

土 木 研 究 所 資 料

二主桁合成床版を有する斜張橋の 設計に関する調査報告書

平成3年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © 1991 by P. W. R. I.

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

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

二主桁合成床版を有する斜張橋の 設計に関する調査報告書

構造研究室 室 長 横 山 功 一

研 究 員 日下部毅明

関 谷 光 昭

(前)部外研究員 吉 村 哲*

部外研究員 大 場 誠 道**

*(現)セントラルコンサルタント(株)第一土木事業部橋梁部

** (株)大林組 土木技術本部設計第三部

要 旨

二主桁斜張橋の概略設計，経済性の調査および耐風性の調査を実施した。概略設計では，二主桁斜張橋の独自の設計方法の必要性を示した。経済性は，支持形式，横桁間隔および床版構造を最適にすることによって他形式よりも優れていることが判明した。耐風性の調査は主にバネ支持模型実験およびタウト模型実験の結果をもとに行い，適切な制振部材を付加することにより発散振動に対して安全となることが明らかとなったが，渦励振やガスト応答には課題も残された。総合的に二主桁斜張橋の実現には十分な可能性がある事が確認された。

キーワード：二主桁斜張橋，概略設計，経済性，風洞実験，耐風性調査

ま え が き

斜張橋は100m以下の短支間から500mを超える長大支間に至るまで、有力な形式として検討されることが多い。これは斜張橋が持つ優れた適用性のためだけではなく、橋梁に景観性を本質的な価値として求める気運が高まったことで、優れた景観美を実現する斜張橋が歓迎されるようになったためと考えられる。このような状況に配慮すると、斜張橋の経済性、設計の合理性、および施工性を高めることの重要性は高い。

二主桁斜張橋は非常に合理的な設計思想によって設計される斜張橋で、経済性、施工性等に優れているといわれている。本報告書は二主桁斜張橋の設計上の問題点、経済性および耐風性に関する調査および研究成果をとりまとめたものである。

目 次

1. 本調査の概要	1
1.1 本調査の目的	1
1.2 本調査の構成	1
2. 二主桁斜張橋の現状	2
2.1 二主桁斜張橋の背景	2
2.1.1 斜張橋の歴史	2
2.1.2 二主桁斜張橋の歴史的位置づけ	2
2.2 二主桁斜張橋の実績と事例研究	3
2.2.1 二主桁斜張橋の実績	3
2.2.2 Quincy 橋と Alex-Frazer 橋	3
2.2.3 国内の斜張橋	8
2.2.4 名港西大橋 ¹⁰⁾ と Alex-Frazer 橋の比較	18
3. 設計法および経済性に関する調査（その 1）	21
3.1 調査の概要	21
3.2 概略設計	21
3.2.1 一箱桁断面の設計	21
3.2.2 二箱桁断面の設計	26
3.2.3 二主桁断面の設計	28
3.3 工費に関する比較	36
3.3.1 工費の比較	36
3.3.2 工費に関する考察	37
4. 設計法および経済性に関する調査（その 2）	38
4.1 調査の概要	38
4.2 構造形式の検討	38
4.2.1 検討の概要	38
4.2.2 断面諸元と荷重強度	38
4.2.3 主塔位置における主桁の支持方式に関する検討	41

4.2.4	主桁の橋軸方向支持方式に関する検討	42
4.2.5	温度変化による拘束力に対する予備検討	46
4.3	床版および横桁の検討	46
4.3.1	床板厚の決定要因	46
4.3.2	床版の検討	48
4.3.3	横桁の検討	49
4.4	概略設計	50
4.4.1	概要	50
4.4.2	部材寸法および断面定数	51
4.4.3	荷重強度	52
4.4.4	解析結果	52
4.4.5	主桁の断面照査	56
4.4.6	活荷重たわみ	60
4.4.7	斜材の照査	60
4.4.8	横桁の照査	61
4.5	経済性に関する検討	62
4.5.1	工費の比較	62
4.5.2	工費に関する考察	62
4.6	設計に関する考察	63
4.6.1	床版の設計に関する補足検討	63
5.	耐風性に関する調査	67
5.1	耐風性に関する既存の調査	67
5.1.1	概要	67
5.1.2	Quincy 橋の耐風性の検討	68
5.1.3	Alex-Frazer 橋	71
5.2	土木研究所における調査の概要	74
5.3	二主桁斜張橋の耐風性に関わる構造特性	75
5.3.1	たわみおよびねじれ振動	75
5.3.2	質量および極慣性モーメント	81
5.3.3	構造減衰(対数減衰率)	81
5.3.4	構造特性の他形式との比較	81
5.3.5	推定式による耐風性の比較	82

5.4	バネ支持模型実験	84
5.4.1	実験方法	84
5.4.2	実験条件	88
5.4.3	実験ケース及び実験結果	89
5.5	煙風洞模型実験	97
5.5.1	実験方法	97
5.5.2	実験条件	97
5.5.3	実験ケースおよび実験結果	99
5.5.4	制振部材の効果の推察および今後の課題	101
5.6	タウト模型実験	102
5.6.1	タウト模型の概要	102
5.6.2	実験方法	105
5.6.3	実験条件	108
5.6.4	乱流の発生	108
5.6.5	実験ケースおよび実験結果	111
5.7	二主桁斜張橋の耐風性に関する考察	118
5.7.1	渦励振	118
5.7.2	フラッター	118
5.7.3	ガスト応答	118
5.7.4	制振部材が工費に与える影響	119
6.	二主桁斜張橋の課題	120
6.1	設計に関する今後の課題	120
6.2	耐風性に関する課題	120
7.	まとめ	122
	謝辞	123
	参考文献	123

1. 本調査の概要

1.1 本調査の目的

斜張橋は設計条件に対する柔軟な適用性と、優れた景観美によって100m以下の短支間から500mを超える長大支間に至るまで、有力な形式として検討されることが多い。特に近年は地域的なシンボルとしての役割が斜張橋に強く求められるようになり、斜張橋の人気はますます高まっていると言える。このような状況に配慮すると、斜張橋の経済性、設計の合理性、および施工性を高めることの重要性は高い。

このような需要に応える構造形式として本調査でとりあげたのが二主桁斜張橋である。二主桁斜張橋は橋桁が、単径間のプレートガーダー橋に多い、コンクリート床版と鋼の主桁および横桁から構成され、これが呼び方の由来となっている。

一般に、斜張橋においてケーブルの全体の剛性への寄与は大きい。また安価で圧縮に強い材料はコンクリートで、軽量で引っ張りに強い材料は鋼であるが、二主桁斜張橋はケーブルから得られる剛性を最大限に利用し、桁の剛性を最小限に抑え、さらに圧縮力の作用する床版にはRCを、引張力が作用する主桁には鋼材を用いることで、経済性を向上させるのが設計の基本思想となっている。

本調査は概略設計および耐風性の検討を通じ、二主桁斜張橋がわが国においてその長所を活かした斜張橋として成立することの可能性を明らかにすることを目的として実施された。

1.2 本調査の構成

本調査は二主桁斜張橋の実績調査、概略設計による構造、経済性の調査、および風洞実験よりなる。

実績の調査は2章において記述し、既存の鋼斜張橋およびPC斜張橋との歴史的な関係、構造的な特性の比較を論じた。

概略設計は2期にわたり実施した。第1期の概略設計については第3章に述べる。ここでは既存の二主桁斜張橋特有の設計手法によらず、従来の斜張橋の設計手法の延長上で検討を行い、経済性の追求のために、二主桁斜張橋の設計における問題抽出とともに、設計に欠かせない独自の手法や考え方を探った。第2期の検討は第4章に示す。ここでは主に支持形式、横桁間隔、床版構造に着目し、2主桁斜張橋の設計の最適化を検討し、良好な経済性が得られる事を確認した。

耐風設計については第5章で述べる。二主桁斜張橋は、断面形状および構造的にねじれ剛性が低いと考えられる事から、耐風性が問題になる事を予測し、風洞実験によって耐風性を考察した。実験はバネ支持実験およびタウト模型実験より構成される。前者ではフラッターの発現風速の向上および、渦励振の振幅の低減手法を検討し、後者では渦励振に及ぼす乱れの効果およびガスト応答を検討した。

今回の検討で、全ての問題は解決されたとはいいいえず、今後の課題として残された問題を第6章に述べた。また、今回の検討を通じ2主桁斜張橋について明かとなったこと、またわが国における可能性についての結論を7章にまとめた。

2. 二主桁斜張橋の現状

2.1 二主桁斜張橋の背景

2.1.1 斜張橋の歴史

二主桁斜張橋の実績の記述に先立ち、以下、斜張橋全般の歴史を追うことにより1980年代の二主桁斜張橋が現れる背景を示す。

世界で初めて建設された斜張橋は、1955年に開通したスウェーデンの Stromsund 橋であった。以後、計算技術の進歩とともに本格的に斜張橋の研究が進められ、1960年代に入り、日本、英国などに次々と施工された。

1960年代の斜張橋のほとんどは鋼斜張橋であり、PC 斜張橋の出現は1962年、ベネズエラの Maracaibo 湖橋が最初である。

PC 斜張橋が鋼斜張橋に比べて出遅れた理由の1つに、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の塑性変形による2次応力の影響等に関する問題点等がある。Maracaibo 湖橋以後、PC 斜張橋は鋼斜張橋に比べ維持管理が容易なこと、桁高を小さくできるため、桁下空間を大きくとれること、構造形式の選択範囲が広いこと、等の理由により急速に発展し、さらに1970年代のマルチケーブル方式の出現にともない、建設数は増加した。1983年には、スペインで中央径間440mを有する最長支間の斜張橋、Luna 橋がPC箱桁で完成している¹⁾⁻⁷⁾。

上述のように、1960年代は鋼斜張橋の建設が盛んで、断面形状も多く検討された結果、Long's Creek 橋に始まる鋼床版二主桁斜張橋(π 形断面)も考案されたが、このような初期の斜張橋は、計算技術上の問題によりケーブル数が少ないため、桁高が高くなり、風による振動も問題であった。そのためか、1970年代にPC斜張橋の建設が増加するにつれ、鋼床版二主桁斜張橋(π 型断面)は建設されなくなった。また、橋梁設計に際し、鋼構造案とコンクリート構造案の両案について競争入札が行なわれる北米では、PC斜張橋の発展により、鋼箱桁形式では落札することができなくなってきた。

そこで、床版に高強度プレキャストコンクリートを使用することで、PC斜張橋に十分に対抗し得る二主桁斜張橋が考案され、1980年代後半になって Quincy 橋、Alex-Frazer 橋で実現された。以上がコンクリート合成床版を有する二主桁斜張橋の出現までの歴史的流れである。

2.1.2 二主桁斜張橋の歴史的位置づけ

主桁を2本の鋼鈹桁とした、すなわち二主桁を有する斜張橋が建設されたのは、上にみたように2つの時期に分かれる。第1期は1967年にカナダで建設された Long's Creek 橋に始まる鋼床版を有するものであり、第2期は近年のコンクリート合成床版を有するものである。歴史が示すように第1期の鋼床版を有する斜張橋は斜張橋支間の長大化に対応できずに姿を消す。これに対し第2期の合成床版を有する斜張橋

は、長大化によって発生する軸力を積極的に活用し、さらに近代的なマルチケーブルを用いて、ケーブルから得られる剛性を最大限に利用したものである。このように、形状に類似はあるが、両者の設計思想には歴史に示したような、斜張橋の実績に基づく根本的な相違がある。

したがって本報告書では、コンクリート合成床版（プレキャスト床版）を有する二主桁斜張橋についてのみ検討する。

2.2 二主桁斜張橋の実績と事例研究

2.2.1 二主桁斜張橋の実績

表-2.1 にこれまでに建設された二主桁斜張橋リストを示す。この表に示した8橋のうち、最後の欄の Sunshine Skyway 橋だけは、実際に建設されたものではなく、比較設計段階で案として出されたものである。この表からわかるように、二主桁斜張橋として Long's Creek 橋以降建設されたのは、1960年代と1980年代であり、1970年代には二主桁斜張橋は建設されていない。

床版構造に着目すると、1960年代と1980年代前半に建設された4橋は鋼床版であるのに対し、1980年代後半に建設、計画された残りの4橋はコンクリート合成床版を有している。

表-2.1 に示すように二主桁斜張橋は、Sunshine Skyway 橋も含めると4橋報告されているが、Sunshine Skyway 橋は比較案であること、Weirton-Steubenville 橋は詳細な報告が公表されていない等の理由により、二主桁斜張橋の構造系について、Quincy 橋と Alex-Frazer 橋の比較を記す。

2.2.2 Quincy 橋と Alex-Frazer 橋

表-2.2 に Quincy 橋と Alex-Frazer 橋の比較表を示し、その構造的な特徴について述べる。

(1) 橋長、支間割り

Quincy 橋は橋長542m、側径間と主径間の比1 : 2、Alex-Frazer 橋は側径間を232.75m とすると橋長930.5m、側径間と主径間の比1 : 2となる。Alex-Frazer 橋は端橋脚を塔側にずらし、取付け高架橋と連続構造とすることにより、定着ケーブル（側径間最上段ケーブル）の応力集中を少なくし、端支点の負の反力を抑える構造としている。

(2) ケーブル

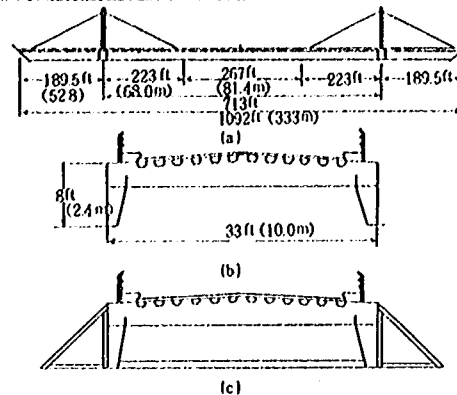
ケーブル段数に関しては、Quincy 橋の7段に対し、Alex-Frazer 橋は24段と多いのが目立つ。これをケーブル間隔から見ると Alex-Frazer 橋のケーブル間隔が小さく（Quincy 橋約17m に対し、Alex-Frazer 橋9m）、両橋の橋長の差がケーブル段数の差を生じているとはいえない。

定着構造での大きな差は、Alex-Frazer 橋は主桁上面に直接ケーブルアンカーを定着しているのに対し、Quincy 橋は主桁下フランジ位置までケーブルを通して定着している。全く直観的な印象であるが、Alex-

表-2.1.1 二主桁斜張橋 (1) ²⁾

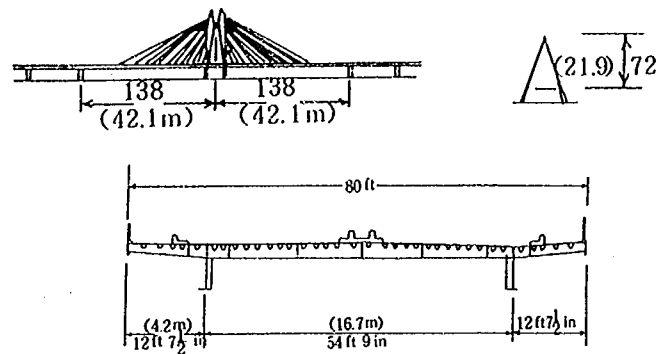
Longs Creek 橋 (1967, カナダ)

- ・逆T型プレートガーダー
- ・鋼床版
- ・風洞実験により、耐風性を検討しボトムプレート、フェアリング等を設置し、断面形状を箱型とした。



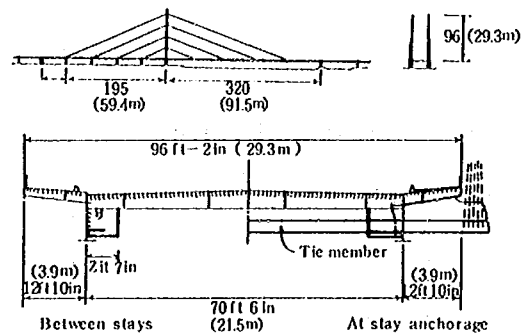
Ludwigshafen 橋 (1968, 西独)

- ・鋼床版
- ・マルチスティケーブル
- ・4本柱・A型主塔
- ・桁高・スパン比：1/55
- ・桁高：2.5m



Knie 橋 (1969, 西独)

- ・鋼床版
- ・ハープ形ケーブル
- ・独立2本主塔
- ・風洞実験により、耐風安定性に問題が認められた。桁高：3m



Kessock 橋 (1982, 英国)

- ・鋼床版
- ・ハープ形ケーブル
- ・風洞実験の結果、18.5~21.8m/sで渦励振が現われ、TMDにより制振対策を行なった。桁高：3.5m

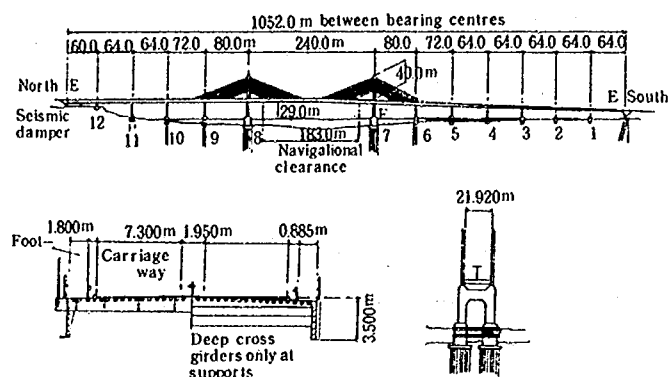


表-2.1.2 二主桁斜張橋 (2)²⁾

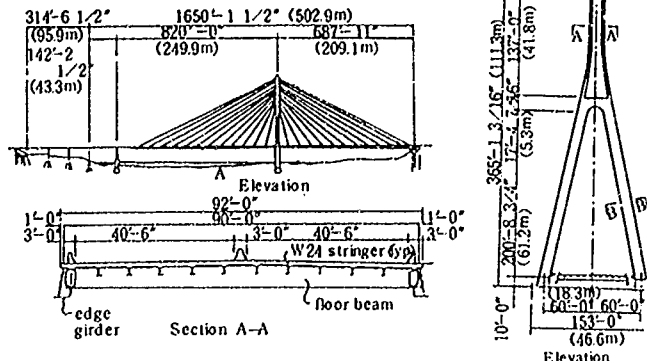
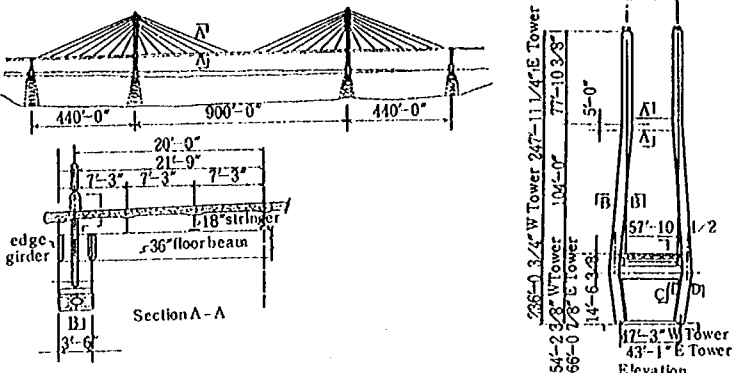
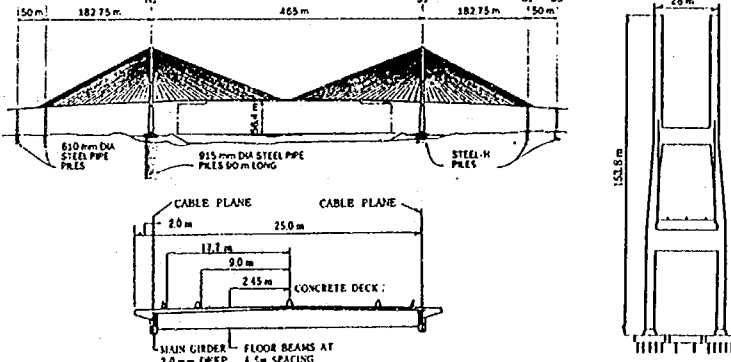
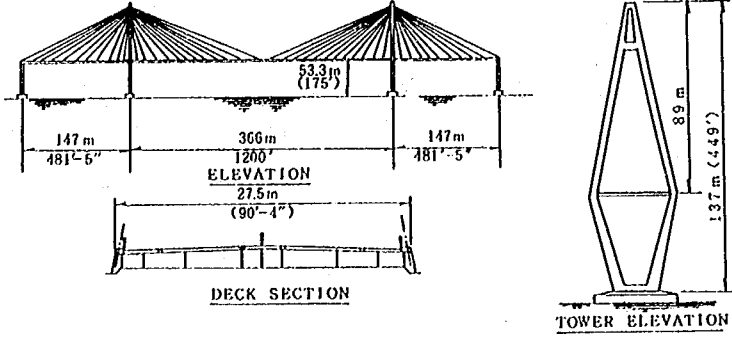
Weirton-Steubenville (1986, 米国) ・コンクリート合成床版 床版厚: 216mm ・マルチファンケーブル 2面吊り ・桁高-スパン比: 1/95 ・縦桁間隔: 2.4m ・桁高: 2.73m	
Quincy 橋 (1986, 米国) ・プレキャストコンクリート合成床版 床版厚: 228mm ・桁高-スパン比: 1/95 ・縦桁間隔: 2.2m ・桁高: 2.2m	
Alex Frazer 橋 (1986, カナダ) ・プレキャストコンクリート合成床版 床版厚: 215mm ・桁高-スパン比: 1/232 ・桁高: 2.0m ・縦桁間隔: 4.5m	
Sunshine Skyway 橋 (比較案) ・プレキャストコンクリート合成床版 床版厚: 230mm ・横桁間隔: 3.8m ・桁高: 1.9m・桁高-スパン比: 1/176 注) コンクリート桁の4%コスト高となり不採用。	

表-2.2 Quincy 橋と Alex-Frazer 橋の比較 (1)

	Quincy (1989年：アメリカ)	Alex Frazer (1986年：カナダ)
場 所	アメリカ合衆国, イリノイ州, ミシシッピー川	カナダ, バンクーバー市近郊, アナシス島, フレーサー河
設 計 者	Modjeski, Masters	CBA-Buckland, Taylor
支 間 割		
横 断 図		
主 塔		
ケーブル継手		
床 構 造		

表-2. 2 Quincy 橋と Alex-Frazer 橋の比較 (2)

	Quincy	Alex Frazer
主 桁	・桁高：7'-4"(2.2m) *1) ・ウェブ高：72"(1.829m) ・桁高/スパン比=1/123	・桁高：2.0m *2) ・上フランジ：800×800mm (max) ・ウェブ厚：12mm (鉛直スチフナー2250mm 間隔) ・下フランジ：30×800mm ・桁高/スパン比=1/232
縦 桁	・縦桁高：18'(457mm) *1) ・間隔：7'-3"(2.2m)	
横 桁	・横桁高：36"(920mm) ・間隔：17'~24'(5.2m~7.3m)	・横桁高：1600mm *2) ・間隔：4.5m
ケーブル	・28本/1塔(7本×4) *1)	・96本/1塔(24本×4) *2)
塔	・橋面からの高さ：181'-10'(55.4m) *1) ・主塔高/スパン比：0.20	・橋面からの高さ：約100m *3) ・主塔高/スパン比：0.22
床 版	・プレキャストコンクリート床版 t=228mm *4) ・橋軸方向2.7~3.3m 幅員方向 14.1m ・約30ton/ 1 パネル ・橋軸方向にポストテンションされる	・プレキャストコンクリート床版 t=215mm *5) ・13.5m ×4.0m (橋軸直角方向に2枚) ・約35ton/ 1 パネル, オーバーレイコンクリート50mm厚 ・$\sigma_{ck}=55\text{MPa}$ (=560kg/cmf)
備 考		・フローティングタイプ ・塔：H型PC中空塔
資 料	*1) Construction and DESIGN OF Cable-Stayed Bridge 2nd Eadition *4) プレキャスト床版合成桁橋の設計・施行, 森北出版 P27	*1) Annacis Cable-Stayed Bridge, Taylor *3) 図面 *5) Annacis パンフレット *6) 欧米各国における一報告書

Frazer 橋の場合、溶接の疲労、引張りに対する安全性に懸念がある。また塔側の定着構造に関しては、Alex-Frazer 橋は塔内部に鋼横梁を設けることで、ケーブルからの引張り力に抵抗している。

(3) 断面形状

橋軸直角方向のケーブル間隔は、Quincy 橋12.0m、Alex-Frazer 橋28.0m である。Quincy 橋は横桁と床版の間に高さ45cm程度の縦桁を配置しているが、Alex-Frazer 橋にはみられない。Quincy 橋の場合、橋軸方向ケーブル間隔がはるかに大きいため、ケーブルによって生じる軸方向圧縮力を床版のみで負担すると床版厚が厚くなる。そこで縦桁を配置し、圧縮力の一部を縦桁で負担する構造にしていると考えられる。

(4) 塔

塔形状は、両橋ともコンクリート製H型塔としている。斜張橋の塔には、ケーブルからの圧縮力が作用するため、コンクリートを用いることは合理的である。また、形状に関しては、A型塔とし、2面吊りケーブルと横桁で構成される三角形で桁のねじり剛性を上げることが考えられるが、コンクリート製A型塔は施工が困難であり高価になるためか、H型を採用している。

なお、両橋とも塔の各継手位置での複雑なケーブル角度と偏心を避けるため、塔柱間隔をケーブル定着部で縮小させ、全てのケーブルを同一面内に配置している。1塔当りのケーブル間に生じるねじれは横梁を入れることで対処されているが、高所に設置すると建設費は高くなるため、低い位置に大きな断面の横梁を設けている。

(5) 床版

両橋ともプレキャストコンクリート床版を使用し、合成構造にしている。プレキャストコンクリート床版は、鋼床版よりケーブルから伝わる軸方向圧縮に対して有利である。さらに工場製品であるため、クリープ、乾燥収縮による2次応力に対する検討も容易である。設計基準強度も一般のコンクリート床版より高くとることができ、この結果床版厚を薄くし、桁の自重を低減することで斜材鋼重の低下、および塔、基礎の経済性につながり有利である。またプレキャストコンクリートを用いる事は、工期の短縮化にも有利と考えられる。

以上、両橋の比較の結果、塔、床版以外には両橋にかなりの相違がみられる。規模としては、Quincy 橋は Alex-Frazer 橋の1/2程度と考えられるが、ケーブル間隔、段数、ケーブル定着構造、鋼格子構造にそれぞれ特徴がうかがえる。

2.2.3 国内の斜張橋

二主桁斜張橋の特徴を明らかにするために、国内で既に建設された斜張橋の構造系を調査し、Quincy 橋、Alex-Frazer 橋と比較した。対象として橋梁は1980年以降に建設された道路橋とし、現在施工中、計画中のものも含め、合計23橋である。調査橋梁の形式および橋長を表-2.3に示す。作成した図に基づき、近

表-2.3 国内斜張橋リスト (1980年以降)

No	完 成 年	橋 梁 名 (所在地)	橋梁形式	橋長 (m) 支間割 (m)
1	1980年	藤戸橋 (兵庫県)	2 径間連続 鋼斜張橋	150 120+30
		日の浦橋 (兵庫県)	3 径間連続 鋼斜張橋	190 31.25+127.5+31.25
2	1982年	大和川橋梁 (大阪府)	3 径間連続 鋼斜張橋	653 149+355+149
3	1983年	豊後橋 (福岡県)	2 径間連続 PC斜張橋	75.7 37.45+37.45
4	1984年	高梨大橋 (鳥根県)	2 径間連続 複合斜張橋	158 100+58
5	1985年	名港西大橋 (愛知県)	3 径間連続 鋼斜張橋	755 175+405+175
6		秩父橋 (埼玉県)	単径間 複合斜張橋	153
7		穎明館橋 (東京都)	2 径間連続 PC斜張橋	116.9 68.0+37.2
8	1986年	銚原大橋 (兵庫県)	2 径間連続 PC斜張橋	174 86.3+86.3
9	1987年	葛飾ハープ橋 (東京都)	4 径間連続 鋼斜張橋	455 40.5+134+220+60.5
10		新門司大橋 (福岡県)	単径間 PC斜張橋	77
11		淀川橋梁 (大阪府)	3 径間連続 鋼斜張橋	387.5 124.8+200+61.3
12	1988年	横石・岩黒島橋 (香川県)	3 径間連続 鋼斜張橋	790 (2 橋) (185+420+185) *2
13		新丹波大橋 (京都府)	3 径間連続 PC斜張橋	240 51.5+110+77.5
14		荒津大橋 (福岡県)	3 径間連続 鋼斜張橋	345 184.2+115+44.2
15		十勝中央大橋 (北海道)	3 径間連続 複合斜張橋	450 100+250+100
16	1989年	淀川新橋 (大阪府)	3 径間連続 鋼斜張橋	476 119+238+119
17	完成予定	布施田浦橋 (三重県)	2 径間連続 PC斜張橋	228 114+114
18		呼子大橋 (佐賀県)	3 径間連続 PC斜張橋	494.2 121+250+121
19		横浜港横断橋 (神奈川県)	3 径間連続 鋼斜張橋	860 200+460+200
20		安治川橋梁 (大阪府)	3 径間連続 鋼斜張橋	640 120+350+170
21	1990年	白屋橋 (奈良県)	2 径間連続 PC斜張橋	225 125+100
22	1991年	生口橋 (広島県)	3 径間連続 複合斜張橋	790 150+490+150
23	完成予定 計画中	名港東大橋 (愛知県)	3 径間連続 鋼斜張橋	700 145+410+145

年の PC 斜張橋および鋼斜張橋の構造系について検討し, Quincy 橋, Alex-Frazer 橋をこれらの斜張橋と比較した場合の特徴について考察を加えた。

以下, 国内斜張橋の構造系について記す。

(1) 支間割り

橋梁の支間割りは, 架設計画地点の地形, 地質および周辺環境の制約を受け, 最適支間で設計されているわけではない。したがって, あらゆる設計条件に配慮せず一般的な最適支間割りを決定することは重要ではないが, 既設の斜張橋の支間割りの傾向には, 斜張橋の適切な支間割りをある程度反映するものと思われ, 予備検討段階において利用できる。図-2.1 に側径間長 l と主径間長 L の比を示す。

図-2.1 より, 側径間長と主径間長の比 l/L は, 2 径間の場合 PC 桁で 0.7~1.0, 鋼で 0.6~1.0, 3 径間鋼桁の場合, 0.4~0.5 の範囲にほとんどの斜張橋が存在する。

2 径間に着目した場合, 鋼桁の径間比の範囲が PC 桁のそれより大きくなっているのは, 死荷重に対する活荷重の比率が異なるためである。すなわち PC 斜張橋の側径間を短くすると, 側径間側のケーブル定

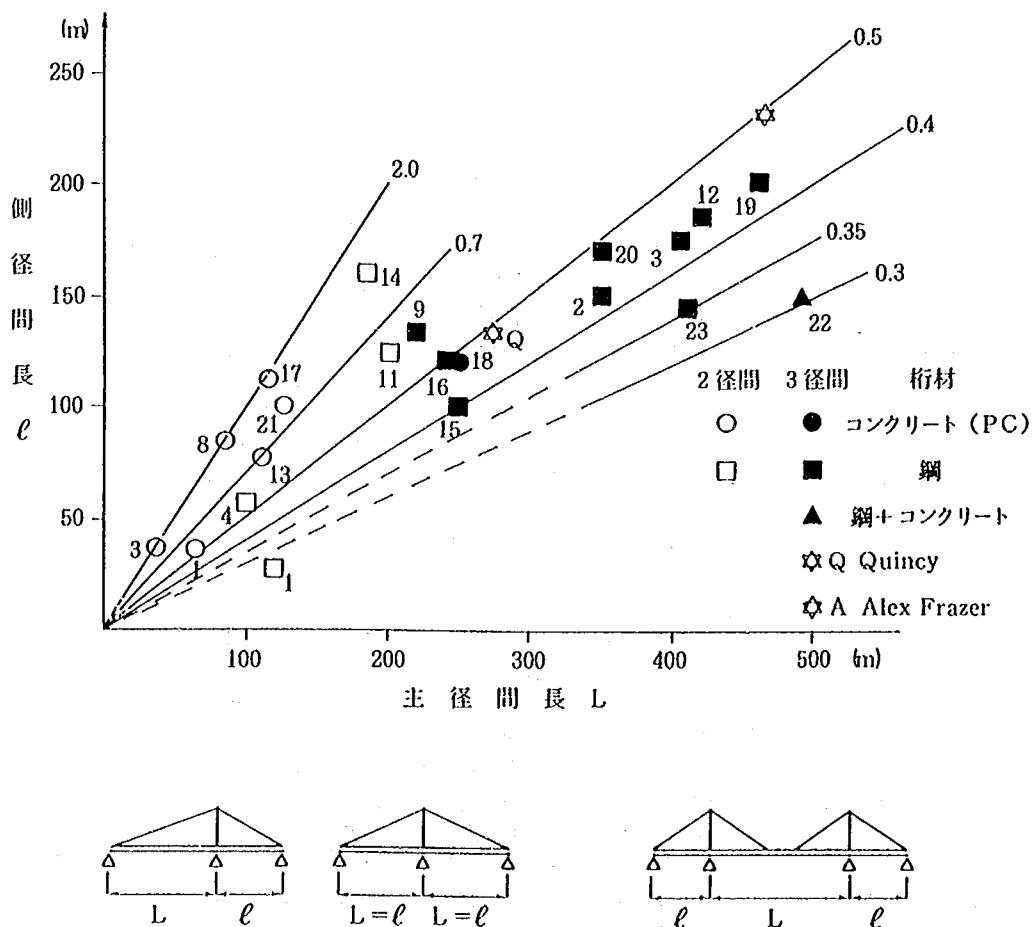


図-2.1 支間割り

着構造が大規模になり、アンカーが必要になってくる（図中No.7の橋梁）。

3 径間鋼桁の場合、 l/L は0.4を少し上回った所に集中している。これは、死荷重に対する活荷重の比が大きいため、側径間を長くすると活荷重によって定着ケーブル（側径間最上段ケーブル）の応力集中が大きくなり、疲労の問題が生じてくるためである。

現在施工中の生口橋（図中No.22の橋梁）や計画中の名港東大橋（図中No.23の橋梁）は、それぞれ $l/L = 0.35, 0.3$ とかなり小さい。生口橋に関しては、中央径間を鋼構造、側径間を PC 構造の複合構造としている。名港東大橋は、鋼箱桁で検討されているものの、側径間端部に生じる活荷重による負反力が大きくなるため、支承に工夫の必要がある。 l/L が大きくなっている図中No.9の橋梁はかつしかハープ橋であり、これは両側径間の長さおよび塔高も異なるので評価し難い。

Quincy 橋、Alex-Frazer 橋共に $l/L = 0.5$ に近くなっているが、これはプレキャストコンクリート床版を使用しているため、鋼橋と比べ桁重量が重くなり、その結果鋼桁より幾分高くなっていると考えられる。

（2）塔高

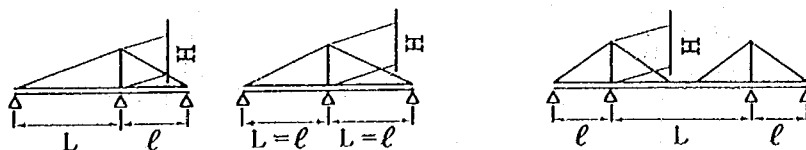
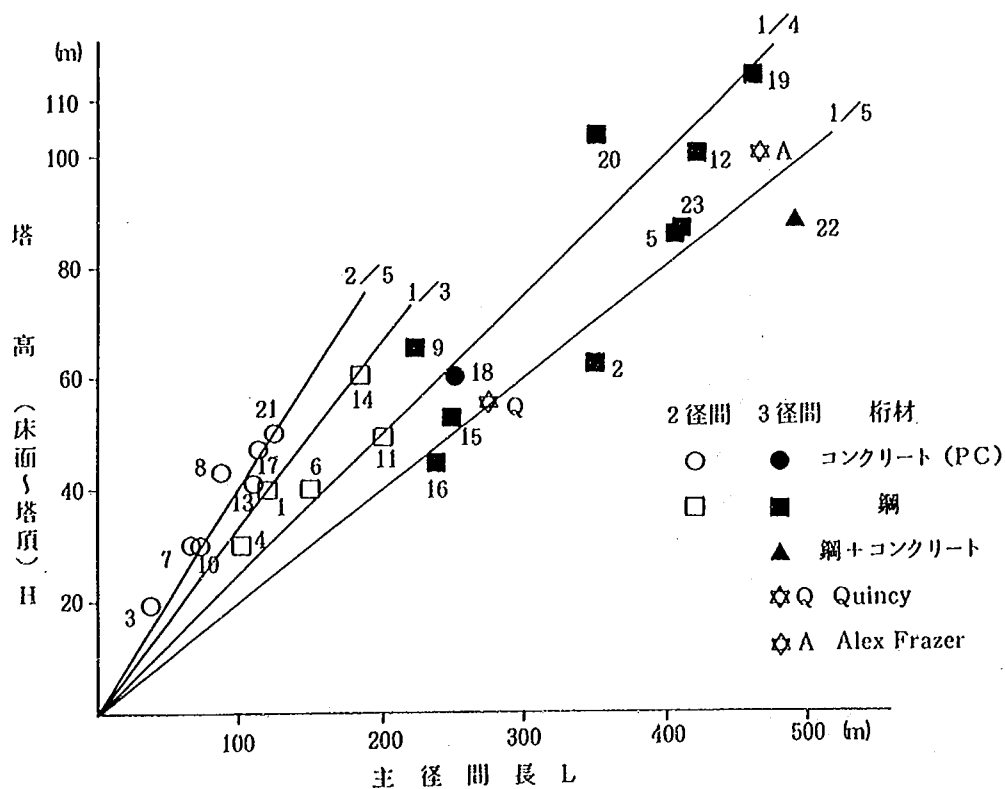


図-2.2 塔高・主径間長（桁形状）

塔高 H と主径間長 L の関係を図-2.2 に示す。この種の図は Leonhardt や星塾等によっても報告されている⁸⁾⁹⁾。Leonhardt は、塔高 H と主径間長 L の最適比を、3 径間の場合 $1/5 \sim 1/4$ 、2 径間は $(1/5 \sim 1/4) \times 1.8$ とし、また星塾は、国内、国外の斜張橋について調べた結果、それぞれ $1/7 \sim 1/4$ 、 $(1/7 \sim 1/4) \times 1.8$ としている。本報の検討結果より、やはり 3 径間については Leonhardt と同様、 $1/5 \sim 1/4$ の範囲にほとんどの橋梁が収まる。

塔高は高い程ケーブルと桁との傾き角が大きくなり、効率は良くなるが、材料、工費とも増す。塔に関しては、下部工も含め、高さ、材料、形状等を検討する必要があるが、図-2.2 より一つの傾向があることも見逃せない。この際注意すべき点は、わが国においては、既設の斜張橋や各文献を参考にし、支間割り、塔高等を決める場合もあるので、あくまで参考資料とすべきである。

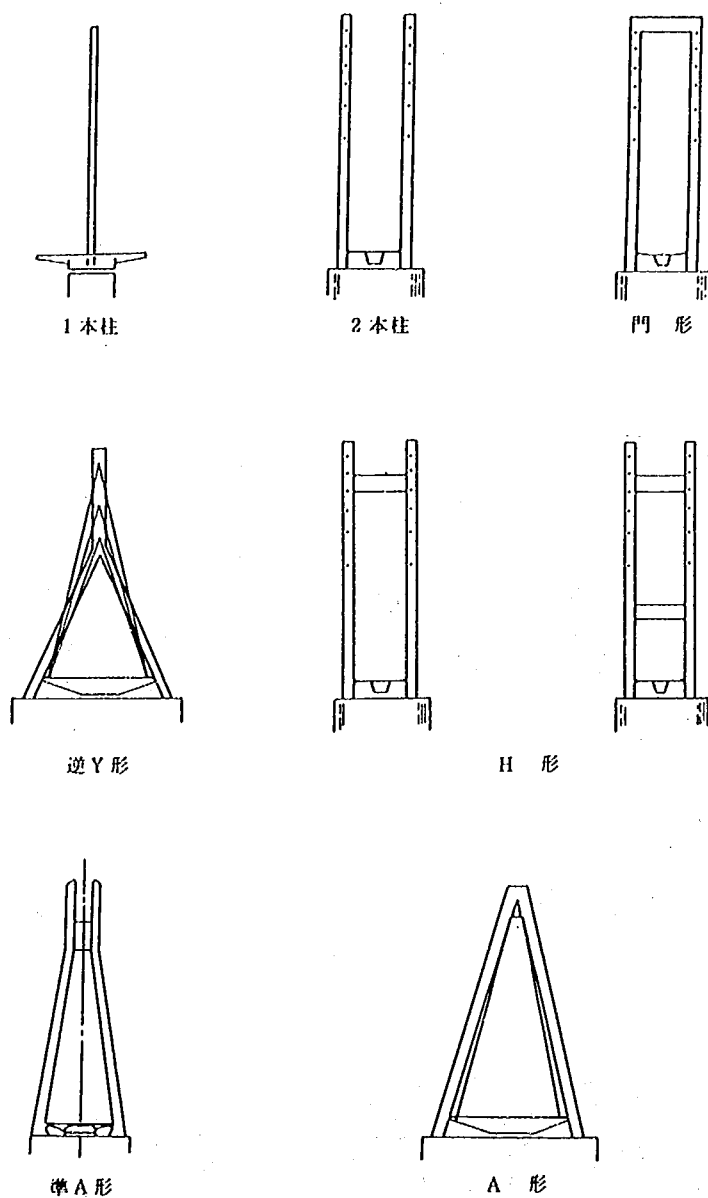


図-2.3 塔形状

2 径間 PC 斜張橋に関しては、ほとんど $H/L=2/5$ の直線周辺に分布している。鋼桁は $1/4 \sim 1/3$ と PC 桁に比べ低い。これは桁重量に関するもので、重い PC 桁を効率よく支持するために、鋼桁に比べ若干塔高を高くする必要のあることを示す。

(3) 塔形状

塔高に関連して塔形状も問題となる。主な塔形状を図-2.3 に示す。これは、斜張橋を検討する場合に広く知られている代表的なものであるが、近年現れたものとして準 A 型タイプが挙げられる。これは H 型と A 型の中間に位置するもので、A 型のねじれに対する利点と H 型の施工性の両者を持つ。さらに A 型に比べ上方への開放感があり、景観性も良いとの見方もある。

図-2.4 に、塔高 H 、主径間長 L の関係を、塔材料、塔形状に着目した場合について示す。この図より、

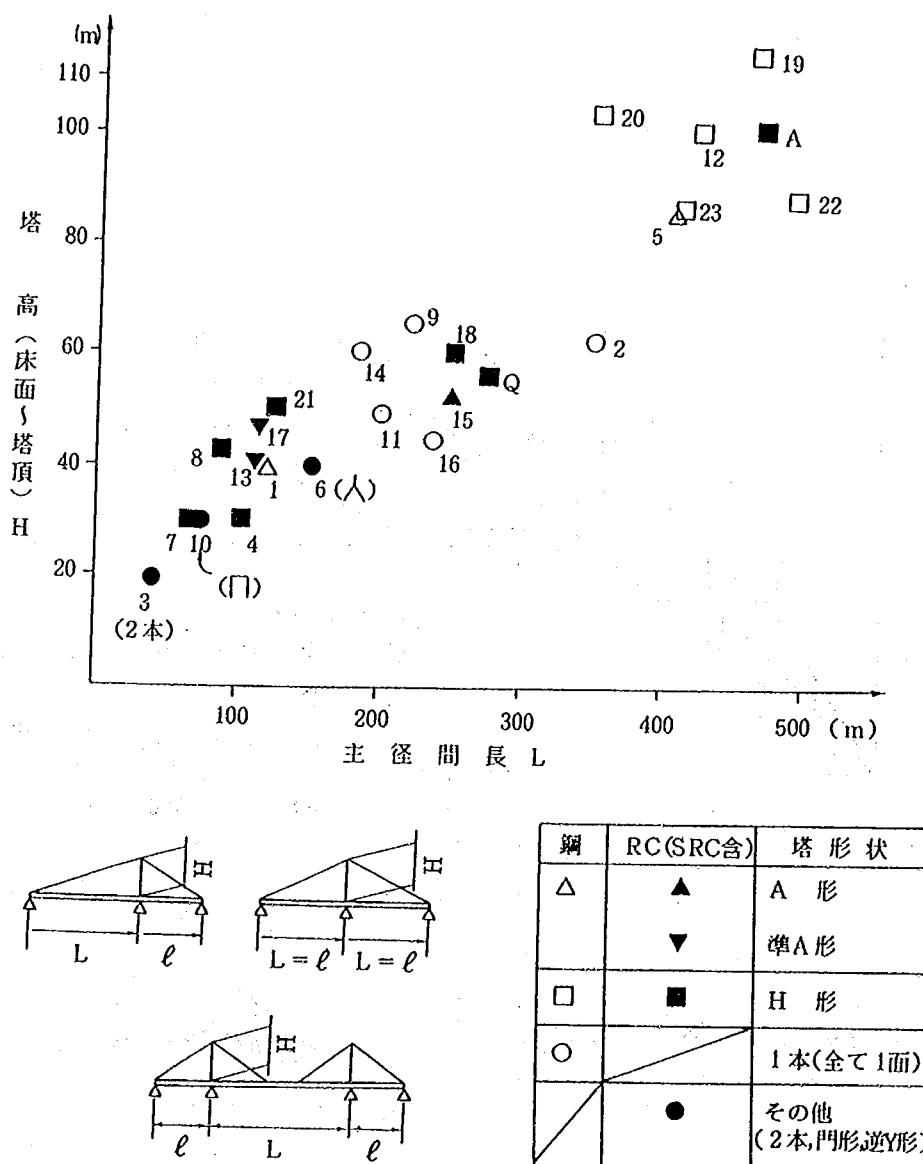


図-2.4 塔高・主径間長比 (塔形状)

一面吊りの塔は全て鋼製主塔であることがわかる。これは、図に示す橋梁の桁が鋼製であるため、塔をコンクリート製にすると、塔基部と桁との合成が複雑になるためである。また、主径間長300m以上の橋梁では、全て鋼製主塔であり、1橋（図中No.5名港西大橋）を除いて他は全てH型塔を採用している。この中で Alex-Frazer 橋のコンクリート構造が目立つが、これも Alex-Frazer 橋が経済的になった重要な要因に挙げられる。ただしコンクリート製主塔が有利になるのは、地盤状態が良い場合であるので、二主桁斜張橋の塔材料については、検討の余地がある。

(4) 桁高

図-2.5 に桁高 h と主径間長 L の関係を示す。3 径間の場合、全般的に桁高は2.0~3.5mにあるが、主径間長との関係 (h/L) にかなり大きいばらつきがあるが下限値はほぼ1/160程度と思える傾向がある。ただし、Alex-Frazer 橋に関しては、この傾向からかなりはずれ、支間に比べ桁高が非常に小さい。

2 径間の場合は、桁と橋梁全体の剛性に対する問題が3 径間の場合程顕著でなく、一応 PC 桁で $h/L=1/50$ 、鋼桁で1/80程度の傾向はみられる。

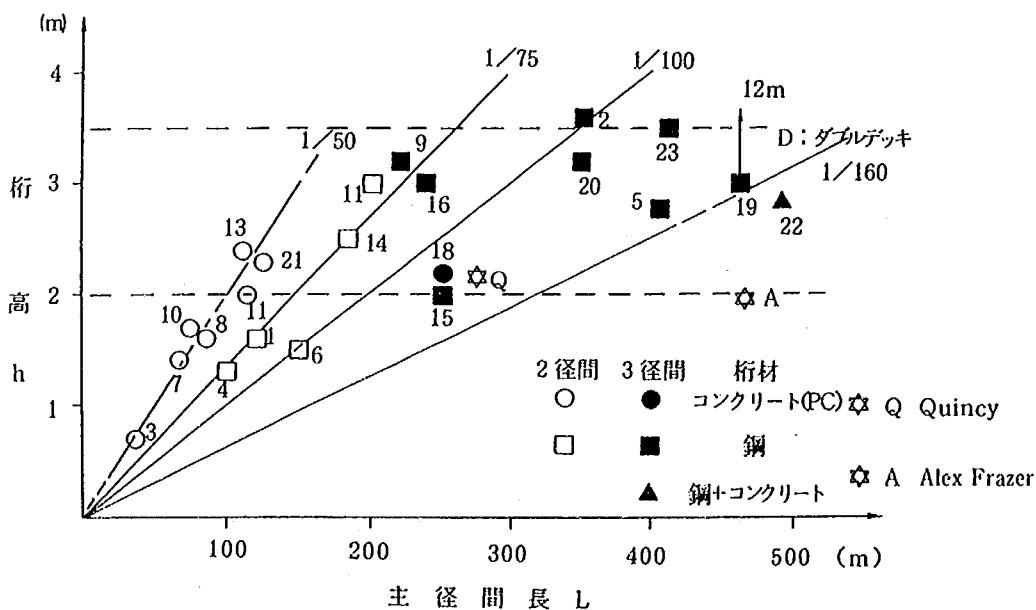


図-2.5 桁高・主径間比

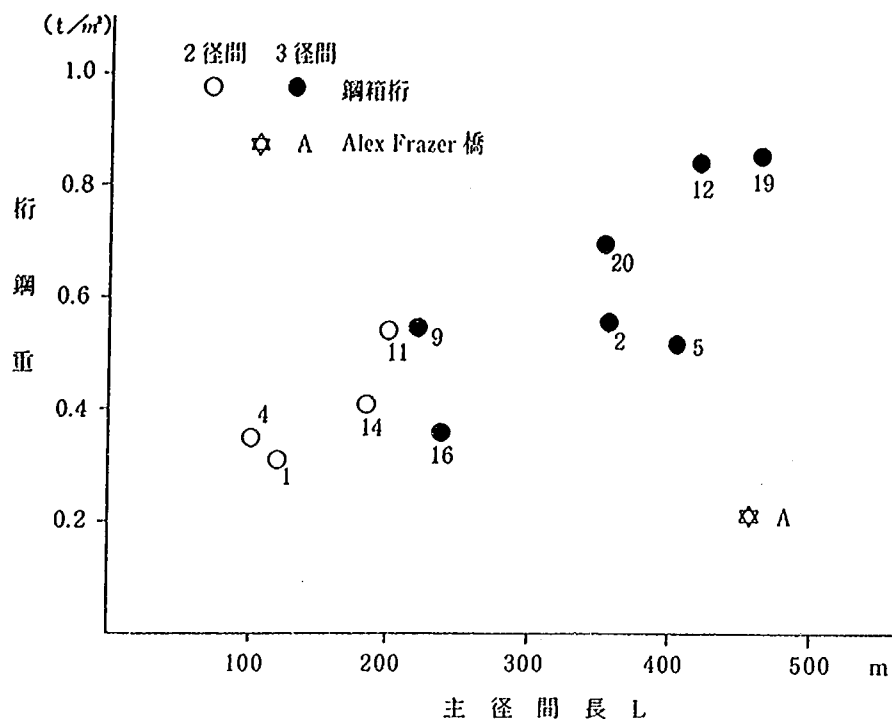


図-2.6 主径間長・桁鋼重

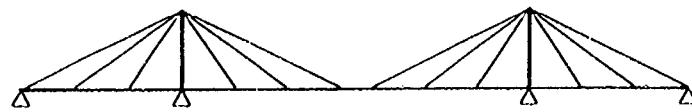
図-2.6 に桁重量と主径間長の比を示す。図中の国内の斜張橋は全て鋼箱桁である。したがって、主径間長の増加にともない鋼重がほぼ直線的に増加する傾向がみられる。ここで Alex-Frazer 橋の鋼重が並はずれて小さいのが目立つ。

(5) ケーブル

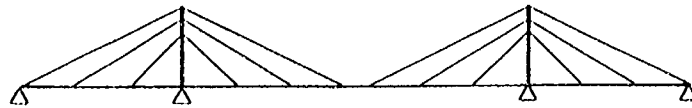
ケーブル配置形状は、図-2.7 に示すように放射形、ファン形、ハープ形、準ハープ（セミファン）形がある。

放射形はケーブルの水平面になす角度が大きいため、鉛直荷重に対して効率が良く、桁に生じる軸力もハープ形式に比べ小さくなる。しかし、塔においてケーブルが一点に集中するため、ケーブルの定着が困難であり、ケーブル交換にも問題があり、現在ではほとんど利用されていない。

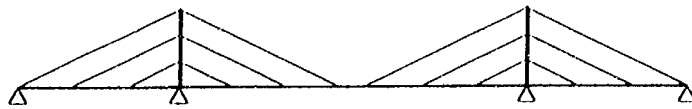
ハープ形は鉛直荷重に対する効率が悪いのでケーブル重量が多くなり、主桁に大きな圧縮力が作用することになり、タワーにも大きな曲げモーメントが生じる。しかし、橋を斜めから見た場合、美観的に優れている。



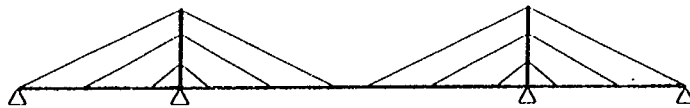
放射形



ファン形



ハープ形



準ハープ形

図-2.7 ケーブル配置形状

放射形とハープ形の間間的なものがファン形で、現在最も多く用いられている形式である。最近では、さらにファン形とハープ形の間である準ハープ形も見られる。これは、マルチケーブルにした場合、ハープ形に似て美観的に優れていると言える。

図-2.8にケーブル段数と主径間の関係を示す。図中、吊形状・吊り面数・桁材について区別している。この図より主径間とケーブル段数の関係を示すことは無理があるが、斜張橋の予備検討段階では一つの資料として利用できる。

ここで最も注意すべき点は、Alex-Frazer 橋のケーブル段数が際立って多いことである。これは、桁にねじり剛性を期待せず、ケーブルによりねじり剛性を持たせ、曲げモーメントは鋼格子構造によりとらせようとする Alex-Frazer 橋の設計方針と密接な関係があり、先に図-2.6において示したように、支間の割りに桁高が非常に低く抑えられる結果となったものと考えられる。

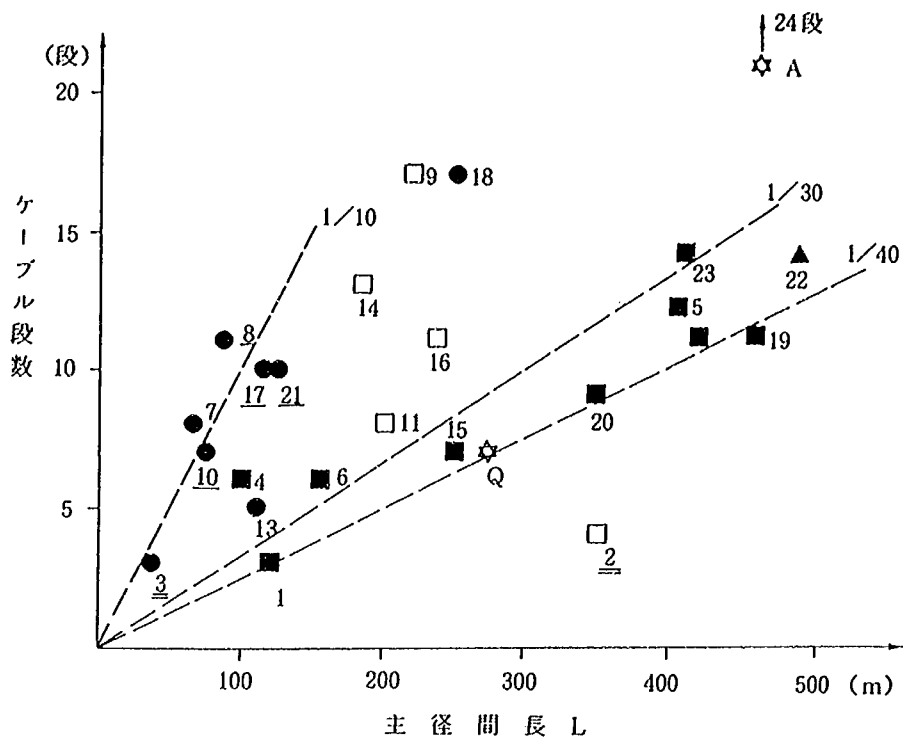


図-2.8 主径間長・ケーブル段数

図-2.9 に、主径間長とケーブル鋼重の関係を示す。これより、ケーブル鋼重は支間長とともに放物線的に増加する傾向がある。ここで図中No.12, 19の橋梁は、ダブルデッキをもつトラス桁であるので、Alex-Frazer 橋と同程度の支間をもつ橋梁としてケーブル鋼重を比較することはできない。

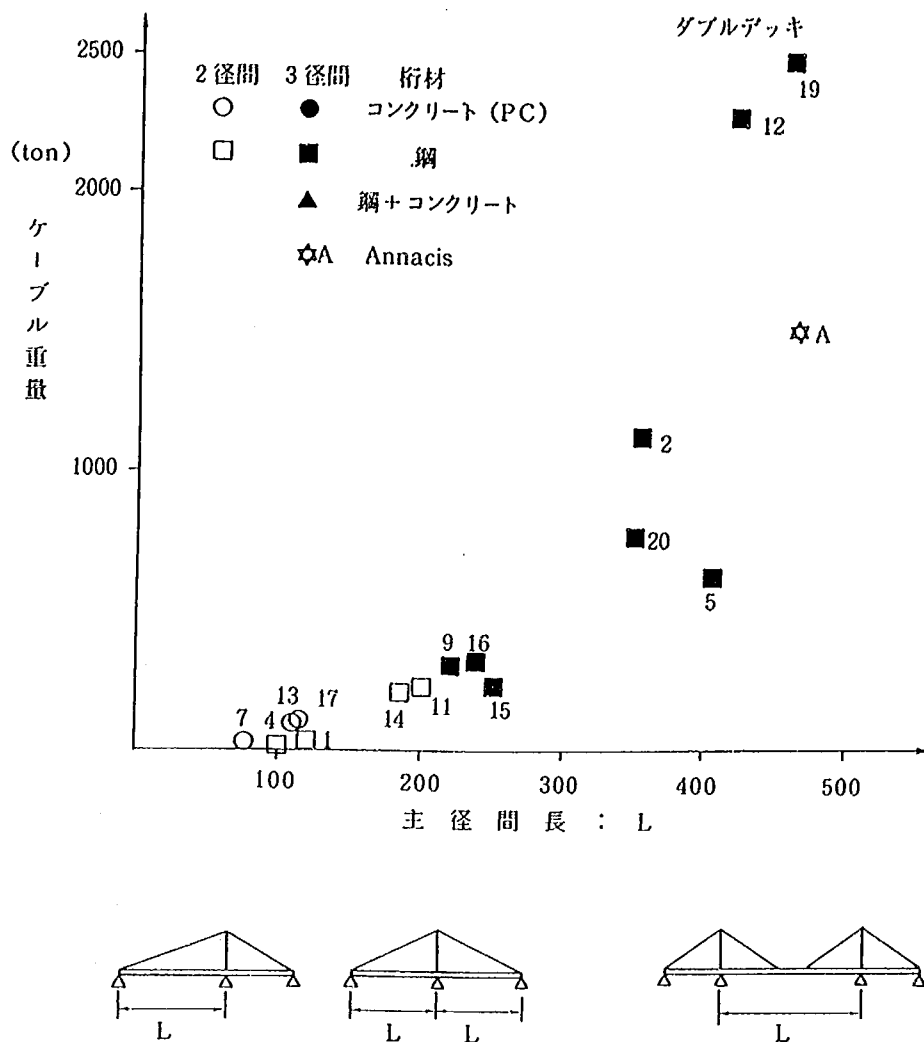


図-2.9 ケーブル重量・主径間長

2.2.4 名港西大橋¹⁰⁾と Alex-Frazer 橋の比較

前節に続き Alex-Frazer 橋の特徴につき、Alex-Frazer 橋と同程度の支間割りをもつ名港西大橋を選び、特にケーブル、桁構造についてより詳細に検討を行なう。表-2.4 に名港西大橋と Alex-Frazer 橋の比較を示す。主径間長は Alex-Frazer 橋の方が長く、幅員は名港西大橋の約 2 倍であるため、比較は必ずしも一般性を有しているとはいえないが、国内の同程度の規模の斜張橋として選定した。

ケーブル段数については、Alex-Frazer 橋が非常に多いことが目立つ。これにともなってケーブル重量も増すが、ここで注意することは、Alex-Frazer 橋の場合ケーブルの許容応力が 80kg/mm^2 と、名港西大橋の 64kg/mm^2 に比べて大きいことである。ケーブルの許容応力が大きければケーブル重量は小さくなり、塔、基礎とも経済的になる。ただし名港西大橋は、鋼箱桁であり二主桁断面よりねじり剛性が高いため、単純にケーブル段数を増やしても意味はない。

表-2.4 名港西大橋と Alex Frazer 橋

項 目		名港西大橋	Alex Frazer 橋
支 間 割 り (m)		175+405+175=755	50+182.75+460+182.75+50=930.5
幅 員 (m)		12.5	25.4
塔 高 (m)		85.175	102.4
ケ ー ブ ル	段 数	12	24
	許容応力 (kg/mm ²)	64	80
	重 量 (t)	603.8	1155
鋼 桁	桁 高 (m)	2.775	2.2
	横桁間隔 (m)	2.5 ^{*1)} , 5~12.5 ^{*2)}	4.5
	材 料	S S 41, S M 50 Y	S S 41相当
	重 量 (t)	6277.3 (670kg/mm ²)	5600 (220kg/mm ²)
床 版	厚 (mm)	—————	215
	設計基準強度	—————	550 (kg/cm ²)

* 1) 横リブ間隔

* 2) ダイヤフラム間隔

桁に関しては先に述べたように、鋼箱桁と二主桁、鋼床版とプレキャスト床版の差があり、これも単純な比較はできない。しかし Alex-Frazer 橋の橋長が名港西大橋より200m 程度長いことを考えると、桁鋼重の小ささが目立つ。

死荷重曲げモーメントは、図-2.10に示すように、斜材吊点を剛支点とした連続桁を一度に支保工上で製作したときの曲げモーメント状態とほぼ等しくなるようにすることが、主桁の応力性状の面から最も望ましい。斜張橋は、斜材に付加的にプレストレスを導入することにより、死荷重曲げモーメントを理想的にできる構造である。

図-2.11に名港西大橋と Alex-Frazer 橋の死荷重曲げモーメント図を示す。図中、名港西大橋に関しては、ケーブルプレストレス導入の前後の曲げモーメントを比較している。この図より Alex-Frazer 橋は、死荷重曲げモーメントをかなり理想的に調整した構造系といえる。

両橋の違いは、ケーブル段数、間隔、桁形状等の他に、支承構造が挙げられる。名港西大橋は、塔位置での支持形式を弾性支持としており、Alex-Frazer 橋は、フローティングシステムを採用している。死荷重曲げモーメントを理想的な状態にするためには、単に斜材にプレストレスを導入するだけでは困難であることが、名港西大橋の曲げモーメント図より理解される。これは、構造系全体における主塔、斜材の断

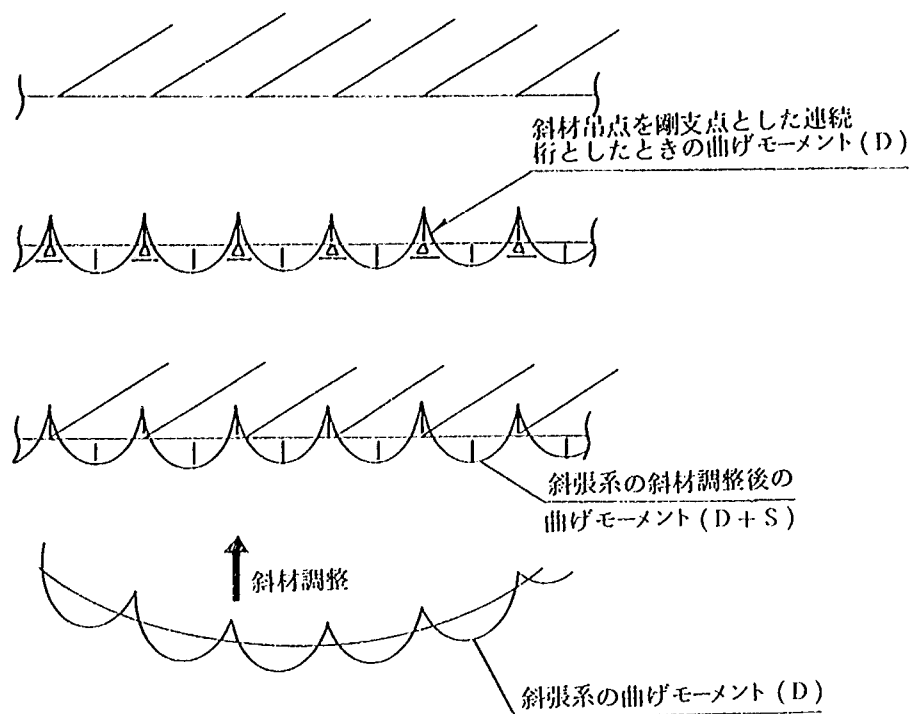


図-2.10 斜材調整力による主桁曲げモーメント概念図

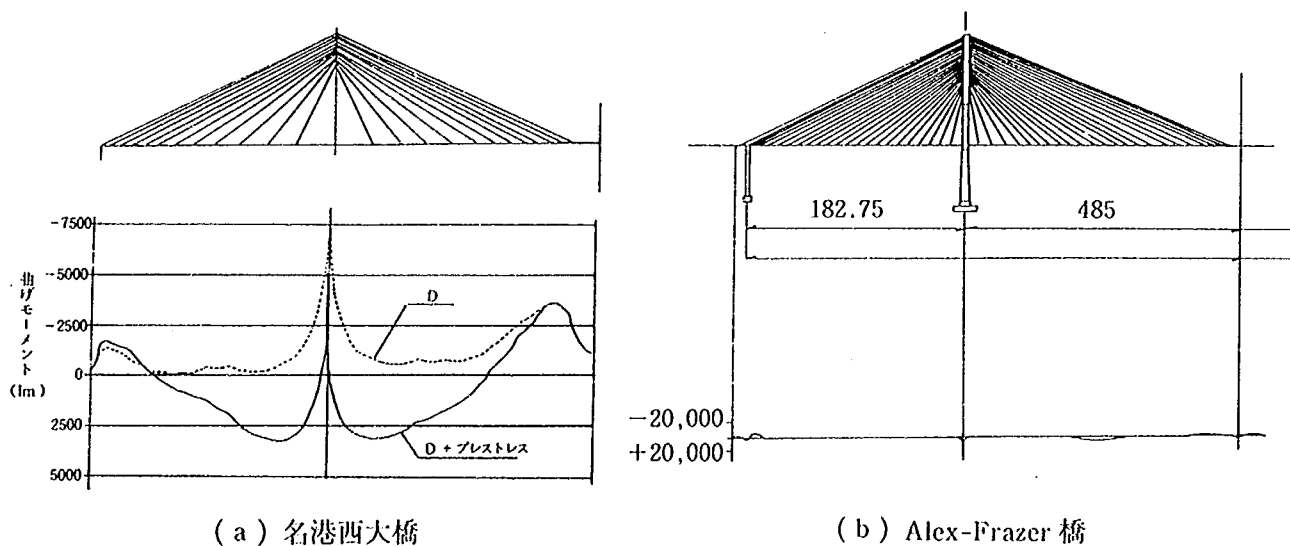


図-2.11 名港西大橋と Alex-Frazer 橋の主桁曲げモーメント図

面力状態および支承構造についても考慮し、各部材の応力のバランスより決定する必要があるため、構造系によっては、死荷重曲げモーメントの低減に限界が生じる。

Alex-Frazer 橋が理想的な死荷重曲げモーメントを得ることができた理由としては、ケーブル段数の多さ、フローティングシステムであること、塔がコンクリート製であること等があげられる。塔をコンクリート製にし、支承構造をフローティングシステムにした場合、地震に対して橋軸方向変位が大きくなり、我が国では耐震設計に注意を要する。この死荷重曲げモーメントに関しては、さらに検討の余地があるが、4章において鋼製主塔の二主桁斜張橋の概略検討を行っており、この結果を用いて詳細に考察する。

3. 設計法および経済性に関する調査（その1）

3.1 調査の概要

本調査は二主桁斜張橋の経済性および設計上の問題点を明らかにする目的で実施された。二主桁斜張橋の適用支間は、この時点では明らではなかったため、Alex-Frazer 橋の事例を重視して、支間400m 以上とした。設計条件は実橋のものをを用いる方が架空のものをを用いるより良いと考え、今回の概略設計の支間として適した支間を有する名港東大橋の予備設計¹¹⁾に用いられた設計条件を用いる事にした。図-3.1 に本検討の基礎となった名港東大橋予備設計案の一般図を示す。

経済性の検討においては、二主桁断面と比較する断面として、原案に近い一箱桁断面および二主桁断面と一箱桁橋梁の中間的な性格の二箱桁断面を選んだ。図-3.2 に比較した3つの断面を示す。

ところで、本検討では桁構造に着目し、塔の設計は特別に見直さなかった。ただし、斜張橋においてケーブルは、設計に重要な影響を与えるため、ケーブルの張り方や、張力の調整方法は検討した。

3.2 概略設計

3.2.1 一箱桁断面の設計

(1) 基本方針

概略設計は桁及びケーブルに着目した。また、架設時の条件として中央径間中央での閉合時にここでの断面力は0とした。したがって、前死荷重 D_1 （架設時に作用する死荷重）による主径間中央断面の断面力は0であり後死荷重 D_2 （完成系に作用する死荷重）によってのみ断面力が生じることになる。

ケーブルプレストレスの値は文献12)を参照して、概略の値を求め、その後更に調整した。この際、全死荷重作用状態で塔を挟んで相対するケーブルの水平分力は等しいという条件を設けた。

(2) 桁の設計

桁の設計は軸力と曲げモーメントを組み合わせた核モーメントを用いて行った。図-3.3～3.5にそれぞれ核モーメント、活荷重たわみ、および桁断面を示す。

(3) ケーブルの設計

ケーブル番号を図-3.6に定義する。ケーブルにはPWS（7mm）を用いる事とし、許容応力度は5600kgf/cm²として設計した。設計成果を表-3.1に示す。

(4) 概算鋼重

概算鋼重を表-3.2を示す。ここで、塔については今回設計の対象としていないので、原設計の結果をそのまま用いた。

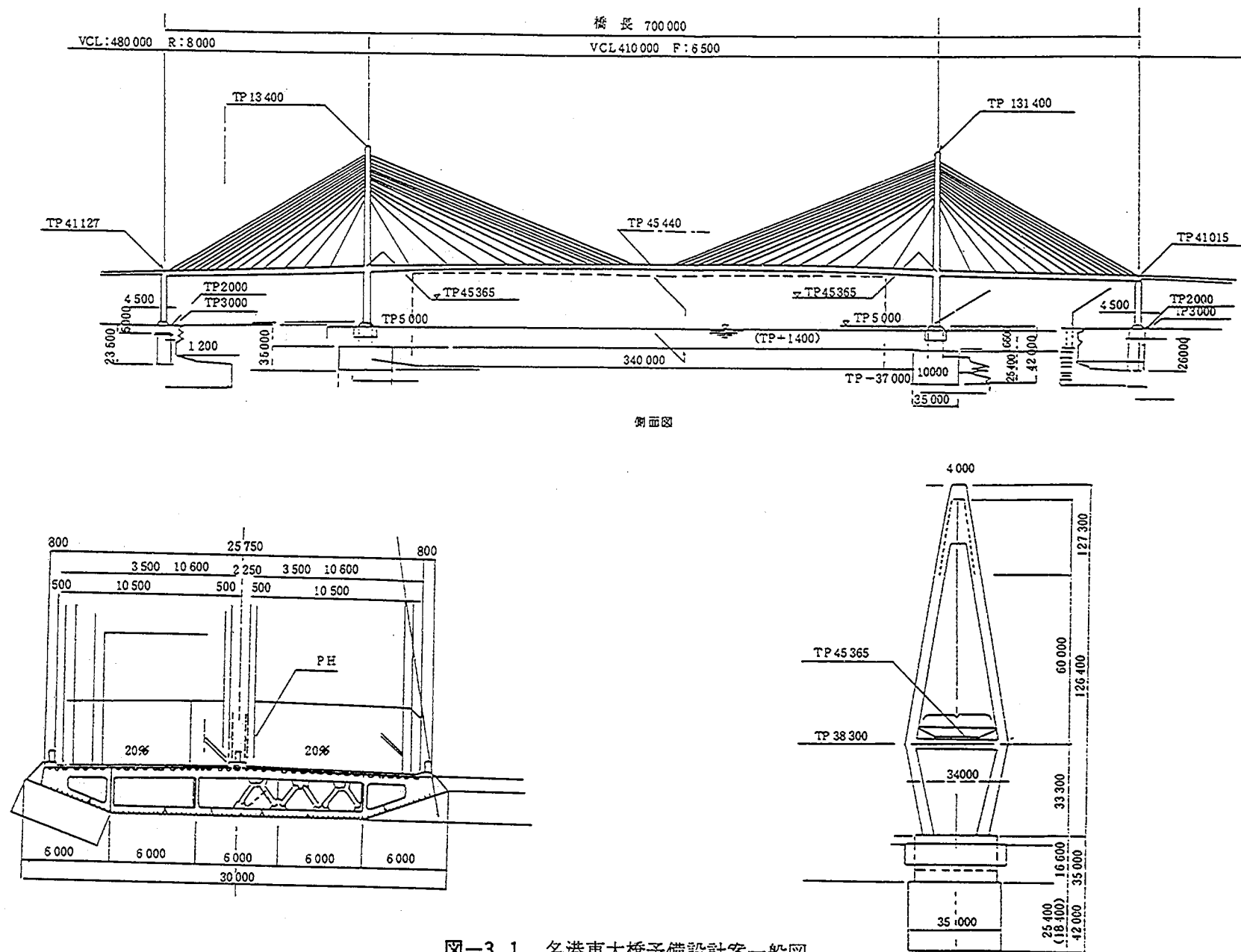
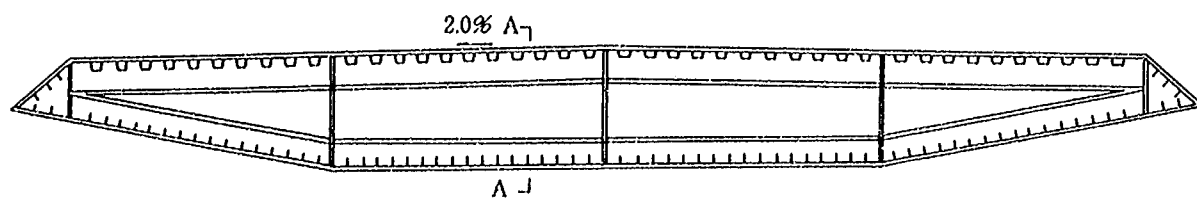


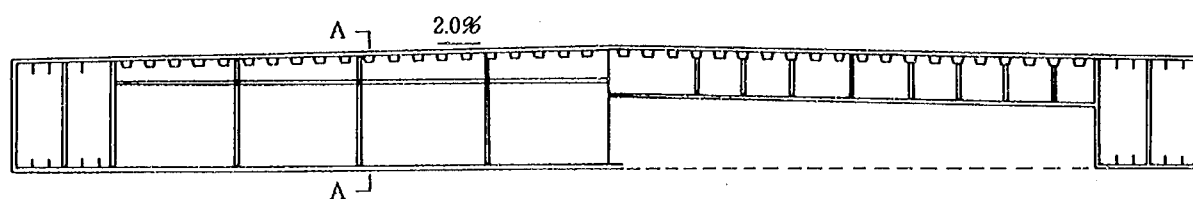
图-3.1 名港東大橋予備設計案一般図



$A-A$



(1) 構造形 1 (1 箱桁断面)



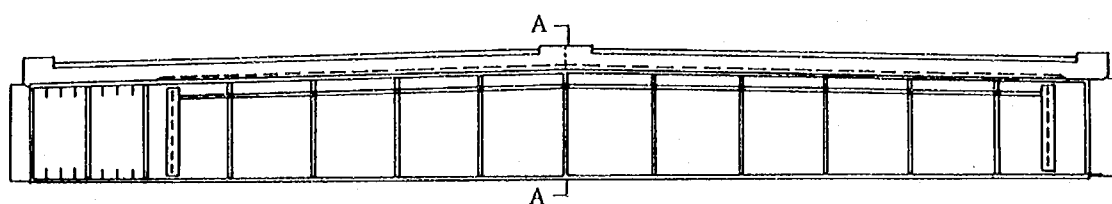
$A-A$



(2) 構造形 2 (2 箱桁断面)

