

土 木 研 究 所 資 料

斜 張 橋 の 耐 震 性 に 関 す る 研 究 —(その1)振動実験から見た斜張橋の振動特性—

Seismic Design Procedure of Cable-Stayed Bridges
—Part1. Dynamic Characteristics of Cable-Stayed Bridges
Based on Field Vibration Test Results—

昭和61年6月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © 1986 by P.W.R.I.

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

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

斜張橋の耐震性に関する研究

——(その1) 振動実験から見た斜張橋の振動特性——

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 運上 茂樹
吾田 洋一

要 旨

近年、長大スパンの斜張橋の採用事例が急増している。これは、斜張橋が従来吊橋と連続桁橋の中間の特性を有し、吊橋のように巨大なアンカー基礎を必要とせず、軟質な地盤上に建設される長大橋として構造的に適しているとともに橋梁技術の進歩に伴い、長大スパン化が可能となったためである。しかしながら、斜張橋に対しては、従来震害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情である。

本報告は、既往の斜張橋の実橋振動実験結果の調査を行うとともに、斜張橋の耐震設計上の問題点を整理検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：斜張橋、耐震設計、振動実験

目 次

1. 概 要	1
2. 斜張橋の耐震性	4
3. 斜張橋の振動実験	21
3.1 尾道大橋	21
3.2 末広大橋	21
3.3 水郷大橋	21
3.4 六甲大橋	22
3.5 大和川橋梁	22
3.6 名港西大橋	22
3.7 豊後橋	23
3.8 三保ダム・松ヶ山橋	23
3.9 小本川橋梁	23
3.10 合掌大橋	24
4. 振動実験から見た斜張橋の振動特性	68
5. 斜張橋の耐震構造	85
5.1 名港西大橋	85
5.2 檀石島・岩黒島橋	85
5.3 東神戸水路橋	88
5.4 大和川橋梁	88
5.5 動吸振器	93
6. まとめ及び今後の課題	95
参 考 文 献	97

1. 概 要

近年、大規模特殊事業関連の道路において、長大スパンの斜張橋が採用される事例が急増している。これは、斜張橋が軟質な地盤上に建設される中長大橋として構造的に適しているとともに橋梁技術の進歩に伴い、長大スパン化が可能となったためである。

斜張橋は、構造的に従来の吊橋と連続桁橋の中間の特性を有するものであり、構造的には、吊桁を主塔を介して張られた斜めケーブルで吊り、補剛するといういわゆる自定式構造であり、大きな水平力を下部構造に伝えることはなく、吊橋のような巨大なアンカー基礎を必要としないために軟弱地盤に建設されることが多くなっている。

図 1.1 は、橋梁の構造形式別の標準適用支間長を示したものである。桁橋形式の適用支間長は、近年の鋼床版構造、高張力鋼、高強度コンクリート等の採用により飛躍的に長大化したが、支間長が 150 m を越えると桁高が高くなる等の構造的な無理が生じ、適用支間長には限界がある。一方、長径間橋梁に適している吊橋形式は、支間が 400 ～ 500 m 以下になると活荷重の影響が大きく撓みやすくなるという欠点を有している。斜張橋が、桁橋と吊橋の中間を補う 200 ～ 500 m 程度の橋梁形式として適している理由は、桁を斜めケーブルにより補剛することにより、桁高を適度に設計することが可能となり、吊橋に比較して剛性に富む構造とすることが可能であるためである。

また、斜張橋は、図 1.2 に示すように桁の構造、塔の形状、ケーブルの配置等それぞれについて多様な構造系を作り出すことが可能であるという特徴を有している。このため、経済的な構造を選択することが可能であると共に多くの周辺景観に対応させることが可能となる。斜張橋は、本質的にその直線性とスレンダーさが強調された外観をもつ橋梁形式であり、今までにない近代的な造形を示しているとともに、通行者に対する圧迫感も少ないといわれている。

斜張橋は、1950 年以降その有利性、確実性が確認され、ドイツを中心として広まってきた。世界での建設総数は、鋼、コンクリート橋を合わせると支間長 250 m 以上に限っても約 60 橋といわれ、その分布は殆ど全世界に渡っている。我が国においても、その経済性及び力学的合理性が認められ、1960 年の勝瀬橋（中央支間 128 m）をはじめとして、1968 年の尾道大橋（中央支間 215 m）、1975 年の末広大橋（中央支間 250 m）等年々スパンの長大化が進んでおり、表 1.1 に示すように最近では、中央支間 500 m を越えるものも計画されている。また、美観的にも優れていることから、長大橋梁に限らず横断歩道橋等今後ますます建設が進むことが予想される。また、我が国における斜張橋は、鋼斜張橋が主流を占めているが、PC 橋のメリットを生かした PC 斜張橋の建設も進みつつある状況である。

しかしながら、斜張橋に対しては従来震害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情であり、早急に斜張橋の動的特性を取り入れた耐震設計法の開発が必要とされている。

本報告は、斜張橋の耐震設計法の開発を目的として、既往の斜張橋の実橋振動実験結果を調査し、斜張橋の耐震設計上の問題点の検討を行った結果をとりまとめたものである。

構造形式		支間長 (m)							
		10	20	50	100	200	300	500	1000
コンクリート橋	スラブ橋								
	単純支持鉄筋コンクリート桁橋								
	カンチレバー鉄筋コンクリート桁橋								
	単純支持プレストレストコンクリート桁橋								
	連続プレストレストコンクリート桁橋								
	鉄筋コンクリートアーチ橋								
鋼橋	プレストレストコンクリート斜張橋								
	日形鋼桁橋								
	単純支持プレートガーター、合成桁橋								
	連続プレートガーター橋								
	連続箱桁橋								
	単純支持トラス橋								
	連続トラス橋								
	カンチレバートラス橋								
	アーチ橋								
	斜張橋								
	吊橋								

図 1.1 構造形式別の標準適用支間長 (日本の道路橋)¹⁾

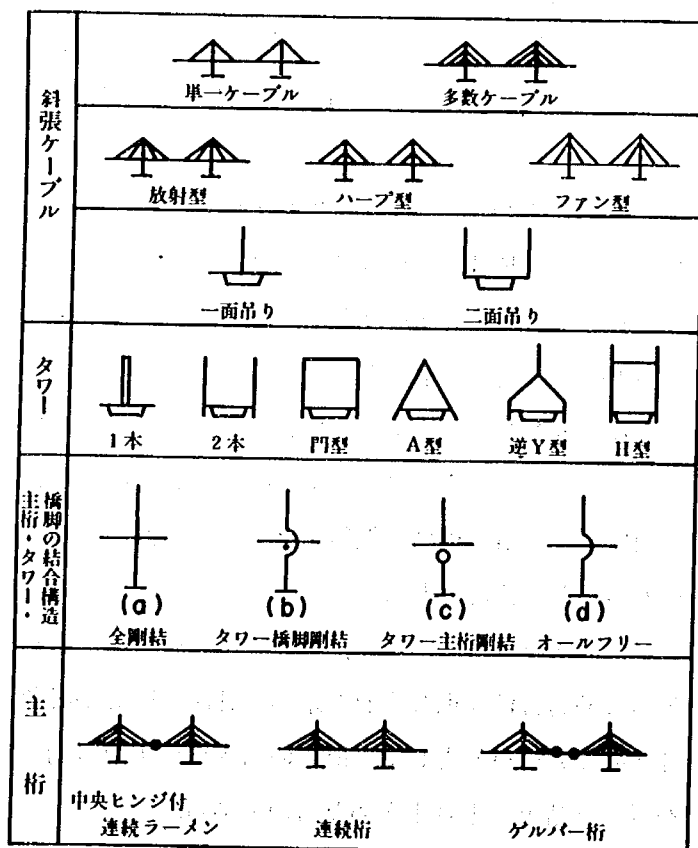


図 1.2 斜張橋の構造形式の例¹⁵⁾

表 1.1 長大斜張橋計画（一部工事中）一覧表

橋 梁 名	所 在 地	実施(調査)機関	橋長(中央経間)	橋 梁 諸 元			事業化予定(完成予定)	摘 要
				補 剛 桁	塔	ケ ー ブ ル		
横 浜 港 横 断 橋 (工事中)	横 浜 市	首都高速道路公団	L = 860 m (460 m) 200 + 460 + 200	トラス(ダブルデッキ) W = 39 m, H = 12 m 12車(6 + 6) 22,000 t	H 型 H = 172 m 13,000 t	11段 2面吊 ファン型 最大径 200 m / m 2,200 t	S 55・11(工事着手) S 64年度完成予定	(1期 37,200 t) (2期 5,600 t) 総鋼重 約 42,800 t
東神戸水路橋	神 戸 市	阪神高速道路公団	L = 885 m (485 m) 200 + 485 + 200	トラス(ダブルデッキ) W = 16 m, H = 9 m 6車(3 + 3) 13,800 t	H 型 H = 150 m 7,400 t	12段 2面吊 ハープ型 最大径 180 m / m 1,300 t	S 60年度着工予定 S 66～67年度完成予定	比較案 — 無し (その他 2,900 t) 総鋼重 約 25,400 t
鶴見航路橋	横 浜 市	建設省 東京湾岸道路 調査事務所	L = 1020 m (510 m) 255 + 510 + 255	偏平六角形断面 W = 39.75 m, H = 4.5 m 6車×2 23,200 t	A 型 H = 160 m 9,800 t	13段 2面吊 ファン型 ケーブル構成φ7×367 1,700 t	S 61年度事業化予定 S 69年度完成予定	比較案 — 無し 総鋼重 約 34,700 t × 2
生 口 橋	広島県豊田市～因島市 (尾道・今治ルート)	本 四 公 団	L = 790m (490m) 150 + 490 + 150	中央支間 鋼2ボックス 側支間 コンクリート4ボックス W = 20 m, H = 2.5 m 鋼重 約 10,000 t コンクリート量 約 8,000 m ³	A 型 H = 116m 鋼重 —	14段 2面吊 ファン型 ケーブル構成 — 鋼重 —	S 60年度事業化決定	比較案 — 無し 総鋼重 —
神戸港横断部 第3航路橋	神 戸 市	建設省 阪神国道	L = 1230 m (650 m) 290 + 650 + 290	逆台形六角断面 W = 31.25 m, H = 3.5 m 6車 20,600 t	A 型 H = 200 m 12,400 t	19段 2面吊 ファン型 ケーブル構成φ7×421 2,800 t	事業化年度 ——未定	比較案 — 沈埋案 (検討経緯) (有り) 総鋼重 約 35,800 t
名港中央大橋	名 古 屋 市	建設省 名四国道	L = 1170 m (590 m) 290 + 590 + 290	逆台形六角断面 W = 30.0 m, H = 3.5 m 6車 15,300 t	A 型 H = 170 m 8,900 t	17～19段 2面吊 ファン型 ケーブル構成φ7×301 2,300 t	S 61年度事業化予定 S 69年度完成予定	比較案 — 無し 総鋼重 約 26,500 t

2. 斜張橋の耐震性

今までに建設された斜張橋の設計例等を調査してみると、斜張橋の設計において地震の影響が支配的となるのは、一般に塔基部及び下部構造であるが、同時に上部構造から下部構造に伝達される地震力を求めるためには、上下部構造系全体としての振動を評価することも重要となる。斜張橋の動力学的特性を耐震設計面から整理すると以下ようになる。

- 1) 橋梁の規模、使用材料、構造形式等にもよるが、斜張橋の基本固有周期は一般の桁橋よりも長く、変形性に富んだ構造となる場合が多い。
- 2) 上部構造系の減衰定数は、振動実験から得られる値を見ると一般に1～2%以下と小さい。一方 F. Leonhardt らは、斜張橋が特有のシステムダンピングによって主桁の鉛直たわみ振動に対する高い動的安定性を有することを指摘している。その要因としては、サグの変化によるケーブルのひずみ挙動の非線形性、異なる周期を有するケーブルの弦としての横振動の干渉を挙げている。前田¹⁶⁾は、システムダンピングは、斜張橋の特定のケーブルの横振動性状が内部共振の所要の条件を満足する場合に生じ、異なる固有周期を持つケーブルの横振動の干渉により主桁の応答が急激に減衰して、その後ケーブルとのエネルギーのやり取りによる小さな振動が長く続く主桁とケーブルの動的相互作用を指摘している。
- 3) 斜張橋は、吊り構造系、基礎構造系、タワー系、ケーブル系とそれぞれ固有周期及び減衰定数が大きく異なる構造系から構成されている。このため、地震時には、それぞれの系の独自の振動が入り混った複雑なものとなり、低次の振動のみならず、高次の振動モードが全体の応答に寄与する場合が多い。
- 4) 前述のように斜張橋は軟弱地盤に建設される場合が多く、表層地盤の基本固有周期が上部及び下部構造系の固有周期帯と近接する可能性があり、上・下部構造の連成振動が重要となる場合も少なくない。

既往の研究を調査してみると、以上のようなことが指摘されており、複雑な構造となる斜張橋の設計には、上、下部構造双方の動的特性を考慮した耐震設計法が必要であると考えられる。

過去に建設された斜張橋の耐震計算では、主に修正震度法及び動的解析法が用いられている。表 2.1 は、現在までに建設された主要な斜張橋の耐震計算手法を示したものである。これによれば、部材の設計は震度法もしくは修正震度法により、また、全体系の耐震性の照査は動的解析によりそれぞれ行われていることがわかる。斜張橋のように振動特性の大きく異なる構造要素からなる構造物に修正震度法を適用する際には、全体の振動特性をよく検討した上で震度を定める必要がある。また、動的解析では、道示スペクトル、あるいは、架設地点の地盤条件等を反映させて作成した橋独自のスペクトルを用いた応答スペクトル法、及び代表的地震波、あるいは架設地点近傍で記録された強震記録等による時刻歴応答解析法が行われている。動的解析における減衰定数としては、上部構造系に対しては2%、下部構造系に対しては5～20%程度の値が用いられる例が多い。

前述のように地震の影響が支配的となるのは、一般に塔基部及び下部構造であり、動的解析の結果がこうした点の耐震設計に反映されている。

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No. 1)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
安治川橋梁 (大阪市・昭和59年)	3径間連続鋼 A型主塔 マルチ2面ケーブル 偏平六角形箱桁	地震荷重～塔下端部の断面決定	・全体系振動モデル ・応答スペクトル法 ・フーチング天端スベクトル ・水平入力, 回転入力影響なし ・フレキシブルタワー ・塔の耐震性重視	・安治川橋設計スペクトル作成 ・原 波 ・Taft USA N21E (入射加速度 100gal) ・大阪南港記録 ・道示4種地盤スペクトル $h=2\%$
荒川大橋 (東京都・昭和46年)	3径間連続 独立1本柱塔 ハープ1面ケーブル 1箱+2I桁	・洪水河川 ・40mまで, N値20以下の泥土層	・下部工～坑本数決定は震度法による ・上部工 (鉛直地震動に対する照査) ・モーダルアナリシス ・応答スペクトル法 ・震 度 法	$\begin{cases} k_h = 0.3 \\ k_v = 0.1 \end{cases}$ 振幅100galの正弦波 建設省土木研究所 平均応答スペクトル $k_v = 0.1$ 備 考 振動実験実施

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No. 2)

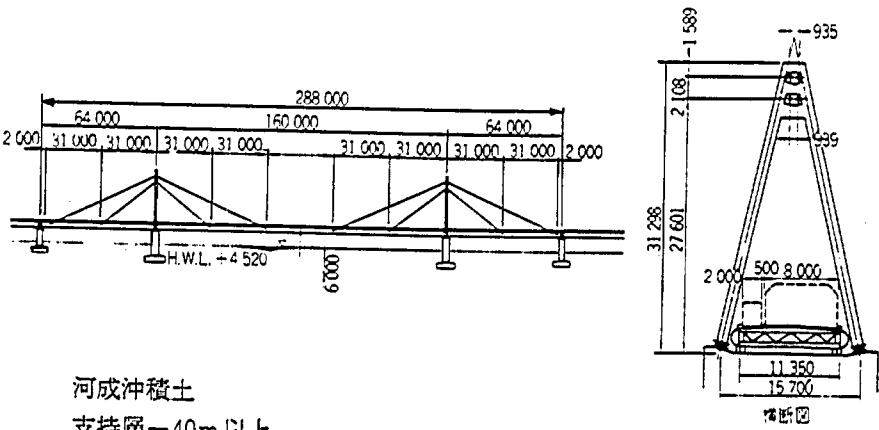
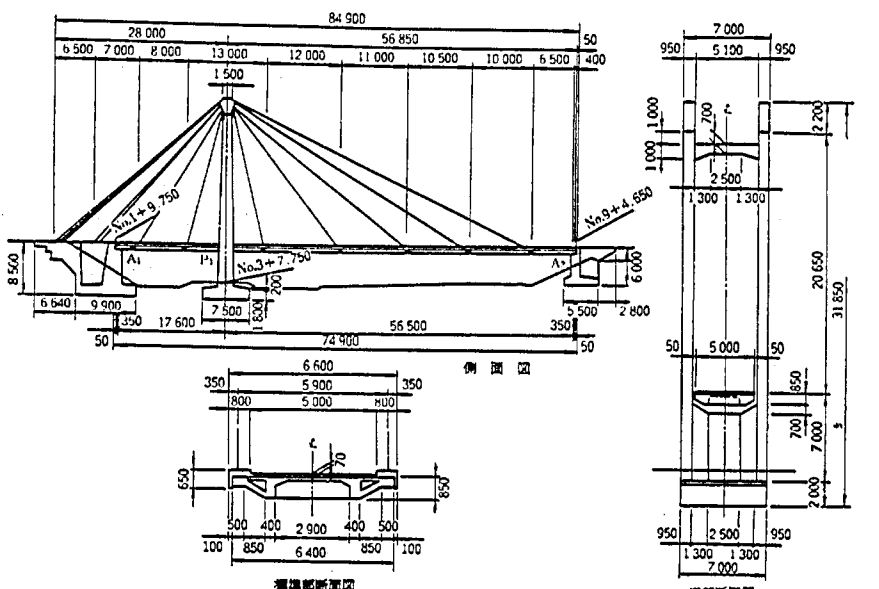
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
石狩河口橋 (北海道・昭和47年)	3 径間連続鋼 A 型主塔 ファン 2 面ケーブル 1 箱桁	 河成沖積土 支持層 -40m 以上	震 度 法	$k_h = 0.2$ $k_v = 0.1$
一本杉橋 (東京都・昭和56年) 歩道橋	2 径間連続 P C R C 門形 (鉄骨使用) マルチファン 2 面ケ ーブル P C 桁		震 度 法	$k_h = 0.2$
			地震荷重 主塔、橋脚基部	

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No. 3)

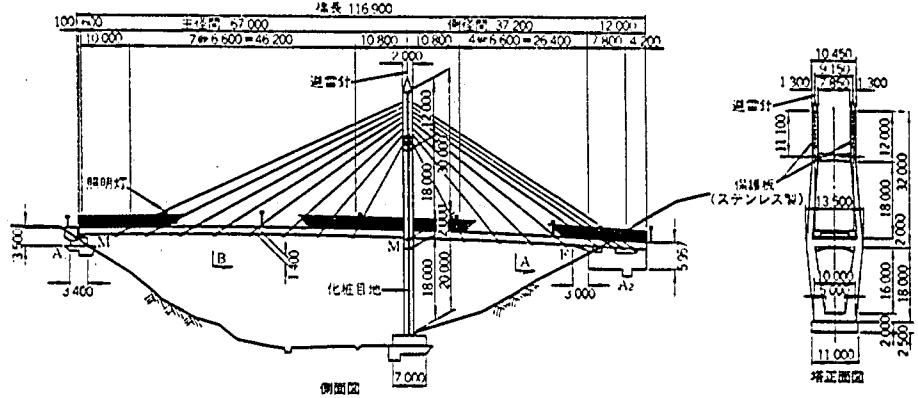
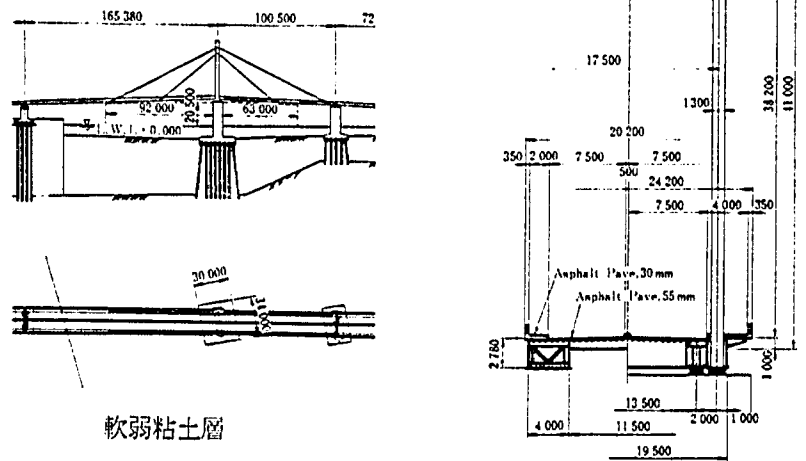
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
EIMEIKAN BRIDGE (東京都・昭和60年)	2 径間連続PC 平行 2 面ファンケー ブル H形柱 (RC) 2 主桁 (PC)		修正震度法 応答スペクトル法 ・道示 ・海洋架橋調査会 "PC斜張橋上部工 設計指針 (案)	$k_h = \begin{cases} 0.23 (Lg) \\ 0.18 (Tr) \end{cases}$ $k_v = 0$ 土木研究所、応答ス ペクトル曲線 (入力 最大加速度180gal) $h = 2\%$
大黒ふ頭連絡橋 (横浜市・昭和49年)	2 径間連続鋼 門形主塔 平行 2 面ファン 2 箱桁		震 度 法	下部 $\begin{cases} k_h = 0.3 \\ k_v = \pm 0.1 \end{cases}$ 上部 $\begin{cases} k_h = 0.3 \\ k_v = 0.1 \end{cases}$

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No. 4)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
尾道大橋 (広島県・昭和43年)	3 径間連続鋼 鋼床板 2 主桁 門型主塔 放射 2 面ケーブル		震 度 法	桁・支承に対して $\begin{cases} k_h = 0.2 \\ k_v = 0.1 \end{cases}$ 塔に対して ケーブル、横梁 $k_h = 0.310$ 柱 $k_h = 0.275$ 備考 振動実験実施
小本川橋梁 (岩手県・昭和54年)	3 径間連続 P C 箱桁 H 型主塔 ハープ 2 面ケーブル 箱桁		震 度 法	$\begin{cases} k_h = 0.2 \\ k_v = 0 \end{cases}$ 架設時 $\begin{cases} k_h = 0.1 \\ k_v = 0.05 \end{cases}$ 備 考 振動実験実施

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.5)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
川 崎 橋 (大阪市・昭和53年) 自転車・歩行者 専用橋	2 径間連続 H形主塔 2面ファンケーブル 偏平六角形断面		修正震度法	$k_h = \begin{cases} 0.275 (L_g) \\ 0.220 (T_r) \end{cases}$
合掌大橋 (富山県、岐阜県 昭和54年)	H (A) 形主塔 2面放射ケーブル			備 考 振動実験実施

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.6)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
新上平井大橋 (東京都, 工事中)	4 径間連続 (S 字形曲線) 独立 1 本主塔 マルチファン 1 面ケ ーブル 3 室箱桁	主桁・塔剛結 模型実験実施	- 修正震度法 - 応答スペクトル法 (2 種地盤) - 時刻歴応答解析 地震荷重 ↓ 沓, 塔基部 曲線橋のため P_{37} 中央沓以外は全て 可動沓	$k_h = 0.33$ ・中距離中規模地震 平均応答スペクト ル ・近距離小規模地震 道示応答スペクト ル ・八戸港 NS ・十勝沖地震 (入力加速度, 基盤 で 150gal) 地盤 $h = 0.055$ ~ 0.15 下部工 $h = 0.05$ 上部工 $h = 0.02$
自然休養村施設 連絡路 やすらぎ橋 (富山県・昭和56年) 歩 道 橋	1 径間鋼片斜張橋 H 形 (A) 主塔 ファン 2 面 SRC 桁	A₁ 橋台の断面図	震 度 法	$\begin{cases} k_h = 0.18 \\ k_v = 0.0 \end{cases}$

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No. 7)

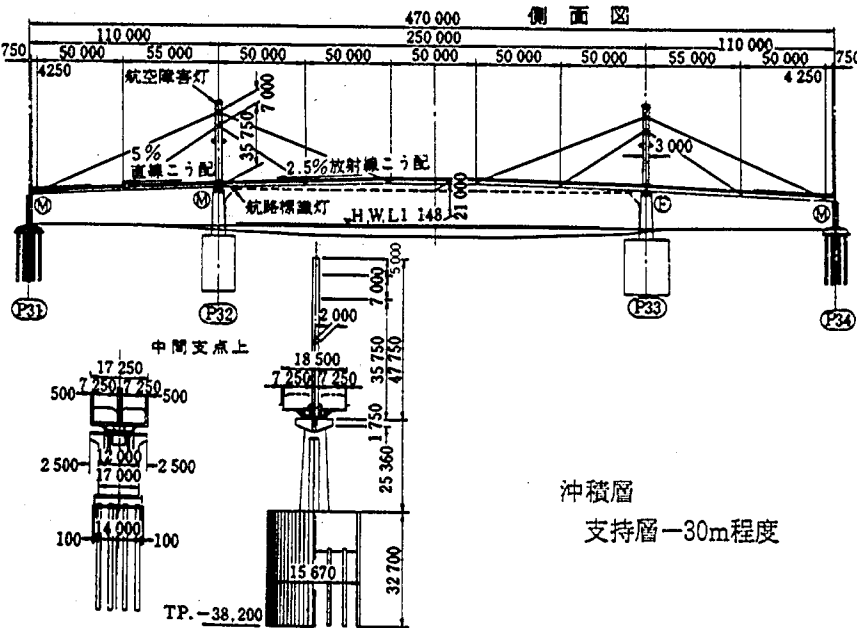
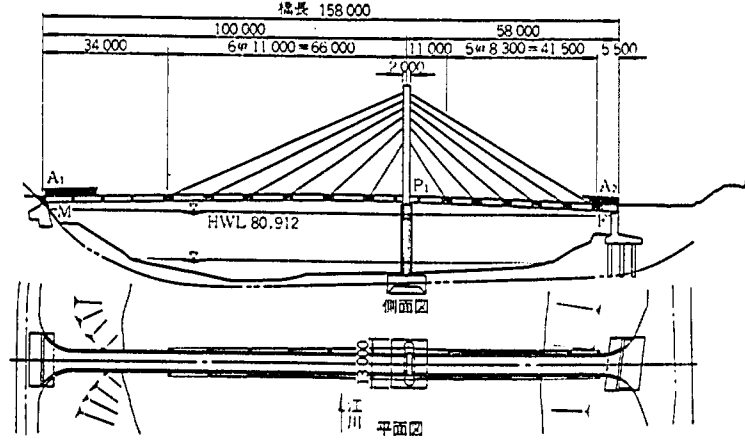
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
末広大橋 (徳島県・昭和51年)	3 径間連続 独立 1 本柱 1 面ファン 2 室箱桁	 側面図 沖積層 支持層-30m程度	震 度 法	$k_H = 0.25$
高 梨 大 橋 (島根県・昭和59年)	2 径間連続鋼 H形主塔 マルチ 2 面ケーブル 箱桁 主塔SRC	 側面図 平面図	固有値解析	ケーブルの制振構造 { ゴムダンパー 弾性シール材

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No. 8)

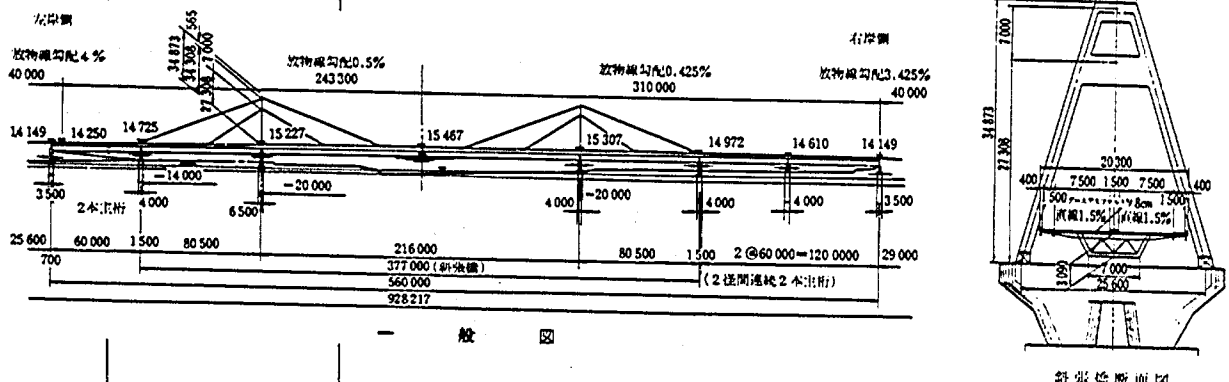
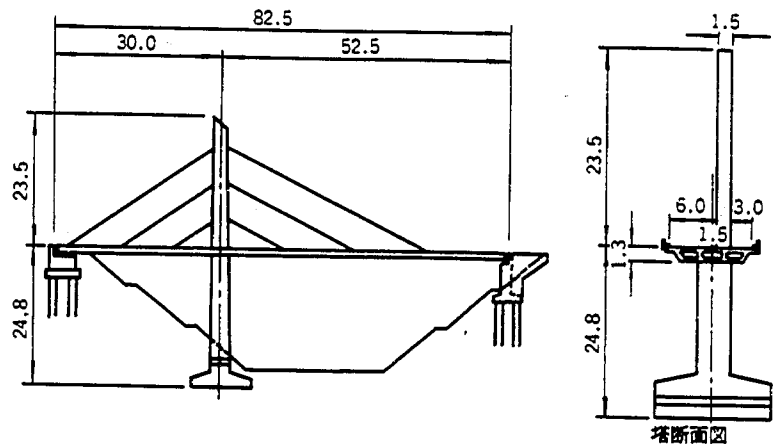
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
豊 里 大 橋 (大阪市・昭和45年)	3 径間連続 A型主塔 ファン2面 箱桁	 一般図 斜張橋断面図	- 下部工 震度法 - 塔 震度法 応答スペクトル法	$k_h = 0.2$ $k_v = 0.1$ $k_h = 0.2$ 本四指針 (速度応答値) $h = 0.02$
錦岡3号橋 (苫小牧市・ 昭和57年)	2 径間P C 独立1本柱 ハープ1面 3室箱桁	 塔断面図	- 修正震度法 - 動的解析 - 地震荷重 ↓ 主塔下端部	$k_h = 0.21$ (主塔及び上部工) 道示平均加速度応答 スペクトル(170gal)

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.9)

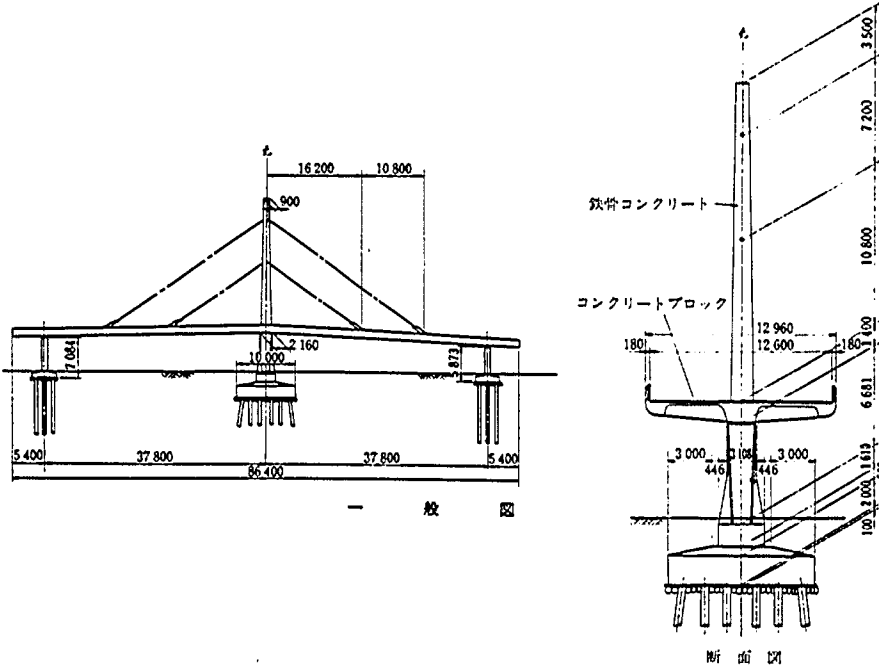
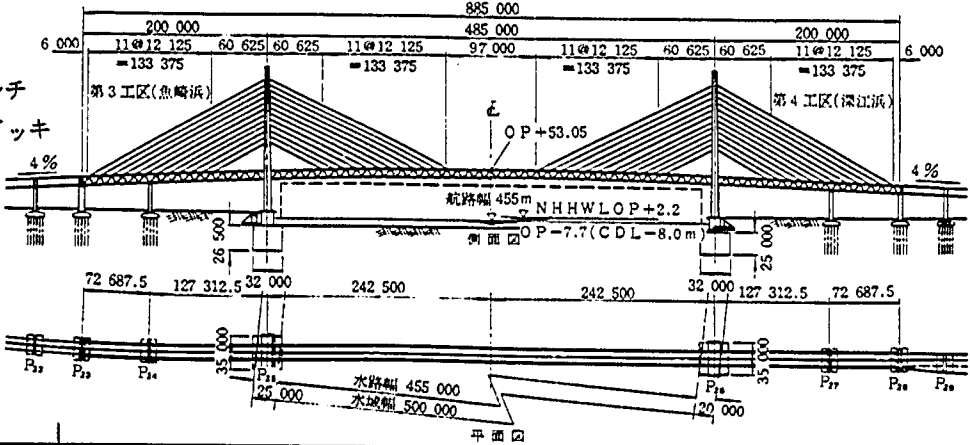
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
万博東ゲート橋 (大阪府・昭和44年) 歩行者専用	2径間PC 独立1本柱 ハープ1面 プレキャストブ ロック桁	 一般図 断面図	震度法	$k_h = 0.3$
東神戸水路橋 (神戸市・計画)	3径間連続ダブル デッキトラス H形主塔 2面ハープマルチ トラスダブルデッキ	 平面図 断面図	- 動的解析 全体FEMモデル 地盤 $h = 5\%$ - 上部工 応答スペクトル法 $h = 2\%$ - 下部工 換算震度法 設計上の地盤面以下も考慮 備考 上部工 オールフリー	EL Centro, Taft, 伊豆半島沖地震品川記録 - 塔基部加速度応答スペクトル作成 (水平, 回転) - 換算震度の設定 最大前面地盤反力と等価 $k_h = 0.2$ (Lg) $k_h = 0.1$ (Tr) $k_v = 1/2 k_h$ 震度を乗ずる対象は、ケーソン、橋脚

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.10)

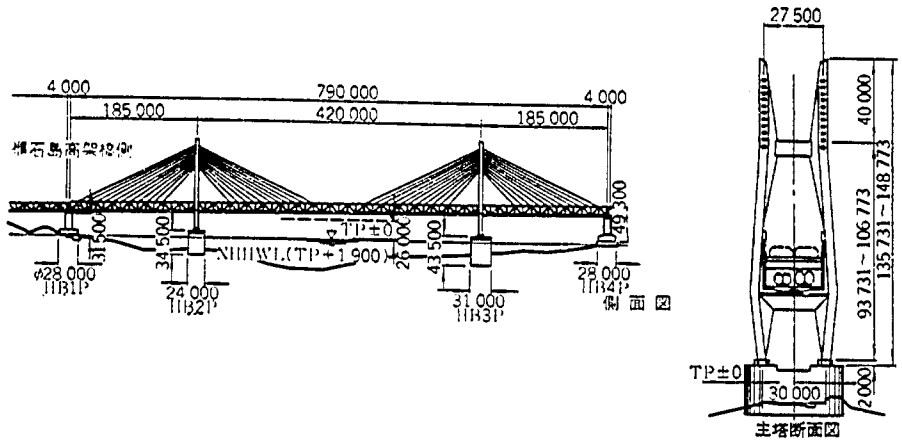
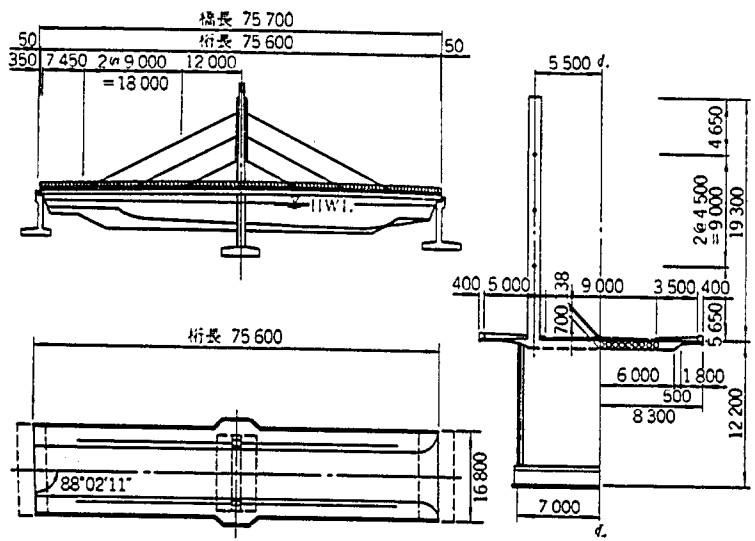
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
樫石島橋・岩黒島橋 (香川県, 工事中)	3径連続ダブルデ キトラス鋼 H形主塔 2面ファンマルチ トラスダブルデッキ		○応答スペクトル法 ○時刻歴応答法 - 上部 $h=2\%$ - 下部基礎 $h=10\%$ - 端橋脚立上がり部の コンクリート射体 $h=5\%$ - bi-Linear型ストッ パの時刻歴応答解析 EL-Centro	本四スペクトル 開北橋記録 備考 ・橋軸方向固定 弾性固定支承 ～血ばね 耐震変位制御装置 ・塔 制振装置 (動吸振器)
豊 後 橋 (北九州市・ 昭和58年)	2径間連続PC 2本独立柱PC 2面ハープ PC中空床版		○修正震度法 ○応答スペクトル法	$k_h = 0.13$ 土研平均応答スペ クトル (最大加速度 100gal) $h = 0.02$ 1種地盤 備考 振動実験実施

