

耐風性および経済性に優れた超長大橋の 開発に関する共同研究報告書(その1)

平成8年3月

建設省土木研究所構造橋梁部	本州四国連絡橋公団
財団法人土木研究センター	石川島播磨重工業株式会社
川崎重工業株式会社	川田工業株式会社
住友重機械工業株式会社	日本鋼管株式会社
日立造船株式会社	三井造船株式会社
三菱重工業株式会社	

Copyright © 1996 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

耐風性および経済性に優れた超長大橋の開発 に関する共同研究報告書（その1）

平成8年3月

建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室室長	佐藤 弘史
本州四国連絡橋公団 設計部 第1設計課長	北川 信
(財)土木研究センター 理事	小林 茂敏
石川島播磨重工業(株)技術研究所 環境エネルギー開発部次長	樋上 琇一
川崎重工業(株)橋梁技術総括部 技術部部長	小川 一志
川田工業(株)研究室室長	米田 昌弘
住友重機械工業(株)鉄構機器事業本部 営業開発部 課長	宮崎 正男
日本鋼管(株)基盤技術研究所 都市工学研究部耐風構造チーム主査	武田 勝昭
日立造船(株)鉄構事業本部 設計統括部 主席技師	植田 利夫
三井造船(株)鉄構建設事業部 技術部課長	井上 浩男
三菱重工業(株)広島製作所 鉄構技術部橋梁設計課課長	逸見 雄人

(いずれも代表者のみ記す)

目 次

1. まえがき	1
2. 研究体制	2
2.1 共同研究参加企業と研究担当者	2
2.2 研究計画と分担	4
3. 本年度の研究成果	5
3.1 本年度の研究成果の概要	5
3.2 1箱桁形式の超長大橋の耐風性に関する研究	6
3.2.1 概 要	6
3.2.2 3本ケーブル吊り橋の検討	12
3.2.3 鉛直クロスステイ・傾斜クロスステイの検討	25
3.2.4 水平ステイ・クロスステイの検討	33
3.2.5 その他のケーブルシステムの検討	42
3.2 2箱桁形式の超長大橋の耐風性に関する研究	49
3.3.1 概 要	49
3.3.2 4本ケーブル軽量2箱桁の耐風性検討	52
3.3.3 中央開口部による耐風性への影響に関する検討	68
3.3.4 遮風効果を有する2箱桁形式の耐風性検討	75
3.3.5 鉛直スタビライザーを活用した2箱桁形式の耐風性検討	86
3.3.6 2箱桁断面における空力的耐風安定化策に関する検討	103
3.4 新形式の超長大橋の耐風性に関する研究	114
3.4.1 概 要	114
3.4.2 2箱桁／1箱桁併用形式吊橋の耐風性検討	116
3.4.3 開口部配置による耐風性検討	124
3.4.4 楕円断面と非対称断面の検討	127
3.4.5 ウインドシールド、遮風楕円断面	131
3.4.6 その他の形式	140
4. あとがき	142
5. 付 録	
5.1 議事録	

1. まえがき

現在、わが国では各地で海峡横断道路プロジェクトが構想されており、これらのプロジェクトでは既往の実績を上回る大規模橋梁が含まれる可能性がある。このような超長大橋の設計に従来のトラス補剛桁を適用して、耐風性を確保する場合、経済性の面に大きな課題が生じると考えられる。超長大橋を含むこれらの道路プロジェクトを実現するためには、耐風性と経済性に優れた超長大橋を開発する必要がある。

本共同研究は、以上の背景から平成7年から2年間の予定で、耐風性及び経済性に優れた超長大橋の開発を目的として、土木研究所、本州四国連絡橋公団、土木研究センター、および石川島播磨重工業(株)、川崎重工業(株)、川田工業(株)、住友重機械工業(株)、日本鋼管(株)、日立造船(株)、三井造船(株)、三菱重工業(株)により実施しているものである。

平成7年度の研究成果を取りまとめて以下に報告する。

2. 研究体制

2.1 共同研究参加企業と研究担当者

表-2.1に参加企業とそれぞれの研究担当者を示す。

表-2.1 参加企業と研究担当者

氏 名	所 属
横山 功一 佐藤 弘史 荻原 勝也 松野 栄明 松藤 洋照	建設省土木研究所 構造橋梁部長 " 構造橋梁部 構造研究室室長 " " 構造研究室主任研究員 " " 構造研究室研究員 " " 構造研究室
辰巳 正明 北川 信 古家 和彦 鳥海 隆一 大谷 康史	本州四国連絡橋公団 設計部 部長 " " 設計第一課長 " " 設計第一課長代理 " " 設計第一課長代理 " " 設計第一課
小林 茂敏 鷹取 勲 島田 忠幸 近藤 伸治	(財)土木研究センター 理事 " 企画調査部長 " 専門調査役 " 専門調査役
樋上 琇一 松田 一俊 上島 秀作 徳重 雅史 鈴木 正直	石川島播磨重工業(株) 横浜技術研究所環境エネルギー開発部次長 " " " 研究員 " " " " " " " " " " " " " 橋梁事業部 設計部 "
小川 一志 斎藤 敏雄 下土居秀樹 橋本 靖智 野上 千秋	川崎重工業(株) 橋梁技術総括部技術部 部長 " " " 係長 " " " 係長 " " " " " " " "
越後 滋 米田 昌弘 木村 公男 大野 克紀	川田工業(株) 技術本部長代理 " 研究室室長 " 長大橋部技術開発課係長 " 長大橋部技術開発課
宮崎 正男 風間 浩二 中村 幸 久保田 浩	住友重機械工業(株) 鉄構機器事業本部営業開発部 課長 " 技術本部総合研究所熱流体グループ 研究員 " 鉄構機器事業本部技術部橋鉄技術グループ 課長 " 鉄構機器事業本部技術部
藤澤 伸光 武田 勝昭 村上 琢哉 小泉 幹男 高尾 道明	日本鋼管(株) 基盤技術研究所都市工学研究部主幹 " " 耐風構造チーム 主査 " " " 研究員 " 橋梁建設部長大橋室次長 " 橋梁建設部長大橋室
植田 利夫 山村 信道 田中 洋 松岡 幸文 山口 映二	日立造船(株) 鉄構事業本部 設計統括部主席技師 " " 橋梁設計部主席技師 " " 主管技師 " 橋梁設計部 " 技術研究所 構造・流体研究センター研究員

井上 浩男	三井造船（株）	鉄構建設事業部技術部・課長
大森龍一郎	〃	鉄構建設事業部技術部
森島 弘吉	〃	〃
林 健一	〃	〃
赤瀬 雅之	〃	〃
逸見 雄人	三菱重工業（株）	広島製作所 鉄構技術部橋梁設計課課長
斎藤 通	〃	長崎研究所 流体・伝熱研究室長
本田 明弘	〃	長崎研究所 流体・伝熱研究室主任
平井 滋登	〃	長崎研究所 流体・伝熱研究室
佐々木伸幸	〃	広島研究所 鉄構土木研究室主務
増田 伊知郎	〃	広島製作所 鉄構技術部橋梁設計課主任

2.2 研究計画と分担

研究の実施に先立ち、研究内容を表-2.2.1のようにブレイクダウンして、それぞれ担当幹事を定めた。

表-2.2.1 研究分担

グループ名	研究分担の内容	幹 事	担 当 企 業
A (一箱桁)	ケーブルシステムにより 一箱桁形式補剛桁を有す る吊橋の耐風安定性を向 上させる手法の検討	NKK	土木研究所 本四公団 NKK 川田工業 住友重機械
B (二箱桁)	中央部に開口を有する箱 桁の空力特性の検討	日立造船	土木研究所 本四公団 IHI 川崎重工 住友重機械 日立造船 三井造船
C (新形式)	一箱桁、二箱桁形式以外 の形式及び両者の組合せ 形式の検討	三菱重工	土木研究所 本四公団 川崎重工 川田工業 三井造船 三菱重工

3. 本年度の研究成果

3.1 本年度研究成果の概要

平成7年度の検討では、一箱桁形式では主としてケーブルシステムを用いた超長大橋の耐風性向上の検討が、また二箱桁では桁そのものの耐風安定性を中心に検討が実施された。新形式では断面形状に関する検討や複合形式等についての検討が実施された。以下にその研究成果の概要を示す。

(1) 一箱桁形式の検討

構造基本諸元を規定し、そこからケーブルシステムを用いた各形式を検討した。3本ケーブル吊橋の検討では特にケーブル断面積比を1:4:1とし、さらに斜めステイを設置した場合に耐風安定性が著しく改善されフラッタ発現風速も 60 m/s から 81 m/s へと向上する結果が得られている。また、鉛直ステイ・傾斜クロスステイの効果の検討では両者の組合せによりフラッタ発現風速は 80 m/s まで上昇するといった成果が得られた。水平ステイ・クロスステイの併用では固有振動数の上昇が著しいことが確認されているが、フラッタ発現風速への影響は未検討である。その他のケーブルシステムの検討としては、タワークロスステイの効果や、塔頂水平ステイ、塔基部ステイとクロスステイの併用効果が検討されたが、フラッタ発現風速は最大でも 76 m/s であった。

(2) 二箱桁形式の検討

4本ケーブル軽量二箱桁形式の検討では、剛性対策としてケーブルクロスハンガー、空力対策としてダブルセンターバリアと検査車レールを配置した。この結果明石海峡大橋の80%の鋼重でフラッタ発現風速は 90 m/s 以上となる結果が得られた。中央開口部による耐風性の改善では二次元ばね支持実験結果で30%の効果が認められた。遮風対策を耐風安定化対策として積極的に活用した検討では、透過型遮風壁が耐風安定性の向上対策として効果があることが確認された。また、鉛直スタビライザーの活用では桁高5m及び7mではフラッタ発現風速は 80 m/s 以上となることが期待される結果が得られている。附加物の設置による耐風安定性の改善対策ではネットや壁高欄、逆勾配などに耐風安定化対策としての可能性があることが二次元バネ支持試験で確認されている。

(3) 新形式の検討

二箱桁と一箱桁の複合形式では、フラッタ発現風速は 70 m/s 程度となっており、実現に向けての可能性の更なる検討が期待される。一方、断面形状に関する検討のうち種々の開口影響を調べた試験結果からは、開口位置が耐風安定性に大きく影響することがあらためて確認されたほか、50%程度の閉塞率ではフラッタ発現風速は殆ど変化しないことも明らかになった。楕円断面と非対称断面、遮風楕円断面については検討が開始されたところであり、具体的な成果は今後となる。既存類似断面を用いたウィンドシールドの遮風効果の確認実験からは、ウィンドシールドの充実率として50%程度必要なこと。この場合フラッタ発現風速は著しく低下することなどが報告されている。

3.2 1箱桁形式の超長大橋の耐風性に関する研究

3.2.1 概要

(1) 検討内容

本節では、ケーブルシステムにより1箱桁形式補剛桁を有する吊橋の耐風性を向上させる手法の検討を行う。ケーブルシステムにより吊橋の耐風性を向上させる手法としては、メッシナ海峡連絡橋の検討過程において提案された、主ケーブルを主桁の上下左右に張りめぐらした案^{1)・2)}や、ジブラルタル海峡連絡橋の検討時に提案された、塔基部から斜め上方に横梁を出してこれを斜めケーブルで支えることにより、見掛け上の吊橋のスパンを短縮させた案²⁾などが有名である。ケーブルシステムの工夫によって吊橋の耐風性を向上させる試みは最近でも活発になされているが、それらは全体系としてのケーブルの張り方に係わるものと、部分的にステイなどを取り付ける方法に分類できる。前者の例としては、斜材併用タイプ^{2)・7)・9)・18)}、MONOケーブル^{3)・4)・7)・9)}、MONO-DUOケーブル^{2)・15)・18)}、ケーブル間隔変更案^{1)・13)}、中央連結ケーブル方式¹⁴⁾、ストームケーブル^{7)・9)}などが挙げられる。また、後者の例としては、クロスステイ^{2)・3)・7)・8)・9)・12)}や水平ステイ^{8)・10)・17)}を取り付ける方式や、中央支間中央で剛体吊材を使用する案⁵⁾などが提案されている。これらの検討の中で、クロスステイ（論文中にはクロスハンガーと記述されているものあり）の効果が著しいことなどが明らかになっている。本研究では、このような過去の研究成果に基づき、従来詳細な検討が行われていない3本ケーブル吊橋などの検討を行うとともに、クロスステイの効果をさらに向上させることを目的として、（鉛直）クロスステイの設置位置などの詳細検討、傾斜クロスステイの効果の検討、クロスステイと水平ステイとの併用効果の検討などを行う。

(2) 想定橋梁の諸元

本研究では、表-3.2.1.1に示すような諸元を有する超長大吊橋（中央支間長2,500m、側支間長1,250m）を基本検討の対象とした。表-3.2.1.1から分かるように、本橋では使用鋼重量の低減を図ってより経済的な超長大吊橋が実現できるようにケーブルのサグ比を1/9とし、ケーブルの許容応力度も明石海峡大橋の82kgf/mm²から100kgf/mm²に変更することとしている。なお、ケーブルのサグ比を1/10、ケーブルの許容応力度を82kgf/mm²とした場合のケーブル重量 w_c は $w_c \approx 17.0 \text{ tf/m/Br.}$ であり、サグ比を1/9、許容応力度を100kgf/mm²に変更することによってケーブル重量は $w_c = 11.0 \text{ tf/m/Br.}$ まで低減したことを付記しておく。

(3) フラッタ解析条件

フラッタ解析条件を表-3.2.1.2に示す。立体骨組みフラッタ解析には、固有振動モードを組み合わせる方法（モード組み合わせ法）と基本となる連成空気力を加えた運動方程式を直接解く方法（直接法）とがある。モード組み合わせ法は、直接法に比べ、大きな計算容量を必要としないが、超長大吊橋の解析にあたって考慮すべきモード次数についての定量的指標が与えられていないという短所を持つ。本研究では表-3.2.1.2に示すように、項ごとに異なった解析法を用いているが、同一の条件下で両者の計算値がほぼ一致することを確かめている。なお、連成フラッター解析にあたっては、平板翼の非定常揚力と非定常空力モーメントのみを補剛桁に作用させるものとした。また、桁とケーブルの横たわみ振動に伴う抗力とケーブルの鉛直たわみ振動に伴う揚力（桁の抗力係数は $C_D=0.75$ 、ケーブルの抗力係数は $C_{DC}=0.7$ と仮定）は考慮するものとしたが、

簡単のため、有風時における横たわみの影響については無視するものとした。

表-3.2.1.1 想定橋梁の諸元

項 目		構 造 諸 量
形 式	構造形式	3 径間 2 ヒンジ吊橋 ^{*1)}
	支間長	1, 2 5 0 + 2 5 0 0 + 1, 2 5 0 m
	サグ比	1 / 9 ^{*1)}
主ケーブル	中心間隔	3 5 . 5 m
	有効断面積	1 . 2 m ² / B r
	許容応力度	1 0 0 k g / m m ²
ハンガー	ハンガー間隔	7 0 m (3.2.2)(3.2.5) 1 2 5 m (3.2.3) 1 0 0 m (3.2.4)
	断面積	0 . 0 1 1 m ² / 格点 / B r (3.2.2)(3.2.5) 0 . 0 3 m ² / 格点 (3.2.3) 0 . 0 8 m ² / 格点 (3.2.4)
補剛桁	断面積	1 . 3 m ² / B r
	鉛直曲げ剛性	1 2 . 0 m ⁴ / B r
	水平曲げ剛性	1 6 0 m ⁴ / B r ^{*1)}
	ねじれ剛性	2 6 m ⁴ / B r ^{*1)}
	極慣性	3 3 6 . 7 t · s ² / m / B r ^{*1)} 310 t · s ² / m / B r ((3.2.4)のみ)
死荷重	吊構造部	2 4 t / m / B r
	ケーブル	1 1 t / m / B r
	合計	3 5 t / m / B r
主 塔	ケーブル理論頂	T P + 3 8 0 . 0 m
	その他	(3.2.2)(3.2.5)の主塔 塔高 3 6 9 . 5 m 底面下面 T P + 1 0 . 5 m ----- (3.2.4)の主塔 面内剛性 2 0 0 m ⁴ / shaft 面外剛性 1 0 0 m ⁴ / shaft ねじれ剛性 3 5 m ⁴ / shaft

(備考) *1) 予備検討時には一部変更

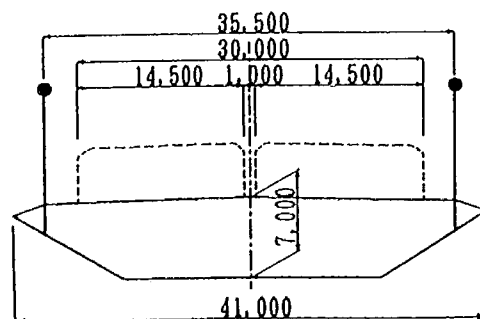


表-3.2.1.2 フラッタ解析条件

項 目	解 析 条 件																
解析手法	モード組合せ法 (3.2.2、3.2.5) 無風時固有モードを使用。低次50モードを取り込む。 直接法 (3.2.3)																
空気密度	0.125 kgf s ² /m ⁴																
有風時静的変形	考慮しない																
構造減衰	全モード δ = 0.02 (モード組合せ法) 全モード δ = 0 (直接法)																
空気力係数	主桁： (振動方向) <table><thead><tr><th></th><th>鉛直</th><th>ねじれ</th><th>水平</th></tr></thead><tbody><tr><td>空</td><td>○</td><td>○</td><td>×</td></tr><tr><td>気</td><td>○</td><td>○</td><td>×</td></tr><tr><td>力</td><td>×</td><td>×</td><td>△</td></tr></tbody></table> ○：非定常空気力 △：準定常空気力 ×：考慮せず ケーブル： 準定常抗力、揚力		鉛直	ねじれ	水平	空	○	○	×	気	○	○	×	力	×	×	△
	鉛直	ねじれ	水平														
空	○	○	×														
気	○	○	×														
力	×	×	△														
非定常空気力	平板翼理論値																
準定常空気力	主桁： C _D = 0.75 A _n = 7.0 m ² /m/B _r ケーブル： C _{Dc} = 0.7 A _n = 2.0 m ² /m/B _r																
その他	計算時の桁幅は、B = 41 mとした。																

<参考文献>

- 1) 原崎郁夫、「メッシナ海峡連絡橋」、道路1992-1.
- 2) C.Borri, M.Majowiecki and P.Spinelli, "The Aerodynamic advantages of a double-effect large span suspension bridge under wind loading", J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 48 317-328, 1993.
- 3) 米田昌弘、木村公男、大野克紀、中崎俊三、野村国勝、「3000m級吊橋の静的特性と連成フラッター特性に及ぼす各種ケーブルシステムの効果について」、構造工学論文集 Vol.40A, 1994.
- 4) 大坪千明、鶴飼昌一、田中春夫、江崎正浩、二ノ宮健治、「加茂ゆらりんこばしの設計と施工」、橋梁と基礎 95-3.
- 5) 鈴木政直、樋上秀一、宇野名右衛門、「超長大橋の設計上考慮すべき対風応答と新形式橋梁の提案」、土木学会第49回年次学術講演会、1994.
- 6) 荒居祐基、宮崎正男、久保田浩、「超長大吊橋の耐風設計における水平ステイケーブルの効果」、土木学会第49回年次学術講演会、1994.
- 7) 佐藤弘史、鳥海隆一、渡辺正剛、「超長大橋のケーブルシステムに関する検討」、土木学会第49回年次学術講演会、1994.
- 8) 鈴木周一、北川信、「長大箱桁吊橋の耐風安定化構造の検討」、土木学会第49回年次学術講演会、1994.
- 9) 佐藤弘史、鳥海隆一、関谷光昭、渡辺正剛、「超長大橋の耐風安定性確保に関する基礎的検討」、第13回風工学シンポジウム、1994.
- 10) 荒居祐基、宮崎正男、「超長大吊橋の耐風設計と水平ステイシステムに関する研究」、第13回風工学シンポジウム、1994.
- 11) 小川一志、下土居秀樹、磯江暁、橋本靖智、「新形式の超長大吊橋の振動特性に関する一考察」、日本風工学会誌 第63号、1995.
- 12) 大谷康史、北川信、金崎智樹、勝地弘、「長大吊橋のフラッター限界風速に対するクロスハンガーの改善効果に関する検討」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.
- 13) 小川一志、橋本靖智、下土居秀樹、磯江暁、「新形式の超長大吊橋の振動特性改善策に関する研究」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.
- 14) 佐々木誠、久保喜延、河村進一、坂田隆博、「中央連結ケーブル形式を導入した超長大橋のフラッター特性」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.
- 15) 田平秀和、森園康之、藤野陽三、前田研一、長井正嗣、「MONO-DUO形式による超長大吊橋の耐風安定化対策と静的構造特性」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.
- 16) 保坂俊晃、前田研一、藤野陽三、森園康之、長井正嗣、「MONO-DUO形式による超長大吊橋の耐風安定化対策とねじり振動特性」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.
- 17) 荒居祐基、宮崎正男、久保田浩、鈴木義光、「ケーブルステイ方式による超長大吊橋の耐風安定化に関する研究」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.

- 18) 野村國勝、中崎俊三、田巻嘉彦、成田信之、前田研一、「超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する基礎的研究」、土木学会第50回年次学術講演会、1995.

3.2.2 3本ケーブル吊橋の検討

(1) 2本ケーブル吊橋を対象とした予備検討

1) 桁の構造形式と構造諸元の影響

3本ケーブル吊橋の検討を行うに先だって、比較対象としての2本ケーブル吊橋の試設計とフラッタ解析を行った。試設計は表-3.2.1.1の構造諸量を持つように行い、フラッタ解析は表-3.2.1.2の条件の下で実施した。ここで、桁の構造形式として、3径間2ヒンジ吊橋とした場合と、3径間連続吊橋とした場合でフラッタ発現風速に差異が生じるかどうか、さらに、各々のケースに対するクロスステイの効果について検討を加えた。フラッタ発現風速の計算結果を表-3.2.2.1に、固有値解析結果を表-3.2.2.2に、各々のケースの風速-減衰図と、フラッタ発生時の振動モード図を図-3.2.2.1～図-3.2.2.4に示す。表-3.2.2.1のケースNo. A-1, A-2aとD-1, D-2aとの比較により、3径間連続形式にするとフラッタ発現風速が若干高くなること、ならびに、クロスステイの効果は、連続形式と2ヒンジ形式とで変わらないことが分かる。連続形式にすると、水平たわみの固有振動数が高くなる（表-3.2.2.2）とともに、クロスステイを付けたときに誘起される水平たわみ振動が側径間でも生じるものの（図-3.2.2.2, 図-3.2.2.4）、そのたわみ量は大きくないため、フラッタ発現風速に影響を及ぼさなかったものと考えられる。

2) 桁の構造諸元の影響

今回想定した橋梁の諸元は表-3.2.1.1に示すとおりであるが、空力特性に優れた桁形状の開発を行うための予備検討として、補剛桁の構造諸元がフラッタ発現風速に及ぼす影響について考察を加えた。具体的には、表-3.2.2.1のケースA'-1～A'-4に示すように、他の条件を変えることなく、桁のねじれ剛性を一律に8割、6割とした場合、ならびに、極慣性モーメントを一律8割、6割としたときのフラッタ発現風速を計算し、基本ケースA-1と比較した。計算結果は同表に示すとおりであり、極慣性モーメントの減少がフラッタ発現風速の上昇にあまり寄与しないのに対して、桁のねじれ剛性が小さい断面形状を採用すると、フラッタ発現風速は顕著に低下することが分かる。桁のねじれ剛性を一律に6割としたケースA'-2ではフラッタ発現風速が49m/sと、基本ケースA-1と比べて9m/s低下しているが、このときの風速-減衰図と、フラッタ発生時の振動モード図を図-3.2.2.5に示す。

(2) 3本ケーブル吊橋のフラッタ発現風速と斜めステイの効果

3本ケーブル吊橋としては、表-3.2.1.1に示す主ケーブル断面積を、中央ケーブルに2、両側ケーブルに1の割合で配分した構造形式（面積比が1:2:1と称する）を基本ケースとした。このとき、2本ケーブル吊橋ではラーメン形式の主塔を採用しているのに対して、3本ケーブル吊橋では中央ケーブルを塔頂で支持する必要があるため、トラス形式主塔としており、塔面内剛性が高くなっている。表-3.2.2.3に示すように、3本ケーブル吊橋基本ケースC-1のフラッタ発現風速は、2本ケーブル吊橋A-1のそれと同一の58m/sとなっており、図-3.2.2.6に示す振動モード図も、2本ケーブル吊橋（図-3.2.2.1）と大差ない。3本ケーブル吊橋では、ケーブルの極慣性モーメントの低減によるフラッタ発現風速の向上を狙いの1つとしたが、その効果は見られなかった。これは、3本ケーブル構造とすることにより、ケーブルのねじれ剛性付与効果も低減し、極慣性低減による効果が相殺された結果と考えられる。

2本ケーブル吊橋の場合、クロスステイを設置することによって大幅にフラッタ発現風速が上昇することが知られているが、3本ケーブル吊橋では、これと同様な手法として、中央ケーブルから路面両端部にステイを張る斜めステイ方式を考案し、その効果の検証を行った。その計算結果が、2本ケーブル吊橋のクロスステイの効果と比較できる形で表-3.2.2.3中に示してある。表中「両効き」とは、抗圧部材を2本設置したもの、「片効き」とは、高風速下の水平たわみ変形状態において張力が入る側のみの（抗圧）ステイを設置した状態を示す。このとき、「片効き」モデルは、実橋においてケーブルのような引張り部材を2本設置した状態に対応するものと考えられる。この表より、3本ケーブル吊橋において斜めステイを設置すると、フラッタ発現風速が大幅に上昇すること、その効果は2本ケーブルにクロスステイを取り付けたときよりもわずかながら大きいこと、「片効き」と「両効き」の効果の差は大きくないことなどが分かる。図-3.2.2.7に3本ケーブル吊橋に「片効き」斜めステイを取り付けたケースC-3aのフラッタ発生時の振動モード図を示すが、図-3.2.2.6と比較して明らかなように、斜めステイによって非常に大きな水平対称2次モード振動が励起されており、この質量効果によってフラッタ発現風速が大幅に上昇したものと考えられる。

(3) ケーブル断面積比の影響

3本ケーブル吊橋においては、既述したようにケーブルの断面積比が1:2:1のものを基本ケースとしたが、ここでは、これを1:4:1としたときにフラッタ発現風速などがどのように変わるかを検討した。表-3.2.2.4にその結果を従来のケースとともに示す。本表より、ケーブル断面積比を1:4:1としたケースC-1aのフラッタ発現風速は、2本ケーブル吊橋A-1、ケーブル面積比が1:2:1の3本ケーブル吊橋C-1と比べて2m/s小さいものの、これに斜めステイを設置したC-3bではフラッタ発現風速は81m/sまで上昇し、最も大きな効果を得ることが分かる。この原因は必ずしも明確でないが、表中、ケースC-3bのねじれ成分の寄与が最大となるモードの等価極慣性が大きくなっていることや、ケースC-3bの風速に対する減衰率の低下の勾配（図-3.2.2.8）がケースC-3a（図-3.2.2.7）と比べて若干小さいことから、中央ケーブルの質量効果の増大が一因と考えられる。

(4) センターケーブルのサグ比の影響

3本ケーブル吊橋のクロスステイは、基本的には中央径間L/4点と側径間中央に取り付けているが、これを中央径間L/2点にも設置したときの効果と、それを現実的な対策とするために、中央ケーブルのサグ比のみを変えた構造形式について検討を加えた。このとき、サグ比の変化に伴う構造各部の再設計は便宜上行っていない。計算結果を表-3.2.2.5に示す。表中、ケースC-4はサグ比1/9のまま中央径間L/2点にも斜めステイを設置したものであり、2m/s程フラッタ発現風速を向上させている。この方式は、現実には走行車両の妨害となり、不可能な対策であるため、中央ケーブルのサグ比のみを1/8として同様な検討を行ったものがケースC-5、C-5a、C-5bである。この結果、中央ケーブルのサグ比のみを1/8とするとフラッタ発現風速が低下すること、さらに、中央径間L/4点、側径間中央に加えて中央径間L/2点にクロスステイを設置してもフラッタ発現風速の顕著な上昇は望めないことが分かった。

表-3.2.2.1 桁の構造形式と構造諸元の影響

No.	ケース名	フラッタ 発現風速 (m/s)
A-1	3 径間 2 ヒンジ吊橋 (ケーブル 2 本)	5 8
A-2a	A-1 + クロスタイ [*] (片効き)	7 6
A'-1	A-1 + ねじれ剛性を一律 8 割	5 4
A'-2	A-1 + ねじれ剛性を一律 6 割	4 9
A'-3	基本ケース 極慣性モーメントを一律 8 割	5 8
A'-4	基本ケース 極慣性モーメントを一律 6 割	6 0
D-1	3 径間連続吊橋 (ケーブル 2 本)	6 0
D-2a	D-1 + クロスタイ [*] (片効き)	7 6

(備考) *): 設置場所は、中央径間部 L/4 点と側径間中央部

表-3.2.2.2 固有値解析結果比較 (桁の構造形式と構造諸元の影響)

ケース名	鉛直たわみ 対称 1 次	水平たわみ 対称 1 次	ねじれ卓越モード (水平たわみ卓越)		
A-1	0.0516	0.0304	0.1485	0.1519	0.1693
A-2a	0.0516	0.0305	0.1485	0.1638	0.2267
A'-1	0.0516	0.0304	0.1422	0.1501	0.1687
A'-2	0.0516	0.0304	0.1327	0.1499	0.1684
A'-3	0.0516	0.0304	0.1493	0.1574	0.1704
A'-4	0.0516	0.0304	0.1495	0.1627	0.1734
D-1	0.0518	0.0332	0.1517	0.0156	0.1727
D-2a	0.0518	0.0334	0.1494	0.1704	0.2336

(備考) 太字はねじれ成分の寄与が最も大きいものを示す。

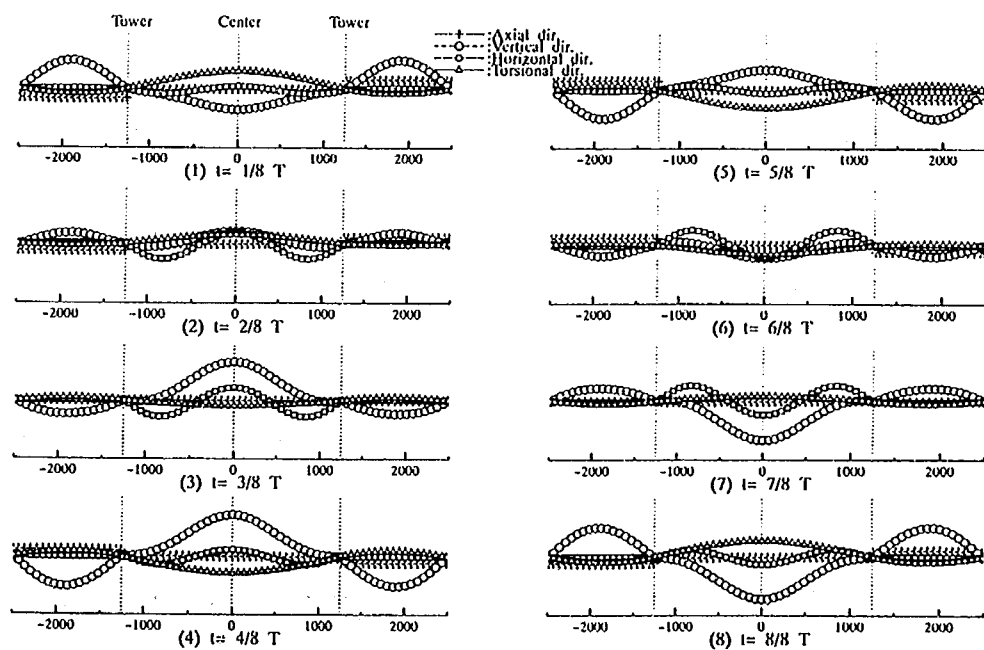
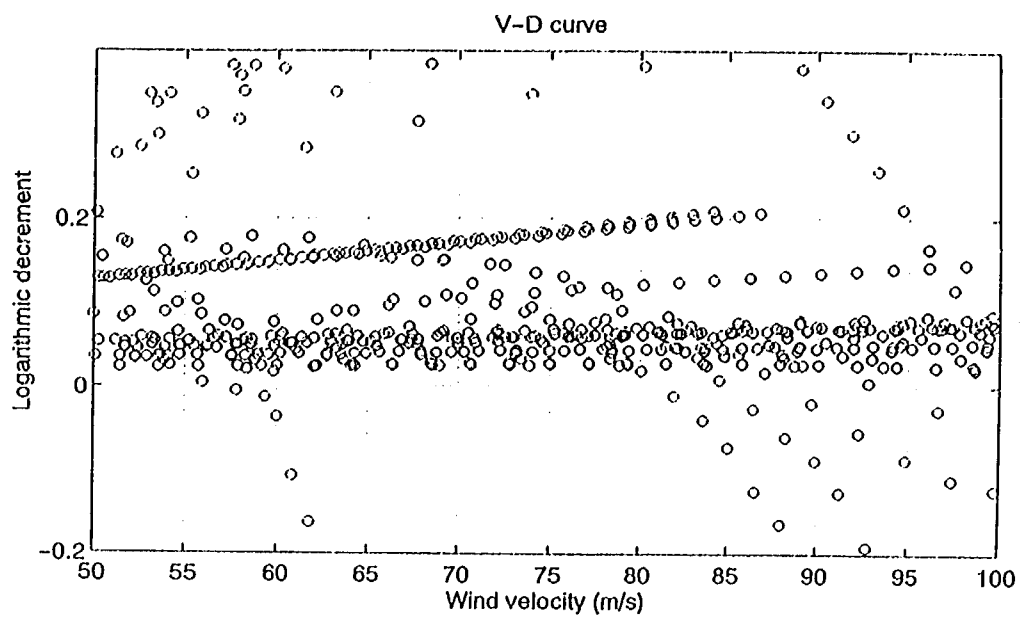


図-3.2.2.1 フラッタ解析結果 (ケース: A-1)

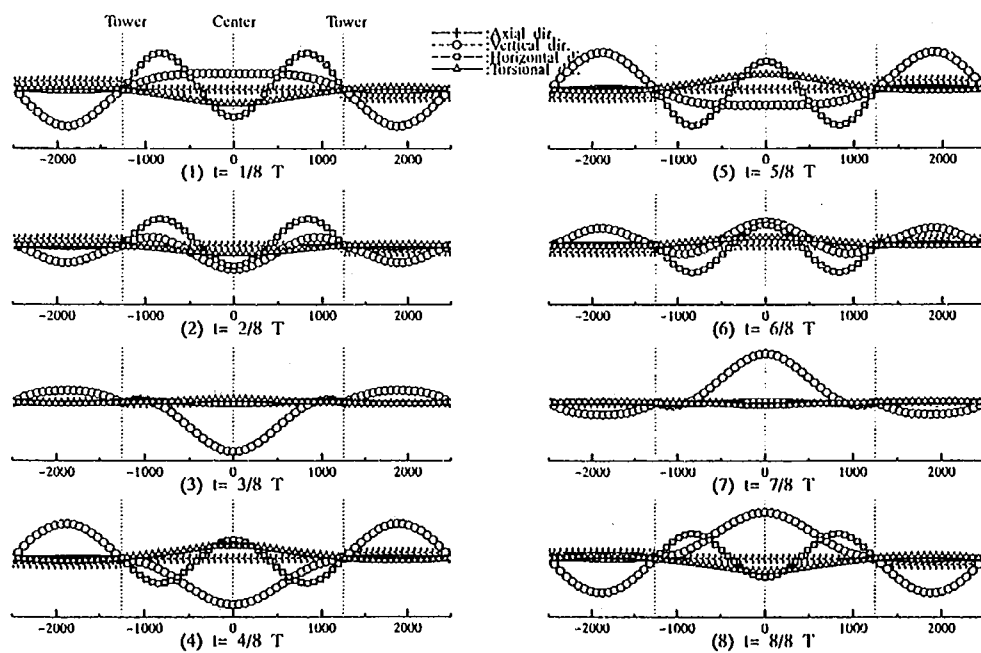
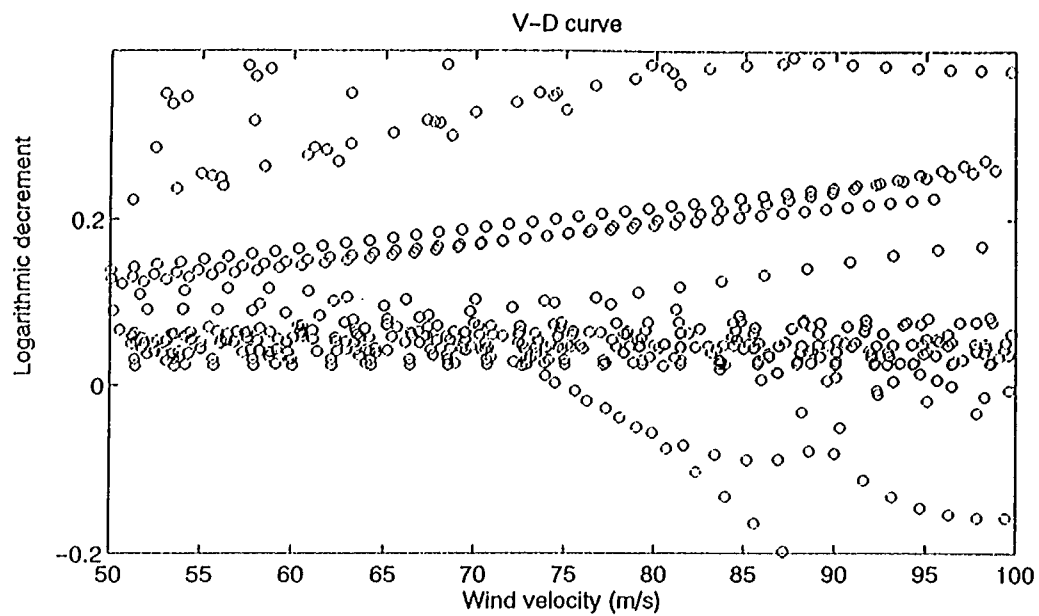


図-3.2.2.2 フラッタ解析結果（ケース：A-2 a）

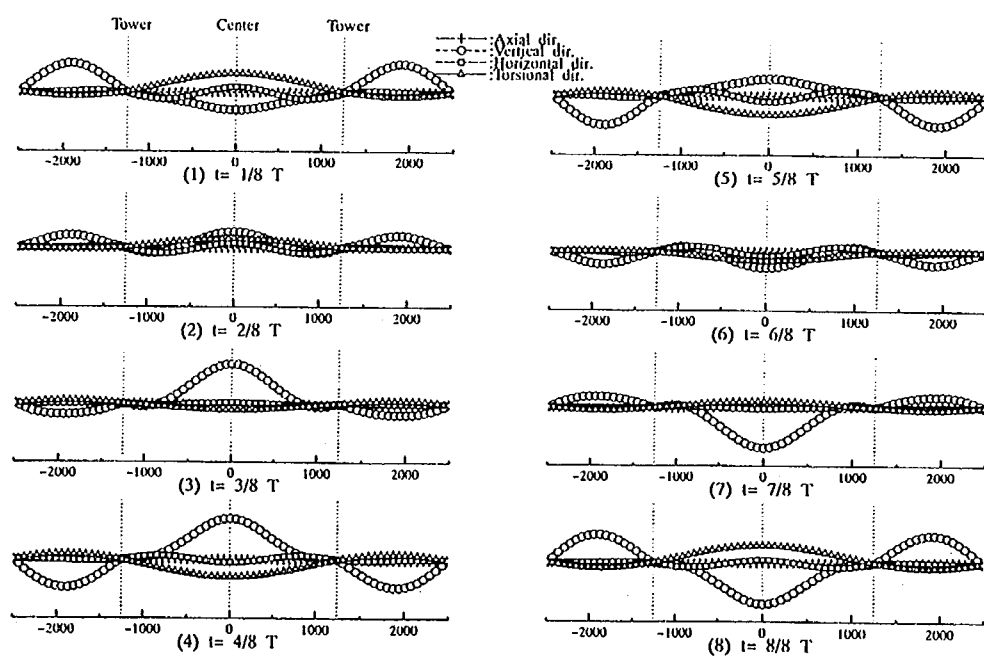
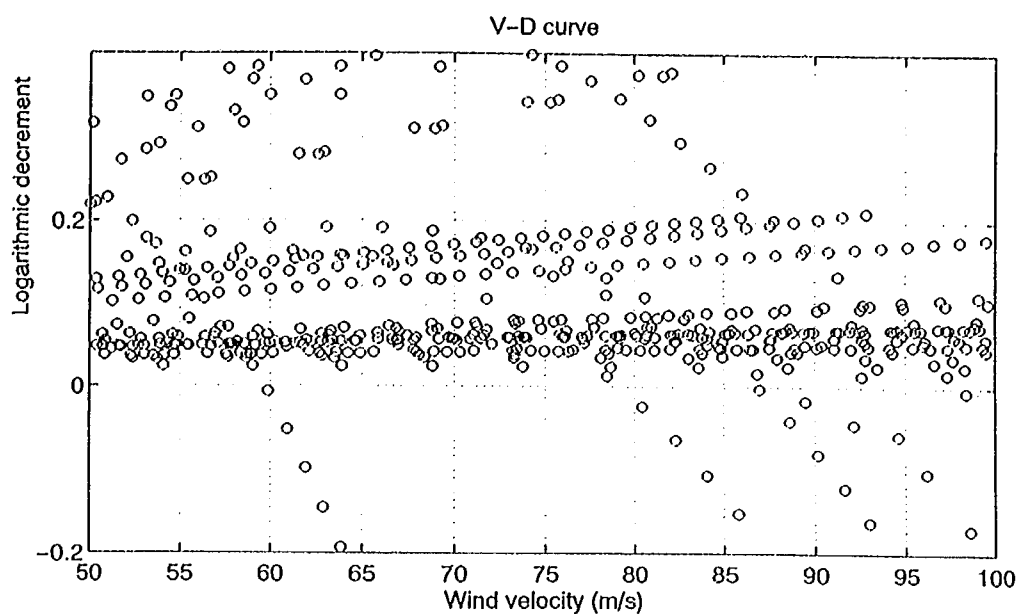


図-3.2.2.3 フラッタ解析結果 (ケース : D - 1)

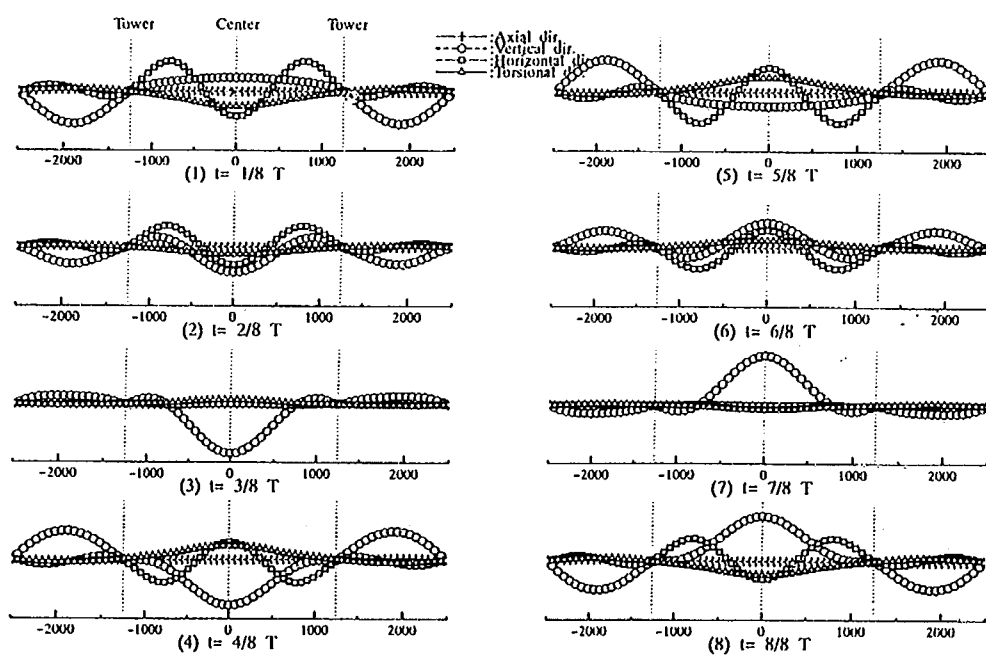
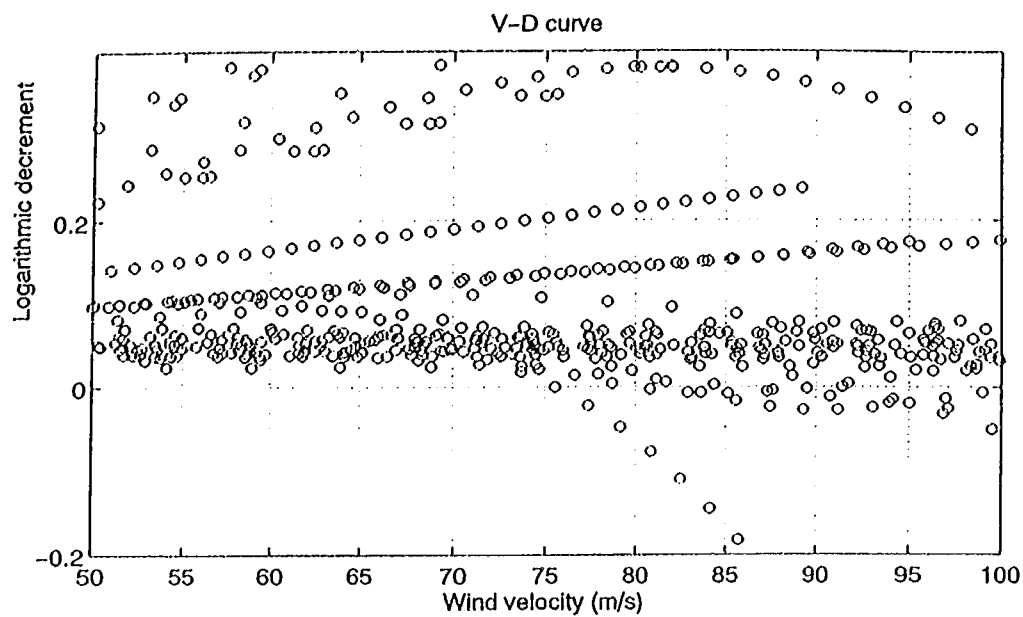


図-3.2.2.4 フラッタ解析結果 (ケース: D-2 a)

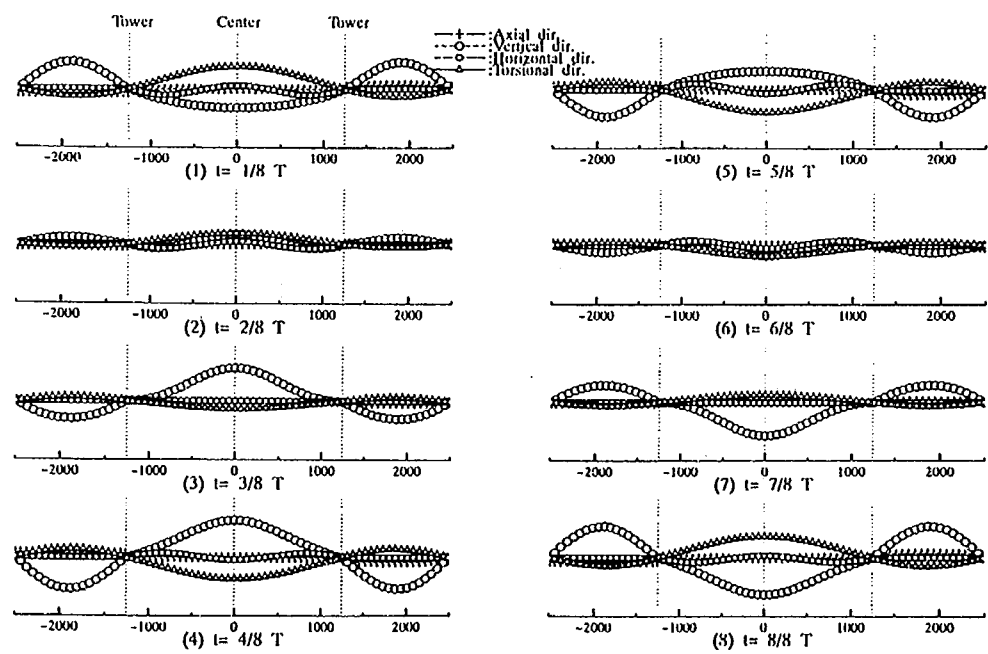
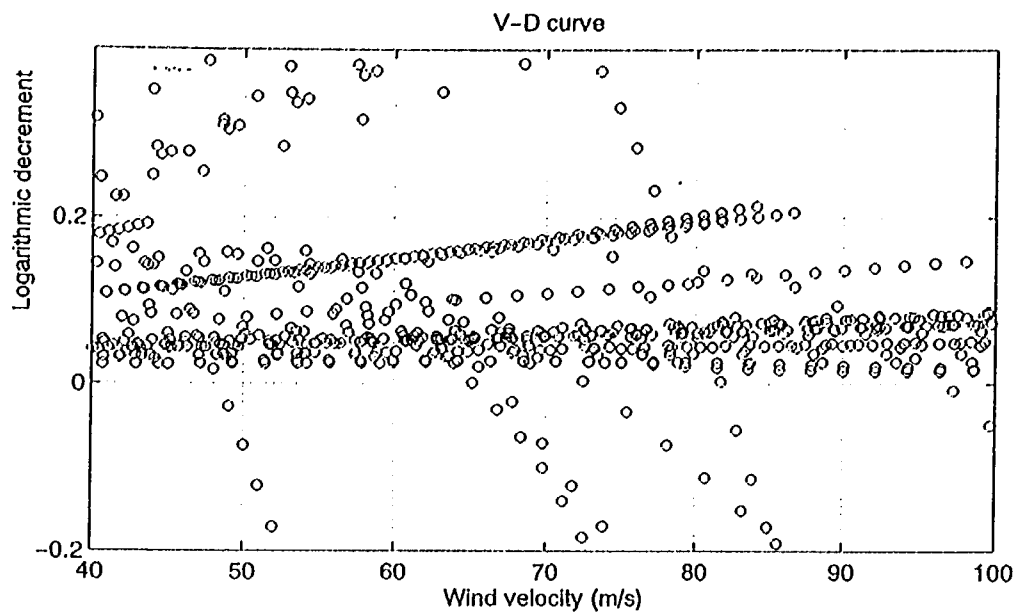
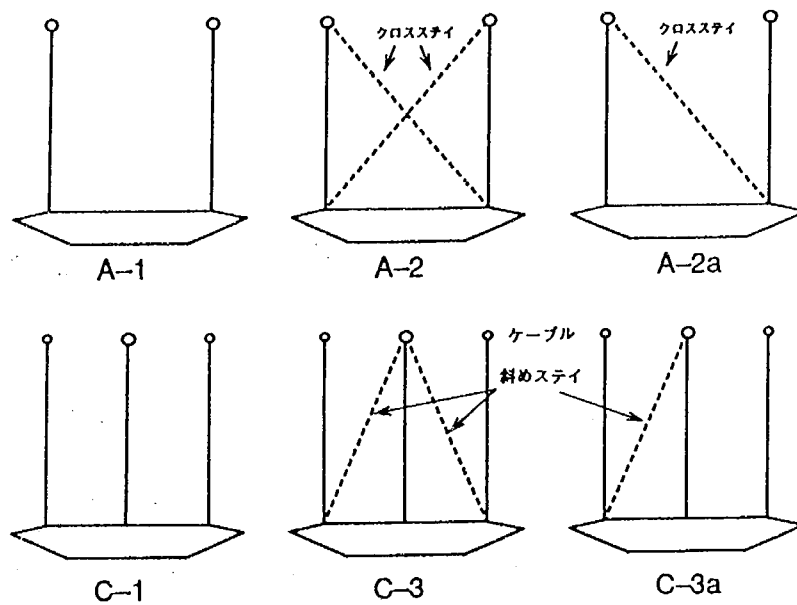


図-3.2.2.5 フラッタ解析結果 (ケース: A' - 2)

表-3.2.2.3 3本ケーブル吊橋の効果
(2本ケーブル吊橋との比較)

No.	ケース名	フラッタ 発現風速 (m/s)
A-1	3径間2ヒンジ吊橋(ケーブル2本)	5.8
A-2	A-1 + クロスステイ(両効き)	7.8
A-2a	A-1 + クロスステイ(片効き)	7.6
C-1	3本ケーブル案 ケーブル面積比 1:2:1	5.8
C-3	C-1 + クロスステイ(両効き)	8.0
C-3a	C-1 + クロスステイ(片効き)	7.8

(備考) *: 設置場所は、中央径間部 $L/4$ 点と側径間中央部



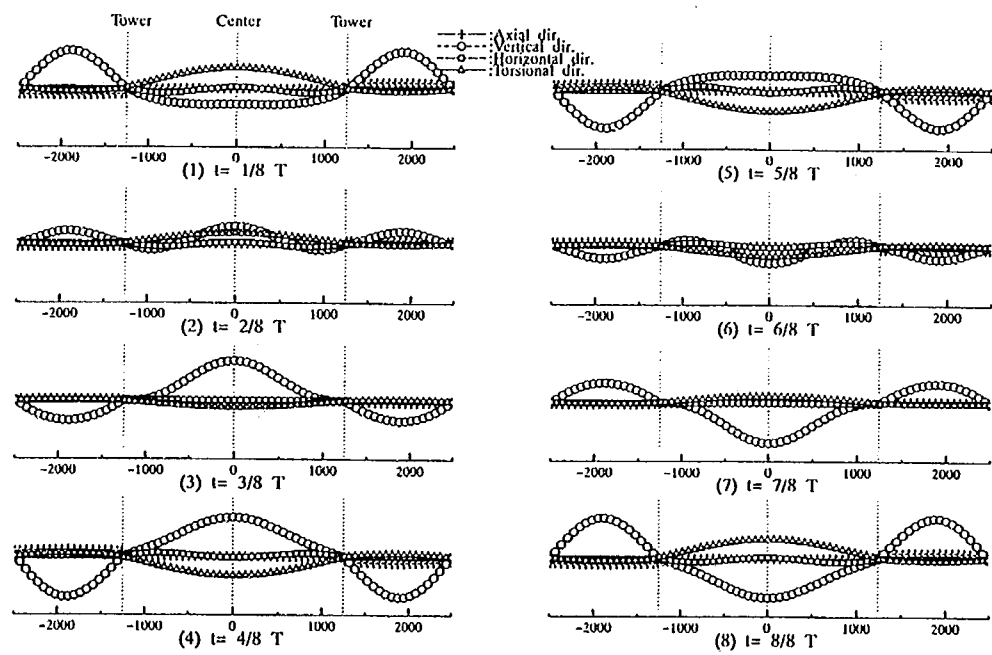
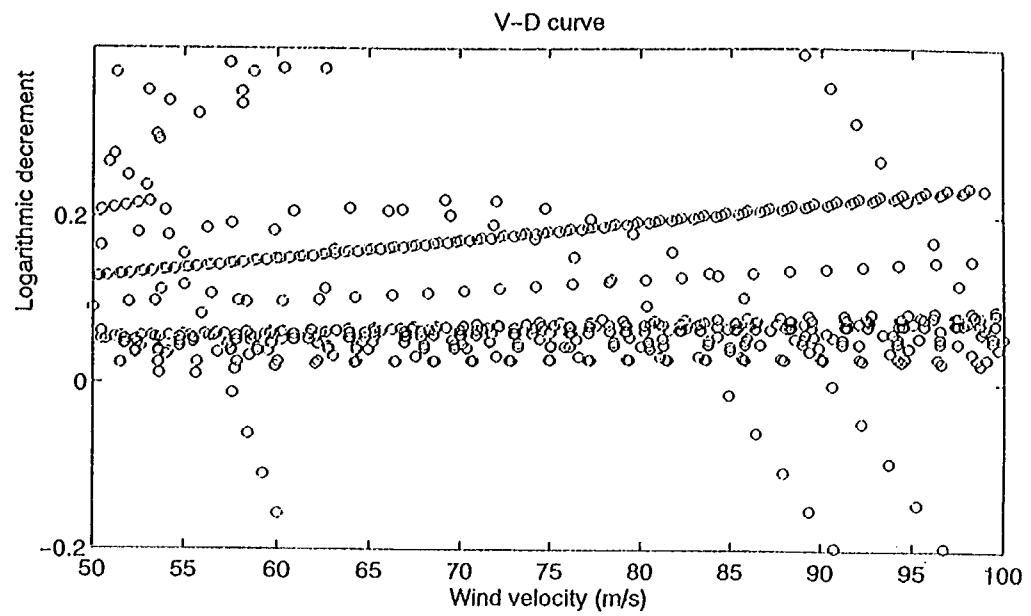


