



土 木 研 究 所 資 料

第 738 号

本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告

昭和 47 年 3 月

建設省土木研究所

目 次

第 1 章	概 説	1 - 1
1. 1	土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯	1 - 1
1. 2	昭和 46 年度における委託研究内容および研究組織	1 - 1
1. 3	昭和 46 年度における研究結果の概要	1 - 3
第 2 章	道 路 部 設 計 荷 重	2 - 1
2. 1	本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重	2 - 1
2. 2	本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重に関する問題点	2 - 1
2. 3	問題点に対する検討結果	2 - 2
2. 4	道路部設計活荷重第 1 次案	2 - 5
2. 5	今後の調査計画	2 - 6
第 3 章	吊 橋 の 耐 風 性	3 - 1
3. 1	調査の目的	3 - 1
3. 2	風洞模型実験の方法	3 - 2
3. 3	模型実験結果とその考察	3 - 6
第 4 章	多 径 間 吊 橋 の 耐 震 性	4 - 1
4. 1	概 説	4 - 1
4. 2	多径間吊橋地震応答解析結果	4 - 1
4. 3	カンチレバートラス橋地震応答解析結果	4 - 2
第 5 章	下 部 構 造 の 耐 震 性	5 - 1
5. 1	概 説	5 - 1
5. 2	耐震実験の概要	5 - 1
5. 3	実験の結果	5 - 3
5. 4	考 察	5 - 5
第 6 章	基礎地盤のクリープ特性	6 - 1
6. 1	調査目的	6 - 1
6. 2	調査方法	6 - 1
6. 3	調査結果	6 - 3
6. 4	現状分析と今後の問題点	6 - 5
第 7 章	海中鉄構に作用する潮流力および波力	7 - 1
7. 1	海中鉄構に作用する潮流力	7 - 1
7. 2	海中鉄構に作用する波力	7 - 4

第 1 章 概 説

1.1 土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯

建設省における本州四国連絡橋の調査は、道路事業調査費、本州四国連絡架橋調査費により、昭和34年度から開始された。当初は土木研究所が中心となり、近畿・中国・四国各地方建設局と協力して候補各路線の地質調査、設計調査、基礎工法調査、試験調査などの諸調査が進められたが、昭和38年度に近畿地方建設局に本州四国連絡架橋調査事務所が開設されるにょび、現地関係の諸調査および設計調査は主として調査事務所が担当し、土木研究所は、地質、基礎工法、施工法、設計、海洋気象各調査の一部および試験調査を担当してきた。

一方、日本国有鉄道は昭和30年以降、海底トンネルにより本州と四国を連絡する構想のもとに、独自に調査を進めていたが、建設省が上記の諸調査を開始すると、海底トンネル計画を道路鉄道併用橋に切替え、建設省と並行して調査を続行した。

この間、昭和36年度から昭和42年度にわたり、建設省と日本国有鉄道（昭和39年以降は日本鉄道建設公団）は共同して、連絡橋の技術的可能性および実現性の検討と、設計指針の作成を土木学会に委託し、土木研究所は上記の諸調査を進めるとともに学会に設置された本州四国連絡橋技術調査委員会ならびにその下部機構である上部構造専門部会、下部構造専門部会、耐風設計小委員会、耐震設計小委員会の幹事として検討資料の収集、設計指針原案の作成にあたった。

その後、日本鉄道建設公団が設立されるにょび、昭和39年度以降、鉄道関係の調査は同公団に引継がれ、また近畿地方建設局本州四国連絡架橋調査事務所は昭和44年度に廃止され、道路関係の調査は昭和44・45年の両年度、日本道路公団に伸継された。さらに昭和45年度には本州四国連絡橋公団が新設され、従来道路と鉄道に分れて実施されていた調査を一本化して実施調査が推進されるにいたった。

このような調査母体の変遷に伴って、当初道路事業調査費・本州四国連絡架橋調査費で実施された土木研究所における調査も、昭和44・45年の両年度には東京湾等他の長大架橋計画の調査と合せて道路事業調査費・大規模特殊事業調査費に切替えられ、本年度以降は本州四国連絡橋公団からの委託研究費で実施される運びとなったものである。

1.2 昭和46年度における委託研究内容および研究組織

前節に記した建設省および日本国有鉄道（昭和39年度以降は日本鉄道建設公団）における調査で、本州四国連絡橋の技術的可能性および実現性が確認されるにいたったが、着工を目前にひかえた本州四国連絡橋公団は、実施計画の完成を目標に昭和44年度9.5億円、昭和45年度40億円の調査費をもって、土木研究所への委託を含む広汎な調査を実施している。

本年度における当研究所の受託項目は次のとおりである。

- i) 本州四国連絡橋の道路部設計活荷重の検討調査
- ii) 中央支間長2,000mの3径間吊橋および中央支間長1,500mの5径間吊橋の耐風調査
- iii) 中央支間長1,500mの5径間吊橋およびカンチレバートラス橋の耐震調査
- iv) 吊橋下部構造の耐震調査
- v) 基礎地盤のクリープ特性調査
- vi) 海中鉄構に作用する潮流力および波力の調査

これらの受託研究を遂行するため、昭和46年度には特に1,500万円の本州四国連絡橋関係委託研究費が認められ、下記の研究室がそれぞれの項目に関する研究を実施した。

研究室名	研究項目
橋梁研究室	道路部設計活荷重の検討
構造 "	吊橋の耐風性
振動 "	多径間吊橋、取付橋梁および吊橋下部構造の耐震性
基礎 "	基礎のクリープ特性
河川 "	海中鉄構に作用する潮流力
海岸 "	海中鉄構に作用する波力

また、受託研究の円満な遂行をはかるため、構造橋梁部長を主査とし、上記諸研究室および試験所ならびに企画課を構成員とする本州四国連絡橋受託研究連絡会が所内に設けられたほか、本州四国連絡橋公団の技術理事をはじめとする関係者および土木研究所の所長以下の関係者による定期的協議会も設置された。

なおこの他、吊橋主塔の多柱基礎の施工に関連する大口径海中基礎掘削機に関する調査が、機械研究室において道路事業調査費・大規模特殊事業調査費によって実施されている。

1.3 昭和46年度における研究結果の概要

昭和46年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。なお詳細は、前節にのべた受託項目別に次章以下に報告してあるので参照されたい。

(1) 道路部設計活荷重の検討

現在設計に用いられている本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重に関する問題点を指摘し、活荷重の大きさの計算式中の支間長として影響線の全長をとり載荷は影響線の同一符号区間に限ること、道路橋示方書と同じ線荷重を考慮すべきこと、橋幅方向には主載荷重と従載荷重の別を考え後者を前者の $\frac{1}{2}$ とすべきこと、ならびに現行のものより低い活荷重強度の計算式を提案した。

(2) 吊橋の耐風性

本州四国連絡橋公団より提示された中央支間長2,000mの3径間吊橋および中央支間長1,500mの5径間吊橋の設計案につき風洞模型実験を行ない、前者の一案は満足すべき耐風性を有するが、床組を変えた他の案の耐風性はやや低下すること、後者の耐風性はまだ十分とは云えないこと、下横構の下弦材近くに水平な板状構造物をおけば耐風性が向上すること、ならびに中央分離帯を開床としその幅を拡げれば耐風性が改善されることを明らかにした。

(3) 多径間吊橋および取付橋梁の耐震性

中央支間長1,500mの5径間吊橋およびカンチレバートラス橋の上部構造の地震応答を電子計算機で解析し、前者については、振動モードの計算値と別に実施した実験値が一致すること、橋軸方向の主塔の応答は多柱基礎の固有周期の影響をうけること、橋軸直角方向の主塔の応答において一部の部材に大きな応力を生ずること、また後者については、支承付近の下弦材に大きな応答値があらわれることを明らかにした。

(4) 下部構造の耐震性

多柱基礎およびケーソン基礎の大型振動台による予備的模型実験を行ない、この種の実験により両種の基礎の設計々等方法の精度を確認できる見通しをえた。

(5) 基礎地盤のクリープ特性

陸上部で採取された神戸層郡多井畑累層に属する凝灰質細粒砂岩の試料につき、物理的特性試験、1軸圧縮試験、3軸圧縮試験、高圧3軸クリープ試験、圧密試験を行ない、クリープ特性を明らかにするとともに粘弾性モデルによる解析を行なった。

(6) 海中鉄構に作用する潮流力および波力

潮流力については、鳴門海峡に設けられた海上作業用足場を利用して現地観測を行なうとともに、土木研究所構内で行なう水理模型実験の準備を行なった。波力につい

ては、潮流力同様の現地観測により作業足場内における波浪減衰、波高と波力の関係を明らかにするとともに構内水理模型実験を実施した。

なおこれらの研究結果の多くは、次年度以降も継続さるべき調査研究の中間的成果であることをお断りしておく。

構 造 橋 梁 部 長

大 久 保 忠 良

第 2 章 道路部設計活荷重

橋 梁 研 究 室

国 広 哲 男

朝 倉 肇

2.1 本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重

現在、設計に用いている標記示方書案（以下においては本四案と略称する）のなかから、吊橋の補剛トラス・ケーブル・塔・アンカーおよび吊橋以外の構造の橋の主構の設計に関する自動車荷重の規定を抜粋すると、つぎのようである。

(1) 吊橋の補剛トラス・ケーブル・塔・アンカー

吊橋の補剛トラス・ケーブル・塔・アンカーの設計に用いる自動車荷重の大きさは、つぎのとおりである。

$$p = n \times \alpha \times 2,000 \left(0.32 + \frac{170}{200 + \ell} \right)$$

ここに、 p ：単位橋長あたりの自動車荷重 (Kg/m)

n ：計算で考慮する車線数

α ：低減率 ： $n = 2$ のとき $\alpha = 1.0$
 $n = 3$ のとき $\alpha = 0.9$
 $n \geq 4$ のとき $\alpha = 0.8$

ℓ ：中央径間長 (m)

p は対象とする部材に最大応力を生ずる位置に載荷する。

(2) 吊橋以外の橋の主構

吊橋以外の橋の主構の活荷重は、支間が 200m までは道路橋示方書の規定による。支間が 200m をこえる場合は、つぎの式による。

$$p = n \times \alpha \times 2,000 \left(0.32 + \frac{170}{200 + \ell} \right)$$

ここに、 ℓ ：支間 (m) 注) p , n , α の意味は(1)に同じ p は対象とする部材に最大応力を生ずる位置に載荷する。

2.2 本四設計示方書案の道路部設計活荷重に関する問題点

従来の吊橋の活荷重体系をみると、吊橋の解析自体が困難なために、荷重体系もそれに応じて簡略化されてきたという感が強い。ところが最近の解析技術の進歩から、荷重体系

を簡略なものにすることは必ずしも必要とはしなくなりつつある。

そこで、本四案と現在の道路橋示方書（以下道示と略称する）の荷重体系のくい違いを是正することを中心に荷重体系に検討を加えてみた。

その結果以下のような問題点が明らかになった。

(1) ℓ の取り方について

荷重強度を決める際に本四案では、吊橋に対しては中央径間長 ℓ を、吊橋以外の橋に対しては、道示と同様に単純構造連続構造の別にかかわらず対象とする支間長 ℓ を用いることとしており、橋の形式によりとり扱いがことなるがその根拠が明瞭でない。

(2) 線荷重について

本四案では、線荷重を考慮していないが、吊橋の補剛トラスのように影響線の形がとがっている場合には、その影響を無視できない。すなわち、本四案によって設計された場合には、設計自動車荷重（T-20）以上の重量の車（たとえば積載重量違反車とか、ある条件の下に通行を許す特認車）に対する余裕の少ない部材がでてくるおそれがある。