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.11)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
ぼたん橋 (埼玉県・昭和57年) 歩道橋	2 径間連続鋼 独立 1 本柱 ハープ 1 面 鋼床版 1 箱桁	側面図 断面図	修正震度法	$\begin{cases} k_h = 0.16 \\ k_v = 0.0 \end{cases}$
三保ダム松ヶ山橋 (神奈川県, 昭和53年)	1 径間片側剛結 PC H型塔 ファン 2 面 ディビダーク式 PC	側面図 塔正面図	修正震度法	$\begin{cases} k_h = 0.15 \\ k_v = 0.0 \end{cases}$ 備考 振動実験実施

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.12)

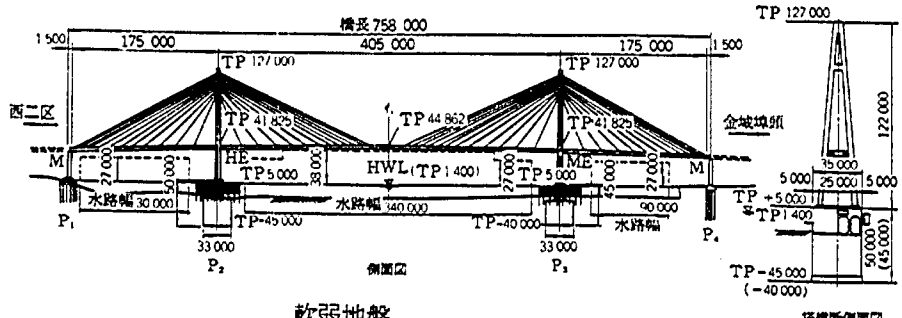
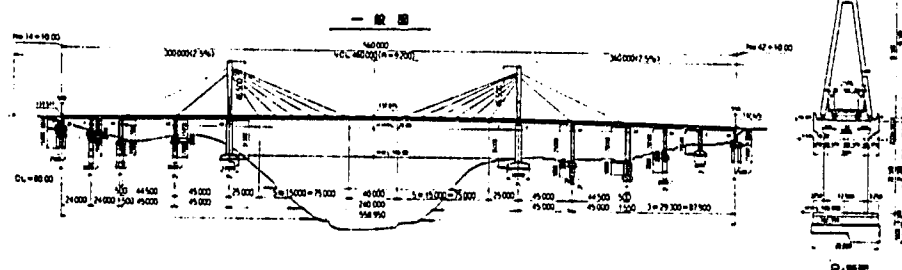
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
名港西大橋 (名古屋市, 昭和60年)	3 径間連続鋼 A型主塔 マルチファン2面 1箱桁		- 修正震度法 - 名港西大橋設計スペクトル - 金城埠頭記録 - 開北橋地表面記録 - 動的解析 - 応答スペクトル法 - 時刻歴応答解析 上部 $h = 0.02$ 下部 $h = 0.05$	部材の設計 $k_h = 0.15 (Tr)$ $k_v = 0.075$ $k_h = 0.3 (Lg)$ 備考 - 振動実験実施 - 塔と主桁を弾性ケーブルによる固定 (MCD方式)
弥栄大橋 (広島県, 山口県 昭和60年)	5 径間連続 A型主塔 2面ファン 2箱桁		修正震度法	$k_h = 0.16$

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.13)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
大 和 川 橋 (大阪市・昭和57年)	3 径間連続鋼 独立 1 本柱 1 面ハープ 3 室箱桁		- 修正震度法 - 応答スペクトル法 上部 $h = 0.02$ 下部 $h = 0.05$	$k_h = 0.24$ 下部構造支持 地盤上 200gal 備考 模型実験実施
淀 川 橋 (大阪府, 工事中)	3 径間連続 独立 1 本柱 1 面ファン 3 室箱桁		- 修正震度法 - 動的解析	動的サブストラクチャ法 全体系モデル

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.14)

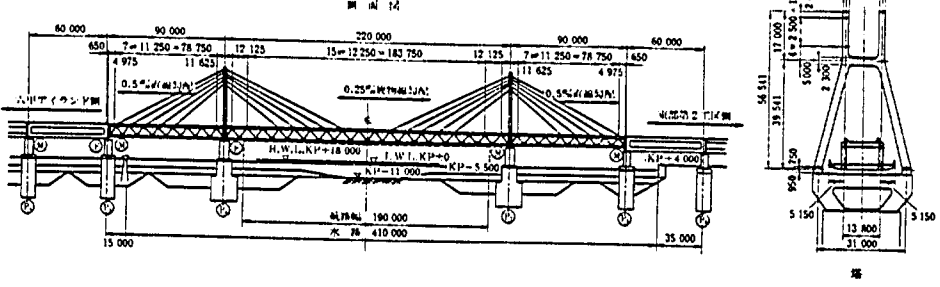
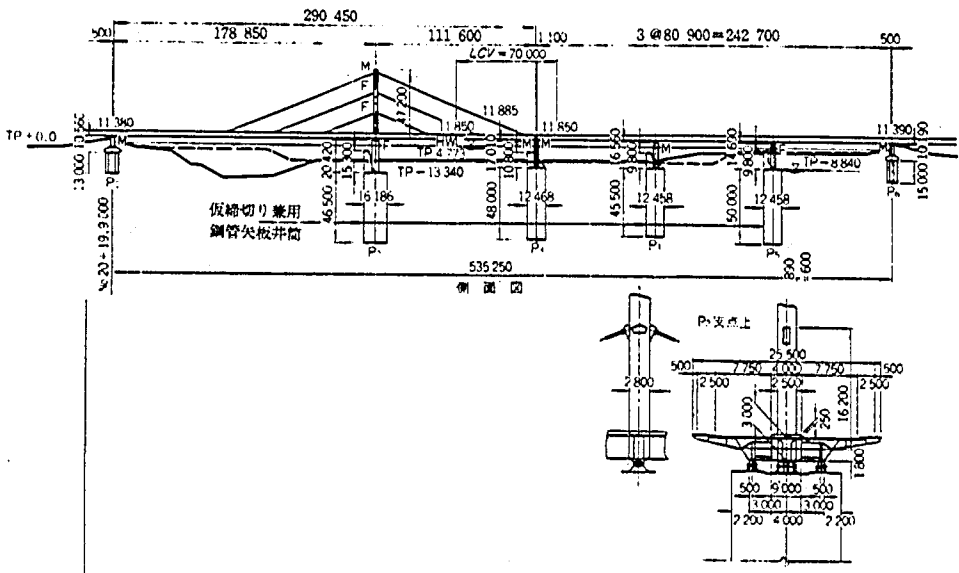
橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
六 甲 大 橋 (神戸市・昭和51年)	3径間連続ダブル デッキトラス H形主塔 2面ファン トラス		修正震度法	$k_h = 0.28$ 備考 振動実験実施
水 郷 大 橋 (千葉県・昭和52年)	2径間連続鋼 独立1本柱 ハープ1面 3室箱桁		修正震度法	$k_h = 0.24$

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.15)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状、斜材 形式、主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
幸 魂 橋 (東京都、計画)	2 径間連続鋼 独立 1 本柱 1 面ファン 3 室箱桁		・震 度 法 ・動的解析 応答スペクトル 時刻歴応答解析 2 次元及び 3 次元 FEM	土研 L1 スペクトル 適合波形 備考 並設基礎の影響を検討
幸 橋 (岐阜県・昭和56年) 歩 道 橋	2 径間連続鋼 H 形主塔 2 面ケーブル 鋼床版桁		固有振動数 1.5 ~ 2.3 Hz を避ける	

表 2.1 既設斜張橋の耐震設計法 (No.16)

橋 名 (所在地・完成年)	形 式 (主塔形状, 斜材 形式, 主桁形式)	側 面 図 及 び 主 塔 断 面 図	耐 震 設 計	
			設 計 法	入 力
白 屋 橋 (奈良県, 計画)	2径間連続PC H型主塔 2面ファン 単室箱桁	側面図 S=1:1000 橋脚横断面図 S=1:600	修正震度法 応答スペクトル法 長柱安定性解析 材料及び幾何学的 非線形性解析 断面継続 構造不安定 } の確認	$L_g : k_h = 0.10$ $T_r : k_h = 0.15$ 道示平均スペクトル (1種地盤) 土研L1スペクトル $h = 5\%$

3. 斜張橋の振動実験

竣工直後の橋梁に対して、設計・施工の検証、もしくは機能上の欠陥を発見するという目的で載荷実験が実施される場合が多い。動的な振動実験は、耐風・耐震設計条件の検証を目的として、大型車輛、起振機、走行車輛等による振動等を用いて実施され、対象とする橋梁の固有振動数、振動モード、及び振動減衰性等の振動特性が調査される。

振動実験が実施された主要な斜張橋に対して、調査項目及び調査結果を示すと以下ようになる。

3.1 尾道大橋⁶⁾

尾道大橋は、広島県尾道市と幅 200 m 余りの尾道水道で隔てられた対岸の向島とを結ぶ橋梁である。尾道大橋は、尾道水道を通る船舶の航行が頻繁であり、またかなり広い航路幅を必要とするため、中央径間長 215 m の斜張橋として昭和40年3月に着工、昭和43年3月に竣工したもので、当時としては、我が国最長の斜張橋であった。型式は、3 径間連続 2 主桁鋼床版斜張橋で、図 3.1 に示すように門型タワー、2 面放射形 2 段ケーブルが採用された。

振動実験では、主径間 1/2 点及び 1/4 点に 2 連式 15 ton 起振機を設置し、鉛直振動及び捩れ振動特性が検討された。また、理論解析として、質点系モデルによる固有値解析が実施されている。表 3.1 に固有振動数及び減衰特性を、図 3.2 に解析モデル及び振動モードをそれぞれ示す。

3.2 末広大橋⁷⁾

末広大橋は、国道55号線のバイパスとして徳島県の末広有料道路事業の一環として新町川河口部に架設された橋梁である。中央径間は 250 m であり、斜張橋部分は、昭和48年に完成した。型式は 3 径間連続鋼床版箱桁斜張橋であり、図 3.3 に示すように独立 1 本柱形式のタワー、及び 1 面ファン形式 2 段ケーブルが採用された。

振動実験では、主径間の 1/2 点及び 1/4 点に 2 連式 15 ton 起振機を設置して鉛直及び捩れ振動を与え、表 3.2 に示す固有振動数及び減衰特性、また、図 3.4 に示す振動モードがそれぞれ得られている。

3.3 水郷大橋⁸⁾

水郷大橋は、一般国道51号が利根川を渡る千葉県佐原市と茨城県稲敷郡東村の間に架設された橋梁である。本橋は、2 径間連続鋼床版斜張橋と 3 径間連続鋼床版箱桁橋で構成され、斜張橋部は、図 3.5 に示すように支間長 178.5 m 及び 111.6 m の非対称径間となっており、独立 1 本柱形式の塔及び 1 面ハープ形式 3 段ケーブルが採用されている。

振動実験では、主径間 1/2 点及び 3/8 点に 2 連式 15 ton 起振機を設置して鉛直及び捩れ振動実験が行われている。また、理論解析として、たわみ振動は、平面質点系モデルにより、ねじれ振動は梁モデル及び格子解析モデルによりそれぞれ固有値解析が行われている。表 3.3 に固有振動数及び減衰特性をまた、図 3.6 に解析モデル及び振動モードをそれぞれ示す。

3.4 六甲大橋¹³⁾

六甲大橋は、六甲アイランドと本土を結ぶ六甲アイランド連絡橋の主橋梁であり、図 3.7 に示すように中央径間 220 m の 3 径間連続トラス・合成鋼床版ダブルデッキ型式の斜張橋である。ケーブルは、ファン形式 2 面 5 段配置が採用されている。

振動実験では、中央径間の 1/4 点及び 1/2 点に起振機を設置し、鉛直曲げ振動及びねじり振動特性が検討されている。また、理論解析として平面質点系モデルによる固有値解析が行われている。表 3.4 に固有振動数及び減衰特性を、また図 3.8 に解析モデル及び振動モードをそれぞれ示す。

3.5 大和川橋梁³⁾

大和川橋梁は、大阪湾岸道路の一環として阪神高速道路湾岸線の大阪市と堺市を結ぶ橋梁である。図 3.9 に示すように 1 級河川大和川を約 25 度の角度で斜めに横断し、中央径間は 355 m の 3 径間連続鋼床版斜張橋である。ケーブルは、1 面ハープ形式 4 段に配置されている。

振動実験では、中央径間の 1/2 点及び 1/4 点においてクレーンにより重錘を上下して鉛直曲げ振動及びねじり振動特性が検討された。また、理論解析として質点系モデルによる固有値解析が行われている。表 3.5 に固有振動数及び減衰特性を、図 3.10 に振動モードをそれぞれ示す。

3.6 名港西大橋²⁾

名港西大橋は、名古屋臨海地域の埋立造成により形成された臨海商工業地帯の港湾区域内に架設された海上橋梁である。架設地点は、大型フェリー船を始め、船舶の航行が多いため、図 3.11 に示すように中央径間 405 m の 3 径間連続鋼斜張橋が採用された。本橋は、高さ 2.8 m と非常にスレンダーな鋼箱桁を A 型主塔を介したマルチファン形式 2 面 12 段ケーブルで補剛した構造となっている。

名港西大橋では、設計時から架設時及び完成時において各種の試験を実施している。設計時においては、ケーブル定着部模型実験、架設系・完成系風洞実験を実施し、架設段階においては、表 3.6 に示すように起振機による振動実験、ケーブル定着部応力計測試験、常時微動試験、静的載荷試験、車輛走行試験、及びケーブル制振対策試験等詳細な試験が実施されている。

車輛走行試験では、総重量 20 ton のダンプトラック 4 台を用いて、表 3.7 に示すように走行速度、台数、車頭間隔を変化させ、図 3.12 に示す位置において振動性状の測定をしている。表 3.8 は、全走行ケースについて中央径間中央部の微振動計 3 及び 8 で得られた車輛退出直後の自由振動波形 25 波を用いて求めた対数減衰率を示したものである。また、図 3.13 は、面内 1 次振動の卓越していたケース 4 及びケース 6 の車輛退出直後の自由振動波形 75 波を 3 分割し、それぞれの対数減衰率と振幅量との関係を示したものである。これによれば、ケース 4 の場合には、振幅の増加に伴ない対数減衰率も増大するように見えるが、ケース 6 の場合にはこのような傾向は認められず、結果として、対数減衰率の振幅依存性はよくわからない。

振動実験では、中央径間の 1/2 点及び 1/4 点において 2 連式 15 ton 起振機及びクレーンを用いた重錘の上下により加振が行われた。振動実験は、表 3.9 に示すように鉛直方向加振、ケーブル減衰特性試験、及び桁水平方向加振試験が行われると同時に各架設段階で実施されている。各架設段階における固有振動数及び

対数減衰率の変化を示したのが、図 3.14 及び図 3.15 である。また、加振方式の違いによる対数減衰率の変化を示したのが、表 3.10 及び表 3.11 である。表 3.11 によれば、鉛直たわみ 1 次に対する対数減衰率は、重錘加振による 28mm までの加振変位時には 0.027 ～ 0.029 程度の値をとるのに対して、2 連式起振機による 2mm までの加振変位時には 0.020 程度の値となり、変位振幅の増大とともに対数減衰率はやや大きくなる傾向が現われていると考えられる。表 3.12 に 15ton 2 連式起振機により得られた固有振動数及び減衰特性を、図 3.16 に固有振動、また、本橋においては、ケーブルの制振対策として、図 3.17 に示すように制振ワイヤーが張られている。ケーブル共振止めワイヤーの試験結果を示したのが表 3.12 である。また、ケーブルの施工状態における減衰特性を示したのが図 3.18 である。

3.7 豊後橋¹⁴⁾

豊後橋は、北九州市の中心部である小倉北区のほぼ中心を南北に流れる紫川（2 級河川）に架設された道路橋である。本橋の構造形式の選定に際しては、周辺環境との調和が考慮されて 2 径間連続 P C 斜張橋が採用された。図 3.19 に示すように 2 本独立柱からハープ形式 3 段にケーブルが張られている。

振動実験では、1/2 点に起振機を設置して、上下方向、橋軸水平方向、橋軸直角水平方向、捩れ振動特性が検討された。また、質点系モデルによる理論解析も実施されている。表 3.14 に固有振動数及び減衰特性、また、図 3.14 に振動モードをそれぞれ示す。

3.8 三保ダム・松ヶ山橋⁹⁾

松ヶ山橋は、神奈川県企業庁の三保ダムに架設された橋梁である。松ヶ山橋は、図 3.21 に示すように道路橋としては、我が国初の P C 斜張橋であり、非対称片側スパンにファン形式 2 面 4 段ケーブルが採用されている。本橋では、我が国初の P C 斜張橋ということから、振動実験を含む各種の試験が行われている。振動実験では、第 2 ステー定着部に起振機を設置し、橋軸直角方向の加振が行われている。表 3.15 に固有振動数及び減衰特性を、また図 3.22 に振動モードをそれぞれ示す。また、理論解析として、多質点フレームモデルによる固有値解析が実施されている。

3.9 小本川橋梁¹⁰⁾

小本川橋梁は、岩手県宮古市の北約 25km に位置する 2 級河川小本川に架設された国鉄久慈線の単線鉄道橋である。小本川橋梁は、図 3.23 に示すように中央支間 177.7 m の 3 径間連続箱桁 P C 斜張橋であり、H 形主塔から 2 面ハープ形式 2 段に 60cm 角の P C 部材が張られている。

本橋においても我が国では当時珍しい P C 斜張橋であることから振動実験も含む各種の試験が行われており、振動実験では、中央支間中間点に起振機を設置して、橋軸、橋軸直角、及び鉛直の 3 方向に加振を行っている。また、多質点フレームモデルによる固有値解析が実施されている。表 3.16 に固有振動数及び減衰特性を、また、図 3.24 に振動モードをそれぞれ示す。

3.10 合掌大橋¹¹⁾

合掌大橋は、岐阜県岐阜市から富山県高岡市に至る国道 156 号が、庄川を渡河する位置に架設された橋梁である。本橋は、庄川の溪谷美に加え合掌造りの集落や民謡等の有形無形の文化財を多く有する秘境「越中五箇山」への観光道路としても重要な道路であることから、図 3.25 に示すように 2 径間非連続鋼斜張橋が採用された。

本橋は、RC 地中梁を介した 2 径間非連続桁形式という他に類を見ない斜張橋形式であるため、動的挙動特性の検討、設計施工の妥当性の確認を目的として振動実験が実施されている。

振動実験では、15 t 双子型起振機を上流側上段ケーブル定着位置に設置し、鉛直方向及びねじれ加振が行われている。表 3.17 に固有振動数及び減衰特性を、また図 3.26 に解析モデル及び振動モードをそれぞれ示す。なお、理論解析では、ケーブルのサグ、横振動の影響を考慮するために、平面骨組モデルでは直線ケーブル、放物線ケーブル及び鎖状ケーブルを有するモデルを用いた解析を実施している。

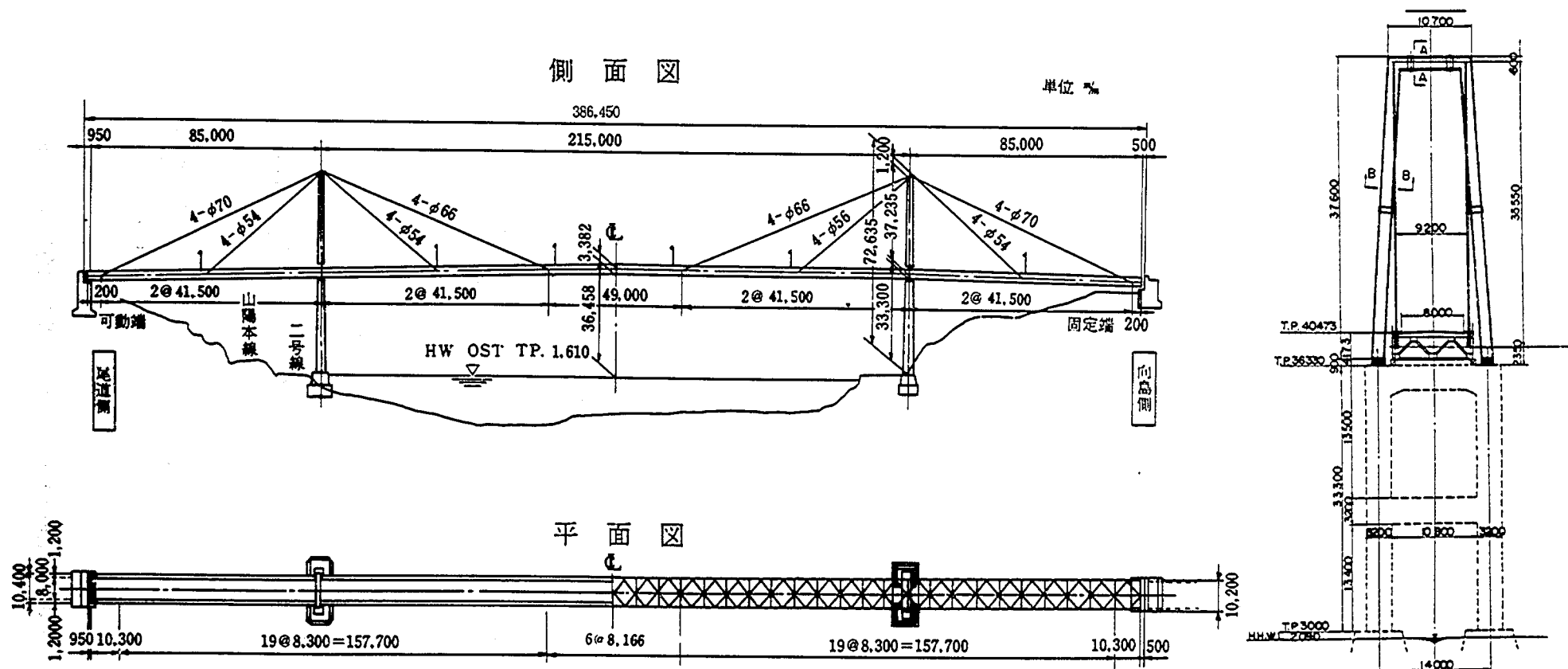
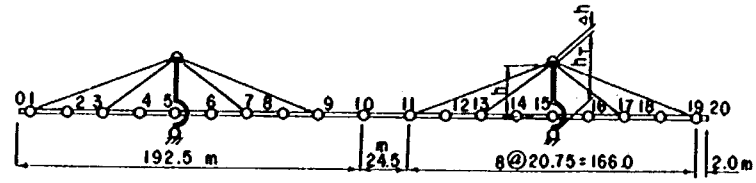


図 3.1 尾道大橋一般図



(a) 力学モデル

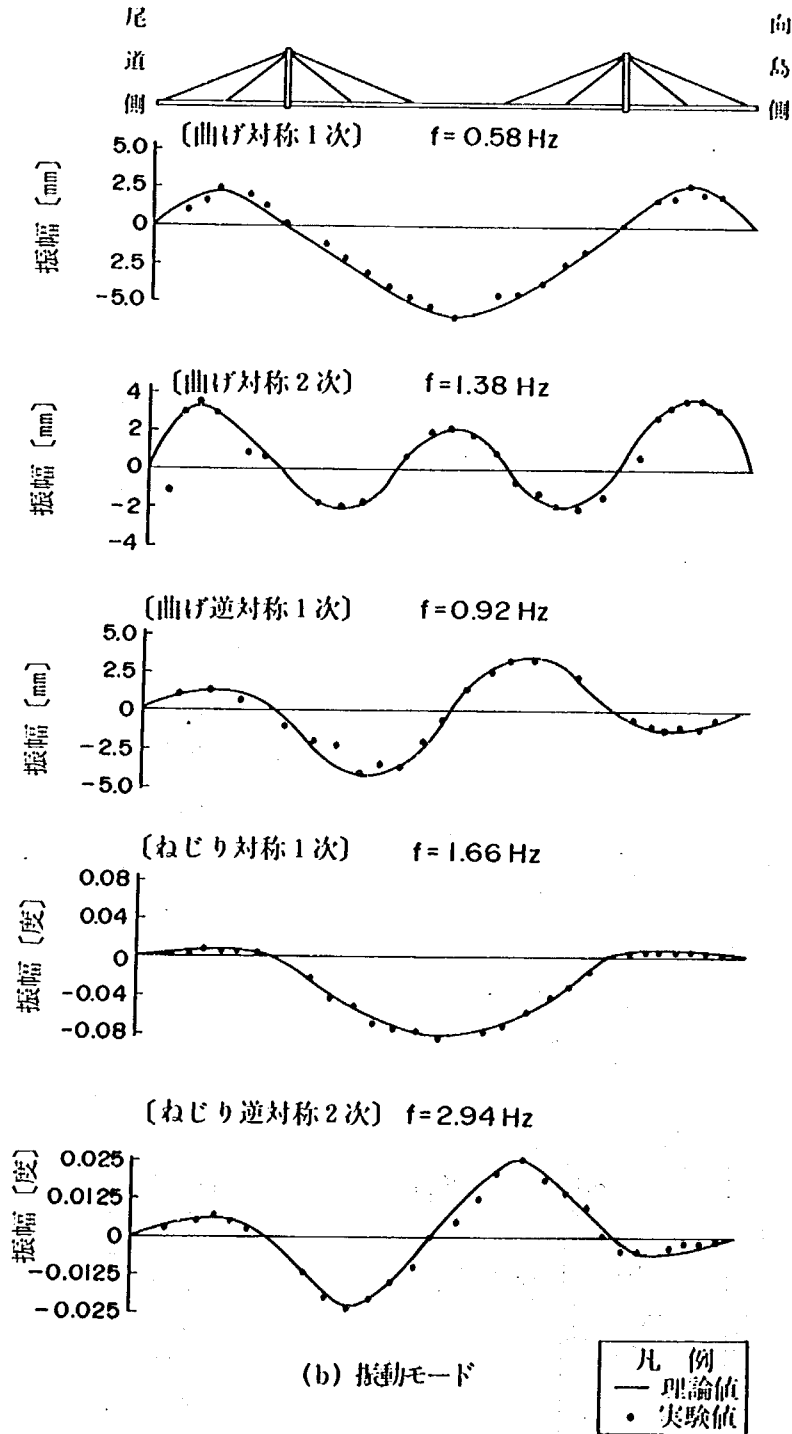


図 3.2 尾道大橋の力学モデル及び固有振動モード

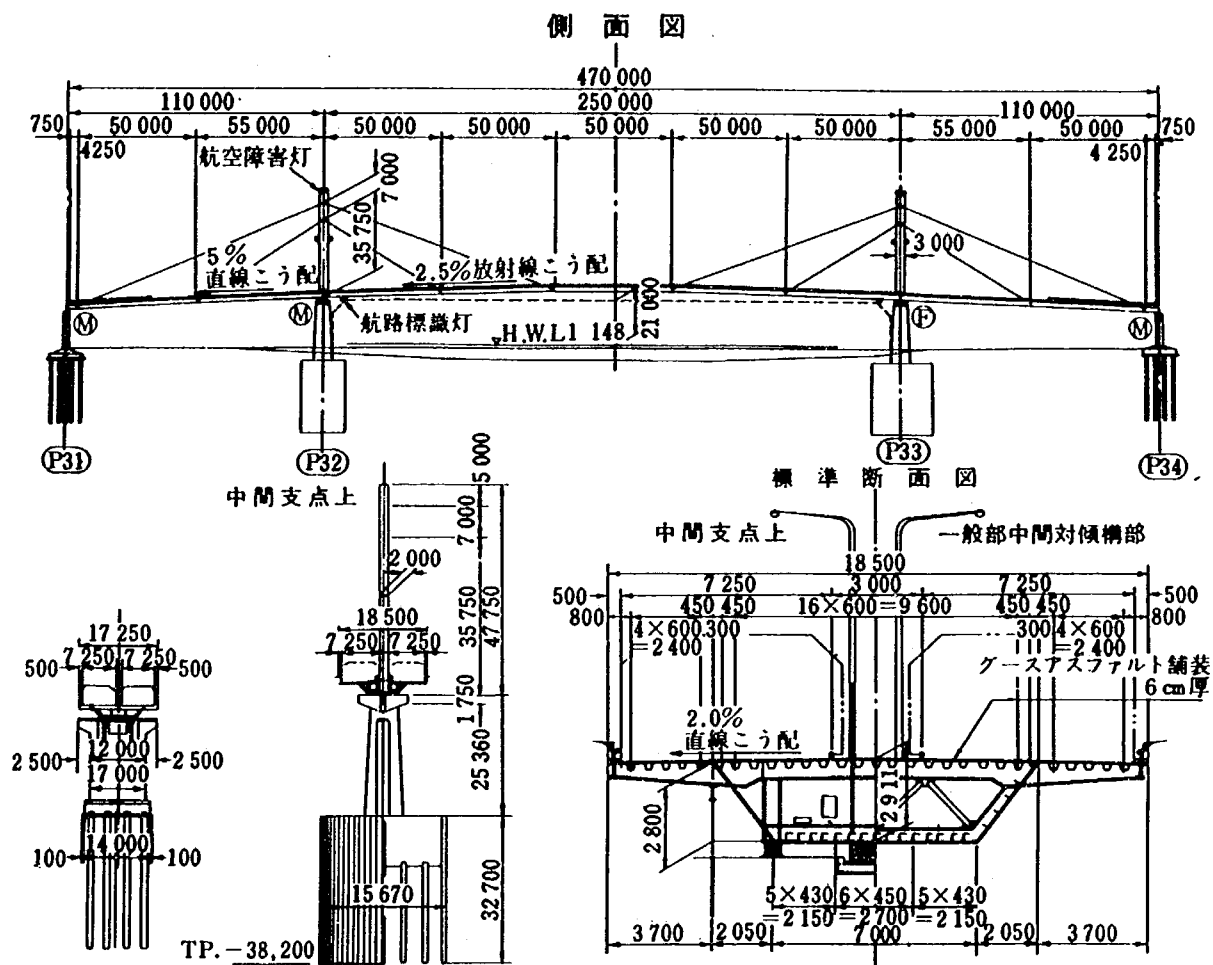
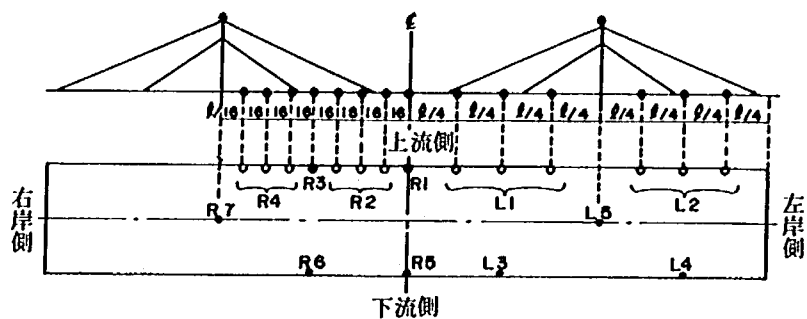
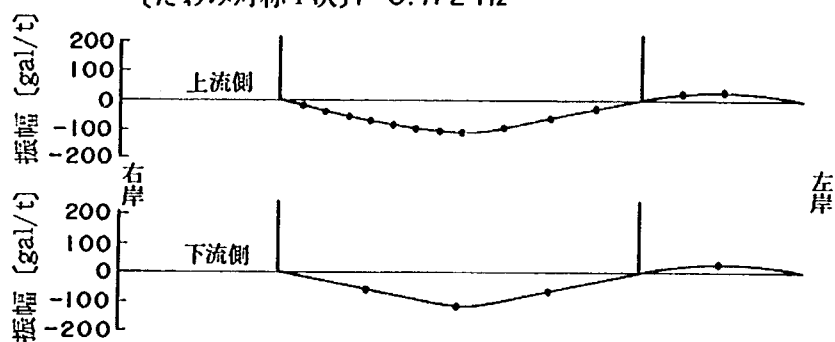