図-3.2.2.6 フラッタ解析結果 (ケース: C-1)

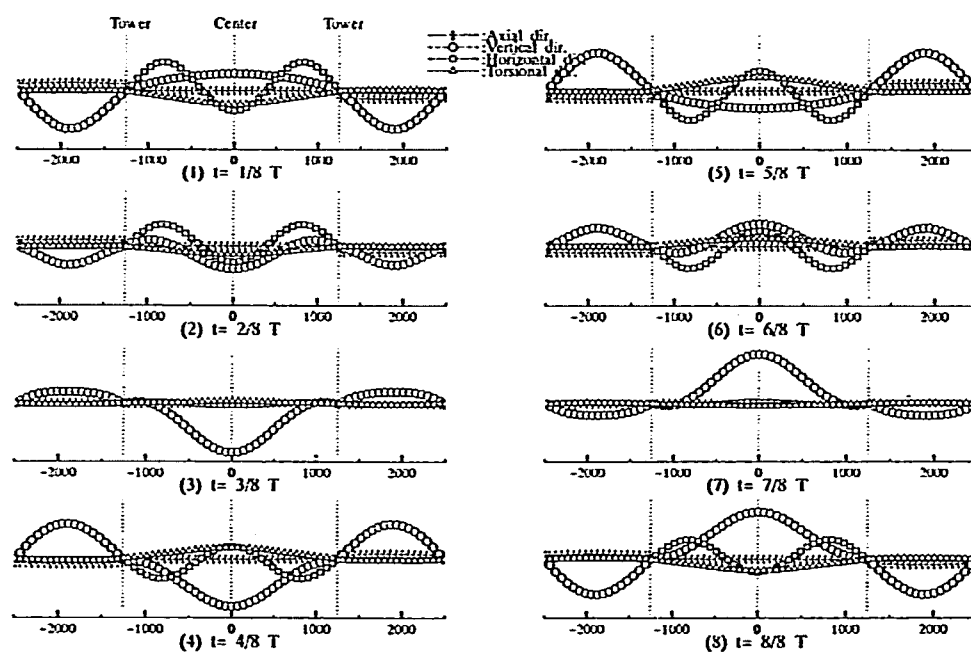
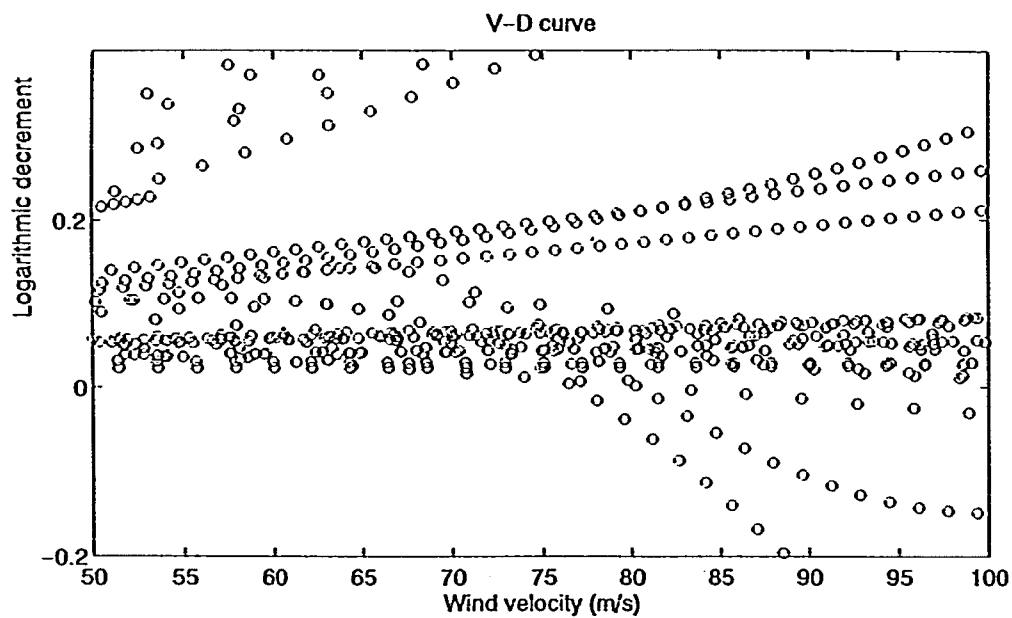


図-3.2.2.7 フラッタ解析結果 (ケース: C-3 a)

表-3.2.2.4 3本ケーブル吊橋におけるケーブル断面積比の影響

構造形式		2本ケーブル吊橋		3本ケーブル吊橋 ケーブル断面積比 1 : 2 : 1		3本ケーブル吊橋 ケーブル断面積比 1 : 4 : 1	
ケースNo.		A-1	A-2 a	C-1	C-3 a	C-1 a	C-3 b
付加ステイ		なし	あり	なし	あり	なし	あり
フラッタ発現風速 m/s		5 8	7 6	5 8	7 8	5 6	8 1
応答振動数 Hz		0.1047	0.0946	0.0907	0.0928	0.0857	0.0918
固有振動数 Hz	水平対称1次	0.0304	0.0305	0.0325	0.0326	0.0325	0.0326
	鉛直対称1次	0.0516	0.0516	0.0516	0.0514	0.0514	0.0514
	代表的な ねじれ卓越 モード	0.1485(1.94) 0.1519(1.00) 0.1693(6.87)	0.1485(3.35) 0.1638(8.85) 0.2267(2.48)	0.1529(0.89) 0.1642(0.96) 0.1716(10.6)	0.1497(3.14) 0.1550(5.53) 0.2305(2.18)	0.1529(0.83) 0.1646(0.83) 0.1717(7.51)	0.1492(5.84) 0.1549(4.22) 0.2318(2.93)

(備考) 付加ステイは全て片効き。

太字は、ねじれモードの中で、ねじれ成分の寄与が最大のものを示す。

括弧内は、等価極慣性の比を示す(基準は2本ケーブル吊橋の最小値)。

表-3.2.2.5 3本ケーブル吊橋における
センターケーブルのサグ比の影響

No.	ケース名	フラッタ 発現風速 (m/s)
C-1	3本ケーブル案 ケーブル面積比 1 : 2 : 1	5 8
C-3a	C-1 + L/4点と側径間中央に斜めステイ ステイ片効き(片側のみ)	7 8
C-4	C-1 + L/2点とL/4点と側径間中央に斜めステイ ステイ片効き(片側のみ)	8 0
C-5	C-1 + センターケーブルのサグ比を 1 / 8	5 6
C-5a	C-5 + L/4点と側径間中央に斜めステイ ステイ片効き(片側のみ)	7 8
C-5b	C-5 + L/2点とL/4点と側径間中央に斜めステイ ステイ片効き(片側のみ)	8 0

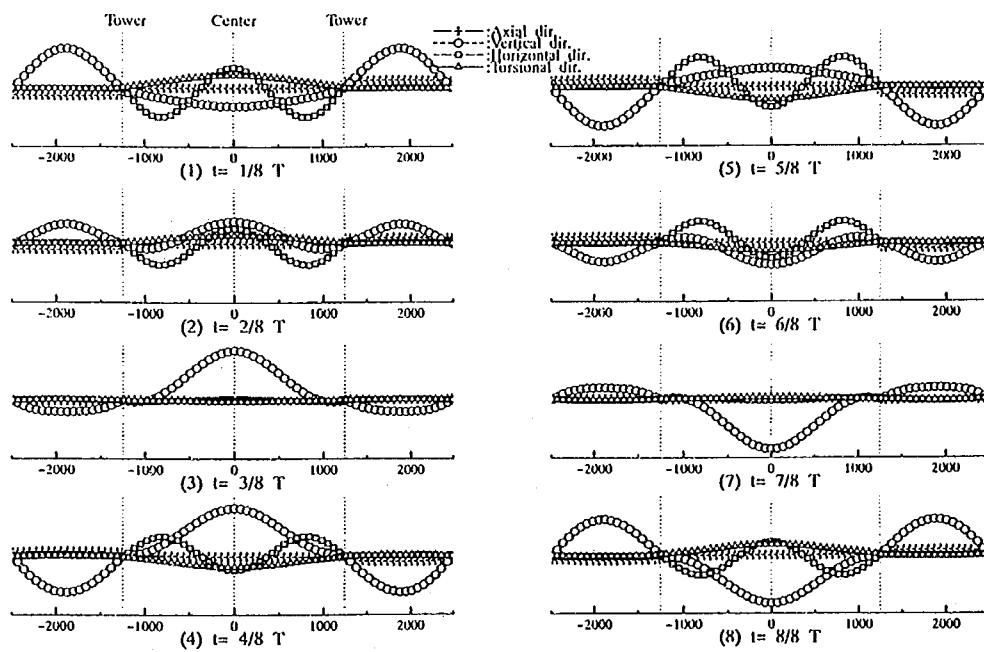
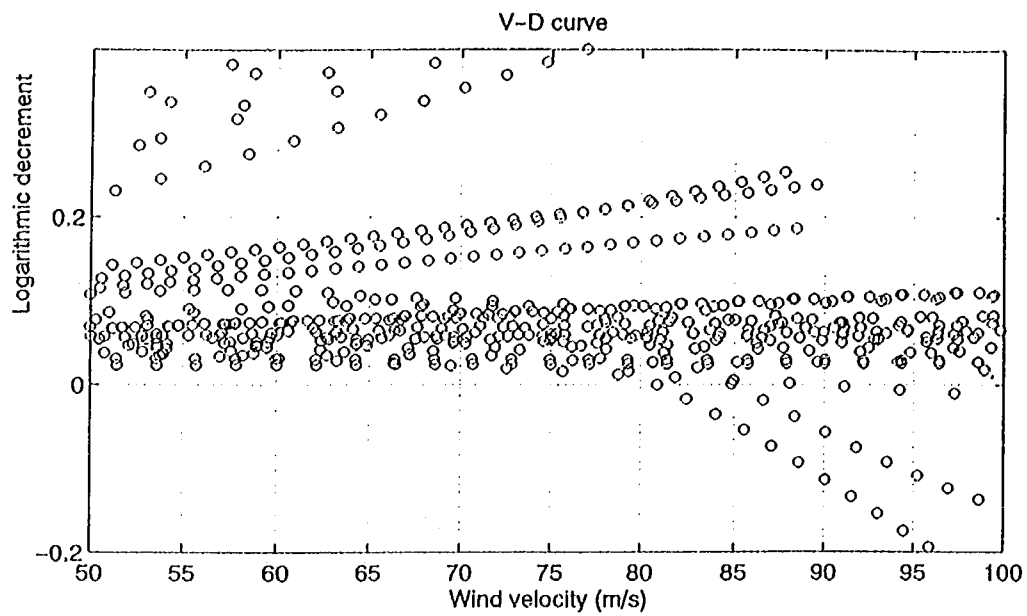


図-3.2.2.8 フラッタ解析結果 (ケース: C-3b)

3.2.3 鉛直クロスステイ・傾斜クロスステイの検討

(1) 鉛直クロスステイの検討

1) 両効き状態に対する検討

① クロスステイ最適設置位置の検討

中央径間側のみにクロスステイを設置した場合の特性を把握するため、まず、中央径間側の設置位置 x/L (x は塔側からクロスステイまでの距離、 L は中央支間長) をパラメーターとした連成フラッター解析を実施した。構造減衰を無視した場合の、連成フラッター発現風速とクロスステイ設置位置の関係を表-3.2.3.1 にまとめる。ただし、本節の解析にあたっては、クロスステイを抗圧部材(両効き状態)とするとともに、クロスステイの断面積 A_s は $A_s=0.01\text{m}^2/\text{本}$ に設定するものとした。ここに、クロスステイの断面積を $A_s=0.01\text{m}^2/\text{本}$ としたのは、事前の予備計算結果から、これ以上の断面積を入力しても連成フラッターの発現風速はほとんど上昇せず、クロスステイの最適断面積が $A_s=0.01\text{m}^2/\text{本}$ であったことによる。なお、両効き状態は、クロスステイを鋼製とすれば十分に実現できることを付記しておく。

表-3.2.3.1 から、中央径間側のみにクロスステイを設置した場合、フラッター発現風速 V_F はクロスステイを設置しない場合の $V_F=60\text{m/s}$ ($x/L=0$ での値) から徐々に上昇するものの、 $x/L=0.3\sim 0.35$ なる場合に最大の $V_F=71\text{m/s}$ に達した後は逆に減少し、中央径間中央 ($x/L=0.5$) に設置した場合にはクロスステイを設置しない場合と等しい発現風速になっていることがわかる。すなわち、クロスステイには、連成フラッターの発現風速を最大とする最適設置位置が存在すると言える。

表-3.2.3.1 中央径間側クロスステイとフラッター風速の関係

クロスステイ位置		フラッター風速 (m/s)
x/L	0.00	60
	0.05	60
	0.10	62
	0.15	65
	0.20	66
	0.25	68
	0.30	71
	0.35	71
	0.40	67
	0.45	62
	0.50	60

② フラッター発現風速に及ぼす面外剛性の影響

クロスステイを設置した場合には桁とケーブルの面外振動をともなった連成フラッターが発現することから、クロスステイの最適設置は補剛桁の面外(水平曲げ)剛性によっても変化すると予想される。そこで、補剛桁の面外断面 2 次モーメントを、基本諸元の $I=160\text{m}^4$ を有する場合 (CASE-I10) から $I=80\text{m}^4$ とした場合 (CASE-I05) および $I=240\text{m}^4$ とした場合 (CASE-I15) についても連成フラッター解析を実施した。その結果を図-3.2.3.1 に示す。図-3.2.3.1 から、補剛桁の面外剛性の差異によって連成フラッターの発現風速は幾分変化するものの、最大の連成フラッター風速を与えるクロスステイ位置は、いずれも $x/L=0.3\sim 0.35$ 付近にあることがわかる。よって、対象とした中央支間長が 2,500m の超長大吊橋モデルに対するクロスステイの最適位置は、面外剛性にほとんど依存せず、 $x/L=0.3\sim 0.35$ 付近にあるものと言えよう。

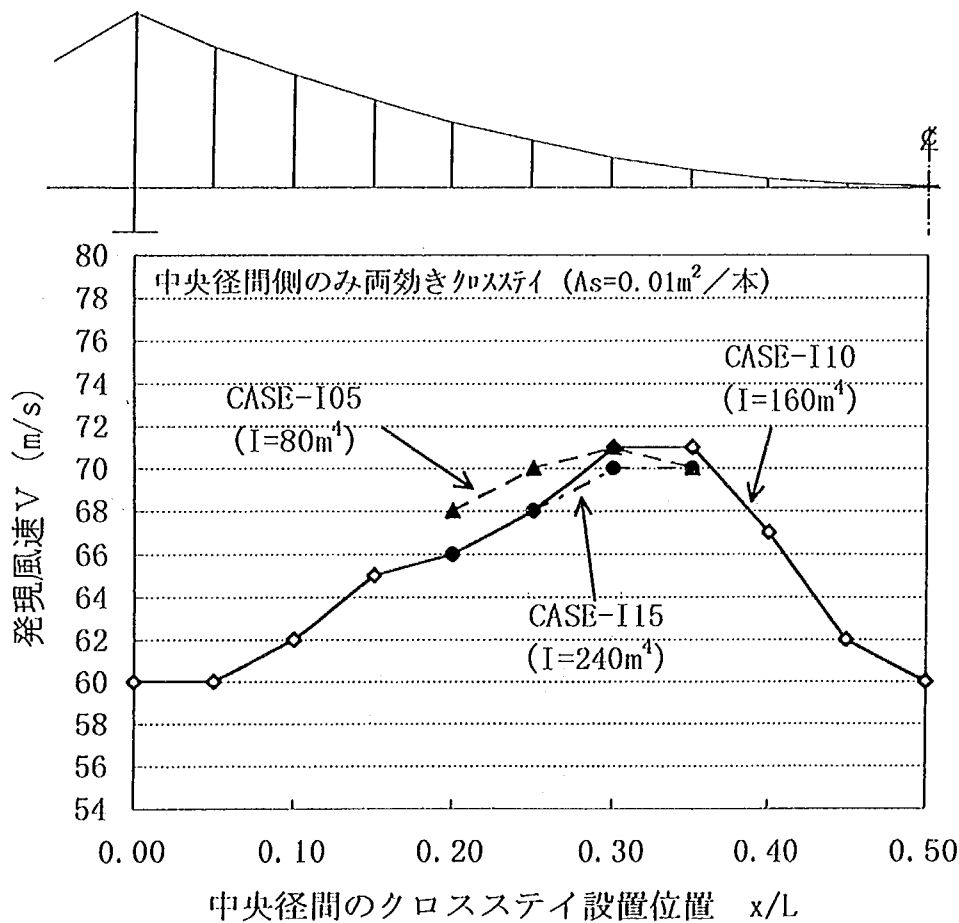


図-3.2.3.1 フラッター発現風速に及ぼす面外剛性の影響
(両効き状態)

次に、中央径間側のクロスステイ位置を建築限界を考慮して $x/L=0.3$ に固定し、側径間側のクロスステイ設置を $0.4L_s \sim 0.6L_s$ (L_s は側径間長) なる範囲で変化させた場合の連成フラッター解析を実施した。その結果、 $0.4L_s \sim 0.6L_s$ なる範囲では、いずれの設置位置でもフラッター発現風速は $V_F=75\text{m/s}$ となり、中央径間側のみに設置した場合 ($V_F=71\text{m/s}$) より 4m/s 程度上昇することがわかった。そこで、側径間側のクロスステイは $0.5L_s$ (側径間中央) に固定し、再び中央径間側のクロスステイ設置位置を変化させた場合について連成フラッターの発現風速を算出することとした。その解析結果を図-3.2.3.2 に示す。図-3.2.3.2 から、中央径間側におけるクロスステイの最適設置位置は、側径間側の $0.5L_s$ にクロスステイを設置した場合にも $x/L=0.3 \sim 0.35$ 付近にあること、また、側径間側のクロスステイは中央径間のクロスステイ設置位置によらずフラッター発現風速を 5m/s 程度上昇させていることがわかる。

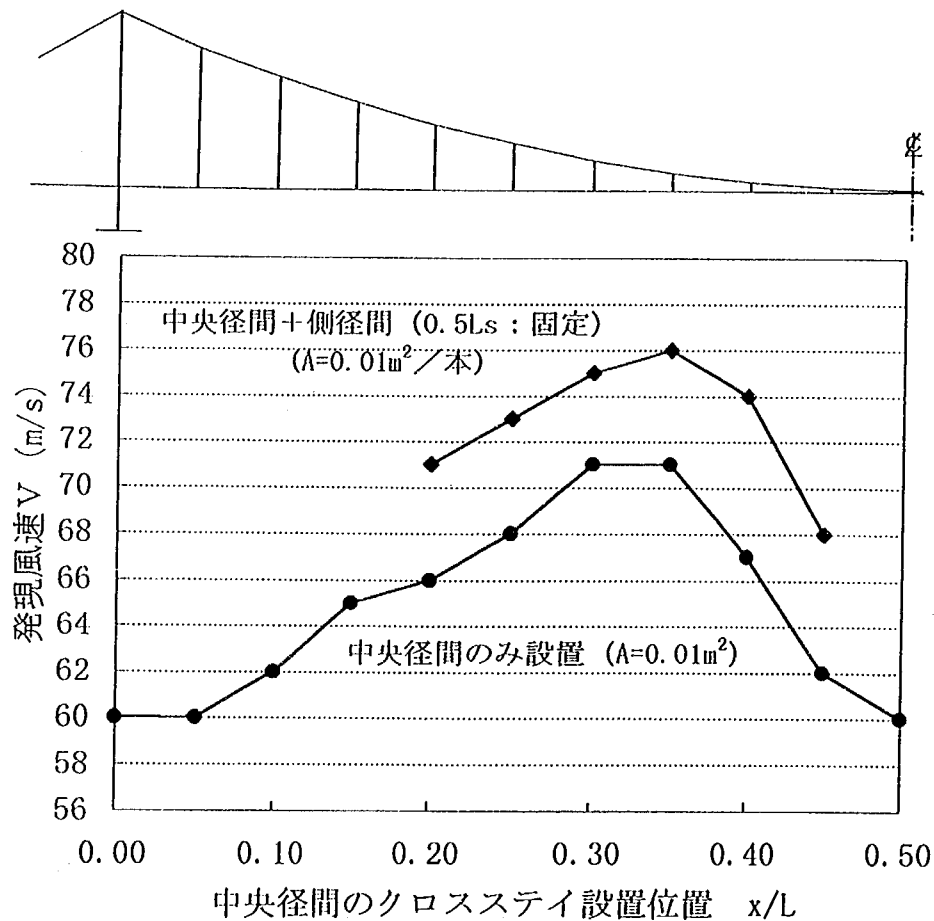


図-3.2.3.2 クロスステイ位置とフラッター発現風速の関係
(両効き状態)

2) 片効き状態に対する検討

前節はクロスステイを抗圧部材(両効き状態)とした検討であったが、クロスステイがケーブル部材であれば有風時において一方のクロスステイ張力が抜け、片効き状態になることも考えられる。そこで、本節では、片効きの非抗圧クロスステイ(断面積は $A_s=0.01\text{m}^2/\text{本}$)とした場合の連成フラッター解析も同様に実施することとした。側径間のクロスステイ位置を $0.5L_s$ に固定するとともに、中央径間側のクロスステイ位置を変化させた解析結果を図-3.2.3.3に示す。図-3.2.3.3から、非抗圧クロスステイ(中央径間側と側径間側はいずれも片効き状態)とした場合の最適設置位置も $x/L=0.3$ 付近にあり、この場合の連成フラッター発現風速は抗圧クロスステイ(両効き状態)とした場合と比較して 2m/s 程度しか低下していないことがわかる。

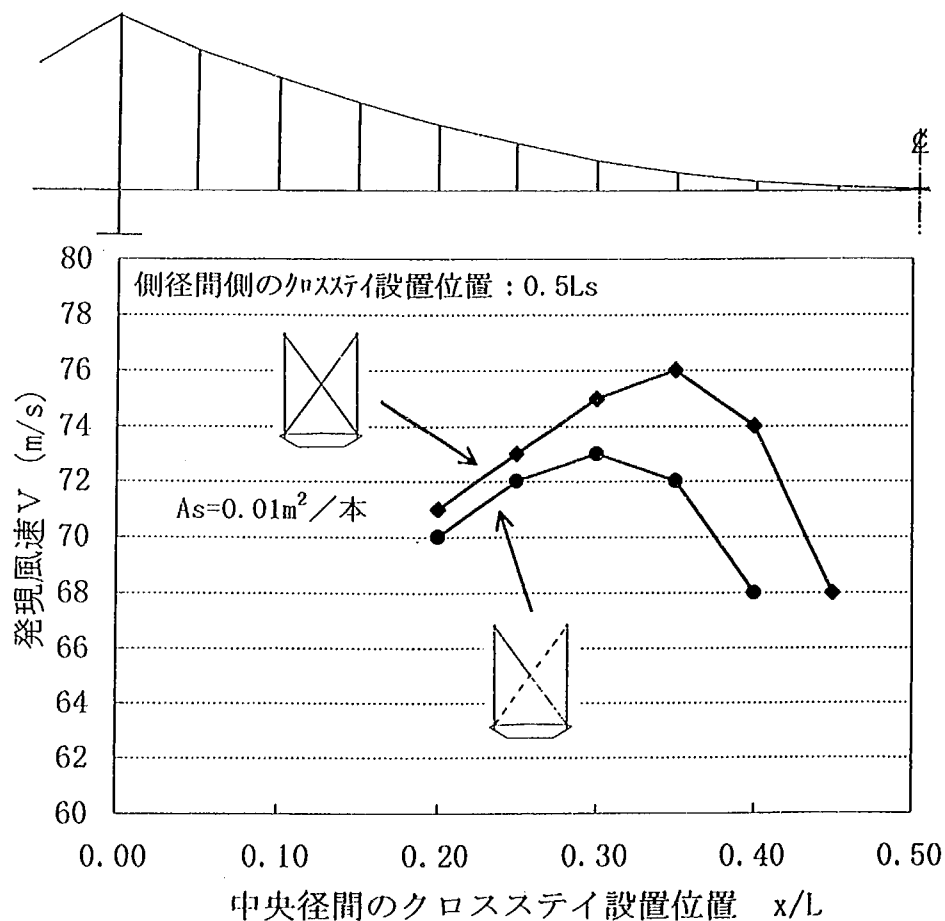


図-3.2.3.3 クロスステイ位置のフラッター発現風速の関係
(片効き状態)

(2) 傾斜クロスステイの検討

超長大吊橋の連成フラッター特性に及ぼす傾斜クロスステイ(従来のクロスステイを橋軸方向に「傾斜」させたクロスステイ)の効果についても検討を行うこととした。

基本系吊橋モデルの解析結果を図-3.2.3.4に示す。また、両効き状態とした場合(側径間側 $0.5L_s$ に傾斜クロスステイ、中央径間側 $0.3L$ に鉛直クロスステイを設置した場合)の解析結果を図-3.2.3.5に示す。図-3.2.3.4と図-3.2.3.5を比較すればわかるように、基本系吊橋モデルのフラッター発現風速が $V_F=60\text{m/s}$ であるのに対し、傾斜クロスステイと鉛直クロスステイを組み合わせた方式は $V_F=80\text{m/s}$ までフラッター発現風速が上昇していることがわかる。また、両者のフラッターモードを比較すれば、側径間側に傾斜クロスステイを設置することによって、鉛直たわみ成分、ねじれ成分、面外たわみ成分に加え、橋軸方向の遊動円木振動が誘起されていることがわかる。このように、傾斜クロスステイ方式では、橋軸方向の遊動円木振動を伴ったフラッターが発生するのが大きな特徴の一つと言える。しかしながら、図-3.2.3.6に示すように、傾斜平行ステイとした場合にも遊動円木振動を伴ったフラッターが発現しており、この場合には $V_F=70\text{m/s}$ と大幅な上昇効果は認められない。それゆえ、傾斜クロスステイ寄与としては、遊動円木振動に起因した橋軸方向の質量効果は少なく、振動モード間の位相差成分が大きく関与しているものと推察される。

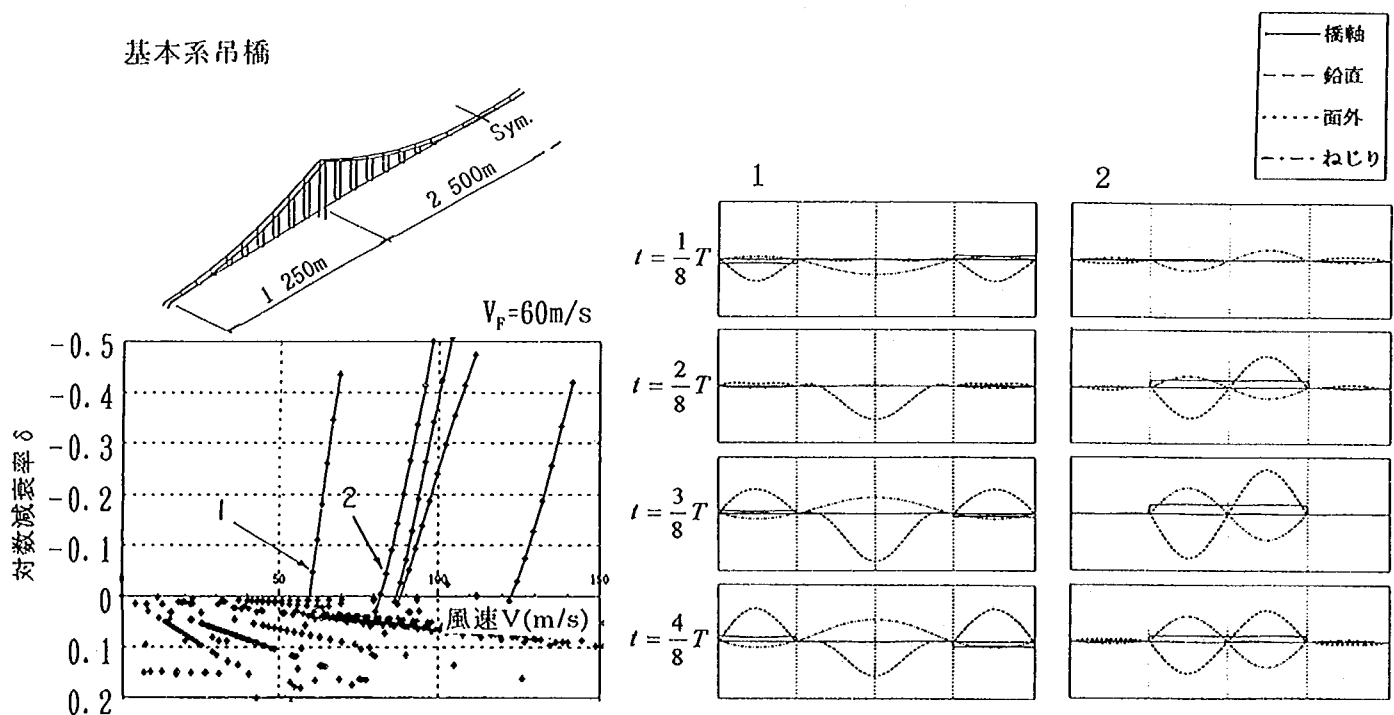


図-3.2.3.4 フラッター解析結果とフラッターモード図
(基本系吊橋モデル)

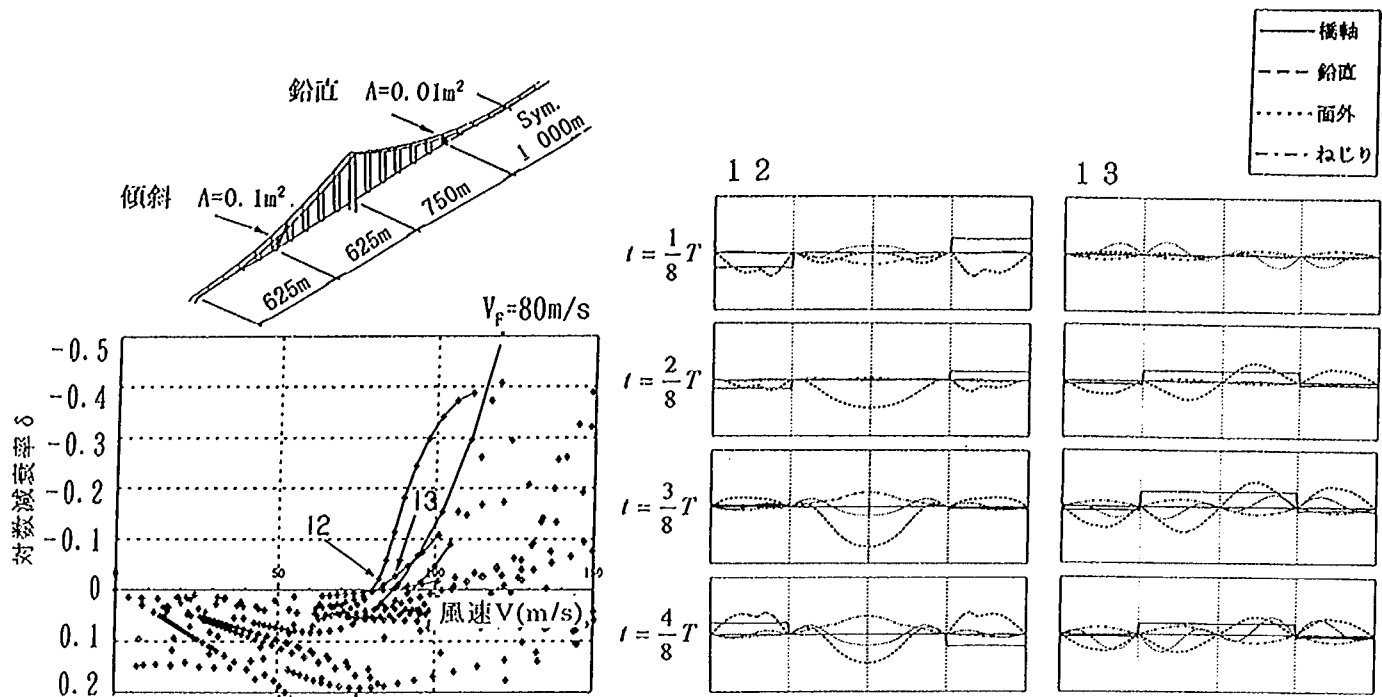


図-3.2.3.5 フラッター解析結果とフラッターモード図

(側径間側: 傾斜クロスステイ、中央径間側: 鉛直クロスステイ)

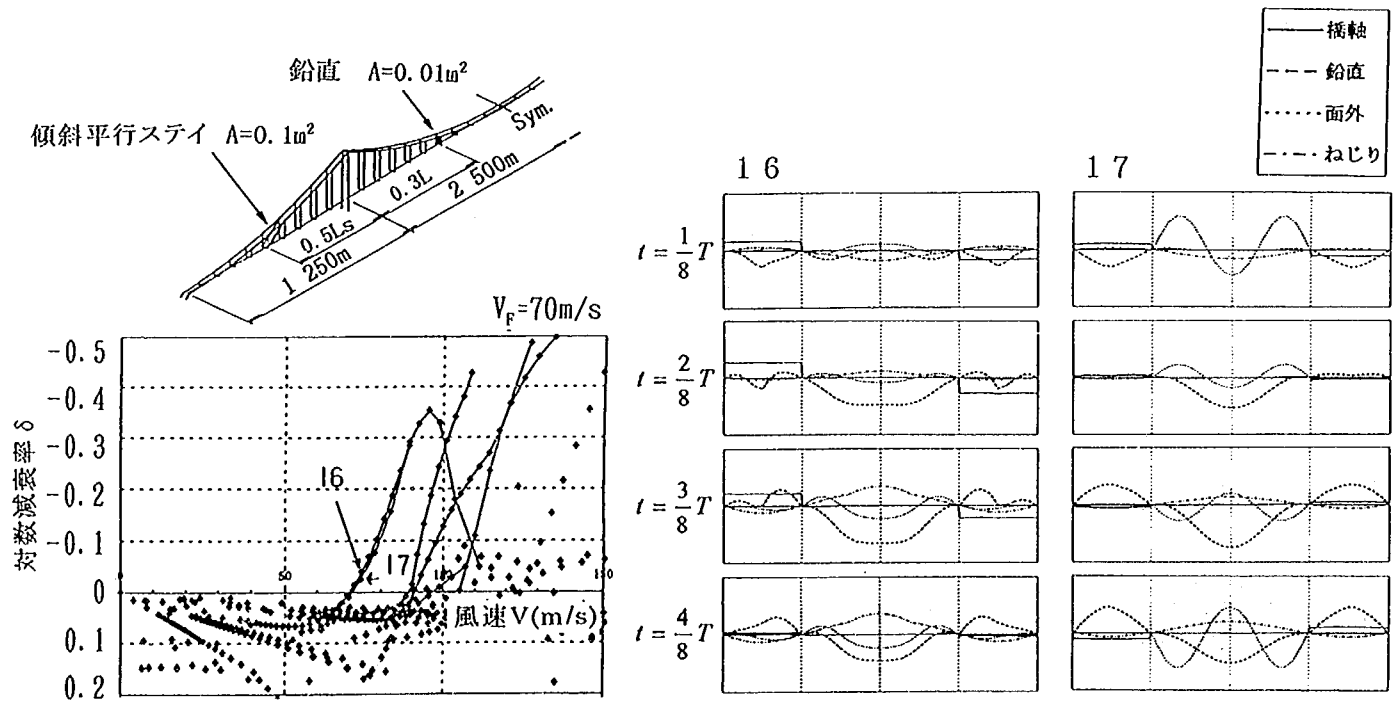


図-3.2.3.6 フラッター解析結果とフラッターモード図

(側径間側: 傾斜平行ステイ、中央径間側: 鉛直クロスステイ)

一方、側径間側のみに傾斜クロスステイを設置した場合（中央径間側には鉛直クロスステイなし）には、図-3.2.3.7 に示したように、58m/s～63m/s 付近の風速域で不安定振動が発現している。また、傾斜クロスステイを片効き状態にした場合（中央径間側は片効き状態鉛直クロスステイ）には、図-3.2.3.8 示すようにフラッター発現風速が 51m/s となっている。それゆえ、傾斜クロスステイを実際に採用するにあたっては、さらなる詳細な検討が必要と思われる。

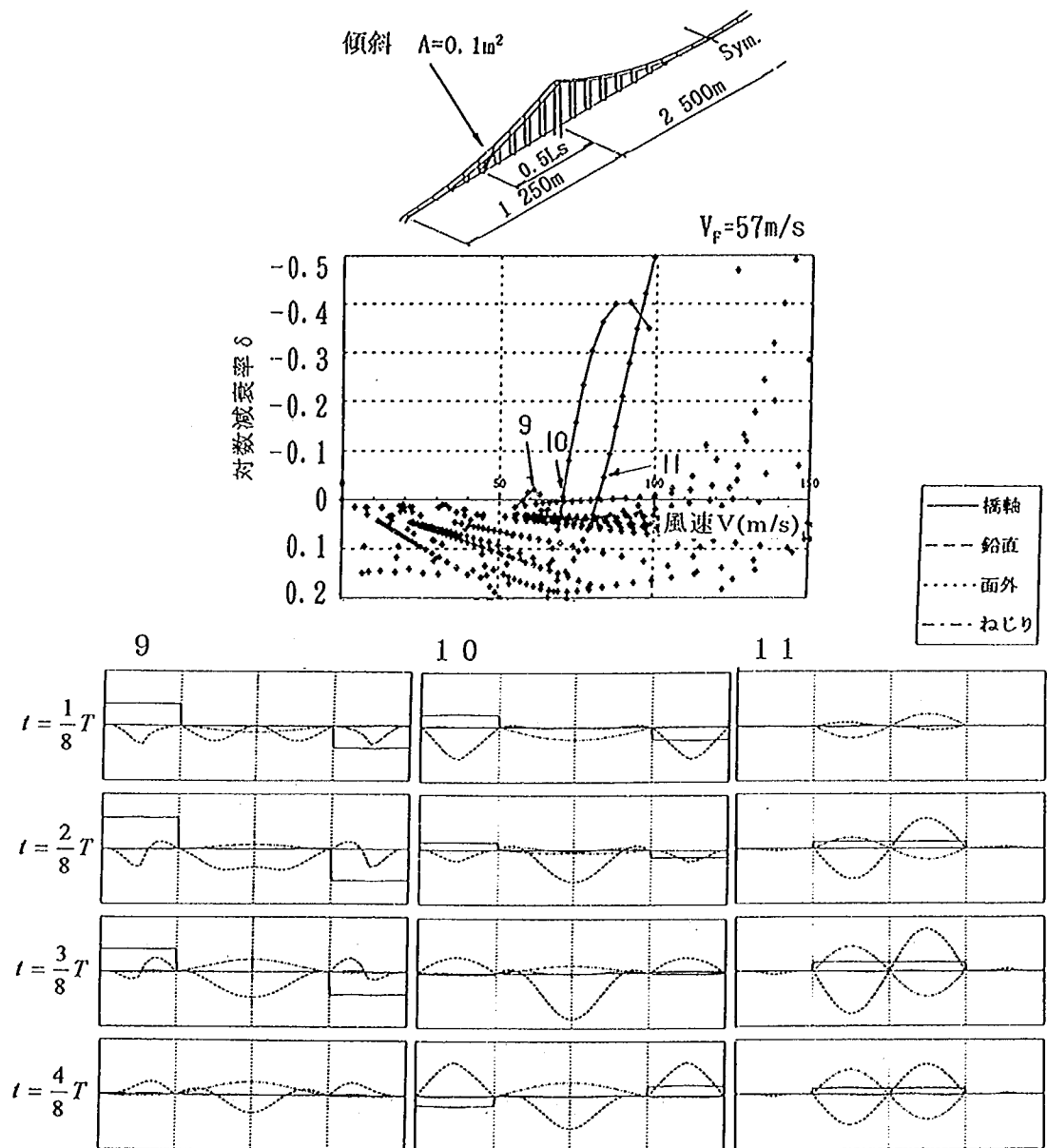


図-3.2.3.7 フラッター解析結果とフラッターモード図

（側径間側：両効き状態 傾斜クロスステイ）

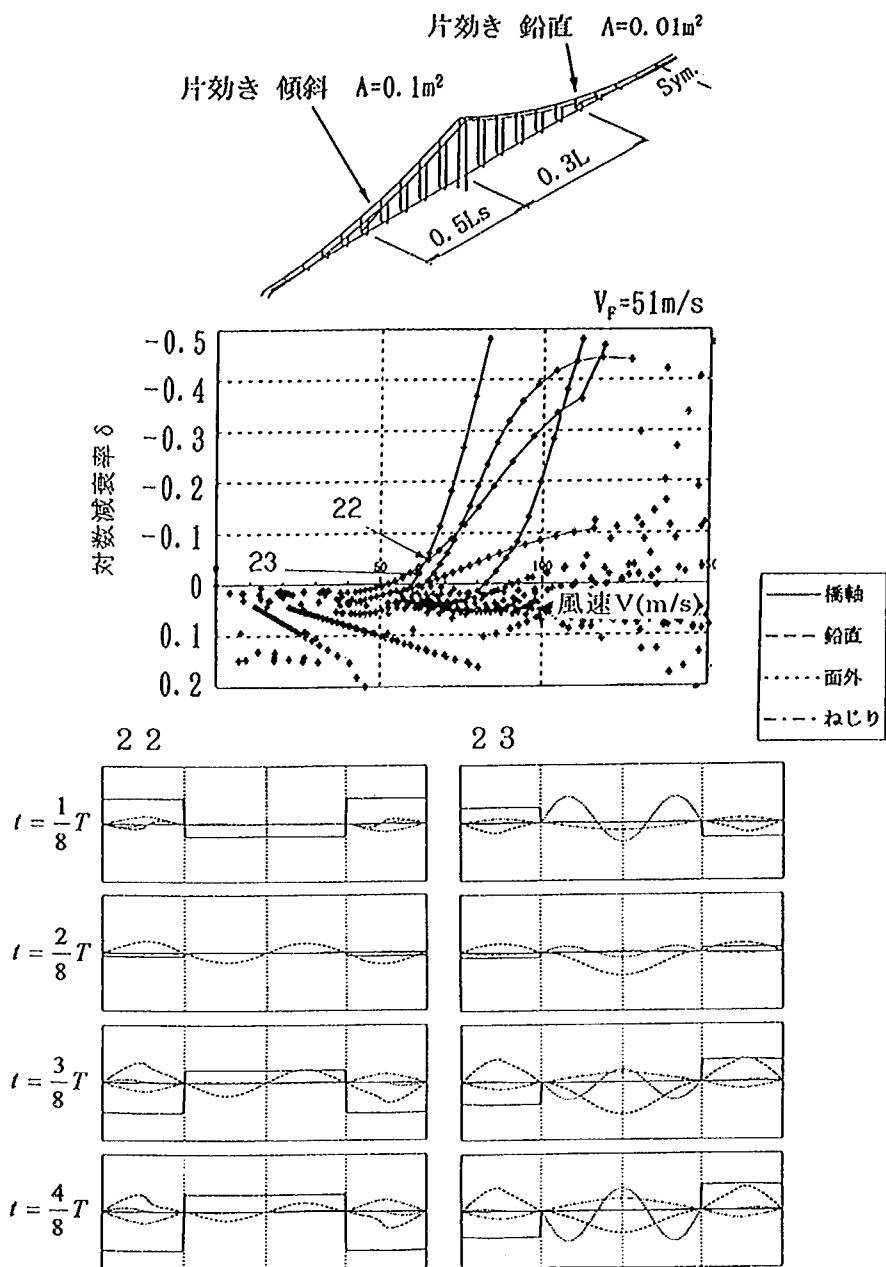


図-3.2.3.8 フラッター解析結果とフラッターモード図
(側径間側:片効き状態 傾斜クロスステイ)

3.2.4 水平ステイ・クロスステイの検討

中央支間2500m級吊橋のフラッター限界風速を合理的・経済的に向上させる方法として、桁の剛性増を図ることなく、図-3.2.4.1に示すような水平ステイケーブルシステムと対角（クロス）ステイケーブルシステムを用いた検討を実施した。これは、同ケーブルシステムにより振動モード毎の振動数の向上と、振動モードを変化させることにより、フラッター特性を向上させる方法である。

水平ステイは、桁のねじれ振動時に連成する主塔付近のケーブル橋軸方向逆対称振動（主塔にとってはねじれ振動）に着目し、これを拘束して吊橋全体のねじれ剛性を高めようとするものである。水平ステイはケーブルの橋軸方向逆相振動を拘束するものであるから、見かけ上主塔のねじれ剛性を高める効果があり、結果として吊橋のねじれ振動数を上昇させることができる。

ここでは、ねじれ振動数におよぼす水平ステイの効果について検討した結果を示す。

(1) 構造解析

ケーブルステイ方式の適用による超長大吊橋の構造特性の変化を確認するため構造解析を実施した。検討対象吊橋の構造形式は既に表-3.2.1.1示した標準モデルであり3径間2ヒンジ構造とし、中央径間に対する側径間比0.5、ケーブルサグ比は1/9とした。

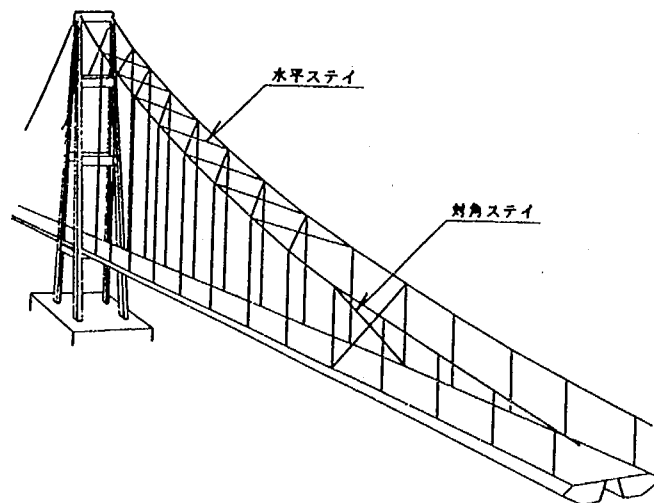


図-3.2.4.1 水平ステイ、対角ステイ概要図

(2) 解析結果

本検討では、ケーブルステイシステムの検討のため、新たに立体骨組モデルを構築したため、その検証を行った。

水平ステイを設置しないケースについて実施した固有値解析結果と、他社での解析結果を表-3.2.4.1に示す。また、代表的なモードの振動モード形を図-3.2.4.2に示す。固有振動数は、他社での検討結果とほぼ同様の値となったことから、本解析モデルを今後の検討に用いるものとする。

表-3.2.4.1 固有振動数解析結果

MODE 番号	振動数 (Hz)	川 田		NKK		
		振動数(Hz)	差	周波数(Hz)	差	
1	0.0326	0.0314	-0.04	0.0299	-0.08	水平曲げ対称1次
2	0.0519	0.0537	0.03	0.0517	0.00	鉛直曲げ対称1次
3	0.0580	0.0580	0.00	0.0580	0.00	鉛直曲げ逆対称1次
4	0.0602					
5	0.0602					
6	0.0606					
7	0.0682	0.0697	0.02	0.0679	0.00	鉛直曲げ逆対称1次
8	0.0953					
9	0.0957					
10	0.0981					
11	0.1001	0.0997	0.00	0.0995	-0.01	鉛直曲げ対称2次
12	0.1190					
13	0.1377	0.1365	-0.01	0.1372	0.00	鉛直曲げ逆対称2次
14	0.1378					
15	0.1391					
16	0.1392					
17	0.1469					
18	0.1477					
19	0.1485					
20	0.1505					
21	0.1512					
22	0.1512					
23	0.1525					
24	0.1609	0.1604	0.00	0.1607	0.00	ねじれ対称1次
25	0.1724					
26	0.1739					
27	0.1746					
28	0.1760					
29	0.1796					
30	0.2120					
31	0.2141					
32	0.2171					
33	0.2389					
34	0.2414	0.2313	-0.04	0.1777	-0.26	ねじれ逆対称1次
35	0.2515					
36	0.2575					
37	0.2616					
38	0.2635					
39	0.2641					
40	0.2653					
41	0.2653					
42	0.2667					
43	0.2704					
44	0.2739					
45	0.2799					
46	0.2919					
47	0.2958					
48	0.2960					
49	0.3175					
50	0.3332					

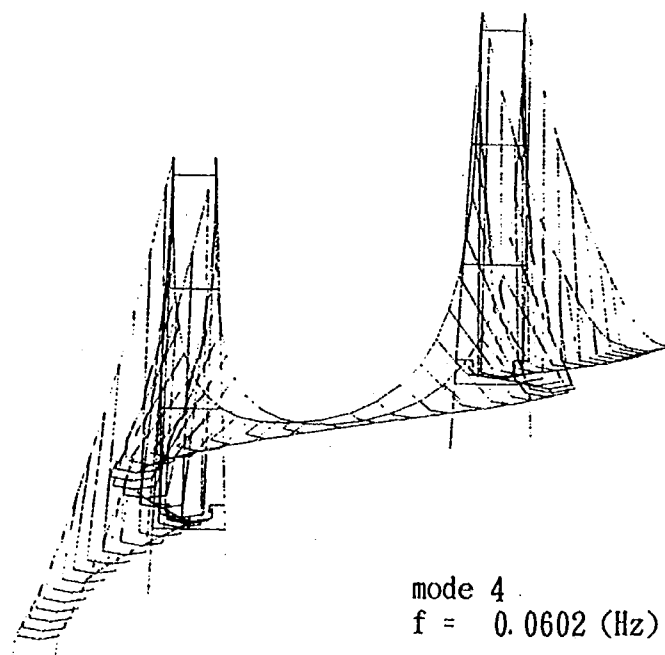
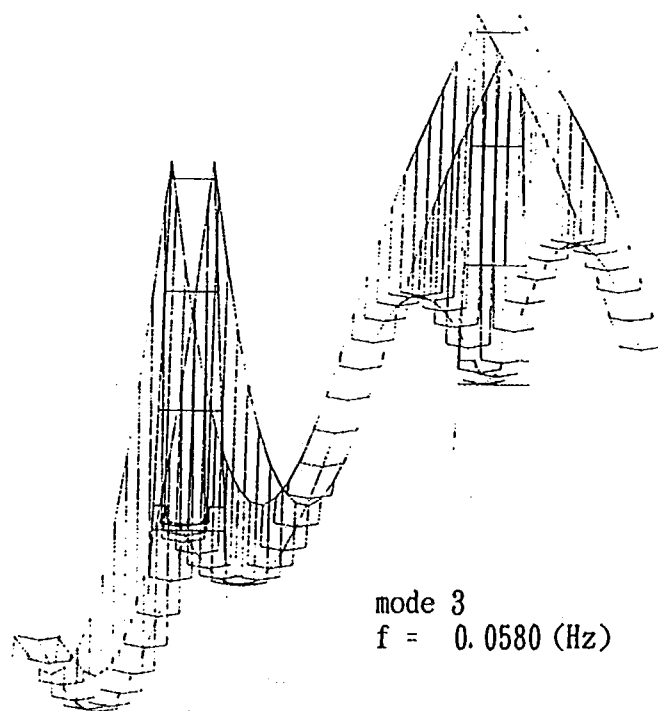
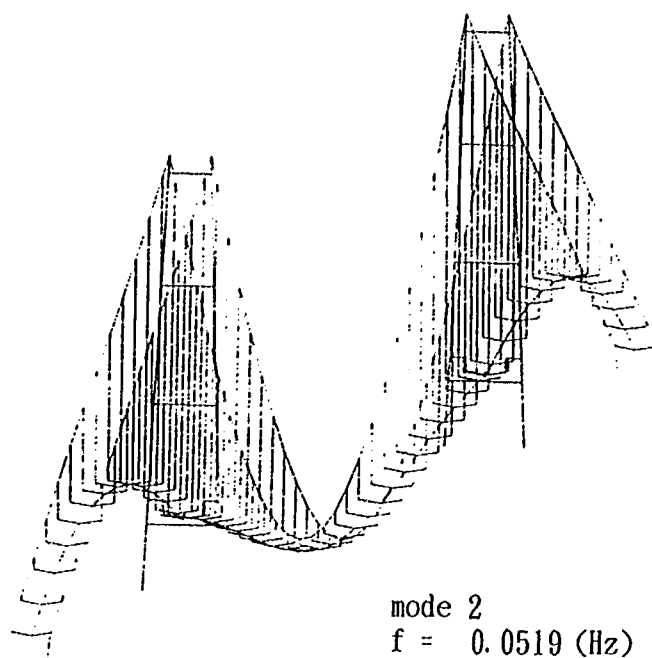
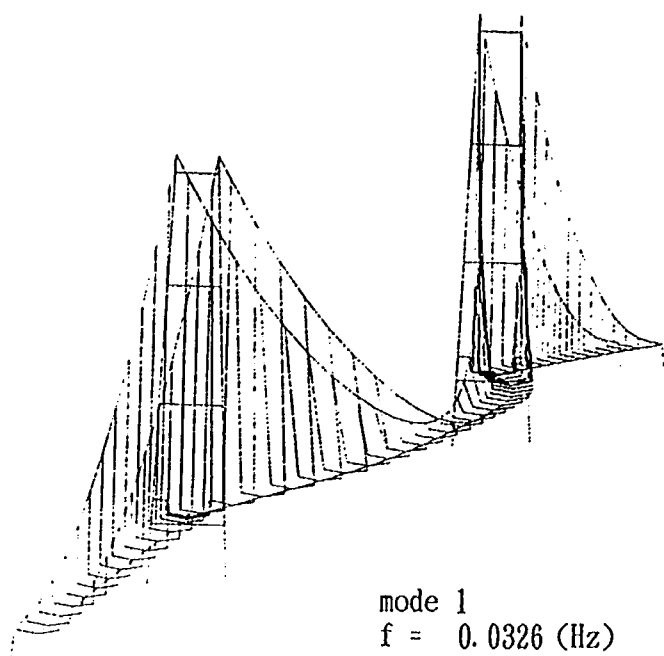


