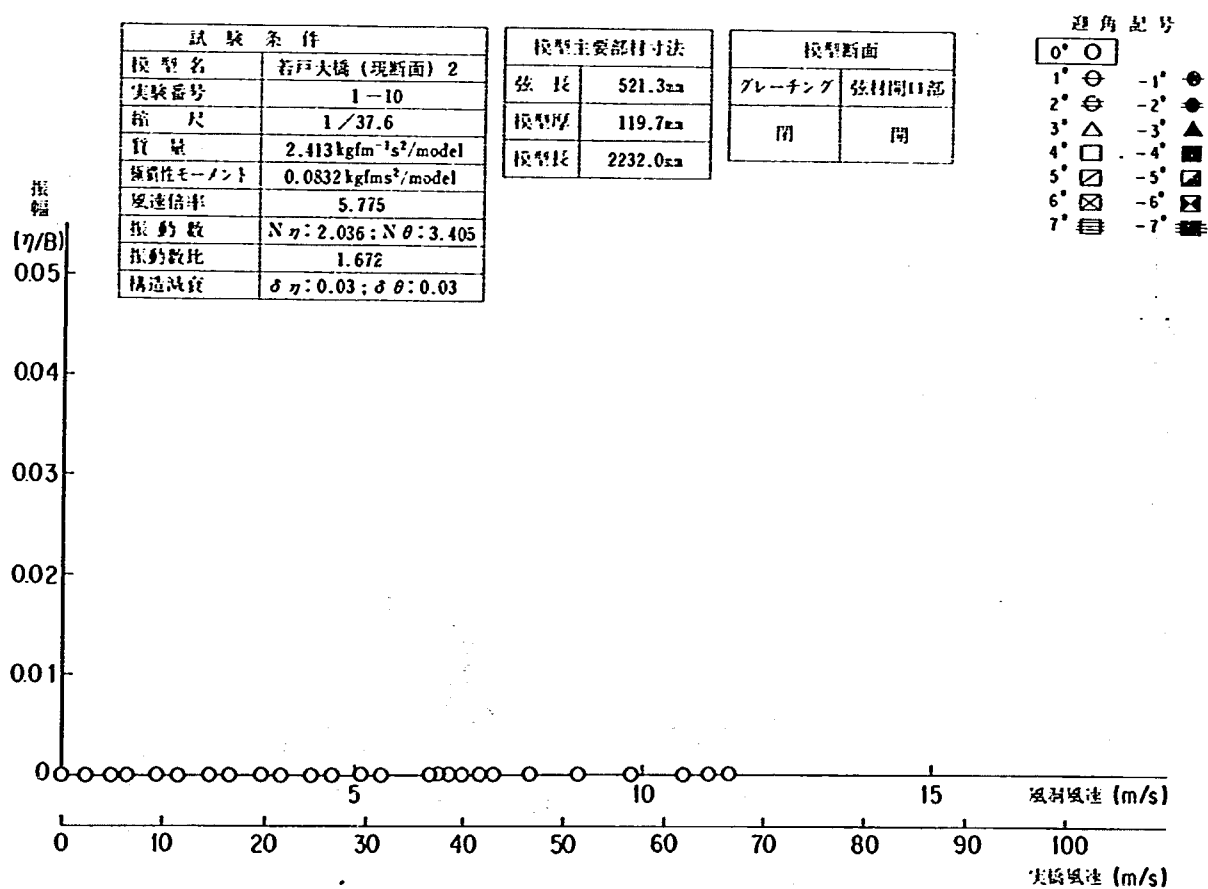


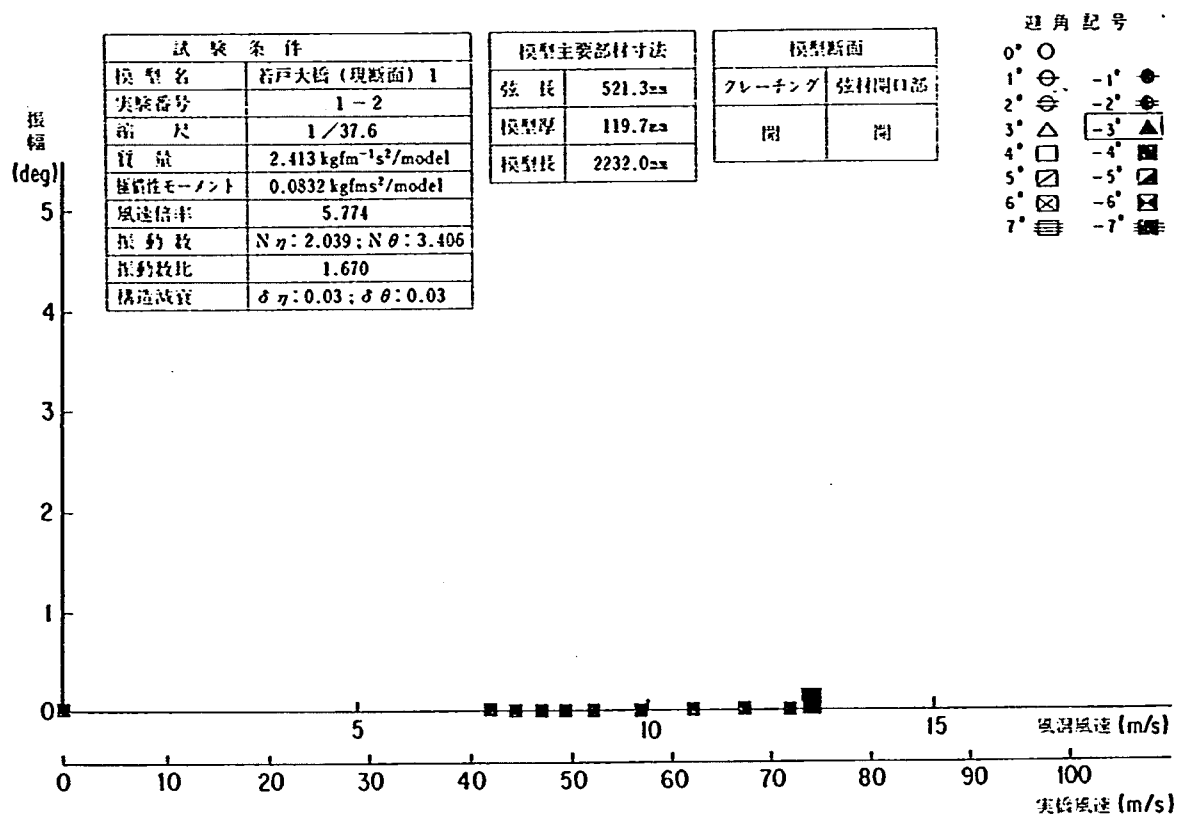
図-参3 常時微動のパワースペクトル (減算)



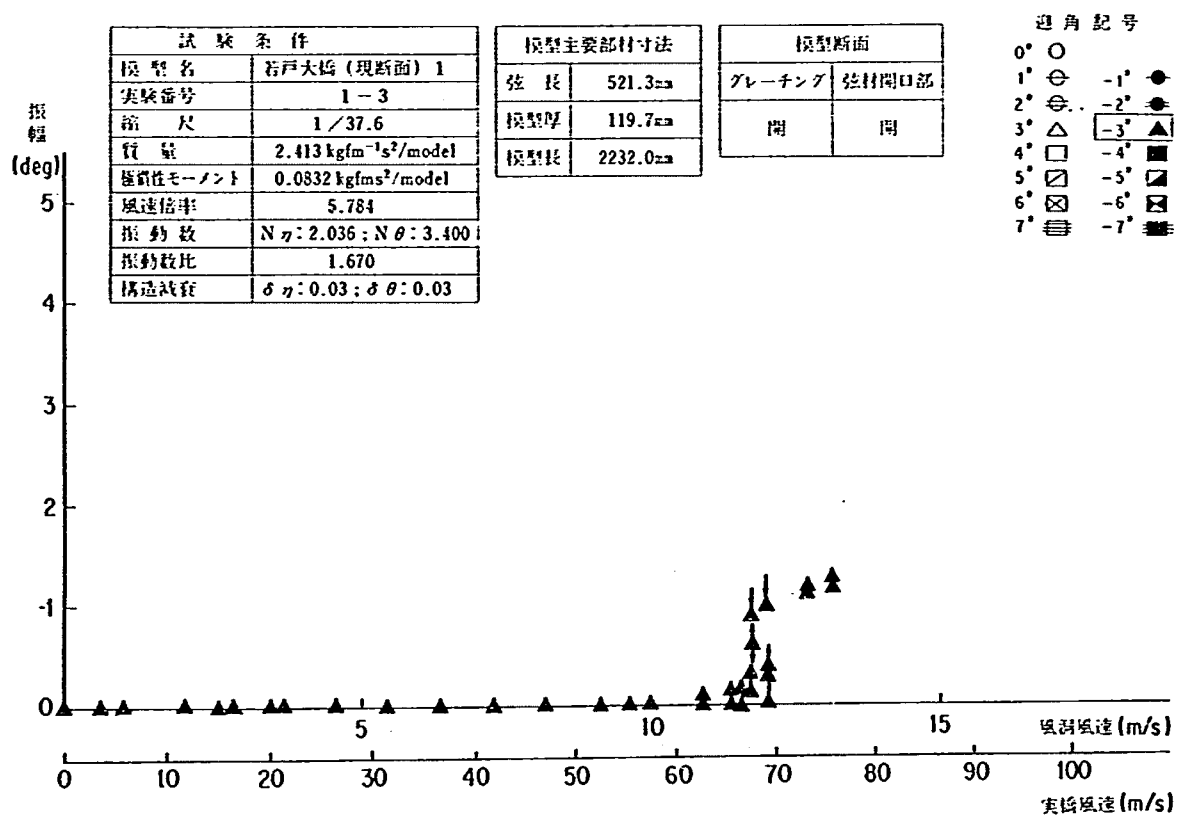
付図-1.1 橋桁振幅-風速曲線（現況断面，たわみ）



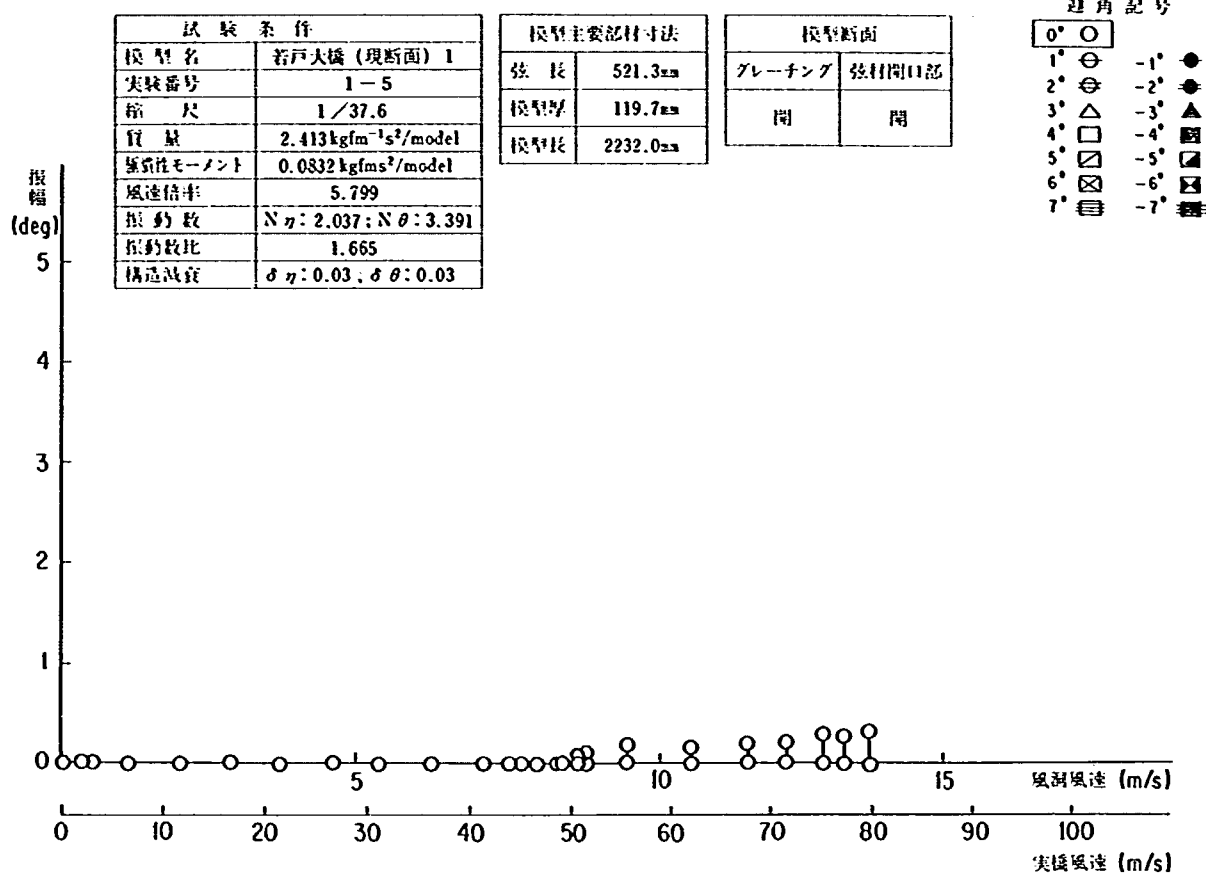
付図-1.2 橋桁振幅-風速曲線（現況断面，たわみ）



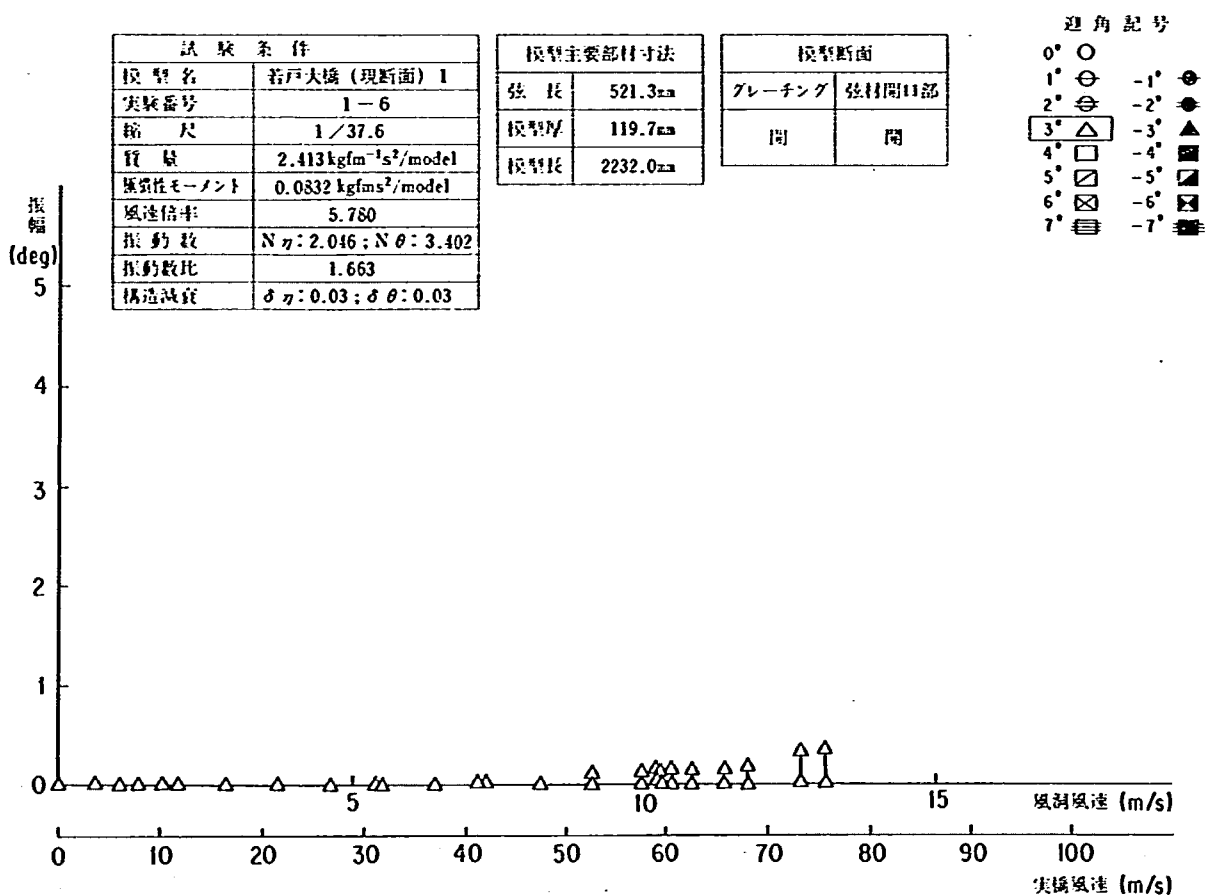
付図-1.3 橋桁振幅 - 風速曲線 (現況断面, わじれ)



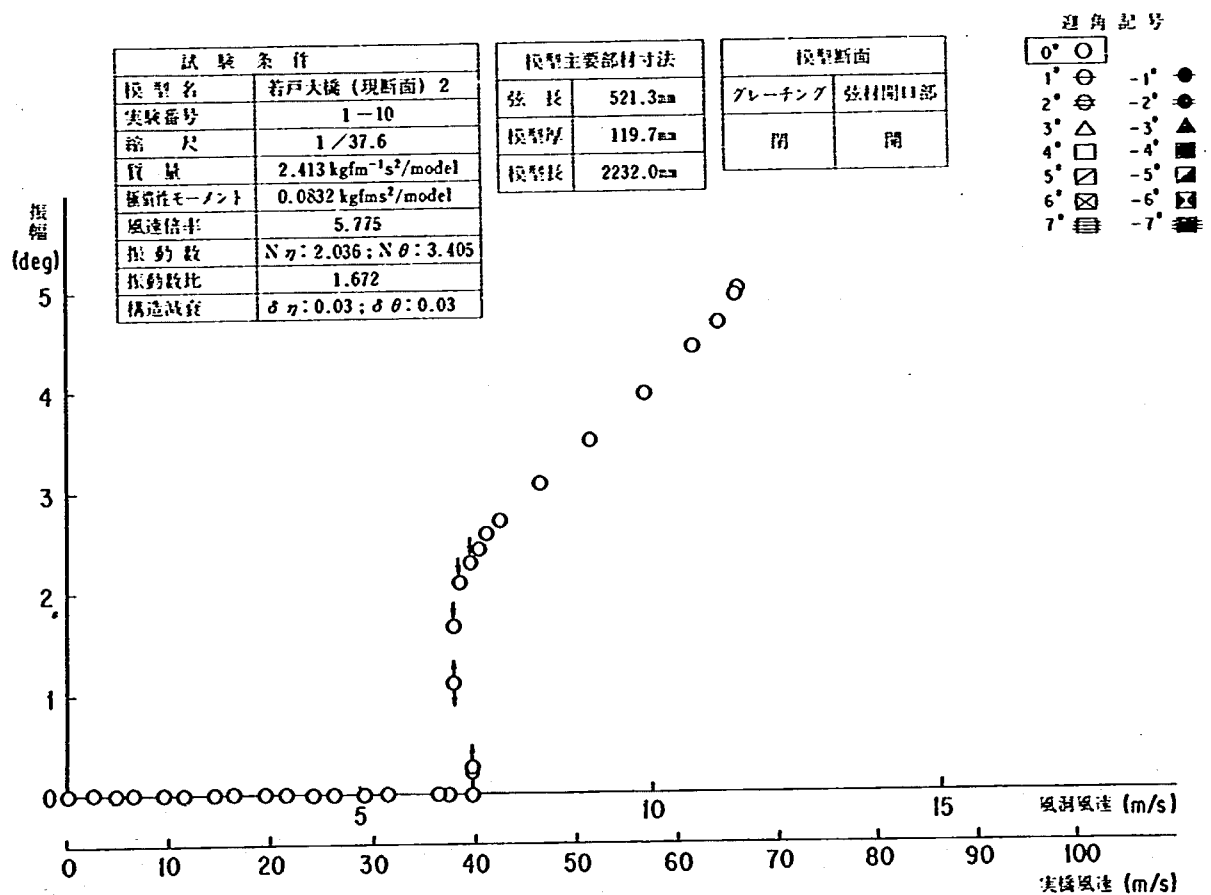
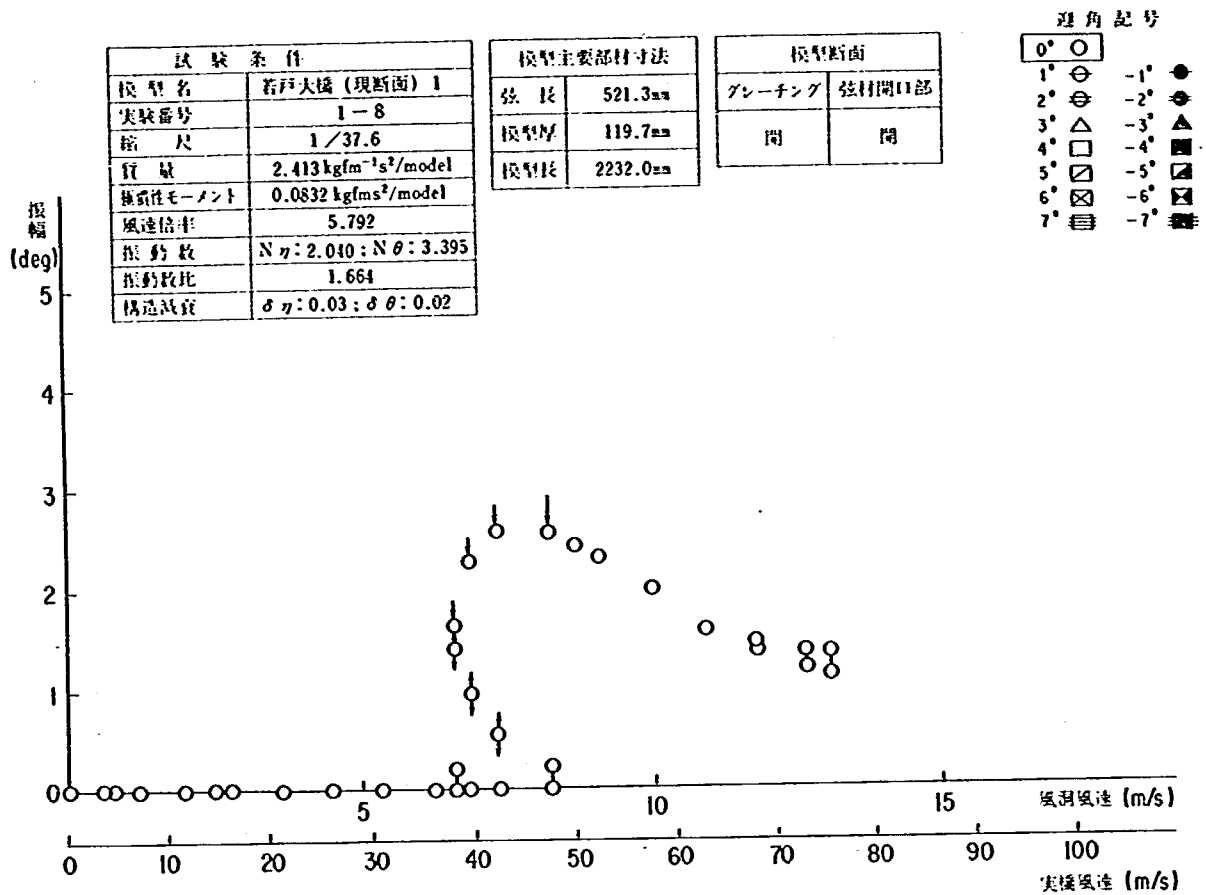
付図-1.4 橋桁振幅 - 風速曲線 (現況断面, わじれ)