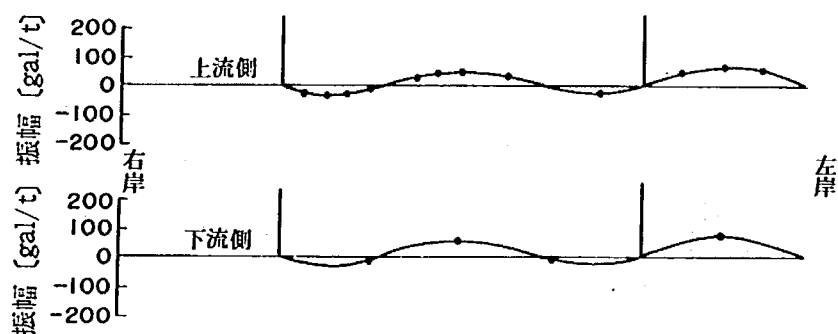
図 3.3 末広大橋一般図



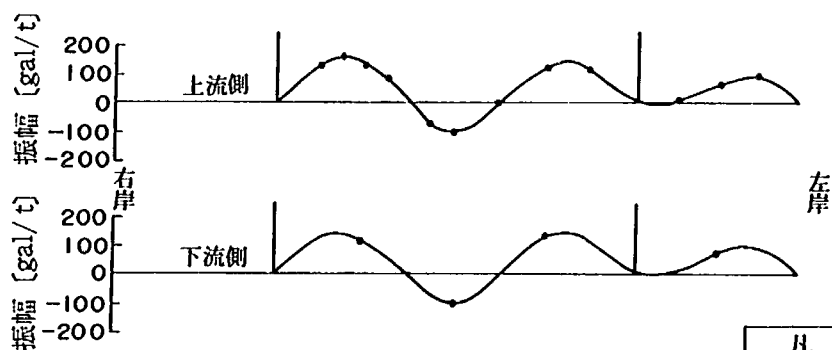
[たわみ対称1次] $f = 0.472 \text{ Hz}$



[たわみ対称2次] $f = 1.069 \text{ Hz}$



[たわみ対称3次] $f = 1.616 \text{ Hz}$



凡 例
— 理論値
• 実験値

図 3.4(1) 末広大橋の固有振動カード

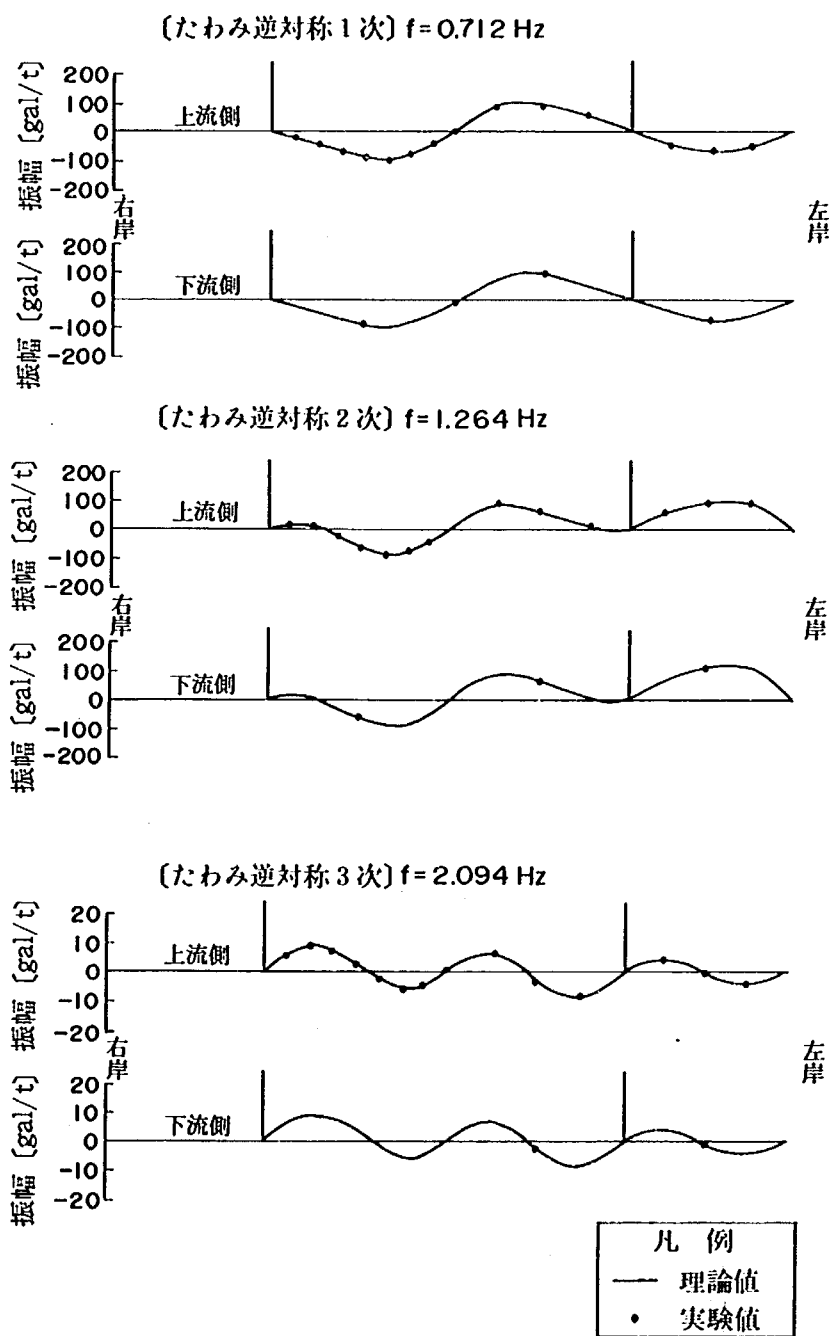


図 3.4 (2) 末広大橋の固有振動モード

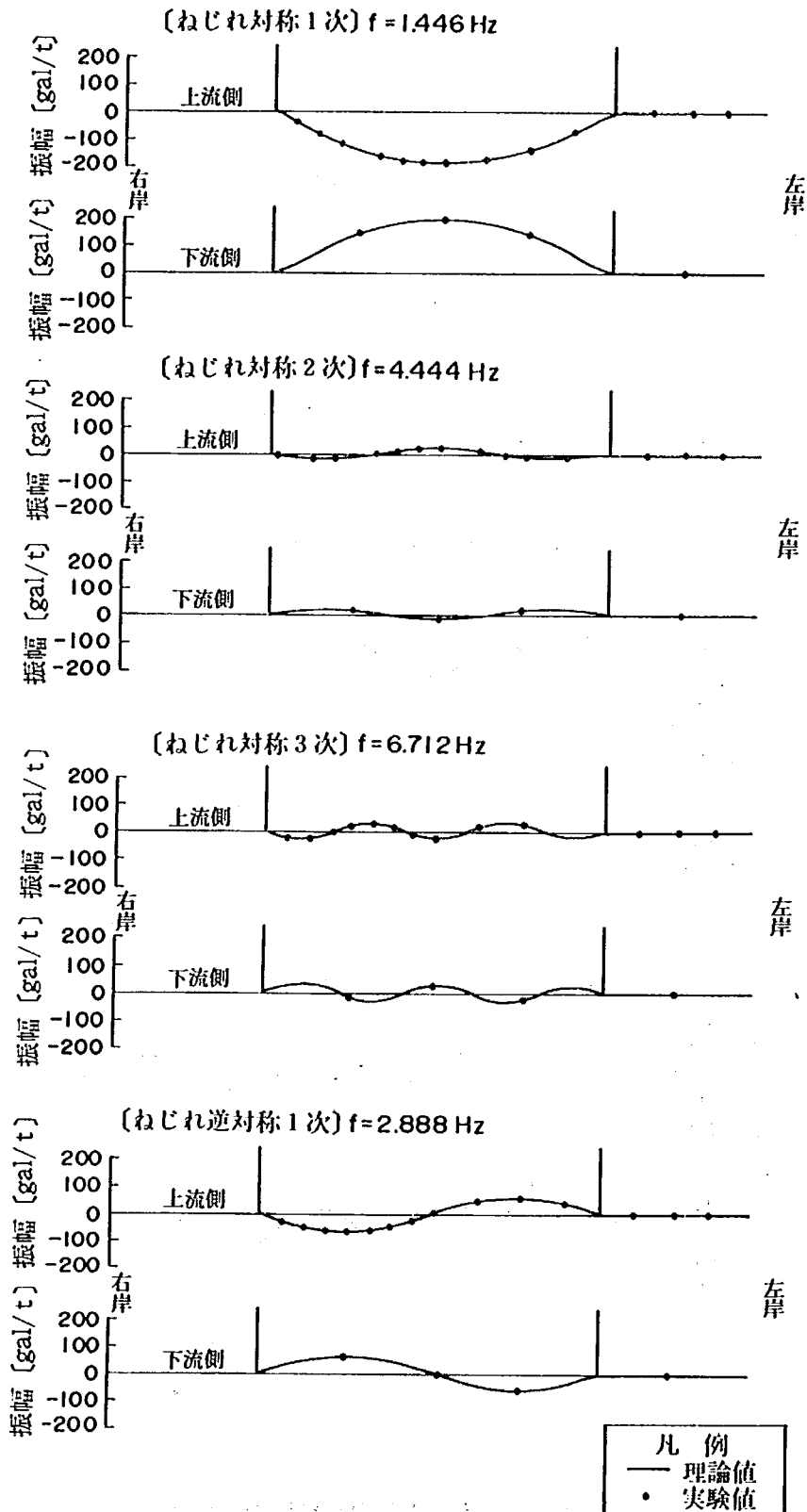


図 3.4(3) 末広大橋の固有振動モード

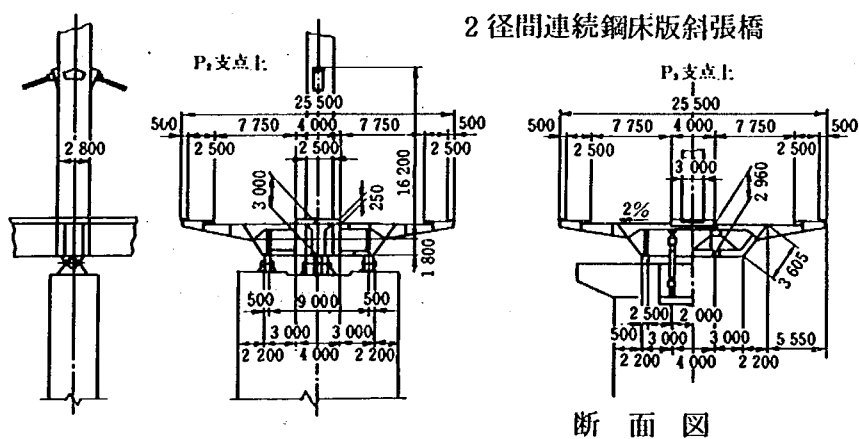
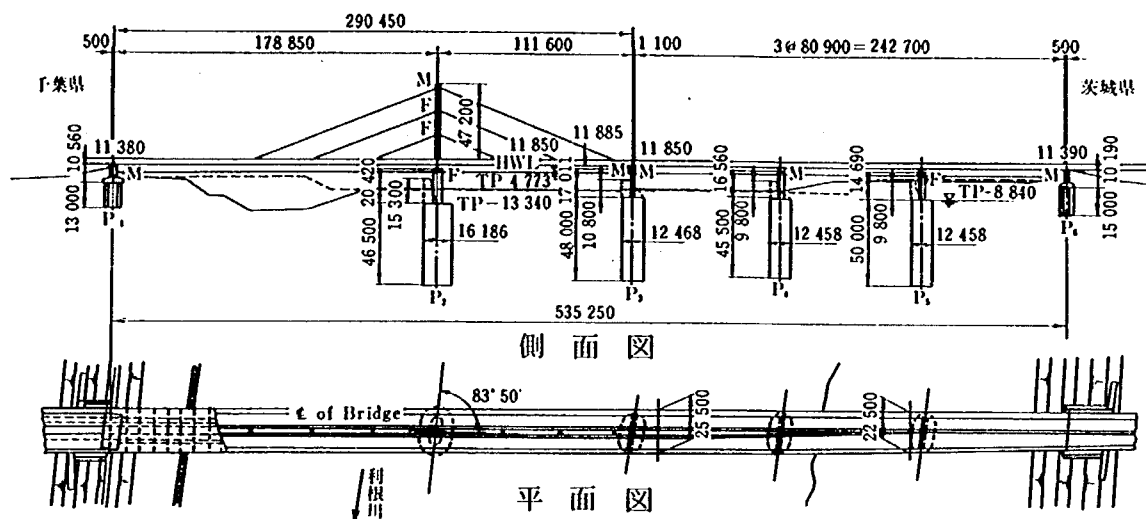
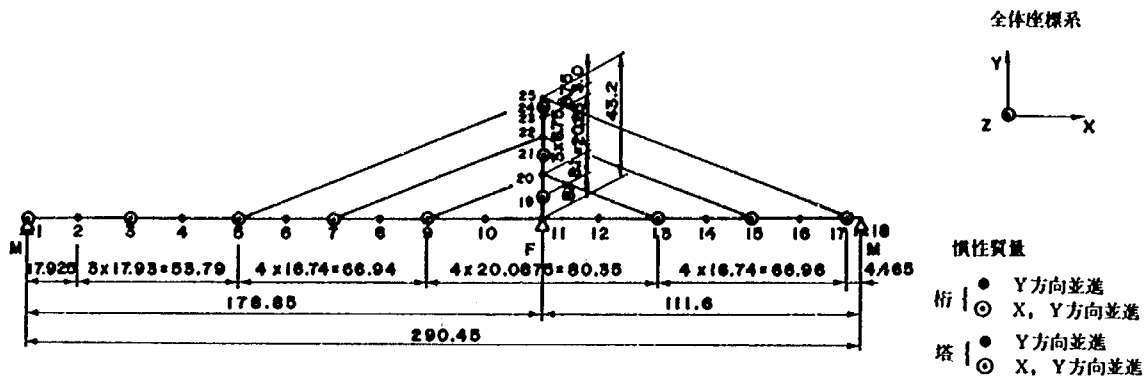
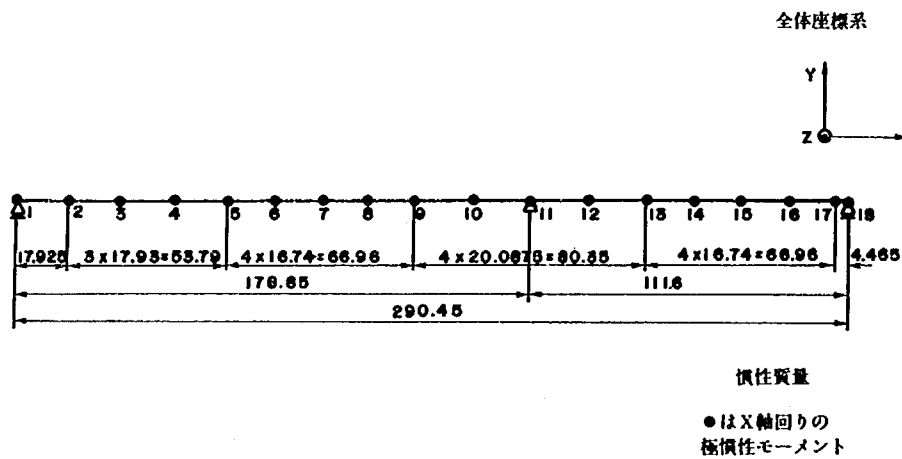


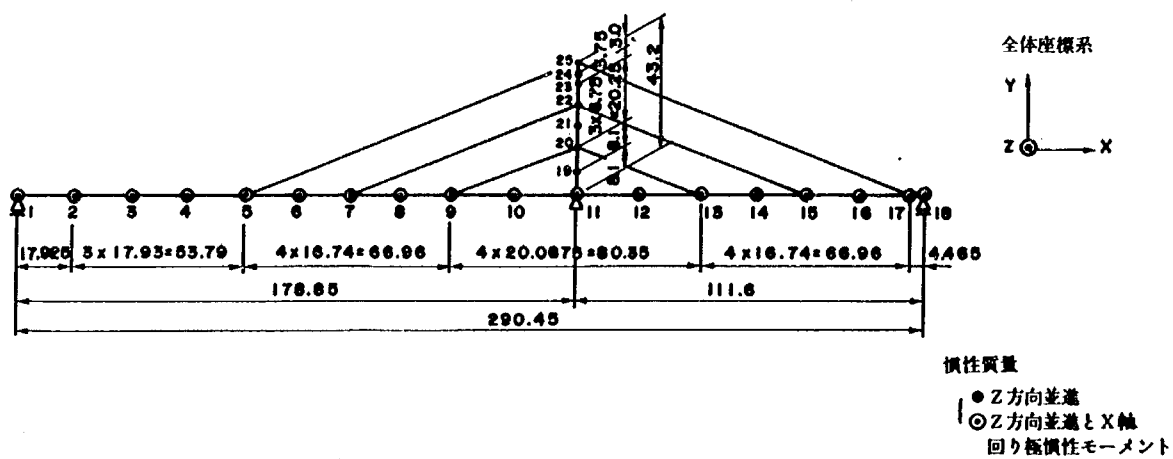
图 3.5 水乡大桥一般图



(a) 曲げ振動解析モデル

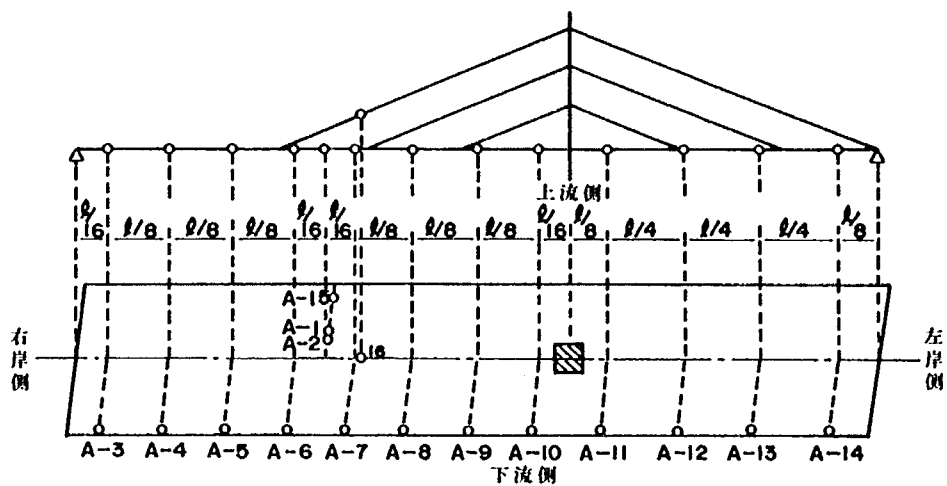


(b) 梁要素のみによるねじれ振動解析モデル

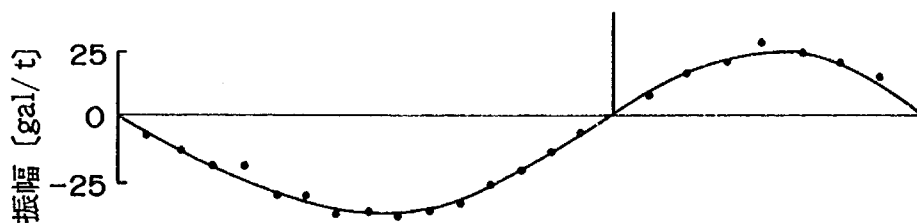


(c) 橋軸直角方向曲げ振動及びねじれ振動解析モデル

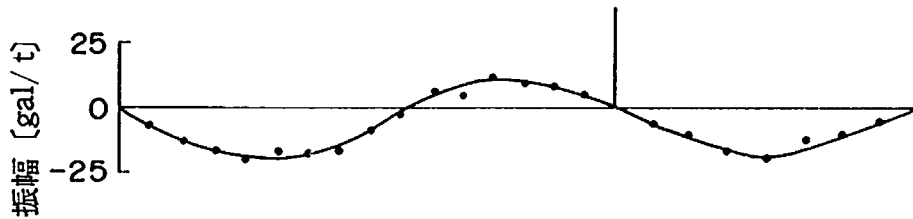
図 3.6(1) 水郷大橋の解析モデル



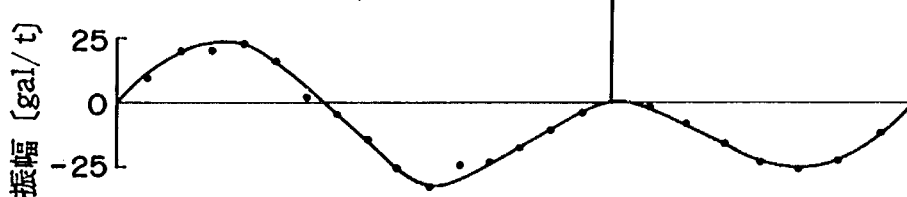
〔たわみ 1 次〕 $f=0.454 \text{ Hz}$



〔たわみ 2 次〕 $f=0.852 \text{ Hz}$



〔たわみ 3 次〕 $f=1.256 \text{ Hz}$



〔たわみ 4 次〕 $f=2.026$

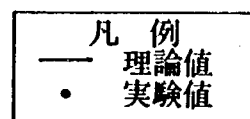
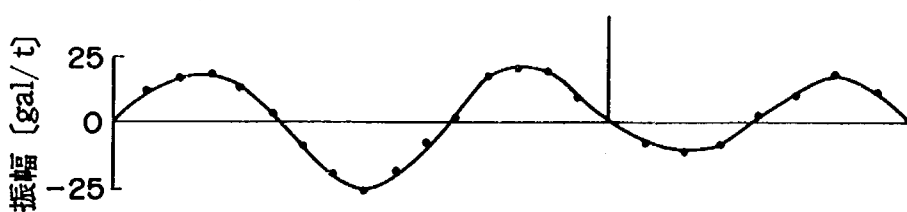


図 3.6(2) 水郷大橋固有振動モード

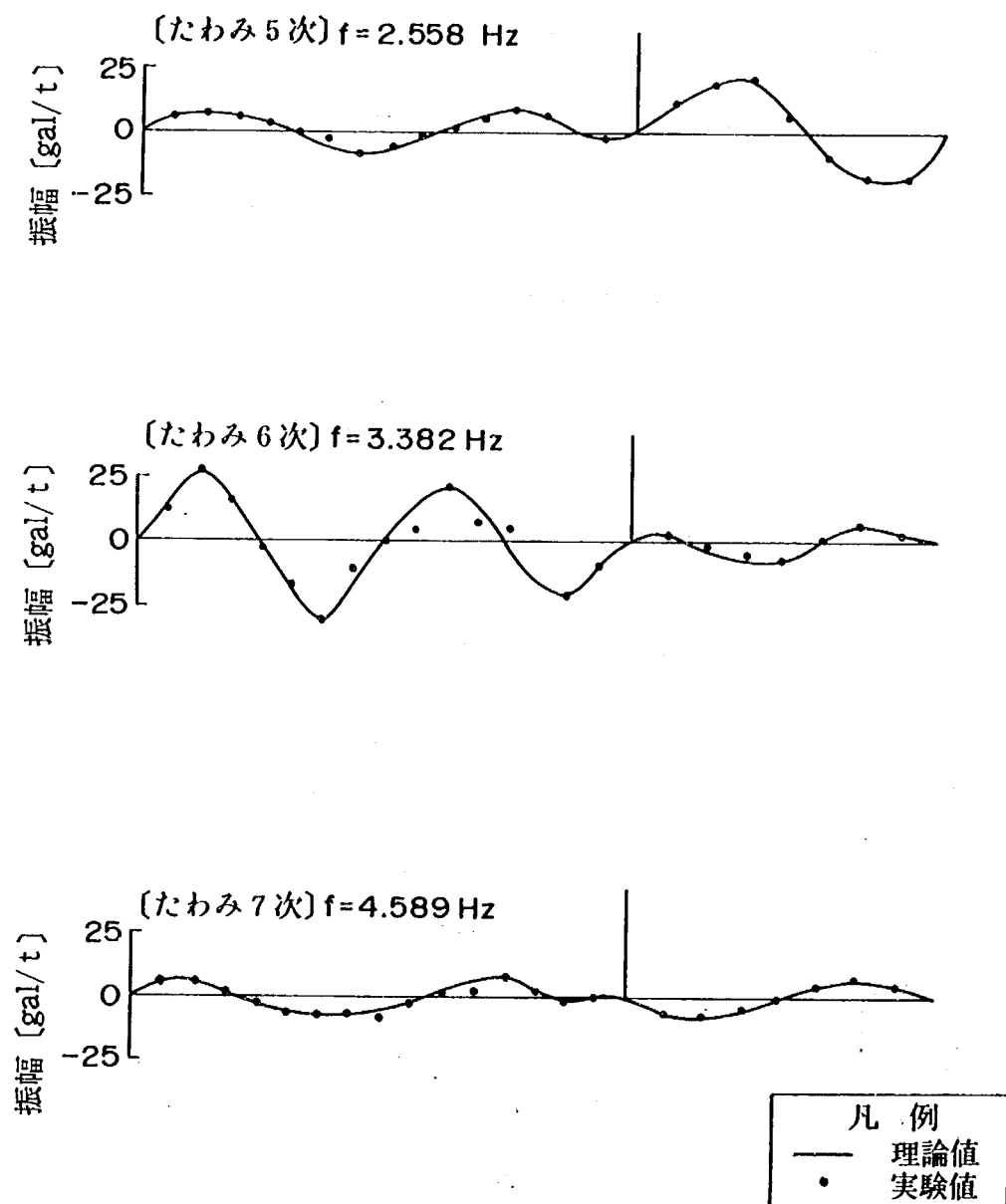


図 3.6(3) 水郷大橋固有振動モード

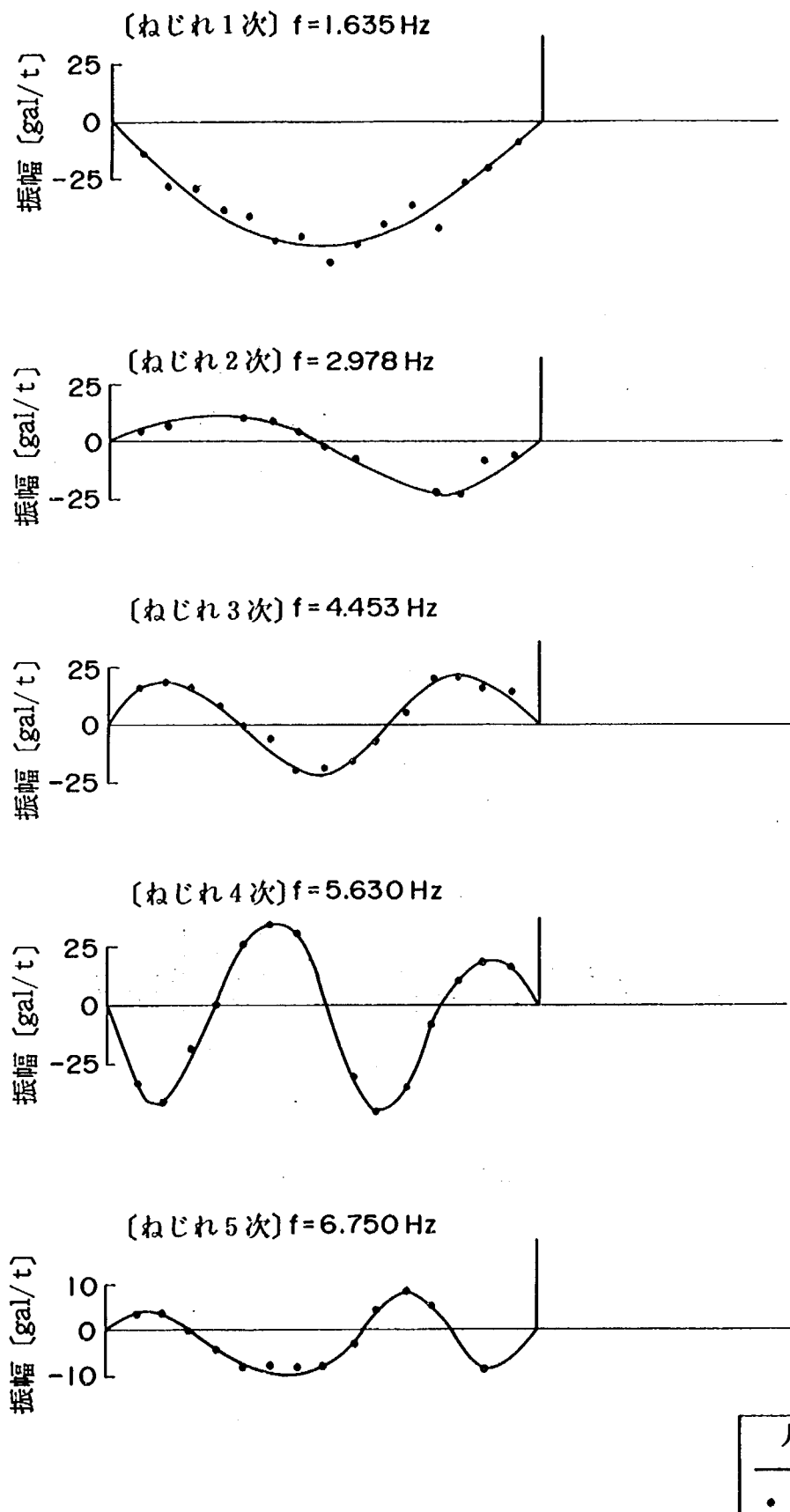


図 3.6(4) 水郷大橋固有振動モード

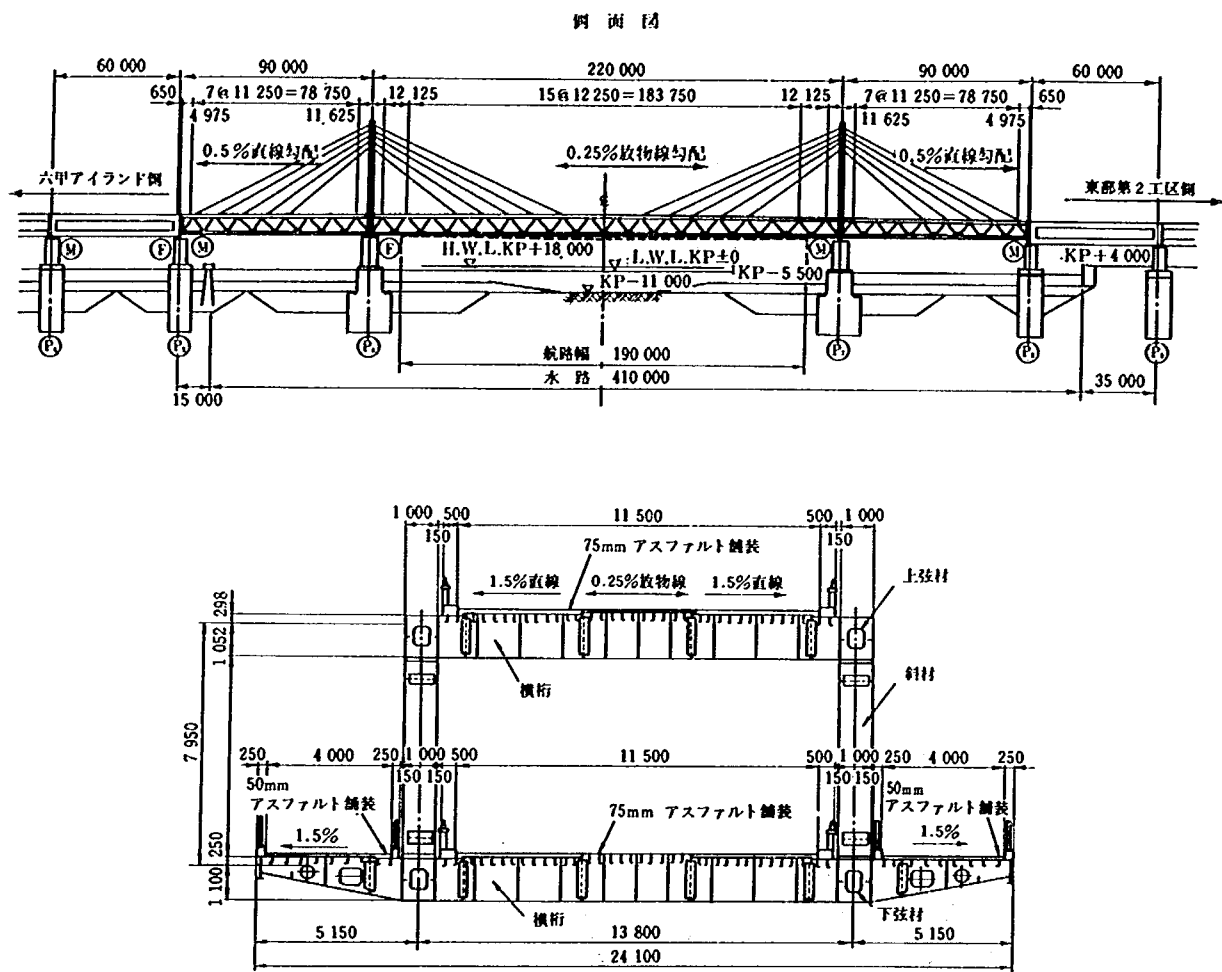
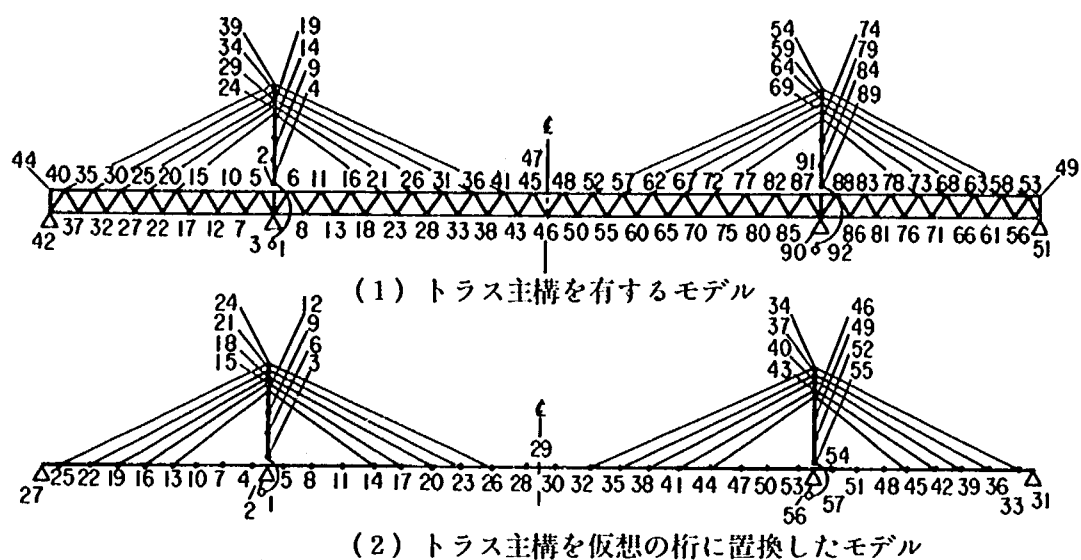
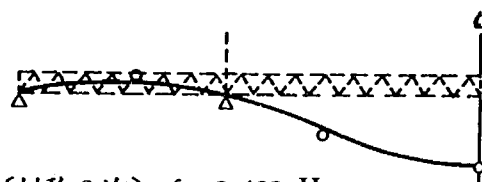


図 3.7 六甲大橋一般図

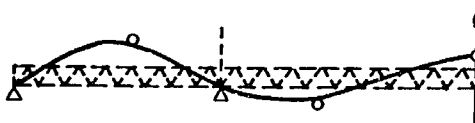


(a) 解析モデル

〔対称 1 次〕 $f = 0.937 \text{ Hz}$



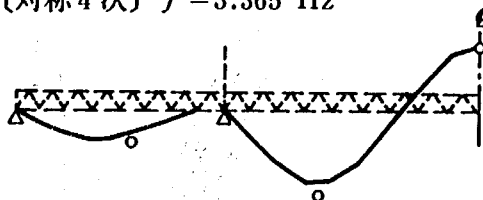
〔対称 2 次〕 $f = 2.422 \text{ Hz}$



〔対称 3 次〕 $f = \text{---}$



〔対称 4 次〕 $f = 3.365 \text{ Hz}$



凡 例	
—	理論値
○	実験値

(b) 固有振動モード

図 3.8 六甲大橋の解析モデル及び固有振動モード

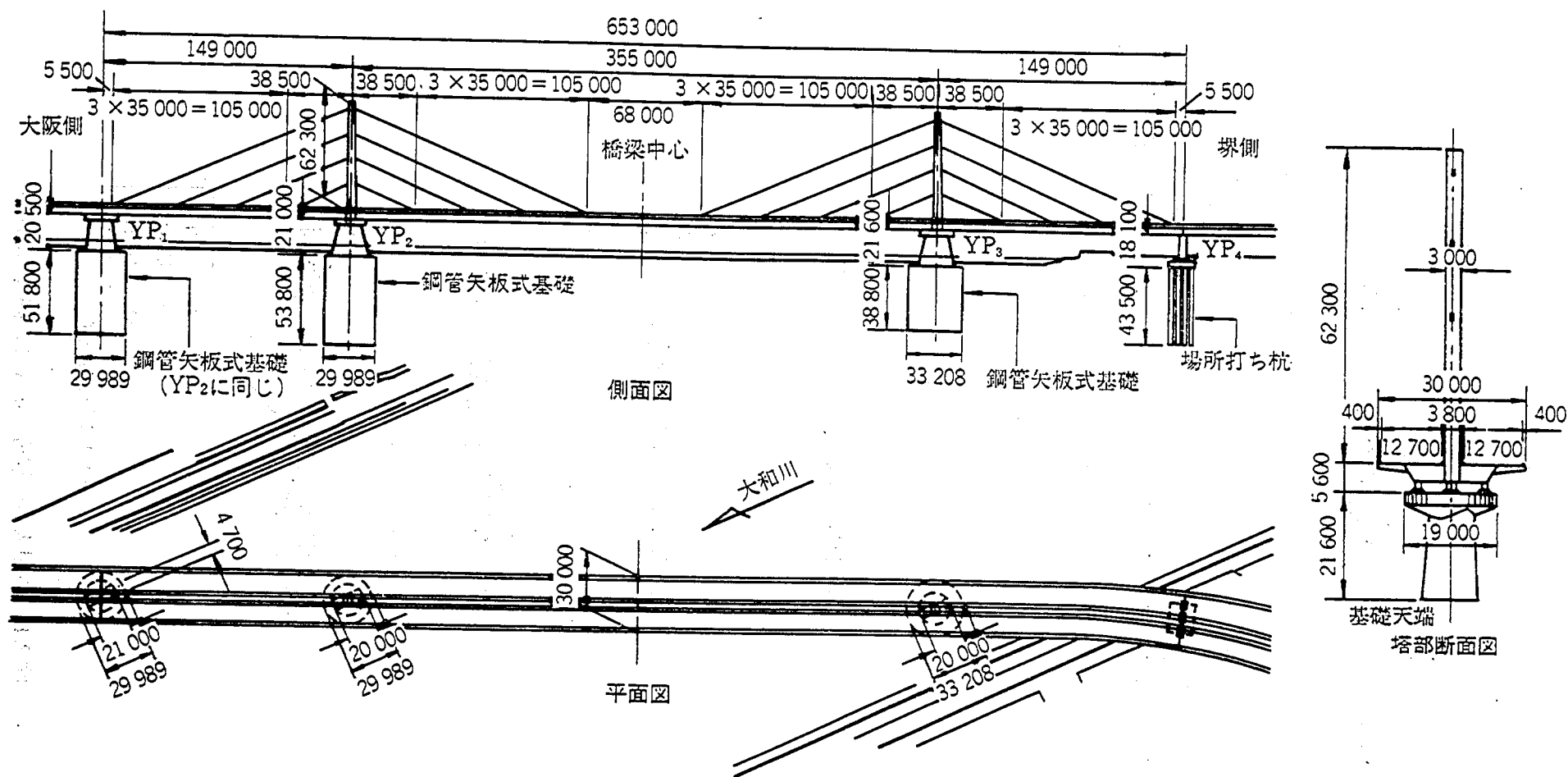
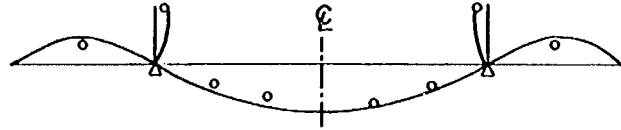
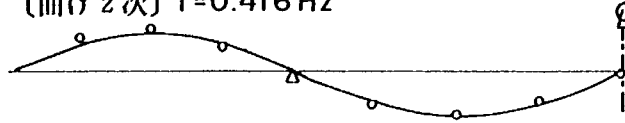