図-3.2.4.2(1) 振動モード図

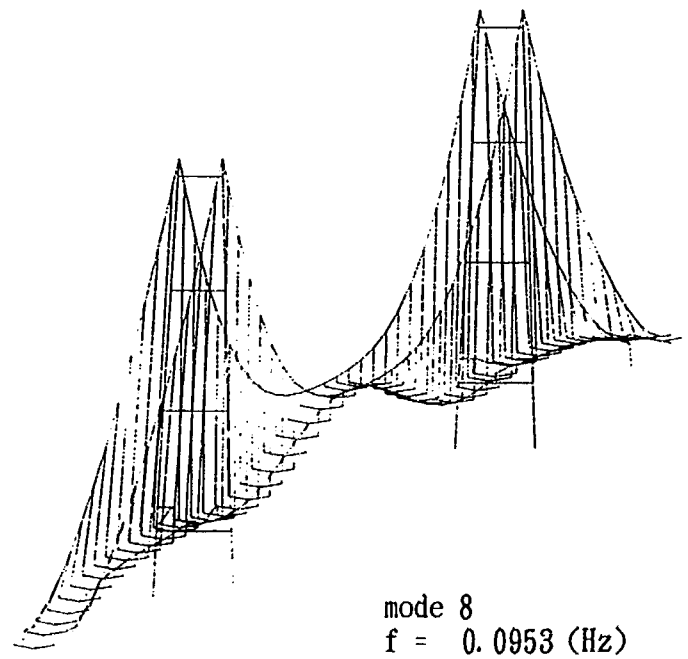
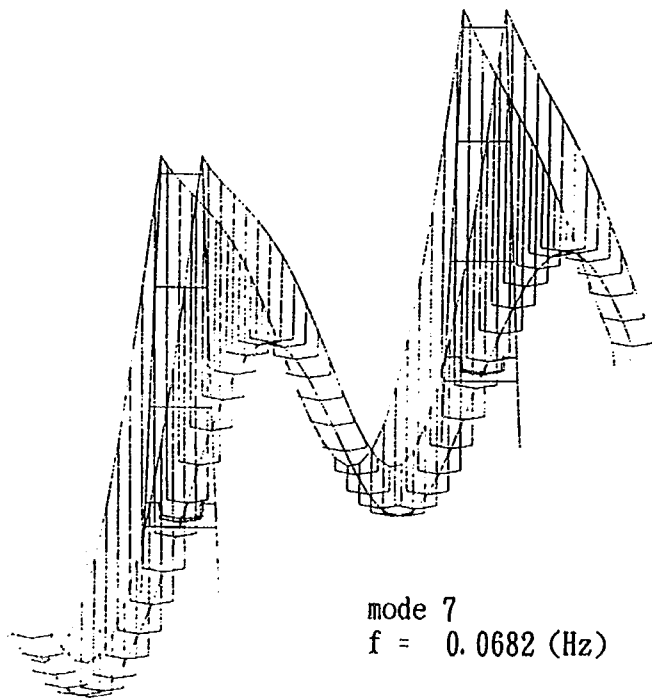
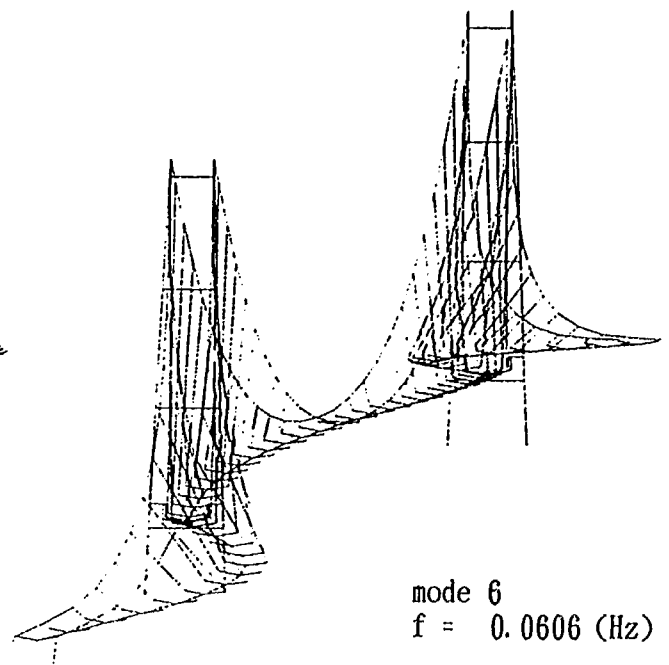
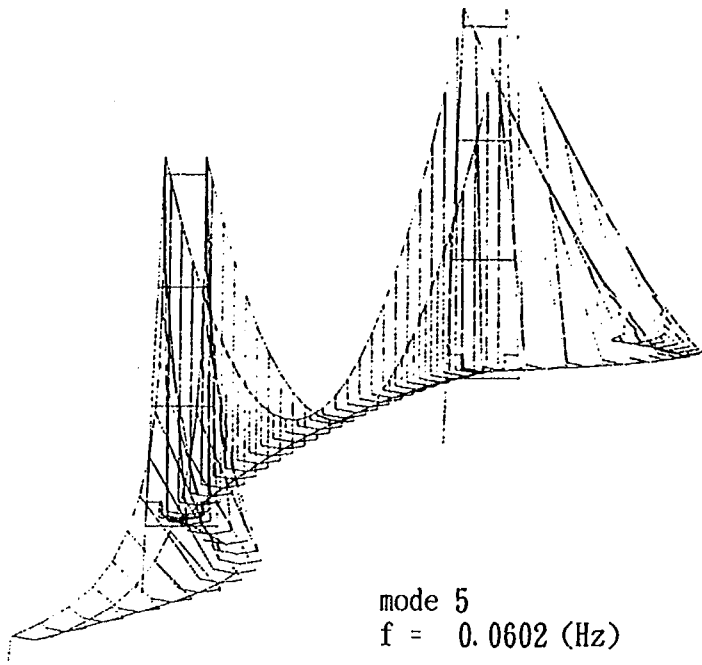
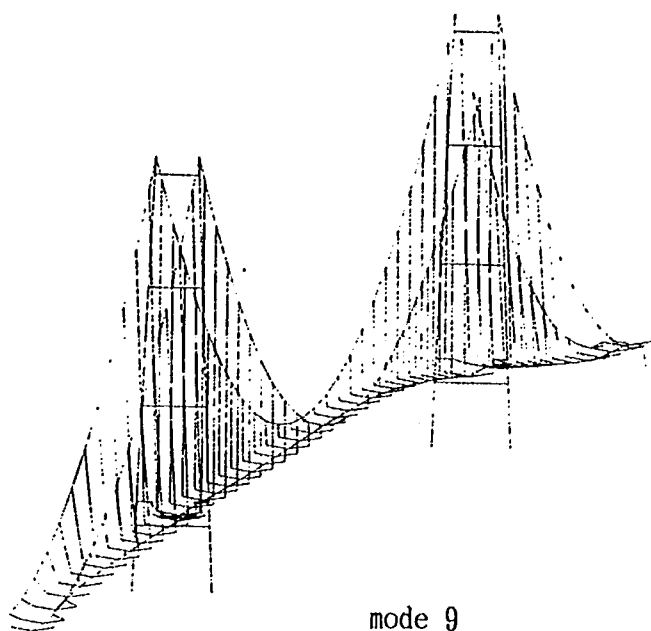
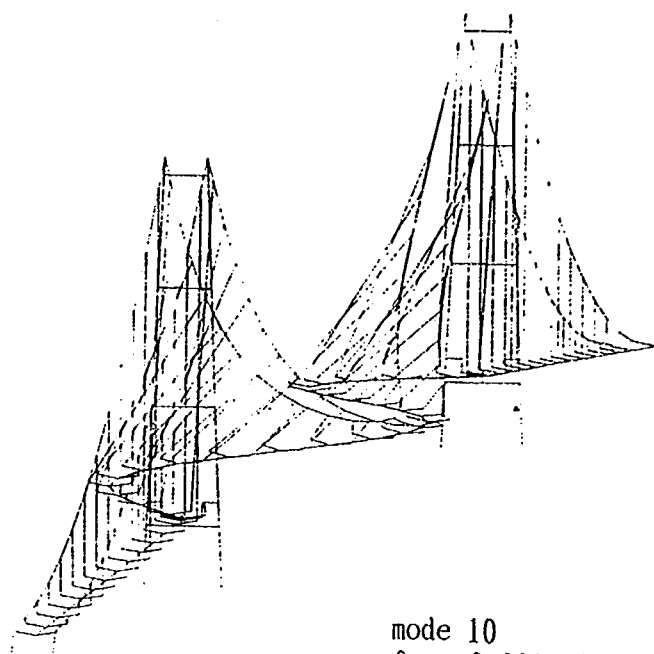


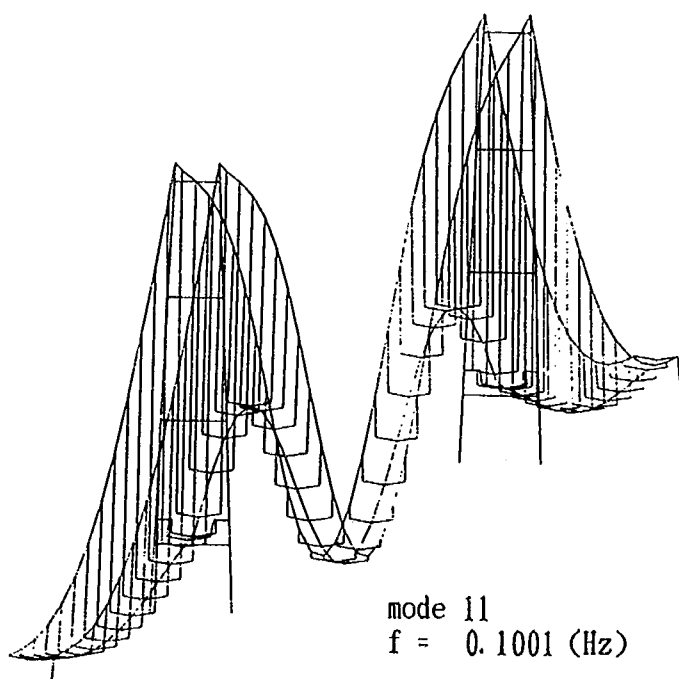
図-3.2.4.2(2) 振動モード図



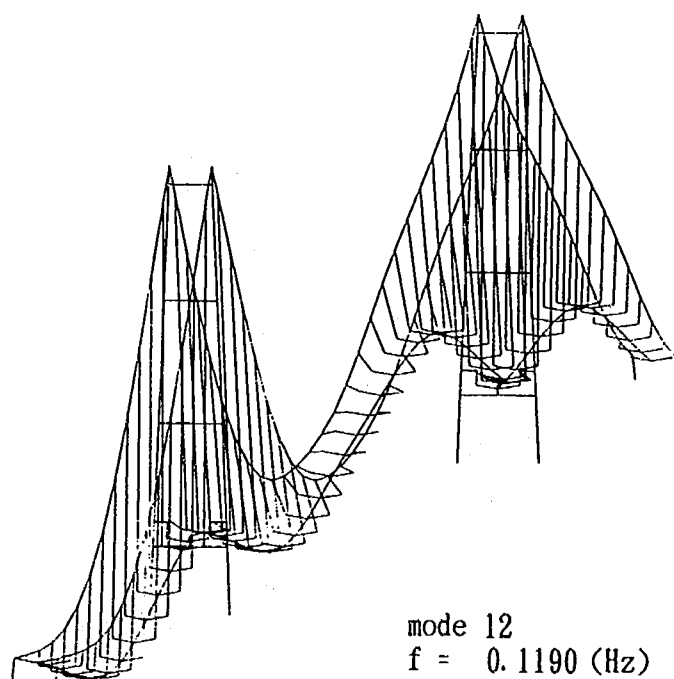
mode 9
f = 0.0957 (Hz)



mode 10
f = 0.0981 (Hz)



mode 11
f = 0.1001 (Hz)



mode 12
f = 0.1190 (Hz)

図-3.2.4.2(3) 振動モード図

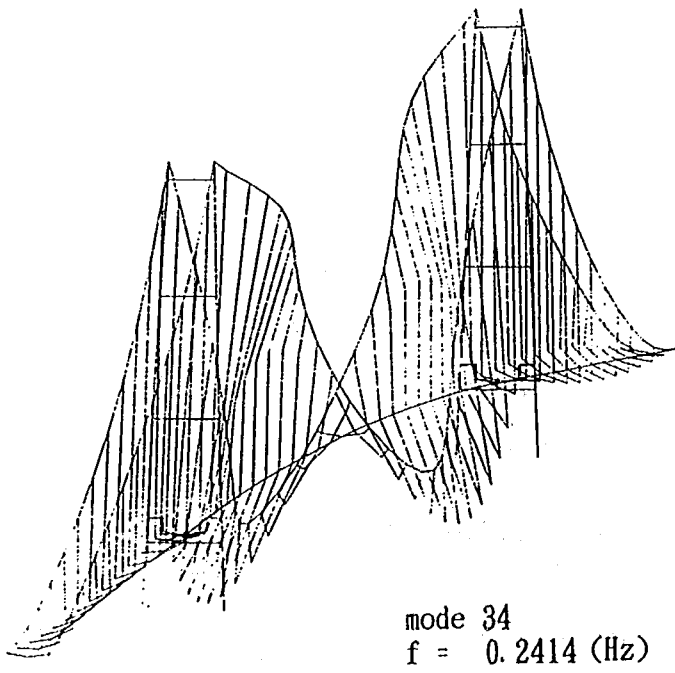
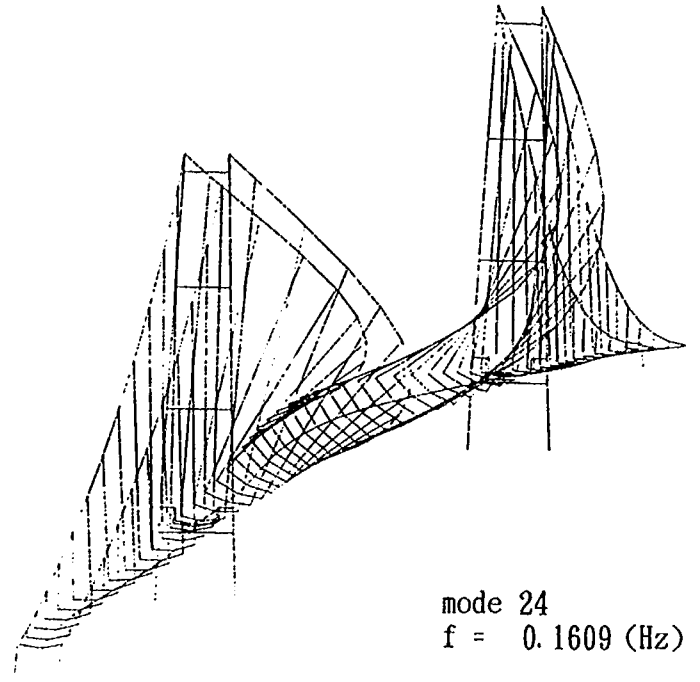
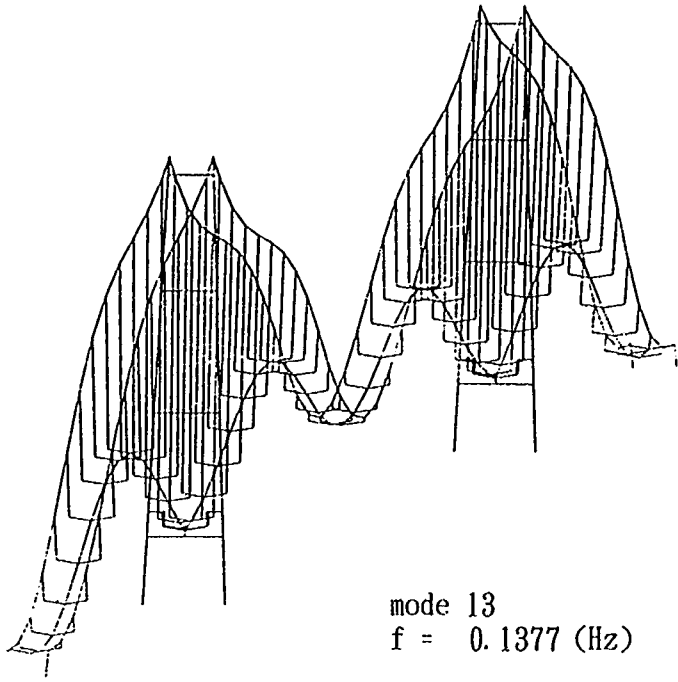


図-3.2.4.2(4) 振動モード図

(3) 水平ステイの効果

水平ステイの効果を確認するにあたり、水平ステイの設置位置および設置区間長がねじれ振動数に与える影響を検討するため、図-3.2.4.3に示す8ケースについて解析を実施した。CASE-II1~II4は、水平ステイの設置長を中央支間の28%と固定し、設置位置を主塔付近から中央支間中央部へと変化させた場合、CASE-II5~II8は水平ステイを主塔付近に設置し、設置長を変化させた場合について実施した。

水平ステイによるねじれ1次振動数の変化を図-3.2.4.4、図-3.2.4.5に示す。図から水平ステイはねじれ対称1次モードの振動数上昇効果は大きい、逆対称1次モードに対する効果は僅かであることが分かる。これは、桁のねじれ振動に伴う主塔のねじれ振動の連成が極めて小さい逆対称モードでは、水平ステイの効果は十分に発揮されないことに起因する。

さらに、図-3.2.4.4から水平ステイは僅かな設置長であってもその振動数上昇効果は大きく、中央支間の1/4点付近に設置するのが最も効果的であることが確認できる。

以上の結果から、水平ステイはメインケーブルの橋軸方向の相対変位を拘束することで、見かけ上主塔のねじれ剛性を高めるのと同様の効果を発揮し、吊橋系のねじれ対称モードの振動数を向上させる効果があることが確認された。しかし、ねじれ逆対称モードの振動数上昇効果は僅かであり、これを解決する方法として対角ステイケーブルの適用が考えられる。

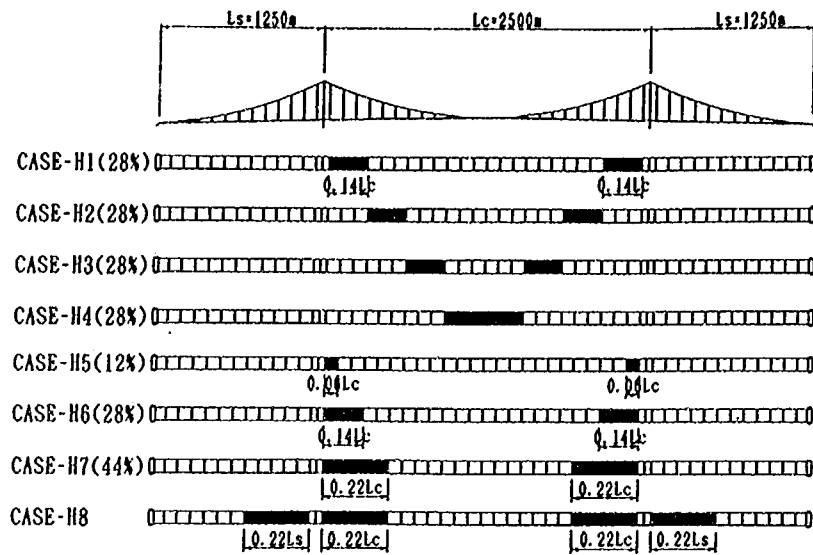


図-3.2.4.3 水平ステイ取付区間

水平ステイ取付位置の影響

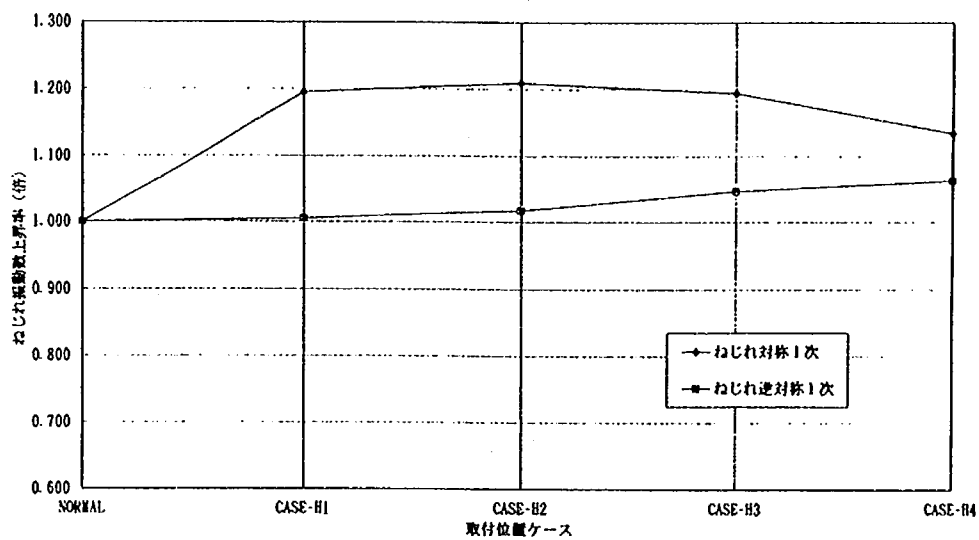


図-3.2.4.4 水平ステイ取付位置の影響

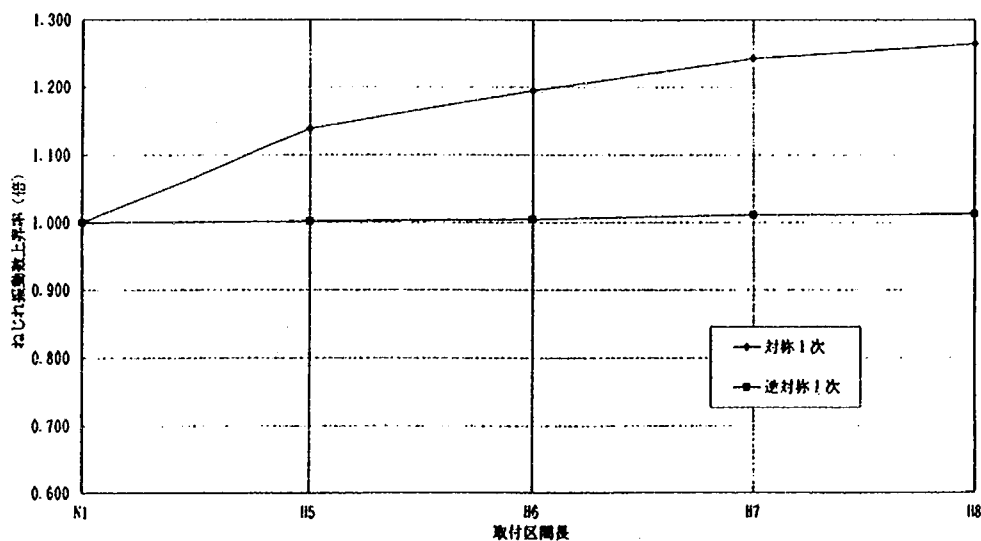


図-3.2.4.5 水平ステイ取付区間長の影響

<参考文献>

- 1) 荒居祐基、宮崎正男、「超長大吊橋の耐風設計と水平ステイシステムに関する研究」、第13風工学シンポジウム論文集、1994年12月
- 2) 亀井浩、落合重俊、福田孝一、阿部喜久、西島晃、東親佑、「対角ステイを有する吊橋の研究」、住友重機械技報、Vol. 17 No. 47、1969. 8
- 3) 荒居祐基、宮崎正男、久保田浩、「超長大吊橋の耐風設計における水平ステイケーブルの効果」、土木学会第49回年次学術講演会概要集、1994年9月

3.2.5 その他のケーブルシステムの検討

(1) 概要

その他のケーブルシステムとして、図-3.2.5.1に示すタワークロスステイ、タワークロスステイとクロスステイの併用案、塔頂水平ステイとクロスステイの併用案、塔基部ステイとクロスステイの併用案の検討を行った。フラッタ発現風速の計算結果をまとめて表-3.2.5.1に示す。

(2) タワークロスステイの効果

タワークロスステイは、ねじれモードに対する剛性増加効果を期待して、塔頂両端部から路面両端部に向けてクロスにステイを張るものである。ここで、ケーブルの初期張力は見掛けのヤング率の値で調整しており、ケースB-4では斜張橋並の初期張力を与えている。表-3.2.5.1より、タワークロスステイによるフラッタ発現風速の上昇は4m/sにとどまることが分かる。これは、図-3.2.5.2に示すフラッタ発現時の振動モード図から判断して、主塔からステイ設置位置まではたわみ、ねじれの変形が拘束されているためにフラッタ発現風速がある程度上昇するものの、中央径間中央部付近の変形が依然として大きいため、4m/sの上昇にとどまったものと考えられる。

(3) タワークロスステイとクロスステイの併用案

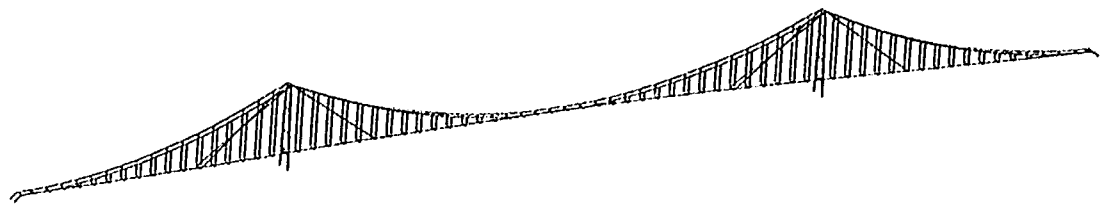
タワークロスステイとクロスステイを併用するケースE-1では、クロスステイのみを取り付けたケースA-2aよりもフラッタ発現風速は3m/s低下する。これは、クロスステイによって増大した質量効果を、タワークロスステイによって減殺した影響と考えられる。風速-減衰図とフラッタ発現時の振動モード図を図-3.2.5.3に示す。

(4) 塔頂水平ステイとクロスステイの併用案

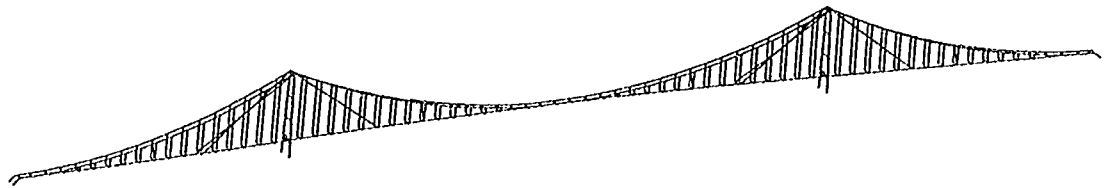
図-3.2.5.1(c)に示す塔頂水平ステイとクロスステイを併用したケースE-2でも、クロスステイのみのケースA-2aよりフラッタ発現風速が低下している。これは、上記タワークロスステイとクロスステイを併用したケースと同様な理由と思われる。風速-減衰図とフラッタ発現時の振動モード図を図-3.2.5.4に示す。

(5) 塔基部ステイとクロスステイの併用案

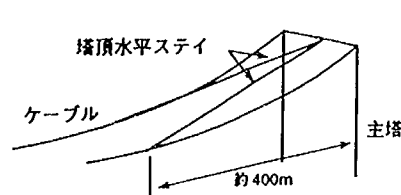
図-3.2.5.1(d)に示す塔基部ステイとクロスステイを併用したケースE-3でも、クロスステイのみのケースA-2aよりフラッタ発現風速が低下している。このように、橋桁やケーブルの動きを拘束するようなデバイスをクロスステイと併用すると、フラッタ発現風速は低下するようである。風速-減衰図とフラッタ発現時の振動モード図を図-3.2.5.5に示す。



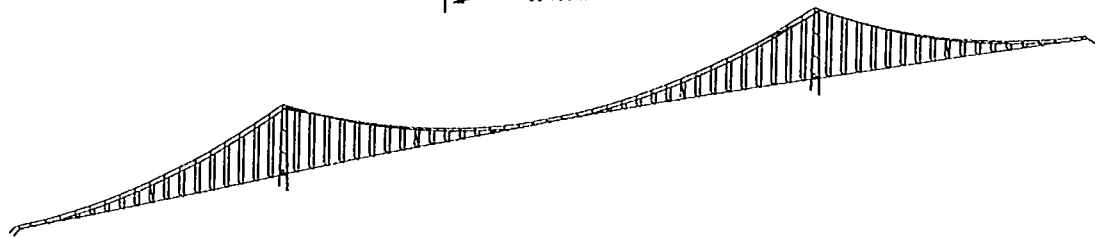
(a) タワークロスステイ案 (B-4)



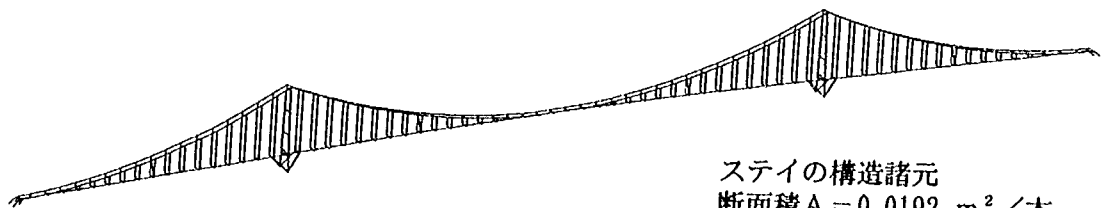
(b) タワークロスステイとクロスステイの併用案 (E-1)



ステイの構造諸元
断面積 $A = 0.0192 \text{ m}^2/\text{本}$
ヤング率 $E = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$



(c) 塔頂水平ステイとクロスステイの併用案 (E-2)



ステイの構造諸元
断面積 $A = 0.0192 \text{ m}^2/\text{本}$
ヤング率 $E = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$

(d) 塔基部水平ステイとクロスステイの併用案 (E-3)

図-3.2.5.1 その他のケーブルシステム

表-3.2.5.1 その他のケーブルシステムの効果

No.	ケース名	フラッタ 発現風速 (m/s)
A-1	3 径間 2 ヒンジ吊橋 (ケーブル 2 本)	5 8
A-2a	A-1 + L/4点と側径間中央にクロスステイ ステイ片効き (片側のみ)	7 6
B-4	A-1 + タワークロスステイ案 主塔から中央径間と側径間に 2 本ずつ計 4 本張り 出す. (桁側定着位置: 主塔より約 400m) ヤング率 $E=2.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$	6 2
E-1	A-2a + B-4	7 3
E-2	A-2a + 塔頂より中央径間側に水平ステイ	7 5
E-3	A-2a + 塔基部よりステイ	7 5

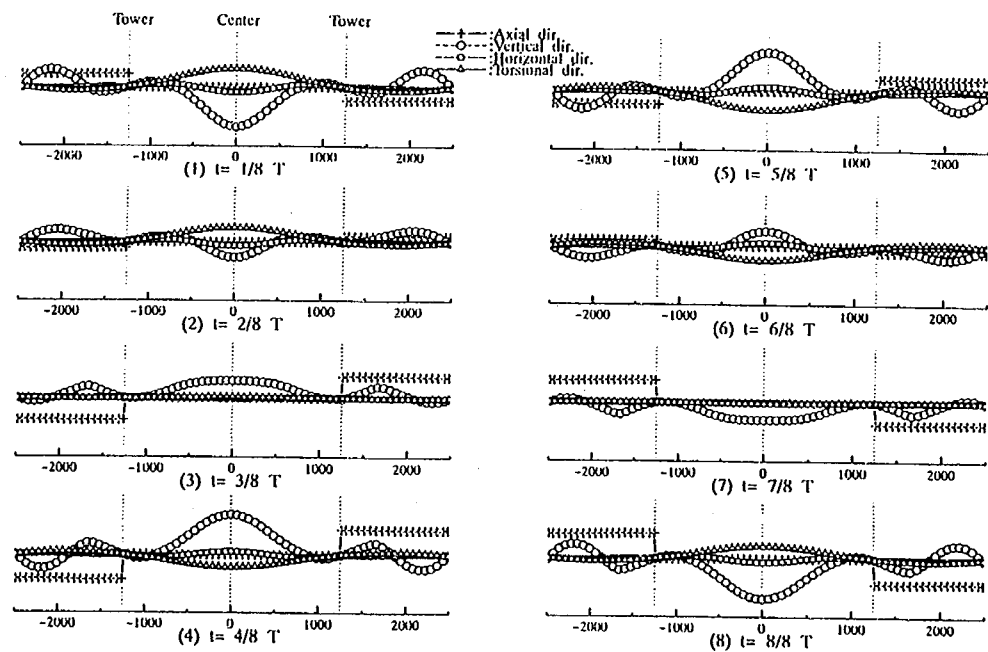
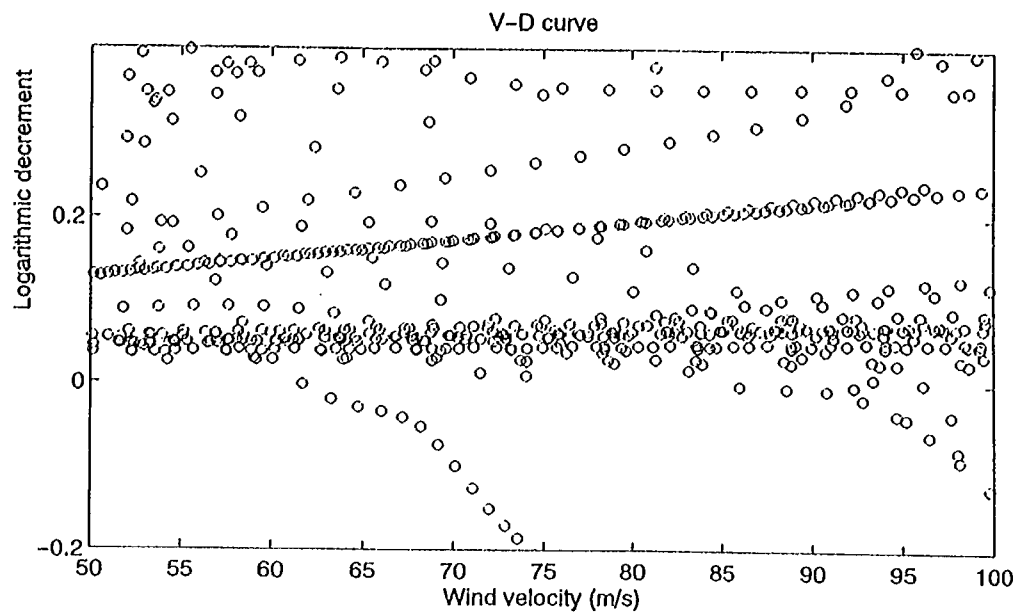


図-3.2.5.2 フラッタ解析結果 (ケース: B-4)

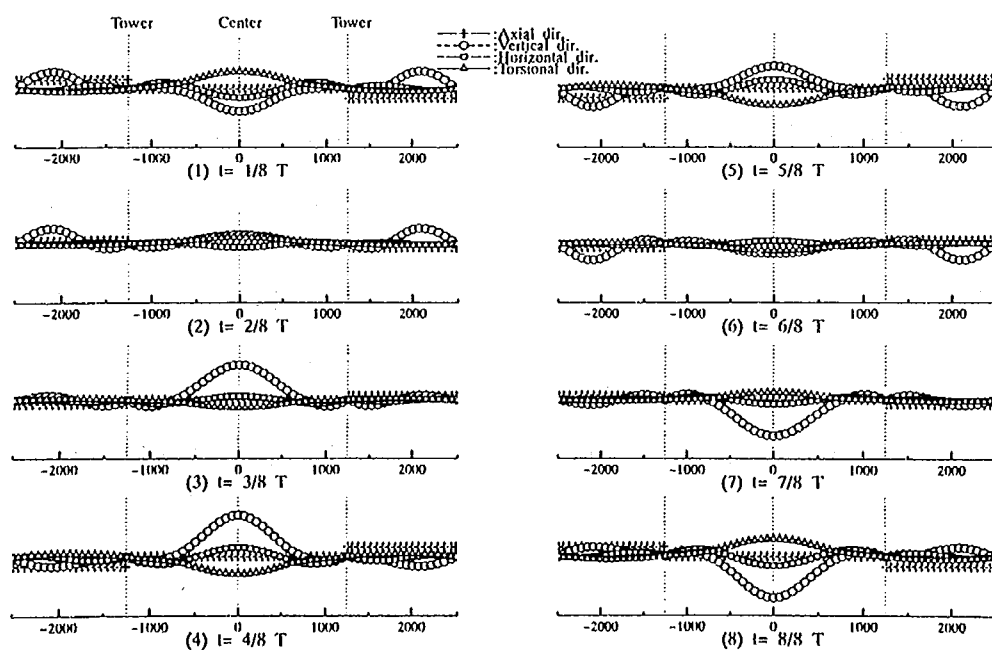
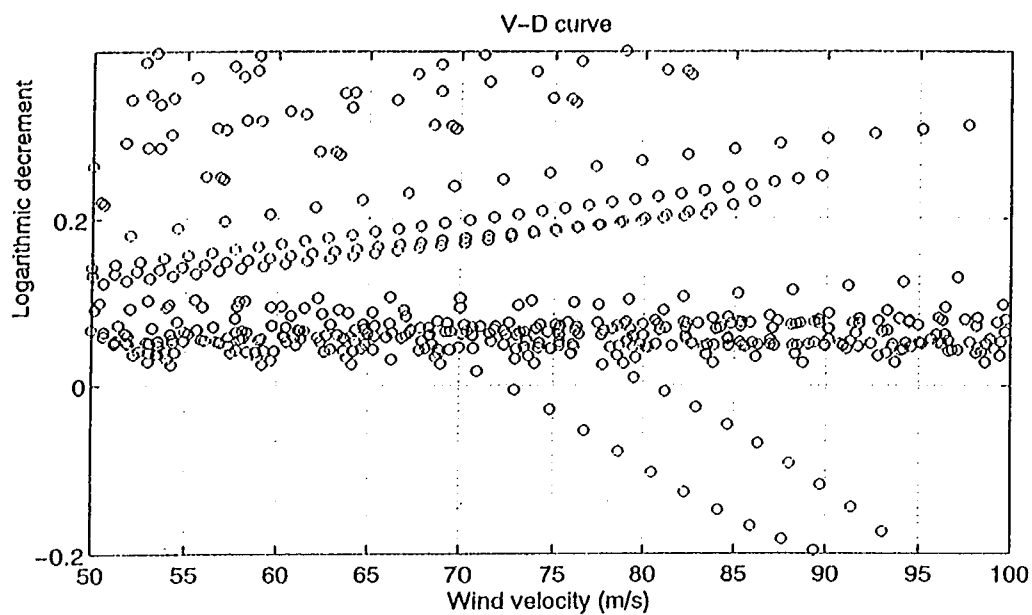


図-3.2.5.3 フラッタ解析結果（ケース：E-1）

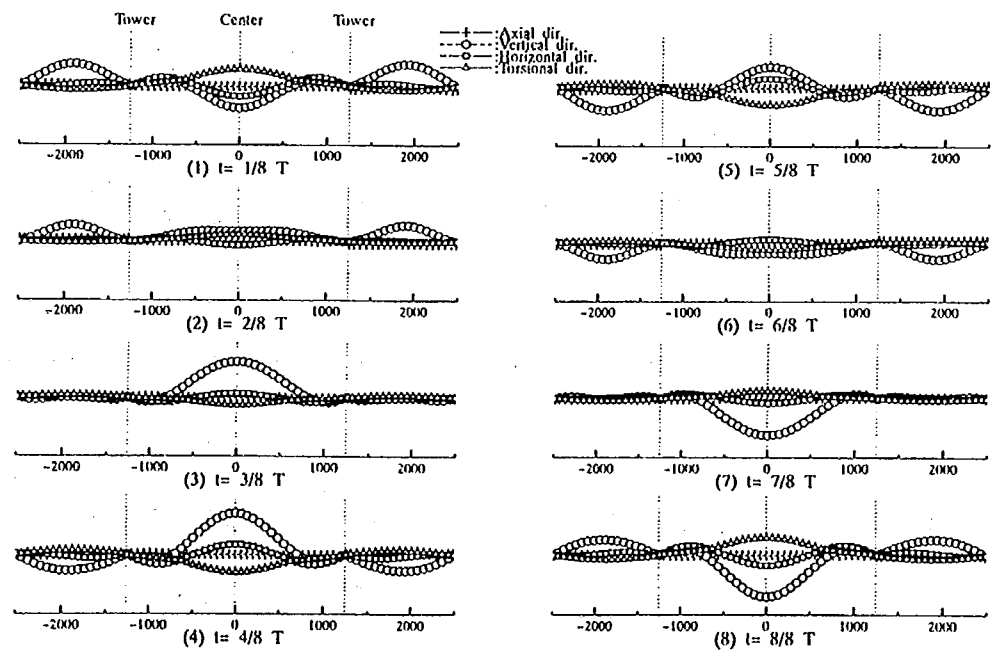
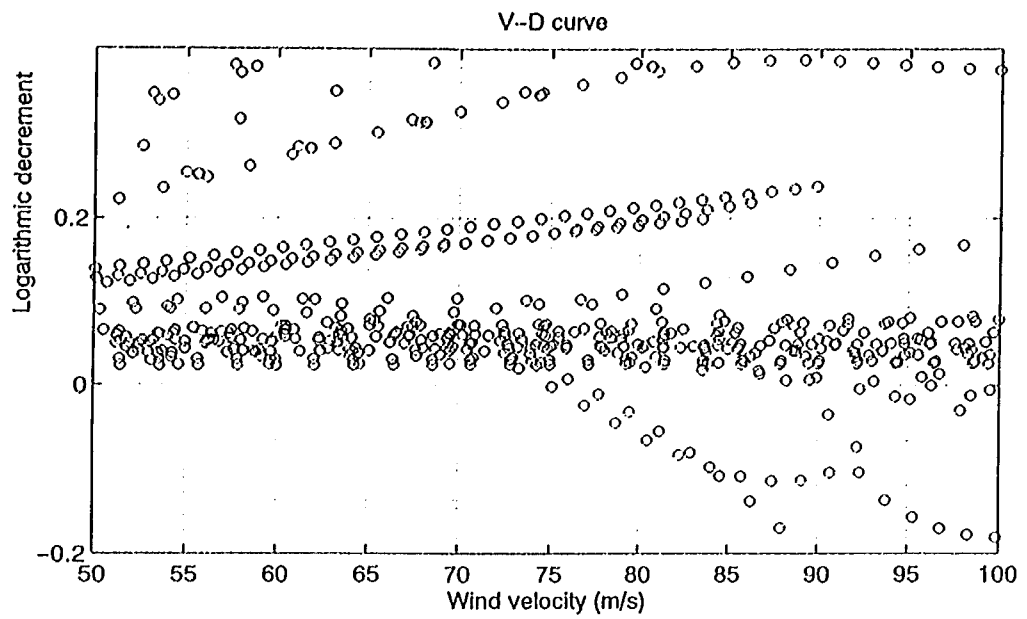


図-3.2.5.4 フラッタ解析結果 (ケース: E-2)

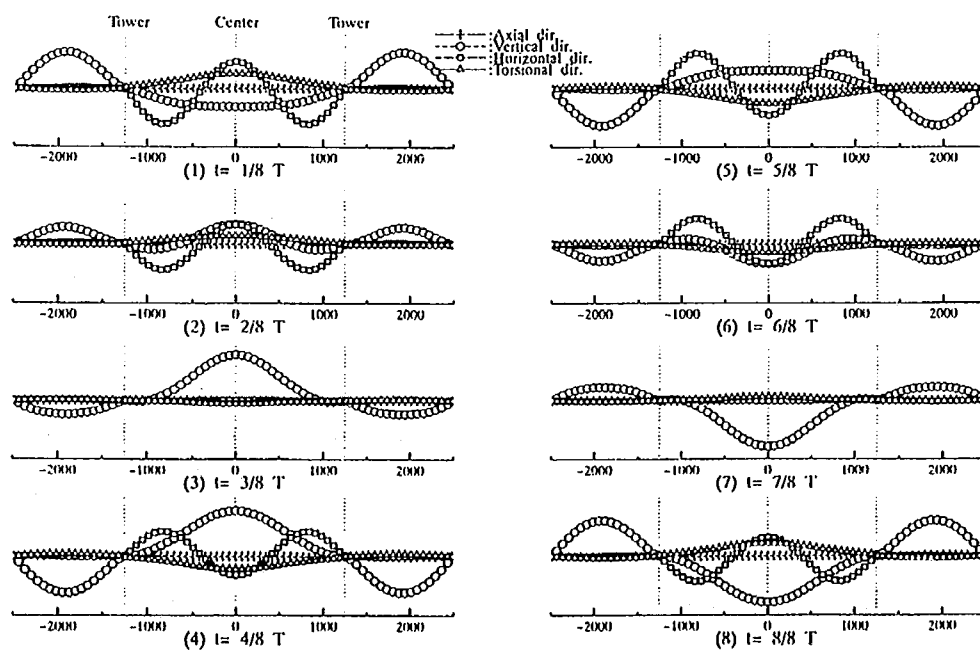
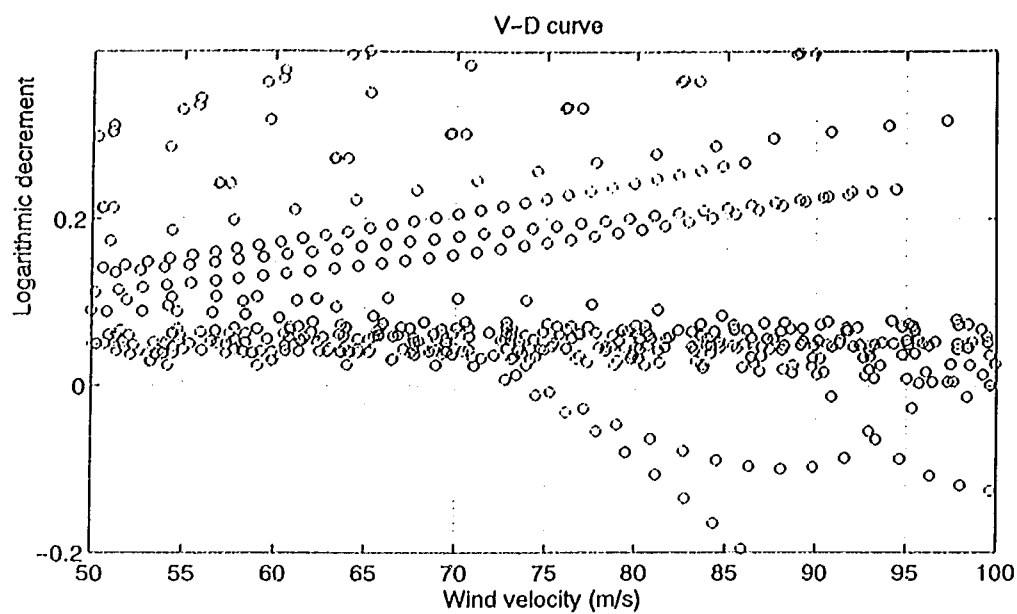


図-3.2.5.5 フラッタ解析結果（ケース：E-3）

3.3 2箱桁形式の超長大橋の耐風性に関する研究

3.3.1 概 要

ここでいう2箱桁形式とは、1箱桁の中央部に開口を設けたもので、この開口部の上下面に水平結合トラスを配し、剛性の面では一体構造として機能するものをいう。平成7年度では、下記のとおり、1箱桁と同一の統一化された基本条件のもとに、図-3.3.1.1に示す形状に関して、構造設計、固有振動解析、風洞試験、耐風性の評価の検討が進められた。とくに、2箱桁形式は、中央支間2500m以上の超長大吊橋の長期的対応をも視野に入れて、空力的対策によって耐風性を確保することを主眼としており、多くの断面につき風洞試験が実施された。以下、研究成果の概要を記す。

(基本条件) 支間長	: 1250m+2500m+1250m、
サグ比	: 1/9
車 線	: 6車線(車道幅員: 14.5m×2)、100km/h(明石と同じ)
重 量	: 40tf/m(ケーブル+吊構造)(ケーブル強度: 100kgf/mm ²)
抗 力	: 7(A×C _d)以下
フラッター限界風速	: 80m/s以上
桁下空間	: 65m
航路幅	: 2000m
舗装厚	: 75mm
公共添加物	: 2tf/m
付属物	: 1tf/m

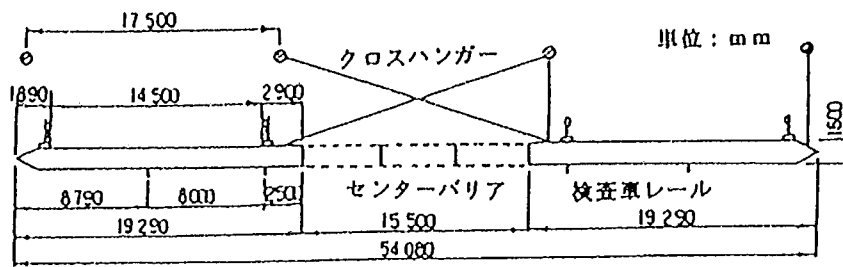
(1) 2箱桁形式の概略設計検討

主塔の剛性については、1箱桁形式の検討で採用されている諸元を用いることとして概略設計検討がなされた。2箱桁形式の構造的な特色である中央開口部の上下面の水平結合トラスの設計上の評価について有限要素法により検討された結果、水平方向曲げ2次モーメントについては断面変形なし、ねじれ定数についてはブライヒの換算板厚を適用した3室箱桁断面として取り扱ってよいことがわかった。また、桁およびケーブルの合計死荷重が、経済性の面から設定された約40tf/m以下に抑えうる設計が可能であることが図-3.3.3.1のH断面・K断面で示された。

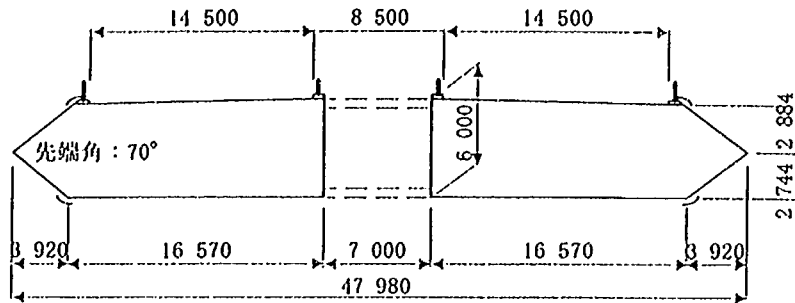
(2) 2箱桁形式の固有振動数

従来の吊橋と同様なケーブルシステムで死荷重を約40tf/m以下にした場合、鉛直曲げ対称1次振動数は0.05Hz強、ねじれ対称1次振動数は約0.13Hzであり、明石海峡大橋の場合のねじれ振動数に比べ約25%、振動数比も約10%小さい。

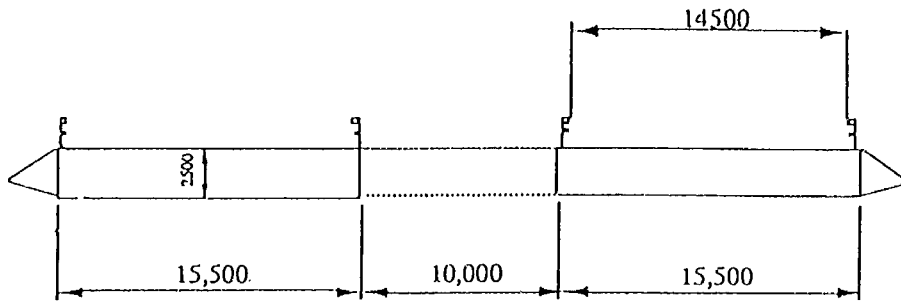
なお、I断面では4本ケーブルクロスハンガー併用、S断面では水平ステイヤクロスハンガー併用を考慮した固有振動数を前提として風洞試験が実施されている。また、M断面では、風洞模型試験で設定可能な諸元から換算した架空の値が用いられている。



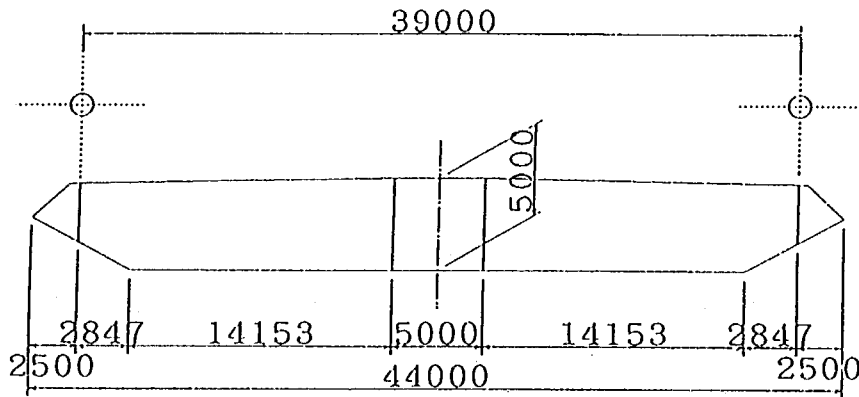
(I断面)



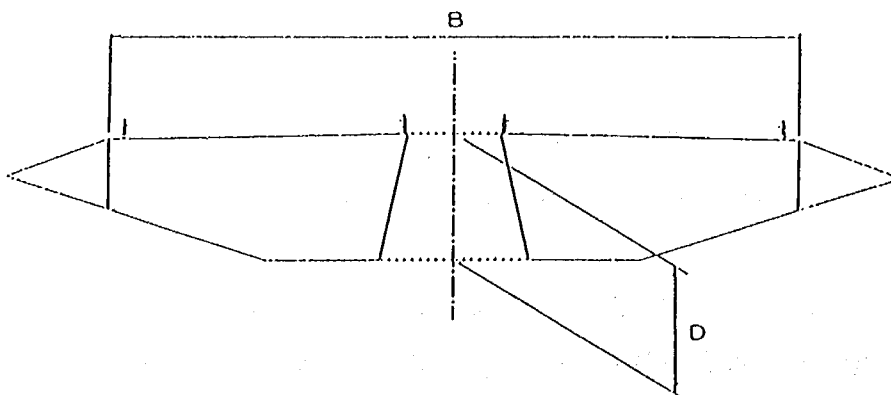
(K断面)



(S断面)



(H断面)



(M断面)

図-3.3.1.1 2箱桁形式検討対象の基本断面

(3) 2箱桁形式の空力特性の検討

明石海峡大橋を対象として検討された2箱桁形式の風洞試験結果のデータを考慮して、中央支間2500mの超長大吊橋に関する算出諸元あるいは想定諸元を用いて、各断面に關してばね支持試験が実施され、フラッター特性が検討された。とくに、K、HおよびM断面では、平板翼断面のフラッター発生風速に対する比率の形で耐風性の向上効果が示され、比率が1以上で耐風性が良好な改善案が提示されている。また、三分力試験データを用い、有風時の静的変形を考慮した上で、測定された非定常空気力を用いたマルチモード連成フラッター解析が一部で実施され、このような解析が耐風性を評価する上で重要であることが示された。

以下、各社で進められた2箱桁形式に關する平成7年度の成果を述べる。

3.3.2 4本ケーブル軽量2箱桁の耐風性検討

(1) 概要

1) 目的

耐風安定性および経済性に優れた中央径間2500m級の超長大橋の開発を目的とした。桁+ケーブルの単位長さ当たり重量は、経済性を考慮し32.4tf/m（明石海峡大橋の約8割）に設定した。

2) 検討内容

経済性を考慮した桁断面に対してフラッター耐風性に限定した耐風安定性の検討を行った。検討は、ばね支持試験によりフラッター特性の良好な断面を選定し、計測空気力を用いた多自由度フラッター解析により実橋のフラッター耐風性を照査する方法に依った。

多自由度フラッター解析は、次に述べる超長大橋の耐風応答の特徴を勘案して行った。超長大橋の耐風応答の特徴は、静的風荷重による桁のねじれ変形量が大きいたことが挙げられる。そのため、桁の空力特性は静的変形時の迎角に左右される傾向にある。また、その静的ねじれ変形量は、橋軸方向に3次元性を持って分布する。従って超長大橋の耐風安定性の照査の際には、これらを解析に考慮することが必要である。よって、多自由度フラッター解析は、静的変形を考慮し、各迎角における計測非定常空気力を使用した。

3) 本橋の特徴

本橋の特徴を以下に示す。

- ① 桁のねじれ剛性が小さいため、ケーブルクロスハンガーを加えた。
- ② 桁の空力特性を改善するため、桁間隔中にダブルセンターバリアを配置した。ダブルセンターバリアを付加すると正の迎角で飛躍的な良フラッター特性を示す。
- ③ ②の特徴を生かすため、有風時の中央径間の桁の静的ねじれ変形が正迎角となるように検査車レールを配置した。
- ④ ケーブルクロスハンガーの橋軸方向の設置位置を変化することによって静的ねじれ変形量を調節した。

4) 検討結果

本橋の検討結果を以下に示す。

- ① 多自由度フラッター解析の結果、フラッター風速は90m/s以上であり、本橋の耐風安定性は良好である。
- ② 桁の中央径間の静的ねじれ変形は、ばね支持試験で得られた良フラッター域の頭上げ（正の迎角）となる。本橋が良フラッター特性を有するのは、これが主要因である。
- ③ フラッター振動モード形は、複数の固有モード形の重ね合わせによって構成された多自由度フラッター特性を有している。ばね支持試験の迎角0°のフラッター風速が70m/s程度であることを考えれば、この多自由度フラッター特性も本橋が良好なフラッター特性を有する一因といえる。