桁端部

標準部



$A-A$



(3) 構造形 3

図-3.2 比較断面

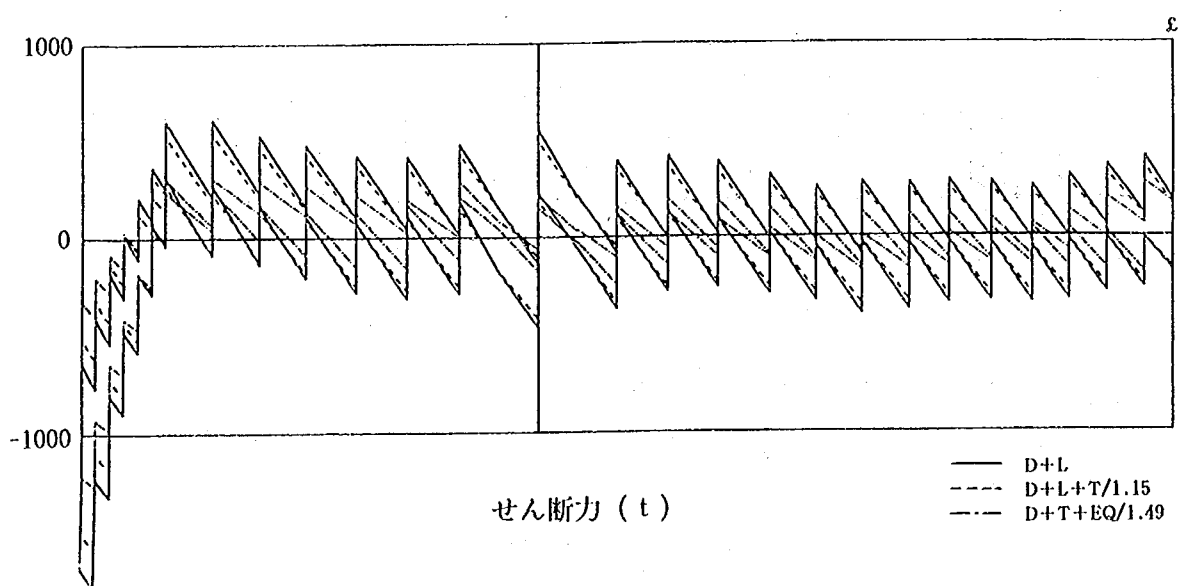
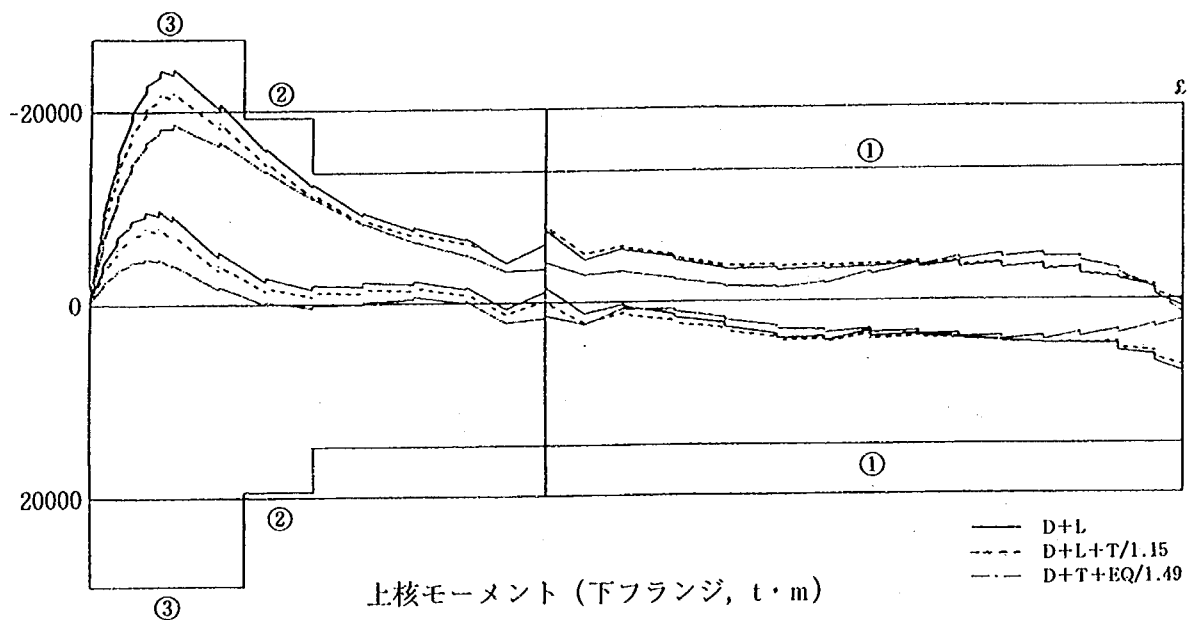
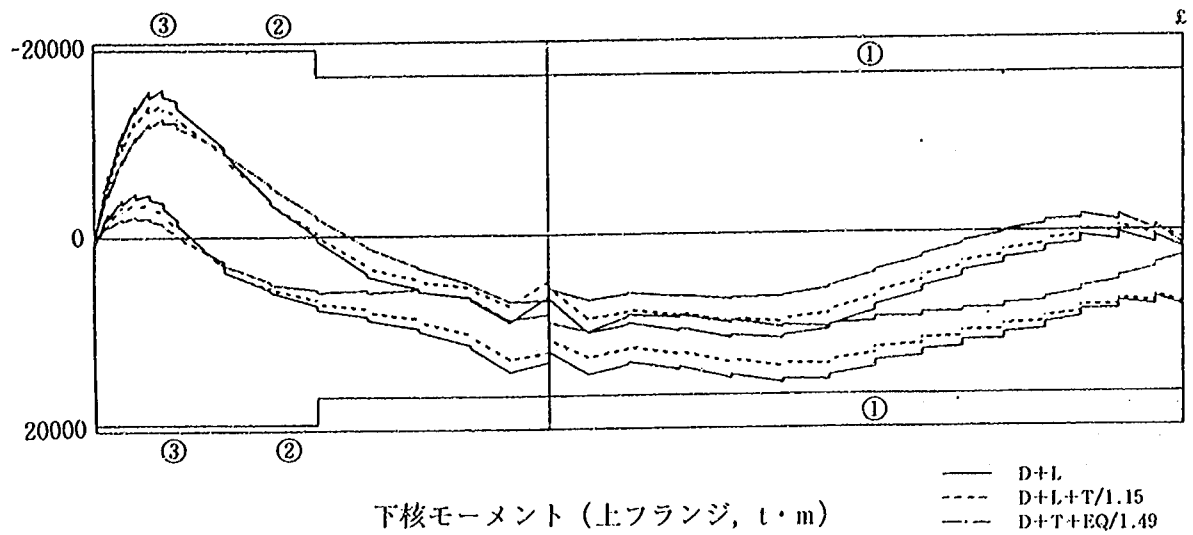
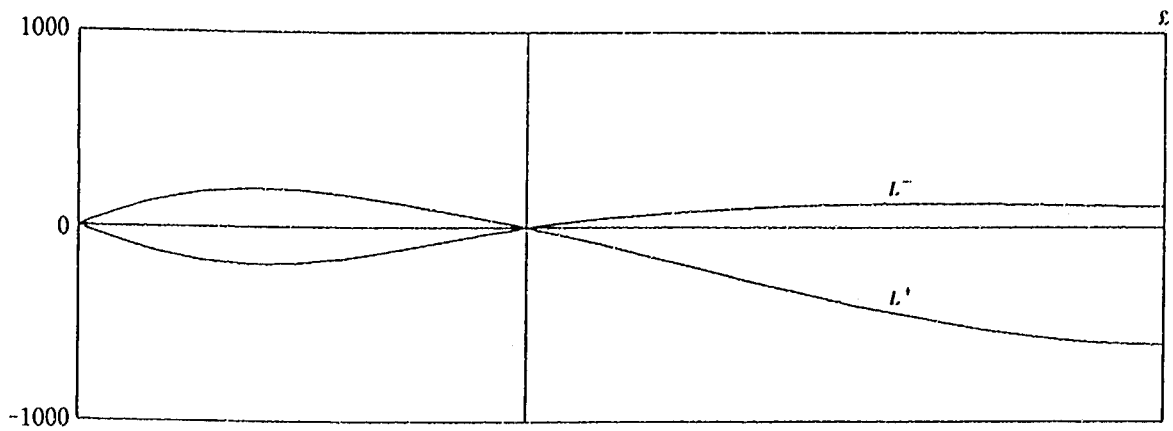


図-3.3 核モーメント (構造形1)



活荷重によるたわみ (mm)

図-3.4 活荷重たわみ (構造形1)

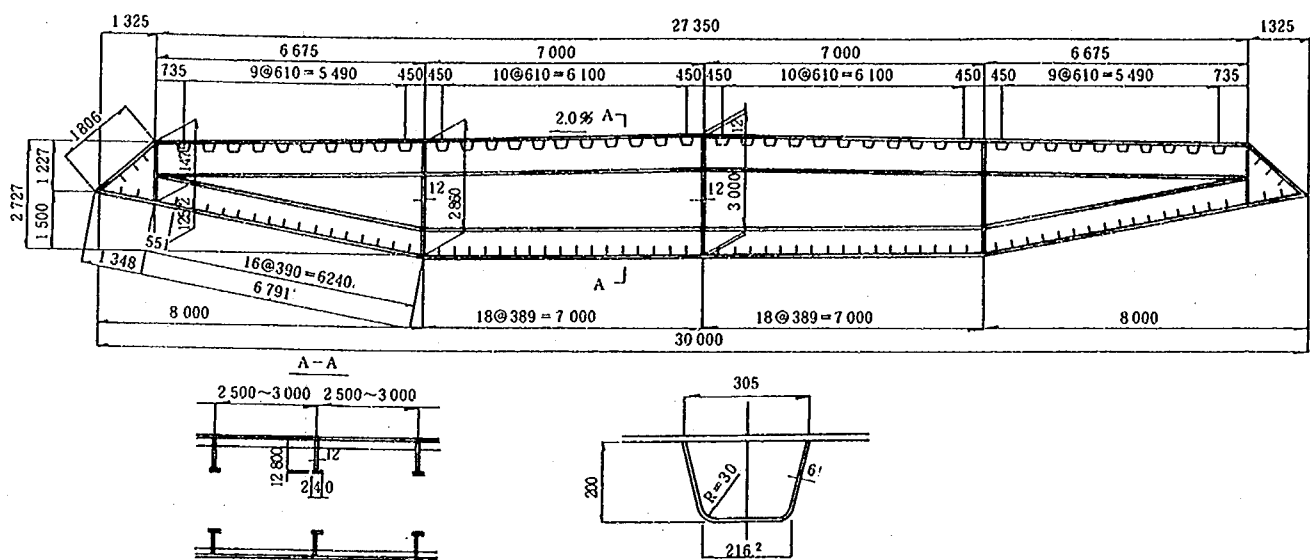


図-3.5 桁断面 (構造1)

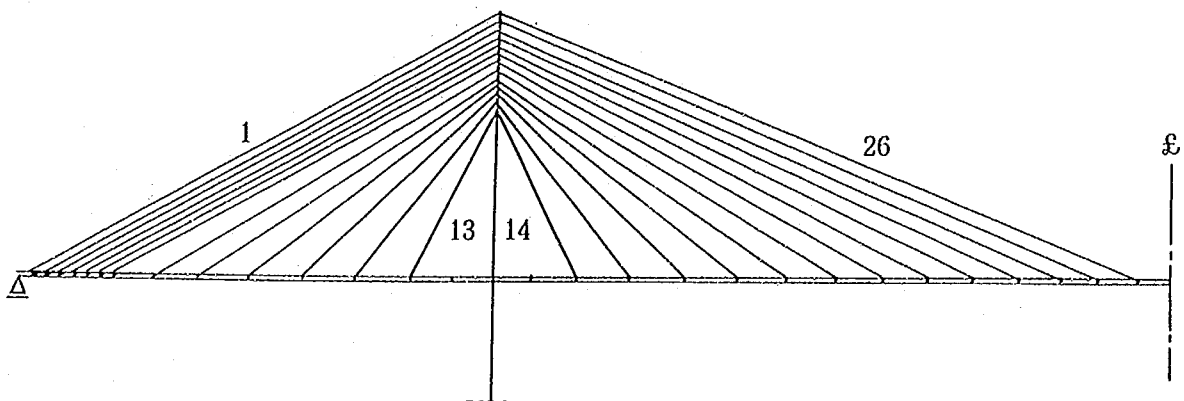


図-3.6 ケーブル番号の定義

表-3.1 ケーブル諸元（構造形1，2）

No.	Ta (t)	PWS
1～3	1220	2×(7×283)
4～8	858	2×(7×199)
9～13	651	2×(7×151)
14～18	651	2×(7×151)
19～23	858	2×(7×199)
24～26	1039	2×(7×241)

表-3.2 概算鋼重

桁	11370 t (660kg/m ²)
ケーブル	870 t
塔	4230 t

3.2.2 二箱桁断面の設計

(1) 設計の概要

設計方法は一箱桁断面と同様である。図-3.7～9にそれぞれ核モーメント，活荷重たわみ，および桁断面の設計成果を示す。ケーブルについては，箱桁断面と同じ設計結果となった。

(2) 概算工費

概算鋼重を表-3.3に示す。

表-3.3 概算鋼重

桁	9880 t (580kg/m ²)
ケーブル	870 t
塔	4230 t

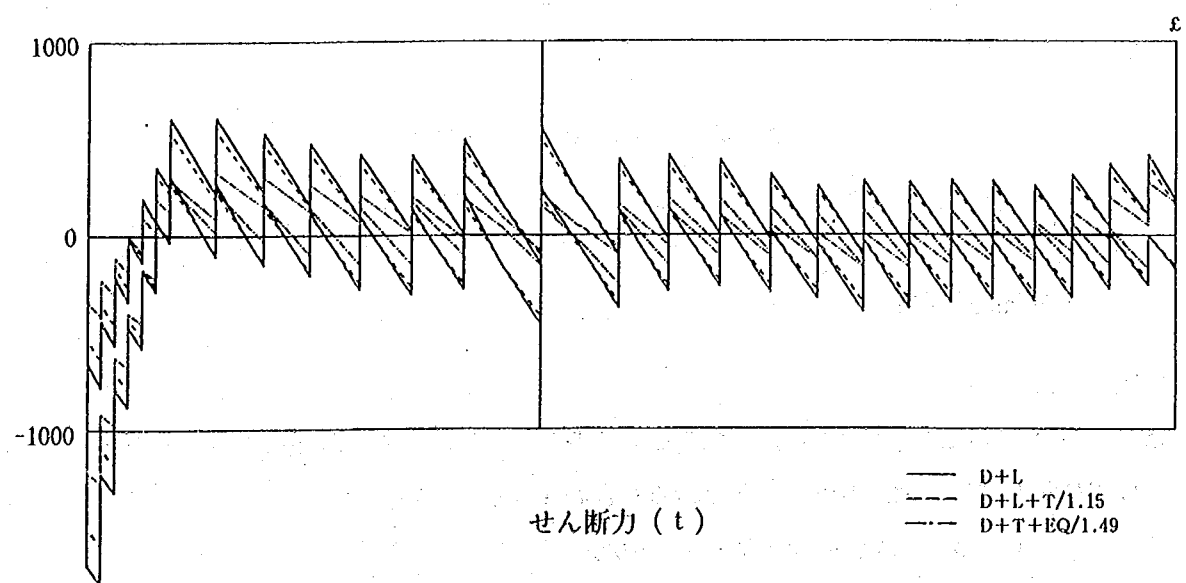
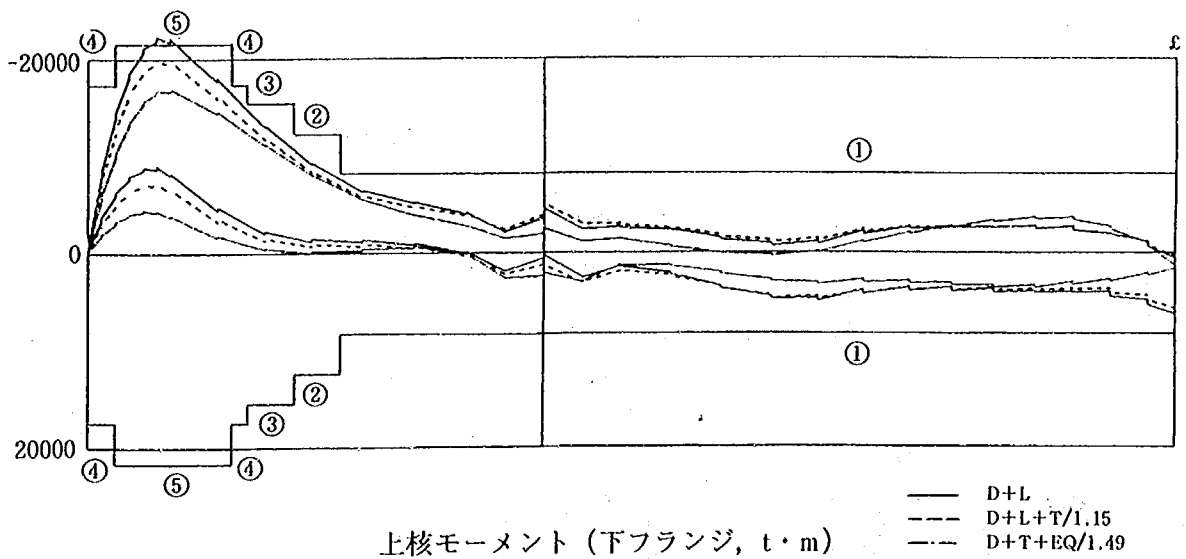
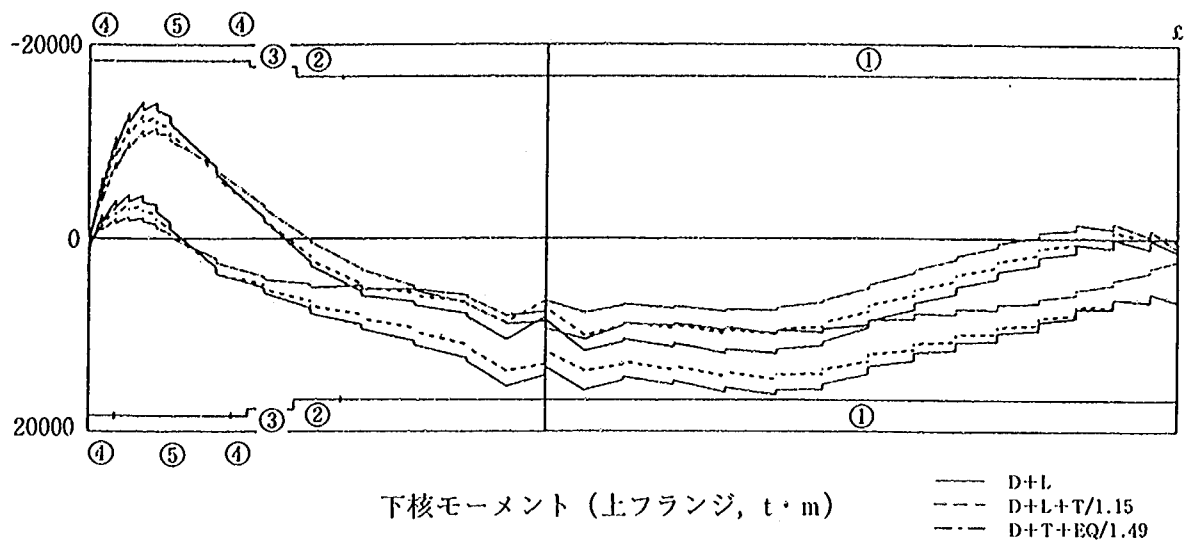


図-3.7 核モーメント (構造形2)

した。その結果、床版厚さは40cmとなった。

(2) 横桁の設計

横桁は合成桁として設計するが、一部の死荷重（鋼重、床版自重等）については非合成桁とし、鋼桁のみで受けるものとした。以下に設計の概要を示す。

1) 設計曲げモーメント

死荷重による曲げモーメント

$$Md_1 = (4 \times 1.0 + 0.2 + 0.6) \times \frac{2.8^2}{8} = 470 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (非合成)}$$

床版 ハンチ 鋼重

$$Md_2 = 4 \times 0.1725 \times \frac{2.8^2}{8} = 68 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (合成)}$$

活荷重による曲げモーメント

$$M_l = 724 \text{ t} \cdot \text{m}$$

以上から桁の断面力は、それぞれ次のようになる。

①非合成断面としての負担分の算出

$$\sigma_u = \frac{Md_1}{W_u} = 1060 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_\ell = \frac{Md_1}{W_\ell} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

②合成断面としての負担分の算出

$$\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_\ell = 950 \text{ kg/cm}^2$$

③合計応力に対する照査

$$\sigma_c = 0 + 30 = 30 \text{ kg/cm}^2 < 140 \text{ kg/cm}^2$$

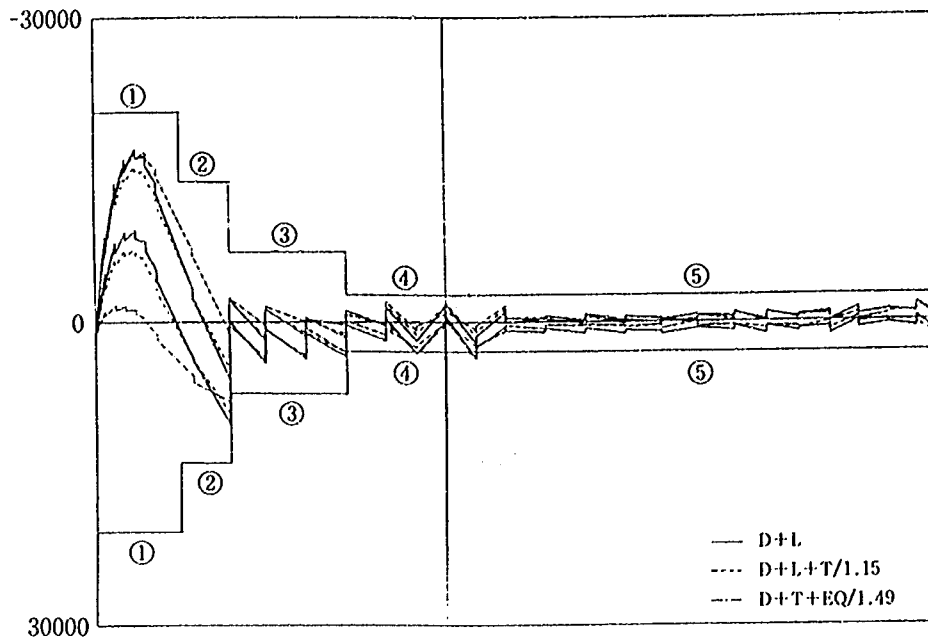
$$\sigma_u = 1060 + 20 = 1080 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_\ell = 840 + 950 = 1790 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

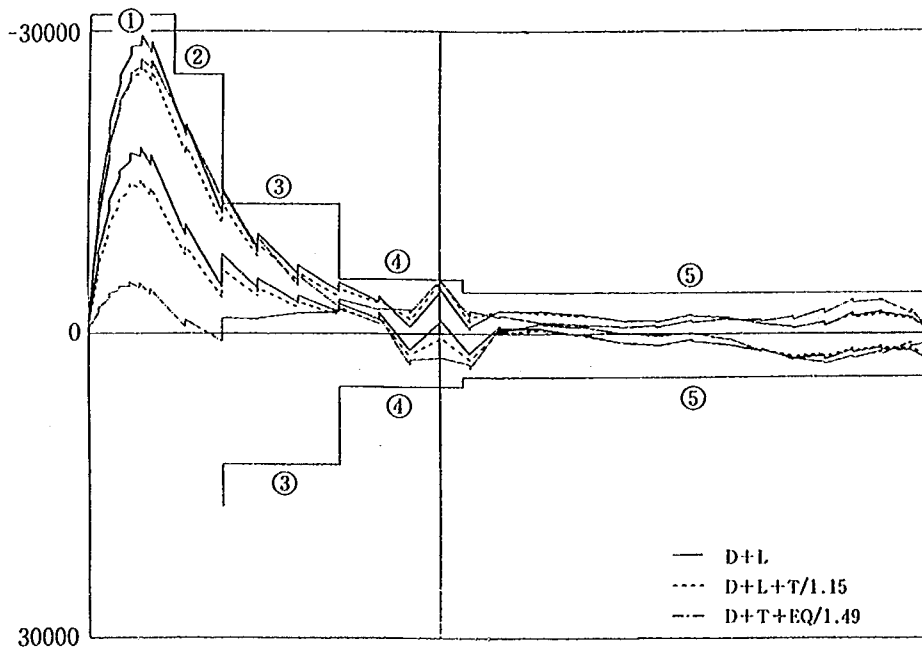
(3) 主桁の設計

1) 鋼桁の設計

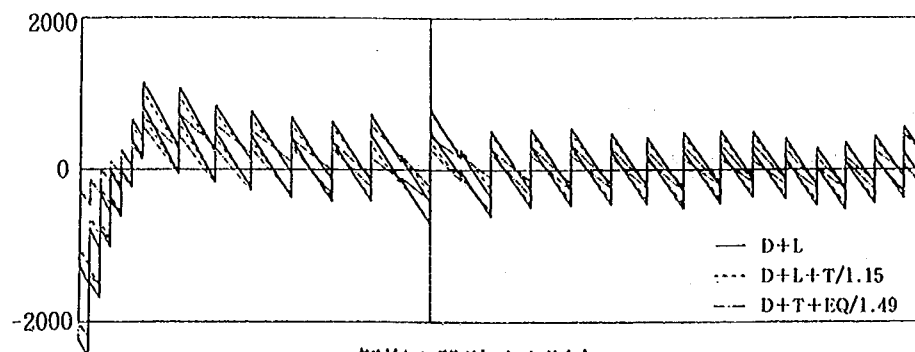
鋼桁の設計は軸力と曲げモーメントを組み合わせた核モーメントを用いて行った。設計結果を図-3.10～12に示す。



鋼桁の設計下核モーメント (上フランジ, $t \cdot m$)

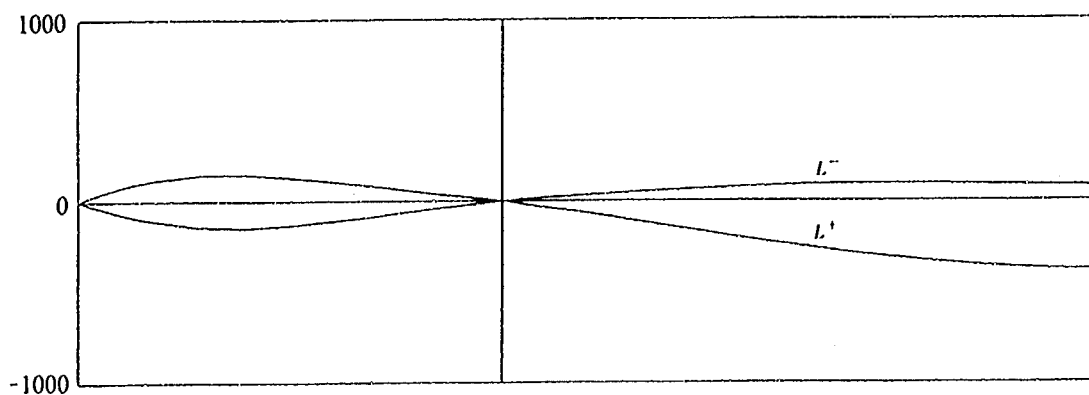


鋼桁の設計上核モーメント (下フランジ, $t \cdot m$)



鋼桁の設計せん断力

図-3.10 核モーメント (構造形3)



活荷重によるたわみ (mm)

図-3.11 活荷重たわみ (構造形 3)

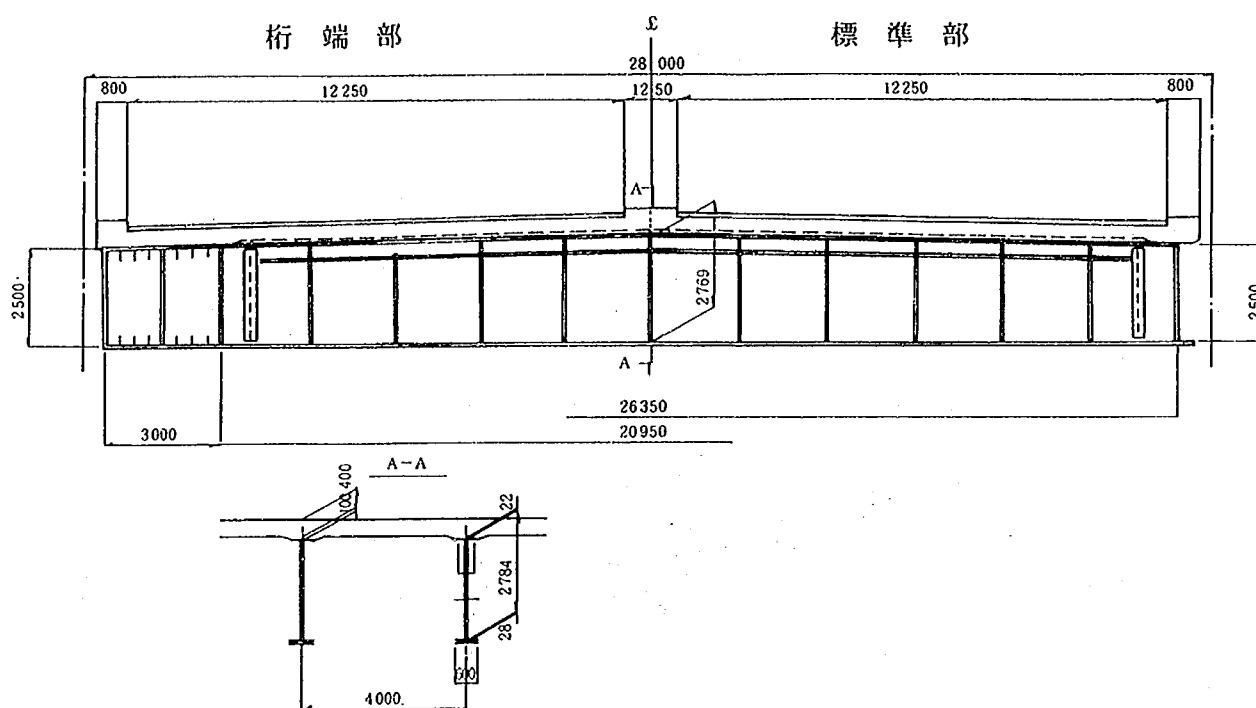


図-3.12 桁断面 (構造形 3)

活荷重による桁のたわみは次の通りである。この場合桁の剛性には RC スラブも含まれており、合成断面になっている。

$$\text{側 径 間 } \delta_{\max} = 151.2 \text{ mm} \quad \frac{\delta_{\max}}{l} = \frac{151.2}{145000} = \frac{1}{960}$$

$$\delta_{\min} = -149.4 \text{ mm} \quad \frac{\delta_{\min}}{l} = \frac{149.4}{145000} = \frac{1}{970}$$

$$\text{中央径間 } \delta_{\max} = 382.4 \text{ mm} \quad \frac{\delta_{\max}}{l} = \frac{382.4}{410000} = \frac{1}{1070}$$

$$\delta_{\min} = -78.6 \text{ mm} \quad \frac{\delta_{\min}}{l} = \frac{78.6}{410000} = \frac{1}{5220}$$

なお、側径間の端部（端支点から8パネル）ではRC床版の剛性は無視している（引張領域）、やや剛性は少なく評価されていると考えられる。

2) RC スラブの設計

ここで対象としているのは主構としての（即ち桁の上フランジとしての）応力である。床版としての応力照査は（1）で検討した。RC スラブについても設計断面力は核モーメントでまとめることとした。

RC スラブの設計基準強度を $\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$ とすると抵抗核モーメントは次のようになる。

下核モーメント（上縁）

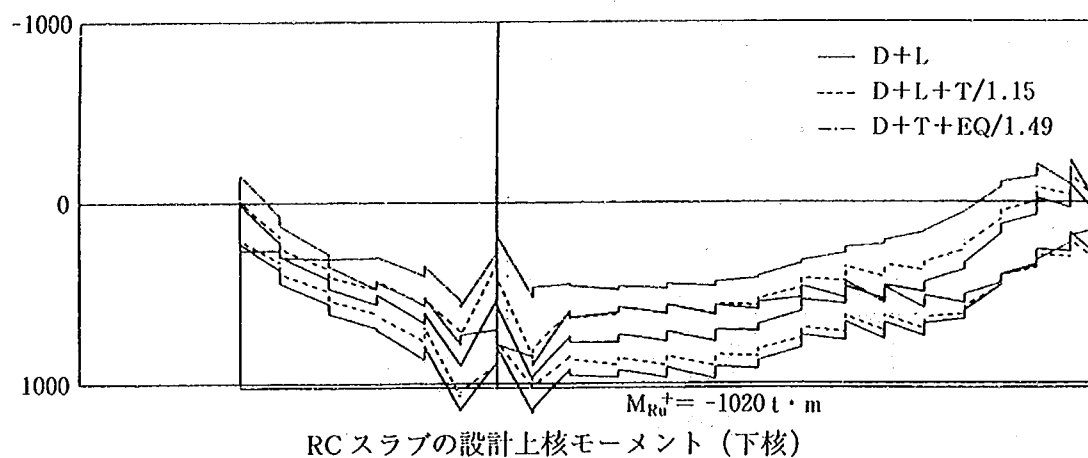
$$MR_{\ell}^{-} = 0 \quad \text{t} \cdot \text{m} \quad (\text{引張側})$$

$$MR_{\ell}^{+} = W \times \sigma_{ca} = \frac{27.35 \times 0.4^2}{6} \times 1400 = 1020 \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

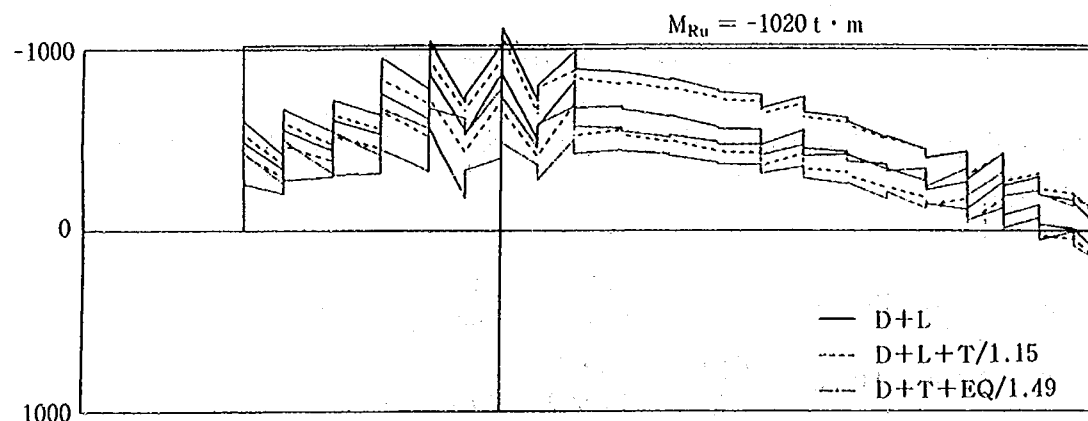
上核モーメント（下縁）

$$MR_{u}^{-} = W \times \sigma_{ca} = \frac{-27.35 \times 0.4^2}{6} \times 1400 = -1020 \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

$$MR_{u}^{+} = 0 \quad \text{t} \cdot \text{m} \quad (\text{引張側})$$



RC スラブの設計上核モーメント（下核）



RC スラブの設計下核モーメント（上核）

図-3.13 RC スラブの核モーメント

設計結果を図-3.13に示す。上縁・下縁共に引張応力が一部生じているが、鉄筋で十分に対応できるものと考えられる。また、圧縮応力も若干許容値を超えているところが一部に認められる。これに関しては、実際にはスラブ厚をいくらか増すか、あるいは強度を上げるかの処置が必要となるが、今回の設計は概略なものであるので、このままとしておいた。

(4) ケーブルの設計

使用ケーブルはこれまでと同様である。設計成果を表-3.4に示す。

表-3.4 ケーブル諸元（構造形3）

No.	Ta (t)	PWS
1 ~ 3	2310	2 × (7 × 253) 2 × (7 × 283)
4 ~ 8	1509	2 × (7 × 163) 2 × (7 × 187)
9 ~ 13	1126	2 × (7 × 121) 2 × (7 × 139)
14 ~ 18	1126	2 × (7 × 121) 2 × (7 × 139)
19 ~ 23	1509	2 × (7 × 163) 2 × (7 × 187)
24 ~ 26	2000	2 × (7 × 223) 2 × (7 × 241)

(5) クリープおよび乾燥収縮の影響

床版は現場打ちとする場合を考えているため、床版のクリープ乾燥収縮の影響がどの程度あるものか解析を行った。荷重状態は死荷重状態であり、ケーブルプレストレスも含まれている。クリープ、乾燥収縮は床版部材にのみ考慮し、値は次の通りとした。

$$\phi = 2.6$$

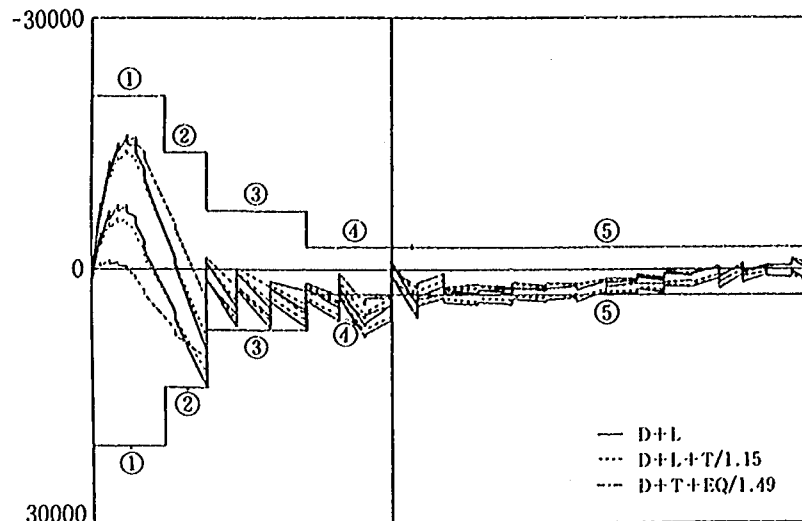
$$\epsilon_s = 20 \times 10^{-6}$$

この値は通常のPC橋で使用されるもので、一般にはこれより大きい値は考えなくて良いと言える。

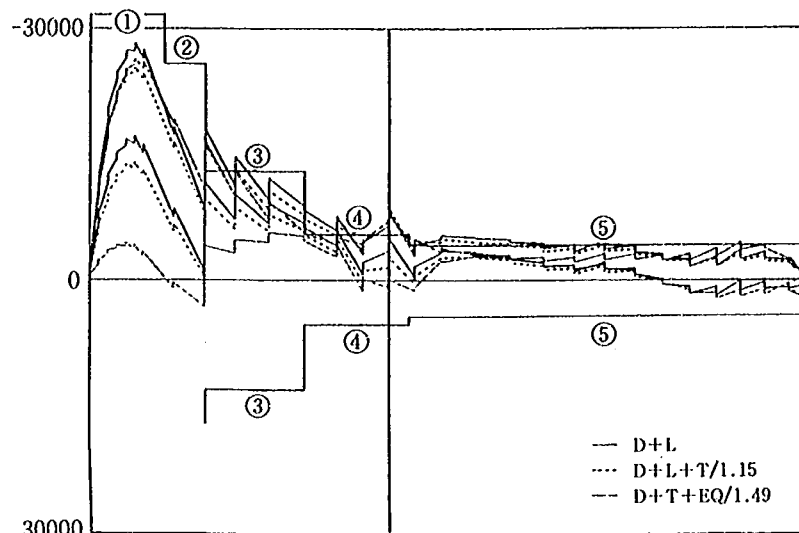
解析の方法は文献13)に記されている方法に従った。

解析結果を桁及び床版について図化したものが図-3.14である。鋼桁に圧縮力が移り、下核モーメントが下側に（正の増加の方向であるから、上フランジの圧縮応力が増す方向）、上核モーメントが上側に（負の増加の方向であるから、下フランジの圧縮応力が増す方向）変化していることが分かる。逆に床版の圧縮力は減少し、上縁、下縁の圧縮応力は共に減っていることが認められる。

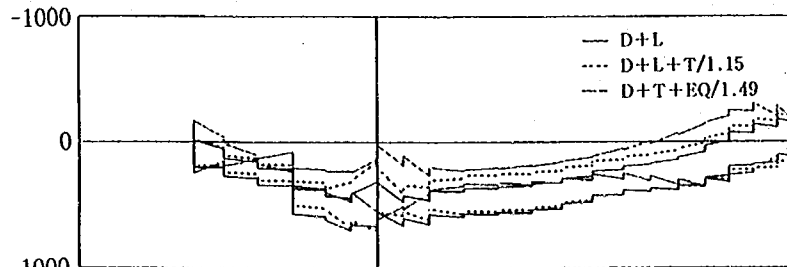
ケーブル張力の変化量はそれ程小さくなく、クリープ、乾燥収縮開始前 ($t=0$) と終了後 ($t=\infty$) の値をまとめると表-3.5のようになる。



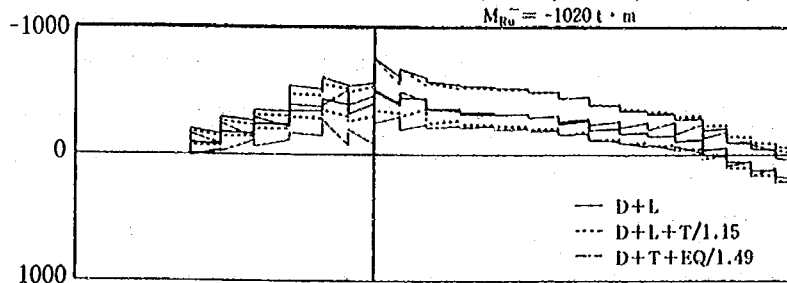
鋼桁の設計下核モーメント ($t=00$, 上フランジ, $t \cdot m$)



鋼桁の設計上核モーメント ($t=00$, 下フランジ, $t \cdot m$)



RC スラブの設計下核モーメント ($t=00$, 上縁, $t \cdot m$)



RC スラブの設計上核モーメント ($t=00$, 下縁, $t \cdot m$)

図-3.14 クリープ, 乾燥収縮の影響

表-3.5 クリープ、乾燥収縮によるケーブル張力の変化量

ケーブル番号	ケーブル張力 (t)		
	D (t = 0)	C R	D (t = ∞)
1	1820	57	1877
2	1649	45	1694
3	1580	33	1613
4	1138	13	1151
5	1166	7	1173
6	1246	0	1246
7	1373	-5	1368
8	1368	-36	1333
9	1017	-22	995
10	1014	17	1031
11	1016	43	1059
12	907	3	910
13	918	-34	884
14	897	89	986
15	883	33	916
16	986	15	1001
17	986	12	998
18	991	11	1002
19	1329	13	1342
20	1337	15	1352
21	1195	17	1212
22	1105	14	1119
23	1068	3	1070
24	1473	-14	1460
25	1529	-30	1499
26	1680	-41	1639

注：D (t = 0) — クリープ開始前の死荷重状態
 C R — クリープ乾燥収縮
 D (t = ∞) — クリープ終了後の死荷重状態

(6) 概算鋼重

1) 桁

上フランジ 610t

腹板 下フランジ 1840t

横桁 2200t

添接部重量、ケーブル定着部、局所的な補強ダイアフラム等には、前項までの鋼重の40%を見込むと、桁重量は6510t (380kg/m²) となる。

2) ケーブル 1580t

3) 塔

塔については今回検討の対象としていないが、構造形1に比べると設計断面力は約2倍になっていることから、原設計の結果を2倍して用いると8460tとなる。

4) 合計

$$6510 + 1580 + 8460 = 16550t$$

3.3 工費に関する比較

3.3.1 工費の比較

各構造形の鋼重を基に、概略の工費を計算し、比較した結果を表-3.6に示す。工費は構造形2が最も低く、当初の予想に反し、構造形3が最も高いことがわかる。

表-3.6 構造形による工費比較

項 目		単 価	構 造 形 1		構 造 形 2		構 造 形 3	
			数 量	工費(億円)	数 量	工費(億円)	数 量	工費(億円)
主 体 工	桁	100万円／t	11370t	113.7	9880t	98.8	6510t	65.1
	ケーブル	150 〃	870 〃	13.1	870 〃	13.1	1580 〃	23.7
	塔	110 〃	4230 〃	46.5	4230 〃	46.5	8460 〃	93.1
	杓	130 〃	140 〃	1.8	140 〃	1.8	280 〃	3.6
	床 版	4万円／㎡	———	———	———	———	19100	7.6
	小 計			175.1		160.2		193.1
橋 面 工	舗 装	0.4 万円／m	17150×0.4／10000=0.7					
	鋼製高欄	5万円／m	2100×5／10000=1.1					
	伸縮装置	50万円／t	140×50／10000=0.7					
	排 水 工	10万円／t 0.35万円／m	(73×10+775×0.35)／10000=0.1					
	小 計		2.6					
合 計			177.7 (1.00)		162.8 (0.92)		195.7 (1.10)	

注：塔、杓、鋼製高欄、収縮装置、排水工の推量は原設計に基づいている。

3.3.2 工費に関する考察

(1) 経済性の相違に関する考察

構造形2が構造形1よりも経済性に勝った原因は、部材の使い方の効率にあると考えられる。さらに、ケーブルおよび塔は両者で等しくなっているが、この結果は桁の仮定鋼重を構造形1と2で同じとして得られたものであり、鋼重に応じて変化させれば、更に差は幾らか拡がると考えられる。

構造形3は、コンクリート床版が大きな圧縮力を分担し、桁の鋼重は減少した（なおコンクリート床版を工費の点から鋼重に換算すると30～50kg/m²に相当する）。しかしながら、コンクリートを用いたために、桁の自重は増加し（今回の設計では構造形1、2の約2倍）、ケーブル及び塔への負荷は大きくなり、それに伴い鋼重も増す結果となった。塔については詳しい検討は行わなかったため、鋼重の精度は粗いが、合計の鋼重は構造形1、2と同程度と考えて良いと思われる。さらに、構造形3では、基礎工の規模も一回り大きくなると推測されること（桁の自重の増加のため）及びコンクリート床版の工費が更に加わることから、上、下部全て含めた全体工費では他2案よりさらに高くなると考えられる。

(2) 二主桁断面の工費の考察

二主桁断面が他2案に比べ経済性に劣る結果となった原因を考察する。原因の一つとしては桁の鋼重が十分に下げられなかったことがある。本橋のように側径間が通常のものに比べ短い斜張橋では、側径間に大きな負の曲げモーメントが生じ、床版コンクリートの合成効果が問題となる。今回の概略設計では、この部分は鋼桁のみで作用力に抵抗すると仮定した。そのために、ここで鋼重がかなり増加する結果となった。仮に支間割りが1:2.05:1程度であれば桁の鋼重は約290kg/m²と推測でき、鋼重はかなり減少する。

床版コンクリートの厚さも構造形3の経済性を低下させた原因である。床版コンクリートの厚さが小さくなればなるほど桁の自重は減るので桁自身およびケーブル、塔、基礎工の設計が有利となる。床版コンクリートの設計方法にも検討すべき点があるが、床版コンクリートの設計強度も大きな影響をもつ。今回の設計では通常のPC橋で用いられている $\sigma_{ck} = 400\text{kg/cm}^2$ のコンクリートを用いたが、Alex-Frazer橋と同様に、更に高い強度のものを用いれば経済的となることが考えられる。

さらに、塔も経済性に大きく関連してくる。構造形3では桁の死荷重が他2案の約2倍ということで塔の鋼重も2倍したが、これはやや粗い仮定である。更に、今回は鋼製の塔を基本としているが、コンクリート製の塔が成立するような立地条件のところでは構造形3のような構造でも塔の経済性が他2案に比べそれほど低下しないことも考えられる。また塔に負担のかからない支持条件（例えばフローティング形式）も構造形3の特色を活かすことになると考えられる。

4. 設計法および経済性に関する調査（その2）

4.1 調査の概要

前章では二主桁形式斜張橋の簡略な検討を実施したが、二主桁斜張橋が本来有すると考えられる経済性を得ることができなかった。この原因としては、二主桁斜張橋の可能性を最初から限定しないように、床版に場所打ちのコンクリートを用いたこと、支間割りがややアンバランスで二主桁斜張橋に適さなかったこと、および塔や支持方法の検討を行わなかったことなど、いくつかの要因が考えられる。

そこで、本章では二主桁斜張橋の経済性を向上させるために、上述の問題点に配慮して実施したより詳細な設計について記述する。

4.2 構造形式の検討

4.2.1 検討の概要

ここでは①主塔位置における主桁の支持方式および②主桁の水平方向支持方式、について検討し、概略設計の対象とする最終的な構造形式を選定することにした。

なお①については斜材の温度変化特性によって、また、②については活荷重特性によってそれぞれ検討することにした。

4.2.2 断面諸元と荷重強度

（1）解析モデル

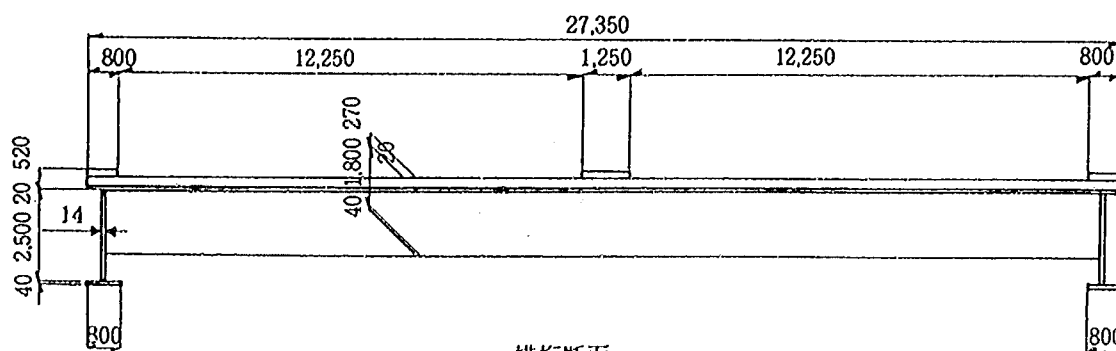
解析モデルを図-4.1に示す。

（2）部材寸法

主桁断面、主塔を図-4.2に示す。今回の検討において主塔は鋼製とすることになっているが、コンクリートを用いた場合についても一応比較したため、図には比較に用いたRC主塔も示している。

図-4.1 解析モデル

主桁断面



横桁断面

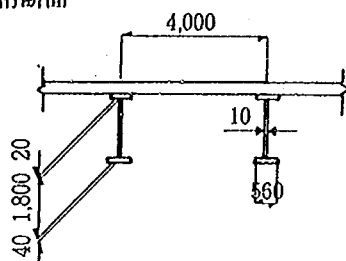


图-4.2.1 主桁断面

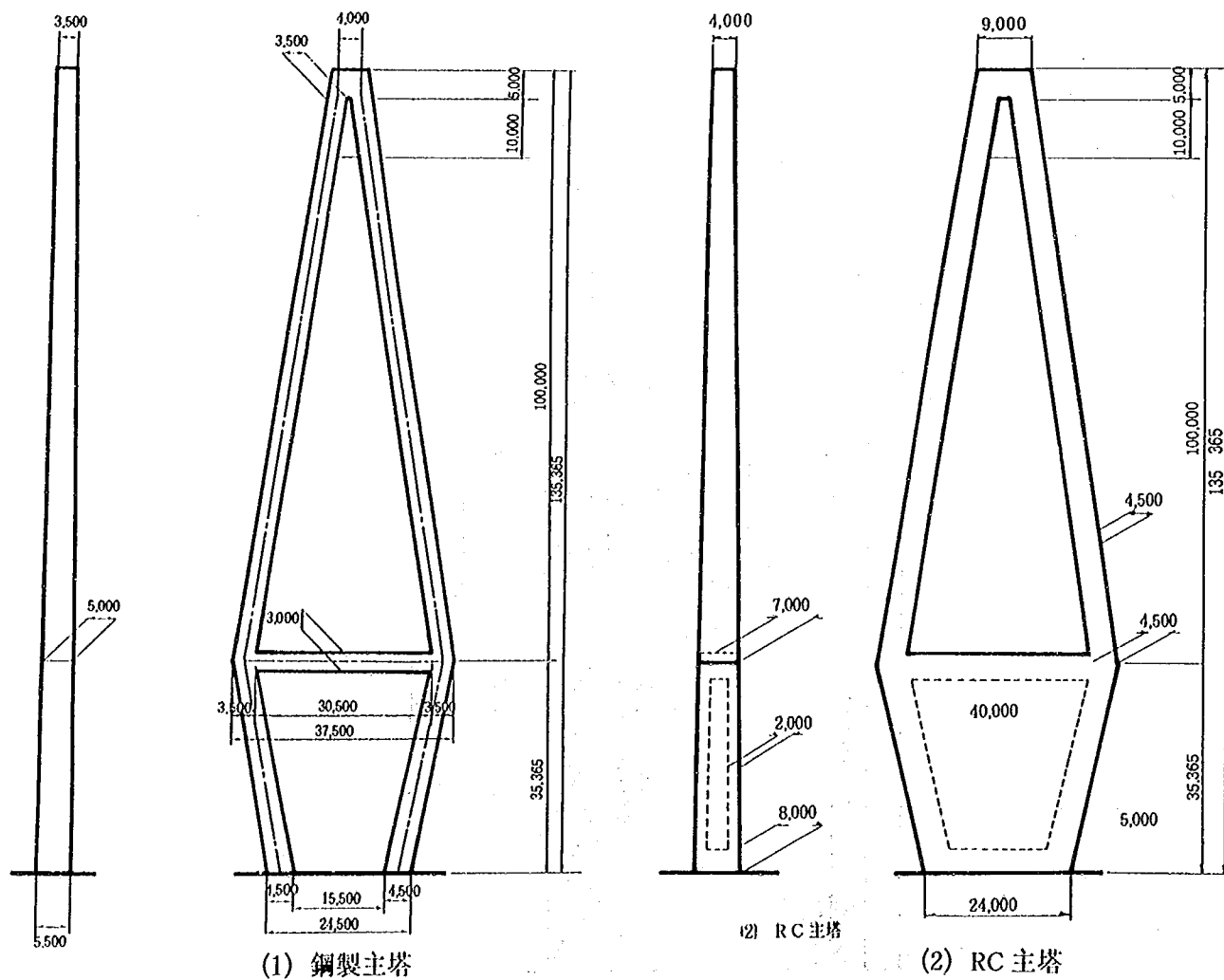


图-4.2.2 主塔形状

4.2.3 主塔位置における主桁の支持方式に関する検討

(1) 主桁と主塔の結合条件

主桁と主塔の結合条件を斜材の温度変化に着目して比較検討することにした。検討した結合条件は図-4.3に示す3タイプとし、これらについて斜材のみ $15^{\circ}\text{C}^{2)}$ の温度変化をした時の計算を行った。

なお、主塔は鋼製主塔として検討する。

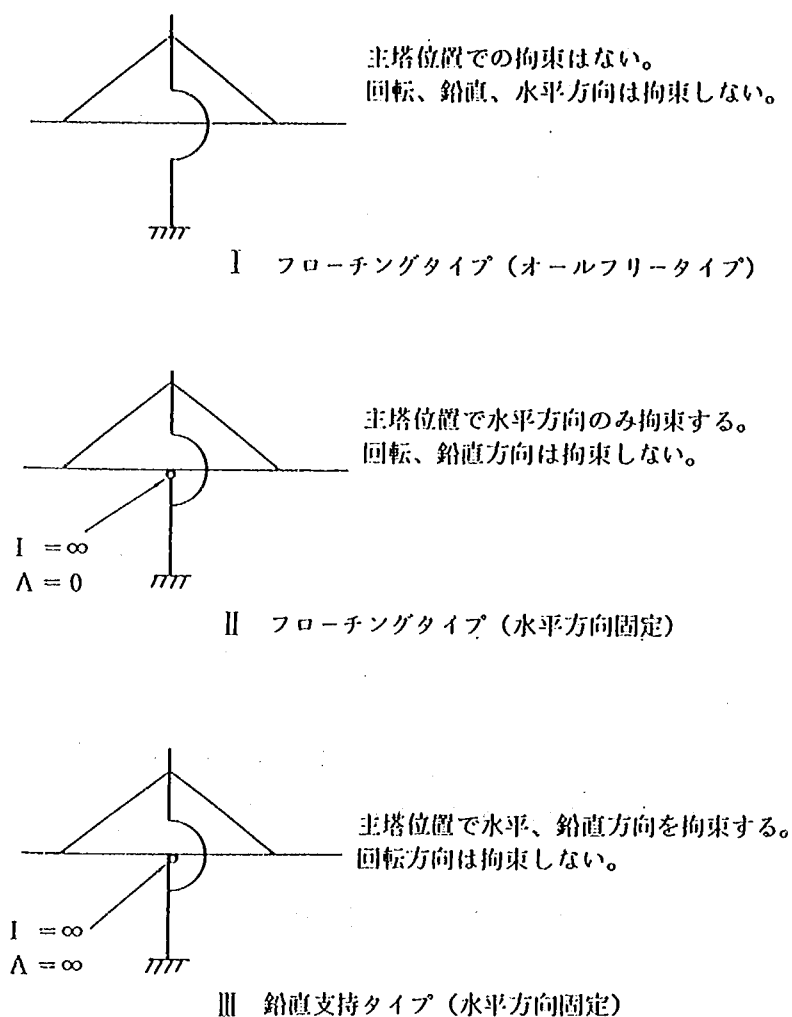


図-4.3 主桁と主塔の結合条件

(2) 比較結果と結論

計算結果を図-4.4に比較する。図より、中央径間部、ならびに側径間部については発生曲げモーメントに大きな差が生じないことがわかる。一方、主塔部曲げモーメントについては、Ⅲタイプの鉛直支持した場合は -436tm 発生し、フローチングタイプの -167tm に比べて2.6倍の突出した値となっている。

二主桁斜張橋の場合、二主桁の下側フランジの面積は小さいので、軸圧縮力が大きい主塔部にさらに大

〔斜材 + 15℃〕
主桁曲げモーメント

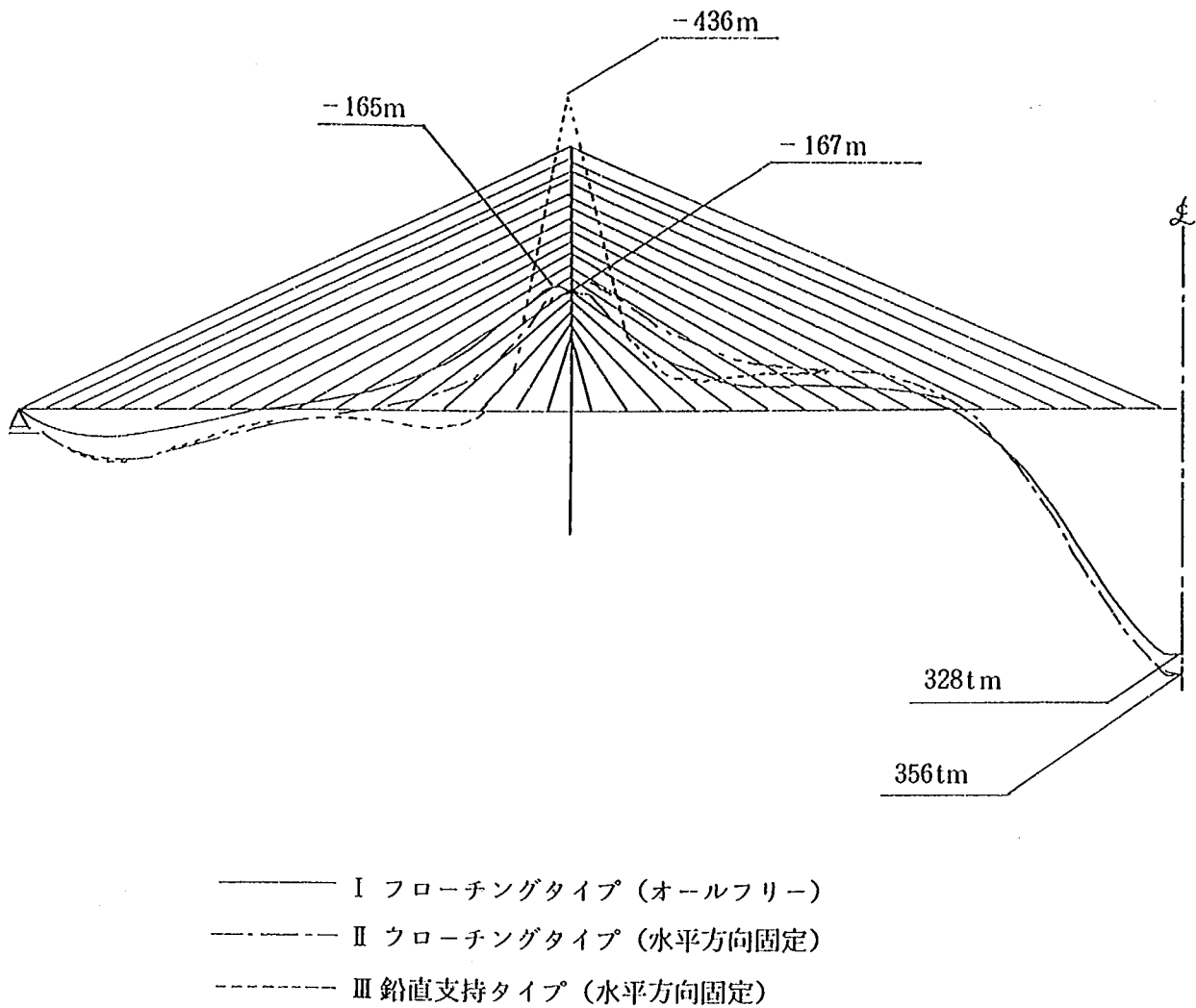


図-4.4 結合条件の比較

きな負モーメントが作用するのは不利である。したがって本検討では負モーメントの発生を小さく抑えることのできる鉛直支持しないフローチングタイプを採用することにした。

4.2.4 主桁の橋軸方向支持方式に関する検討

(1) 比較構造系

ここで比較の対象とする3ケースの主桁の水平方向支持方式を図-4.5に示す。この比較は、活荷重による応力によって検討する。

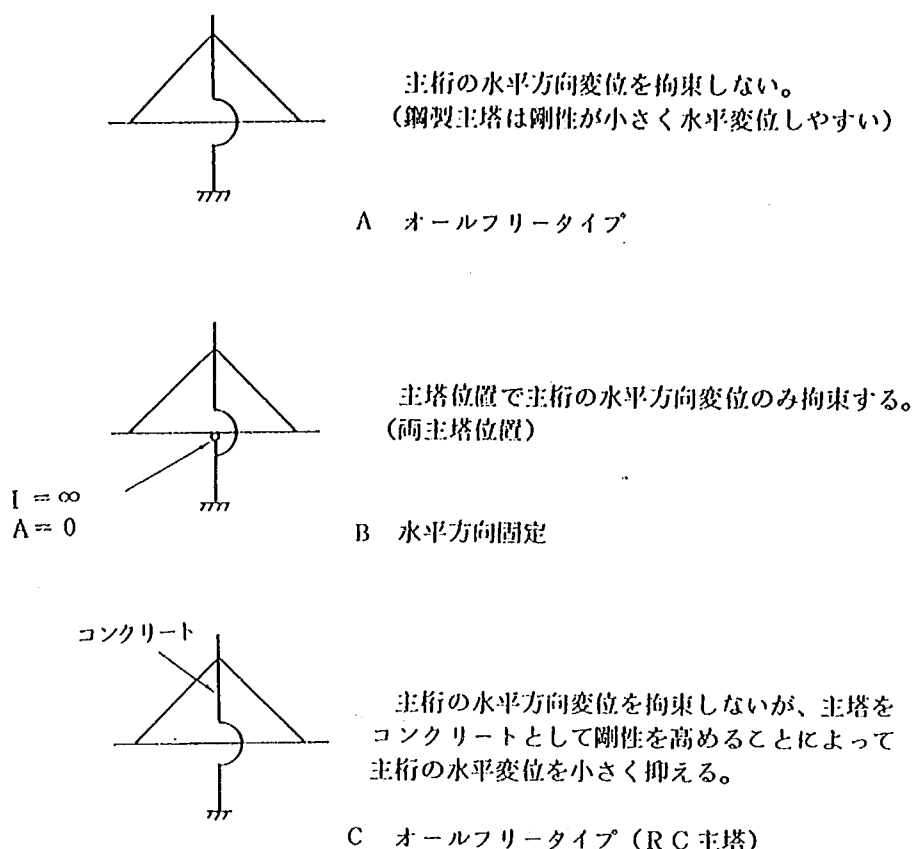


図-4.5 主桁の水平方向支持方式

(2) 計算結果および比較結果

曲げモーメント、たわみ、斜材張力等を図-4.6に示す。鋼製主塔でオールフリー構造であるAタイプでは、主桁の曲げモーメントが他のタイプに比べて突出して大きく、特に主塔付近の曲げモーメントが大きい(図-4.6.1)。これは変位比較図から明らかなように、オールフリー構造であるとともに、鋼製主塔の曲げ剛性が小さいために、主塔が鉛直変位、水平変位しやすいためであると考えられる(図-4.6.2)。

主塔における主桁の支持方式の検討の際と同様に、二主桁タイプの場合、主塔付近に大きな負モーメントが作用するのは設計上不利である。

また、斜材の活荷重による張力変動についても同様な事がいえ、Aタイプの場合は下段側斜材の張力変動が突出して大きく、負の活荷重張力に至っては死荷重張力に匹敵するほどの張力が発生し、斜材が無応力に近い状態となる(図-4.6.3)。この様な挙動は最下段斜材に対する張力影響線からも明かである(図-4.6.4)。この場合、斜材のサグ量や構造の非線形性、あるいは斜材の疲労などが重大な問題となる。

したがって、主桁の変位を小さく抑えるために、主塔をコンクリート製として曲げ剛性を大きくするか、あるいは主塔位置で主桁の水平方向変位を拘束することが必要であるが、本検討では鋼製主塔を対象とし

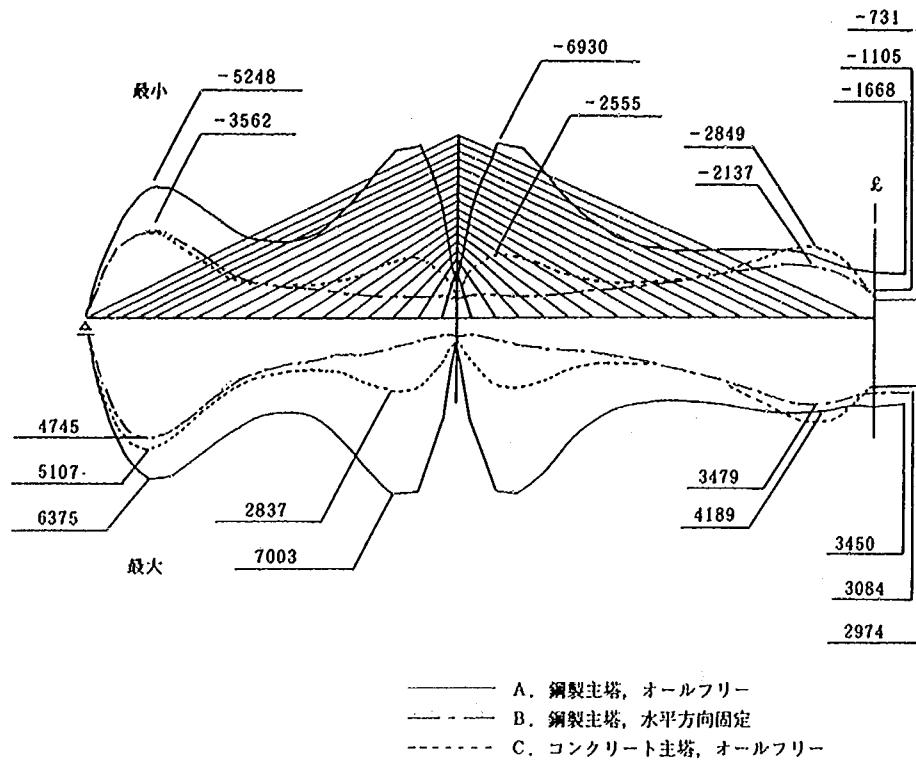


図-4.6.1 水平方向支持方式の比較 (曲げモーメント)

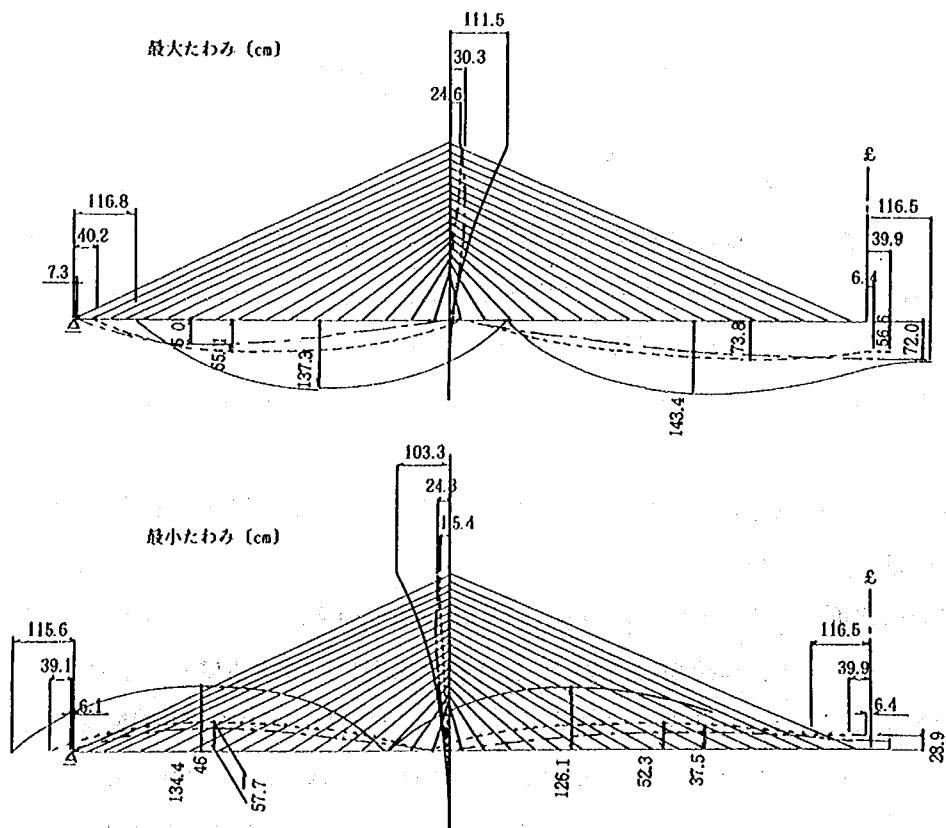


図-4.6.2 水平方向支持方式の比較 (たわみ)

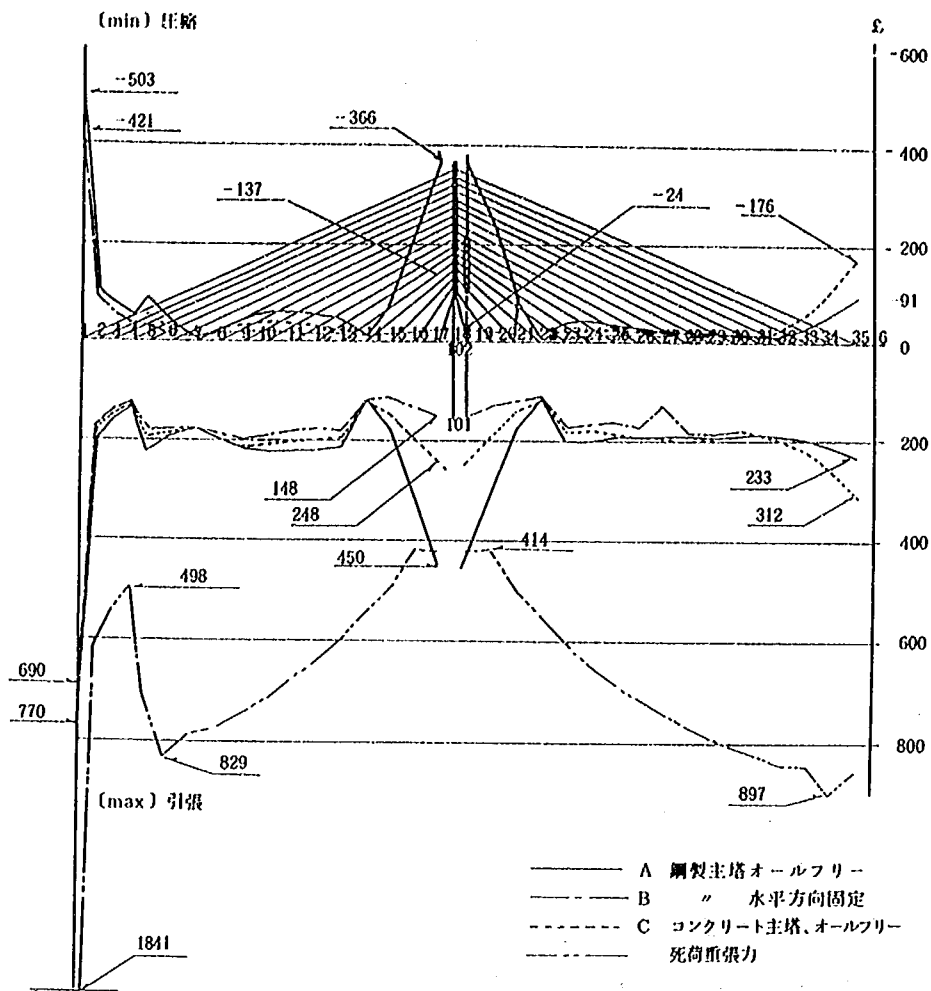


図-4.6.3 水平方向支持方式の比較（斜張橋力）

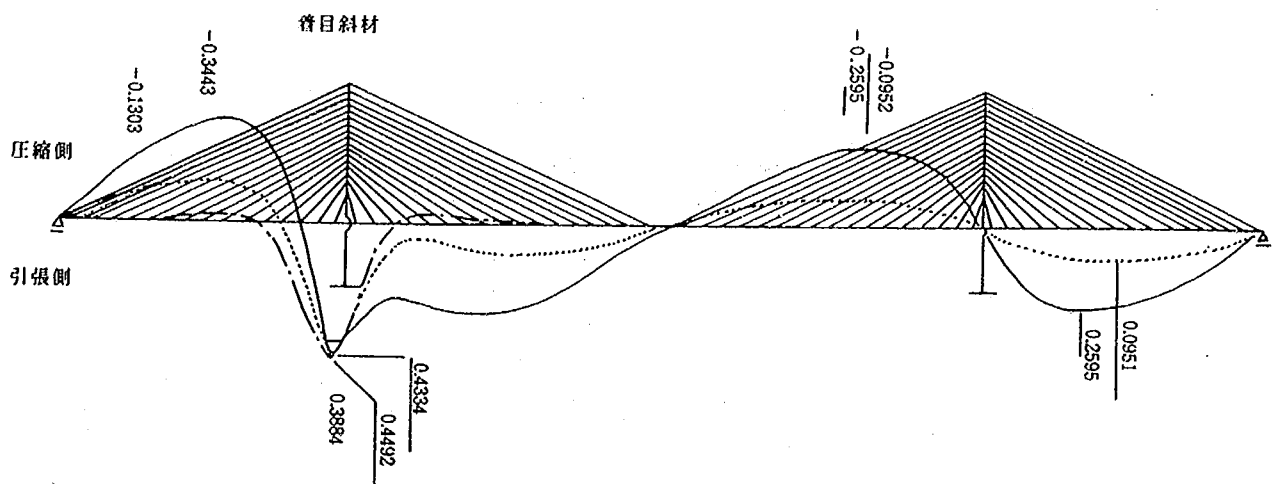


図-4.6.4 水平方向支持方式の比較（最下斜張橋の張力影響線）

ているため、鋼製主塔で水平方向固定のBタイプを設計に採用することにした。

なお、水平方向の固定方式としては、地震応答特性からバネによる弾性固定方式も考えられるが、これは実橋で設計を最適化する場合の検討事項と考え、ここでは剛固定方式で検討することにした。

4.2.5 温度変化による拘束力に対する予備検討

温度変化として -30°C 与えた時の拘束モーメントと拘束軸力を計算したところ曲げモーメントや拘束軸力は大きな値をとらず、問題ないものと考えられた。

4.3 床版および横桁の検討

4.3.1 床板厚の決定要因

床板厚の決定要因としては次の項目が挙げられる。

- ①横桁間隔（床版支間長）による影響
- ②床板厚の現状の規定（最小厚）
- ③床板の最大圧縮応力（許容応力度）

横桁間隔は床版厚に影響を与えるが、密すぎると経済性を低下させる。床版厚については道示に最小厚が規定され、これは耐久性を考慮した値であることから、二主桁斜張橋においても十分な配慮が必要になる。ここでは道示の規定に対し、文献14)に示された割増し(1.25)および道示ⅢのPC床版に対する規定を採用して、決定することにした。(表-4.1)

床版の最大圧縮力に対しては、道示Ⅱ9.3.1に規定される床版のコンクリートの許容圧縮応力度を用いた。

表-4.1 床版厚の最小値

床版スパン L [m]	床版厚 t [m]
3.0	23
3.5	25
4.0	27
4.5	29
5.0	31

表-4.2 横桁間隔と床板厚

床版スパン 床版厚		床版の曲げモーメント (tm/m)				
		L=3.0 ^m	L=3.5 ^m	L=4.0 ^m	L=4.5 ^m	L=5.0 ^m
t=23 ^{cm}	死荷重	0.481				
	活荷重	6.820				
	合 計	7.301				
t=24 ^{cm}	死荷重	0.497				
	活荷重	6.820				
	合 計	7.317				
t=25 ^{cm}	死荷重	0.513	0.698			
	活荷重	6.820	7.834			
	合 計	7.333	8.532			
t=26 ^{cm}	死荷重	0.529	0.720			
	活荷重	6.820	7.834			
	合 計	7.349	8.554			
t=27 ^{cm}	死荷重	0.545	0.742	0.969		
	活荷重	6.820	7.834	8.847		
	合 計	7.365	8.576	9.816		
t=28 ^{cm}	死荷重	0.561	0.763	0.997		
	活荷重	6.820	7.834	8.847		
	合 計	7.381	8.597	9.844		
t=29 ^{cm}	死荷重	0.577	0.785	1.026	1.298	
	活荷重	6.820	7.834	8.847	9.721	
	合 計	7.397	8.619	9.873	11.019	
t=30 ^{cm}	死荷重	0.593	0.807	1.054	1.334	
	活荷重	6.820	7.834	8.847	9.721	
	合 計	7.413	8.641	9.901	11.055	
t=31 ^{cm}	死荷重	0.609	0.829	1.083	1.370	1.692
	活荷重	6.820	7.834	8.847	9.721	10.576
	合 計	7.429	8.663	9.930	11.091	12.268

*太文字はそれぞれのスパンに対する最小厚のものを示す。

4.3.2 床版の検討

(1) 床版の検討要旨

以下の要領で検討を行った。

- ・床版の検討は、床版厚と床版支間長を変化させ、床版作用としての応力度を算出し、主桁作用としての応力度と合成しあう。
- ・主桁作用としての応力度は4.4.5の概略設計々算の断面力を用いて計算する。
- ・検討断面は活荷重モーメントの大きい⑤断面と死荷重軸力の大きい主塔部⑱断面とする。(図-4.10, 表-4.7参照)
- ・主桁作用による曲げ応力度を算出するときに用いる曲げモーメントによる主桁の有効巾は、死荷重と活荷重による有効巾の加重平均とする(軸力に対しては全巾有効)。

(2) 床版の曲げモーメント(床版作用)

床版の曲げモーメントは道示Ⅱにより求めた。横桁間隔 $L=4.0\text{m}$ 、床版厚 $t=0.27\text{m}$ の場合、死荷重曲げモーメント M_d および活荷重曲げモーメント M_l は、それぞれ 0.969tm/m および 8.847tm/m となった。その他の床版厚、支間長で計算したものを表-4.2に示す。