図 3.9 大和川橋梁の一般図

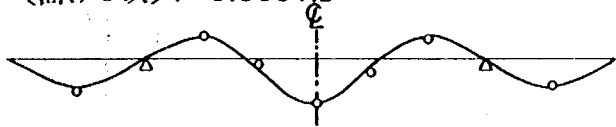
〔曲げ 1 次〕 $f = 0.337 \text{ Hz}$



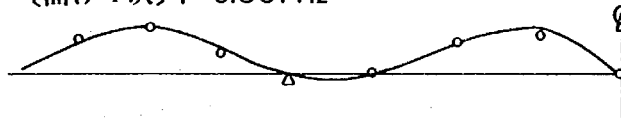
〔曲げ 2 次〕 $f = 0.416 \text{ Hz}$



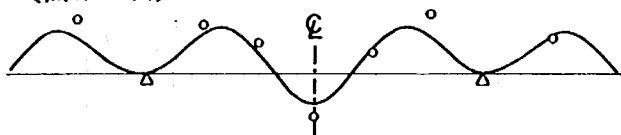
〔曲げ 3 次〕 $f = 0.633 \text{ Hz}$



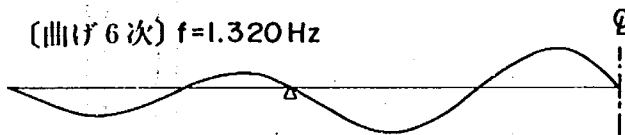
〔曲げ 4 次〕 $f = 0.861 \text{ Hz}$



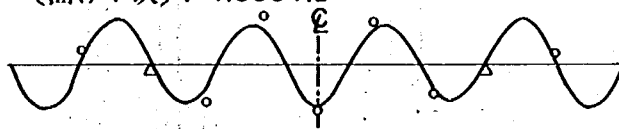
〔曲げ 5 次〕 $f = 1.037 \text{ Hz}$



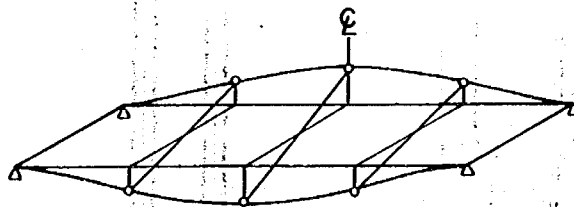
〔曲げ 6 次〕 $f = 1.320 \text{ Hz}$



〔曲げ 7 次〕 $f = 1.693 \text{ Hz}$



〔ねじり 1 次〕 $f = 0.844 \text{ Hz}$



凡	例
—	理論値
○	実験値

図 3.10 大和川橋梁固有振動モード

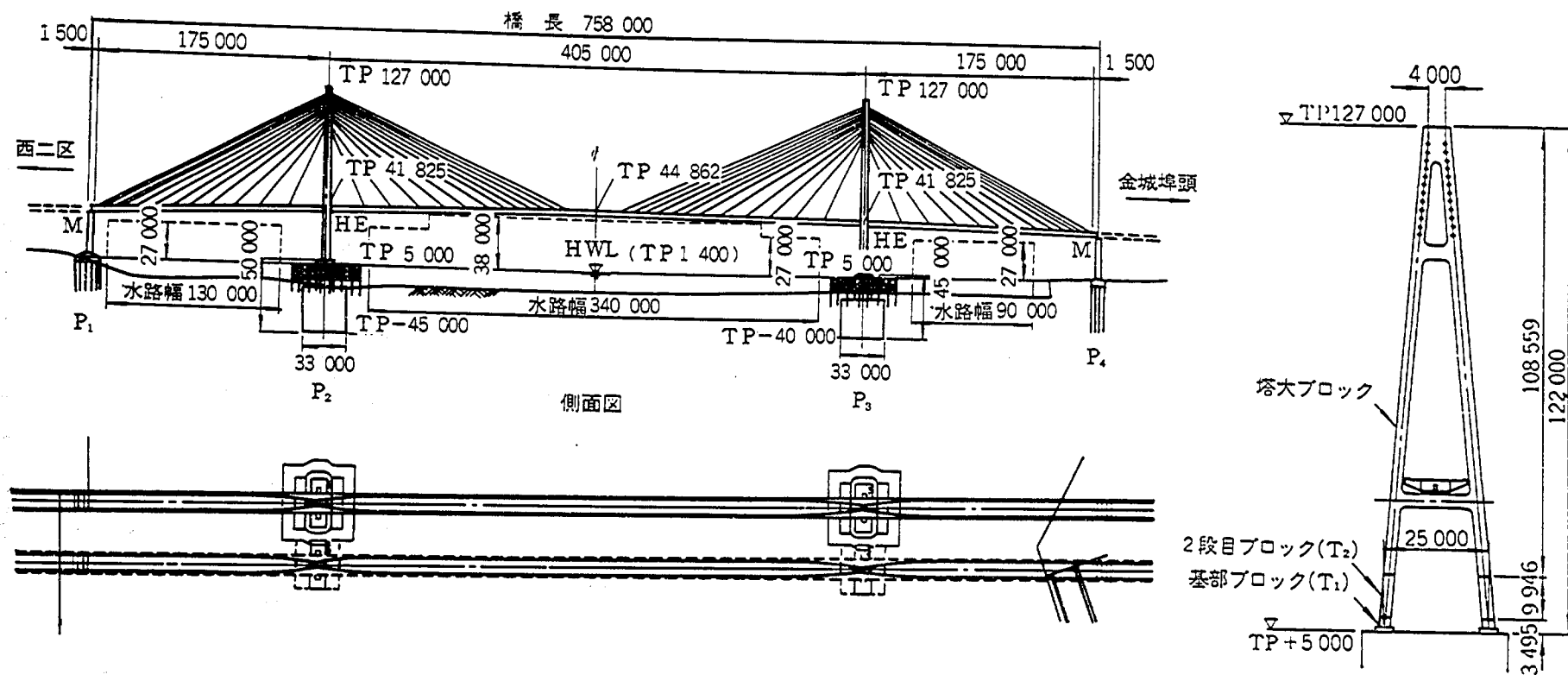


図 3.11 名港西大橋一般図

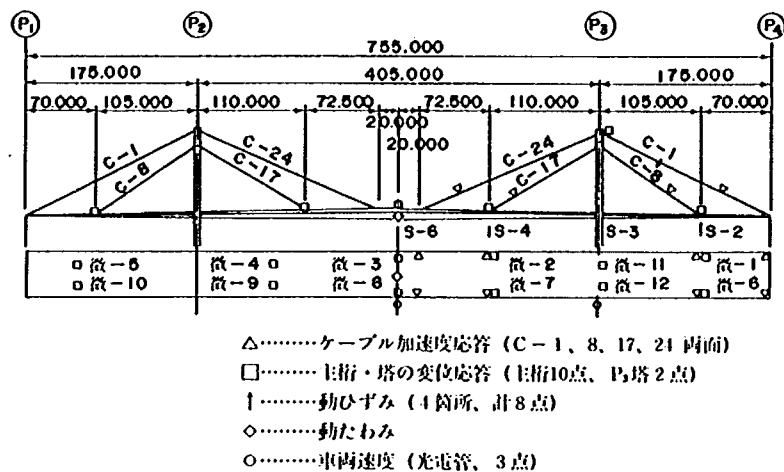
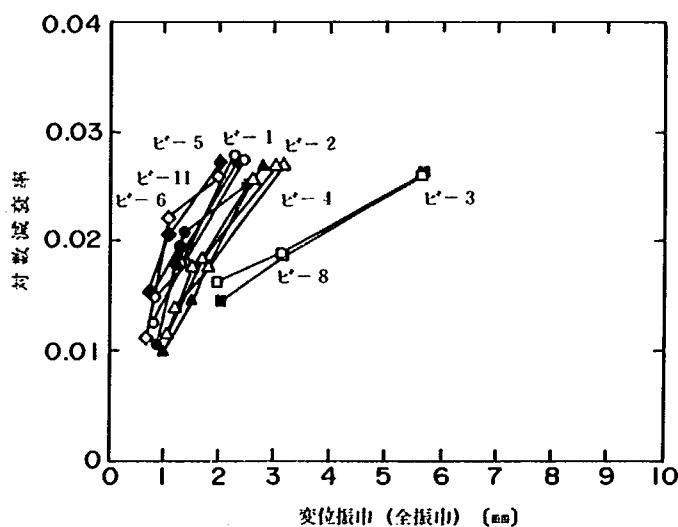
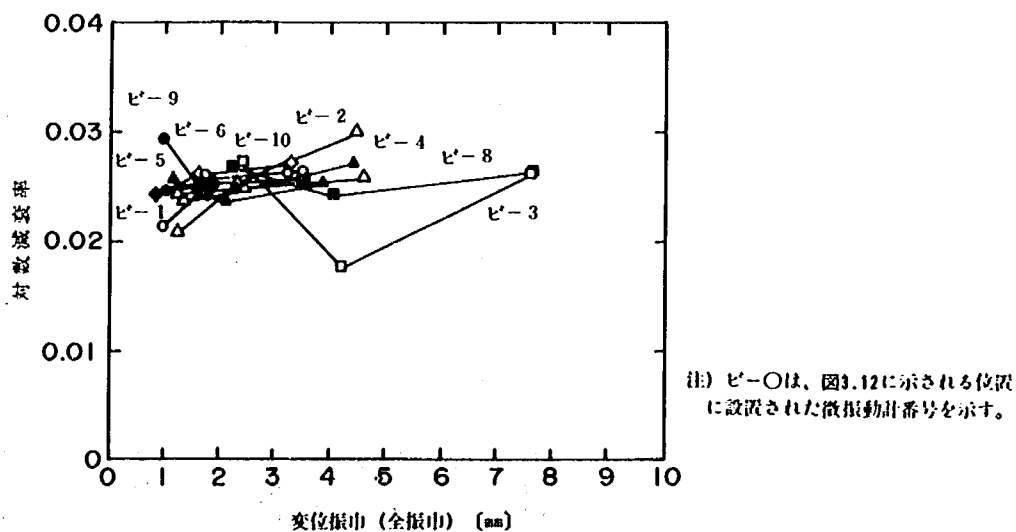


図 3.12 名港西大橋車両走行試験測定位置図



(a) 走行ケース 4



(b) 走行ケース 6

図 3.13 名港西大橋車両走行試験結果
 (面内 1 次振動に対する変位振幅と対数減衰率の関係)

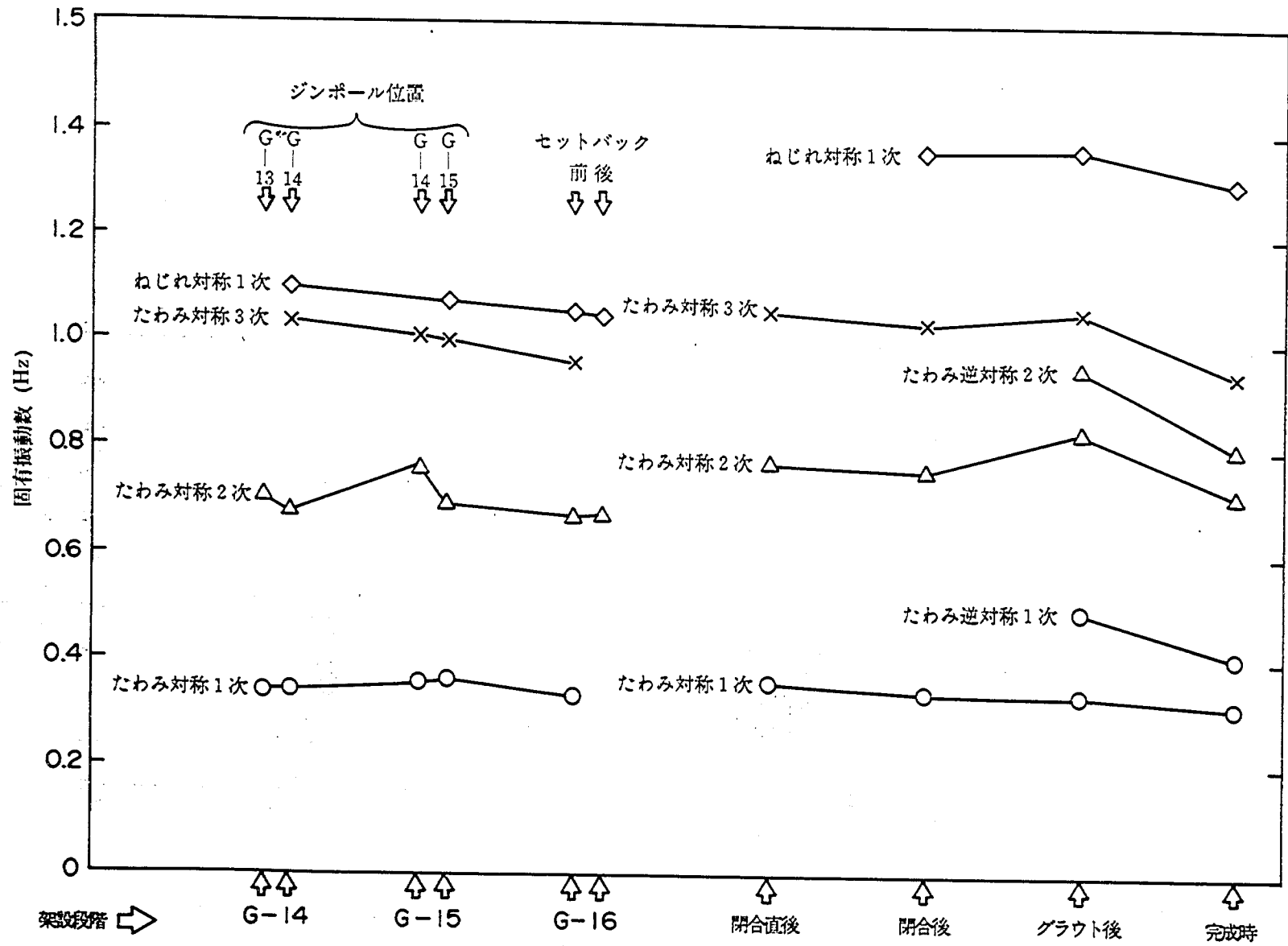


図 3.14 名港西大橋の架設段階に伴う固有振動数の変化

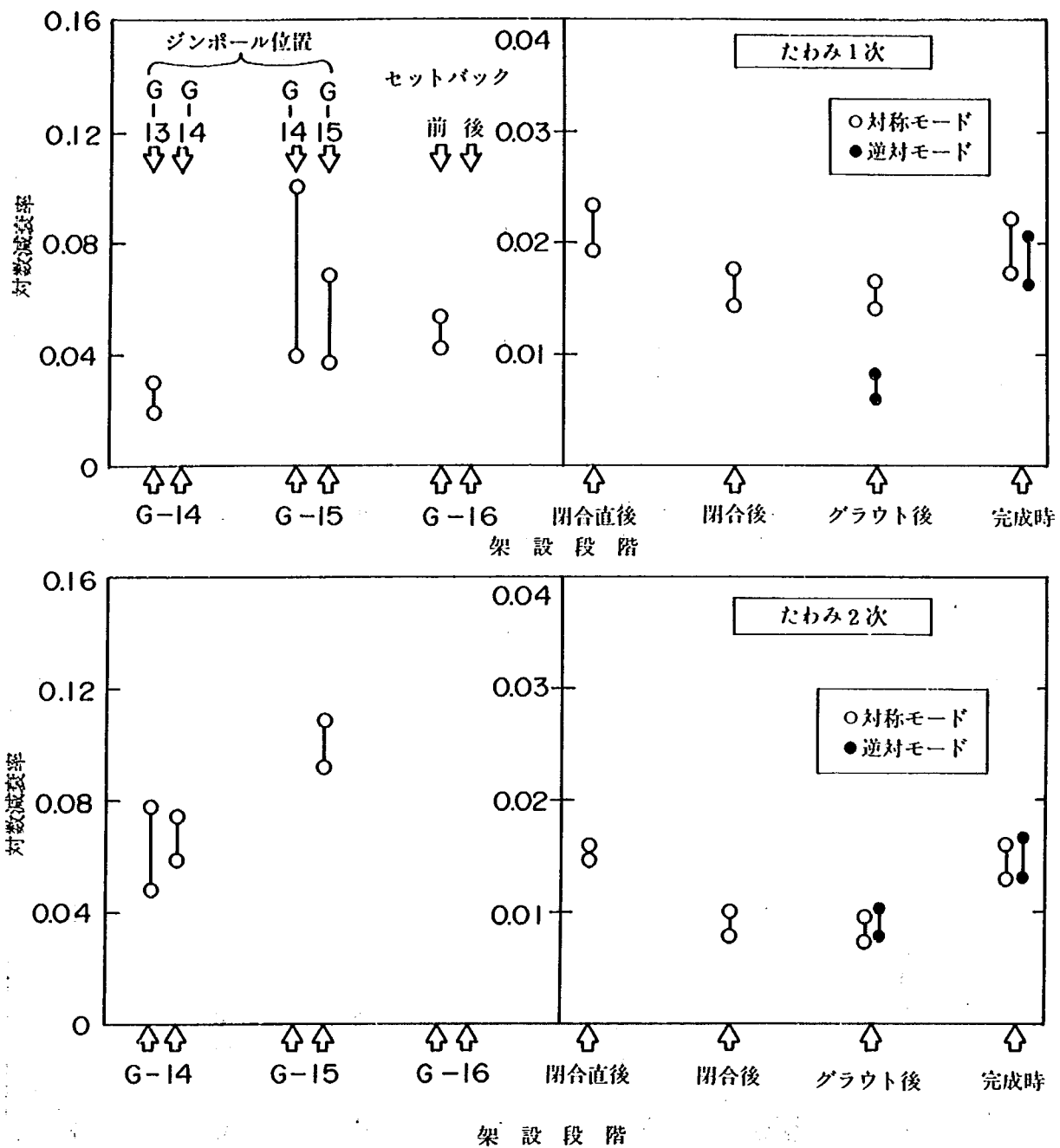


図 3.15(1) 名港西大橋の架設段階にともなう対数減衰率の変化

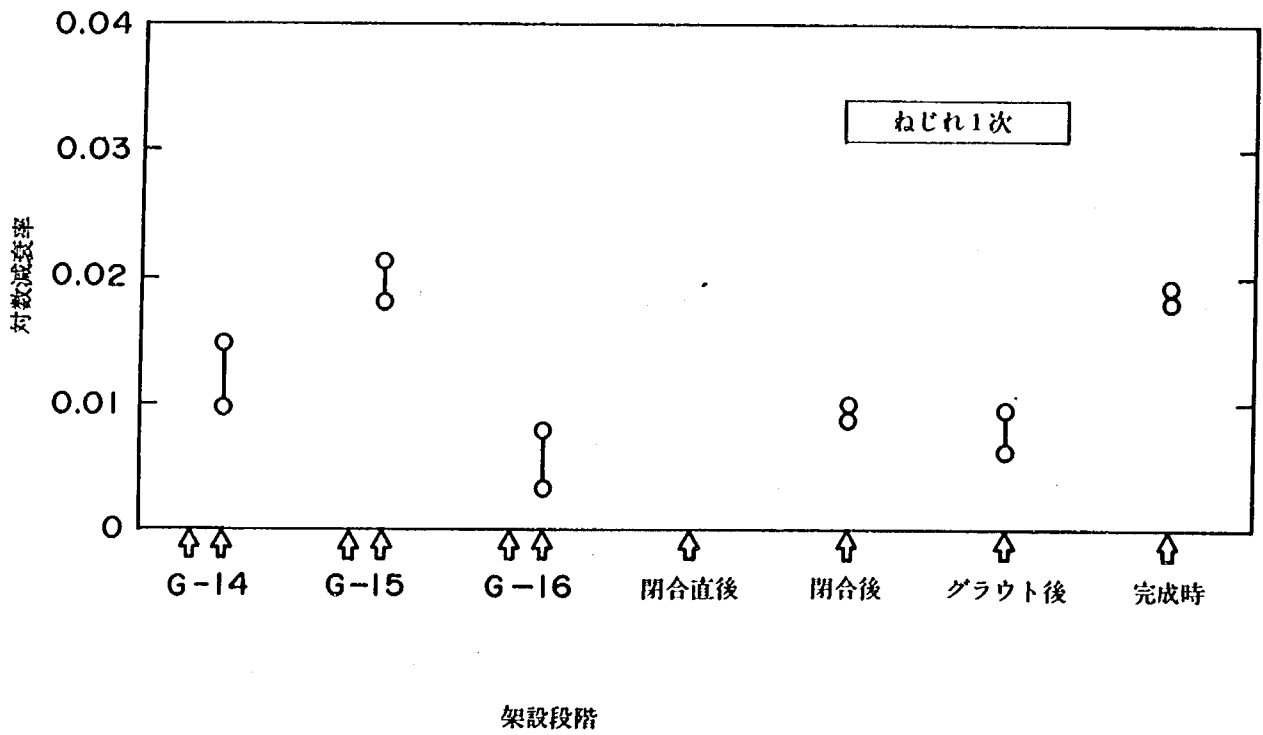
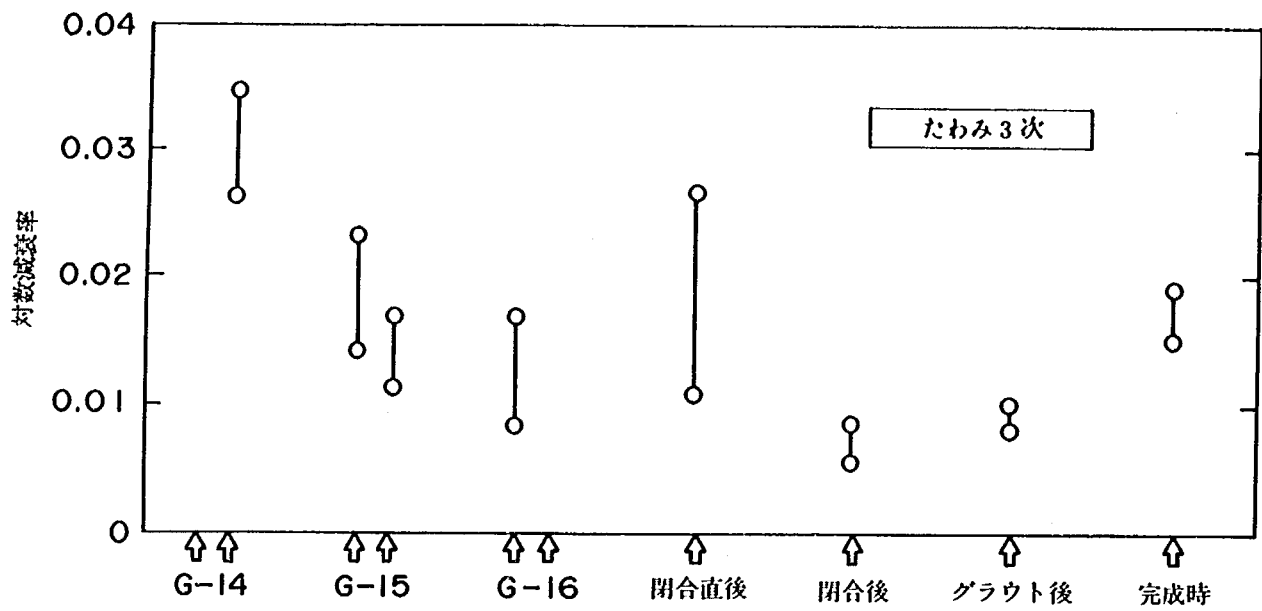
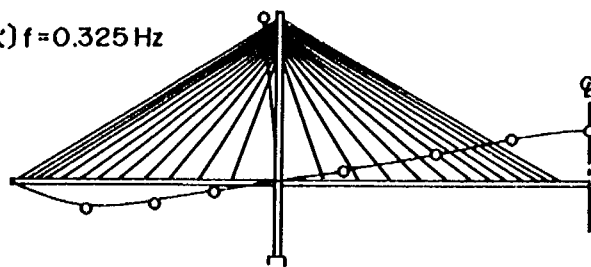
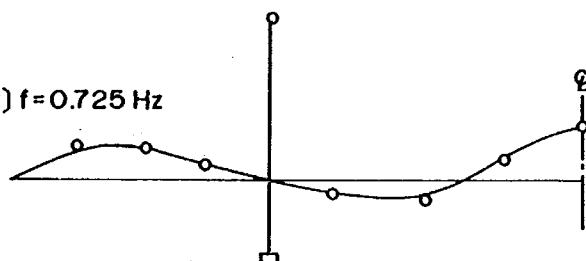


図 3.15(2) 名港西大橋の架設段階にともなう対数減衰率の変化

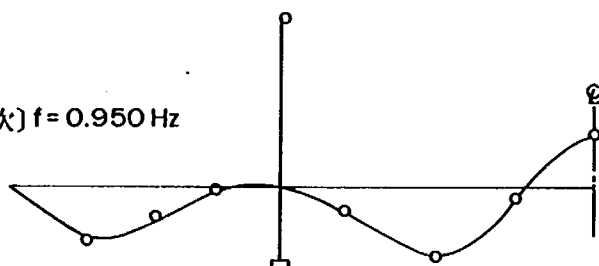
[たわみ対称1次] $f=0.325\text{ Hz}$



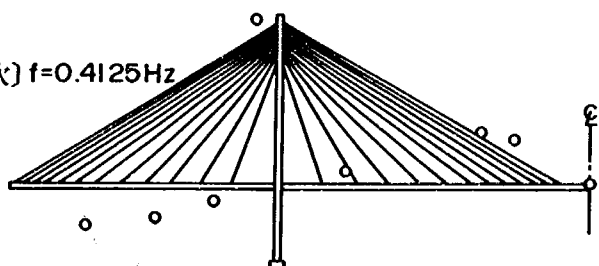
[たわみ対称2次] $f=0.725\text{ Hz}$



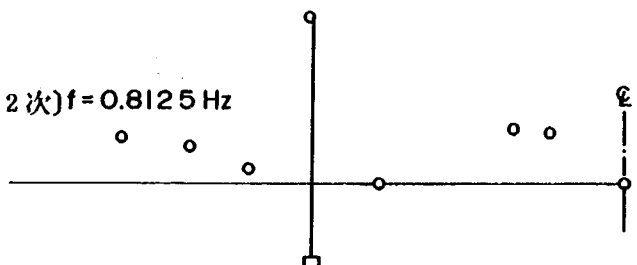
[たわみ対称3次] $f=0.950\text{ Hz}$



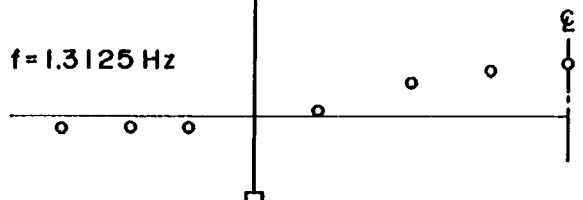
[たわみ逆対称1次] $f=0.4125\text{ Hz}$



[たわみ逆対称2次] $f=0.8125\text{ Hz}$



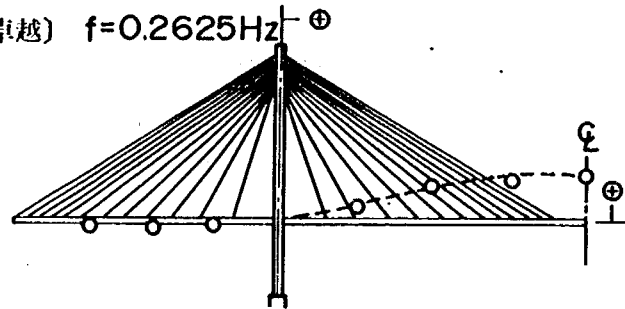
[ねじれ対称1次] $f=1.3125\text{ Hz}$



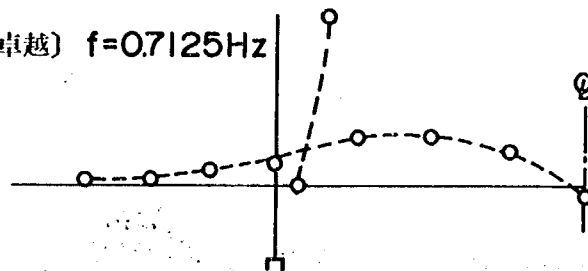
凡 例	
—	理論値
○	実験値

図 3.16(1) 名港西大橋固有振動モード

〔中央径間対称 1 次卓越〕 $f=0.2625\text{Hz}$



〔中央径間逆対称 1 次卓越〕 $f=0.7125\text{Hz}$



〔中央径間、側径間逆対称 1 次卓越〕 $f=0.7625\text{Hz}$

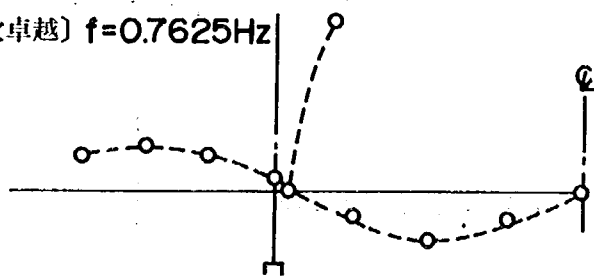
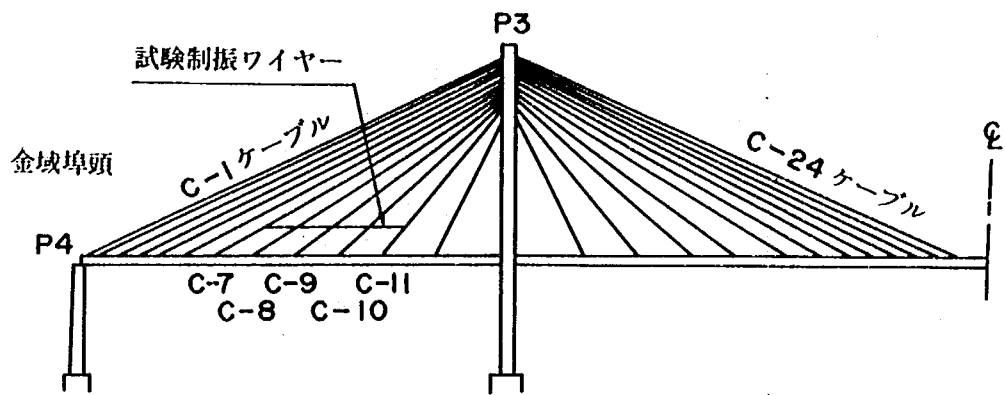


図 3.16(2) 名港西大橋橋軸直角水平振動モード

制振ワイヤー取付けケーブル

(側径間, 下流側)



C-9 主ケーブル詳細

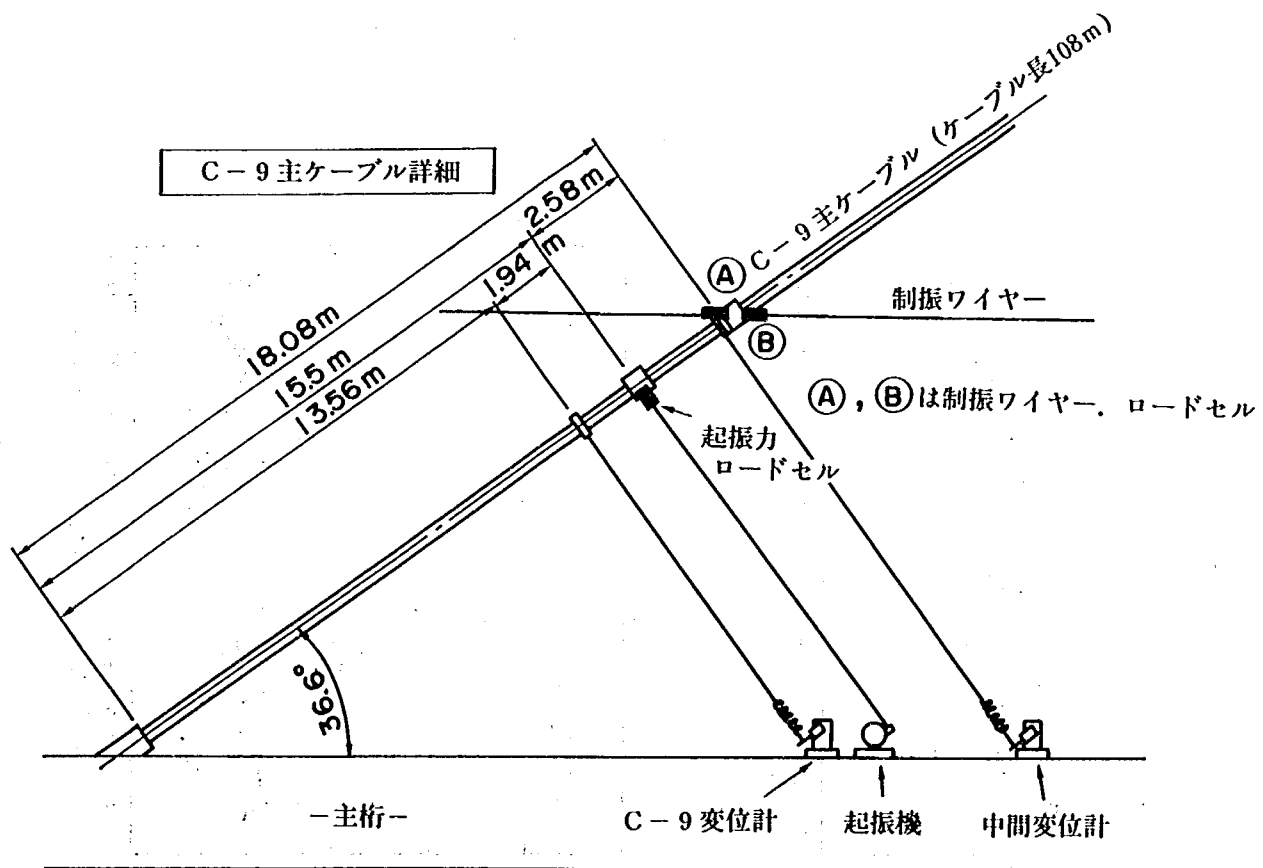
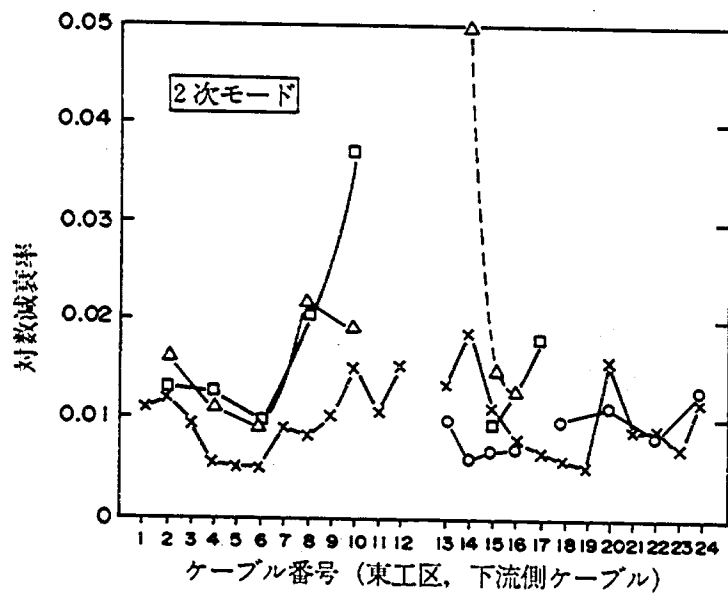
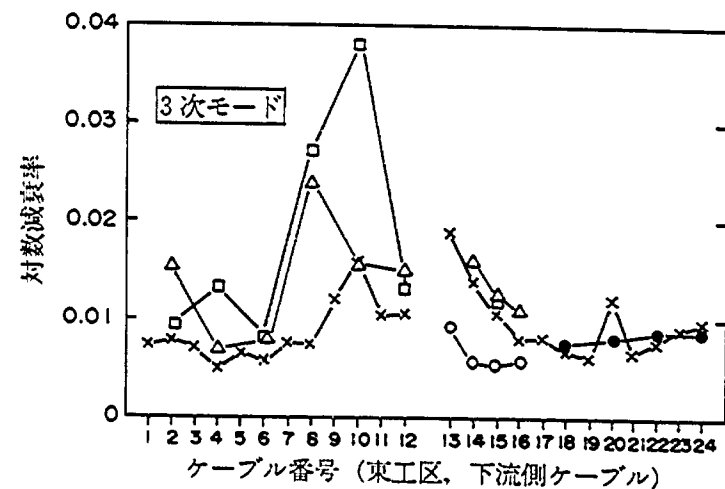
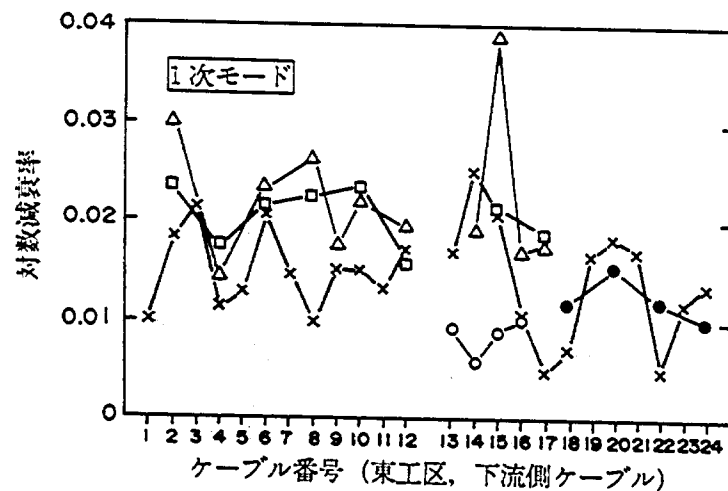


図 3.17 名港西大橋制振ワイヤー試験概要



凡 例

試験段階名称	記 号	ケーブルの状況	
		グラウト	緩衝材
グラウト前	—X—	施工前	上下端無
グラウト後	—O—	施工後	上下端無, 上端有, 下端無
完 成 状 態	—Δ—	施工後	上下端有
大荷重経験後	—□—	施工後	上下端有

図 3.18 名港西大橋の施工状態によるケーブル減衰の違い

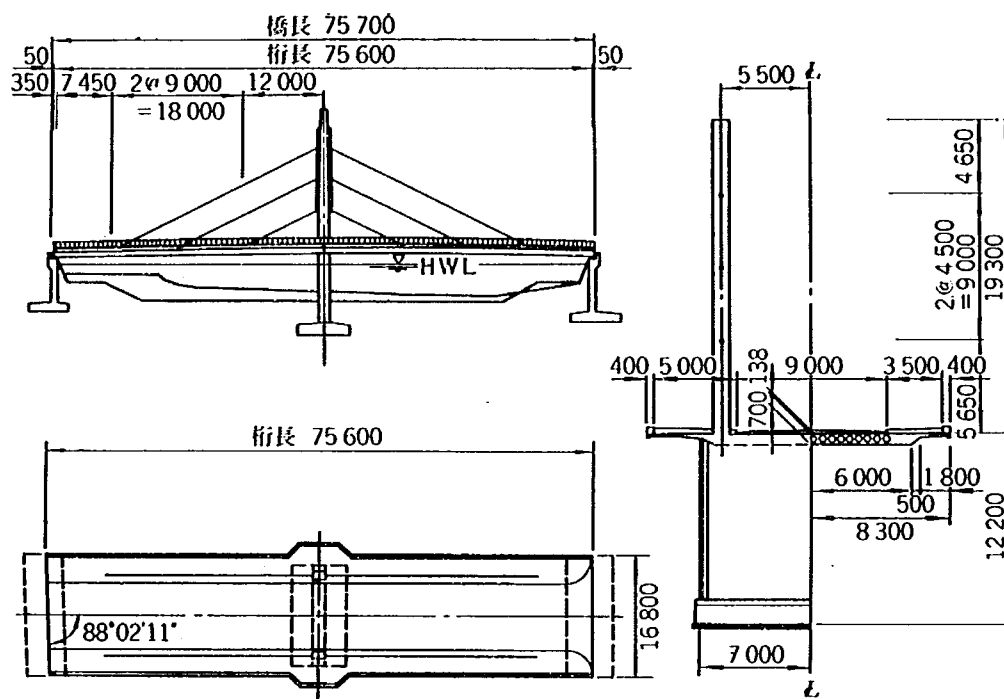
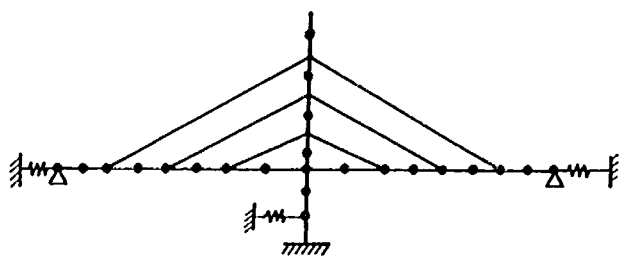
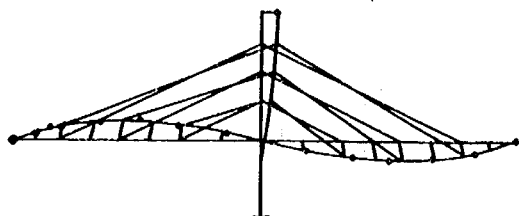