(3) 幅員方向の荷重低減方法について

本四案では、車線数に応じて全車線の荷重強度を均等に低減しているが、幅員方向の偏載を考慮したり、上下方向車線が同じように渋滞する可能性は極めて低いということを考慮すると、道示と同様主載荷重と従載荷重とを考慮し、幅員の方向にも荷重強度をかえる方が好ましいと考えられる。

(4) 荷重強度式について

本四案の荷重強度式は、50mの長さにおける荷重強度が1車線あたり2000Kg/m、すなわち、総重量20tonの車が50mの間に5台連続するという、実際にはほとんど起りえないような過大な荷重を基本荷重とし、これに走行状態の交通パターンから求めた橋軸方向の荷重強度の低減係数を乗じた形のものである。¹⁾しかし、設計荷重は実際の道路で起る可能性のある渋滞状態を対象に決めた方がよいのではないかと考えられる。

2.3 問題点に対する検討結果

(1) ℓ のとり方について

ℓ のとり方としては、図-2.1に示すように次の3つが考えられる。すなわち

- ① 同一符号の区間の影響線長を用いる。
- ② スパン長を用いる。
- ③ 影響線の全長を用いる。

これらのうち、同一符号の区間の影響線長を用いる場合がもっともきびしい場合とな

る。しかし、吊橋のように長い橋においては、その一部のみが設計荷重相当の非常に混んだ状態となり他の部分には全く車が載っていないというような状態の起る確率は非常に小さいと考えられる。したがって、現実の自動車の通行状態から判断すると、橋全体にわたって車が適当にちらばって載っているという条件すなわち影響線の異符号の部分にも自動車が載っているという条件を考慮して、影響線の同一符号の区間長や橋のスパン長ではなしに影響線の全長によって荷重強度を低減させる方が合理的であるという解釈が生まれてくる。

ここでいう影響線全長とは、たとえば連続げた橋の場合には、その橋の全長のことを意味する。

道示の適用範囲内の支間 $200m$ 以下の 3 径間連続橋といった程度の長さの橋についても上記と同様影響線の同一符号の部分にのみ集中的に車が載る可能性はそれほど大きくないが、この場合には、一般の道路橋に用いられている道示の規定があるので、これによるのが順当であろうと思われる。

どの程度の規模の橋から l として全長を用いれば良いのかという問題については、もう少し検討を要するところであるが、一案としては、道示の適用範囲外すなわち $200m$ 以上の支間を有する橋の場合は l として、橋の全長を用いるといった方法が考えられる。

なお、荷重強度の算出に影響線の全長を用いた場合には、実際の載荷も影響線の全長にわたって載荷させないとつじつまがあわないが、ここでは荷重強度を求めるときの l と実際の載荷長とは、別々にとり扱うことにする。すなわち荷重強度の算出には、影響線の全長を用い、この荷重を影響線の同一符号の区間のみに載荷する。

(2) 線荷重について

中央径間 $500 \sim 1,500m$ 、全長 $800 \sim 3,000m$ の 2 ヒンジ吊橋の補剛トラスについて、鋼道示 5 ton/m の線荷重を影響線の最大値の点に載荷した場合の断面力と線荷重を考えない場合の断面力とを比較した結果、線荷重を考えるとモーメントでは、 20% 程度、せん断力では 40% 程度断面力が増大することが判った。したがって、少なくとも道示と同程度の線荷重は考えるべきであると思われる。(文末の資料参照)

(3) 幅員方向の低減について

2.2 問題点のところで述べたように、本四案で考えているような長大橋に対しても、道示と同様主載荷荷重と従載荷荷重とを考慮する方が好ましいと考えられる。

本来、主載荷荷重は事故等による渋滞状態を想定して、また従載荷荷重は通常の走行状態の荷重強度を対象として定めるのが合理的と思われる。一般に渋滞状態は個々の車

線単位で起るものではなく、同一方向の車線は同時に起ると考えるのが普通であり、また、本四の計画で考えているような中央分離帯のある自動車専用道路が上下車線同時に設計で考えているような厳しい渋滞状態になることも考えられないので、主載荷荷重は片側全車線に、従載荷荷重は反対方向の全車線に載荷するのが良いと考えられる。

全国73地点において建設省によって行われた自動車荷重の実態調査から図-2.2に示すような結果が得られている。すなわち、走行状態時の荷重強度は、非常に渋滞した状態における荷重強度の $\frac{1}{2}$ 以下であることが解った。したがって、従載荷荷重としては、道示と同様に、主載荷荷重の $\frac{1}{2}$ を考慮すれば十分であると考えられる。²⁾

(4) 荷重強度式

本来、設計荷重は非常に渋滞した状態を対象としていると考えられるので、長径間の橋の設計荷重を検討するために、非常に長い渋滞車列に関する調査を行うこととした。今回の調査は以下のような手順で行われた。

- 1) 調査地点として、表-2.1に示す都内5地点を選んだ。これらは、交通量が多く交通が渋滞しがちで、かつ大型車の混入率が比較的高い地点である。
- 2) これらの地点において、交通が渋滞しがちな時間帯に混雑している方の片側車線について約3,000m分の連続写真を撮影した。
- 3) 写真から調査の対象としている車線の各車両の車種と積荷の有無を判別して、図-2.3に示すような交通パターン図を作成した。
- 4) この交通パターン図から各車線別に車両の配列順序を表わす電子計算入力データを作成した。
- 5) この入力データから、渋滞した状態を想定して、車両純間隔1m(この1mという値は、実際に信号等で渋滞している時に見られる車両間隔である。)の荷重列を作成した。なお、車種別の自動車寸法および積荷の有無による重量としては、「自動車諸元表」を参照して表-2.2に示すようなそれぞれの平均的な値を設定した。
- 6) このようにして作った荷重列が20m~1,500mの各種スパンの単純げたに載ったとした場合の最大曲げモーメントを求め、これを等分布荷重に換算した。

なお、(5)、(6)の作業は電子計算機によって行なった。

図-2.4は、このようにして求めた換算等分荷重をプロットしたものである。曲線が途中で切れているものは、車両純間隔1mでつめた状態における荷重列の長さが短かったためである。

各調査地点における通行車両の台数および車種別混合比率は表-2.3に示すとおりであった。

この調査はわずか5地点における結果ではあるが、スパン500m程度以下では本四荷重強度式は過大な値を与えているということはいえよう。

荷重の上記値をどの程度におさえるかということは、かなり問題があるが、支間200mのところでは鋼道示とのくい違いをできるだけ小さくする方向で決めるのが妥当と考えられる。

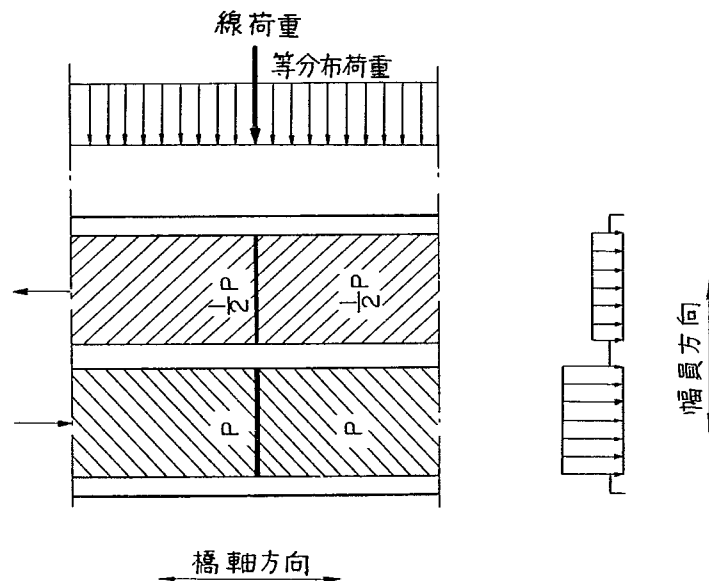
2.4 道路部設計活荷重第一次案

以上のような検討結果をもとに、道路部設計活荷重第一次案として現段階では、次のようなものが考えられる。

主げた、主構、吊橋の補剛トラス・ケーブル・塔・アンカーの設計に用いる自動車活荷重

- (1) 200m以下の支間に対しては、道路橋示方書を適用する。
- (2) 200m以上の支間に対しては、次のとおりとする。

車道部分には一橋につき1個の線荷重と等分布荷重を負載する。荷重は考えている点または部材にもっとも不利な応力を生じるように片側車道部には線荷重Pおよび等分布荷重P（主載荷荷重）を、残りの車道部には、それらのおおのの $\frac{1}{2}$ （従載荷荷重）を載荷する。



載 荷 方 法

$$p = \frac{2,000}{b} \left(0.32 + \frac{170}{200+L} \right)$$

ただし $P \leq 300$

$$P = 5,000$$

ここに p : 等分布荷重 (Kg/m^2)

P : 線荷重 (Kg/m)

b : 車道幅員/車線数 (m)

L : 影響線の長さ (m)^注

注 : たとえば, 単純げたはその支間, 連続げたは, その全長, 3径間の2ヒンジ吊橋の補剛トラスもその全長が L となる。

2.5 今後の調査計画

一応, 上記のような道路部設計活荷重第一次案を作成したが, 長大橋に適用できるような荷重の実態調査結果が非常に少ないので, 3(4)に示したような交通パターン調査をさらに行ない, 荷重強度式, P 荷重の上限値, および, 今回の第一次案では考えていないが主載荷重強度を車線数の増大にともなって低減する必要があるかどうか等について検討を加えるとともに, 試算設計を通じて, この荷重体系に検討を加える予定である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所 : 長大橋の設計活荷重, 本四連絡橋調査資料 Ⅱ 24
- 2) 国広哲男, 朝倉 肇, 井上啓一 : 設計活荷重に関する研究
建設省土木研究所資料第701号, 1971年11月

資料一各種載荷方法の比較

道路部自動車荷重の各種載荷方法について検討するために, 吊橋補剛トラスの断面力を比較してみた。

1. 比較の対象とした荷重の種類と組合せ

1.1 荷重の種類

- (1) 等分布荷重, p : 本四連絡吊橋の設計に從來用いられてきた等分布荷重。

$$p = 2,000 \left(0.32 + \frac{170}{200+\ell} \right) (\text{Kg}/\text{m}/\ell_{\text{ane}}) \text{ [2車線の場合]}$$

ℓ のとり方として, つぎの3ケースを考える :

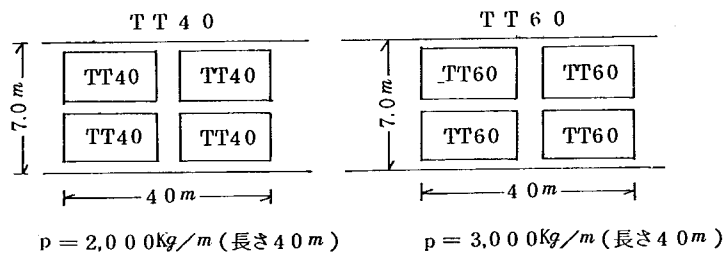
ℓ のとり方	例 示 (吊橋の補剛トラス)	等分布荷重の記号
中央径間長, ℓ_c		p_c
影響線全長 L		p_L
同一符号の影響線長, ℓ_i		p_i

(2) 線荷重, P : 道路橋示方書による $L-20$ の線荷重。

幅員 7.0 m と仮定して 1 車線当り平均強度を用いた。

$$P = \frac{5,000 \times 5.5 + 2,500 \times 1.5}{2} = 1,562.5 \text{ kg/m}$$

(3) トレーラー・トラック荷重, TT : $TT40$ (40 t 車) 群, $TT60$ (60 t 車) 群を考える。



1.2 荷重の組合せ

1.1 に示した荷重を基本に, つぎのような荷重または荷重の組合せを比較の対象とした。

ケース	荷重または荷重の組合せ
①	p_c
②	$p_c + P$
③	$p_L + P$
④	p_i
⑤	$p_c + TT40$
⑥	$p_c + TT60$