(3) 主桁作用による断面力

主桁作用による断面力は、4.4.5に示される概略設計計算の結果を用い、表-4.3のようになった。

表-4.3 主桁作用による断面力

断 面	⑤ (⑤)		⑱	
断 面 力	M	N右	M	N右
死 荷 重	(249) -277	3534	298	8241
活荷重 ($M_{\max}$)	4231	-560	986	192
合 計	(4480) 3954	2974	1284	8433

(4) 主桁の有効巾

主桁作用による曲げモーメントに対し、有効巾は道示Ⅱ8.3.4によって算出した。

(5) 曲げ応力度の計算

床版作用としての応力度、主桁作用としての曲げモーメントによる応力度、および主桁作用としての軸力による応力度を計算した。

その結果、横桁間隔 $l=4.0\text{m}$ 、床版厚 $t=0.27\text{m}$ の場合、床版作用としての応力度は 80kgf/cm^2 、主桁作用としての曲げモーメントによる応力度は 36kgf/cm^2 、主桁作用としての軸力による応力度は 100kgf/cm^2 となった。したがって合計は 216kgf/cm^2 となる。

4.3.3 横桁の検討

横桁支間中央曲げモーメントより横桁断面を決定し、表-4.4 のような結果が得られた。なお、応力度の計算にあたり、横桁および床版の自重に関しては非合成計算、橋面工および活荷重に関しては合成計算を行った。表-4.4 の検討結果について、工費計算を実施したところ、表-4.5 および図-4.7 に示すように、横桁間隔 4m が最も経済的な設計となった。

表-4.4 横桁間隔と横桁断面

横桁間隔 〔m〕	床版厚 〔cm〕	鋼断面 〔mm〕	下フランジ応力 6 sl 〔kg/cm ² 〕	許容値 6 sl 〔kg/cm ² 〕
3.0	25	450×14 1800×10 480×30	1956	2100
3.5	26	450×16 1800×12 500×29	1961	
4.0	27	500×20 1800×12 550×28	1948	
4.5	29	500×26 1800×12 580×29	1965	
5.0	31	600×26 1800×12 600×32	1928	

表-4.5 横桁間隔と工費

横桁間隔 〔m〕	床版厚 〔cm〕	鋼 横 桁		コンクリート床版		工費合計 〔億円〕
		鋼重量 〔t〕	工費 (55.6万円 /t) 〔億円〕	コンクリート体積 〔m ³ 〕	工費 (14.6万円 /m ³) 〔億円〕	
3.0	25	2673	14.86	5306	7.75	22.61
3.5	26	2580	14.34	5518	8.06	22.40
4.0	27	2483	13.81	5730	8.37	22.18
4.5	29	2437	13.55	6155	8.99	22.54
5.0	31	2399	13.34	6579	9.61	22.95

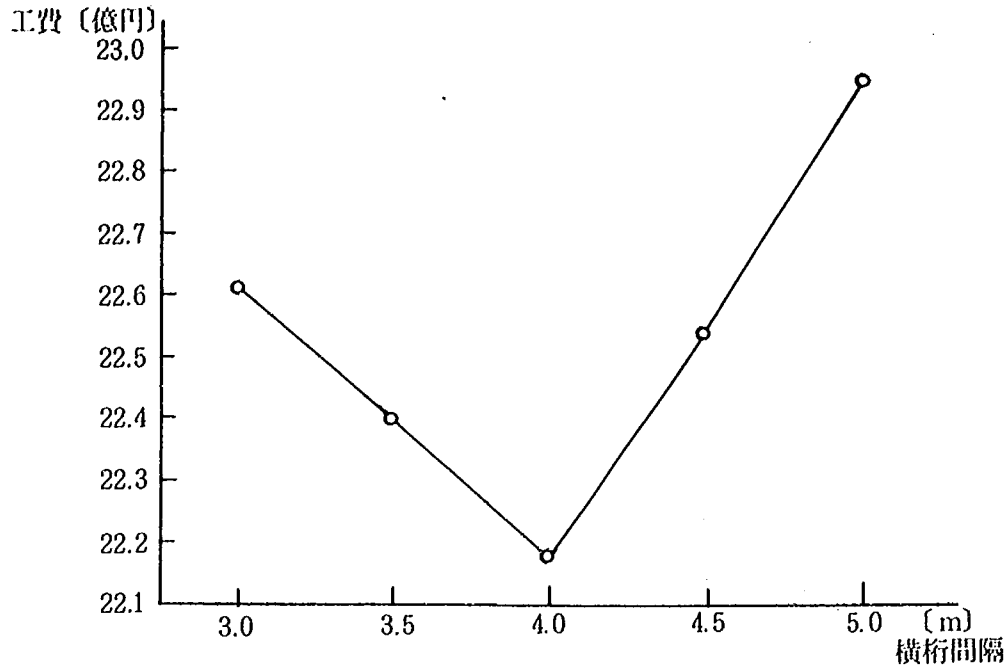


図-4.7 横桁間隔と工費

4.4 概略設計

4.4.1 概要

ここまで記述した成果に基づいて実施された概略設計に関して、方針および成果を簡潔に示す。設計条件を表-4.6に示す。

表-4.6 設計条件

型	式	3径間連続鋼斜張橋 (2面吊りエッジガーター方式死荷重合成床版)
荷重		T L-20, T T-43
支間		183.0 ^m + 410.0 ^m + 183.0 ^m
有効巾	員	12.25 ^m + 12.25 ^m
床版	コンクリート	圧縮強度 $G_{ck} = 550 \text{ kg/cm}^2$
床版鉄筋		S D 30
鋼桁材質		S M 53 C (主方向), S M 50 Y B (横桁)
鉄材		P W C $\phi 7$ 材

4.4.2 部材寸法および断面定数

主要な部材の部材寸法を図-4.8に示す。主桁断面定数はRC床版を鋼に換算して考慮した。コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} は550kg/cm²、ヤング係数比は $n=6.176$ とした。

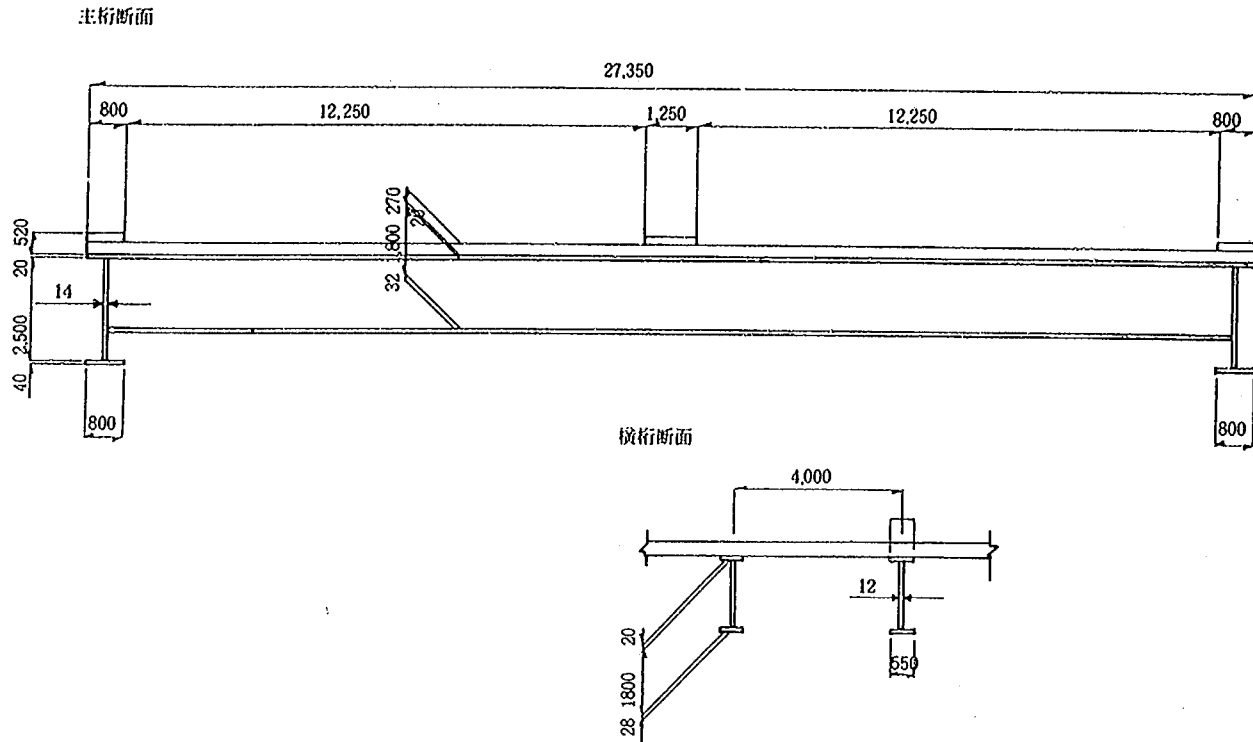


図-4.8.1 主要部材の寸法（主桁）

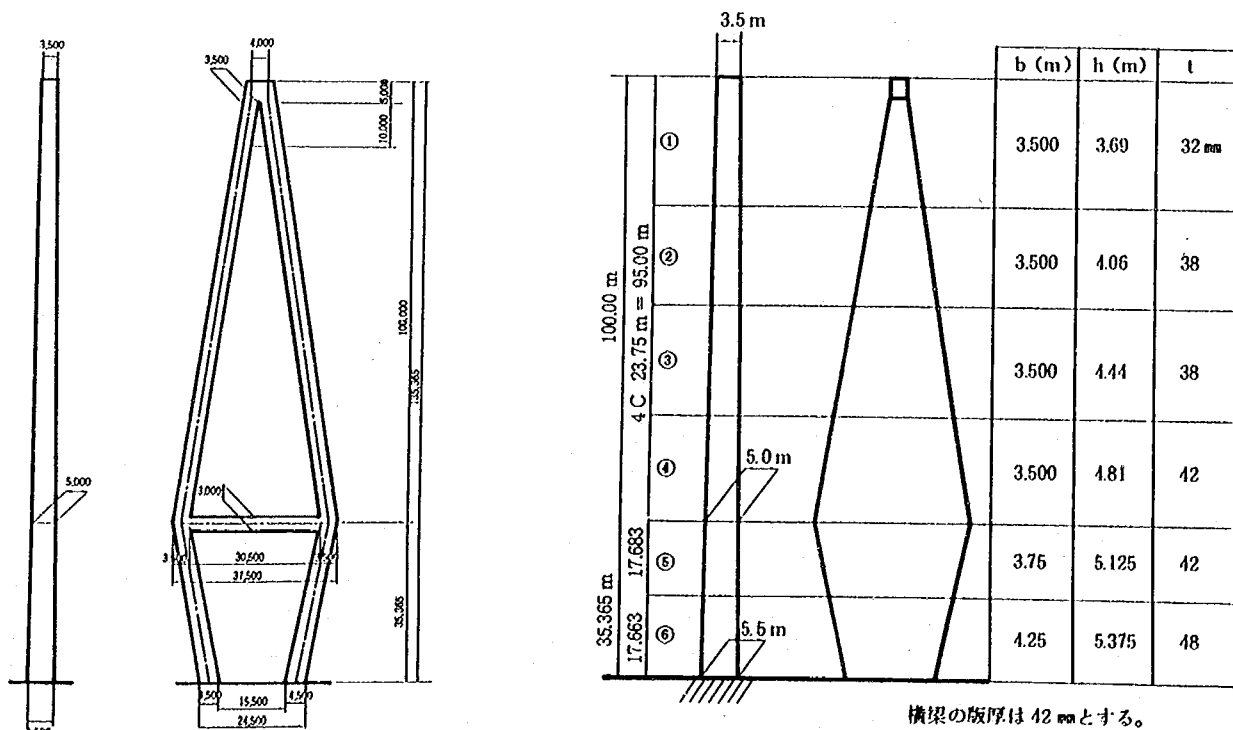


図-4.8.2 主要部材の寸法（主塔）

4.4.3 荷重強度

荷重強度は以下のとおりとなった。

1) 主桁自重

床版（鉄筋コンクリート）：18.461t/m

桁（鋼）：1.3032t/m

主桁合計：19.764t/m

2) 横桁自重（鋼）：10.188t

3) 橋面工 ： 8.407t/m

4) 活荷重

活荷重は道示の範囲を超えるので本四公団の基準を用いた。

5) 温度

温度変化は以下の4ケースを考えた。

全体温度変化 -30°C

全体温度変化 $+30^{\circ}\text{C}$

全体温度変化 $+30^{\circ}\text{C}$ 床版温度差 $+10^{\circ}\text{C}$

全体温度変化 $+30^{\circ}\text{C}$ 床版温度差 -10°C

4.4.4 解析結果

解析結果を、図-4.9に示す。

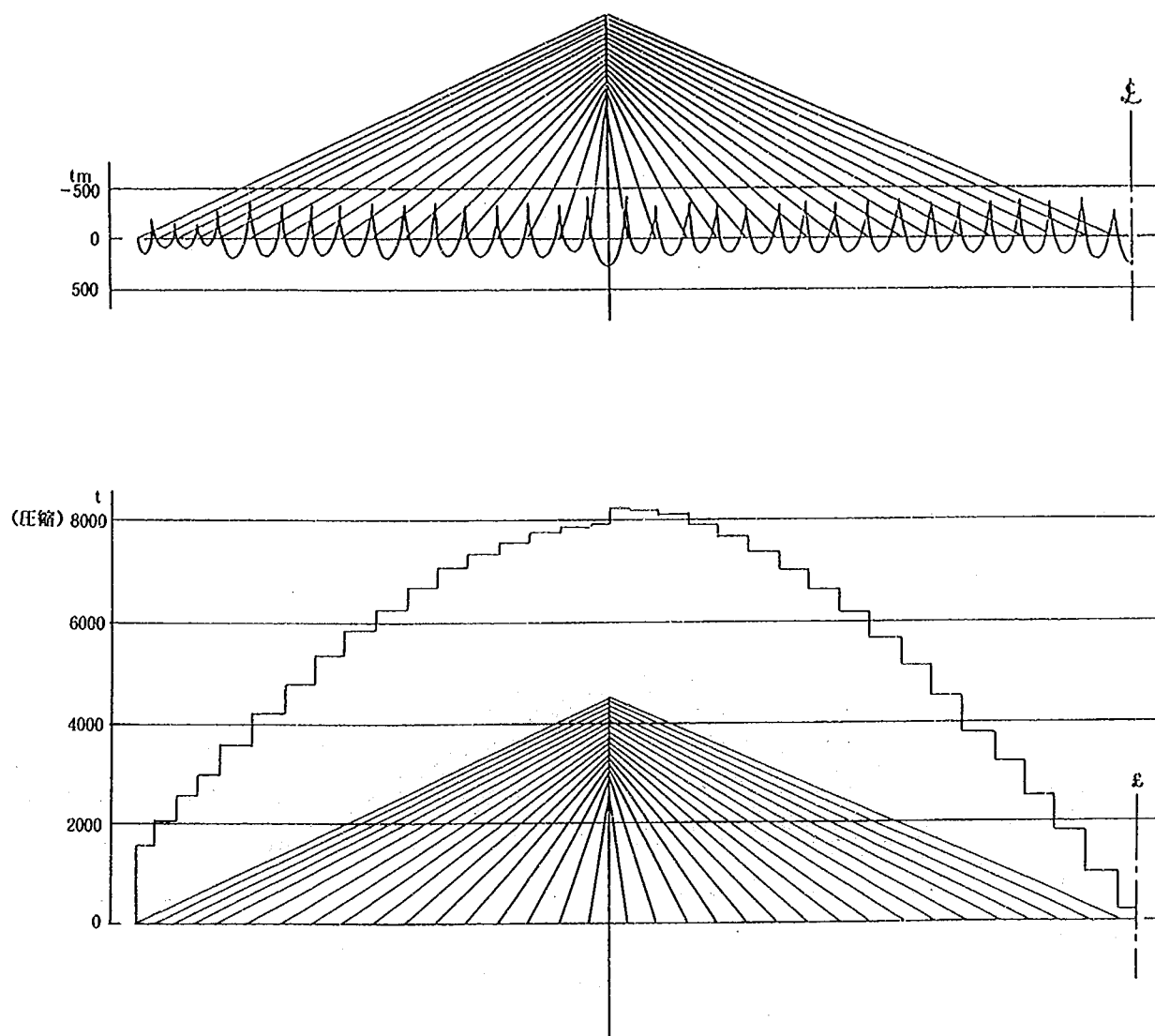
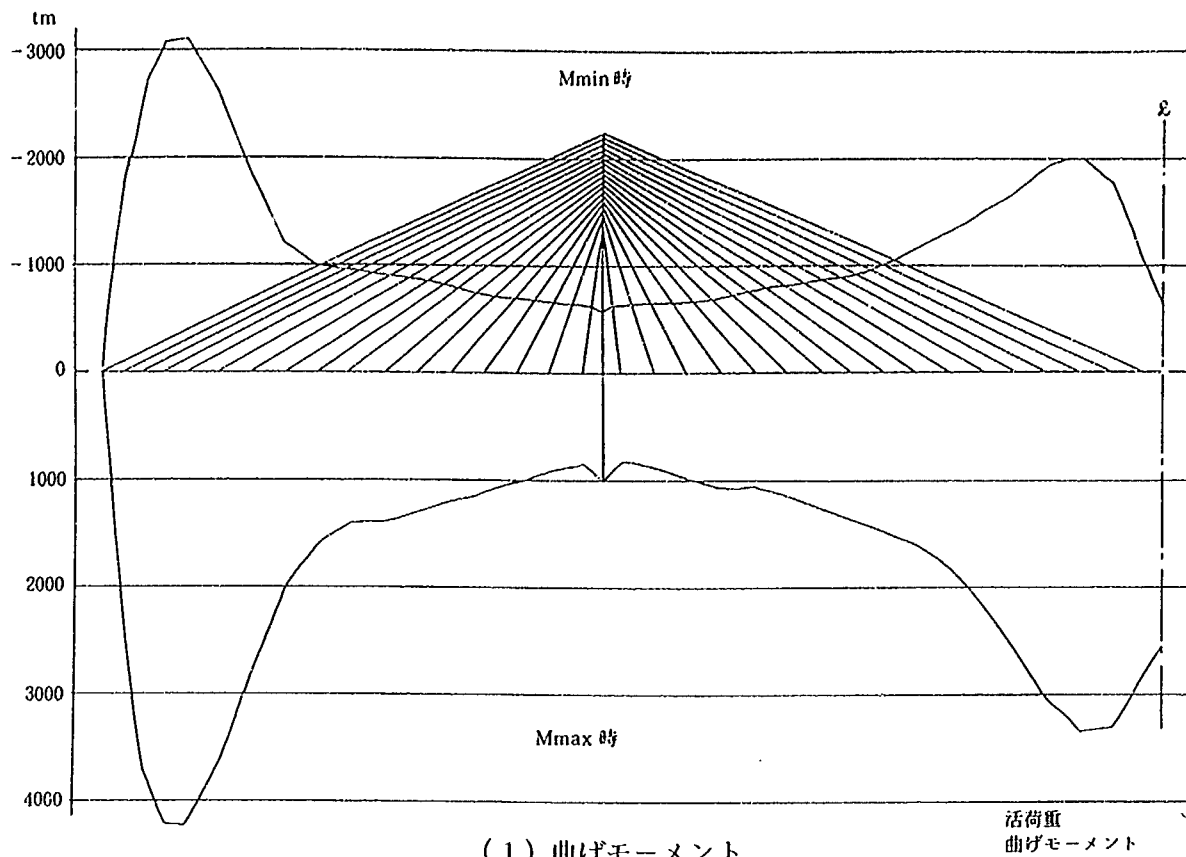


圖-4. 9.1 解析結果 (死荷重)



(1) 曲げモーメント

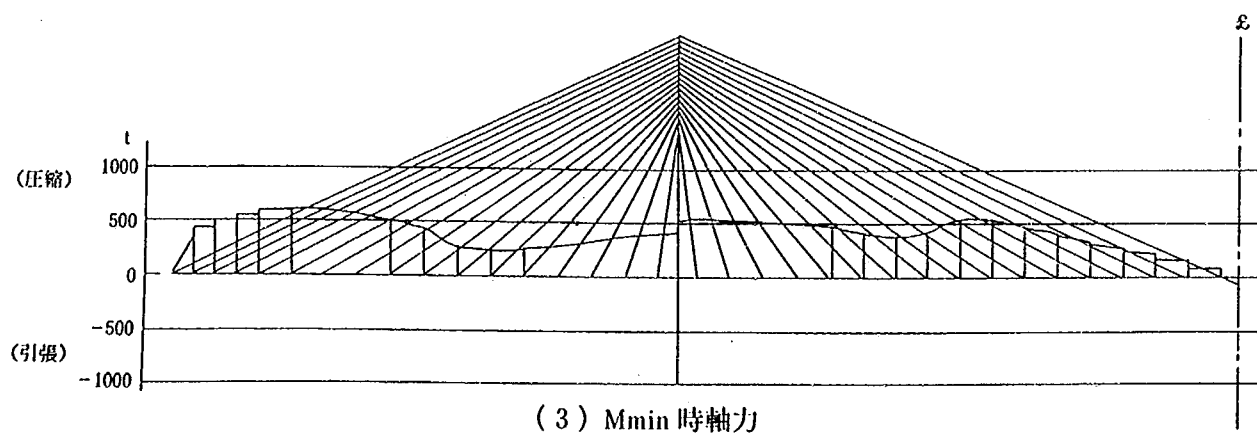
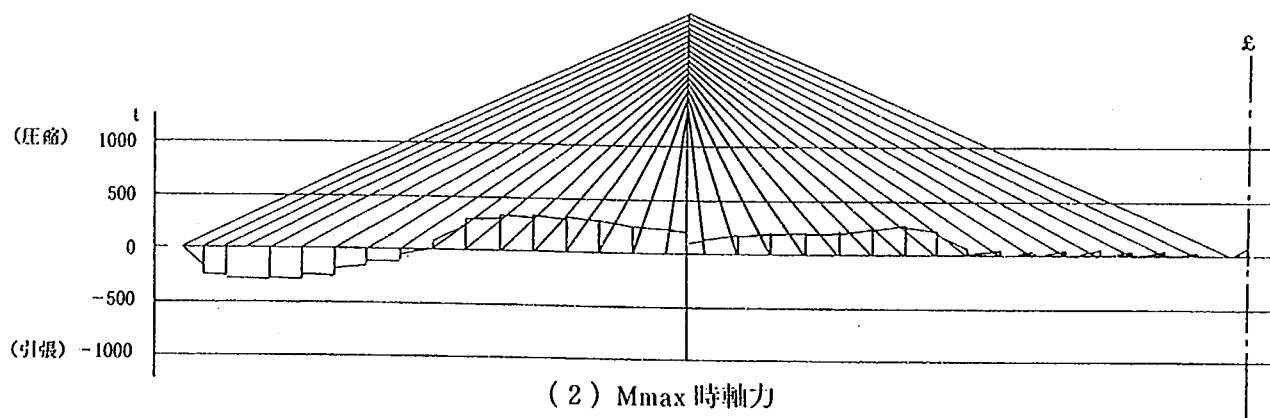
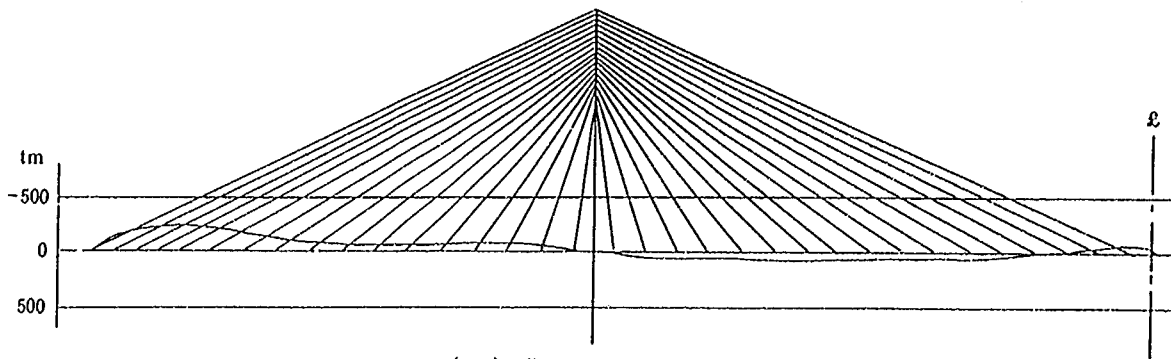
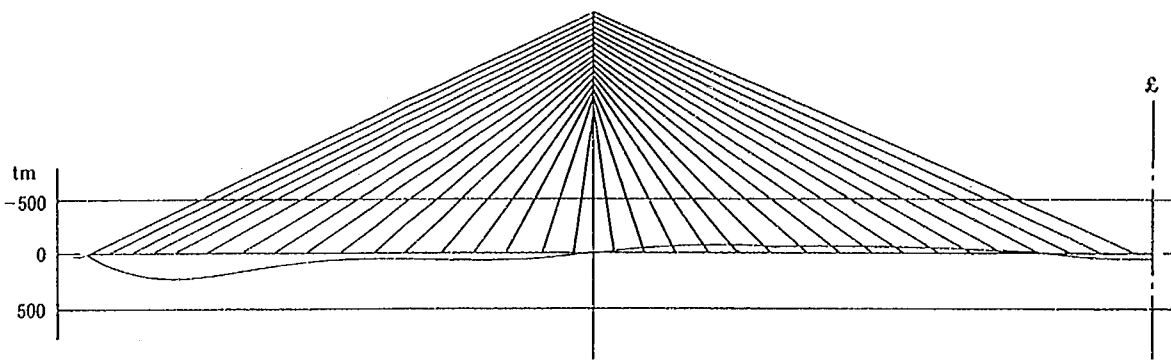


図-4.9.2 解析結果 (活荷重)

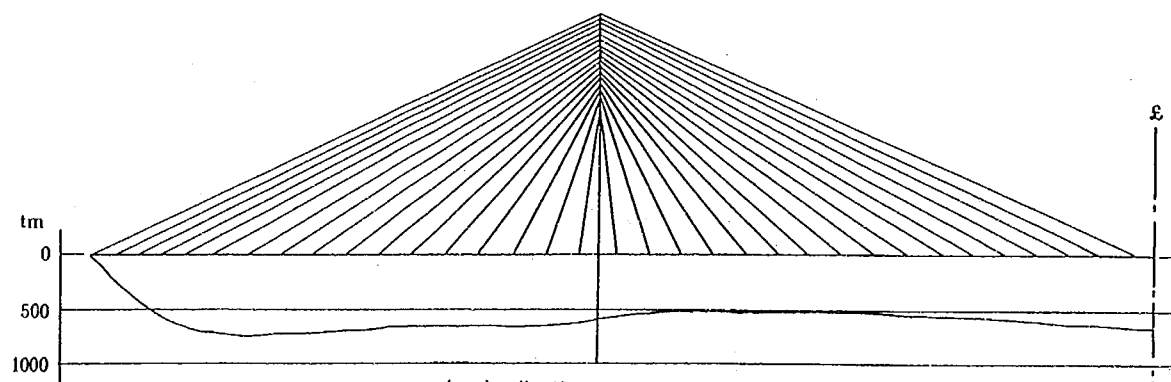


(1) 曲げモーメント

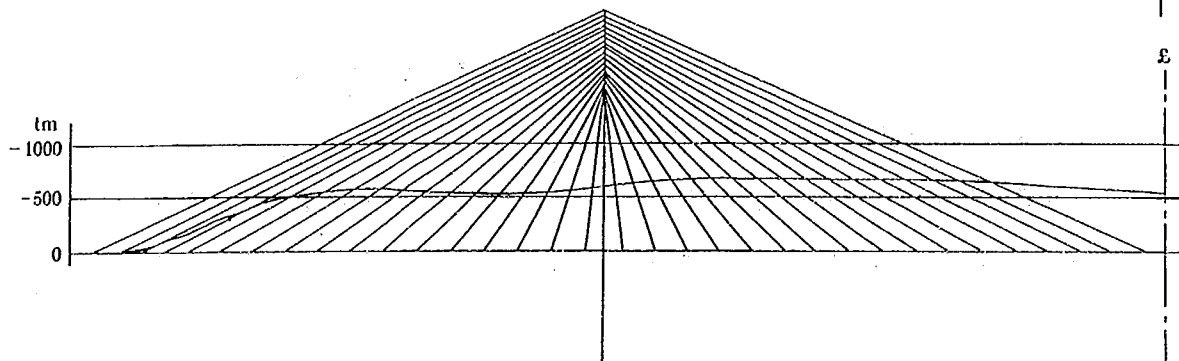


(2) 軸力

図-4.9.3 解析結果 (温度荷重, 温度差なし)



(1) 曲げモーメント



(2) 軸力

図-4.9.4 解析結果 (温度荷重, 温度差あり)

4.4.5 主桁の断面照査

(1) 検討断面

検討断面は図-4.10および表-4.7に示すものとした。

断面力を計算した結果を表-4.8に示す。

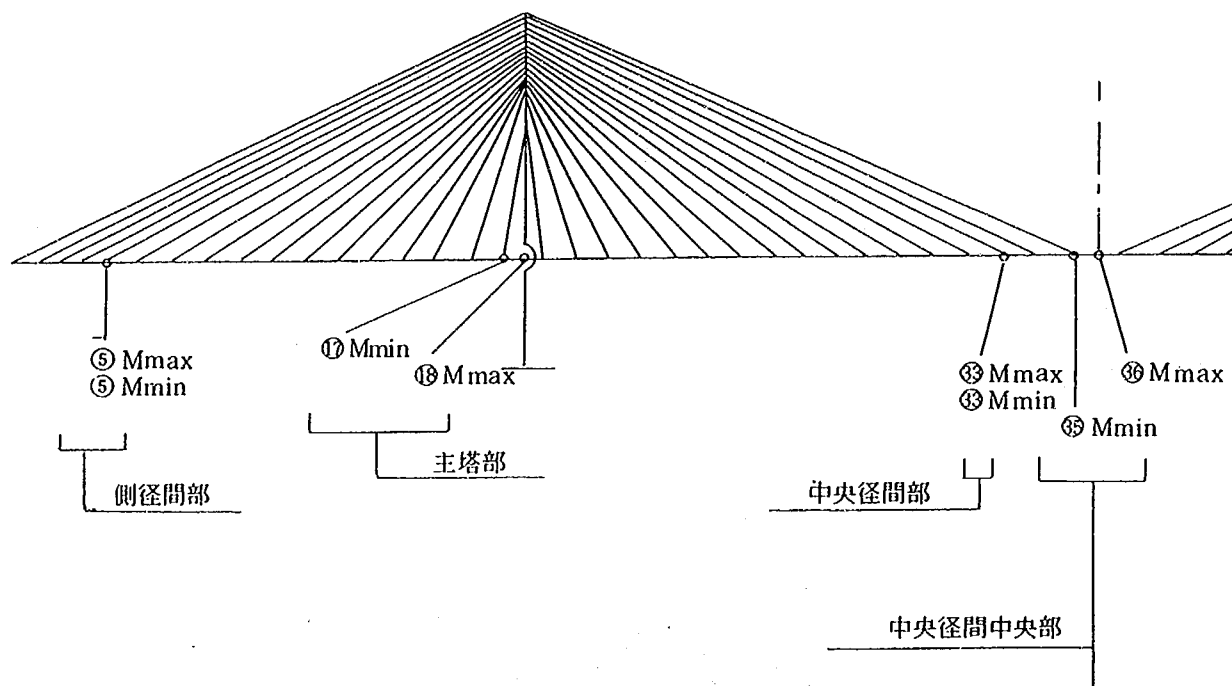


図-4.10 検討断面位置

表-4.7 主桁の検討断面

検討断面	断面の特性
側系間⑤Mmax,⑤Mmin	側径間の活荷重曲げモーメントが最大、最小となる断面
主塔部⑰Mmax,⑱Mmin	軸力が大きい断面
中央径間㉓Mmax,㉔Mmin	中央径間で活荷重曲げモーメントが最大、最小となる断面
中央径間㉕Mmax,㉖Mmin	軸力の小さい断面

表-4.8 断面力計算結果

断面力集計表(2面分)

軸力は上段が断面左、下段が断面右を示す。

軸力の符号は正が圧縮を示す。

床版温度差により断面に直接生じる断面力(1次力)は鋼桁に着目したものを示す。(tm)(t)

			5		17		18		33		35		36	
			M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
断面力	荷重	M _{max} (1)	249	2960 3534	—	—	298	7930 8241	174	2490 1760	—	—	275	185 185
		M _{min} (2)	-277	2960 3534	-450	7881 7930	—	—	-352	2490 1760	-263	963 185	—	—
	活荷重	M _{max} (3)	4231	-604 -560	—	—	986	414 192	3340	82 3	—	—	2540	169 169
		M _{min} (4)	-3116	1107 1193	-635	801 805	—	—	-2019	432 350	-1033	172 42	—	—
	温度変化 (2次力)	全体-30℃ (5)	-237	65 72	-23	70 71	3	71 -690	-18	-686 -686	-55	-687 -690	-55	-690 -690
		全体+30℃ (6)	237	-65 -72	23	-70 -71	-3	-71 690	18	686 686	55	687 690	55	690 690
		全体+36℃ 床版+10℃ (7)	650	-51 -62	627	-76 -76	601	-76 689	633	694 694	673	695 699	673	699 699
		全体+30℃ 床版-10℃ (8)	-176	-80 -81	-581	-65 -65	-607	-65 682	-596	678 678	-564	679 682	-564	682 682
		床版+10℃ (9)	-606	-3013	-606	-3013	-606	-3013	-606	-3013	-606	-3013	-606	-3013
		床版-10℃ (10)	606	3013	606	3013	606	3013	606	3013	606	3013	606	3013
合 計	設計 荷重時	M _{max} (11) = (1+3)	4480	2356 2974	—	—	1284	8344 8433	3514	2572 1763	—	—	2815	354 354
		M _{min} (12) = (2+4)	-3393	4067 4727	-1085	8682 8735	—	—	-2371	2922 2110	-1296	1135 227	—	—
	断面 力	M _{max} (13)	(11+8+10)		—		(11+5)		(11+7+9)		—		(11+7+9)	
		M _{min} (14)	(12+5)		(12+5)		—		(12+5)		(12+5)		—	
			-3630	4132 4799	-1108	8752 8806	—	—	-2389	2236 1424	-1351	448 -463	—	—

(2) 設計荷重時の応力度照査

応力度照査は以下の項目に着目して行う。

- ・ M_{max} 時は中立軸より上側(床版上下縁、鋼桁上縁)では圧縮に着目し、中立軸より下側(鋼桁下縁)では引張に着目する。
- ・ M_{min} 時は M_{max} と逆に着目する。
- ・ 床版作用による床版応力度は M_{max} 時には床版は圧縮に着目しているの上縁は、床版支間応力度、下縁は床版支点応力度を用いて照査する。また、M_{min} 時はその逆とする。
- ・ 応力度計算は以下の式による。

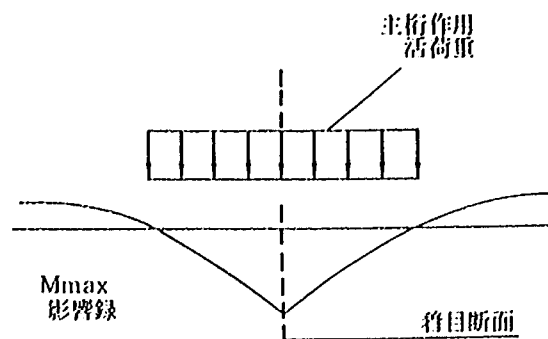
曲げ成分

$$\sigma_1 [\text{kg/cm}^2] = \frac{M [\text{tm}]}{z [\text{m}^3]} \times \frac{1}{10}$$

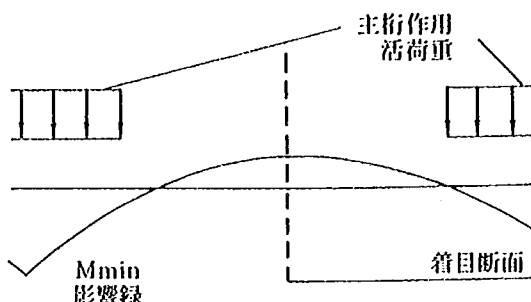
軸力成分

$$\sigma_2 [\text{kg/cm}^2] = \frac{N [\text{tm}]}{A [\text{m}^2]} \times \frac{1}{10}$$

また、床版に対する応力度は z, A にヤング係数比を乗じてあるのでコンクリート応力度として算出される。



(1) M_{max} 時



(2) M_{min} 時

図-4.11 活荷重および影響線

橋面工施工後、斜材は再緊張されるので死荷重についても合成されているものとして計算を行う。

・床版作用を考慮した応力度を照査する際の考え方について述べる。

まず第1に、斜材吊り点の中間位置を考える。この断面は、主桁作用死荷重曲げモーメントが常に正となり、床版には圧縮が働く。この事に着目し、主桁作用による活荷重曲げモーメントも正の最大値 (M_{max}) を用いて計算する。また、主桁作用による正の最大活荷重曲げモーメントが作用する位置には常に活荷重による直接載荷が行われており (図-4.11 (1)), 床版作用による輪荷重も直接載荷される。この事から床版作用による曲げモーメントが圧縮に働く荷重 (上縁は横桁間位置, 下縁は横桁位置) を組合わせ、照査を行う。第2に斜材吊り点位置を考える。この断面は主桁作用死荷重曲げモーメントが常に負となるので、床版には引張力が働く。この事に着目し、主桁作用による活荷重は負の最大値 (M_{min}) を考えてみると、この断面においては、活荷重は直接載荷されておらず、床版作用による輪荷重は考えられない (図-4.11 (2))。従って主桁作用活荷重 (M_{min}) を考慮した場合には、床版作用を考慮した照査を行わない事とする。しかしながら、死荷重時に局部的に床版作用輪荷重が働く可能性もある。この事に着目し、床版作用による曲げモーメントが引張に働く荷重 (上縁は横桁位置, 下縁は横桁間位置) 組合わせが床版の引張には最も不利になると考え、照査を行った。なお、この照査の

際、輪荷重によって生じる主桁作用曲げモーメントは小さいものと考えられるので安全側でもある事から無視する。

(3) 床版の補強について

床版コンクリートは圧縮力が働く時は、許容値を満足しており問題はない。しかしながら引張力が働くときには補強する必要がある。補強方法は、

(1) 鉄筋のみによる方法

(2) プレストレスを与える方法

の2通りを考えた。

(4) 主桁断面照査について

主桁の曲げ応力度に対する照査は軸力成分と曲げ成分では計算の思想が異なる。軸力成分は全断面有効として計算できるが、曲げ成分は有効巾を考える必要がある。

マルチケーブルタイプの斜張橋の場合、以下の理由を考え、有効巾を求める等価支間長は死荷重と活荷重では分ける必要がある。

・死荷重

死荷重は斜材にプレストレスを加える事により桁が吊り点を支点とする連続桁となるような調整をおこなう。従って等価な支間長は桁の吊り間隔となる。

・活荷重

活荷重は構造系全体に作用するが、桁は斜材によりバネ支持されているので単純には支点間を等価支間長にする事はできない。そこで主桁の各着目点に対して曲げモーメントに対する影響線の正負の変化点間を等価支間として有効巾を計算する。尚、本検討は概略設計であるので主要点の等価支間長は過去の実績から求めた。

このように斜張橋の場合、死荷重と活荷重で等価支間長が異なり、有効巾が異なるので、応力度照査方法は2種類考えられる。

①荷重と有効巾の積を考え、死荷重と活荷重に共通に適用できる有効巾を求め、断面定数を算出し、応力度を求める方法

②死荷重、活荷重別に断面定数を求め、別々に応力度を求める方法

①は各断面ごとに一つの断面定数を考えればよく、本概略設計でも用いている。

②は各断面ごとに死荷重、活荷重別に断面定数を求めなければならず、煩雑である。

主桁作用のみによるⅡ部分の床版及び鋼桁の応力度は①の方がやや小さめの値となるが、設計々算上は、ほとんど変わらない。また、主桁作用と床版作用を考慮して算出した床版中央部分の床版応力度は②の方がやや大きめの値となる。

これらの問題は応力的には大きな変化はないが、今後、検討の余地があるであろう。

4.4.6 活荷重たわみ

活荷重たわみは以下の通りである。

側径間

$$\delta_{\max} = 0.351\text{m} \quad (L/521)$$

$$\delta_{\min} = -0.318\text{m} \quad (L/575)$$

中央径間

$$\delta_{\max} = 0.644\text{m} \quad (L/637)$$

$$\delta_{\min} = 0.270\text{m} \quad (L/1519)$$

4.4.7 斜材の照査

斜材張力と許容値の関係を図-4.12に示す。

また、斜材の応力振幅は活荷量50%載荷状態について照査した。

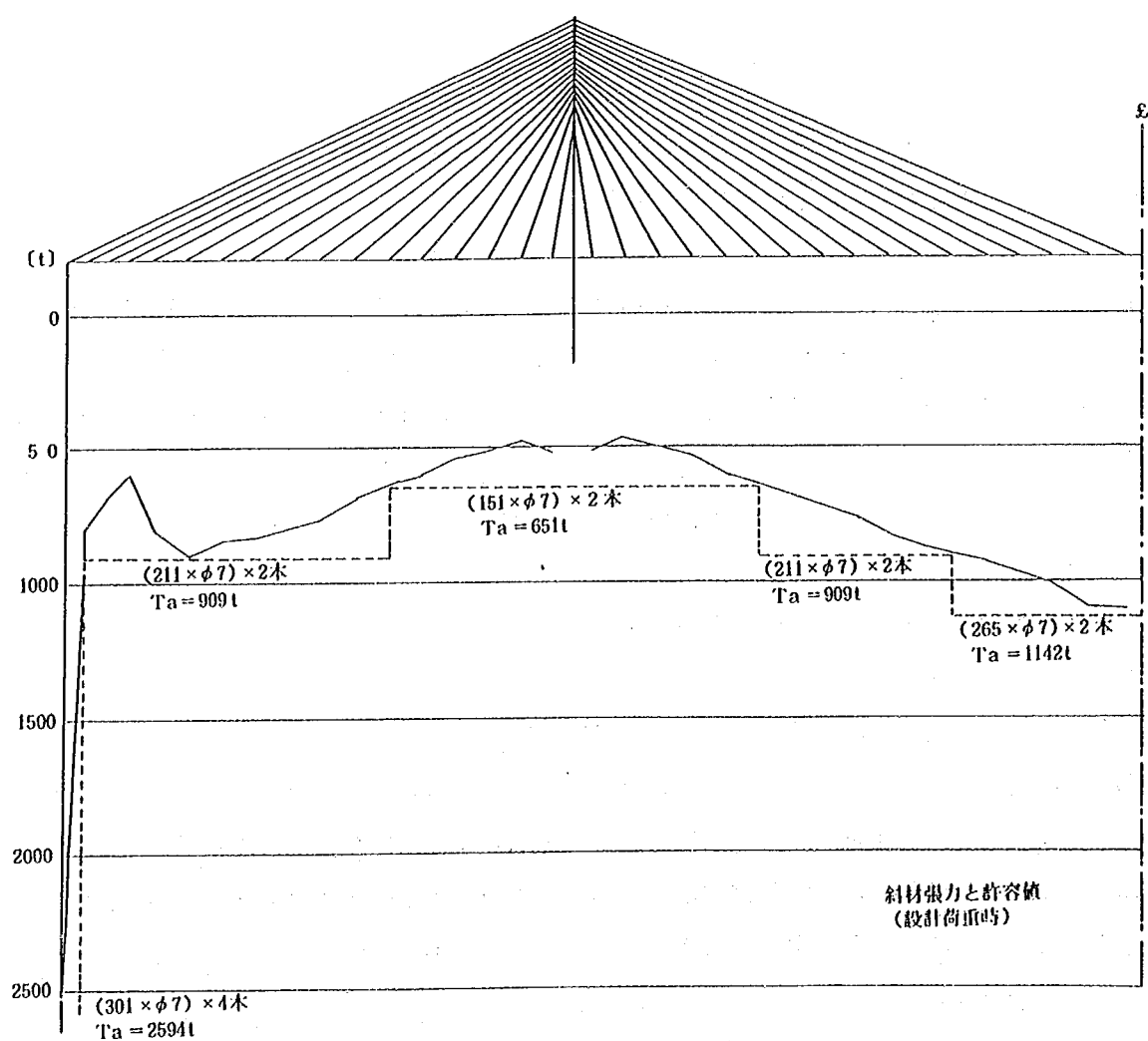


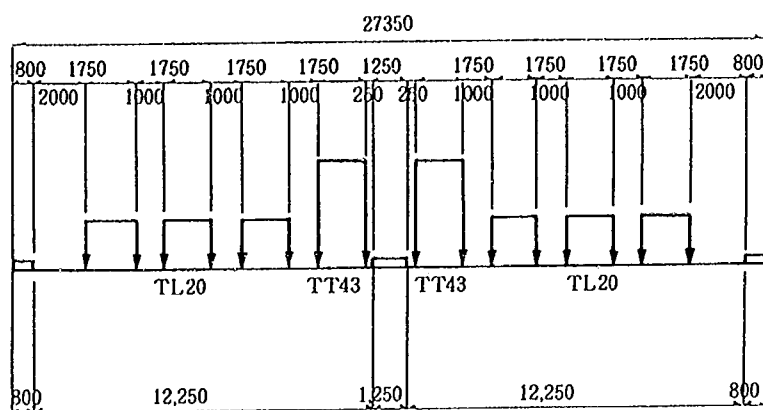
図-4.12 斜材張力と許容値

4.4.8 横桁の照査

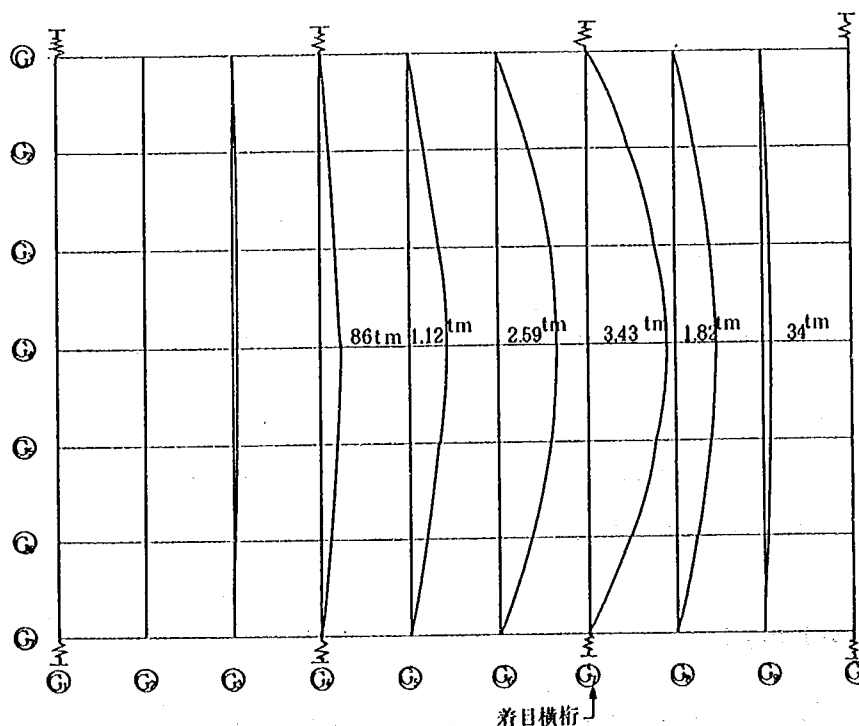
横桁の照査は以下の要領で行った。

- ・活荷重断面力は中央径間中央部をモデルとする格子解析を行うものとした（輪荷重直接載荷）。
- ・死荷重断面力は面内棒要素として解析した。
- ・応力度照査は鋼横桁および床版自重については、鋼横桁のみで支持させ（非合成）、橋面工および活荷重は床版を含めた全断面で支持させる（合成）ものとして計算した。

解析結果を図-4.13に示す



(1) 活荷重載荷方法



(2) 活荷重曲げモーメント図（横桁）

図-4.13 横桁の解析結果

4.5 経済性に関する検討

4.5.1 工費の比較

本章の概略設計から求められた工費を、3章の結果と比較する。なお、本章では、支間割りを適切な値にしたため、3章よりも支間長は1.1倍大きくなっている。そこで、桁に関しては3章で求めた工費を1.1倍した。ただし、塔と沓はそのままの値とした。比較結果を表-4.9に示す。

表-4.9 工費の比較

年 度			昭和62年度構造検討				昭和63年度	
項 目	単 価		構 造 形 1		構 造 形 3		本概略設計	
			数 量	工費 (億円)	数 量	工費 (億円)	数 量	工費 (億円)
主 体 工	桁*	100万円/t	12609t	126.0	7220t	72.2	4072t	40.7
	ケーブル*	150 〃	965t	14.5	1752t	26.3	1312t	19.7
	塔	110 〃	4230t	46.5	8460t	93.1	5160t	56.8
	沓	130 〃	140t	1.8	280t	3.6	280t	3.6
	床 版	14.6万円/m ²	———	———	8489	12.4	5730	8.4
	小 計		———	188.8	———	207.6	———	129.2
橋 面 工	舗 装*	0.4万円/m	$19019 \times 0.4 / 10000 = 0.8$					
	鋼製高欄*	5万円/m	$2329 \times 5 / 10000 = 1.2$					
	伸縮装置	50万円/t	$140 \times 50 / 10000 = 0.7$					
	排水工*	10万円/h 0.35万円/m	$(81 \times 10 + 859 \times 0.35) / 10000 = 0.1$					
	小 計		2.8					
合 計 (億 円)			191.6 1.452		210.4 1.594		132.0 1.00 比率	
有効巾員に対する 単位 (千円/m ²)			959		1053		661	

*印の付いた項目の数量は、62年成果を橋長比倍 ($776/700=1.109$) して求めたものである。

有効橋面積 $25.75 \times 776.0 = 19982 \text{ m}^2$

4.5.2 工費に関する考察

本章の設計（以下改良案と呼ぶ）と3章の構造系3は経済性に大きい開きがある。両者の相違の根本的な原因は圧縮強度の高いコンクリート床版を用いたことと考えられ、これによって、死荷重が低減し、主桁の板厚および横桁高さが低く抑えられたことと考えられる。表-4.10に両者の相違を比較する。

表-4.10 構造系3および改良案の比較

	構造形3	改良案
床版厚	40cm	27cm
主桁ウェブ厚	25mm	14mm
横桁高さ	2.5m	1.8m

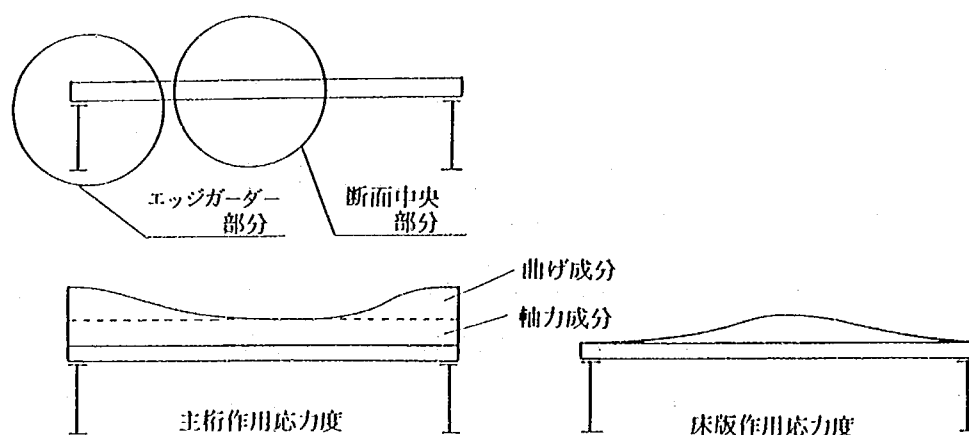
なお、構造形1と改良案の工費の比（改良案の工費／構造系1の工費）は0.69であった。参考までに、海外の競争設計で、Weirton-Steubenille 橋についてで公示された工費によると、その比は0.61であり、今回の設計と類似な結果が得られている。

4.6 設計に関する考察

4.6.1 床版の設計に関する補足検討

(1) 荷重分担の合理的な考え方

床版の設計においては、主桁作用による応力度および床版作用による応力度は安全側を考えながら単純



以上の考えをまとめると下表の通りとなる。

断 面		主 塔 部		側 径 間、中 央 径 間	
部 分		エッジ	断 面 中 央	エッジ	断 面 中 央
床 版 作 用		×	○	×	○
主 桁 作 用	軸 力 成 分	○	○	○	○
	曲 げ 成 分	○	×	○	×
	死 荷 重	○	×	○	×
		○	×	○	△

- 考慮する
△ 有効巾比率で考慮
× 考慮せず

図-4.14 主桁と床版の荷重分担

に合計して照査したが、主桁付近では床版は橋軸方向（床版支間方向）にもかなり剛に支持され、床版作用による曲げモーメントは発生しない。また主桁作用による応力度も、軸力成分と曲げ成分では主桁と床版の荷重分担は異なる。この点に配慮し、荷重分担を図-4.14のように考え、床版応力度照査を行ってみた。その結果、主塔部での応力は表-4.11のようになり、 $\sigma_{ck}=500\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_{ca}=500\text{kg/cm}^2$) のコンクリートを用いても、許容圧縮応力度を満足することがわかる。

ただし、この照査方法における荷重分担のモデルは厳密に確かめられた訳ではなく、現実問題においてこの方法による場合、解析・実験などによる詳細な検討が加えられる必要がある。

表-4.11 主塔部の応力

床版応力度 (kg/cm ²)	上縁	下縁
床版作用	80.5	83.6
主桁作用 軸力成分	100.3	100.3
“ 曲げ成分 発荷重	8.3	5.5
“ “ 活荷重	27.6	18.1

主塔部⑩ Mmax (断面右)

(2) 床版輪荷重断面力の格子解析

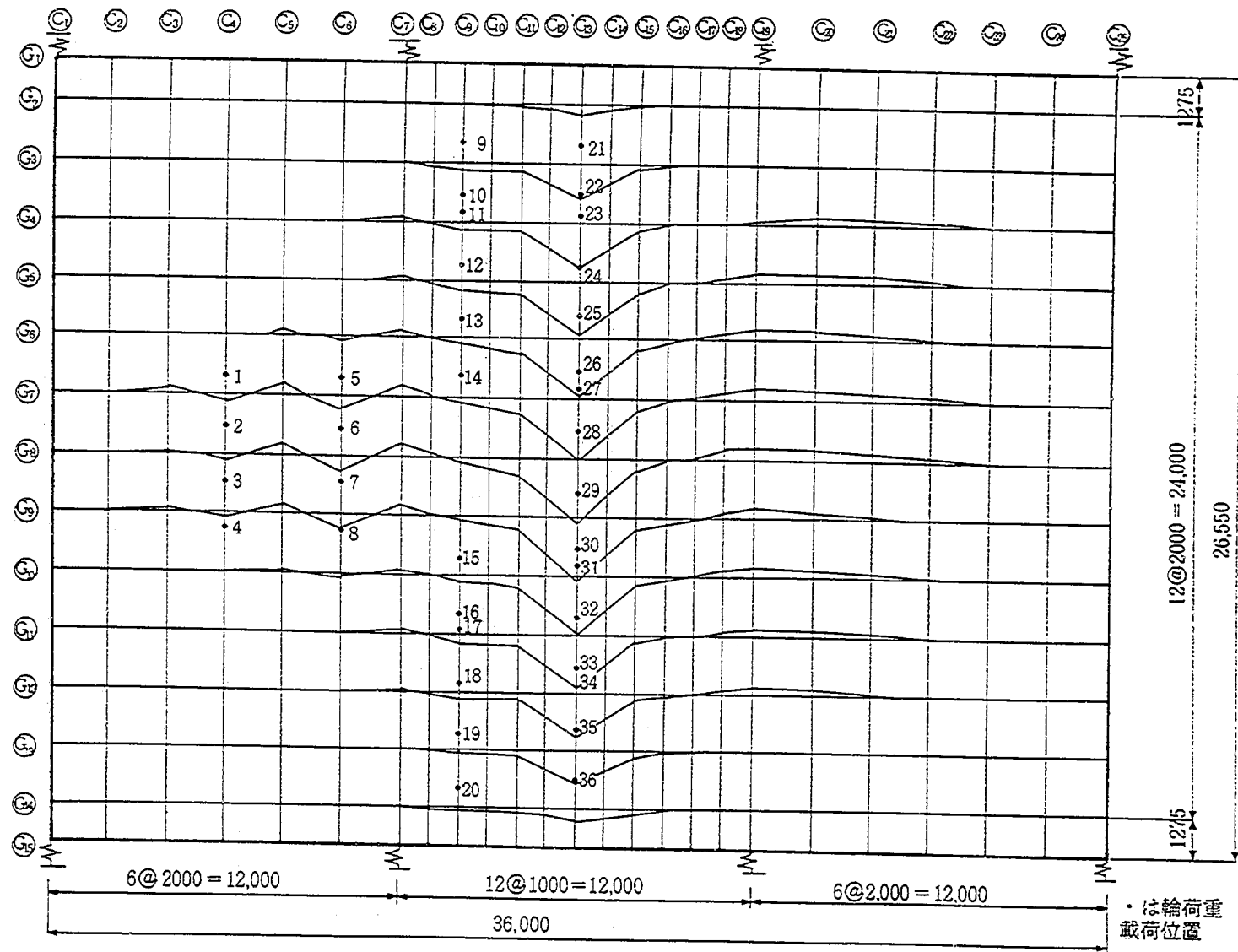
輪荷重による床版曲げモーメントは道路橋示方書の式を用いたが、斜張橋の主桁に対する適用性に関しては検討の余地がある。そこで、ここでは格子解析によって応力度の照査を行ってみた。格子解析結果を図-4.15に示す。

G₈桁について床版の断面力を比較したのが図-4.16である。図より明らかなように、床版の曲げ応力は道路橋示方書のモデルのように横桁を支点とした連続桁のような挙動は示さず、むしろ斜材定着位置を支点とした連続桁に近い挙動を示し、横桁はリブのような役割を果たしている。このために、負のモーメントは、設計時のモデル化よりもかなり小さく、正のモーメントは逆にやや大きくなる。したがって、床版の応力の照査には道路橋示方書とは別のモデル化を考える必要がある。

なお、(1)で示した照査方法によると、 $\sigma_{ck}=500\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_{ca}=500\text{kg/cm}^2$) のコンクリートを用いても、格子解析の値に対し許容圧縮応力度が満たされることがわかった。

图-4.15 床版輪荷重断面力格子解析結果

20 mm
↑



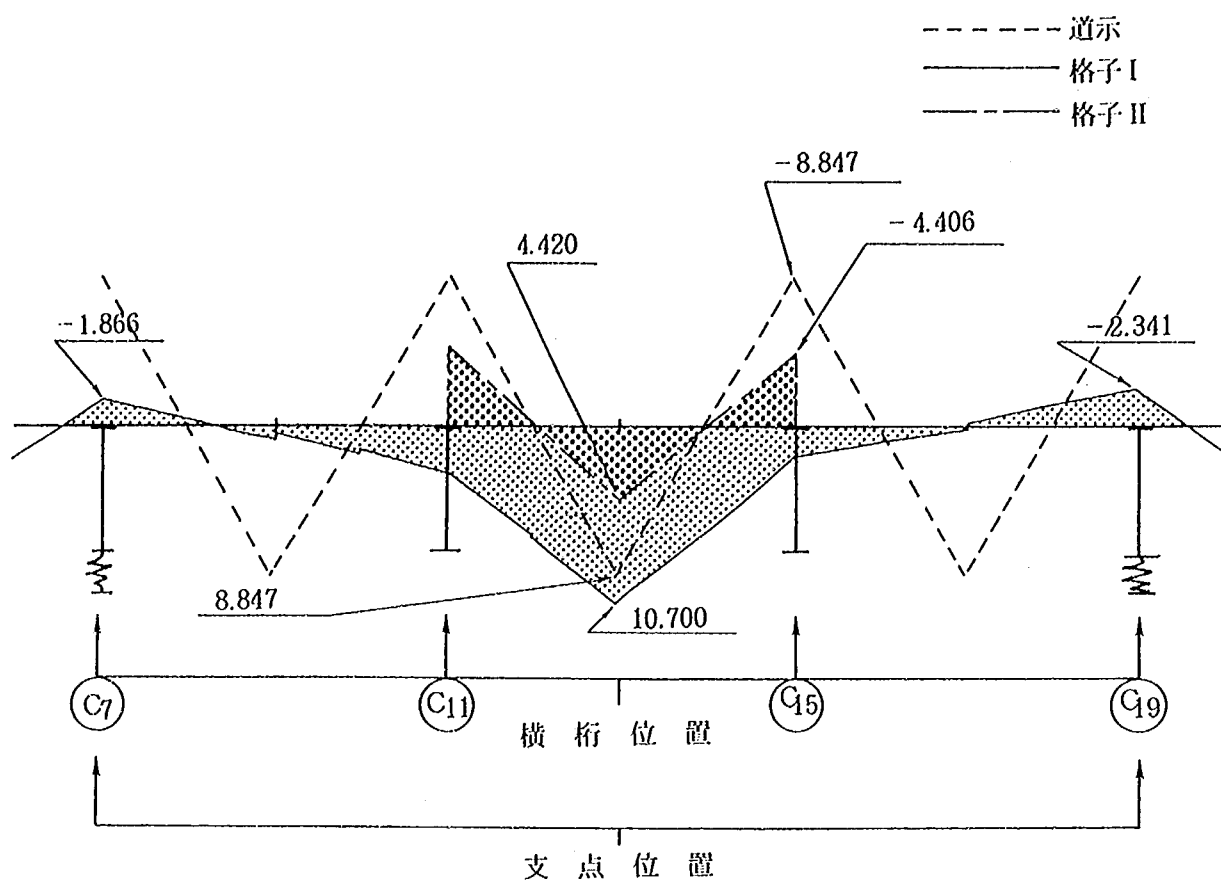


図-4.16 G₈桁について床版の断面力

5. 耐風性に関する調査

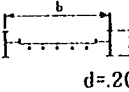
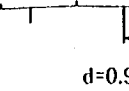
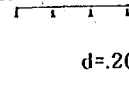
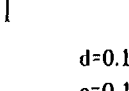
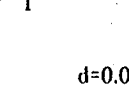
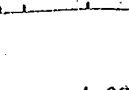
5.1 耐風性に関する既存の調査

5.1.1 概要

海外においては、二主桁あるいはそれに類似した開断面の橋桁に関する研究の事例はいくつかある。表-5.1は既存の検討の成果である¹⁵⁾。表-5.1に列挙された実験は構造減衰が同一ではないため、厳密な比較はできないが、主桁が幅員の端部に近いほど耐風性が悪くなる傾向が見られる。

表-5.1に示された橋梁の風洞実験の詳細を調査する事も興味深いが、ここでは最近の斜張橋を対象を限定し、Quincy 橋および Alex-Frazer 橋について、耐風性の検討の経緯と結論を紹介する。

表-5.1 風洞実験結果と Selberg 式の比較

Model	Bridg	Cross-section	ねじれ構造 減衰	振幅	フラッター 風洞実験	限界風速 (無次元) Selbergs の式
旧 Tacoma 全橋空力 弾性模型		$d=20B$	0.034	0.01	2.7	2.1
				0.10	3.7	3.7
部分模型		$d=0.95b$ $c=.23b$	0.03	0.01	5.3	4.7
				0.10		5.0
部分模型		$d=.20b$	0.06	0.01	2.2	1.5
				0.10	3.7	2.7
部分模型		$d=0.11b$ $c=0.13b$	0.012	0.01	3.3	2.1
				0.10		3.3
Alex Frazer 案1 部分模型		$d=0.071b$ $c=0.19b$	0.07	0.01	0.1	7.9
				0.10		7.9
Alex Frazer 案2 部分模型		$d=.071b$ $c=.062b$	0.07	0.01	3.01, 2.72	3.3
				0.10	5.91, 3.02 1 with edge plate 2 without edge plate	3.9

5.1.2 Quincy 橋の耐風性の検討

(1) 概要

Quincy 橋に関しては、2種類の風洞実験が実施されている^{16), 17)}。文献16)の風洞実験は Quincy 橋の最終断面を決定するためのバネ支持実験であり、文献17)は気流の乱れの効果および、2次元実験であるバネ支持実験と全橋の耐風性の関係を明らかにするための全橋模型実験である。実験は構造減衰(対数減衰率)として0.03を実橋の値と仮定している。

(2) バネ支持実験

1) 実験条件

実験は1/30のスケールの模型を主に用い、補足的に1/200のスケールの模型を用いている。減衰定数 $h=0.2\%$ から 0.8% の範囲で変化させたが、 0.5% を設計用の所要値としている。迎角は 0° , $\pm 3^\circ$ に設定している。以下の記述では特に断りがない限り減衰定数 $h=0.5\%$ (対数減衰率 $\delta=0.031$)、迎角 $\alpha=0^\circ$ における耐風性に関して述べる。

2) 実験の主要な成果

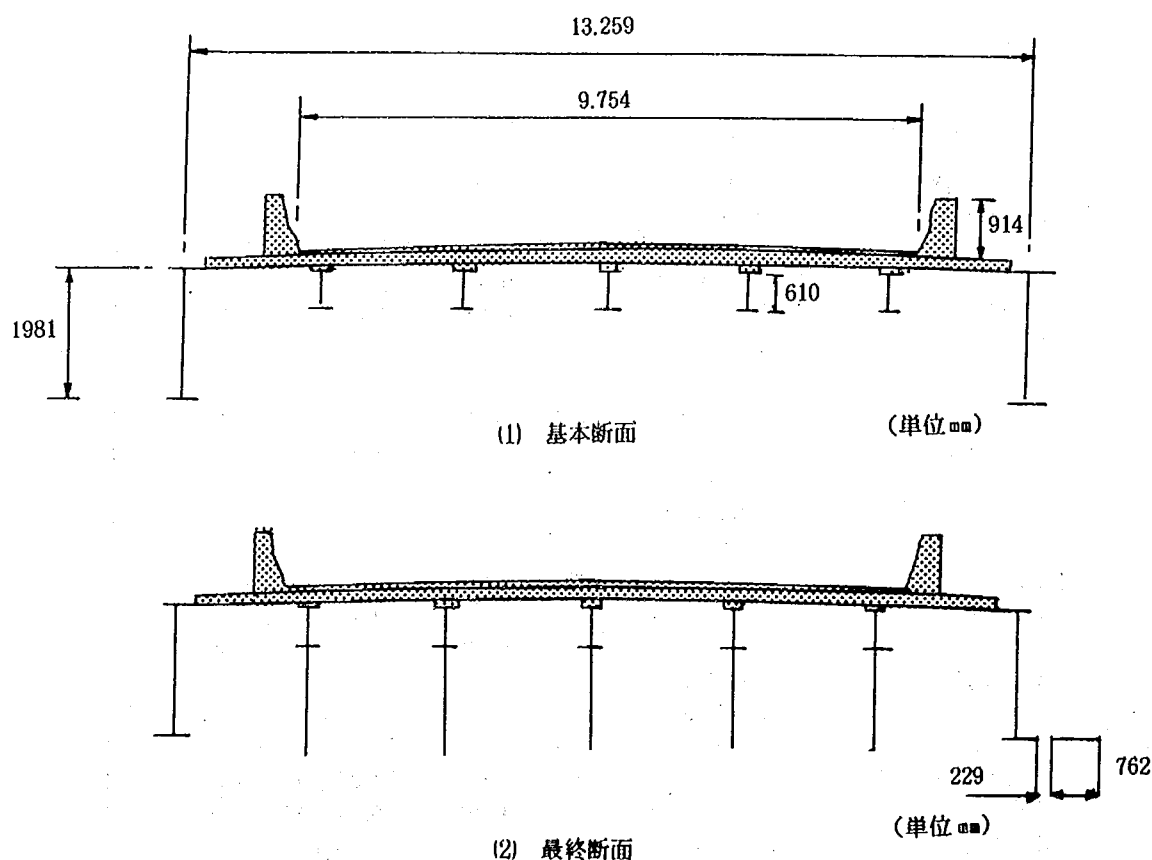


図-5.1 クインシー橋の基本断面と最終断面

このバネ支持実験では、優れた耐風性を得るために基本断面に対して様々な制振用部材の効果を調査した。実橋の最終的な断面はこの実験の結果から得られたと考えられる。図-5.1に基本断面と最終断面を示す。両者を比較して明らかなように、最終案ではスプリッタ・プレート（Splitter Plate；主桁下フランジと同一高さに水平に設置されている板）とバッフル・プレート（Baffle Plate；縦げたウェブを延長した鉛直のプレート）が設置されている。これらの部材は耐風性の向上のためにのみ要求される部材であり、これらの部材によって基本断面と最終断面の間には表-5.2に比較するような対風応答の差が生じる。これより実橋で設置された制振部材は渦励振の低減およびフラッター発現風速の向上に役立っていることがわかる。

表-5.2 基本断面と最終断面の比較
(一様流, $\delta_y = 0.019$ $\delta_\theta = 0.05$)

α	たわみ渦励振 (cm)		フラッタ限界風速	
	基本断面	最終断面	基本断面	最終断面
0	11.4	2.5	35.3	52.9
+3	5.8	2.5	34.4	発現せず
-3	21.8	9.4	31.8	42.7

なお、スプリッタ・プレートの必要性あるいは適切な寸法、およびバッフル・プレートの本数に関してもかなり綿密な検討がなされている。バッフル・プレートのみが設置された場合は一様流中で3%の加速度の渦励振が発現し、59m/sの実橋風速でフラッターが1.5°まで発達している。またバッフル・プレートは2本でも3本でも効果がなく5本必要なことが報告されている。

3) 乱れの効果

乱れスケールと模型スケールを合わせることに配慮した1/200の模型では、減衰定数 $h = 0.2\%$ ($\delta = 0.013$) の場合でも15%の乱れ強さを有する境界層乱流によって、フラッターは実験範囲内で発現しなくなったことが報告されている。ただし5%, 7%の乱れ強さの格子乱流ではフラッター発現風速がほとんど変化していない。

1/30の模型においても $I_u = 3.5\%$ の格子乱流中の実験を行っており、耐風性を向上させる効果が認められているが、乱れスケールは12.7cmと小さいためか、最終断面における制振部材の必要性を否定するデータとしては扱っていない。

表-5.3 各モードの固有振動数と構造減衰

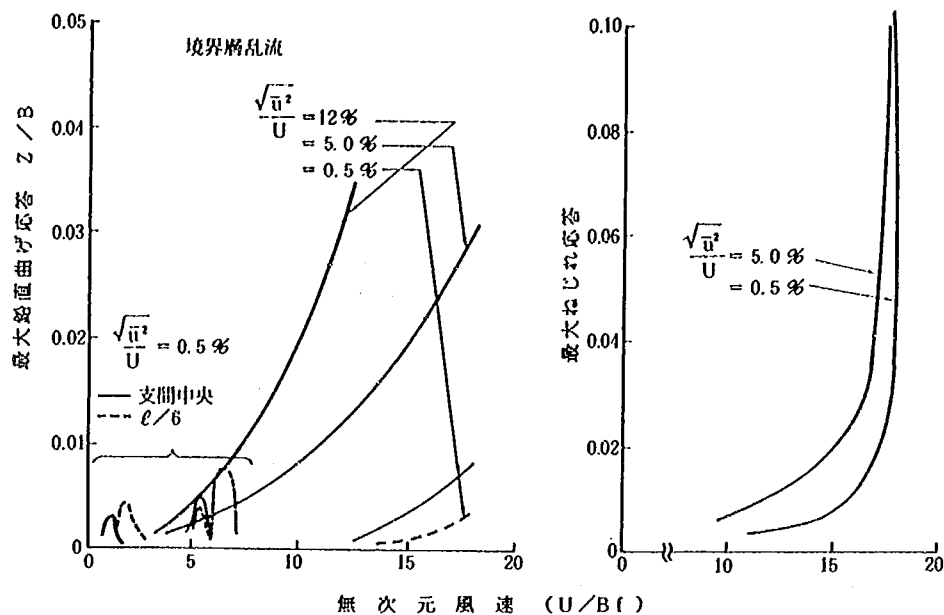
モード	振動数 (Hz)	構造減衰
対称1次曲げ	5.0	0.66
逆対称1次曲げ	6.7	0.55
対称2次曲げ	10.5	0.60
対称1次ねじれ	11.9	0.62

(2) 全橋模型実験

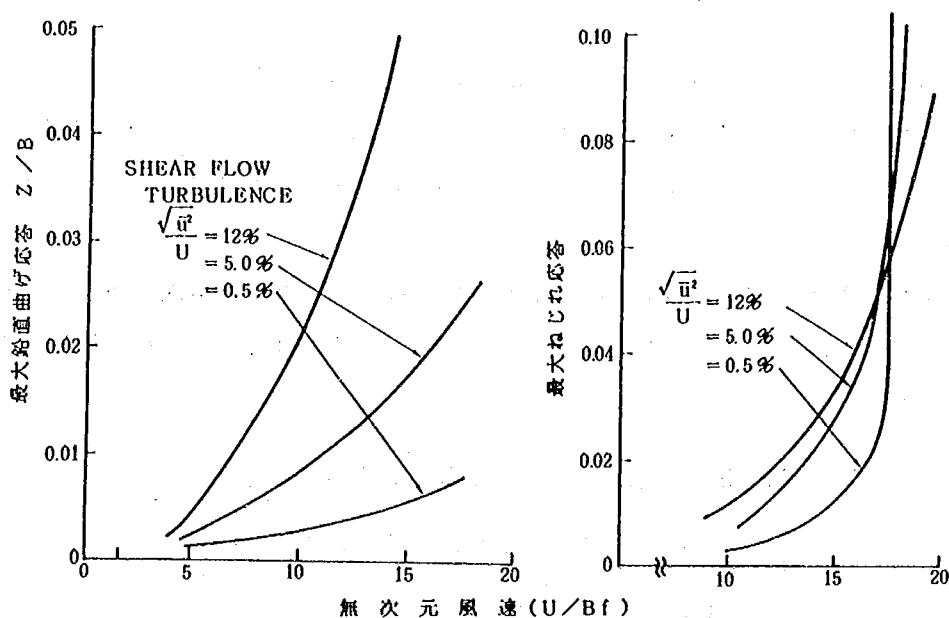
1) 実験条件

模型は1/75のスケールであり、フルード数相似は考慮していない。減衰定数 h は、表-5.3 に示すように0.6% (対数減衰定数 $\delta = 0.038$) 程度である。気流は一様流の他に主流方向の乱れ強さが12%のものと5%の境界層乱流を用いている。

2) 実験の主な成果



(1) 基本断面



(2) 最終断面

図-5.2 クインシー橋の風洞実験結果

本実験ではバネ支持実験で決定された最終断面と原断面の比較がなされているが、結果は極めて興味深い。図-5.2に最終断面と原断面に関する実験結果を比較する。まず渦励振に関しては、一様流中で原断面に渦励振が観測されており、制振効果の確認がなされている。ただし、わずか5%の境界層乱流がこの渦励振を抑えており、無対策の実橋で果たして渦励振が発現すると判断すべきか否かについては議論の余地もある。次にフラッターに関しては、渦励振よりもさらに興味深い結果が得られている。1.5°をフラッターの発現風速とすると、無次元風速で原断面が17.6（実橋風速約81m/s）であるのに対し、最終断面は17.1（実橋風速では約79m/s）と逆に低くなっている。これは改良された断面の発現風速が低いのではなく、原断面の全橋模型実験における発現風速が、バネ支持実験のそれ（無次元風速で11.6）よりも高くなっているためである。この差が何に起因するかは明らかでないが、全橋模型実験を実橋の耐風性の判断のために優先するならば、Quincy橋が無対策で所要の耐風性を満足する可能性はある。

なお、気流の乱れがフラッターの発現風速を高める効果はみられず、逆に発現風速を低くしている。

（3）Quincy橋に関する問題点

以上の実験結果、最終案についてはかなり多くの制振部材が設置され、あらゆる現象が抑えられていることから、耐風性に関しては問題が生じないことは明らかである。しかし、制振部材が多く、寸法も大きいことから、経済性に関する二主桁斜張橋の長所を損なわないものであることを確認する必要があるものと考えられる。

5.1.3 Alex-Frazer橋

（1）概要

Alex-Frazer橋に関しては、幾度かにわたるバネ支持実験と架設時の全橋模型実験が実施されている。バネ支持実験では主に所要の耐風性を得るための断面形状の検討が主なものであり、架設時の全橋模型実験はガスト応答が対象となっている。

実験は構造減衰（対数減衰率）として0.07を実橋の値と仮定している。またフラッターに対する設計風速は、普通の大きな構造物の1年間の破壊確率として 10^{-4} から 10^{-5} がとられていることに基づき、100000年再現期待値を計算し、50m/sとしている¹⁸⁾。

（2）バネ支持実験

1) 実験条件

実験は1/60のスケールの模型を用い、構造減衰（対数減衰率） $\delta = 0.07$ を標準としている。

2) 実験の主要な成果

このバネ支持実験では、まず制振装置のない基本断面が調査された¹⁹⁾。その結果、構造減衰0.07におけるフラッター発現風速は30m/s～40m/s（無次元風速2.56～3.42）であり、耐風性はかなり劣る。そこで、耐風性の検討は主桁を内側に入れること（図-5.5参照）の調査へと進んでいる²⁰⁾。ここで検討された

張り出しは、桁高 2 m の 2.5 倍の 5 m であり、ケーブルは主桁からかなり離れた位置に設置されることになる。この方法によってフラッター発現風速は迎角が 0° で 90m/s とかなり高くなっていることが確かめられている。しかしながら、ここで検討されたような大きな張り出しを有し、ケーブルが主桁に設置されない断面は、耐風性はともかく構造的にはかなり不利なものと考えられる。そのため結局この案も実橋では採用されなかった。