図 3.19 豊後橋一般図

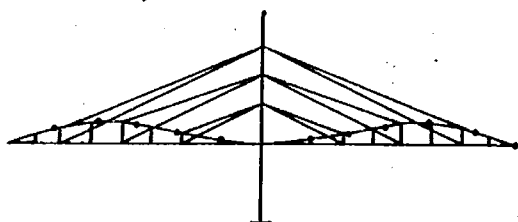


(1) 解析モデル

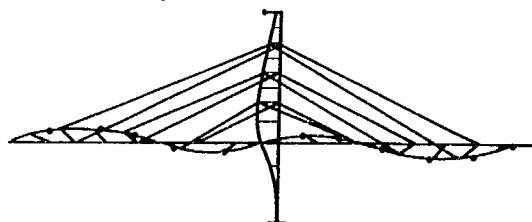
〔たわみ 1 次〕 $f = 1.60\text{Hz}$



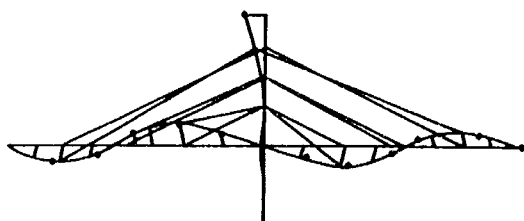
〔たわみ 2 次〕 $f = 2.68\text{Hz}$



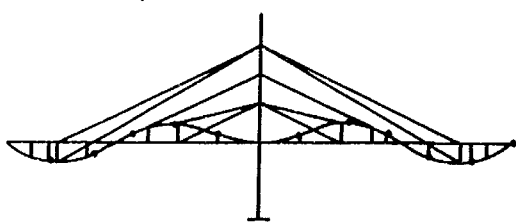
〔たわみ 3 次〕 $f = 3.30\text{Hz}$



〔たわみ 4 次〕 $f = 5.30\text{Hz}$

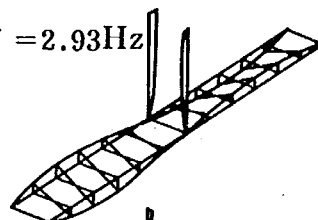


〔たわみ 5 次〕 $f = 5.69\text{Hz}$

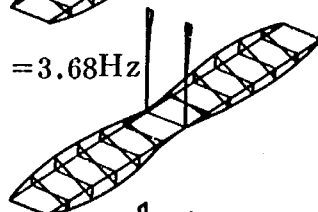


(2) たわみ振動モード

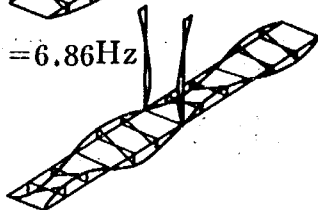
〔ねじれ 1 次〕 $f = 2.93\text{Hz}$



〔ねじれ 2 次〕 $f = 3.68\text{Hz}$

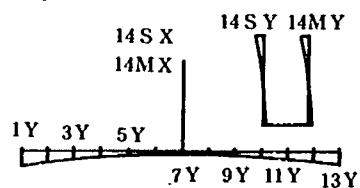


〔ねじれ 3 次〕 $f = 6.86\text{Hz}$



(3) 捩れ振動モード

〔橋軸直角水平 1 次〕 $f = 5.50\text{Hz}$



(4) 橋軸直角水平振動モード

凡 例

— 理論値
• 実験値

図 3.20 豊後橋固有振動モード

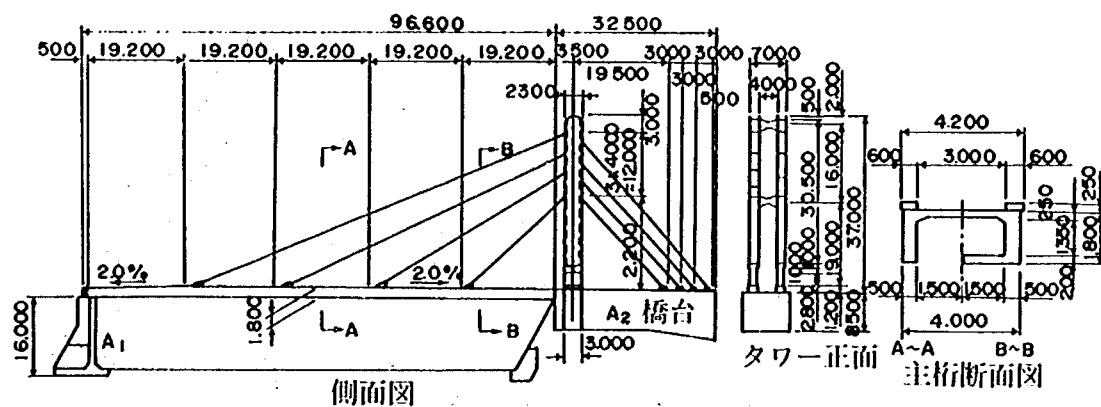


図 3.21 松ヶ山橋一般図

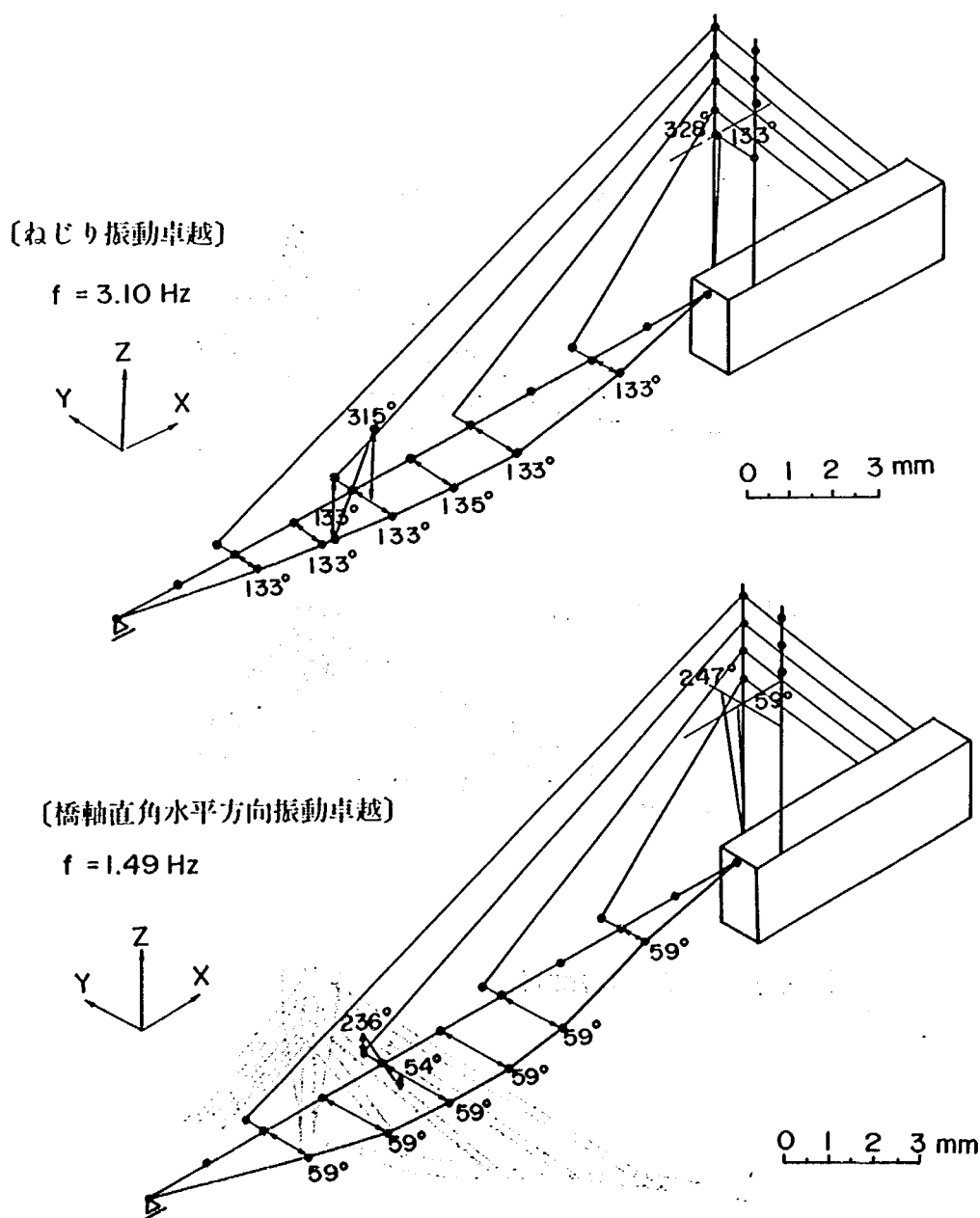


図 3.22(1) 松ヶ山橋固有振動モード (実測値)

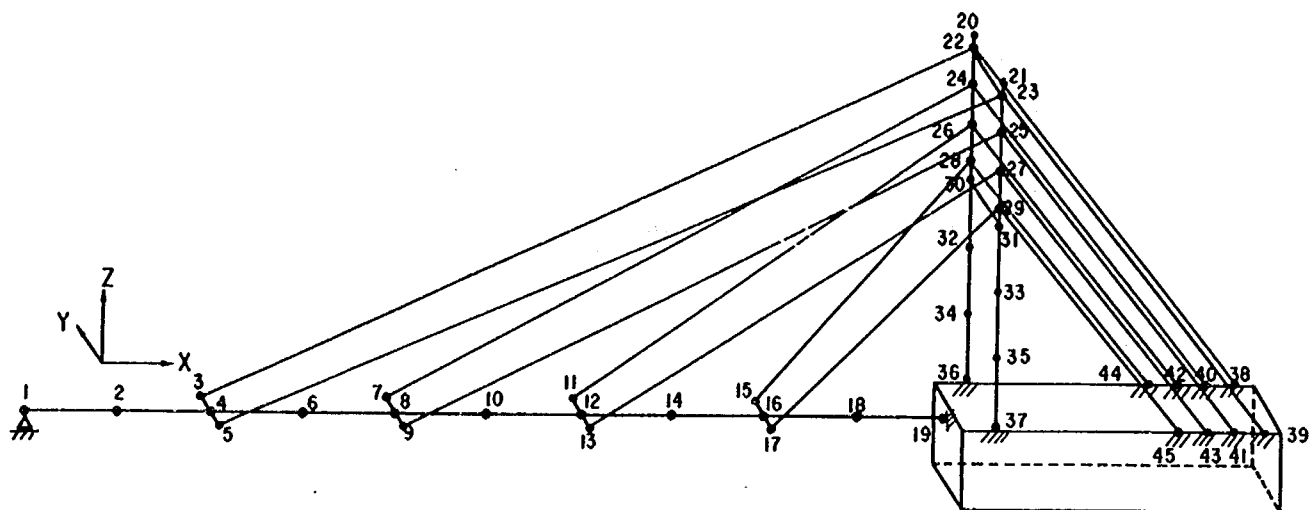
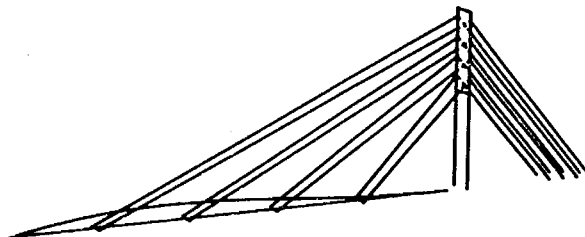
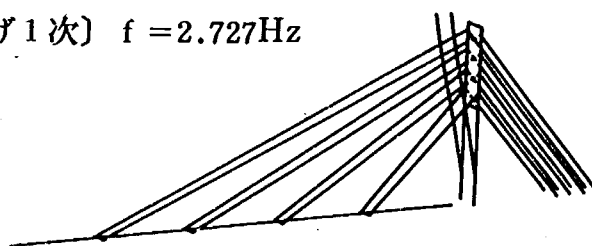


図 3.22(2) 松ヶ山橋解析モデル

〔橋軸直角水平 1 次〕 $f = 1.473\text{Hz}$



〔塔曲げ 1 次〕 $f = 2.727\text{Hz}$



〔桁塔連成〕 $f = 4.705\text{Hz}$

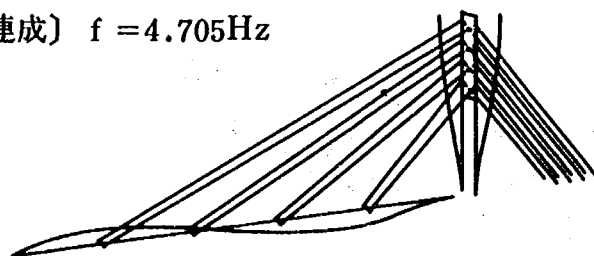


図 3.22(3) 松ヶ山橋固有振動モード (解析値)

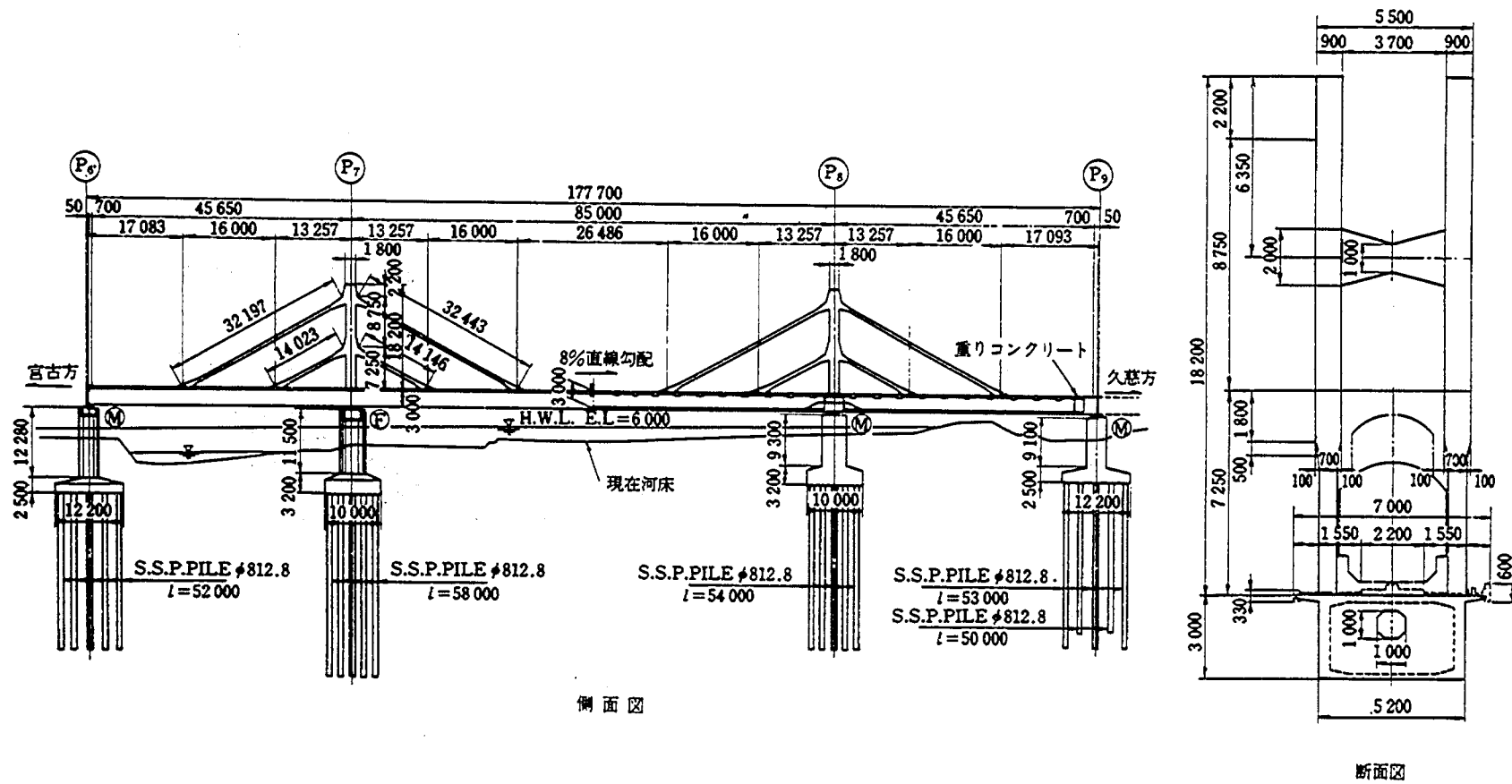


図 3.23 小本川橋梁一般図

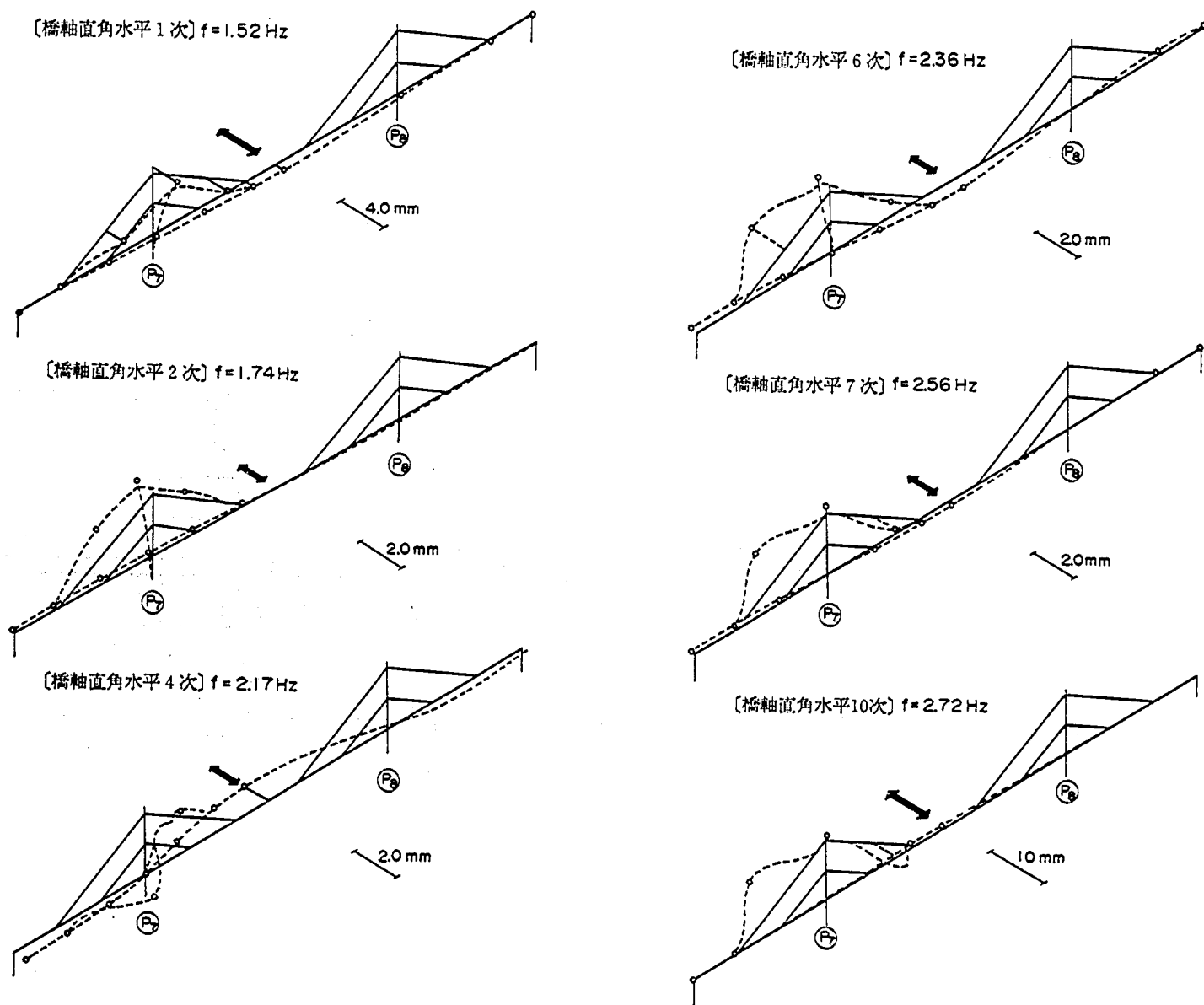


図 3.24 小本川橋梁固有振動モード (実験値)

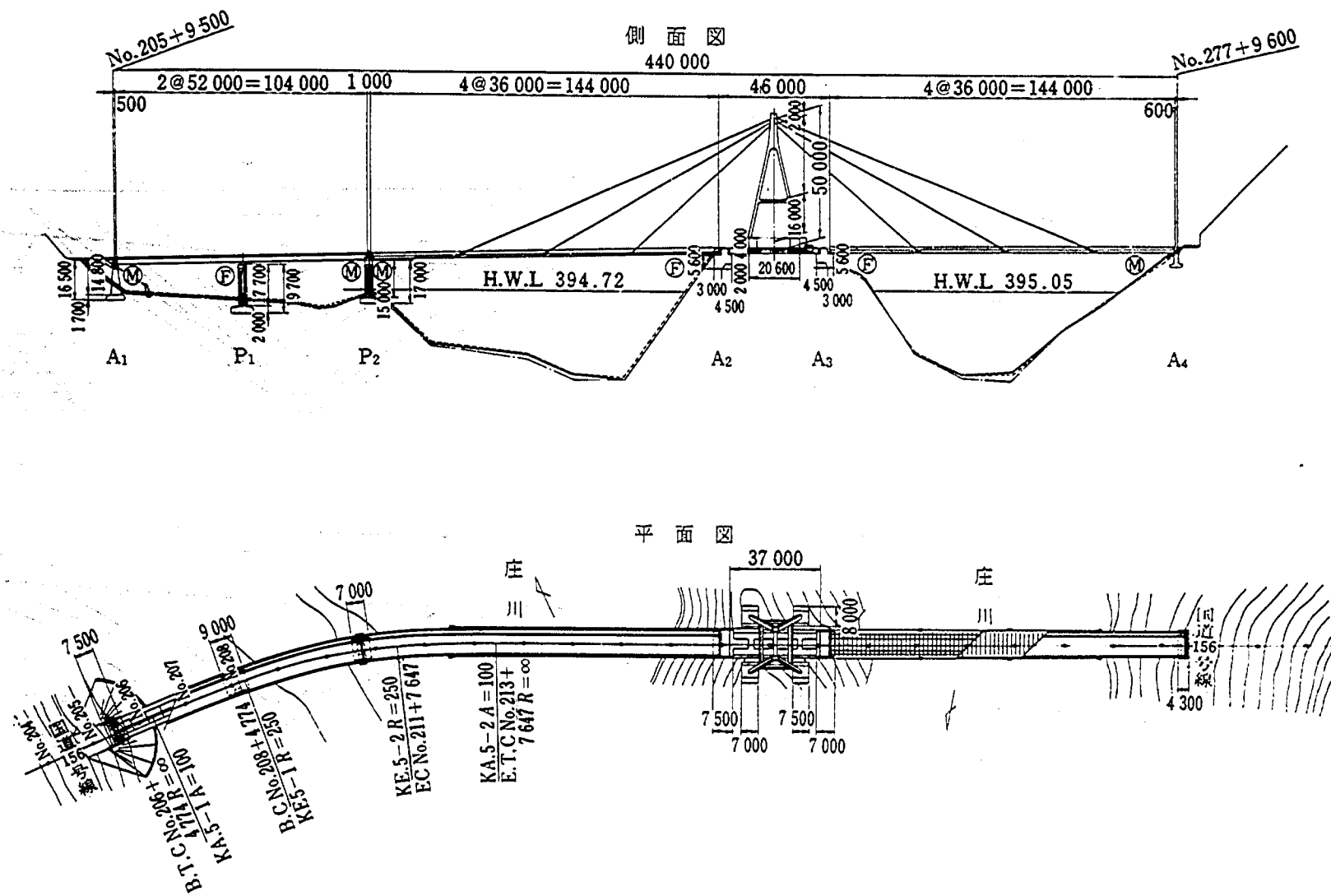


图 3.25 合掌大橋一般図

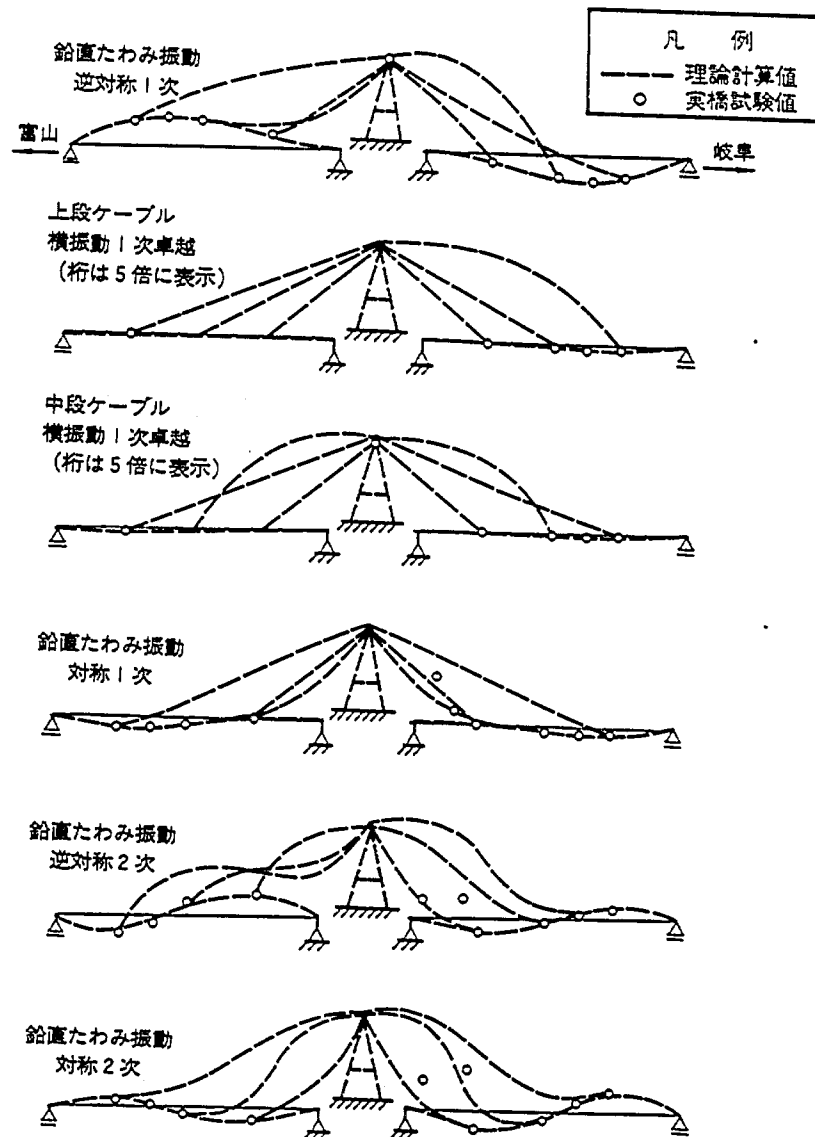
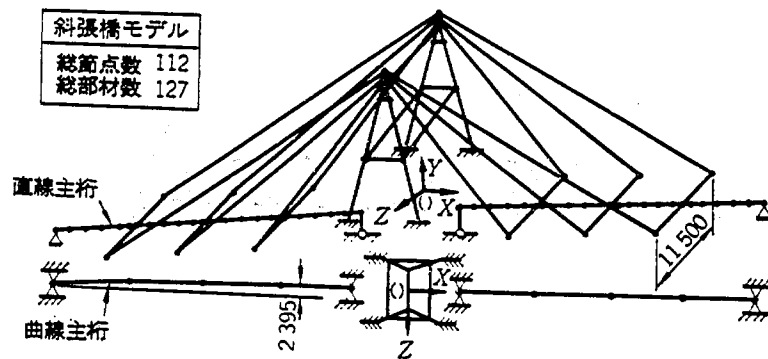
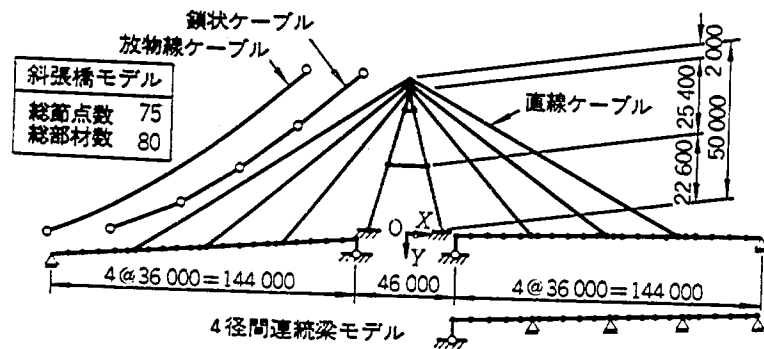


図 3.26 合掌大橋解析モデル及び固有振動モード

表 3.1 尾道大橋振動実験結果

			固有振動数 (Hz)		自由減衰振動による 対数減衰率
			実験値	理論値	
曲 げ 振 動	対 称	1 次	0.58	0.581	0.05
		2 次	1.38	1.385	—
	逆対称	1 次	0.92	0.914	0.045
		2 次	1.62	1.562	—
ね じ り 動	対 称	1 次	1.66	1.706	0.035
	逆対称	2 次	2.94	3.055	0.03

(2 連式15ton起振機による加振)

表 3.2 末広大橋振動実験結果

			固有振動数 (Hz)		対 数 減 衰 率		
			実験値	理論値	自由減衰振動	共振曲線	パワースペクトル
曲 げ 振 動	対 称	1 次	0.472	0.468	0.0305	—	0.0430
		2 次	1.069	1.116	0.0180	0.0129	0.0160
		3 次	1.616	1.722	0.0122	0.0107	0.0188
	逆対称	1 次	0.712	0.746	0.0183	0.0136	0.0252
		2 次	1.264	1.334	0.0154	0.0192	0.0137
		3 次	2.094	2.150	—	0.0481	—
ね じ り 振 動	対 称	1 次	1.446	1.537	0.0158	0.0245	0.0162
		2 次	4.444	4.487	—	0.0796	—
		3 次	6.712	6.983	—	0.0386	—
	逆対称	1 次	2.888	3.020	0.0559	0.0273	0.0114

(2 連式15ton 起振機による加振)

表 3.3 水郷大橋振動実験結果

		固 有 振 動 数 (Hz)			対 数 減 衰 率		
		起振機実験による実験値	常時振動による実験値	理 論 値	自由減衰振動	共 振 曲 線	パワースペクトル
曲 げ 振 動	1 次	0.454	0.463	0.447	0.0685	—	0.0760
	2 次	0.852	0.745	0.837	0.0371	0.0694	0.0656
	3 次	1.256	1.366	1.273	0.0402	0.0546	0.0750
	4 次	2.026	1.999	2.070	0.0639	0.0419	0.0746
	5 次	2.558	2.523	2.724	0.0775	0.0718	0.1003
	6 次	3.382	3.391	3.639	0.0629	0.0567	0.0920
	7 次	4.589	4.089	4.765	0.0826	0.0775	0.0590
ね じ り 振 動	1 次	1.635	1.643	1.622	0.0575	0.0615	0.0684
	2 次	2.978	2.981	3.164	0.0571	0.0656	0.0658
	3 次	4.453	4.501	4.668	0.1061	0.0870	0.0730
	4 次	5.630	5.006	6.073	0.0601	0.0714	0.0597
	5 次	6.750	6.394	7.233	0.0901	0.0893	0.0290

(2連式15ton起振機による加振)

表 3.4 六甲大橋振動実験結果

			固 有 振 動 数 (Hz)			自由減衰振動に よる対数減衰率
			実 験 値	理 論 値 (i)	理 論 値 (ii)	
曲 げ 振 動	対 称	1 次	0.937	0.699	0.834	—
		2 次	2.422	1.958	2.279	0.066
		3 次	—	2.568	2.632	—
		4 次	3.365	—	3.364	0.081
	逆対称	1 次	1.763	1.361	3.651	0.206
		2 次	2.677	2.159	2.471	0.094
ね じ り 振 動	対 称	1 次	2.051	—	—	0.067
		2 次	4.966	—	—	0.084
	逆対称	1 次	3.920	—	—	—

(起振機による加振)

注) 計算値(i): 鋼床板の有効幅を考慮して計算したトラス主構の曲げ剛性および死荷重(推定重量)を有する剛節トラスとして計算した設計書の理論値

計算値(ii): 鋼床板を全幅有効とし、変断面および竣工時の実際鋼重を考慮した剛節トラスとしての理論値

表 3.5 大和川橋梁振動実験結果

		固 有 振 動 数 (Hz)				対 数 減 衰 率	
		加 振 実 験	試験車走行実験	常 時 振 動	理 論 値	自由減衰振動	パワースペクトル
曲 げ 振 動	1 次	0.337	0.336	0.340 ~ 0.346	0.319	0.022 ~ 0.024	0.051 ~ 0.055
	2 次	0.416	0.419	0.416 ~ 0.434	0.372	0.030 ~ 0.031	0.024 ~ 0.032
	3 次	0.633	0.634	0.621 ~ 0.639	0.584	—	0.040 ~ 0.064
	4 次	0.861	0.859	0.861 ~ 0.873	0.838	0.029 ~ 0.031	0.026 ~ 0.036
	5 次	1.037	1.035	1.014 ~ 1.043	0.992	—	—
	6 次	1.320	—	—	1.237	—	—
	7 次	1.693	1.699	—	1.619	—	—
	8 次	—	1.855	—	1.815	—	—
ね じ り 振 動	1 次	0.844	0.869	0.861 ~ 0.873	0.727	0.011 ~ 0.016	0.013 ~ 0.018
	2 次	—	1.674	—	1.440	—	0.013 ~ 0.019
	3 次	—	—	—	1.771	—	—
	4 次	—	—	—	2.233	—	—

(クレーンによるカウンターウェイト (4 t) 2 機の上下による加振)

表 3.6 名港西大橋試験工事工程表

時 期 試験項目	59												60
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1			
ケーブル定着部 応力計測試験	張出し架設系における計測 工場 G 8 架設 ~ ケーブル C12 架設												載荷試験における計測
振 動 試 験					G14架設後	G16架設後	閉合後		グラウト後			舗装後	
					G15架設後								
常時微動試験													
静的載荷試験													
車両走行試験													
ケーブル制振 対策試験						ケーブル振動自動計測			制振ワイヤー効果試験				

表 3.7 名港西大橋車輛走行試験走行ケース (20ton ダンプトラック)

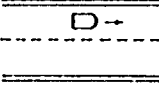
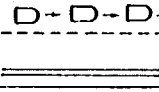
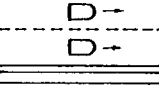
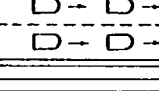
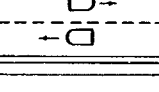
走行ケース	走行パターン	走行速度	車頭間隔
① ② ③		20km/h 40km/h 60km/h	—
④		40km/h	35 m
⑤ ⑥ ⑦		40km/h	20m 35m 50m
⑧		40km/h	—
⑨		40km/h	35 m
⑩		40km/h	—

表 3.8 名港西大橋車輛走行試験による中央径間中央測点の減衰特性

走行ケース	微振動計 — 3 (S)		微振動計 — 8 (N)		振動変位量 (全振幅)
	対数減衰率	減衰定数	対数減衰率	減衰定数	
①	0.0303	0.00482	0.0309	0.00492	2.0 ~ 0.9mm
②	0.0322	0.00512	0.0345	0.00549	4.6 ~ 1.8
③	0.0279	0.00444	0.0308	0.00490	5.6 ~ 2.5
④	0.0259	0.00412	0.0261	0.00415	7.5 ~ 4.1
⑤	0.0201	0.00320	0.0231	0.00368	3.9 ~ 2.3
⑥	0.0262	0.00417	0.0262	0.00417	9.7 ~ 5.3
⑦	—	—	—	—	—
⑧	0.0302	0.00481	0.0305	0.00485	6.2 ~ 3.1
⑨	0.0274	0.00436	0.0264	0.0420	7.3 ~ 4.0
⑩	0.0288	0.00458	0.0304	0.00484	6.0 ~ 2.7

- 注 1) 車両通過後の自由減衰波形から求めた。
 2) 車両が本橋梁区間通過直後(約1秒後)から25波を対象とした。
 3) 走行ケース⑦は自由減衰波形が不明瞭であったため減衰特性の検討はおこなわれなかった。
 4) 求めた減衰特性の振動数は、およそ0.32Hzであり、面内1次振動であった。

表 3.9 名港西大橋振動実験実施内容

項 目	加 振 方 法	加 振 次 数	調 査 項 目	試 験 時 期	備 考 (目的)
桁 鉛 直 方 向 加 振 試 験	15ton 2 連式起振機	たわみ 1～3 次 ねじれ 1 次	固有振動数 固有振動モード 構造減衰率 共振ケーブルの減衰性状	G14ブロック架設後 G15ブロック架設後 G16ブロック架設後 閉合後 ケーブルグラウト後 舗装後	耐風性に関する振動特性の 調査 システムダンピングに関する 調査
	トラッククレーンで重 錘 (4 t) を上下させ る	たわみ 1 次	構造減衰率	舗装後	15 t 起振機では微小振幅し か生じないため、大振幅の 場合として実施する。
ケーブル減衰特性 試 験	変速モーターを用い、 ケーブルをワイヤーで 周期的に引張る	たわみ 1～3 次	ケーブル自体の 固有振動数 構造減衰率	ケーブルグラウト前 ケーブルグラウト後	Hi Am ケーブルの振動特性 データを得る。 システムダンピングの理論 的検討データを得る。
桁 水 平 方 向 加 振 試 験	15 ton 2 連式起振機	たわみ 10 次 程度まで	固有振動数 固有振動モード 構造減衰率	舗装後	耐震性検討の目的で実施す る常時微動計測を補強する。

表 3.10 名港西大橋における加振装置の違いによる減衰率の比較
(完成時, 鉛直たわみ 1 次)

起 振 方 法	重 錘 起 振			15ton 2 連式起振
試 験 Na	Na 1	Na 2	Na 3	Na 1 ~ Na 4
対 数 減 衰 率	0.0268	0.0289	0.0252	0.0173 ~ 0.0228
減衰率算出振幅範囲	28.9 mm ~ 1.0 mm	32.5 mm ~ 2.6 mm	22.4 mm ~ 1.3 mm	2.2 mm ~ 0.2 mm
風 向 (風 速)	5 m / S (NW)	6 m / S (WNW)	3 m / S (N)	6 m / S (W)

表 3.11 名港西大橋における振幅と減衰率の関係
(完成時, 鉛直たわみ 1 次)

	振 幅 範 囲 (mm)	対数減衰率
	0 10 20 30	
重 錘 起 振 ¹⁾		0.0270
		0.0290
		0.0276
		0.0239
		0.0236
15ton 2 連式起振 ²⁾		0.0201

1) 試験 Na 1 ~ Na 3 の平均値

2) 試験 Na 1 ~ Na 4 の平均値

表 3.12 名港西大橋におけるケーブル共振止め試験結果 (完成時)

	桁	ケーブル		(2)	共振止め試験				減衰試験 ⁽¹⁾
	次数	共振ケーブル	次数	ケーブル/桁 振幅比	共振止め ケーブル	試験No	減衰率	減衰率振幅範囲	対数減衰率
①	鉛直たわみ 対称2次	西工区C-8 (顕著) 東工区C-8 (微小)	1 次	15.1	東, 西工区 C-8 上流 C-8 下流	No. 1	0.0192	3.27 ~ 0.19 mm	0.013 ~ 0.016
						No. 2	0.0198	3.01 ~ 0.16	
②	鉛直たわみ 逆対称2次	東工区 C-9 下流 (顕著) C-9 上流 (微小)	1 次	50.0	東工区 C-9 上流	No. 1	0.0098	0.86 ~ 0.37 mm	0.014 ~ 0.017
						No. 2	0.0097	0.72 ~ 0.31	
					東工区 C-9 上流 C-9 下流	No. 3	0.0252	1.05 ~ 0.32	
						No. 4	0.0228	1.15 ~ 0.29	
③	ねじれ 対称1次	東工区 C-17 下流 (顕著) C-17 上流 (微小)	2 次	5.9×10^{-4} 0 / mm	東工区 C-17 上流 C-17 下流	No. 1	0.0444	$2.89 \times 10^{-3} \sim 4.57 \times 10^{-4}$ 度	0.018
						No. 2	0.0410	$2.11 \times 10^{-3} \sim 2.11 \times 10^{-4}$	
						No. 3	0.0438	$2.74 \times 10^{-3} \sim 3.04 \times 10^{-4}$	