2. 断面力計算結果

1.2に示した各ケースについて、吊橋（2ヒンジ，3径間）補剛トラスの曲げモーメントおよびせん断力を求めた結果を，ケース④に対する比をもって示すと，図-2.5のとおり。

3. 考 察

図-(1)の計算例について，従来用いられてきた p_c による断面力と対比して各種載荷状態における断面力の傾向をひろうと，つぎのようである。

- 1) p_c に $L-20$ の線荷重 P を付加することにより，モーメントは約20%，せん断力は約40%増大する。
- 2) p_c よりも低減された p_L に， P を付加した場合で，モーメント増加は約10%，せん断力増加は約25%となる。
- 3) 影響線長をもとにした p_i を載荷すると，モーメントおよびせん断力は20～60%の範囲で増大する。
- 4) p_c にトレーラー群を付加した場合の影響はきわめて大きく，60tトレーラー群を付加した場合でモーメントは約2倍，せん断力は約2.5倍となる。

表-2.1 調査地点

路 線 名	調 査 地 点	車線数 (片側)	調 査 日
一般国道6号線 (水戸街道)	金 町	2	4 6 / 1 2 / 2 1
主要地方道310号 大森高円寺長島線 (環状7号線)	大 原	3	"
主要地方10号 東京浦安線 (環西橋通り)	葛西橋西詰	2	4 6 / 1 2 / 2 2
主要地方10号 東京浦安線 (永代通り)	永代橋四詰	3	"
一般国道131号 国際空港線 (産業通り)	羽田2丁目	2	"

表-2.2 車 種 分 類 表

車 種		占有面積	重 量		電算入力記号	
			空 車	満載車	空 車	満載車
軽 自 動 車		1.5×3.0		1.0	1	1
乗 用 車		1.5×4.0		1.0	2	2
バ ス	小 型	2.0×6.0		4.0	3	3
	大 型	2.5×10.0		10.0	4	4
トラック	2 t 積相当以下	2.0×5.0	2.0	4.0	5 E	5 L
	4 t 積 相 当	2.0×6.0	3.5	7.5	6 E	6 L
	6 t 積 相 当	2.5×7.0	5.0	11.0	7 E	7 L
	8 t 積 相 当	2.5×7.5	6.0	14.5	8 E	8 L
	10 t 積 相 当 および 3 軸車	2.5×9.0	8.0	18.0	9 E	9 L
	トレーラー連結車	2.5×15.0	11.0	27.0	10 E	10 L

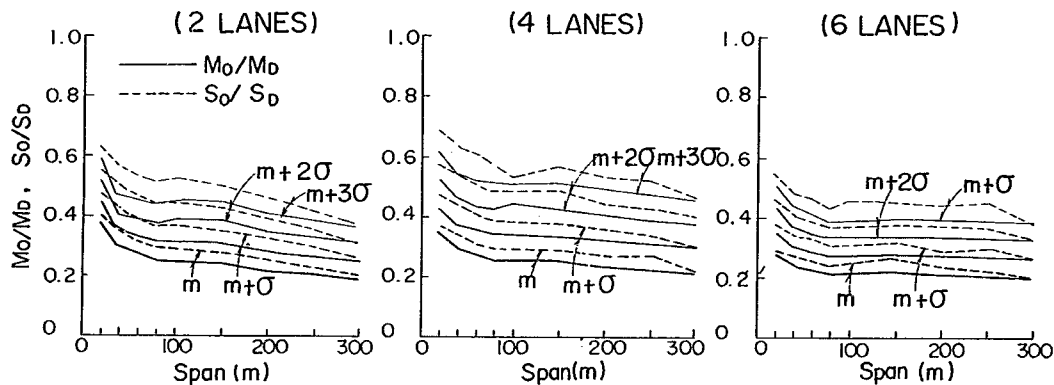
表-2.3 車種別台数および混合比率

車 種		産業道路 羽田2丁目	水戸街道 金 町	葛 西 橋	環状7号 線 大原	永 代 橋
軽 自 動 車	総 数(台)	22	49	14	33	29
	混合比率(%)	4.7	7.9	5.5	4.6	4.0
乗 用 車	総 数(台)	135	340	62	313	314
	混合比率(%)	28.9	54.8	24.2	43.7	43.6
バ ス 小 型	総 数(台)	2	2	0	24	1
	混合比率(%)	0.4	0.3	0	3.4	0.1
バ ス 大 型	総 数(台)	9	2	2	6	7
	混合比率(%)	1.9	0.3	0.8	0.8	1.0
2t積相当	空 車(台)	93	81	58	62	101
	満 載 車(台)	39	46	19	111	114
以下	総 数(台)	132	127	77	173	215
	混合比率(%)	28.3	20.5	30.1	24.2	29.8
4t積相当	空 車(台)	27	17	10	25	26
	満 載 車(台)	15	19	7	30	30
6t積相当	総 数(台)	42	36	17	55	56
	混合比率(%)	9.0	5.8	6.6	7.7	7.8
8t積相当	空 車(台)	3	3	0	32	0
	満 載 車(台)	6	1	0	33	1
10t積相当	総 数(台)	9	4	0	65	1
	混合比率(%)	1.9	0.6	0	9.1	0.1
および3軸車	空 車(台)	31	6	52	7	24
	満 載 車(台)	47	21	10	9	49
ト レ ー 連 結 車	総 数(台)	78	27	62	16	73
	混合比率(%)	16.7	4.4	24.2	2.2	10.1
ト レ ー 連 結 車	空 車(台)	8	10	11	10	10
	満 載 車(台)	28	22	11	15	15
ト レ ー 連 結 車	総 数(台)	36	32	22	25	25
	混合比率(%)	7.7	5.2	8.5	3.5	3.5
ト レ ー 連 結 車	空 車(台)	0	1	0	4	0
	満 載 車(台)	2	0	0	2	0
ト レ ー 連 結 車	総 数(台)	2	1	0	6	0
	混合比率(%)	0.4	0.2	0	0.8	0
合 計	空 車(台)	162	118	131	140	161
	満 載 車(台)	305	502	125	576	560
合 計	総 数(台)	467	620	256	716	721
	混合比率(%)	100	100	100	100	100
仮想渋滞状態における 車 列 延 長 (m)		1506	1761.5	841.5	1354.0	1315.5

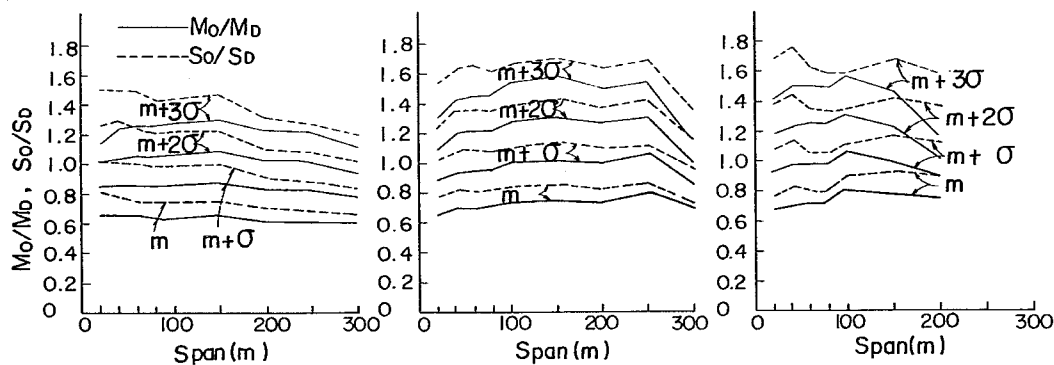
ℓ のとり方	例 (吊橋の補剛トラス)
(1) 同一符号の影響線長	
(2) スパン長	
(3) 影響線全長	

図-2.1 ℓ のとり方

走行状態



仮想渋滞状態 (車両純間隔 1 m)



- ここで M_o : 実測曲げモーメント
 S_o : 実測せん断力
 M_b : 設計L荷重によるモーメント
 S_b : 設計L荷重によるせん断力
 m : 各調査地点における M_o/M_b , S_o/S_b の最大値の平均
 σ : 各調査地点における M_o/M_b , S_o/S_b の標準偏差