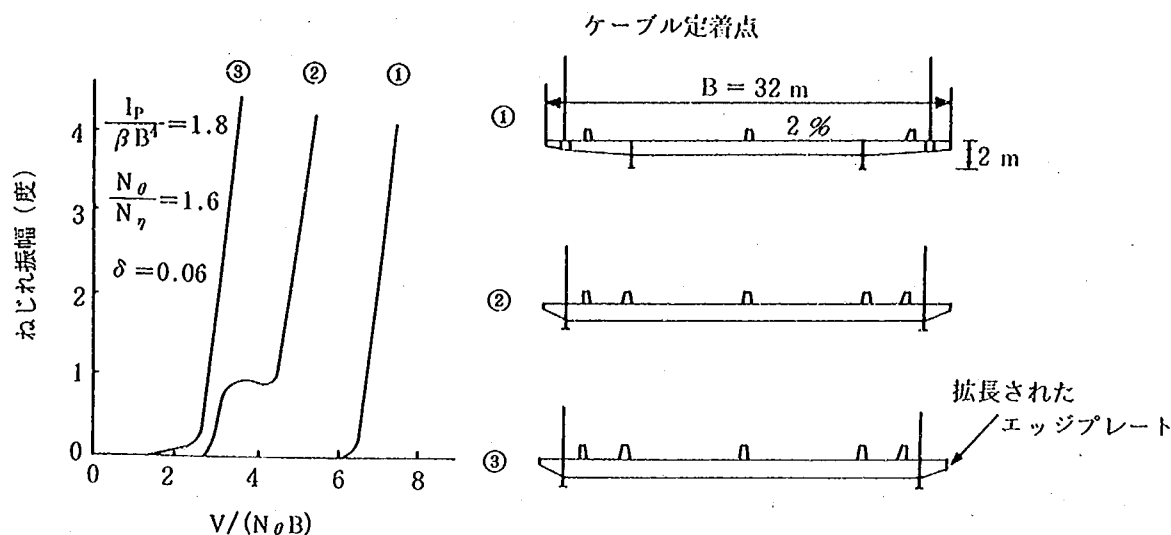


図-5.5 Alex Frazer 橋のバネ支持実験結果

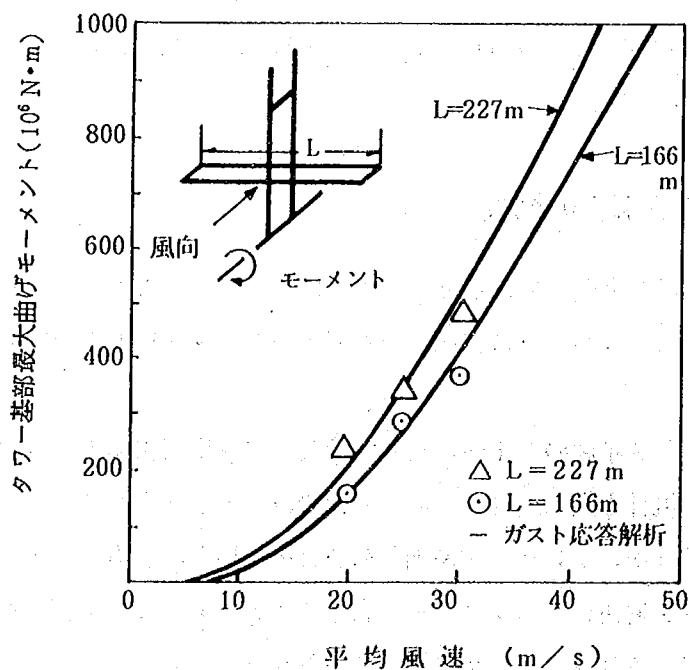


図-5.6 ガスト応答解析と全橋模型実験結果

最終的な断面は、本来の主桁間隔を有する断面案に対して、部材を付加して空気力学的特性を変化させる方針による検討から得られた²¹⁾。検討の一つとして、Quincy 橋と同様のバッフルプレートの有効性が確認されたが、経済性を損ねると判断され、結局図-5.6 に示すブラケットの端部の板を長くすることで、所要の耐風性を得ることとなった。図-5.7 に基本断面、主桁間隔を狭めた場合、および最終案の耐風性を比較する²²⁾。

(2) 架設時全橋模型実験¹⁸⁾

架設時の全橋模型実験は、1/200のスケールで3段階程度に架設系を設定している。実験の詳細は明かではないが、鉛直方向および水平方向のガスト応答、渦励振、およびフラッターに着目した実験となっている。渦励振とフラッターは実験結果から安全性を評価しているが、ガスト応答に関しては解析的にガスト応答を求め、実験結果と比較している。

着目した現象に関しては特に問題は発生しなかったと考えられる。またガスト応答に関しては、図-5.6 に示すように、解析値と実験値は良い一致が得られており、ガスト応答を評価する際に解析が有効であることを示している。

(3) Alex-Frazer 橋の耐風性

Alex-Frazer 橋の制振部材は、単に既存の部材を延長したものであり、この形式の橋梁の長所を損なうほどの経済的な損失を招かないと予想される点で理想的といえる。しかしながら構造減衰 $\delta=0.07$ と日本の鋼橋に関する実験に比較してかなり大きめの値である。また、最終案のフラッターの発現風速は60.2m/sと報告されているが、フラッター発現風速を日本の考え方（迎角が -3° から $+3^{\circ}$ の範囲で振幅が 1° となる最低風速）で評価すると、それは48m/sとみなされる。台風を考慮する必要のある日本ではこの風速は十分に高いとは言い難い。

5.2 土木研究所における調査の概要

海外の既存の橋梁に関する風洞実験結果に示されたように、二主桁斜張橋の耐風性は必ずしも良好とは言えない。そこで、土木研究所ではバネ支持実験、煙風洞実験およびタウト模型実験を実施し、二主桁斜張橋の耐風性を検討した。

バネ支持模型実験は元年度と2年度の2年間に渡り実施し、二主桁斜張橋の一樣流中での基本断面の耐風性を明らかにし、さらに耐風性を向上させるための断面の改良方法が調査された。

元年度のバネ支持模型実験（その1）は基本断面の耐風性の把握と改良方法の方針を明らかにする目的で実施され、橋桁上面の流れを迎角によらずスムーズにすること、および橋桁に積極的に空気力を作用させ、これを制振力として利用する部材について調査する方針が立てられた。この方針の下で2年度のバネ支持模型実験は、多くの制振部材を取り付け耐風性の向上方法をより詳しく調査し、迎角の多少の変化に

対しても安定した効果が得られる対策を検討した。

煙模型実験では、バネ支持模型実験において耐風安定性を向上させる効果が認められた制振部材について調査し、張り出し部材と鉛直スタビライザーとが有効であると判明した。煙風洞模型実験では、二主桁斜張橋の基本断面と効果のあった制振部材を取り付けた改良断面との断面まわりの流れを可視化することにより、制振対策の効果が発揮されるメカニズムについて考察した。

バネ支持実験では、かなり大きい振幅の渦励振の発現と、かなり低い発現風速のフラッターが計測された。そこでタウト模型実験は、無対策の二主桁斜張橋において、自然風の乱れを考慮した場合に、渦励振およびフッターの発現性状がどのように変化するかを明らかにすることを目的として実施した。二主桁斜張橋のように、一様流中で大きな規則振動が発生しやすい橋梁では、乱れの効果を過大に評価するのはやや危険と考えられたため、考慮する自然風としては海上面および平坦な陸地で吹くと考えられる気流を想定し、乱れ強さ $I_u = 5\%$ 、 10% の 2 種類とした。またタウト模型実験のもう一つの目的として、バネ支持実験で得られた改良案のいくつかを確認した。

5.3 二主桁斜張橋の耐風性に関わる構造特性

橋梁の耐風性は振動問題に帰着するため、耐風性を評価する場合に重要な構造特性はたわみおよびねじれ振動数、単位長さあたりの質量、単位長さあたりの極慣性モーメントおよび構造減衰である。ここでは、二主桁斜張橋の構造特性を既存の斜張橋と比較し、その耐風性に与える影響を考察した。

5.3.1 たわみおよびねじれ振動

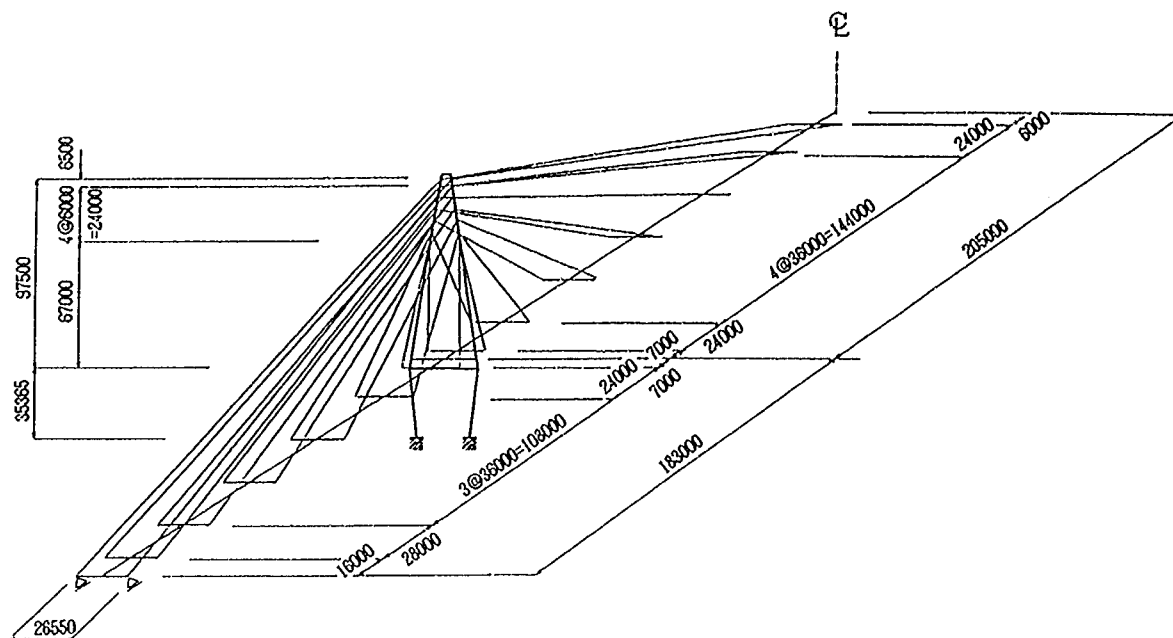
(1) 振動数と耐風性

風による振動現象の発生機構は橋桁の断面形状の違いによって異なるが、風による振動現象の発現する風速と橋桁の振動数はどの発生機構においても比例関係と考えてよい。したがって、振動数は耐風性を評価するときの重要な要素となるので、二主桁斜張橋の振動数を精度良く求めるために固有振動解析により計算した。

(2) 固有振動解析の解析条件

固有振動解析の解析モデルには半橋立体フレームモデル(図-5.7)を用いた。二主桁斜張橋の各部材は以下の要領でモデル化された。

- ①橋桁：曲げ、ねじれ、軸方向剛性を持つ断面図心を通る 1 本梁部材とした。また、床版がコンクリートで主桁が鋼の合成構造のため、橋桁の面積と断面 2 次モーメントはコンクリートと鋼の弾性係数の比を用いて床版のコンクリート部分を鋼に換算して求めた。
- ②主塔：橋桁と同じ特性を持つ梁部材を用いて A 型の形状を表した。
- ③横桁：橋桁のたわみ、ねじれ変形を斜材に伝達するために斜材定着部まで張り出した剛部材とした。な



図一5.7 解析モデル

お、横桁の重量と極慣性モーメントはモデル化した橋桁の節点に含まれている。

④斜材：斜材は軸力のみを伝達する部材とし、最上段と最下段との斜材以外は3段を1段にまとめてモデル化した。なお、斜材の重量を斜材位置のモデル化した橋桁と主塔の節点に半分ずつ配分し、斜材の重量が橋桁と主塔の振動特性に与える影響を考慮した。

拘束条件については、構造対称点に曲げねじれ振動に対する条件を適用し、橋桁と塔の結合条件は橋軸方向と橋軸直角方向の変位のみ拘束した。境界条件については、端支点は可動支点とし、基礎の支持条件は構造物そのものの振動特性を把握するために剛支持とした。

(3) 固有振動解析の解析結果

固有値解析の結果として表-5.4 に32次までの振動数，周期と刺激係数を示す。また，主要な固有振動モードを図-5.8 に示す。表-5.4 と図-5.8 より，最低次のたわみおよびねじれ振動は，それぞれ1次モード，4次モードとなり，それに対応する振動数は0.253Hz，0.568Hzとなった。

(4) その他

橋軸周りのねじれが卓越している4次モードおよび5次モードの振動モード図において、橋桁のねじれ振幅が最上段の斜材位置と2段目以降の斜材位置で極端に違う。これと類似な現象は高次のねじれモードにおいても見られ、ある斜材位置の橋桁だけが大きくねじれる。これはモデル化の粗さによるところもあるが、橋桁のねじれ剛性が小さいことが直接的な原因と考えられる。実際にこのような振動をする場合、橋桁の曲率が非常に大きくなり、橋桁には局所的な応力が発生すると予想される。したがって、橋桁を設計する際にはこの局所的な応力について照査の必要が生じる可能性がある。

表一5.4 固有振動解析 解析結果

MODAL NO.	FREQUENCY (SEC ⁻¹)	PERIOD (SEC)	MODAL PARTICIPATION FACTOR					
			X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	0.253	3.953	-2.70	0.00	18.28	0.00	0.01	0.00
2	0.297	3.370	0.00	-30.51	0.00	11.28	0.00	-0.10
3	0.525	1.904	-0.61	-0.00	-14.63	0.00	-0.01	0.00
4	0.568	1.759	0.00	11.97	0.00	53.79	0.00	0.30
5	0.612	1.634	-0.00	8.44	0.00	57.58	0.00	0.14
6	0.696	1.436	0.00	0.55	-0.00	-9.07	0.00	0.55
7	0.698	1.432	-2.29	0.00	22.95	-0.00	-0.01	0.00
8	0.881	1.135	2.20	0.00	1.50	0.00	0.01	-0.00
9	0.904	1.106	0.00	1.64	-0.00	117.33	0.00	-0.02
10	0.948	1.055	-0.00	1.85	-0.00	129.83	-0.00	-0.05
11	0.991	1.010	0.78	-0.00	-12.06	-0.00	0.00	0.00
12	1.007	0.993	0.00	0.98	-0.00	17.48	-0.00	-0.07
13	1.053	0.950	-0.00	0.52	0.00	5.48	0.00	0.11
14	1.186	0.843	-0.00	1.03	-0.00	127.76	-0.00	0.00
15	1.268	0.789	-0.00	-15.20	-0.00	36.77	-0.00	0.02
16	1.281	0.781	1.79	-0.00	14.91	0.00	0.01	-0.00
17	1.299	0.770	2.61	0.00	-8.03	0.00	0.01	0.00
18	1.377	0.727	-0.00	1.16	-0.00	-2.86	-0.01	-0.08
19	1.435	0.697	1.38	-0.00	2.29	-0.00	0.00	0.00
20	1.506	0.664	0.00	-2.26	0.00	-121.0	0.00	0.00
21	1.717	0.582	19.32	0.00	0.50	-0.00	0.06	-0.00
22	1.812	0.552	-0.00	-0.92	-0.00	-17.76	-0.00	0.11
23	1.819	0.550	27.54	-0.00	2.08	-0.00	0.07	0.00
24	2.001	0.500	-0.00	-1.39	-0.00	-94.74	0.00	-0.02
25	2.030	0.493	-1.97	-0.00	-0.16	-0.00	-0.01	-0.00
26	2.043	0.490	0.00	-0.12	0.00	1.08	0.00	0.08
27	2.116	0.472	-0.54	-0.00	0.23	-0.00	-0.00	0.00
28	2.132	0.469	-0.00	-0.07	0.00	-0.22	-0.00	0.09
29	2.253	0.444	0.00	1.09	0.00	75.27	-0.00	0.00
30	2.313	0.432	-0.23	0.00	-1.61	0.00	0.00	0.00
31	2.398	0.417	-0.36	0.00	-3.57	-0.00	-0.00	-0.00
32	2.829	0.354	-0.00	-0.75	-0.00	-46.37	0.00	-0.02

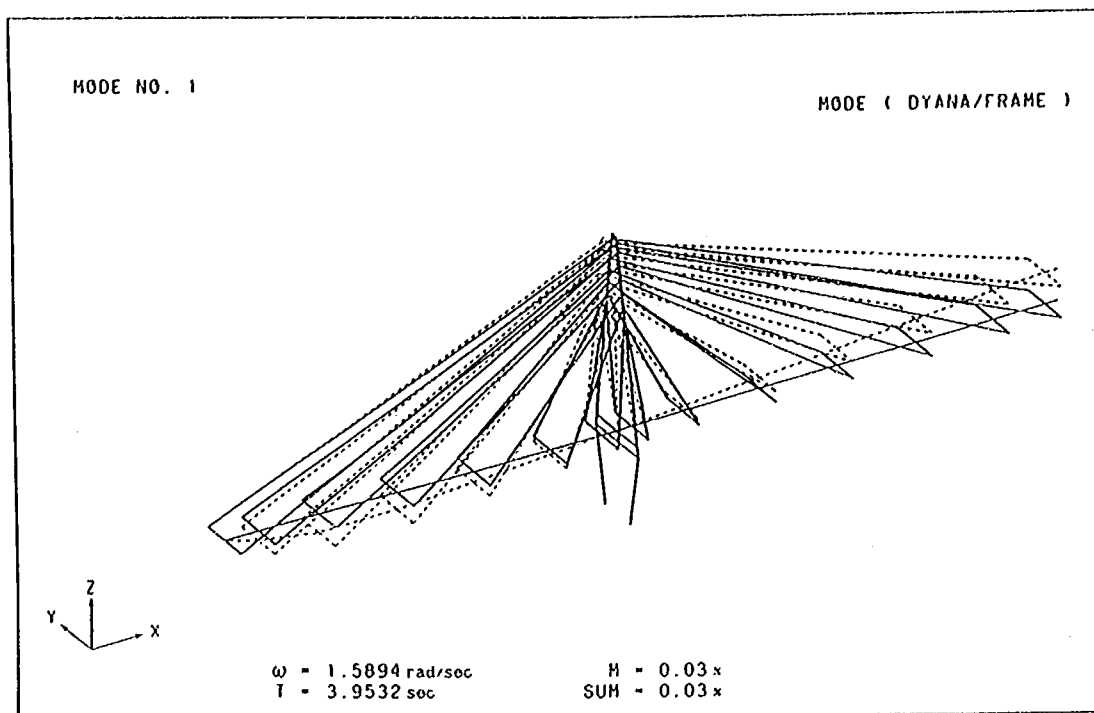


図-5.8 (1) 振動モード図 (1次モード)

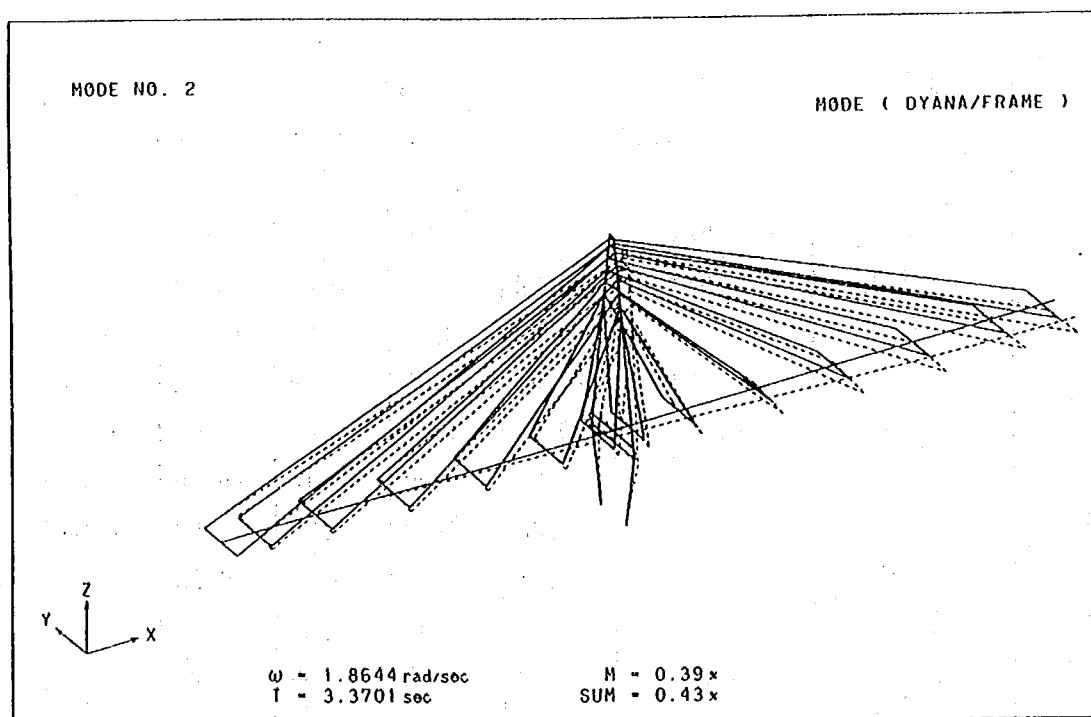


図-5.8 (2) 振動モード図 (2次モード)

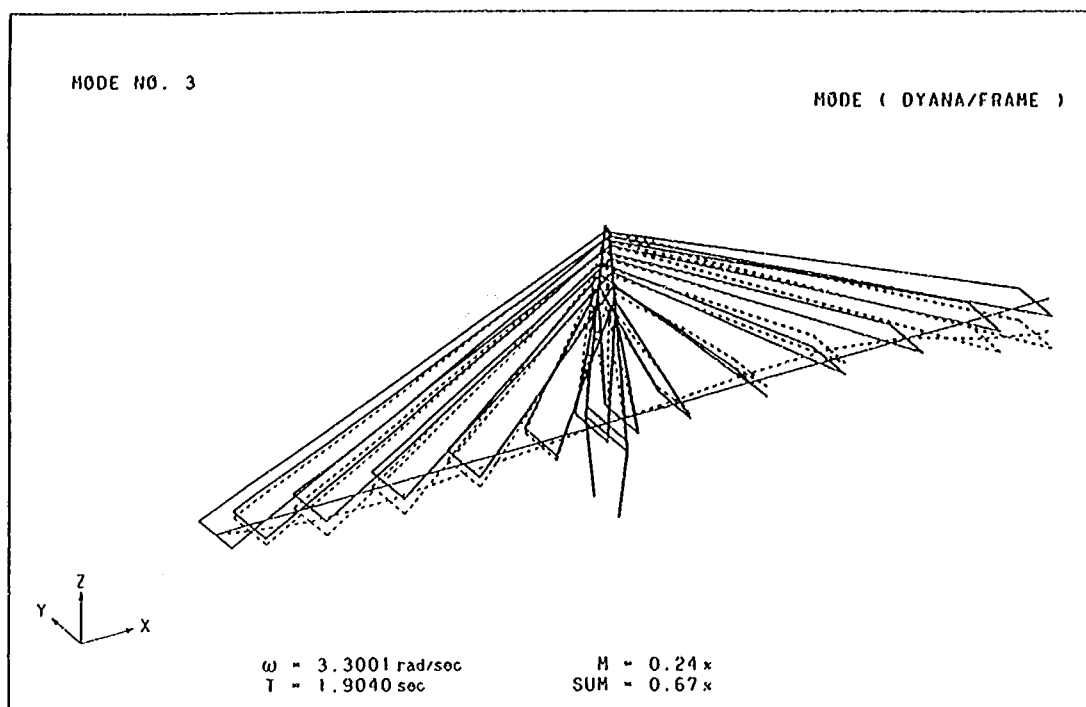


図-5.8 (3) 振動モード図 (3次モード)

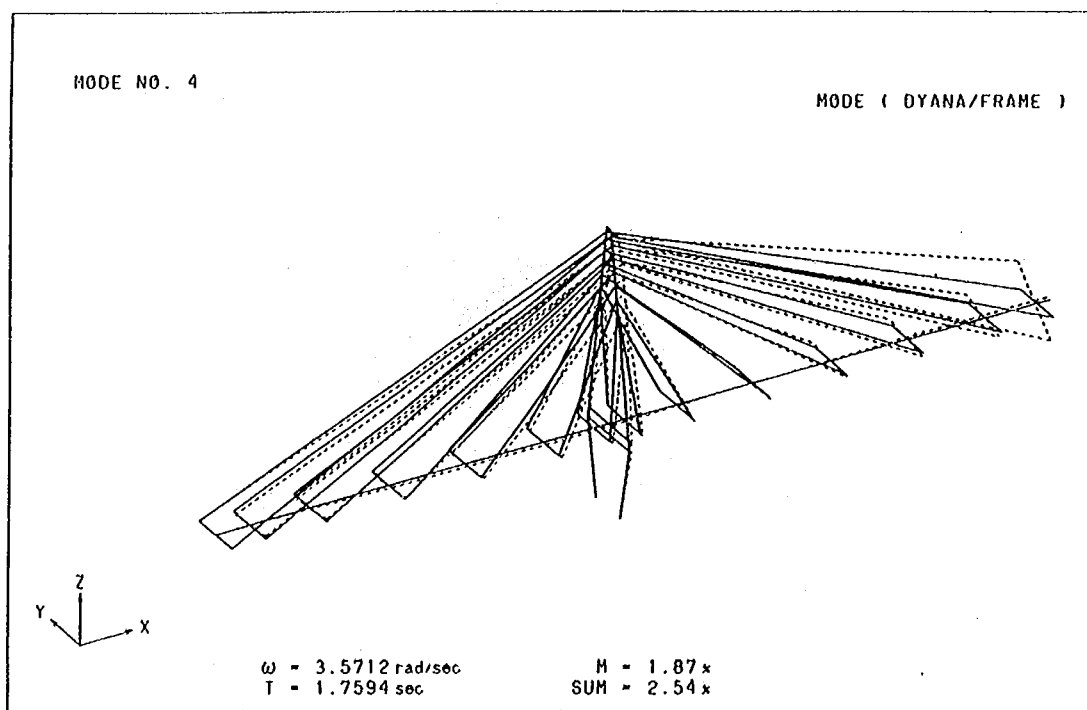


図-5.8 (4) 振動モード図 (4次モード)

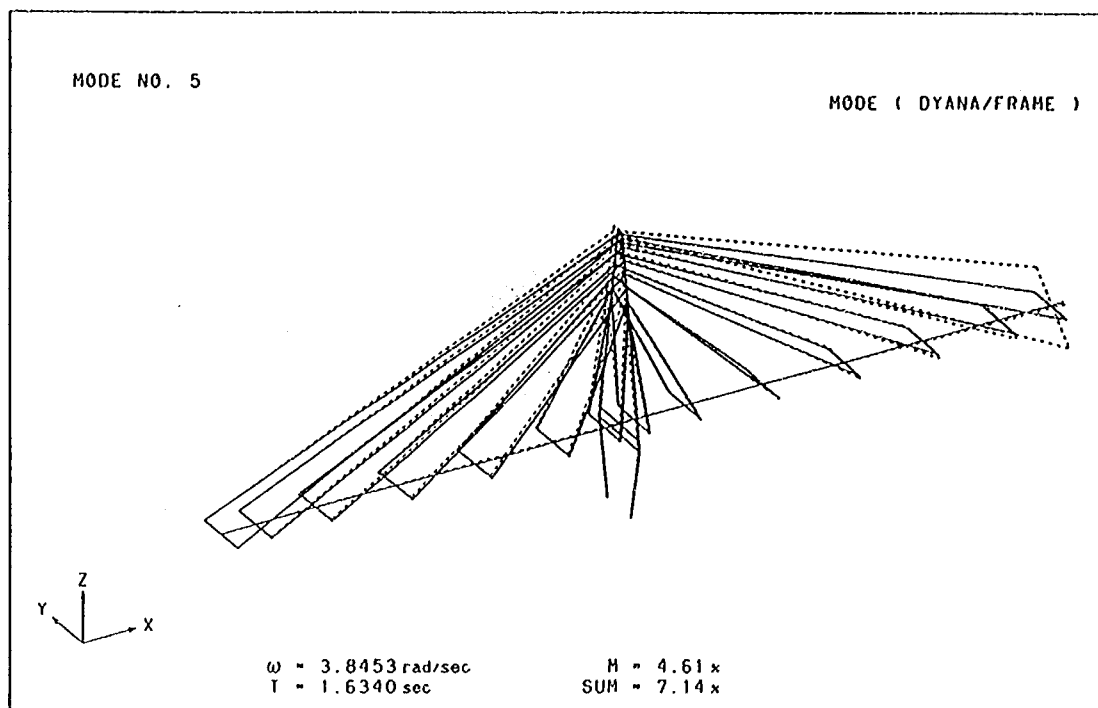


図-5.8 (5) 振動モード図 (5次モード)

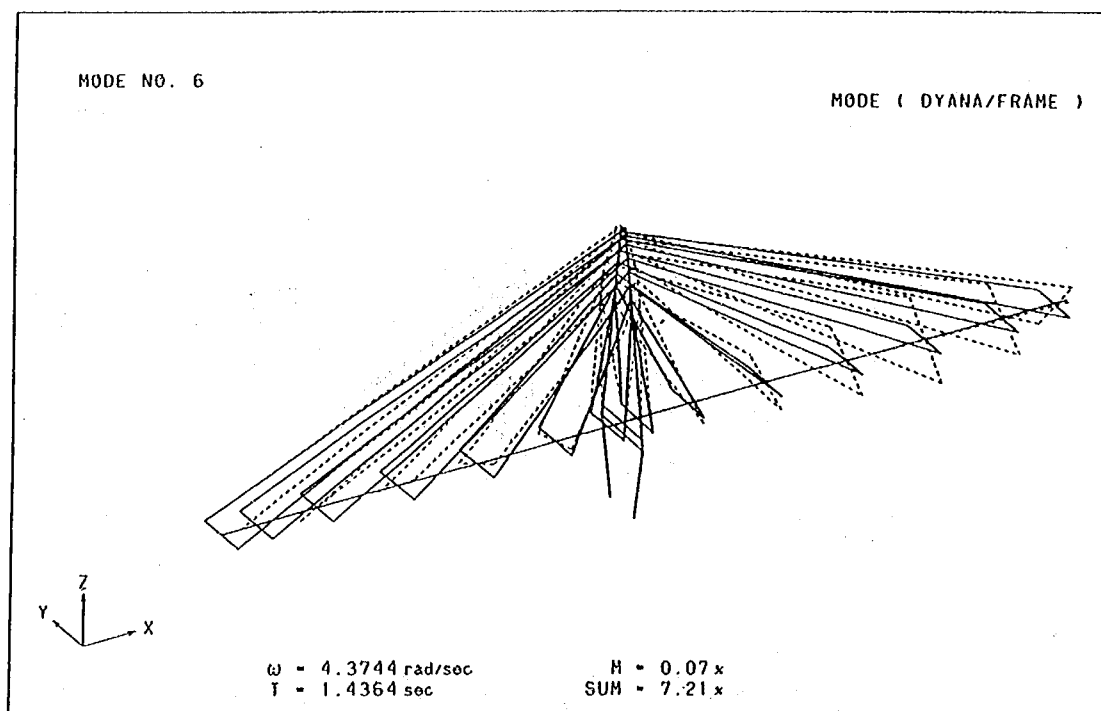


図-5.8 (6) 振動モード図 (6次モード)

5.3.2 質量および極慣性モーメント

振動モードを見ると、二主桁斜張橋の振動は橋桁と主塔と斜材が互いに寄与しているので、二主桁斜張橋の橋桁の振動を評価する場合には主塔、斜材の影響を考慮する必要がある。したがって、二主桁斜張橋の耐風性の評価には橋桁の質量、極慣性モーメントに等価質量、等価極慣性モーメントの考え方をを用いることとした。

等価質量と等価極慣性モーメントは次式を用いて求めた。

$$m_{eq} = \frac{M}{\int_D \phi_\eta^2 dx} \quad (5.1)$$

$$I_{peq} = \frac{M}{\int_D \phi_\theta^2 dx} \quad (5.2)$$

ここで、 M ：一般化質量 ($\int_D \phi_\eta^2 dx$, $\int_D \phi_\theta^2 I_p dx$)

m , I_p ：質量、極慣性モーメント

m_{eq} , I_{peq} ：等価質量、等価極慣性モーメント

$\int_D \phi^2 dx$ ：橋桁に関する振動モードの自乗の積分

ϕ_η , ϕ_θ ：それぞれ橋桁のたわみおよびねじれの振動モード

である。二主桁斜張橋の等価質量、等価極慣性モーメントを算出するための振動モードは、それぞれ5.3.2で求めた1次の振動モード（最低次たわみ振動モード）、4次の振動モード（最低次ねじれ振動モード）とした。等価質量および等価極慣性モーメントはそれぞれ単位長さあたり3.2ts²/m²、244.2tms²/mとなった。

5.3.3 構造減衰（対数減衰率）

構造減衰を解析的に求めることは一般に困難なため、本州四国連絡橋風洞試験要領（1980）・同解説にある充腹断面桁を有する斜張橋の構造減衰0.02を採用した。二主桁斜張橋は合成桁を有するために構造減衰は鋼より大きいとする見方もあるが、既存のPC斜張橋の振動実験ではモードによって構造減衰が小さくなる場合も多かったため、構造減衰を0.02とすることは必ずしも過剰に安全側の仮定ではないと思われる。

5.3.4 構造特性の他形式との比較

表-5.5は二主桁斜張橋の耐風性を評価するために必要な構造特性の一覧表である。なお、表-5.5には二主桁斜張橋と同規模の斜張橋である名港東大橋²³⁾、名港西大橋²⁴⁾、生口橋²⁵⁾とAlex-Frazer橋²¹⁾の構造特性も示してある。二主桁斜張橋の構造特性は他の斜張橋と比較して以下のような傾向にある。

- 1) 質量と極慣性モーメントは桁幅の割に大きい。
- 2) たわみ振動数はAlex-Frazer橋を除く他の橋梁の80%程度である。

表-5.5 耐風性に関わる構造特性

		二主桁斜張橋	名港東大橋	名港西大橋	生口橋	Alex-Frazer橋
中央支間 (m)		410	410	405	490	465
桁 幅 (m)		27.35	35.5	16.0	29.5	32.0
桁 高 (m)		3.08	3.50	2.765	2.487	2.0
単位長さあたり質量' (ts^2/m^2)		3.2	2.7	1.1	1.7	2.8
単位長さあたり 極慣性モーメント' (tms^2/m)		244.2	273.6	24.8	118.1	244.9
振 動 数	たわみ (Hz)	0.253	0.329	0.310	0.335	0.258
	ねじれ (Hz)	0.568	1.011	1.490	0.634	0.425
振 動 数 比		2.25	3.07	4.81	1.89	1.65

註*) それぞれ、等価質量、等価極慣性モーメントである。

3) ねじれ振動数は名港東大橋、名港西大橋の50%程度、生口橋の90%、Alex-Frazer 橋とは同程度である。

4) 振動数比は名港東大橋や名港西大橋よりも低いが、生口橋と Alex-Frazer 橋より大きい。

二主桁斜張橋の質量、極慣性モーメントが桁幅の割に他の橋梁より大きい理由は、Alex-Frazer 橋を除く3橋は橋桁が鋼であるのに対し、二主桁斜張橋の橋桁はコンクリートと鋼の合成桁になっているからである。

振動数に関する傾向を断面形状別にみると、名港東大橋と名港西大橋の橋桁は一箱桁断面、生口橋は二箱桁断面、Alex-Frazer 橋は二主桁斜張橋と同じ二主桁断面であり振動数が低い断面は開断面である二主桁斜張橋と二箱桁断面である。同じ開断面の二主桁断面の橋梁と二箱桁断面である生口橋のねじれ振動数は同程度になっているが、振動数が中央支間に反比例すると考えれば²⁷⁾、生口橋のねじれ振動数は二主桁斜張橋の中央支間410mに換算すると0.75Hz程度となり、二主桁斜張橋のねじれ振動数より1.3倍程度高くなる。このように、二主桁断面を持つ二主桁斜張橋は振動数が低い、特にねじれ振動数が低い斜張橋といえる。

5.3.5 推定式による耐風性の比較

橋梁の構造特性を用いてたわみ、ねじれ渦励振の発現風速、ギャロッピング、ねじれフラッター、曲げねじれフラッターの発現風速の推定式が Bridge Aerodynamics (1981)、阪神高速道路公団設計荷重 (HLD) 委員会報告書第3編風荷重分科報告 (別冊-2) (昭和59年3月) と耐風設計便覧 (第4次案) に提案さ

れている。5.3.4において求めた二主桁斜張橋の構造特性から推定式による渦励振およびフラッターの発現風速（以下、推定発現風速と呼ぶ）を計算した。また、参考として名港東大橋、名港西大橋、生口橋、Alex-Frazer 橋の推定発現風速も計算し、表-5.6 に示している。なお、これら5橋は全て中央支間が400m を超えるため推定式の適用外ではあるが、5橋の耐風性の比較に用いることとした。さらに、耐風設計便覧（第4次案）では照査の必要性に設計基準風速を用いているが、本報告書の二主桁斜張橋は架空の橋梁であるため設計基準風速を設定できない。そこで、耐風設計便覧（第4次案）における照査の必要

表-5.6 推定式による発現風速

単位：m/s

		二主桁斜張橋	名港東大橋	名港西大橋	生口橋	Alex-Frazer橋
たわみ渦励振 推定発現風速	Bridge Aerodynamics	8.4	12.7	5.8	9.7	5.6
	阪神高速道路公団 風荷重分科会報告	11.6	19.5	8.3	16.5	13.8
	耐風設計便覧 (第4次案)	13.8	23.4	9.9	19.8	16.5
ねじれ渦励振 推定発現風速	Bridge Aerodynamics	18.8	38.9	27.8	18.4	9.3
	阪神高速道路公団 風荷重分科会報告	17.2	39.8	26.5	20.8	15.1
	耐風設計便覧 (第4次案)	20.7	47.7	31.7	24.9	18.1
ねじれフラッター 推定発現風速	Bridge Aerodynamics	77.7	179.5	119.2	93.5	68.0
	阪神高速道路公団 風荷重分科会報告	60.2	不 要	78.0	不 要	不 要
	耐風設計便覧 (第4次案)	38.8	89.7	59.6	46.8	34.0
曲げねじれフラッター 推定発現風速	Bridge Aerodynamics	114.0	213.5	241.3	74.1	54.0
	阪神高速道路公団 風荷重分科会報告	不 要	不 要	不 要	123.8	101.4
	耐風設計便覧 (第4次案)					

性の判定基準は無視し、すべての橋梁に対し推定式を適用した。

表-5.6より、二主桁斜張橋の推定発現風速は上記4橋と比較して以下のような傾向にある。

1) 二主桁斜張橋のたわみ渦励振の推定発現風速は名港東大橋の推定発現風速の60%程度で8.4m/s～13.8m/s、ねじれ渦励振では二主桁斜張橋の推定発現風速は名港東大橋の50%程度で17.2m/s～20.7m/sであった。

2) ギャロッピングについては5橋とも桁幅と桁高の比が大きいため全ての推定式で照査不要と判定された。

3) ねじれフラッターの推定は推定方法によって照査不要と判定される橋梁があったが、二主桁斜張橋の場合は全て照査が必要であり、その推定発現風速は38.8m/s～77.7m/sであった。

4) 二主桁斜張橋の曲げねじれフラッター推定発現風速は Bridge Aerodynamics (1981) の推定式で114.0m/sとなり、この値は同じ生口橋や Alex-Frazer 橋の2倍程度であるが、名港東大橋や名港西大橋の1/2程度である。他の推定式では曲げねじれフラッターの照査は不要と判定された。

耐風性の評価は風洞実験の結果を基に行う必要があるが、以上のような推定式による耐風性の評価では、本報告書の二主桁斜張橋は耐風安定性が十分であるとはいえない。特にねじれフラッターの発現風速がかなり低いと予想されるため、ねじれフラッターの発現風速を高めるような検討が今後必要になると思われる。

5.4 バネ支持模型実験

5.4.1 実験方法

実験は元年度および2年度の2年間ともに、建設省土木研究所耐風工学実験施設内の非定常空気力風洞を用いて実施した。非定常空気力風洞の主要諸元を図-5.9および表-5.7に示す。バネ支持模型実験は橋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、通常は一樣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。模型は縮尺1/68.4とし、6本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速および迎角等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樣気流であり、風速の測定はピトー管およびマノメータを用いて行なった。模型の挙動は2台の光学式変位計により測定し、それぞれの出力を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模型実験の手法の概要を図-5.10に示し、模型を図-5.11に示す。

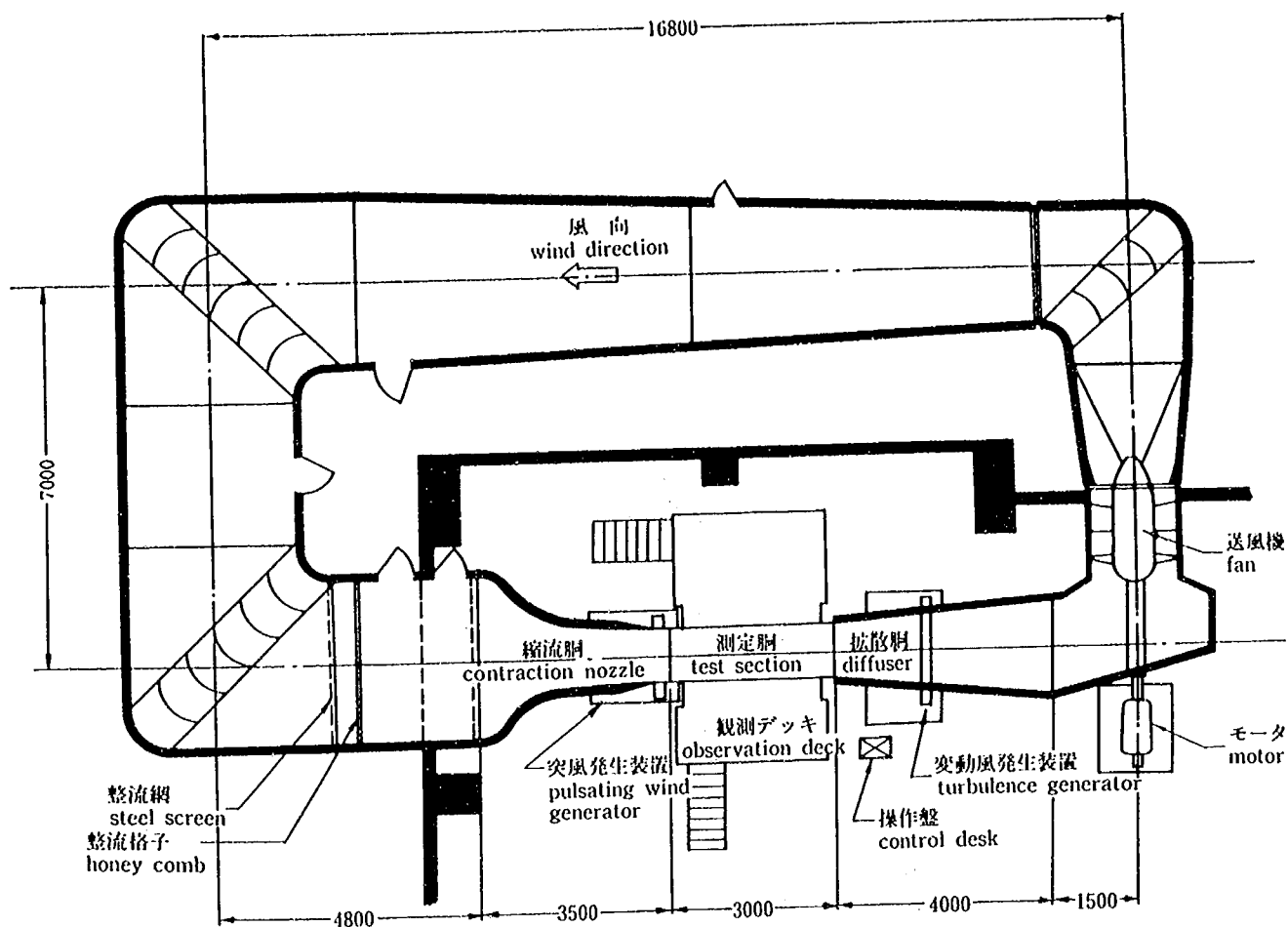


図-5.9 非定常空気力風洞平面図
Low Speed Wind Tunnel B

表-5.7 非定常空気力風洞の主要諸元

風洞形式			単回路還流式
主 要 寸 法	測定 胴	幅 (mm)	1,000
		高 (mm)	2,000
		長 (mm)	3,000
	縮 流 胴	入 口 (mm×mm)	3,000×5,000
		出 口 (mm×mm)	1,000×2,000
		縮流比	7.50
	風路全長 (mm)		55,000
送 風 機	形 式		固定ピッチ動翼軸流式
	動翼直径	(mm)	1,500.0
	有効全圧	(mmAg)	40.0
	風 量	(m³/s)	70.0
	回転数	(rpm)	1,250.0
気 流	容量	(KW)	50.0
	最大風速	(m/s)	25.0
	乱れ率	(%)	0.5%以下

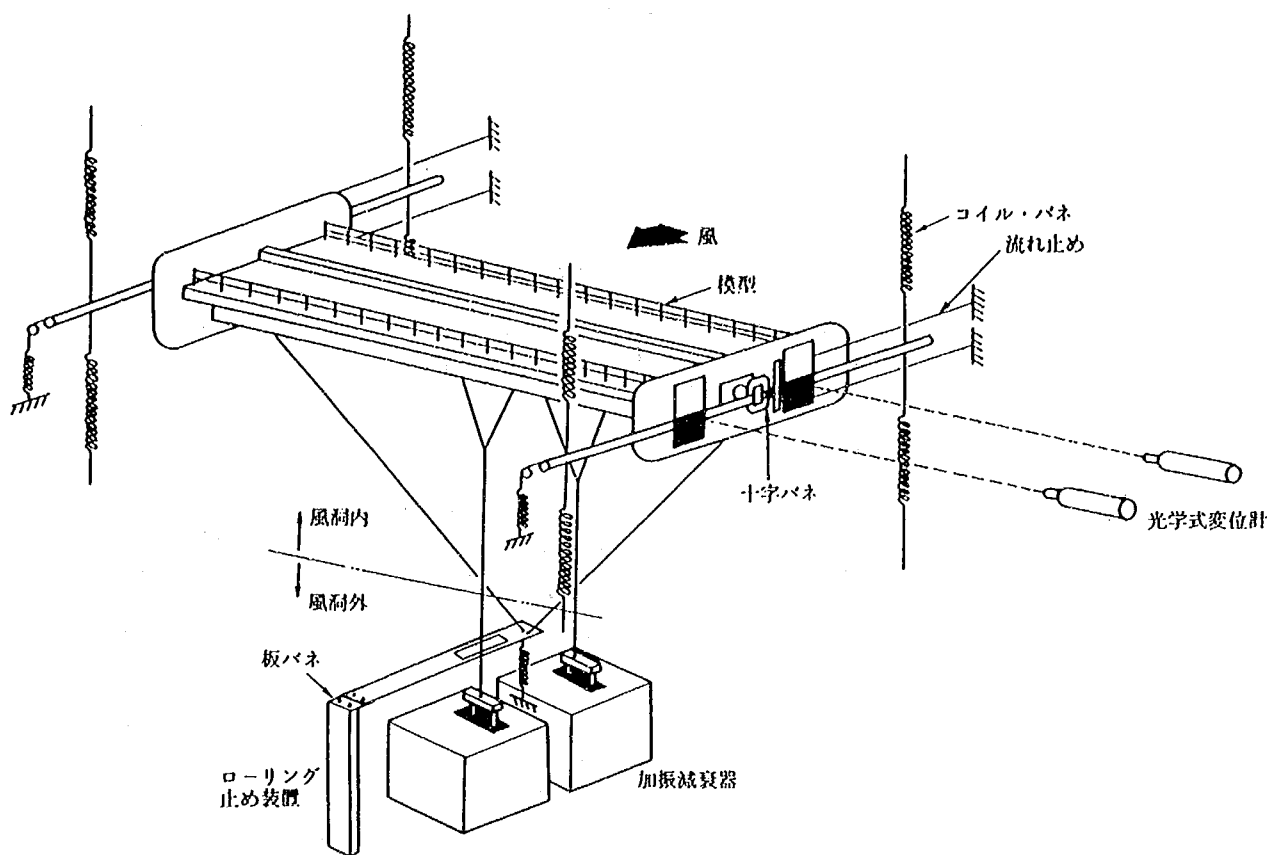
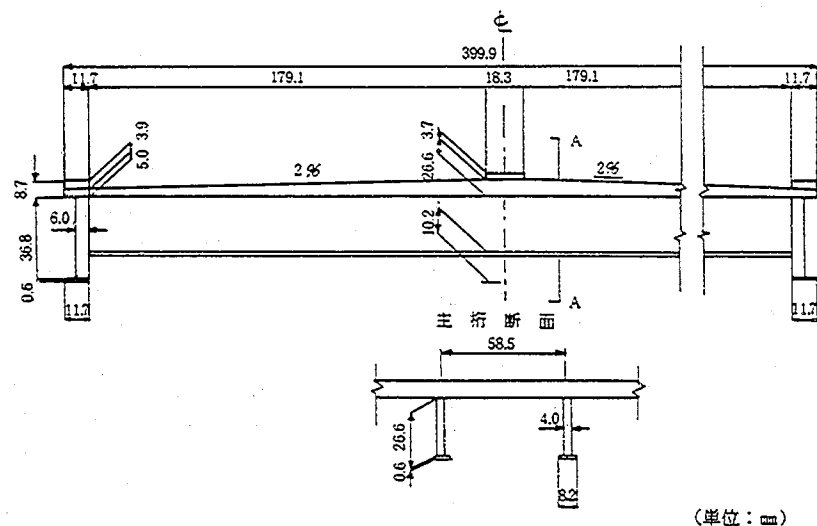


図-5.10 バネ支持実験方法の概要



模型断面 A-A

(单位: mm)

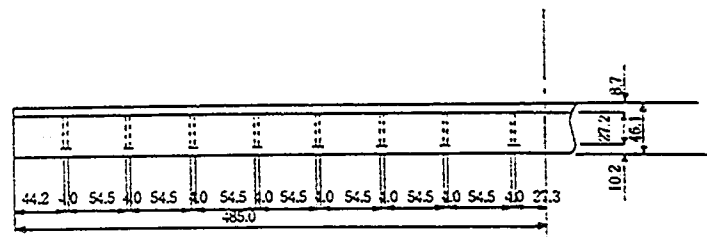
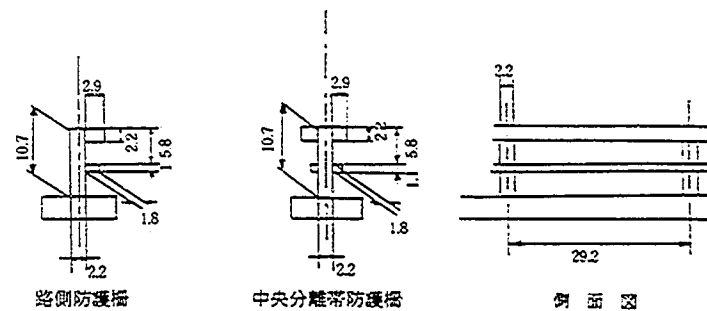
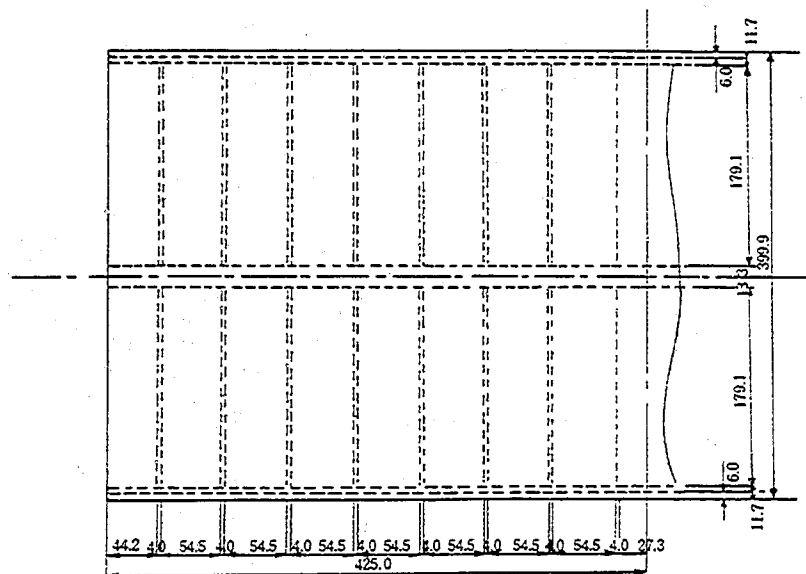


图-5.11 模型图

5.4.2 実験条件

バネ支持模型実験では、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。

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

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る導かれた実験条件を表-5.8に示す。実験では、質量及び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、加振減衰器を取り付けた状態で振動系全体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ことにより、質量および極慣性モーメントを所要値に合わせる。

また、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 $\delta_\theta = \delta_\eta = 0.02$ と設定）に調整した。

表-5.8 実験条件

（2次元部分模型実験）

		実 橋	所 要 値
縮 尺		—————	1/68.4
重 量		32.64 t・m	6.767 Kgf/model
極慣性モーメント		2393.3 t・m	1.082 Kgfcm ² /model
支 持 方 法		—————	たわみ・ねじれ2自由度
振 動 数	たわみ	0.253 Hz	—————
	ねじれ	0.612 Hz	—————
振 動 数 比		2.419	2.419
無風時対 数減数率	たわみ	0.02	0.02
	ねじれ	0.02	0.02
風 速 倍 率	たわみ	—————	—————
	ねじれ	—————	—————

5.4.3 実験ケース及び実験結果

これまで述べたように、実験は二主桁斜張橋の耐風性の把握および耐風性の向上方法の検討が目的であるため、実験ケースとしては、フェアリング形状の工夫や基本的なパラメータである迎角等を変化させるものとした。以下に元年度および2年度の実験ケースおよび実験結果をそれぞれ示す。

表-5.9 実験ケースおよび実験結果総括

実験番号	模 型		迎角 (deg)	構 造 減 衰		た わ み 過 励 振		ね じ れ じ れ れ 過 励 振		自励振動 (V/NB)
				たわみ	ねじれ	発 現 領 域 (V/NB)	最大振幅 (η/B)	発 現 領 域 (V/NB)	最大振幅 (deg)	
I - 1	基 本 断 面		- 3	0.02	0.02	1.38~2.12(1.93)	0.00977	1.03~2.15(1.27)	0.513	3.62
I - 2						0.07~1.07(0.89) 1.44~2.41(2.34)	0.00234 0.01149	0.66~0.75(0.72) 0.96~1.73(1.30)	0.075 0.75	3.29
I - 3			0	0.04	0.04	0.81~1.00(0.91) 1.54~2.36(2.27)	0.00156 0.00813	0.90~1.38(1.10)	0.325	3.68
I - 4				0.06	0.06	0.82~0.95(0.85) 1.57~2.25(2.17)	0.00109 0.00586	0.90~1.39(1.18)	0.30	発 現 せ ず
I - 5				0.01	0.01	0.73~1.06(0.88) 1.48~2.52(2.34)	0.00250 0.01250	0.61~0.76(0.71) 0.96~1.66(1.29)	0.156 1.00	2.97
I - 6			+ 3	0.02	0.02	0.81~1.07(0.98) 1.49~2.66(2.17)	0.00195 0.00742	0.60~0.74(0.69) 0.87~1.92(1.26)	0.138 1.675	3.06
I - 7	フェアリング	A	- 3			0.55~0.78(0.69) 1.38~1.93(1.76)	0.00317 0.00859	0.70~0.98(0.95) 1.52~2.29(2.02) 1.52~2.98(2.37)	0.738 2.063 3.125	発 現 せ ず
I - 8			0			0.69~1.00(0.86)	0.00621	0.79~1.30(1.10)	1.363	2.63
I - 9			+ 3			0.71~0.98(0.83) 1.70~1.92(1.48) 2.70~3.94(3.44)	0.00344 0.00463 0.01355	0.59~0.85(0.70) 0.85~1.16(1.02) 1.52~2.15(1.76)	0.138 0.875 0.50	3.23
I - 10		B	0			0.63~0.82(0.76)	0.00198	発 現 せ ず		発 現 せ ず
I - 11			+ 3			0.77~1.07(0.96) 1.73~2.73(2.53)	0.00251 0.00674	0.95~1.58(1.33)	0.925	3.05
I - 12		C				0.70~1.02(0.87) 1.68~2.83(2.49)	0.00264 0.00714	0.60~0.74(0.69) 0.87~1.55(1.21)	0.125 0.625	3.10
I - 13	張 り 出 し	0	0			0.79~1.06(0.93) 1.53~2.44(2.33)	0.00195 0.00938	0.68~0.73(0.70) 0.88~1.68(1.29)	0.038 0.75	3.64
I - 14		D/4				0.63~0.92(0.86) 1.43~2.27(2.17)	0.00213 0.00907	0.86~1.33(1.25)	0.80	3.64
I - 15						0.67~0.87(0.81) 1.40~2.07(1.92)	0.00201 0.00827	0.97~1.46(1.17)	0.238	発 現 せ ず
I - 16		D/2	+ 3			0.69~1.00(0.89) 1.63~2.73(2.54)	0.00252 0.01078	0.63~0.72(0.65) 0.94~1.61(1.24)	0.063 0.969	2.98
I - 17						0.74~1.07(0.89) 2.33~3.05(2.91)	0.00141 0.01446	0.96~1.48(1.38)	0.70	3.35
I - 18	フェアリング	a	0			0.74~1.19(1.05) 1.91~3.34(3.14)	0.00195 0.01485	0.95~1.76	1.031	3.29
I - 19		b				0.72~0.96(0.93) 1.58~2.36(2.14)	0.00141 0.00938	1.07~1.58(1.28)	0.800	3.83
I - 20		a'				0.78~1.07(0.89) 1.69~2.65(2.10)	0.00156 0.00469	1.00~1.70(1.42)	0.813	3.26
I - 20			+ 3							

* : 発現領域の下のカッコに示す値は、最大振幅時の風速である。

** : 2自由度の発現領域

(1) バネ支持模型実験（その1）の実験結果

実験ケースおよび実験結果の総括を表-5.9に示し、実験に使用した制振部材を図-5.12に示す。実験ではこれらの制振部材を用い、フェアリングの形状および張り出し部材長を変化させ、また部材の軽量化を促すために剝離位置のみを変化させて橋桁上面の流れをスムーズにするなど、耐風性を向上させるためのケースを中心に実施した。構造減衰、制振部材および迎角の変化が耐風性に与える影響を以下にまとめる。また、付図-1に風速-振幅図（V-A図）を示す。

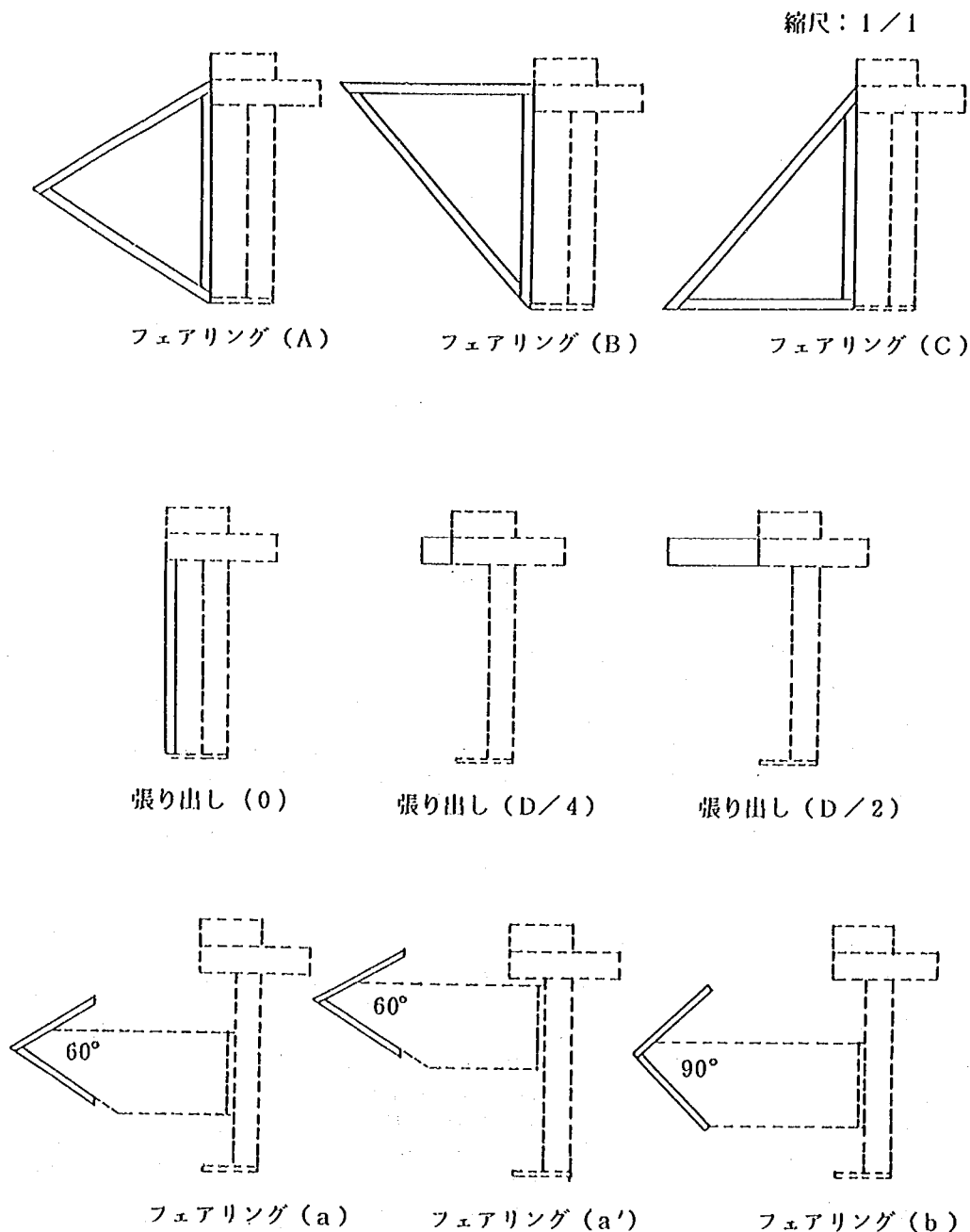


図-5.12 制振部材図（その1）

1) 構造減衰の影響

図-5.13に構造減衰と渦励振振幅およびフラッター発現風速の関係を示す。構造減衰が大きくなると渦励振振幅は小さくなり、フラッター風速は高くなる。一般に渦励振振幅はスクルーン数に反比例するが、実験結果は構造減衰の増加に対し振幅の低減がやや鈍い傾向を示している。

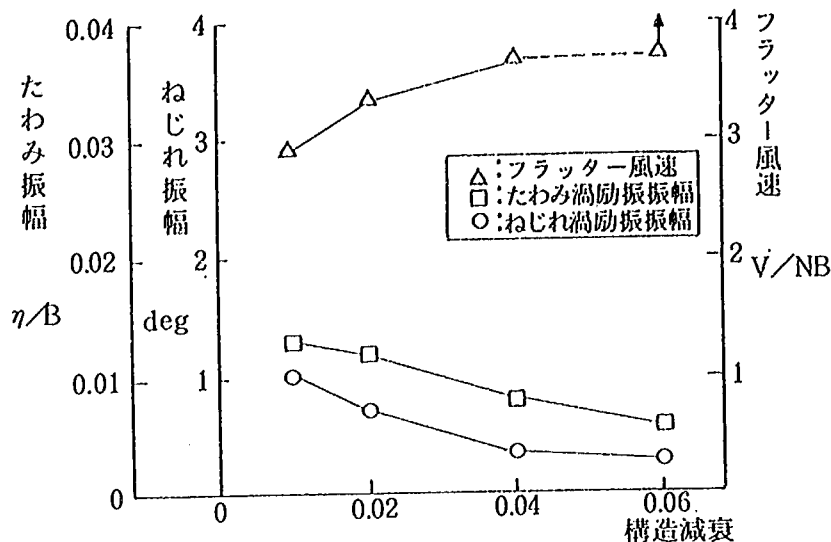


図-5.13 構造減衰の影響 (基本断面 $\alpha = 0^\circ$)

2) 制振部材の影響

図-5.14に迎角 0° におけるフェアリングおよび張り出しの各部材の取り付けによる渦励振振幅とフラッター風速の変化を示す。フェアリングBと張り出しD/2により渦励振とフラッターが抑制されており、フェアリング形状のより詳細な検討は、フェアリングBを基本とする事にした。なおフェアリングは形状によっては必ずしも耐風性を向上させるとは言えないことがわかる。

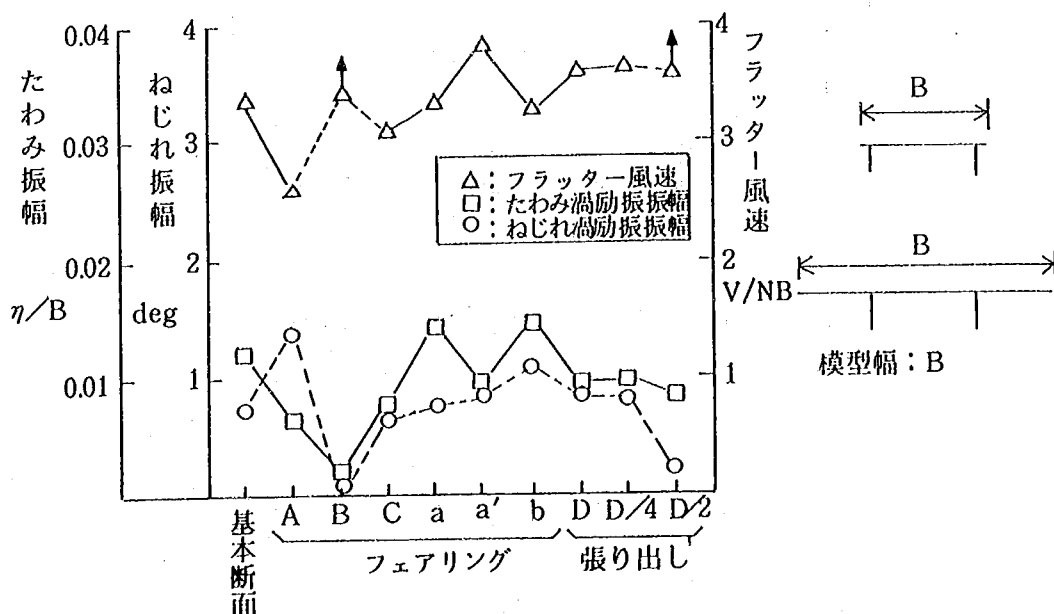


図-5.14 制振部材取付の影響 ($\delta = 0.02$, $\alpha = 0^\circ$)

3) 迎角の変化による影響

図-5.15に基本断面および迎角 0° で良好な耐風性を示した制振部材について、迎角の変化による影響を示した。基本断面については渦励振振幅には大差がないものの、フラッター風速は迎角の増加につれて低くなる。フェアリングBと張り出しD/2では、迎角が 0° から $+3^\circ$ になると耐風性が著しく低下し、制振部材としての効果を失っていることがわかる。

(2) バネ支持模型実験(その2)の実験結果

平成元年度の実験では、正の迎角がついた場合にも前縁の剝離のしかたを工夫し床版上面でスムーズな流れを得ることが耐風性の良い断面を得る方法として有力となった。2年度は図-5.16に示すような、フェアリングおよび張り出し部材に傾斜した部分を設け、この効果を調べた(模型断面1, 2番)。また、床版上面にスムーズな流れが得られない場合、下面に振動を抑える空気力を作用させる部材を設置することも効果的と予想し、様々な部材を設置した(模型断面3, 5番)。その他には、剝離を変える部材(模型番号6~9番)の検討や、これらを組み合わせた断面(模型番号10, 11番)の検討も行った。

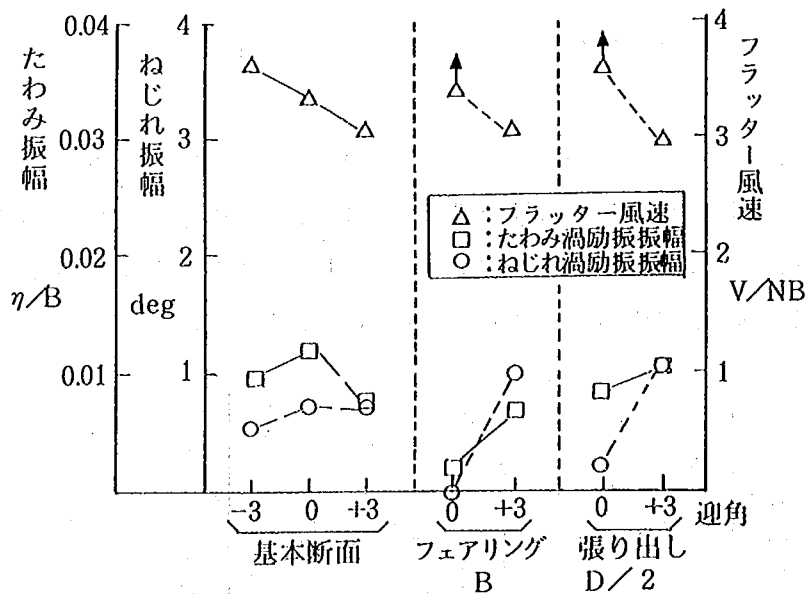
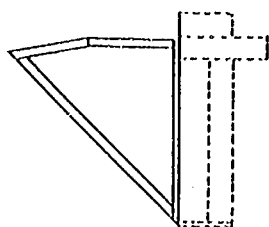
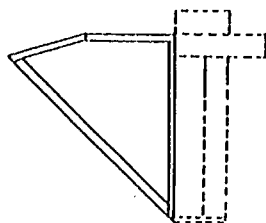


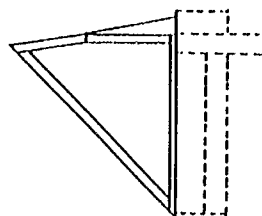
図-5.15 迎角の変化による影響 ($\delta = 0.02$)



1-a



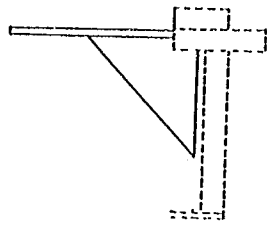
1-b



1-c

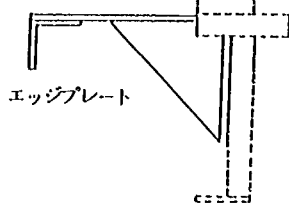
(1) フェアリング

模型番号 2-a

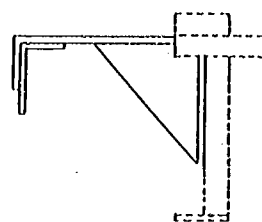


2-a

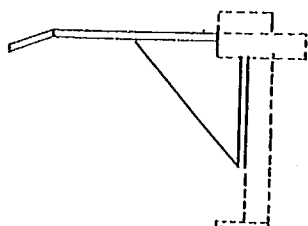
模型番号 2-b



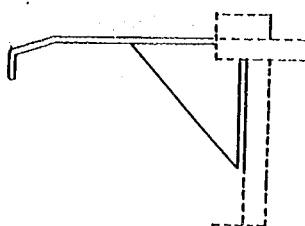
2-b



2-c

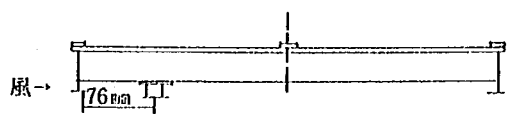


2-d

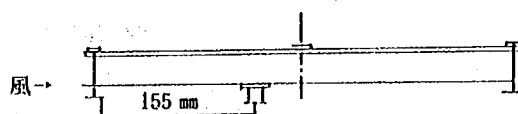


2-e

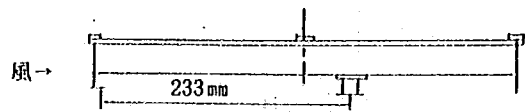
(2) 張り出し部材



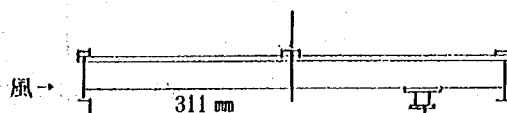
3-a



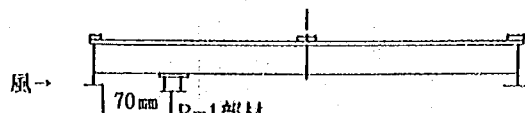
3-b



3-c



3-d



3-e

(3) 下面受圧板 1

図-5.16.1 模型断面 (その1)

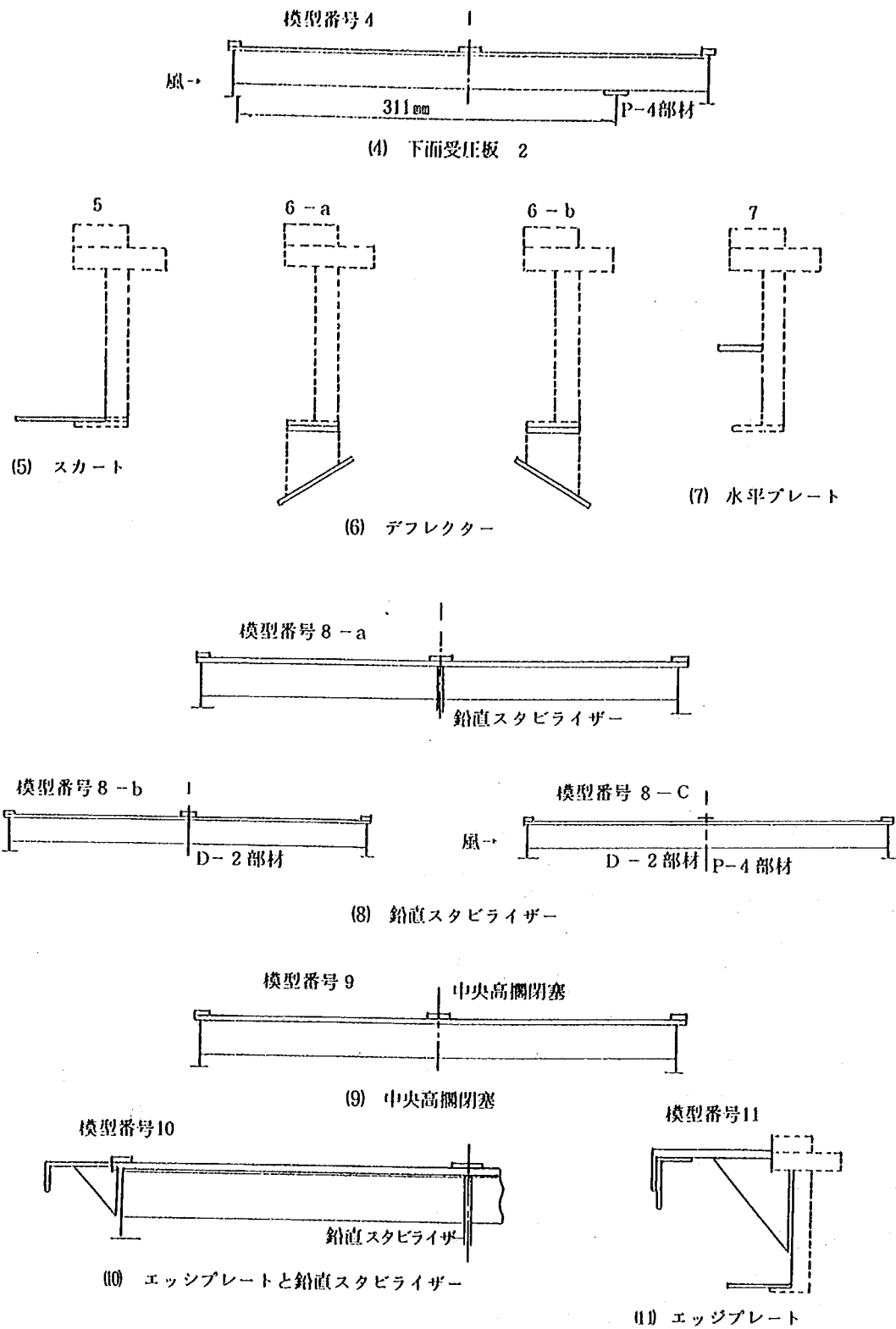


図-5.16.2 模型断面 (その2)

表-5.10 実験ケースおよび実験結果の総括

実験 番 号	模型番号	迎 角	渦 励 振				自励振動 (V/NB)
			たわみモード		ねじれモード		
			風速領域 (V/NB)	最大振幅 (η /B)	風速領域 (V/NB)	最大振幅 (deg)	
Ⅱ- 1	1-a	+3	0.86~1.11 1.98~3.32	0.00301 0.00833	0.60~0.81 1.00~1.53	0.126 1.063	3.20
Ⅱ- 2	1-b	+3	0.77~1.03 2.39~3.12	0.00285 0.00912	0.63~0.79 1.02~1.55	0.156 1.463	3.29
Ⅱ- 3	1-c	+3	0.69~1.04 1.96~3.25	0.00317 0.00833	0.67~0.79 1.00~1.52	0.100 1.188	3.15
Ⅱ- 4	2-a	+3	0.69~0.97 1.54~2.04	0.00285 0.00967	0.97~1.51	0.813	3.33
Ⅱ- 5	2-b	+3	0.70~0.93 1.49~2.85	0.00317 0.00729	0.60~0.72 0.92~1.42	0.138 0.969	3.43
Ⅱ- 6	2-c	0	発現せず		発現せず		5.35以上
Ⅱ- 7	2-c	+3	0.61~0.99 1.60~2.62	0.00301 0.00753	0.96~1.53	0.781	3.92
Ⅱ- 8	2-d	+3	0.58~0.94 1.63~2.28	0.00327 0.01067	1.02~1.44	0.438	3.52
Ⅱ- 9	2-c	+3	0.66~0.99 1.24~2.36	0.00228 0.01102	0.94~1.38	0.894	3.78
Ⅱ-10	3-a	+3	渦励振領域計測せず				2.99
Ⅱ-11	3-a	+3					3.05
Ⅱ-12	3-c	+3					3.10
Ⅱ-13	3-d	+3					3.15
Ⅱ-14	3-c	+3					3.05
Ⅱ-15	4	+3					3.04
Ⅱ-16	5	+3	0.90~1.07 1.51~2.42 2.88~3.74	0.00094 0.00516 0.00375	0.93~1.76	0.313	3.57
Ⅱ-17	6-a	+3	0.91~1.08 1.53~2.45	0.00141 0.00985	1.03~1.79	0.450	3.56
Ⅱ-18	6-b	+3	渦励振領域計測せず				2.49
Ⅱ-19	7	+3					3.04
Ⅱ-20	8-a	0	0.82~1.00 1.78~2.45 2.45~3.11	0.00234 0.00600 0.00610	0.64~0.74 0.98~1.56	0.063 0.563	3.72
Ⅱ-21		+3	0.81~0.99 1.46~2.33 2.33~2.66	0.00141 0.00516 0.00150	0.66~0.74 0.93~1.76	0.094 0.913	3.66
Ⅱ-22		-3	1.47~1.96	0.00563	0.98~1.46	0.425	4.09
Ⅱ-23	8-b	+3	渦励振領域計測せず				3.02
Ⅱ-24	8-c	+3					3.14
Ⅱ-25	9	+3	0.81~1.07 1.51~3.72	0.00206 0.01219	0.63~0.75 0.94~1.75	0.119 0.460	2.91
Ⅱ-26	10	0	発現せず		発現せず		5.64以上
Ⅱ-27		+3	0.69~1.03 1.65~2.43	0.00380 0.00333	0.97~1.44	0.763	4.31
Ⅱ-28		-3	発現せず		発現せず		5.57以上
Ⅱ-29	11	+3	0.69~0.98 1.69~2.58	0.00238 0.00396	0.99~1.48	0.844	3.45
Ⅱ-30	基本断面	0	0.70~0.99 1.32~2.39	0.00113 0.00900	0.93~1.66	0.563	3.68