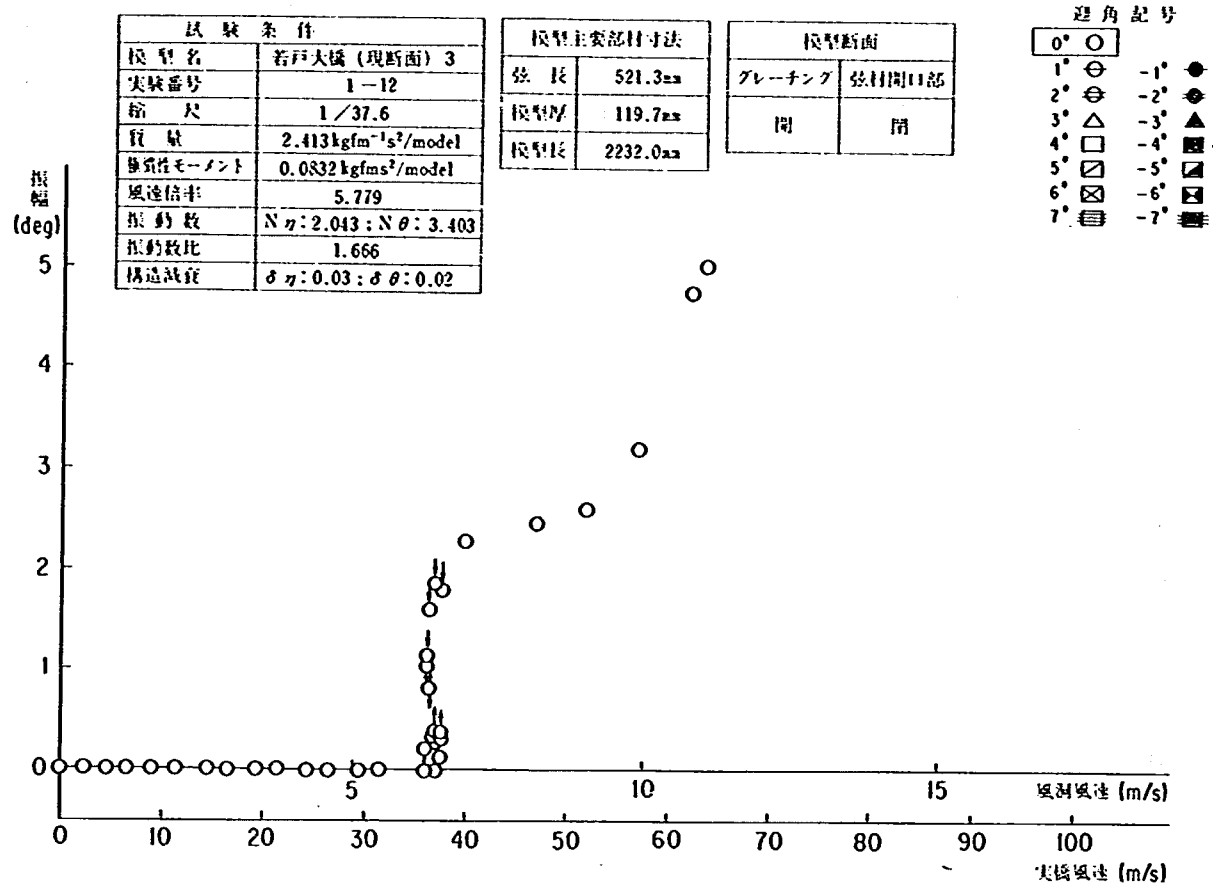


付図-1.5 橋桁振幅-風速曲線（現況断面，ねじれ）

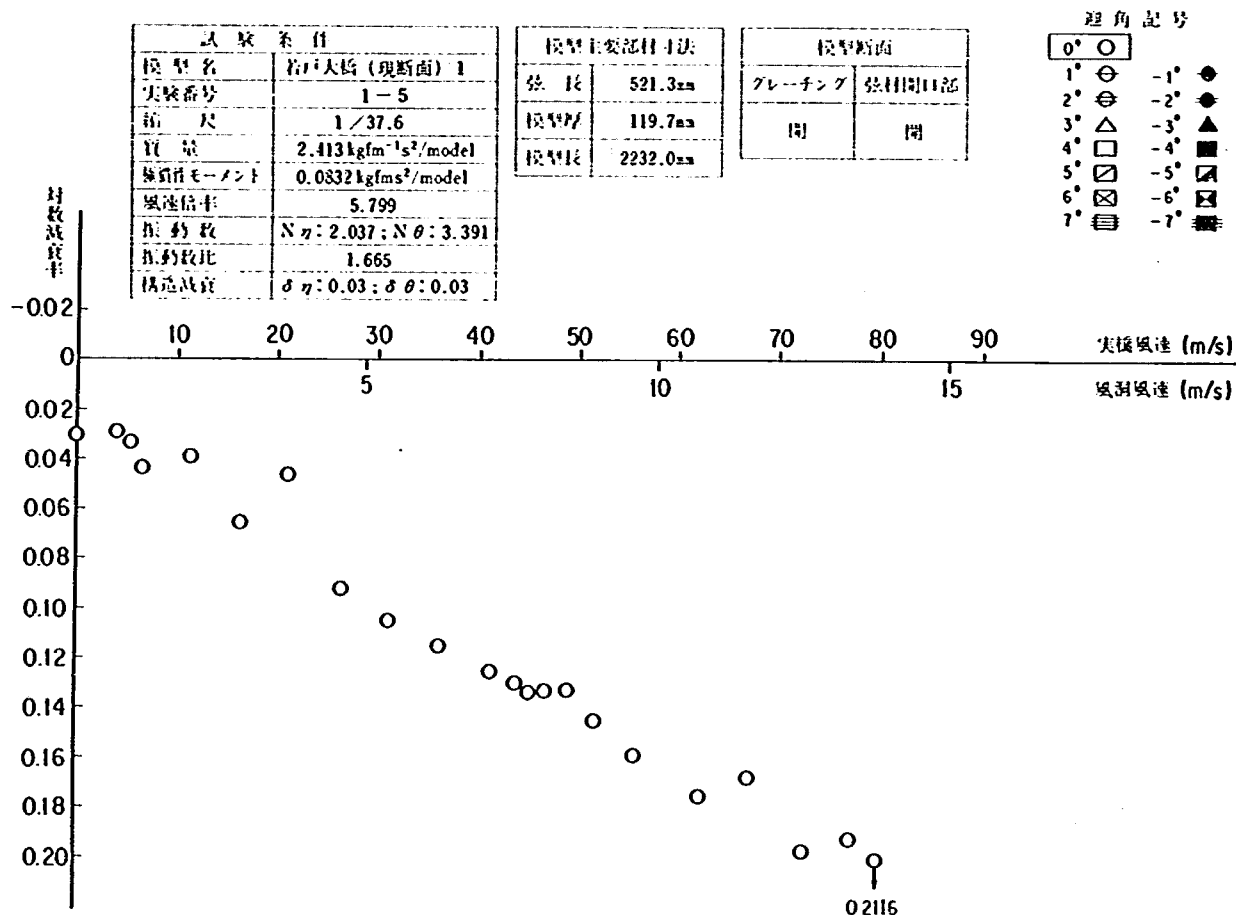


付図-1.6 橋桁振幅-風速曲線（現況断面，ねじれ）

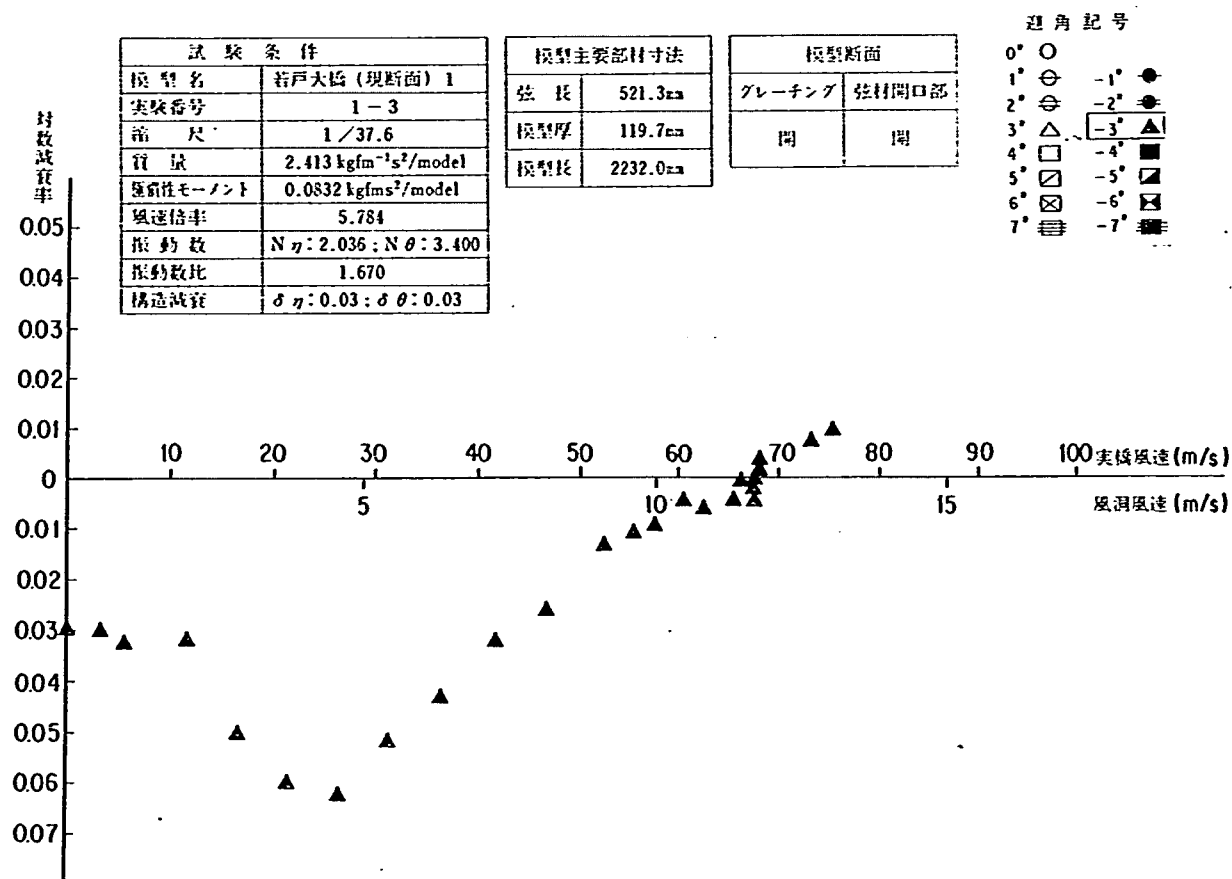




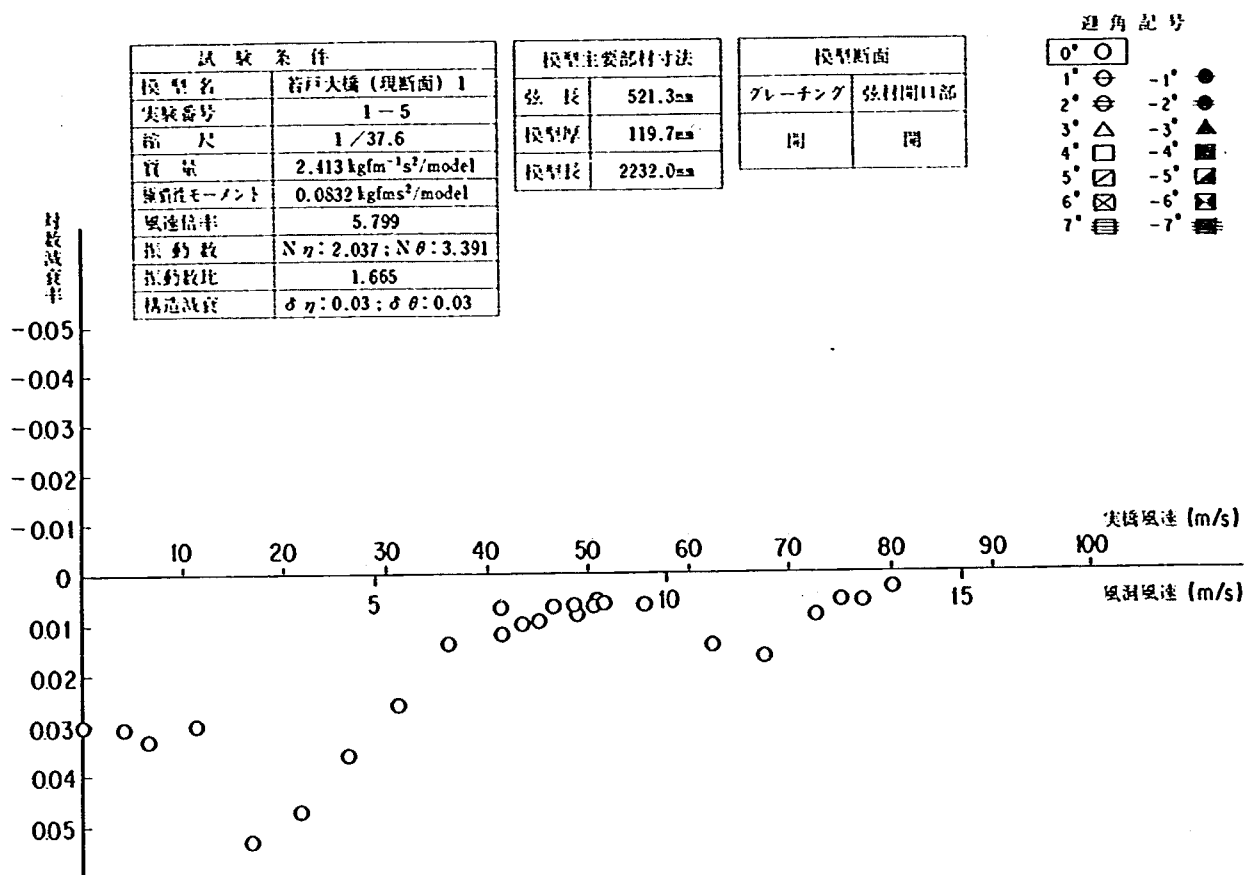
付図-1.9 橋桁振幅-風速曲線 (現況断面, ねじれ)