(1) 共振止めを施さない時の試験

(2) ケーブル, 桁のそれぞれのモード最大振幅値の比。ケーブル振幅は (顕著ケーブル) の値を使用

(3) 西工区C-8 (顕著) の共振を完全に止めることはできなかった。freeの場合の振幅の約 1 / 3

表 3.13 名港西大橋振動実験結果

			固有振動数 (Hz)		自由減衰振動による 対数減衰率 δ
			実験値	理論値	
曲 げ 振 動	対 称	1 次	0.325	0.302	0.017 ~ 0.022
		2 次	0.725	0.649	0.013 ~ 0.016
		3 次	0.950	0.849	0.015 ~ 0.02
	逆 対 称	1 次	0.4125	—	0.016 ~ 0.021
		2 次	0.8125	—	0.013 ~ 0.017
ねじり 振動	対 称	1 次	1.3125	—	0.02
橋 軸 直 角 水 平 方 向 振 動		1 次	0.2625	—	0.0577
		2 次	0.7125	—	0.0160
		3 次	0.7625	—	0.0104
		4 次	1.0125	—	0.0054
		5 次	1.3750	—	0.0105
		6 次	1.4500	—	—
		7 次	1.8625	—	0.0041
		8 次	2.1125	—	—

(2 連式15ton起振機による加振)

表 3.14 豊後橋振動実験結果

		固有振動数 (Hz)		減衰定数 h (%)
		実 測 値	理 論 値	
曲 げ 振 動	1 次	1.60	1.56	1.60
	2 次	2.68	2.59	0.77
	3 次	3.30	3.45	4.23
	4 次	5.30	5.59	0.68
	5 次	5.69	5.84	1.02
橋軸直 角振動	1 次	5.50	—	3.17
振 れ 振 動	1 次	2.93	—	1.21
	2 次	3.68	—	1.67
	3 次	6.86	—	1.26

(起振機による加振)

表 3.15 松ヶ山橋振動実験結果

		固有振動数 (Hz)		減衰定数 h (%)	備 考
		実 験 値	理 論 値		
橋軸直 角方 向	1	1.51	1.47	3 ~ 4	水平たわみ卓越
	2	3.08	2.73	—	ねじり卓越
	3	4.0 前後	4.70	—	—

(3 ton 起振機による加振)

表 3.16 小本川橋梁振動実験結果

		固有振動数 (Hz)		減衰定数 h (%)
		実験値	理論値	
橋軸直角水平方向加振	1 次	1.52	1.330 (1次)	2.0
	2 次	1.74	1.469 (2次)	—
	3 次	2.15	1.841 (4次)	2.7
	4 次	2.35	2.079 (6次)	—
	5 次	2.56	2.296 (7次)	—
	6 次	2.72	2.622 (8次)	0.9
	7 次	3.13	3.030 (22次)	1.1 ~ 1.3
橋軸方向加振	1 次	2.82	2.019 (5次)	1.1
	2 次	2.92	2.742 (12次)	0.8 ~ 1.1
	3 次	3.50	3.162 (24次)	—
鉛直方向加振	1 次	1.99	1.769 (3次)	1.4
	2 次	2.94	2.910 (16次)	1.0 ~ 1.5
	3 次	5.33	4.770 (27次)	—

(2 連式 7.5 ton 起振機による加振)

表 3.17 合掌大橋振動実験結果

			固有振動数 (Hz)				対数減衰率		
			起振機試験	走行試験	強風観測	理論値	自由減衰振	走行試験	強風観測
曲げ振動	対称	1 次	0.932	0.930	0.925	0.789	0.082	0.065	0.036
		2 次	1.410	1.436	1.407	1.270	0.106	0.048	0.041
		3 次	—	2.221	2.246	1.90	—	0.027	0.019
	逆対称	1 次	0.636	0.636	0.638	0.553	0.074	0.101	0.085
		2 次	1.307	1.284	1.357	1.195	0.097	0.038	0.031
		3 次	—	2.221	2.246	1.827	—	0.027	0.019
ねじり振動	対称	1 次	—	1.927	2.019	1.682	—	0.027	0.021
		2 次	—	3.034	—	2.579	—	0.026	—
	逆対称	1 次	1.697	1.705	1.680	1.328	0.038	0.038	0.026
		2 次	—	2.959	2.985	2.556	—	0.021	0.016

注) 理論値は、立体骨組モデルによる値を示している。

(2 連式 15ton 起振機による加振)

4. 振動実験から見た斜張橋の振動特性

以上のように振動実験の実施された主な斜張橋に対して、固有振動数、固有振動モード、及び減衰特性に着目して示した。

以上の振動実験結果についてまとめると以下ようになる。

(1) 固有振動数及び固有振動モード

表 4.1 は 3 節に示した振動実験結果及びその他に実施された実橋振動実験結果から得られた固有振動数を示したものである。これより、実験から求められた最も低い振動数と最大支間長の関係を示すと図 4.1 のようになる。ここで、実験から求められた最も低い振動数とは、表 4.1 に示すように鉛直曲げ振動、ねじり振動、橋軸直角水平方向振動の各固有振動数のうち、実験により最も低い値として求められた固有振動数を指す。ただし、特定の一方方向だけしか振動実験が行われていない橋もあり、必ずしも 3 方向の中の最小の固有振動数を示している訳ではない。これによれば、最も低い固有振動数 f_1 (Hz) と最大支間長 L (m) の間には、よい相関が認められ、今、両者の関係を最小 2 乗法でべき乗回帰すると次のようになる。

$$f_1 = 42.3 \cdot L^{-0.812} \quad (r = 0.89) \quad (4-1)$$

式 (4-1) によれば、一般に最大支間長 L が大きくなるほど、最も低い固有振動数は低くなり、最大支間長が 150m を越えると最も低い固有振動数は $1/4 \sim 1$ Hz となる。なお、図 4.1 では上部構造の鋼製と PC 製に分類した場合の結果も示しているが、現状では振動実験の実施された PC 斜張橋が 3 橋と少なく、また、いずれも最大支間長が、100m 以下と小さいために、上部構造種別の影響がどの程度あるかははっきりしない。

次に、表 4.1 に示した結果を加振方向（鉛直、ねじり、橋軸直角水平）別に分類してそれぞれの 1 次固有振動数 f_1 (Hz) と最大支間長 L (m) の関係を示すと図 4.2 のようになる。これによれば、鉛直曲げ振動の 1 次固有振動数 f_1^{BV} (Hz)、及び振り振動の 1 次固有振動数 f_1^T (Hz) は、ともに最大支間長 L (m) が増加するとともに減少し、両者の関係は最小 2 乗法で近似すると次式のようなになる。

$$f_1^{BV} = 33.8 \cdot L^{-0.763} \quad (r = 0.87) \quad (4-2)$$

$$f_1^T = 17.5 \cdot L^{-0.453} \quad (r = 0.83) \quad (4-3)$$

なお、橋軸直角方向の 1 次固有振動数 f_1^{BH} (Hz) と最大支間長 L の関係は、データ数がわずか 4 橋（名港西大橋、松ヶ山橋、小本川橋梁、豊後橋）に過ぎず、これらから、信頼できる回帰式を求めることはできない。しかし、4 橋のデータから見る限り、 f_1^{BH} と L の間には良好な直線関係が認められるため、いま仮にこれを最小 2 乗近似すると次式となる。

$$f_1^{BH} = 482 \cdot L^{-1.262} \quad (r = 0.996) \quad (4-4)$$

橋軸直角方向については、該当橋梁数が少なく、将来再検討が必要であるが、今仮に式 (4-4) を用いるものとする、回帰式の勾配は、橋軸直角水平方向、鉛直方向、振りの順に小さくなる。従って、この順に 1 次固有振動数に与える最大支間長の影響が大きいといえることができる。

図 4.3 は、加振方向別に振動実験から得られた固有振動数の振動次数との関係を示したものである。これによれば、振動次数に対する固有振動数の変化は、ほぼ直線的であり、その傾きは、振り振動の場合が

表 4.1 斜張橋の固有振動数（実測値）の比較

橋 名	尾道大橋	豊里大橋	荒川大橋	かもめ大橋	末広大橋	六甲大橋	水郷大橋	合掌大橋	大和川橋梁	名港西大橋	松ヶ山橋	小本川橋梁	豊後橋
架 設 年	1967	1970	1970	1975	1975	1977	1977	1979	1982	1985	1978	1979	1983
径間長(m)	85+215+85	80.5+216 +80.5	60.3+160 +60.3	100+240 +100	110+250 +110	89.35+220 +89.35	178.85 +111.6	144+46 +144	149+355 +149	175+405 +149	96.6	45.65+85.0 +45.65	37.45 +37.45
ケーブルの 型 式	放射形 (2面2段)	ファン形 (1面2段)	ハープ形 (1面2段)	マルチ形 (1面10段)	ファン形 (1面2段)	ファン形 (2面5段)	ハープ形 (1面3段)	ファン形 (2面3段)	ハープ形 (1面4段)	ファン型 (2面12段)	ファン型 (2面4段)	ハープ形 (2面2段)	ハープ形 (2面3段)
塔の型式	斜門傾柱	逆V形	独立1本柱	独立1本柱	独立1本柱	斜門傾柱	独立1本柱	立体ラーメン	独立1本柱	A形	H形	H形	独立2本柱
補脚桁の 型 式	I形2本主桁	逆台形箱桁	1箱桁 +2工桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	トラス	逆台形箱桁	2箱桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	P C 桁	P C 箱桁	P C中空 床版
曲 げ 振 動	1次	0.58 Hz	0.52	0.75	0.47	0.47	0.94	0.45	0.636	0.34	0.33	1.99	1.60
	2	0.92	1.22	1.25		0.71	1.76	0.85	0.932	0.42	0.41	2.94	2.68
	3	1.38	1.92	1.91	0.99	1.07	2.42	1.26	1.307	0.63	0.73	5.3	3.30
	4	1.62	2.48	2.41		1.26		2.03	1.410	0.86	0.81		5.30
	5		3.33	2.83	1.46	1.62	2.68	2.56		1.03	0.95		5.69
	6					2.09		3.38					
	7						3.37	4.59		1.70			
	8								1.86				
ね じ り 振 動	1次	1.66	1.43	1.45		1.45	2.05	1.64	1.697	0.87	1.31	3.08	2.93
	2	2.94	3.25	2.80		2.89	3.92	2.98		1.67			3.68
	3		4.08	4.24		4.44	4.97	4.45					6.86
	4							5.63					
橋 軸 直 角 水 振 動	1									0.26	1.51	1.52	5.50
	2									0.71		1.74	
	3									0.76		2.15	
	4									1.01		2.35	

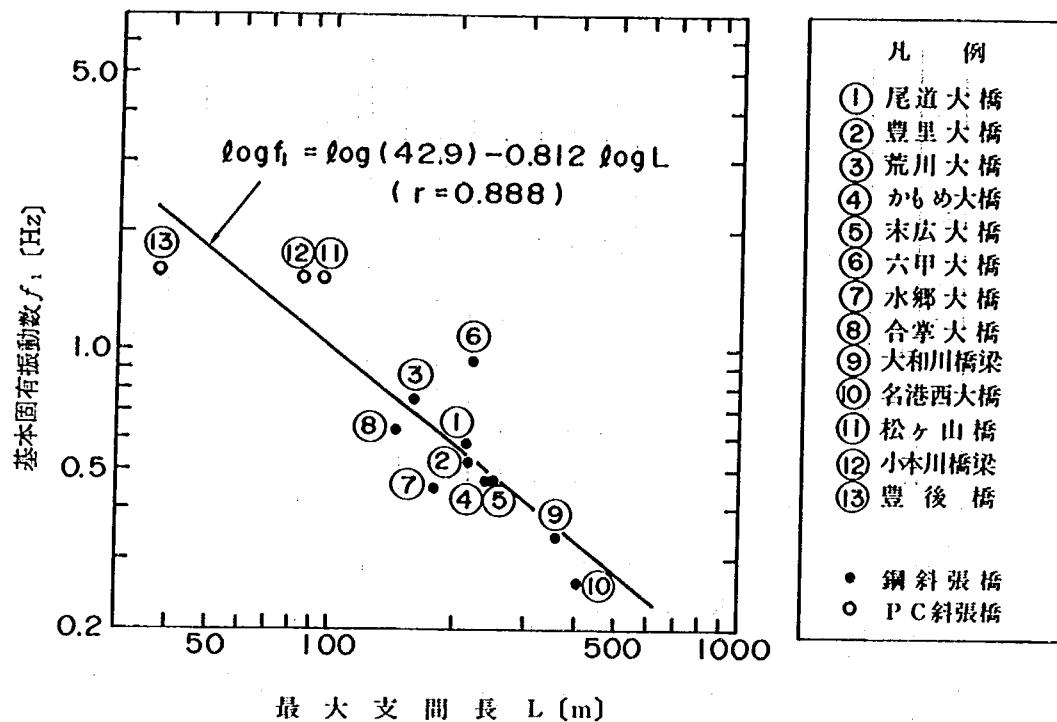


図 4.1 基本固有振動数と最大支間長の関係

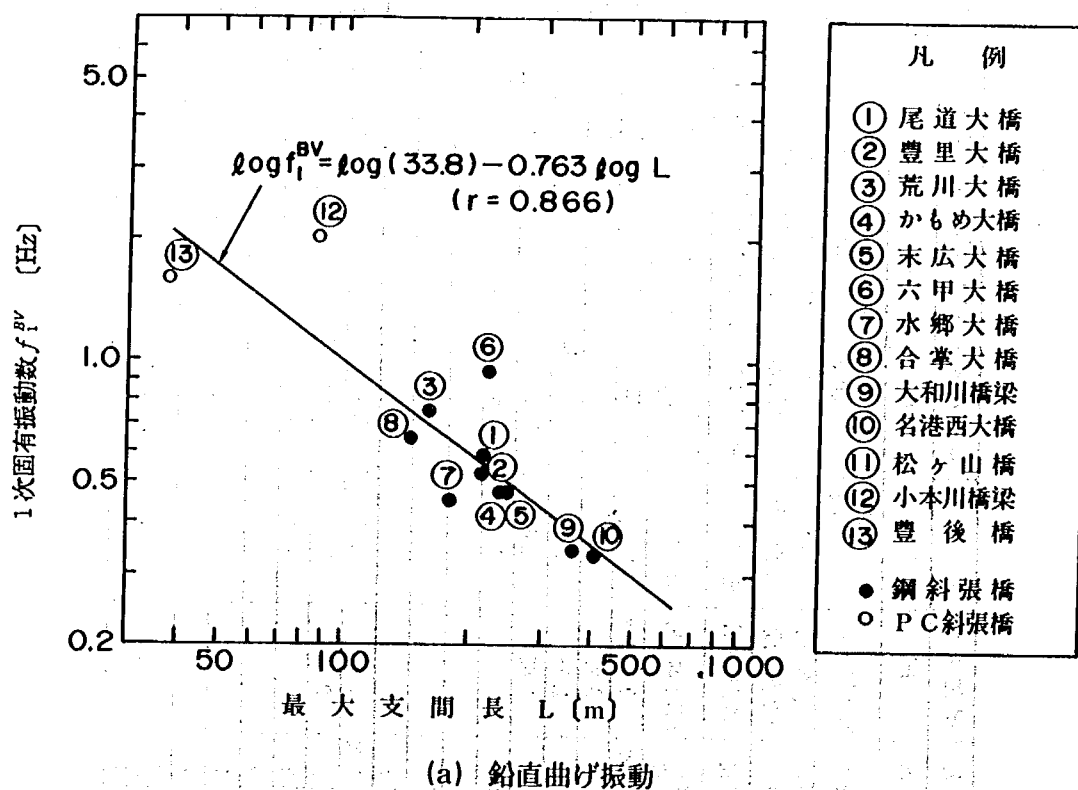
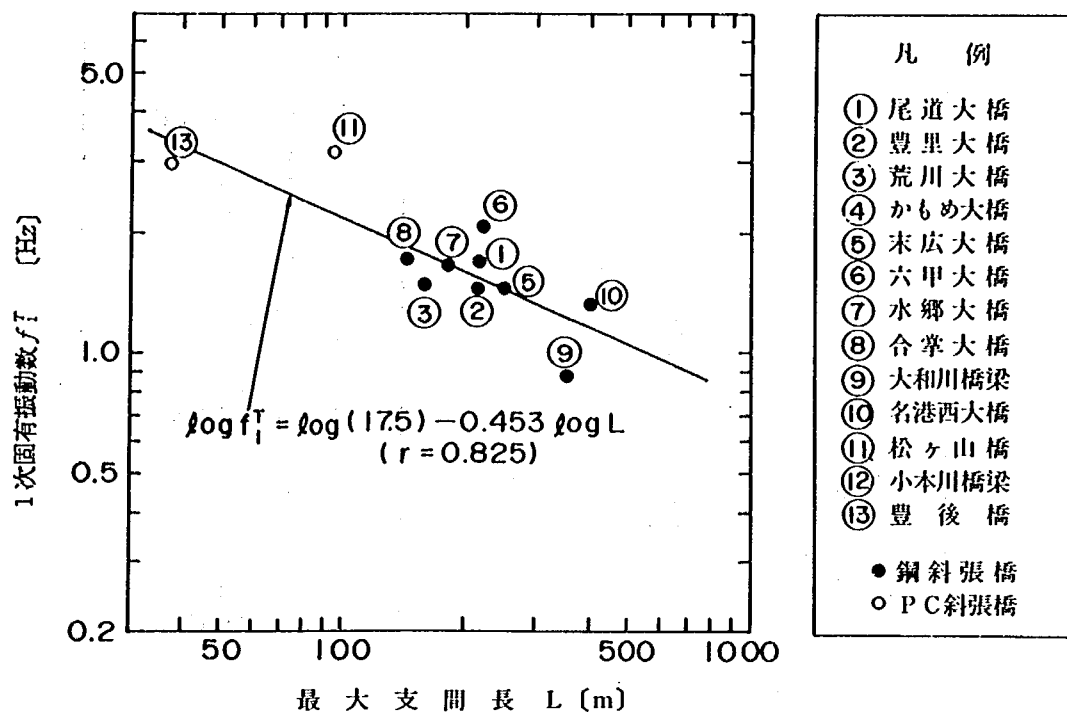
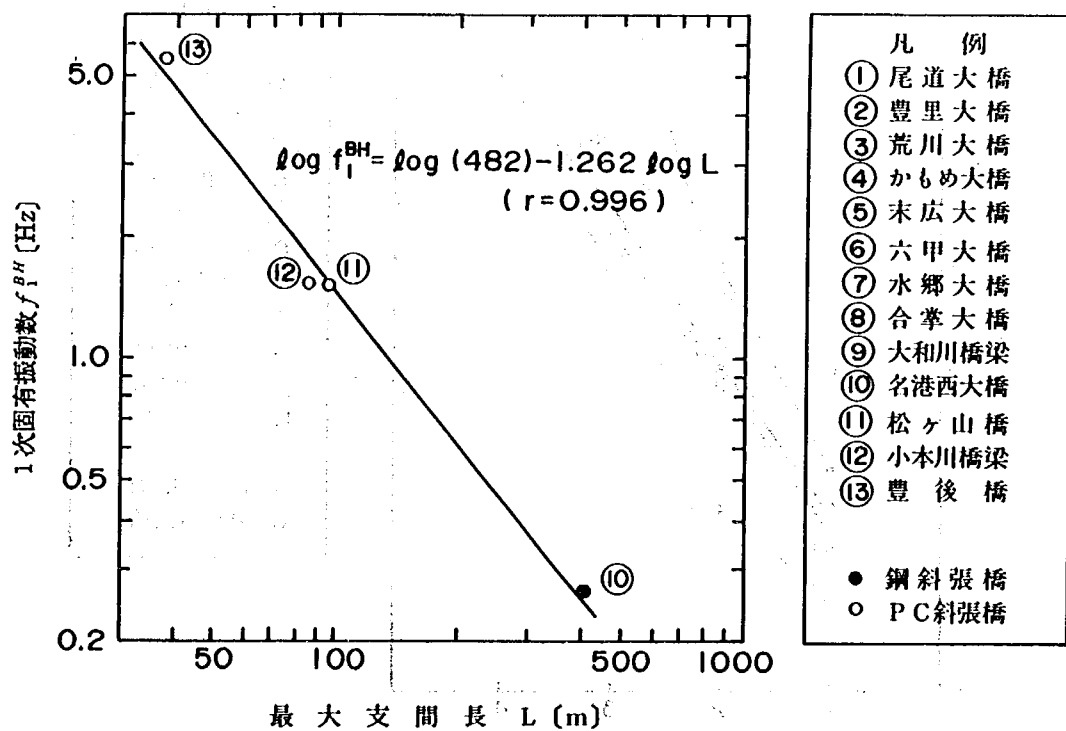


図 4.2(1) 加振方向別の1次固有振動数と最大支間長の関係

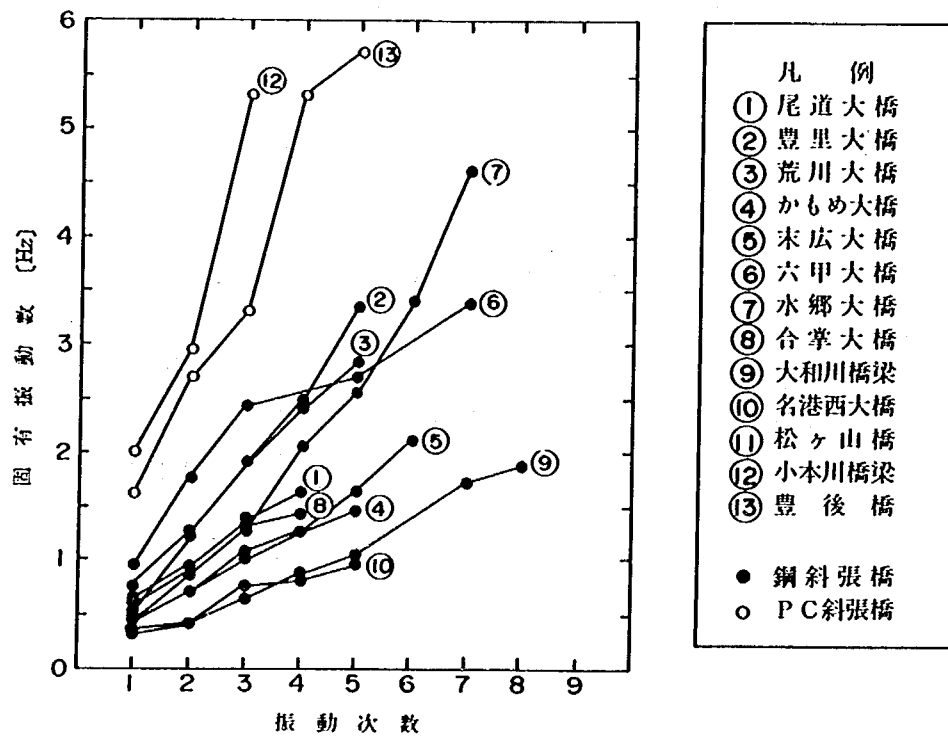


(b) 振り振動

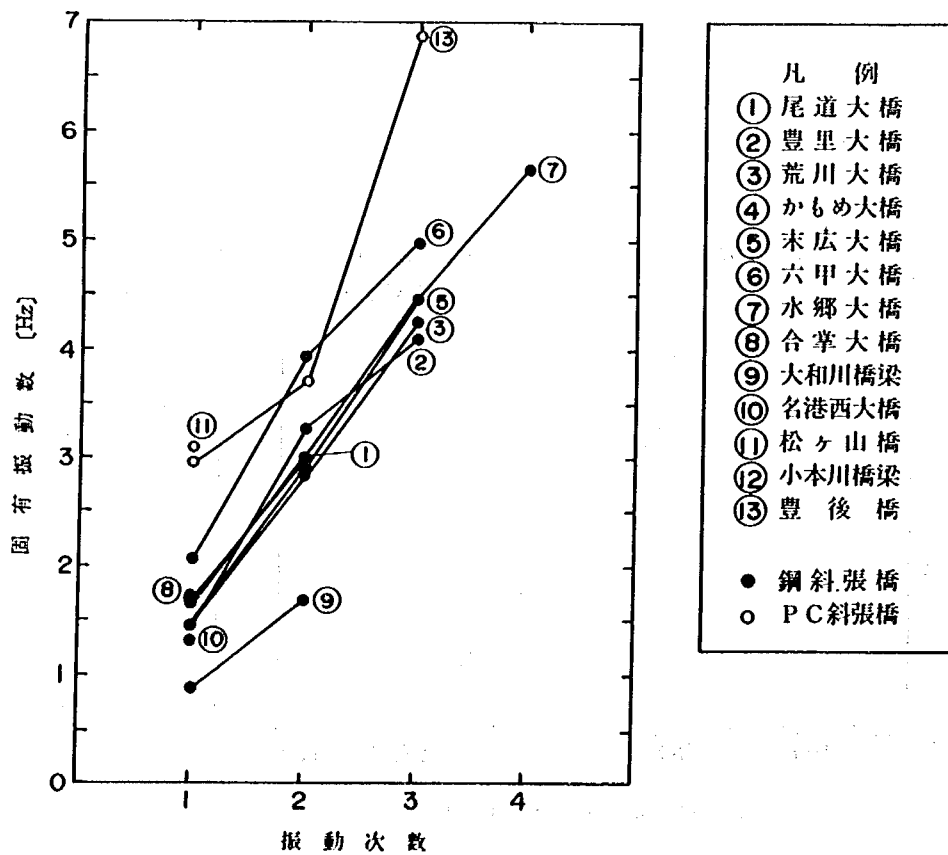


(c) 橋軸直角水平方向振動

図 4.2(2) 加振方向別の 1 次固有振動数と最大支間長の関係

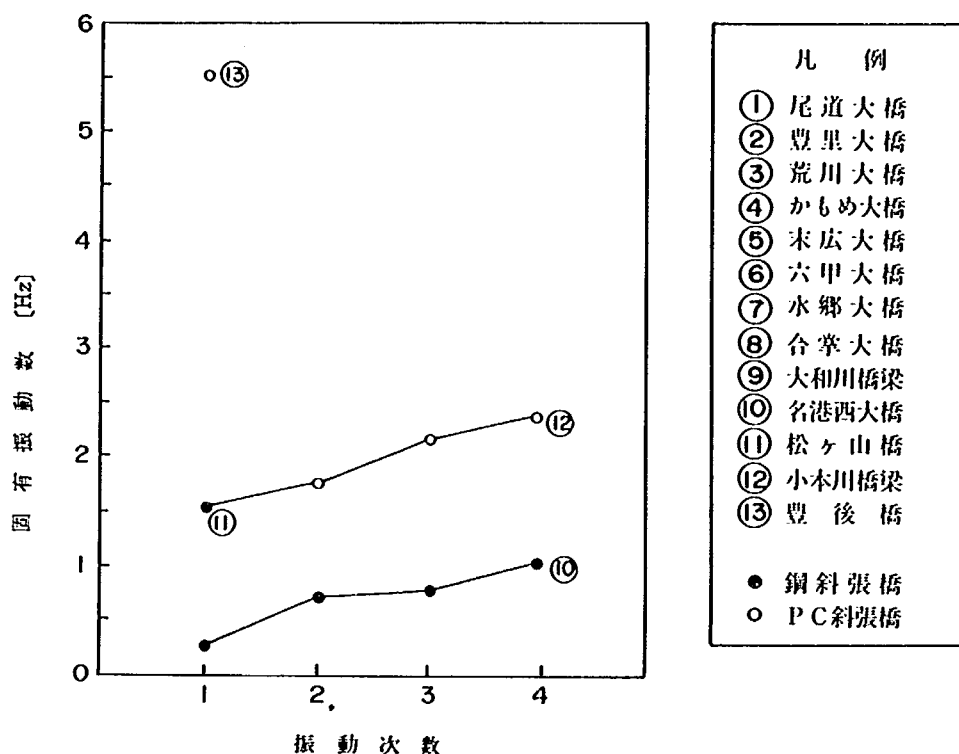


(a) 鉛直曲げ振動



(b) 振り振動

図 4.3(1) 加振方向別の固有振動数と振動次数の関係



(c) 橋軸直角水平方向振動

図 4.3(2) 加振方向別の固有振動数と振動次数の関係

最も大きなものとなっている。鉛直曲げ振動を見ると最大スパンの長いものほどその傾きは小さく、最大スパンの短いものほど急なものとなっている。ただし、最も勾配の大きな⑩小本川橋梁、及び⑬豊後橋は、PC斜張橋であることに注意しなければならない。

なお、表 4.1 に示した結果をもとに、ケーブル型式、塔型式、補剛桁型式が固有振動数に及ぼす影響も検討したが、データ数が少ないため、はっきりした傾向は把握できなかった。

図 4.4 は、1 次固有振動数の実測値と別途それぞれ検討されて求められた理論解の関係を示したものである。これを見ると、両者は非常によい一致を示している。また、振動モード形についても同様に解析値と実験値は非常によく一致している。ここで、理論解とは、多質点フレームモデルによる解析で求めた値であり、複雑な構造部材から構成される斜張橋に対しては、このような手法が有効であるといえる。

なお、振動実験においては、耐風設計上重要な鉛直曲げ振動及び振り振動に対する加振が多いのに対して、耐震設計上重要な橋軸水平方向及び橋軸直角水平方向に対する加振が非常に少ない。このため、今後振動実験をするに当たっては、これらの方向に対する、データの集積を図っていくことが重要である。

次に、図 4.3(1)～(3)の固有振動数の傾向を、図 4.3(4)～(6)の固有振動数の傾向と対比して検討する。図 4.3(4)～(6)の固有振動数は、図 4.3(1)～(3)の固有振動数と比べて、全体的に低い傾向にある。これは、図 4.3(1)～(3)の固有振動数は、図 4.3(4)～(6)の固有振動数と比べて、全体的に高い傾向にある。

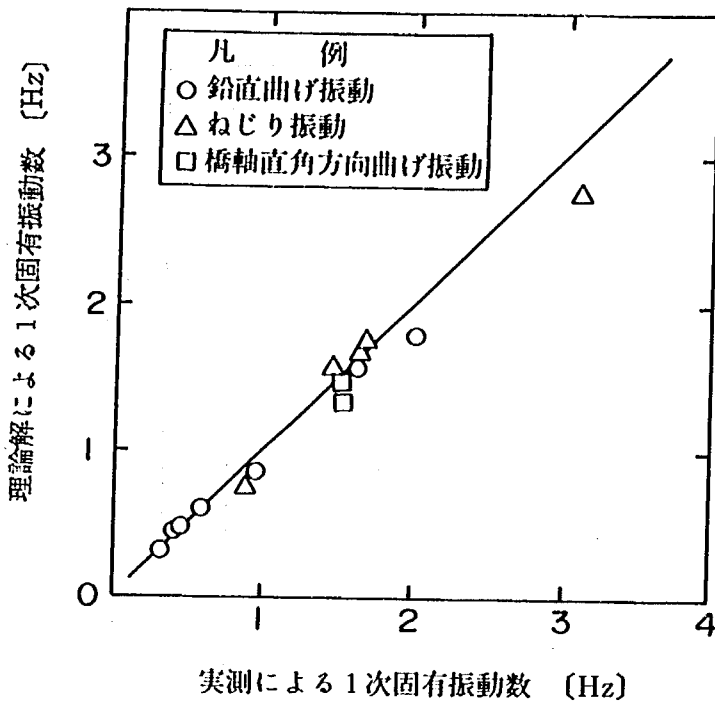


図 4.4 1 次固有振動数の実測値と理論値の比較

(2) 減衰特性

振動実験から減衰定数を求める方法としては、自由減衰振動から求める手法、共振曲線、あるいは常時微振動（車輛走行振動、風振動等）によるパワースペクトル曲線からハーフパワー法等により求める方法等がある。表 4.2 は、こうした方法により求めた対数減衰率 δ を示したものである。対数減衰率は、耐震設計面では、あまり馴染みが無いが、自由振動させた減衰応答波形から次式によって求められる。

$$\delta = \log \frac{A_{n-1}}{A_n} \quad (4-5)$$

ここで、 A_n : n 回目の自由振動波形の振幅

また、減衰が小さい場合には、対数減衰率 δ と減衰定数 h の関係は次式で表わされる。

$$\delta = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \approx 2\pi h \quad (h \ll 1) \quad (4-6)$$

表 4.2 の結果をもとにまず、加振方向別に減衰定数と振動次数の関係を示したのが図 4.5 である。これによれば、ある特定の振動次数で、その前後の次数に比較して減衰定数が急に变化している例があるが、大勢としては、振動次数による減衰定数の有意な変化はないように思われる。

図 4.6 は、加振方向、振動モードごとに得られる減衰定数 $\bar{h}$ を全て単純平均して求めた $\bar{h}$ と最大支間長 L [m] の関係を示した結果である。これによれば $\bar{h}$ と L の間には大きく逆比例の関係が認められるが、これでは、加振方向の影響がわからないため、表 4.2 を加振方向別に分け、その中で各振動モードに対する減衰定数 h を平均した値 $\bar{h}^v$ （鉛直面内曲げ）、 $\bar{h}^r$ （捩り）、 $\bar{h}^H$ （橋軸直角水平方向）と最大支間長 L

の関係を示した結果が図 4.7 である。基本固有振動数 f_1 の場合と同様に、橋軸直角水平方向には、データが少なく信頼できる関係式は求められないが、図 4.6 及び図 4.7 から減衰定数と最大支間長の関係を最小 2 乗法によりべき乗式として求めると次式のようなになる。

$$\bar{h} = 0.649 \cdot L^{-0.822} \quad (r = 0.72) \quad (4-7)$$

$$\bar{h}^{bv} = 0.237 \cdot L^{-0.645} \quad (r = 0.64) \quad (4-8)$$

$$\bar{h}^T = 0.190 \cdot L^{-0.638} \quad (r = 0.64) \quad (4-9)$$

$$\bar{h}^{bh} = 1.751 \cdot L^{-0.990} \quad (r = 0.90) \quad (4-10)$$

これによれば、加振方向により多少異なるが、最大支間長が 300m 程度になると $\bar{h}^{bv}$, $\bar{h}^T$, $\bar{h}^{bh}$ はともに 0.006 程度の値をとることがわかる。

次に図 4.6 及び図 4.7 の関係を減衰定数と基本固有振動数の関係として、再整理した結果が表 4.3, 図 4.8 及び図 4.9 である。また、参考のために表 4.2 に示した全振動モードに対する減衰定数と固有振動数の関係をプロットした結果が図 4.10 である。いずれの加振方向の場合もデータのばらつきが大きい、仮に減衰定数 h と基本固有周期の関係を求めると次式のようなになる。

$$\bar{h} = 0.0005 + 0.0148 \frac{1}{T} \quad (r = 0.80) \quad (4-11)$$

$$\bar{h}^{bv} = 0.0053 + 0.0060 \frac{1}{T} \quad (r = 0.60) \quad (4-12)$$

$$\bar{h}^T = -0.0016 + 0.0057 \frac{1}{T} \quad (r = 0.74) \quad (4-13)$$

$$\bar{h}^{bh} = 0.0153 + 0.0037 \frac{1}{T} \quad (r = 0.60) \quad (4-14)$$

なお、図 4.8 及び図 4.9 には、多数の橋脚に対する強制振動実験結果から得られた次の関係式も参考のために示している。

$$h = \frac{0.02}{T} \quad (4-15)$$

式 (4-15) に対する減衰定数は、いずれの方向に対しても同一の基本固有周期に対して大きめの結果を与えているが、式 (4-15) のように減衰定数と基本固有周期の関係を整理するものとすれば、今回対象とした斜張橋に対しては、一応以下の関係が認められる。

$$\bar{h} = \frac{0.015}{T} \quad (4-16)$$

$$\bar{h}^{bv} = \frac{0.008}{T} \sim \frac{0.02}{T} \quad (4-17)$$

$$\bar{h}^T = \frac{0.006}{T} \quad (4-18)$$

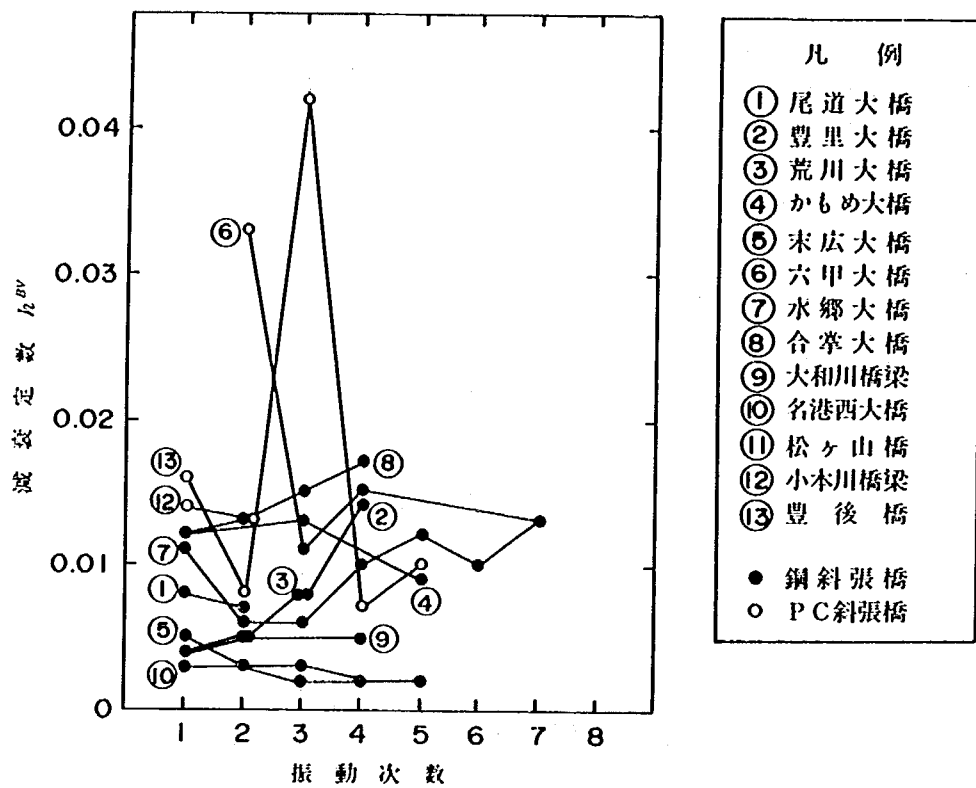
$$\bar{h}^{bh} = \frac{0.005}{T} \sim \frac{0.02}{T} \quad (4-19)$$

斜張橋の動的解析では、上部構造の減衰定数として一般に 2～5 % 程度の値が用いられるが、今回の調査結果の範囲では、減衰定数を大きめに見積もっている可能性があるといえる。ただし、振動実験では、