実験ケースおよび実験結果の総括を表-5.10に示し、以下に検討すべき現象に関する結果をまとめる。
また、付図-2に主な実験ケースの風速-振幅図（V-A図）を示す。

1) 渦励振

たわみおよびねじれの渦励振は模型番号2-c番（迎角：0°）と模型番号10番（迎角：0°，-3°）の実験では発現しなかった。迎角+3°においては、渦励振を抑えることのできる断面はなかった。たわみの渦励振については、ほとんどの実験ケースでピークが2つ発生し、それぞれのピークの風速域（無次元風速： $V/N\eta B$ ）は0.6~1.0および1.5~2.6で、最大振幅（無次元振幅： η/B ）は0.001~0.003および0.006~0.011という結果になった。ねじれの渦励振については、ほとんどの実験ケースでピークは1つであり、風速域（無次元風速： $V/N_\theta B$ ）は0.9~1.5で最大振幅は0.4°~0.8°という結果になった。

2) 発散振動

フェアリングの形状を工夫しても、+3°の迎角におけるフラッターの発現風速は向上しなかった。

また、床版下面に作用する空気力を大きくすることを意図した部材（模型番号3~5番）およびスポイラー（模型番号7番）もほとんど効果がなかった。一方、フラッター発現風速を向上させる効果が認められたのは、鉛直スタビライザーを床版の下面から主桁下フランジと同一レベルまで取り付け付けた断面（模型番号8-a番）および張り出し部材（模型番号2-a番）にエッジプレートを取り付けた断面（模型番号2-b，2-c番），これらを組み合わせた断面（模型番号10番）であった。鉛直スタビライザーの部材寸法の最適化を意図し、鉛直スタビライザーを横桁下フランジから取り付け付けた断面（模型番号8-b，8-c番）の耐風性を調査してみたが、フラッターの発現風速を向上させることはできなかった（図-5.17参照）。また、張り出し部材に取り付けたエッジプレート長さは、長いほど効果が認められた。以上の耐風

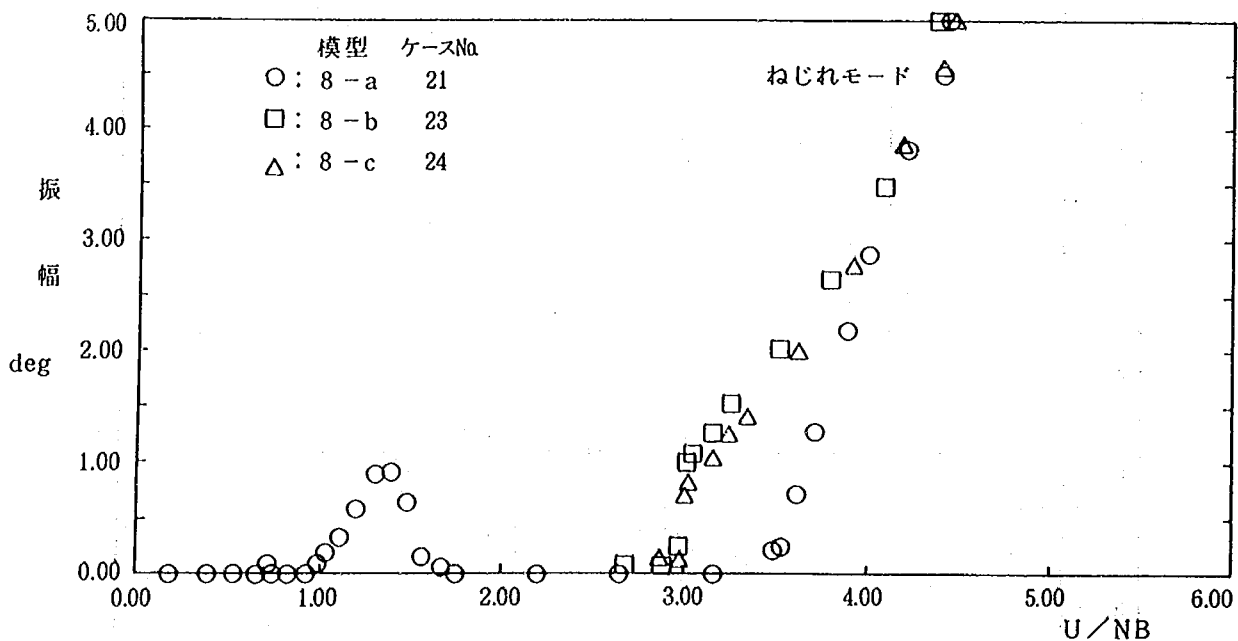


図-5.17 鉛直スタビライザー形状の影響（ $\alpha = +3^\circ$ ）

性を向上させる効果がみられた部材を組み合わせた断面（模型番号10番）は、あらゆる迎角に対しフラッター発現風速が85m 以上と著しく高く、架設地点にかかわらず十分な耐風性を確保できるものと予想される（図-5.18参照）。

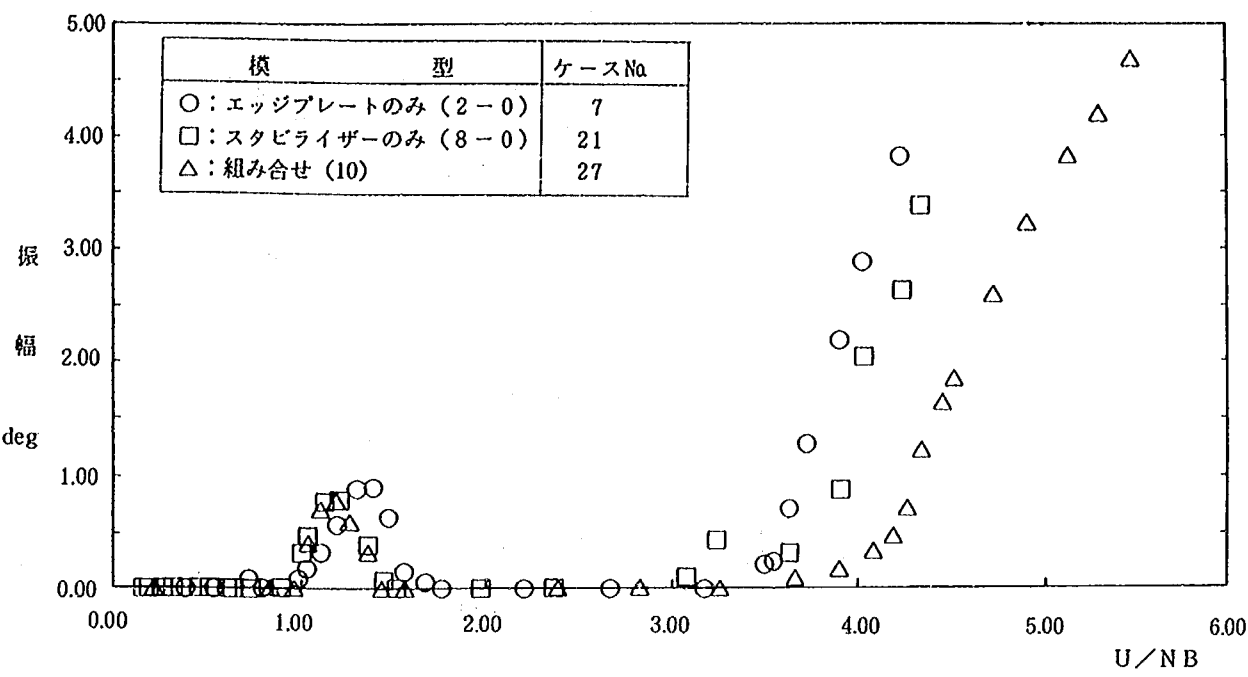


図-5.18 制振部材の組合せの影響（ $\alpha = +3^\circ$ ）

5. 5 煙風洞型実験

5. 5. 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煙風洞を用いて実施した。煙風洞の主要諸元を図-5.19 および表-5.11に示す。煙風洞模型実験は橋桁の1部を模型化した二次元剛体模型を風洞内に設置し、煙をトレーサーとして橋梁断面まわりの空気の流れを可視化するものである。使用した煙は軽油を加熱して発生させ、流線間隔は2.5cmである。模型まわりの煙はビデオカメラを用いてビデオテープに記録した。

5. 5. 2 実験条件

煙風洞模型実験は橋桁断面まわりの気流の状況を観察するだけなので、形状のみ相似すればよい。使用した模型は縮尺1/100であり、流れが観察しやすいように輪郭を白く、その他は黒く塗装してある。また、橋軸方向の煙のまわり込みを防ぐために端板としてアクリル板を設置した。

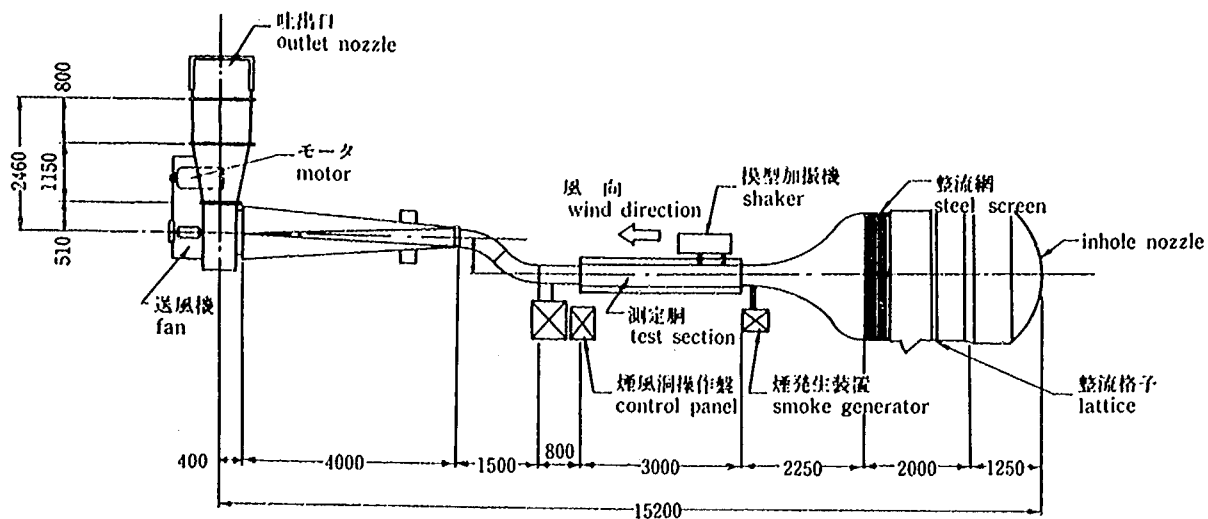


図-5.19 煙風洞平面図

表-5.11 煙風洞諸元

風洞形式		エッフェル型
測定胴	幅	150mm
	高さ	2,000mm
	長さ	3,000mm
風路全長		17m
送風機	動翼直径	600mm
	有効全圧	50.0mmAq
	風量	6.0m ³ /sec
	回転数	2500.0rpm
	容量	5.0kw
気流	風速	1.0~20.0m/se
	乱れ率	0.2%
附属装置		模型加振機 煙撮影装置

5.5.3 実験ケースおよび実験結果

実験に用いた断面は、制振部材を設けていない基本断面とバネ支持実験において実施された主な制振部材を設置した3つの改良断面である。基本断面を図-5.20に、改良断面を図-5.21(1)~(3)に示す。実験ケースは各断面の迎角を変化させたものである。観察した断面まわりの流れの模式図を図-5.22に示す。

以下に、各断面における断面まわり流れの様子を記す。

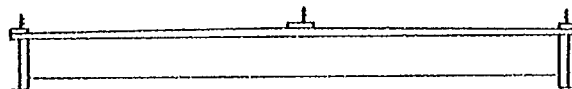
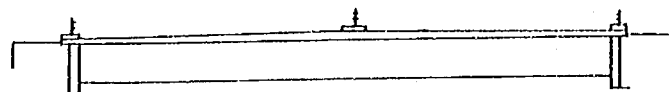


図-5.20 基本断面



(1) 改良断面-1

備考)
主桁高さと同じ長さの張り出し部材



(2) 改良断面-2

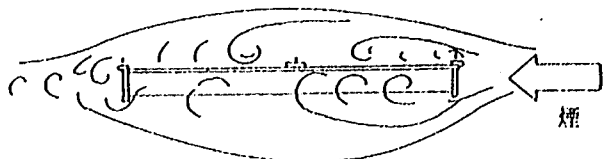
備考)
主桁高さと同じ長さの張り出し部材
と
主桁高さの半分の長さのエッジ・プレート



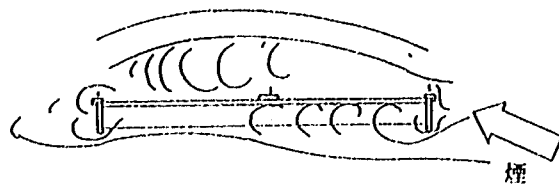
(3) 改良断面-3

備考)
主桁高さと同じ長さの張り出し部材
と
主桁高さの半分の長さのエッジ・プレート
と
鉛直スタビライザー

図-5.21 改良断面



(a) 迎角 0°

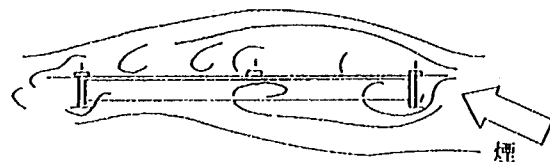


(b) 迎角 $+3^\circ$

(1) 基本断面

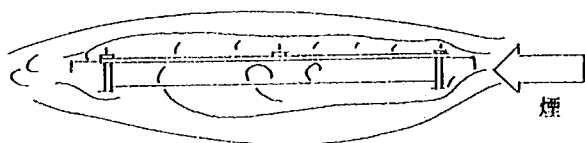


(a) 迎角 0°

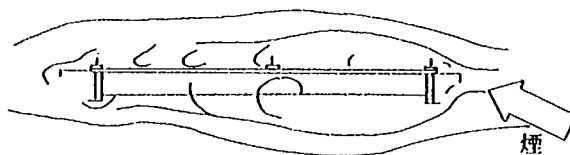


(b) 迎角 $+3^\circ$

(2) 改良断面 - 1

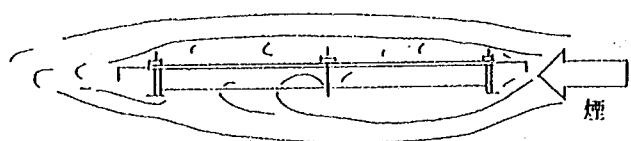


(a) 迎角 0°



(b) 迎角 $+3^\circ$

(3) 改良断面 - 2



(a) 迎角 0°



(b) 迎角 $+3^\circ$

(4) 改良断面 - 3

図-5.22 断面まわりの流れの模式図

(1) 基本断面 (図-5.22 (1))

迎角 0° の場合、剝離点は上流側の主桁の上端および下端位置で発生した。剝離した流れは床版の上面および下面で渦を形成していることがわかり、渦は床版の上流から下流にかけて分布していた。模型の下流側では、交番渦が発生していた。

迎角 $+3^\circ$ の場合、剝離点は迎角 0° のケースとほとんど同じ位置であったが、床版上面側の剝離した流れは迎角 0° のケースより大きい剝離せん断層を形成していた。

(2) 改良断面-1 (図-5.22 (2))

迎角が 0° の場合、床版の上面側で剝離点は張り出し部材の位置であった。上面側では基本断面の迎角 0° と比較して剝離せん断層が薄くなり、流れがスムーズになった。床版の下面側では、剝離がまず張り出し部材の位置で起こり、主桁の下端で再び剝離がみられた。剝離せん断層は基本断面の迎角 0° のケースと比較して薄かった。

迎角が $+3^\circ$ においても、剝離点が張り出し部材位置であり、基本断面の迎角 $+3^\circ$ のケースと比較して床版の上面側と下面側において剝離せん断層が薄くなっていた。

(3) 改良断面-2 (図-5.22 (3))

床版の上面側の流れは、どの迎角においても改良断面-1のそれぞれの迎角のケースと同様な傾向でスムーズであった。

床版の下面側では、エッジ・プレートで剝離した後、主桁の下端位置で再び剝離した。なお、主桁の下端での剝離点は改良断面-1の場合よりも下であった。主桁の剝離せん断層の大きさは、改良断面-1と比較して明確な違いはみられなかった。

(4) 改良断面-3 (図-5.22 (4))

迎角 0° 、 $+3^\circ$ とともに、床版の上面側の流れは改良断面-1および改良断面-2と同様な傾向で剝離せん断層は小さかった。

床版の下面側では、上流側で剝離した流れの一部は鉛直スタビライザーの上流側に巻き込み、残りは鉛直スタビライザーの位置で再び剝離して鉛直スタビライザーの下流側に巻き込んでおり、鉛直スタビライザーの上流と下流それぞれにおいて剝離によるバブルが発生していた。また、バブルによる流線への影響は他の断面と比較して小さかった。

5.5.4 制振部材の効果の推察および今後の課題

基本断面はバネ支持実験による結果では最も耐風性が悪い結果になった。これは、図-5.22 (1) に示すように床版の上面と下面両方に大きな渦が発生しており、そのため床版にねじれ振動が発生するような圧力が生じるためと思われる。

張り出し部材を設置する改良断面－１は、図－5.22（２）に示すように床版の上面側の剝離せん断層が小さくなり、張り出し部材がない場合（図－5.22（１））よりも床版の上面側におけるねじれ振動を誘発する圧力が小さくなると予想される。ただし、正の迎角がつくと耐風性が低下することがバネ支持実験から明らかになっているが、図－5.22（２）の（b）のように、断面まわりの流れが厚い剝離せん断層を示すようになり、基本断面のケースに似てくることから説明できる。

張り出し部材にエッジ・プレートが付加した改良断面－２は、バネ支持実験による結果では耐風性が向上した。この部材の影響による断面まわりの流れは、図－5.22（２）と図－5.22（１）では床版の下面側の流れの剝離の様子に違いが観察されたものの、断面側面上の流れには図－5.22（１）と顕著な違いがみられなかった。

改良断面－２に鉛直スタビライザーを設けた改良断面－３では、どの迎角においても、鉛直スタビライザーが床版の下面側の流れを幅員の中央で断ち切ることにより、関連性の比較的小さい２つの剝離せん断層が形成され、かつその厚さも抑えられている。そのため、圧力変動の同期性が損なわれ、かつ圧力の絶対値が小さくなると予想される。これが、図－5.21（３）の断面がバネ支持実験において、どの迎角においても最も優れた耐風性を示した理由と考えられる。

以上より、二主桁斜張橋のような充実断面の場合、橋桁断面まわりの流れがどの迎角においてもスムーズになるよう断面、あるいは制振部材を選べば、耐風性の良い断面を得られる可能性がある。今回は設備の制約から適切な振動数で模型を加振した状態を調べることができず、静的な状態における断面まわりの気流の可視化から制振部材の効果について推察した。模型を適切に加振した状態で断面まわりの流れを可視化して、発散振動が発生する状態の気流を観察し、さらに模型に作用する圧力の時刻歴および分布を測定することにより、より総合的な面から橋桁の耐風性を評価するのが望ましい。

5.6 タウト模型実験

5.6.1 タウト模型の概要

タウト模型を設計するにあたり、質量や極慣性モーメントのみではなく、振動数を所要の値に調整する必要がある。一般にタウトモデルのたわみ振動数は質量とピアノ線の張力により調整し、振動数比（ f_0/f_η ）はピアノ線間隔により調整すればよい。

今回の場合は、質量や極慣性モーメントを所要値に合わせ、ピアノ線間隔を模型の範囲内で最大に離しても振動数比は1.47となり、所要値2.42を満足することはできない。一方、元年度のバネ支持模型実験の結果によると、振動数比1.47ではたわみの渦励振とねじれの渦励振が干渉してしまい、実橋の対風応答を実験で正しく評価できない。したがって、ねじれ剛性を付加して振動数比を所要値に合わせる必要がある。振動数比を合わせる方法としては、模型の外装材の剛性をピアノ線に付加する方法（GJ≠0法）と剛性棒を用いる方法が考えられる。ここで、GJ≠0法にはねじれ振動の対数減衰率が大きくなる、得られる

振動数比の推定精度が低くなるといった問題点が考えられるため、今回は剛性棒を用いた方法で設計した。
以下に、剛性棒を用いた場合のたわみ振動数とねじれ振動数の求め方を示す。

①たわみ振動

本報告書のタウト模型の振動特性は、剛性棒とピアノ線に着目して線形化されたたわみ理論を用いて最小働原理より求める。

模型のたわみに関するポテンシャルエネルギー V_η と運動エネルギー T_η は次式で与えられる。

$$V_\eta = \frac{1}{2} \left\{ EI \int_0^l \left(\frac{d^2 \bar{\eta}}{dx^2} \right)^2 dx + Hw \int_0^l \left(\frac{d \bar{\eta}}{dx} \right)^2 dx + \left(\frac{8f}{l^2} \right) h \int_0^l \bar{\eta} dx \right\} \quad (5.3)$$

$$T_\eta = \frac{\omega_\eta^2}{2} \frac{W}{g} \int_0^l \bar{\eta}^2 dx \quad (5.4)$$

ここに、 E ；剛性棒の弾性係数、 I ；剛性棒の断面 2 次モーメント、 x ；橋軸方向座標、 $\bar{\eta}$ ；鉛直方向変位、 Hw ；張力（ピアノ線 2 本分）、 f ；ピアノ線のサグ、 l ；模型長、 h ；慣性力によるピアノ線張力の水平成分（2 本分）の増分、 ω_η ；たわみ円振動数、 W ；単位長さあたり重量（模型＋剛性棒＋ピアノ線 2 本分）

今、モード形状は対称形なので、 $\bar{\eta}$ は次式のように近似できる。

$$\bar{\eta} = a_1 \sin \frac{\pi}{l} x + a_3 \sin \frac{3\pi}{l} x \quad (5.5)$$

ここに、 a_1, a_3 ；未定定数

ここで、 h と $\bar{\eta}$ の関係は温度変化による影響を無視すると次式となる。

$$h = \frac{E_c A_c}{L_E} \frac{8f}{l^2} \int_0^l \bar{\eta} dx \quad (5.6)$$

ここに、 $E_c A_c$ ；ピアノ線伸び剛性、 $L_E = \int_0^l \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 ds$ 、 s ；ピアノ線の軸方向成分

最小働原理より未定定数 a_1, a_3 に関わらずエネルギー差 $T_\eta - V_\eta$ を最小にするように 1 次のたわみ振動数を求めると次式となる。

$$f_\eta = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C + A \pm \sqrt{(C - A)^2 + D}}{2B}} \quad (5.7)$$

$$\text{ここに、} A = 1 + \frac{\pi^2}{c^2 l^2} + \frac{512}{\pi^4} \lambda \quad B = \frac{8f}{9\pi^2} \quad C = 9 + \frac{81\pi^2}{l^2 c^2} + \frac{512\lambda}{9\pi^4}$$

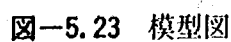
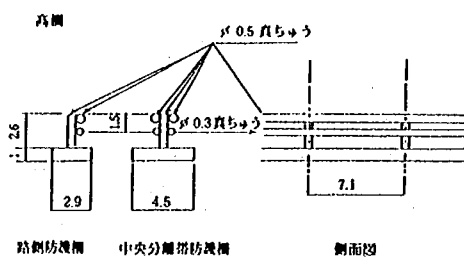
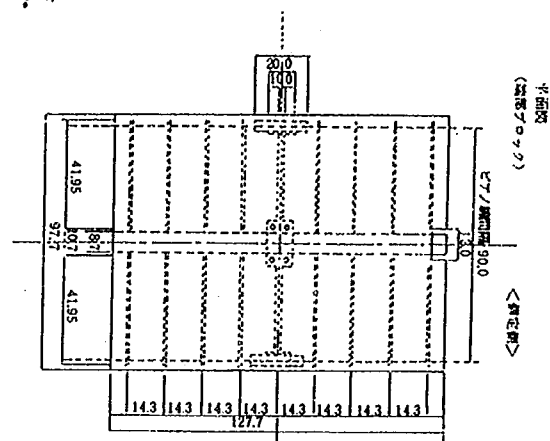
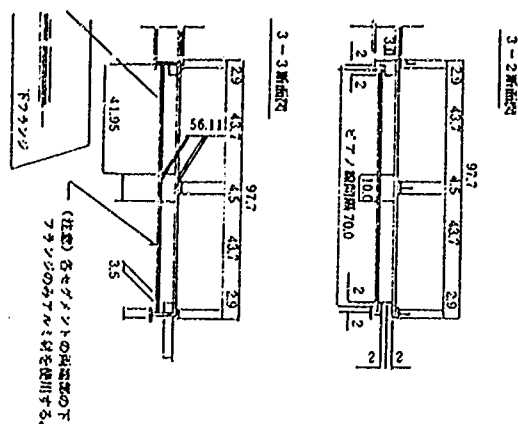
$$D = \left(\frac{512}{3\pi^4} \lambda \right)^2 \quad \lambda = \frac{E_c A_c f^2}{L_E H_w l} \quad c = \sqrt{\frac{H_w}{EI}}$$

②ねじれ振動

たわみ振動と同様に、最小働原理よりねじれ振動数を求める。まず、ねじれに関するポテンシャルエネルギー V_θ 、運動エネルギー T_θ は次式となる。

$$V_\theta = \frac{ECw}{2} \int_0^l \left(\frac{d^2 \phi}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{GK}{2} \int_0^l \left(\frac{d \phi}{dx} \right)^2 dx + \frac{Hwb^2}{8} \int_0^l \left(\frac{d \phi}{dx} \right)^2 dx + \frac{E_c A_c b^2}{8L_E} \left(\frac{8f}{l^2} \int_0^l \phi dx \right)^2 \quad (5.8)$$

$$T_\theta = \frac{I_p}{2} \omega_\theta^2 \int_0^l \phi^2 dx + \frac{Wc}{2g} \omega_\theta^2 \frac{b^2}{4} \int_0^l \phi^2 dx \quad (5.9)$$



ここに、 EC_w : 剛性棒の曲げ剛性、 GK : 剛性棒のねじれ剛性、 ϕ : 重心軸まわりの回転角、 b : ピアノ線間隔、 I_p : 剛性棒の慣性モーメント、 ω_0 : ねじれ円振動数、 W_c : ピアノ線 2 本分の重量
考慮するモード形状は対称 1 次なので、回転角 ϕ は次式で近似できる。

$$\phi = b_1 \sin \frac{\pi}{l} X \quad (5.10)$$

ここに、 b_1 : 未定定数

最小働原理より未定定数 b_1 に関わらずエネルギー差 $T_0 - V_0$ が最小となるように 1 次のねじれ振動数を求めると次式となる。

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{EC_w \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 + GK^* \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 + D}{I_p}} \quad (5.11)$$

$$\text{ここに、} D = \frac{E_c A_c}{L_E} \frac{128b^2 l^2}{\pi^2 l^2}, \quad GK^* = GK + \frac{Hwb^2}{4}$$

以上の式より振動数比を求めると、厚さ 3 mm × 幅 8 mm の剛性棒を使用した場合に f_0/f_y が 2.45 となり、実橋の耐風性を正しく評価できると考えられる。

風洞模型を図-5.23に示す。

5.6.2 実験方法

実験に使用した風洞は建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞である。フラッター風洞の主要諸元を図-5.24および表-5.12に示す。模型は縮尺 1/280 とし、上述したように 2 本のピアノ線および 1 本の剛性棒で支持し必要な剛性が与えられている。実験では風速、断面形状および気流の特性等を変化させて設定し、各設定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および架設地点の自然風の特性を考慮した 2 種類の乱流である。風速は熱線風速計を用いて気流解析し、対風挙動の測定時にはあらかじめ熱線風速計で求めた平均風速と送風機の回転数の関係をもとに設定した。模型の挙動は模型に取り付けた二つの豆電球をターゲットとし、2 台の光学式変位計により測定し、この出力の加算によってたわみ変位置に、減算によってねじれ変位置に換算し、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。今回実施したタウト模型実験の手法の概要を図-5.25に示す。

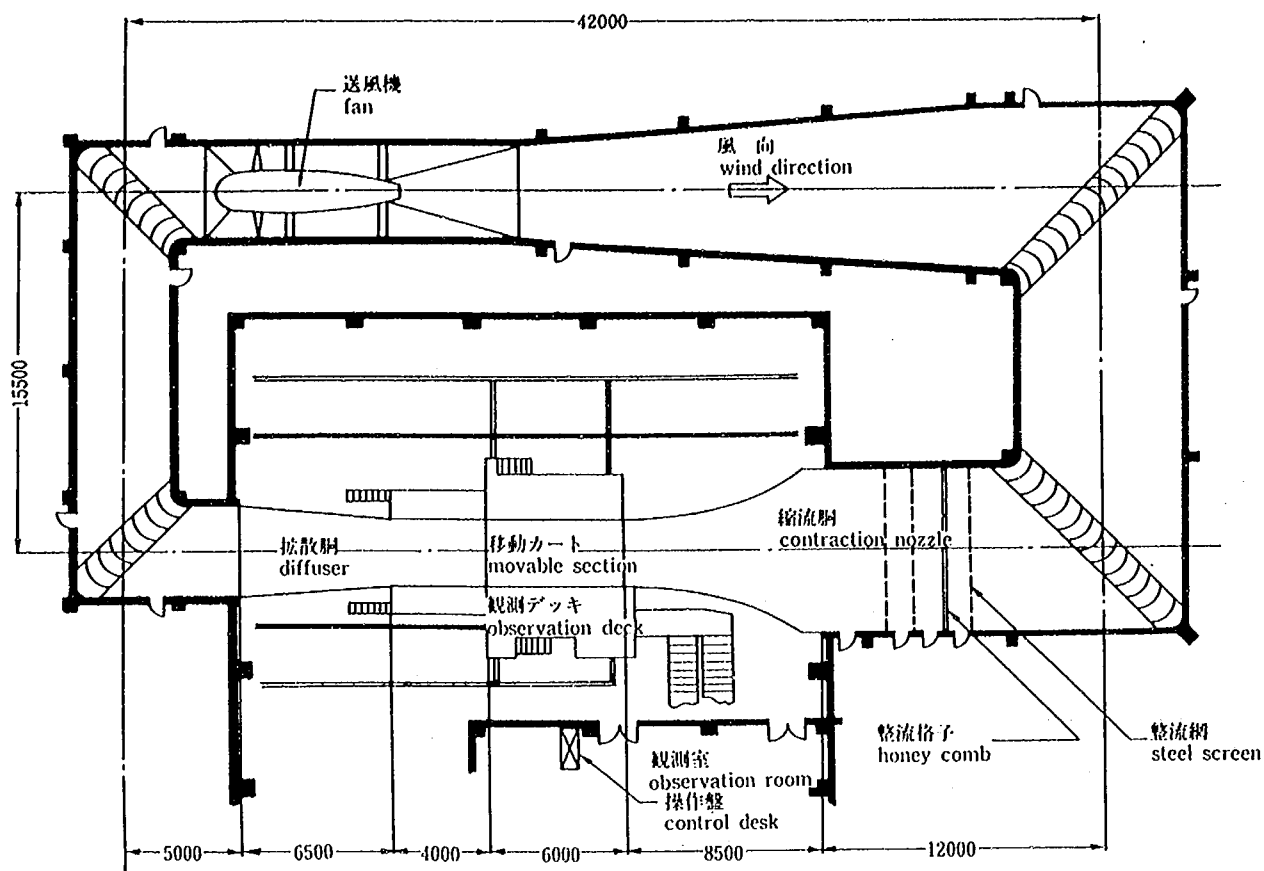


図-5.24 フラッター風洞平面図

表-5.12 フラッター風洞主要諸元

風 洞 名	フラッター風洞	
Wind Tunnel	Low Speed Wind Tunnel-A	
風洞形式	ゲッティンゲン型	
Type	Göttingen Type	
測定 節 Test Section	幅 Width	2,500mm
	高 Height	4,000mm
	長 Length	10,000mm
風路全長		
Total Path Length	115m	
送 風 機 Fan	動翼直径 Diameter	4,000mm
	有効全圧 Pressure Rise	40.0mmAq
	風 量 Wind Volume	242.0m ³ /sec
	回 転 数 Rotation	400.0rpm
	容 量 Power	250.0KW
気 流 Flow	風 速 Wind Speed	1.0~25.0m/sec
	乱 れ 率 Turbulence Intensity	0.5%

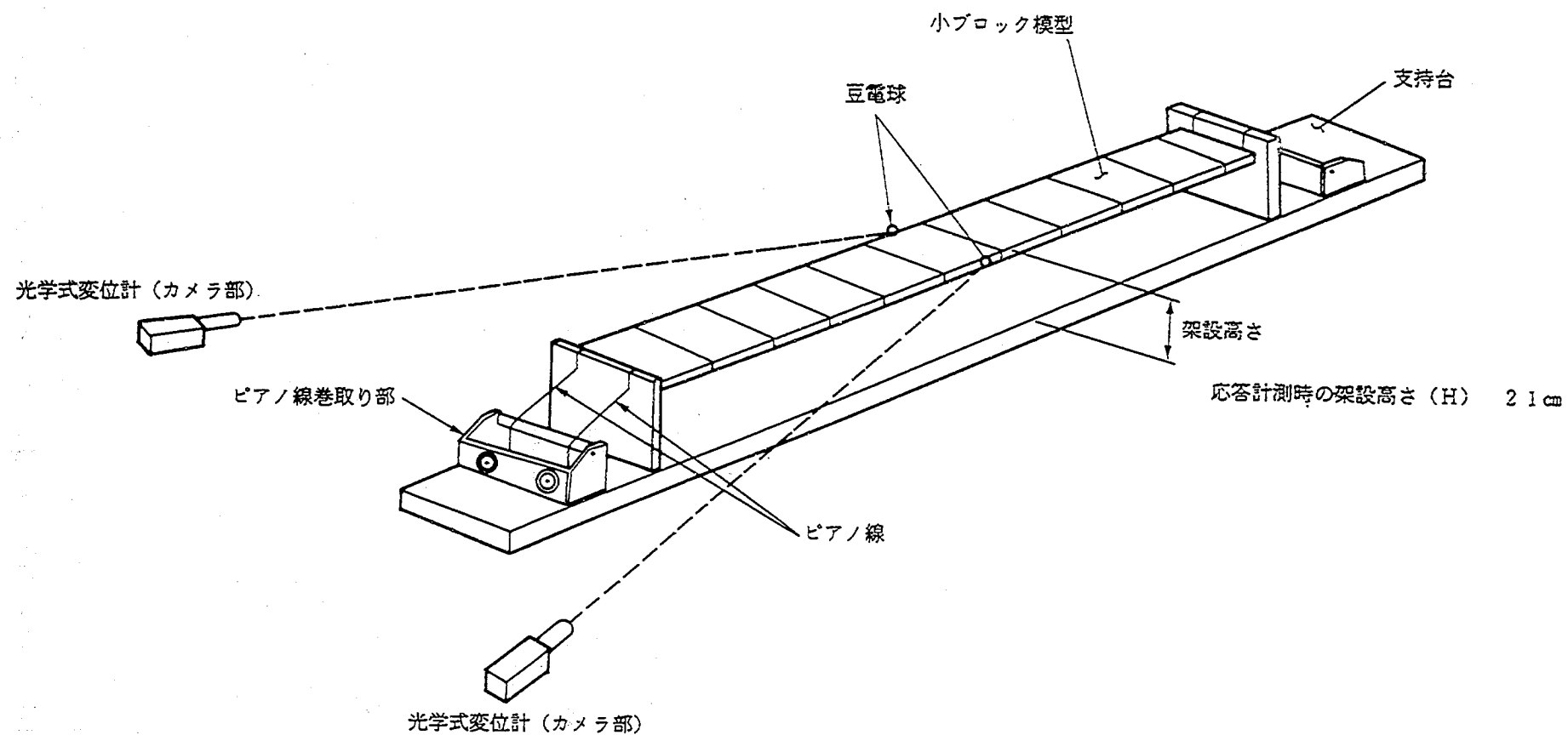


図-5.25 タウト模型実験概要図

5.6.3 実験条件

相似条件としては幾何学的形状を相似させることの他に、次の6つの無次元量を実橋と模型とで一致させた。なおこの相似則はバネ支持実験のそれと同じであり、以下に示すものとなる。

$$m/\rho B^2, V/N\eta B, \delta\eta, I/\rho B^4, V/N\theta B, \delta\theta$$

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-5.13に示す。

表-5.13 実験条件

(タウト模型実験)

		実 橋	所 要 値
縮 尺		—————	1/280
重 量		32.64tf/m	0.416kgf/m
極慣性モーメント		2393.3tf.m	3.973×10^{-5} kgf.m.s ² /m
支持方法		—————	たわみ・ねじれ2自由度
振 動 数	たわみ	0.253Hz	—————
	ねじれ	0.612Hz	—————
振動数比		2.419	2.419
無風時対	たわみ	0.02	0.02
数減衰率	ねじれ	0.02	0.02
風 速	たわみ	—————	—————
倍 率	ねじれ	—————	—————

5.6.4 乱流の発生

(1) 気流選定の方針

自然風の設定の方針は、渦励振に対する乱れ強さの影響を調べるために海上および平坦な陸地で吹くと

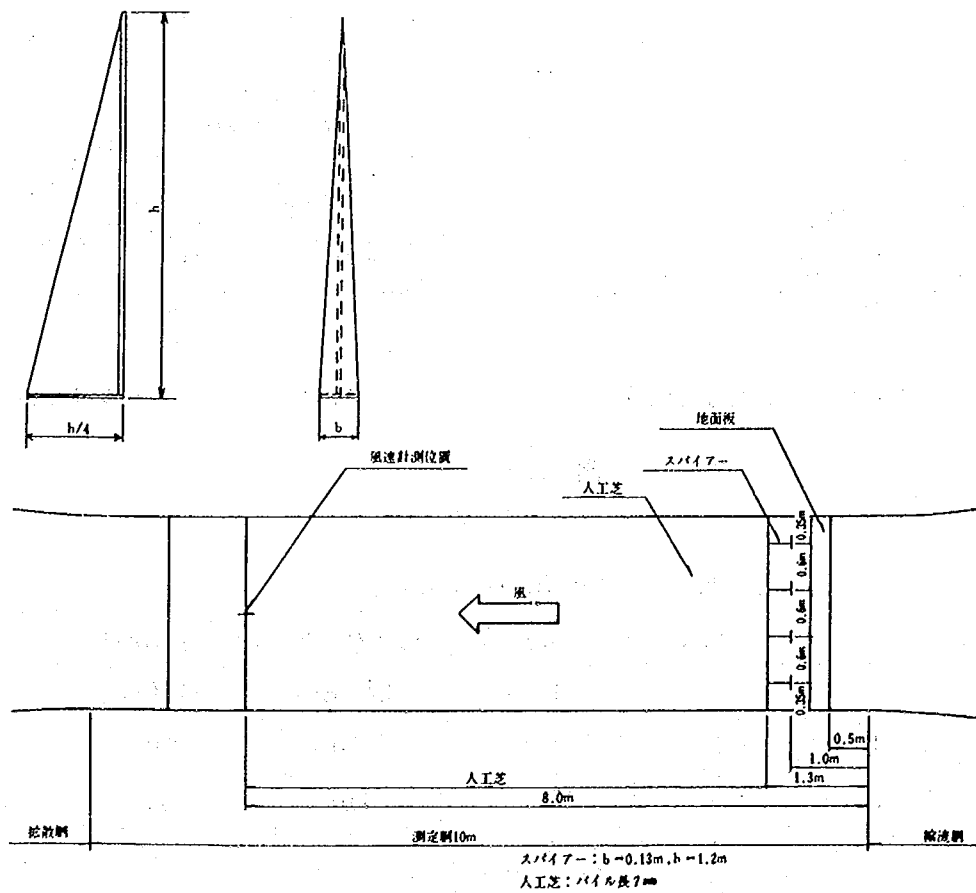
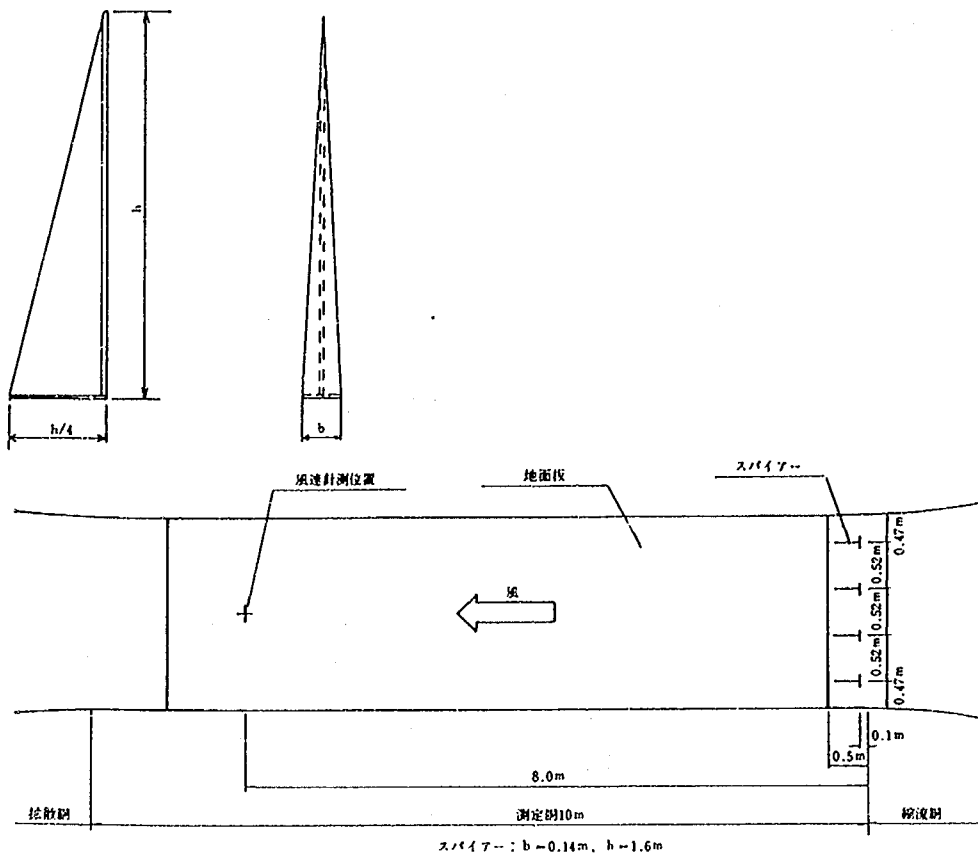
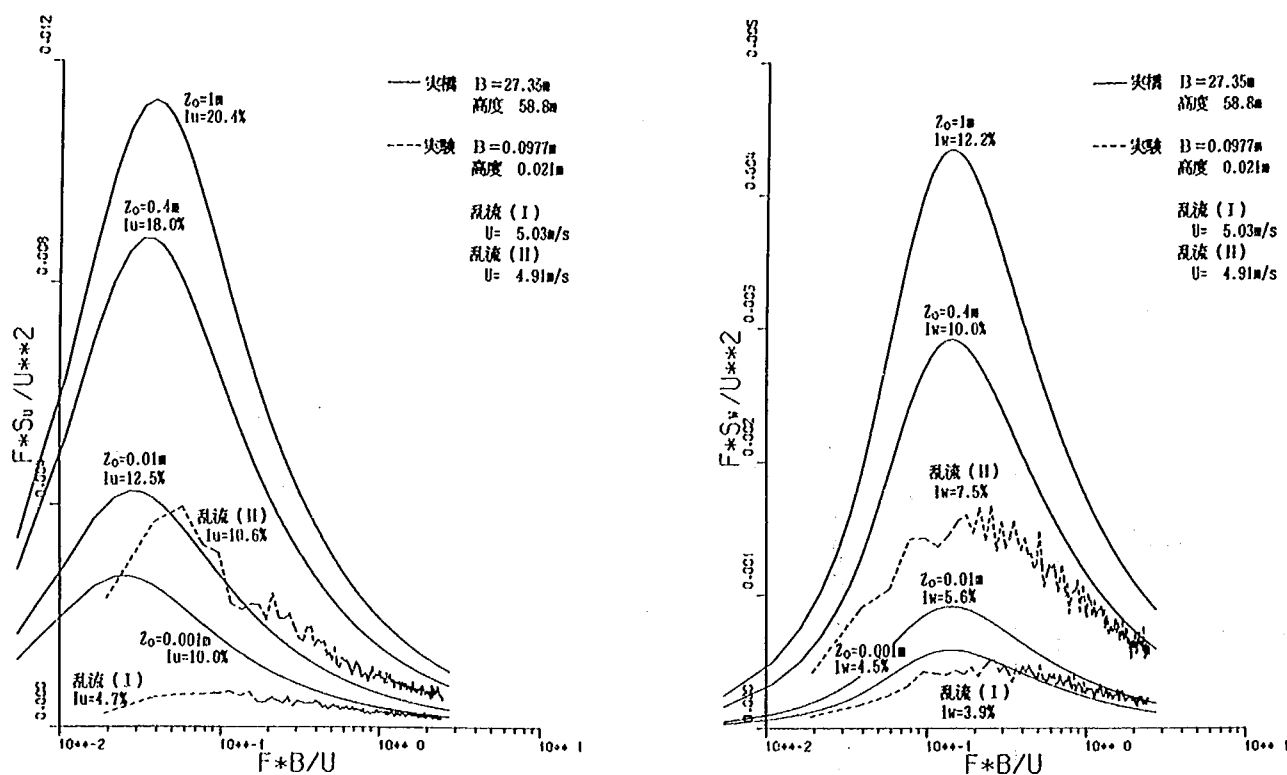


図-5.26 (2) 乱流発生装置配置平面図 (乱流Ⅱ)

考えられる気流を風洞内で発生させることを目的とした。そこで実際に用いる気流としては、これまで土木研究所で頻繁に用いられた乱流の中から適切なものを選定した。気流の計測は模型支間中央位置で行い、これを解析して気流が目的に適した特性を有することを確認した。図-5.26に乱流発生装置の配置方法を示す。

(2) 気流解析結果

実験では、乱れ強さ $I_u = 5\%$ の乱流を乱流 I とし、強さ $I_u = 10\%$ の乱流 II とした。表-5.14に今回の気流の特性を示し、図-5.27にパワースペクトル密度関数 (PSDF) に示す。



(1) 風速のパワースペクトル (主流方向成分)

(2) 風速のパワースペクトル (鉛直方向成分)

図-5.27

表-5.14 実験に用いた気流の特性

	乱れ強さ (%)		乱れのスケール (実橋換算)	
	I_u	I_w	L_x^L (m)	L_x^W (m)
乱流 I	4.7	3.9	70	30
乱流 II	12.5	7.5	110	50

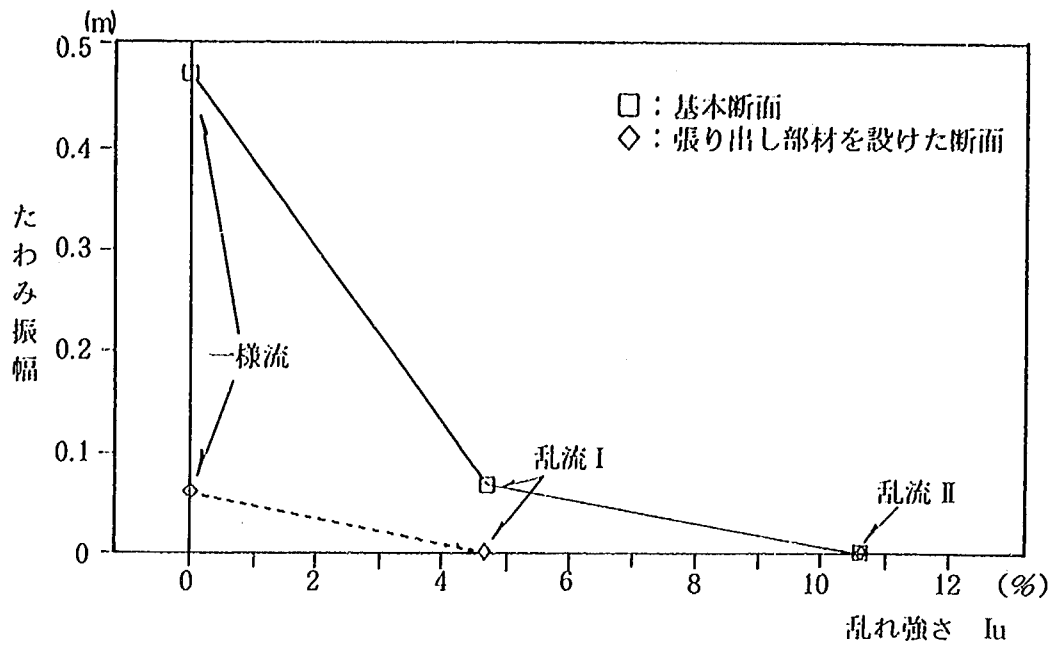
5.6.5 実験ケースおよび実験結果

実験は断面形状、気流の種類および構造減衰を変化させて実施した。実験結果の総括を表-5.15に示す。また、各実験ケースの風速～振幅図（V-A 図）を付図-3に示す。以下に検討すべき振動現象によぼす断面の形状、気流および構造減衰の影響についてまとめる。また、バネ支持模型実験の結果と比較し、実験手法の影響についても記す。

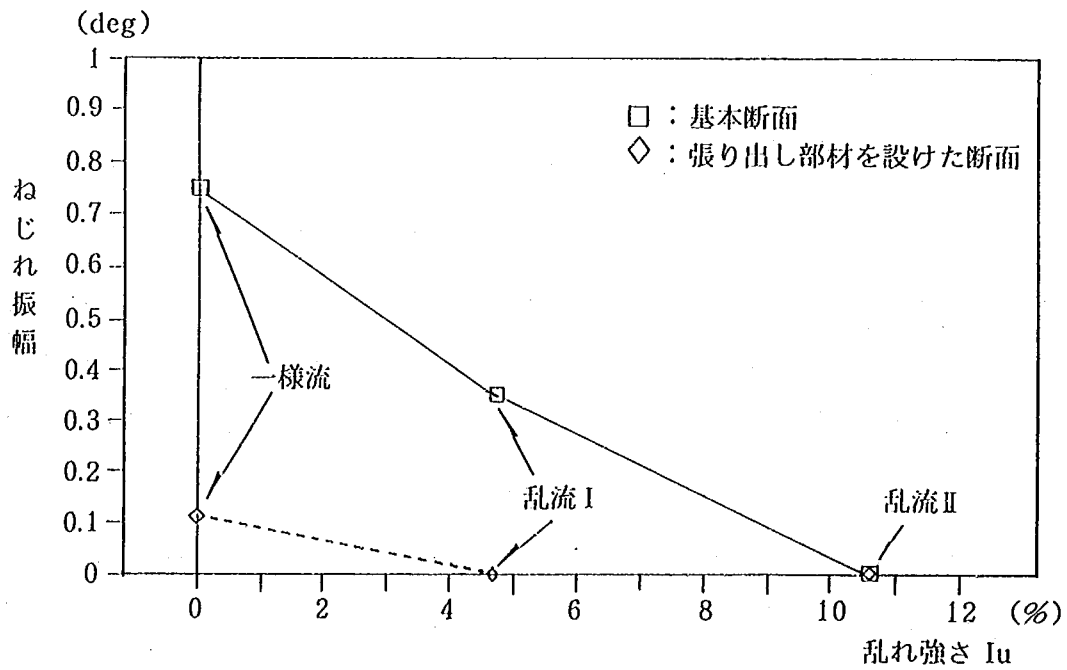
表-5.15 実験結果総括表
(タウト模型実験)

実験 番号	模 型	気 流	迎 角 (°)	渦 励 振				自励振動 (V/NB)
				たわみモード		ねじれモード		
				風 速 領 域 (V/NB)	最大振幅 (η/B)	風 速 領 域 (V/NB)	最大振幅 (deg)	
1	基本断面	一 様 流	0	0.82~1.25 2.10~3.89	0.00333 0.01727	0.68~0.82 1.23~1.79	0.11 0.75	3.27
2	基本断面 + 張り出し部材		0	1.12~1.39	0.00179	0.99~1.15	0.11	7.20以上
3	基本断面	乱 流	0	発現せず*		発現せず*		3.59
4	基本断面 + 張り出し部材		0	発現せず*		発現せず*		4.59
5	基本断面		0	発現せず*		発現せず*		3.78
6	基本断面	乱 流	0	0.97~1.17	0.00256	1.12~1.44	0.35	3.37
7	基本断面 + 張り出し部材		0	発現せず*		発現せず*		6.32

(注意) 渦励振あるいは、自励振動が不規則であった場合はその最大振幅で表示する。



(1) たわみ振動



(2) ねじれ振動

図-5.28 渦励振最大振幅におよぼす乱流の影響

(1) 断面形状の影響

比較に用いた断面は図-5.5に示す基本断面と図-5.6に示す基本断面に張り出し部材とエッジ・プレート設けた断面である。ここでは、一様流の結果を基に比較する。表-5.15に示すように、基本断面の渦励振はたわみ振動、ねじれ振動とも発現領域が2つあり、実橋風速でたわみ振動が6~9 m/sと15~27 m/s、ねじれ振動が11~14 m/sと21~30 m/sである。張り出し部材とエッジ・プレート設けた断面ではたわみおよびねじれ渦励振の発現領域はそれぞれ1つであり、実橋風速での発現領域はたわみ振動が8~10 m/s、ねじれ振動が17~19 m/sである。渦励振の最大振幅については、張り出し部材設けた断面はたわみ振動で基本断面の10%、ねじれ振動で基本断面の15%となる。

フラッターに関しては、基本断面のフラッター発現風速は51 m/sであるが、張り出し部材設けた断面のフラッター発現風速は最大値(実橋風速で132 m/s)以上である。

(2) 乱流の影響

乱流の渦励振の最大振幅に対する影響は、図-5.28に示すように渦励振の振幅は乱れ強さが大きくなるに従い小さくなる。張り出し部材とエッジ・プレート設けた断面のたわみおよびねじれ渦励振は乱流Ⅰで発現しなくなり、基本断面のたわみ、ねじれ渦励振は乱流Ⅱで発現しなくなる。

乱流と基本断面のフラッター発現風速の関係は図-5.29に示すように、乱流のフラッター発現風速に対する影響は小さく、フラッター発現風速は乱流Ⅰで56 m/s、乱流Ⅱで60 m/sである。なお、張り出し部材設けた断面は乱流中でフラッターのような発散振動が認められなかった。

鉛直たわみガスト応答と乱流の関係を図-5.30に示す。図-5.30の振幅を求めた風速は二主桁斜張橋のモデルである名港東大橋の設計風速54.1 m/sとした。図-5.30より鉛直たわみガスト応答は乱れ強さが大きくなるに従って大きくなることがわかる。

(3) 構造減衰の影響

基本断面の乱流Ⅱにおいて、構造減衰がガスト応答に与える影響を検討する。図-5.31に構造減衰0.01のV-A図と構造減衰0.03のV-A図を重ね合わせた図を示す。図-5.31に示すように構造減衰はガスト応答振幅にほとんど影響を与えない。

(4) バネ支持模型実験との比較

一様流中の基本断面のタウト模型実験(実験番号1)の構造減衰(対数減衰率)はたわみ振動が0.0125、ねじれ振動が0.0205なので、それぞれの構造減衰が一致するバネ支持模型実験で比較することとし、たわみ振動には実験番号Ⅰ-5、ねじれ振動には実験番号Ⅰ-2の結果を用いた。表-5.16にバネ支持模型実験とタウト模型実験の結果を比較する。表-5.16より、振動現象の発現する風速に関しては、渦励振の発現領域は2つあるが、たわみ、ねじれともに風速が高い方の発現領域に若干差がみられるものの、渦励振の風速が低い方の発現領域とフラッター発現風速はよく一致している。また渦励振の振幅については、

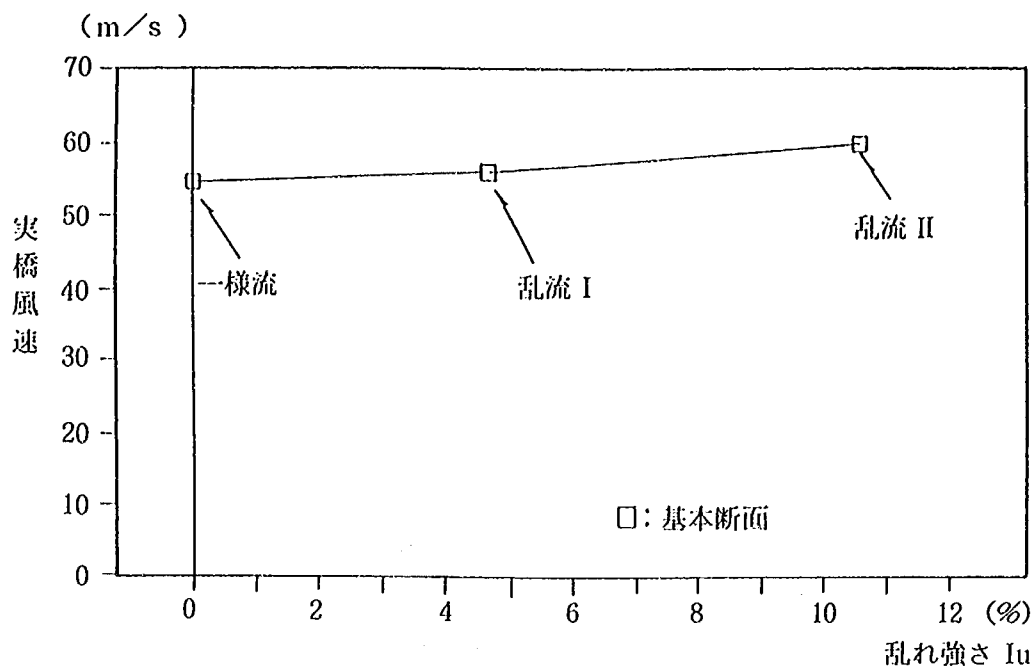


図-5.29 フラッター発現風速におよぼす乱流の影響

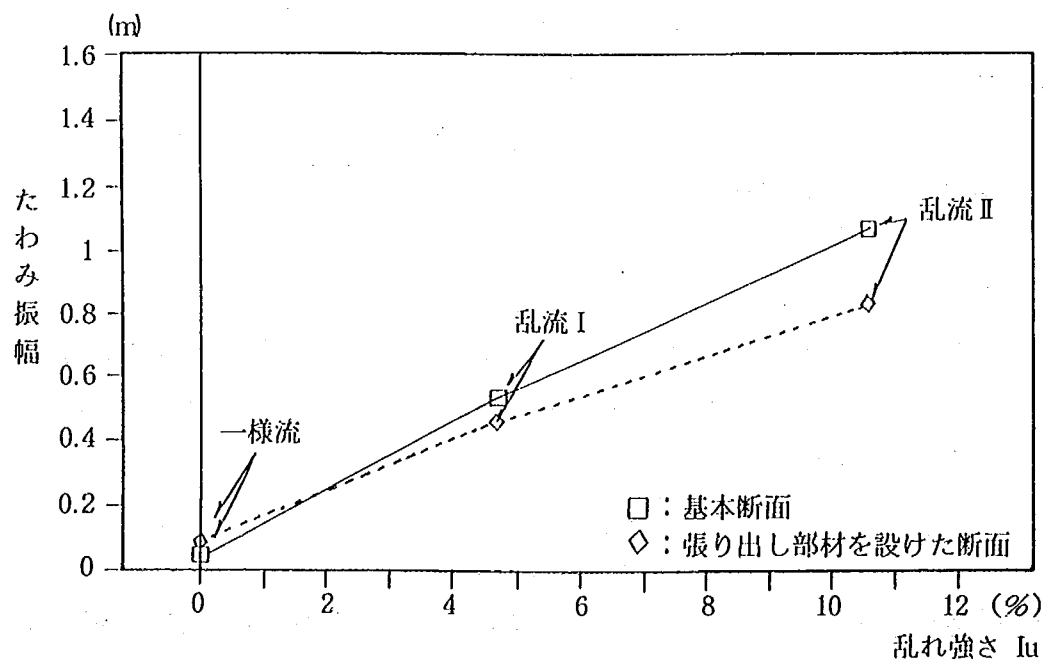
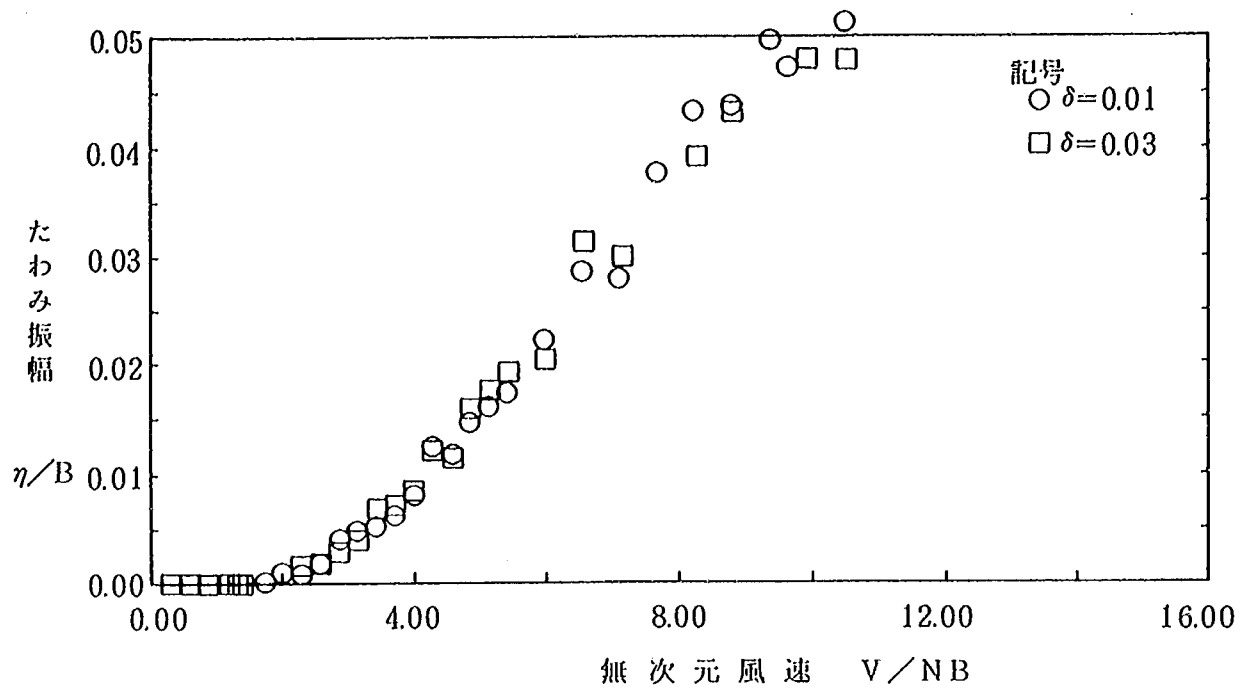
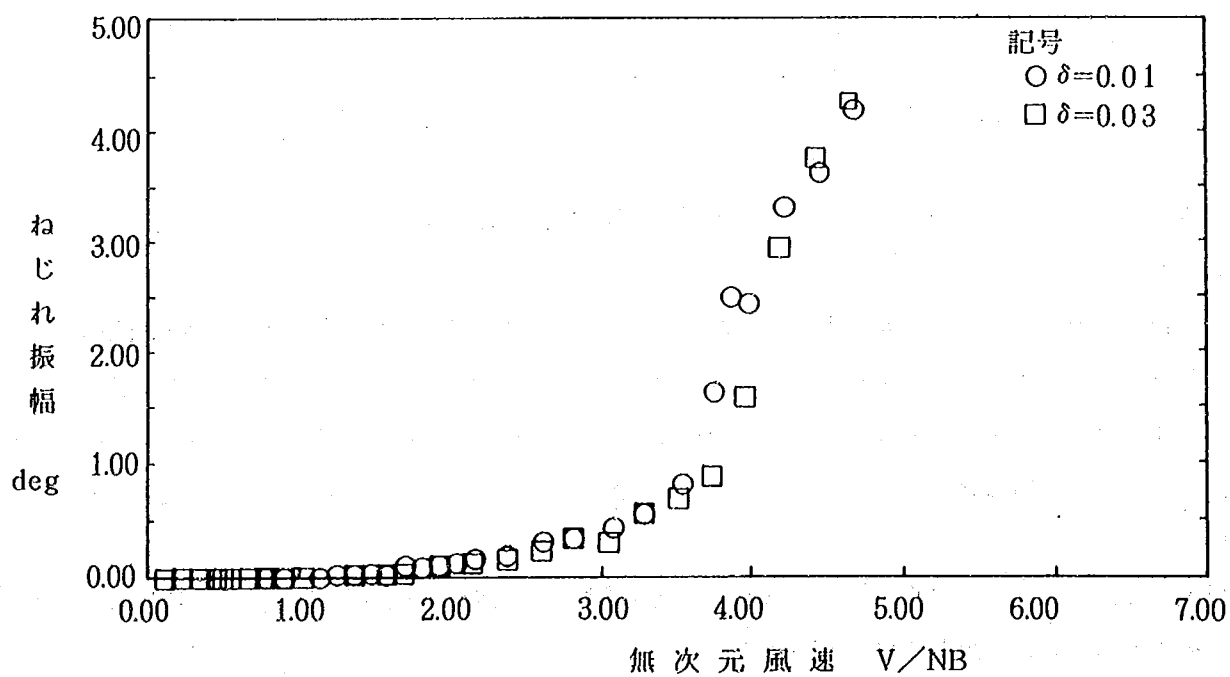


図-5.30 鉛直たわみガスト応答におよぼす影響



(1) たわみ振動



(2) ねじれ振動

図-5.31 構造減衰の影響

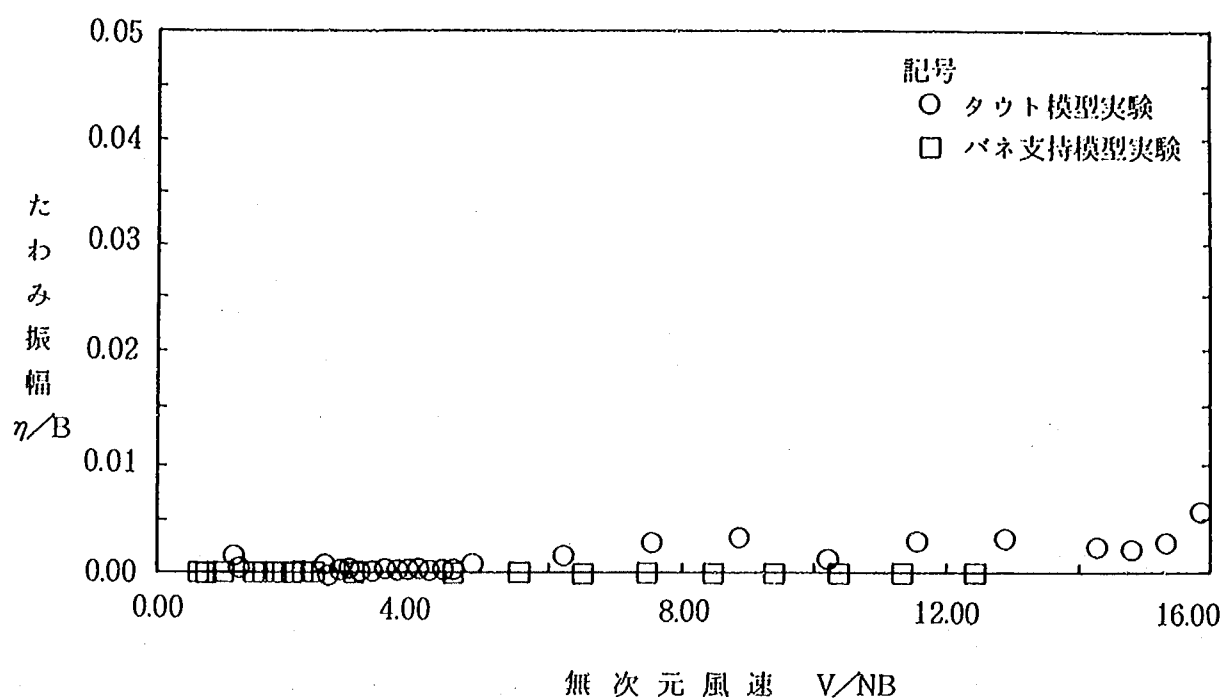
表-5.16 実験手法の比較（基本断面）

		バネ支持模型実験	タウト模型実験
構造減衰	たわみ	0.01038	0.0125
	ねじれ	0.01984	0.0205
たわみ渦励振	発現領域	5~7m/s 10~17m/s	6~9m/s 15~27m/s
	ねじれ	7cm 34cm	8cm 39cm
ねじれ渦励振	発現領域	10~12m/s 15~27m/s	11~14m/s 21~30m/s
	振 幅*	0.07° 0.74°	0.11° 0.75°
フラッター 発現風速		53m/s	51m/s

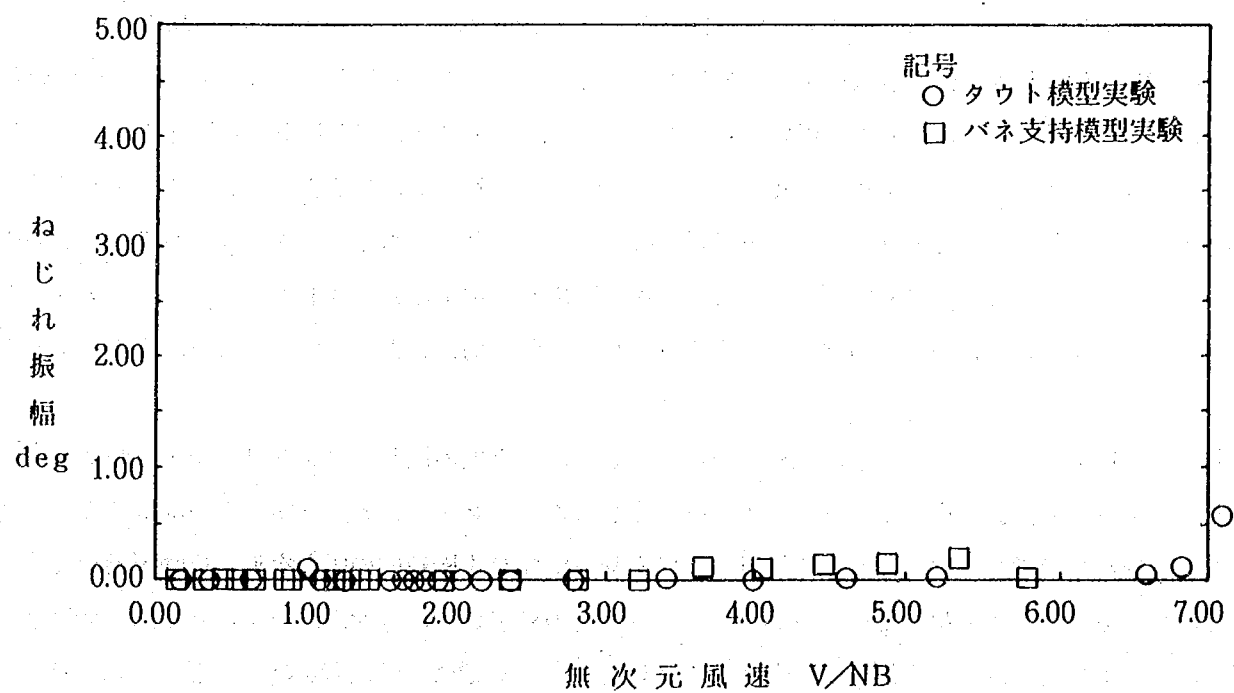
たわみについては若干異なるが、構造減衰と振幅が反比例の関係にあるとして補正すると、ほぼ等しい値とみなせる。

張り出し部材とエッジ・プレートを設けた断面のタウト模型実験（実験番号2）とバネ支持模型実験（実験番号Ⅱ-12）のV-A図を重ね合わせたものを図-5.32に示す。バネ支持模型実験では渦励振が発現しておらず、タウト模型実験ではたわみおよびねじれ渦励振がともに発現しているものの、その振幅は小さく、発現領域は非常に狭い。また、フラッター発現風速は両実験手法とも風洞の最大風速まで発現していない。

以上より、本報告書のタウト模型実験とバネ支持模型実験との結果は渦励振の発現風速に若干の差があるものの非常に良く一致しているといえる。



(1) たわみ振動



(2) ねじれ振動

図-5.32 実験手法の影響

5. 7 二主桁斜張橋の耐風性に関する考察

5.7.1 渦励振

無対策の断面において、渦励振はかなり大きい振幅で発生したが、迎角 0° では、これを抑える対策がバネ支持実験において見いだされている。しかし、 $+3^\circ$ の迎角に関しては渦励振の振幅を低減することはできたが、渦励振を完全に抑えることはできなかった。

タウト模型実験によると、渦励振振幅は気流の乱れによって低減する。しかし渦励振を完全に抑えるためには、たわみおよびねじれともに10%の乱れ強さの乱流が必要となる。したがって、現地風にあまり大きい乱れ強さを期待できない海岸部に二主桁斜張橋が架設される場合には、渦励振は注意を要する問題となる。

5.7.2 フラッター

二主桁斜張橋において最も問題となる現象は、フラッターと考えられる。様々な制振対策を試みたにも関わらず、あらゆる迎角に対しフラッター発現風速を十分に向上させる方法は1つしかなかった。ただしこれは概略設計の諸元を用いたものに対してであり、幅員が概略設計よりも狭まった場合には発現風速も変化するものと考えられる。さらにタウト模型実験で確かめられたように、フラッターに対しては気流の乱れの効果も乏しいため、バネ支持実験で十分な耐風性を確保することは必須と考えられる。

最も耐風性を向上させ得た耐風対策は、張り出しを設け、更にこの張り出した鉛直プレートを用いる方法である。これは Alex-Frazer 橋で用いられた方法であり、フェアリングより小さい部材で、フェアリングを凌ぐ効果を発揮する。この断面に鉛直スタビライザーを設置することはさらに耐風性を向上させる。

煙風洞実験でも見られたように、二主桁斜張橋のフラッター発現風速を向上させるためには、上面の流れをスムーズにすることが重要であるが、これを正の迎角で実現することは困難である。フェアリングおよび単なる張りだし部材が、正の迎角を有する風に対して全く効果を失ったのは、このためであると考えられる。

上流の流れをスムーズにする事が困難な条件に対しては、下面の流れをコントロールする必要がある。二主桁斜張橋は上流側主桁の下フランジで剝離が生じるため、必然的に床版下面に厚い剝離せん断層が発生する。無対策の場合この剝離せん断層は一つであり、剝離せん断層内の圧力変動は自励振動を発生させる力となりやすい。張り出し部のエッジプレートは主桁の外に別の剝離せん断層を作り、鉛直スタビライザーは、二主桁間の剝離せん断層を分割することによって、規則的な励振力を乱したものである。

5.7.3 ガスト応答

ガスト応答に関しては、断面によって若干異なるが、乱流Ⅱにおいて風速54m/sで最大振幅で1m前後発現している。この振幅は初通過破壊に対する安全性に基づいて評価するのが妥当と考えられるが、活荷

重による最大たわみ変形量70cmよりも大きいため、設計の見直しを考えなければならない問題となる可能性がある。

5.7.4 制振部材が工費に与える影響

フラッターに対する効果が確認された部材（5.4.3における模型番号10）の添架に伴う工費の増加を概算したところ、張り出しにより、13.2億円、鉛直スタビライザーによって1億円程度と見込まれた。この概算に当たっては材料費の他に、主桁重量の増加による主塔およびケーブルの材料費の増加を見込んでいる。この費用は4.5で計算した工費132億円の約1割程度であり、二主桁斜張橋の経済性に関する長所を無にするものではないが、かなり負担になることがわかる。ただし、張り出し部材については、床版と同等の設計を考えているため、実質的に幅員が広がったことになる。したがって、張り出し部を含めて、概要設計と同程度の桁総幅で所要の車線幅員を得ることが可能であれば、制振部材の添架による工費の増加はあまり深刻なものとはいえない。

6. 二主桁斜張橋の課題

6.1 設計に関する今後の課題

(1) 全体構造について

水平方向支持条件に関しては、今回の検討で固定としたが、実際には、適切な剛性による弾性支持とするのが良いと考えられる。

また今回の検討では鋼製の主塔だけを検討した。コンクリート主塔を用いなかったのは、コンクリートの主塔を用いて設計の合理化を図ることは、鋼製の他のタイプの橋桁に関しても考えられる問題であり、経済性の評価において混乱を招くことを避けたためである。しかし二主桁斜張橋においてコンクリート製の塔が、他の形式の主桁の場合よりも必然性が高いことは十分に考えられ、今後検討する価値があると考ええる。

(2) 主桁の断面力に関して

有効幅は荷重毎に異なると考えられ、それに応じた断面力の算出を行うのが好ましいと考えられるが、これに関して解析および実験を通じ、二主桁斜張橋独自の考え方に基づく設計手法がさらに検討される必要がある。

(3) 床版の断面力について

二主桁斜張橋で床版厚を可能な限り抑えることが、経済性を向上させるために重要な要因となる。耐久性を考慮すると、現在の道路橋示方書に与えられる最小床版を下回る床版を用いることは問題があると思われるが、一方で床版に発生する応力は、主桁および横桁を剛と見なせる短支間の合成桁橋とはかなり異なってくることが示された。したがって、主桁の設計と同様に、床版に発生する実際の応力を踏まえた設計基準が必要と考えられる。

(4) クリープ、乾燥収縮

クリープ、乾燥収縮の影響はプレキャスト床版を用いればかなり低減できると考えられるが、Alex-Frazer 橋では、乾燥収縮はほぼ終了しているが、クリープについては未だ終了せず、値を2通りに変化させて解析したとのことである。これらのことから、クリープ、乾燥収縮は余り大きな問題ではないと考えられるが、無視し得ない問題であり十分詰めておくことが望ましい。