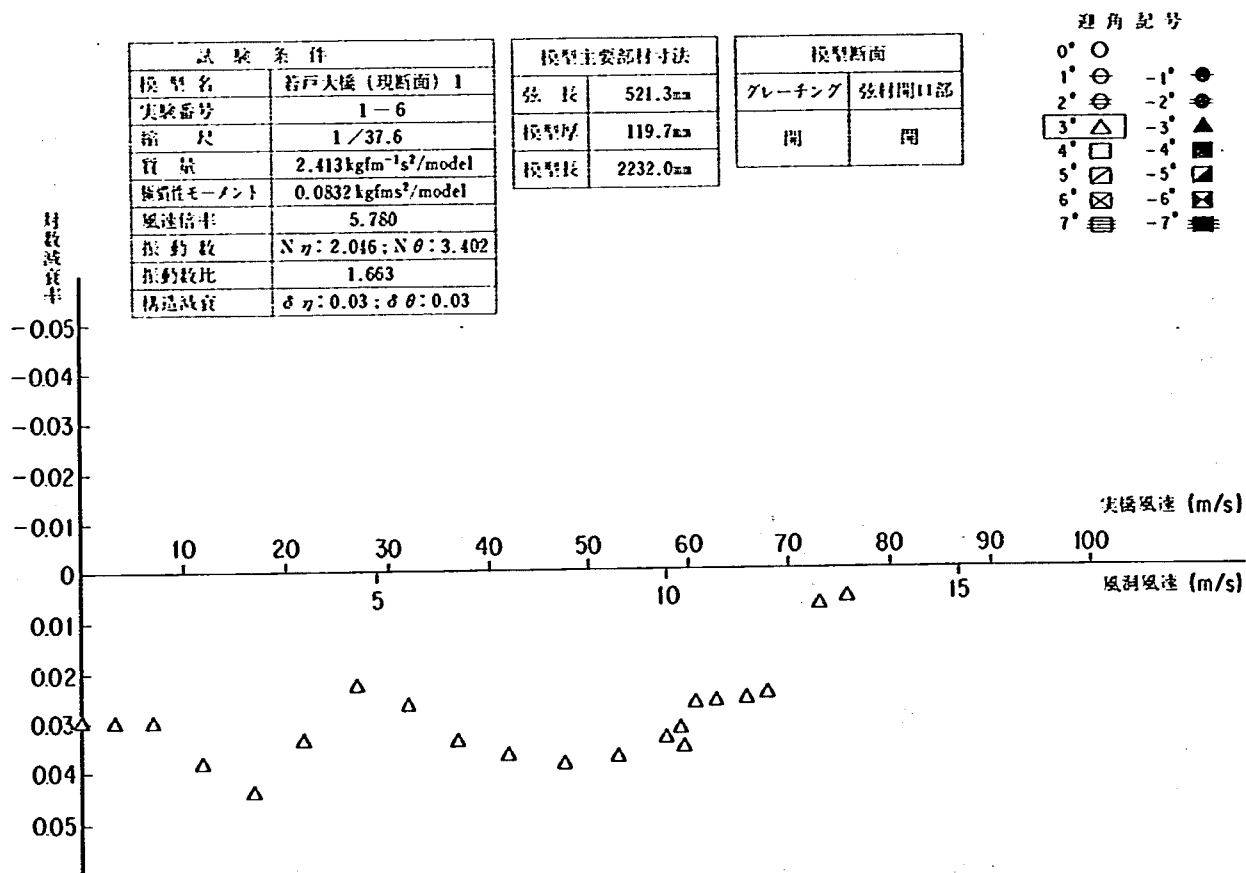
付図-2.1 橋桁減衰率 - 風速曲線（現況断面，たわみ）



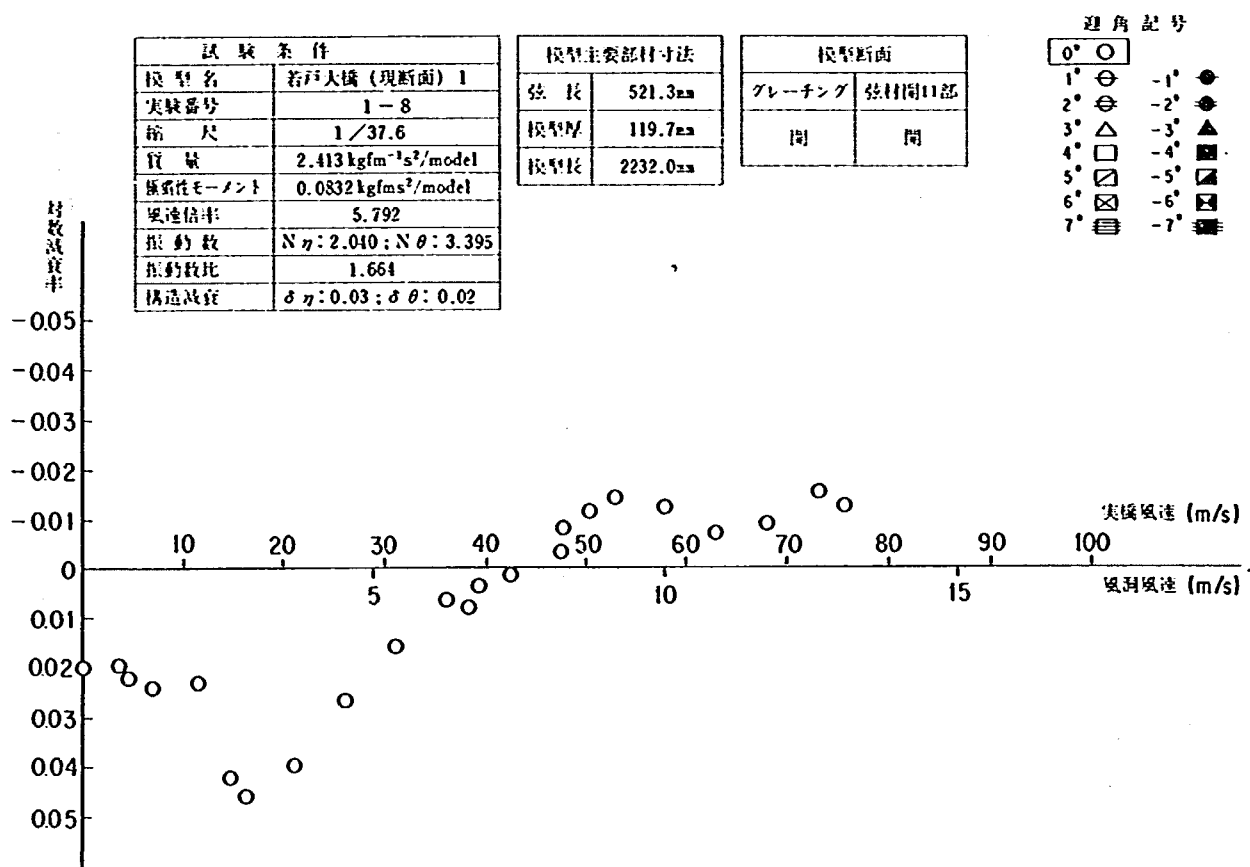
付図-2.2 橋桁減衰率 - 風速曲線（現況断面，ねじれ）



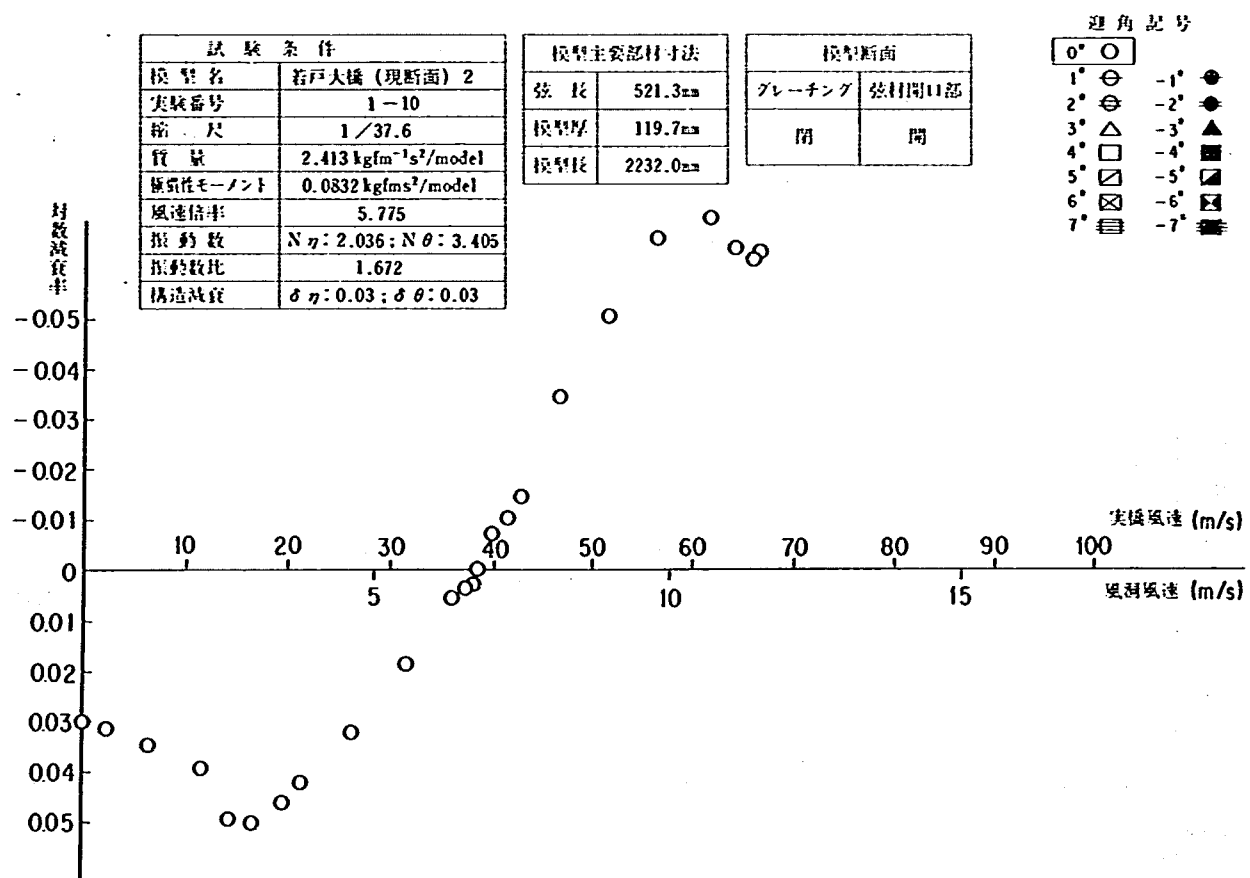
付図-2.3 橋桁減衰率 - 風速曲線（現況断面，ねじれ）



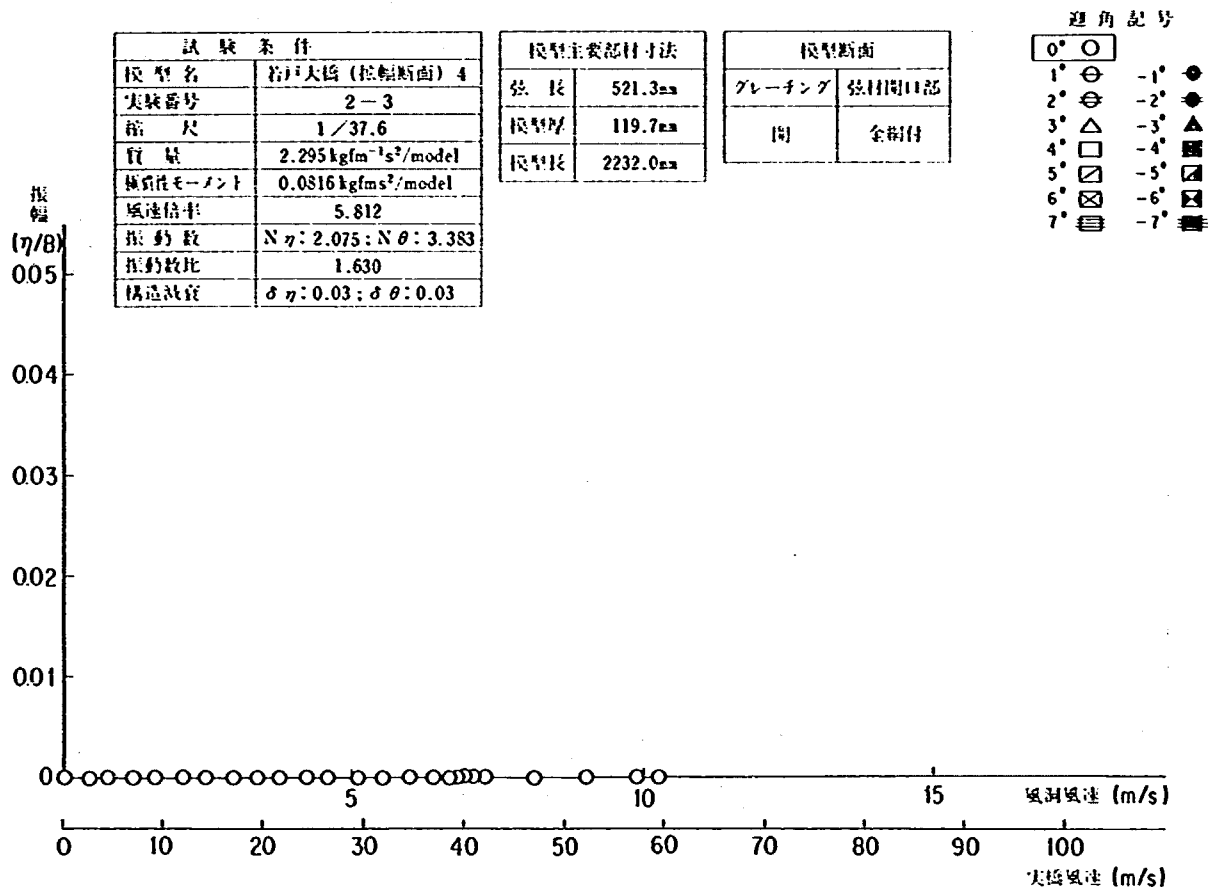
付図-2.4 橋桁減衰率 - 風速曲線（現況断面，ねじれ）



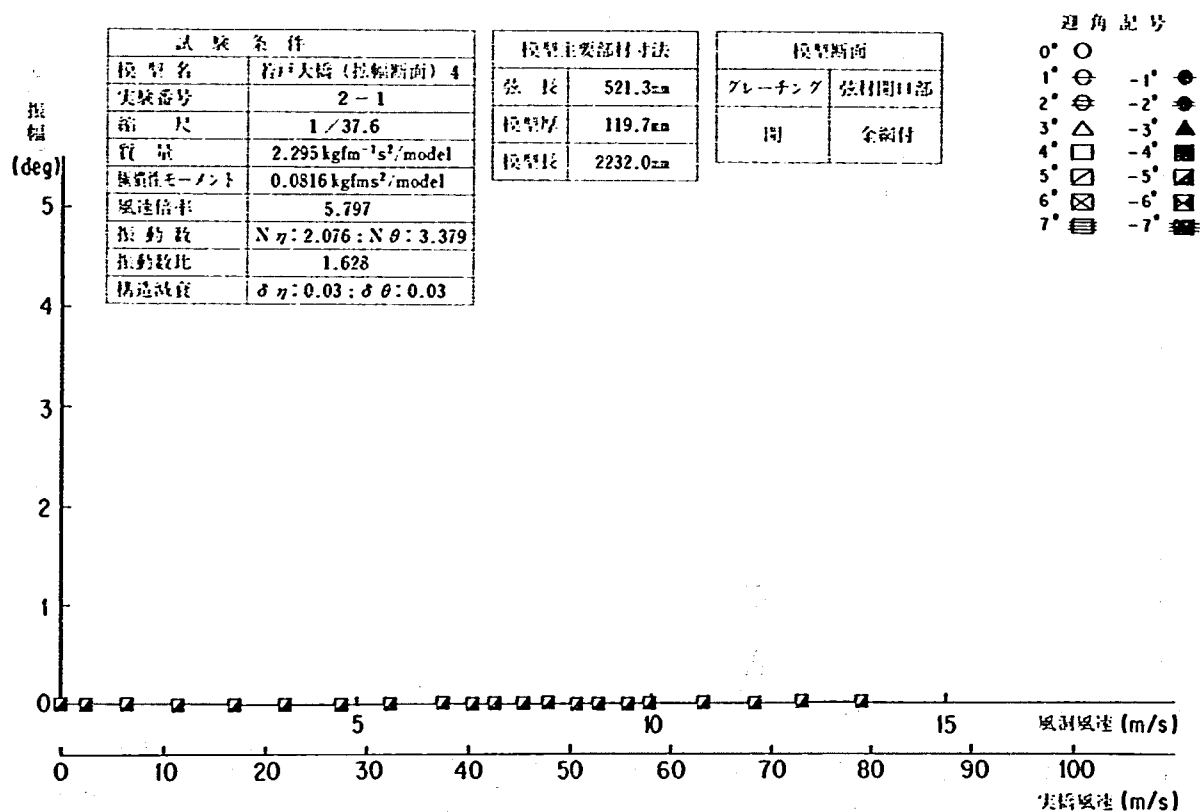
付図-2.5 橋桁減衰率 - 風速曲線 (現況断面, ねじれ)



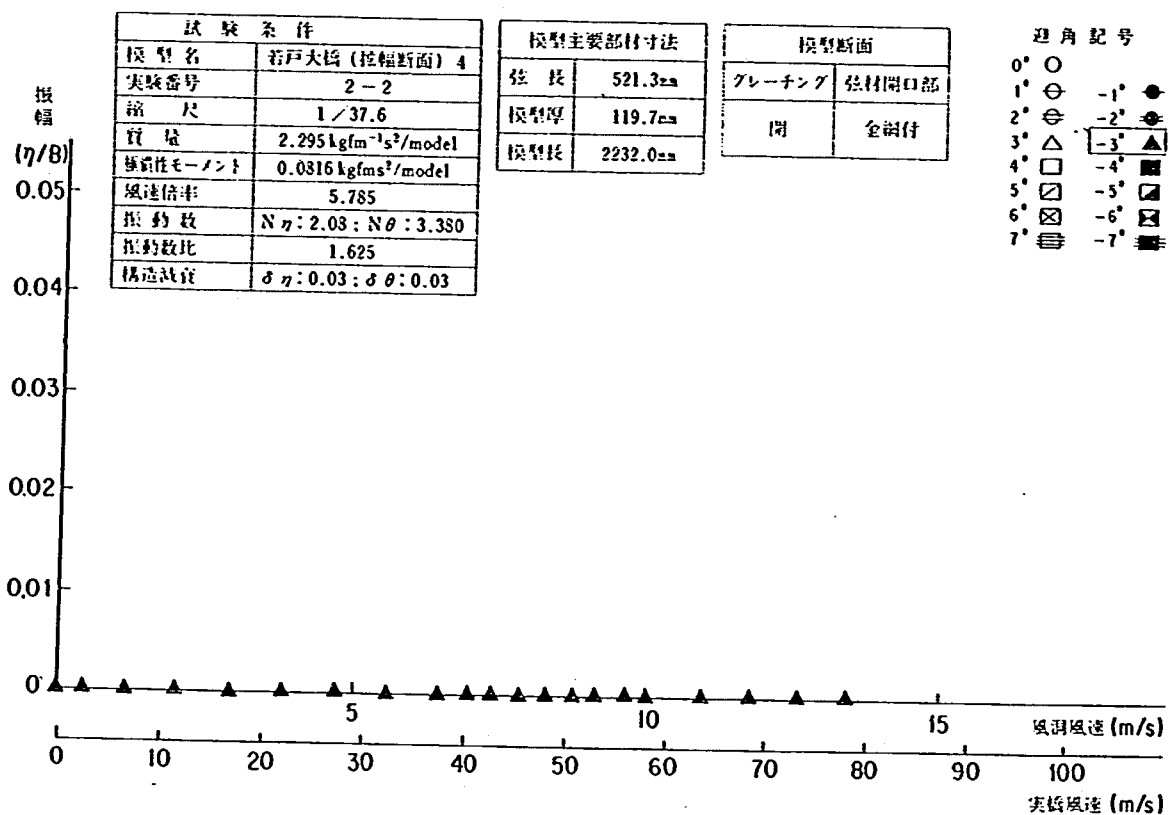
付図-2.6 橋桁減衰率 - 風速曲線 (現況断面, ねじれ)



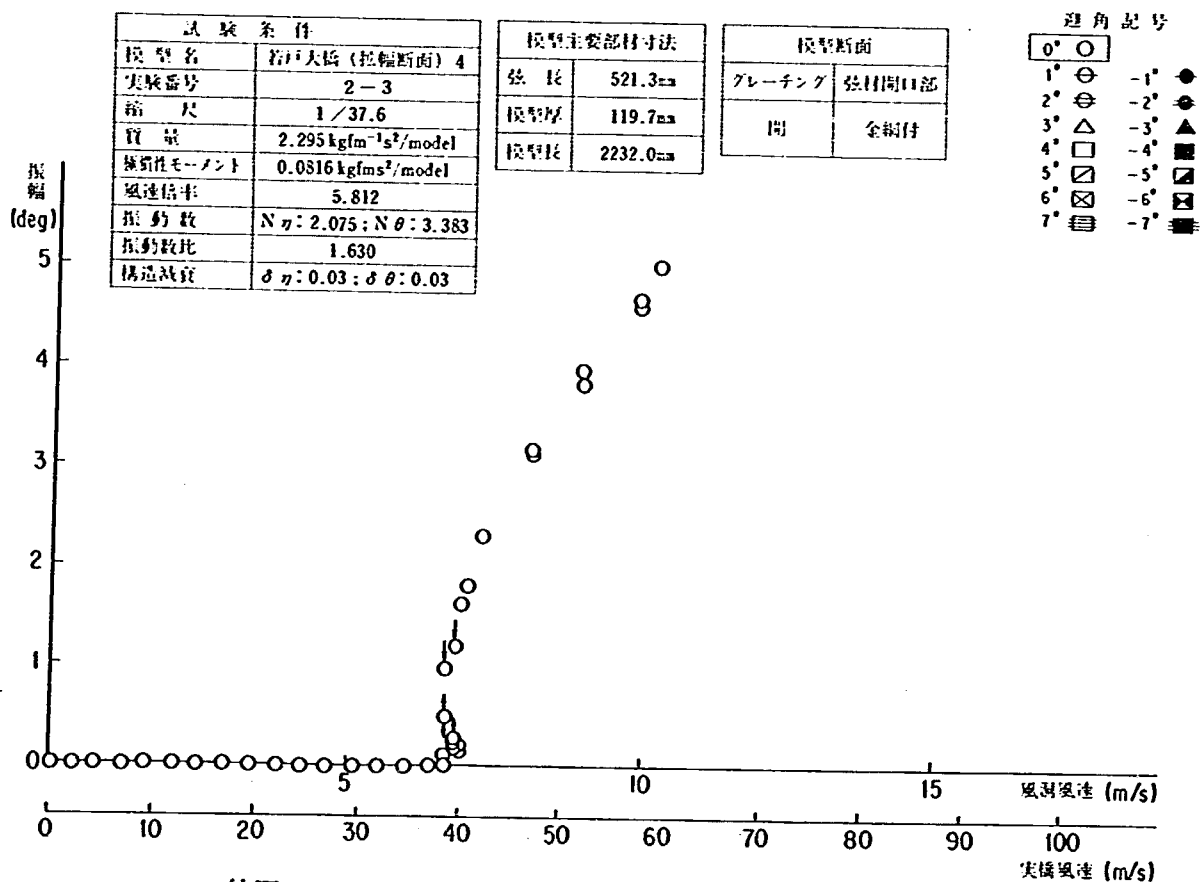
付図-3.1 橋桁振幅 - 風速曲線 (拡幅基本断面, たわみ)



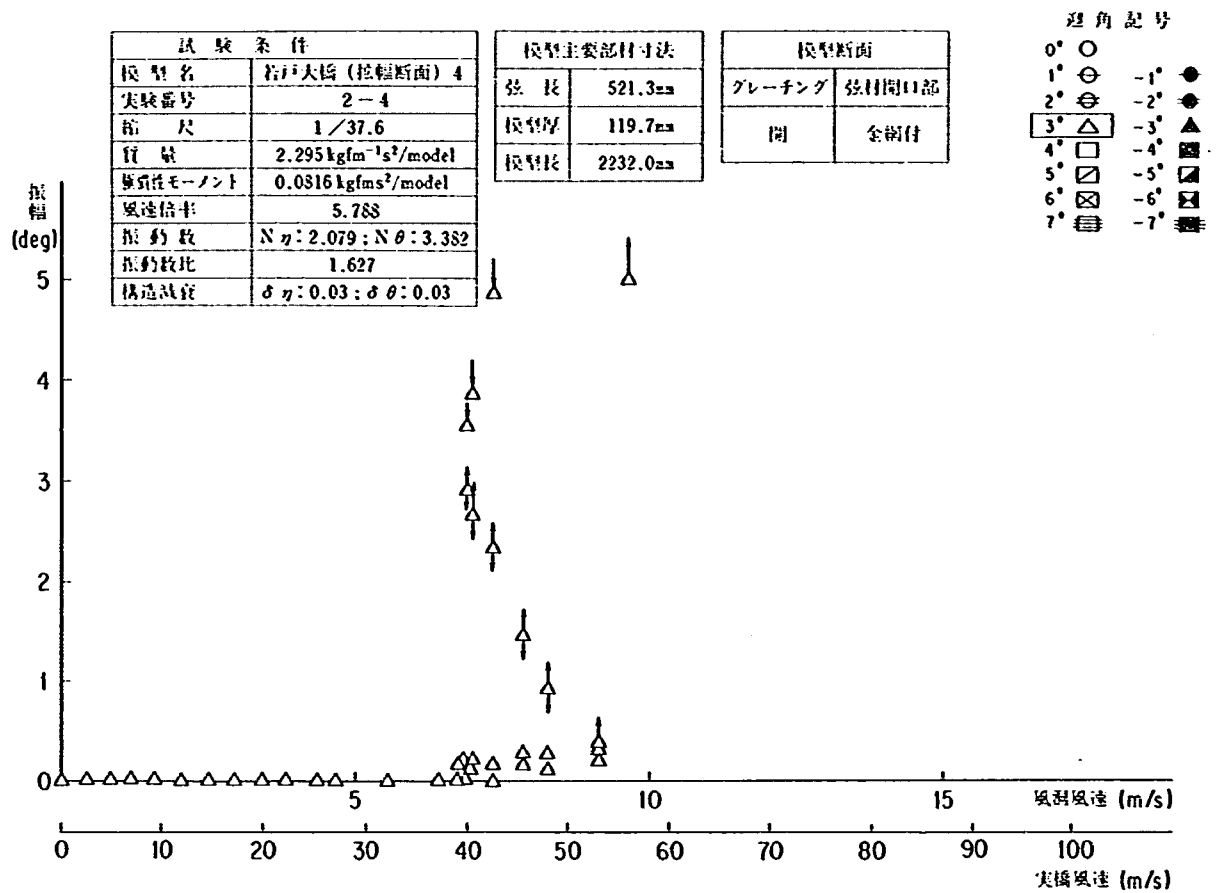
付図-3.2 橋桁振幅 - 風速曲線 (拡幅基本断面, ねじれ)



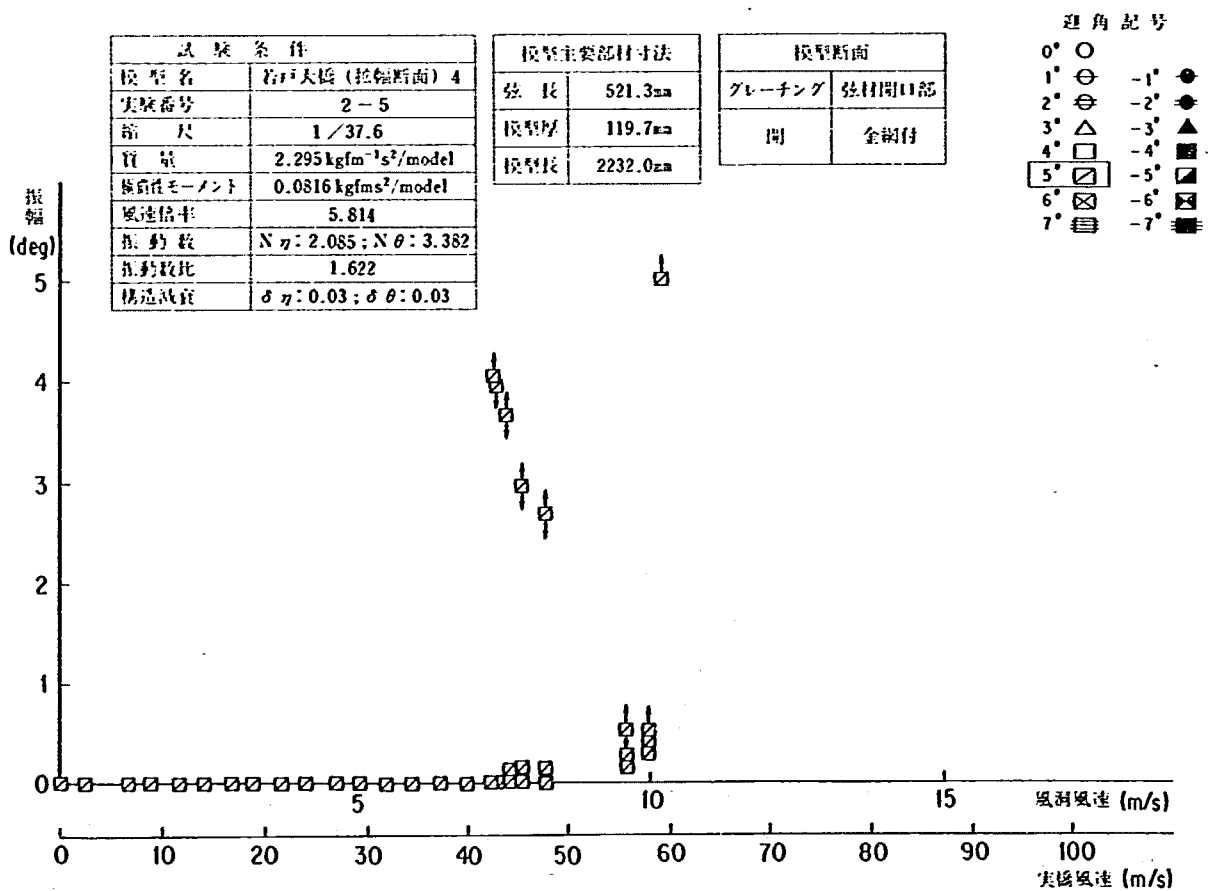
付図-3.3 橋桁振幅-風速曲線(拡幅基本断面, ねじれ)