図-2.2 自動車荷重実態調査結果

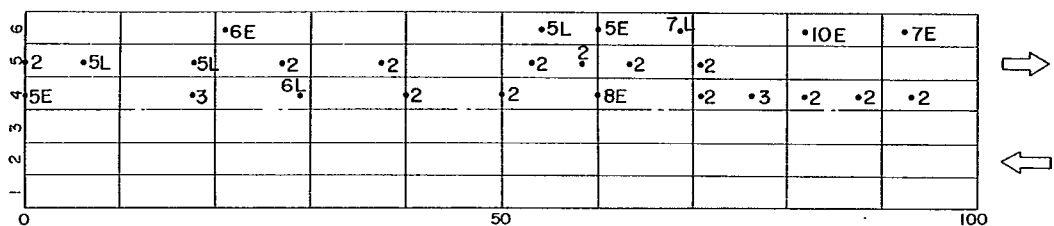


図-2.3 交通パターン図

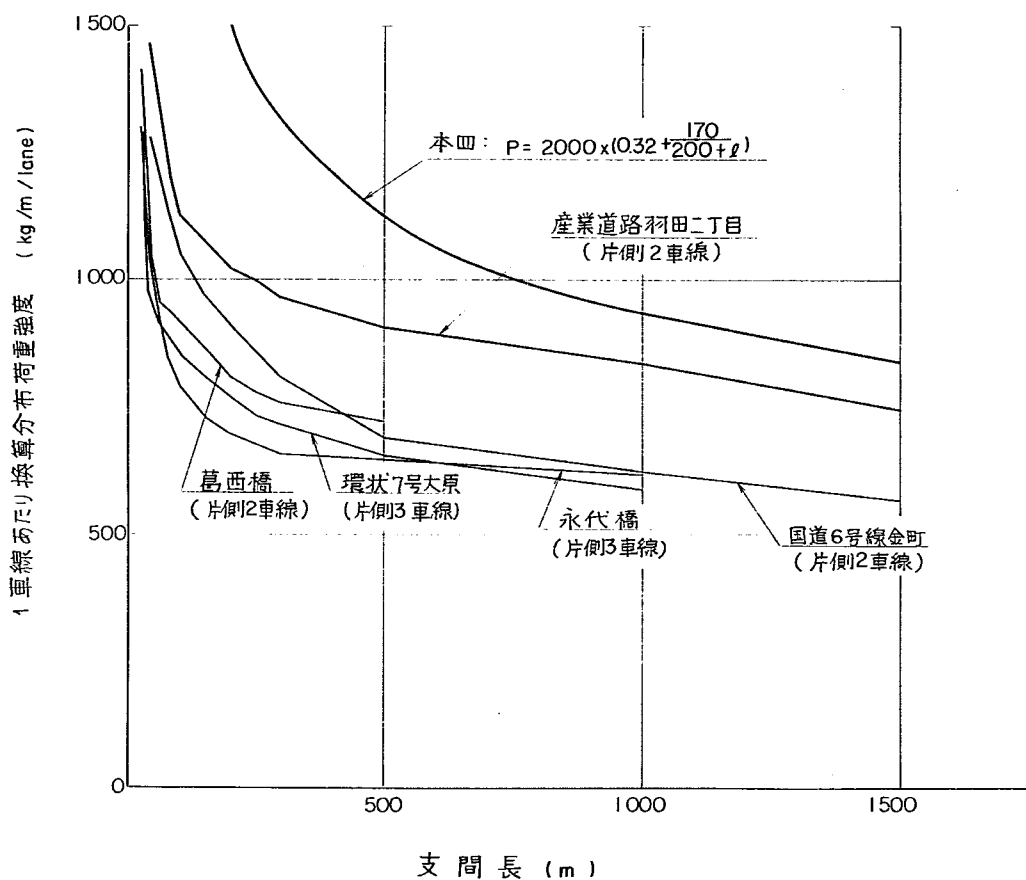


図-2.4 都内5地点における仮想渋滞時の荷重強度

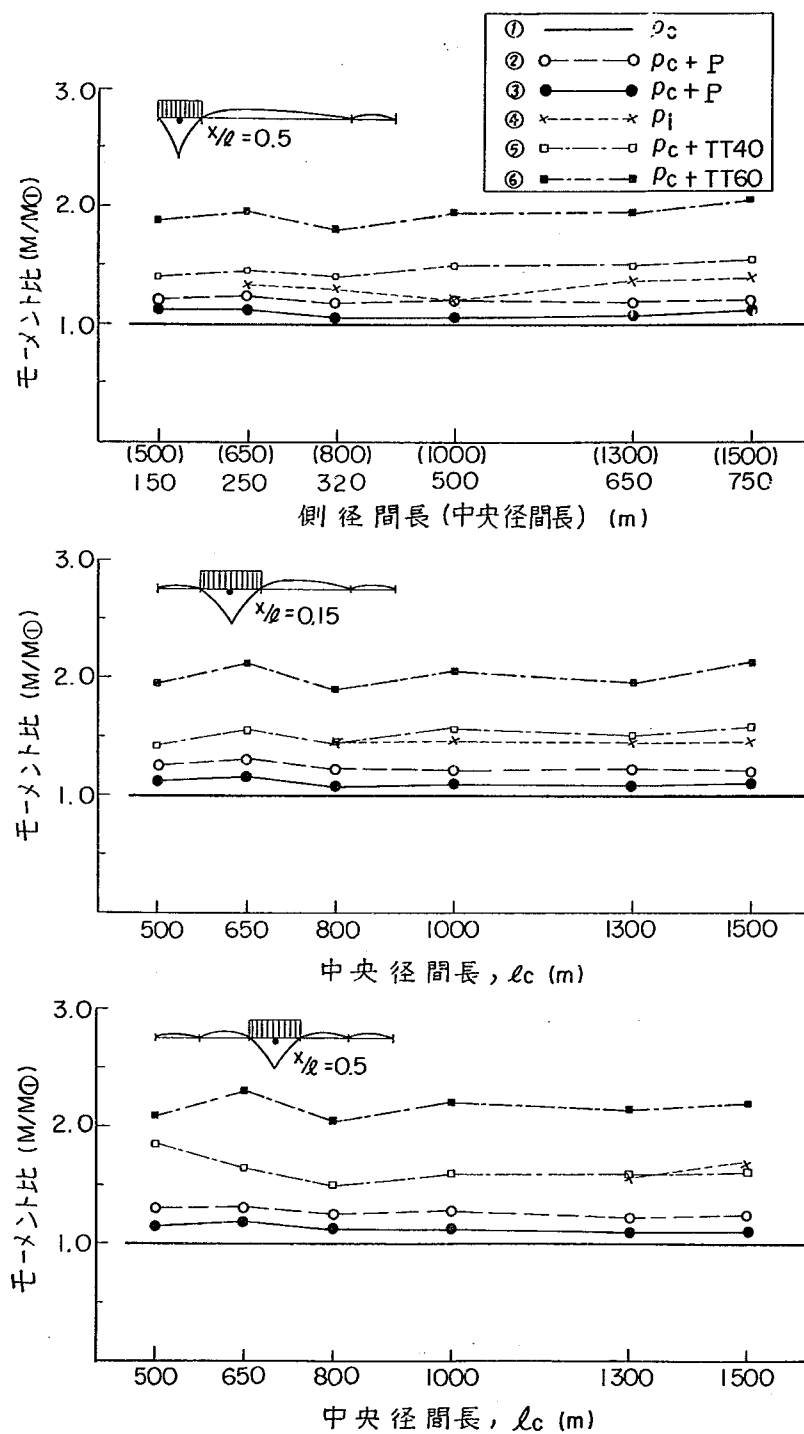


図-2.5.a 各種荷状態における断面力の比較 (曲げモーメント)

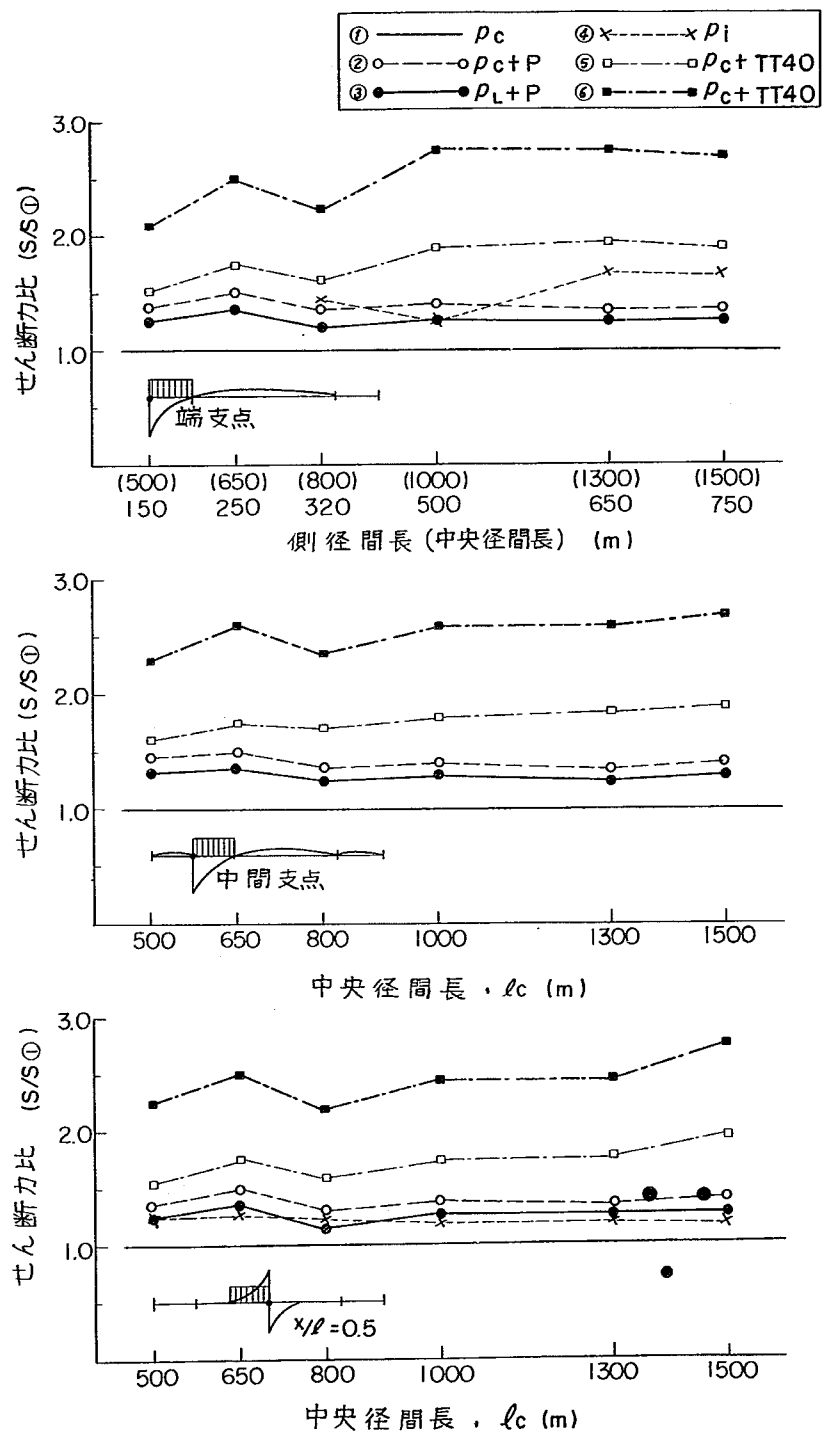


図-2.5.b 各種載荷状態における断面力の比較 (せん断力)

第 3 章 吊橋の耐風性

構 造 研 究 室

成	田	信	之
榎	波	義	幸
石	川		泉
河	野	良	次

3.1 調査の目的

1940年当時世界第三位の長大吊橋であった Tacoma Narrows 橋が完成後半年も経ずしてわずか $19m/s$ の風ではげしい振動を惹起し落橋した事故は長大吊橋の設計において静的風荷重に対する安全性の確認以外に空力不安定現象についての検討が不可欠であることを認識させ、以後の長大吊橋の設計に大きな影響を与えた。昭和34年に本州と四国を結ぶ連絡橋の調査が開始されて以来、長大吊橋の設計及び施工上の問題点についての検討が続けられて来た。そして昭和40年には耐風設計の重要性に鑑み新たに長大吊橋を対象とした耐風設計指針が立案された。現行の設計基準や示方書が単位面積または単位橋長当りの風圧力の大きさと作用面積のとり方だけを規定して風荷重を与えているのに対して、この「本州四国連絡橋・耐風設計指針(1967)(以下「指針」という)」では設計風速及び空気力係数の求め方を規定し、これから風荷重を求めるよう指示しており、また動的安定性に対する限界風速を定め、その検討の必要性を明記している。すなわち以下の諸点にこの設計指針の特徴があると云えよう。

- (1) 構造物の耐風年数を考慮した再現期間における風速の期待値に基づき設計風速を求めるように規定している。
- (2) 構造物の位置(高度)、規模に応じた設計風速の求め方を与えた。
- (3) 構造物の風荷重算出の基本となる空気力係数を風洞実験より求めるよう規定している。
- (4) 吊橋の風による弾性不安定現象及び自励振動に対する限界風速の基準を定めている。
- (5) 吊橋の動的安定性に対する解析を風洞実験その他の方法で行なうよう規定している。

またその後の調査研究の成果をとり入れて「耐風設計指針」を改訂し、新たに「耐風設計基準(1972)(以下「基準」という)」がとりきめられようとしているがこの「基準」の内容は1.2の点を除けば本質的には前の指針と同じである。

このうち特に重要なのは不安定現象に対する検討であり、「指針」では吊橋補剛げたの横座屈現象の限界風速が設計風速の1.7倍を越えること、および動的不安定現象の限界風

速が設計風速の1.2倍以上であることを要求してある。

このうち補剛げたの横座屈現象は振り剛性の小さい充腹構造で補剛された吊橋において特に注意する必要がある。後者の動的不安定現象には、1. 構造物の後流にできる渦による風琴振動 2. 気流の乱れによる不規則振動 3. 撓みの自励振動である跳躍振動 4. 振りの自励振動である振りフラッター 5. 撓み振動と振り振動が連成した自励振動である曲げ振りフラッター等がある。

風琴振動及び跳躍振動は箱桁及び充腹桁補剛の吊橋では充分注意する必要があるがトラス補剛吊橋においては発現の可能性はあまりない。

また気流の乱れによる不規則振動については、その発現機構や風洞実験等により現象的に発現を確認する方法が確立されていず、かつフラッター振動にくらべて破壊的な影響をおよぼすおそれも少ないと考えられている。

結局本四連絡橋において計画されているトラス補剛吊橋で注意しなければならない不安定振動は振りフラッターと曲げ振りフラッターである。

トラス補剛吊橋のフラッター特性については今まで多くの研究がなされてきた。トラス補剛吊橋の吊構造部は非常に複雑な形状で、フラッター特性に影響を与える要因を把握することは非常に困難である。従って今のところ各設計断面について個々に耐風性の確認が要求され本四連絡橋調査の一環としての耐風調査でも各設計案に対して風洞実験を実施して来た。