(2) 検討内容と手順

本研究の検討内容・手順を図-3.3.2.1に示す。

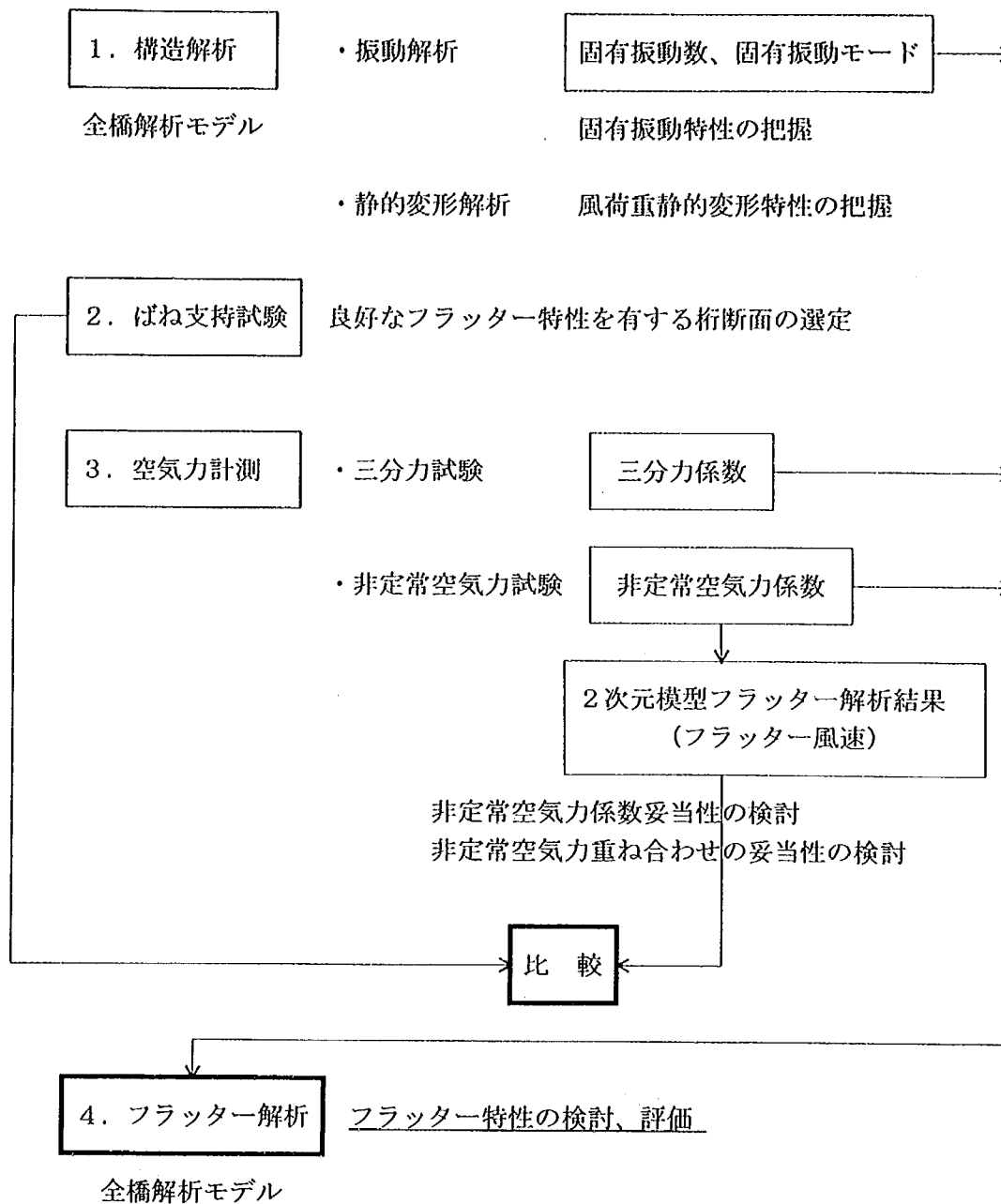


図-3.3.2.1 検討内容、手順

(3) 構造解析

対象断面は図-3.3.2.2に示すものとする。実橋諸元を表-3.3.2.1に示す。本断面の死荷重は、32.4tf/mであり、明石海峡大橋の約8割に設定した。無風時の代表的な固有振動数、一般化重量を表-3.3.2.2.に示す。

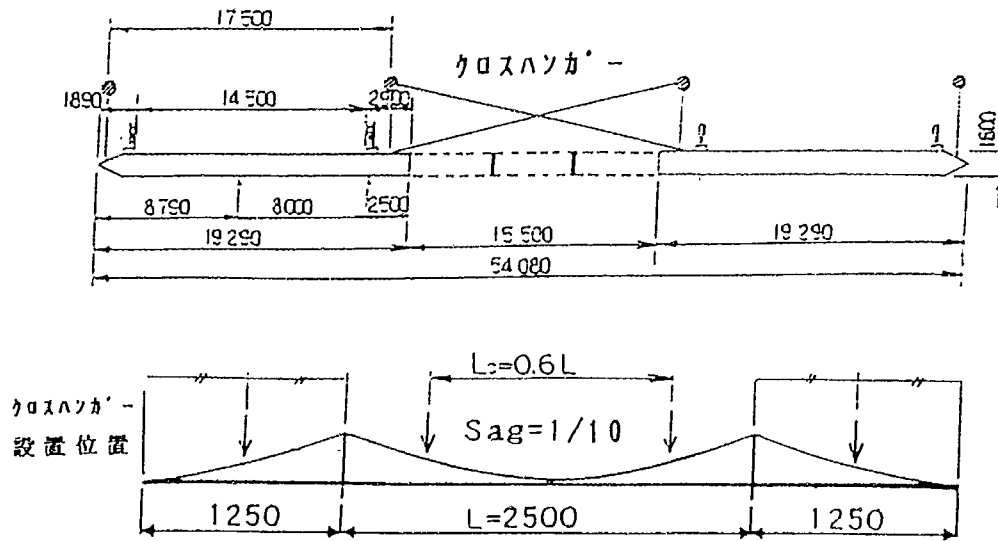
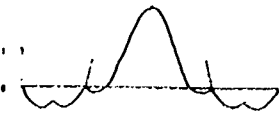
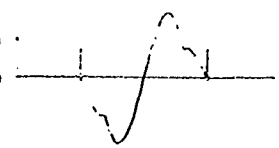
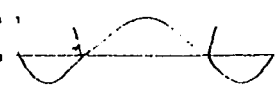
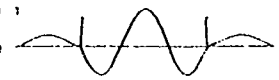
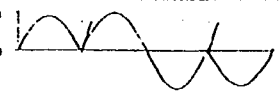
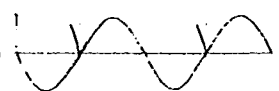
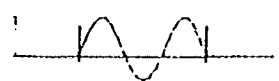
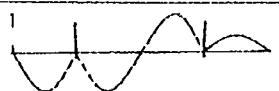


図-3.3.2.2 対象断面

表-3.3.2.1 実橋諸元

スパン割り	ケーブル	1250m + 2500m + 1250m
	桁	1226m + 2480m + 1226m
ケーブルサグ比		1/10
ケーブル本数		2本/桁 × 2桁 = 4本/Bridge
ケーブル間隔		17.5m
死荷重	桁	9.17tf/m/桁 × 2桁 = 18.3 tf/m
	ケーブル	3.53tf/m/本 × 4本 = 14.1 tf/m
	合計	32.4 tf/m
極慣性モーメント (2桁中心)	桁	4,522 tf・m ² /m
	ケーブル	5,558 tf・m ² /m
	合計	10,080 tf・m ² /m
桁剛性/桁	鉛直曲げ	0.301 m ⁴
	水平曲げ	11.4 m ⁴
	ねじれ	0.770 m ⁴

表-3.3.2.2 無風時 固有振動特性

	モード形		
ねじれ 対称 1 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.0934 15498
ねじれ 逆対称 1 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.1182 24419
鉛直 対称 1 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.0549 57908
鉛直 対称 2 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.1023 32883
鉛直 逆対称 1 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.0624 109880
		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.0714 576182
水平 対称 1 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.0355 40945
水平 対称 2 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.1195 32431
水平 逆対称 1 次		振動数(Hz) 一般化重量(tf)	0.0735 44526

(4) ばね支持試験

1) 目的

ばね支持実験の目的は、以下の通り。

- ① 空力的に最良な断面を選定する。
- ② 非定常空気力係数の妥当性を確認する。すなわち計測空気力を用いて2次元解析を行い、ばね支持試験と比較した。(図-3.3.2.5参照)

2) 使用風洞

実験に使用した風洞施設は石川島播磨重工業(株)の構造物安定性風洞である。その主要な仕様を表-3.3.2.3に示す。

表-3.3.2.3 風洞施設

測定部断面 (幅×高さ)	1.5 × 2.5 m
風速範囲	0.5 ~ 20.0 m/s
形 式	エッフェル型

3) 試験条件

試験条件を表-3.3.2.4に示す。

ばね支持試験条件で用いた諸元は、中央径間のクロスハンガー設置位置が図-3.3.2.2とは違い、 $L_c=0.4L$ の値を用いた。そのため、表-3.3.2.4にある実橋の振動数、振動数比は、表-3.3.2.2の値とは異なる。ただし、ばね支持実験の目的が空力的に最良な断面を選定することであるため、ここでは表-3.3.2.4の構造諸元で統一して行った。

表-3.3.2.4 ばね支持試験条件

		実 橋	相似比	模型所要値 ①	模型計測値 ②	偏 差 ②/①
重 量	吊構造部	18.3 tf/m				
	ケーブル/Br.	14.1 tf/m				
	合 計	32.4 tf/m	—	—	—	—
	鉛直曲げ対称1次の等価重量	33.54 tf/m	$1/80^2$	5.241 kgf/m	5.224 kgf/m	1.00
極モ ー 慣メ ン 性ト	吊構造部	6,848 tf・m ² /m				
	ケーブル/Br.	5,138 tf・m ² /m				
	合 計	11,986 tf・m ² /m	—	—	—	—
	ねじれ対称1次の等価慣性モーメント	15,030 tf・m ² /m	$1/80^4$	0.3669kgf・m ² /m	0.3643kgf・m ² /m	0.99
f_n (鉛直曲げ対称1次)		0.0549 Hz	—	—	0.7893	
f_o (ねじれ対称1次)		0.0988 Hz	—	—	1.3926	
f_o / f_n		1.80	1	1.80	1.764	0.98

注) 中央径間のクロスハンガー間隔は、0.4L

4) 実験結果

実験結果を図-3.3.2.3に示す。結果は以下の通り。

- ① 基本断面にセンターバリアを付加すると正の迎角域でフラッター特性が良好となる。
- ② 最良断面は、基本断面にダブルセンターバリアを付加した断面である。

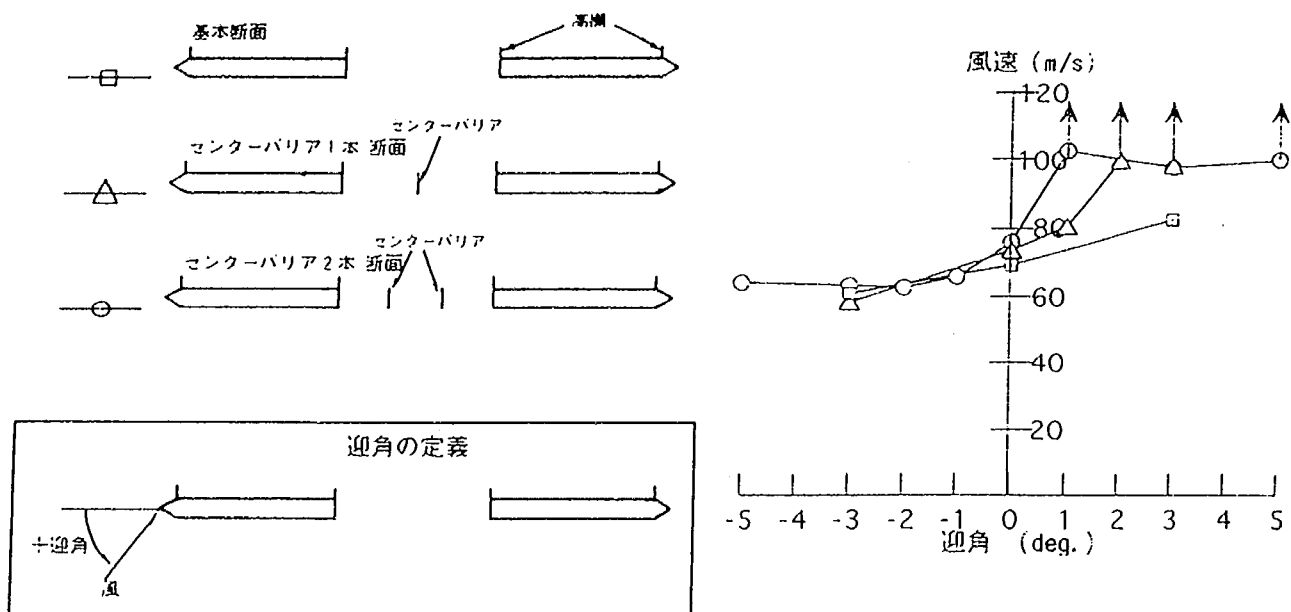


図-3.3.2.3 ばね支持実験結果

(5) 空気力計測試験

1) 三分力係数

三分力係数の定義は以下の通りである。

$$\text{抗力係数} \quad C_D = \frac{D}{1/2 \rho V^2 A_n} \quad (3.3.2.1)$$

$$\text{揚力係数} \quad C_L = \frac{L}{1/2 \rho V^2 B} \quad (3.3.2.2)$$

$$\text{空力モーメント係数} \quad C_M = \frac{M}{1/2 \rho V^2 B^2} \quad (3.3.2.3)$$

D : 抗力 (kgf/m)

L : 揚力 (kgf/m)

M : 空力モーメント (kgf・m/m)

ρ : 空気密度 (kgf・s²/m⁴)

V : 風速 (m/s)

A_n : 投影面積 (m²/m)

B : 桁幅 (代表幅) (m)

桁幅 (代表幅) は、1 つ分の桁幅を使用した。投影面積 A_n、桁幅 B を表-3.3.2.5、三分力係数を図-3.3.2.4 に示す。

表-3.3.2.5 投影面積と桁幅

投影面積 A _n (m ² /m)	桁幅 B (m)
0.03301	0.2413

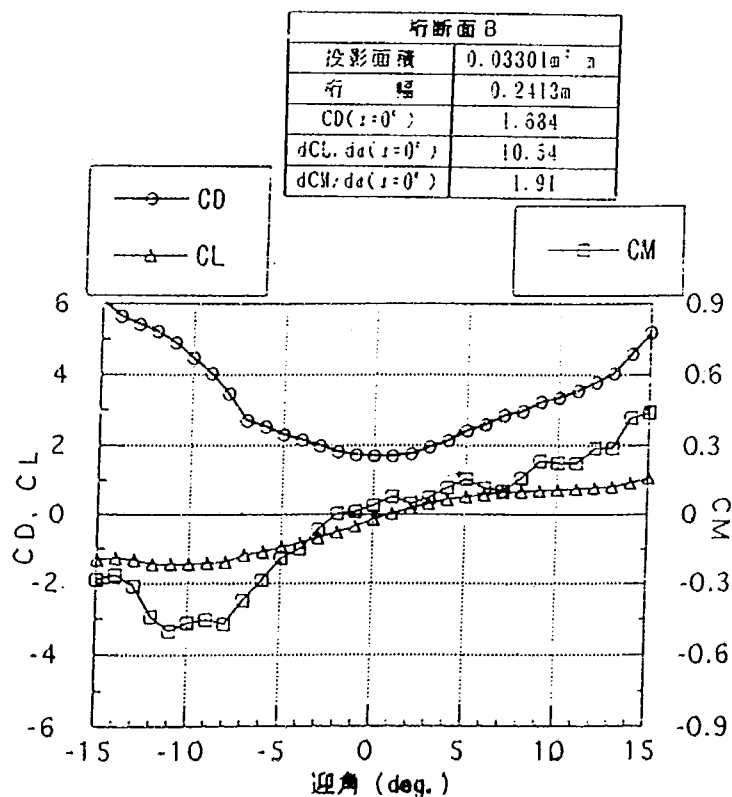


図-3.3.2.4 三分力係数

2) 非定常空気力係数

非定常空気力係数は平板翼のTheodorsen関数と同じ形で以下のように定式化した。

$$L = \pi \rho B^3 \omega^2 \left\{ (\underline{CL}_{\eta R} + i \underline{CL}_{\eta i}) \frac{\eta}{B} + (\underline{CL}_{\theta R} + i \underline{CL}_{\theta i}) \theta + (\underline{CL}_{\zeta R} + i \underline{CL}_{\zeta i}) \frac{\zeta}{B} \right\} \quad (3.3.2.4)$$

$$M = \pi \rho B^4 \omega^2 \left\{ (\underline{CM}_{\eta R} + i \underline{CM}_{\eta i}) \frac{\eta}{B} + (\underline{CM}_{\theta R} + i \underline{CM}_{\theta i}) \theta + (\underline{CM}_{\zeta R} + i \underline{CM}_{\zeta i}) \frac{\zeta}{B} \right\} \quad (3.3.2.5)$$

$$D = \pi \rho B^2 A_n \omega^2 \left\{ (\underline{CD}_{\eta R} + i \underline{CD}_{\eta i}) \frac{\eta}{B} + (\underline{CD}_{\theta R} + i \underline{CD}_{\theta i}) \theta + (\underline{CD}_{\zeta R} + i \underline{CD}_{\zeta i}) \frac{\zeta}{B} \right\} \quad (3.3.2.6)$$

ここで、 L ：非定常揚力(kgf/m)

M ：非定常空力モーメント(kgf・m/m)

D ：非定常抗力(kgf/m)

ρ ：空気密度(kgf・s²/m⁴)

ω ：円振動数=2 π f(f:加振振動数)

B ：桁幅(代表幅)(m)

A_n ：投影面積(m²/m)

$\underline{CL}_{\eta R} \sim \underline{CD}_{\theta i}$ ：非定常空気力係数(計測値)

$\underline{CL}_{\zeta R} \sim \underline{CD}_{\zeta i}$ ：準定常空気力係数

η ：鉛直たわみ変位(m)

θ ：ねじれ変位(rad.)

ζ ：水平たわみ変位(m)

非定常空気力試験装置は水平方向の加振はできない機構となっている。このため、水平振動に伴う空気力成分は準定常空気力をフラッター解析に採用した。

なお上記の投影面積 A_n 、桁幅 B については三分力係数と同様、表-3.3.2.4に示した値を使用した。

3) 非定常空気力係数の妥当性の検討

① 目的、検討内容

目的、検討内容を表-3.3.2.6に示す。

表-3.3.2.6 目的、検討内容

目的	検討内容
非定常空気力の妥当性 非定常空気力の重ね合わせ の妥当性	ばね支持試験 ←————→ 計測非定常空気力を用いた α-V _{cr} で比較 二次元フラッター解析

② 解析条件

解析条件は、表-3.3.2.4に示したばね支持試験時の条件と同じとした。解析に使用した計測非定常空気力係数を表-3.3.2.7に示す。

表-3.3.2.7 使用した計測非定常空気力係数

解析迎角	空気力測定迎角	備考
-5°、-3°、 -2° 、-1°、 0° 、+1°、+3°、 +5°	-4°、-2°、0°、+2°、+4°、+5°、+8°	-5°は-4°の空気力で対応

注) 表中の迎角部分 は、非定常空気力測定迎角であり、非定常空気力を測定していない迎角部分 は、その迎角を挟む空気力による線形補間した値を用いた。

③ 検討結果・考察

検討結果を図-3.3.2.5に示す。また、結果から以下のことが言える。

- ・ばね支持試験と二次元フラッター解析の結果は5%程度の範囲で収まっており、計測非定常空気力の妥当性、空気力の重ね合わせの妥当性を確認した。

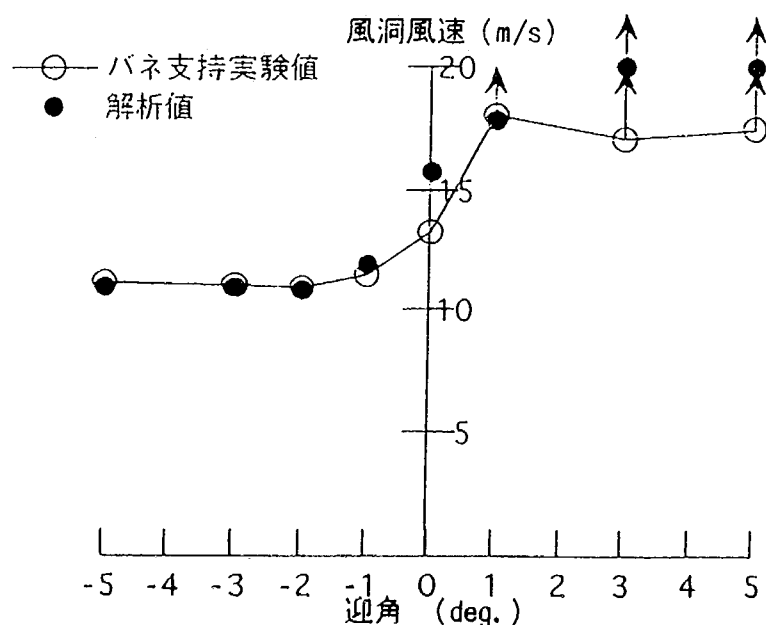


図-3.3.2.5 ばね支持試験と二次元解析の比較図

(6) 多自由度フラッター解析

超長大橋の耐風応答の特徴として静的変形量が大きいことが挙げられる。そのため、有風時の空力特性は迎角に大きく依存する。また、その変形量は、橋軸方向に3次元性をもって分布していることも特徴的である。ここでは、それらを考慮するため、静的変形の後、各迎角の計測非定常空気力係数を用いた多自由度フラッター解析を行う。基となるデータは以下の通りである。

- ・「(3)構造解析」において、固有振動解析した有風時の固有振動数および固有振動モード
- ・「(5)空気力計測試験」において、計測された桁三分力係数と非定常空気力係数

1) 解析条件

解析条件を表－3.3.2.8に示す。

表－3.3.2.8 解析条件

気流傾斜角	全ケース 0度
風速の定義	中央径間桁平均高度における風速 風速鉛直分布 べき指数 $\alpha=1/8$ 空気密度 $\rho=0.12\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$
有風時静的変形	考慮 風速 10m/sごと
有風時固有振動数	考慮 風速 10m/sごと 各風速ごとに50次まで
有風時固有振動モード	考慮 風速 10m/sごと
静的空気力係数	桁三分力係数 計測値 ケーブル、ハンガー抗力係数 $CD=0.7$
動的空気力係数	桁 非定常空気力係数 計測値 抗力、揚力、ピッチングモーメント(鉛直振動、ねじれ振動)
準定常空気力	桁 抗力、揚力、ピッチングモーメント(水平振動) ケーブル 抗力、揚力 ハンガー 抗力
構造減衰	全モード $\delta=0.02$

2) 静的変形解析結果・考察

90m/s時の静的変形結果を図-3.3.2.6に示す。解析結果から以下のことが言える。

- ① 中央径間の中央部のねじれ変形は、桁のモーメント係数が迎角 0° で正のため正の迎角に変形する。
しかし、塔からクロスハンガー定着部までは、ケーブルクロスハンガーの影響を受け、負の迎角を示す。これは、引張り側クロスハンガー（上流側ケーブルと下流側桁を連結）が風速の増加とともに張力が増加し、下流側桁を押し上げる効果が、桁にかかる正のモーメントよりも大きくなることに起因するものと思われる。
- ② 風速95m/s程度で、ダイバージェンスが発生する。ただし、耐風設計基準の設計風速 $\times \sqrt{1.7}=85\text{m/s}$ を満足しており、耐風設計上問題はない。

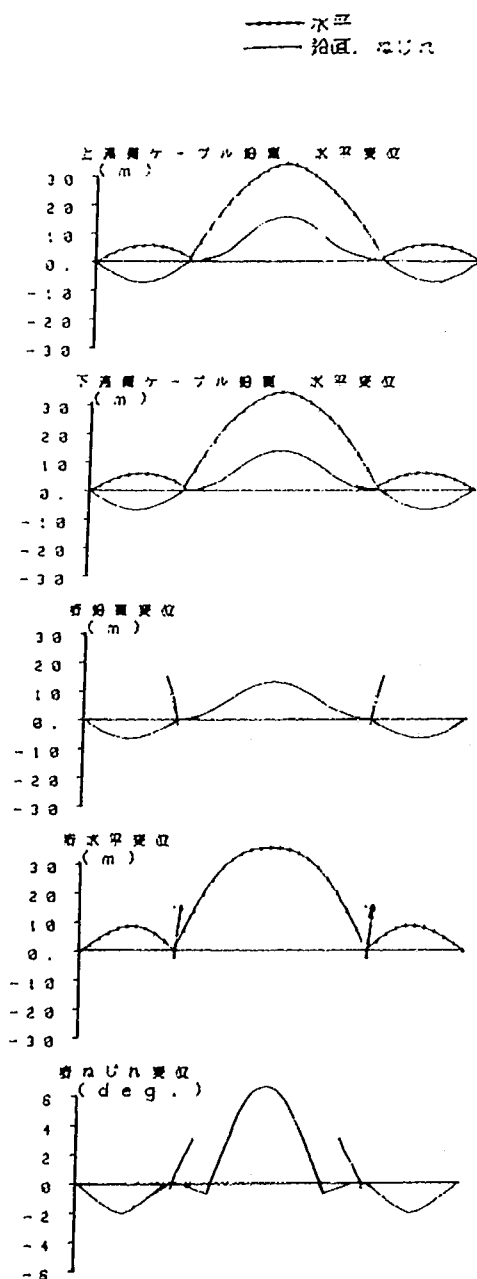


図-3.3.2.6 静的解析結果 (V=90m/s時)

3) フラッター解析結果・考察

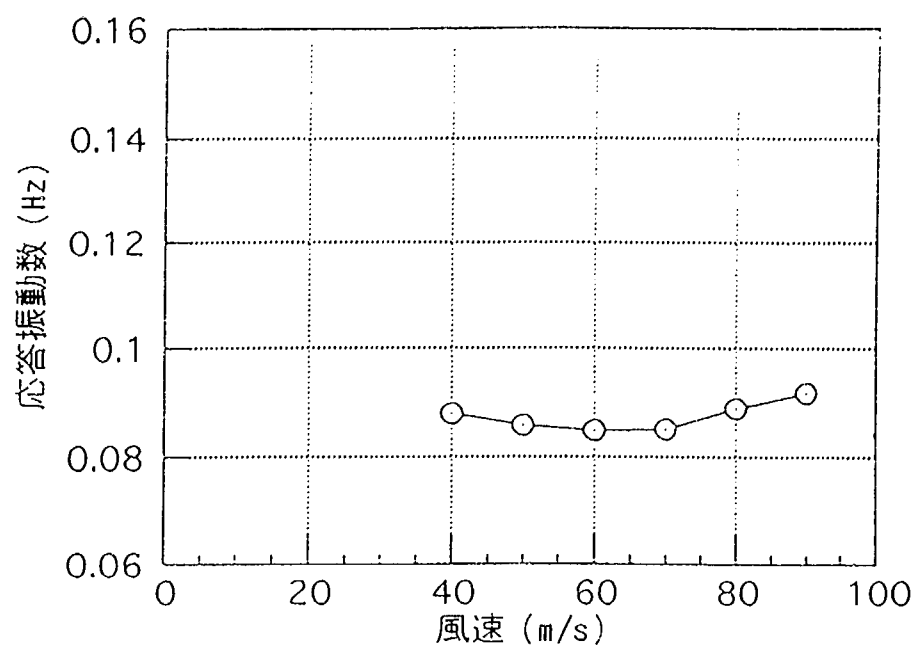
フラッター解析結果を表-3.3.2.9に示す。また、図-3.3.2.7、図-3.3.2.8にそれぞれフラッター特性図、フラッター振動モード形図を示す。なお、本断面は90m/sまでフラッターを起こさないため、ここでは便宜上ねじれ対称1次の分岐をプロットした。

フラッター解析結果から言えることは以下の通り。

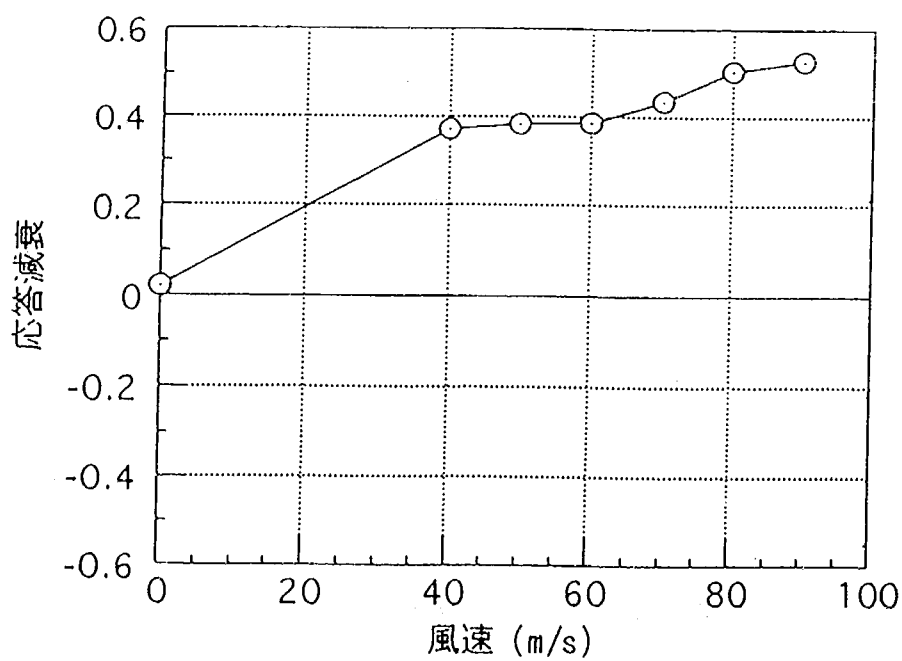
- ① フラッター風速は90m/sまで発生せず、耐風安定性に優れた2500m級の超長大橋を開発した。また、本橋は、単位長さ当たりの桁+ケーブルの重量は32.4tf/mであり経済性も兼ね備えている。
- ② 図-3.3.2.7に示したように、ねじれ対称1次分岐の応答減衰は、風速とともに大きくなる傾向にある。また、応答振動数は70m/s付近から高くなり、従来の連成フラッターとは傾向が異なる。
- ③ 上記②のような風速とともにフラッター特性が良好になるのは、中央径間の桁が風速とともに正の迎角に静的ねじれ変形を起こし、図-3.3.2.3のばね支持試験結果に見られるような特異的な良フラッター域に達したことが主原因と思われる。
- ④ フラッター振動モード形の鉛直曲げ成分は、主に対称1次、対称2次および対称3次の重ね合わせで成り立っており、ねじれ成分も対称1次のみではなく、他のモード形が混在している。このようにクロスハンガーを付加した断面では、複数の固有モード形の重ね合わせで構成される多自由度フラッター特性を有する。
- ⑤ ばね支持試験の迎角0°のフラッター風速が80m/s程度であることを考えれば、上記④の多自由度フラッター特性も本橋が良好なフラッター特性を示す一因といえる。

表-3.3.2.9 フラッター解析結果

フラッター風速	フラッター時応答振動数
90.0m/s以上	0.0917Hz (90m/s時)



(a) V-f 曲線



(b) V-δ 曲線

図-3.3.2.7 フラッター特性図

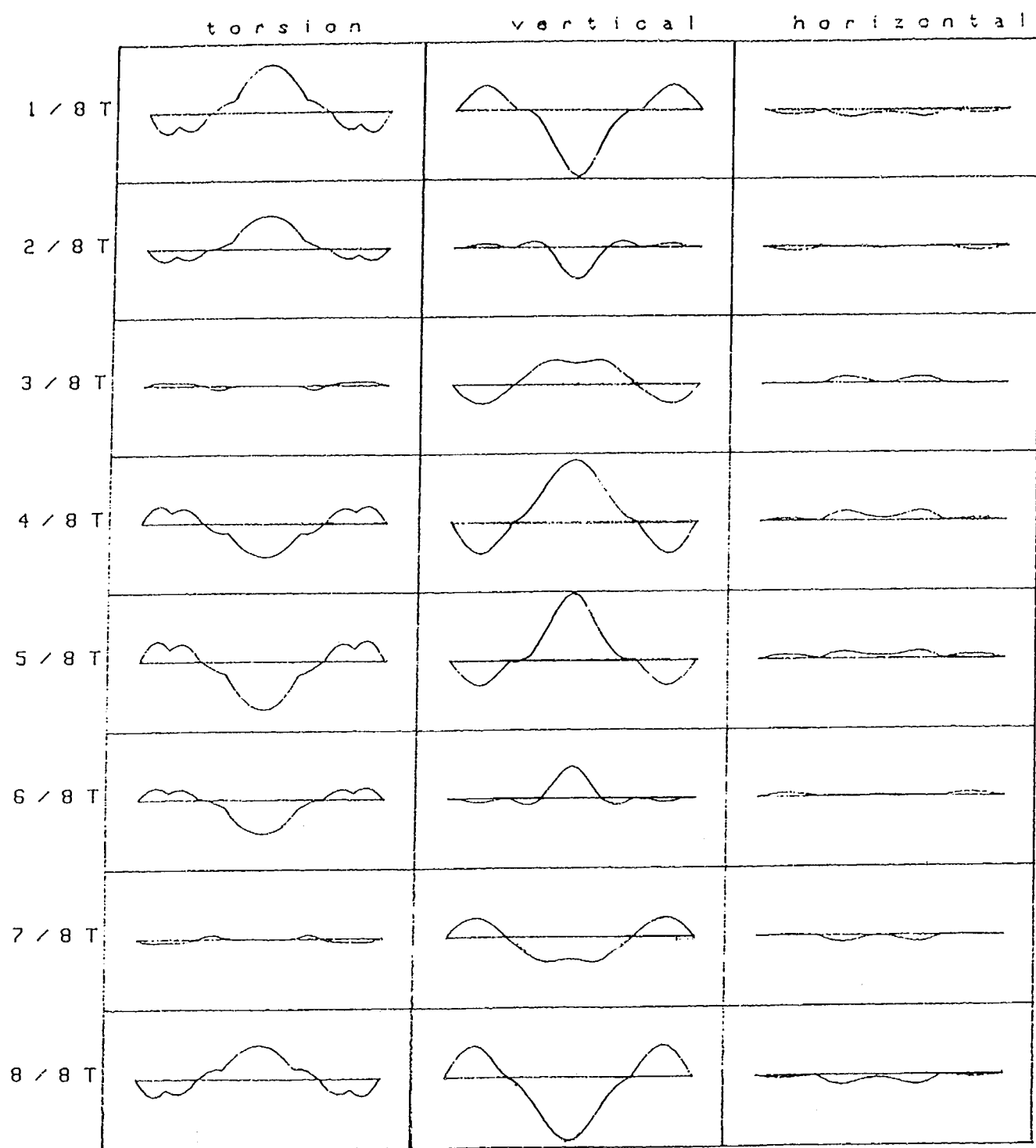


図-3.3.2.8 フラッター振動モード形 (V=90m/s)

(7) まとめ

耐風安定性および経済性に優れた中央径間2500m級の超長大橋の開発を目的として、ばね支持試験結果から4本ケーブル軽量2箱桁を提案し、計測空気力を用いて静的変形を考慮した多自由度フラッター解析を行った。

本検討で明らかとなった4本ケーブル軽量2箱桁案の特性をまとめると以下のようになる。

- ① 本検討で提案した4本ケーブル軽量2箱桁案は、耐風安定性に優れた断面である。(表-3.3.2.10参照)
- ② 本断面は、有風時の中央径間の桁静的ねじれ変形をばね支持試験結果で得られた良フラッター迎角域に変形させることでフラッター特性を向上させたものである。
- ③ フラッター振動モード形は、複数の固有モード形の重ね合わせによって構成された多自由度フラッター特性を有している。ばね支持試験の迎角 0° のフラッター風速が70m/s程度であることを考えれば、この多自由度フラッター特性も本橋が良好なフラッター特性を有する一因といえる。

表-3.3.2.10 検討結果のまとめ

	検討項目	目標値	結果
耐風 安定性	フラッター	85m/s以上	90m/s以上
	ダイバージェンス	85m/s以上	95m/s
経済性	単位長さ当たりの鋼重	33tf/m以下 (明石海峡大橋の8割)	32.4tf/m

3.3.3 中央開口部による耐風性への影響に関する検討

本検討においては、偏平箱桁断面の中央部に開口を設けることによる、断面の空力特性への影響について把握することを目的として、二次元剛体模型を用いた風洞試験を実施し、三分力天秤を用いた静的空気力の計測、2自由度バネ支持試験によるフラッタ応答特性の比較、自由振動法による動的空気力の計測等の検討を行った。また、中央開口部に左右の箱桁を連結するための水平連結トラスを設置した2箱桁断面の、構造解析における部材剛性の評価法についても、立体有限要素モデルを用いた解析により併せて検討を行った。

(1) 2箱桁断面と1箱桁断面の空力特性の検討

1) 風洞試験の概要

本風洞試験は、川崎重工業株式会社所有の構造物用風洞（水平単路回流式風洞，測定部寸法：幅2.5m×高さ3.0m×長さ20m）において実施した。検討の対象とした箱桁断面としては、6車線相当の桁幅を有する偏平箱桁断面とし、図-3.3.3.1に示すような、ほぼ上下対称のフェアリングを両端部に設けた標準的な箱桁断面形状を想定した。また、桁高としては6.0m、中央開口幅としては7.0mを仮定した。風洞模型は、縮尺1/70の二次元剛体模型とし、一様流中において、2箱桁模型、1箱桁模型の各々に対する以下の各試験を実施した。

① 三分力試験

三分力天秤を用いた気流中での静的空気力の計測により、抗力、揚力、空力モーメントの各空気力係数の評価を行った。なお、試験風速としては、10m/s、20m/sの2種類とした。

② 2自由度バネ支持試験

曲げ・ねじれの2自由度にバネ支持された模型の気流中における振動応答を計測することにより、2箱桁、1箱桁の各断面のフラッタ応答特性（フラッタ限界風速の差異）について把握を行った。

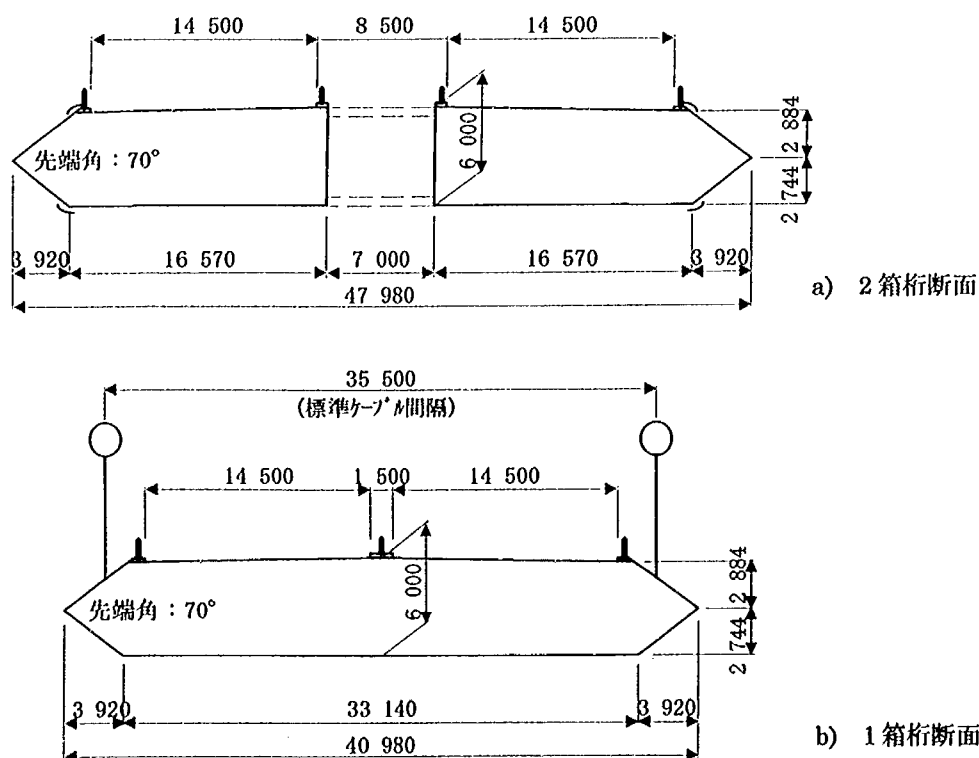


図-3.3.3.1 検討対象とした箱桁断面形状

③ 動的空気力計測試験

曲げ 1 自由度およびねじれ 1 自由度にバネ支持された模型の、気流中における各振動状態での空力減衰、応答振動数と、曲げ・ねじれ 2 自由度にバネ支持された模型の、同じく空力減衰、応答振動数と、曲げ／ねじれの位相差ならびに応答振幅比より動的空気力の評価を行う自由振動法の手法を用いて、動的揚力および動的空力モーメントの各動的空気力係数の評価を行った。

2) 箱桁断面の三分力特性

2 箱桁ならびに 1 箱桁断面に対する三分力試験により得られた各断面の三分力曲線を図-3.3.3.2 に示す。なお、ここでの三分力係数は次式により定義したものであり、断面代表長としては、2 箱桁断面、1 箱桁断面のいずれに対しても、1 箱桁断面に対して想定される標準ケーブル間隔 $B=35.5\text{m}$ (実橋換算値) を用いて無次元化を行っている。

$$C_D = \frac{F_D}{1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot L} \quad (3.3.3.1)$$

$$C_L = \frac{F_L}{1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot L} \quad (3.3.3.2)$$

$$C_M = \frac{F_M}{1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot L} \quad (3.3.3.3)$$

ここに、 F_D : 抗力, F_L : 抗力, F_M : 空力モーメント,
 B : 標準ケーブル間隔(=35.5m; 実橋),
 ρ : 空気密度, V : 風速, L : 模型長
 なお、空力モーメントの作用中心は、桁のせん断中心と重心との中点(断面の図心より 0.29m 上方; 実橋)としている。

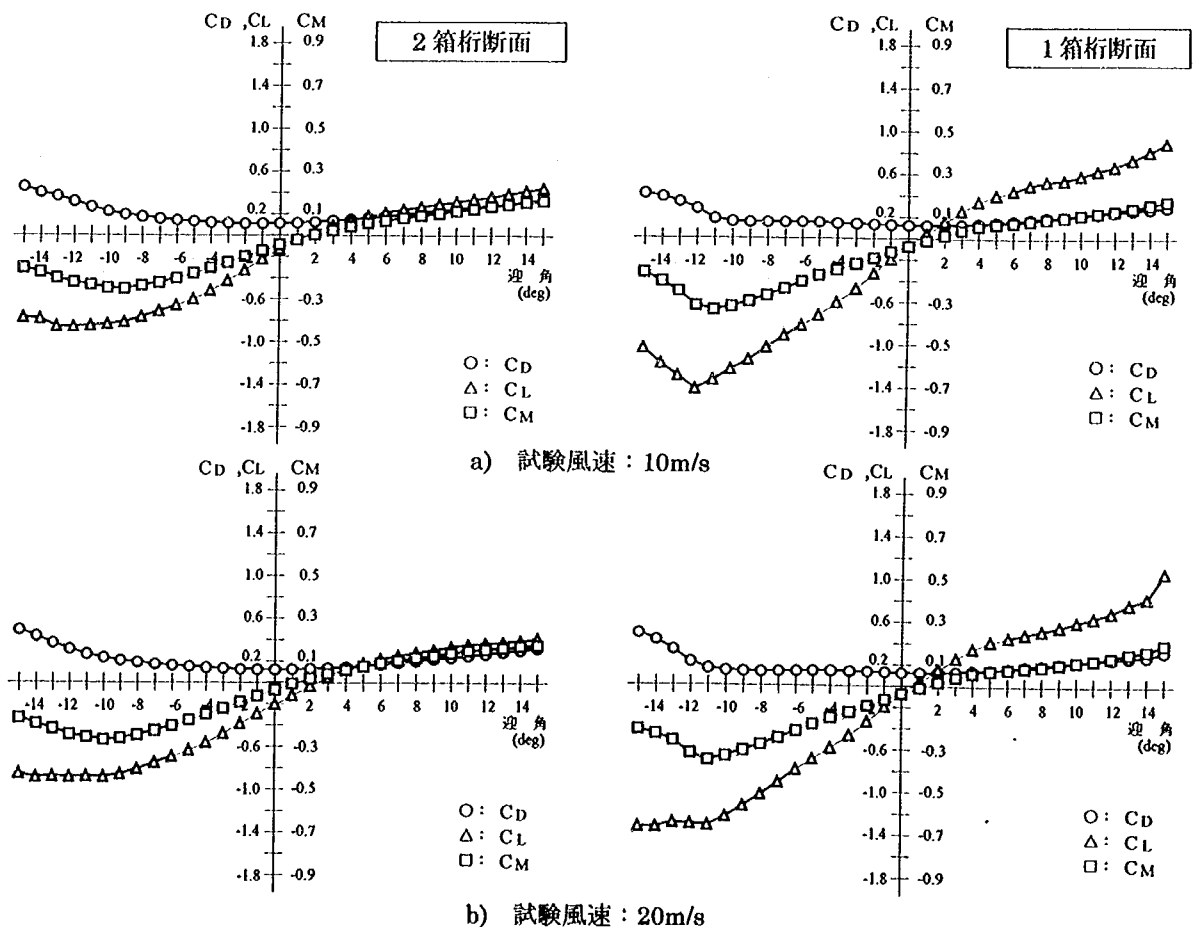


図-3.3.3.2 箱桁断面の三分力曲線

この結果より、本検討で対象とした 2 箱桁断面および 1 箱桁断面の三分力特性についてまとめれば以下のようである。

- a) 抗力係数に関しては、各断面における顕著な差異はみられない。なお、桁高を代表長として無次元化を行った場合の抗力係数としては、迎角 $\alpha=0^\circ$ において $C_D=0.7$ 程度の値となっている。
- b) 揚力係数に関しては、特に高迎角の範囲において、2 箱桁断面のそれが 1 箱桁断面に比べて大きく低下する傾向がみられ、開口による上下面の圧力差の緩和に伴うものと考えられる。
- c) 本検討で対象とした箱桁断面においては、空力モーメント係数は迎角 $\alpha=0^\circ$ において、2 箱桁断面、1 箱桁断面ともに負となっていることから、風荷重による桁の回転変形については流れに対して頭下げの方向となる傾向にあるものと考えられる。

3) 箱桁断面のフラッタ応答特性

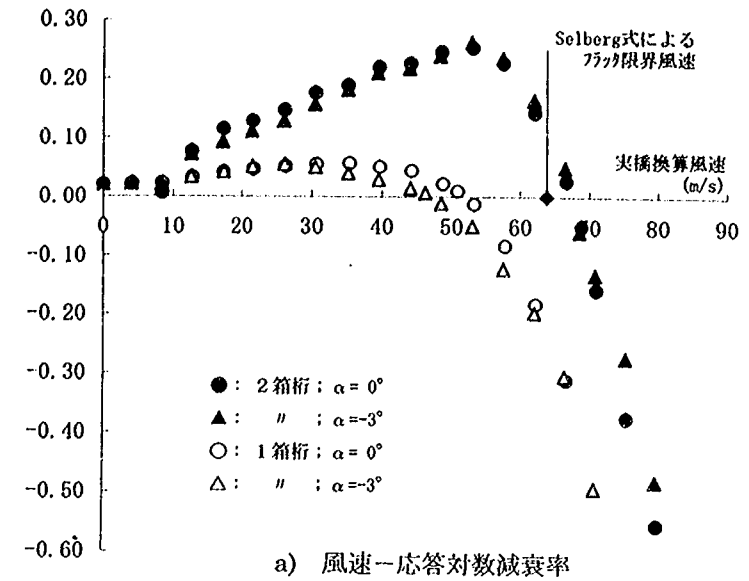
2 自由度バネ支持試験においては、3.4.2 項に示す、2 箱桁/1 箱桁併用形式吊橋案に対する固有振動解析結果をもとに、表-3.3.3.1 に示すような試験条件を想定した。また、迎角については、風荷重による静的変形特性として、桁の回転変位が負迎角側となることが予想されることを考慮し、 $\alpha=0^\circ$ 、 -3° の 2 迎角を対象とした。本試験により得られた、2 箱桁、1 箱桁の各断面における曲げ・ねじれ連成モードに関する応答対数減衰率ならびに応答振動数と風速との対応について図-3.3.3.3 に示す。ここでのバネ支持試験結果についてまとめれば以下のようである。

- a) 1 箱桁断面の迎角 $\alpha=0^\circ$ においては、実橋換算風速 50m/s 付近でフラッタが発生し、迎角 $\alpha=-3^\circ$ におけるフラッタ限界風速は 45m/s 付近まで低下する。
- b) これに対して、2 箱桁断面における迎角 $\alpha=0^\circ$ でのフラッタ限界風速は 67m/s となっており、1 箱桁断面に比べて 30%以上の上昇がみられる。また、迎角 $\alpha=-3^\circ$ においても、フラッタ限界風速の顕著な低下はみられない。
- c) 2 箱桁断面におけるフラッタ限界風速は、Selberg 式により評価される平板翼断面に対するフラッタ限界風速（ただし、桁幅としては、1 箱桁断面に対して想定される標準ケーブル間隔 35.5m を用いた値）に比べても 5%程度高い値となっている。

表-3.3.3.1 バネ支持応答試験条件

		試験条件：縮尺1/70		
		実橋想定値	目標値	模型値
固有振動数	曲げ	0.053 Hz	0.752 Hz	1.015 Hz
	ねじれ	0.155 Hz	2.200 Hz	2.223 Hz
	振動数比	2.92	2.92	2.19
質量	等価質量	$tf \cdot s^2/m$	$kgf \cdot s^2/m$	$kgf \cdot s^2/m$
		4.00	0.816	0.816
	等価極慣性	$tf \cdot m \cdot s^2$	$kgf \cdot m \cdot s^2$	$kgf \cdot m \cdot s^2$
減衰	曲げ	$\delta=0.02$	$\delta=0.02$	$\delta=0.02$
	ねじれ	$\delta=0.02$	$\delta=0.02$	$\delta=0.02$

対数減衰率



応答振動数 (Hz)

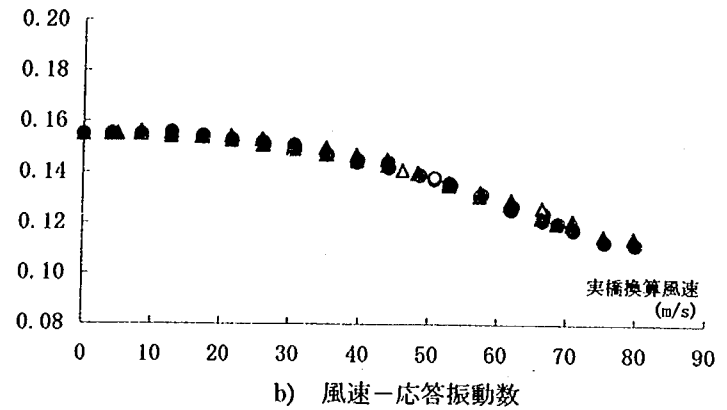


図-3.3.3.3 2箱桁断面, 1箱桁断面のフラッタ応答特性

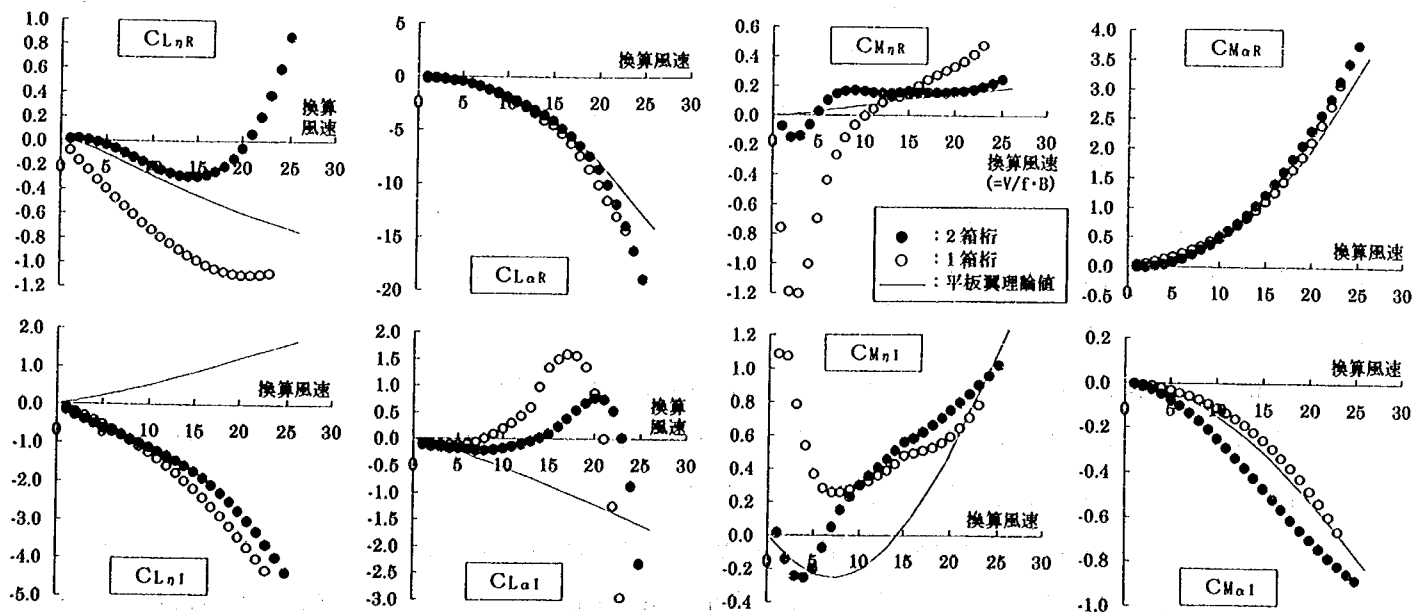


図-3.3.3.4 2箱桁断面, 1箱桁断面の動的空気力係数

4) 箱桁断面の動的空気力係数

自由振動法により、2 箱桁、1 箱桁の各断面に対して得られた動的揚力および動的空力モーメントの各空気力係数を図-3.3.3.4 に示す。なお、ここでの動的空気力係数は、次式により定義される係数であり、図中においては、換算風速 ($=V/f \cdot B$) を用いて整理を行っている。

$$L = \frac{1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B}{1/(2 \cdot \pi \cdot k^2)} \cdot \left\{ C_{L\eta R} \cdot \frac{\eta}{B} + C_{L\eta I} \cdot \frac{\dot{\eta}}{B \cdot \omega} + C_{L\theta R} \cdot \theta + C_{L\theta I} \cdot \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right\} \quad (3.3.3.4)$$

$$M = \frac{1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B^2}{1/(2 \cdot \pi \cdot k^2)} \cdot \left\{ C_{M\eta R} \cdot \frac{\eta}{B} + C_{M\eta I} \cdot \frac{\dot{\eta}}{B \cdot \omega} + C_{M\theta R} \cdot \theta + C_{M\theta I} \cdot \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right\} \quad (3.3.3.5)$$

ここに、 L : 動的揚力, M : 動的空力モーメント, ρ : 空気密度, V : 風速,
 B : 桁幅 (=標準ケブル間隔 35.5m), η : 曲げ振幅, θ : ねじれ振幅,
 k : 換算振動数 ($=B \cdot \omega / V$), ω : 応答円振動数, f : 応答振動数

また、ここで得られた動的空気力係数は、3.4.2 項に示す、2 箱桁/1 箱桁併用形式吊橋案の検討において、多自由度フラッタ解析に適用した。

(2) 水平連結トラスを設けた 2 箱桁断面の剛性評価

2 箱桁形式の補剛桁構造として、ここでは、図-3.3.3.5 に示すように、左右 2 つの箱桁を I 断面の横桁ならびにトラス形式の対傾構により連結し、さらに上下フランジ面には水平連結トラスを配置した構造を想定しているが、振動解析等の構造解析において、このような構造を忠実に再現することは、節点数、部材数が膨大なものとなるという面から困難となる。このため、そのモデル化に際しては、桁全体を等価な剛性を有する 1 本の梁で置き換え、横断方向にハンガー定着用の剛な梁要素を付加した魚骨モデルとするのが、取り扱いの容易さの面から望ましいものと考えられる。一方で、桁の等価剛性の評価に際しては、断面積および鉛直断面二次モーメントに関しては 2 つの箱桁のその単純な合計値として評価できるのに対し、水平断面二次モーメントならびにねじれ定数に関しては、横桁や水平連結トラスの影響についても考慮した評価を行うことが必要となる。ここでは、この開口部に水平連結トラスを設けた 2 箱桁断面の等価剛性の評価方法について、補剛桁の構造をできるだけ忠実に再現した立体 FEM モデルを用いた解析により検討を行った。

1) 補剛桁のモデル化

補剛桁の構造については、以下のようにモデル化を行った。(図-3.3.3.5 参照)

- 1) 左右の箱桁は梁要素で置き換え、各々の箱桁のせん断中心位置に配置した。
- 2) 横桁については、ウェブを板要素、上下フランジを梁要素としてモデル化した。
- 3) 対傾構および水平連結トラスの各部材については棒要素で置き換えた。
- 4) 横桁および対傾構位置における箱桁の内側ウェブ位置には、開口部の各部材を連結するための剛な梁要素を配置し、箱桁の梁要素とこれをやはり剛な梁要素により連結した。

解析においては、ハンガー間隔の 2 倍に相当する 28m 分の補剛桁を 1 パネルとし、1~12 パネル (28m~336m) のスパンの片持ち梁に対して、先端に単位水平荷重ならびに単位ねじりモーメントを載荷し、その変位より等価水平断面二次モーメントおよび等価ねじれ定数の評価を行った。

2) 等価剛性の評価

解析により得られた、等価水平断面二次モーメントならびに等価ねじれ定数のスパン長による変化について図-3.3.3.6に示す。また、この結果についてまとめれば以下のようなものである。