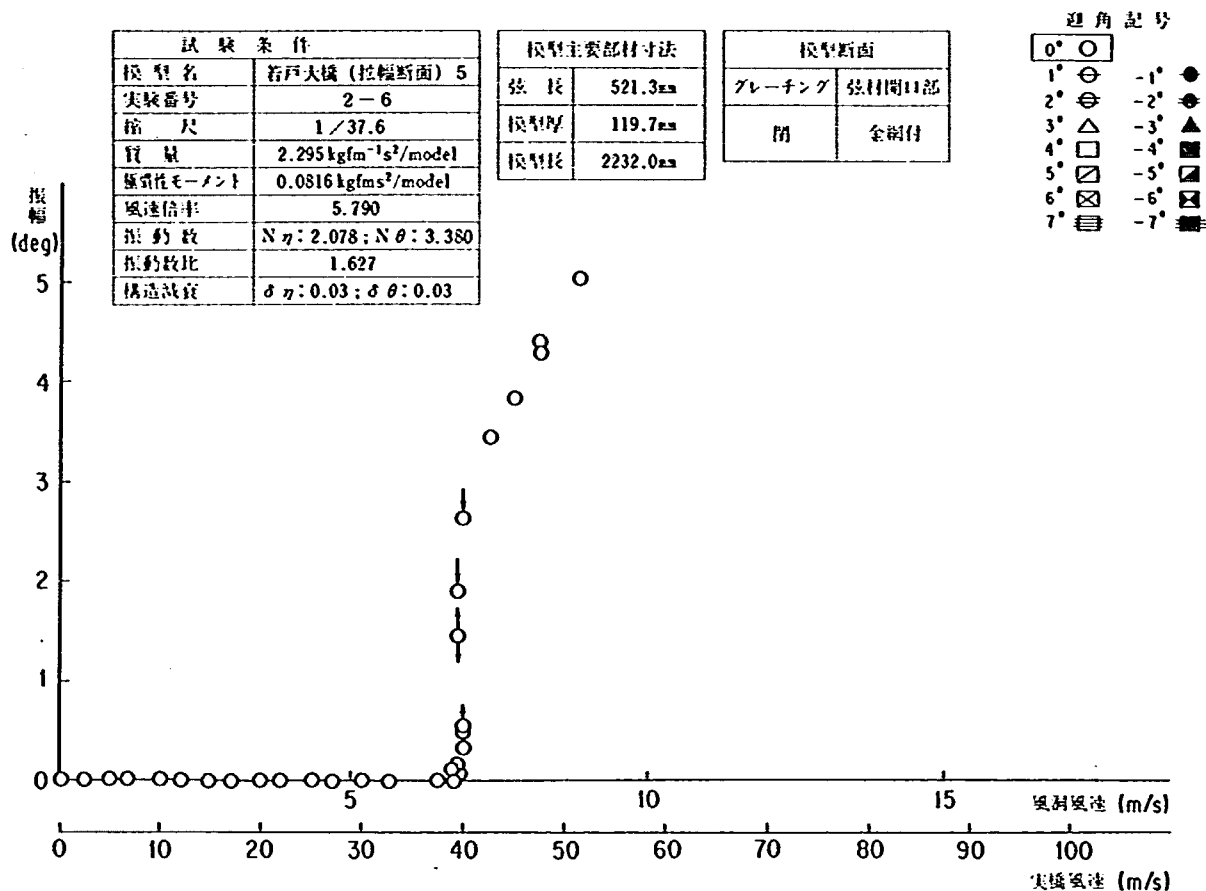
付図-3.4 橋桁振幅-風速曲線(拡幅基本断面, ねじれ)



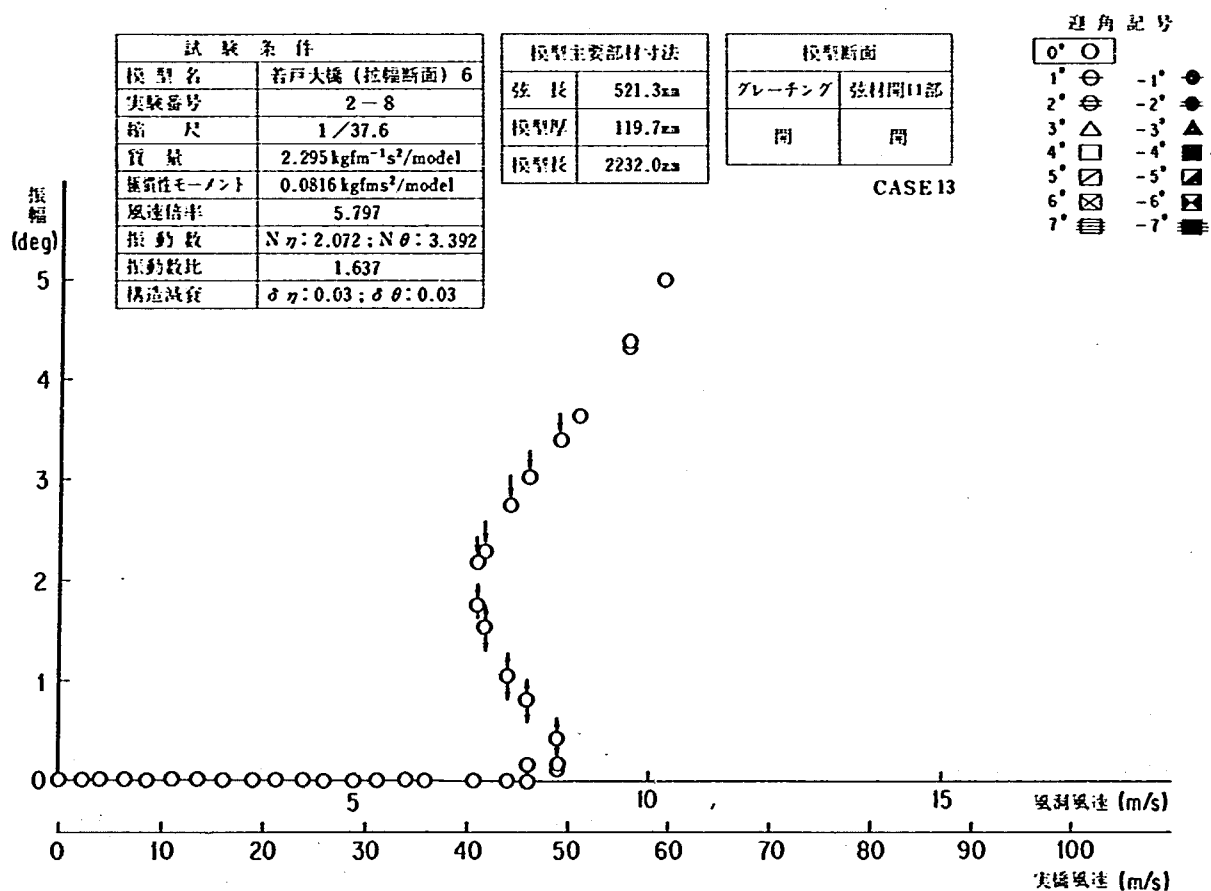
付図-3.5 橋桁振幅 - 風速曲線 (拡張基本断面, ねじれ)



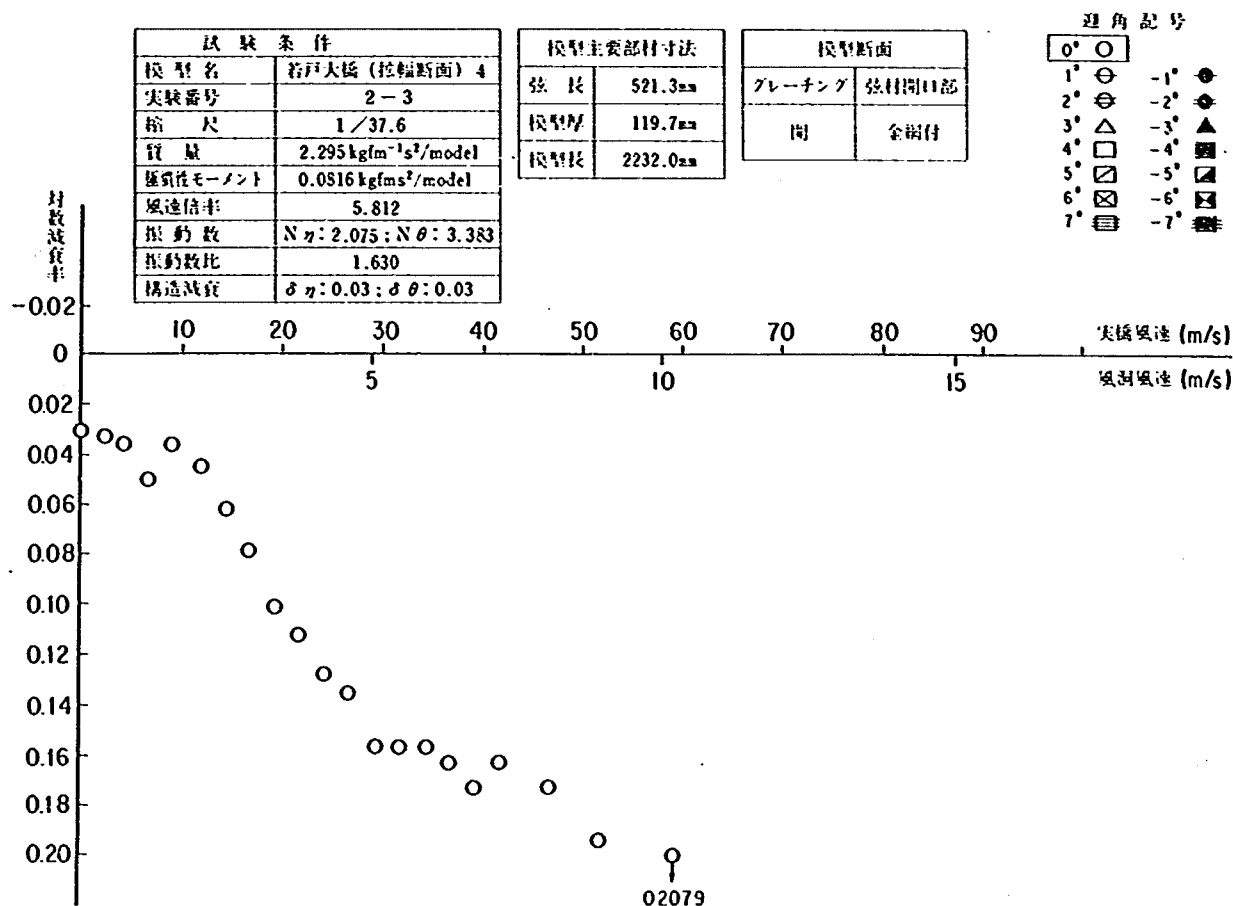
付図-3.6 橋桁振幅 - 風速曲線 (拡張基本断面, ねじれ)



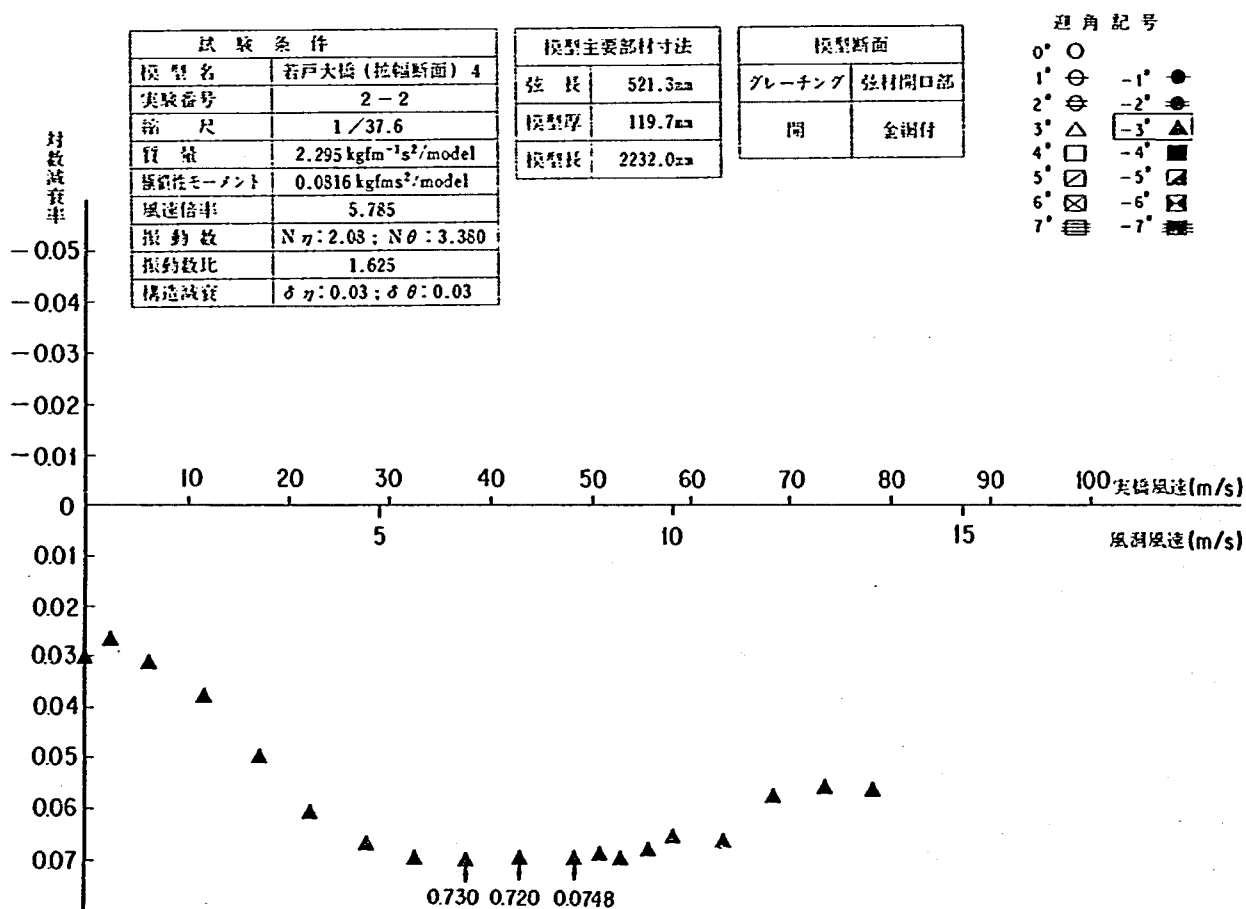
付図-3.7 橋桁振幅 - 風速曲線 (拡張基本断面, ねじれ)



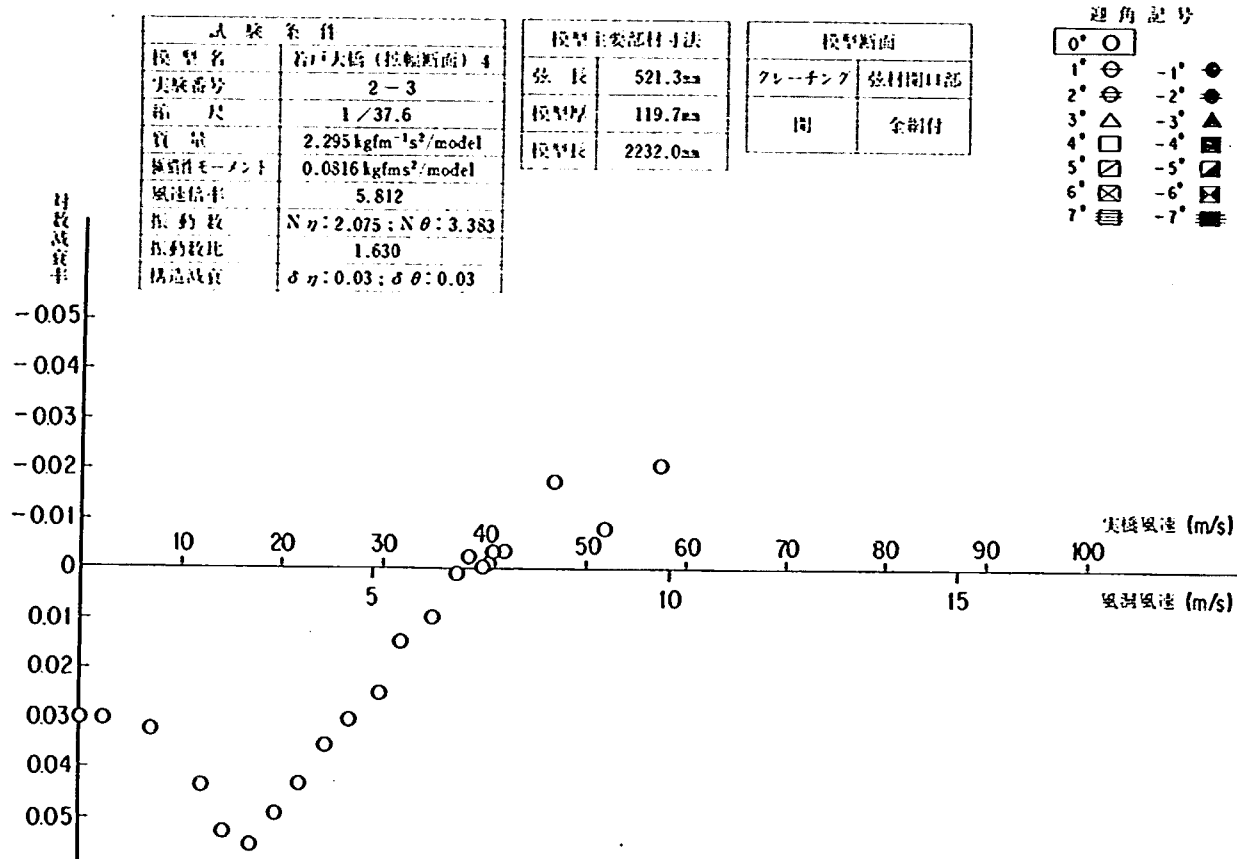
付図-3.8 橋桁振幅 - 風速曲線 (拡張基本断面, ねじれ)



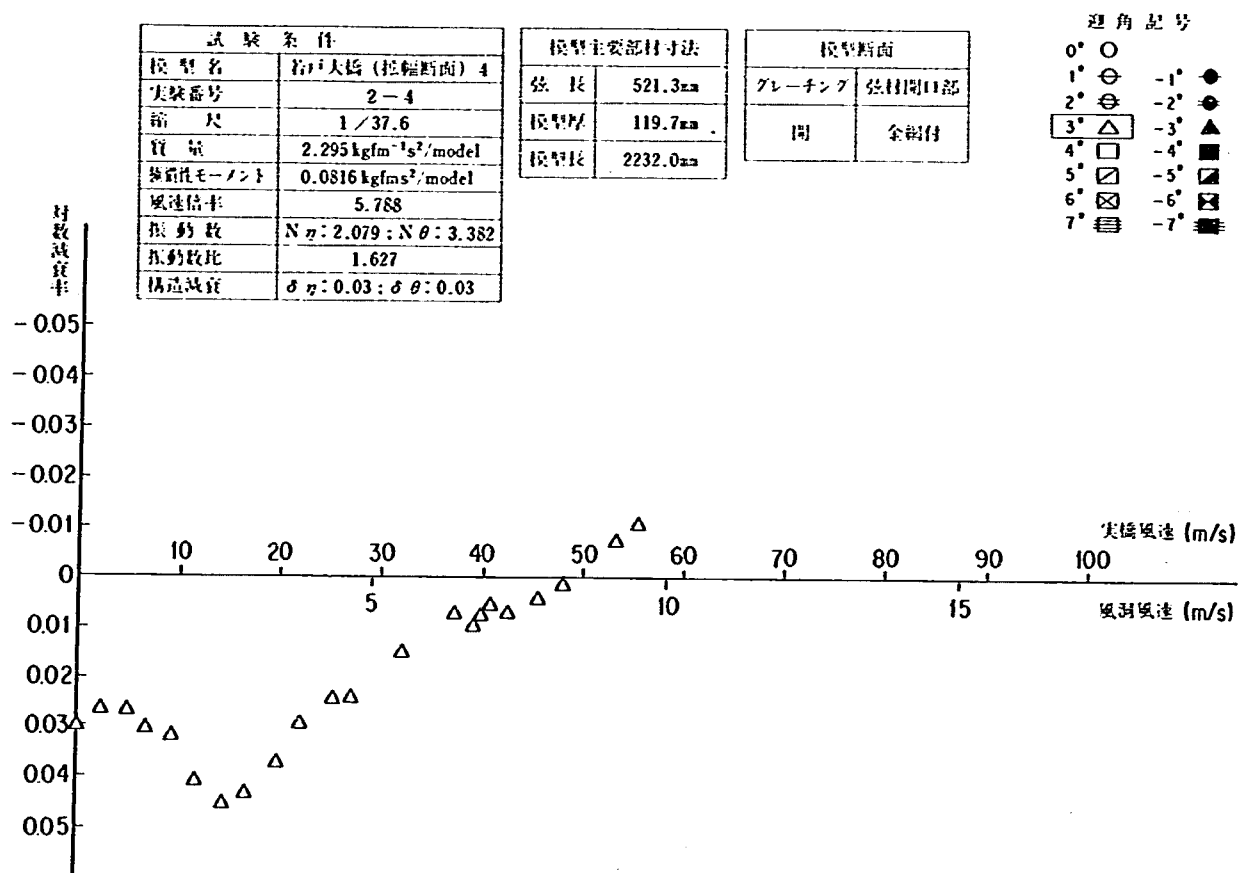
付図-4.1 橋桁減衰率 - 風速曲線 (拡幅基本断面, たわみ)



付図-4.2 橋桁減衰率 - 風速曲線 (拡幅基本断面, ねじれ)



付図-4.3 橋桁減衰率 - 風速曲線 (拡幅基本断面, ねじれ)



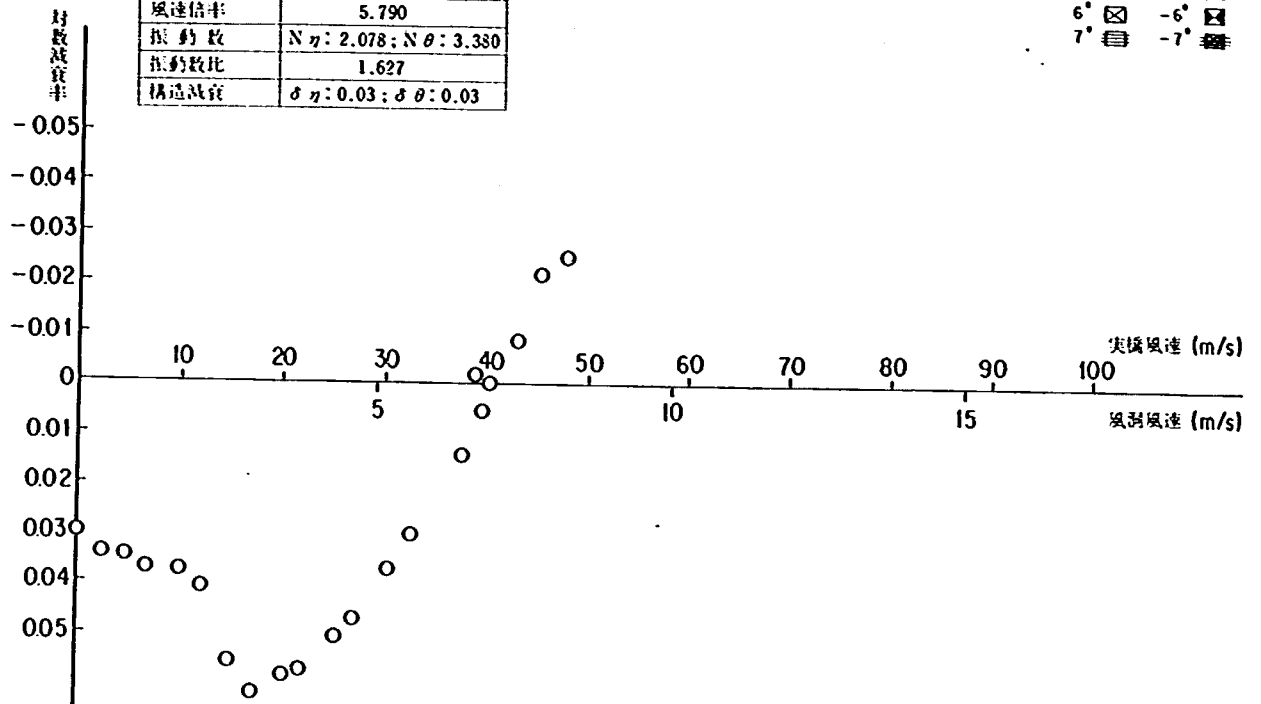
付図-4.4 橋桁減衰率 - 風速曲線 (拡幅基本断面, ねじれ)