この調査もまた主として風洞模型実験により本四連絡橋設計案の耐風性を検証し、必要な耐風安定性を満足するとともに経済性の高い設計案を追求することを目的としている。今年度は本州四国連絡橋公団が設計したトラス補剛吊橋のうち主径間長2,000mの3径間吊橋と1,500m5径間吊橋の吊構造部の空力特性を調べるための風洞模型実験を実施した。

また、トラス補剛吊橋の耐風性を向上させる目的で鋼床版合成トラス補剛吊橋の試算設計を行なったが、その耐風性については来年度以降に報告するものとする。

3.2 風洞模型実験の方法

3.2.1 ま え が き

現在のところ吊橋の空気力係数の算定方法や空力不安定現象に関する理論が確立されていないため、結局「指針」では風洞模型実験による空気力係数の測定と動的安定性の検証を長大吊橋の設計に義務づけている。吊橋の風洞模型実験にも多くの手法があるが土木研究所では施設の制約等もあって3分力測定試験と部分模型のバネ支持実験による空力不安定現象の確認を行なって来たが今回もこの方法をそのまま採用した。

三分力試験による空力係数の測定とバネ支持模型実験による発振風速の測定である。これらの模型実験に適用される相似則は三分力試験では実橋吊構造部と模型とを幾可学的に相似させることだけであるがバネ支持模型実験の場合には、更に次のような3つの相似条件を満足する必要がある。

i 慣性パラメーター $\frac{I_{\theta}}{\rho B^4}, \frac{I_z}{\rho B^2}$

ii 風速パラメーター $\frac{V}{N \theta B}, \frac{V}{H_z B}$

iii 構造減衰を表わす定数 $\delta_z, \delta_{\theta}$

但し

B : 代表長

I_{θ} : 吊橋構造部の回転中心について計算した極慣性モーメント、ケーブルの寄与を含む。

I_z : 吊材、ケーブルを含む吊構造部の質量

N : 振動数、添字 Z 及び θ はそれぞれ撓み振動、振り振動を表わす。

V : 風速

δ : 構造減衰、添字は N の場合と同じ。

これらの相似則は二次元振動翼に対するフラッター方程式から求めることができる。

すなわち非圧縮流中の二次元翼のフラッター方程式は

$$\{ \mu [1 - (\omega_h / \omega)^2 (1 + i g_h)] + A_{hh} \} \{ (h/b) + [\mu X_{\alpha} + A_{h\alpha}] \} \alpha = 0$$

$$\{ \mu X_{\alpha} + A_{\alpha\alpha} \} (h/b) + \{ \mu r_{\alpha}^2 [1 - (\omega_{\alpha} / \omega)^2 (1 + i g_{\alpha})] + A_{\alpha\alpha} \} = 0$$

ここに $\omega_h, \omega_{\alpha}$: 上下振動及び振り振動の円振動数

ω : フラッター振動数

h : 上下振動の変位

α : 振り振動数の変位

g_h, g_{α} : 上下振動数及び振り振動の構造減衰の大きさを示す無次元パラメーター

b : 弦長

X_{α} : 単位翼巾の翼の $X = ba$ 点まわりの静的モーメント $S_{\alpha} = \int (X - ba) dm$

から定義される無次元量 $r_{\alpha} = S_{\alpha} / mb$

r_{α} : 単位翼巾の翼の $X = ba$ の点まわりの慣性モーメント $I_{\alpha} = \int (X - ba)^2 dm$

から定義される無次元量 $r_{\alpha} = I_{\alpha} / mb^2$

3.2.2 風 洞

今回の実験に使用した風洞は建設省土木研究所の橋梁試験用風洞であって、その形状は図-3.1に示すように横回流型単回路風洞、いわゆるGottingen型風洞で吹出口寸法は $1.8\text{ m} \times 3.0\text{ m}$ である。

この風洞は特に橋梁試験用に作られたものであり低風速領域での実験に便利のように設計されている。またこの風洞はほとんど吊橋吊構造部の耐風安定性を調べる部分模型実験に使用しているため、2次元風洞としての性能を考慮して測定部を閉鎖装置で覆い、更に模型の取付及び境界層の発達や気流の模型に対するまわり込みを防ぐため閉鎖装置の内壁の内側に高さ 2 m 、長さ 1.5 m の隔壁をとりつけ使用模型の長さを $1,600\text{ mm}$ としている。実際の構造物に作用する風は多少の迎角をもち、また空間的風速分布も一様ではなく、かつ時間的にも変動しており当然風洞風の中におかれた模型と自然風にさらされる実橋では作用する風の条件が異なる訳であるが、一般に乱れた風に較べて定常な風はより危険な場合と考えられるので実験結果は安全側の値を示していると云えよう。以下風洞の概要を記す。

形 式：水平単回路回流式風洞（開放・閉鎖併用可能）

寸 法：吹出口 $3,000 \times 1,800\text{ mm}$ （角切辺長 300 mm ）

測定部 $2,000\text{ m}$

風 路 $7,600\text{ mm}$

紋り比：1：6.25

送風機：直径 $3,300\text{ mm}$

出力 100 kW

風 速：最大 20 m/s （開放時）

最大 21 m/s （閉鎖時）

3.2.3 模 型

今回の実験は本州四国連絡橋公団が試算した設計案（ $\ell = 1,500$ および $2,000$ ）を対象とした。

実橋の諸元を表-3.1に、またこれに対応する模型を図-3.2、3.3、3.4、3.5に示す。実験はこれらの模型の形状をいくぶん変更した実験も行なった。それらの模型の形状を図-3.6、3.7、3.8、各模型の特徴を表-3.2に示す。

なお、HS-46-2,000とHS-46-2,000Bの相異は床版の形状だけなので後者については模型図を省略してあるものがある。

3.2.4 風洞模型実験における相似則

今年度行った風洞実験は昨年度と方法的になんら変わるところがない。従って実験は

$A_{hh}, A_{ha}, A_{ah}, A_{aa}$: 空気力をあらわす無次元量

μ : 質量をあらわす無次元量 $\mu = m/G \cdot \rho \cdot b^2$

吊橋においては弾性中心は断面の中心線にくることから

$$a = 0 \quad \therefore Xa = 0$$

また振動は調和振動と仮定すれば

$$h = h_0 \cdot e^{i\omega t}, \quad \alpha = \alpha_0 \cdot e^{i\omega t + \phi}$$

とおける。従って式は

$$\begin{bmatrix} \mu \left\{ 1 - \left(\frac{\omega_h}{\omega_a} \right)^2 - \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_h) \right\} + A_{hh}, A_{ha} \\ A_{ha}, \mu r_a^2 \left\{ 1 - \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_a) \right\} + A_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{h_0}{b a_0} \\ e^{i\phi} \end{bmatrix} = 0$$

この中に含まれる無次元パラメーターは

$$\frac{h_0}{b a_0}, \phi, \frac{\omega_b}{U}, \frac{\omega}{\omega_a}, \mu, \frac{\omega_h}{\omega_a}, r_a, g_h, g_a, A_{hh}, A_{ha},$$

$$A_{ah}, A_{aa}$$

このうち幾可学的相似条件以外に模型がそなえておくべき相似条件としては次の5ケの無次元量が実橋と模型で一致していなければならない。

$$\mu, \frac{\omega_h}{\omega_a}, r_a, g_h, g_a$$

次に実験時の風洞風速に対してもその無次元量が実橋のそれと等しくならなければならない。

$$\frac{UT}{b} \quad T : \text{時間}$$

従って上記の6ケの無次元量を整理すれば次のようになる。

$$\frac{m}{\rho b^2}, \frac{I_a}{\rho b^4}, \frac{U}{b \omega_h}, \frac{U}{b \omega_a}, g_h, g_a$$

これは先に記した6ケのパラメーターと同じものである。

さて我々が満足すべき相似条件のうち

(i)の慣性パラメーターについてはバネ支持された模型に適当に附加重錘をつけてあわせている。

(ii)の風速パラメーターについては模型を支持しているバネのバネ定数と間隔を適当

に定めて相似条件を満足するようにしている。

(iii)の構造減衰に関する相似則については実橋の値そのものが確定したものではないためここでは撓み振動、捩り振動とも $\delta = 0.04 \sim 0.05$ として附加減衰器を用いて満足するようにした。この減衰器は加振器としても使用できるようになっており模型に初期撓乱を与えることができる。

上記の相似則から要求される模型の諸元及び実験に採用した値を表3.3-1～3.3-4に示す。

3.2.5 実験装置及び手法

この実験は捩りフラッター及び曲げと捩りの連成フラッター現象を対象とした実験であるため、これに対応して模型は回転振動及び上下振動とそれらの連成が可能なように、片側で上下4本、両側で8本のバネで懸架され、風向方向には移動しないようピアノ線で拘束している。(図-3.9)また模型及びその懸架装置の可動部は出来るだけ軽くつくられており、質量に関する相似が容易になるよう配慮されている。また、構造減衰に関する相似のために、可動部の摩擦はできるだけ小さくなるよう工夫されている。さて前節で導き出された3つの相似条件は次のようにして満足させている。まず質量及び質量分布に関する相似則は支持具に附加重錘をつけ、振動数に関する相似は模型を吊っているバネの強度とバネの間隔をかえることにより、構造減衰は模型に電磁ダンパーをとりつけ所定の値になるよう調節している。なお、電磁ダンパーはスイッチの切替えにより加振器としても使えるため模型の初期振動のためにも使用している。また振動変位はビデオアナライザーと呼ばれる光学式の無接触変位計を用いて模型に外乱を与えないようにしている。実験は原型を幾可学的力学的に相似させた模型に対して風速と迎角を変えて行なわれるがこのうち風洞風は常に水平にしか吹かないため模型をかたむけて風洞風に対する迎角を所定の値に設定している。模型実験の手順を図-3.10に示す。

また、3分力測定は図-3.11に示すように3分力天秤で模型を支持し、模型に作用する空気力を測定した。

3.3 模型実験結果とその考察

バネ支持模型実験の結果は図-3.12、3.13、3.14に風速と振幅の関係を、図-3.15に3径間吊橋($L = 2,000$)の風速、振幅及び空力減衰の関係を、図-3.16～3.18に各模型の迎角と限界風速の関係を示してある。ここに限界風速とは $\pm 4^\circ$ 以下の振幅範囲で不安定振動があらわれる最低の調速を云う。

なおHS-46-2,000Bについては実験風速範囲では不安定現象があらわれなかった

めその結果は図示していない。

今回の実験から以下のことが明らかとなった。

- i 3 径間吊橋 ($L = 2.000$) II の設計断面に対する自励振動の限界風速はかなり高く「指針」及び現在作成中の「基準」の規定を満足している。
- ii 3 径間吊橋 ($L = 2.000$) I 及び III の設計断面の自励振動の限界風速は「指針」及び「基準」の許容値を多少下まわる。
- iii 5 径間吊橋 ($L = 1.500$) の設計断面の自励振動の限界風速は「指針」及び「基準」の許容値をかなり下まわる。
- iv 下横構上に水平板状構造物をおくことによって空力安定性がよくなる場合が多い。特に板状構造物を主構の近くにおいたときにこの傾向は著しい。
- v 分離帯の巾を広げることは空力特性を大巾に向上させる。(HS-45-2.000) 図-19~22に3分力試験の結果を示す。なおこの結果は風軸で整理してある。

あ と が き

ここでは主として本州四国連絡橋の計画のなかの数橋の設計案について実施した風洞模型実験の結果について報告しているが、今年度の本州四国連絡橋公団からの耐風調査の委託にはこの他に