6.2 耐風性に関する課題

耐風性の向上方法に関しては、鉛直スタビライザーと張り出し部にエッジプレートを設けることでかなり良好な耐風性を得ることができた。ただし幅員が狭い橋梁や振動数の更に低い橋梁では耐風性は必ずし

も十分と言えないし、幅員と桁高の比が変化した場合にこの対策がどの程度有効か、あるいはどのような寸法のものを用いると有効になるかなど、検討の余地がある。

さらに、張り出し部材および鉛直スタビライザーに関する最適化や、効果を促す付加部材の検討も必要である。5.7.4 に述べたように、これらの制振部材は安価ではないが二主桁斜張橋の経済性を完全に損なうものではないと考えられる。しかし二主桁斜張橋の長所は優れた経済性にあることを考えると、経済性を可能な限り損なわないように制振部材を設計するための工夫は今後も必要である。

7. まとめ

本研究によって明らかになったことを以下にまとめる。

(1) 二主桁斜張橋において優れた経済性を得るためには高強度のプレキャスト床版を用いることの必然性が高い。

(2) 主塔および主塔における桁の支持条件は設計にかなりの影響を与え、鉛直方向はフリーとし、水平方向は塔が鋼の場合は弾性固定、塔がコンクリート製の場合はフリーとするのがよい。

(3) 床版に発生する応力は格子解析によると単支間の合成桁橋とはかなり異なるため、設計において注意が必要である。

(4) 二主桁斜張橋は耐風性を特に考慮しない段階での設計においては、鋼箱桁橋に比べかなり高い経済性を有する。

(5) 渦励振に対しては、正の迎角に対しては有効な対策が見つからなかったが、10%程度の乱れ強さを有する風が架設地点で期待できれば発現しなくなると考えられた。

(6) 適切な部材を選択する事によって、フラッターの発現風速を十分に向上させることは可能である事が確かめられた。しかし、経済性を損なわないためには、耐風対策の最適化の検討をする余地がある。

(7) 鉛直方向のガスト応答振幅はかなり大きくなることが確かめられた。設計においては鉛直ガスト応答によって発生する応力を、風荷重と組み合わせるなどして、設計時に十分に考慮する必要性が高いと考えられる。

以上の検討結果は、二主桁斜張橋が、わが国においても十分に優れた経済性を発揮し、また耐風性に関しても制振部材を適切に設計することで、わが国の不利な条件に耐え得るものを実現する可能性を十分に示すものとする。一方では、プレキャスト床版の設計・施工の考え方、床版や主桁の設計手法、さらには耐風対策の簡易化など残された課題もあるが、これらの問題は二主桁斜張橋にとって致命的な問題とは考えられず、今後の研究によって漸次解決がなされてゆく性質のものと考えられる。

謝辞

本研究において、二主桁斜張橋の耐風性を考察するために重要であった Quincy 橋および Alex-Frazer 橋の耐風性に関する知見は、National Research Council of Canada の M. G. Savage 氏が収集し送付された資料によるところが多々であることをここに記し、感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 小原, 今井, “PC 斜張橋—特にレオンハルトタイプについて—”; 橋梁, 1978—5
- 2) 成瀬, “海外の斜張橋の展望”; 橋梁, 1982—1
- 3) 曾川, 渡辺 “PC 斜張橋の構造特性に関する一研究”; プレストレストコンクリート, Vol. 26, No 5, 1984
- 4) 多田, “斜張橋の展望”; 橋梁, 1986—1
- 5) N. J. Gimsing, (訳) 西川, “ケーブル支持橋梁の最近の発展および将来への展望”, 橋梁と基礎, 1987—5
- 6) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造進歩調査小委員会編, “斜張橋資料集成”, 1976—2
- 7) (社) プレストレストコンクリート建設業協会, “PC 斜張橋資料〔計画・設計・施工〕”, 1988—3
- 8) Leonhardt, (訳) 成井, “橋梁設計の発展”; 土木施工, Vol. 28, 1987—9
- 9) 星埜, “斜張橋の構造系と設計一般”; 橋梁と基礎, 1985—8
- 10) 日本道路公団, “名港西大橋工事誌”
- 11) 建設省中部地方建設局名四国道工事事務所, 名港東大橋(斜張橋)予備設計業務設計報告書, 昭和58年
- 12) 斜張橋ケーブルプレストレストの計算法, 土木学会論文集, 1986年10月
- 13) コンクリート斜張橋のクリープ解析, 土木学会論文集295号, 1980年3月
- 14) 「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工指針」
(昭和59年2月)
- 15) P. A. Irwin, “Prediction and Control of the Wind Responce of Long-Span Bridges with Plate Girder Decks”
- 16) R. L. Wardlaw, H. Tanaka, M. G. Savage, “Wind Tunnel Investigation of The Mississippi River Bridge Steel Alternative, Quincy, Illinois”, NRC, LTR-LA-268
- 17) S. J. Zan, H. Yamada, H. Tanaka, “The Influence of Turbulence and Deck Section Geometry on The Aeroelastic Behaviour of a Cable-Stayed Bridge Model”
- 18) P. A. Irwin, “Wind Buffeting of Cable-Stayed Bridges During Construction”, Bridge and Transmission Line Structures
- 19) P. A. Irwin, “Wind Tunnel Tests of Annacis Island Bridge, Vancouver without Fairings”, Report 48415011, Morrison Hershfield Ltd

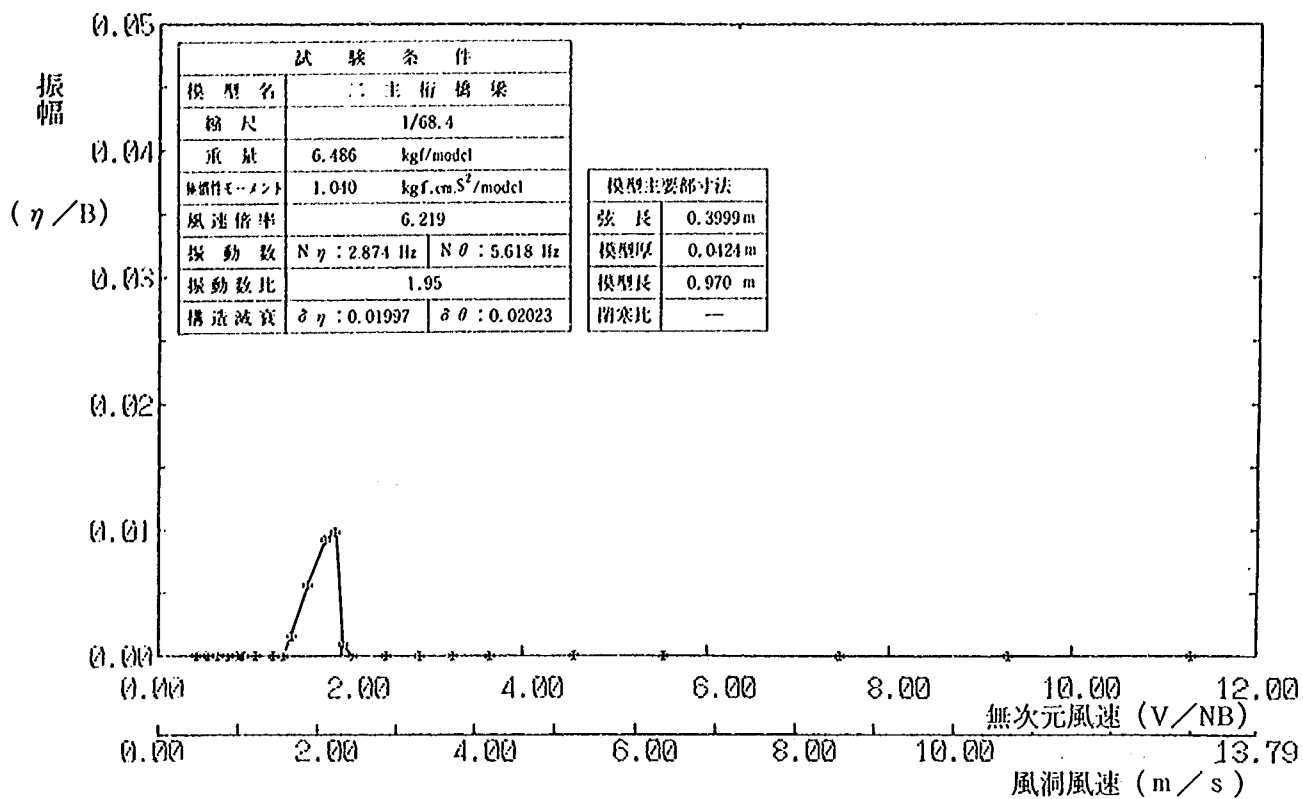
- 20) P. A. Irwin, "Sectional Model Wind Tunnel Tests on The Proposed Wind Tunnel Tests on The Proposed Annacis Island Bridge-Steel Version Vancouver, British Columbia", Report 48215021, Morrison Hershfield Ltd., January 25, 1983
- 21) P. A. Irwin, "Wind Tunnel Tests on Annacis Island Bridge Steel Version With Wide Girder Spacing", Report 48415011, Morrison Hershfield Ltd., April 26, 1983
- 22) P. A. Irwin, "Wind Tunnel Tests of Long Span Bridges" IABSE 12th Congress Sep. 3 - 7, 1984
- 23) 建設省土木研究所, "名港中央大橋の耐風性調査報告書"; 土木研究所資料第2719号, 平成元年 1 月
- 24) 建設省土木研究所, "名港西大橋の耐風性調査報告書(1981)"; 土木研究所資料第1741号, 昭和56年 12月
- 25) 建設省土木研究所, "本州四国連絡橋の設計施工に関する調査試験研究報告"; 土木研究所資料第2620号, 昭和63年 3 月
- 26) 加藤 雅史, 島田 静雄, "橋梁実測振動特性の統計解析"; 土木学会論文報告集第311号, 1981年 7 月

付 属 資 料

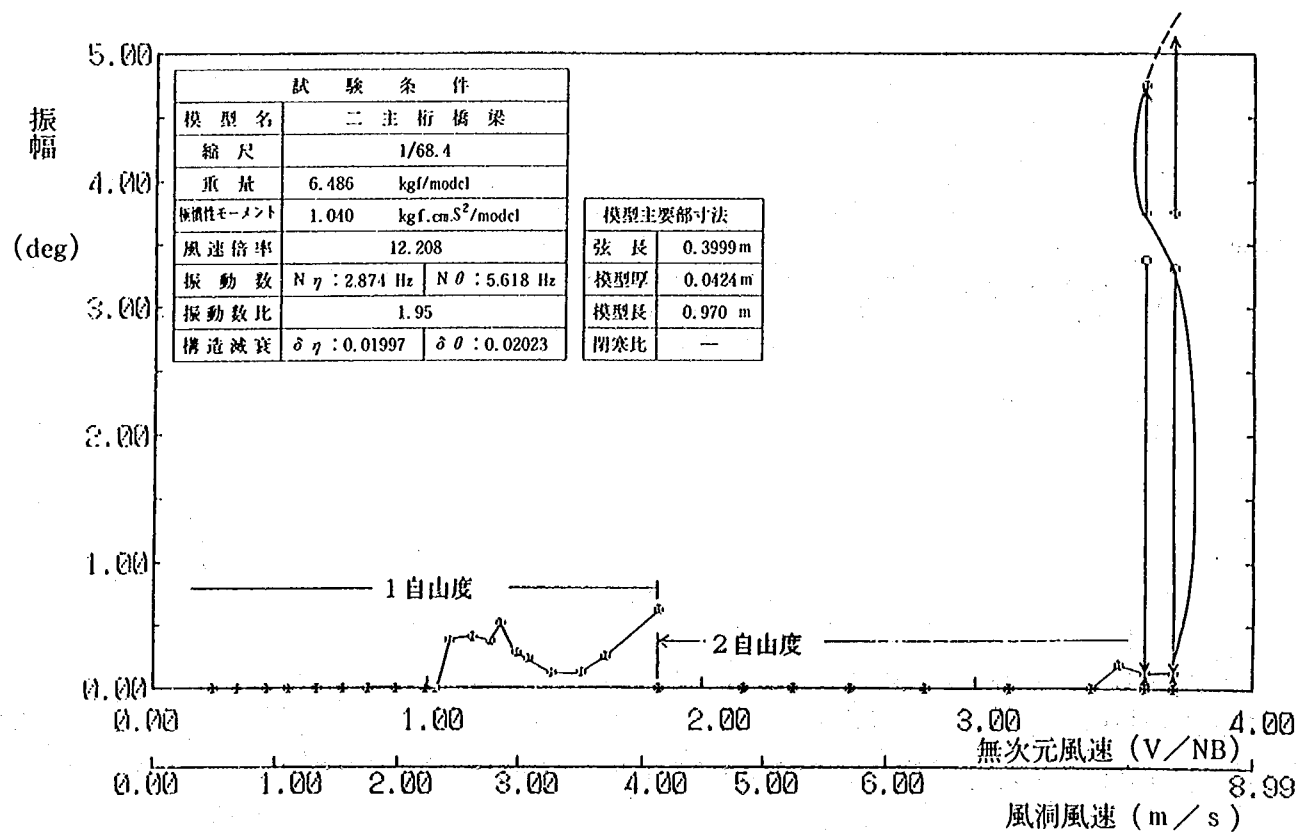
付図ー1 バネ支持模型実験結果(その1)(V-A図)

付図ー2 バネ支持模型実験結果(その2)(V-A図)

付図ー3 タウト模型実験結果 (V-A図)

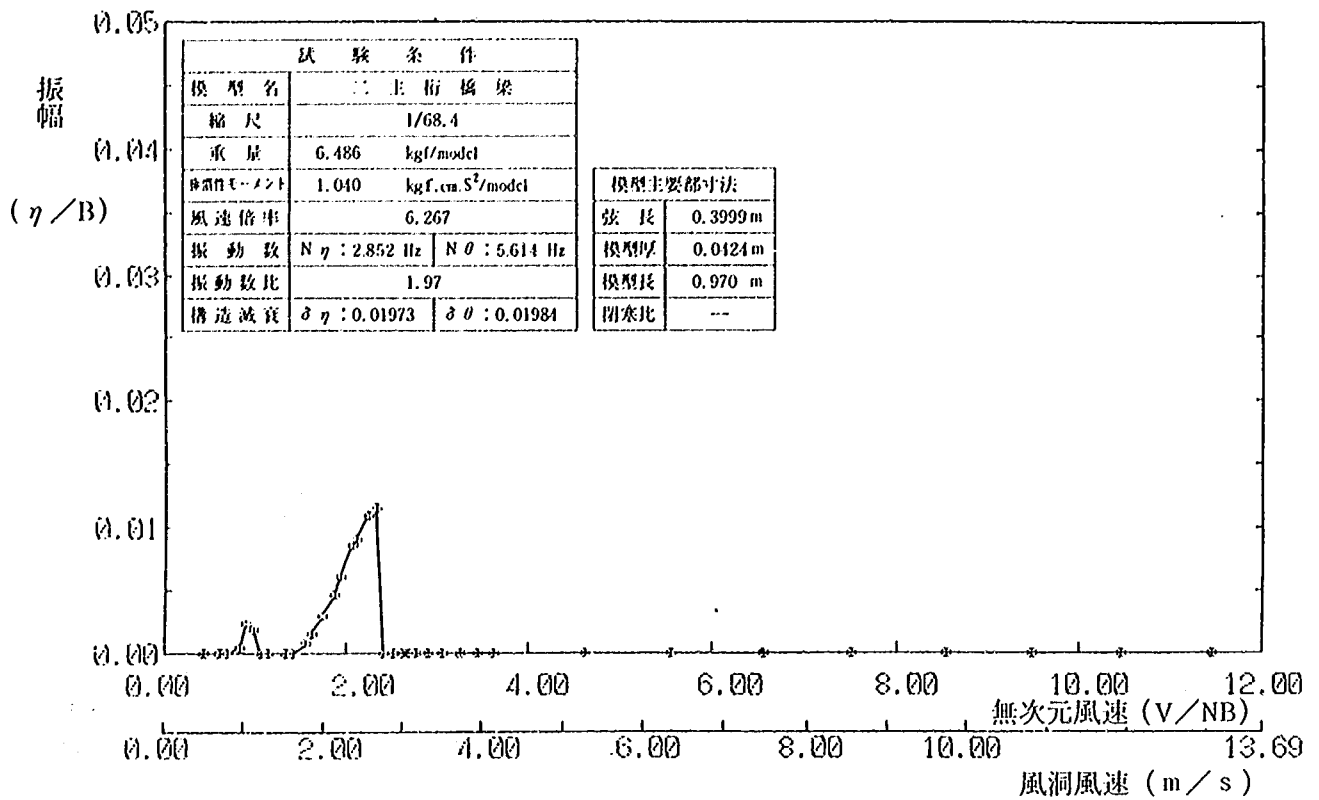


(1)たわみ振動

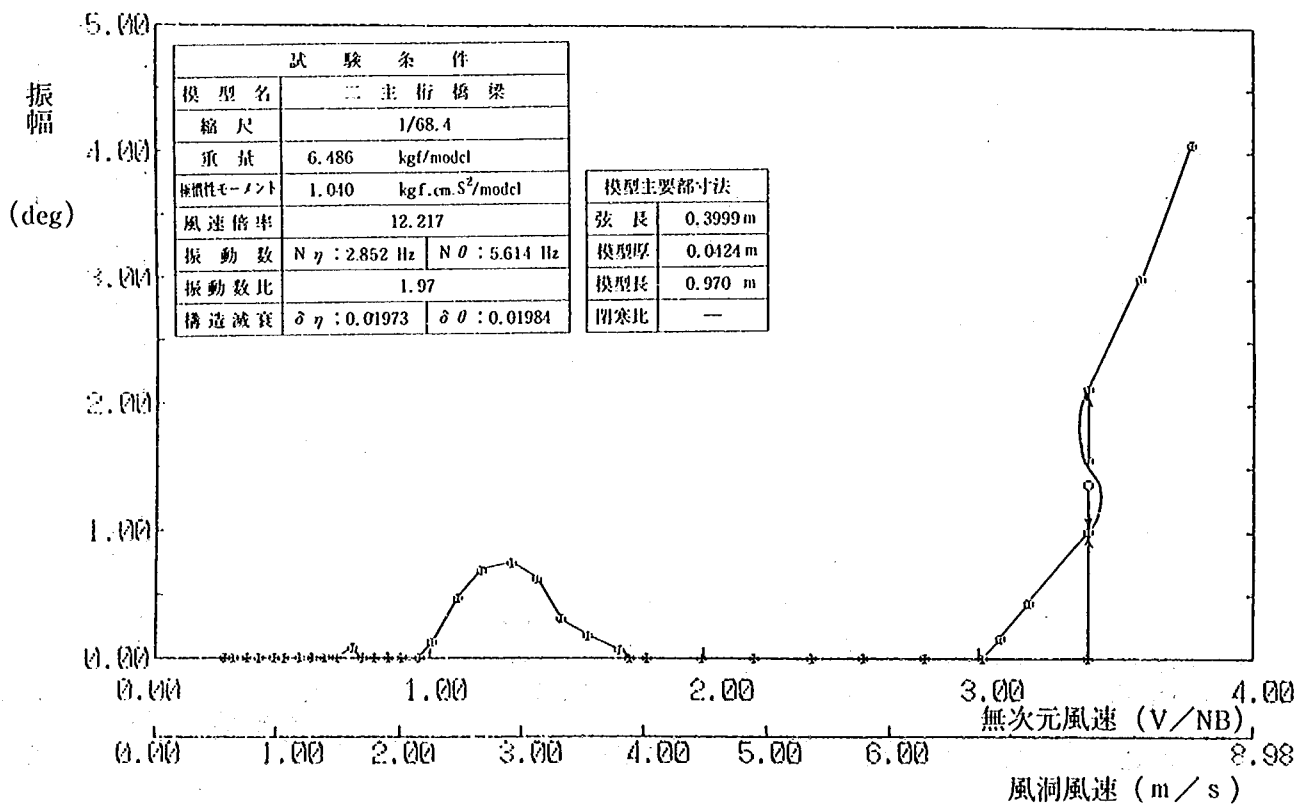


(2)ねじれ振動

付図-1.1 風速—振幅曲線 (実験番号 B-1)

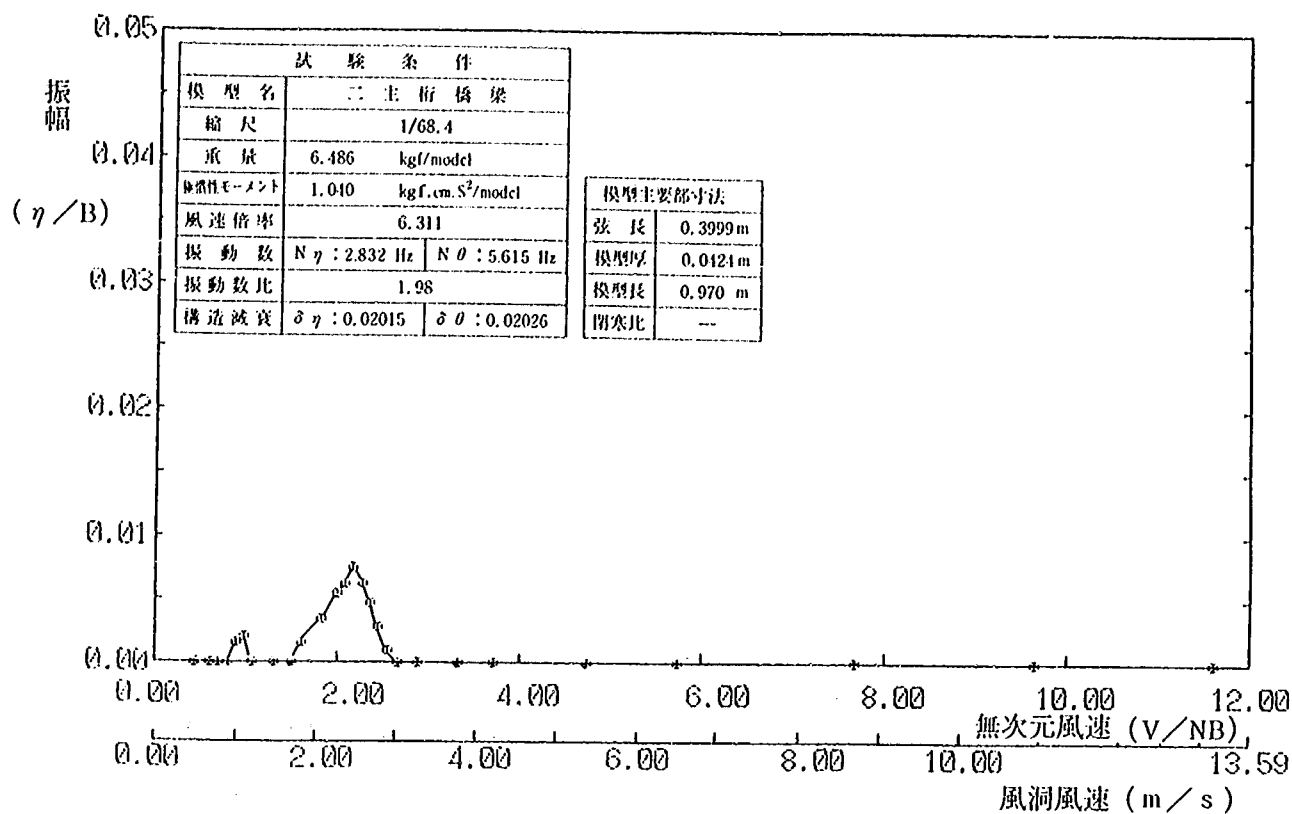


(1)たわみ振動

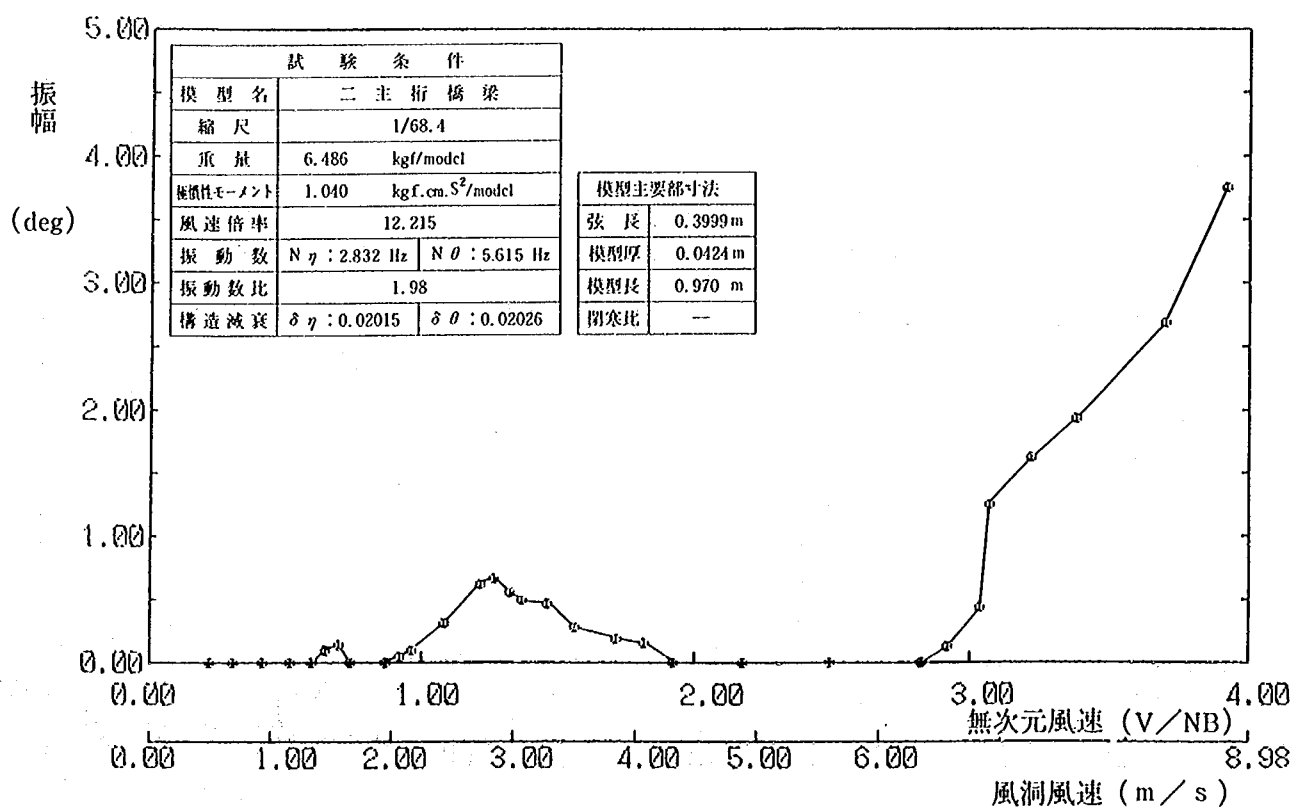


(2)ねじれ振動

付図-1.2 風速-振幅曲線 (実験番号B-2)

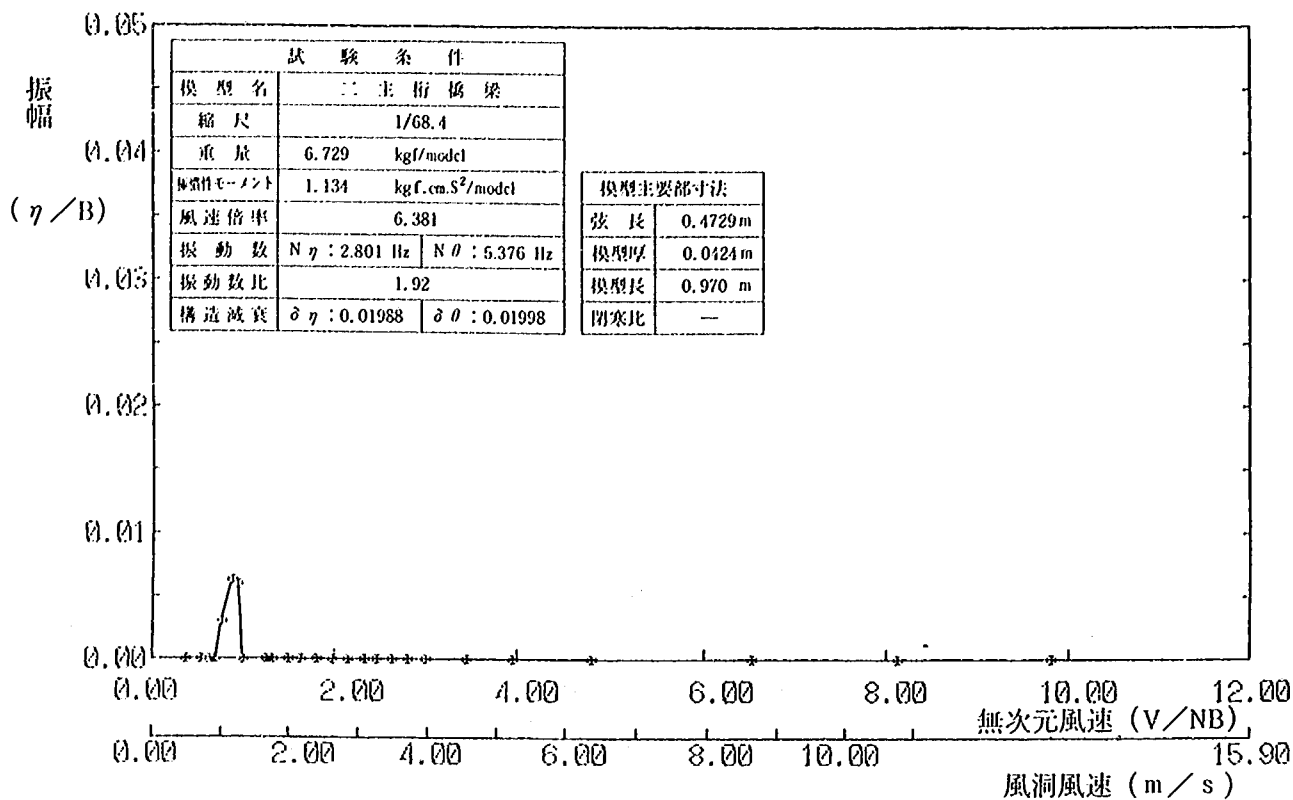


(1)たわみ振動

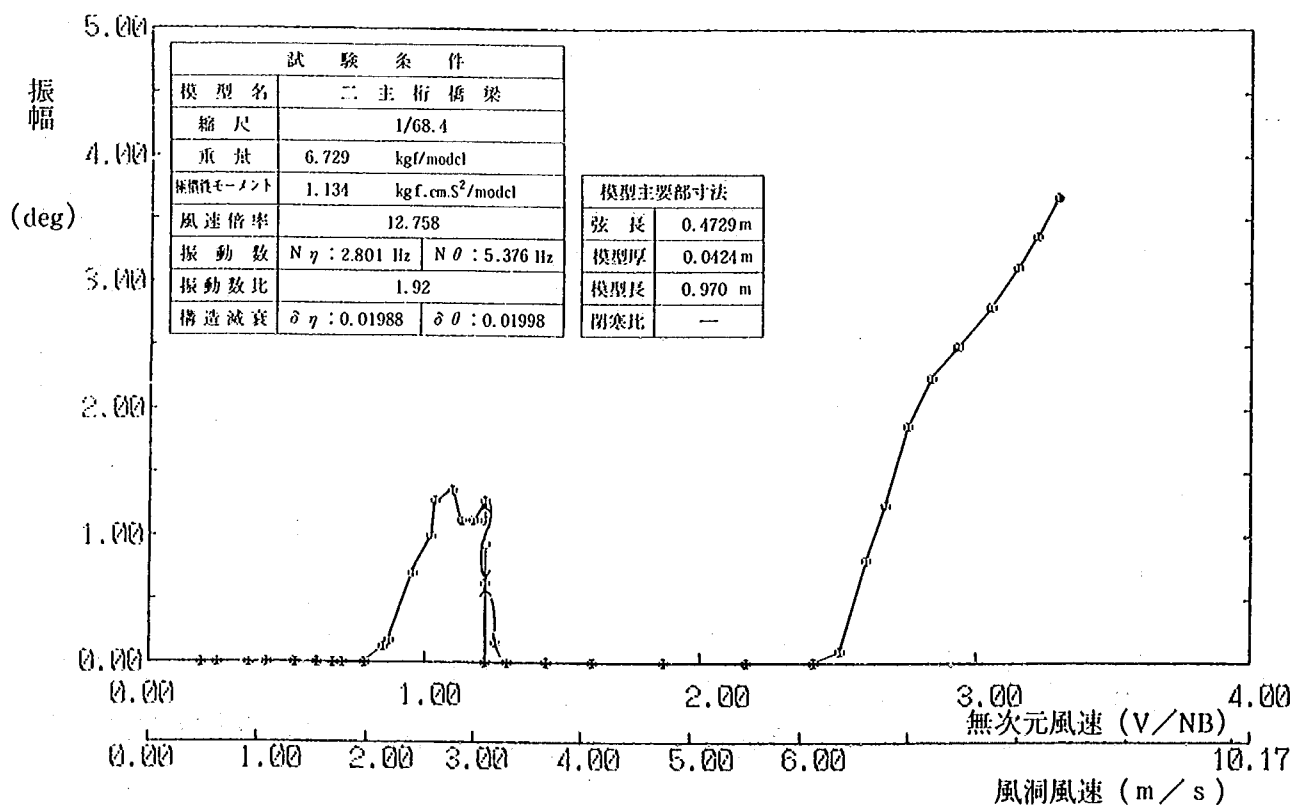


(2)ねじれ振動

付図-1.3 風速-振幅曲線 (実験番号 B-5)

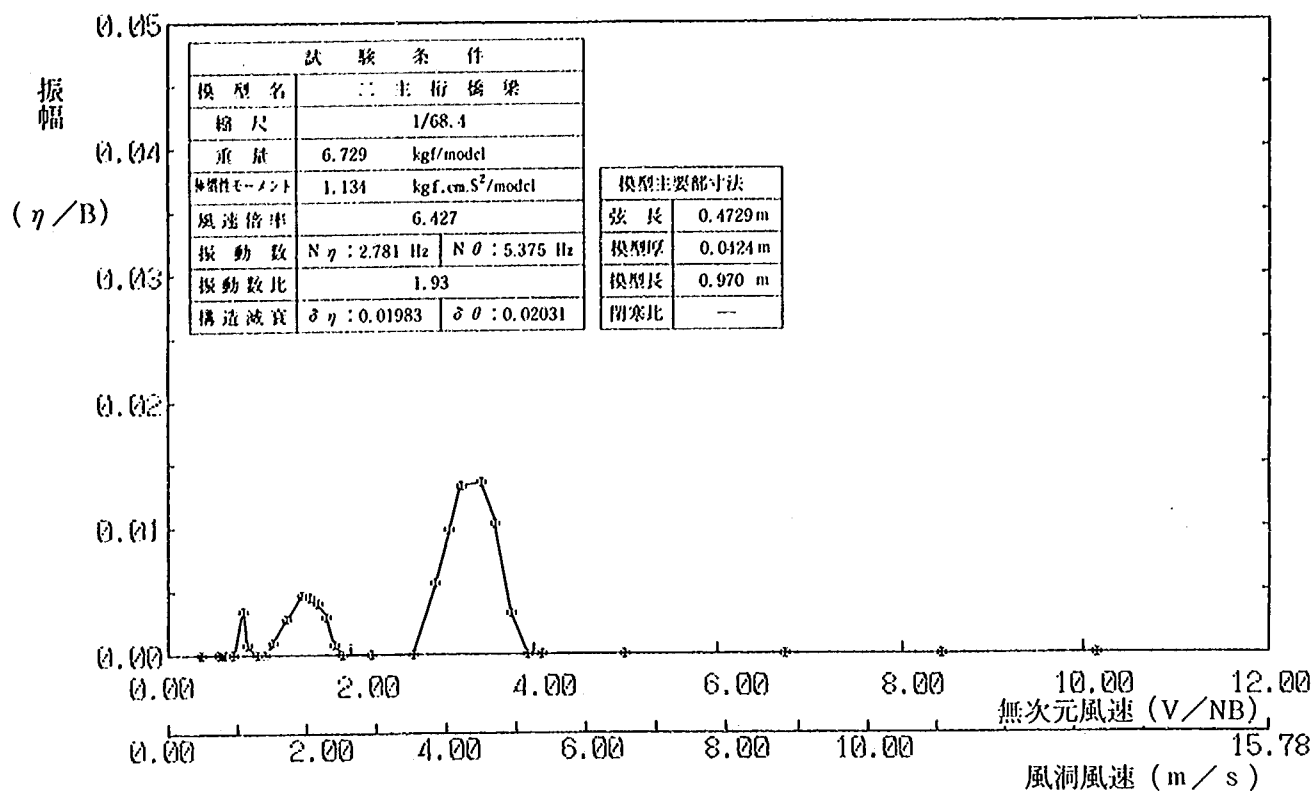


(1)たわみ振動

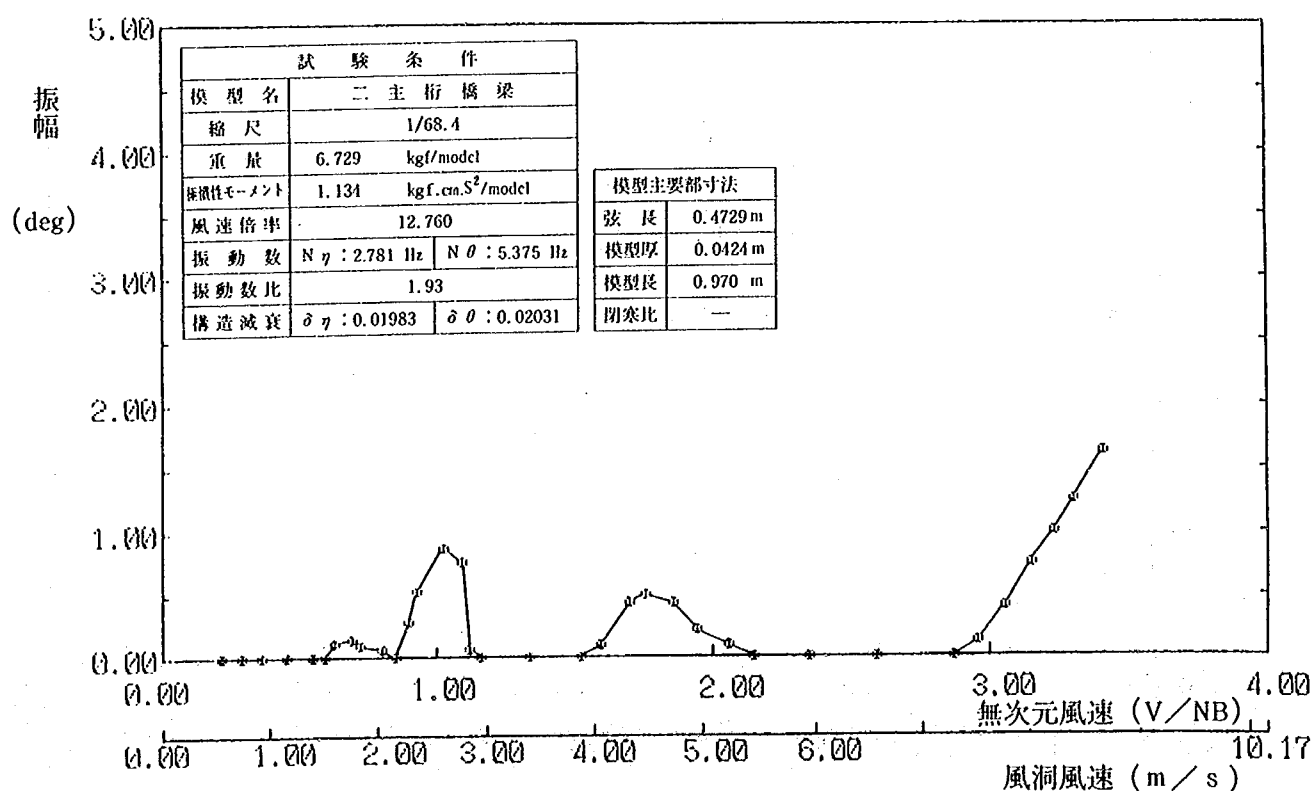


(2)ねじれ振動

付図-1.4 風速-振幅曲線 (実験番号 B-7)

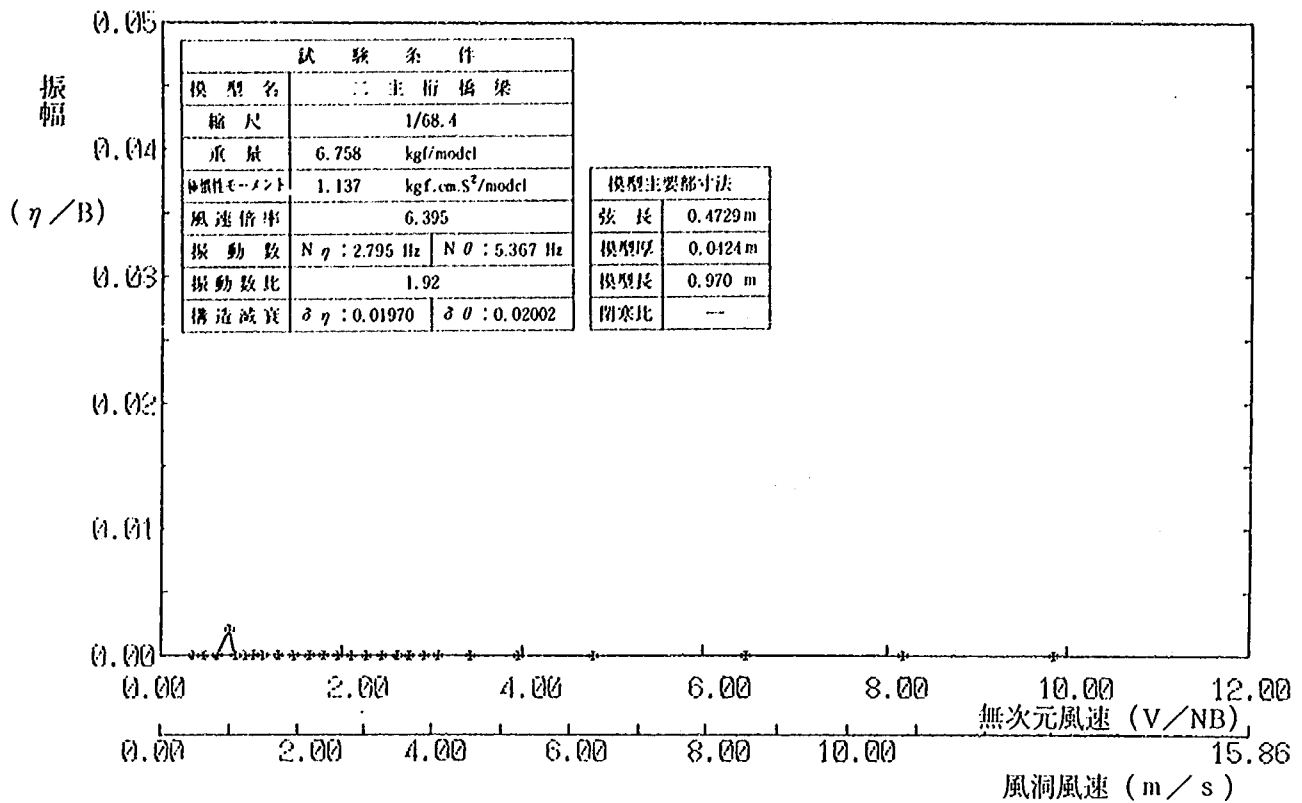


(1)たわみ振動

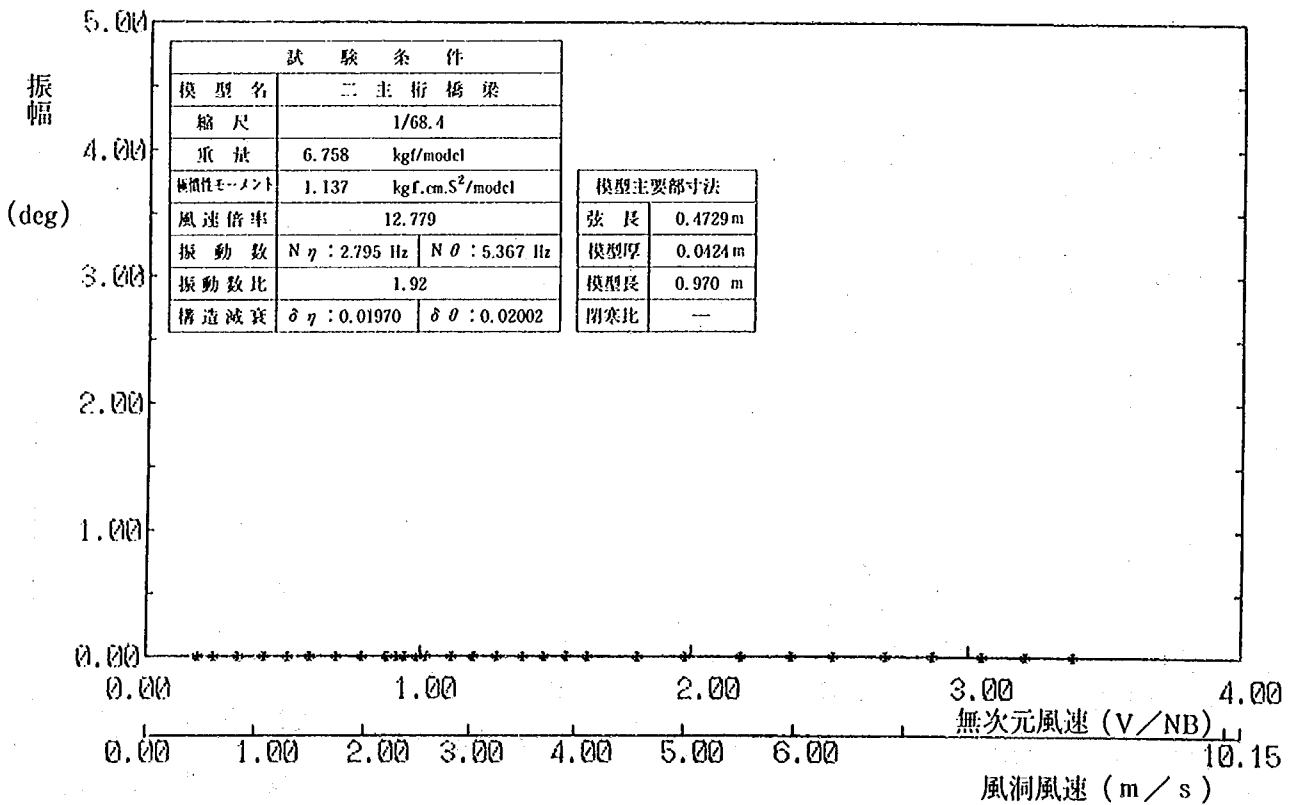


(2)ねじれ振動

付図-1.5 風速-振幅曲線 (実験番号B-8)

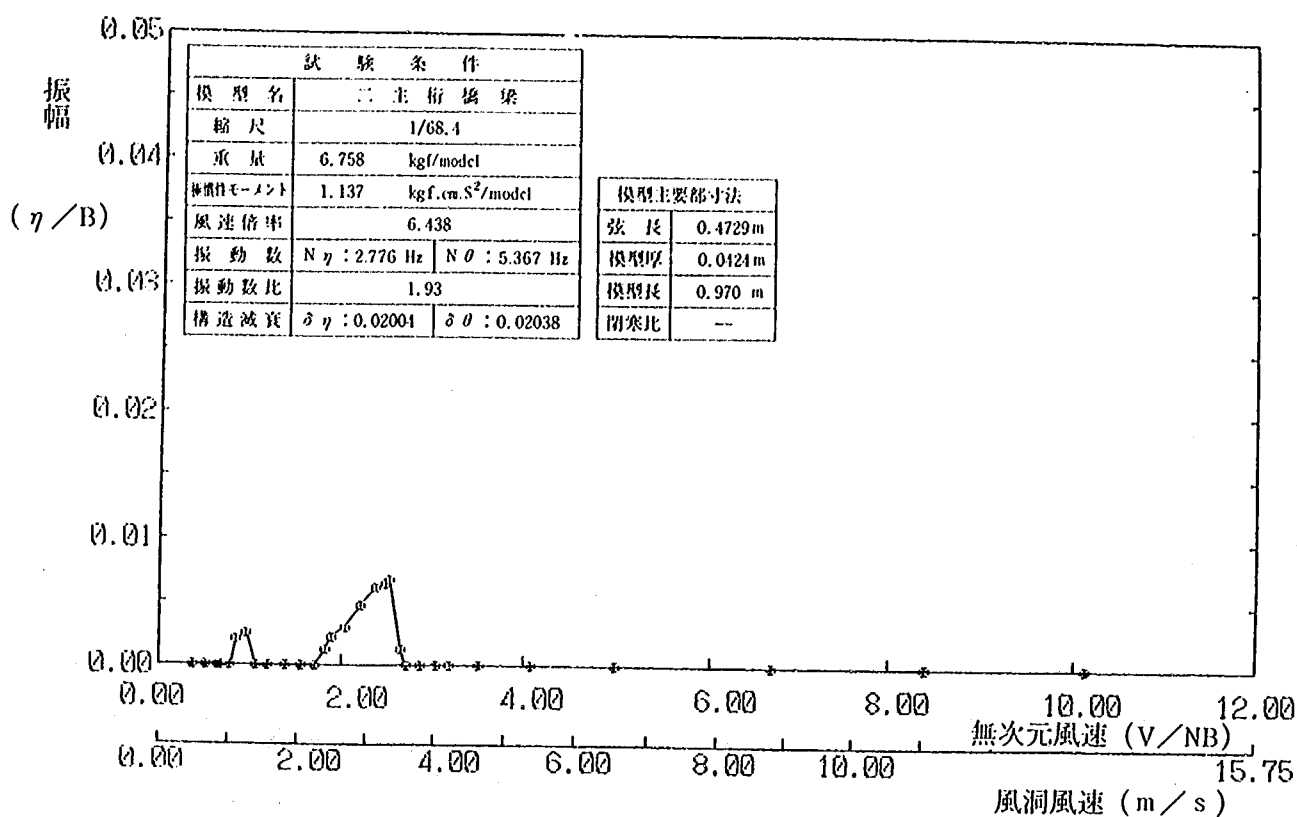


(1)たわみ振動

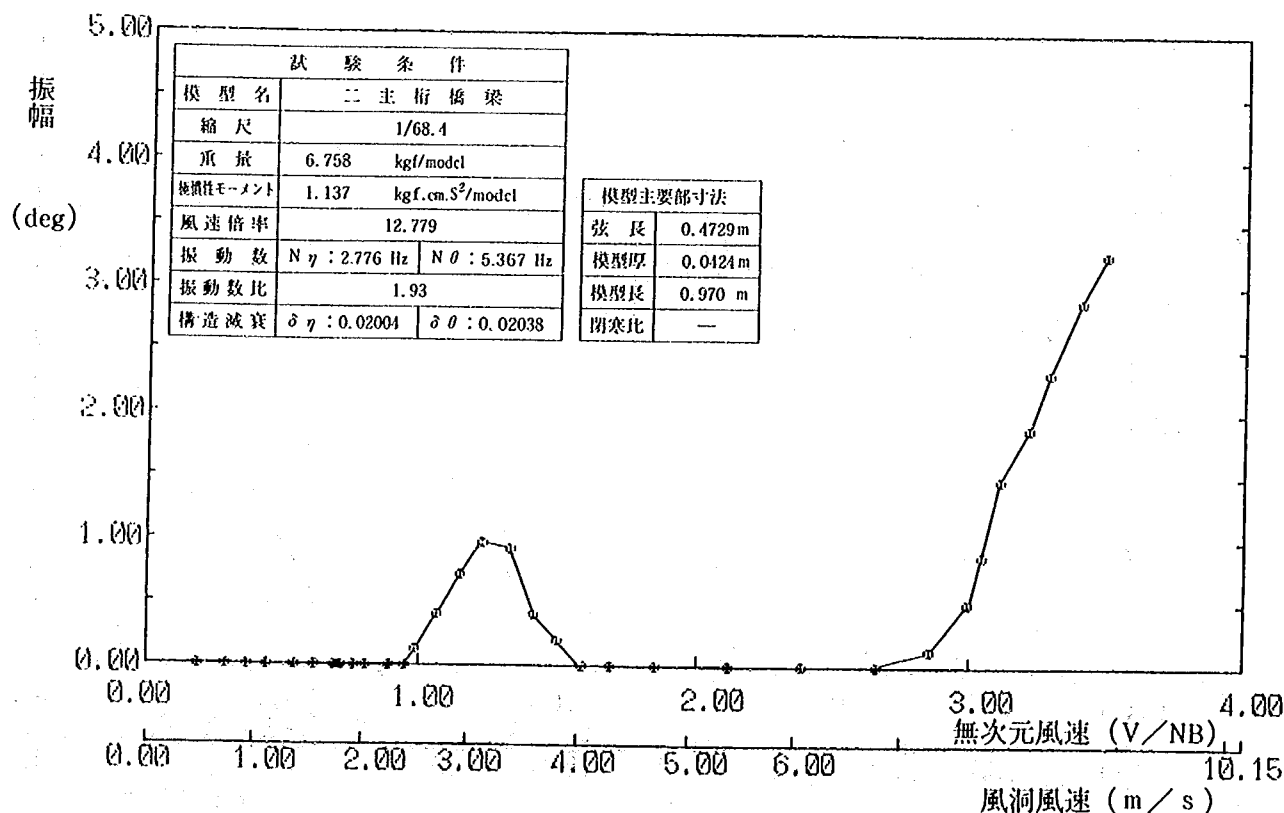


(2)ねじれ振動

付図-1.6 風速-振幅曲線 (実験番号 B-9)

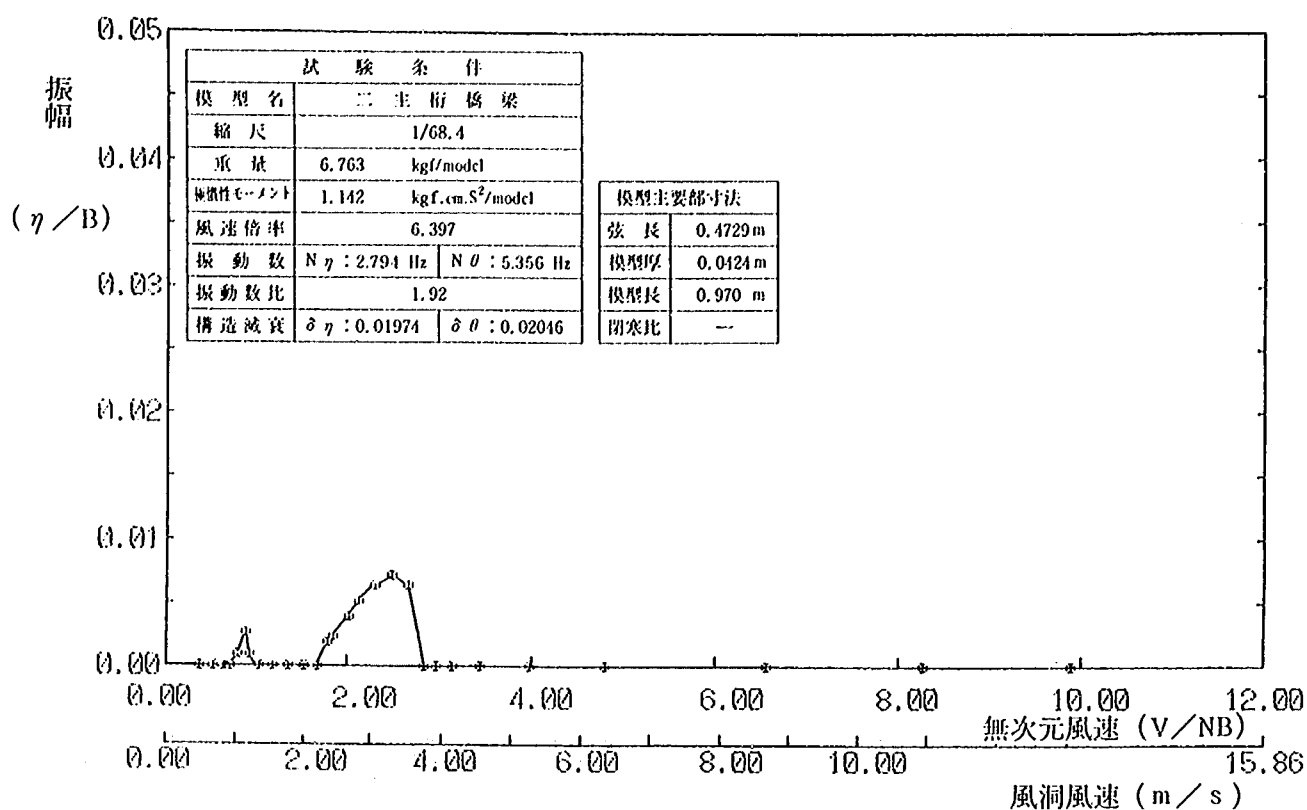


(1)たわみ振動

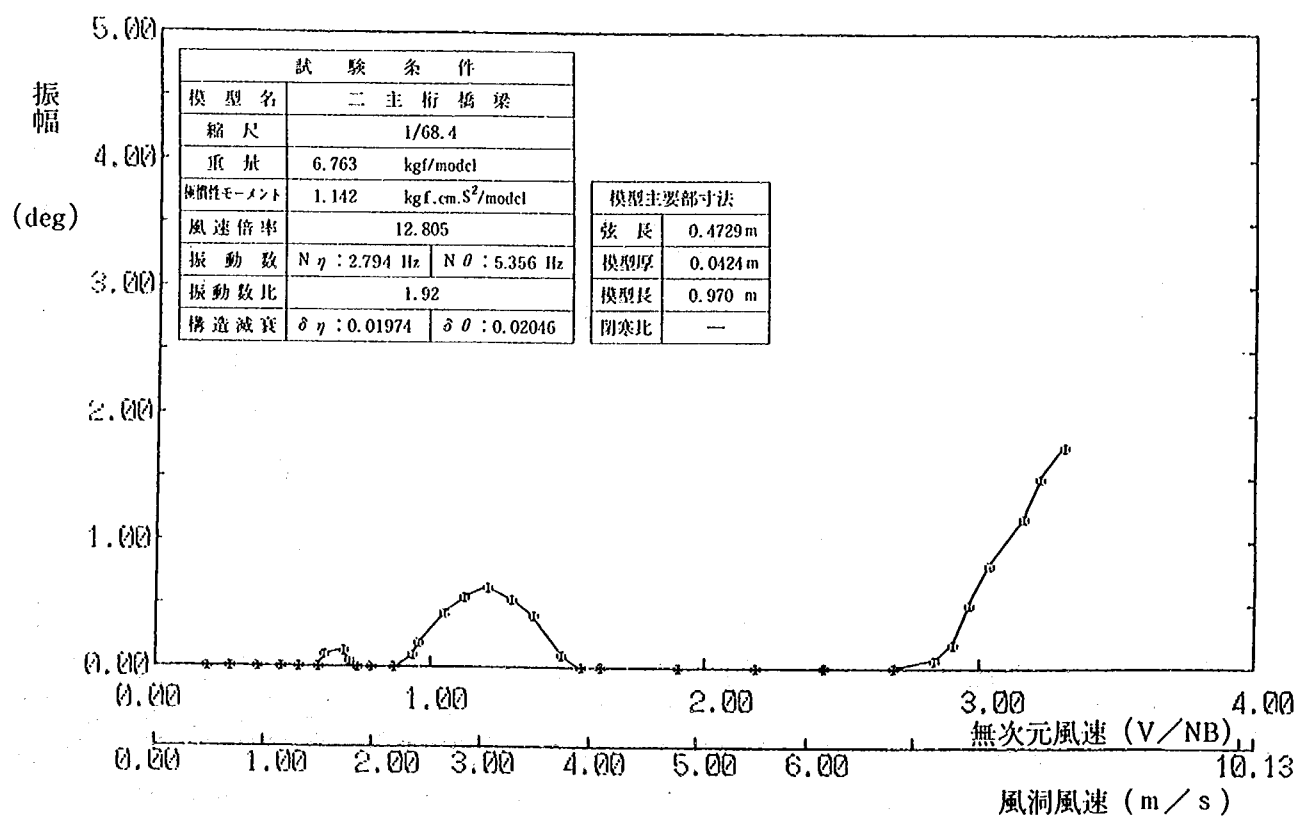


(2)ねじれ振動

付図-1.7 風速—振幅曲線 (実験番号B-10)

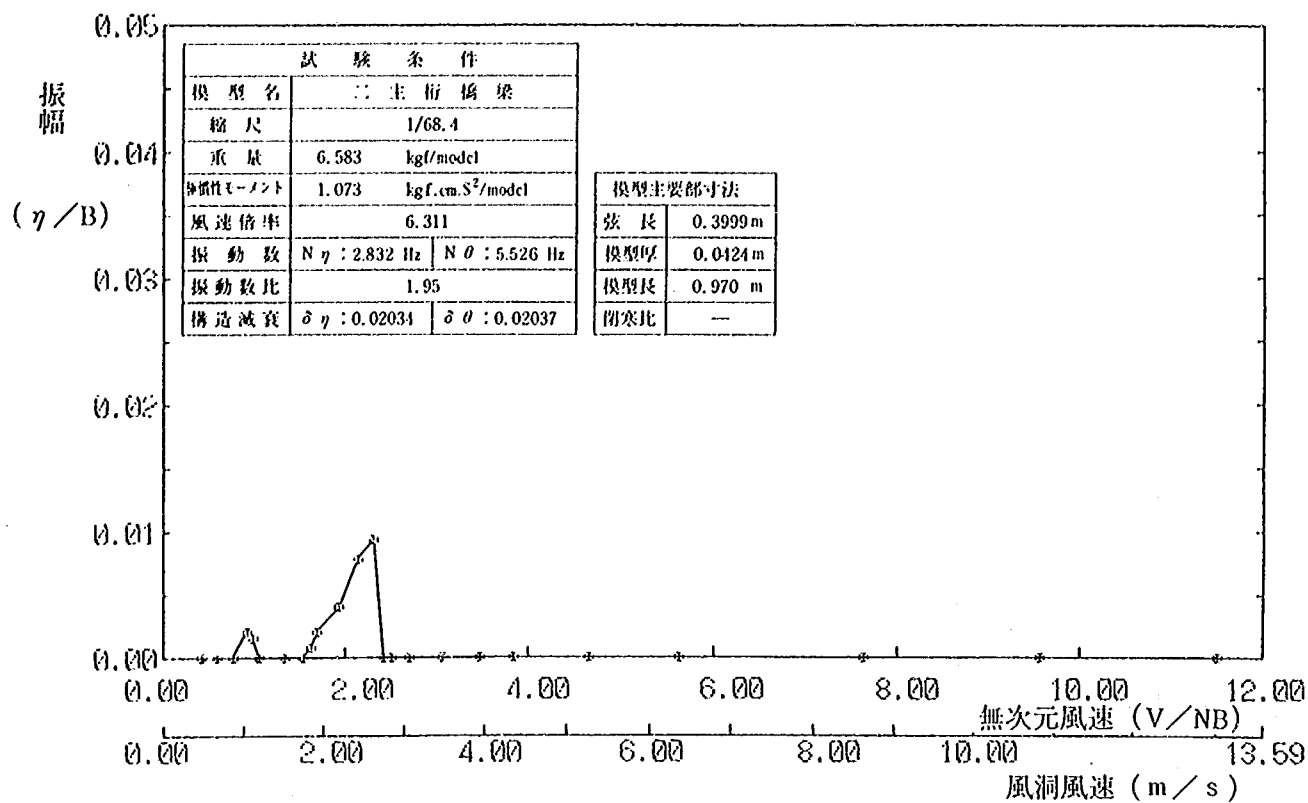


(1)たわみ振動

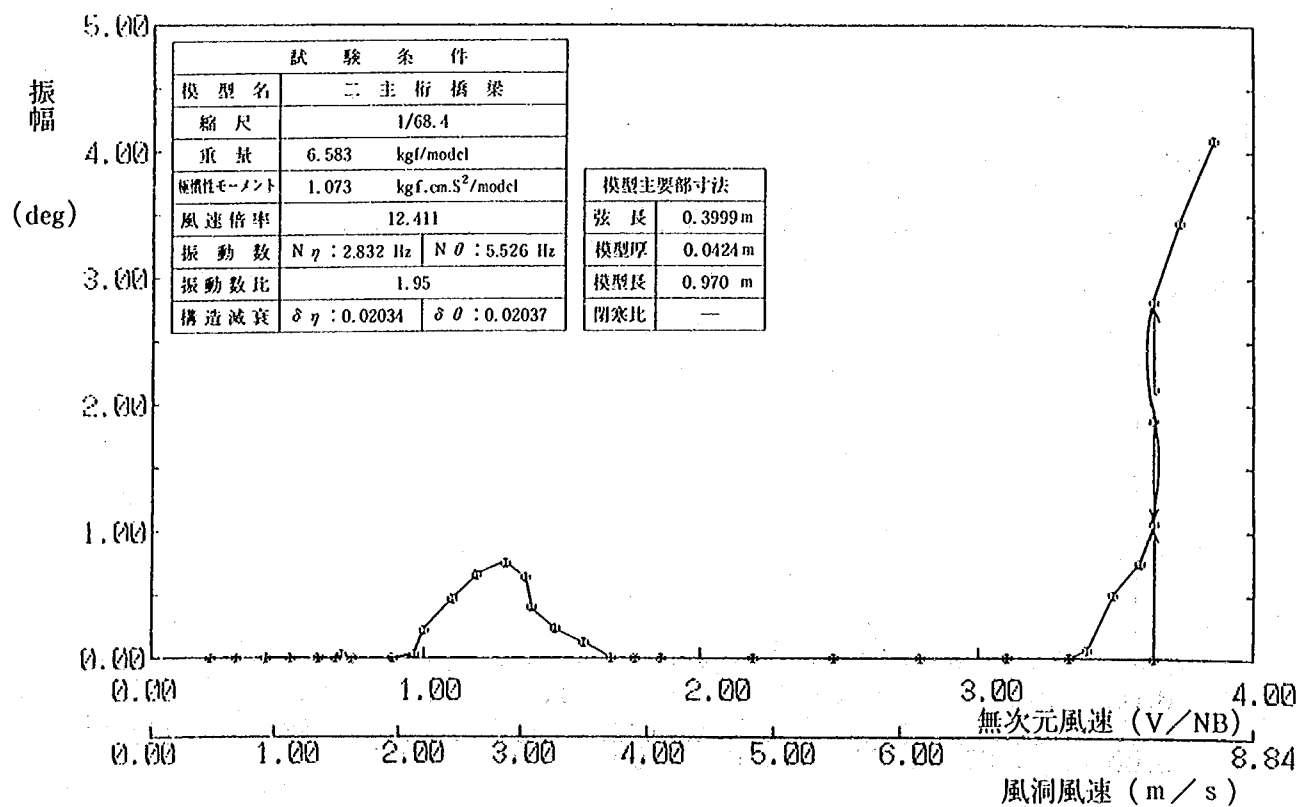


(2)ねじれ振動

付図—1.8 風速—振幅曲線 (実験番号B—11)

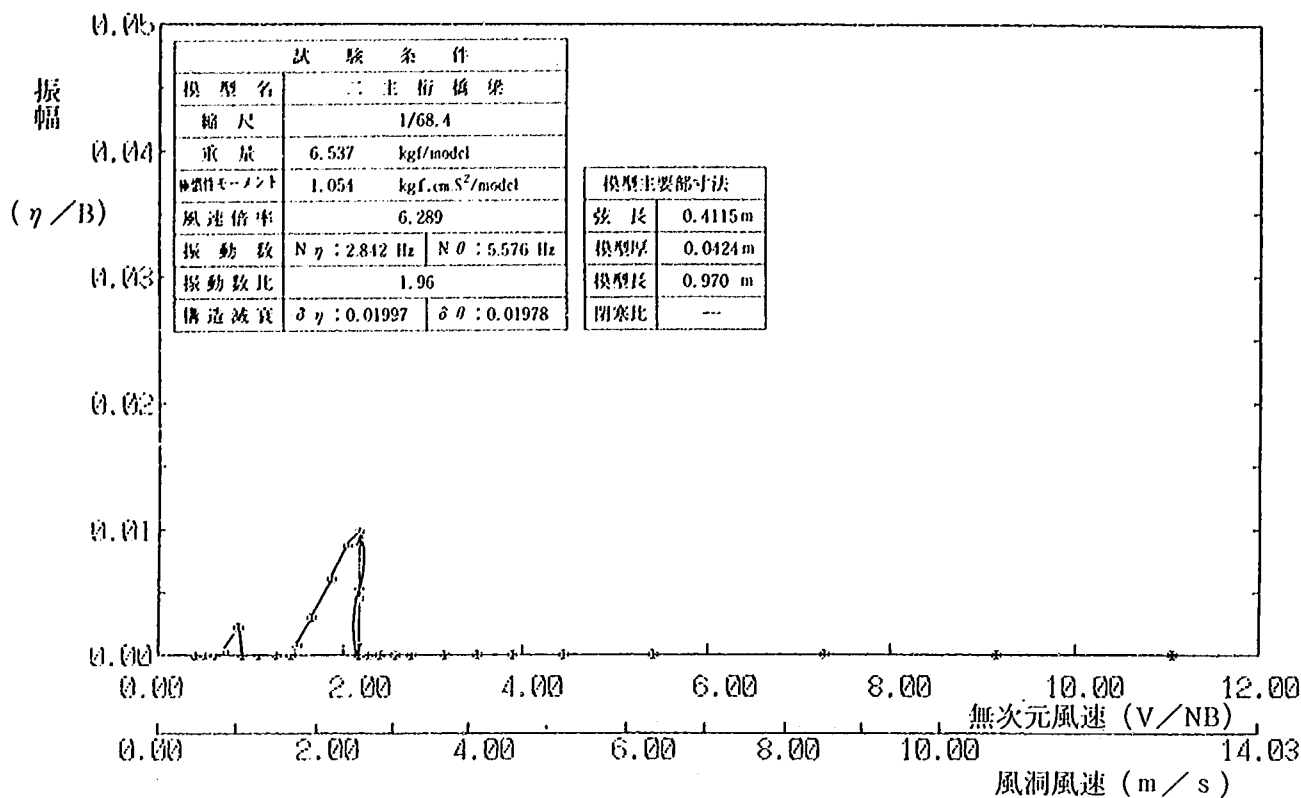


(1)たわみ振動

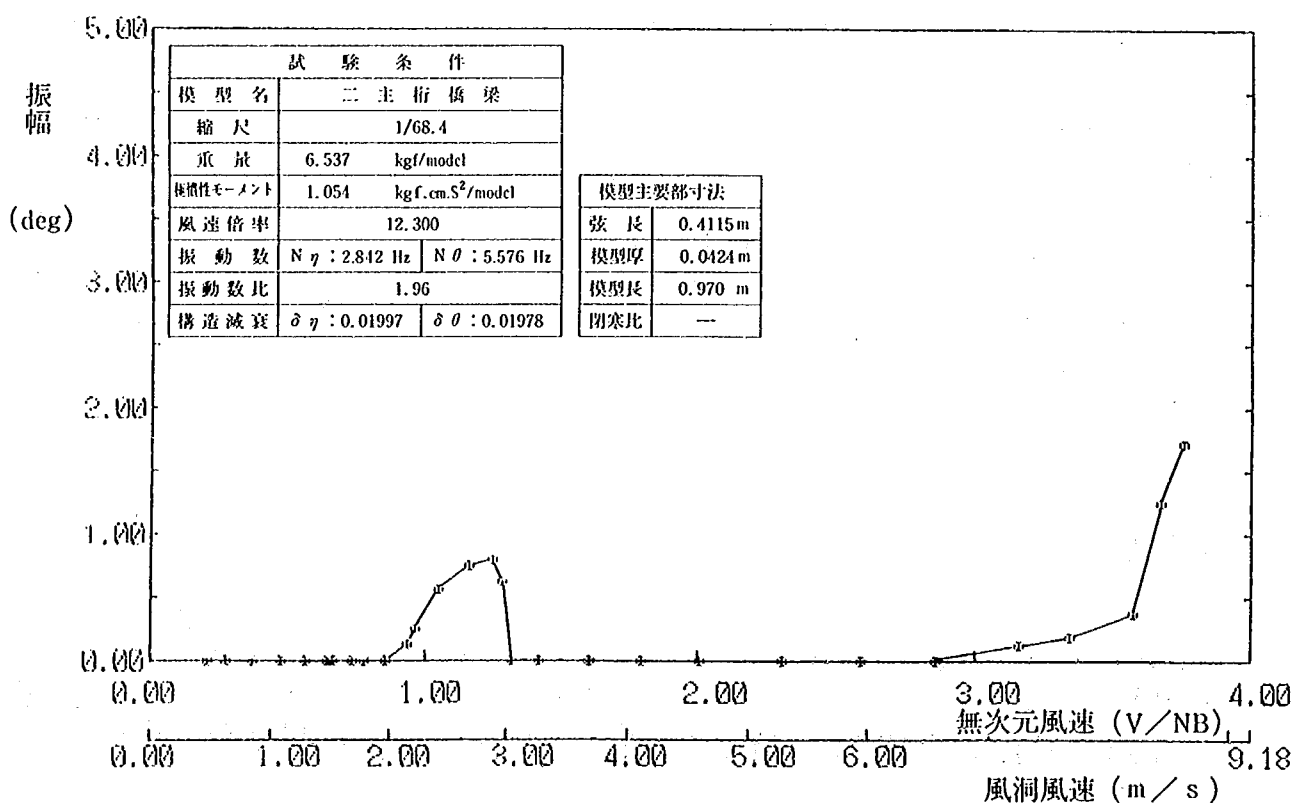


(2)ねじれ振動

付図-1.9 風速-振幅曲線 (実験番号 B-12)

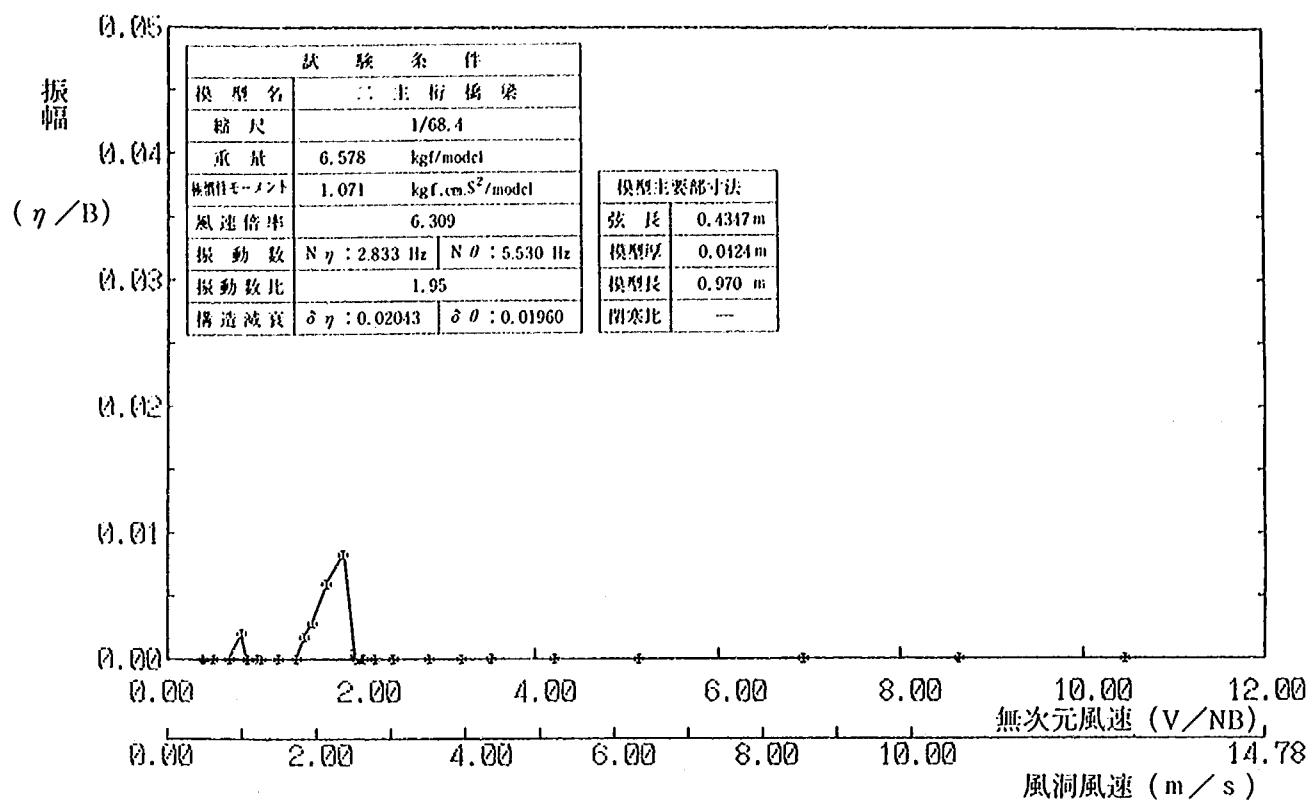


(1)たわみ振動

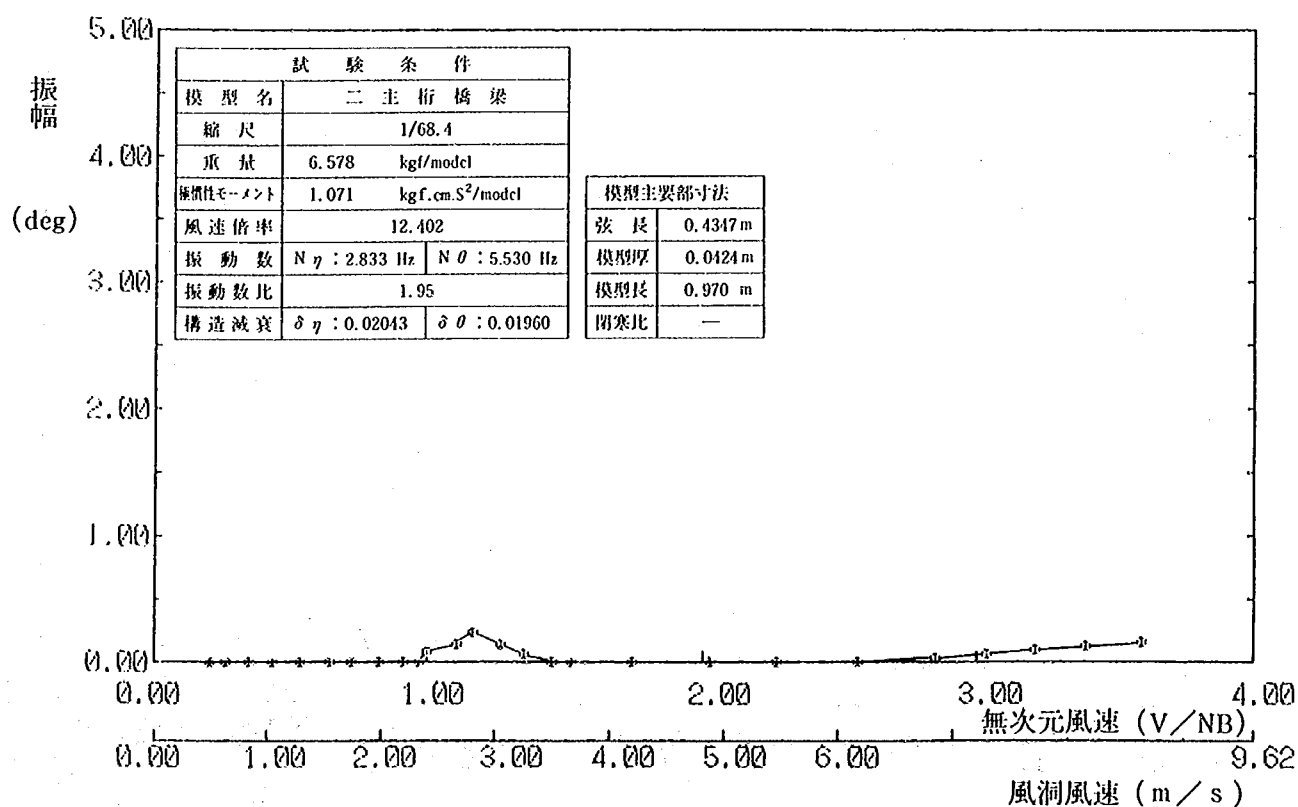


(2)ねじれ振動

付図-1.10 風速-振幅曲線 (実験番号 B-13)