- 水平断面二次モーメントに関しては、スパン長の減少に伴い、水平連結トラス部のせん断変形による影響が大きく現れるため、等価剛性としては低下する。ただし、5パネル程度以上のスパン長のもとの等価剛性は、水平連結トラスのせん断変形を無視し、左右の箱桁を弦材として評価されるトラス桁としての断面二次モーメントの95%以上の値となる。
- ねじれ定数に関しては、支点付近におけるそり拘束の影響により、スパン長の減少に伴って等価剛性は増加する傾向にある。ただし、5パネル程度以上のスパン長のもとの等価剛性は、水平連結トラスをBleichの換算板厚で置き換えた3室の薄肉箱桁として評価される値とほぼ同等となる。

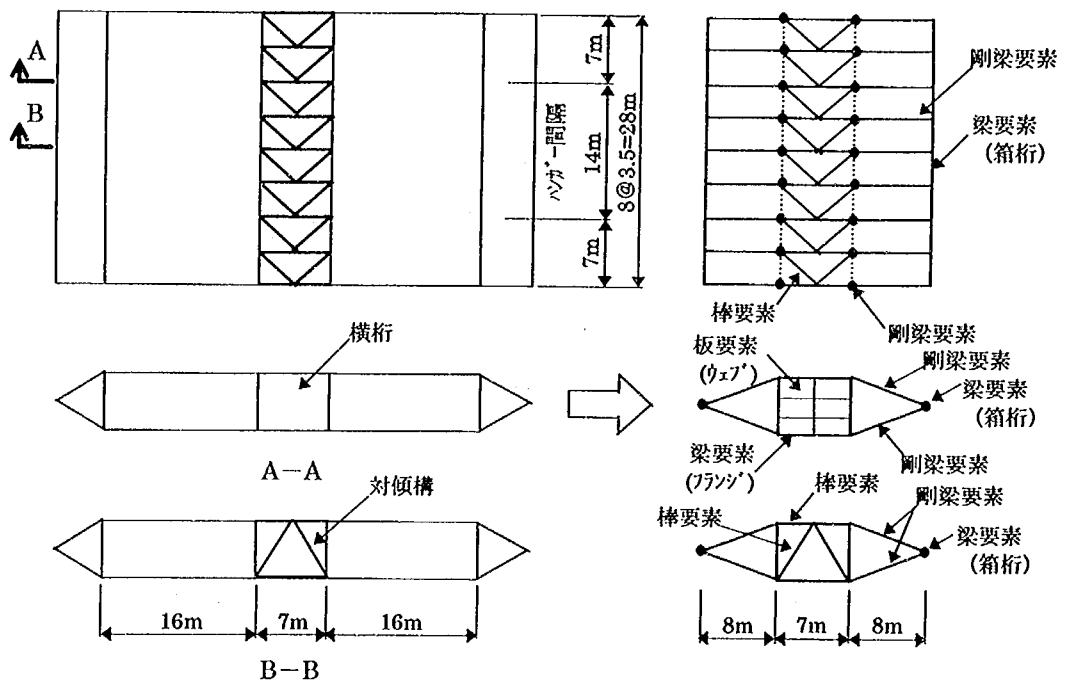


図-3.3.3.5 2箱桁のモデル化

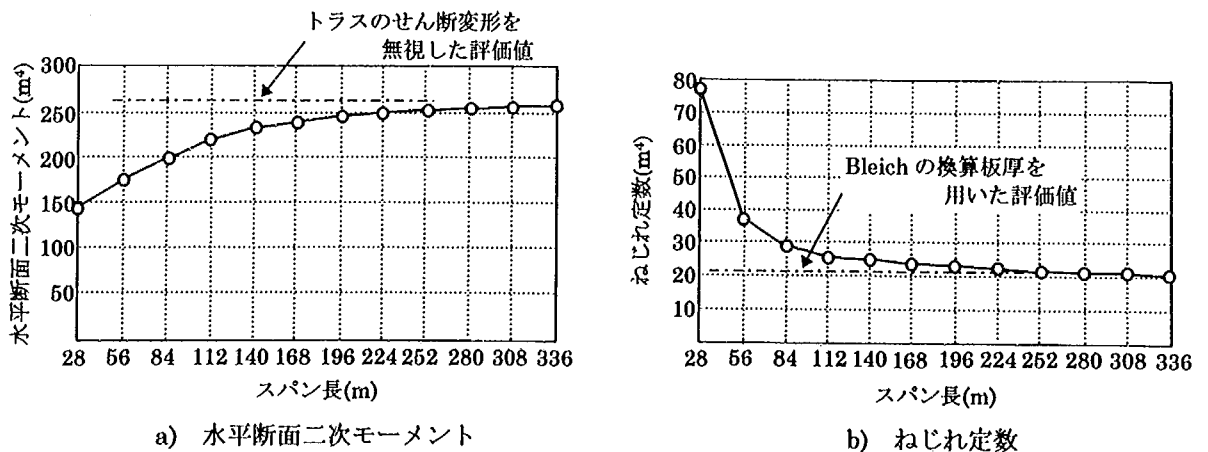


図-3.3.3.6 スパン長による等価剛性の変化

(3) 考察およびまとめ

ここでは、偏平箱桁断面の中央開口による断面の空力特性への影響について把握することを目的として、ほぼ上下対称のフェアリングを両端部に設けた標準的な箱桁断面形状（桁高 6.0m，道路幅員 2×14.5m）を対象として、二次元剛体模型を用いた風洞試験により検討を行った。また、中央開口部に水平連結トラスを設置した 2 箱桁断面の、構造解析における部材剛性の評価法についても併せて検討を行った。本検討により得られた結果についてまとめれば以下のようである。

1) 三分力特性への影響

- a) 桁高を代表長として無次元化した抗力係数としては、2 箱桁断面、1 箱桁断面ともに迎角 $\alpha=0^\circ$ においては $C_D=0.7$ 程度の値となっており、両者の間にあまり顕著な差異はみられない。
- b) 迎角の増加に伴う揚力係数の増加に関しては、2 箱桁断面においては 1 箱桁断面に比べ大幅に緩和される傾向にある。
- c) 本検討において対象とした箱桁断面においては、2 箱桁断面、1 箱桁断面のいずれについても、負迎角側での空力モーメント係数が比較的大きな値となる傾向がみられ、風荷重による静的変形の面から、その改善対策についての検討が必要となることも考えられる。

2) フラッタ特性への影響

- b) 2 箱桁断面のフラッタ特性は、1 箱桁断面に対して大幅に向上することが確認され、本検討において想定した振動条件のもとでは、フラッタ限界風速として 30% 以上の上昇がみられた。
- e) 本検討において想定した箱桁断面形状においては、1 箱桁断面では、迎角 $\alpha=0^\circ$ に比べ $\alpha=-3^\circ$ ではフラッタ限界風速の低下がみられたのに対し、2 箱桁断面では、迎角 $\alpha=0^\circ$ と $\alpha=-3^\circ$ におけるフラッタ限界風速としてはほぼ同様の値が得られた。

3) 2 箱桁断面の剛性評価

- f) 2 箱桁断面を 1 本の梁要素として置き換える際の等価水平断面二次モーメントならびに等価ねじれ定数に関しては、次のような取り扱いとすることで特に問題はないものと考えられる。
 - イ) 等価水平断面二次モーメント： 左右の箱桁を弦材とし水平連結トラスを腹材としたトラス桁に対して、水平連結トラスのせん断変形による影響を無視して評価される断面二次モーメント
 - ロ) 等価ねじれ定数： 水平連結トラスを Bleich の換算板厚により置き換えた 3 室の薄肉箱桁として評価される値

3. 3. 4 遮風効果を有する2箱桁形式の耐風性検討

(1) 遮風効果を有する2箱桁形式の耐風性検討：検討の概要

中央径間 2,500m クラスの超長大橋の設計を考える際の課題としては、

1) 耐風安定性の確保

2) 経済的な設計

のみならず、架橋地点が海峡部や臨海部になる場合が多くなるため、

3) 交通走行安定性（特に横風に対する走行安定性）

が設計要件の重要項目の一つとして挙げられる。

走行安定性を向上させる目的で遮風壁を設置する事については、既に実績がありその効果の検証も実施されている¹⁾が、長大橋梁への設置とその耐風性についてはその検証例が少ない。

そこで、本節では大幅な耐風安定化効果を目的とした2箱桁形式を基本形状として、これに遮風壁を設置した場合の耐風安定性の検討（2次元ばね支持試験）結果を述べる。

(2) 風洞試験

本検討では、上述のように遮風壁を設置した場合の耐風安定性の比較検討の第一ステップとして、2次元ばね支持試験を実施した。

ここでは、2箱桁の耐風安定性の程度及びこれに及ぼす遮風壁設置の効果の程度を観ることを目的としたため、2箱桁、特に連結梁の構造設計等の詳細構造検討は耐風安定性の傾向を観た後に実施することとし、風洞試験に用いる橋構造諸元としては3.2.1節で述べた1箱桁の標準モデルのものをういて断面形状間の相対比較を実施した。設定諸元を表-3.3.4.1に示す。また、検討対象とした桁断面図及びその組み合わせを図-3.3.4.1、表-3.3.4.2に示す。

表-3.3.4.1 ばね支持試験設定諸元（縮尺1/60）

項 目	所 要 値
重量	40.0 tf/m
極慣性	1094 ts ²
振動数（ねじれ）	0.0525 Hz
振動数（たわみ）	0.1583 Hz
振動数比	3.015

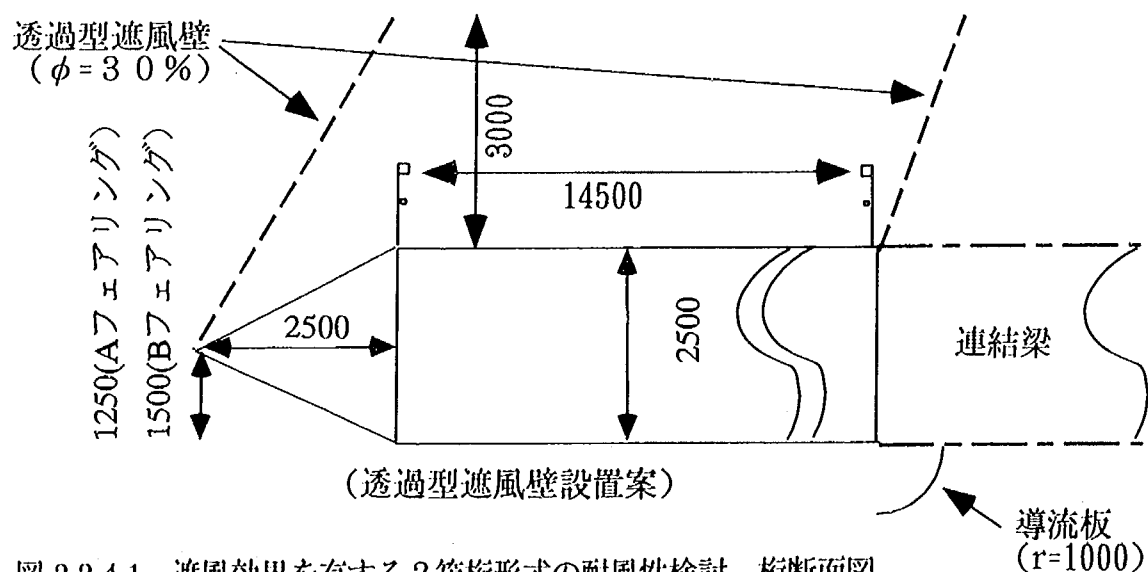
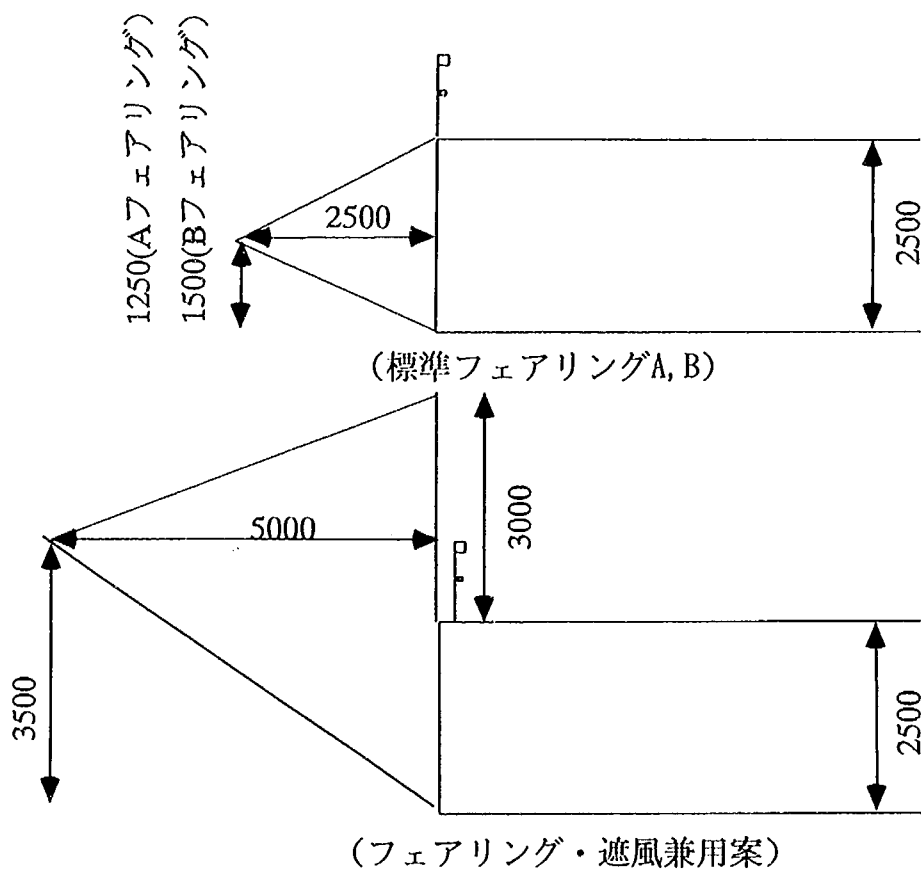
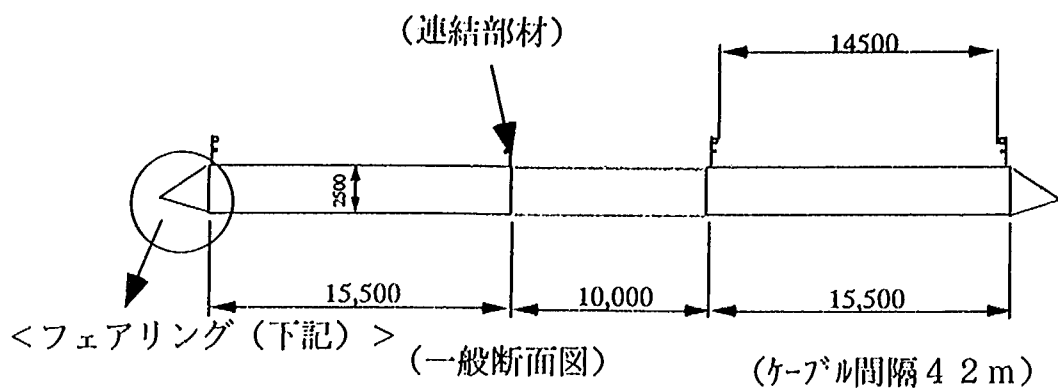


図-3.3.4.1 遮風効果を有する2箱桁形式の耐風性検討 桁断面図

表-3.3.4.2 試験対象 2箱桁模型

No.	桁端フェアリング	遮風フェアリング	下部ベーン	桁高	その他
1	Aフェアリング	無し	無し	2. 5 m	
2	Bフェアリング	無し	無し	2. 5 m	
3	大型遮風フェアリング	大型設置	無し	2. 5 m	
4	Aフェアリング	透過型設置(30%) 路肩部のみ設置	無し	2. 5 m	
5	Aフェアリング	透過型設置(30%) 路肩部、中分部設置	無し	2. 5 m	
6	Aフェアリング	透過型設置(30%) 路肩部、中分部設置	設置	2. 5 m	

(3) 風洞試験結果

風洞試験の結果を、表-3.3.4.3 及び図-3.3.4.2 ～3.3.4.7 に示す。

1) 基本2箱桁+(A フェアリング)

基本2箱桁+(A フェアリング)のフラッター発振風速は86m/sである。中央部に幅10mの範囲で設けた開口部が耐風性の向上に大きく寄与しているものと考えられる。渦励振は発生していない。

2) 基本2箱桁+(B フェアリング)

フェアリングの形状を若干上向きに変化させたBフェアリングを設置した場合の耐風性はAフェアリングのものとほぼ同一の特性を示す。

3) 基本2箱桁+(大型フェアリング)

大型フェアリングの設置によって遮風効果を、中央開口部の効果によって耐風性の向上を期待した基本2箱桁+(大型フェアリング)断面では大幅に耐風安定性が低下することが確認された。風速5m/s程度から振幅1°のねじれ渦励振が発生する一方29m/sからねじれフラッターが発生する。

4) 基本2箱桁+(A フェアリング)+(透過型遮風壁：路肩部)

上記1)の断面の路肩部に透過型遮風壁(充実率30%)を設置した断面では、透過型遮風壁の設置により耐風安定性が向上する。基本断面ではフラッターが86m/sで発振していたが、フラッター発振風速が95m/s以上となる。

5) 基本2箱桁+(A フェアリング)+(透過型遮風壁：路肩部、中分部)

上記4)の透過型遮風壁：路肩部に加え、車両走行性の向上をめざし中央分離帯部にも透過型遮風壁を設置した。試験の結果、路肩部のみの設置と同様の耐風安定性が確認された。

6) 基本2箱桁+(A フェアリング)+(透過型遮風壁：路肩部、中分部)+ベーン

2つの箱桁の間の流れを変化させるために開口部入り口にベーンを設置した状態では、7m/s付近で小振幅ながら渦励振が発生すること及びフラッター発振風速が低下することが確認された。

表-3.3.4.3 2箱桁模型ばね支持試験結果(迎角0°)

No.	桁端フェアリング	遮風フェアリング	下部ベーン	渦励振	フラッター
1	A フェアリング	無し	無し	発生せず	86m/s
2	B フェアリング	無し	無し	発生せず	83m/s
3	大型遮風フェアリング	大型設置	無し	5～8m/s、1°	29m/s
4	A フェアリング	透過型設置(30%) 路肩部のみ設置	無し	発生せず	発生せず (95m/s 以上)
5	A フェアリング	透過型設置(30%) 路肩部、中分部設置	無し	発生せず	発生せず (95m/s 以上)
6	A フェアリング	透過型設置(30%) 路肩部、中分部設置	設置	7m/s、0.1°	79m/s

ねじれ

deg

5.00

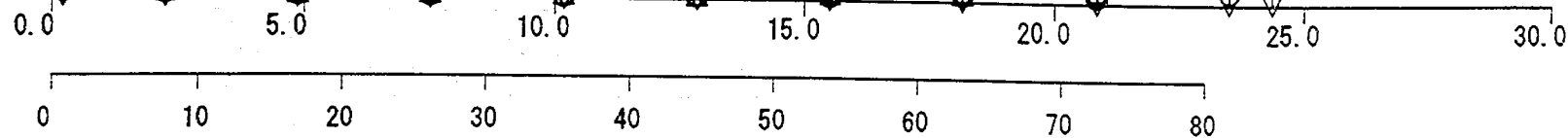
4.00

3.00

2.00

1.00

0.00



試験条件		
模型名	2BOX	
縮尺	1/60.00	
迎角	0.0deg.	
質量	1.87102Kgf/m S /model	
極慣性モーメント	0.13557 Kgfm S /model	
風速倍率	3.477	
振動数	$N\eta : 0.9650$	$N\theta : 2.7314$
振動数比	2.8306	
構造減衰	$\delta\eta : 0.0270$	$\delta\theta : 0.0206$

模型主要寸法		
弦長	850.0mm	
模型厚	41.7mm	
模型長	1630.0mm	
閉塞比	1.0%	

図-3.3.4.2 風速-振幅応答図：基本2箱桁+ (A フェアリング)

迎角=0deg A

風洞風速

実橋風速

ねじれ

deg

5.00

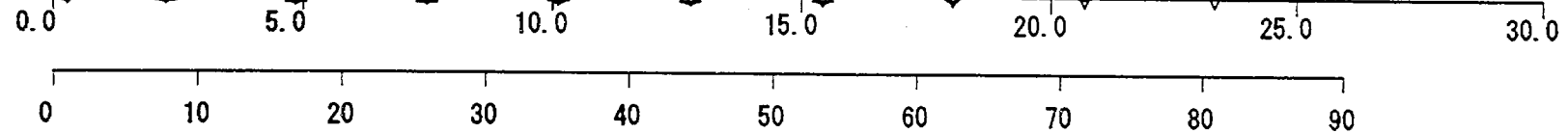
4.00

3.00

2.00

1.00

0.00



試験条件		
模型名	2BOX	
縮尺	1/60.00	
迎角	0.0deg.	
質量	1.88446Kgf/m S /model	
極慣性モーメント	0.13498 Kgfm S /model	
風速倍率	3.470	
振動数	$N_{\eta} : 0.9651$	$N_{\theta} : 2.7374$
振動数比	2.8470	
構造減衰	$\delta_{\eta} : 0.0094$	$\delta_{\theta} : 0.0211$

模型主要寸法		
弦長	850.0mm	
模型厚	41.7mm	
模型長	1630.0mm	
閉塞比	1.0%	

図-3.3.4.3 風速-振幅応答図：基本2箱桁+（B フェアリング）

迎角=0deg B2

風洞風速

実橋風速

ねじれ

deg

5.00

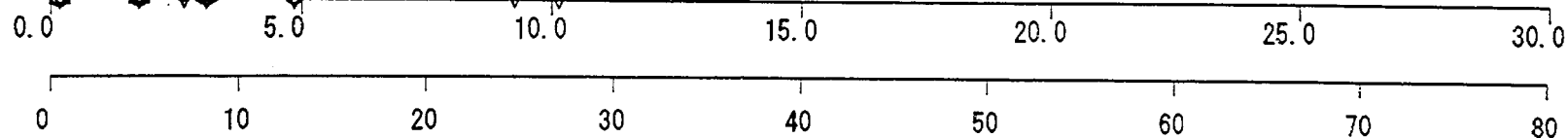
4.00

3.00

2.00

1.00

0.00



試験条件		
模型名	2BOX	
縮尺	1/60.00	
迎角	0.0deg.	
質量	1.13105Kgf/m S /model	
慣性モーメント	0.08345 Kgf m S /model	
風速倍率	2.672	
振動数	$N\eta : 1.2329$	$N\theta : 3.5543$
振動数比	2.8829	
構造減衰	$\delta\eta : 0.0100$	$\delta\theta : 0.0203$

模型主要寸法	
弦長	850.0mm
模型厚	41.7mm
模型長	1630.0mm
閉塞比	1.0%

図-3.3.4.4 風速-振幅応答図：基本2箱桁+（大型フェアリング）

迎角=0deg D

ねじれ

deg

5.00

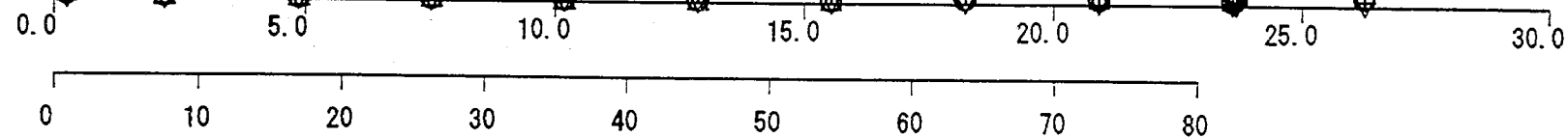
4.00

3.00

2.00

1.00

0.00



試験条件		
模型名	2BOX	
縮尺	1/60.00	
迎角	0.0deg.	
質量	1.88290Kgf/m S /model	
極慣性モーメント	0.13654 Kgfm S /model	
風速倍率	3.498	
振動数	$N_{\eta} : 0.9619$	$N_{\theta} : 2.7156$
振動数比	2.8295	
構造減衰	$\delta_{\eta} : 0.2700$	$\delta_{\theta} : 0.0207$

模型主要寸法	
弦長	850.0mm
模型厚	41.7mm
模型長	1630.0mm
閉塞比	1.0%

図-3.3.4.5 風速-振幅応答図：基本2箱桁+（Aフェアリング）+（透過型遮風壁：路肩部） 迎角=0deg A1

風洞風速

実橋風速

ねじれ

deg

5.00

4.00

3.00

2.00

1.00

0.00

0.0 5.0 10.0 15.0 20.0 25.0 30.0

0 10 20 30 40 50 60 70 80

風洞風速

実橋風速

試験条件

模型名	2BOX	
縮尺	1/60.00	
迎角	0.0deg.	
質量	1.88114Kgf/m S /model	
極慣性モーメント	0.13654 Kgfm S /model	
風速倍率	3.490	
振動数	$N_{\eta} : 0.9624$	$N_{\theta} : 2.7217$
振動数比	2.8282	
構造減衰	$\delta_{\eta} : 0.2920$	$\delta_{\theta} : 0.0218$

模型主要寸法

弦長	850.0mm
模型厚	41.7mm
模型長	1630.0mm
閉塞比	1.0%

図-3.3.4.6 風速-振幅応答図：基本2箱桁+（Aフェアリング）+（透過型遮風壁：路肩部、中分部）迎角=0deg A2

ねじれ

deg.

5.00

4.00

3.00

2.00

1.00

0.00

0.0

0

10

20

30

40

50

60

70

80

90

100

110

120

130

140

150

160

170

180

190

200

210

220

230

240

250

260

270

280

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

5.0

10.0

15.0

20.0

25.0

30.0

35.0

40.0

45.0

50.0

55.0

60.0

65.0

70.0

75.0

80.0

85.0

90.0

95.0

100.0

105.0

110.0

115.0

120.0

125.0

130.0

135.0

140.0

0.0

(4) まとめと今後の課題

超長大橋試設計案(中央径間 2,500m)に対し、遮風効果を有する2箱桁形式の耐風性検討(2次元ばね支持試験)を実施した(迎角0度)。結果を以下にまとめる。

- 1) 2箱の桁高を2.5m、中央開口部の間隔を10mとした2箱桁の基本モデルの耐風安定性は良好である。
- 2) フェアリングを大型化し路面上3m程度の範囲で遮風効果を期待した断面では、渦励振の発生とフラッター風速の低下が発生し、耐風応答特性が大幅に低下する。
- 3) 透過型遮風壁を設置した断面の性能は良好であり、基本形よりも良好な耐風応答特性を示す。

以上のように、透過型遮風壁の設置により、耐風安定性と走行性を共に向上させる2箱桁形式の可能性が確認された。今後の課題を以下に示す。

1) 2箱桁の構造検討

本断面の様に2つの箱桁を梁で連結する場合、その実績が少ないことから、Box部および連結梁部において荷重(風荷重、活荷重)による変形特性や強度について慎重な検討が必要である。

2) 風荷重による変形特性の検討

本断面は、桁全幅が大きいことから、特に迎角がつく領域で風荷重に変化が観られることが予想される。各迎角の三分力試験を実施し風荷重特性を把握すると共に、その特性を勘案した変形解析と安全性の照査が必要である。

3) 橋面上風速分布の測定

今回設置した遮風壁について、橋面上の流速の低減が効果的に行われているかを確認するために橋面上風速分布の測定が必要である。

4) 迎角を考慮した照査

本検討は、2箱桁の基本耐風応答特性をつかむこと、およびこれに与える遮風壁の影響を観るために行い、迎角を0度に限って実施した。1)の変形特性を含め、照査迎角を広げて応答特性を検討する必要がある。

5) 全橋解析

長大橋ではその3次元挙動を含めての耐風応答特性の検討が必須である。断面の非定常空気力特性の計測とこれを適用した3次元フラッター解析が必要である。

<参考文献>

- 1) 中村、長野：「瀬戸中央自動車道における横風対策について」、第20回日本道路会議論文集

3.3.5 鉛直スタビライザーを活用した2箱桁形式の耐風性検討

桁構造とケーブルの合計死荷重が約40tf/m以下となる2箱桁形式の概略検討を行い、この断面諸元を用いた固有振動解析結果をもとに、縮尺1/80の剛体部分模型を用いたばね支持風洞試験により、鉛直曲げとねじれの連成フラッター発生風速および渦励振特性を調査した。

(1) 概略設計検討結果

図-3.3.5.1に示すように、桁高は7m、5m、3.5mとし、それぞれ、中央開口部の幅を桁高に合わせた3タイプの断面(Type1～3と称す。)につき、上部工死荷重が40tf/m以下の設計が可能かどうかの概略検討を行った。その結果、表-3.3.5.1に示すように、3タイプとも満足する断面が得られた。なお、Type2、3は図-3.3.5.2に示すType1の断面形状をもとに、下部をそれぞれ、高さ2m、3.5mだけ切除した断面形状である。表中、明石海峡大橋検討時の桁高7mの場合の諸元をType0として参考までに記している。

また、Type1～3の概略の応力度照査結果を表-3.3.5.2に示す。このときのケーブル断面の仮定は以下のとおりである。

(ケーブル断面の仮定)	最大水平張力	$H_{max} = 59,100 \text{ tf/本 (D + L + T)}$
	最大張力	$T_{max} = 66,100 \text{ tf/本 (側径間塔側)}$
	許容張力	$T_a = 100 \text{ kgf/mm}^2$
	断面積	$A = 66100/100000 = 0.66 \rightarrow 0.7 \text{ m}^2/\text{本}$
	重量	$W = 0.7 \times 2 \times 7.85 \times 1.10 + 0.7 = 12.8 \text{ tf/m/Br.}$
(1.10 = 割増係数、0.7tf/m/Br. = ハンガーケーブル重量)		

(2) 桁高5mに関するばね支持風洞試験結果

桁高5mにおいて、図-3.3.5.3に示すように中央開口部の空間幅Sを3・5・7・9mに変化させた断面(それぞれ、Type2-1～Type2-4と称す。)につき、一様流中の動的空力特性を比較検討した。

表-3.3.5.3に構造諸元を示す。固有振動解析は図-3.3.5.4に示す解析モデルを用いて算出したもので、鉛直曲げ対称1次は約0.052Hz、ねじれ対称1次は約0.13Hzで、ねじれと鉛直曲げの振動数比は約2.5である。表中、ばね支持風洞試験に用いる換算マス、換算極慣性モーメントを併記している。

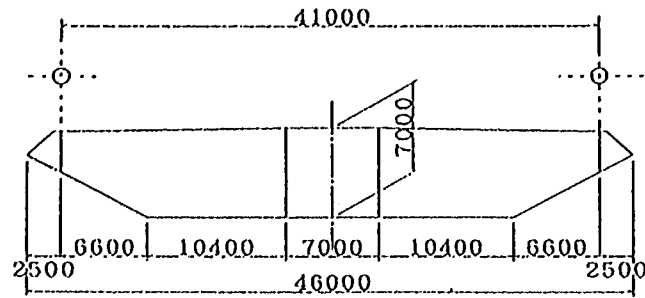
ばね支持風洞試験は縮尺1/80、模型長1.8mの剛体部分模型を用いた。表-3.3.5.4に試験条件を示す。鉛直曲げ、ねじれともに構造減衰は対数減衰率 $\delta = 0.02$ を目標とした。なお、回転中心位置は重心とせん断中心の1/2ではなく、断面中心とした。

水平結合トラスの影響は、明石海峡大橋検討時の結果ではほとんど無視できているので、今回も模型上に再現していない。

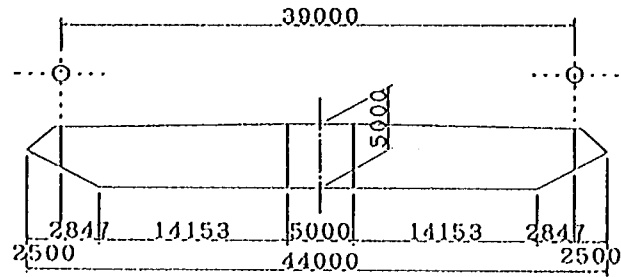
Type2-1～Type2-4ともに中央開口部を閉塞した断面、中央部開口断面、開口部に鉛直スタビライザーを設置した断面につき実施した。対象とした迎角 α は 0° 、 $\pm 3^\circ$ である。

鉛直スタビライザーの寸法は、明石海峡大橋検討時の桁高5mの場合に有効であった路面上突出高 $h_u =$

TYPE 1



TYPE 2



TYPE 3

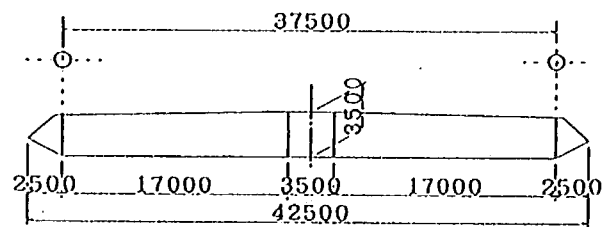


図-3.3.5.1 検討対象断面

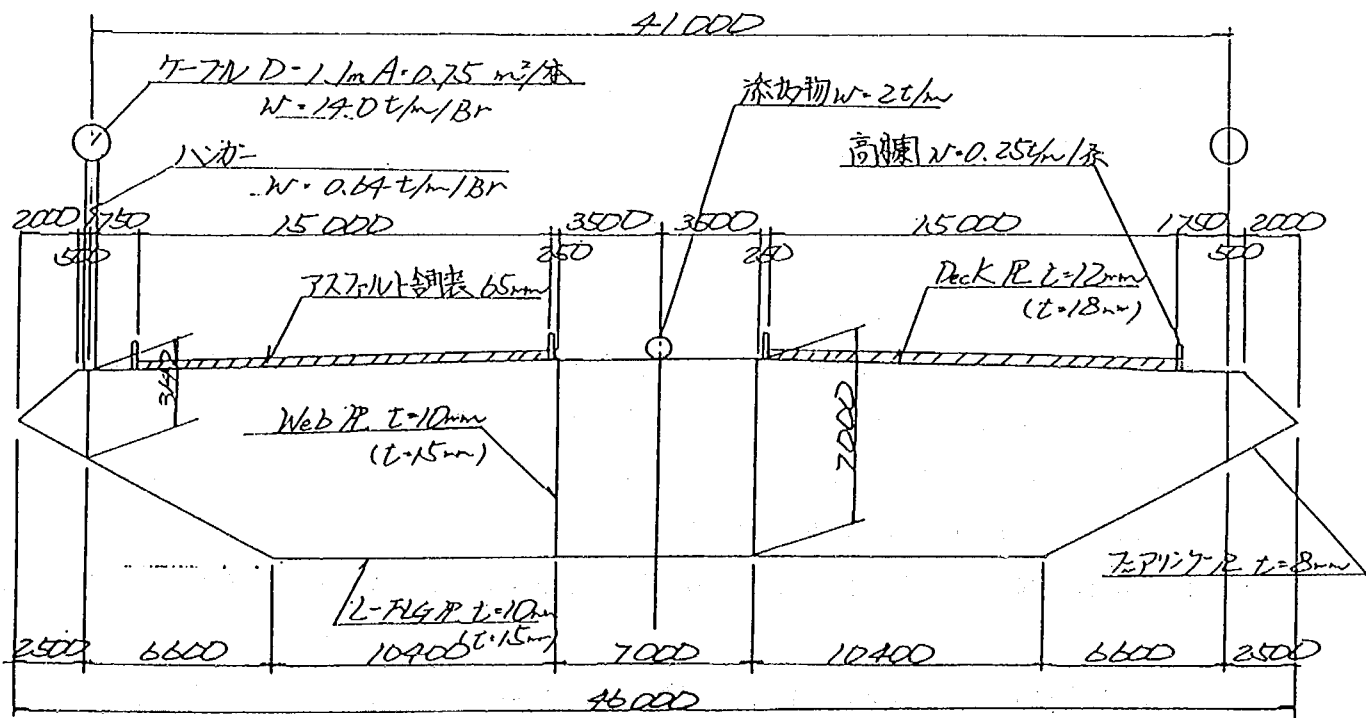


図-3.3.5.2 TYPE 1の断面概略

1.5m、下フランジ下方突出高 $h_1=1.5\text{m}$ を参考とした。ただし、Type2-1($S=3\text{m}$) およびType2-2($S=5\text{m}$) については $h_u=1.5\text{m}$ 、 $h_1=1.5\text{m}$ の他に、 $h_u=2\text{m}$ 、 $h_1=1.5\text{m}$ 、 $h_u=1.5\text{m}$ 、 $h_1=2\text{m}$ についても比較した。

図-3.3.5.5～図-3.3.5.7に桁高5mの中央開口部閉塞、中央部開口、 $h_u=1.5\text{m}$ ・ $h_1=1.5\text{m}$ の鉛直スタビライザー設置断面に関するV-A図を示す。

試験結果から、連成フラッター発生風速 $V_F(\text{m/s})$ 、断面全幅Bをベースに算出したSelberg式による平板翼としての連成フラッター発生風速 $V_{Fs}(\text{m/s})$ に対する V_F の比率 $K=V_F/V_{Fs}$ 、および、限定振動の発生振幅と発生風速を表-3.3.5.5に示す。それぞれ、空間幅Sとの関係で図示してみると、図-3.3.5.8～図-3.3.5.11のとおりである。

1) 連成フラッター発生風速

図-3.3.5.9に桁高5mの中央開口部閉塞、中央部開口、 $h_u=1.5\text{m}$ ・ $h_1=1.5\text{m}$ の鉛直スタビライザー設置断面に関するV-A図を示す。

中央開口部閉塞の断面は、いわゆる鉛直曲げとねじれの連成フラッターであり、その発生風速 V_F は V_{Fs} とほとんど合致しており、 $K=0.95\sim0.98$ である。

中央部開口により、 $\alpha=0^\circ$ 、 -3° は $K=1.15\sim1.29$ と上昇する。また、 $\alpha=+3^\circ$ では、 $S=5\text{m}$ および $S=7\text{m}$ で $K=1.1$ および 1.03 で若干の上昇が見られるが、 $S=3\text{m}$ および $S=9\text{m}$ では開口の効果はほとんどない。

つぎに、 $h_u=1.5\text{m}$ 、 $h_1=1.5\text{m}$ の鉛直スタビライザーを設置すると、 $\alpha=0^\circ$ 、 $+3^\circ$ ともに発生風速は上昇、Kは空間幅Sが大きいほど大きくなり、 $\alpha=0^\circ$ で $1.14\rightarrow1.50$ 、 $\alpha=+3^\circ$ で $1.25\rightarrow1.39$ である。一方、 $\alpha=-3^\circ$ では、 $S=3\text{m}$ の場合、極端に耐風性が悪化し、 $K=0.66$ であるが、 $S=5$ 、 7 、 9m では、それぞれ、 $K=1.71$ 以上、 1.67 以上、 1.63 であり、耐風性は大きく改善される。 $S=5\text{m}$ および 7m では $\alpha=-3^\circ$ は目標とする 80m/s のフラッター設計限界風速を越える結果が得られた。

2) 限定振動

中央開口部を閉塞した偏平な六角形断面でも端部フェアリング形状が上下非対称であることから、 $\alpha=0^\circ$ では実橋風速 $2\sim2.5\text{m/s}$ で約 $15\sim20\text{cm}$ の鉛直たわみの限定振動が発生する。そして、中央部を開口すると、鉛直たわみの限定振動が助長され、 $\alpha=0^\circ$ 、 $+3^\circ$ で $30\sim40\text{cm}$ となる。

鉛直スタビライザー設置により、空間幅 $S=7\text{m}$ 、 9m では $\alpha=-3^\circ$ でも発生する。また、いずれの迎角でも、ねじれの限定振動が実橋風速 $8\sim9\text{m/s}$ で発生するようになる。

いずれの振動も乱流中の風洞試験では消滅する可能性が高いと考えられるが、今後、確認する必要がある。

以上より総合的に判断して、桁高5mの場合、空間幅が5m、鉛直スタビライザーは $h_u=1.5\text{m}$ 、 $h_1=1.5\text{m}$ の断面が耐風性良好と考えられる。

表-3.3.5.1 構造諸元 (TYPE1 ~TYPE3)

タイプ		TYPE0	TYPE1	TYPE2	TYPE3
基本寸法 (m)	桁高	7.0	7.0	5.0	3.5
	桁間隔	7.0	7.0	5.0	3.5
	全幅	46.0	46.0	44.0	42.5
	ケーブル間隔	41.0	41.0	39.0	37.5
重量 (t/m)	桁本体		17.6	15.5	13.7
	舗装、フェアリング等		9.9	9.9	9.9
	吊構造合計	29.3	27.5	25.4	23.6
	ケーブル	15.4	12.8	12.8	12.8
	合 計	44.7	40.3	38.2	36.4
断面積 (m ²)	吊構造	1.5	1.5	1.4	1.3
	ケーブル	1.7	1.4	1.4	1.4
極慣性 モーメント (t m ² /m)	吊構造	4635.4	4525.0	3651.6	3058.1
	ケーブル	6419.0	5379.2	4867.2	4500.0
	合 計	11054.4	9904.2	8518.8	7558.1
桁剛性	鉛直曲げ (m ⁴)	12.5	12.4	6.7	3.3
	水平曲げ (m ⁴)	258.4	250.8	212.6	185.3
	単純ねじれ (m ⁴)	25.1	25.1	15.2	7.7
	曲げねじれ (m ⁶)	1105.3	1105.3	635.3	307.8

注) TYPE0は、明石大橋検閲時の値を示す。

基本寸法

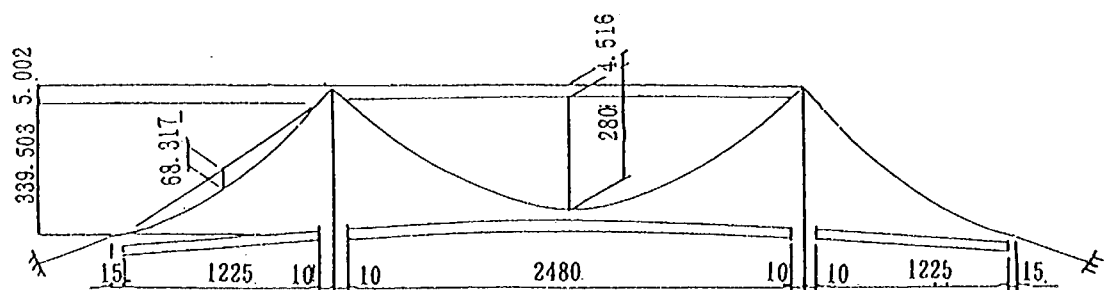
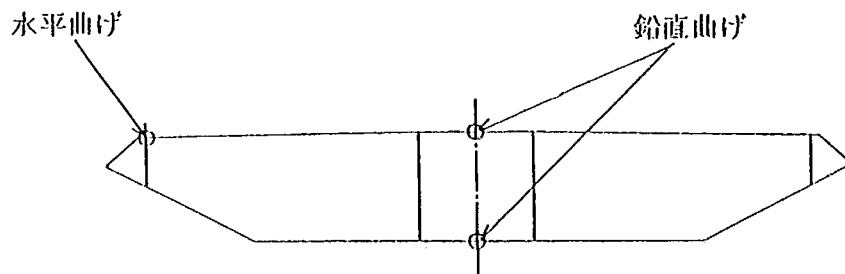


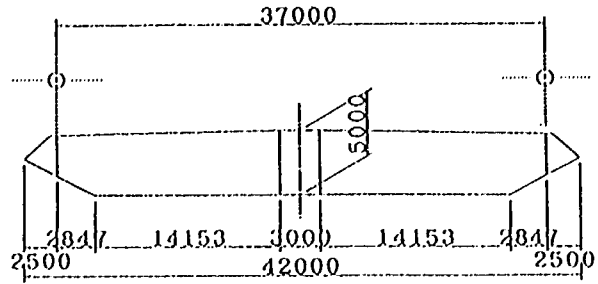
表-3.3.5.2 断面応力度照査結果

			M (tm)		I (m ⁴)	y (m)	σ (kg/cm ²)
鉛直曲げ モーメント (D+L+T)	TYPE1	デッキ	(+)	15894	12.4	2.859	366.5
			(-)	-2780	12.4	2.859	-64.1
		下フランジ	(+)	15894	12.4	4.141	530.8
			(-)	-2780	12.4	2.859	-64.1
	TYPE2	デッキ	(+)	10924	6.7	2.184	356.1
			(-)	-910	6.7	2.184	-29.7
		下フランジ	(+)	10924	6.7	2.816	459.1
			(-)	-910	6.7	2.184	-29.7
	TYPE3	デッキ	(+)	7392	3.3	1.601	358.6
			(-)	307	3.3	1.601	14.9
		下フランジ	(+)	7392	3.3	1.899	425.4
			(-)	307	3.3	1.601	14.9
水平曲げ モーメント (D+W)	TYPE1	デッキ	(+)	148806	250.8	20.500	1216.3
	TYPE2	デッキ	(+)	106172	212.6	19.500	973.8
	TYPE3	デッキ	(+)	74403	185.3	18.750	752.9

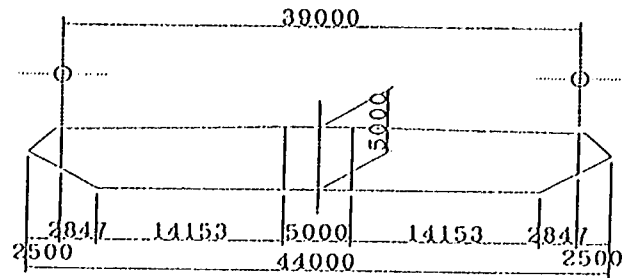
応力度照査着目点



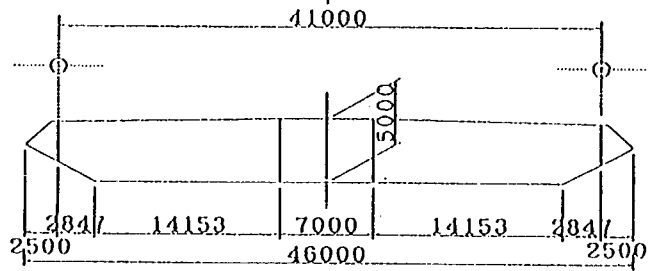
TYPE 2-1 (桁高 5 m、空間幅 3 m)



TYPE 2-2 (桁高 5 m、空間幅 5 m)



TYPE 2-3 (桁高 5 m、空間幅 7 m)



TYPE 2-4 (桁高 5 m、空間幅 9 m)

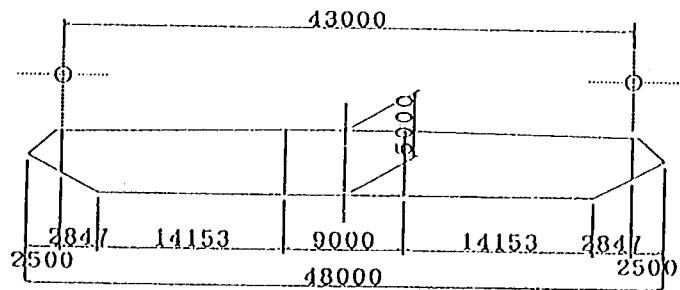


図-3.3.5.3 桁高 5 m の検討対象断面

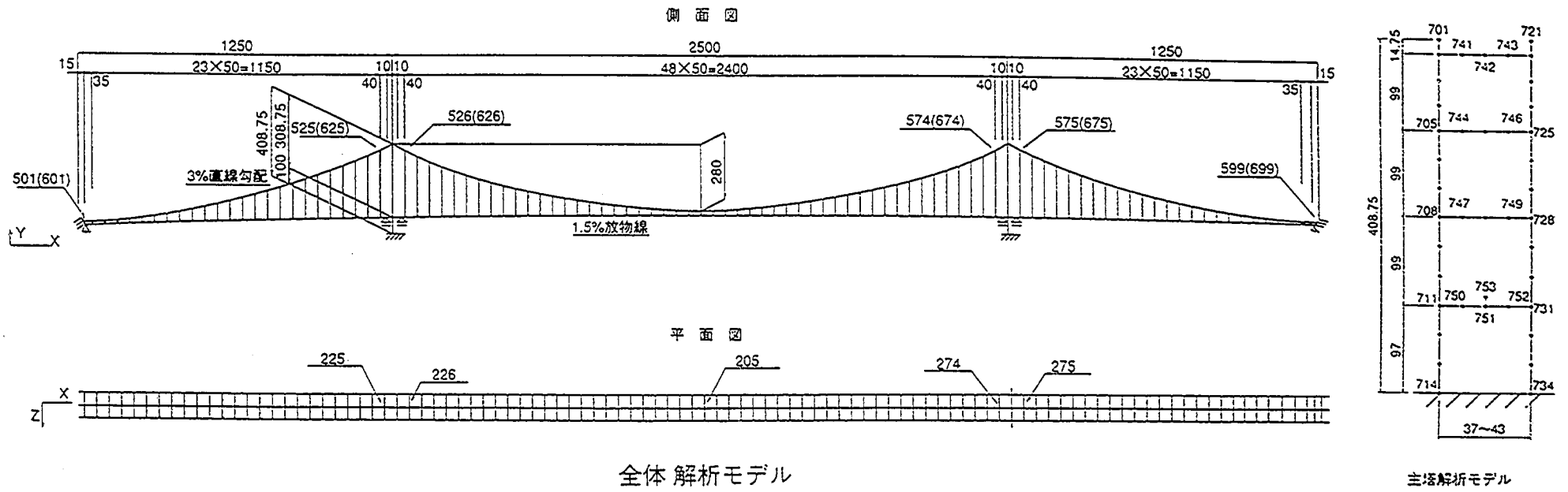


図-3.3.5.4 固有振動解析モデル

表-3.3.5.3 桁高 5 m・7 mの構造諸元 (TYPE2-1~TYPE2-4、TYPE 1)

		TYPE2-1	TYPE2-2	TYPE2-3	TYPE2-4	TYPE1
基本寸法 (m)	桁高	5.0	5.0	5.0	5.0	7.0
	桁間隔	3.0	5.0	7.0	9.0	7.0
	全幅	42.0	44.0	46.0	48.0	46.0
	ケーブル間隔	37.0	39.0	41.0	43.0	41.0
重量 (t/m)	吊構造	25.1	25.4	25.8	26.2	27.5
	ケーブル	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8
	合 計	37.9	38.2	38.6	39.0	40.3
断面積 (m ²)	吊構造	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5
	ケーブル	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
極慣性 モーメント (t m ² /m)	吊構造	3181.9	3651.0	4164.7	4723.5	4525.0
	ケーブル	4380.8	4867.2	5379.2	5916.8	5379.2
	合 計	7562.7	8518.2	9543.9	10640.3	9904.2
桁剛性	鉛直曲げ (m ⁴)	6.5	6.5	6.5	6.5	12.4
	水平曲げ (m ⁴)	179.6	208.0	239.2	273.2	250.8
	単純ねじれ (m ⁴)	15.2	15.2	14.9	14.5	25.1
	曲げねじれ (m ⁶)	475.9	622.4	795.7	980.6	1105.3
振動数	たわみ f _z (Hz)	0.05236	0.05233	0.05230	0.05226	0.05231
	ねじれ f _θ (Hz)	0.13781	0.13328	0.12844	0.12275	0.14239
	振動数比 (f _θ / f _z)	2.632	2.547	2.456	2.349	2.722
換算マス (t/m)		38.1	38.5	38.9	39.2	40.6
換算極慣性モーメント (t m ² /m)		8824	9360	10866	12215	11711

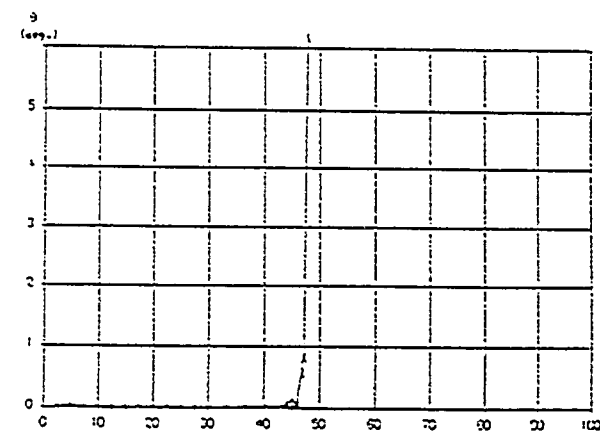
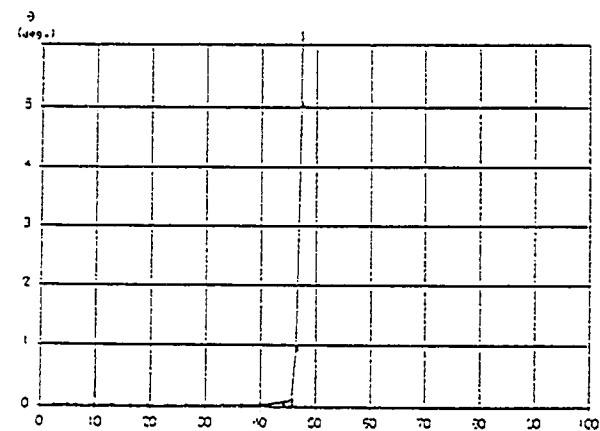
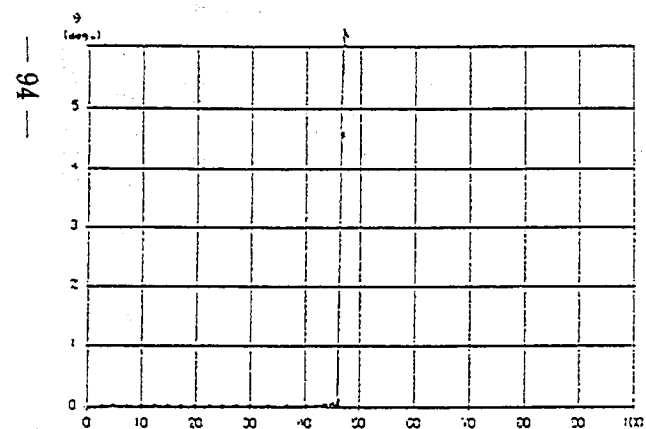
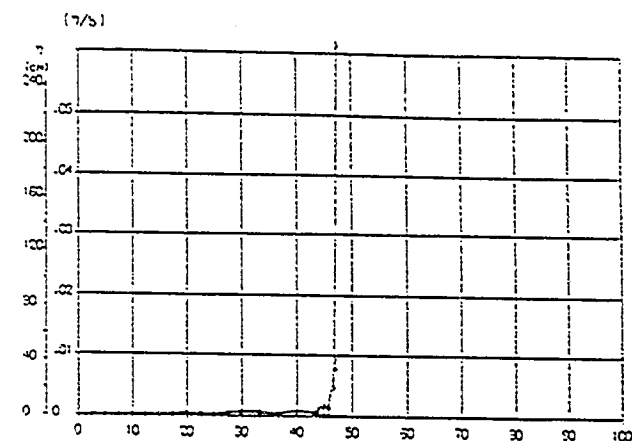
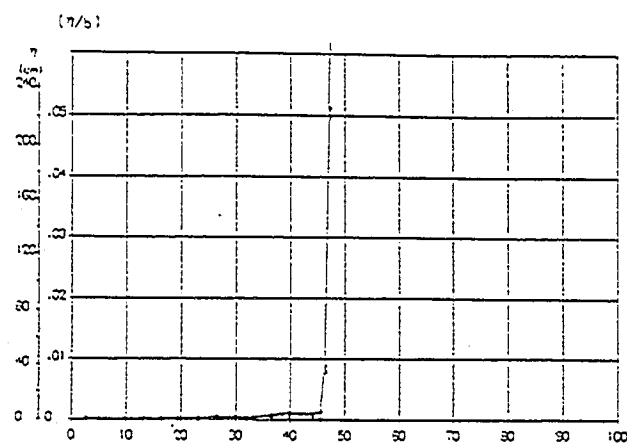
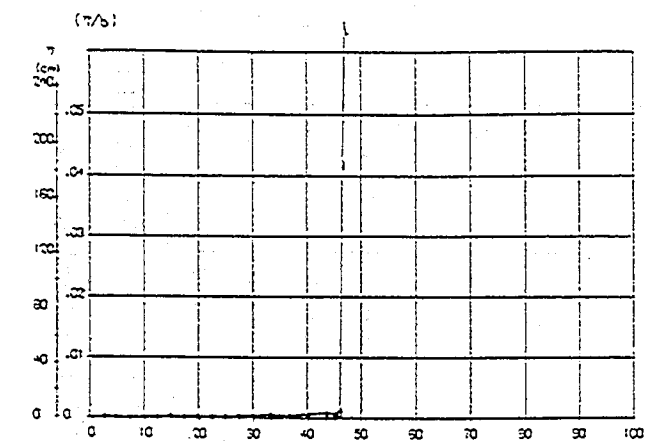
注) TYPE2-4のみ塔水平材面内剛性を他のTYPEの1.3倍を用いた。