試験条件	
模型名	若戸大橋(拡幅断面) 5
実験番号	2-6
縮尺	1/37.6
質量	2.295 kgfm ⁻¹ s ² /model
振動性モメント	0.0816 kgfms ² /model
風速倍率	5.790
振動数	N η : 2.078; N θ : 3.380
振動数比	1.627
構造減衰	$\delta\eta$: 0.03; $\delta\theta$: 0.03

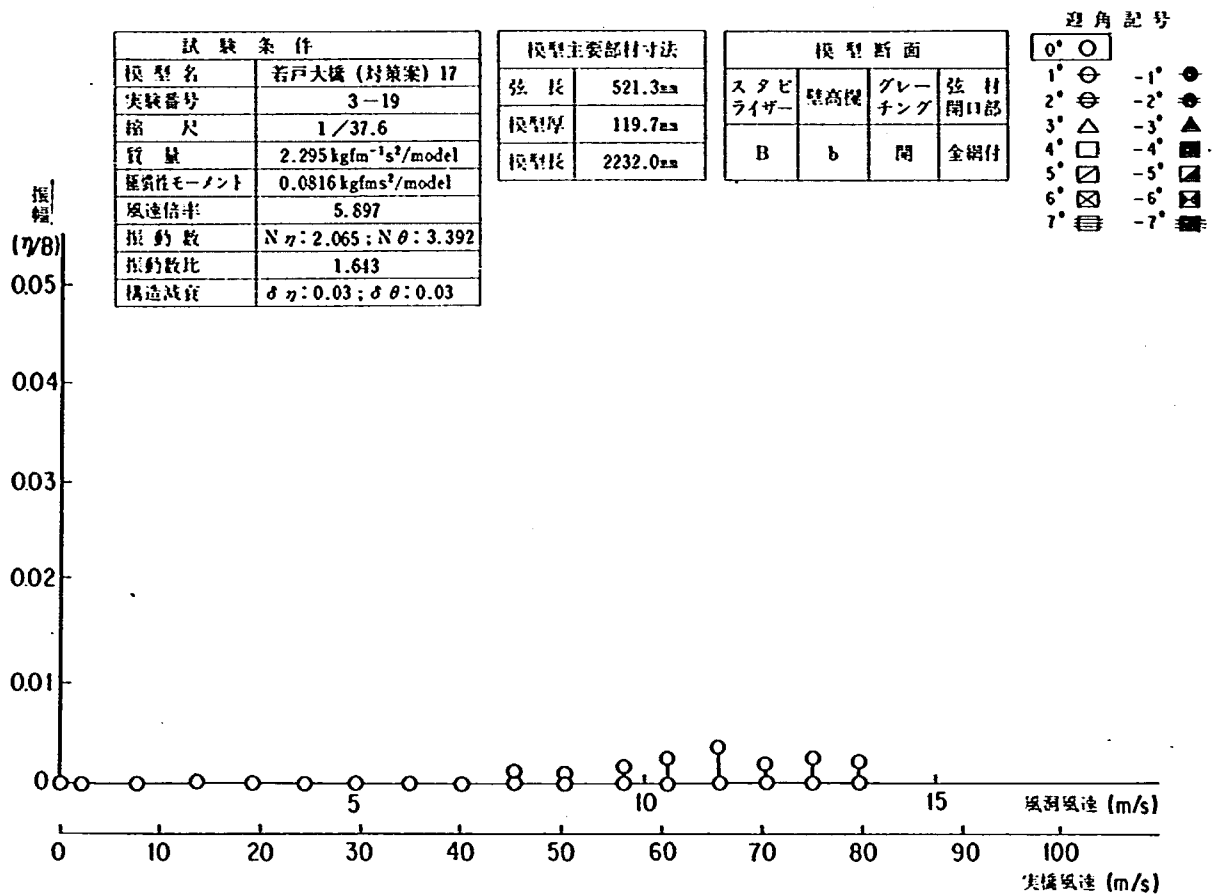
模型主要部材寸法	
弦長	521.3mm
模型厚	119.7mm
模型長	2232.0mm

模型断面	
グレーチング	弦材開口部
閉	全橋付

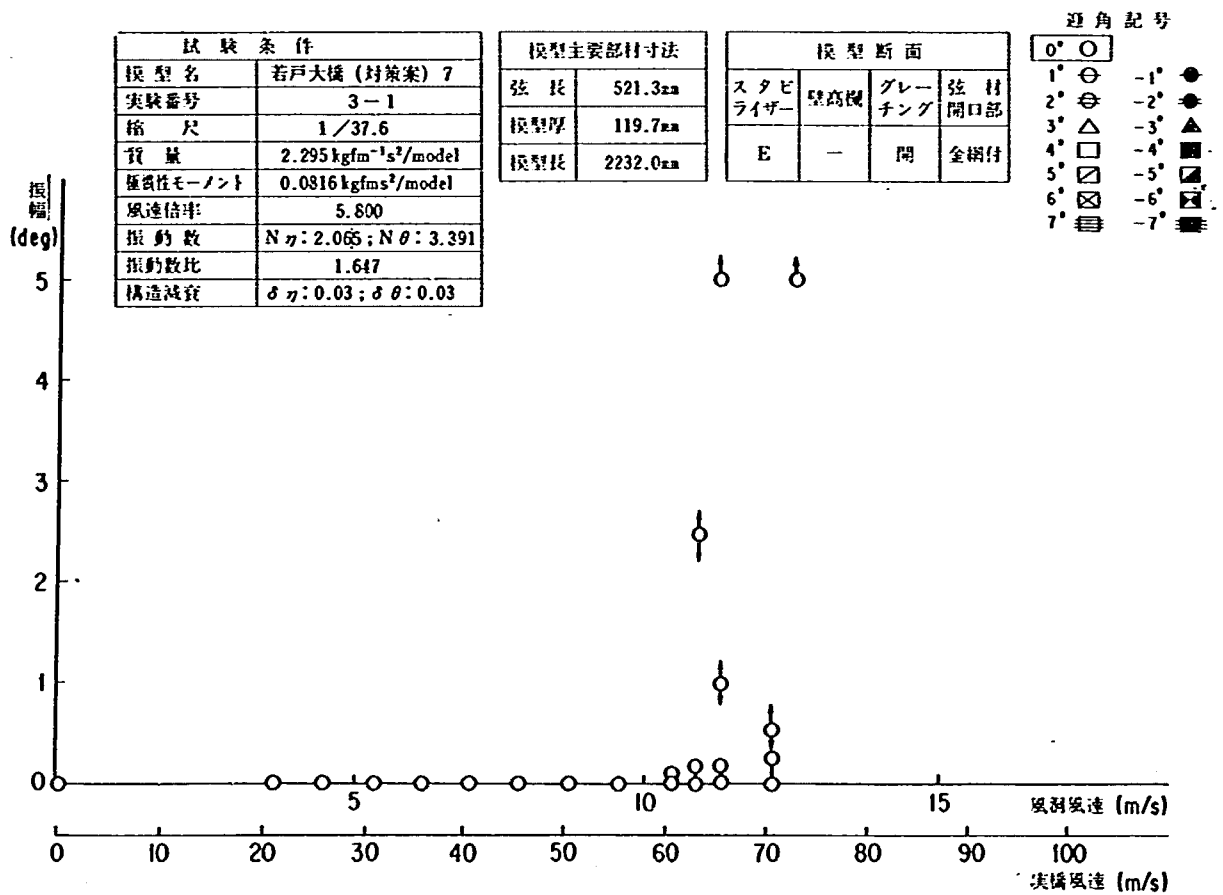
迎角記号		
0°	○	
1°	⊕	-1° ●
2°	⊗	-2° ⊙
3°	△	-3° ▲
4°	□	-4° ■
5°	⊠	-5° ⊡
6°	⊞	-6° ⊟
7°	⊠	-7° ⊡



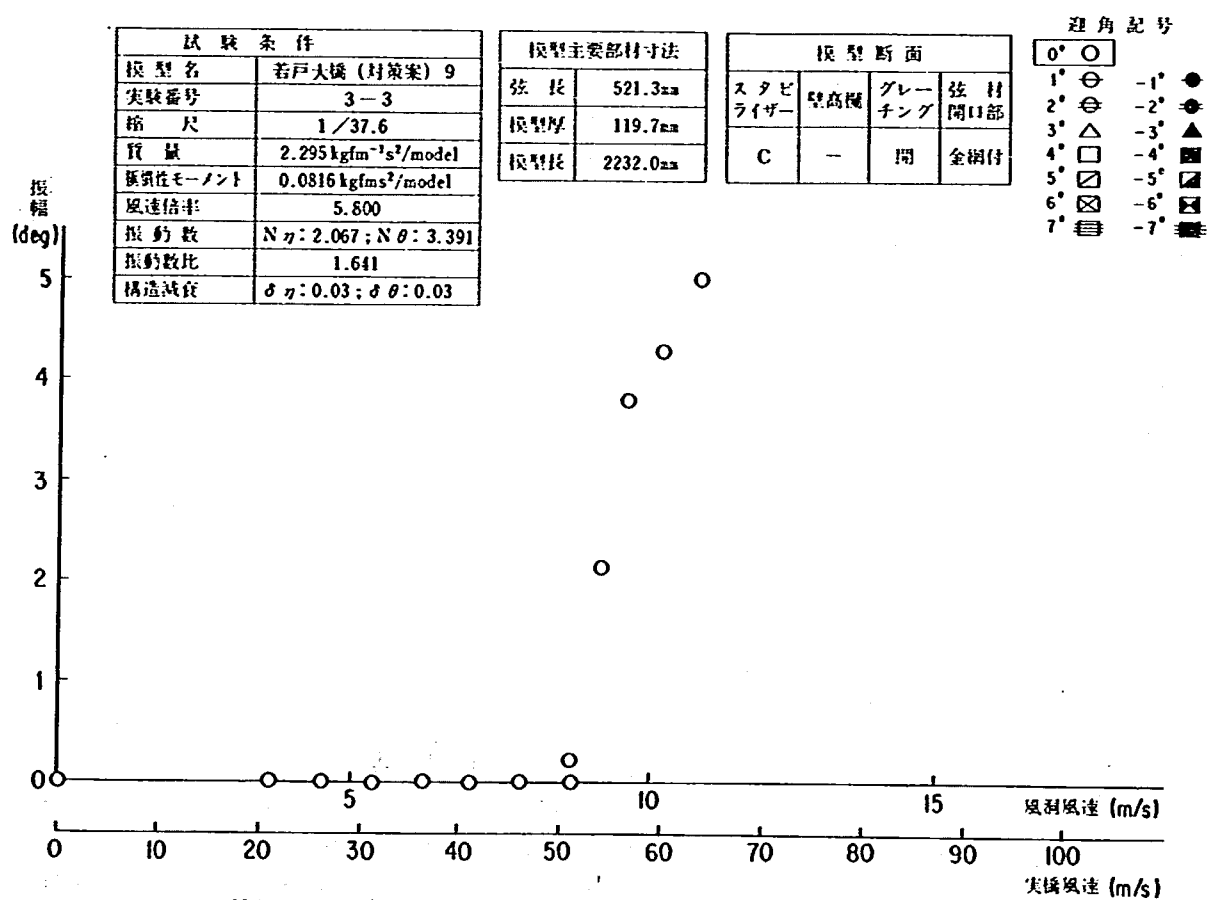
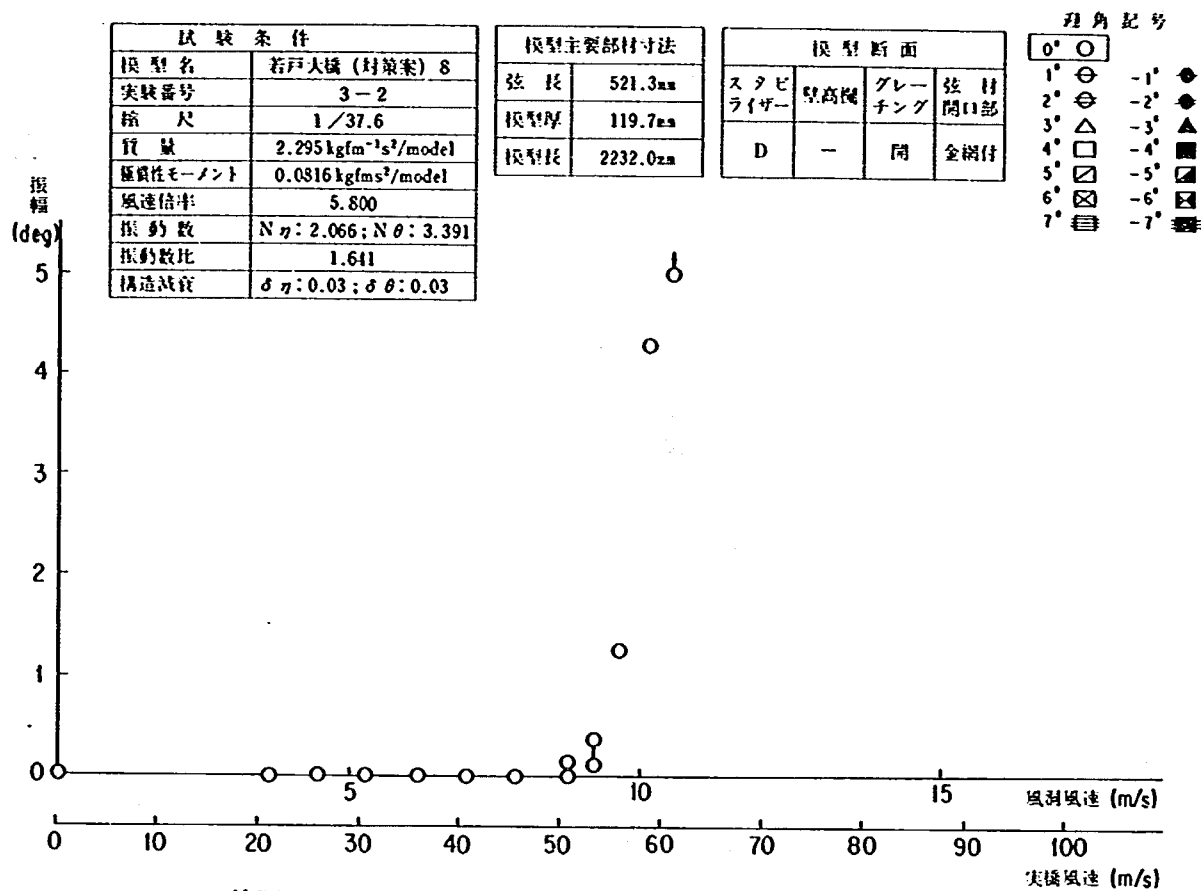
付図- 4.5 橋桁減衰率 - 風速曲線 (拡幅基本断面, わじれ)

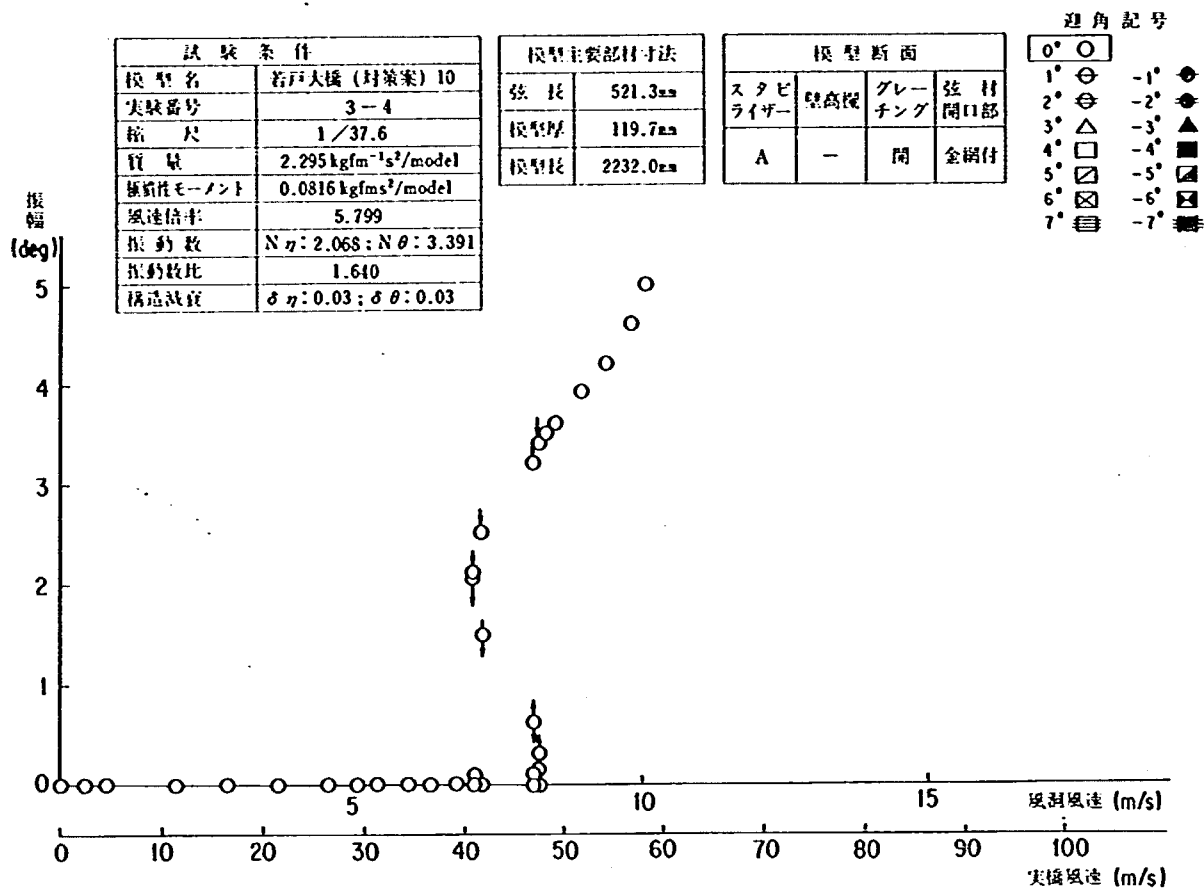


付図-5.1 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, たわみ)

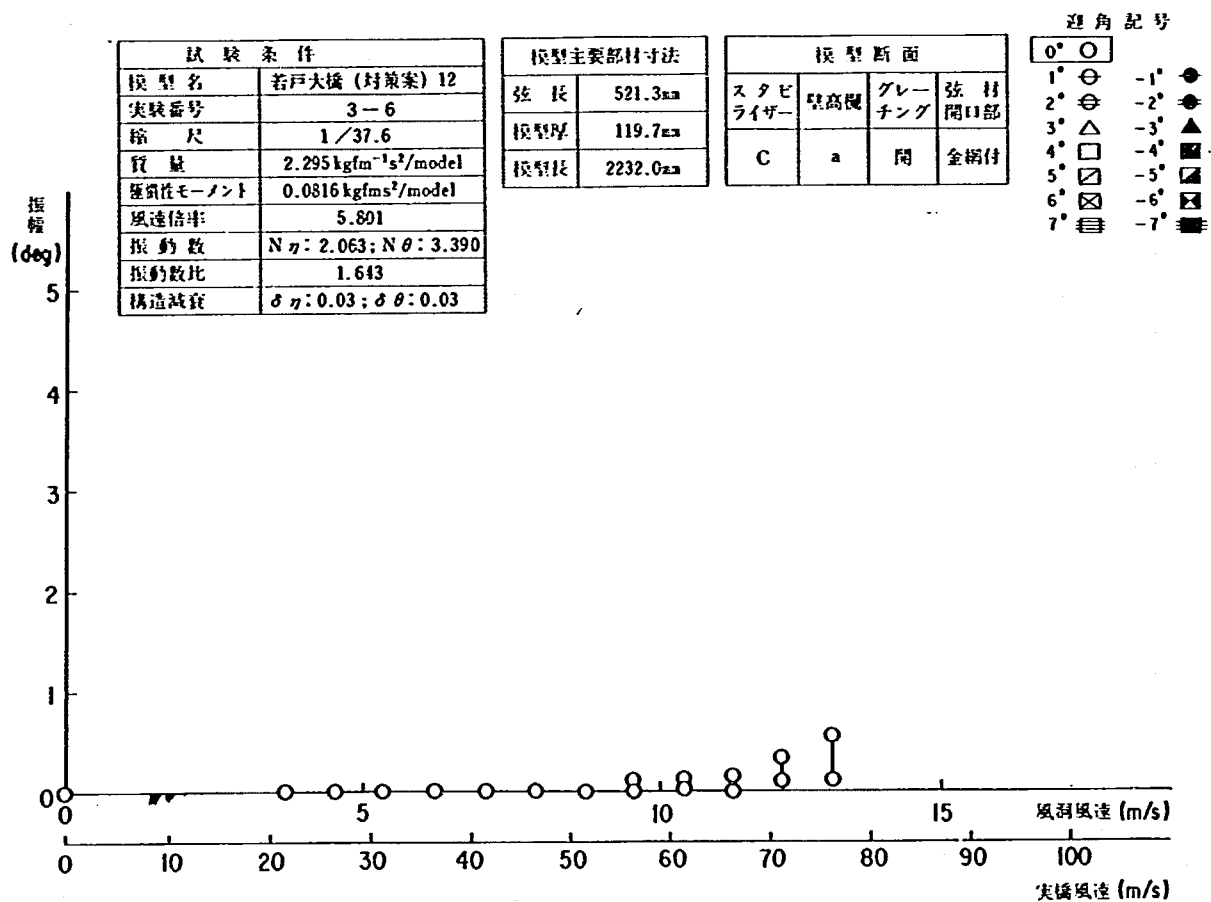


付図-5.2 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)