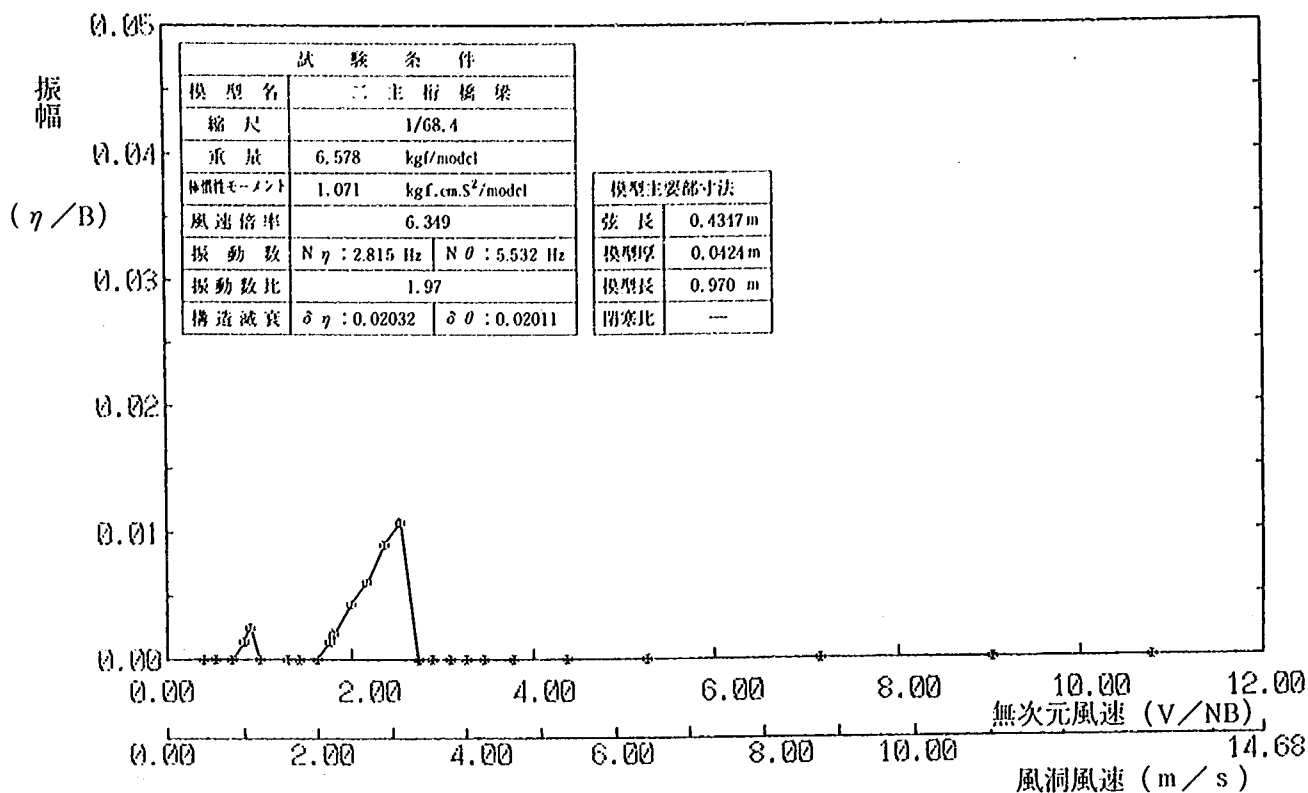


(1)たわみ振動

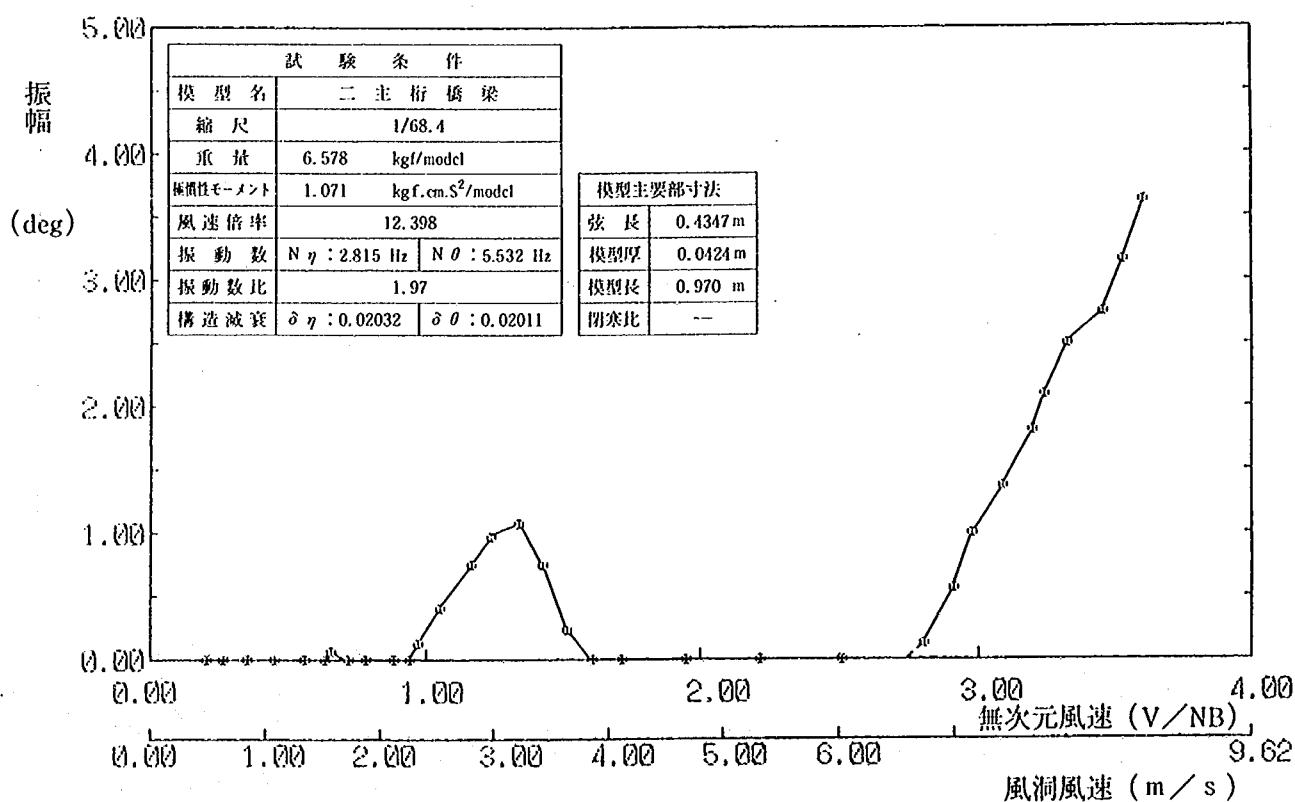


(2)ねじれ振動

付図-1.11 風速—振幅曲線 (実験番号 B-14)

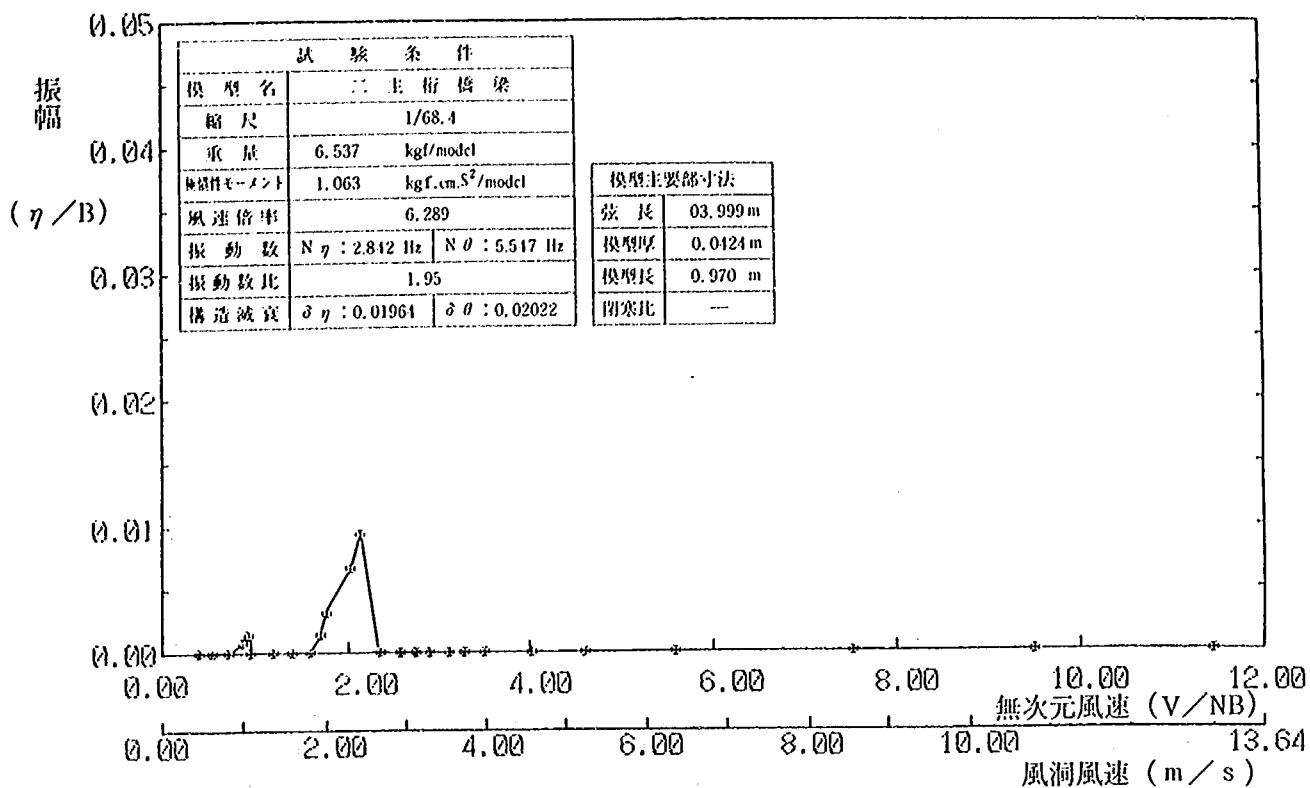


(1)たわみ振動

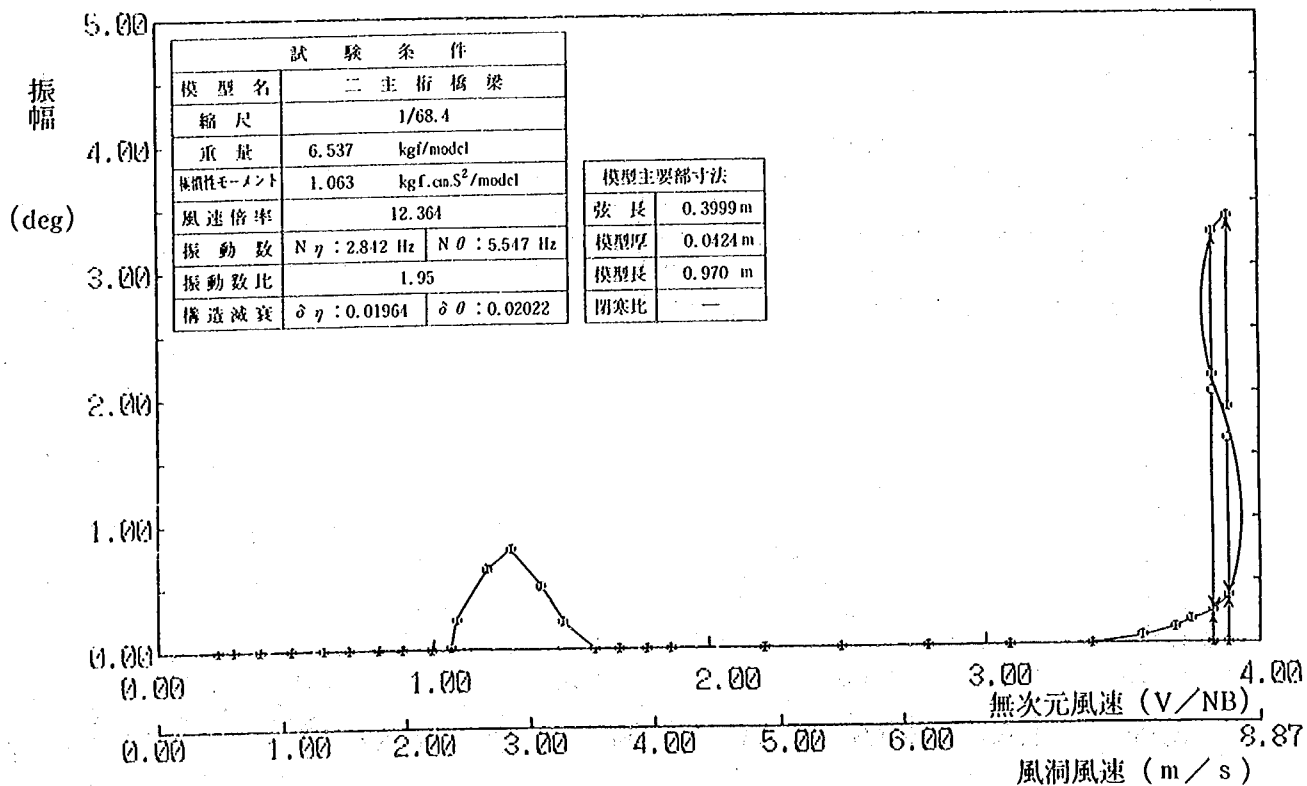


(2)ねじれ振動

付図-1.12 風速-振幅曲線 (実験番号 B-15)

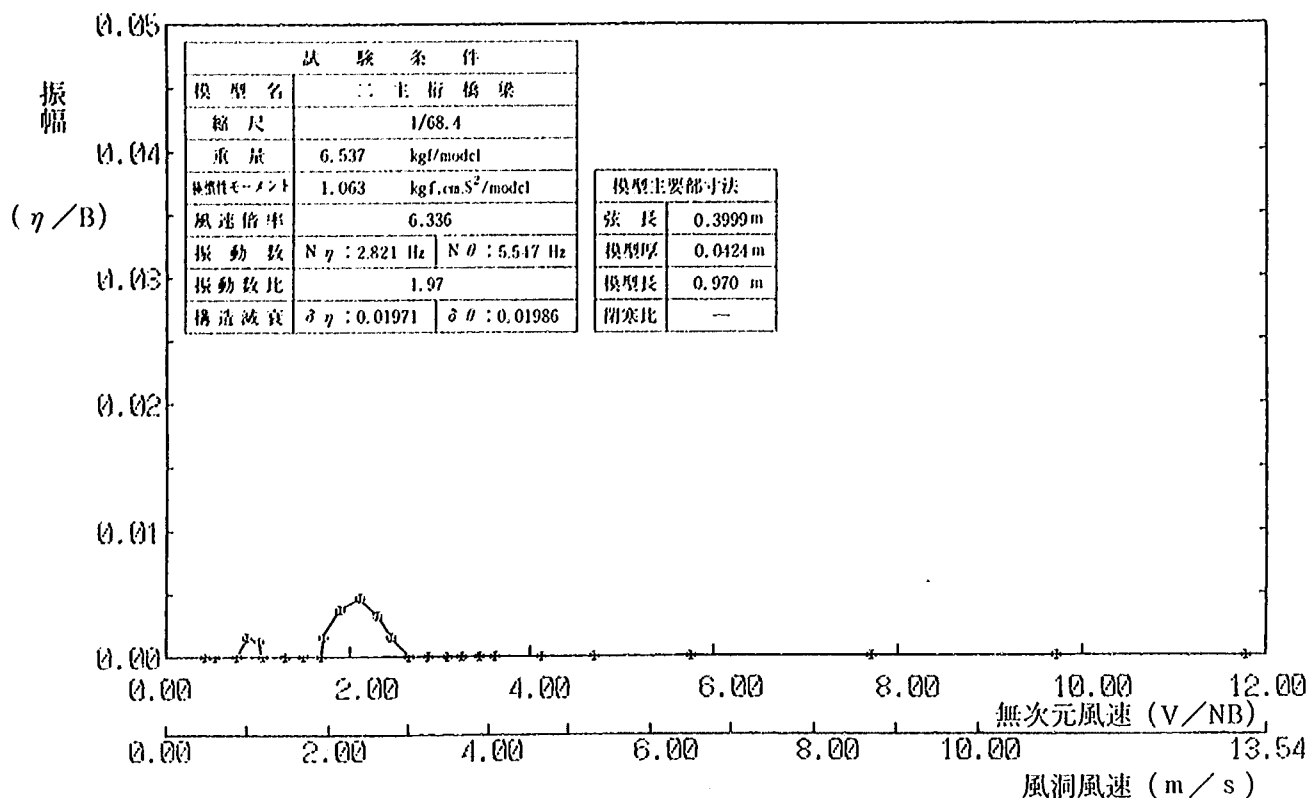


(1)たわみ振動

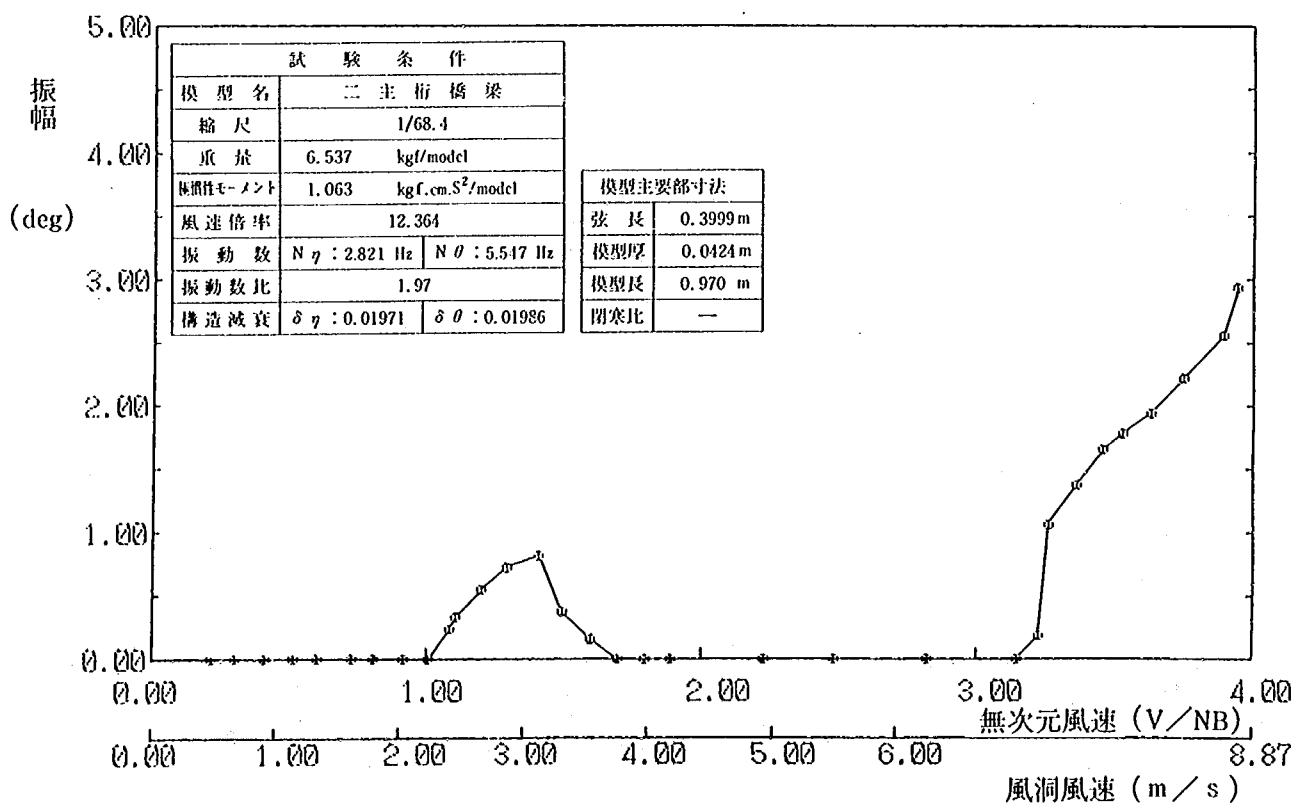


(2)ねじれ振動

付図-1.13 風速-振幅曲線 (実験番号 B-18)

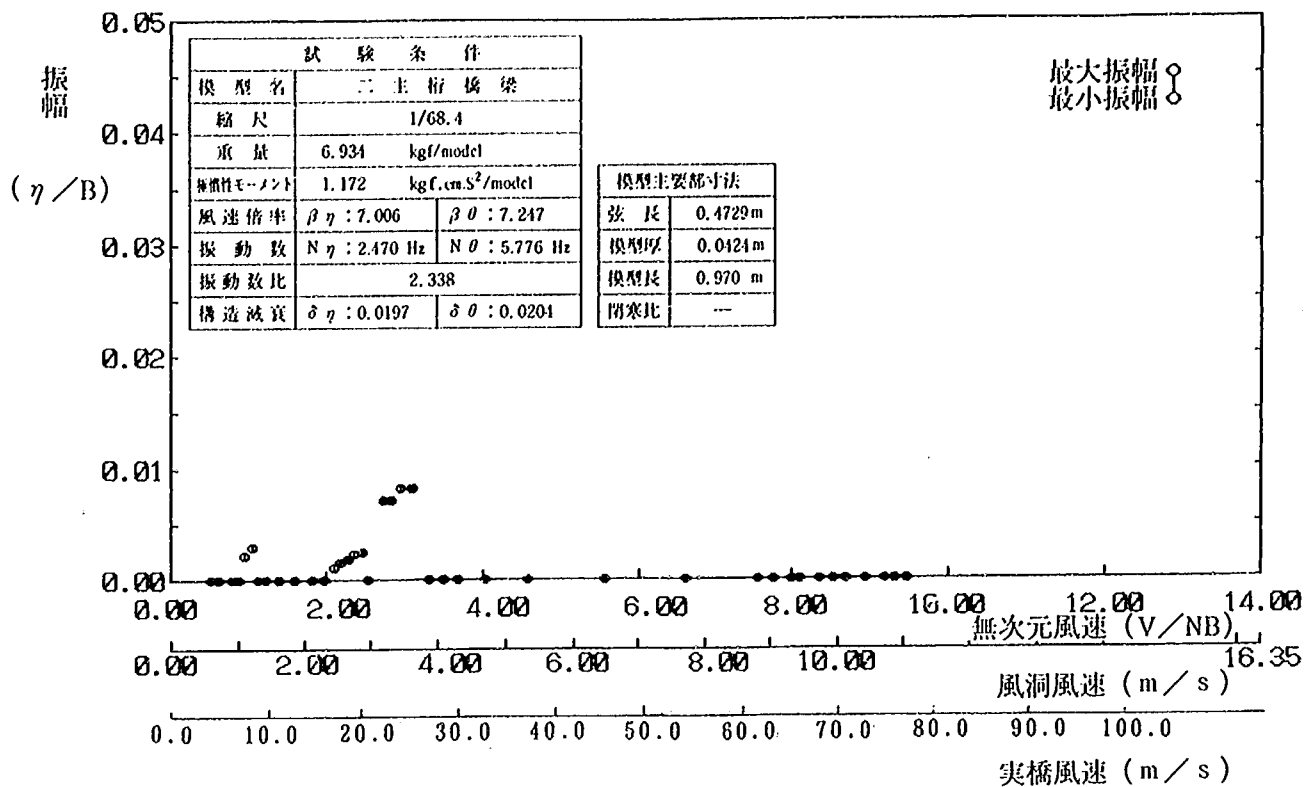


(1)たわみ振動

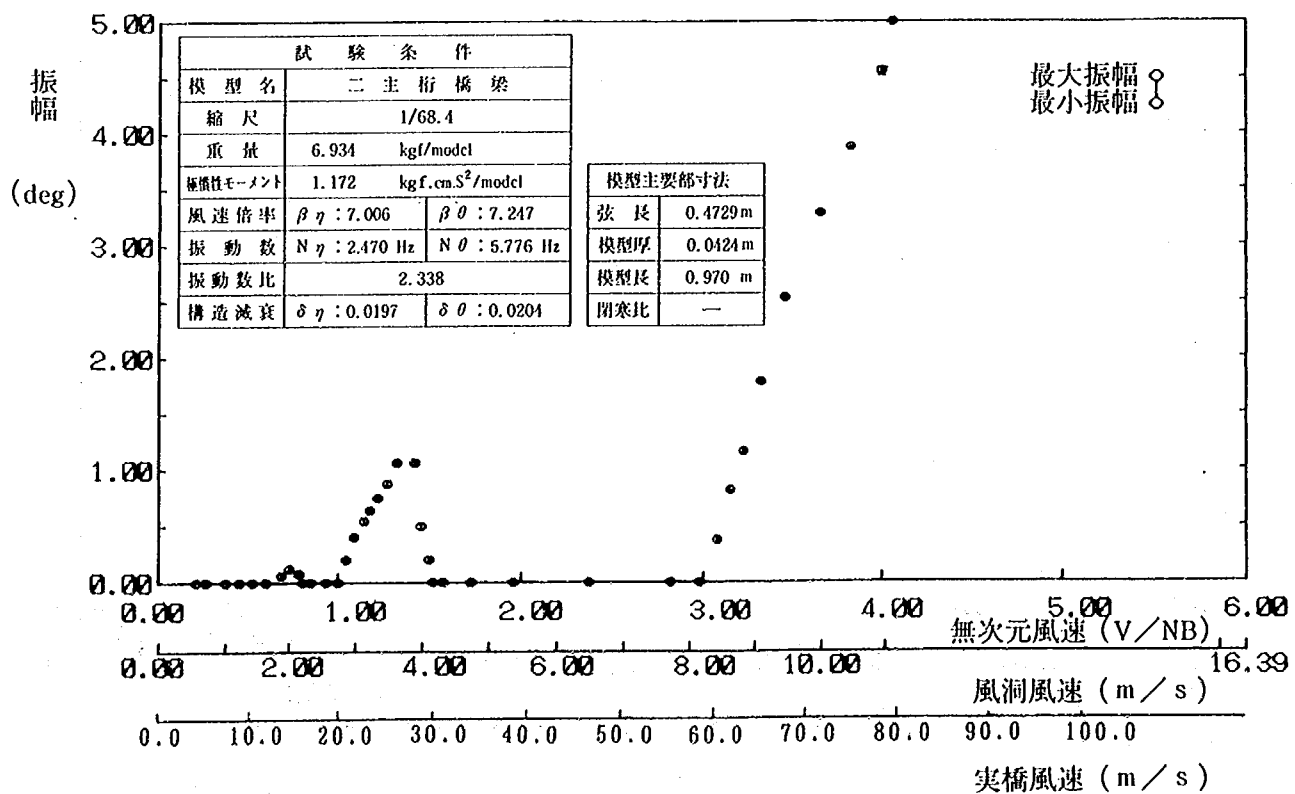


(2)ねじれ振動

付図-1.14 風速-振幅曲線 (実験番号 B-19)

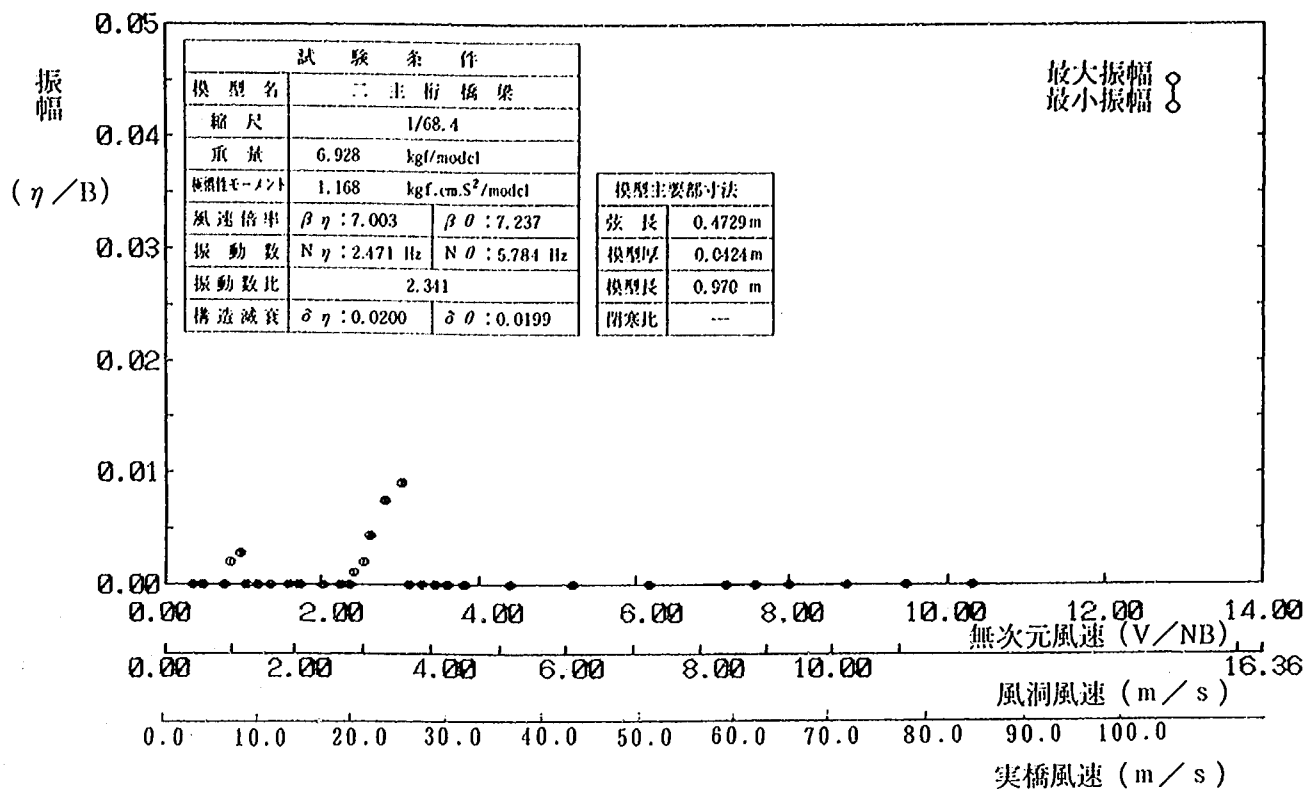


(1)たわみ振動

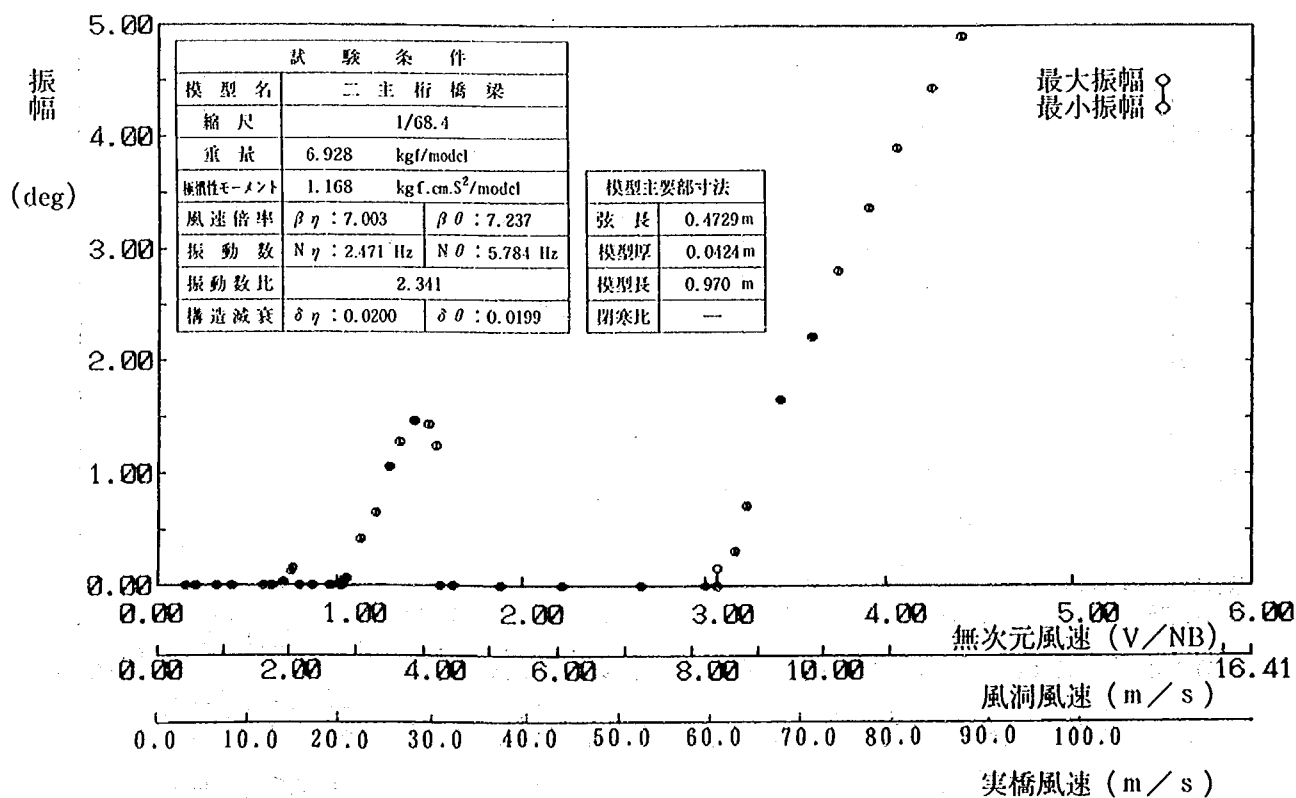


(2)ねじれ振動

付図-2.1 風速-振幅曲線 (実験番号 1)

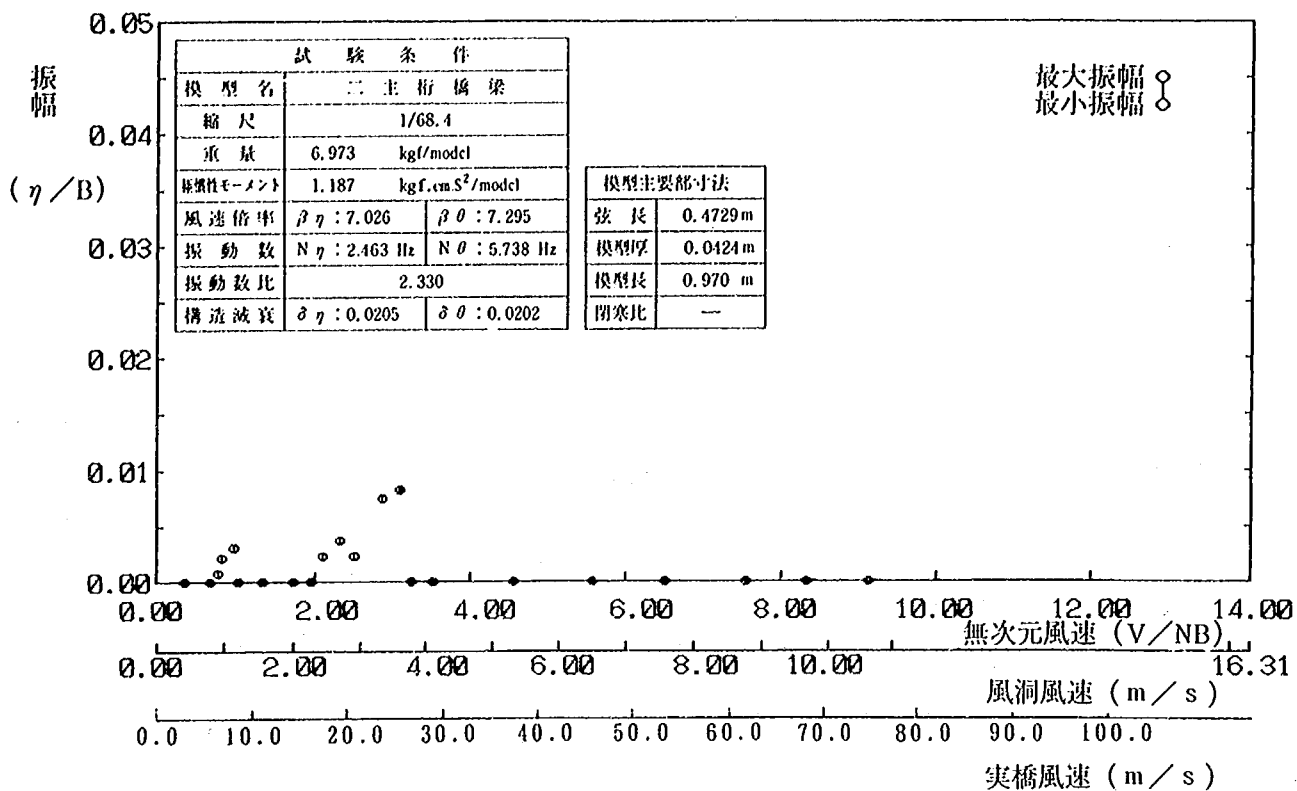


(1)たわみ振動

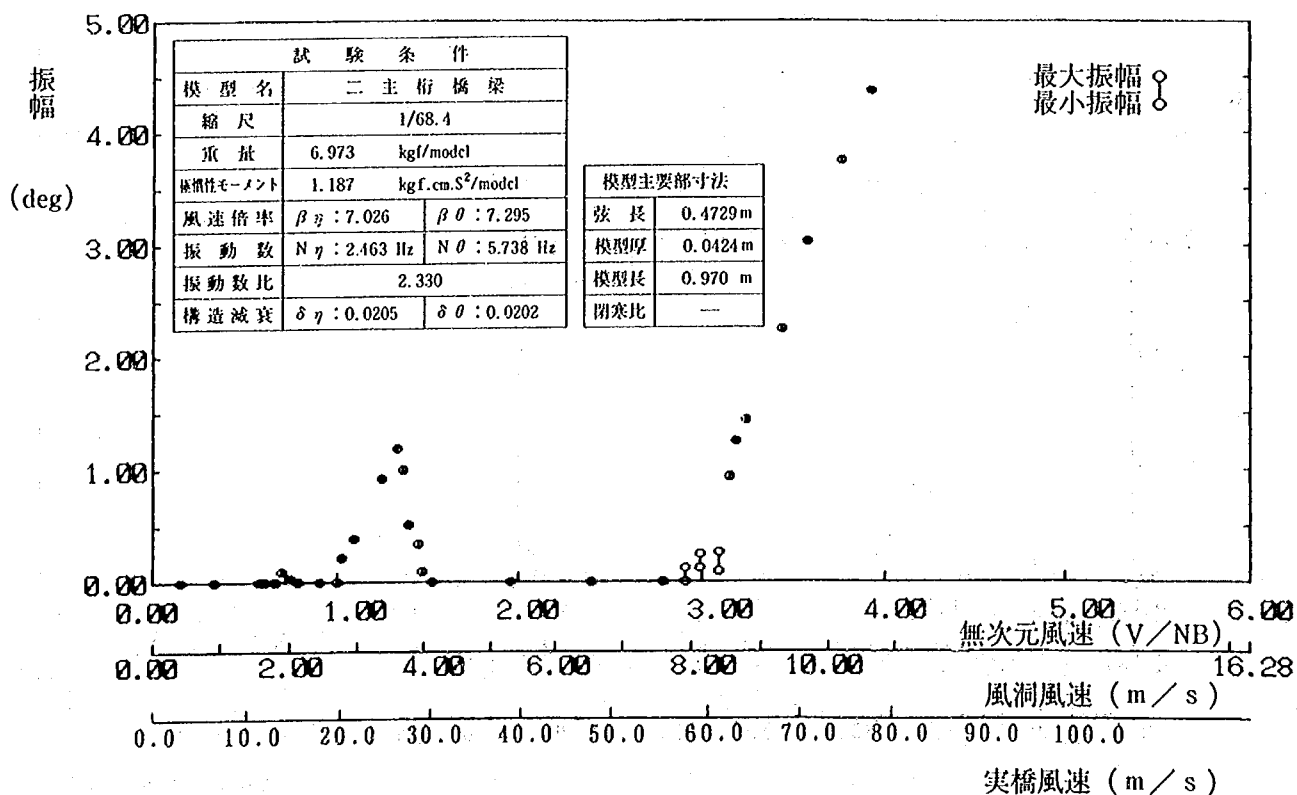


(2)ねじれ振動

付図-2.2 風速-振幅曲線 (実験番号 2)

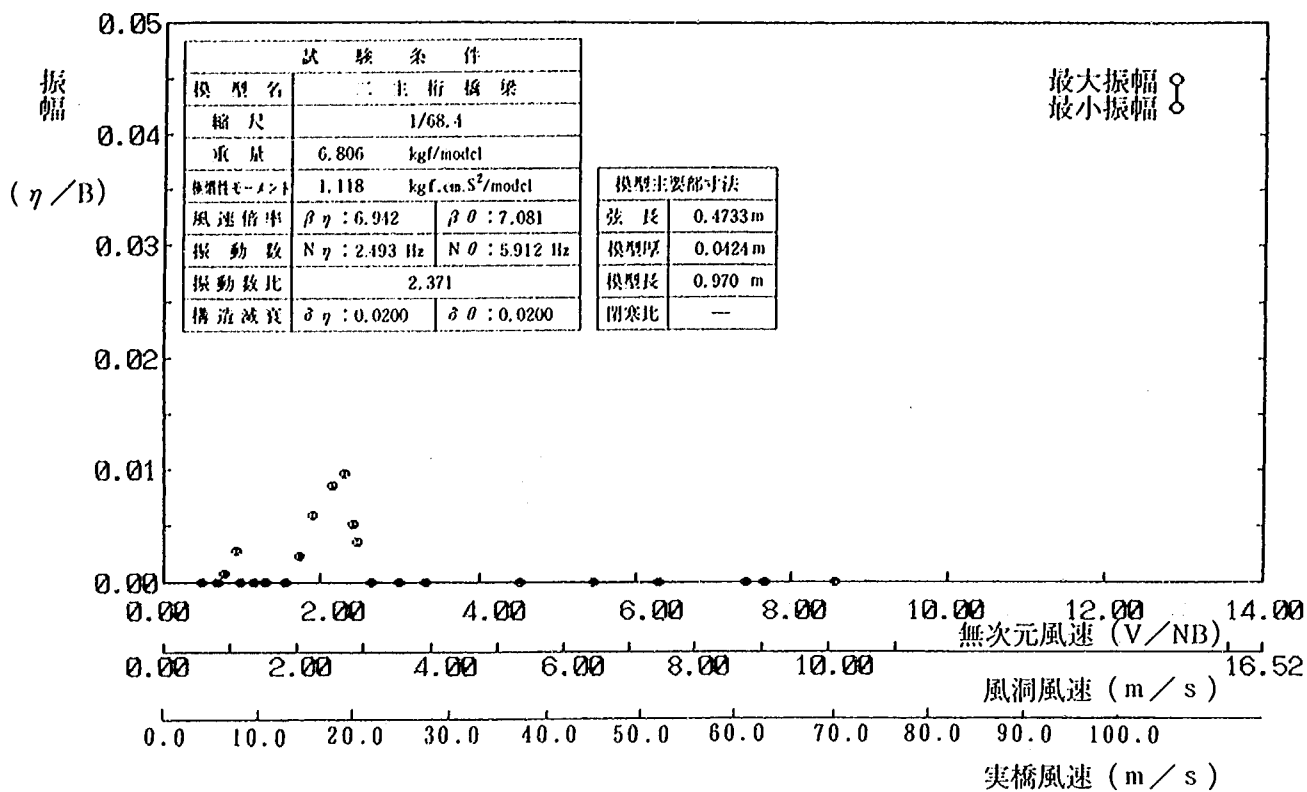


(1)たわみ振動

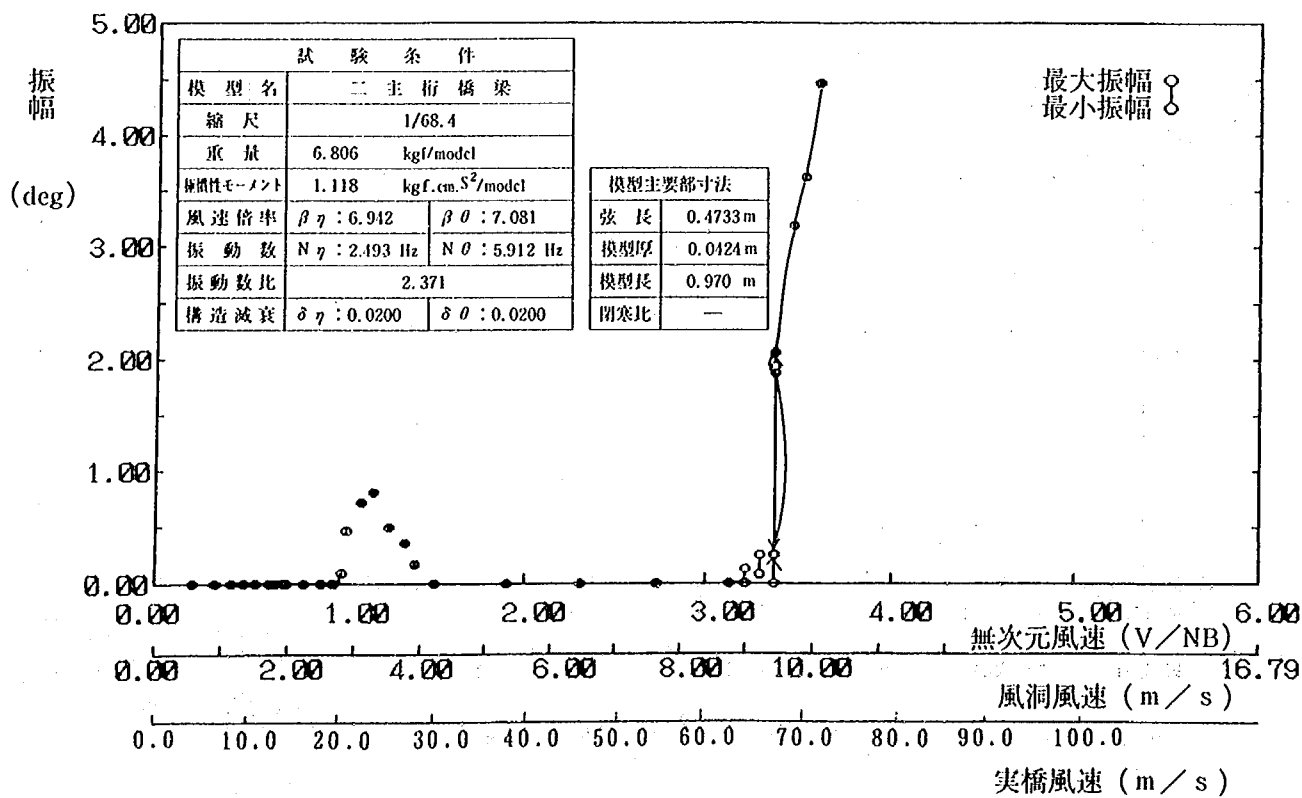


(2)ねじれ振動

付図-2.3 風速-振幅曲線 (実験番号 3)

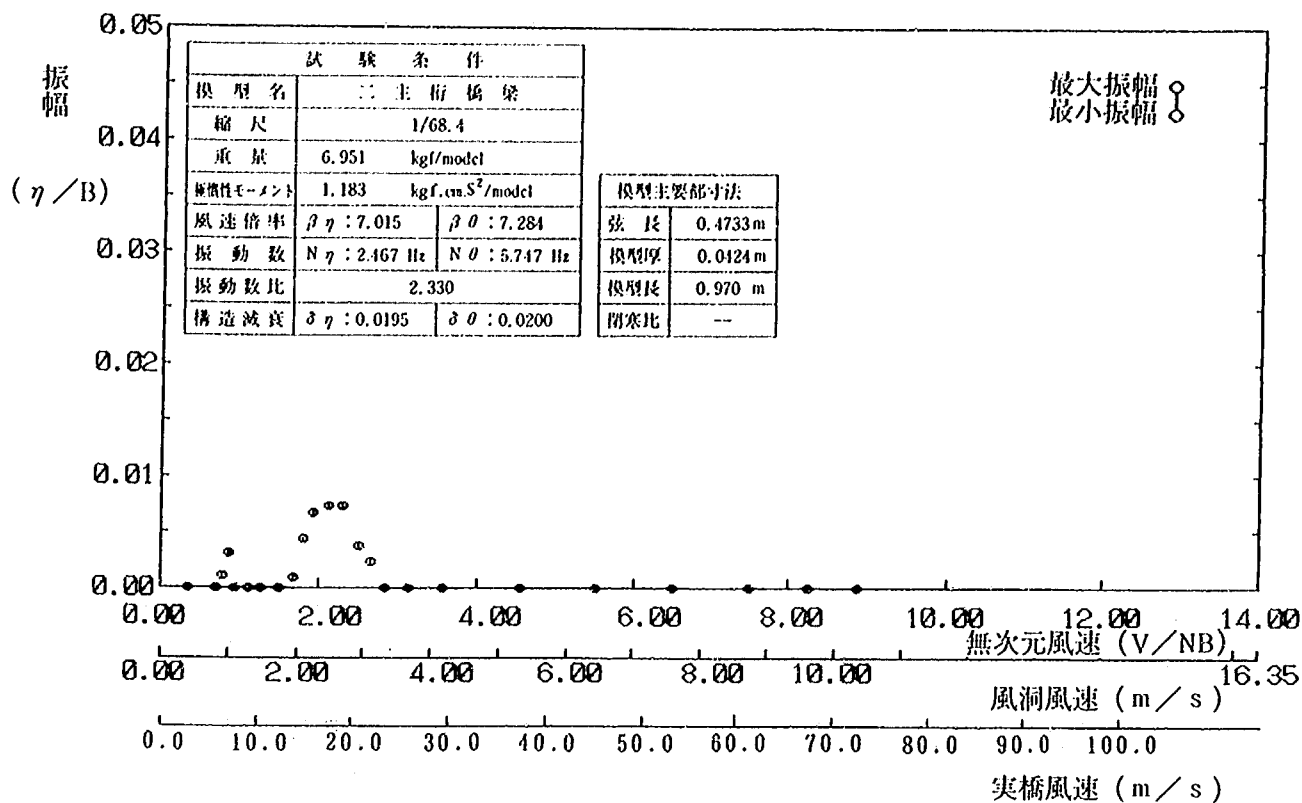


(1)たわみ振動

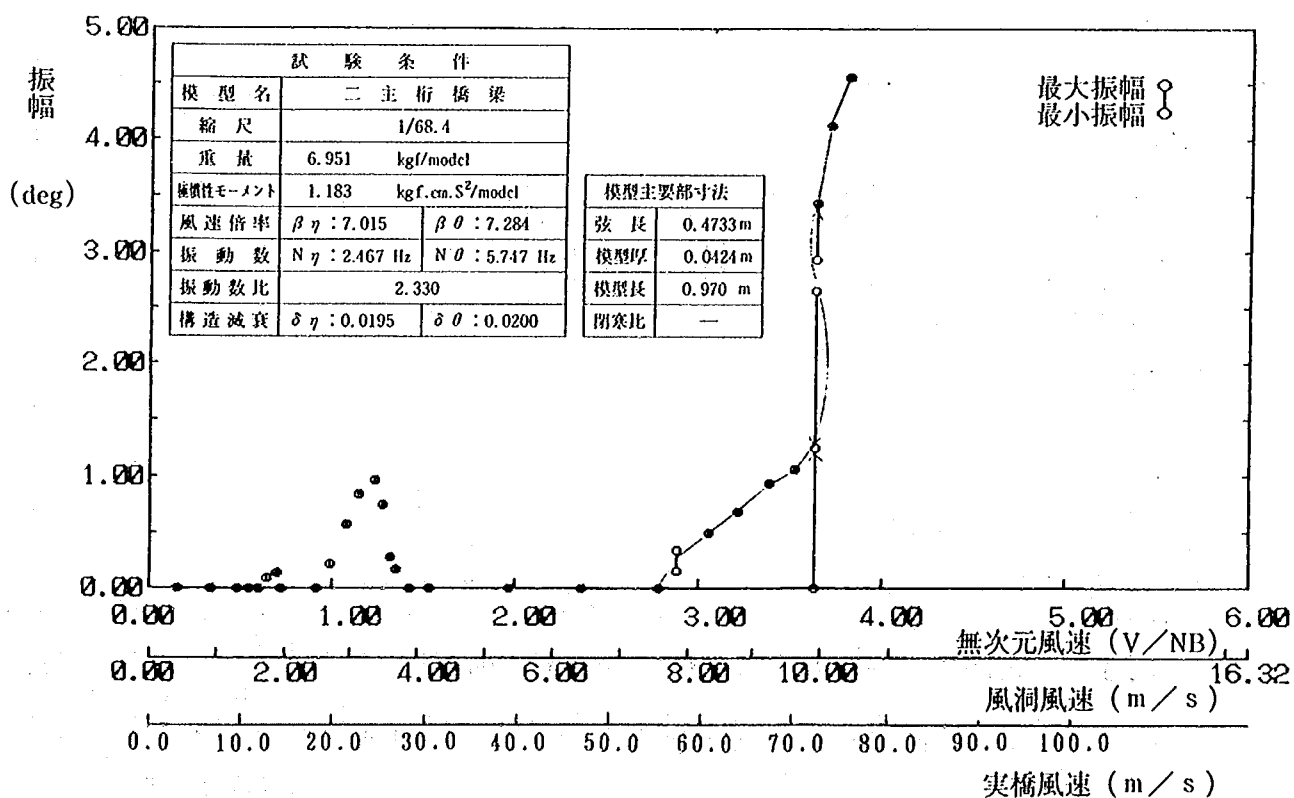


(2)ねじれ振動

付図-2.4 風速-振幅曲線 (実験番号 4)

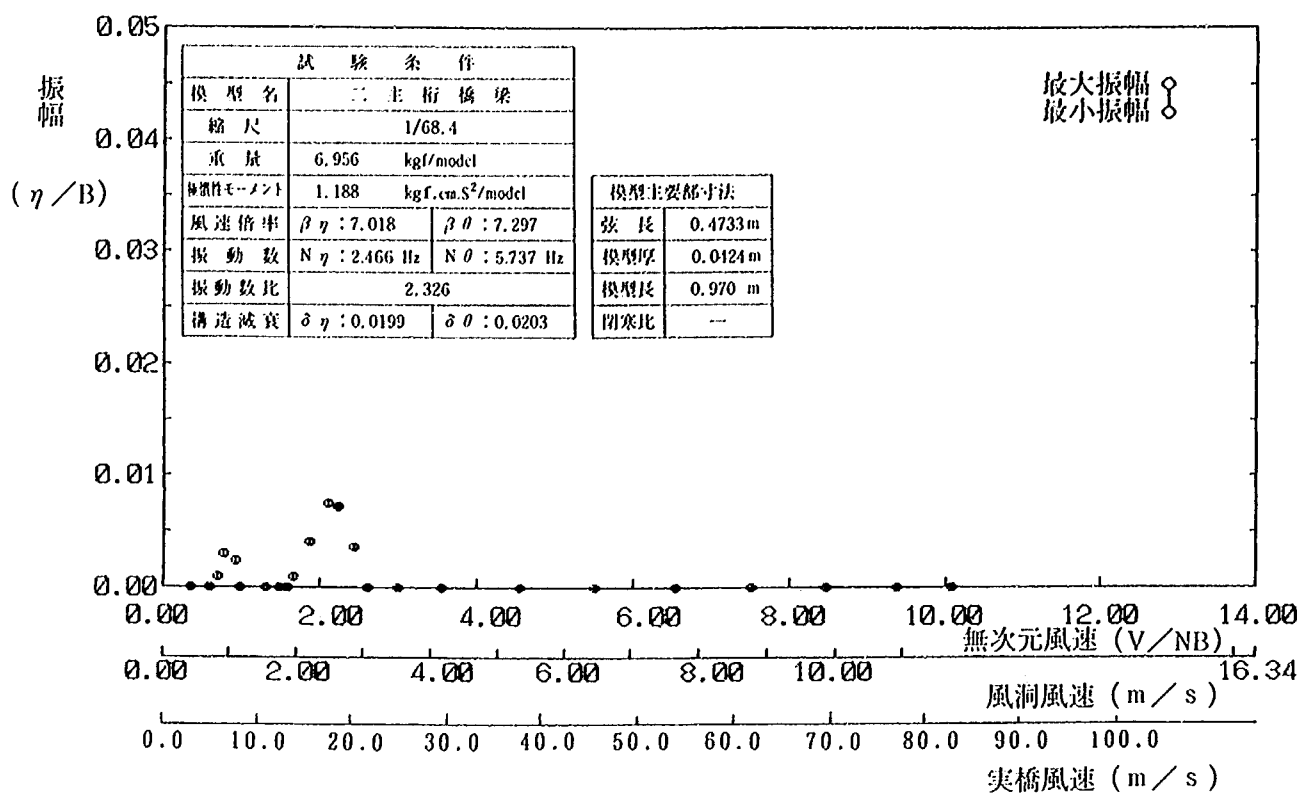


(1)たわみ振動

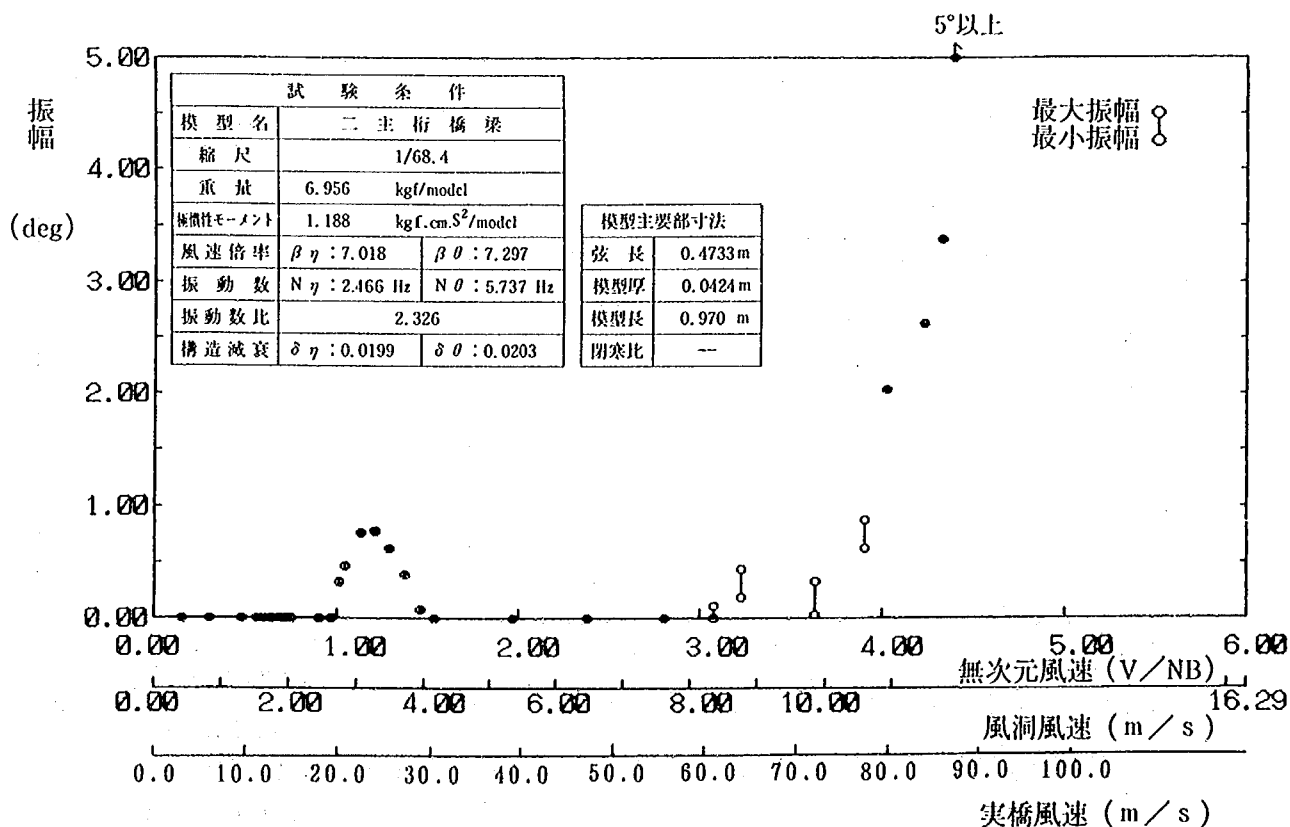


(2)ねじれ振動

付図-2.5 風速-振幅曲線 (実験番号 5)

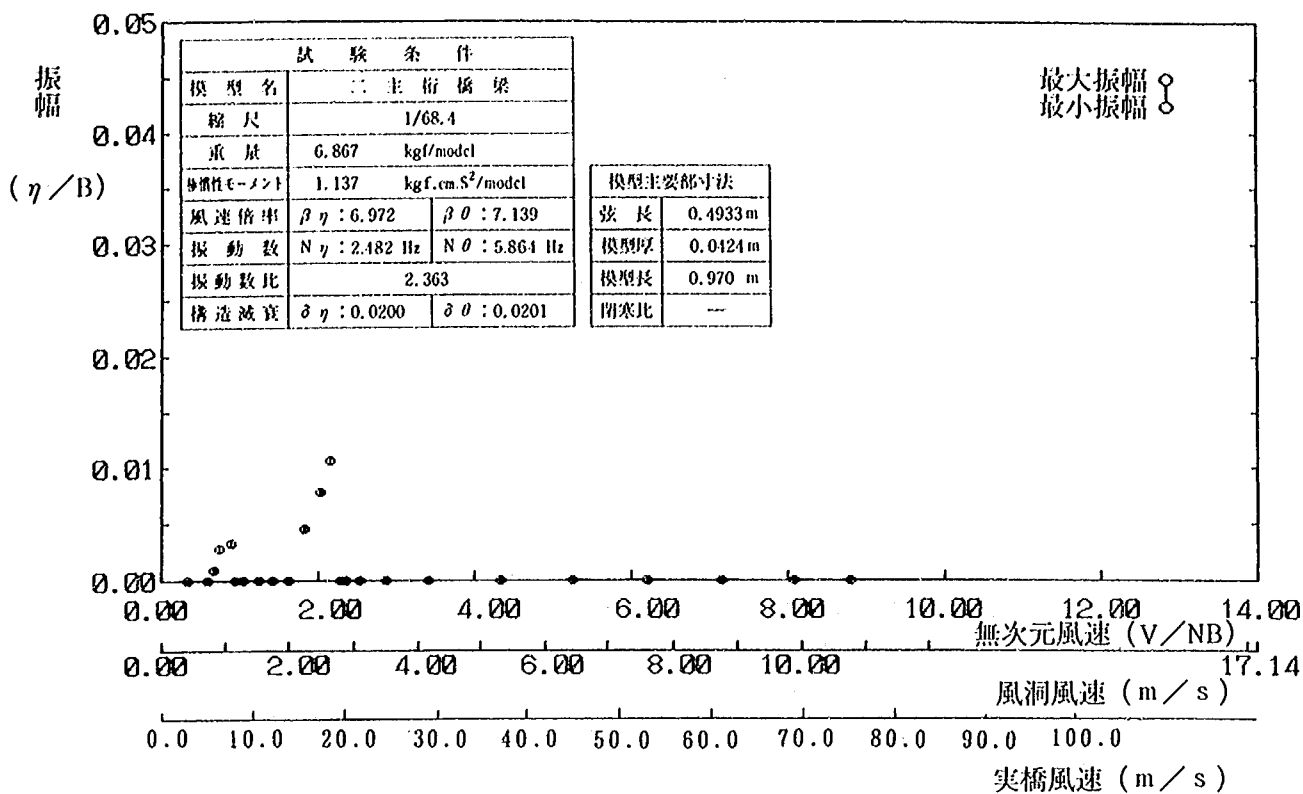


(1)たわみ振動

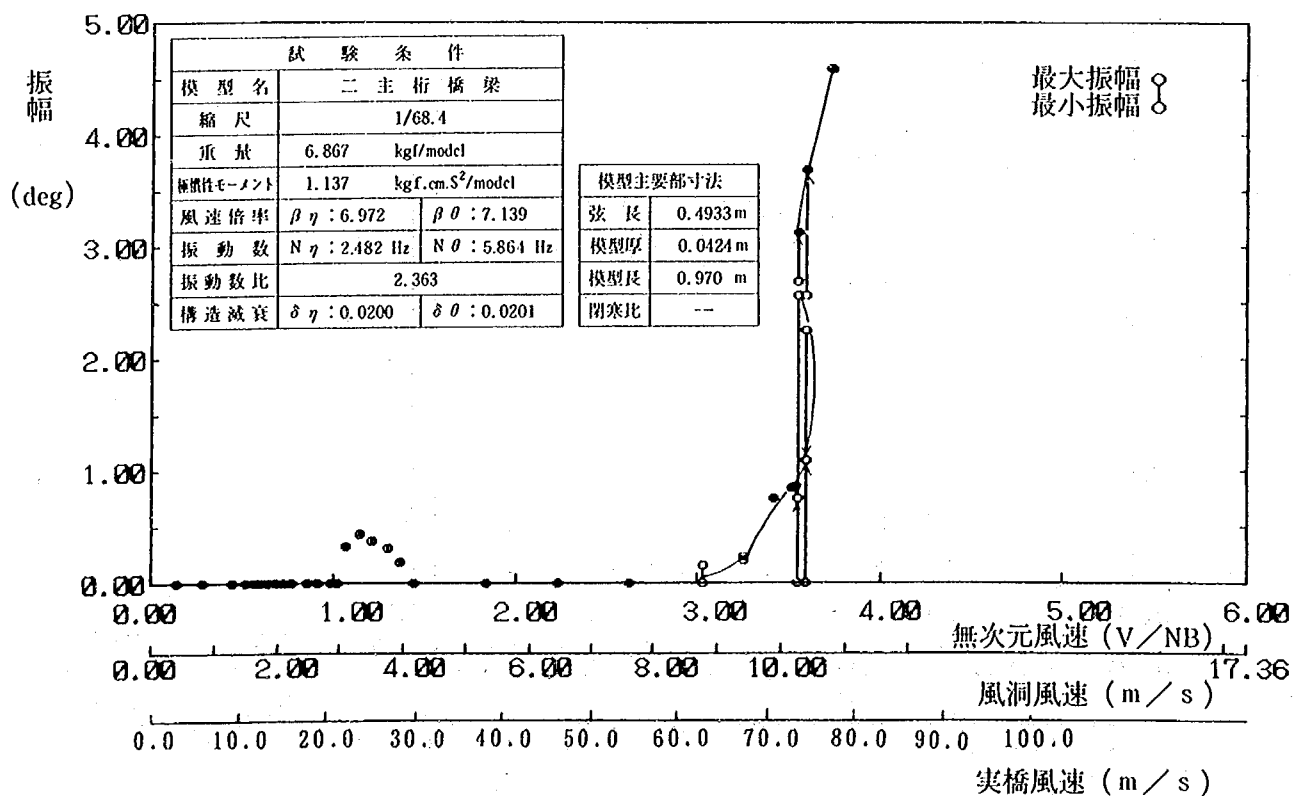


(2)ねじれ振動

付図-2.6 風速-振幅曲線 (実験番号 7)

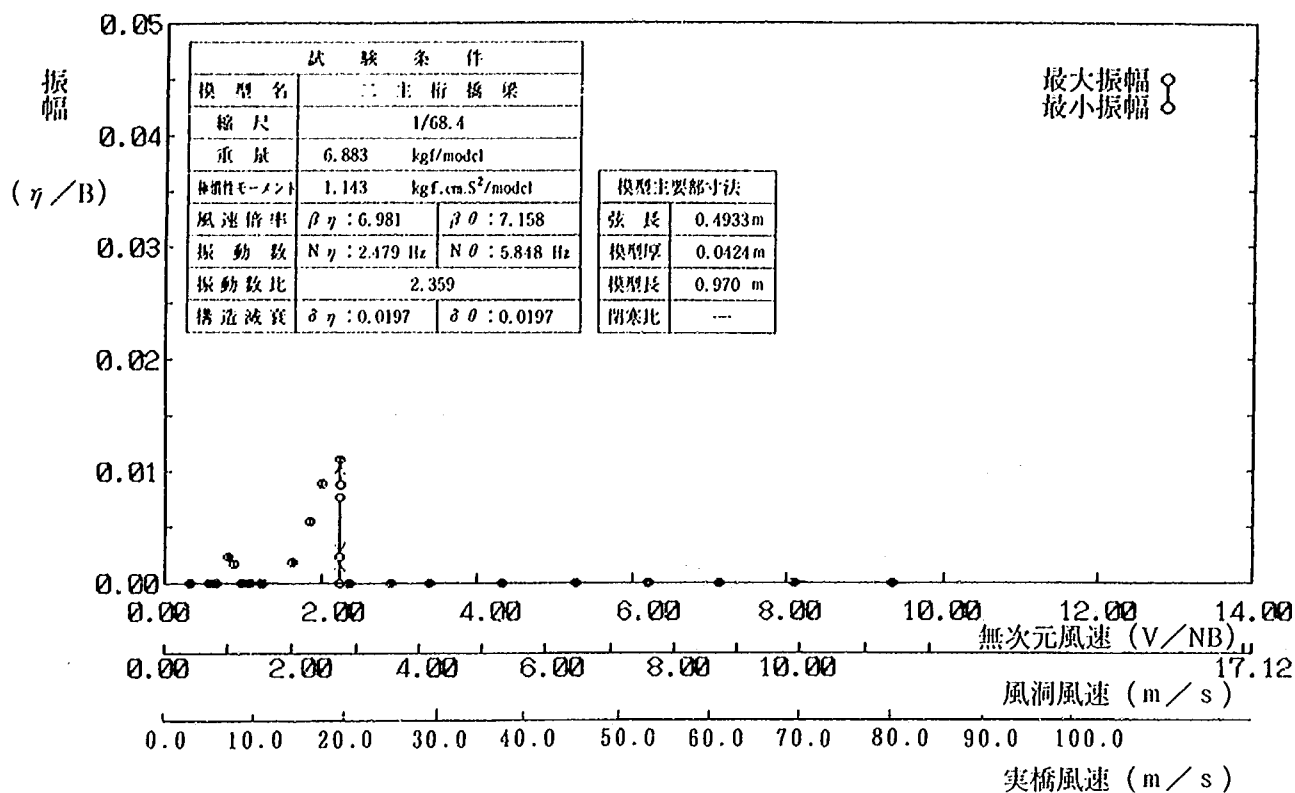


(1)たわみ振動

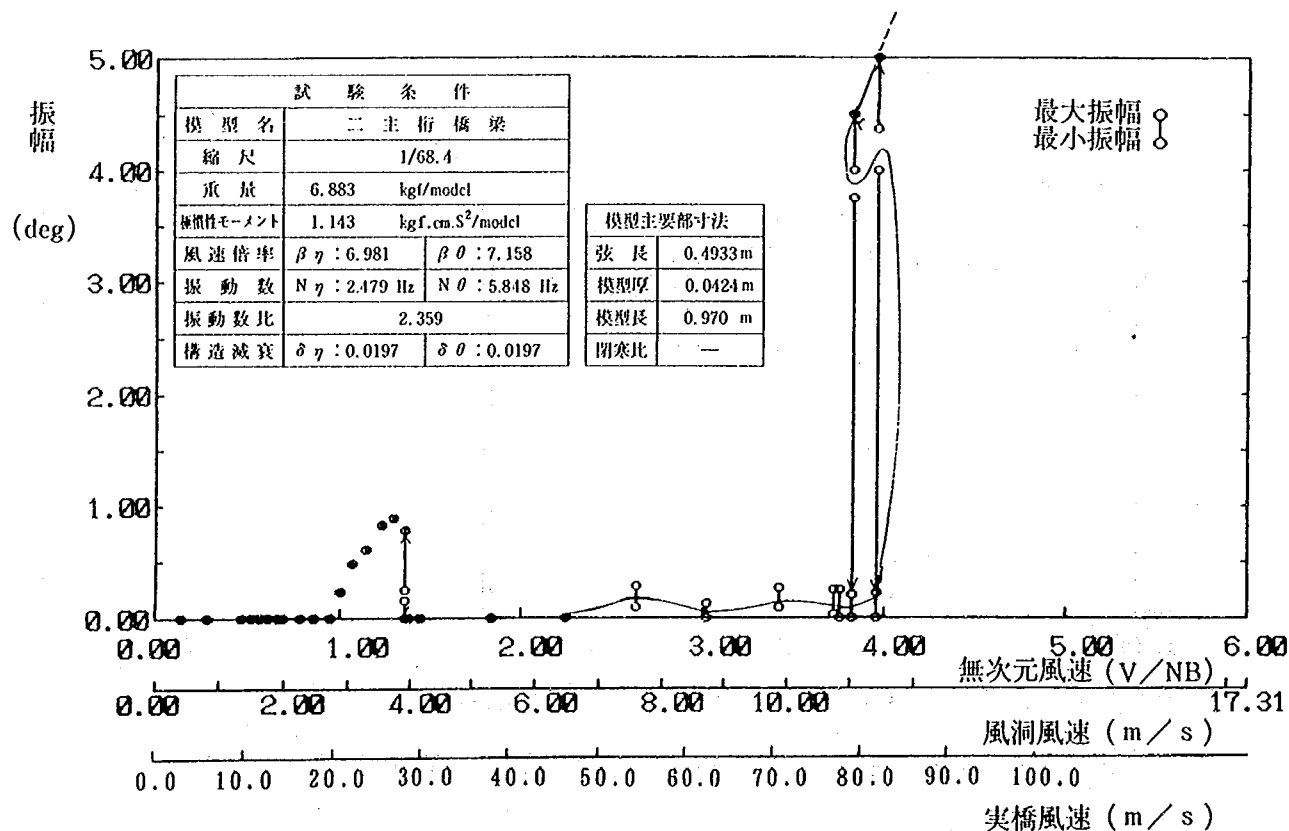


(2)ねじれ振動

付図-2.7 風速-振幅曲線 (実験番号 8)