表-3.3.5.4 桁高 5 m・7 mの風洞試験条件 (TYPE2-1~TYPE2-4、TYPE 1)

		TYPE2-1	TYPE2-2	TYPE2-3	TYPE2-4	TYPE1
重量 (kgf/m)		5.994	5.977	6.135	6.141	6.422
質量慣性モーメント (kgf・cm ² ・s ² /m)		2.198	2.352	2.689	3.045	2.912
振動数	たわみ f _z (Hz)	0.930	0.929	0.918	0.912	0.8966
	ねじれ f _θ (Hz)	2.409	2.318	2.249	2.133	2.357
	振動数比 (f _θ / f _z)	2.590	2.495	2.450	2.317	2.629
構造減衰	たわみ δ _z	0.0201	0.0218	0.0205	0.0192	0.0199
	ねじれ δ _θ	0.0201	0.0219	0.0201	0.0200	0.0209
重心 (m)		1.434	1.449	1.464	1.479	1.988
せん断中心 (m)		2.590	2.620	2.647	2.669	3.903

注) 回転中心は、明石大橋の時の考え方にあわせて、桁中心 (TYPE2-1~4:

ボトムプレートから2.5m, TYPE1:ボトムプレートから3.5m) とした。

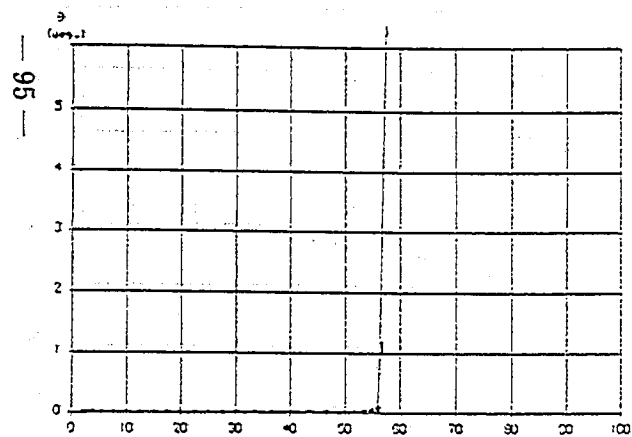
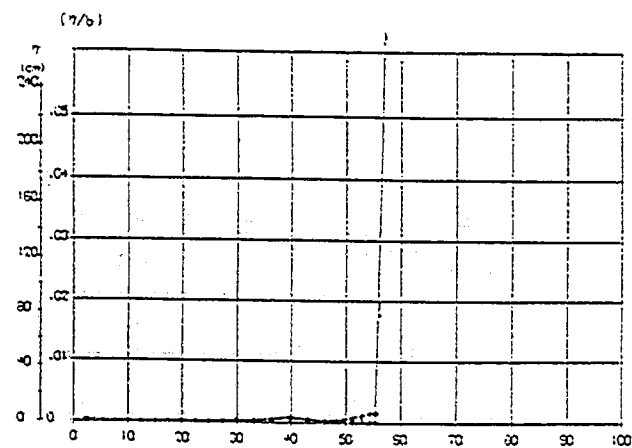


(a) $\alpha = -3^\circ$

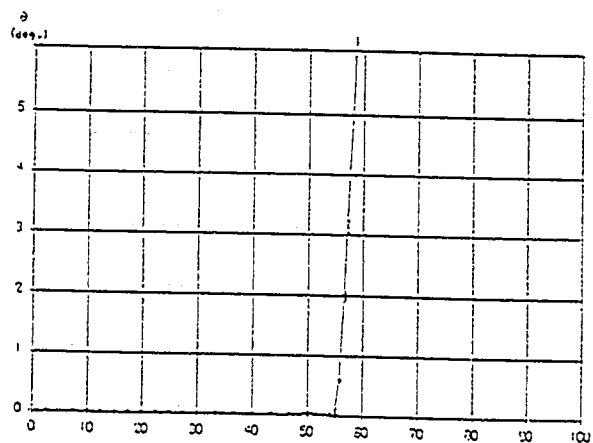
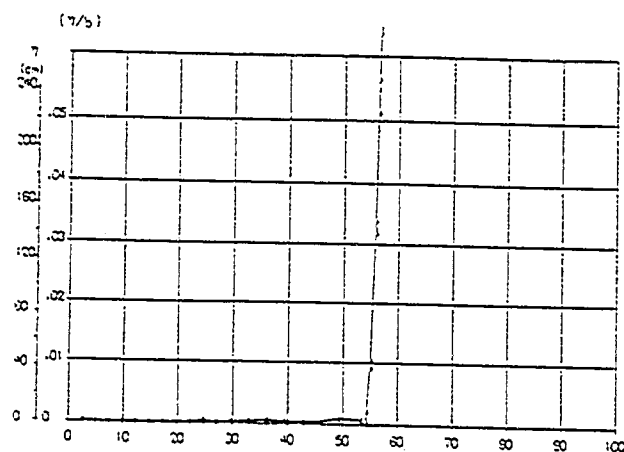
(b) $\alpha = 0^\circ$

(c) $\alpha = +3^\circ$

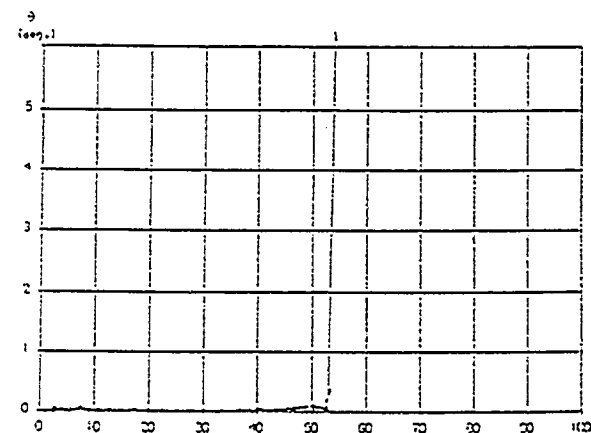
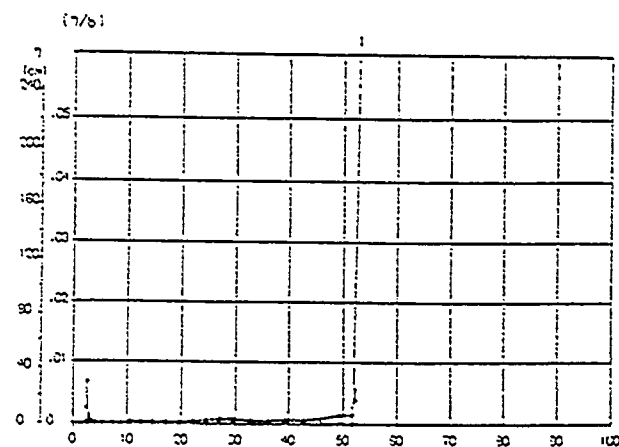
図-3.3.5.5 V-A図 (桁高5m・空間幅5m: TYPE2-2、開口部閉塞)



(a) $\alpha = -3^\circ$

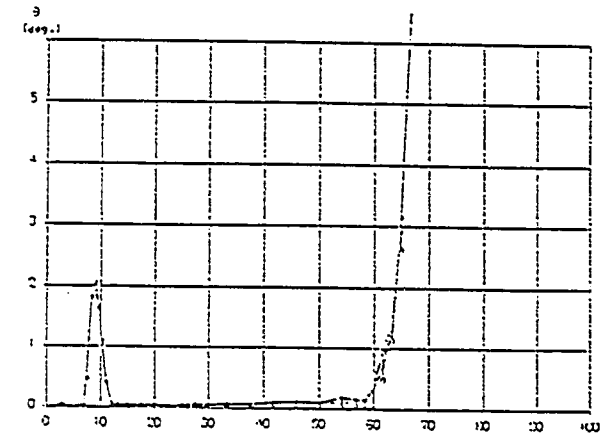
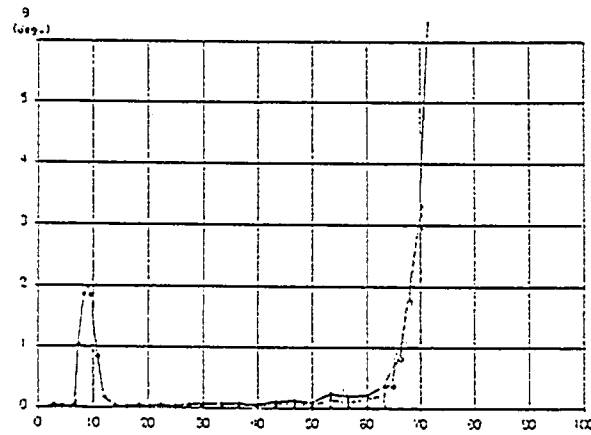
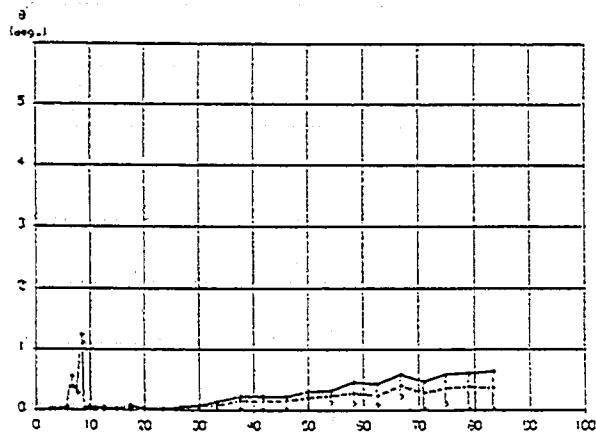
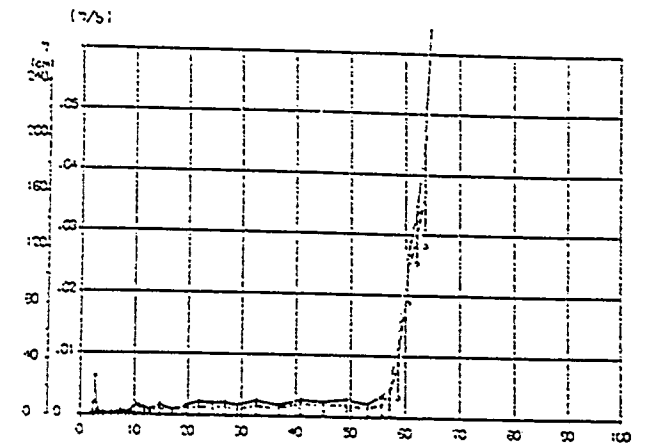
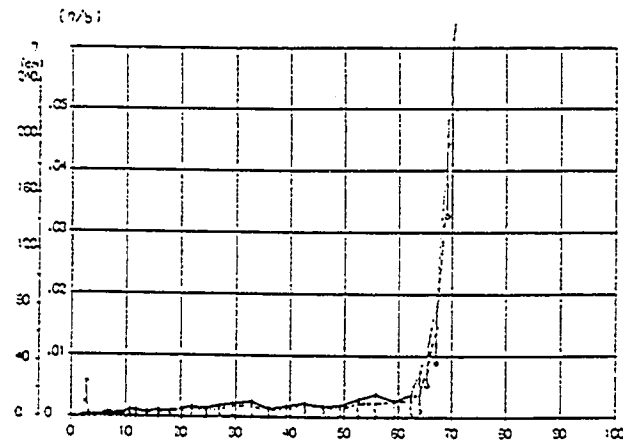
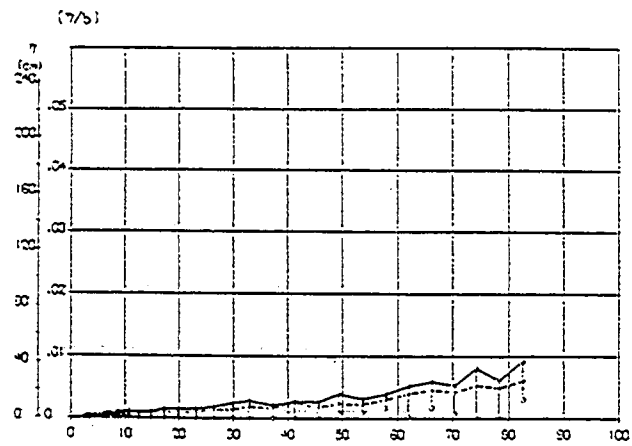


(b) $\alpha = 0^\circ$



(c) $\alpha = +3^\circ$

図-3.3.5.6 V-A図 (桁高5m・空間幅5m: TYPE2-2、開口部あり)



(a) $\alpha = -3^\circ$

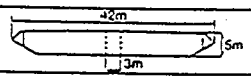
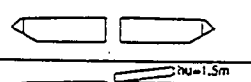
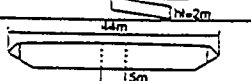
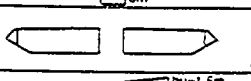
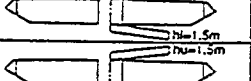
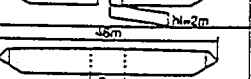
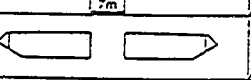
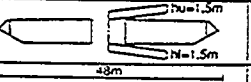
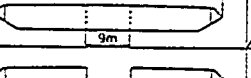
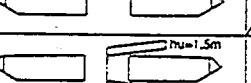
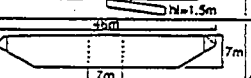
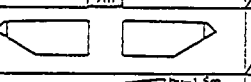
(b) $\alpha = 0^\circ$

(c) $\alpha = +3^\circ$

図-3.3.5.7 V-A図 (桁高5m・空間幅5m: TYPE2-2、鉛直スライダ:-: $h_u = h_l = 1.5m$)

表-3.3.5.5 試験結果一覧表

(/: 試験せず)

断面高	断面幅	全幅B	断面形状	断面形状寸法		V_{r1}			V_{r2} (傾型端元)			$K = V_{r2}/V_{r1}$ (実測端元) ③/①×③/②			限定振動/: 試験せず					
				h _u	h _l	実測端元①	傾型端元②	修正係数③	$\alpha = -3^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = +3^\circ$	$\alpha = -3^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = +3^\circ$	たわみ(μ)			ねじれ(deg)		
															$\alpha = -3^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = +3^\circ$	$\alpha = -3^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = +3^\circ$
5m	3m	42m		42m	3m	50.1	50.1	1.000	/	49.0	/	/	0.98	/	/	15	/	/	—	/
				42m	3m															
				42m	3m															
				42m	3m															
				42m	3m															
				42m	3m															
	5m	44m		44m	5m	47.9	47.9	1.000	/	46.0	46.0	47.0	0.96	0.96	0.98	—	—	—	—	—
				44m	5m															
				44m	5m															
				44m	5m															
				44m	5m															
				44m	5m															
	7m	46m		46m	7m	46.7	46.7	1.038	/	45.0	/	/	0.96	/	/	20	/	/	—	/
				46m	7m															
				46m	7m															
	9m	48m		48m	9m	44.7	44.5	1.004	/	42.5	/	/	0.95	/	/	—	/	/	—	/
				48m	9m															
				48m	9m															
7m	7m	46m		46m	7m	54.3	54.1	1.004	/	52.5	/	/	0.97	/	/	35	/	/	—	/
				46m	7m															
				46m	7m															

フラッター発生風速

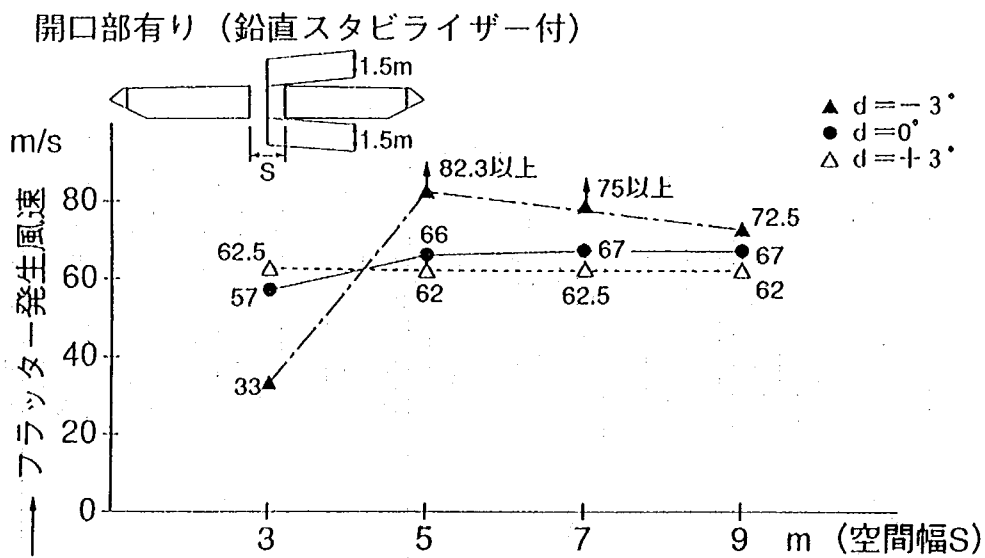
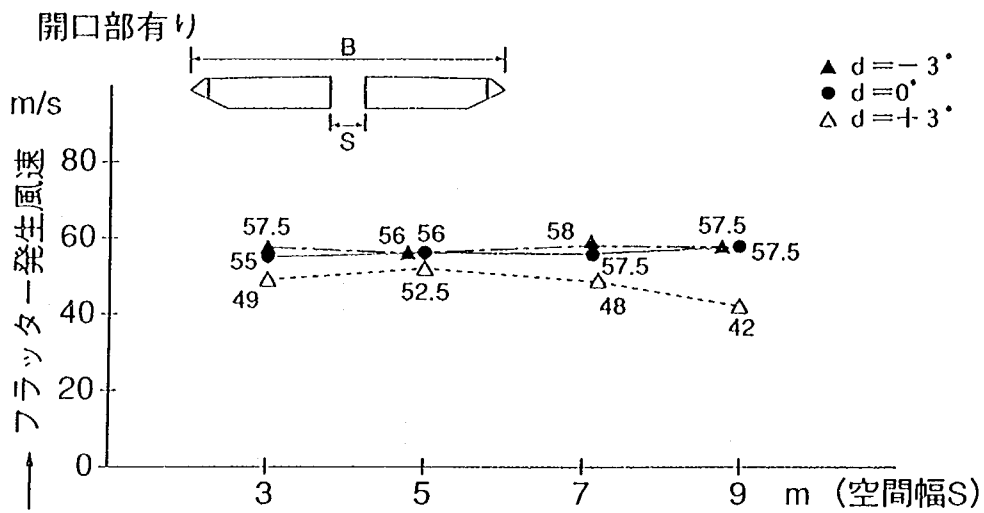
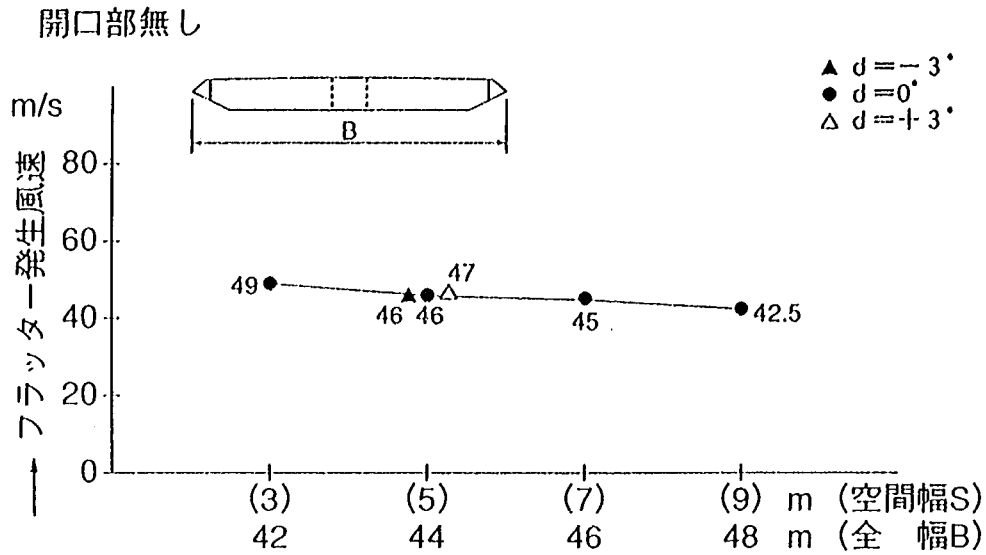
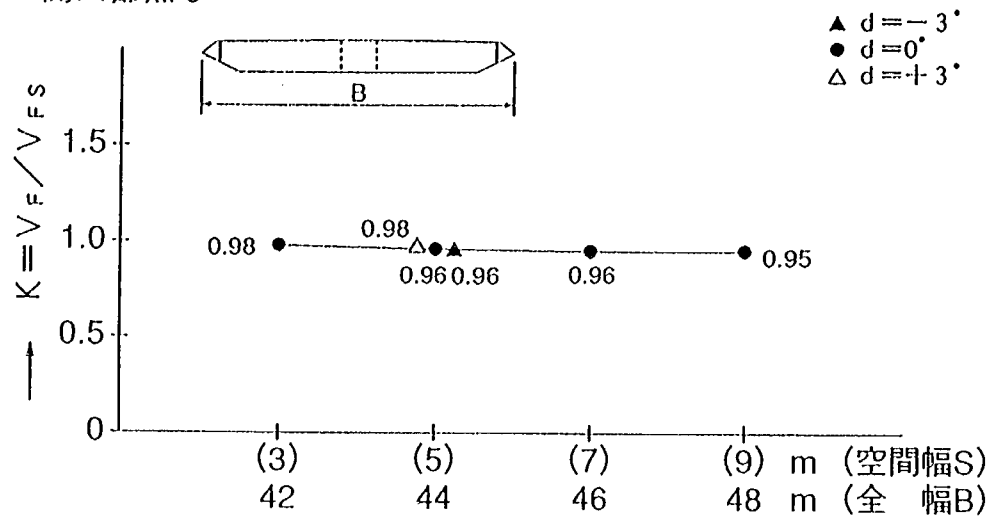


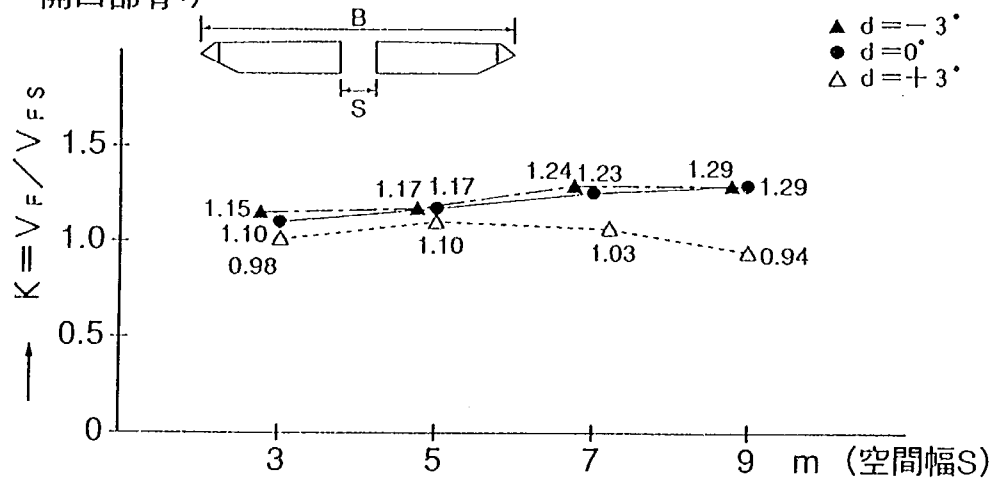
図-3.3.5.8 フラッター発生風速 V_F

$$K = V_F / V_{FS}$$

開口部無し



開口部有り



開口部有り (鉛直スタビライザー付)

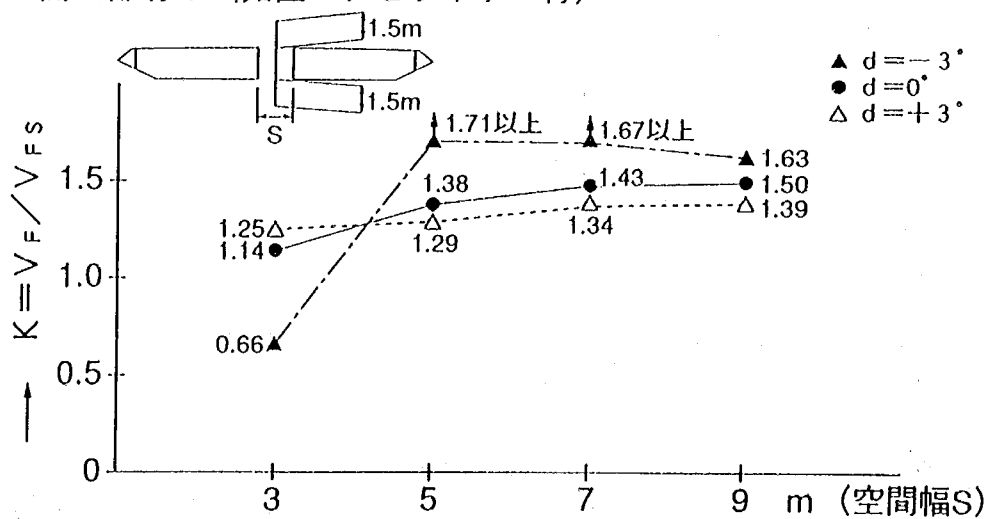
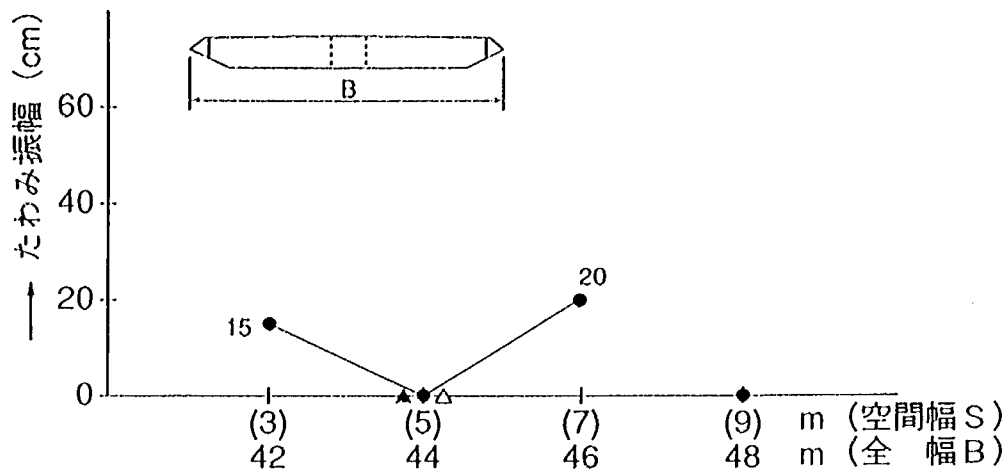


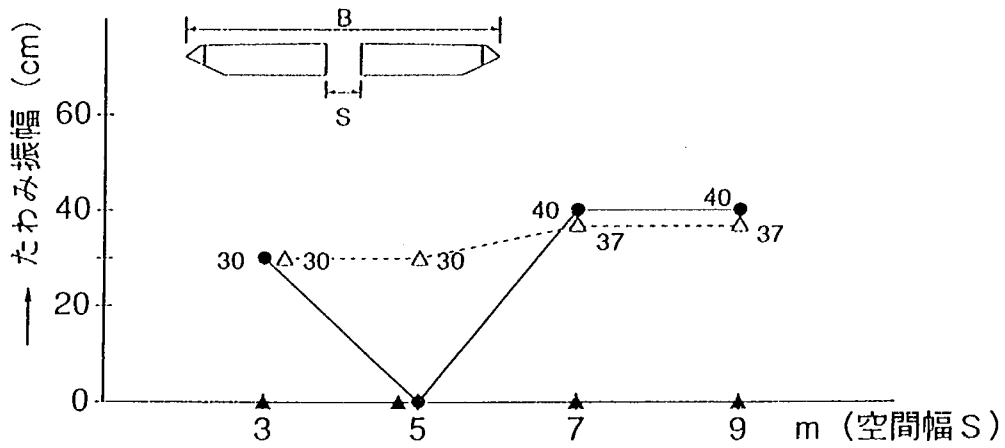
図-3.3.5.9 $K = V_F / V_{FS}$

たわみ限定振動

開口部無し



開口部有り



開口部有り (鉛直スタビライザー付)

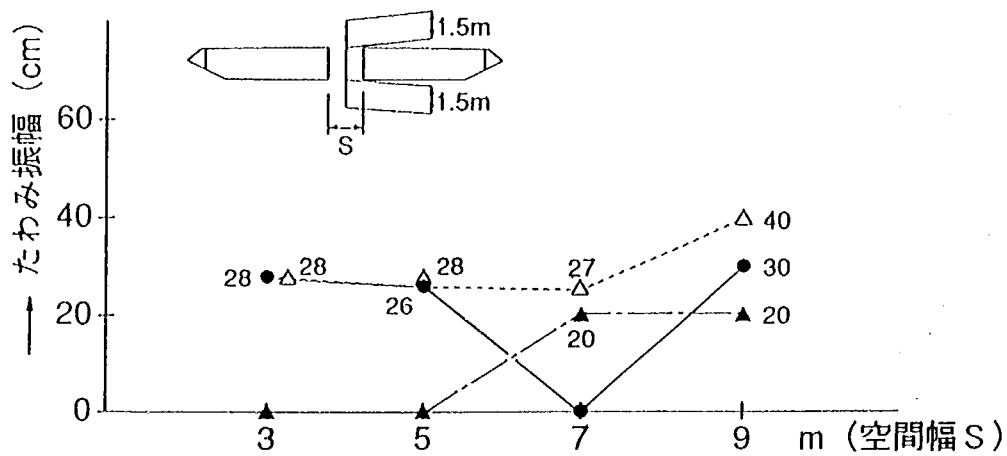
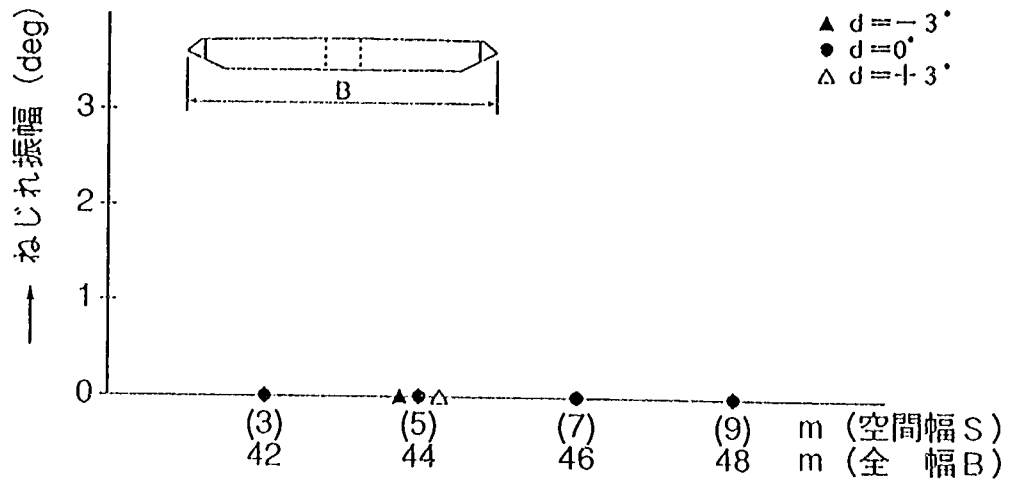


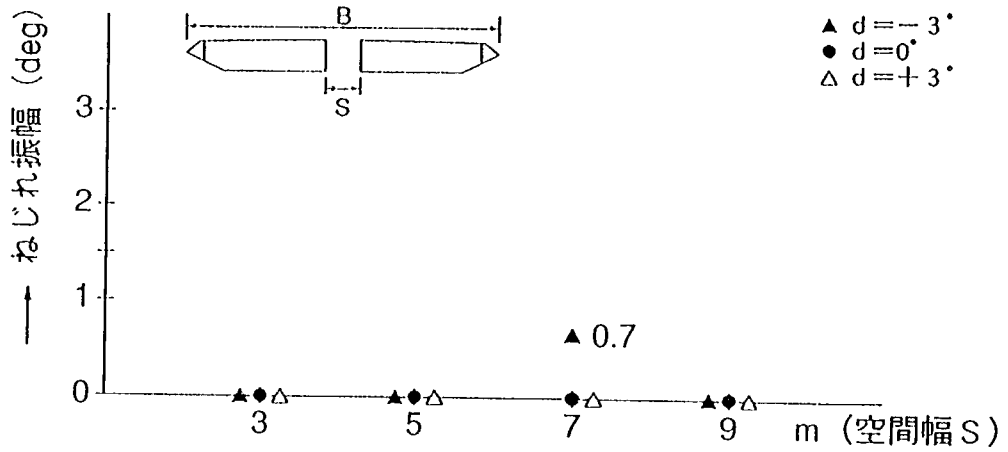
図-3.3.5.10 たわみ限定振動

ねじれ限定振動

開口部無し



開口部有り



開口部有り (鉛直スタビライザー付)

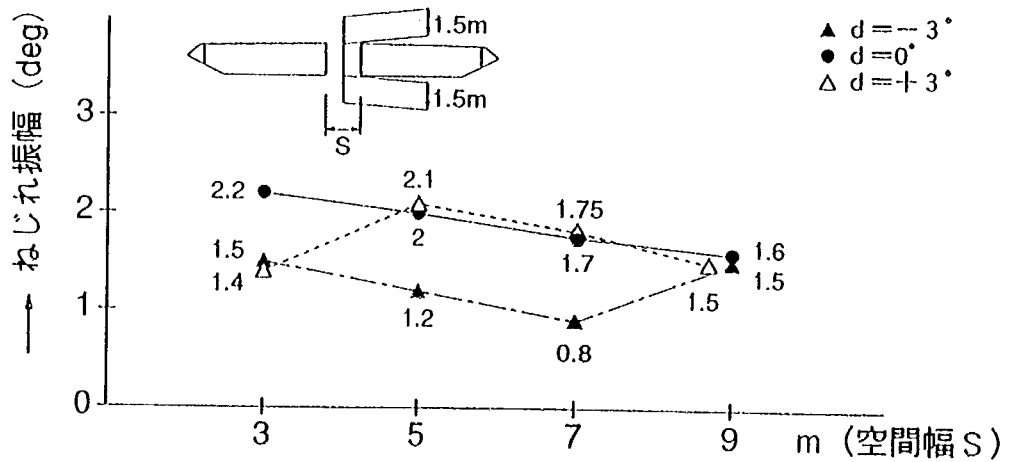


図-3.3.5.11 ねじれ限定振動

(3) 桁高 7 mに関するばね支持風洞試験結果

桁高 7 mについては、空間幅 $S = 7$ mのみを対象として風洞試験を実施した。鉛直スタビライザーの路面上突出高 h_u は明石海峡大橋検討時に効果的であった $h_u = 1.56$ mを参考にして、今回は 1.5 mとした。

桁高 7 m、空間幅 $S = 7$ mの場合、中央部開口により $\alpha = +3^\circ$ で $K = 0.67$ と耐風性が極端に悪化する。したがって、鉛直スタビライザー設置により耐風性が上昇するものの、 $K = 0.78$ であり、フラッター発生風速は約 40 m/s に止まる。 $\alpha = 0^\circ$ 、 -3° については、それぞれ、 $K = 1.35$ 、 1.24 である。

明石海峡大橋検討時は風洞設備の制約により、振動数比は所要値に合わせられず、かなり小さめの値で実施していたこと、実橋諸元値は今回とかなり異なることなどが影響している可能性がある。

(4) 今後の課題

- ① 桁高 3.5 m についてはばね支持風洞試験を実施して同様な検討をすること。
- ② 桁高 5 m の最良断面について、三分力試験および非定常空気力を測定すること。
- ③ ②のデータを使用し、有風時の静的変形を考慮したマルチモード連成フラッター解析を実施して耐風性を評価すること。

3.3.6 2箱桁断面における空力的耐風安定化策に関する検討

中央に開孔部を持つ二箱桁断面は耐風安定性が良好で、空力的に有利であるといわれているが、本年度は、二箱桁断面の耐風特性をさらに向上させるための対策を見いだすための予備検討を実施した。

(1) 検討概要

本検討では、二箱桁断面のフラッター特性だけに着目し、その特性を向上させるための耐風安定化策の検討を実施した。具体的には、耐風安定化策として二箱桁断面に付加物を設置することによるフラッター特性の変化を風洞試験（バネ支持試験）により調べることにした。

なお、今回は二箱桁断面に対して、より有効な耐風安定化策を見つけるための予備検討と位置づけ、既存模型を用い、特に2500mスパン橋梁としての諸元は定めずに無次元量での比較を進めることにした。

1) 検討断面形状

基本断面としては、 B/D （代表幅／代表高）＝5.286の明石海峡大橋検討時二箱桁断面^[1]を採用した。図-3.3.6.1に模型Aとして示す。また、 $B/D=7.965$ の二箱桁断面（図-3.3.6.1 模型B）も、比較のため一部で使用した。両者とも上下非対称の二箱桁断面で、開孔部も上下非対称（台形）である。それぞれの模型の形状諸元を表-3.3.6.1に示す。

模型Aの開孔部内の構造は、上下流の桁をつなぐリブのみで、トラスなどの補強やグレーチングなどは設置されていない状態である。また模型Bは、開孔部内には補強トラス、開孔部上面には充実率30%のグレーチングが設置された状態となっている。（既存模型流用で改造が不可能であったため、そのまま使用した。） いずれの模型も、過去に試験実施済みであり、その耐風性が確認されている断面形状（図-3.3.6.1）を基本形とした。

2) 試験条件

風洞試験は、2自由度バネ支持試験によるフラッター限界風速の確認を主目的として、三井造船株式会社 昭島研究所 構造物用低速風洞を用いて実施した。

また、過去に各模型でそれぞれの実橋値を適用した状態で試験を実施した場合のデータによると、限界風速は風洞風速で18m/s付近と非常に高い風速域になる。高風速域では、フラッター特性の微妙な差を評価することは難しいと考え、風洞風速で10m/s付近の比較的低風速域でフラッターが発生するように模型振動諸元を調整し計測・特性評価の簡易化を図ることとした。

具体的には、上記模型Aの基本断面の過去の試験結果（フラッター発現風速）とSelbergの式によるフラッター限界風速の比から得られる形状補正係数（ $\kappa=1.213$ ）を参考に、フラッターが10m/s付近で発生するように今回の模型諸元を調整した。そして、最終的な限界風速の評価には、それぞれの断面形状での試験結果として得られる κ のみを用いることにした。なお、模型Bについては、同様に模型Bの基本形の過去のデータ（ $\kappa=1.180$ ）と比較することとした。

なお、諸元決定の際には、上述のように特に対象とする実橋諸元は定めてはいないものの、実橋値に換算した場合にあまり現実離れしないよう努力した。

試験迎角については、予備検討であることから、とりあえず迎角 0° についてのみ実施し、本年度の検討では、この迎角における特性についてのみ評価することとした。

また、対数減衰率については、本四公団風洞試験要領等に準ずることとした^[2]。

以上の模型A及び模型Bの形状及び振動諸元を表-3.3.6.1に示す。

(2) 試験結果

試験断面種類としては、基本形状に耐風安定化策として添架物を付加した場合と、床版に逆勾配をつけるなどして基本的な形状を変更した場合に大別される。

これらの試験結果一覧を表-3.3.6.2及び図-3.3.6.2に示す。表・図中には、二箱桁断面の上下流形状を非対称にした形状など、3.4.4の新形式と位置づけている断面についても二箱桁断面耐風性検討としての一連の風洞試験結果としてここで報告する事とした。

耐風性の評価としては、明石検討時の結果 $\kappa = 1.213$ を基準として、今回の検討結果で $\kappa = 1.3$ 程度以上が得られた形状について、耐風性（フラッター特性）向上の可能性があるものとし、表に評価として「○」で示した。

以下に結果の概要をまとめて記す。

1) 開孔部付近にネットなど添架物を設置した場合

模型Aで、基本形の開孔部付近にネット（高さ：高欄の約2倍、充実率：30%）を設置した場合（模型No.2）や、三角形形状のネット（模型No.11）や傾斜板を千鳥に配する場合（模型No.9）など、ある程度の開孔率を確保して開孔部を覆った場合には、基本形状に対しある程度の耐風性の向上が見られたものの、顕著な効果は得られなかった。

2) 断面形状を変えた場合

下面逆勾配で開孔部にネットを設置した場合（模型No.4）は、 $\kappa = 1.348$ と基本形に比べ向上している。それぞれ単独での結果からも基本形に比べ κ の向上が見られており、これらの効果によることが伺える。

上面逆勾配（模型No.13）の時は、効果は見られなかった。これは、フェアリング形状（角度）が基本形と変わったことが大きいと推測される。逆勾配をつけることで先端の桁高が増えたことによる影響とも考えられるが、下面逆勾配の付加では耐風性の低下は見られないことから、桁高増の影響は少ないと思われ、フェアリング上面の角度の変化が大きく影響していることが伺われる。フェアリング形状は、耐風性に大きく影響する要素であり、特にここで採用したフェアリングは、基本形に比べ耐風性の低下を招く結果となった。

3) 上下流非対称断面

非対称断面については、耐風安定化策の一つではあるものの、非対称性を積極的に取り入れることで、従来にはないより新形式に近い断面となっている。しかし、二箱桁断面の耐風性向上という同じ考えのものと一連の試験・検討を行ってきたことから、ここでコメントを加えておく。

上下流で床面高さを変える（段差付き：模型No.5,6）、上流のみ上面逆勾配にする（模型No.15,16）などして上下流で非対称性をもたせた場合についても、2)での断面形状を変えた場合と同様のことが言え、耐風性の低下を招く形状（フェアリング上面角度が基本形と異なる）のフェアリングが上流の場合、限界風速の低下が著しい。逆に、基本形と同じ形状あるいは上面角度が基本形と同じものが上流の場合は、安

定傾向にある。

また、上下流非対称断面で上流側を高くした場合（模型No. 6）は、空気力の振幅依存性が大きく、加振中、ねじれ角 2° を越えると突然下向きのリフトが大きくなるという特異な現象が起こることが確認された。この現象は、上下流段差付きで上流側が高い場合（不安定なフェアリングが上流の場合）に発生し、この迎角近辺で断面周りの流れに急激な変化が生じていると考えられる。今回は、この現象に対して詳細な検討は見送ったが、空気力の問題については注意が必要である。

以上、上下流非対称断面については、十分な検討にまでは至っていないが、耐風性向上の可能性は残されているものといえる。

4) 壁高欄

本検討内で、最も簡単にその効果が期待できる安定化策である。模型Aで、各床版中央に高さ $H=16\text{ mm}$ （模型値：高欄と同じ高さ $H/D=0.16$ ）の壁高欄を設置（模型No. 21）したところ、 $\kappa=1.398$ と基本形に比べ約15%向上した。また、壁高欄の高さを $H=40\text{ mm}$ （模型値：ネットと同じ高さ、 $H/D=0.40$ ）に変更し同位置に設置した場合（模型No. 20）では、基本形とほぼ同じ結果を得た。

模型Bで、床版中央付近に $H=16\text{ mm}$ （ $H/D=0.28$ ）を設置した（模型No. 27）ところ、模型Aほどの効果はなかったが、 $\kappa=1.291$ と基本形に比べ約9%の向上が見られた。

模型Bで壁高欄を内・外側に移動しても（模型No. 28, 26）、中央付近で見られたような効果はなく、特に外側設置の場合、耐風性は著しく低下するという結果となった。

以上の結果を受けて、壁高欄ではなく床版上に中央部付近から開孔部側に $H=16\text{ mm}$ の段差を設けた場合（模型No. 30）についても、 $\kappa=1.336$ と基本形に比べ約13% κ の向上が確認された。

この様に、壁高欄高さと代表高さの関係（ H/D ）や設置位置についてパラメトリックな検討を進め、最適な形状・位置を見いだすことで耐風性向上の可能性が期待できると考えられる。

5) 翼形状高欄

模型Bで高欄の支柱等をすべて翼形状に近似させて、耐風性に対するその効果を調べた。取り付け位置は、外側高欄位置・開孔部付近・両方に設置の3状態について実施した。

結果は、いずれの場合も $\kappa \approx 1.1$ となり、添架物が一切無い断面とほぼ同じである。すなわち、支柱等を翼形状にすることで流れが整流され、障害物として作用していないと推測される。

今回の断面では、耐風性の向上という意味での効果はないが、高欄による空気の乱れが問題となるような場合の対策として有効であることが考えられるが、一方では、高欄の形状は耐風性に大きく影響しない可能性があるということもいえる。

しかし、特に翼形状高欄の場合、迎角に依存した特性変化の可能性が高いと考えられ、今回の迎角 0° のみの試験結果による判断・評価は難しいといえる。また、閉塞率について、基本形の高欄と翼形状高欄では、ほぼ同じであることから、高欄の形状の違いよりも、閉塞率の大小が耐風性に与える影響の方が大きいことも考えられる。

(3) 検討結果のまとめ

・ある程度の開孔率を確保して開孔部を覆った場合、基本形状に対しある程度の耐風性の向上が見られた

ものの、本検討内では顕著な効果は得られなかった。

- ・上下面逆勾配や上下流非対称等で断面形状を変えた場合、今回の検討ではフェアリングの形状などの影響が大きく、耐風性向上の可能性は十分確認できなかった。少なくとも基本形と同じ形状のフェアリングによる検討が必要と考えられる。

- ・壁高欄については、その高さで代表高さの関係（ H/D ）や設置位置についてパラメトリックな検討を進め、最適な形状・位置を見いだすことで耐風性向上の可能性が期待できると考えられる。

- ・翼形状高欄は、設置しても高欄などが全くない状態とほぼ同じ結果を得た。これは、高欄を翼型にすることで流れが整流され、流れを乱す障害物となっていないことが理由として考えられる。

- ・非対称断面・壁高欄など特殊な断面については、静的空気力についても検討が必要である。

(4) 今後の検討課題

今回は、予備検討の段階であり、耐風安定化策として実現の可能性を探るため、簡易的にできるだけ多くのケースについて検討を進めてきたものである。よって、いずれのケースも詳細な検討までには至っておらず、またフラッター特性が格段に向上するという対策も見つかっていないが、一つには壁高欄の適正配置などは耐風性向上の可能性が期待できるものであると考えられる。

しかし、前述のように本年度は予備検討としてフラッター特性の向上のみに着目しており、付加物を付けることによる抗力の増加や渦励振発生の可能性などについては、本年度では未検討である。ここで、耐風性良好とした対策についても、今後これらの影響の把握が必要であることが全体的にいえる。

また、今後の耐風性向上の可能性としては、開孔幅に関するパラメトリックな検討や、開孔部の効果や、開孔部と桁幅または桁高との関係などの検討が考えられる。

〈参考文献〉

[1] 本州四国連絡橋公団・三井造船株式会社

「超長大吊橋二箱桁断面の耐風安定性に関する風洞試験」 昭和62年3月

[2] 本州四国連絡橋公団 「風洞試験要領(1980)・同解説」 昭和55年6月

表-3.3.6.1 二箱桁断面 基本振動諸元

		模型値 A ⁽¹⁾	模型値 B ⁽²⁾
全 幅		0.6857m	0.5383m
代 表 幅	B	0.5286m	0.4500m
代 表 高	D	0.1000m	0.0565m
B/D		5.286	7.965
開孔幅/B	上 面	0.136	0.0924
	下 面	0.216	0.148
開孔幅/D	上 面	0.718	0.736
	下 面	1.143	1.18
重 量 W		10.032 kg/m (49.16 t/m)	
極慣性モーメント I		0.04098kgsec ² m/m (983.9 tsec ² m/m)	
振 動 数	たわみ N η	1.028 Hz (0.070 Hz)	
	ねじれ N θ	1.863 Hz (0.127 Hz)	
振 動 数 比		1.81	
対数減衰率	たわみ $\delta \eta$	0.02	
	ねじれ $\delta \theta$	0.02	

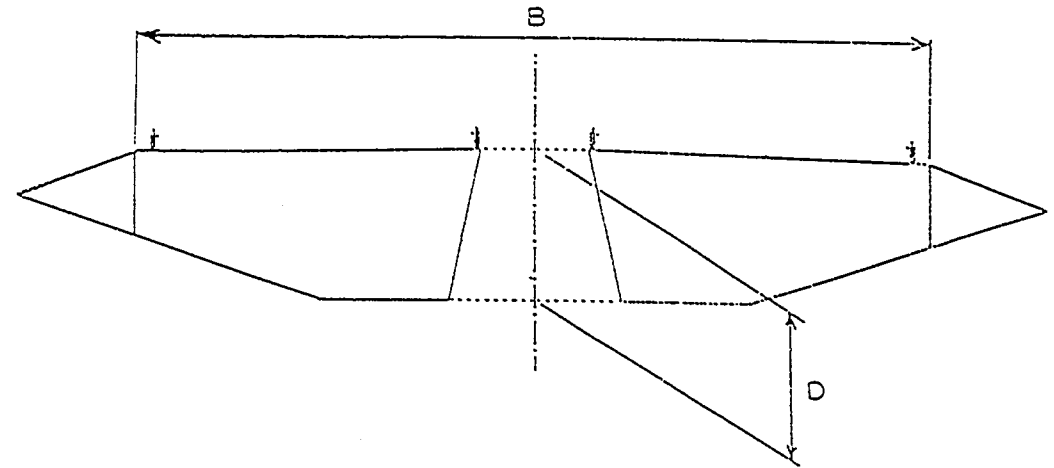
() 内数値は、仮に模型値を縮尺1/70としたときの実橋参考値

- (1) : 計測を容易にするため、過去の明石二箱桁断面の風洞試験結果より得られた形状補正係数 $\kappa=1.2$ 付近を目標に、フラッタが風洞風速10m/s近辺で発生するように諸元を調整し決定。但し、実橋換算した場合に現実離れしないように考慮。
- (2) : 桁高の低い模型に変更。形状以外の諸元はAを流用。

表-3.3.6.2 試驗結果一覽

模型	代表幅 B (m)	代表高 D (m)	B/D	No.	断面名称	κ	評価
A	0.5286	0.1000	5.286		突橋諸元	1.213	
				1	基本型 (高欄)	1.221	
				2	基本型+30%折上	1.299	○
				3	下面逆勾配	1.265	
				4	下面逆勾配+30%折上	1.348	○
				5	段差下流高	1.425	○
				6	段差上流高	0.855	
				7	傾斜板上流開	0.000	
				8	傾斜板下流開	1.096	
				9	傾斜板手角	1.313	○
				10	平行板	1.119	
				11	三角折上	1.320	○
				12	基本型 (高欄無)	1.378	
				13	床板逆勾配	1.162	
				14	フライング 上面張出	0.382	
				15	床板下流逆勾配	1.294	○
				16	床板上流逆勾配	0.698	
				17	フライング 下面張出	1.200	
				18	下面上流逆勾配	1.181	
				19	下面下流逆勾配	1.126	
B	0.4500	0.0565	7.965	20	壁高欄 (10) 中	1.214	
				21	壁高欄 (16) 中	1.398	○
					突橋諸元	1.180	
				22	基本型 (高欄+検査車)	1.180	
				23	基本型 (高欄)	1.150	
				24	基本型 (検査車)	1.082	
				25	基本型 (高欄無)	1.101	
				26	壁高欄 (16) 外	0.601	
				27	壁高欄 (16) 中	1.291	○
				28	壁高欄 (16) 内	1.181	
				29	翼形高欄外	1.095	
				30	翼形高欄内	1.116	
				31	翼形高欄内外	1.092	
				32	床板段差内	1.336	○
				33	床板段差外	1.231	
				34	下面段差内	1.138	

模型 A 基本型 (No. 1) $\kappa = 1.221$



模型 B 基本型 (No. 22) $\kappa = 1.18$

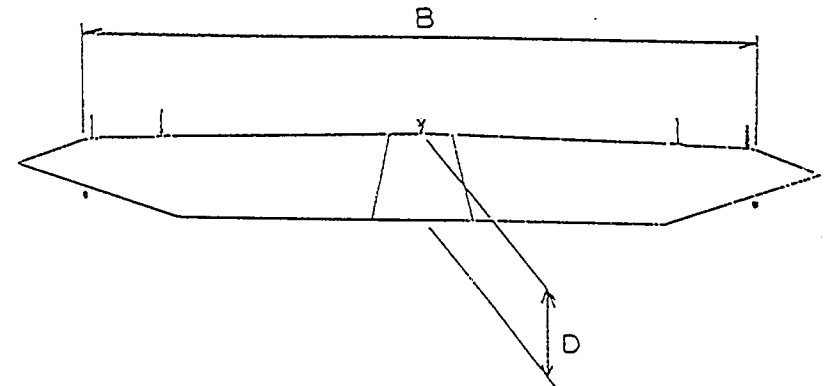


図-3.3.6.1 基本断面

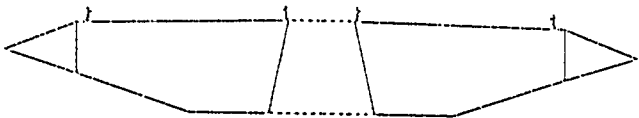
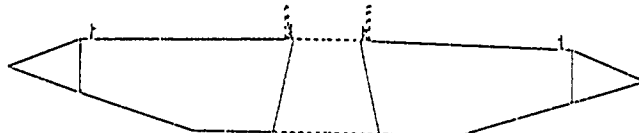
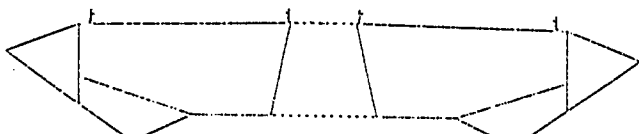
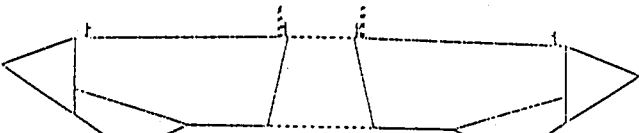
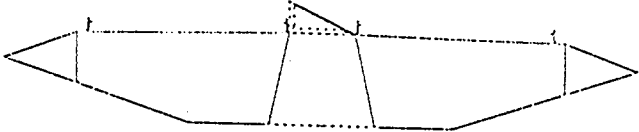
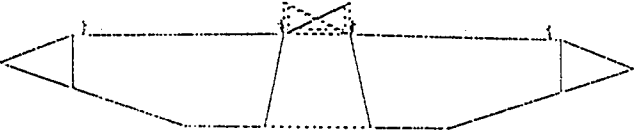
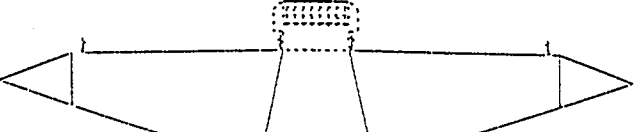
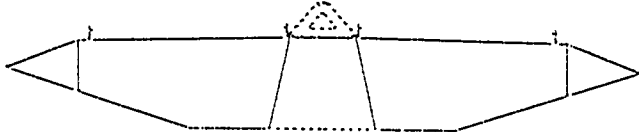
模型 No.		断面形状		試験結果 K	評価
A	1		【基本形】 ・明石2BOX検討断面 ・高欄付き（開孔部・外側） ・高欄高さ16mm（模型値）	明石検討時 1.213 本年度検討 1.221	
	2		【基本形+30%ネット】 ・模型No.1開孔部付近にネット設置 ・ネット：充実率30%、高さ35mm	1.299	○
	3		【下面逆勾配】 ・フェアリング形状変更、下面に逆勾配 ・高欄付（上面はNo.1と同型）	1.265	
	4		【下面逆勾配+30%ネット】 ・模型No.3開孔部付近にネット設置 ・ネット：充実率30%、高さ35mm	1.348	○
	5		【上下流非対称（段差付き）】 ・新形式として検討 ・上下流で段違い（非対称）	下流高 1.421	○
	6			上流高 0.855	

図-3.3.6.2(1) 検討結果一覧

模型 No.		断面形状		試験結果 に	評価
A	7		【開孔部傾斜板設置】 ・基本形（No.1）開孔部に傾斜板設置 ・上流側全開状態と下流側全開状態で検討 ・傾斜板開口面高さ35mm	上流開	
	8			下流開 1.096	
	9		【開孔部傾斜板千鳥状設置】 ・模型No.1開孔部に傾斜板を千鳥に設置 ・上下流の開放率をそれぞれ50%とした	1.313	○
	10		【開孔部平行板（2枚）】 ・基本形（No.1）開孔部に平行板を設置 ・平行板間隔20mm、上板高さ50mm ・板厚：2mm	1.119	○
	11		【開孔部三角ネット】 ・模型No.1開孔部に三角形状ネット設置 ・ネット：充実率30%、鉛直高さ38mm	1.320	○
	12		【基本形（高欄無）】 ・模型No.1高欄無し状態	1.378	○