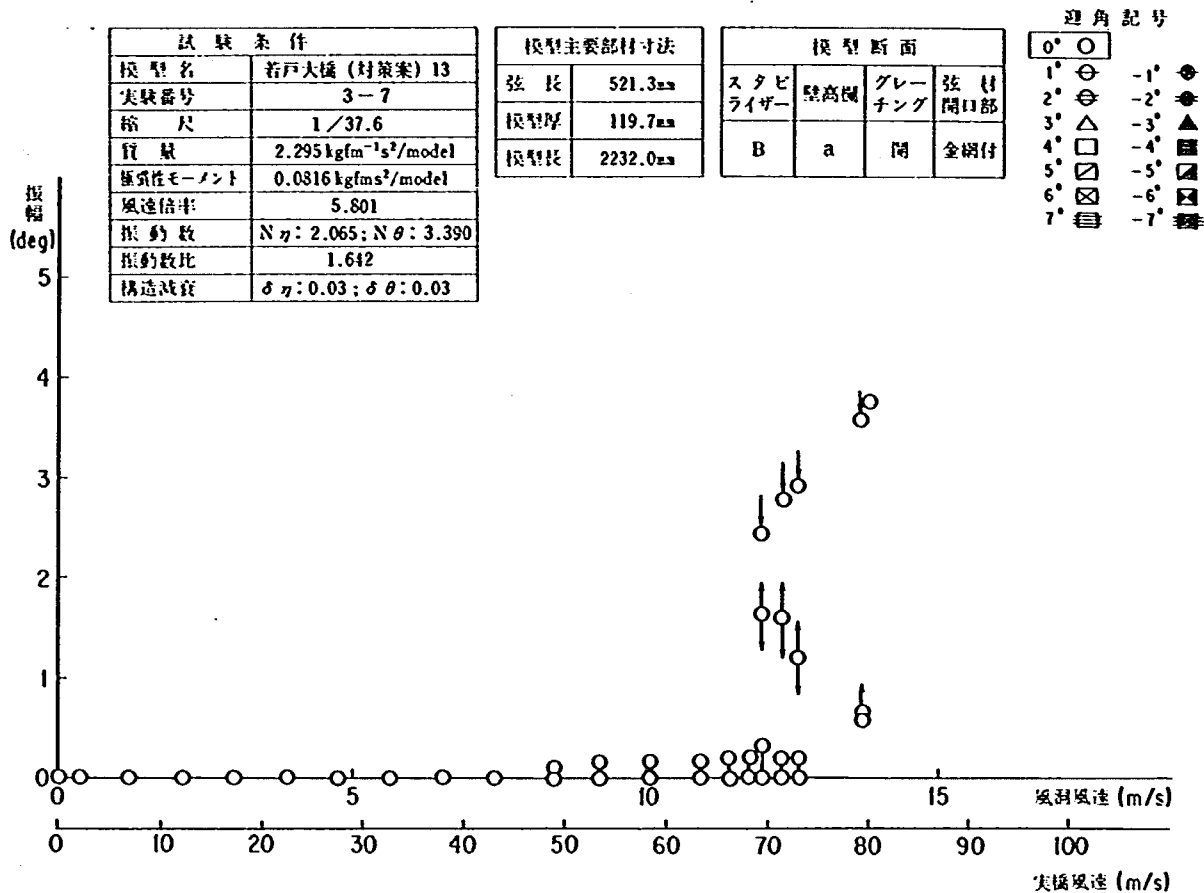




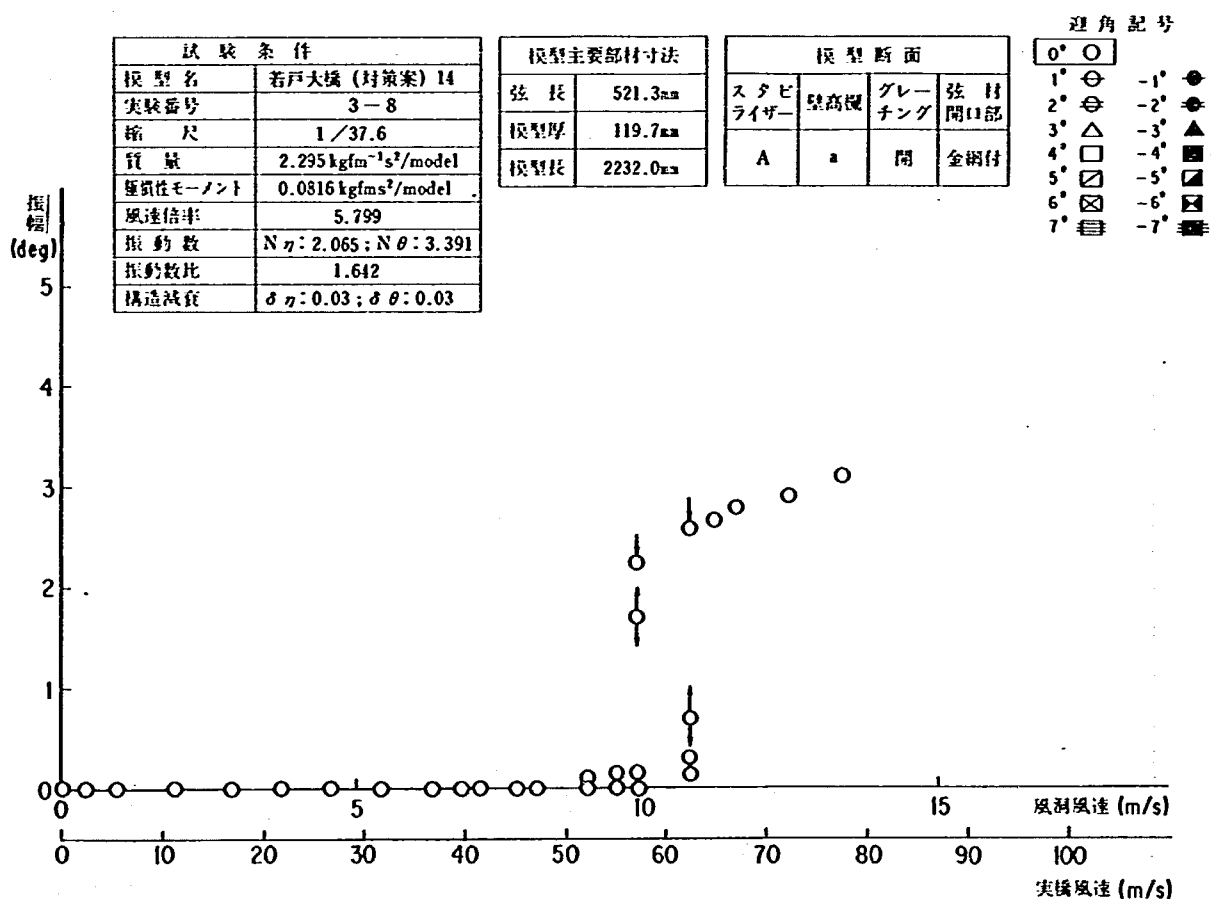
付図-5.5 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



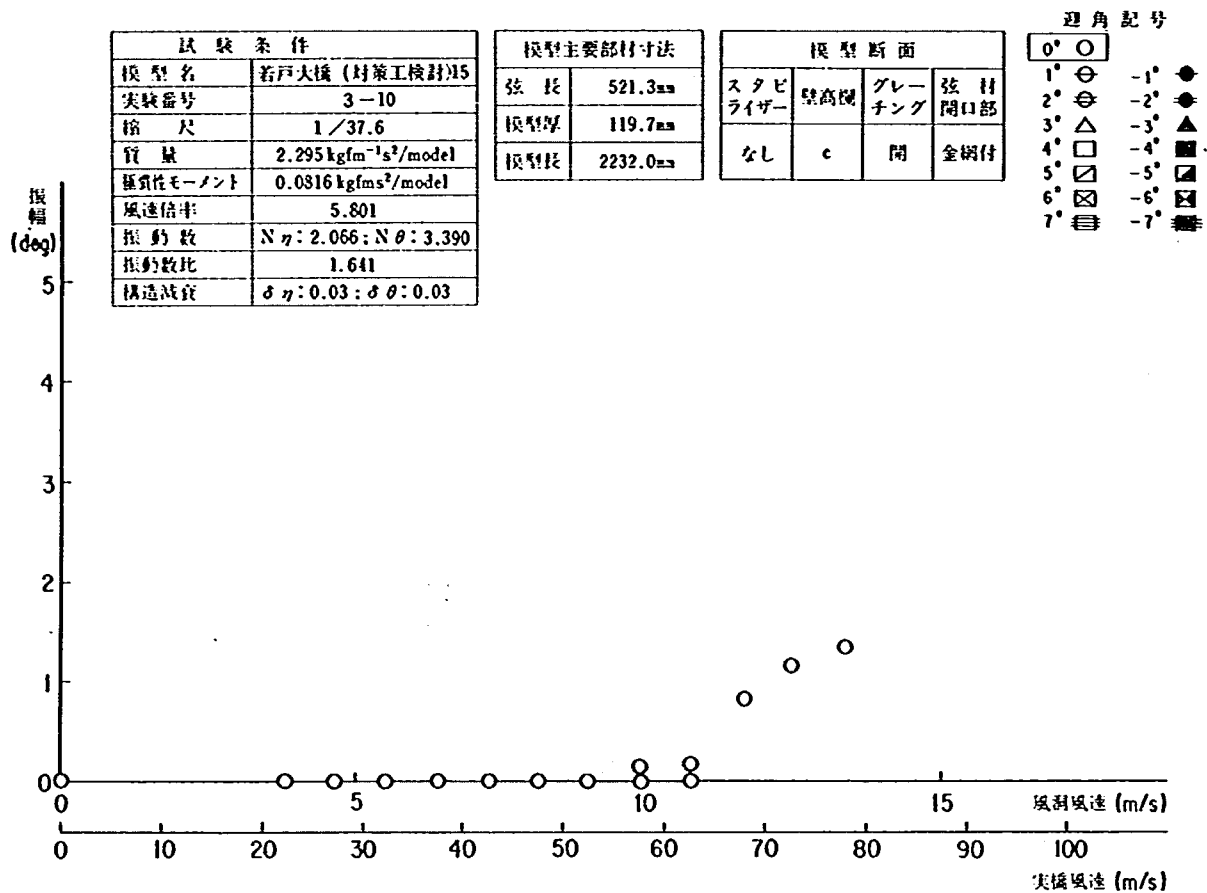
付図-5.6 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



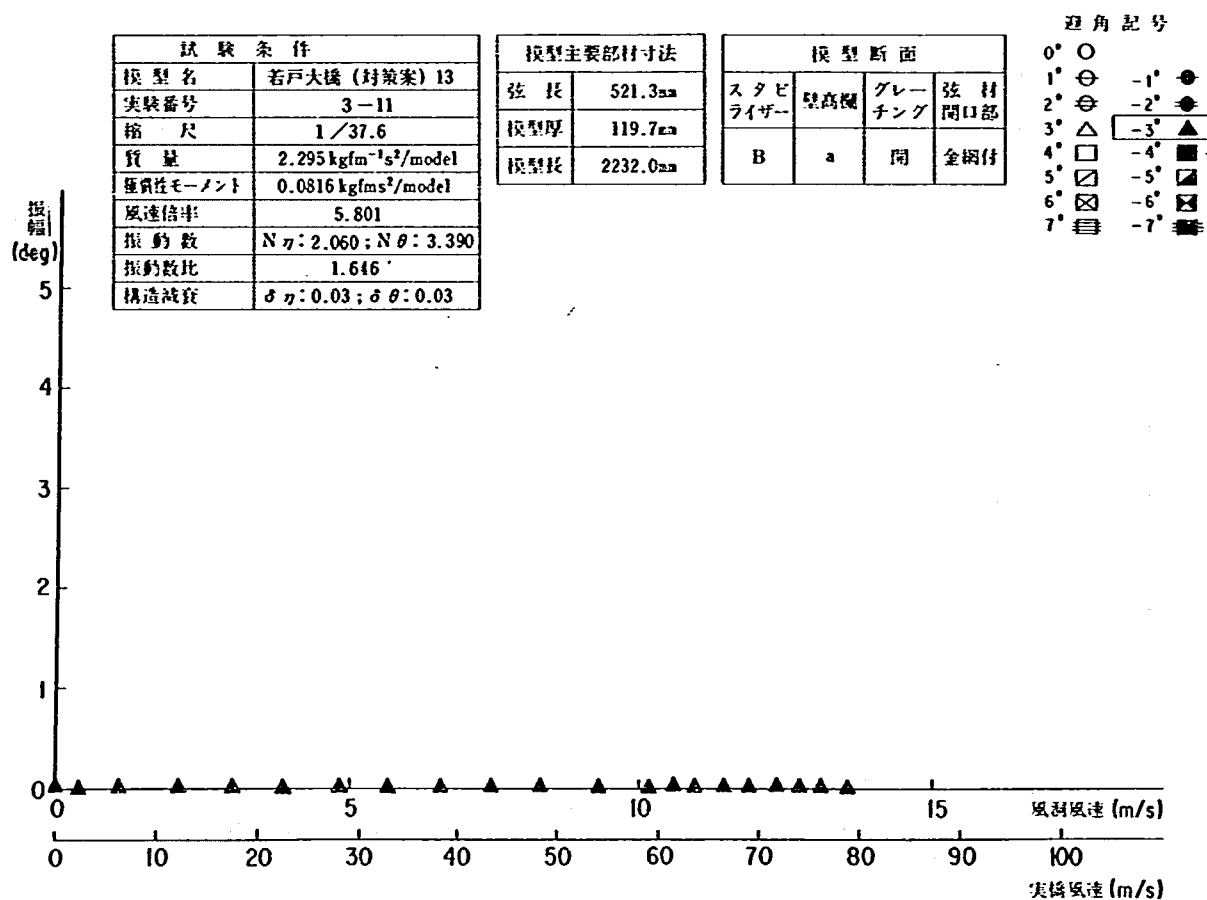
付図- 5.7 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



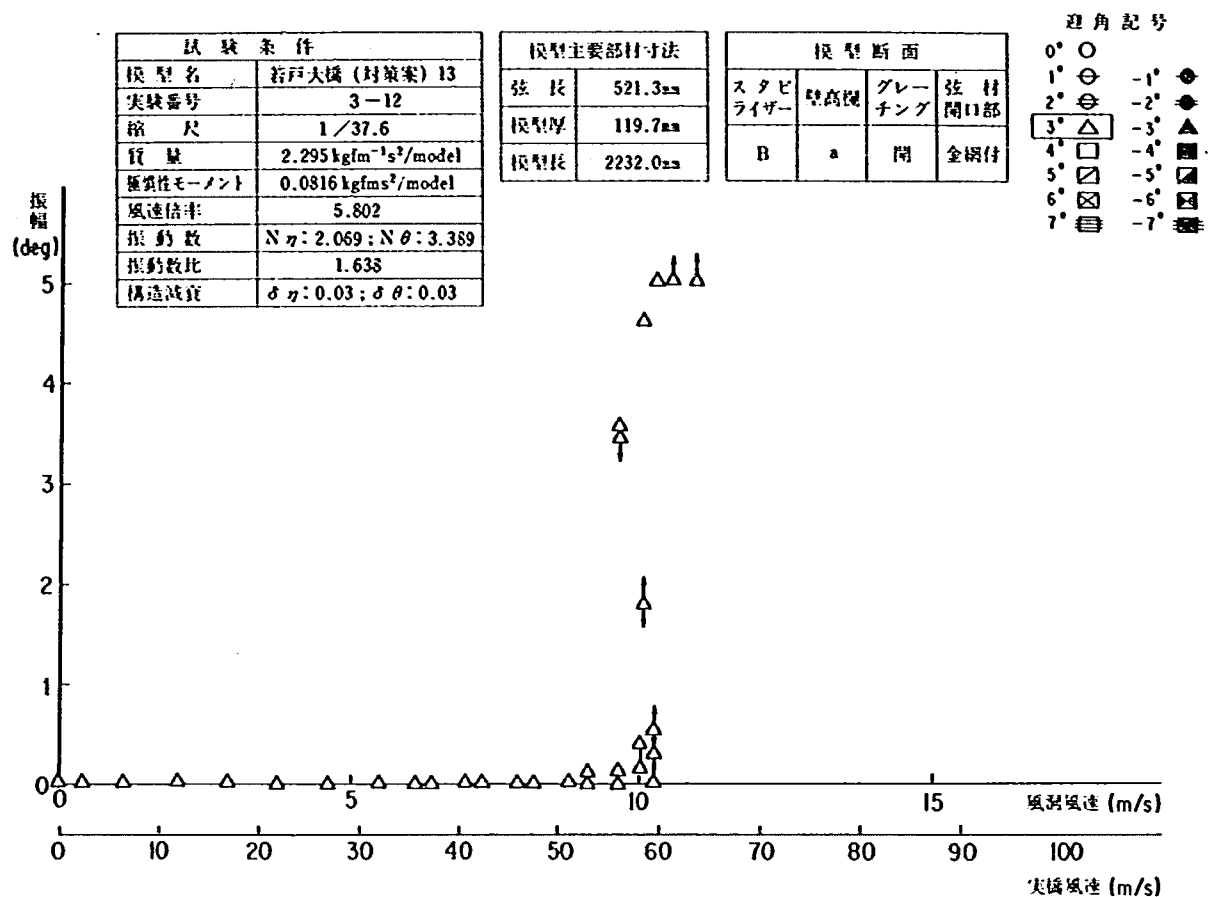
付図- 5.8 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



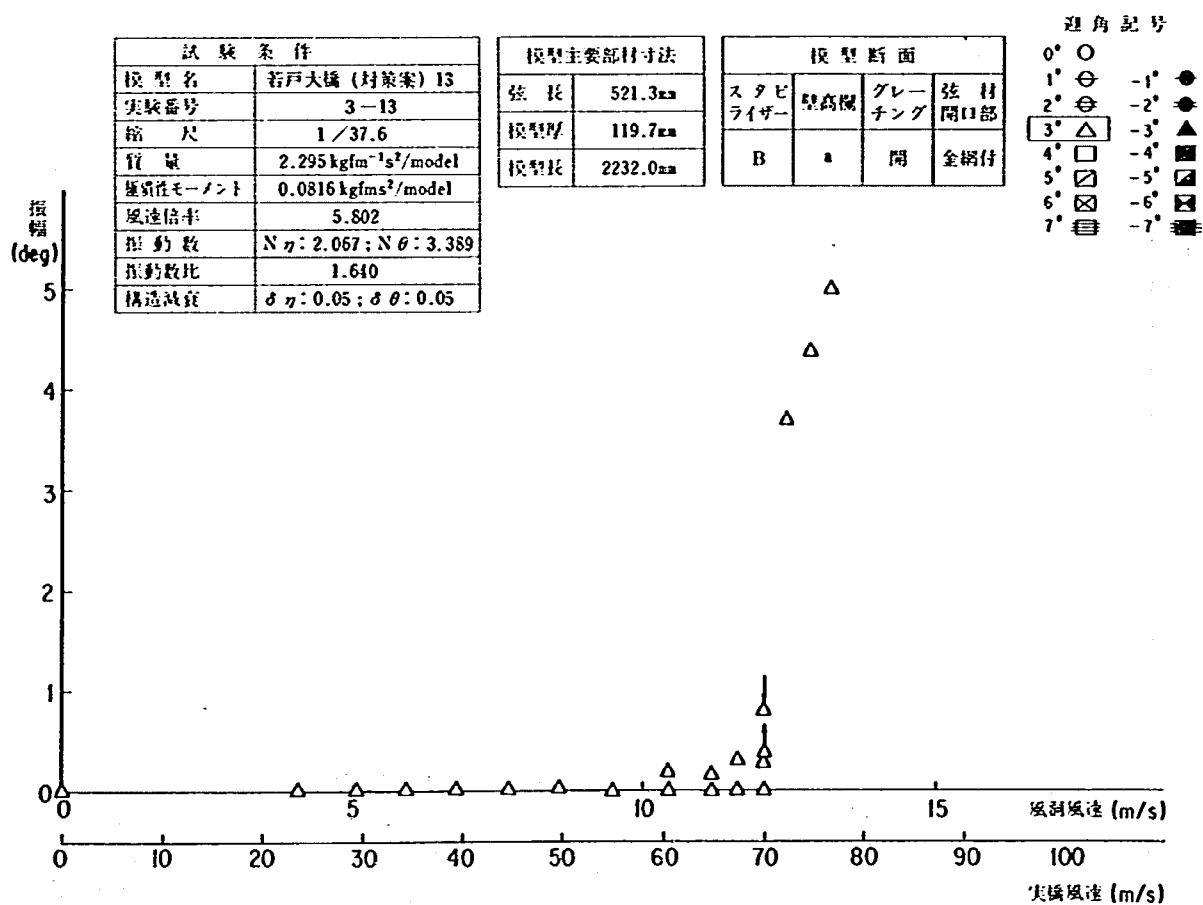
付図- 5.9 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



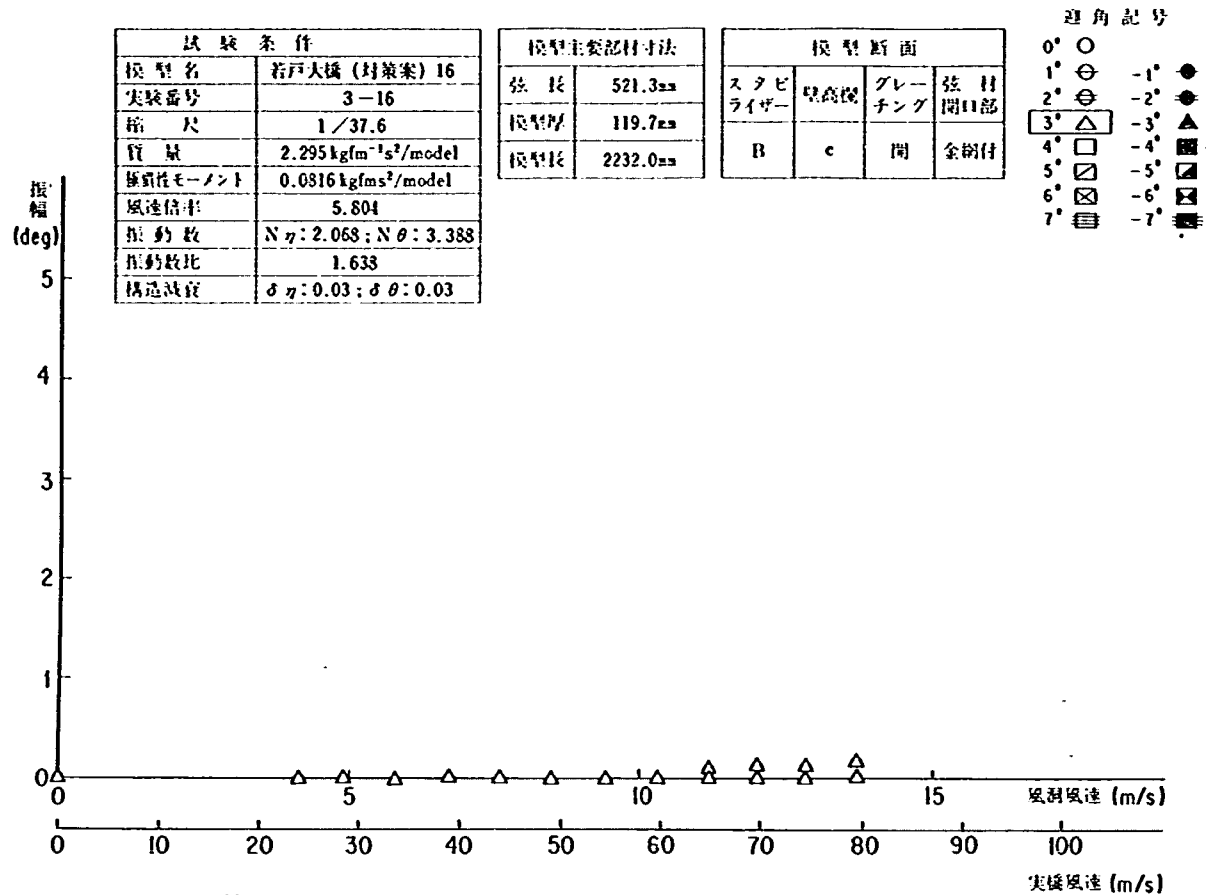
付図- 5.10 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