- (i) 架橋地点での合理的な設計風速の決定のための技術指導
- (ii) 吊橋の耐風安定性に影響を与える因子を抽出するための系統的風洞実験
- (iii) 鋼床版合成補剛トラス吊橋の基本設計

等が含まれている。このうち(i)についてはその成果の一部が本四公団からの委託をうけて土木学会でとりまとめ中の「本州四国連絡橋・耐風設計指針」にもりこまれている。また(iii)についての成果については前にものべた如く別途本州四国連絡橋公団に報告する。

(ii)についてはトラス補剛吊橋の床版を単純化してその空力特性について調査中であるためその結果の報告については次の機会にゆづるものとする。

表-3.1 原型の諸元

	五径間吊橋(L=1,500)	三径間吊橋(L=2,000)Ⅰ	三径間吊橋(L=2,000)Ⅱ	三径間吊橋(L=2,000)Ⅲ
中央径間長	1,500 m	2,000 m	2,000 m	2,000 m
側径間長	1,250(500) m	1,000 m	1,000 m	900 m
サグ	115.39 m	200 m	200 m	180 m
主構間隔	36 m	40 m	40 m	45 m
主構桁高	14 m	20 m	20 m	15 m
死荷重	39.5 ^t /m/bridge	54.4 ^t /m/bridge	54.4 ^t /m/bridge	72.4 ^t /m/bridge
極慣性モーメント	1.039×10 ⁸ t・m・sec ² /m	1.59×10 ⁸ t・m・sec ² /m	1.59×10 ⁸ t・m・sec ² /m	1.73×10 ⁸ t・m・sec ² /m
鉛直曲げ断面2次モーメント	6.966 m ⁴			25.97 m ⁴
振れ剛性係数				33.93 m ⁴
鉛直撓み振動数	0.06 c/s	1064 c/s	1064 c/s	0.071 c/s
振れ振動数	0.121 c/s	0.168 c/s	0.168 c/s	0.142 c/s
模 型 名	HS-46-1,500	HS-46-2,000	HS-46-2,000B	HS-45-2,000
備 考				

表-3.2 模 型

	HS-46-1500	HS-46-2000	HS-46-2000B	HS-45-2000
00	_____	_____	_____	原 型
01	_____	_____	_____	原型の分離帯巾をせばめたもの
02	_____	_____	_____	原型の分離帯巾をひろげたもの
10	原型でクレーンクを7条としたもの	原型の上路の路面を逆にしたもの	同 左	原型から下路の床版を取りさったもの
11	_____	10に厚さ2m巾50mmの板を2板とりつけたもの	〃	10の分離帯巾をせばめたもの
12	_____	同 上	〃	10の分離帯巾をひろげたもの
20	原 型	原 型	〃	原型の下路床版及び鉄道桁を取りさったもの
21	原型の鉄道桁を取り去ったもの	原型に厚さ2m巾50mmの板を2板とりつけたもの	〃	20の分離帯巾をせばめたもの
22	21に厚さ2m巾50mmの板を3板とりつけたもの	同 上	〃	20の分離帯巾をひろげたもの
23	同 上	_____	_____	_____
30	原型のグレーチングを高速車線追抜車線の間にうつしたもの	_____	_____	_____

表-3.3(1) 実験の条件, 本四連絡橋(スパン 1,500^m案)

〔HS-46-1,500〕

	原 型	理 論 値	採 用 値	備 考
縮 尺		1:100	1:100	
重 量	t/m/bridge 39.90	Kg/model 6.38	6.39	
極 慣 性 moment	t m sec ² /m 1039.00	Kg cm sec ² /model 1.66	1.66	
たわみ振動数	0.06 c/s		1.42	
振 れ	0.121 c/s		3.31	
振 動 数 比	1:2.02		1:2.3	
風速換算比			h 4.23 α 3.66	
バネ強度			5200 gr	
バネ間隔			38.00	
支持方法			h α	
迎 角				
風速零での 構造減衰率			0.040	
備 考	主構間隔 36 m 桁 高 14 m			

表-3.3(2) 実験の条件, 本四連絡橋(スパン 2,000^m案) A

〔HS-46-2,000〕

Hald Kaston 案

	原 型	理 論 値	採 用 値	備 考
縮 尺		1:98	1:98	
重 量	t/m/bridge 54.4	Kg/model 9.06	Kg/model 7.83	
極 慣 性 モーメント	t m sec ² /m 1590.0	Kg cm sec ² /model 2.76	Kg cm sec ² /model 2.78	
たわみ振動数	0.064 c/s		1.51 c/s	
振 れ	0.168 c/s		3.52 c/s	
振 動 数 比	1:2.63		1:2.33	
風速換算比			h 4.15 α 4.68	
バネ強度			720 gr	
バネ間隔			43.5 cm	
支持方法			h α	
迎 角				
風速零での 構造減衰率			0.035	
備 考	主構間隔 40 m 桁 高 20 m			

表-3.3(3) 実験の条件, 本四連絡橋 (スパン 2,000^m案) B

(HS-46-2,000B)

	原 型	理 論 値	採 用 値	備 考
縮 尺		1:98	1:98	
重 量	t/m/bridge	Kg/model	Kg/model	
極 慣 性	54.4	9.06	8.05	
モーメント	t m sec ² /m	Kg cm sec ² /model	Kg cm sec ² /model	
たわみ振動数	1590.0	2.76	2.30	
	0.064 c/s		1.49	
振 り	0.168 c/s		3.83	
振 動 数 比	1:2.02		1:2.55	
風 速 換 算 比			h 4.21	
			α 4.30	
バ ネ 強 度			720 gr	
バ ネ 間 隔			43cm	
支 持 方 法			h α	
迎 角				
風 速 零 での率			0.035	
風 構 造 減 衰 率				
備 考	主構間隔 40 m 桁 高 20 m			

表-3.3(4) 実験の条件, 本四連絡橋 (スパン 2,000^m案)

(HS-45-2,000)

	原 型	理 論 値	採 用 値	備 考
縮 尺		1:98	1:98	
重 量	t/m/bridge	Kg/model		
	72.413	12.06	6.39	
極 慣 性	t m sec ² /m	Kg cm sec ² /model		
moment	1730.24	3.00	3.00	
たわみ振動数	0.071 c/s		1.71	
振 り	0.142 c/s		3.40	
振 動 数 比	1:2.0		1:1.99	
風 速 換 算 比			h 4.07	
			α 4.09	
バ ネ 強 度			1,400 g	
バ ネ 間 隔			31.26	
支 持 方 法			h α	
迎 角				
風 速 零 での率			0.035	
風 構 造 減 衰 率				
備 考				