図－3.3.6.2(2) 検討結果一覧

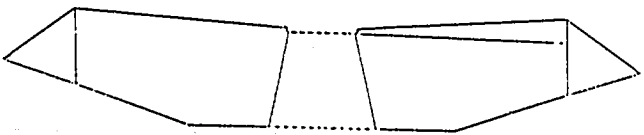
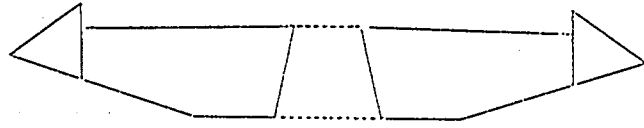
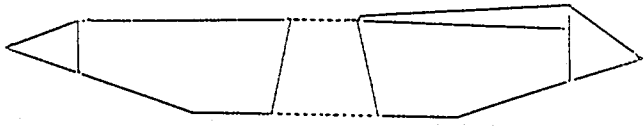
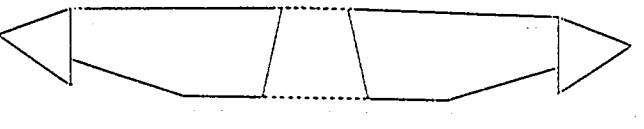
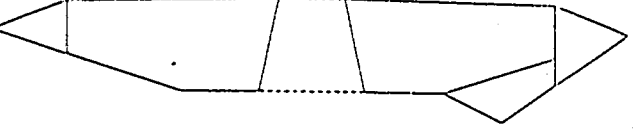
模型 No.		断面形状		試験結果 κ	評価
A	13		【床版（上面）逆勾配】 ・高欄無し ・床版（上面）に逆勾配をつける	1.162	
	14		【フェアリング上部張出】 ・高欄無し、模型No.13床板傾斜を取り除いた状態	0.382	
	15		【床版上下流非対称】 ・上下流とどちらか一方だけ床板逆勾配 ・逆勾配部はNo.13と同じ、高欄無し ・新形式として検討	下流逆勾配 1.294	○
	16			上流逆勾配 0.698	
	17		【フェアリング下部張出】 ・模型No.3の下面逆勾配部分を撤去 ・高欄無し	1.200	
	18		【下面上下流非対称】 ・模型No.3で上下流一方を下面逆勾配とし片側は基本形（高欄無し）	上流逆勾配 1.181	
	19			下流逆勾配 1.126	

図-3.3.6.2 (3) 検討結果一覧

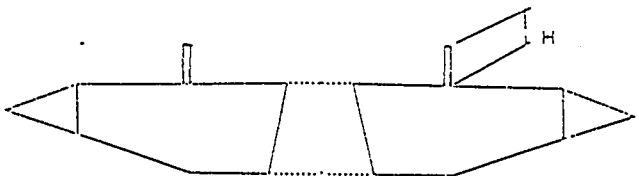
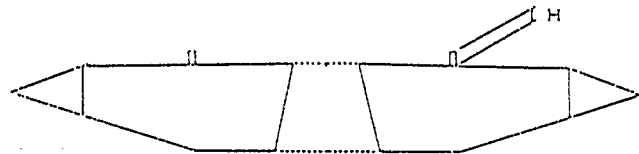
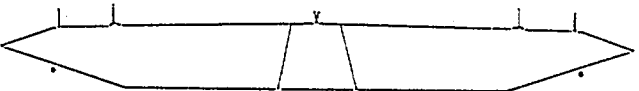
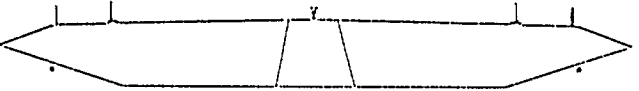
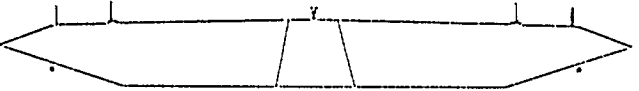
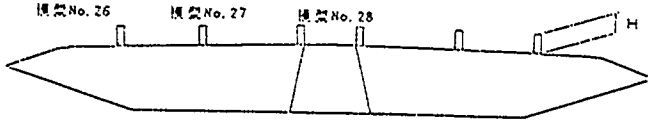
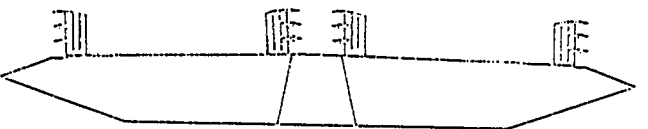
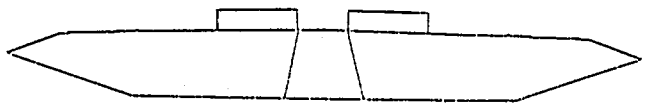
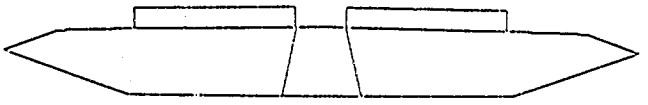
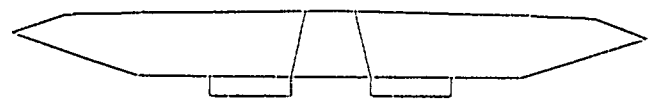
模型 No.		断面形状		試験結果 κ	評価
A	20		【壁高欄(10)】 $H/D=0.40$ ・基本形・高欄無し ・床板中央付近に高さ40mmの壁高欄 (板厚5mm) ・ネットとほぼ同じ高さ	1.214	
	21		【壁高欄(16)】 $H/D=0.16$ ・模型No.20の壁高欄を高さ16mmに変更 ・高欄とほぼ同じ高さ	1.398	○
B	22		【基本形】 ・中央分離帯・内外高欄・検査車レール 設置断面を基本形とする	過去データ 1.180	
	23		【基本形(高欄無)・(検査車レール無)】 ・模型No.22で、高欄のみ取り外した場合 と検査車レールのみ取り外した場合で実施	高欄のみ 1.150	
	24			検査車レール 1.082	
	25		【基本形(付加物無)】 ・模型No.22で、高欄・検査車レール等の付加 を一切取り外した場合	1.101	

図-3.3.6.2(4) 検討結果一覧

模型 No.		断面形状			試験結果 に	評価
B	26		【壁高欄(16)】 $H/D=0.28$ ・ 模型 A に設置した壁高欄と同形状 ・ 設置位置 外：基本形高欄位置 中：床版中央付近 内：開孔部付近	外	0.601	○
	27			中	1.291	
	28			内	1.181	
	29		【翼形状高欄】 ・ 高欄支柱等を翼形状とした ・ 設置位置は、外、内、内外両側	外	1.181	
				内	1.095	
				両	1.116	
	30		【床板段差(内)】 ・ 壁高欄(16)と同じ高さの段差を開孔部側にNo. 27と同位置に設置		1.336	○
	31		【床板段差(外)】 ・ 模型No. 26と同位置に段差を設置		1.231	
	32		【下面段差】 ・ 模型No. 30段差を下面に設置		1.138	

図－3.3.6.2(5) 検討結果一覧

3.4 新形式の超長大橋の耐風性に関する研究

3.4.1 概 要

新形式とは、3.2の1箱桁形式、3.3の2箱桁形式以外及び両者の組み合わせた形式を対象とし、平成7年度は以下の形式について検討が進められた。

（断面形状に関する研究）

- 種々の開口を持つ桁断面

従来の2箱桁と異なり、開口部を充実率50%程度の剛性部材で開口することを想定した研究であり、今年度は桁断面の床板付近をモデル化した断面形状について、部分模型による風洞試験が実施された。その結果、開口部分の位置によりフラッター風速が敏感に変化するとともに、上記の充実率50%程度の閉塞であれば、フラッター風速の低下は比較的微小であることが判った。

- 逆勾配2箱桁断面

2箱桁の各々に段差を設け、左右非対称な断面形状を対象とした研究であり、今年度は部分模型による風洞試験が実施され、風向により空力特性が大きく異なる場合のある事が判明した。今後は、断面の非対称性に着目した検討の継続と橋軸方向に桁配置を変化させる事の効果についての検討も行う。

- 楕円桁断面

今までにも、比較的耐風性が良好であるものとされてきた楕円断面に関して、今年度は経済性のある程度考慮しつつ橋梁としての実現の可能性の設計検討を開始した。今後はさらに設計検討を進めるとともに、基本的な耐風応答性の把握から、現実的な超長大橋としての可能性の検討へと作業を進める。

- ウィンドシールド型桁断面

長大橋の桁が、一般的には海峡部分の高度の高い位置に設置されるため、強風時の交通確保の面から国内外でウィンドシールドの設置検討が行われる場合が多い。今年度は、比較的類似した桁断面に対して、ウィンドシールドを設置した場合の、桁面での風速分布・静的空気力係数・フラッター風速の変化についての検討が行われた。

その結果ウィンドシールドとして風速の低減に有効な充実率は50%程度であり、静的・動的な耐風性に及ぼす影響は大きい事が判明した。

（複合形式に関する研究）

- 2箱桁／1箱桁併用形式

2箱桁断面と1箱桁断面を橋軸方向に変化させ、特に主塔位置では一箱桁として経済性に大きく影響する主塔幅を増大させない形式について検討が行なわれた。今年度は、1箱桁及び2箱桁形式との相対的な比較をフラッター解析により行い、一箱桁に対して34%程度のフラッター風速が上昇できる目処が得られた。

(その他の安定化対策に関する研究)

- 暴風時の質量偏載

台風の接近など暴風が予想された時点で、補剛桁に質量を偏載し安定化効果を得るもので、今年度フラッター解析による検討を行ったところ、一箱桁形式の補剛桁質量の20%程度の付加質量を中央径間の1/3の区間の風上側に偏載した場合、フラッター風速が13%程度上昇することが判明した。

なお、今年度は検討の途中段階の報告となるものであり、各社で進められた各形式に関する平成7年度の成果を以下に述べる。

3.4.2 2箱桁／1箱桁併用形式吊橋の耐風性検討

耐風性と経済性に優れた新形式の超長大橋の開発のため、ここでは、補剛桁断面として、耐風性への影響の大きい支間中央部に対しては、1箱桁断面に比べてフラッタ安定性の大幅な向上が期待できる2箱桁断面を適用し、一方で、これに伴う道路幅員の増加による主塔柱間隔（主塔規模）の増大を避け、さらに、2箱桁断面の適用による吊構造部の鋼重の増加をできるだけ抑えるため、塔付き部の補剛桁としては1箱桁断面を併用した、2箱桁／1箱桁併用形式の吊橋の提案を行い、その耐風性に対する検討を行った。本形式の特徴としては、上述のように、耐風性に優れる2箱桁断面と経済性に優れる1箱桁断面を併用することのほか、主ケーブル間隔を2箱桁断面の中央開口幅に合わせ、2箱桁部ではハンガーケーブルを鉛直配置として中央分離帯側に定着し、1箱桁部では横断方向に斜めに配置することにより路肩側で定着する構造としていることが挙げられる。すなわち、このようなケーブル配置とすることにより、2箱桁部においてハンガーが車道の建築限界を侵すことを避けるとともに、1箱桁部においては主ケーブルとハンガーおよび補剛桁により横断面方向に擬似的なトラスが形成されることによって、全体構造系としての桁のねじれ剛性の増加が期待できることになる。なお、1箱桁部における、ハンガーからの水平分力によるケーブルの横断方向への変形に対しては、左右の主ケーブル間に水平連結材を設置することにより対処することを想定している。

本検討においては、まず、2箱桁／1箱桁併用吊橋の振動特性について、立体骨組モデルを用いた固有値解析による検討を行った。次に、3.3.3項で述べた、標準的な2箱桁断面と1箱桁断面に対する風洞試験に

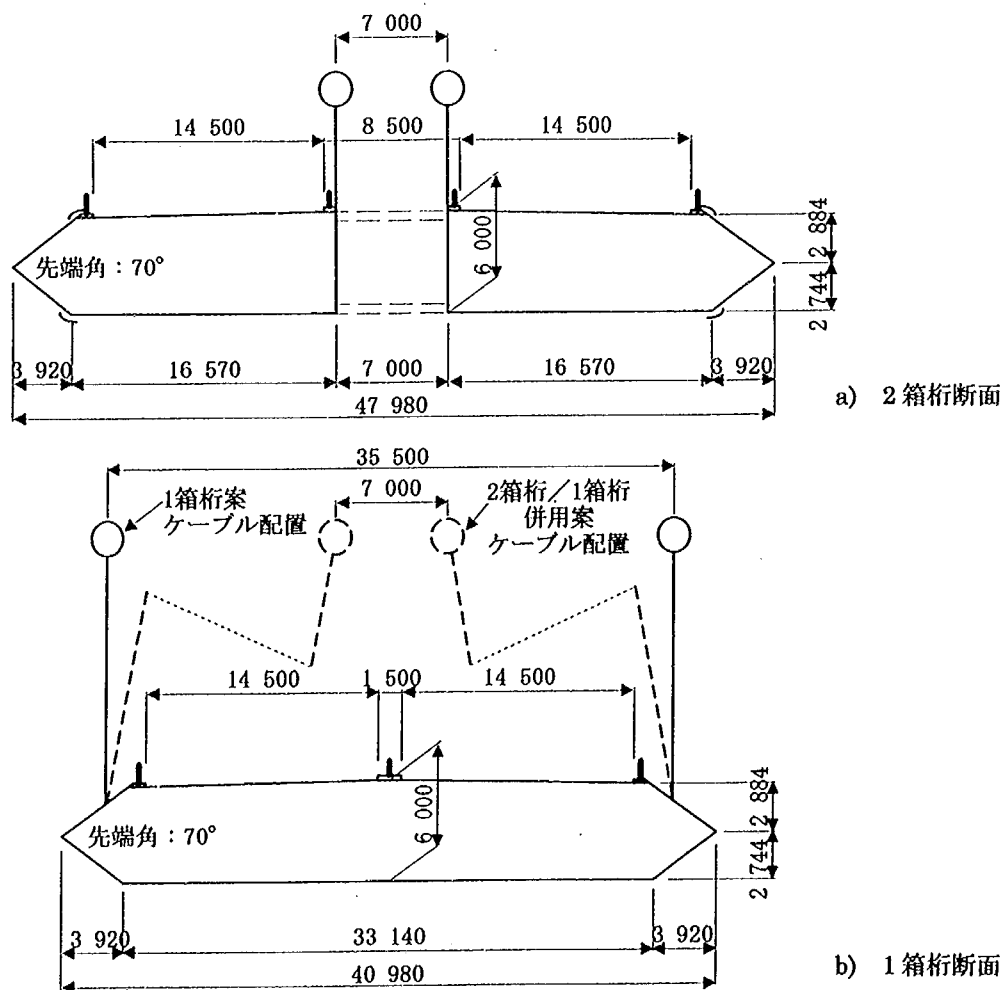


図-3.4.2.1 想定した箱桁断面形状

よる空力特性の検討により得られた静的空気力(三分力)係数および動的空気力係数をもとに、風荷重による静的変形特性の検討、ならびに多自由度フラッタ解析の手法を用いたフラッタ特性の解析的な検討を実施した。

本検討で対象とした2箱桁/1箱桁併用吊橋は、図-3.4.2.1に示すような箱桁断面を有する、主径間2500m、側径間1250mの3径間2ヒンジ吊橋であり、ケーブル間隔は2箱桁の開口幅に合わせて7.0mとし、図-3.4.2.2に示すように、両主塔より主径間ならびに側径間側の各々約600mの区間を1箱桁(ハンガー定着間隔35.5m)、残りの区間を2箱桁(ハンガー定着間隔7.0m)としている。また、本検討では、ケーブル間隔を35.5mとして、全区間にわたり1箱桁断面を適用した1箱桁形式吊橋案、ケーブル間隔を7.0mとして、全区間にわたり2箱桁断面を適用した2箱桁形式吊橋案の振動特性ならびに耐風性についても併せて検討を行った。表-3.4.2.1には、想定した各形式における橋梁諸元を示すが、2箱桁/1箱桁併用形式における、ケーブルを含めた吊構造部の重量は $w=37.9\text{t/m}$ となっており、従来の1箱桁形式における $w=34.6\text{t/m}$ に対して約10%の増加に留まっている。

表-3.4.2.1 各形式案の橋梁諸元

			1箱桁形式	2箱桁形式	2箱桁／1箱桁併用形式	
					1箱桁部	2箱桁部
上部工重量						
吊構造部	橋面工		4.86	4.86	4.86	4.86
	補剛桁		13.99	17.82	13.99	17.82
	フェリツク等	t/m	2.09	2.59	2.09	2.59
	ハンガー等		0.50	0.60	0.50	0.60
	その他		2.10	2.10	2.10	2.10
	小計		23.54	27.97	23.54	27.97
ケーブル 関 連	主ケーブル		9.66	11.23	10.75	
	その他	t/m	1.40	1.40	1.40	
	小計		11.06	12.63	12.15	
合 計			34.60	40.60	35.69	40.12
吊構造部極慣性モーメント		t・m ² /m	2795	5100	2795	5100
部材剛性						
補剛桁	断面積	m ²	1.280	1.516	1.280	1.516
鉛直断面二次モーメント		m ⁴	9.524	9.660	9.524	9.660
水平断面二次モーメント		m ⁴	133.3	263.3	133.3	263.3
ねじれ定数		m ⁴	19.8	21.0	19.8	21.0
ケーブル断面積		m ²	0.615	0.715	0.685	
ケーブル許容応力度			100 kgf/mm ²			

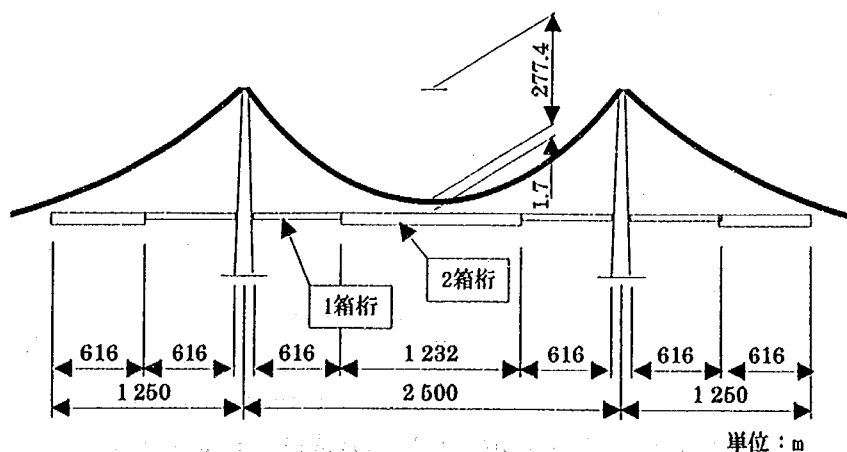


図-3.4.2.2 2箱桁/1箱桁併用形式吊橋側面図

(1) 振動特性に対する検討

固有値解析においては、補剛桁を2箱桁部、1箱桁部ともに1本の梁要素により置き換え、魚骨モデルとした立体骨組モデルを用いて解析を行い、2箱桁部の部材剛性については、開口部に設置した水平連結トラスをBleichの換算板厚に置き換えて評価を行った。また、主塔部についてはモデル化を行わず、塔頂におけるケーブルの支持条件としては橋軸方向に可動とした。各形式の吊橋案に対する固有値解析により得られた、桁の鉛直曲げ卓越モードおよびねじれ卓越モードに関する固有振動数と等価質量／等価極慣性モーメントを表-3.4.2.2に、代表的な振動モードについてのモード形状を図-3.4.2.3に示す。本解析により得られた結果についてまとめれば以下のようなものである。

表-3.4.2.2 各形式案の固有振動特性

	1箱桁形式			2箱桁形式			2箱桁／1箱桁併用形式		
	ケーブル間隔：35.5m			ケーブル間隔：7.0m			ケーブル間隔：7.0m		
曲げ 卓越モード	次数	固有振動数 Hz	等価質量 $t \cdot s^2/m/m$	次数	固有振動数 Hz	等価質量 $t \cdot s^2/m/m$	次数	固有振動数 Hz	等価質量 $t \cdot s^2/m/m$
	2次	0.0528	3.548	2次	0.0526	4.175	2次	0.0531	4.003
	6次	0.0694	3.546	6次	0.0690	4.172	6次	0.0701	3.902
	7次	0.0839	3.818	7次	0.0837	4.481	7次	0.0845	4.182
	9次	0.1005	3.569	8次	0.1000	4.197	9次	0.1023	3.930
	10次	0.1369	3.580	11次	0.1359	4.207	10次	0.1354	3.894
	11次	0.1385	3.633	12次	0.1375	4.269	11次	0.1401	3.968
	12次	0.1389	3.648	13次	0.1378	4.284	12次	0.1405	3.983
ねじれ 卓越モード	13次	0.1389	3.633	14次	0.1379	4.268	13次	0.1405	4.002
	次数	固有振動数 Hz	等価極慣性 $t \cdot m \cdot s^2/m$	次数	固有振動数 Hz	等価極慣性 $t \cdot m \cdot s^2/m$	次数	固有振動数 Hz	等価極慣性 $t \cdot m \cdot s^2/m$
	17次	0.1514	754.9	10次	0.1336	563.5	17次	0.1546	1287.6
	22次	0.1668	6395.9	22次	0.1682	14513.9	22次	0.1859	1120.1
	24次	0.1695	53246.3	26次	0.2371	557.0	26次	0.2547	4736.3
	26次	0.2068	18741.9	27次	0.2388	556.8	27次	0.2666	1973.9
	27次	0.2240	1405.1						
	28次	0.2307	1265.9				8次	0.1008	25165.0
							14次	0.1531	17276.9

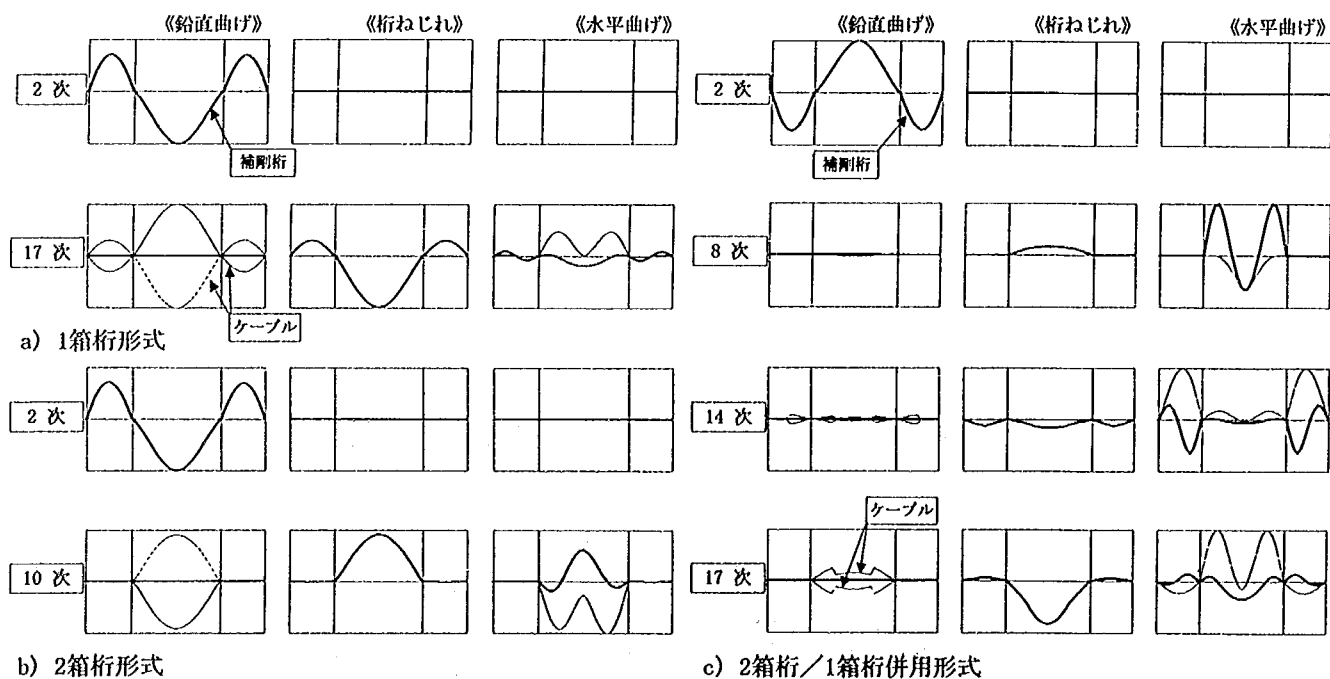


図-3.4.2.3 各形式案における代表的な振動モード形状

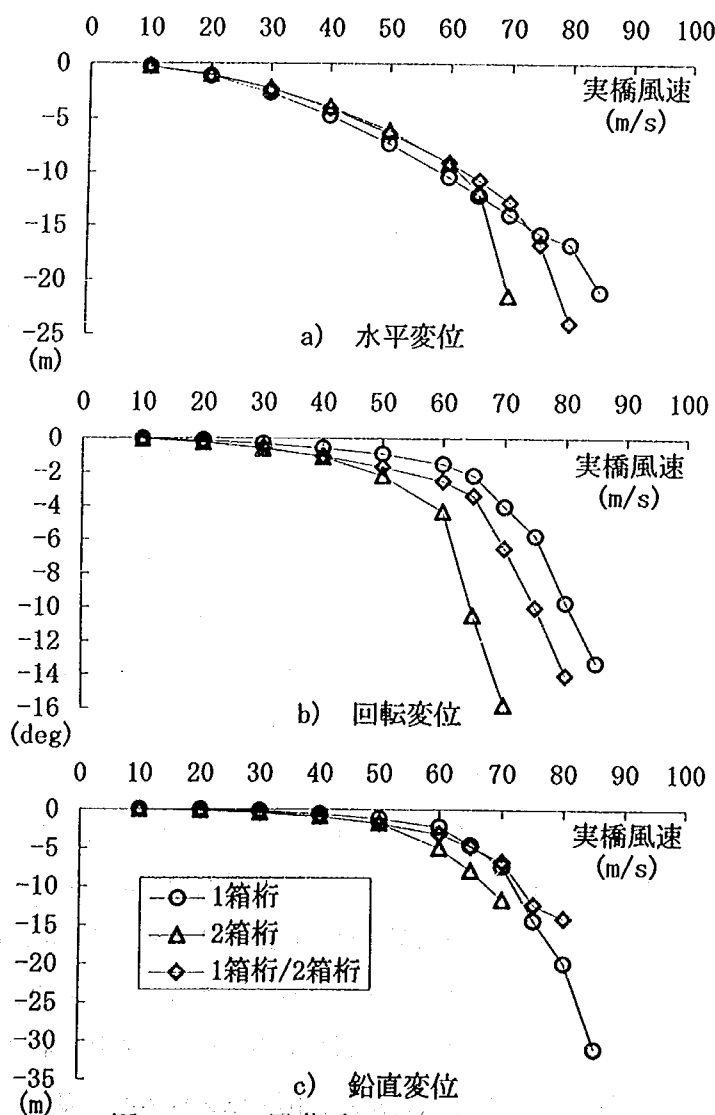
- a) 鉛直曲げ卓越モードに関しては、各形式間において、吊構造部重量の差異による等価質量の差はみられるものの、顕著な振動特性の差異は認められない。
- b) ねじれ卓越モードに関しては、1箱桁形式および2箱桁/1箱桁併用形式における最低次モードの固有振動数が、各々 $f_0=0.151\text{Hz}$, 0.155Hz とほぼ同様であるのに対して、2箱桁形式では $f_0=0.134\text{Hz}$ と約11%の低下がみられる。
- c) ねじれ最低次モードの等価極慣性モーメントについては、2箱桁形式ではケーブル間隔の減少に伴う影響により、1箱桁形式に比べて約25%低下するのに対し、2箱桁/1箱桁併用形式においては、補剛桁ならびにケーブルの水平曲げの連成の影響により約70%増加する傾向が認められる。
- d) 2箱桁/1箱桁併用形式においては、ねじれ最低次(17次)モードよりも低次側の8次、14次に、桁のねじれを伴う水平曲げモードの存在がみられる。

(2) 風荷重による静的変形特性に対する検討

超長大橋における耐風問題としては、フラッタ安定性の問題のほか、風荷重による静的変形特性についても重要な問題と考えられる。本検討において対象とした2箱桁/1箱桁併用吊橋においては、補剛桁として比較的抗力係数の小さな偏平箱桁断面を用いていることにより、トラス補剛桁に比べ水平たわみについては大幅に軽減されるものと考えられる。一方で、補剛桁の回転変位については、ダイバージェンスのような静的空力不安定現象の発生の可能性が考えられるほか、ダイバージェンスまでには至らないとしても、過大な回転変位の発生は、フラッタ安定性の低下にもつながることから、十分な検討が必要と考えられる。

ここでは、2箱桁、1箱桁の各断面に対して風洞試験により得られた抗力、揚力、空力モーメントの三分力係数(3.3.3項参照)を用い、立体骨組モデルに対する有限変形解析により、風荷重による静的変形量の評価を行った。図-3.4.2.4には、各形式の吊橋案に対する風荷重載荷計算により得られた、風速と主径間中央における補剛桁の変位量との対応について示す。なお、ここでの風荷重に対しては、ガスト応答による動的成分については考慮していない。本検討により得られた結果についてまとめれば以下のようなものである。

- a) 各形式ともに風速 60m/s 付近から桁の回転変位は急激に増加し、2箱桁形式については



65m/s、2箱桁／1箱桁併用形式および1箱桁形式についても各々75m/s、80m/s付近で、主径間中央において -10° を超える頭下げの大きな回転変位を生じている。

- b) 2箱桁形式における回転変位が、他の形式に比べ特に大きくなる傾向がみられるが、その要因としては、1面吊りに近い構造形式のため、ケーブルによる桁のねじれ拘束に対する寄与が小さく、系全体としての桁のねじれ剛性が低くなることが挙げられる。
- c) 2箱桁／1箱桁併用形式においては、1箱桁部において主ケーブルとハンガーおよび補剛桁により横断方向に擬似的なトラスが形成されることにより、系全体としてのねじれ剛性の増加が期待できる一方で、桁の水平たわみに伴う横断面の回転の影響により、回転変位量としては増加する傾向にあることが考えられ、この結果においても従来型の1箱桁形式に比べて回転変位量は大きくなる傾向が認められる。しかしながら、ここでの結果においては、従来型の1箱桁形式吊橋においてもかなり過大な回転変位が発生しており、この2箱桁／1箱桁併用形式吊橋の変形特性がクリティカルな問題となるか否かについて、この結果のみから判断することはできないものと考えられる。
- d) 本検討において対象とした各形式の吊橋案において、このように大きな桁の回転変位が生じていることについては、ここで想定した箱桁断面の三分力特性として、2箱桁断面、1箱桁断面のいずれにおいても、負迎角側での空力モーメント係数が比較的大きな値となっていることが主たる要因と考えられる。
- e) 補剛桁の水平たわみに関しては、60m/sを超える高風速域において変位量の差異はみられるものの、これについては、高迎角範囲での抗力係数の急激な変化によるものと考えられ、各形式における構造的な変形特性の差異については小さいものと考えられる。また、例えば2箱桁／1箱桁併用形式の風速80m/sにおける水平たわみとしては25m程度であり、明石海峡大橋において設計風速時に30mを超える水平たわみを許容していることから、これが設計上特に問題となることはないものと考えられる。
- f) 補剛桁の鉛直たわみに関しては、桁の回転変位の増加に伴う揚力（下向き）の増加により、やはり風速60m/s付近から急激に増加する傾向がみられる。なお、2箱桁断面における揚力係数 $C_L \approx -0.9$ 、1箱桁断面における揚力係数 $C_L \approx -1.3$ より、例えば風速80m/sにおける揚力としては、各々12.3t/m、17.7t/m（下向き）と、かなり大きな荷重となることから、部材応力の面からも問題となることが予想される。

以上の結果より、2箱桁／1箱桁形式吊橋の風荷重による静的変形特性に関して、必ずしもその構造特性に起因するものではないものの、適用する補剛桁断面によっては設計風速時に主径間中央で $\alpha = -10^{\circ}$ を超えるような過大な桁の回転変位を生じ得る可能性が示された。このような過大な回転変位の発生は、フラッタ安定性の低下につながることを予想され、さらに、これに伴う下向きの揚力の増加により部材応力の面でも問題となることが考えられることから、その抑制対策についての検討が必要と考えられる。なお、本検討において対象とした吊橋案における過大な回転変位の発生については、補剛桁断面の負迎角側における負の空力モーメントの増加が主たる要因と考えられることから、フェアリング形状等の桁断面の改良による空力モーメントの低減が最も有効と考えられる。一方で、桁断面形状の改良は、断面のフラッタ特性への影響についても考慮しながら検討を進める必要があり、必ずしもこれのみによって十分な対応を図ることが困難となる可能性もあることから、例えばクロスハンガーの適用等による構造的な対策についても併せて検討を行うのが望ましいものと考えられる。

(3) フラッタ特性に対する検討

2箱桁/1箱桁併用吊橋のフラッタ特性に関しては、多自由度フラッタ解析の手法を用いて、解析的な検討を実施した。また、上述した各検討と同様に、従来型の1箱桁形式吊橋ならびに2箱桁形式吊橋についても併せて解析を行い、各形式の吊橋のフラッタ特性の比較を行った。本検討におけるフラッタ解析手法としてはモード組合せ法とし、解析においては、補剛桁に作用する動的揚力、動的空力モーメントの各動的空気力係数のほか、補剛桁とケーブルに作用する準定常抗力による影響についても考慮した。また、補剛桁に作用する各空気力については、2箱桁、1箱桁の各断面に対して風洞試験により得られた動的空気力係数ならびに三分力係数を用いて評価を行った。(3.3.3参照) なお、本検討においては、迎角として $\alpha=0^\circ$ を対象とし、風荷重による静的変形に伴う桁の回転変位の影響については考慮しないものとした。

本解析における振動モードの組合せ条件としては、連成フラッタの発生に対して支配的となるものと考えられる曲げ・ねじれ各最低次モードのみの組合せと、1次～30次までの全モードの組合せの2ケースを想定した。また、2箱桁/1箱桁併用形式に対しては、曲げ・ねじれ各最低次モード(2次+17次)の組合せに加え、桁のねじれを伴う水平曲げ対称2次モード(8次)の組合せについても考慮した解析も併せて実施した。図-3.4.2.5ならびに図-3.4.2.6には、各形式の吊橋案に対するフラッタ解析により得られた、風速による応答対数減衰率ならびに応答振動数の変化について示す。本検討により得られた、各形式案のフラッタ特性についてまとめれば以下のようなものである。

まず、曲げ・ねじれ各最低次モードのみの組合せを考慮した解析結果によれば、

- a) 2箱桁形式においては、1箱桁形式に比べ桁断面についてのフラッタ特性の向上は期待できるにもかかわらず、フラッタ限界風速としては1箱桁形式のそれとほぼ同様の値(約50m/s)となっている。これについては、ねじれ最低次モードに関する固有振動数の低下と等価極慣性モーメントの減少の影響によるものと考えられる。
- b) 2箱桁/1箱桁併用形式においては、曲げ・ねじれ各最低次モードのみの組合せに対しては、作用空気力の寄与率の高い主径間中央部に2箱桁断面を適用したことによる桁断面のフラッタ特性の向上に加えて、ねじれモードにおける等価極慣性モーメントの増加の影響によりフラッタ特性は大幅に向上し、フラッタ限界風速としては $V_f=78\text{m/s}$ と、1箱桁形式に比べ約55%上昇する。
- c) しかしながら、桁のねじれを伴う水平曲げ(8次)モードの組合せについても考慮した場合には、この8次モード分枝よりフラッタが発生し、フラッタ限界風速としては約70m/sまで低下する結果となっている。また、1次～30次までの全モードの組合せについて考慮した解析結果によれば、
- d) いずれの形式においても、フラッタ限界風速以下の風速域における応答減衰率(正減衰)については、曲げ・ねじれ各最低次モードのみの組合せを考慮した場合に比べて増加する傾向がみられる。
- e) 1箱桁形式におけるフラッタ限界風速については、曲げ・ねじれ各最低次モードのみの組合せを考慮した場合と比較してほとんど変化はみられない。
- f) 2箱桁形式におけるフラッタ限界風速については約55m/sと、曲げ・ねじれ各最低次モードのみの組合せを考慮した場合に比べ約10%上昇しており、また、限界風速以降における応答減衰についても、あまり急激な変化がみられなくなっている。

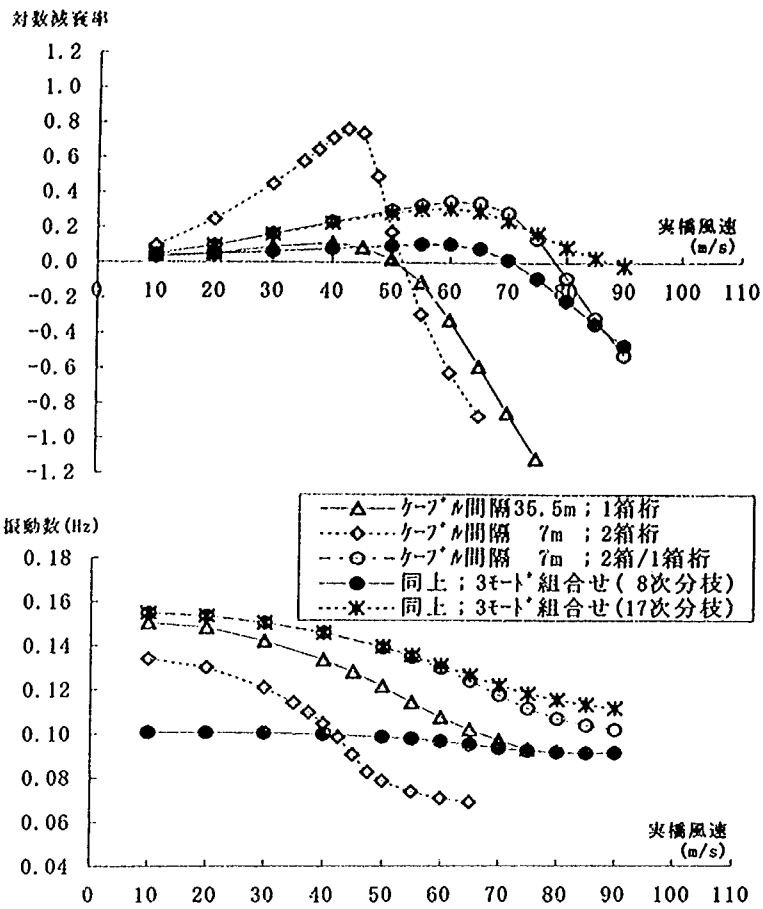


図-3.4.2.5 フラッタ解析結果
(曲げ／ねじれ最低次モード組合せ)

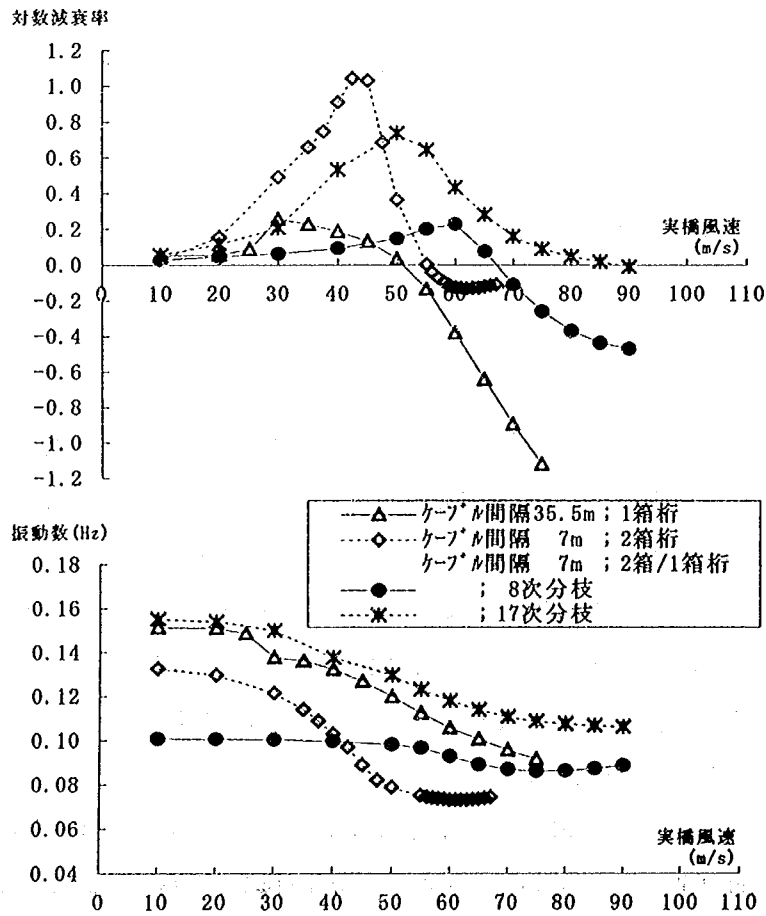


図-3.4.2.6 フラッタ解析結果
(1~30 次全モード組合せ)

- g) 全モードの組合せを考慮した解析による2箱桁/1箱桁併用形式でのフラッタ限界風速は $V_f=67\text{m/s}$ と、曲げ・ねじれ各最低次モード(2次+17次)と8次モードの組合せを考慮した場合に比べてわずかながら低下する傾向がみられ、1箱桁形式に対するフラッタ限界風速の上昇率としては約34%となっている。

(4) 考察およびまとめ

ここでは、補剛桁断面として、フラッタ特性に優れた2箱桁断面と経済性に優れる1箱桁断面とを併用し、ケーブルを2箱桁部の開口幅に合わせて配置した新形式吊橋の耐風性について検討を行った。本検討の結果、この2箱桁/1箱桁併用吊橋のフラッタ特性は、作用空気力の寄与率の高い主径間中央部にフラッタ特性の良好な2箱桁断面を配置することによる動的空気力特性の改善と、低次のねじれ卓越モードにおける等価極慣性モーメントの増加による効果によって、従来型の1箱桁形式吊橋に比べて大幅に向上し、フラッタ限界風速としては30%以上の上昇が期待できる可能性が示された。しかしながら、その実用化のためには、さらにフラッタ特性の向上を図る必要があると考えられることから、今後は、空力的対策、構造力学的対策の両面から、この問題についての検討を進めていく予定としている。なお、このうち前者については、フェアリング形状の変更や、他の空力添加物による桁断面のフラッタ特性の改善が考えられる。また、後者については、特に本検討で対象とした2箱桁/1箱桁併用吊橋においては、本来のねじれ最低次モードよりも低次側に現れる桁のねじれを伴う水平曲げモードの寄与によるフラッタ限界風速の低下がみられたことから、これを回避するためのクロスハンガー等の適用による振動特性の改善が挙げられる。さらに、本検討の結果、風荷重による静的変形特性に関して、適用する補剛桁断面によっては設計風速時に主径間中央では -10° を超える過大な桁の回転変位を生じ得る可能性が示されたことから、その低減対策についても、同じく空力的対策、構造力学的対策の両面から検討を行っていくことを考えている。

3.4.3 開口部配置による耐風性検討

(1) 対象橋梁および風洞試験の概要

風洞試験では表-3.4.3.1 に示した基本諸元を有する超長大吊橋（中央支間長 2,500m、側支間長 1,250m）を対象とした。本試験で使用した風洞は川田工業(株)所有の水平回流式ゲッチングン型風洞（閉鎖型測定洞：幅 2.0m×高さ 2.5m×全長 15.0m）であり、試験模型としては縮尺 1/71 の 2 次元剛体部分模型（模型長 1,620mm）を使用した。ただし、試験模型の製作にあたっては、箱桁の開口位置を変化させた場合の基本的な連成フラッター特性を把握することに主眼を置き、図-3.4.3.1 に示すような箱桁断面の斜線部分（高欄などを考慮しない上下対称で非常に偏平な断面）をモデル化するものとした。ばね支持試験条件を表-3.4.3.2 に、ばね支持試験で対象とした実験ケースを表-3.4.3.3 に示す。ここに、CASE-W3L3/50 および CASE-W5L5/50 は CASE-W3L3、CASE-W5L5 の各ケースの開口部に充実率 50%のネットを取り付けたケースに対応する。

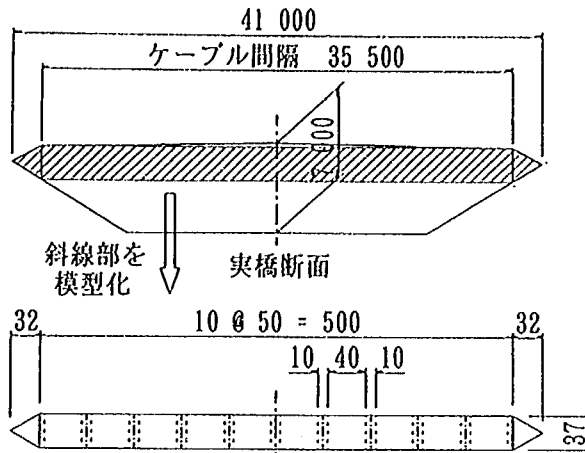
(2) 試験結果と考察

迎角 $\alpha = 0^\circ$ なる一様流中のばね支持試験で得られた $V - \delta$ 曲線（風洞風速と空力減衰の関係）を図-3.4.3.2～図-3.4.3.4に示す。また、各ケースのフラッター発現風速を表-3.4.3.3にまとめる。図-3.4.3.2は風上側のみを順次開口した実験結果を比較したものである。この図より、風上側の最も外側 1 パネルを開口したCASE-W1は、基本ケースであるCASE-ADとフラッター発現風速がほぼ同じであるのに対し、CASE-W2ではCASE-ADと比較して約27%も発現風速が低下する結果となっている。これは、CASE-W2では、他のケースと異なって不安定なリミットサイクルが存在し、曲げとねじれの連成フラッターよりもねじれフラッターに近い振動が発現したことに起因する。一方、CASE-W3、W4、W5の3ケースは、基本ケースと比べ、いずれも約17%程度もフラッターの発現風速が上昇している。これら3ケースの減衰特性には大きな差異はないものの、 δ の最大値は風上側の最も中央側を開口したCASE-W5が若干大きい結果となっている。

一方、図-3.4.3.3 と図-3.4.3.4 は開口部を対称配置した場合と非対称配置した場合の実験結果を比較したものである。これらの図から、トラス補剛吊橋の結果と異なり、風下側のみを開口した場合でも、風上側のみを開口したケースに比べて寄与は幾分少ないものの、フラッター風速が基本ケースよりも上昇していることがわかる。また、上・下流側を対称に開口したケースでは、CASE-W5L5 が最も効果的となり、基本ケースと比べ約 27%もの風速上昇（風上側および風下側のみを開口した場合のフラッター発現風速のそれぞれの上昇分を足し合わせた程度まで発現風速が上昇）となっている。さらに、これらの対称配置した開口部に充実率 50%のネットを設置したケースの結果（図中の■記号）は、ネットを設置しないケース（図中の□記号）よりもわずかに風速が下回る程度で、充実率 50%程度であれば連成フラッター特性はほとんど影響されないと推察された。

表-3.4.3.1 対象橋梁の基本諸元

支 間 割		1, 250m + 2, 500m + 1, 250m
サ グ 比		1/9
ケ ー ブ ル 間 隔		35.5 m
ケーブル許容応力度		100 kg/mm ²
死荷重	ケーブル部	11.0 tf/m/Br.
	吊構造部	24.0 tf/m/Br.
	合 計	35.0 tf/m/Br.
極慣性	ケーブル部	350 tf・s ² ・m/m/Br.
	吊構造部	340 tf・s ² ・m/m/Br.
モーメント	合 計	690 tf・s ² ・m/m/Br.



模型断面 (縮尺1/71)

図-3.4.3.1 風洞模型

表-3.4.3.3 各実験ケースおよびフラッター発現風速($\alpha=0^\circ$)

実験ケース	開口位置	フラッター発現風速(m/s)
基本ケース	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	15.0
CASE-AD	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	(1.00)
CASE-W1	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	15.0 (1.00)
CASE-W2	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	11.0 (0.73)
CASE-W3	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	17.5 (1.17)
CASE-W4	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	17.5 (1.17)
CASE-W5	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	17.5 (1.17)
CASE-L3	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	16.0 (1.07)
CASE-W3L3	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	18.5 (1.23)
CASE-W3L3/50	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	18.0 (1.20)
CASE-L5	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	16.5 (1.10)
CASE-W5L5	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	19.0 (1.27)
CASE-W5L5/50	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	18.5 (1.23)
CASE-A0	W1 W2 W3 W4 W5 L5 L4 L3 L2 L1	—

注) フラッター発現風速は風洞風速

() 内は基本ケースを1.0とした時の割合

表-3.4.3.2 ばね支持試験条件(縮尺 1/71)

重量	35.0 tf/m/Br.	11.24 kgf/model
極慣性 モーメント	690 tf・s ² ・m/m/Br.	0.0440 kgf・s ² ・m/model
振動数	たわみ	0.0537 Hz
	ねじれ	0.1604 Hz
振動数比	2.987	2.639
構造対数	たわみ	0.02
減衰率	ねじれ	0.02
風速倍率	—	3.565 ⁽¹⁾

注) 振動数比の差異をSelberg式で補正した場合の風速倍率

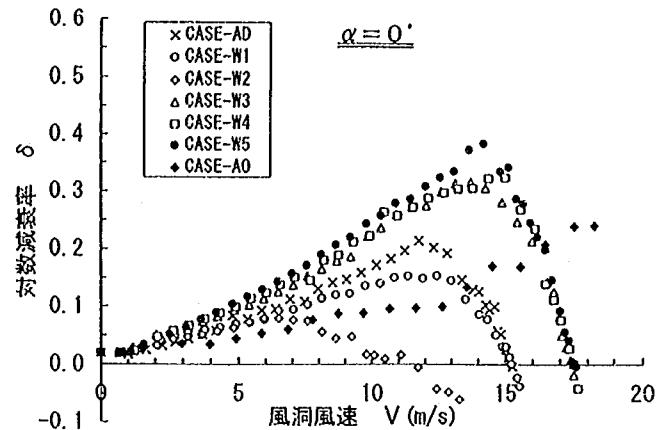


図-3.4.3.2 V-δ曲線(風上側のみの非対称開口化)

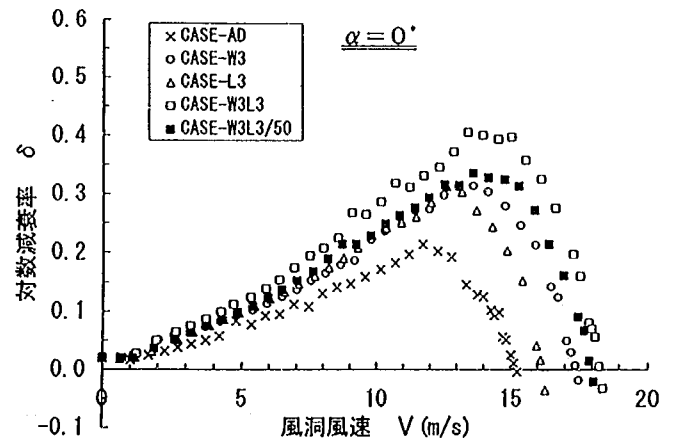


図-3.4.3.3 V-δ曲線(W3とL3の開口化)

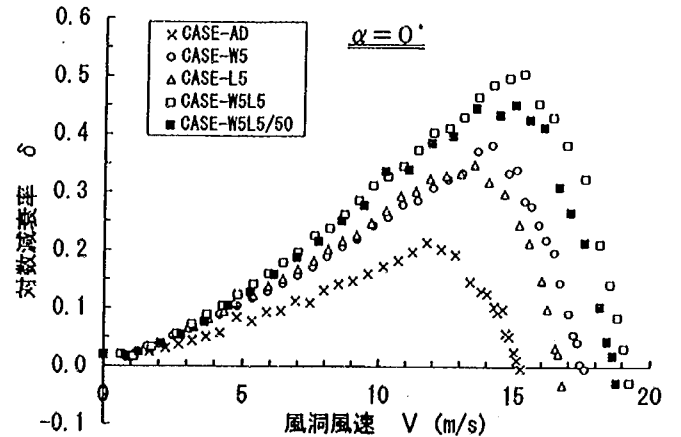


図-3.4.3.4 V-δ曲線(W5とL5の開口化)

(3) まとめ

風洞実験で得られた主要な結果を以下にまとめる。

- ① 風上側の最も外側 1 パネルを開口した CASE-W1 のフラッター発現風速 V_{Fm} は、基本ケースである CASE-AD とほぼ等しく $V_{Fm}=15\text{m/s}$ であった。これに対し、外側の 2 パネル目を開口した CASE-W2 では不安定なリミットサイクルを有するねじれフラッターに近い振動が発現し、フラッター発現風速は $V_{Fm}=11\text{m/s}$ と CASE-AD と比較して約 27% も低下した。
- ② 風上側の W3、W4、W5 なる部分を開口した CASE-W3、CASE-W4、CASE-W5 のフラッター発現風速はいずれも $V_{Fm}=17.5\text{m/s}$ となっており、基本ケース(CASE-AD)と比べ、約 17% 程度もフラッター発現風速が上昇する。
- ③ 風下側の L3 と L5 をそれぞれ開口した CASE-L3、CASE-L5 の連成フラッター発現風速はそれぞれ $V_{Fm}=16.0\text{m/s}$ 、 $V_{Fm}=16.5\text{m/s}$ であり、風下側の同じ位置を開口したケースよりも効果は幾分少ないものの、いずれも基本ケース(CASE-AD)の $V_{Fm}=15.0\text{m/s}$ よりも発現風速が上昇する。
- ④ 風上側の W3 と風下側の L3 を開口した場合(CASE-W3L3)、風上側の W5 と風下側の L5 を開口した場合(CASE-W5L5)の連成フラッター発現風速はそれぞれ $V_{Fm}=18.5\text{m/s}$ 、 $V_{Fm}=19.0\text{m/s}$ まで上昇するが、中央部の風上側と風下側を開口した CASE-W5L5 の方が連成フラッターの発現風速が幾分高いと言える。また、非常に偏平な箱桁断面を対象とした場合、連成フラッターの発現風速に及ぼす対称開口の影響は、個々の開口による寄与を重ね合わせできる可能性がある。
- ⑤ 対称開口部に充実率 50% のネットを設置した場合(CASE-W3L3/50、CASE-W5L5/50)の連成フラッター発現風速は、ネットを設置しないケースよりもわずかに発現風速が下回る程度で、充実率が 50% 程度であれば連成フラッター特性は大幅に低下しないと言える。

<参考文献>

- 1) 米田昌弘・中崎俊三・片山哲夫・大野克紀・杉山幸一：「3,000m 級超長大トラス補剛吊橋の耐風安定性に関する実験的研究」，構造工学論文集，Vol.42A，pp.833～840，1996 年 3 月。

3.4.4 楕円断面と非対称断面の検討

(1) 楕円形状を有する補剛桁断面の構造検討（計画）

1) 緒言

超長大橋吊橋の補剛桁部に楕円形状を有する断面を用いた場合についての構造検討を行う。

楕円断面は、フラッター特性に優れており、抗力係数も小さいため、空力的には優れた断面であるといわれている^{(1) (2)}。そのため、構造的な問題点が解決されたならば、大いに実用化の可能性は有るものと思われる。

ここでは、楕円形状のシェル部を単なるウィンドシールドとしてではなく、構造部材として用いた断面が、十分な強度を有し、かつ重量を経済的な範囲内（40tf/m程度）に収めることが可能であるか否かを検討することとする。なお、詳細検討については来年度の報告書に持ち越すものとし、ここでは概要を説明するにとどめる。

2) 検討条件

楕円断面の構造検討を行うにあたり、その基本となる条件を以下に示す。

① 構造形式

本検討において、仮定した超長大橋の構造形式を以下に示す。

ケーブル支間	: 1250 + 2500 + 1250 m
補剛桁支間	: 1224 + 2472 + 1224 m
サグ比	: 1 / 9.888
ケーブル間隔	: 34.0 m
ハンガー間隔	: 12.0 m
ケーブル許容応力	: 100 kgf/mm ²
道路規格	: 第1種第1級
車線数	: 6車線 + 路肩
幅員	: 2 @ 14.5m
舗装厚	: 65 mm