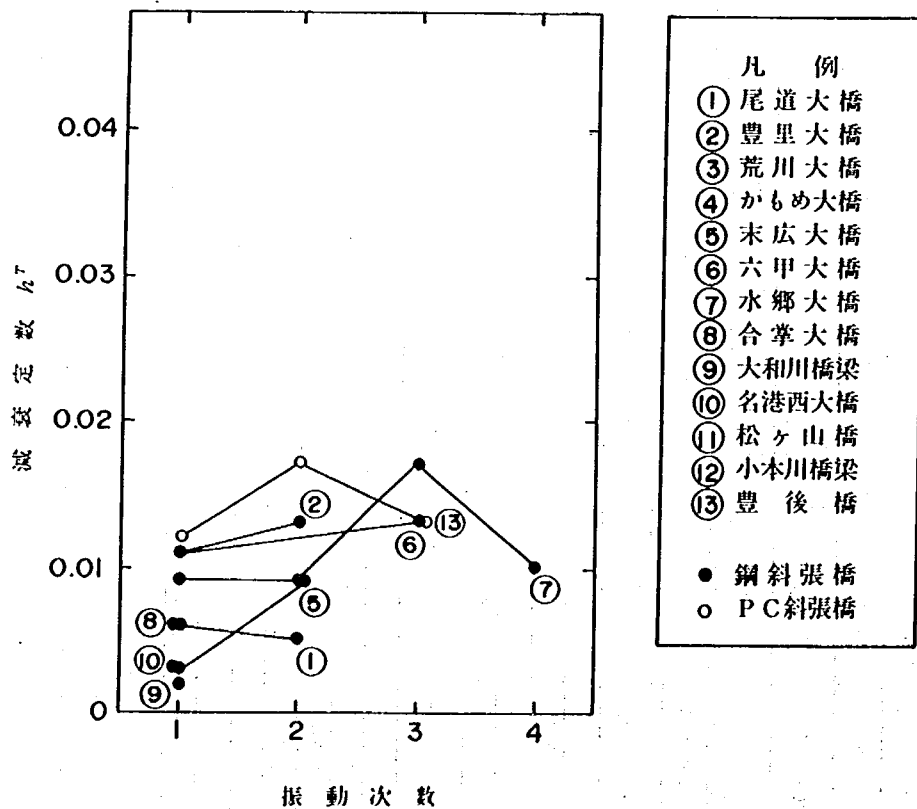
一般に振動の振幅が数mm～数cmと小さいが、地震時に生じるような変位振幅では、ケーブルと塔及び桁との共振などの動的相互作用効果、システムダンピング等により減衰定数は、もっと大きくなるとの指摘もある。いずれにしても現状ではデータ不足であり、加振実験結果の蓄積を図り、今後慎重に検討していかなければならない。

表 4.2 斜張橋の対数減衰率

橋 名		尾道大橋	豊里大橋	荒川大橋	かもめ大橋	末 広 大 橋	六 甲 大 橋	水 郷 大 橋	合 掌 大 橋	大和川橋梁	名港西大橋	松ヶ 山 橋	小本川橋梁	豊 後 橋
架 設 年		1967	1970	1970	1975	1975	1977	1977	1979	1982	1985	1978	1979	1983
径間長 (m)		85+215+85	80.5+216 +80.5	60.3+160 +60.3	100+240 +100	110+250 +110	89.35+220 +89.35	178.85 +111.6	144+46 +144	149+355 +149	175+405 +175	96.6	45.65+85.0 -45.65	37.45 +37.45
ケーブルの 型 式		ファン形 (2面2段)	ファン形 (1面2段)	ハープ形 (1面2段)	マルチ形 (1面10段)	ファン形 (1面2段)	ファン形 (2面5段)	ハープ形 (1面3段)	ファン形 (2面3段)	ハープ形 (1面4段)	マルチ形 (2面12段)	ファン形 (2面4段)	ハープ形 (2面2段)	ハープ形 (2面3段)
塔の型式		斜門傾柱	逆 V 形	独立1本柱	独立1本柱	独立1本柱	斜門傾柱	独立1本柱	立体ラーメン	独立1本柱	A 形	H 形	H 形	独立2本柱
補剛桁の 型 式		I形2本主桁	逆台形箱桁	1箱桁 +2工桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	ト ラ ス	逆台形箱桁	2 箱 桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	P C 桁	P C箱桁 P C中空 床版
曲 げ 振 動	1次	0.05		0.024	0.076	0.031		0.069	0.074	0.023	0.018		0.088	0.101
	2	0.045		0.034		0.018	0.206	0.037	0.082	0.031	0.018		0.079	0.048
	3		0.051	0.051	0.083	0.018	0.066	0.040	0.097		0.015			0.266
	4		0.087			0.015	0.094	0.064	0.106	0.030	0.015			0.043
	5				0.056	0.012		0.078						0.064
	6							0.063						
	7						0.081	0.083						
	平均	0.048	0.069	0.036	0.072	0.019	0.112	0.062	0.09	0.028	0.017		0.084	0.104
ね じ り 振 動	1次	0.035	0.071			0.016	0.067	0.058	0.038	0.012	0.02			0.076
	2	0.03	0.083			0.056		0.057						0.105
	3						0.084	0.106						0.079
	4							0.000						
	平均	0.033	0.077			0.036	0.076	0.07	0.038	0.012	0.02			0.087
橋 水 軸 平 方 方 向 振 直 動 角	1次										0.058	0.22	0.126	0.199
	2										0.016			
	3										0.010		0.70	
	4										0.005			
	平均										0.022	0.22	0.148	0.199
平 均		0.040	0.073	0.036	0.072	0.024	0.1	0.065	0.08	0.024	0.019	0.22	0.116	0.109

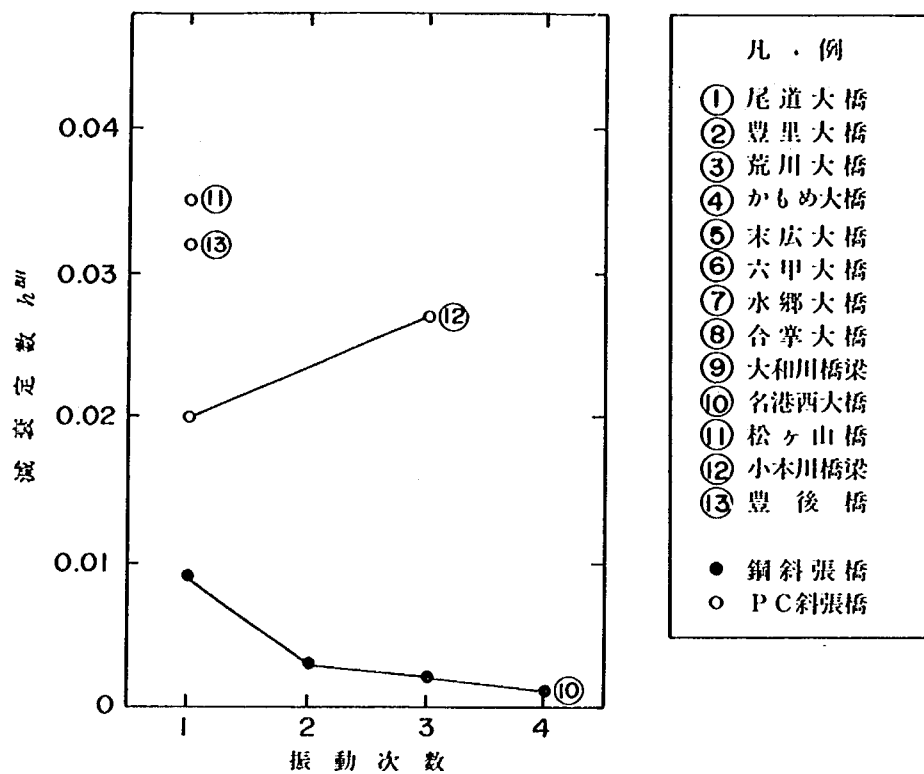


(a) 鉛直曲げ振動



(b) 振り振動

図 4.5(1) 加振方向別の減衰定数の振動次数による変化



(c) 橋軸直角水平振動

図 4.5(2) 加振方向別の減衰定数の振動次数による変化

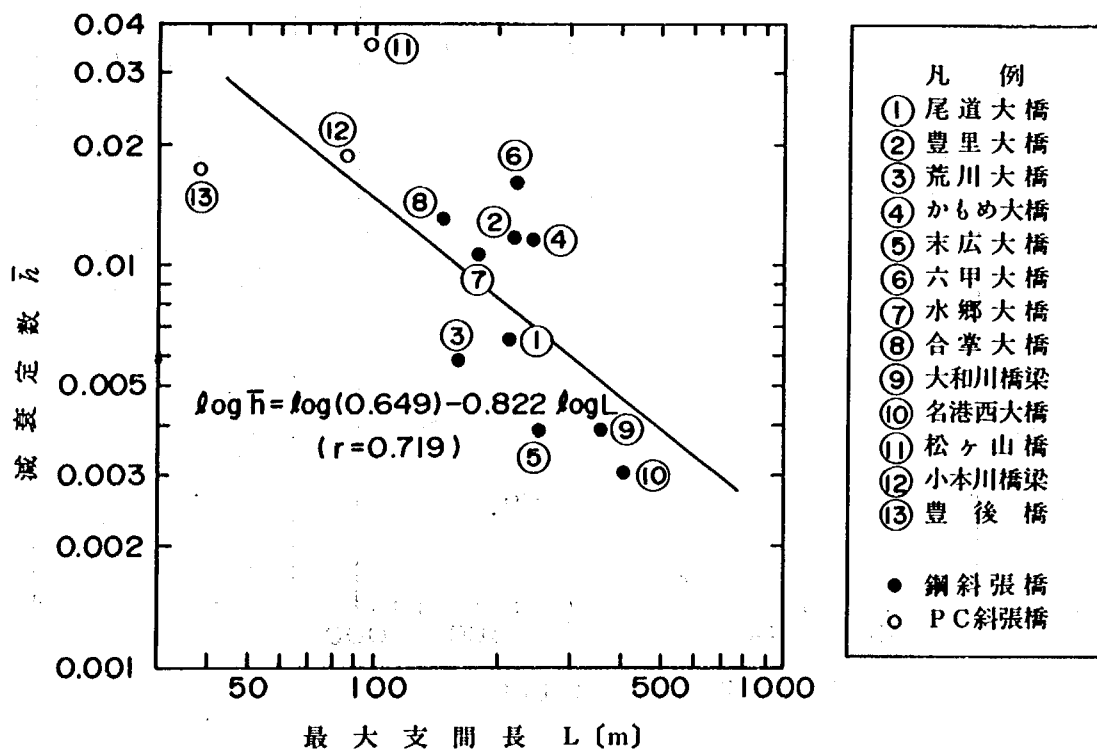
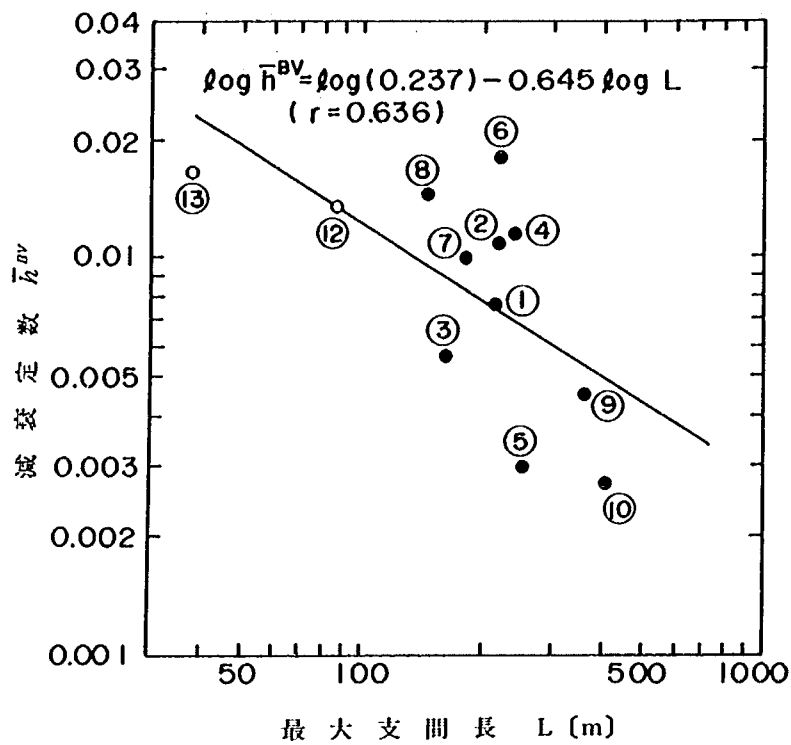
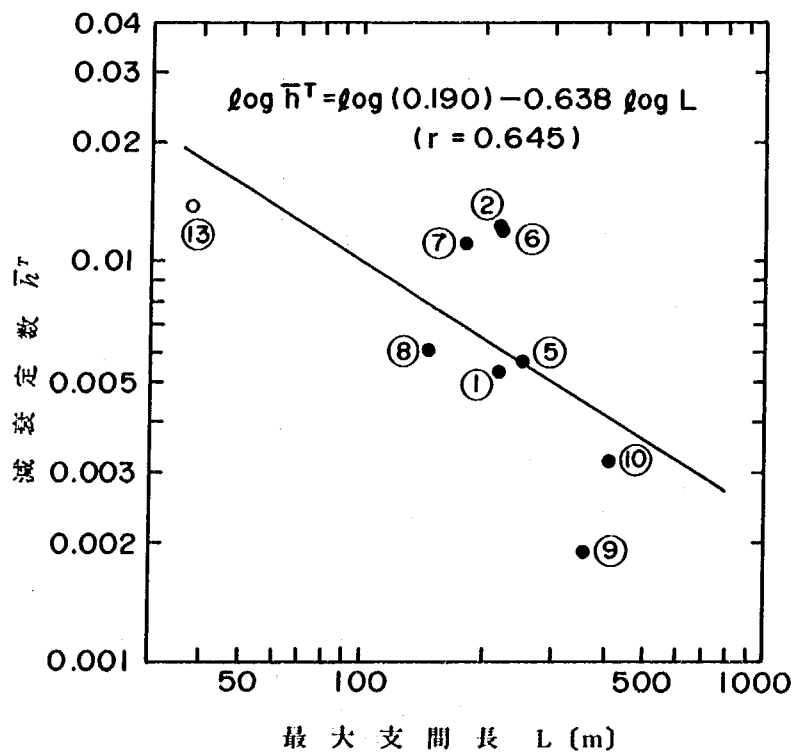


図 4.6 減衰定数 (平均) と最大支間長の関係



- 凡 例
- ① 尾道大橋
 - ② 豊里大橋
 - ③ 荒川大橋
 - ④ かもめ大橋
 - ⑤ 末広大橋
 - ⑥ 六甲大橋
 - ⑦ 水郷大橋
 - ⑧ 合掌大橋
 - ⑨ 大和川橋梁
 - ⑩ 名港西大橋
 - ⑪ 松ヶ山橋
 - ⑫ 小本川橋梁
 - ⑬ 豊後橋
- 鋼斜張橋
 ○ PC斜張橋

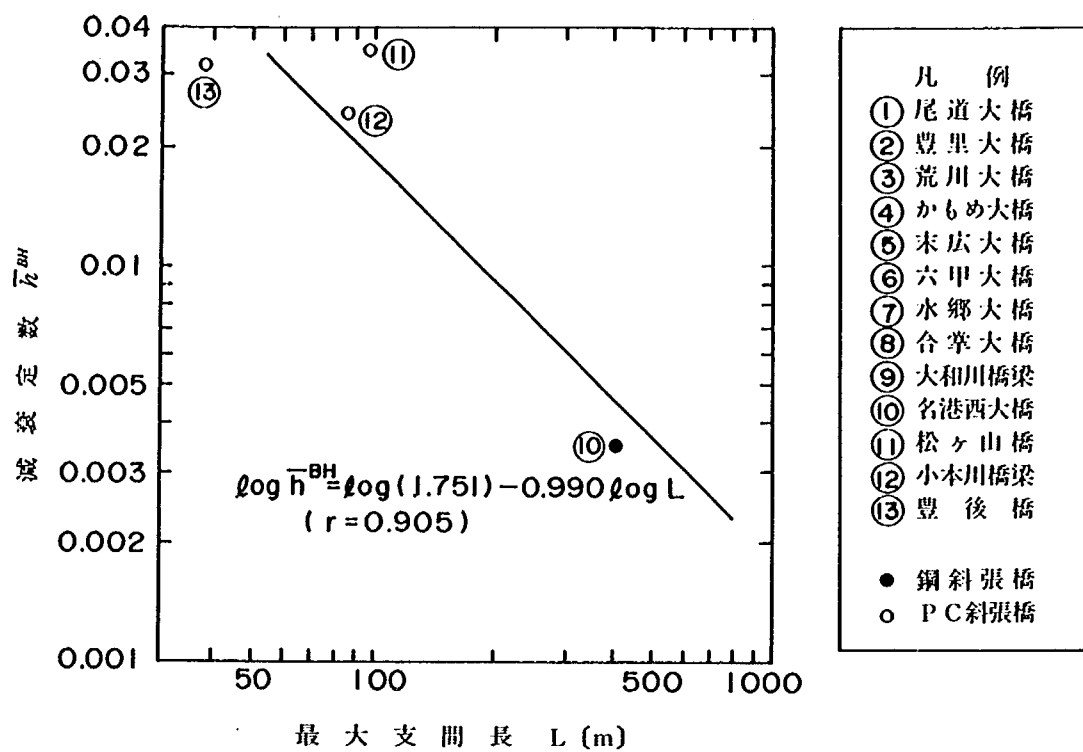
(a) 鉛直曲げ振動



- 凡 例
- ① 尾道大橋
 - ② 豊里大橋
 - ③ 荒川大橋
 - ④ かもめ大橋
 - ⑤ 末広大橋
 - ⑥ 六甲大橋
 - ⑦ 水郷大橋
 - ⑧ 合掌大橋
 - ⑨ 大和川橋梁
 - ⑩ 名港西大橋
 - ⑪ 松ヶ山橋
 - ⑫ 小本川橋梁
 - ⑬ 豊後橋
- 鋼斜張橋
 ○ PC斜張橋

(b) 振り振動

図 4.7(1) 加振方向別の減衰定数(平均)と最大支間長の関係



(c) 橋軸直角水平振動

図 4.7(2) 加振方向別の減衰定数(平均)と最大支間の関係

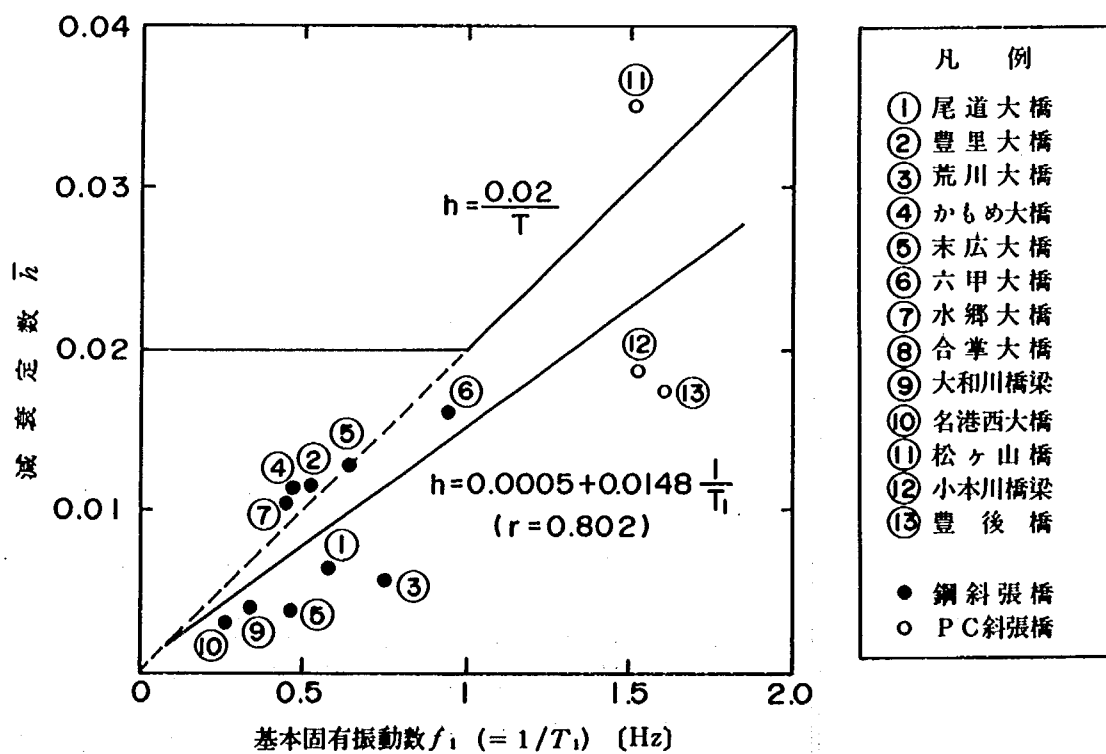
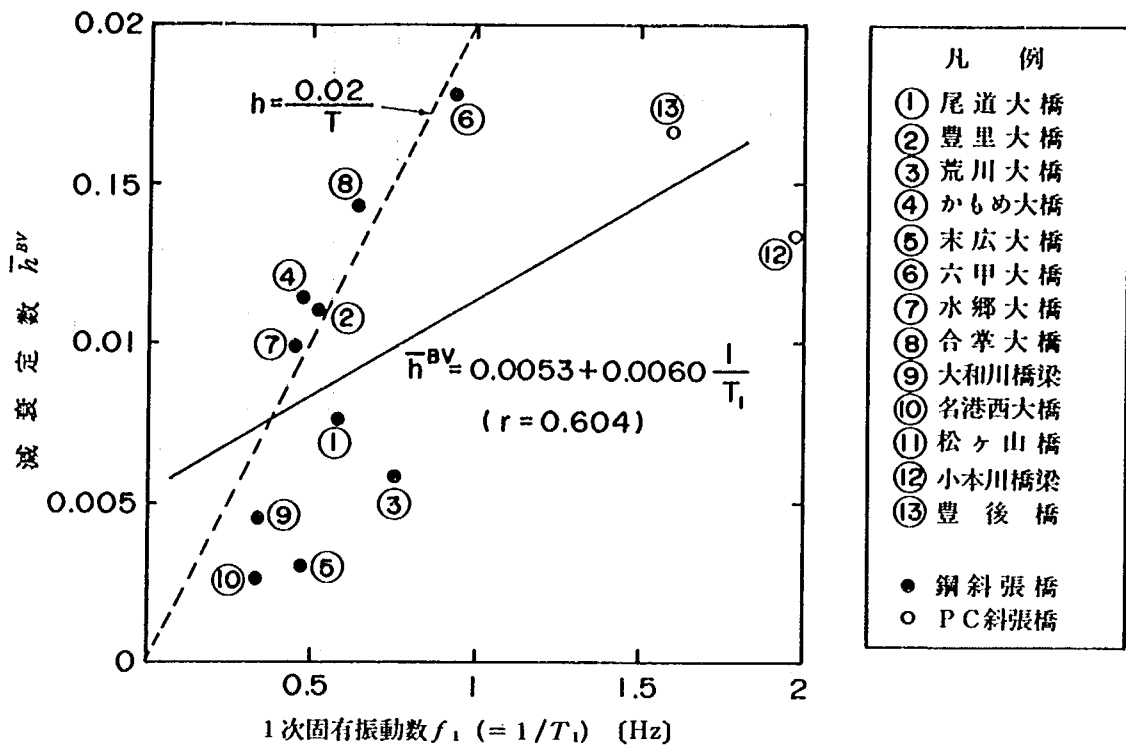


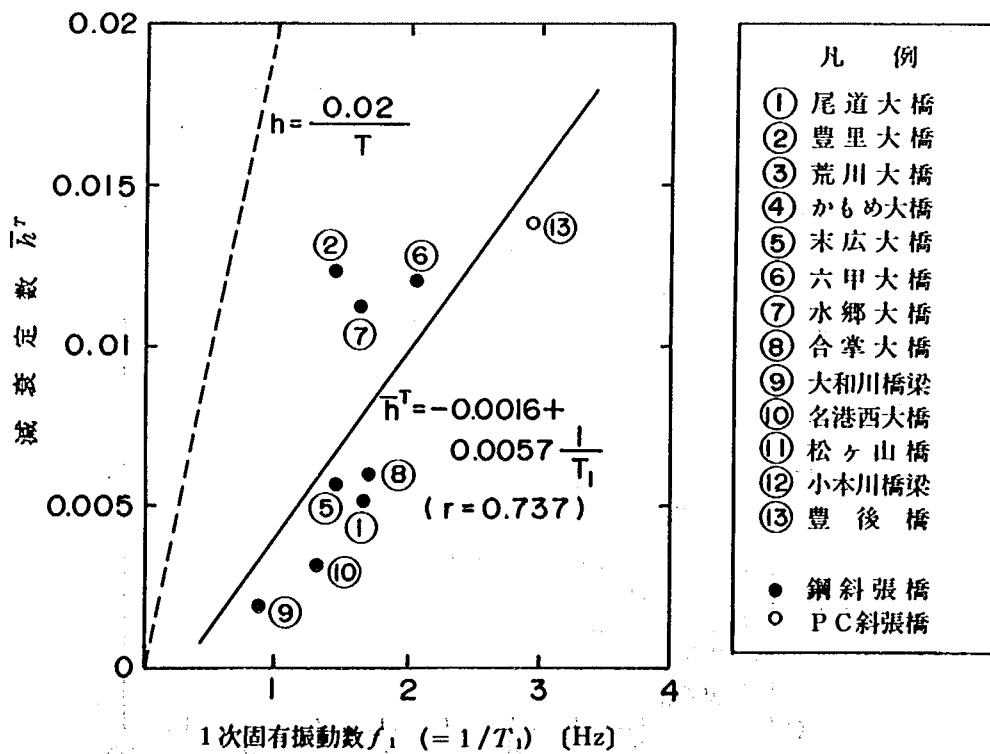
図 4.8 減衰定数(全データの平均値)と固有振動数の関係

表 4.3 1次固有振動数（1次固有周期）と減衰定数の関係

橋 名	加振方向	全 デ ー タ			鉛 直 曲 げ 振 動			ね じ り 振 動			橋 軸 直 角 方 向 曲 げ 振 動		
		最大支間 長 [m]	1 次固有振 動数 [Hz]	1 次固有周 期 [sec]	減衰定数	1 次固有振 動数 [Hz]	1 次固有振 動数 [Hz]	減衰定数	1 次固有振 動数 [Hz]	1 次固有周 期 [sec]	減衰定数	1 次固有振 動数 [Hz]	1 次固有周 期 [sec]
① 尾 道 大 橋	215	0.58	1.72	0.0064	0.58	1.72	0.0076	1.66	0.60	0.0053	—	—	—
② 豊 里 大 橋	216	0.52	1.92	0.0116	0.52	1.92	0.0110	1.43	0.70	0.0123	—	—	—
③ 荒 川 大 橋	160	0.75	1.33	0.0057	0.75	1.33	0.0057	1.45	0.69	—	—	—	—
④ か も め 大 橋	240	0.47	2.13	0.0114	0.47	2.13	0.0115	—	—	—	—	—	—
⑤ 末 広 大 橋	250	0.47	2.13	0.0038	0.47	2.13	0.0030	1.45	0.69	0.0057	—	—	—
⑥ 六 甲 大 橋	220	0.94	1.06	0.0159	0.94	1.06	0.0178	2.05	0.49	0.0121	—	—	—
⑦ 水 郷 大 橋	178.85	0.45	2.22	0.0103	0.45	2.22	0.0099	1.64	0.61	0.0111	—	—	—
⑧ 合 掌 大 橋	144	0.636	1.57	0.0127	0.636	1.57	0.0143	1.697	0.59	0.0060	—	—	—
⑨ 大 和 川 橋 梁	355	0.34	2.94	0.0038	0.34	2.94	0.0045	0.87	1.15	0.0019	—	—	—
⑩ 名 港 西 大 橋	405	0.26	3.85	0.0030	0.33	3.03	0.0027	1.31	0.76	0.0032	0.26	3.85	0.0035
⑪ 松 ケ 山 橋	96.6	1.51	0.66	0.0350	—	—	—	3.08	0.32	—	1.51	0.66	0.0350
⑫ 小 本 川 橋 梁	85	1.52	0.66	0.0185	1.99	0.50	0.0134	—	—	—	1.52	0.66	0.0236
⑬ 豊 後 橋	37.45	1.60	0.63	0.0173	1.60	0.63	0.0166	2.93	0.34	0.0138	5.50	0.18	0.0317



(a) 鉛直曲げ振動



(b) ねじり振動

図 4.9(1) 加振方向別の減衰定数と1次固有振動数の関係

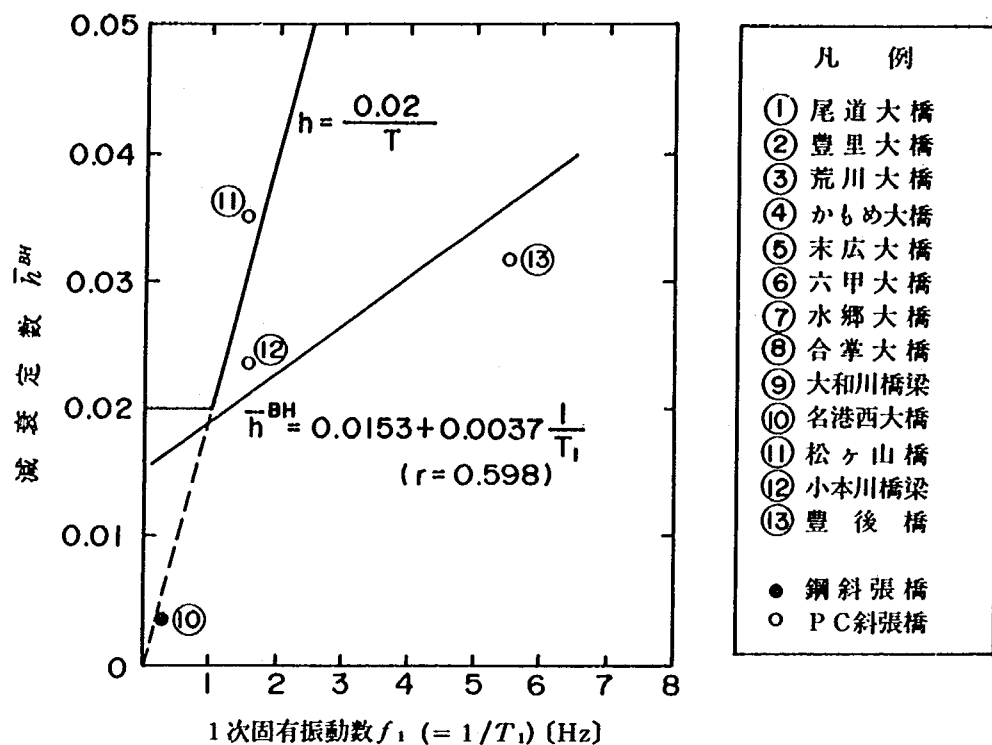


図 4.9(2) 加振方向別の減衰定数と 1 次固有振動数の関係

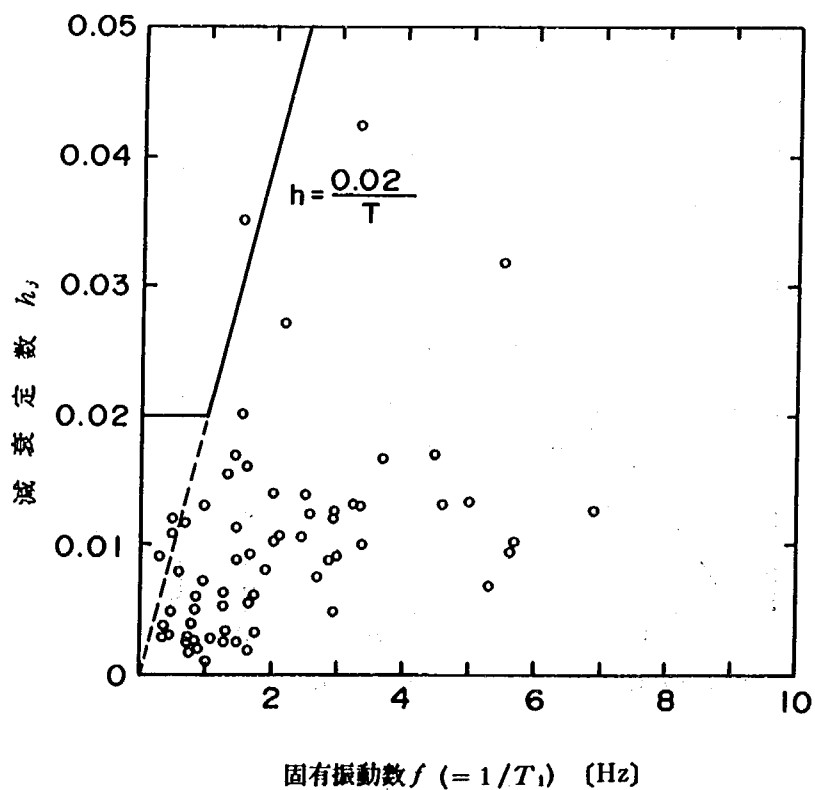


図 4.10 固有振動数と減衰定数の関係 (全データ)

5. 斜張橋の耐震構造

我が国においては、支間長 500 m を越える長大斜張橋が計画、建設される時代となっており、更に長大スパン化と共に構造形式もより複雑化してきている。斜張橋の上部桁は、鉛直方向には塔及び橋脚上の鉛直沓及びケーブルにより支持されており、橋軸直角方向には、塔及び橋脚により固定され、地震、風による横方向力をこれらに分散して受け持たせる構造となっている。これに対して、橋軸方向には、塔及び橋脚で主桁を完全に拘束すると主桁の温度応力が問題となるほか、地震力も必ずしも均等に分散されることにはならない。一方、1点固定構造とすれば、長大橋になるに従い、固定基礎に作用する地震力が非常に大きなものとなり、施工条件も含めて問題となってくる。

現在まで建設もしくは設計された斜張橋に対して桁の橋軸方向の固定条件がどのようなになっているかを示すと表 5.1²³⁾ のようになる。斜張橋の固定方式としては、比較的桁下空間が低く、橋脚高も低い場合で特に RC 橋脚のように剛な場合は、1点固定として温度応力を逃がし、地震力を1点で集中して受け持つように設計される事例が多い。また、桁下空間が高くなれば、2点固定とし、鋼製フレキシブルタワー形式で温度応力を緩和し、かつ地震力の分散を図ることができる。さらに、橋梁が長大化すれば、橋軸方向の Sway の周期を塔あるいは端橋脚において主桁をばね等で固定とする弾性固定方式により調整することが採用される例が多い。このように、桁と塔あるいは橋脚との間の結合方式に種々の工夫を凝らし、地震力の軽減、分散が図られている。以下に主な例を示す。

5.1 名港西大橋²⁾

名港西大橋では、主桁の橋軸方向の支持方法として端支点では可動、中間支点（塔水平梁上）では、PC ケーブルの伸び剛性をばねとして利用して塔と弾性固定とする MCD（名港ケーブルダンパー）方式が採用された。図 5.1 に示すように、ケーブルは塔水平梁上に設けた定着構造と主桁内部の定着構造との間を結び、所定のプレストレスが導入されている。

弾性固定方式の主目的は、温度応力が下部工ケーソンの下方の粘土の圧密降伏応力に大きく影響することから、温度変化時（一様温度変化 $\pm 30^{\circ}\text{C}$ ）の下部工反力を低下させることであり、弾性拘束度は、固定支持とした場合の $1/2$ の塔基部反力となるように決定されている。この結果、1 支点あたりに必要とされる弾性拘束度が $K = 11,000 \text{ t/m}$ であることから、2 本のケーブルのうち 1 本の所要弾性拘束度は、 $K = 5,500 \text{ t/m}$ となり、これより所要ケーブル長が $\ell = 43.2 \text{ m}$ と決められている。ケーブル材料としては、力学特性及び架設上の制約から垂鉛メッキ PC 鋼より線（スタビライズ処理） $\phi 12.7 \text{ mm} \times 61$ 本、2 ストランドが使用されている。

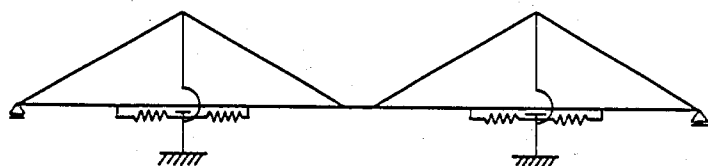
また、名港西大橋は、マルチファン形式 2 面 12 段ケーブルが採用されており、ケーブルの制振対策として、前述 3.6 節図 3.17 に示したようにケーブル間を制振ケーブルにより連結する方式が採用されている。

5.2 櫃石島・岩黒島橋²⁶⁾

櫃石島・岩黒島橋は、本州四国連絡橋児島坂出ルートの海峡部約 9 km のうち、櫃石島～岩黒島～羽佐島

表 5.1 基本構造系に関する他橋の例²³⁾

橋名(所在地)	支持条件	備考	支持条件に関するコメント	橋名(所在地)	支持条件	備考	支持条件に関するコメント
末広大橋 (徳島県)			桁下空間が低く1点固定形式としている。	Duisburg-Neuenkamp (西ドイツ)			1点固定
かもめ大橋 (大阪市)				Kühlbrand (西ドイツ)			
六甲大橋 (神戸市)				Luling (アメリカ)			
大和川橋梁 [阪神公団] (大阪市)				Saint-Nazaire (フランス)			2点固定
安治川橋梁 [阪神公団] (大阪市)			桁下空間が高く、2点固定のフレキシブルタワーとしている。	Zarate-Brazolargo (アルゼンチン)			
名港西大橋 [日本道路公団] (名古屋市)			温度、地震力の軽減を考え、ばね等により長周期構造に調整している。	Bonn-Nord (西ドイツ)			オールフリー
横石島橋・岩黒島橋 [本四公団] (香川県)				Rande (スペイン)			
横浜港横断橋 [首都公団] (横浜市)				Pasco-Kennewick (アメリカ)			