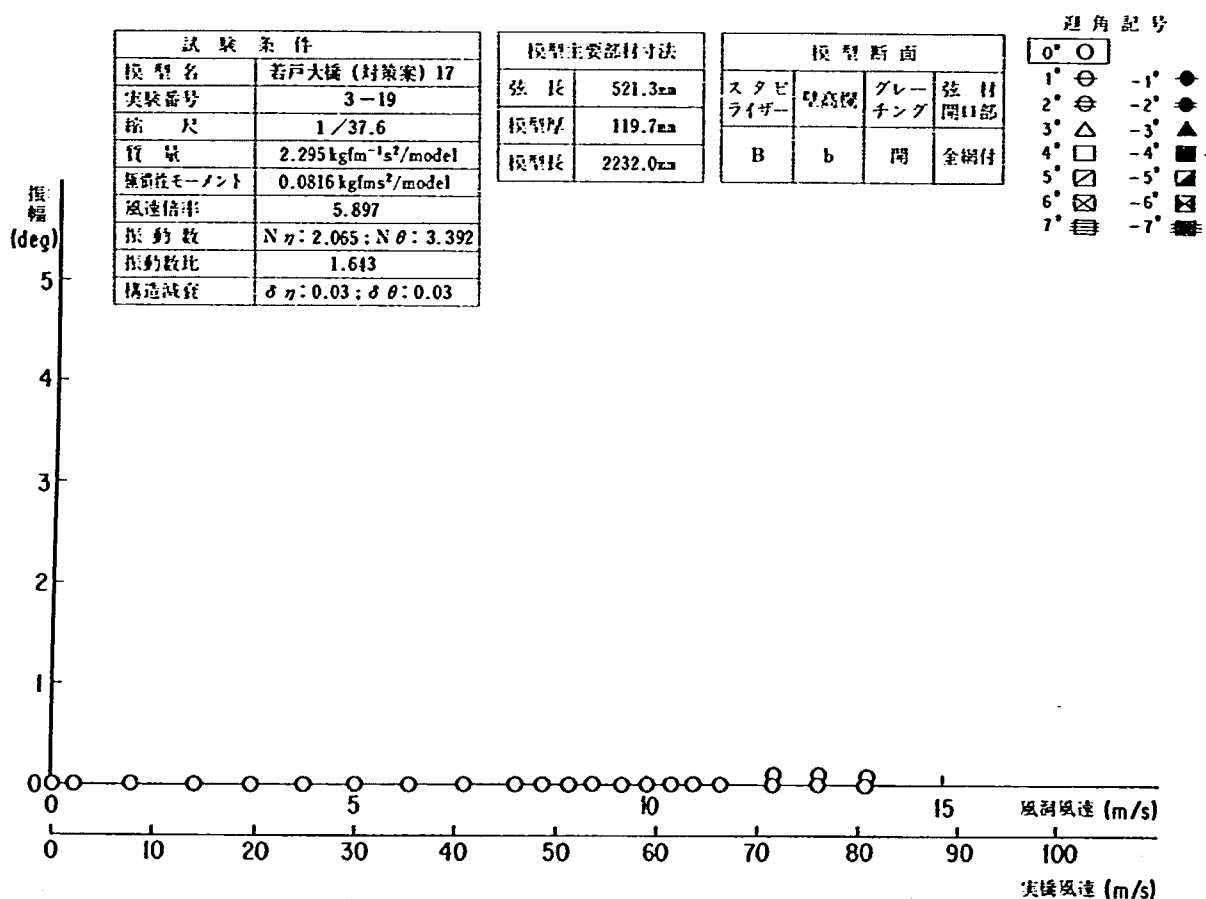
付図-5.11. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, わじれ)



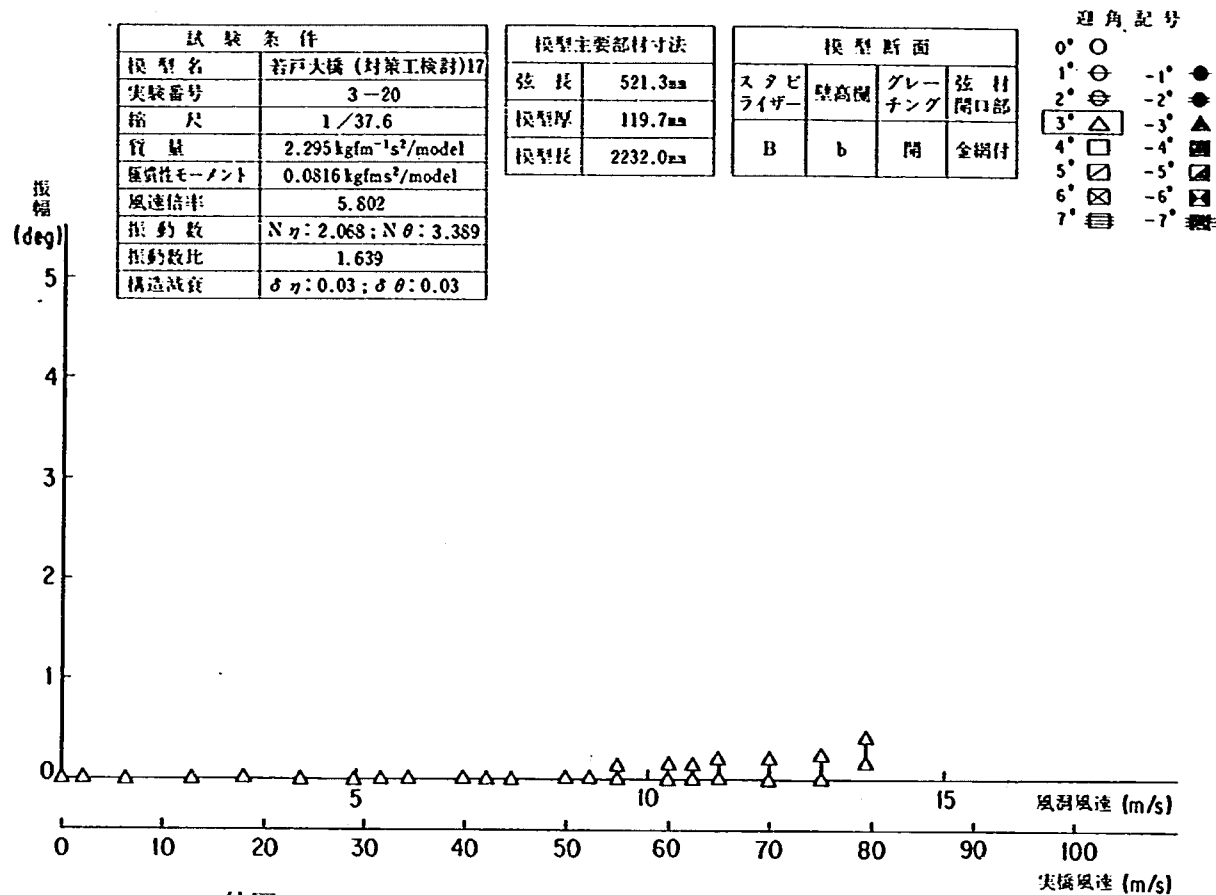
付図-5.12. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, わじれ)



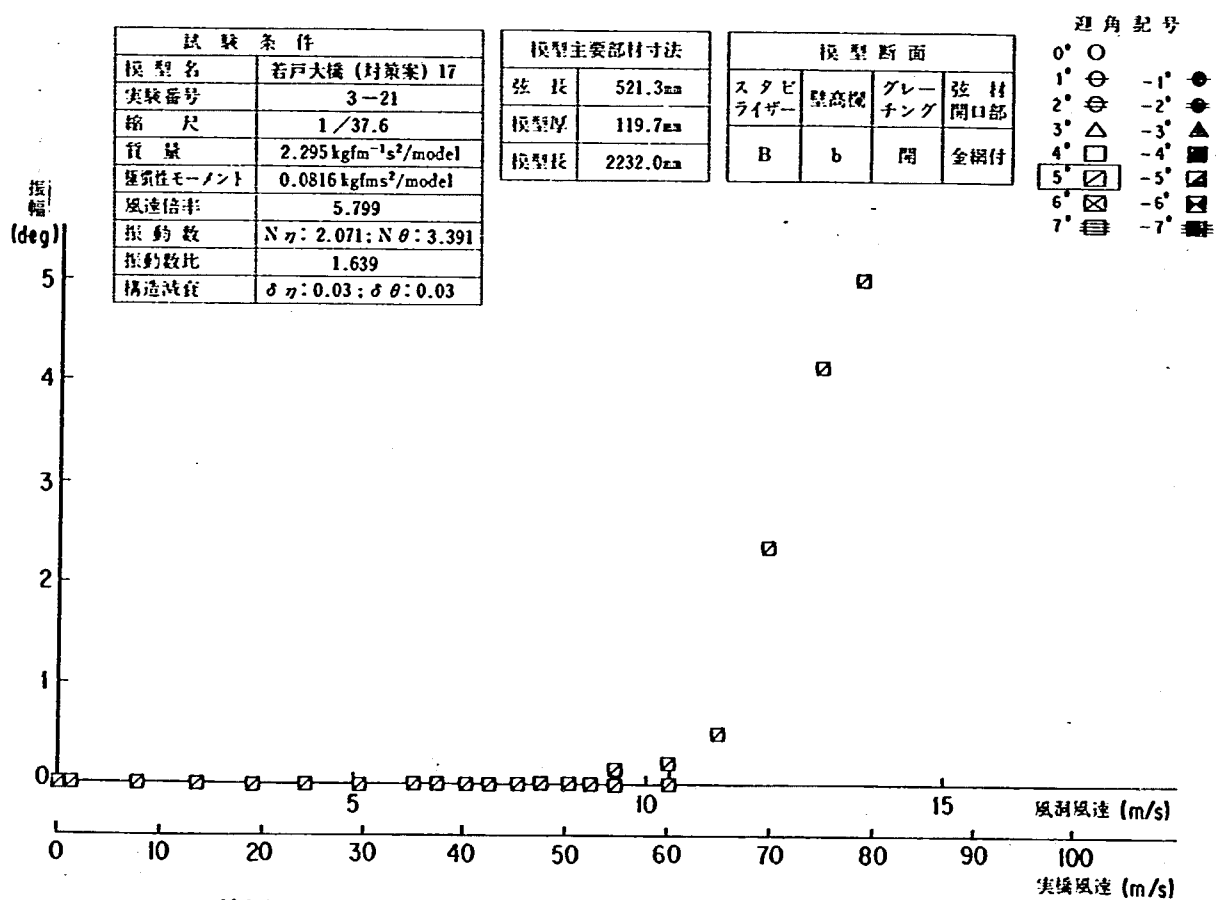
付図- 5.13. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



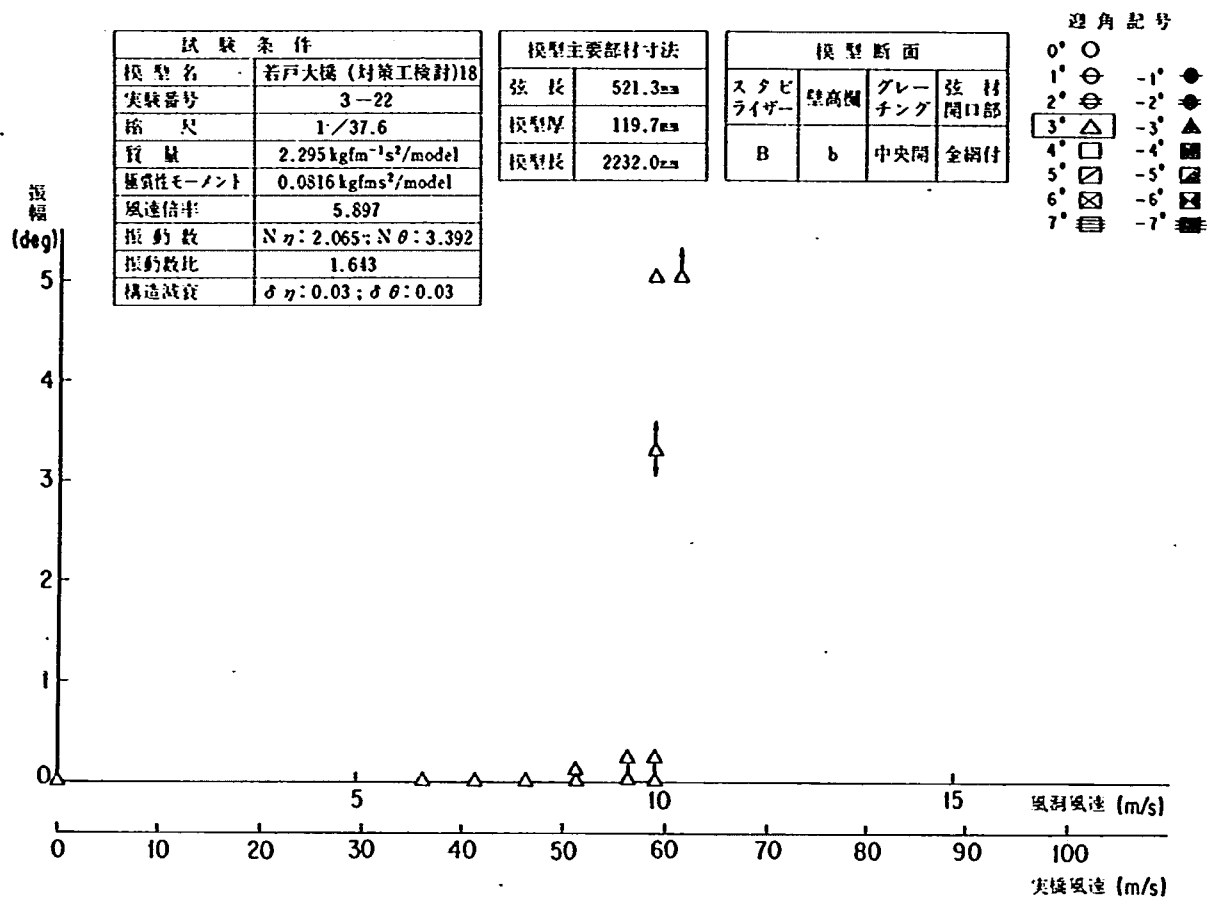
付図- 5.14. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



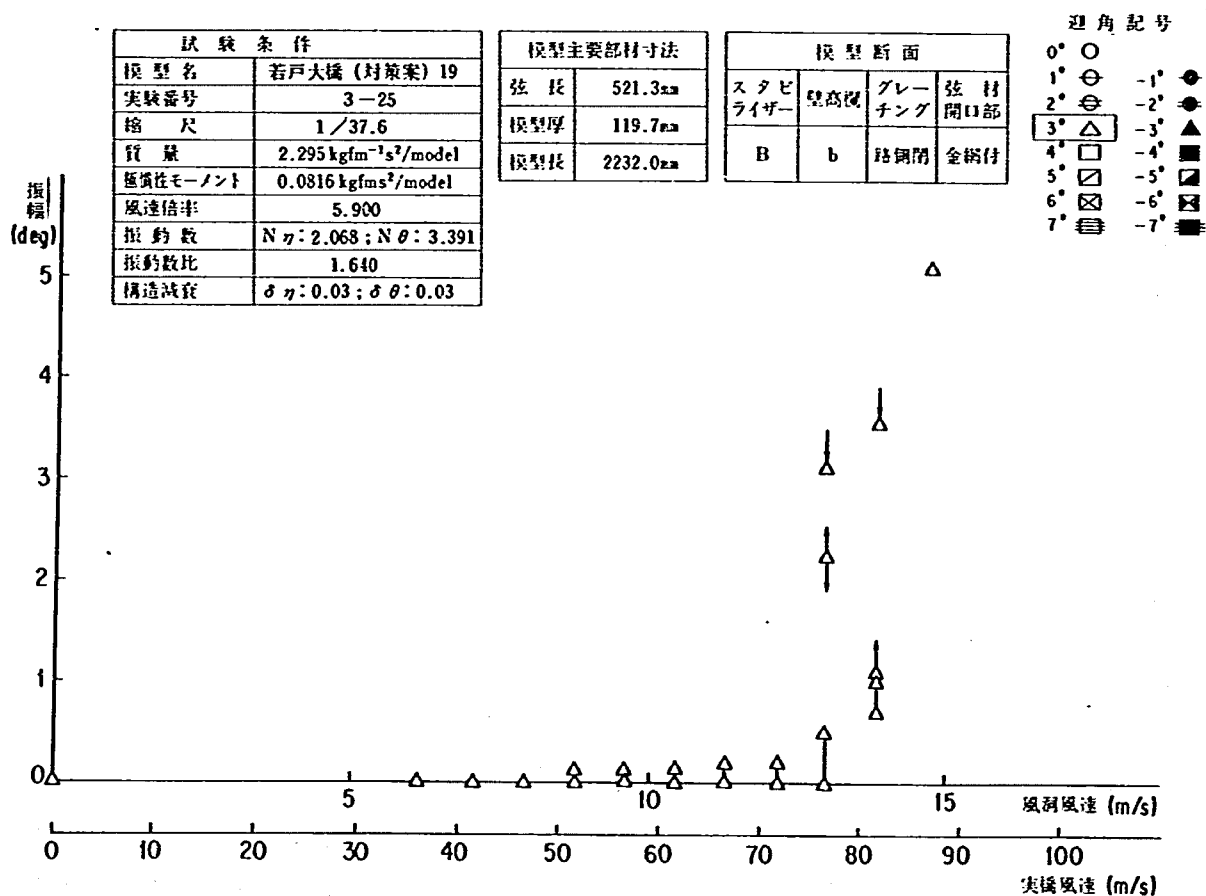
付図-5.15. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



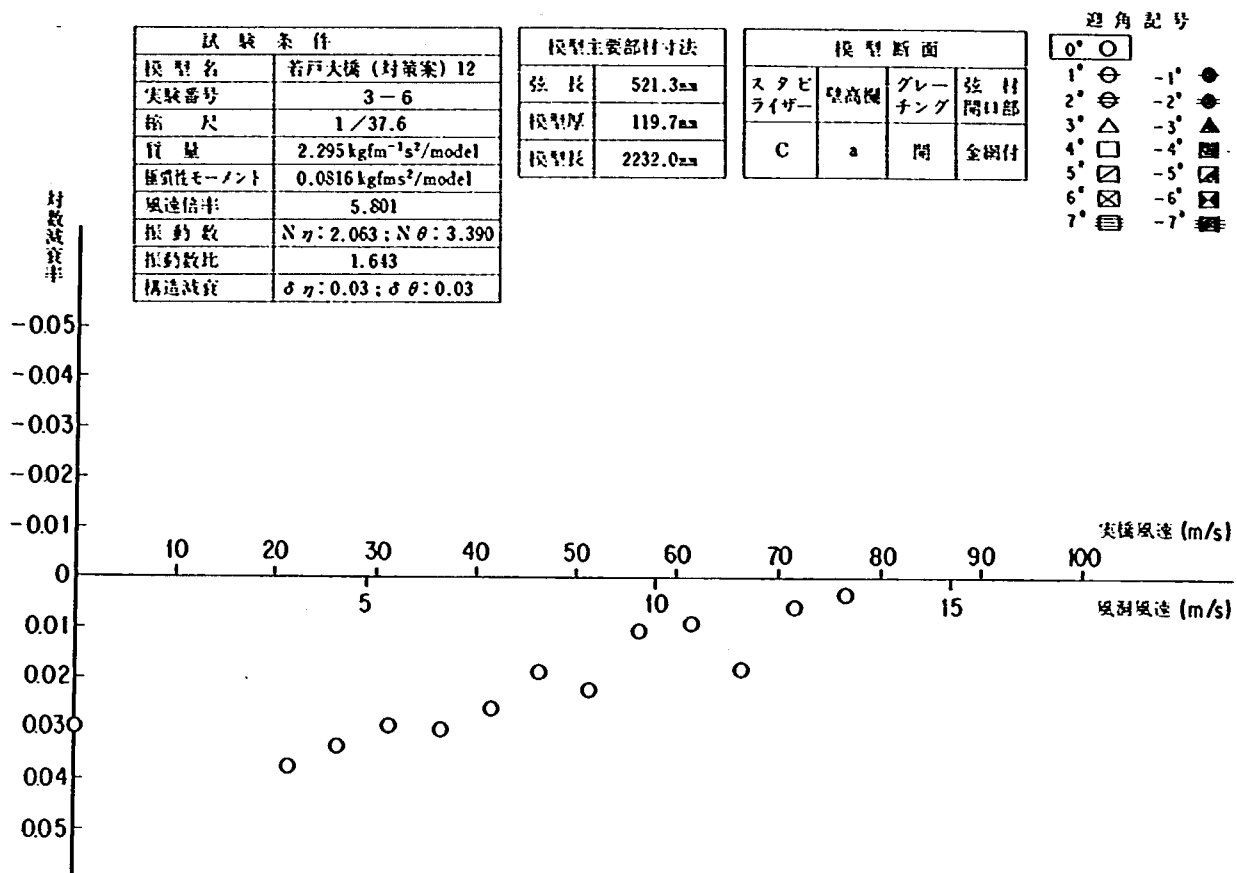
付図-5.16. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



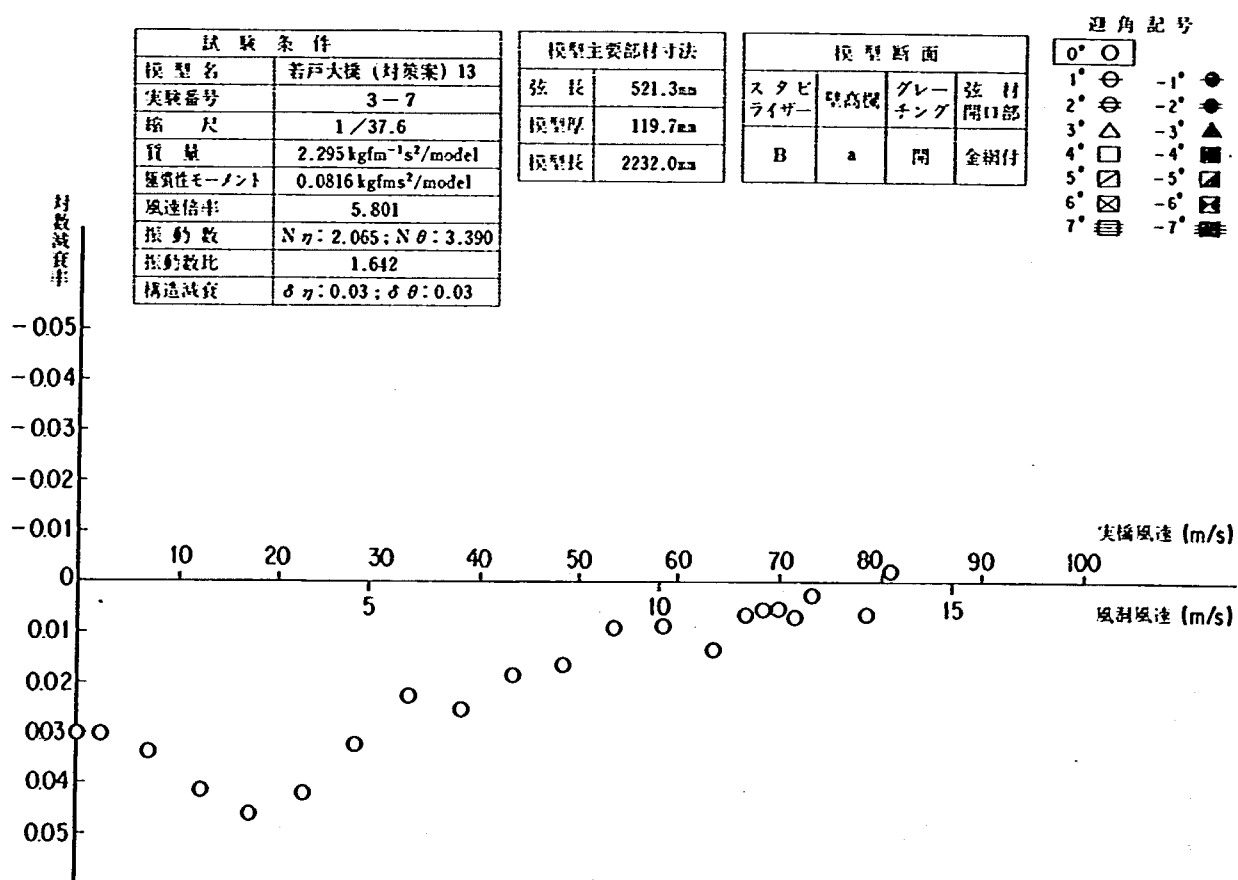
付図-5.17. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