② 楕円断面の諸元

楕円断面の主要諸元を以下に示し、図-3.4.4.1に概観を示す。

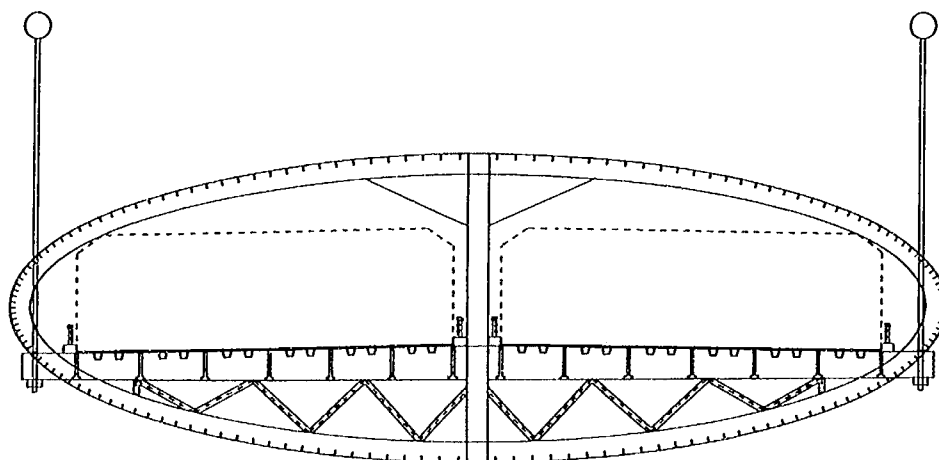


図-3.4.4.1

楕 高	: 12.0 m
楕 幅	: 36.0 m
重 量	: 40.0 tf/m (吊構造部 28.0 tf/m, 吊材 12.0 tf/m)
シェル部板厚	: 9 mm
シェル部断面積	: 0.678 m ²
鉛直曲げ剛性	: 15.241 m ⁴
水平曲げ剛性	: 82.366 m ⁴
ねじれ剛性	: 50.317 m ⁴

シェル部の断面積や断面剛性は板厚に依存して変化するが、ここでは初期検討値として、板厚9mmの場合について示している。なお、重量についてもあくまで目標として設定したものであり、板厚や補強材の量によっては、大幅に増加することもあり得る。

③ 使用鋼材

形鋼、鋼板ともにSM490を主体に構成し、鋼重が最小となる構造を最も経済的な構造と位置づける。ただし、より高強度の鋼材を必要に応じて用いることもあり得る。

④ 許容応力の評価

許容応力の評価は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編;平成 6年 2月 (社)日本道路協会」に準じて行うものとする。

⑤ 荷 重

荷重については、以下の要領書等によるものとする。

・活荷重:「明石大橋設計要領 上部工構造設計基準・同解説;1989.4」

「道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編;平成 6年 2月 (社)日本道路協会」

・風荷重:「明石海峡大橋耐風設計要領・同解説;1990.2」

3) 解析方法

応力度の算出等においては、三井造船株式会社 鉄構建設事業部作成のプログラム等を用いて行うものとする。

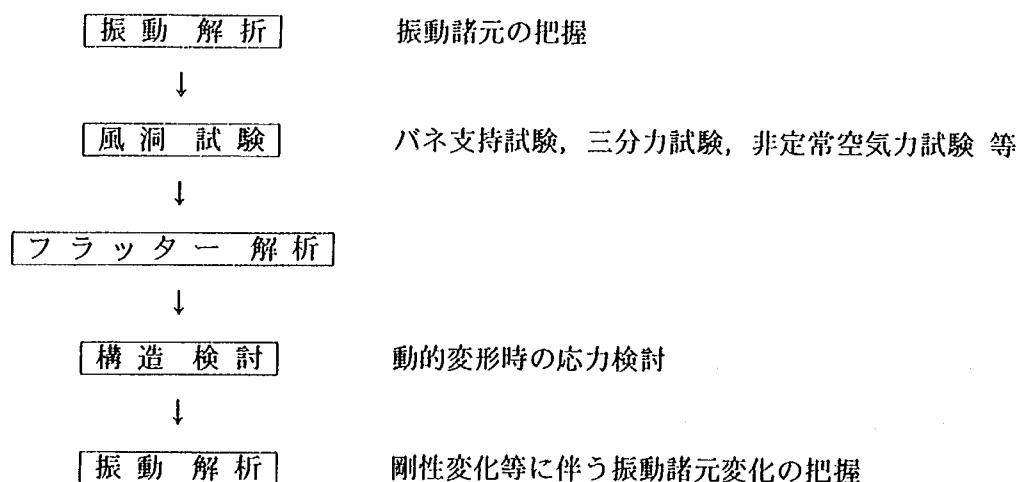
4) 今後の検討方針

① 耐風性の予備検討

風洞試験は、3.3.6と同様に仮の諸元で予備検討を先行実施し、耐風特性の概要把握を試みる。

② 動的な検討

静的な構造検討により、楕円断面が構造的に十分な強度を有し、かつ経済的にも問題が少ないと判断され、実現のメドがたった場合には、動的な解析についても実施する。以下にその流れの概要を示す。



② より機能的・経済的な構造形式の選定

今回の検討では、シェルにより完全に路面全体を囲むような構造となっているが、上面シェルに開孔部を設けることにより、排気、採光の面で大きなメリットが生じる。そのため、開孔部を設けた場合についても構造的、空力的検討を行い、より機能的な構造と変換していく必要があると思われる。

さらに、路面の勾配や配置を変化させることによって、断面自体を小さくすることが可能となるならば、経済性の面でメリットがあるため、検討する余地はある。

また、予備検討で楕円断面の耐風特性が非常に優れていることが判明すれば、たとえ単位長さ当たりの鋼重が大きく、経済性の面で劣るとの結論が出たとしても、例えば、耐風特性を大きく左右する中央径間中央部のみに楕円断面の配置を行う等、断面形状の組み合わせで総合的に条件をクリアすることも考えられる。

(2) 2箱桁間に段差を設けた断面の空力特性

2-BOX断面において、2箱桁間に段差を設けて橋軸に対して左右非対称とした場合についての風洞試験を三井造船株式会社 昭島研究所 構造物用低速風洞にて実施した。本試験は、WG・B（2-BOX）の検討試験と平行して実施しており、詳細については、本報告書の3・3・6に既述であるため、ここでは省略する。

今回、新たに非対称断面を提案し、その空力特性を検討した意図は、一方の風向に対しての耐風性を大幅に向上させることができる場合に、もう一方の風向に対しての耐風性があまり悪くならないければ、もしくは、全く異なった現象が出るならば、橋軸方向に交互に配置した場合には、全橋として耐風性が良くなることもあり得るということを確認するためである。

試験の結果、非対称断面は風向により著しく異なった耐風性を有するという結果を得たため、今後全径間での3次元解析等の手法により、3次元性の検討等詳細な検討を行う必要があると思われる。

<参考文献>

- [1] Roy Richardson, "Radical Deck Designs for Ultra-Long Span Suspension Bridges", 13th IABSE Congress Report, pp. 901-904, Helsinki, 1988

- [2] 京都大学工学部土木工学教室橋梁工学研究室（社）システム総合研究所，「長大橋梁のケーブルおよび桁の耐風性に関する研究」，平成 6年 3月

3.4.5 ウィンドシールド、遮風楕円断面

本節では、桁断面にウィンドシールドを当初から設計に織り込み、強風時の走行車両の安全性確保を考慮し、経済性を追求した桁断面の開発を目標とする。

3.4.5.1 既存類似断面の基本調査

今年度は、下図に示す扁平な桁断面に対して、高欄位置にウィンドシールドを設置した場合の、路面上での風速分布・静的空気力係数・動的フラッター風速について、部分模型による風洞試験を実施した。

なお、下図の桁断面のオリジナルは、4車線＋両側歩道の桁断面のため、ケーブル間隔を今回対象の35.5mになるように、幾何学的な相似倍率を乗じた寸法を図中に示す。

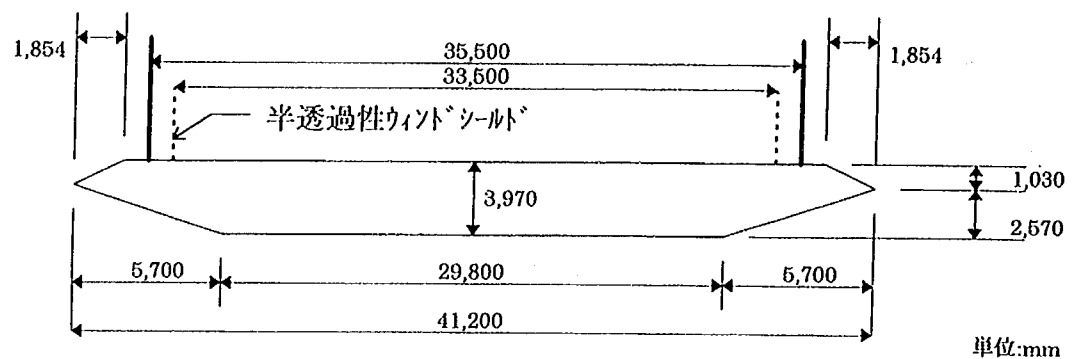


図 3.4.5.1 対象断面（今回の対象吊橋に換算）

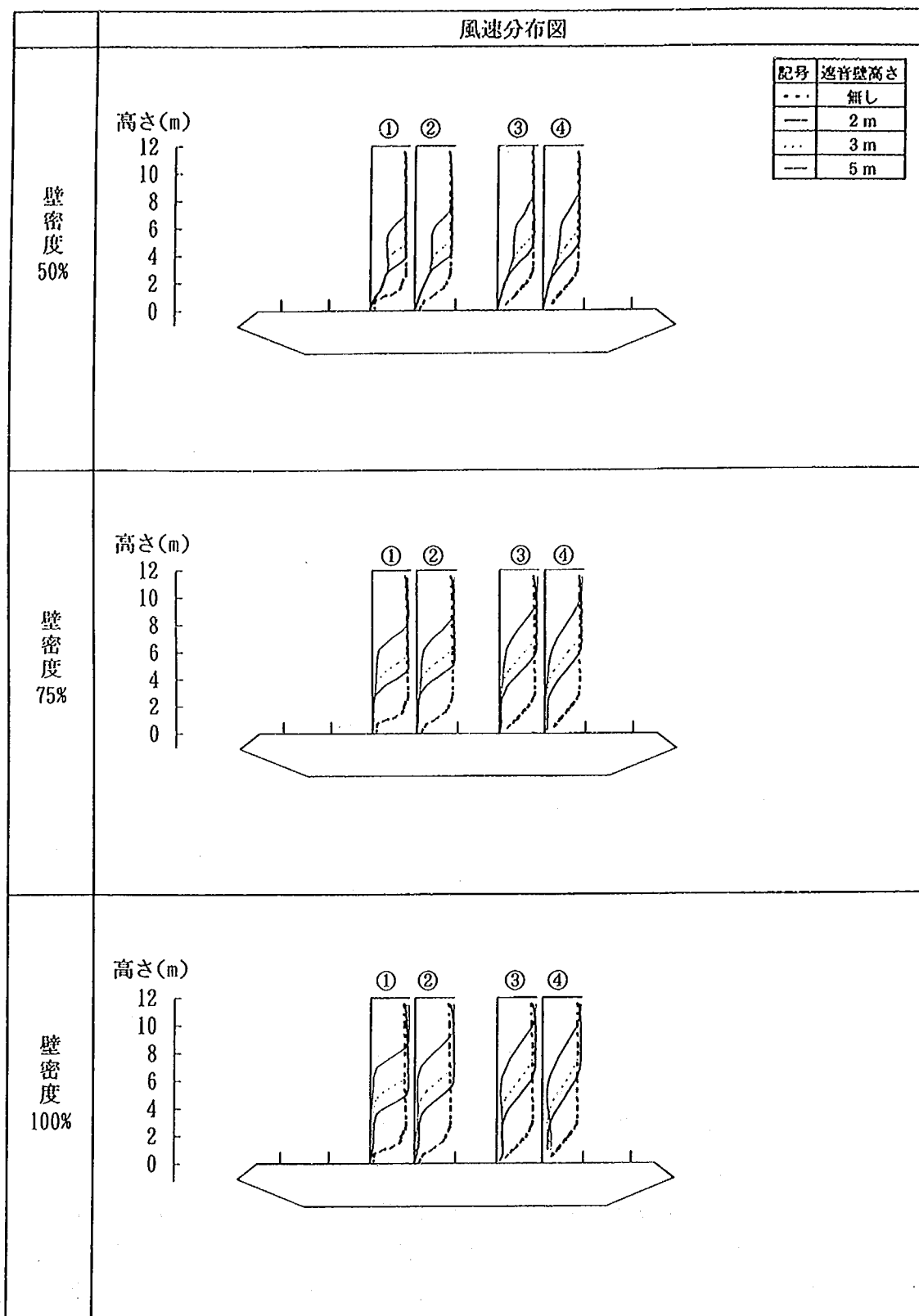
1) 遮風壁の風速低減効果（表 3.4.5.1）

上記断面における流速分布は、遮風壁のない状態においても橋面上、大凡高さ1m程の境界層が生じている。この高さは、車両が乗用車であれば車高をほぼカバーする高さであるが、大型貨物車両などの場合には車両上部には桁の影響を受けない強風が作用することとなる。

この断面に、高さ／間隔=0.12（高さ約4m）の遮風壁を設置した場合、上記の桁断面による境界層の上方に於いて、平均風速が低減される。遮風壁の充実率を50%→75%→100%と増大するに伴い、風速の低減率も増大する。風速の低減率については、壁構造の比較的近傍の位置に関して明確に評価できるが、風下側に距離が離れるにつれて、高さ方向に風速の低減領域が拡散する傾向にある。

しかしながら、既存の防風フェンスの風速低減効果よりも、特に流れ方向について下流側まで風速の低減範囲が広がっており、橋梁に設置する壁構造の場合、風下側の遮風壁の影響で低減領域が広がっている可能性があり、風速低減効果の遮風壁高さの妥当性には遮風壁の間隔を考慮する必要がある。

表 3.4.5.1 路面上の平均風速分布に対するウインドシールドの効果



2) 遮風壁による静的三分力特性の変化

高さ／間隔=0.12の遮風壁の充実率を変化させた場合の、静的風力係数の変化を下图に示す。
(但し、風力係数の無次元化に用いる投影面積には遮風壁を考慮せず、桁断面のみの投影面積を用いた。)

- 抗力係数
充実率の上場とともに、抗力係数は漸増する。
- 揚力係数勾配
充実率の上昇とともに、揚力係数の勾配は漸減する。
- モーメント係数勾配
充実率の上昇とともに、モーメント係数の勾配は漸減する。

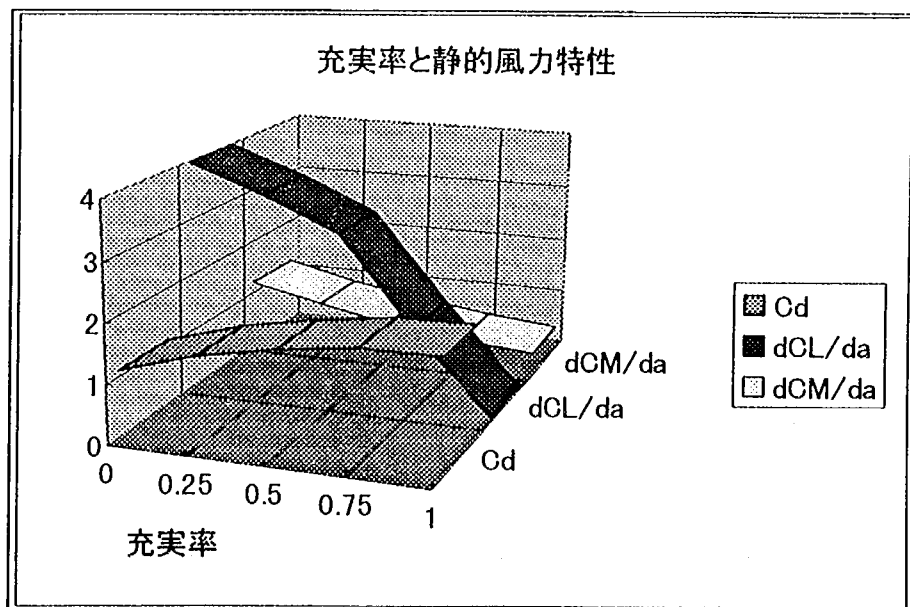


図 3.4.5.2 静的空気力特性の変化

すなわち、遮風壁の充実率を増加すると、抗力はそれに応じて増大するものの、風の傾斜角変化に対する揚力・モーメントの変化は減少し、鉛直及び捩れのバフェティングに関しては軽減化される傾向にある。

3) フラッター風速

高さ／間隔=0.12の遮風壁を設置し、充実率を変化させた場合のフラッター発振風速を、迎角毎に下図に示す。なお、図中縦軸が15のものは、15m/s以上である事を示す。

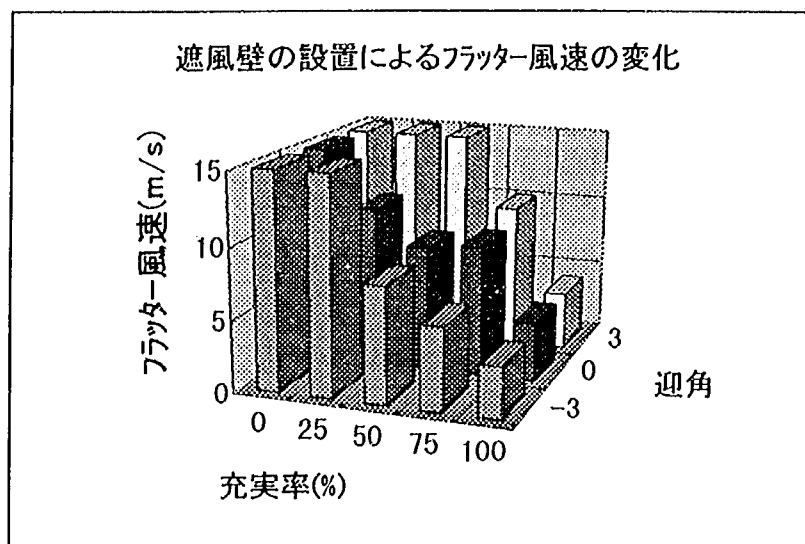


図 3.4.5.3 フラッター風速の変化

上図より、充実率 100%の場合には、迎角に依存せず低いフラッター風速を与えるが、充実率を減少するにつれてフラッター風速は上昇し、その度合いは迎角が正になるにつれて大きい。

これらの効果は、桁断面形状により変化するものと考えられるが、遮風効果の期待できる 50%程度の充実率をもつ遮風壁では、迎角による依存性があり、耐フラッター性能を向上するには遮風壁形状を含めたマクロな形状の選定を急ぐ必要があるものと考えられる。

なお、バネ支持試験の試験条件を下表に示す。

すなわち、基本とした橋梁が中型の斜張橋である為に、振動数が高く風速倍率が比較的小さいが、その他の諸元は今回対象橋梁と比較的近い。

表 3.4.5.1 試験条件

項目		1箱桁想定値	実橋想定値	模型測定値
重量		35.0 ton/m	36.5 ton/m	0.5195 kg/m
極慣性質量		690 ton・s ²	747.3 ton・s ²	1.5154×10 ⁻⁴ kg・s ²
振動数	たわみ	0.0537 Hz	0.246 Hz*	5.8Hz
	ねじれ	0.1604 Hz	0.713 Hz*	16.3Hz
振動数比		2.987	2.90	2.81
対数減衰率		0.02	0.02	0.02
風速倍率		—	—	2.45

*は、風洞試験時に想定した橋梁の振動数で、今回対象とした吊橋のものではないため、風速倍率の設定には、1箱桁想定値と模型測定値の振動数比から求めた。

3.4.5.2 桁断面の試設計

以上の結果を受けて、ウインドシールドを設計当初から剛性部材として考慮する方向で、比較的桁高の高い断面について、試設計を行った。なお、本試設計における桁の構成部材としては、第二ボスボラス橋を参考に、従来の縦桁・横桁による力の伝達機構とは異なる、トラフ部材により構成する事とした。

なお、遮風構造を兼用した補剛桁断面の開発にあたり、従来の補剛桁上に比較的高い遮風壁をつける場合を想定し、補剛桁内に車道を設ける構造をまず検討した。

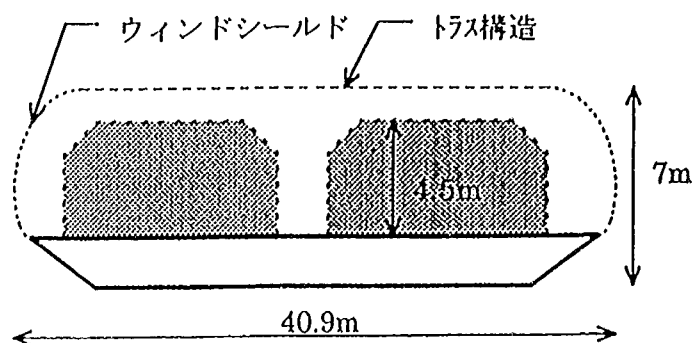


図 3.2.5.4 遮風壁付き補剛桁概念図

補剛桁形状は、楕円形を含めた種々の形状を対象とする。

補剛桁には、排気ガス対策と軽量化をかねた風抜きや、側面にスリットを設けるなど空力的に効果があると考えられる構造を採用する。

1) 吊橋の基本条件

①吊橋の諸元は以下の通り。

表 3.2.5.2 吊 橋 諸 元

		構造諸元	備考
支間長		1250m+2500m+1250m	共通構造諸元
ケーブル	サグ比	1/9	
	ケーブル間隔	35.5m	
	断面積	$2 \times 0.6 = 1.2 \text{m}^2/\text{Br}$	
	ヤング率	$2.03 \times 10^7 \text{t/m}^2$	
補剛桁	断面積	1.42m^2	別紙の断面による
	鉛直曲げ剛性	9.02m^4	
	水平曲げ剛性	191.57m^4	
	ねじり定数	17.41m^4	
主塔	剛性	無視	
	ケーブル理論頂	TP+380.0m	共通構造諸元
死荷重	吊構造自重	27tf/m/Br	橋面工 6tf/m/Br 、添架物 2tf/m/Br
	吊構造極慣性	$3400 \text{tfm}^2/\text{m/Br}$	
	ケーブル	11tf/m/Br	共通構造諸元

②検討対象断面（図 3.2.5.5～6）

- (1) 閉断面－内部道路－F R P 楕円外装材；（今回計算例）
- (2) 閉断面－内部道路－楕円上部(鋼材)－楕円側面下面(F R P)
- (3) 閉断面－内部道路－楕円側面のみ(F R P)
- (4) 閉断面－通常時上路橋－暴風時内部道路－楕円側面のみ(F R P)
- (5) 1・Box－側面開口付き
- (6) 非定形箱桁断面

2) 固有値解析の結果

上記の内、(1)閉断面－内部道路－F R P 楕円外装材の固有値解析の結果を以下に示す。なお、主塔条件が不明なため、今回の計算ではモデルから省略している。

表 3.2.5.3 固有振動数の一覧

	モード	基本モード		楕円モード	
		次数	振動数	次数	振動数
鉛直曲げ	対称 1 次	2	.053	2	.054
	逆対称 1 次	7	.069	3	.070
	対称 2 次	9	.100	8	.101
	対称 2 次	14	.138	11	.134
	逆対称 2 次	13	.138	12	.140
ねじり	対称 1 次	23	.152	12	.135
	逆対称 1 次	33	.228	25	.199

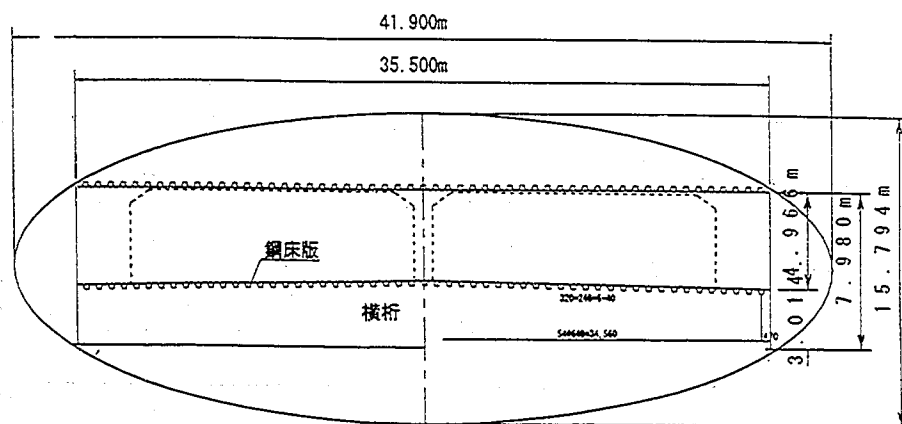
(単位；1/sec)

表 3.2.5.4 等価質量、等価極慣性の一覧

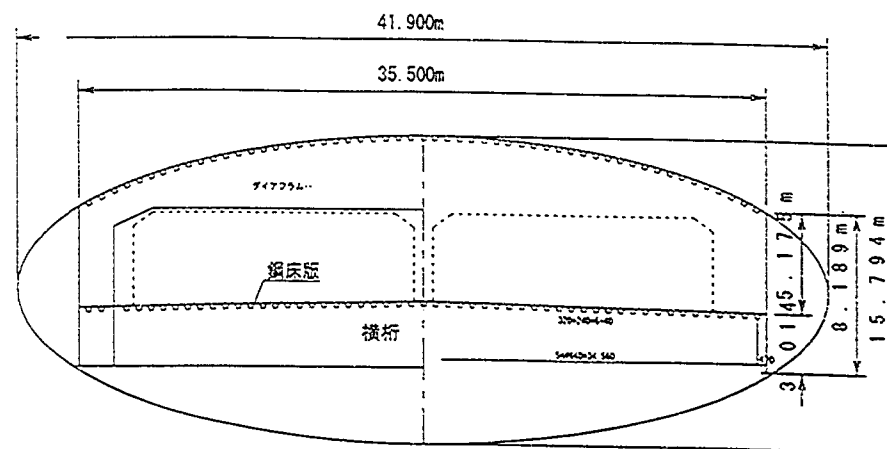
	モード	基本モード		楕円モード	
		次数	等価質量	次数	等価質量
鉛直曲げ	対称 1 次	2	3.59	2	3.90
	逆対称 1 次	7	3.59	3	4.08
	対称 2 次	9	3.66	8	3.91
	対称 2 次	14	3.61	11	3.87
	逆対称 2 次	13	3.60	12	3.90
	モード	次数	等価極慣性	次数	等価極慣性
ねじり	対称 1 次	23	755	12	737
	逆対称 1 次	33	875	25	895

(単位；tf・sec²/m/m、tf/m²/sec²/m/m)

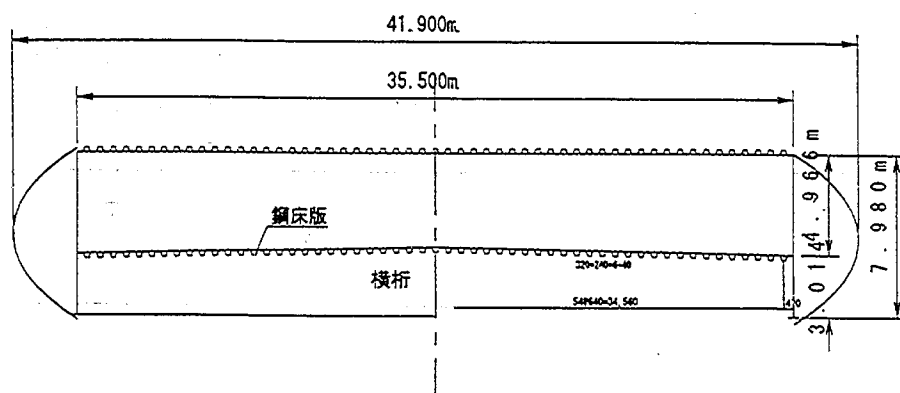
(1) 閉断面—内部道路—FRP 橋円外装材：(今回計算例)



(2) 閉断面—内部道路—橋円上部(鋼材)—橋円側面下面(FRP)



(3) 閉断面—内部道路—橋円側面のみ(FRP)



(4) 閉断面—通常時上路橋—暴風時内部道路—橋円側面のみ(FRP)

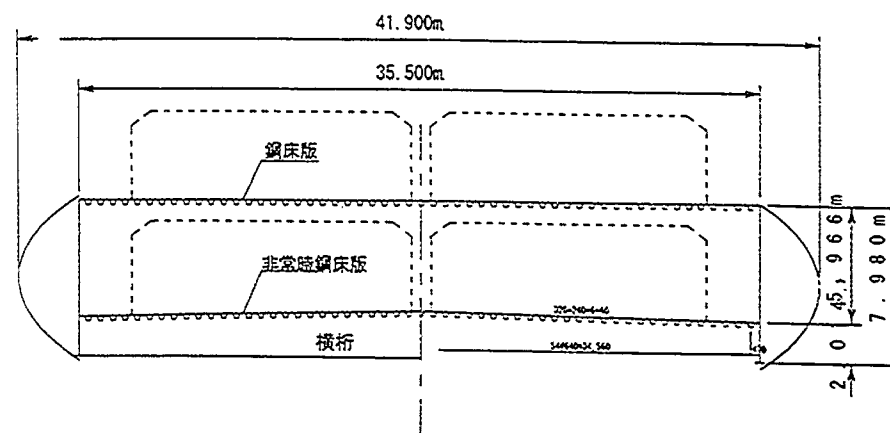


図 3.2.5.5 検討対象断面(1)～(4)

(5) 1-B0X—側面開口付き

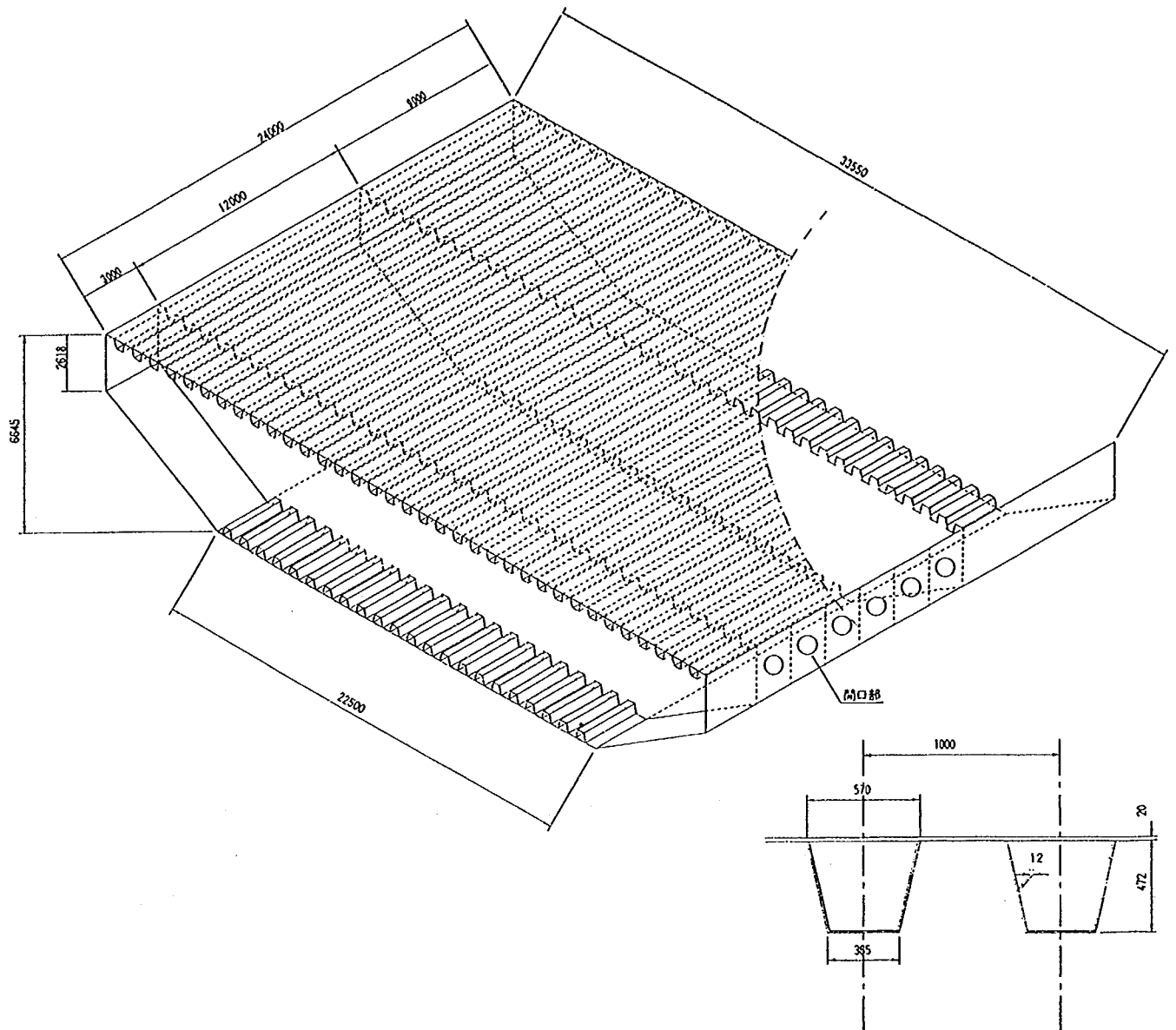


図 3.2.5.6 検討対象断面(5)

3.4.6 その他の形式

(1) 暴風時偏載質量方式

暴風時偏載質量方式とは、人工衛星からの迅速で正確な気象情報(最大風速のみならず、台風が橋梁の左右どちら側を通過するなどの情報)を有効に活用し、台風などの暴風時においてのみ質量を一時的に付加して吊橋の耐フラッター性を向上させようとするものである。

本方式の有効性を検討するため、超長大吊橋(中央支間長 2,500m、側支間長 1,250m)を対象として、直接法による連成フラッター解析を実施することとした。なお、連成フラッター解析にあたっては、図-3.4.6.1 に示す鉛直クロスステイを設置した吊橋モデル(中央径間部を 20 分割、側径間部を 10 分割)を基本系として採用した。また、作用空気力としては、質量を偏載したことのみによる効果を把握するのを主目的とし、吊橋がねじれ変形した場合にも平板翼の非定常揚力と非定常空力モーメントを補剛桁に作用させるものとした。さらに、桁とケーブルの横たわみ振動に伴う抗力ならびにケーブルの鉛直たわみ振動に伴う揚力は考慮(補剛桁の抗力係数 C_{DG} として $C_{DG}=0.75$ 、ケーブルの抗力係数 C_{DC} として $C_{DC}=0.7$ なる値を仮定)するものとしたが、簡単のため、有風時における横たわみの影響については無視することとした。

基本系吊橋モデル(中央径間と側径間に鉛直クロスステイを設置したモデル)のフラッター解析結果を図-3.4.6.2 に示す。また、補剛桁部重量の 20% に相当する重量(4.8tf/m)を、中央径間中央の 833m なる風上側区間に偏載した場合の結果を図-3.4.6.3 に示す。これらの結果から、鉛直クロスステイを設置した基本系吊橋モデルのフラッター発現風速 V_F が $V_F=75\text{m/s}$ であるのに対し、若干の質量を風上側に付加することによって $V_F=85\text{m/s}$ までフラッター発現風速が上昇していることがわかる。

本方式を実橋に適用するにあたっては、海水などを利用して付加質量を偏載する機械設備の開発や質量偏載時における静的ねじれ変形の影響など、さらなる検討が必要である。しかしながら、質量を偏載する手法はすでにハンバー橋の架設時における耐風対策として採用された実績があること、また、完成系を対象として暴風時に質量を偏載する本方式では、付加する質量が一時的なものであることからケーブルに対して許容応力度の割増しを適用することも可能で、超長大吊橋の連成フラッター発現風速を確実にかつ合理的に向上できる可能性を秘めた手法の一つと考えられる。

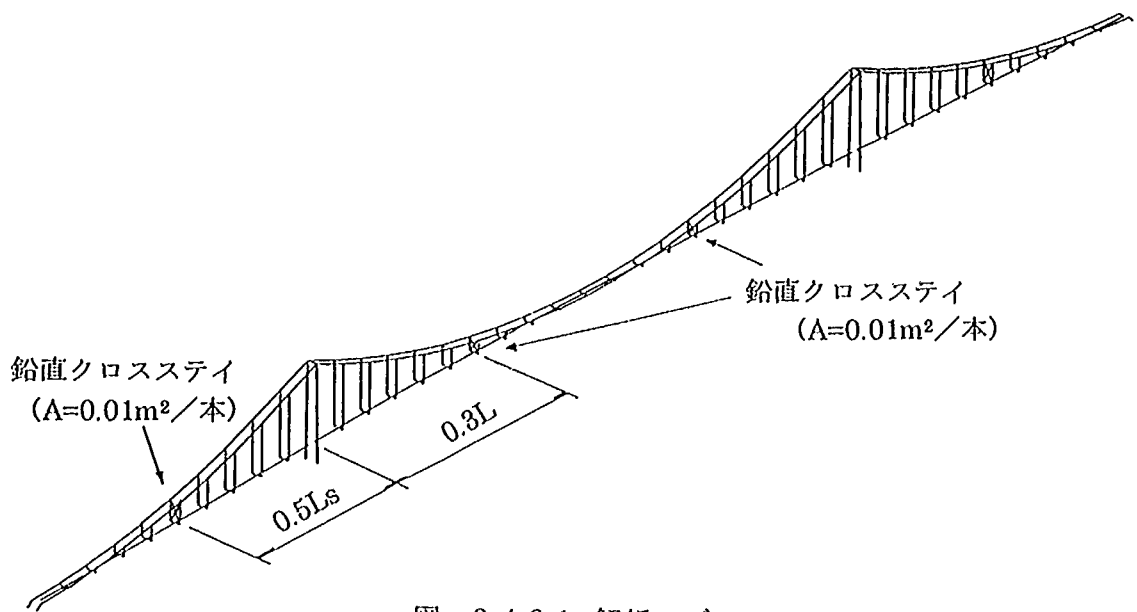


図-3.4.6.1 解析モデル

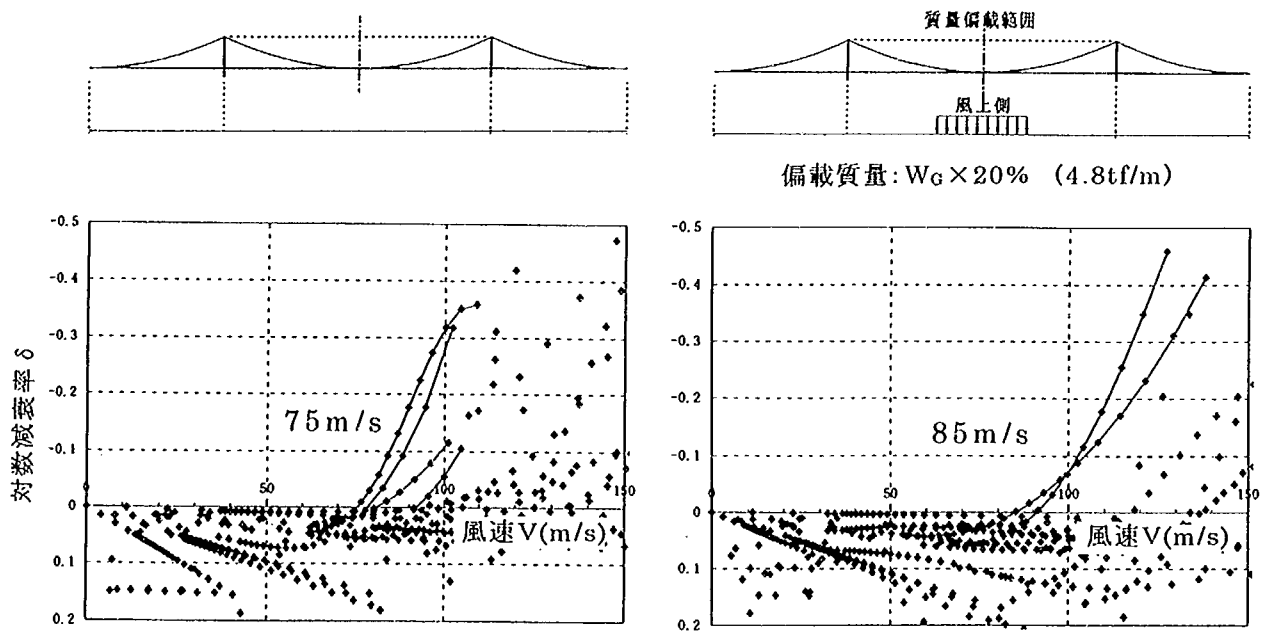


図-3.4.6.2 フラッター解析結果
(基本系吊橋モデル)

図-3.4.6.3 フラッター解析結果
(偏載質量方式モデル)

4. あとがき

本共同研究は、超長大橋の建設を計画するにあたり、最も重要な課題の1つとなる耐風安定性について、経済性も考慮した解決策を見いだすことを目的としている。検討期間は諸般の社会的事情を反映したため、2年間と短くなった。そのため、風洞実験など検討の実施を効率的に実施する必要があり、本報告書にあるように構成メンバーを3グループに分け、各グループ毎に検討計画を立案、また、既に前半の検討業務を実施している状況である。

検討対象の橋梁として、中央径間2,500mの吊橋を想定し、目標フラッター発現風速は80m/s以上とした。また、技術の進歩、経済性などを考慮して主ケーブルの許容応力度を実績のある82kg/cm²から100kg/cm²に増加させることを検討条件とした。その結果、これまでの検討結果では苦戦を強いられている。桁を重くすれば上記の耐風性に関する条件は満足できるのであろうが、経済性を考えると推奨案とはいえないものと考えられる。

現在建設が進められている長大橋である明石海峡大橋に続く超長大橋の建設の実現には、その経済性が優れていることが絶対条件となる。特に、高度成長期から安定成長期、または停滞期に時勢が移行して行こうとしている情勢を見ると、経済性の重要性はますます大きくなる。一方、耐風安定性の確保も当然のことながら必要条件であることに変わりはない。経済性と耐風安定性というある面では相矛盾する課題ではあるが非常に重要性の高い課題を解決することが本共同研究の目的となっている。

本共同研究は、まだ道半ばである。現在の苦戦にくじけることなく、気を引き締めて後半の検討の実施にあたる必要性を感じているところである。

付 録

議事録

共同研究「耐風および経済性に優れた超長大橋の開発」
全体会議 打合せ議事録（第1回）

1 日時 平成7年9月29日（火）14:00~17:30

2 場所 鉄鋼会館 803号室

3 出席者（敬称略）

佐藤、荻原（土研）鳥海（本四公団）
名取、松田（IHI）小川（川重）中崎、木村、大野（川田）宮崎、中村、
風間（住重）藤沢、武田、高尾（NKK）植田（日立造）井上、森島（三井造）
逸見、本田（三菱重）鷹取、近藤（土研セ）

以上 37名

4 配布資料

資料 G	1-1	共同研究実施体制（土研）
資料 G	1-2	共同研究標準協定書 土研様式-4（土研センター）
資料 G	1-3	共同研究における研究成果の帰属に関する覚書（案）（土研センター）
資料 G	1-4	共同研究申請書 様式-2-(1)（土研センター）
資料 G	1-5	共同研究の平成7年度運営費（土研センター）
資料 G	1-6-1	特許関係資料 名称 吊橋2件（IHI）
資料 G	1-6-2	特許関係資料 実願昭61-149359構造物の耐風防振装置（川崎重工）
資料 G	1-6-3	特許関係資料 実開平5-32415橋梁の耐風安定装置（川崎重工）
資料 G	1-6-4	特許関係資料 特願平5-239264暴風時質量付加型吊橋（川田工業）
資料 G	1-6-5	特許関係資料 名称 吊橋のケーブル構造（住友重機械）
資料 G	1-6-6	特許資料 特公昭57-47323トラス構造長大橋のフラッター防止装置（日立造船）
資料 G	1-6-7	特許資料 特公平3-65444橋梁の偏平箱桁の……（日立造船）
資料 G	1-6-8	特許資料 特願平7-79235吊橋における橋桁の吊持構造（日立造船）
資料 G	1-6-9	特許関係資料 実開平5-87006橋梁の耐風防振装置（日立造船）

5 議事内容

佐藤室長の挨拶および出席者の自己紹介の後、以下のような打ち合わせを行った。

5-1 各社の特許に関する現状と研究希望内容について

民間の各社より、資料1-6をもとに説明があり質疑応答を行った。

5-2 共同研究体制について

- (1) 資料1-1をもとに土研より説明があり、まずグループ分け作業について討議した結果、次のようなグループに分けて作業を進めることとした。

A	1 箱桁G	土木研究所、(本四公団) <u>NKK</u> 、川田工業、住友重機械	5 社
B	2 箱桁G	土木研究所、(本四公団) IHI、川崎重工、住友重機械、 <u>日立造船</u> 、三井造船	7 社
C	新形式G	土木研究所、(本四公団) 川崎重工、川田工業、三井造船 <u>三菱重工</u>	6 社

注) アンダーラインはグループ幹事

- (2) 資料1の研究工程(案)の内、グループ作業は1996年6月迄を1996.12まで延ばすこととした。終了は1997.3を予定したが、理由があれば土研として延長は可能である。
- (3) 研究の前提条件や研究内容方法は各グループで早急に検討する。

5-3 共同研究協定書、成果の帰属覚書、申請書について

- (1) 成果の帰属について本四公団の位置付けをどのようにするか、土研、本四公団、土研センターで早急に検討する。
- (2) 資料1-2～1-4をもとに土研センターより説明した。成果の帰属について直接関与会社とそれ以外の会社との区別は必要か否か意見があったが、その他の内容も含めて、各社で検討し後日定めることとした。

5-4 平成7年度 運営費について

資料1-5をもとに土研センターより説明し、平成7年度の各社分担金として、一社当たり99万円(消費税別途)が承諾された。

5-3 今後の予定

- (1) 第2回全体会議の開催日

12月14日(木) 14:00～17:00に東京地区で行う。

- (2) WG 打合せ日

Aグループ 10月16日(月) 10:00～12:00
於：土研センター(東京)

Bグループ 10月30日(月) 13:00～15:00
於：土研センター(東京)

Cグループ 10月30日(月) 15:00～17:00
於：土研センター(東京)

以 上

共同研究「耐風および経済性に優れた超長大橋の開発」
全体会議 打合せ議事録（第2回）

1 日時 平成7年12月14日（火）14:00～17:30

2 場所 鉄鋼会館 601号室

3 出席者（敬称略）

佐藤、荻原（土研）北川、島海（本四公団）
鈴木、松田（IHI）橋本、下土居（川重）米田、木村、大野（川田）宮崎、風間
（住重）藤沢、武田、村上、高尾（NKK）植田、田中（日立造）井上、赤瀬
（三井造）逸見、増田、本田（三菱重）鷹取、近藤（土研セ）

以上 26名

4 配布資料

資料 G 2-1	第1回全体会議 議事録
資料 G 2-2	土木研究所共同研究取扱要領（土研）
資料 G 2-3-1	Aグループ（1箱桁）議事録（NKK）
資料 G 2-3-2	Aグループ（1箱桁）検討予定項目（NKK）
資料 G 2-3-3	同 検討内容（NKK）
資料 G 2-3-4	同 （川田工業）
資料 G 2-3-5	同 （住友重機械）
資料 G 2-4-1	Bグループ（2箱桁）議事録（日立造船）
資料 G 2-4-2	Bグループ検討内容（IHI）
資料 G 2-4-3	同 （川崎重工）
資料 G 2-4-4	同 （住友重機械）
資料 G 2-4-5	同 （日立造船）
資料 G 2-4-6	同 （三井造船）
資料 G 2-5-1	Cグループ（新形式）議事録（三菱重工）
資料 G 2-5-2	Cグループ各社の検討内容（川重、川田、三井、三菱）

5 議事内容

佐藤室長より海峡横断橋の周辺環境について最近の概略動向に関して説明があったのち、今回、初参加の本四公団北川課長が紹介された。

5.1 Aグループの総括報告（NKK）の後、各社より個別の報告があり、つぎに示すような検討項目について各社で分担することとした。

1) ケーブルシステム

- ①3 本ケーブル (NKK)
 - ②クロスステイ (川田、NKK)
 - ③水平ステイ、クロスステイ (住重)
- 2) 桁形状①明石案ベース (住重)
- ②基本形状/新形式 (NKK)

この説明に対し、質疑応答を行った。主な内容はつぎの通り。

- 1) 水平ステイについては住重で特許申請しているが、審査は請求していない。
- 2) 固有値解析の諸元について川田より三菱(Cグループ)へ連絡する。
- 3) その他、基本条件等グループ間のすり合わせを行った。

5. 2 Bグループの総括報告(日立造)の後、各社より個別の報告があり、つぎに示すような検討項目(案)をベースに各社ですすめることとした。

- 1) 水平連成のフラッター解析 (IHI)
- 2) 遮風壁、フェアリングの検討 (住重)
- 3) 水平結合トラス、箱桁間隔の検討 (川重)
- 4) 塔付け斜めケーブル、鉛直スタビライザー (日立造)
- 5) 開孔部、フェアリング等の形状 (三井)

この説明に対し、質疑応答を行った。主な内容はつぎの通り。

- 1) つなぎ材の間隔については、参考資料が土研にあるので活用する。
- 2) その他、桁のねじり剛性、1BOXとの棲み分け等について討議した。

5. 3 Cグループの総括報告(三菱)の後、各社より個別の報告があり、つぎに示すような検討項目(案)をベースに各社ですすめることとした。

- 1) 1 箱桁(塔付け部)+2 箱桁案 (川重)
- 2) 3 箱桁案 (川田)
- 3) 変形2-BOX案 (三井)
- 4) ウィンドシールド案 (三菱)

この説明に対し、質疑応答を行った。主な内容はつぎの通り。

- 1) 開孔部の処理方法について、風向きや配置等バリエーションがある。
- 2) その他、経済性や架設方法の検討があるが、グループとしては具体的な結論まで至らないと思う。

5-4 今後の方針

- 1) 今後の作業としては、当面このグループで作業を進め、1996年秋頃その成果をもとに、グループ分けの見直しをする。
- 2) 作業の対象としては、桁だけでなくつなぎ材、塔も含めたものが望ましく、しかもテーマによってはより深く検討したい。
- 3) 第3回全体会議の開催日3月19日(火)14:00~17:00に東京地区で行う。
(鉄鋼会館601号室を予約しました。) 以上

共同研究「耐風および経済性に優れた超長大橋の開発」
全体会議 打合せ議事録（第3回）

1 日時 平成8年3月19日（火）14:00～17:30

2 場所 鉄鋼会館 601号室

3 出席者（敬称略）

佐藤、荻原（土研）島海（本四公団）
樋上、松田、徳重（IHI）橋本、下土居（川重）米田、田巻、大野（川田）宮崎、
久保田（住重）藤沢、武田、村上（NKK）植田、田中（日立造）井上、赤瀬、
森島（三井造）増田、本田（三菱重）近藤（土研セ）

以上 26名

4 配布資料

資料 G 3-1	第2回全体会議 議事録
資料 G 3-2-1	Aグループ（1箱桁）議事録（NKK）
資料 G 3-2-2	第3回全体会議資料（NKK）
資料 G 3-2-3	同（川田工業）
資料 G 3-2-4	同（住友重機械）
資料 G 3-3-1	Bグループ（2箱桁）議事録（日立造船）
- 1'	”
資料 G 3-3-2	2BOX実橋3次元フロッパー解析結果（IHI）
資料 G 3-3-3	箱形状及びケーブル間隔の変化による超長大吊り橋の固有振動特性とフラッタ特性の比較（川崎重工）
資料 G 3-3-4	遮風効果を勘案した2箱桁耐風安定性について（住友重機械）
資料 G 3-3-5	2-BOX 及び 新型式断面予備検討試験（三井造船）
資料 G 3-4-1	Cグループ共同研究報告（川田工業）
資料 G 3-4-2	共同研究中間報告(1)（三菱重工）
資料 G 3-5	共同研究報告書について
資料 G 3-6	共同研究における帰属覚書（案）について

5 議事内容

5. 1 議事録の確認

土木研究センターより、資料G-3-1前回議事録をもとに説明があった。これに対して若干の訂正が指摘され修正した。

5. 1 Aグループ

(1) 総括報告

G 3-2-1のAグループ議事録をもとにNKKよりAグループの進捗状況について説明があった。

(2) 各社の報告

①NKK：3本ケーブル吊橋、クロスタワーステーパーおよび3径間連続吊橋の耐風性の3点に関する検討結果の説明。(G 3-2-2)

②川田工業：各種のクロスステイについてフラッタ特性等の検討結果の説明。(G-3-2-3)

③住友重機械：開口部付き断面(明石案 Model 305)水平ステイおよびクロスステイの検討結果の説明。(G 3-2-4)

(3) 主な討議項目

- ①フラッタモード風速
- ②遊動円木の活用
- ③傾斜ステイの切断の可能性
- ④連載の効果
- ⑤クロスハンガーの効果
- ⑥静的変形の考慮

5. 3 Bグループ

(1) 総括報告

G-3-3-1~1'をもとに日立造船よりBグループの進捗状況などについて総括的な説明があった。

(2) 各社の報告

①IHI：2箱桁の実橋3次元フラッタ解析結果の説明(G-3.3.2)

②川崎重工：ケーブル間隔35.5Mと7.0Mのケースについて固有振動数フラッタ特性の検討結果の説明(G 3-3-3)

③住友重機械：大型フェアリング、透過型遮風壁等に関するばね支持試験結果の説明(G 3-3-4)

④三井造船：段違い断面や開孔部傾斜板等効果に関するバネ支持試験結果の説明(G 3-3-5)

(3) 主な討議項目

- ①ねじれ振動数の大きさ
- ②ダイバージェンス
- ③迎角特性
- ④フラッタの検討手順としてはバネ支持よりも、非定常の静的計算を優先させた方がよいのではないか。
- ⑤その他

5. 4 Cグループ

(1) 各社の報告

各社よりつぎのような報告があった。

①川崎重工：塔付き部1箱桁で他を2箱桁とした新型式の固有振動特性、フラッタ特性の比較結果の説明(G 3-3-3)

②川田工業：2箱桁に開口部を設け、その位置や充実率を変化させた場合のフラッタ特性に関する試験結果の説明(G 3-4-1)

③三菱重工：遮風壁の密度を変化させた場合の検討結果の中間報告(G. 3. 4. 2)

(2) 主な討議項目

①楕円形断面の検討

②非対称開口部の設置と充実率の効果

③その他

5. 5 報告書について

1) 共同研究所の2枚目に記入する代表研究者名と第2章の担当者名について資料G 3-5に示す(案)を見て、各社でチェックする。訂正があれば修正したのち土木研究センターまで連絡する。なお、本四公団は2月26日付で共同研究に正式参加することとなった。

2) 報告書の内容は(計画+5月末までの成果)とし、6月中に印刷したい。

3) 執筆要領は土木研究所の方式に従う。各社へ土研センターより送付する。

4) 原稿は各グループ幹事で、とりまとめる。

5. 6 研究成果の帰属に関する覚書(案)について

土木研究センターよりG 3-6に示す覚書の原案を、各社で特許担当者も入れてチェックする。修正があれば土木研究センターへ連絡する。

6. 今後の予定

次回は6月20日14:00より開催することとする。

(その後再検討し7月19日(金)明石大橋見学会を兼ねて明石に置いて実施することになった。)

迫) 4月25日の3グループ打ち合わせに於いて、幹事(住友重機械)より、平成7年度の報告書作成のスケジュールを次のように実施したい旨連絡があった。

以 上

耐風性および経済性に優れた超長大橋の
開発に関する共同研究報告書(その1)

共同研究報告書
第153号平成8年3月

要 旨

建設省土木研究所構造研究室

本研究は、耐風性および経済性に優れた超長大橋の開発に関する共同研究の平成7年度の成果を報告するものである。超長大橋の開発は、ケーブルシステムにより一箱桁形式補剛桁を有する吊橋の耐風安全性を向上させる手法の検討と、中央部に開口部を有する箱桁（二箱桁）形式補剛桁の空力特性の検討と、一箱桁および二箱桁以外の新形式や両者を組み合わせた形式の検討を実施した。これらの検討は、おもにバネ支持模型実験、振動解析フラクチャー解析などにより実施された。その結果、一箱桁では3本ケーブルを利用した場合と鉛直ステイ・傾斜ステイの組み合わせなどで耐風性向上に効果が見られた。二箱桁では鉛直スタビライザーなどの活用により耐風性に優れた断面を見つけたことが確認された。新形式では一箱桁と二箱桁の組み合わせで耐風性向上効果が見られること、桁の開口位置が耐風性に大きく影響することなどがあらためて確認された。

キーワード：超長大橋，補剛桁，吊橋，空力特性，バネ支持模型実験，フラクチャー解析

郵便はがき

いは50
円切
手さ
を

305-□□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部構造研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



共同研究報告書第153号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印