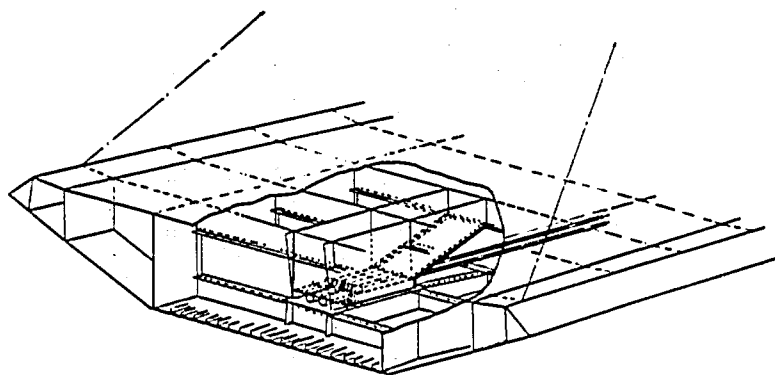


ケーブル断面



7本より $\phi 12.7\text{mm}$
亜鉛めっきPC鋼より線 $\times 61$ 本

主桁側取付部



塔側取付部

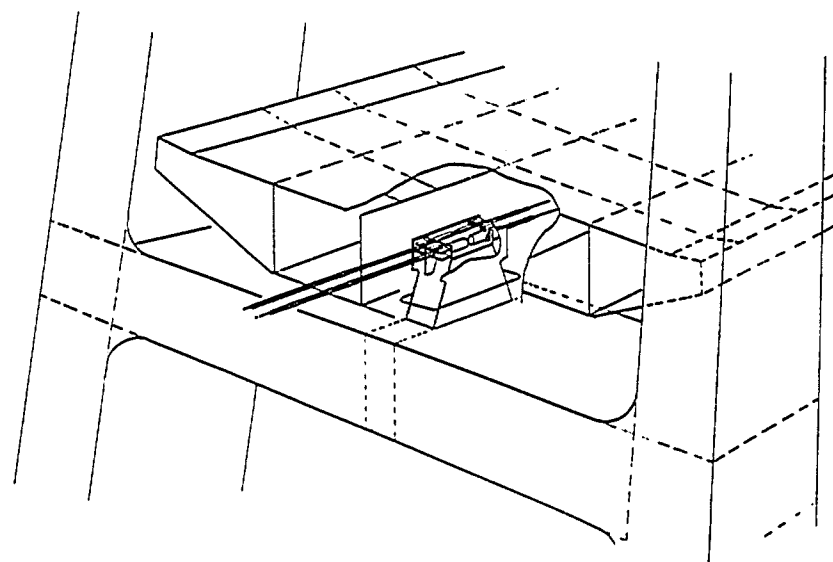


図 5.1 名港西大橋弾性拘束ケーブル

に架設される道路・鉄道併用橋として計画され、現在架設中である。両橋は、同規模同型式となり、上路部が道路、下路部が鉄道のダブルデッキートラス、マルチケーブル型式の3径間連続鋼斜張橋で中央支間長は、420 mである。

本橋は、道路・鉄道併用橋として計画されているため、桁重量が一般の斜張橋に比較して重く、さらに列車走行のために設けられる伸縮装置（緩衝桁）の規模からの制限等により、風や地震に対しての変位拘束法が重要な検討課題とされていた。このため、地震力の軽減、各橋脚への分散、橋軸方向の移動量の制限、構造の容易性、主塔の断面力等の点に留意して、両端橋脚2点弾性固定方式が選定されている。図5.2に示すように皿ばねを用いた弾性固定支承を両端橋脚に設け、橋軸水平方向に対して弾性的に固定することにより固有周期を長くし、地震動による応答地震力を小さくして、両端橋脚に分散する方式が採用された。本橋では、片端当たり6,000 t/m、両端で12,000 t/mのばね強さが適当と判断され、外径700 mm、内径350 mm、板厚32 mmの皿ばねを2枚重ねて34段×5列に組み合わせた構造とし、桁の橋軸方向変位を三角リンクにより鉛直方向に転換する構造となっている。このスプリング沓は、1基あたり3,000 t/mのばね強さを有し、片端に各々2基設けられている。

また、実際の地震において発生する変位が予測値を上まわり緩衝材等に悪影響を与えることも考えられ、スプリング支承の他に橋軸方向の変位制御装置（ストッパー）を設ける構造となっている。

5.3 東神戸水路橋^{23),24)}

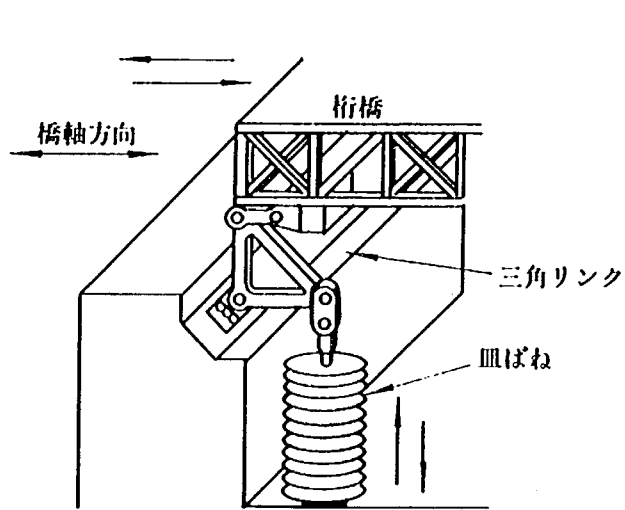
東神戸水路橋は、阪神高速道路湾岸線の神戸地区に建設が予定されている中央支間長485 mを有するダブルデッキートラス斜張橋である。本橋は、橋脚及び塔のどの点も可動とする、いわゆるオールフリー構造系を採用して地震力の下部工への影響を大幅に軽減するための設計検討が行われている。

各種の検討の結果、オールフリー構造が最も経済的で有利であるという結論に達したが、このために従来にはない長周期構造物となり、地震及び風による作用力、及び主桁の移動量の正確かつ安全側な評価、塔が主桁に直接的に拘束されないため、塔の座屈安定性を検討、さらに、主桁の移動量が大きい場合、桁端部の伸縮継手等の構造等に対する詳細な検討が行われている。

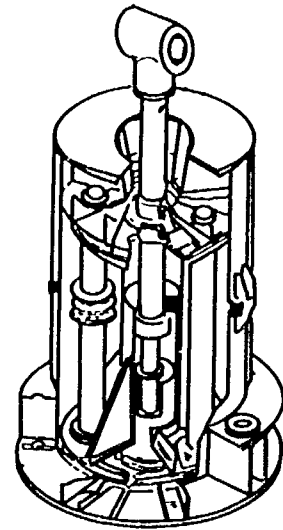
また、東神戸水路橋の下部工の設計において換算震度という概念が用いられている。道路橋示方書によれば、耐震設計上の地盤面以深については、地震力を考慮しないこととしているが、ケーソンのように大きな物体が地盤の中で相対的な加速度を受けるであろうことは容易に予想され、長大橋の基礎としてのその安全性を確保するためにFEM動的解析により作用地震力に対する検討が行われている。ここで、考え方の基本となっているのは、図5.3に示すようにケーソンの安定計算上のポイントとなるケーソン前面の地盤反力に着目し、FEM動的解析による前面の最大地盤反力と等価になるような力を道路橋示方書のケーソンモデルに換算震度として与えるという点である。

5.4 大和川橋梁³⁾

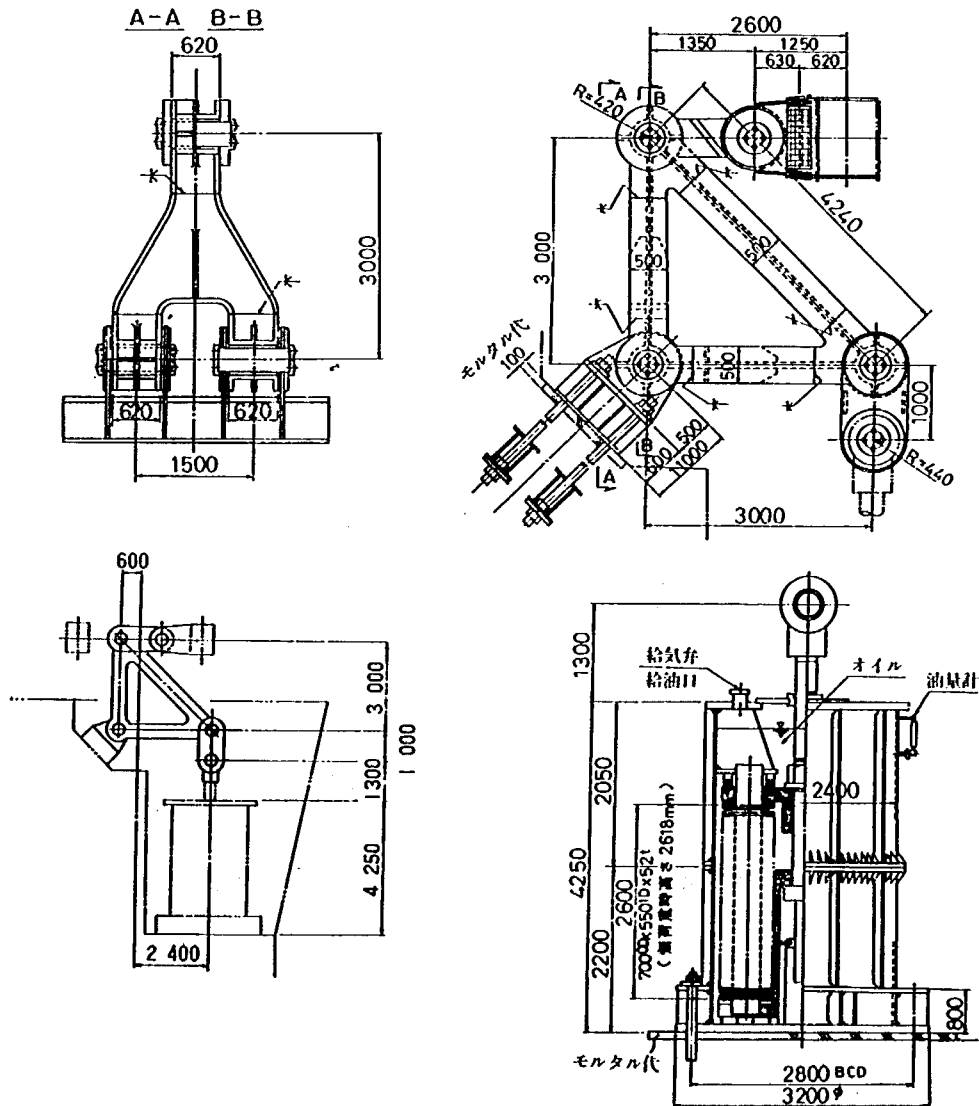
大和川橋梁は、阪神高速道路大阪湾岸道路が大和川を渡河する区間に架設されている中央支間355 mの斜張橋である。本橋は、立地条件上、河川と24度の斜角をもって交差するという特殊な線形を有するため、耐震



(a) 弾性固定支承概念図

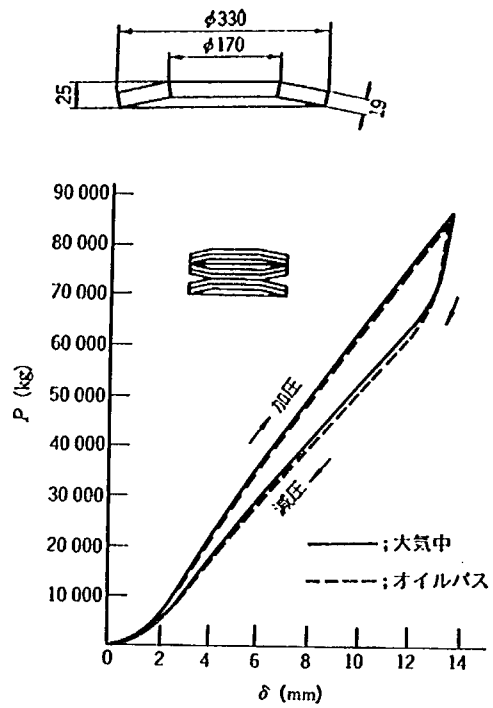


(b) スプリング支承全体図

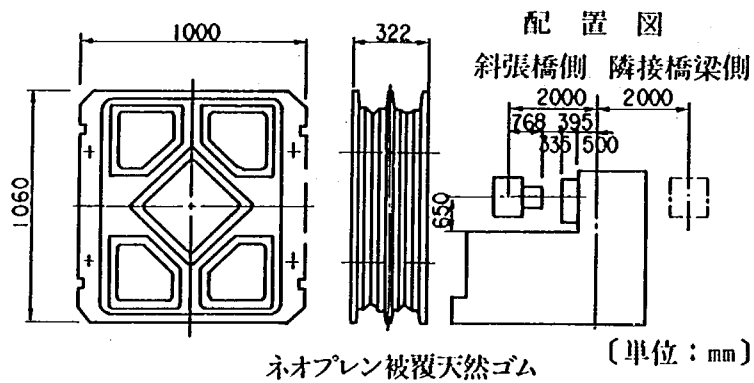


(c) スプリング支承詳細図

図 5.2 (1) 櫃石島・岩黒島橋弾性固定支承

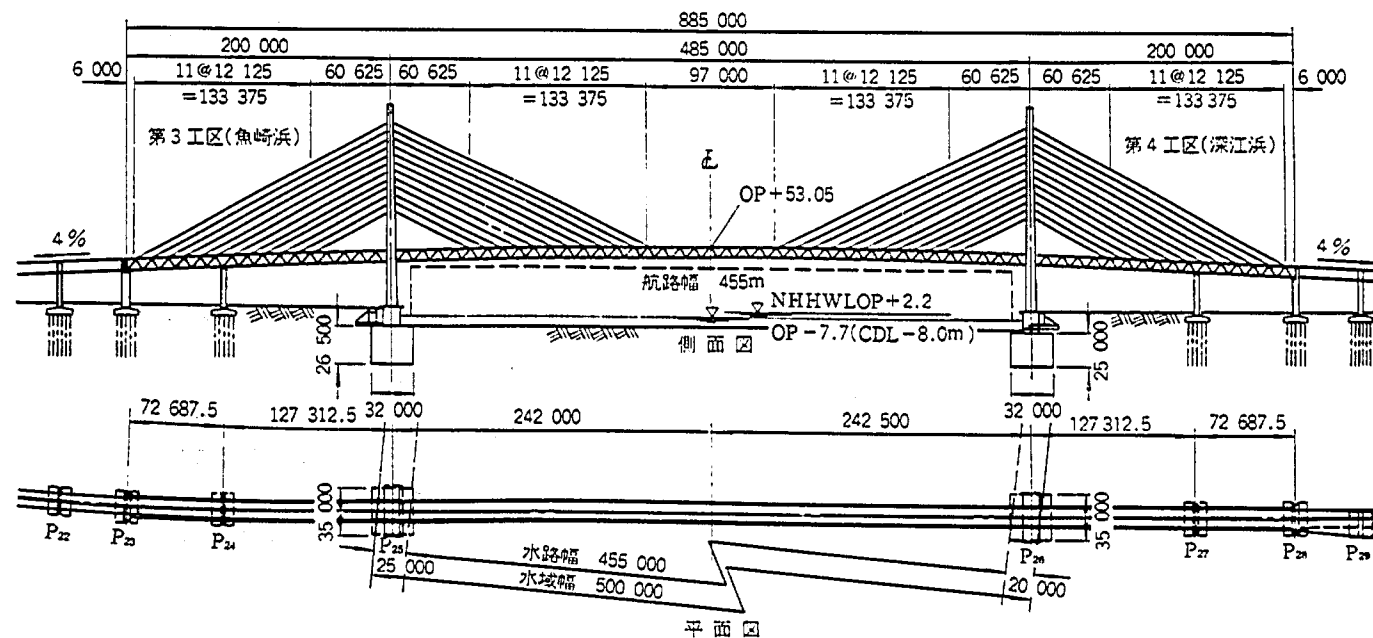


(d) 皿ばね



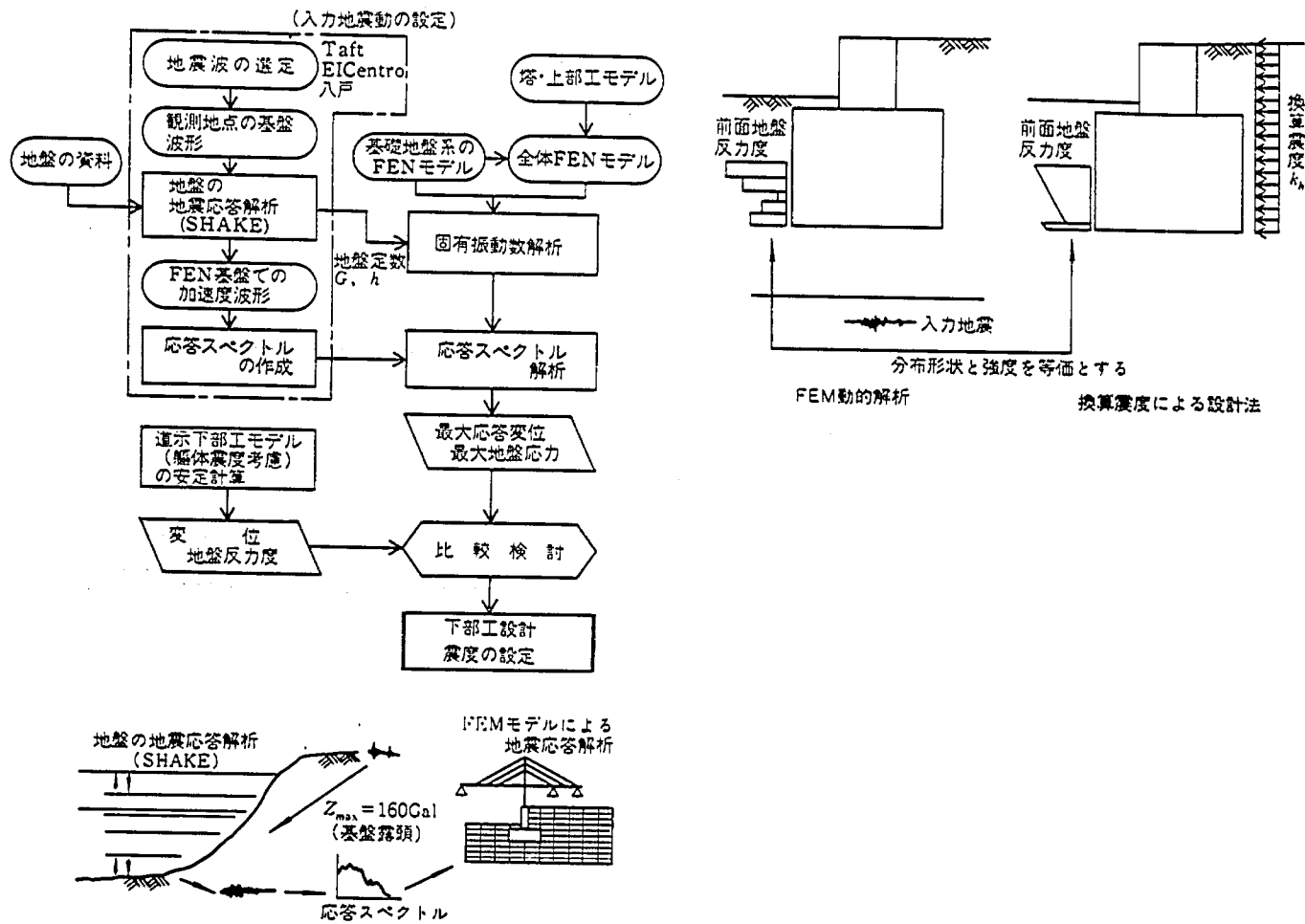
(e) ストッパー詳細図

図 5.2(2) 櫃石島・岩黒島橋変位制御位置



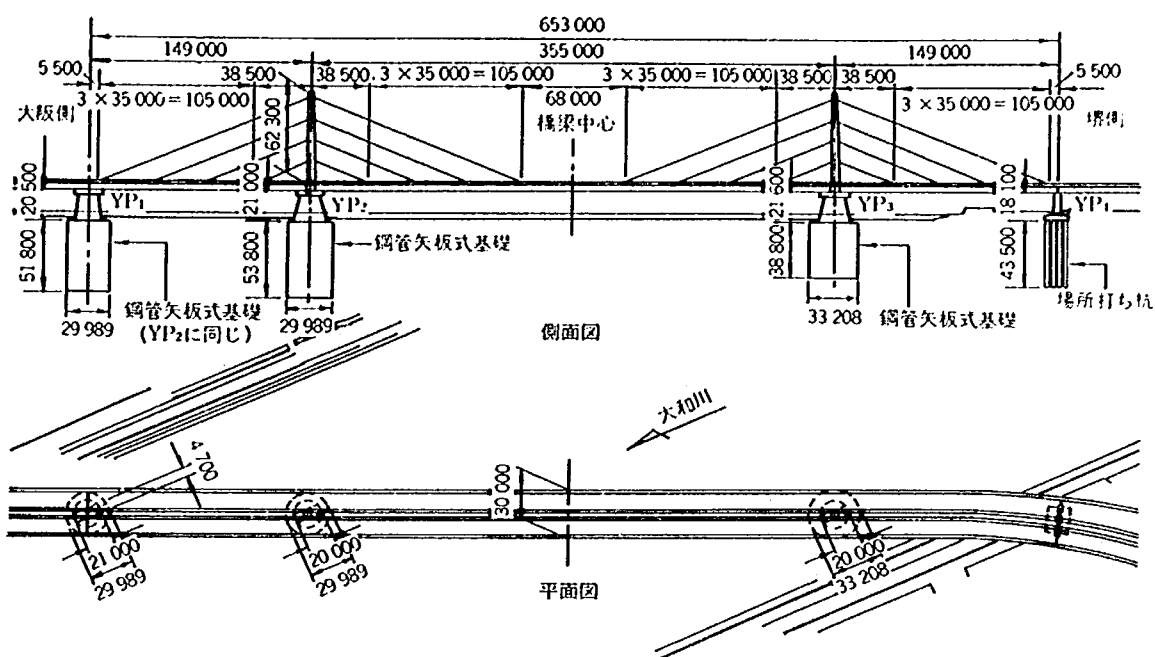
(a) 東神戸水路橋の一般図

図 5.3(1) 東神戸水路橋

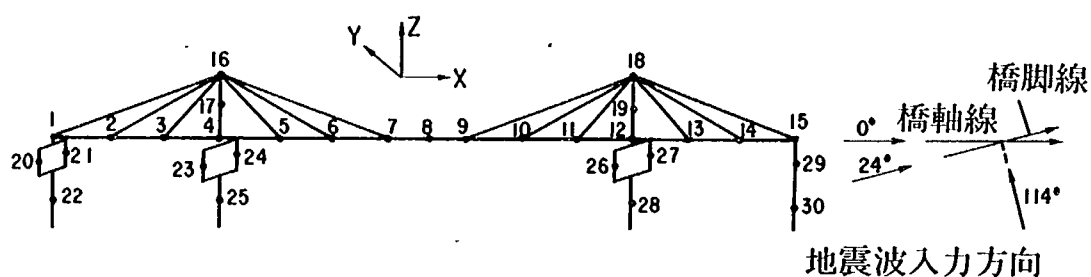


(b) 換算震度による設計法

図 5.3(2) 東神戸水路橋



(a) 大和川橋梁一般図 (単位mm)



(b) 立体解析モデル

図 5.4 大和川橋梁

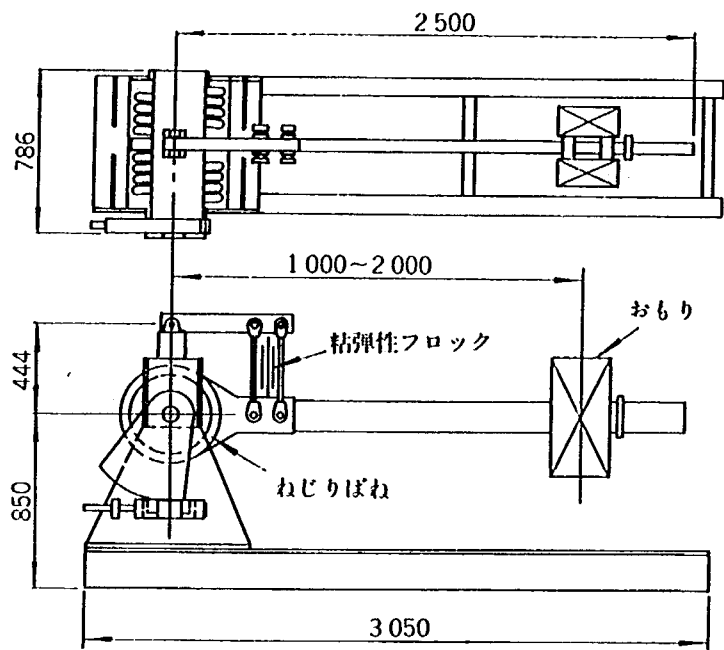
性の検討が重要な課題とされていた。

大和川橋梁上部工耐震設計指針では、図 5.4 に示すように橋脚及び基礎の下部構造を含めた全橋モデルを用いた応答スペクトル法による動的解析によることを原則としている。考慮すべき地震動の方向は、上部工に対しては橋軸方向と橋軸直角方向、橋脚に対しては河流方向とこれに直角方向としている。また、方向別地震力の影響を考慮するために、橋軸方向地震入力による応答値と橋軸直角方向地震入力による応答値のうち、いずれか小さい方の値を $2/3$ とし、これと大きい方の応答値との2乗和平均値を用いて各部の応力を検討する手法が採用されている。

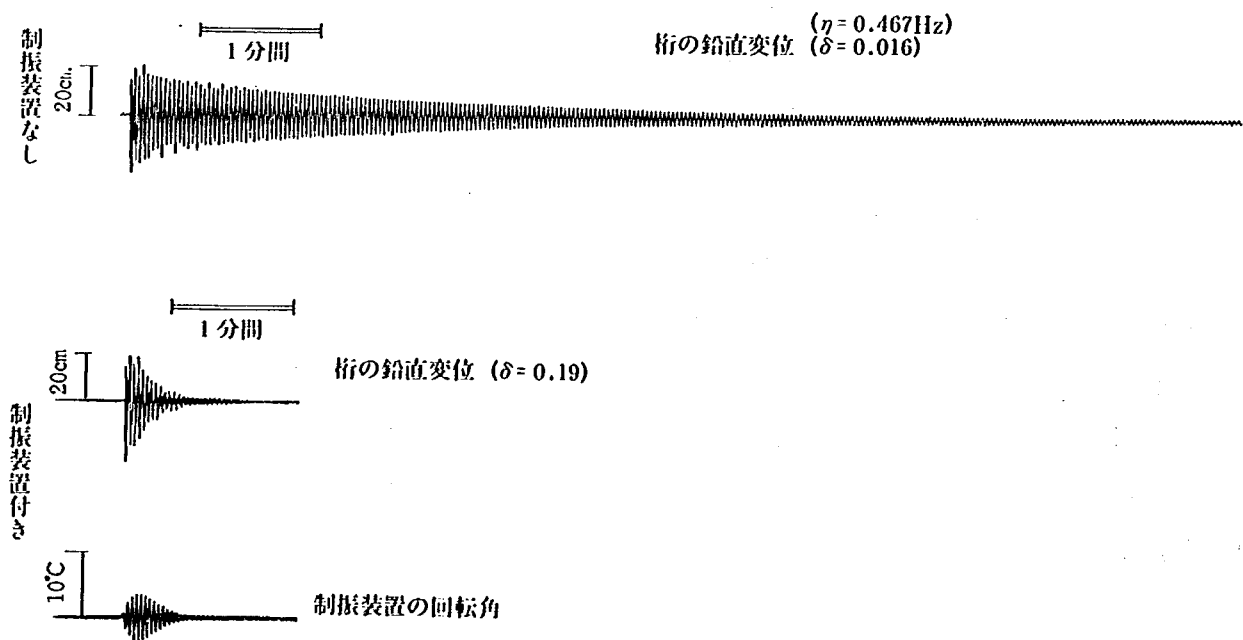
5.5 動吸振器²⁵⁾

動吸振器は、架設段階の橋梁において、完成系よりも剛性が低く、風等による振動を抑える目的で、斜張橋及び吊橋の塔、張り出し架設時の桁等に設置されるものである。図 5.5 は、一般国道 299 号が秩父市内で

荒川を渡河する位置に架設された秩父橋の架設時に用いられた動吸振器を示したものである。秩父橋では、動吸振器の制振効果の検証実験を実施しており、図5.5(b)はこの結果を示したものである。



(a) 動吸振器 (TMD)



(b) 制御装置の効果

図 5.5 制御装置

6. まとめ及び今後の課題

6.1 本調査結果のまとめ

本調査では、現在までに建設もしくは設計検討された斜張橋について耐震設計の基本的な考え方を調査するとともに実橋の振動実験結果、斜張橋に用いられている各種の制振構造に関して調査を行った。本調査の結果、以下の項目が明らかになった。

- 1) 振動実験から得られた斜張橋の固有振動数及び固有振動モードは、現在一般によく用いられる多質点の線形フレームモデルによる固有値解析結果とある程度よく一致している。したがって、現有の手法により求めた固有振動数及び固有振動モードは、斜張橋の実際の固有振動特性をかなり良く表現していると考えてもよい。
- 2) 斜張橋の基本固有振動数は、最大支間長とおおむね逆比例の関係があり、鉛直曲げ振動、ねじり振動、橋軸直角水平振動に対してそれぞれ式(4-2)、(4-3)、及び(4-4)で与えられる。ただし、橋軸直角方向に対しては、データ数が非常に少ないため、今後再検討が必要である。なお、基本固有振動数に及ぼす塔形式、補剛桁形式については、データ数が少なく、はっきりした傾向は把握できない。
- 3) 加振方向別に減衰定数と振動次数との関係を調べると、ある特定の振動次数で、その前後の振動次数に比較して相対的に減衰定数が急に変化している例があるが、大勢としては、振動次数による減衰定数の有意な変化はないように思われる。
- 4) 各加振方向別に実験で得られた1次～7次程度までの振動次数に対する減衰定数を単純平均した値(平均減衰定数)は、最大支間長とおおむね逆比例の関係があり、鉛直曲げ振動、ねじり振動、橋軸直角水平振動に対して、それぞれ式(4-8)、(4-9)及び(4-10)により与えられる。ただし、橋軸直角水平振動に対しては、データ数が非常に少ないために今後再検討が必要である。
- 5) 平均減衰定数と基本固有周期の関係には、大きなばらつきがあるが、鉛直曲げ振動、ねじり振動、橋軸直角水平振動に対して、それぞれ、式(4-11)、(4-12)、及び(4-13)のようになる。ただし、橋軸直角水平振動に対しては、データ数が非常に少ないために今後再検討が必要である。なお、これらの値は、一般橋に対する振動実験から求められた式(4-15)の関係式で与えられる減衰定数よりもかなり小さく、このような形で整理すると加振方向別にそれぞれ式(4-17)、(4-18)及び(4-19)のように与えられる。
- 6) 斜張橋は、吊り桁系、塔系、ケーブル系とそれぞれ多様な構造形式をとりうるものが可能であり、塔と桁の結合方式に着目すれば、桁下空間が低く、RC橋脚上に斜張橋上部工を載せて、主塔下橋脚を固定とするもの、フレキシブルタワー形式とするもの、弾性拘束ケーブル、皿ばね、タワーリンク等を用いるもの、あるいは桁と塔及び橋脚を全て可動とするオールフリーとする等の種々の検討、工夫がなされている。
- 7) 斜角を持った斜張橋では、橋軸方向地震力と橋軸直角方向地震力を合成して耐震計算に用いる地震力とした例がある。
- 8) 軟弱地盤中の大型ケーソン基礎に用いる地中震度について検討された例がある。

6.2 今後の検討課題

- 1) 今回、調査した範囲では、上部工の減衰定数が下部工への作用力を含めて全体系の地震応答に最も大きな影響を及ぼすものでありながら、現在までに十分な検討が行われていない項目であることが明らかとなった。一般に耐震計算では上部工に対して2～5%程度の減衰定数を仮定するが多いが、6.1節5)に示したように既往の実測事例は一般にこれよりもかなり小さい値を示している。実測値は、微小振動振幅時の値を反映しており、地震時に推定される大振幅時には、さらにこれよりも大きな減衰定数が得られるとされているが、どのような条件でどの程度の増加を見込むことが可能なかを早急に検討することが重要である。また、従来耐震設計上重要な橋軸方向及び橋軸直角方向に対する加振振動実験の事例が非常限られていることから、今後積極的にデータを蓄積していくことが重要と考えられる。
- 2) 主塔の安全性は斜張橋の安定上必須の条件である。我が国では、従来、伝統的に一方向ずつ地震力を作用させて耐震計算を実施している。しかしながら、一般に長い固有周期を有する斜張橋では、長い卓越周を有する地震動に対する応答が重要となる関係から、振動継続時間が長くなり、この間に水平2方向の地震がともに大きな値を同時に持つ機会が増加すること、また、長周期系の構造物では、非線形域に入った場合の損傷の蓄積度が大きいと考えられることから、水平2方向の地震力の取り扱いについて検討する必要がある。
- 3) 上記2)と同じ理由により、大地震に対する主塔基部の耐震性の検討が重要である。一般に現在耐震計算に考慮されている地震力は、中程度の地震に対する地震動であり、大地震時には、これよりもさらに大きな地震力が見込まれる。このような地震力に対する主塔基部、特に鋼製の主塔の耐震性に関して慎重に検討する必要がある。
- 4) 軟弱地盤中の下部工の耐震性に関しては、地中震度の取扱い、動的な照査方法の開発を含め、今後検討していく必要がある。
- 5) 斜張橋のように複合部材から構成されている構造物に対しては、基本的に動的解析で設計を決めていくのが今後の方向ではないかと考えられる。しかし、従来の設計の流れとの関係、あるいは、最低のレベルを保証しようという観点から、震度法による耐震計算も今後用いられると考えられる。このような目的のために、各部の振動周期に応じて震度を定める方法を検討しておく必要がある。
- 6) 斜張橋の地震応答は、大勢としては線形解析モデルによりある程度の精度で表現することが可能と考えられるが、ケーブルのサグの影響、遊動円木振動による上下方向振動の影響、主塔の幾何学的非線形性、支承部のエネルギー吸収等、非線形な挙動を示すものが多い。したがって、こうした影響を取り入れ得る非線形動的解析手法を開発していくことが必要である。
- 7) 斜張橋は、吊り桁系、塔系、ケーブル系それぞれに対して多様な構造形式をとることが可能であり、特に支承構造、塔と桁の結合方式、ケーブルの配置の面から耐震性に優れた構造形式について検討していくことが必要である。

参考文献

- 1) 伊藤学：橋，オーム社，昭和60年
- 2) 社団法人道路協会：名港西大橋の設計施工に関する調査報告書，昭和60年3月
- 3) 阪神高速道路公団：大和川橋梁工事誌，昭和59年3月
- 4) 財国土開発技術研究センター：幸魂橋設計施工技術検討報告書，昭和60年3月
- 5) 土木学会：斜張橋資料集成，1976年2月
- 6) 建設省土木研究所：尾道大橋振動実験報告書，土木研究所資料第376号，昭和43年3月
- 7) 建設省土木研究所：未広大橋振動実験報告書，土木研究所資料第1134号，昭和51年3月
- 8) 建設省土木研究所：水郷大橋振動実験報告書，土木研究所資料第1349号，昭和53年3月
- 9) 三村長二郎，竹田哲夫，小関喜久夫，正村芳久，徳山清治：P C斜張橋の応力性状・振動特性などの実測と考察—三保ダム・松ヶ山崎の場合—，鹿島建設技術研究所年報第27号，昭和54年6月
- 10) 三村長二郎，竹田哲夫，正村芳久，徳山清治，日紫喜剛啓：P C斜張橋の応力性状・振動特性などの実測と考察—久慈線・小本川橋梁の場合—，鹿島建設技術研究所年報第28号，昭和55年7月
- 11) 倉島収，松橋省，石井和夫，前田研一：2径間非連続桁斜張橋の構造特性と実橋試験，—合掌大橋（旧名：新滝橋）—，橋梁と基礎81—1，1981年1月
- 12) 福岡悟，林秀侃，西岡敬治，枚本正信，讃岐康博：大和川橋梁の振動実験，橋梁と基礎84—3，1984年3月
- 13) 小松定夫，岡田重豊，川谷充郎：六甲大橋（トラス型斜張橋）の現地振動実験，橋梁と基礎79—5，1975年5月
- 14) 小坪清真，烏野清，高西照彦，園田敏矢，小深田信昭：P C斜張橋の振動特性の実測と理論的考察，第39回年次学術講演会講演概要集，昭和59年10月
- 15) 多田浩彦：最近の斜張橋建設技術の動向，昭和60年度土木研究所講演会概要集，昭和61年3月
- 16) 前田幸雄，前田研一，米田昌弘：斜張橋のたわみ風琴振動におけるシステムダンピング効果に関する研究，土木学会論文集第344号I—1，1984年4月
- 17) 小川英信，成井信：P C斜張橋上部工設計指針案，橋梁と基礎82—7及び9，1982年7月及び9月
- 18) 小川英信，成井信：P C斜張橋の紹介，橋梁と基礎82—3及び4，1982年3月及び4月
- 19) Podolny, W. and Fleming, J. F.: Historical Development of Cable - Stayed Bridge, Proc. of ASCE, ST 9, Vol 98, 1972
- 20) Fleming, J. F.: Dynamic Behaviour of a Cable - Stayed Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 8, 1—16, 1980
- 21) 川島一彦：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎85—8，1985年8月
- 22) 成田信之，柱樹正隆：動的載荷試験，橋梁と基礎77—6，1977年6月
- 23) 河井章好，塚原悌二，北沢正彦，吉田聡：基本構造系をオールフリーとする長大斜張橋の設計基本検討，橋梁と基礎85—6及び7，1985年6月及び7月
- 24) 河井章好，塚原悌二，北沢正彦，吉田聡：東神戸水路橋の大型ケーソンの耐震設計，橋梁と基礎85—11

及び12, 1985年11月及び12月

25) 嶋田和則, 大久保貴美男, 藤澤伸光, 五十畑弘, 鞆一: 複合斜張橋 (秩父橋) 上部工の施工, 橋梁と基礎85—12, 1985年12月

27) 山下理雄, 加島延行: スプリング支承をもつ斜張橋の耐震性, 本州四国連絡橋計画における最近の話題, JSEEP NEWS No77, July, 1984

斜張橋の耐震性に関する研究
—(その1) 振動実験から見た斜張橋の振動特性—

I S S N 0386-5878
土木研究所資料第2388号
昭和61年6月(1986年)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 速上 茂樹
吾田 洋一

キーワード：斜張橋、耐震設計、振動実験

要 旨

近年、長大スパンの斜張橋の採用事例が急増している。これは、斜張橋が従来の吊橋と連続桁橋の中間の特性を有し、吊橋のように巨大なアンカー基礎を必要とせず、軟質な地盤上に建設される長大橋として構造的に適しているとともに、橋梁技術の進歩に伴い、長大スパン化が可能となったためである。しかしながら、斜張橋に対しては、従来震害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情である。

本報告は、既往の斜張橋の実橋振動実験結果の調査を行うとともに、斜張橋の耐震設計上の問題点を整理検討した結果をとりまとめたものである。