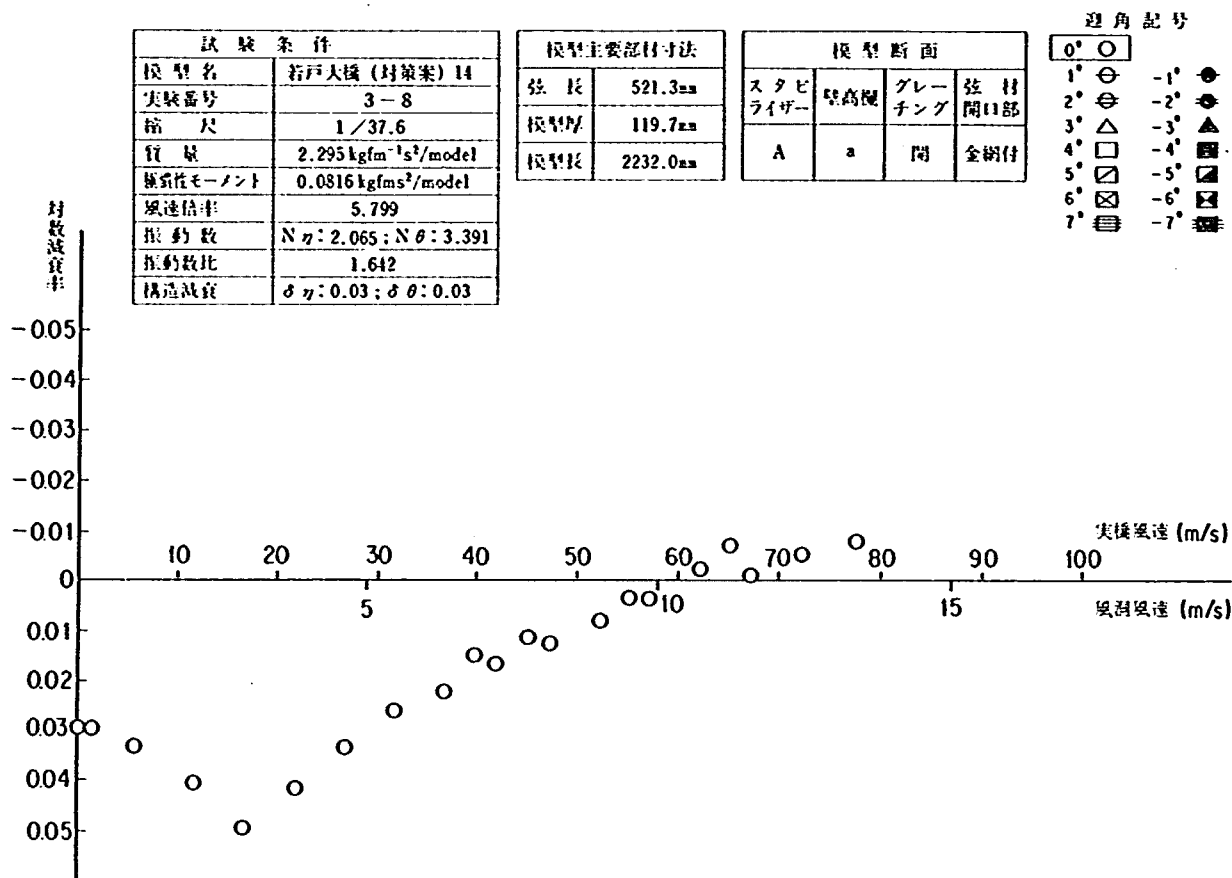
付図-5.18. 橋桁振幅 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



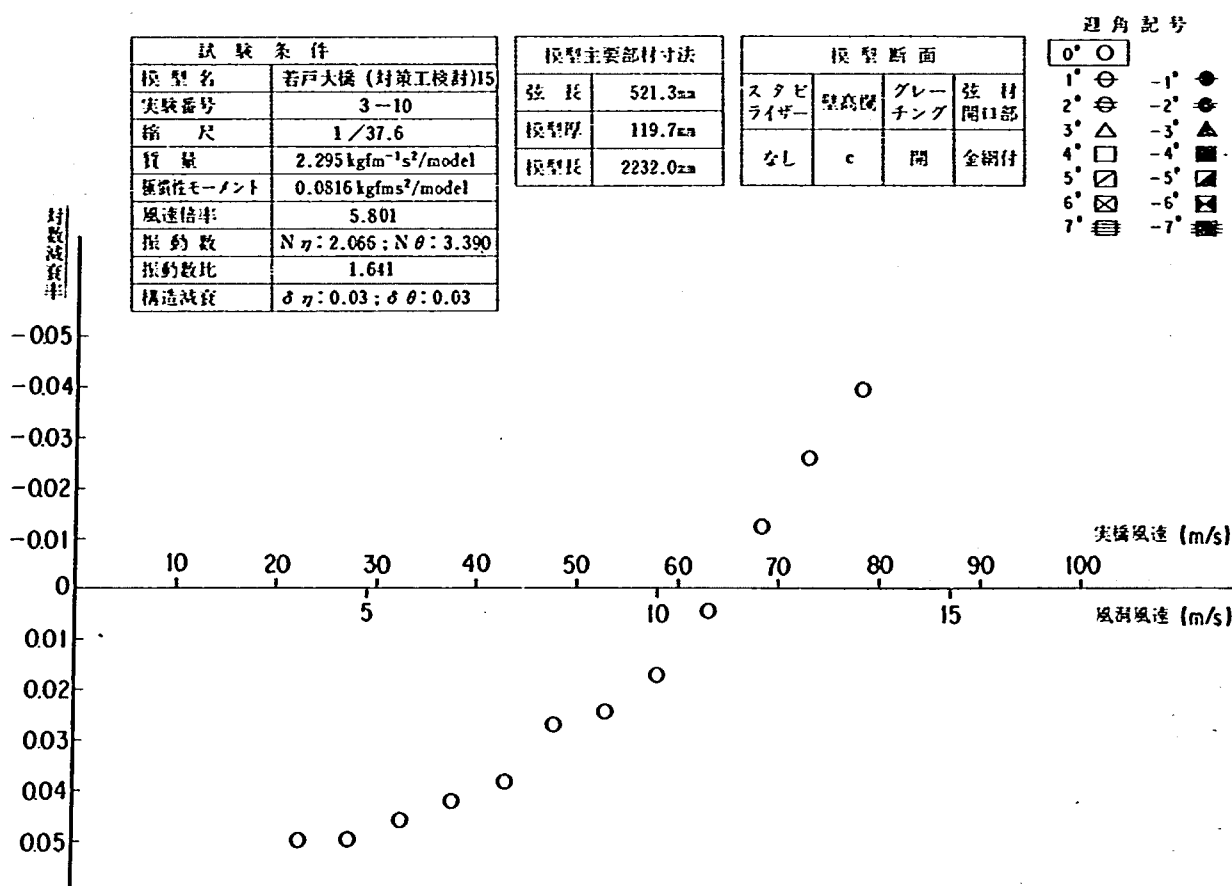
付図- 6.1 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, わじれ)



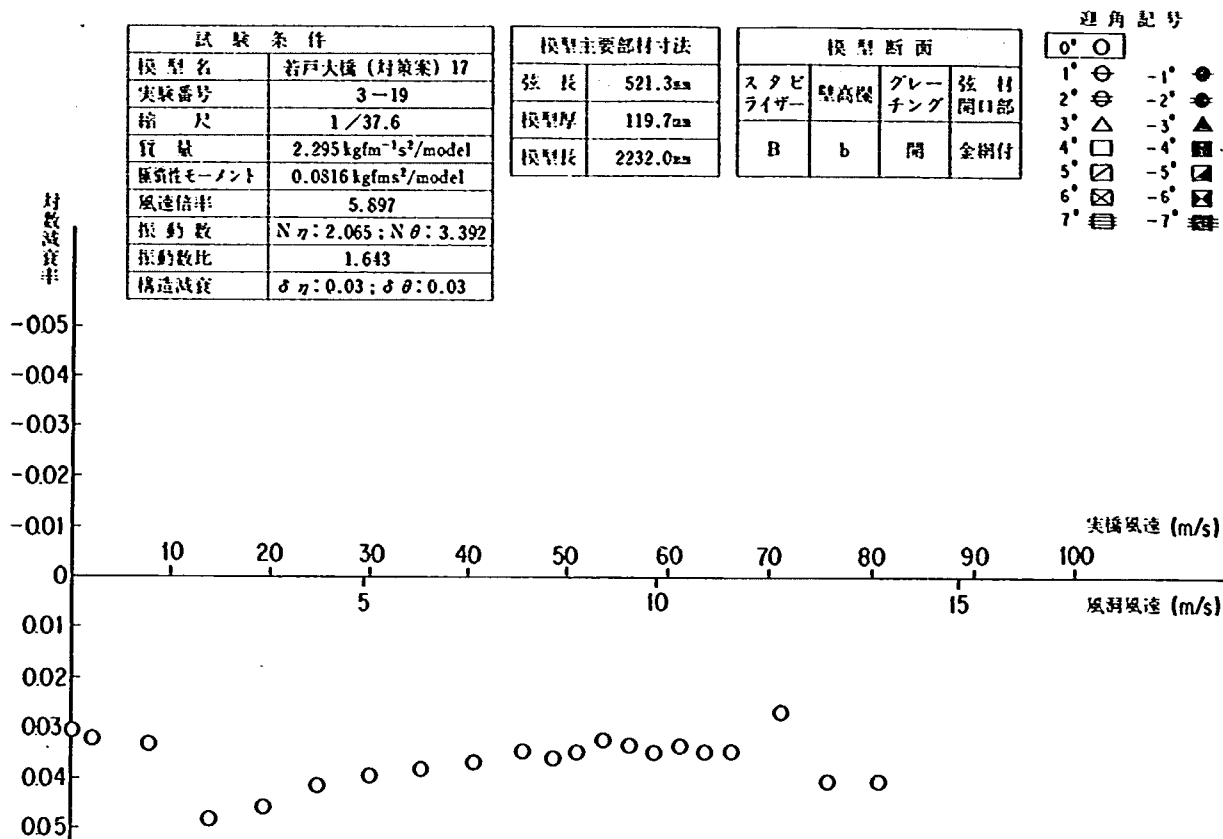
付図- 6.2 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, わじれ)



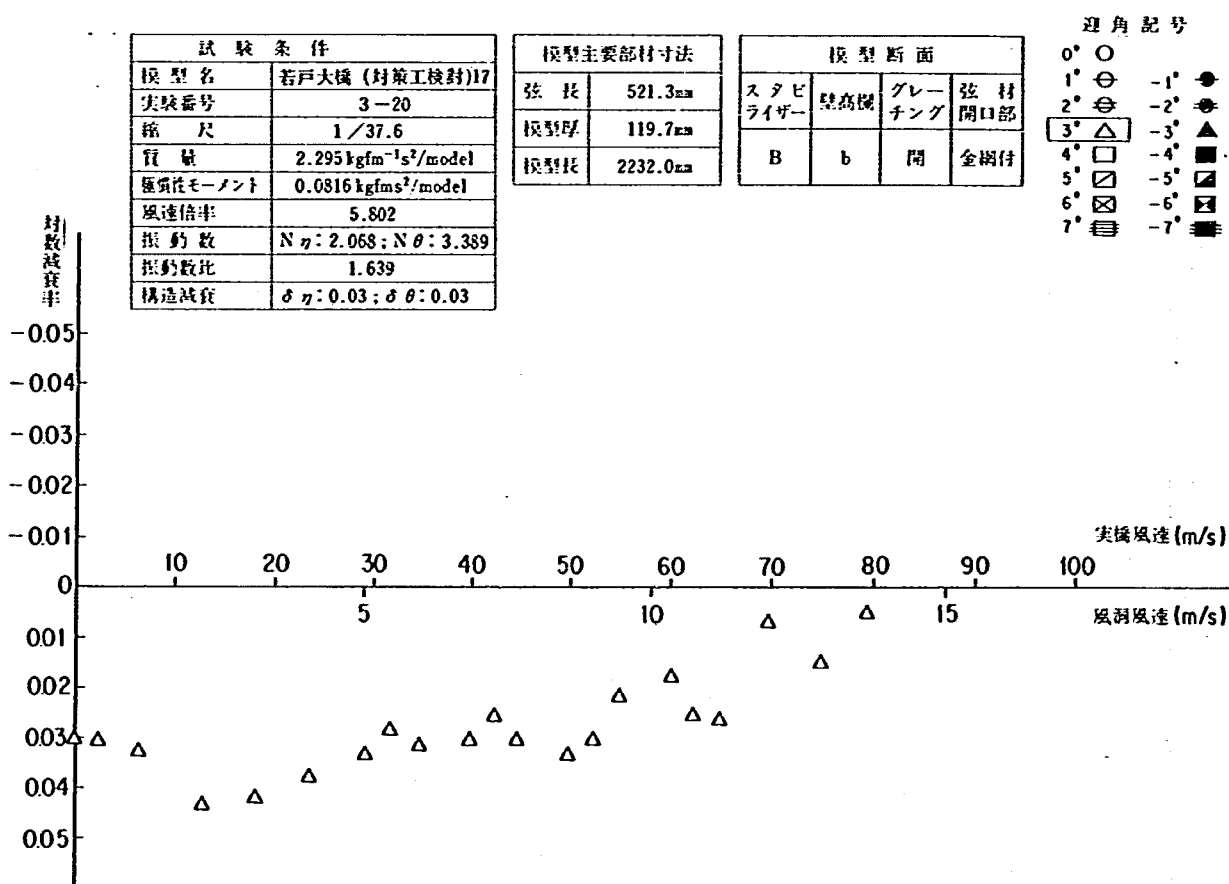
付図- 6.3 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



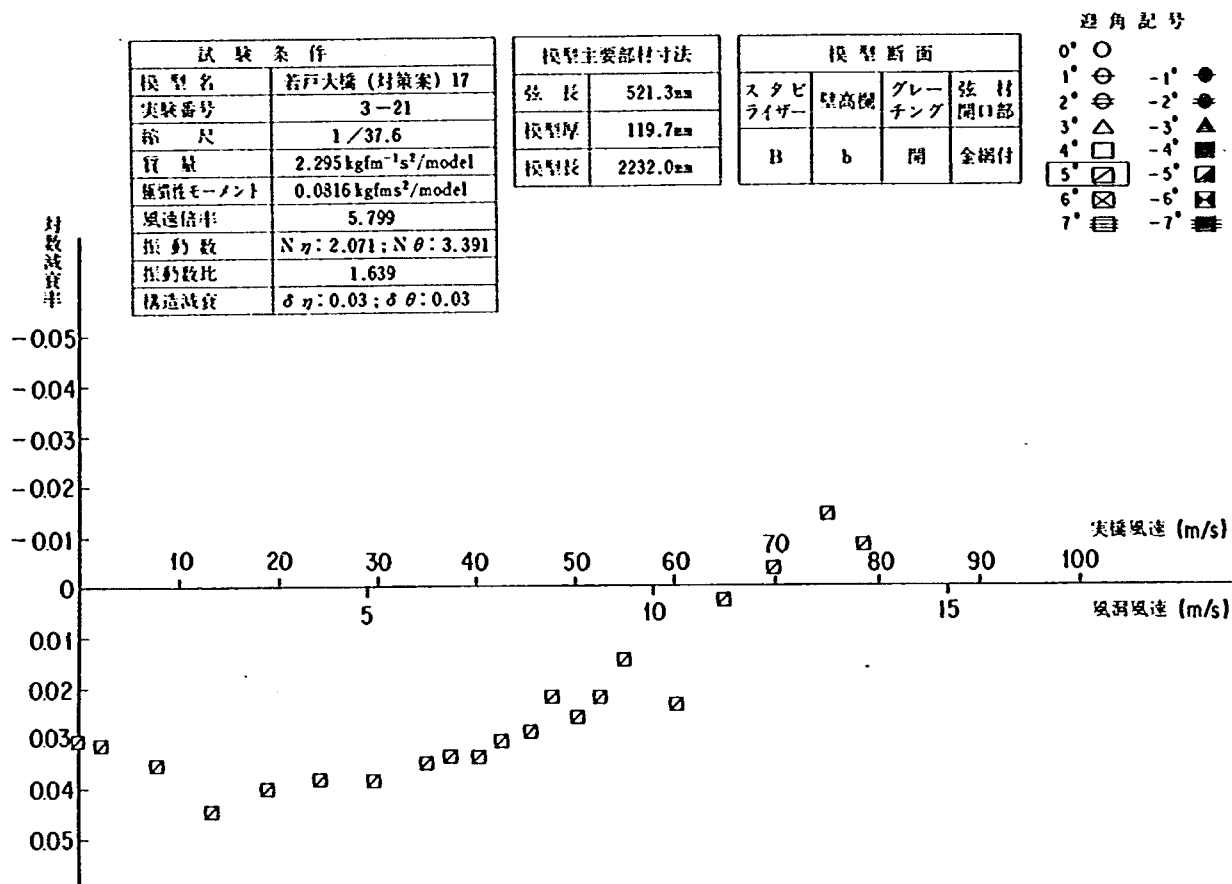
付図- 6.4 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



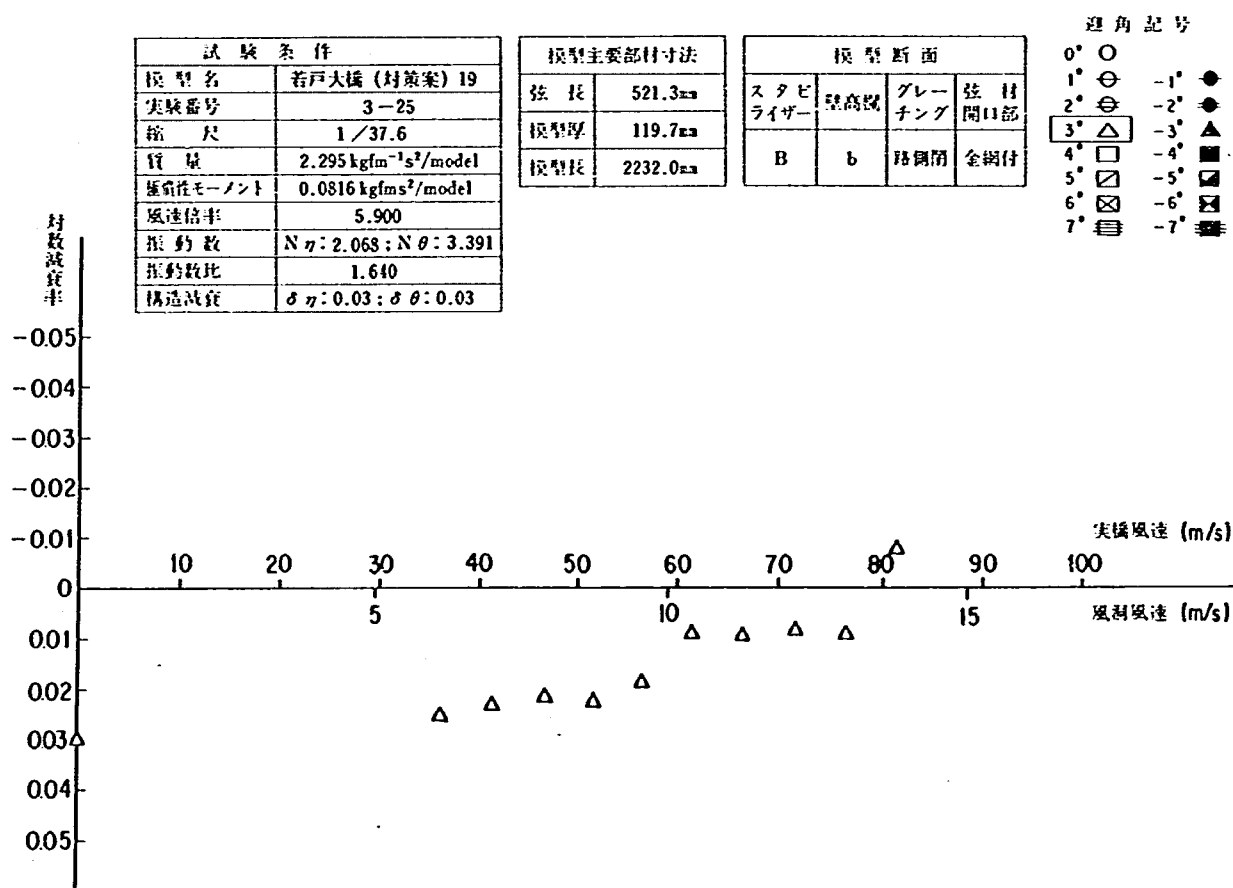
付図- 6.5 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



付図- 6.6 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, ねじれ)



付図- 6.7 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, わじれ)



付図- 6.8 橋桁減衰率 - 風速曲線 (対策工検討, わじれ)

若戸大橋の拡幅計画案の
耐風性調査報告書

ISSN 0386-5878

土研資料第2573号

昭和63年1月(1988)

横山 功一・日下部 毅 明
伊 関 英 彦

要 旨

福岡県北九州市の若戸大橋の拡幅に伴う耐風性を、現況断面の耐風性を含めて2次元部分剛体模型を用いたバネ支持実験によって調査した。その結果現況の若戸大橋は耐風性が優れているのに対し、拡幅断面は著しく耐風性に劣ることが判明した。このため、耐風性向上のための対策工を検討し、中央分離帯に設置する壁高欄と鉛直スタビライザーを併用することで、若戸大橋の拡幅後も十分な耐風性が得られることが明らかとなった。

キーワード：補剛桁吊橋、拡幅工事、耐風性向上対策、鉛直スタビライザー、壁高欄

郵便はがき

四十円切手
をはいて
さしこめ

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
構造研究室御中

No. 1

No. 1

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2573号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印