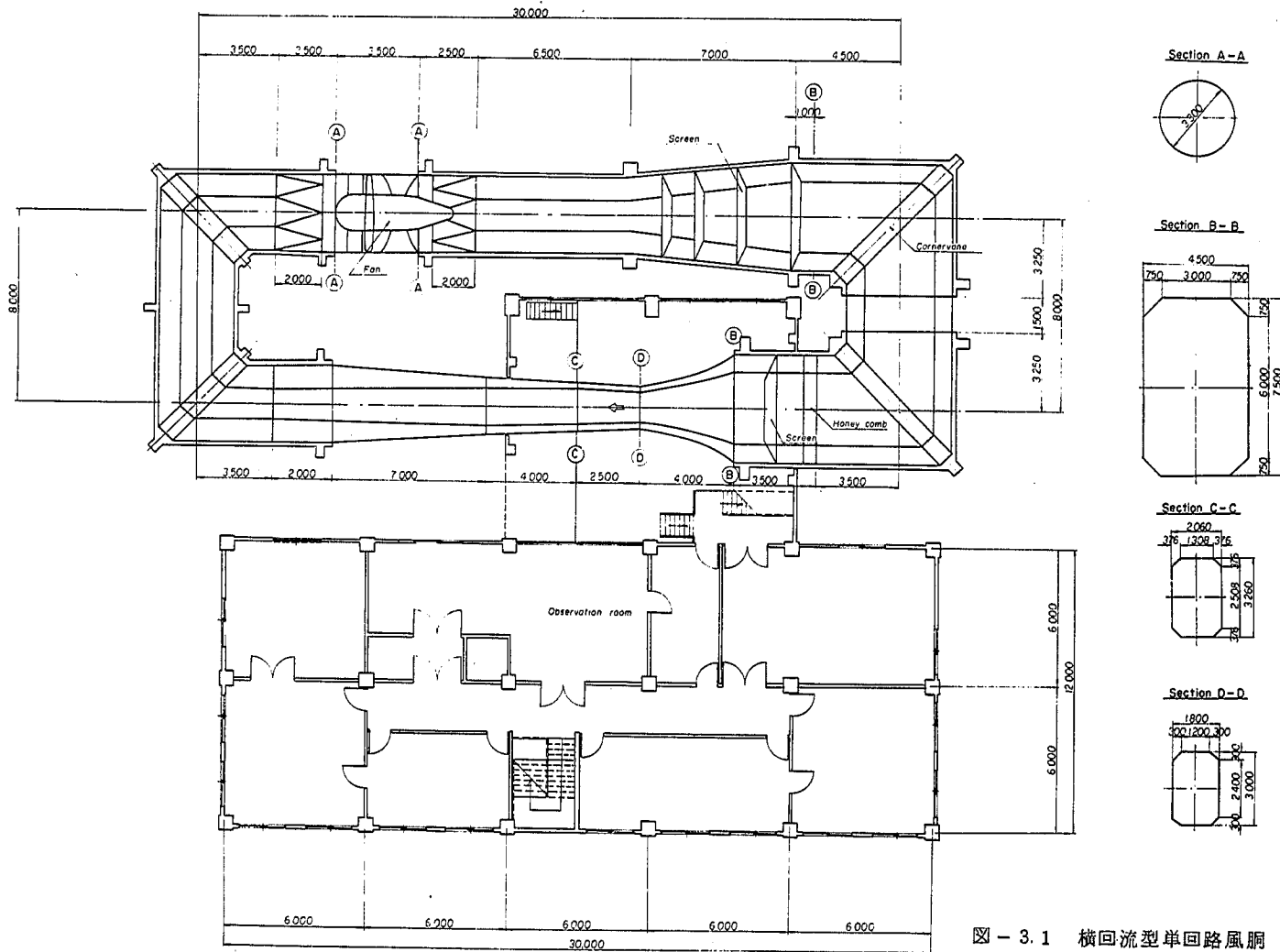


图 - 3.1 横回流型单回路风洞

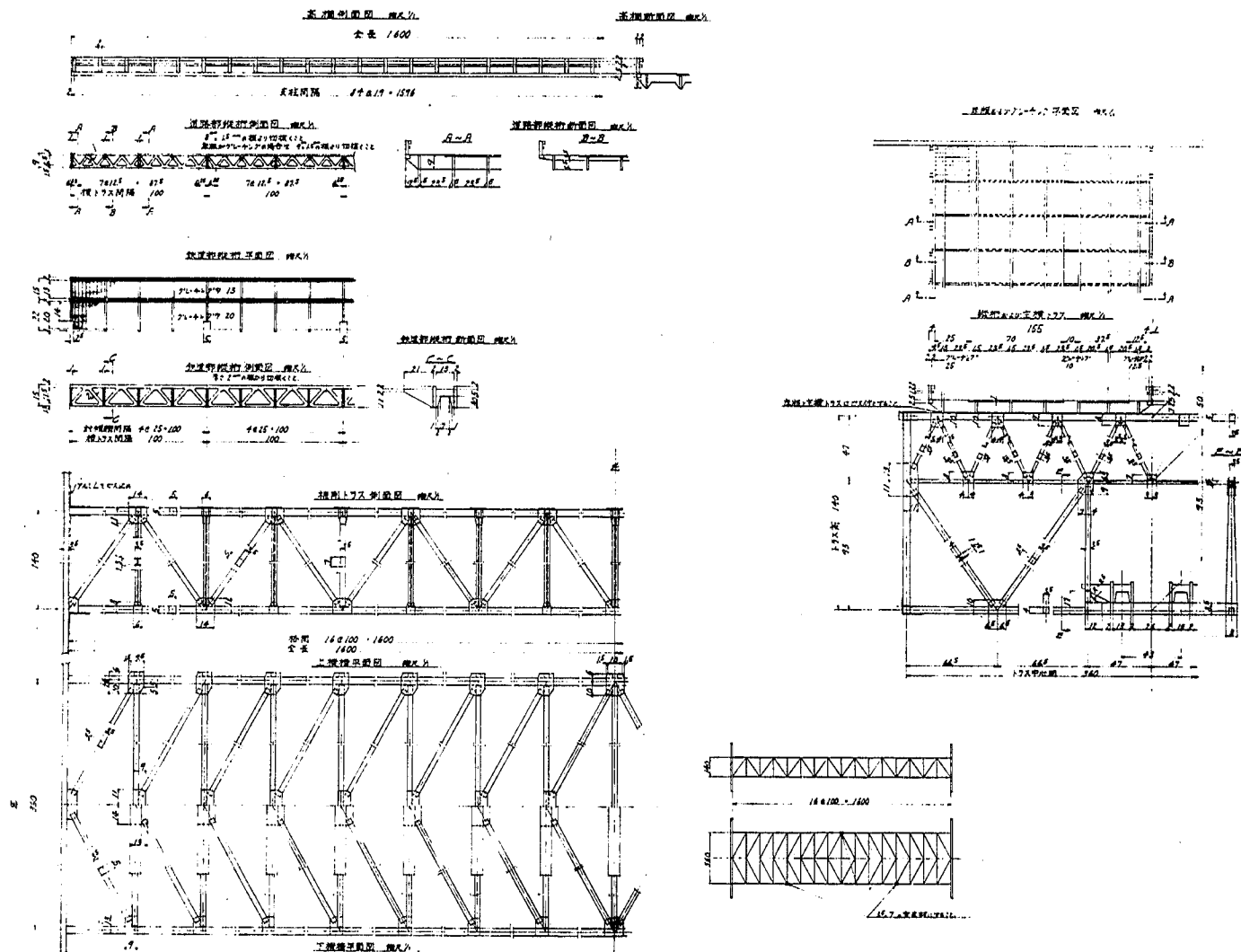


図-3.2 五径間吊橋 (L=1500) の模型

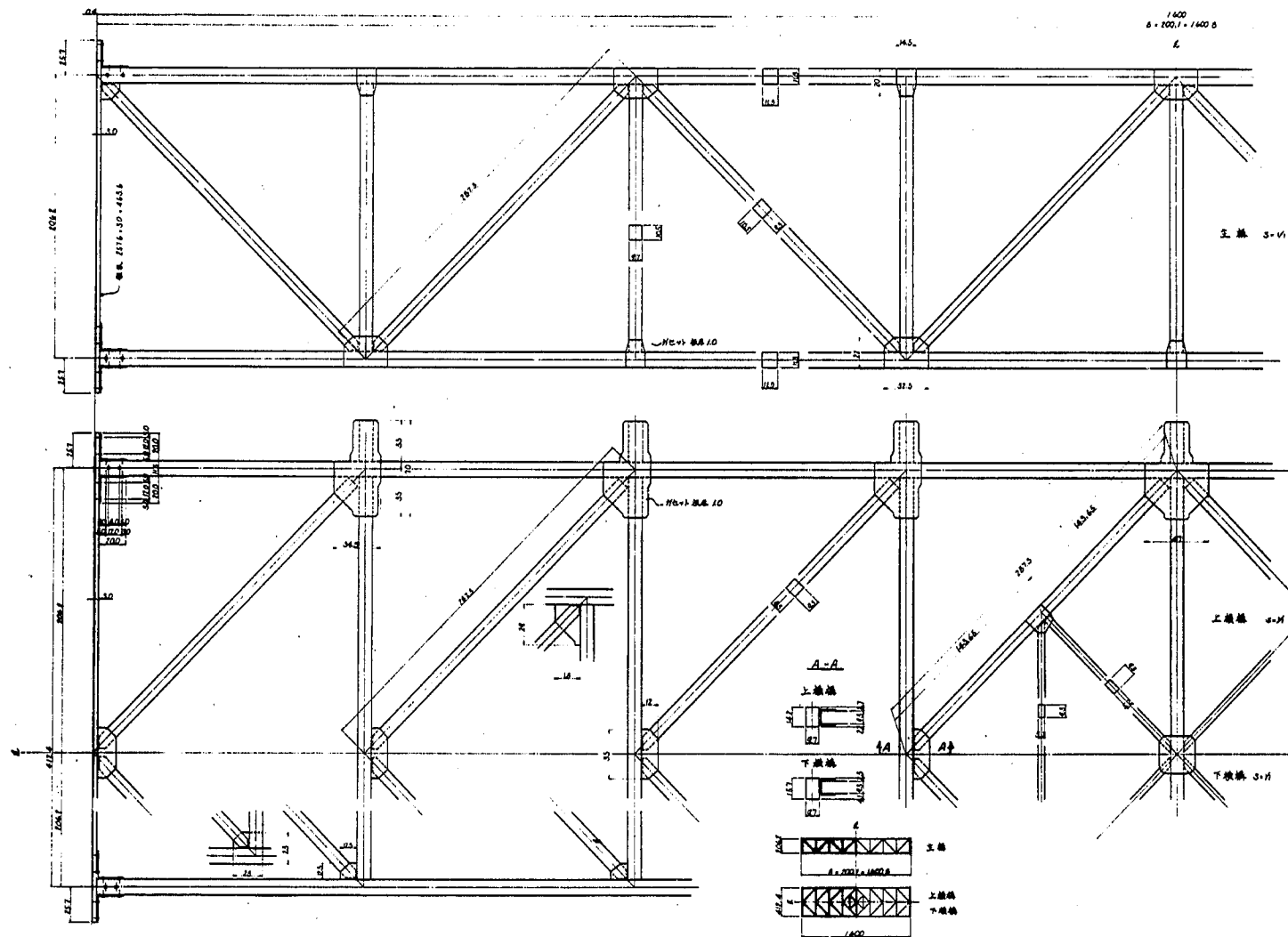


図-3.3(1) 三径間吊橋(L=2000) I の模型(HS-46-2000 20)

(注) 鋼板式外橋脚は400mm×400mm。

主橋 トラス S-11
(1/47 縮尺)

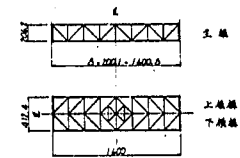
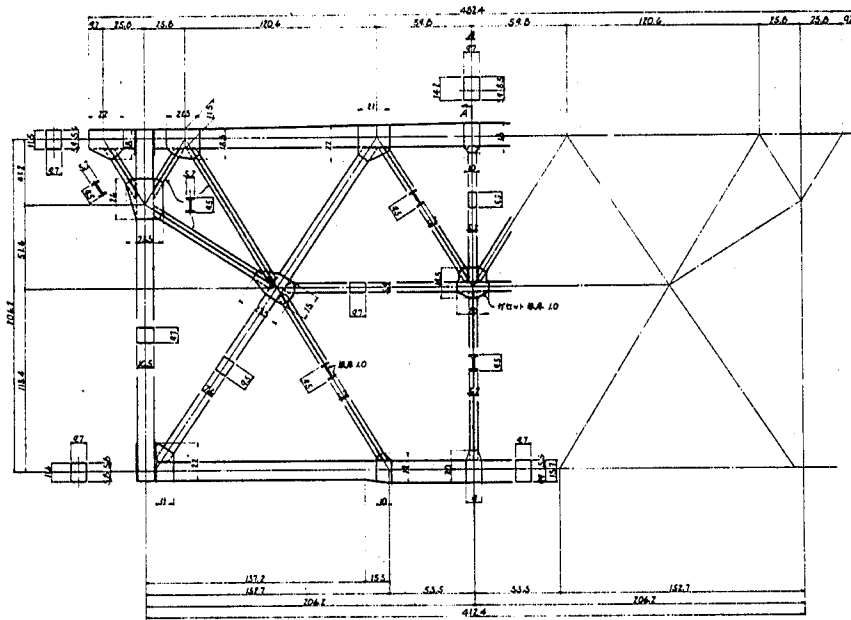


図-3.3(2) 三径間吊橋 (L=2000) I の模型 (HS-46-2000 20)

物記以外はすべて縮尺1/47

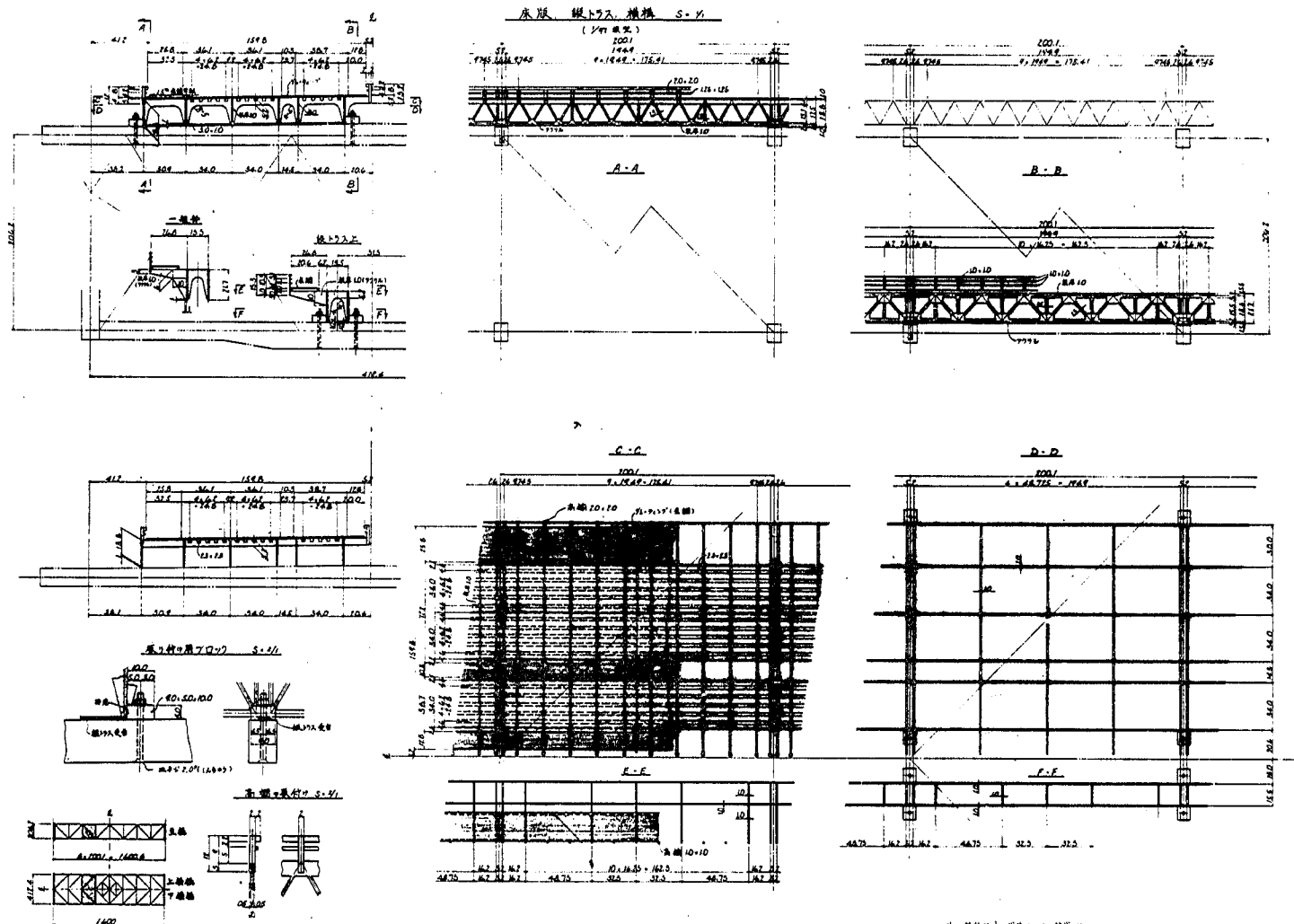


図-3.3(3) 三径間吊橋 (L=2000) I の模型 (HS-46-2000 20)