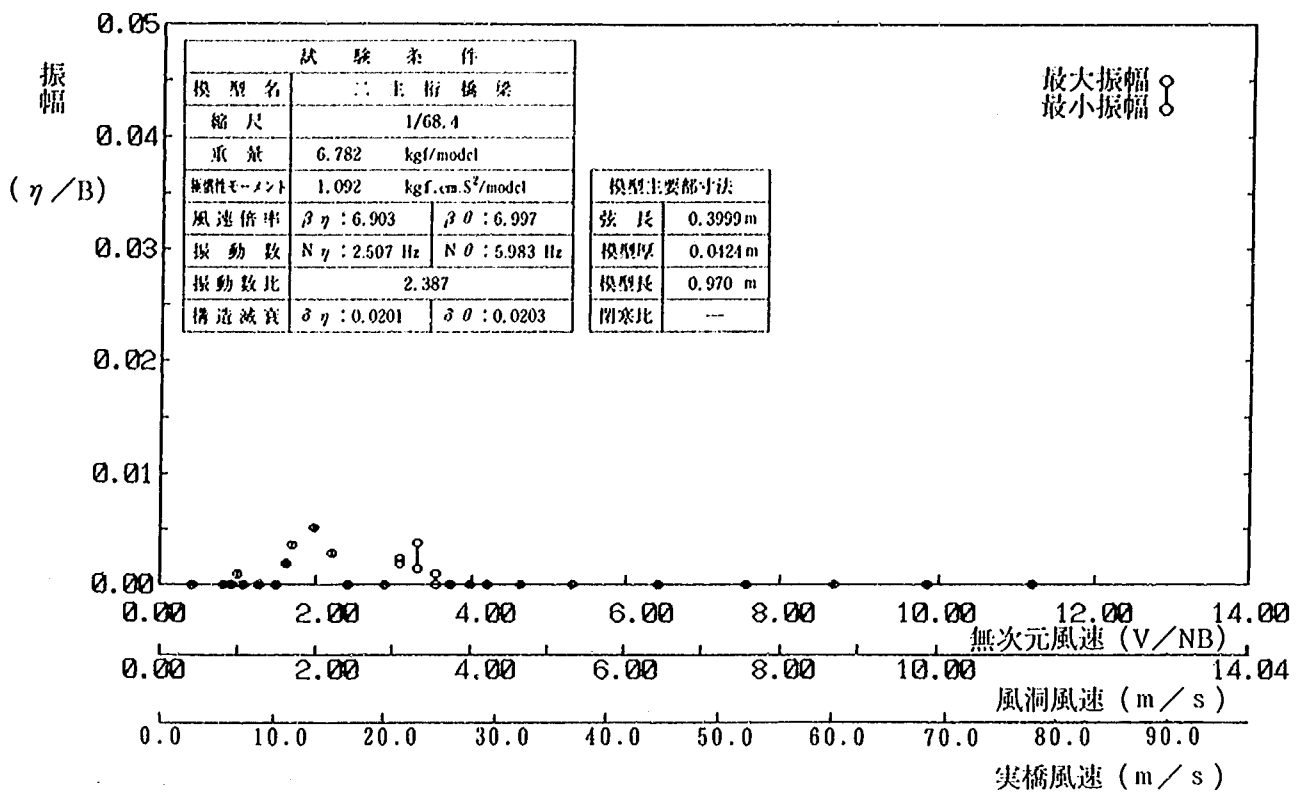


(1)たわみ振動

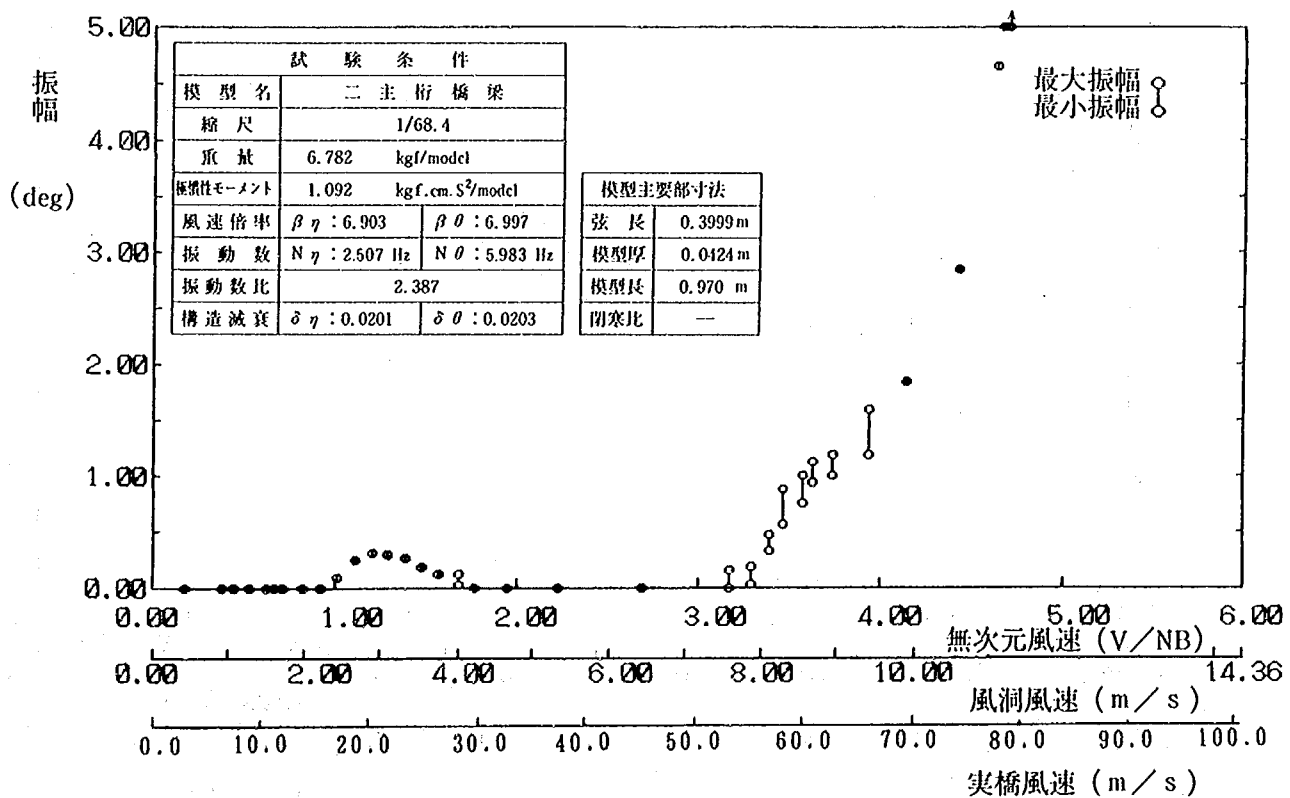


(2)ねじれ振動

付図-2.8 風速-振幅曲線 (実験番号 : 9)

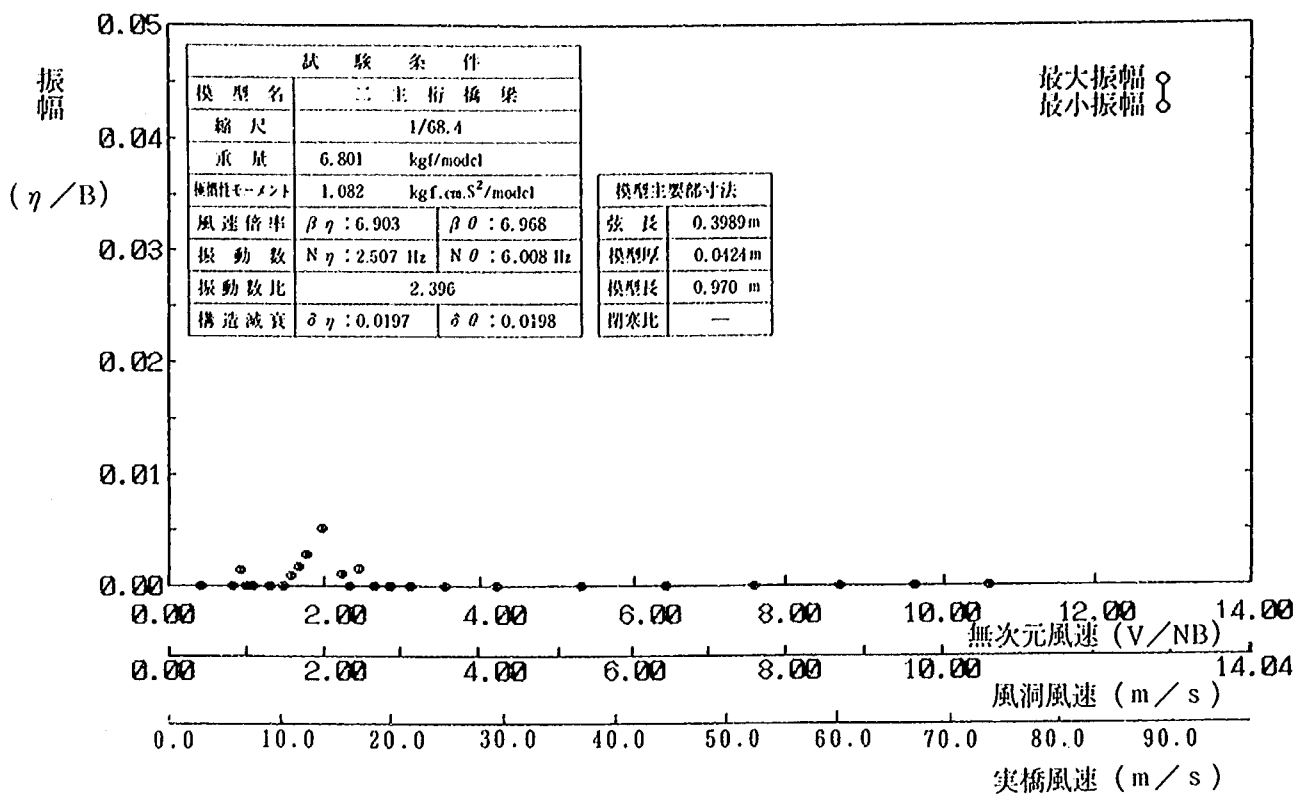


(1)たわみ振動

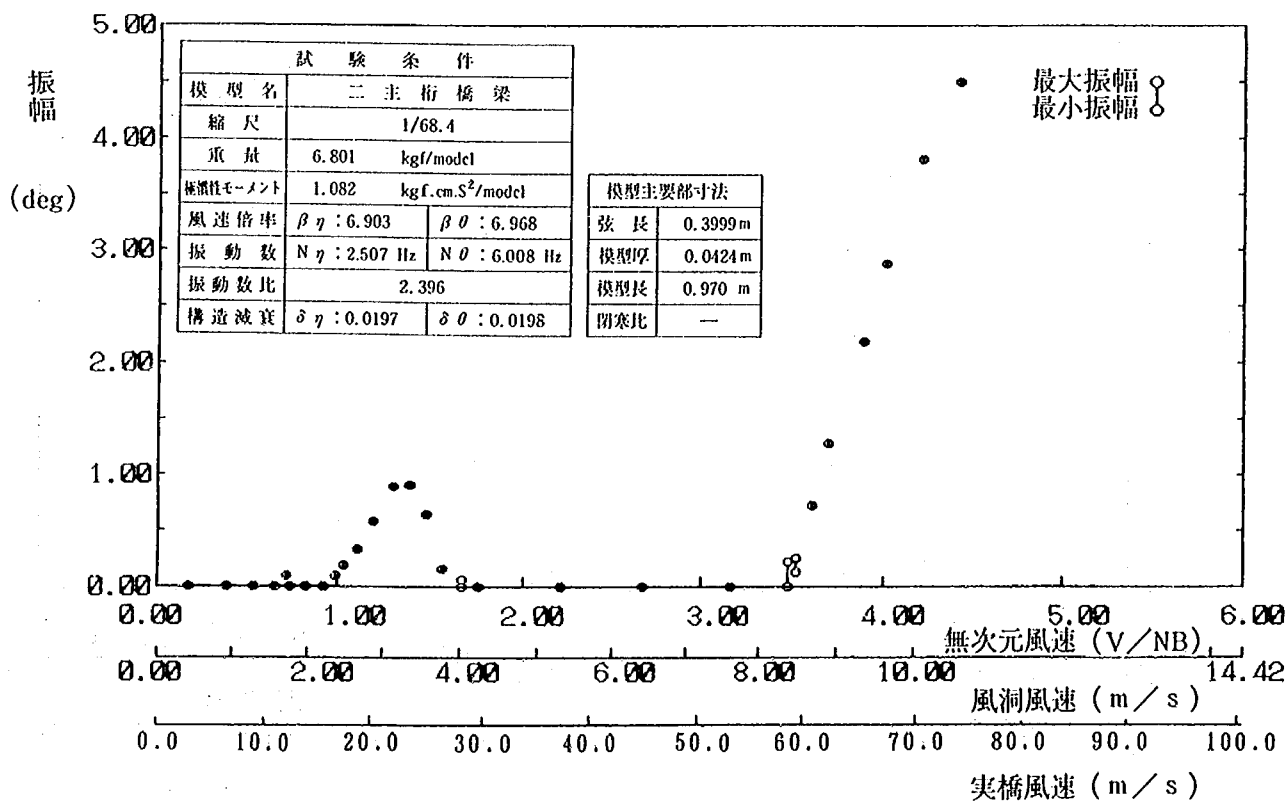


(2)ねじれ振動

付図-2.9 風速-振幅曲線 (実験番号 16)

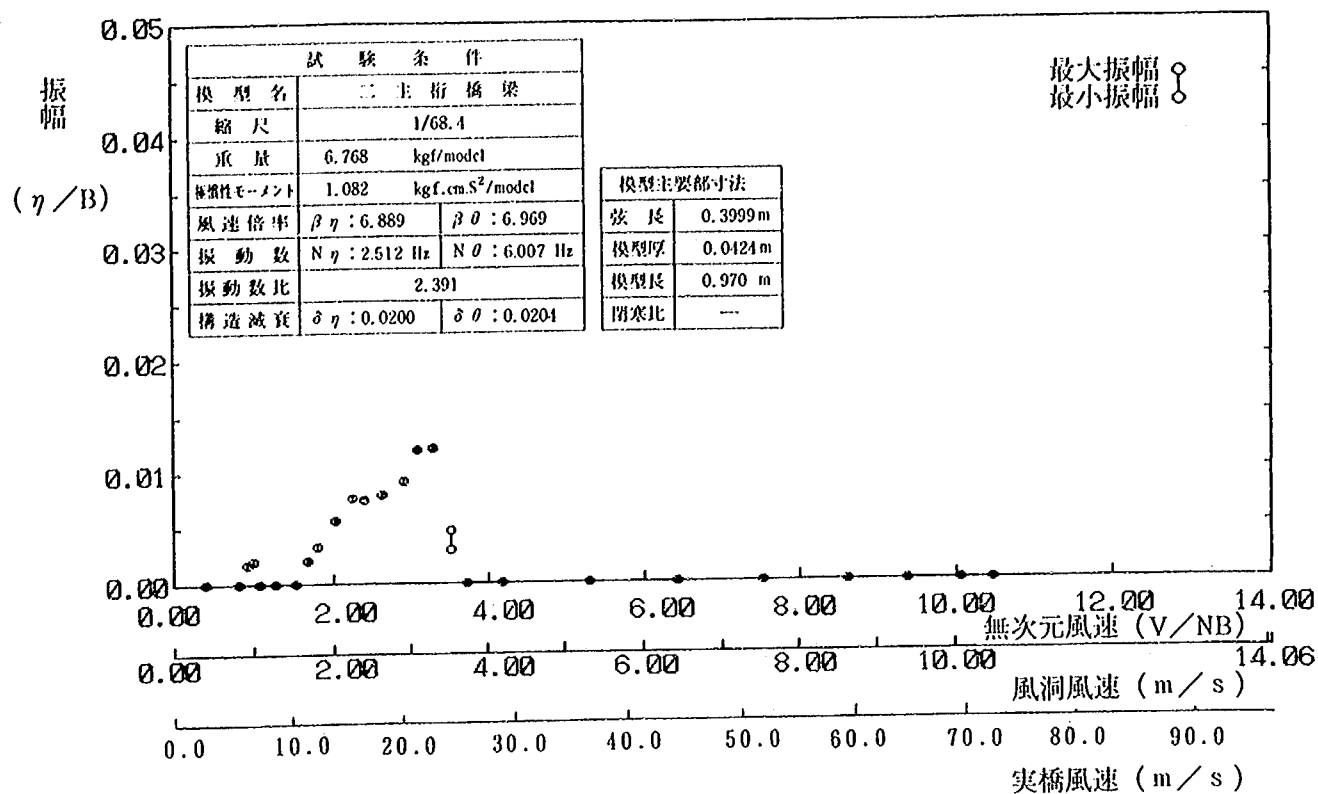


(1)たわみ振動

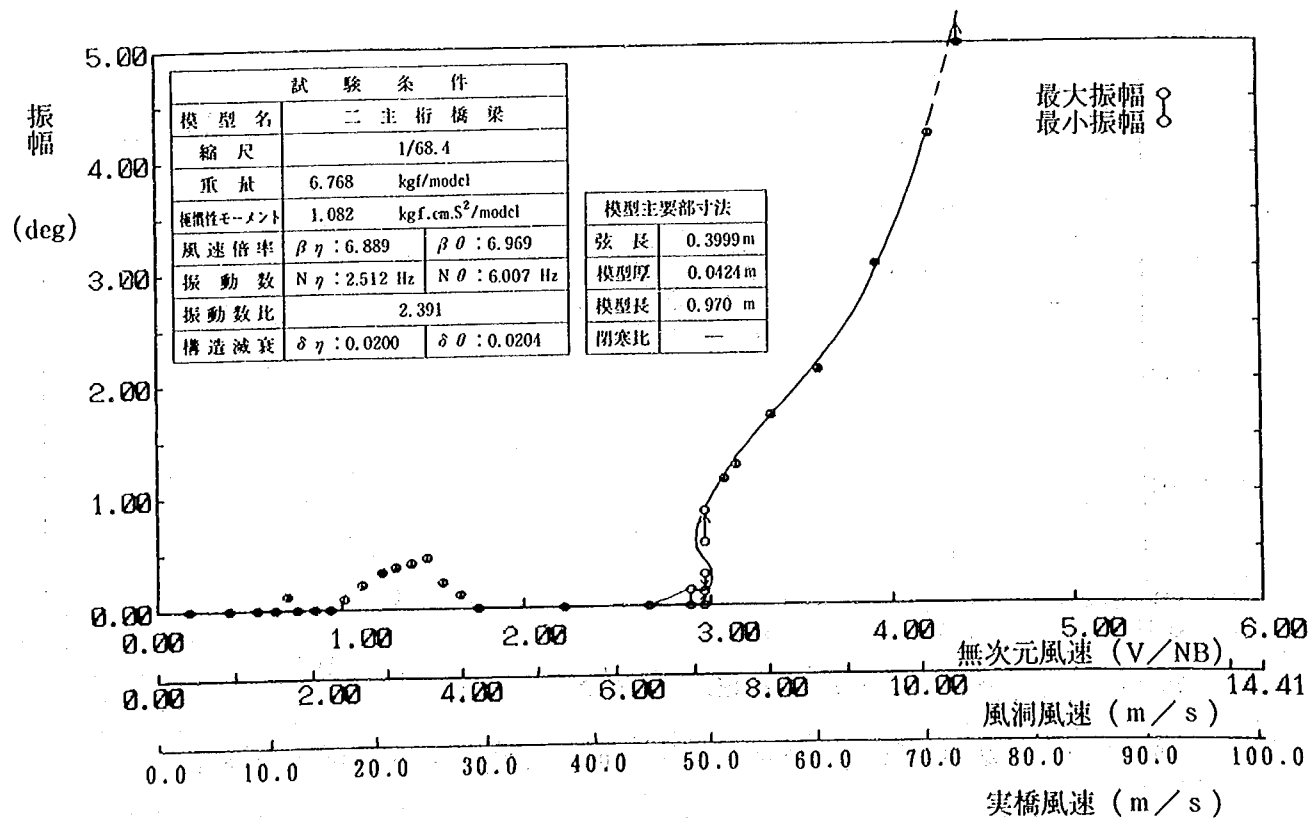


(2)ねじれ振動

付図-2.10 風速-振幅曲線 (実験番号 21)

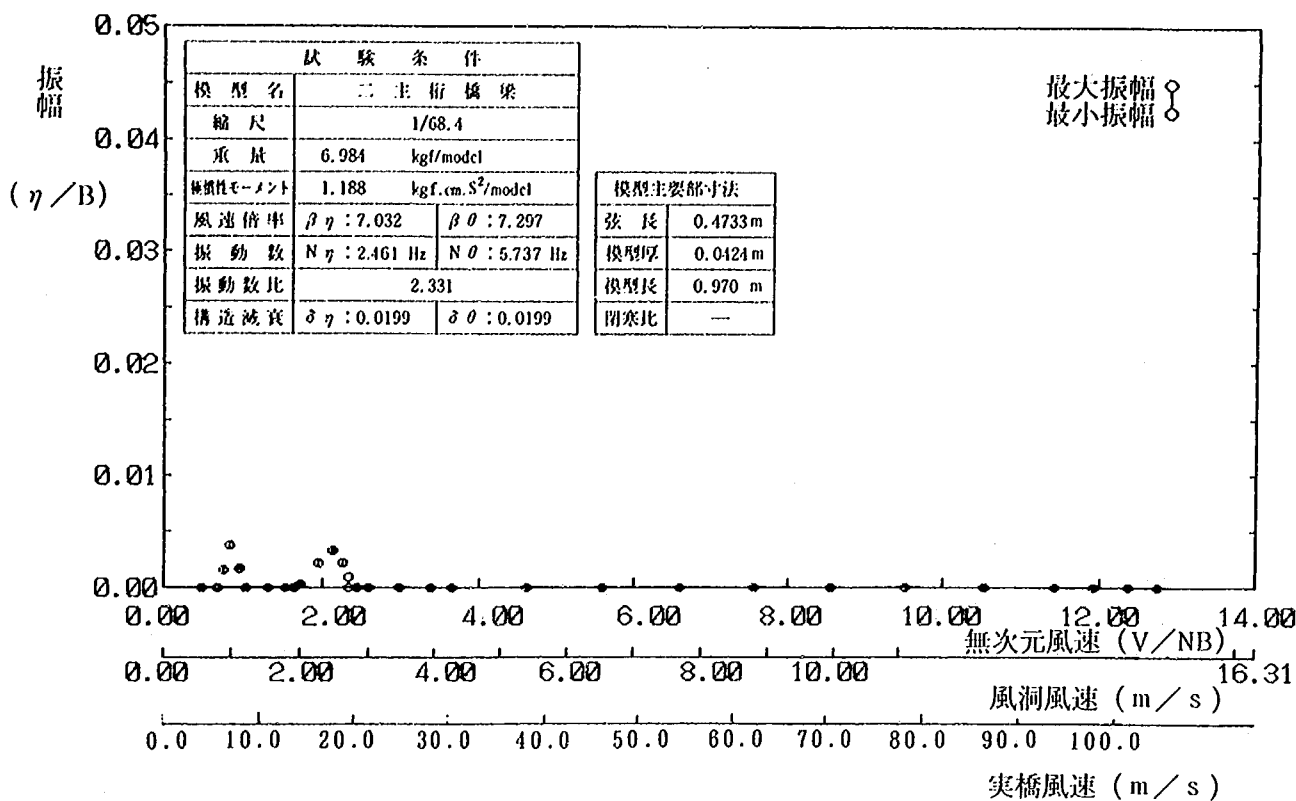


(1)たわみ振動

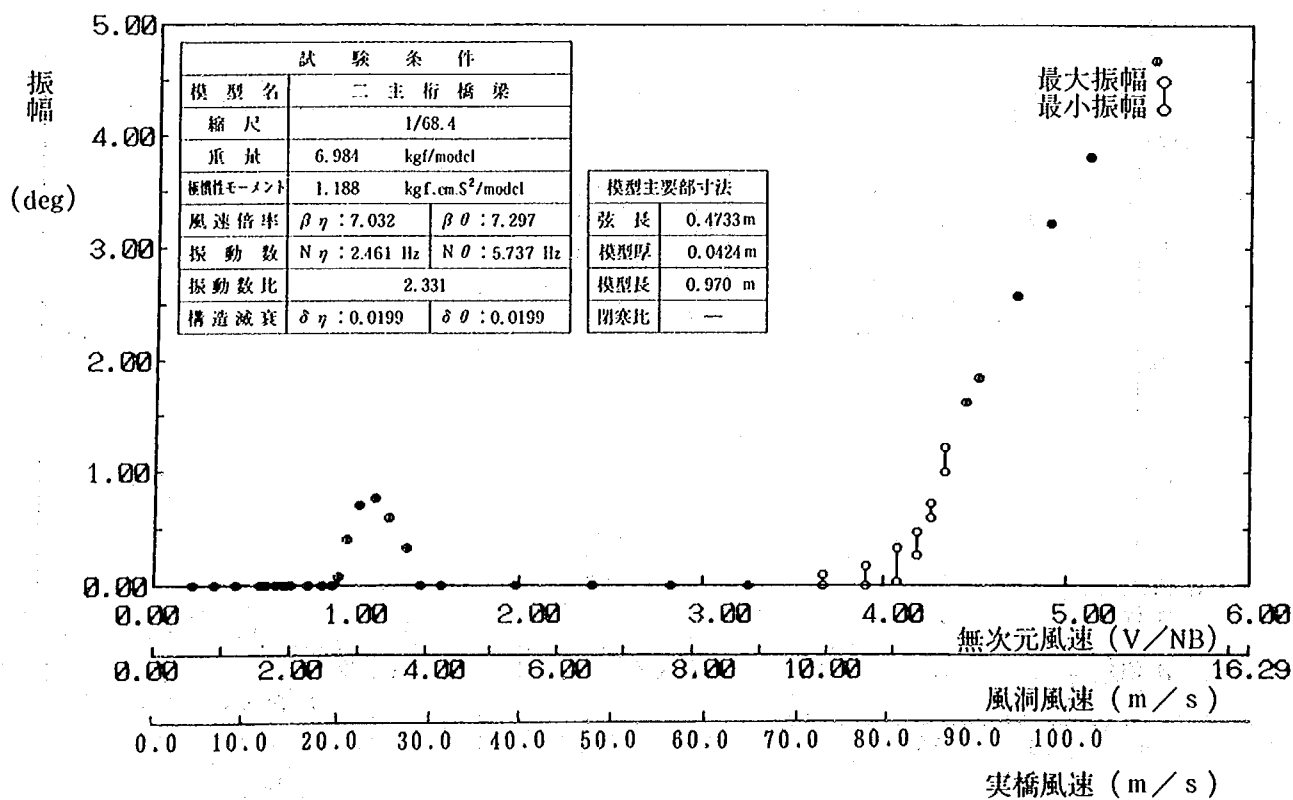


(2)ねじれ振動

付図-2.11 風速-振幅曲線 (実験番号 25)

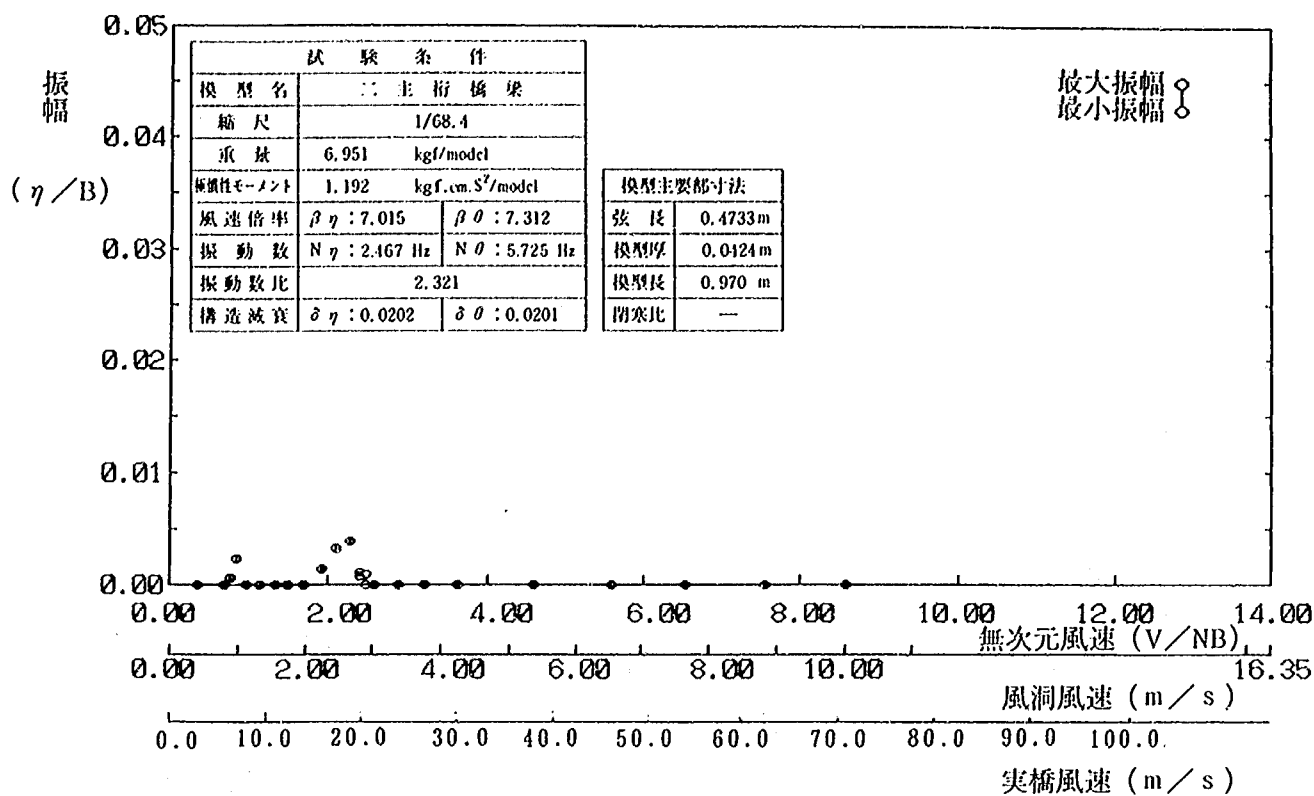


(1)たわみ振動

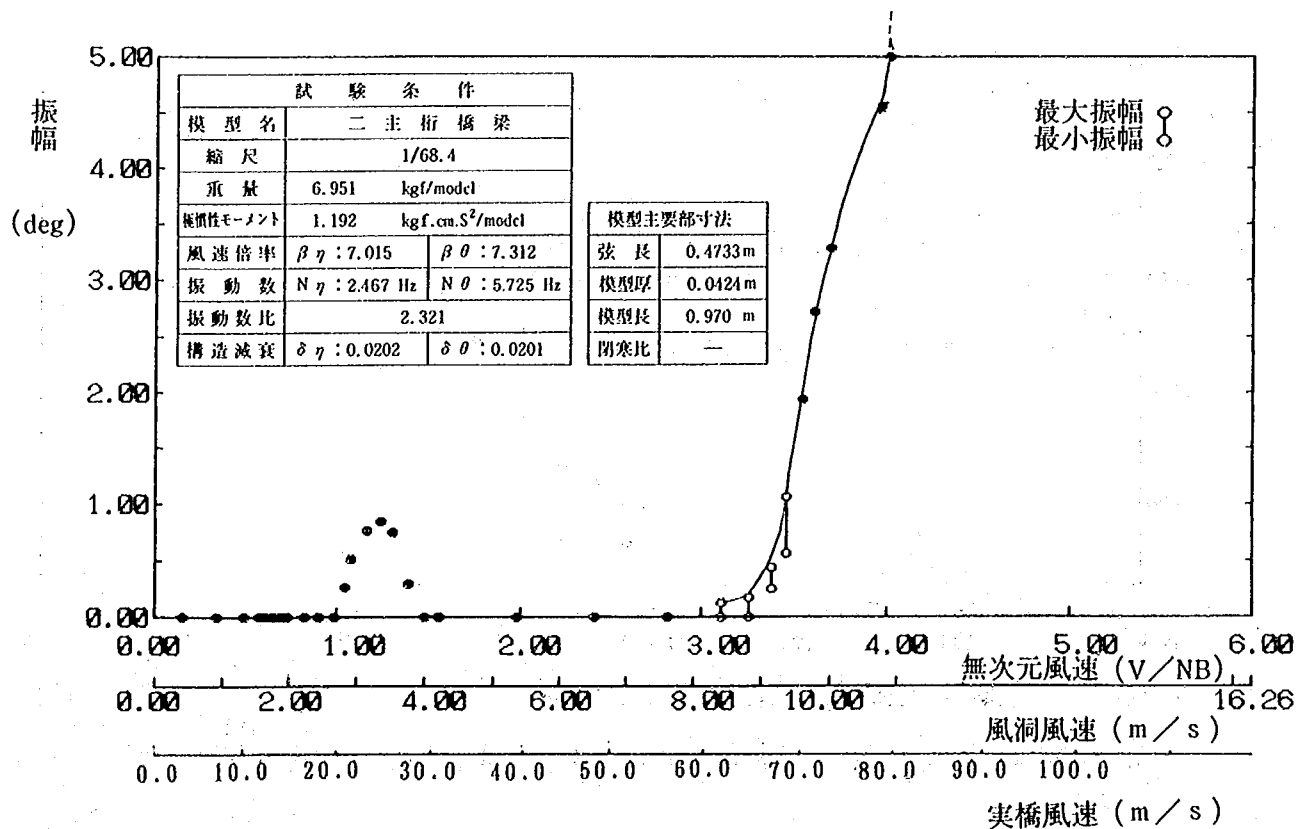


(2)ねじれ振動

付図-2.12 風速-振幅曲線 (実験番号 27)

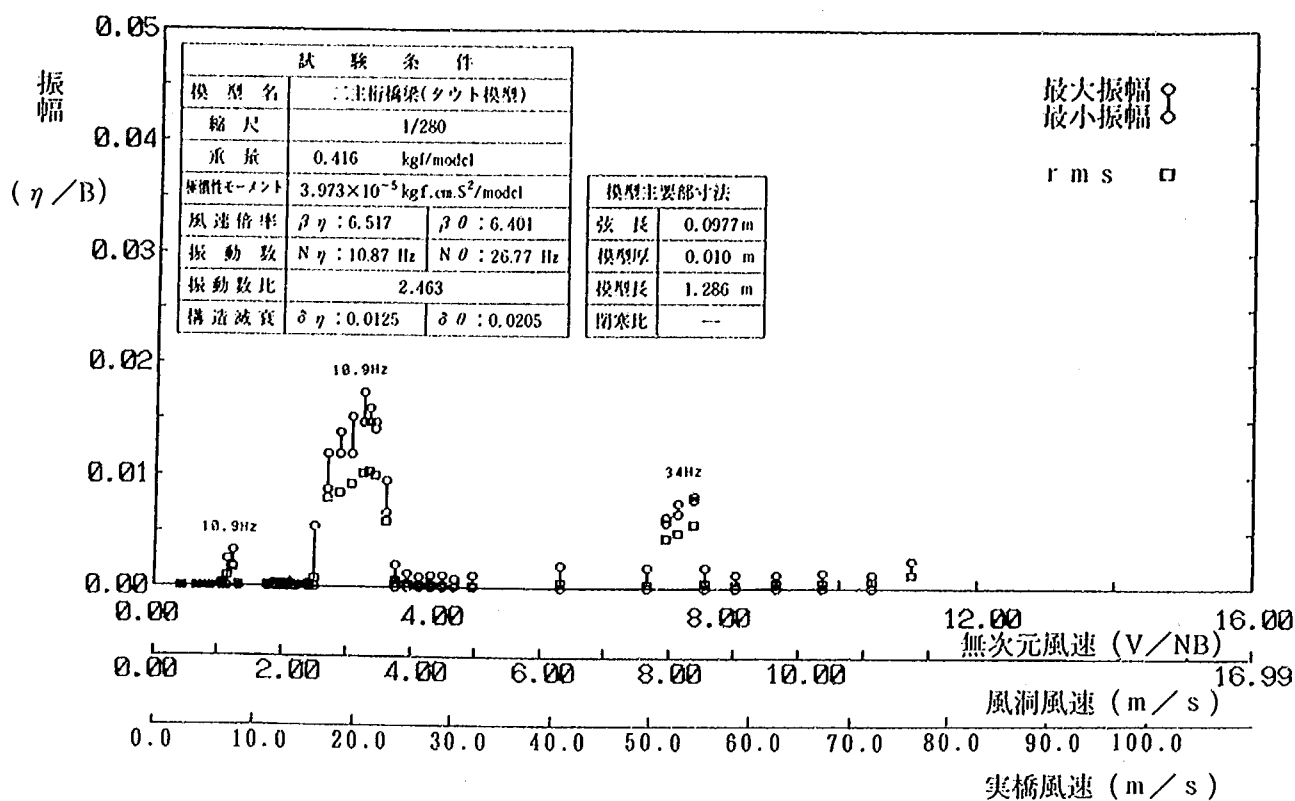


(1)たわみ振動

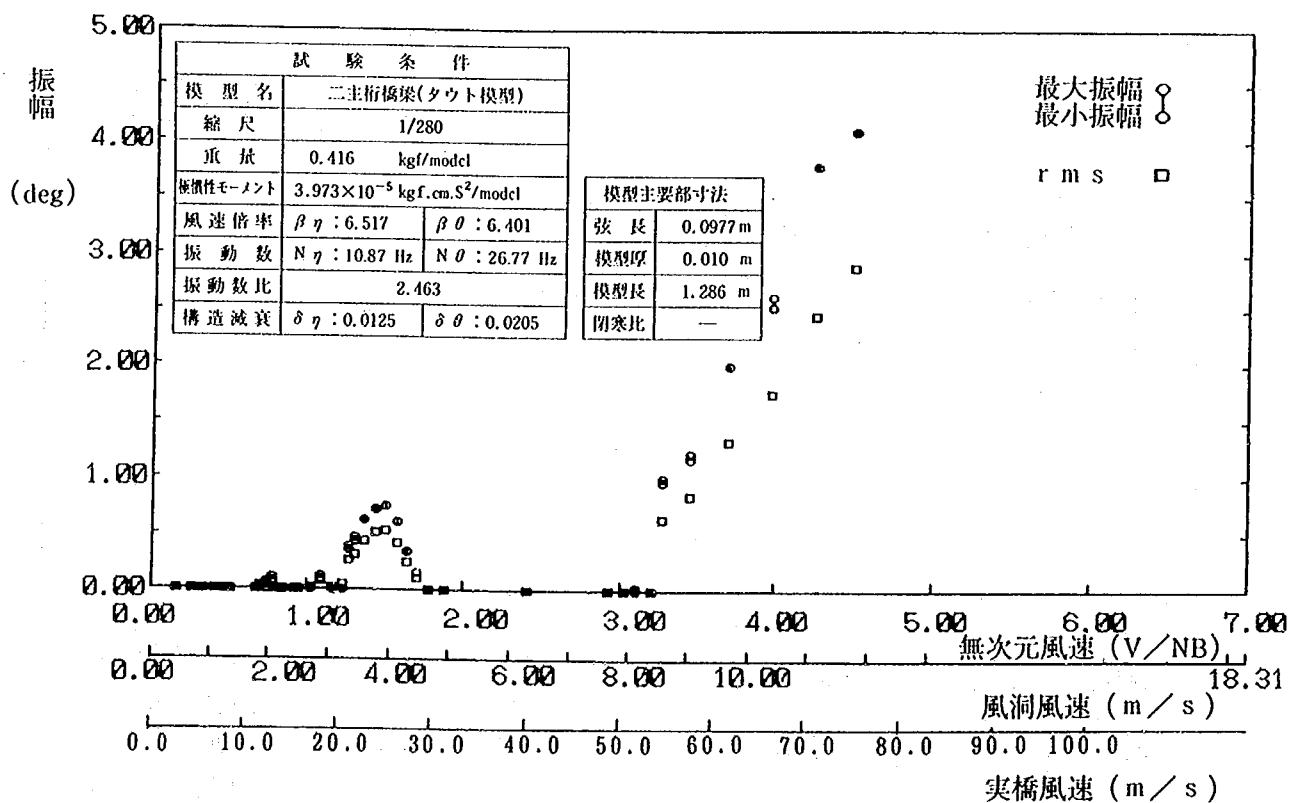


(2)ねじれ振動

付図-2.13 風速-振幅曲線 (実験番号 29)

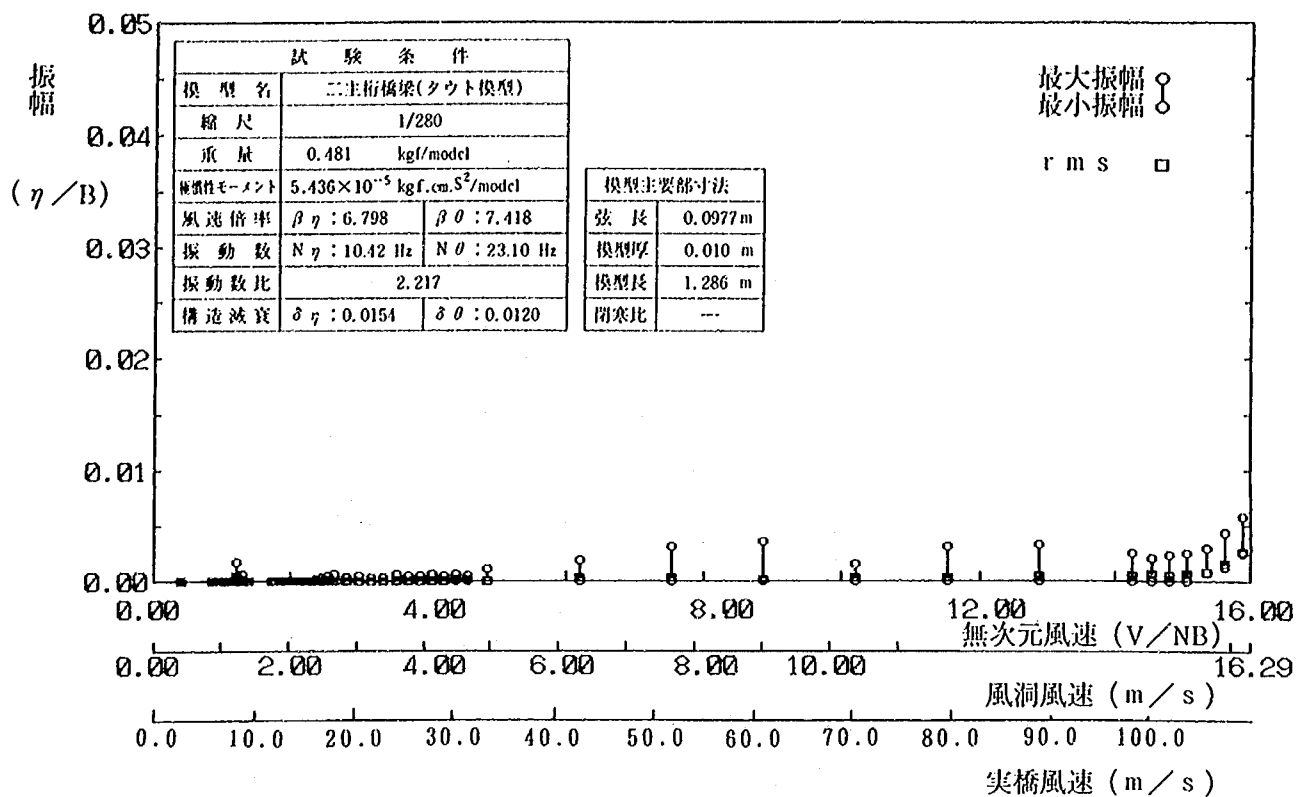


(1)たわみ振動

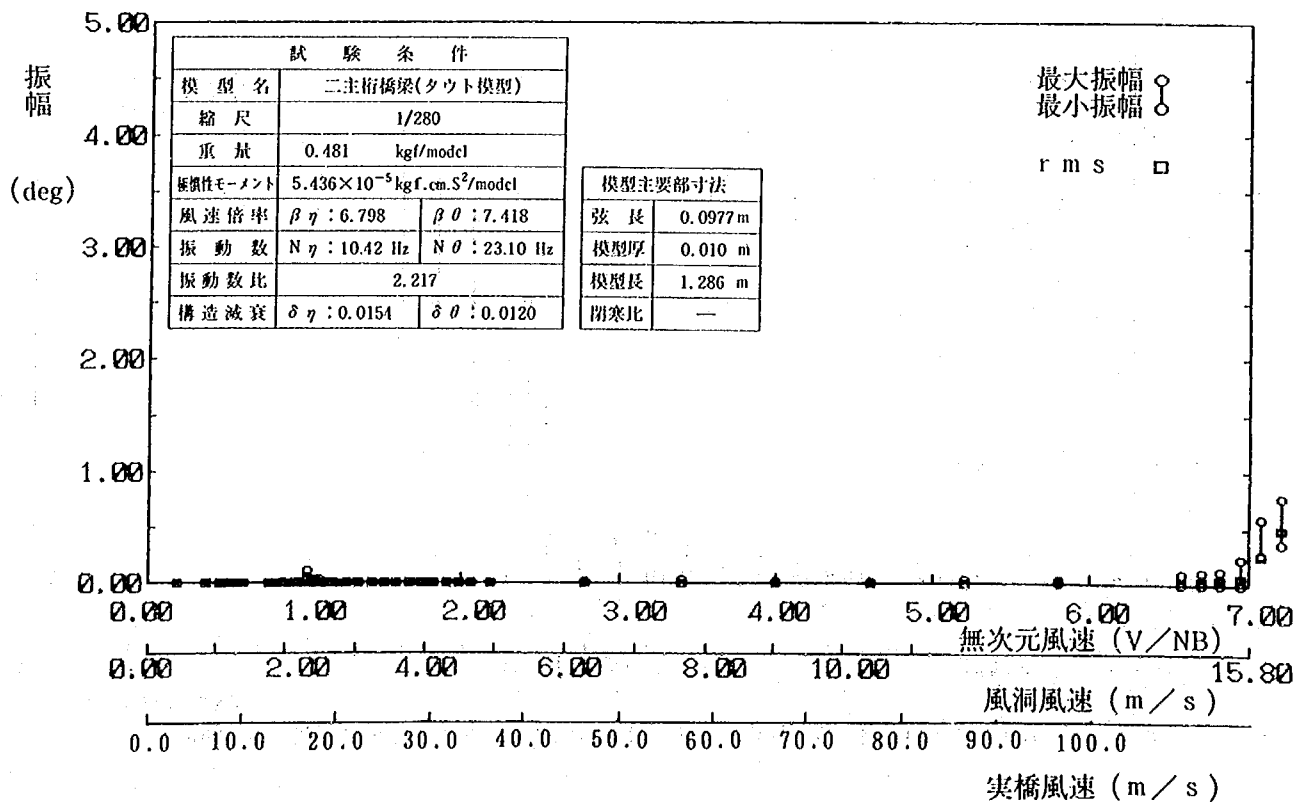


(2)ねじれ振動

付図-3.1 風速-振幅曲線 (実験番号1)

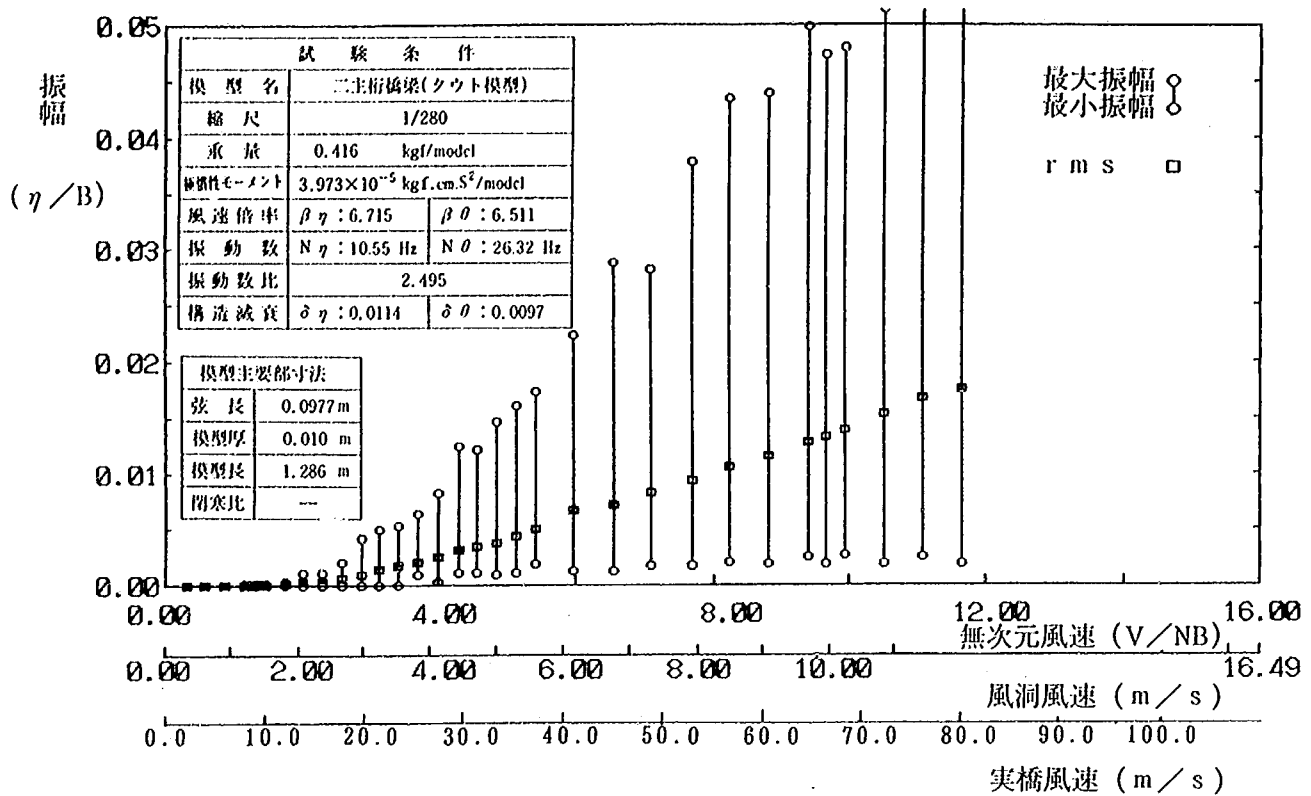


(1)たわみ振動

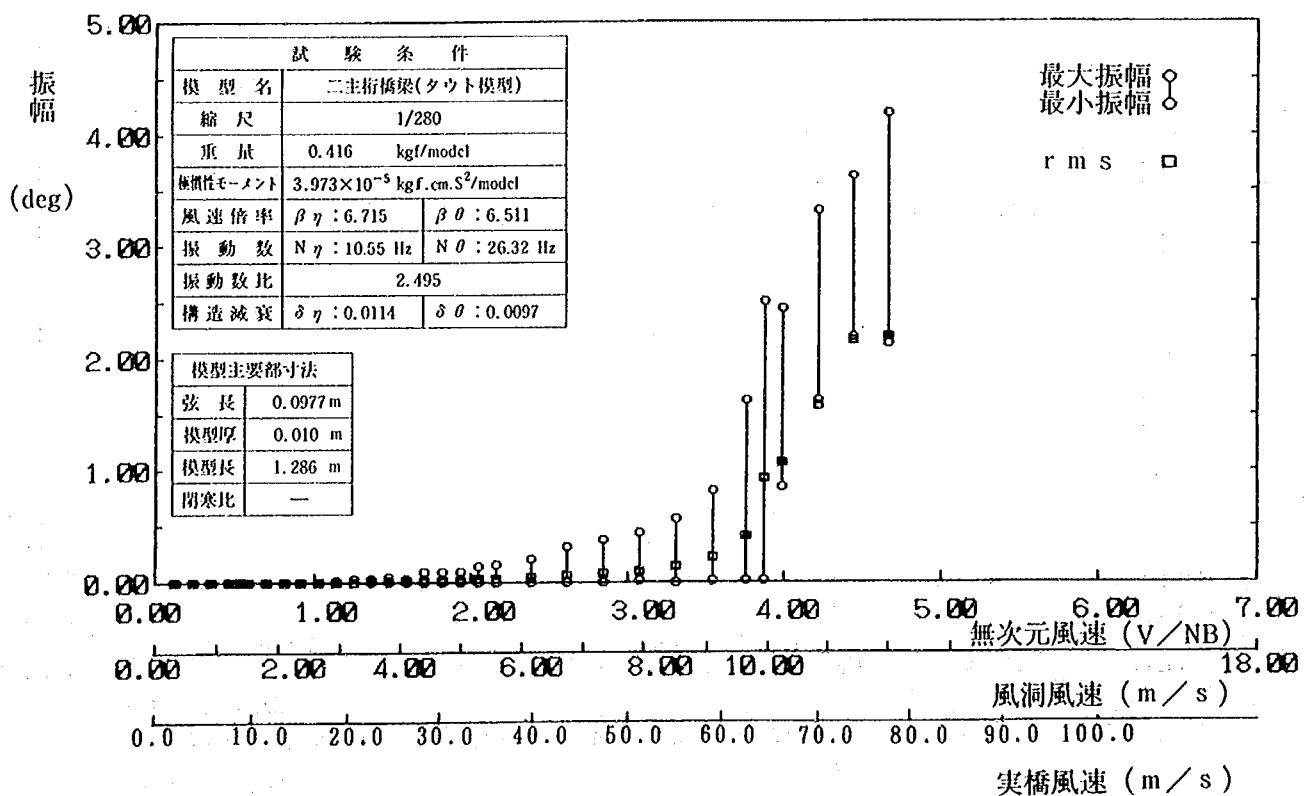


(2)ねじれ振動

付図-3.2 風速-振幅曲線 (実験番号2)

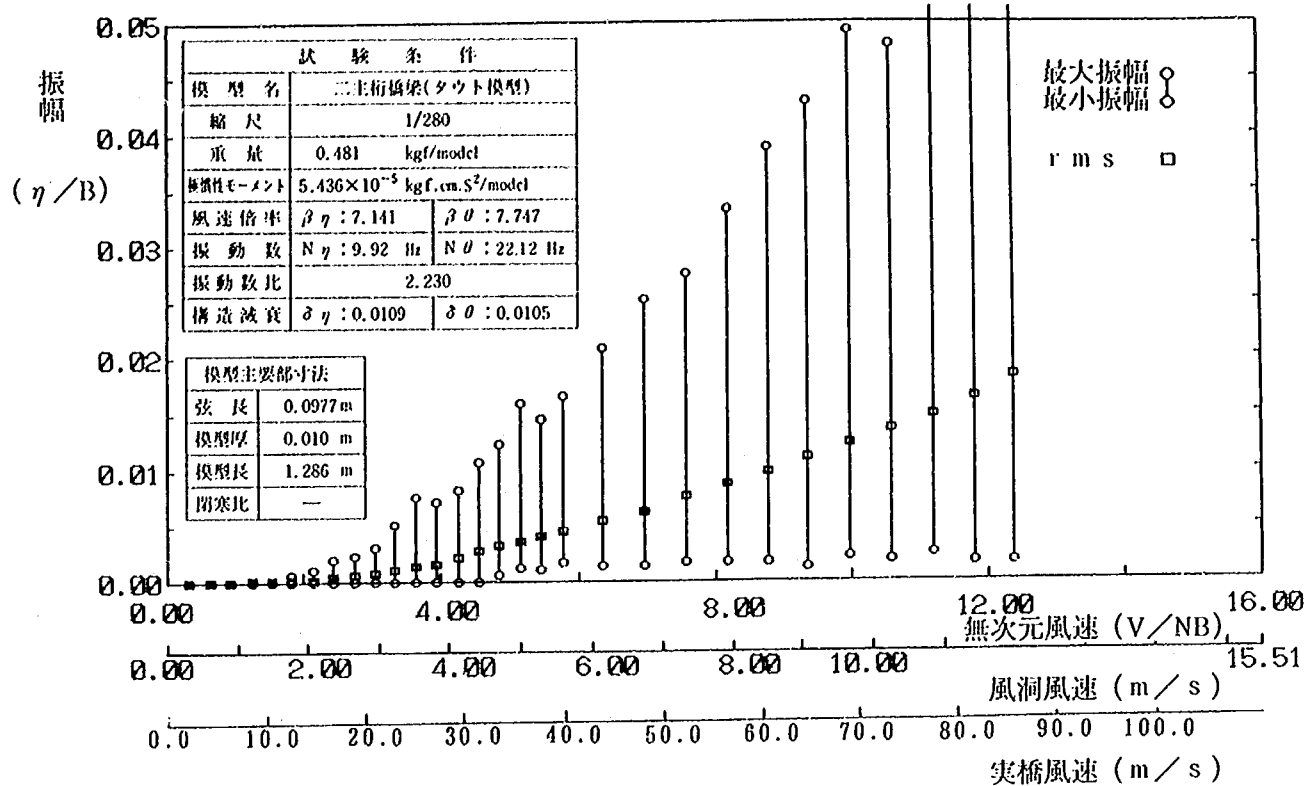


(1)たわみ振動

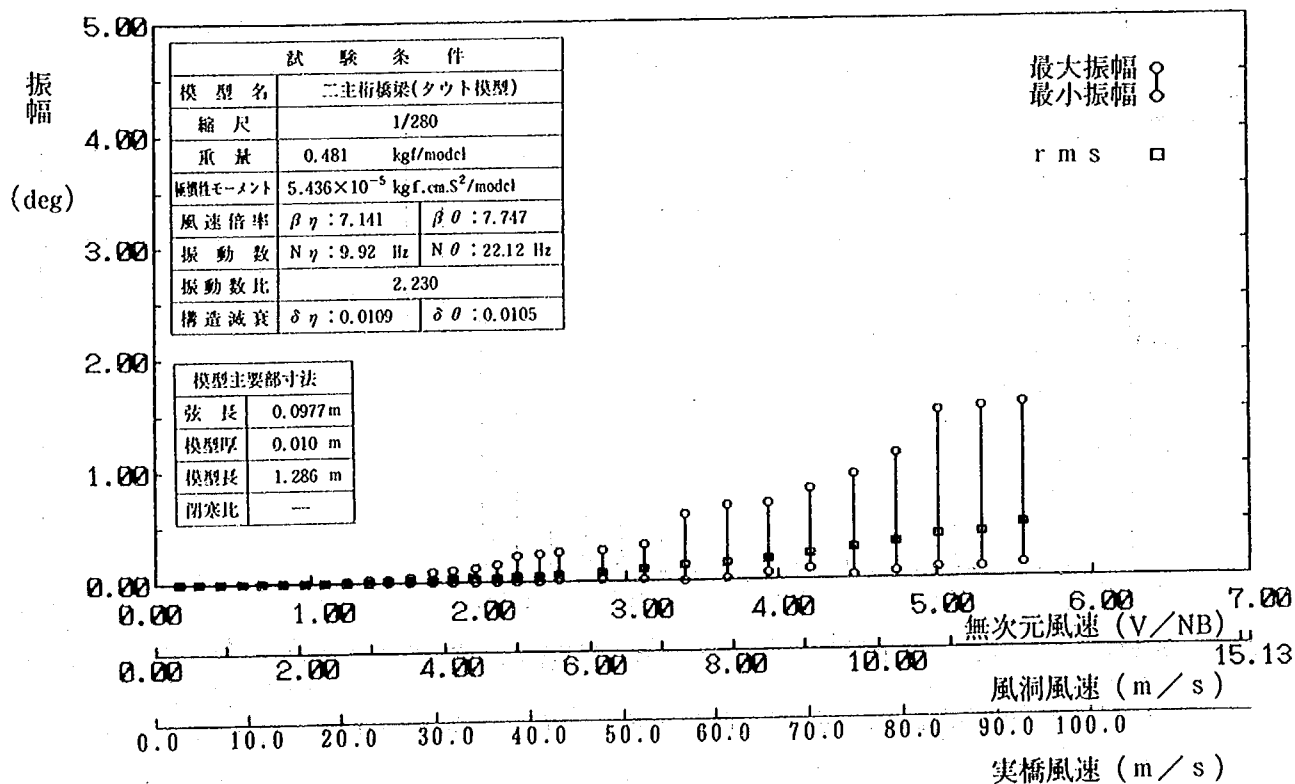


(2)ねじれ振動

付図-3.3 風速-振幅曲線 (実験番号3)

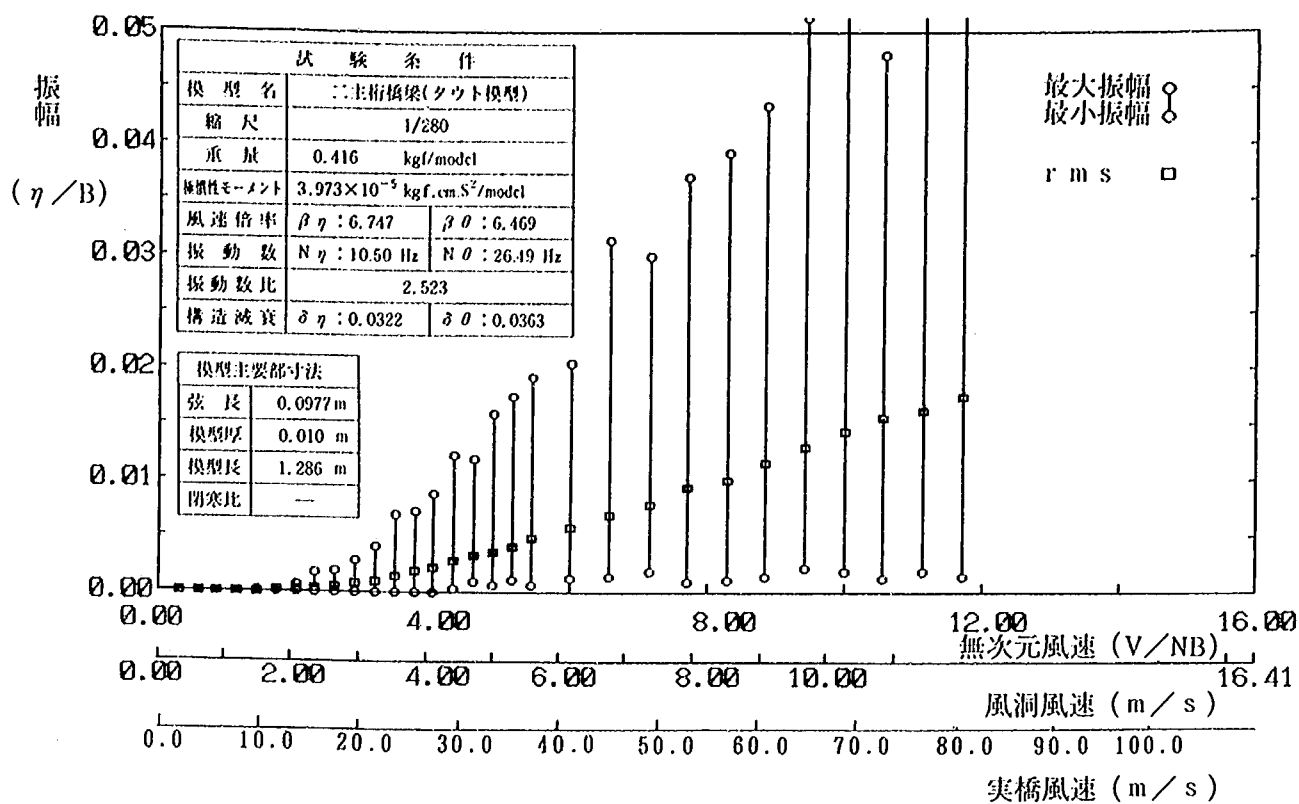


(1)たわみ振動

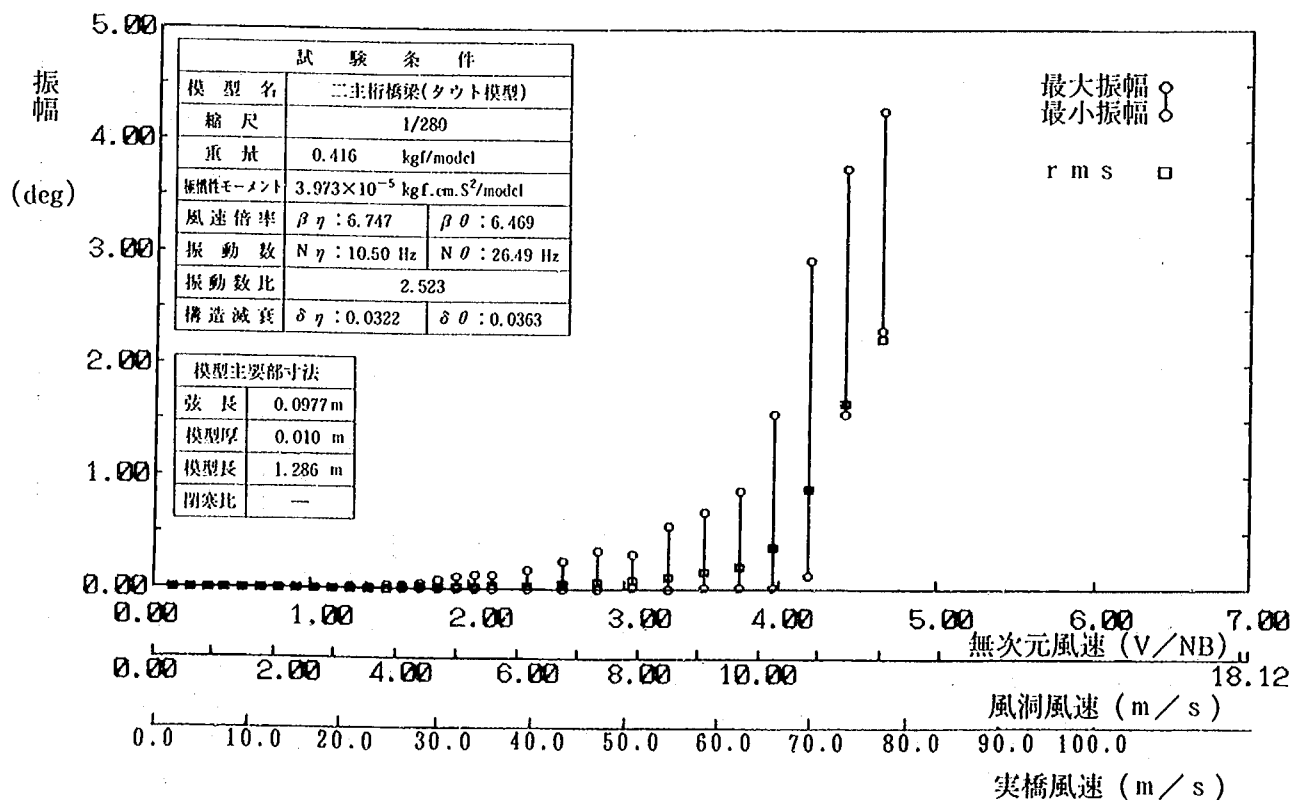


(2)ねじれ振動

付図-3.4 風速-振幅曲線 (実験番号4)

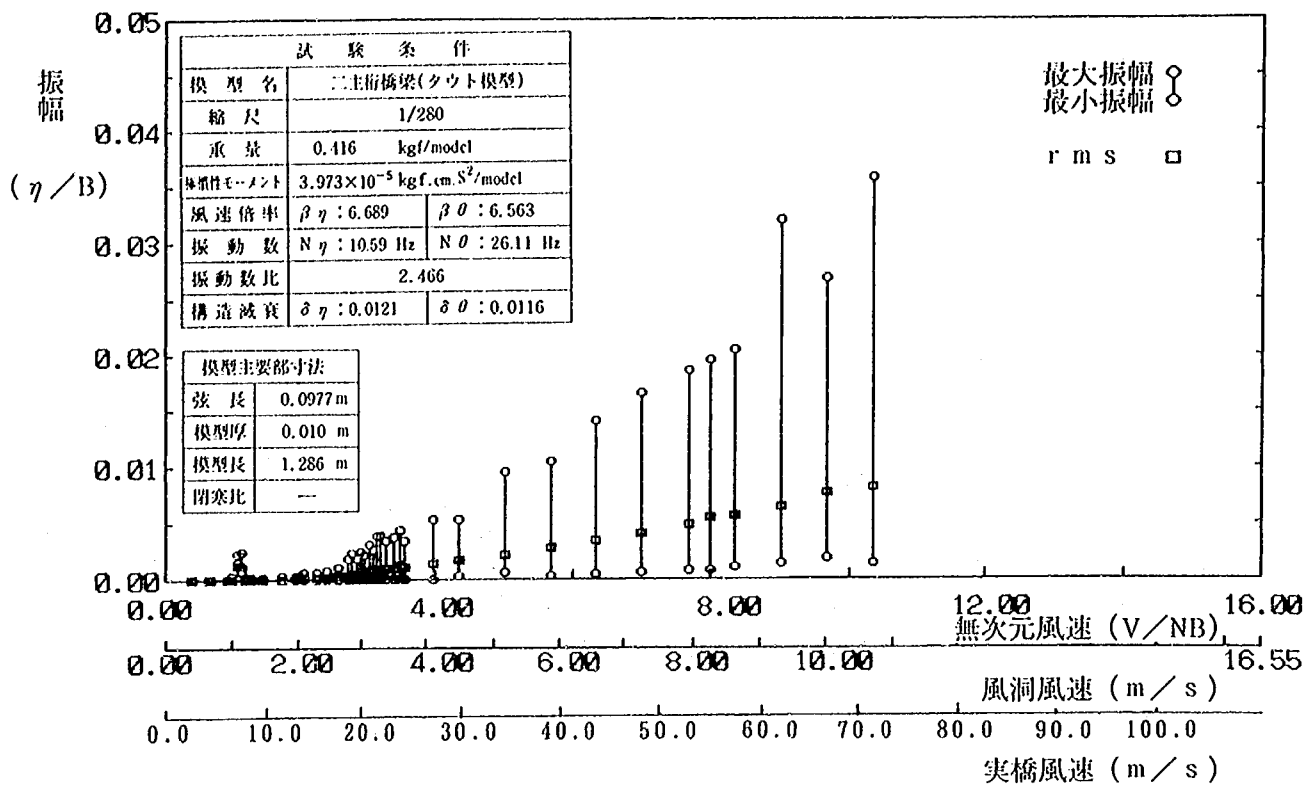


(1)たわみ振動

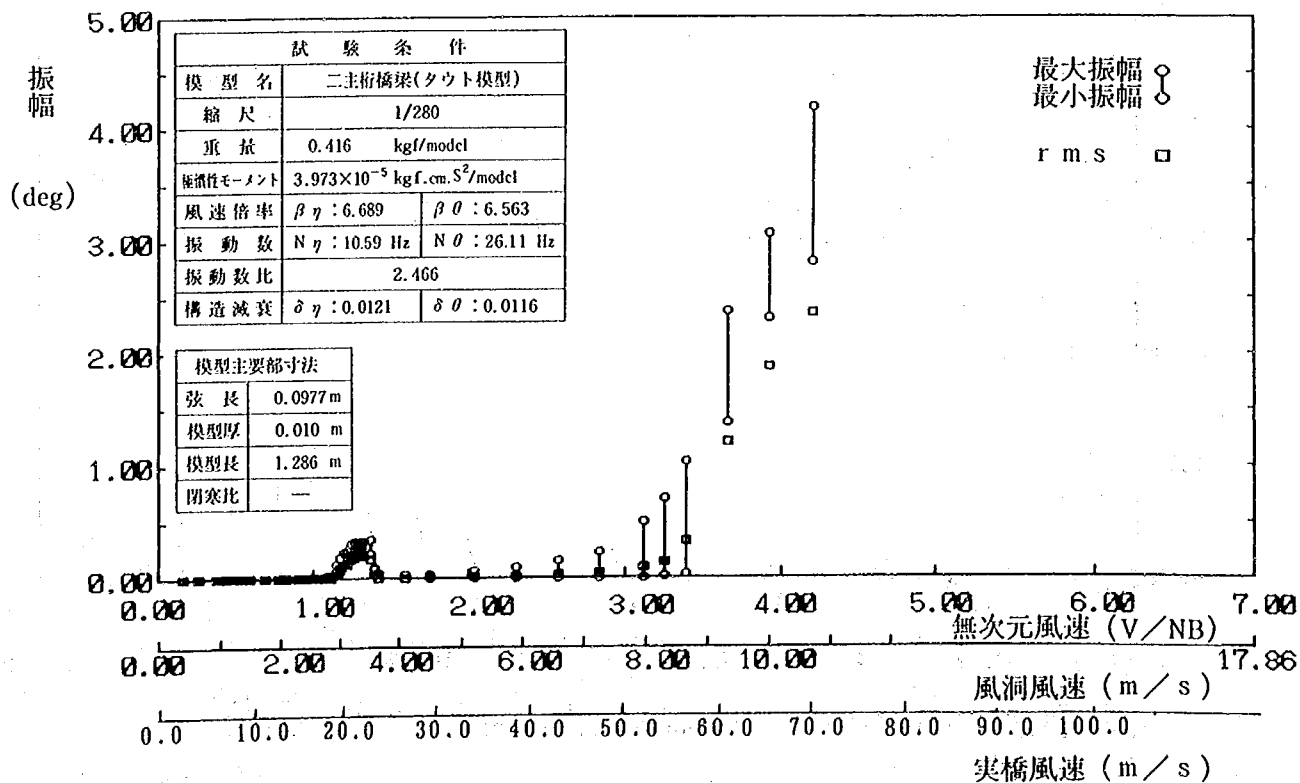


(2)ねじれ振動

付図-3.5 風速-振幅曲線 (実験番号 5)

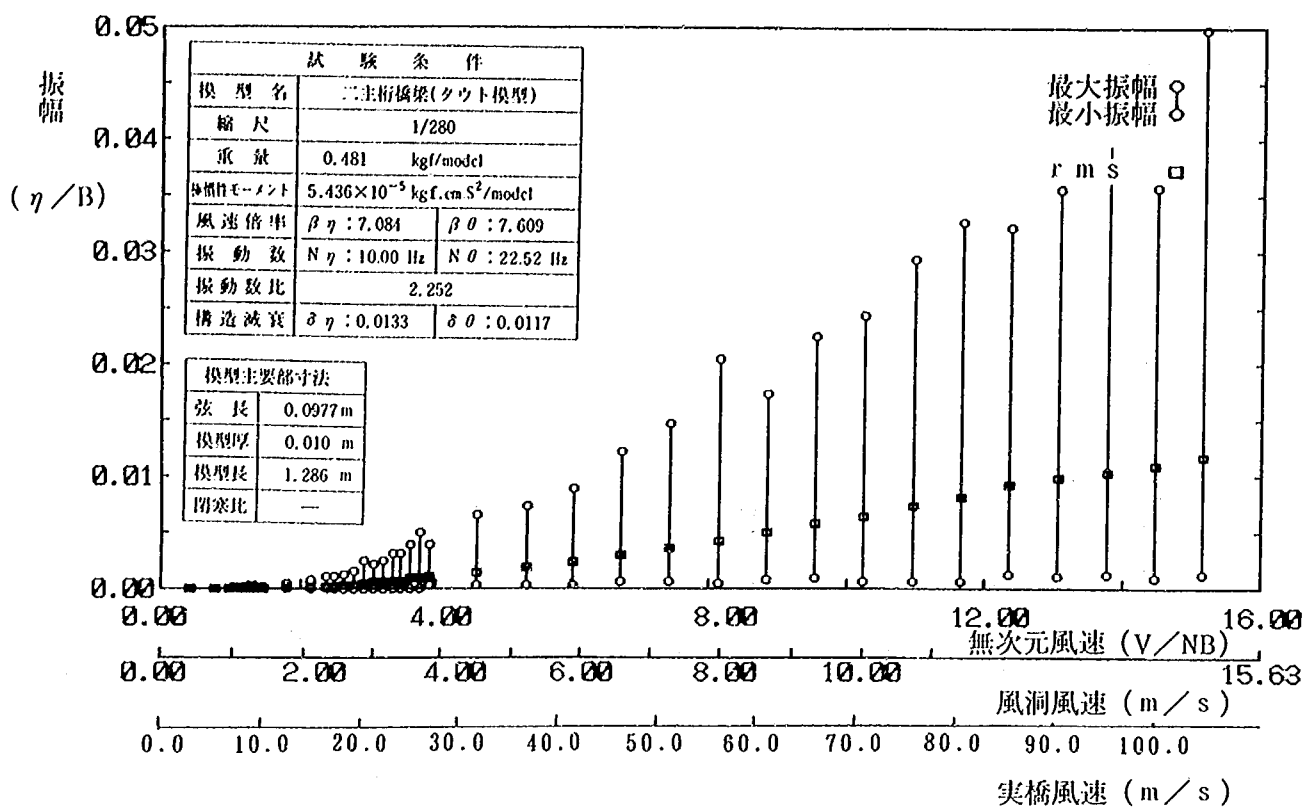


(1)たわみ振動

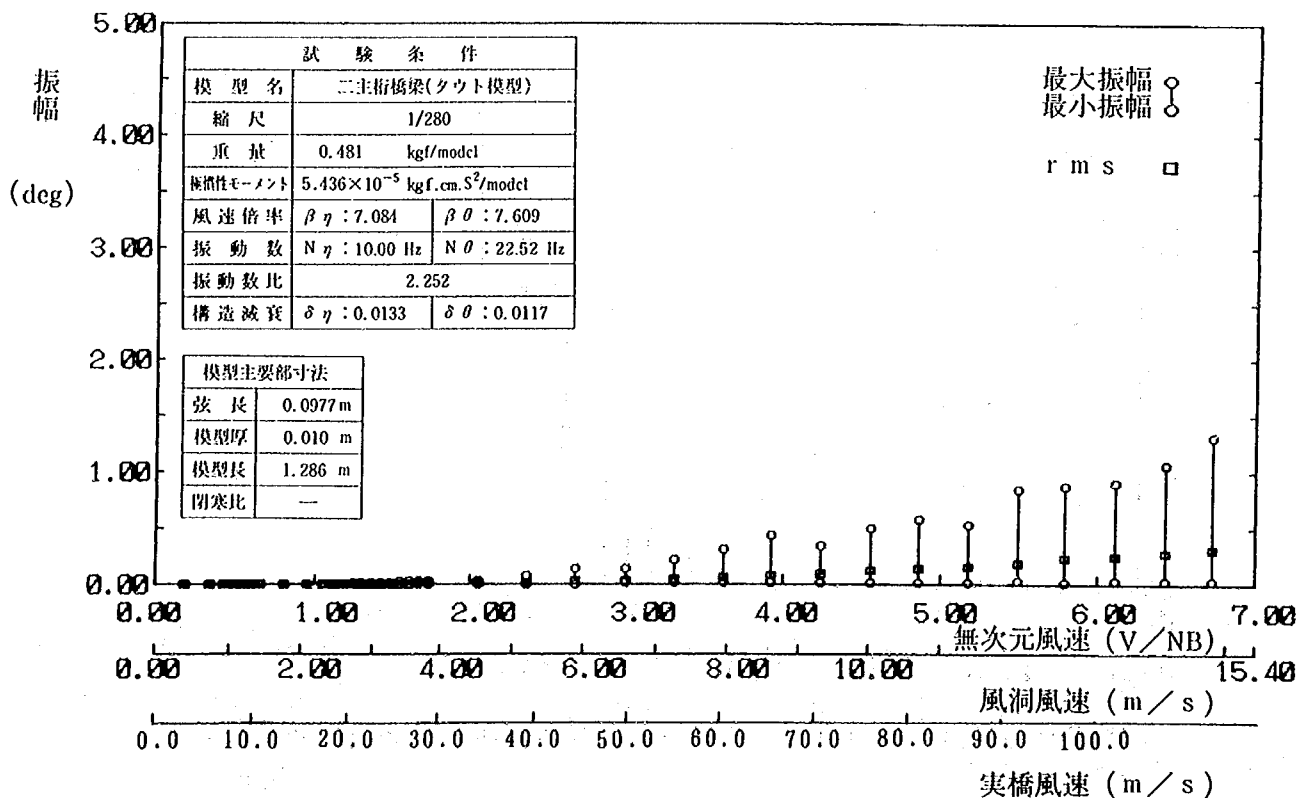


(2)ねじれ振動

付図-3.6 風速-振幅曲線 (実験番号6)



(1)たわみ振動



(2)ねじれ振動

付図-3.7 風速-振幅曲線(実験番号7)

二主桁合成床版を有する斜張橋の設計に関する調査報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2961号
平成3年3月(1991)

横山 功一 日下部毅明 関谷光昭 吉村 哲 大場誠道

要 旨

二主桁斜張橋の概略設計、経済性の調査および耐風性の調査を実施した。概略設計では、二主桁斜張橋の独自の設計方法の必要性を示した。経済性は、支持形式、横桁間隔および床版構造を最適にすることによって他形式よりも優れていることが判明した。耐風性の調査は主にバネ支持模型実験およびタウト模型実験の結果をもとに行い、適切な制振部材を付加することにより発散振動に対して安全となることが明らかとなったが、渦励振やガスト応答には課題も残された。総合的に二主桁斜張橋の実現には十分な可能性がある事が確認された。

キーワード：二主桁斜張橋、概略設計、経済性、風洞実験、耐風性調査

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはいて
下さい

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. 003

No. 003

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料 第2961号 部

上記のとおり受領いたしました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2961号

二主桁合成床版を有する斜張橋の

設計に関する調査報告書