図-3.4 三径間吊橋(L=2000)Ⅱの模型(HS-46-2000B 20)

図-3.5(1) 三径間吊橋(L=2000)Ⅱの模型(HS-45-2000 00)

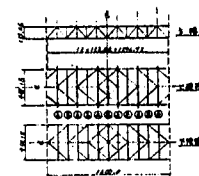
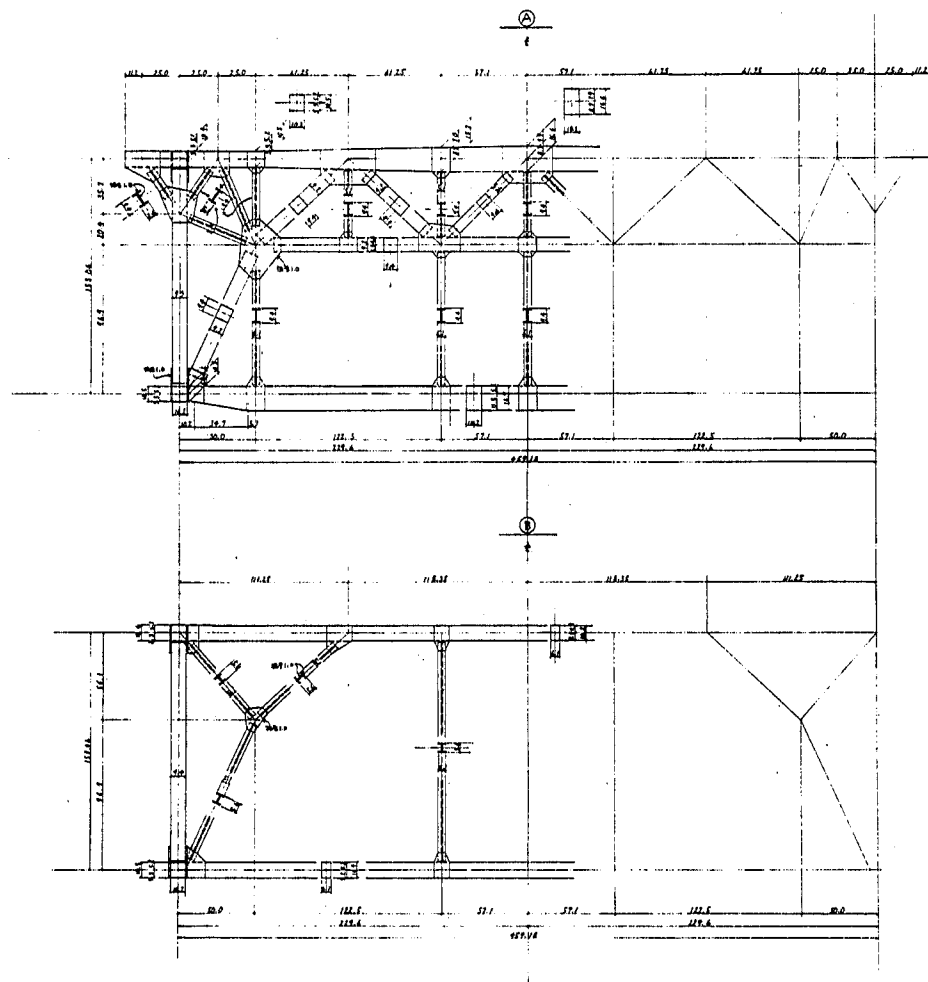
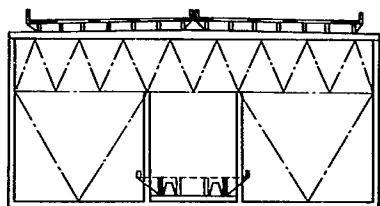


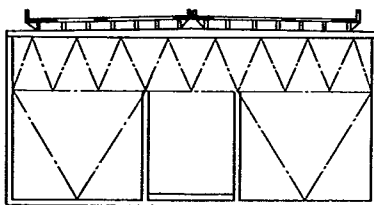
図-3.5(2) 三径間吊橋 (L=2000) Ⅱの模型 (HS-45-2000 00)

図-3.5(3) 三径間吊橋(L=2000)Ⅲの模型(HS-45-2000 00)

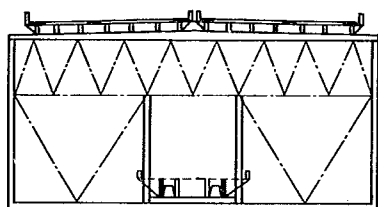
HS-46-1500 10



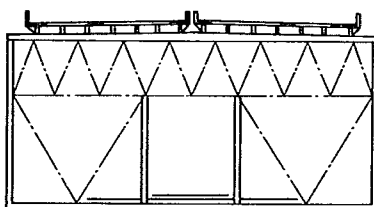
HS-46-1500 21



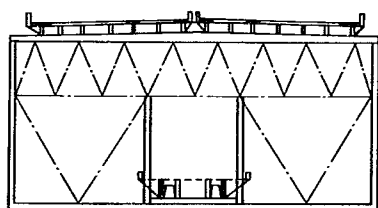
HS-46-1500 20



HS-46-1500 22



HS-46-1500 30



HS-46-1500 23

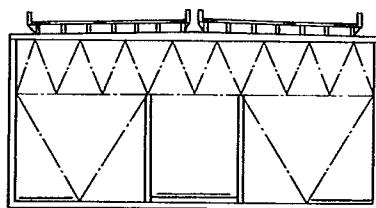
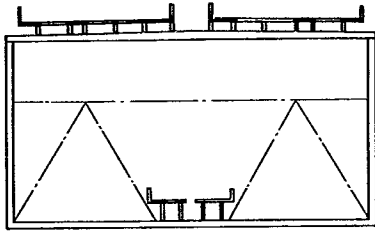
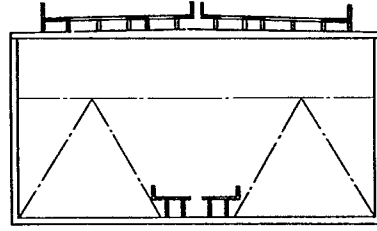


图-3.6 五徑間吊橋 (L=1500) 模型

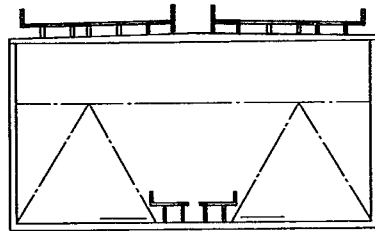
HS-46-2000 10



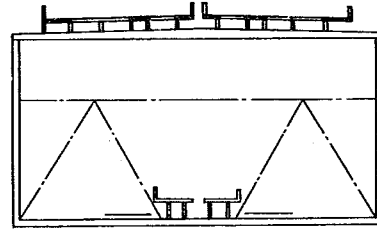
HS-46-2000 20



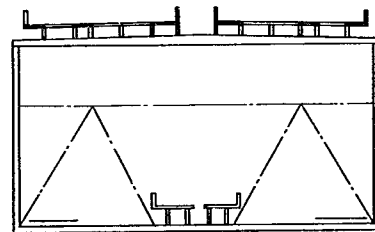
HS-46-2000 11



HS-46-2000 21



HS-46-2000 12



HS-46-2000 22

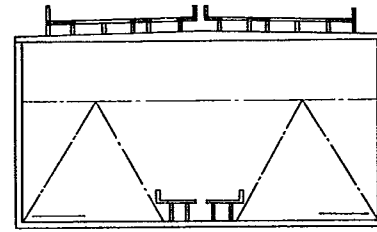
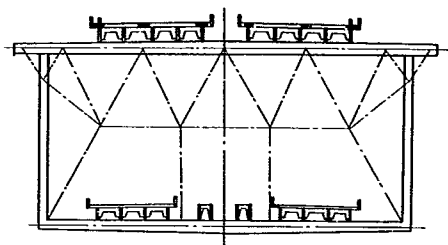
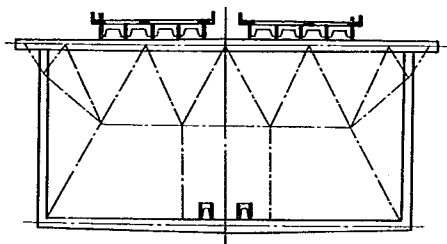


図-3.7 三径間吊橋 ($L=2000$) I の模型

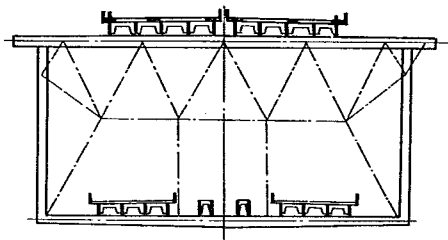
HS-45-2000 00



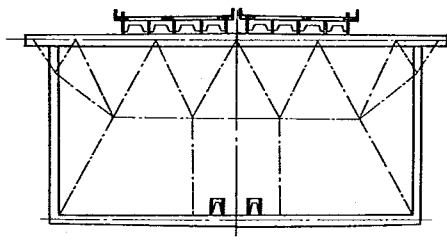
HS-45-2000 10



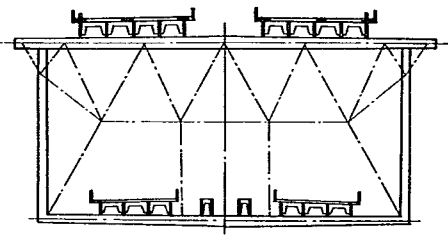
HS-45-2000 01



HS-45-2000 11



HS-45-2000 02



HS-45-2000 12

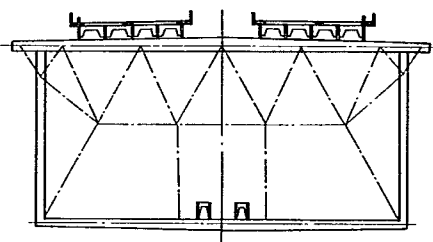
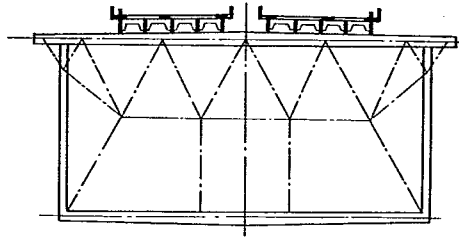
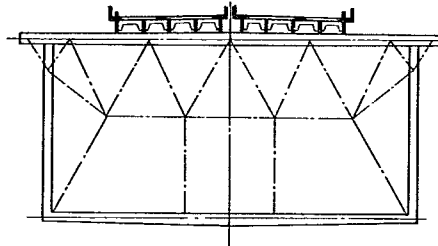


図-3.8(1) 三径間吊橋 (L=2000) Ⅱの模型

HS-45-2000 20



HS-45-2000 21



HS-45-2000 22

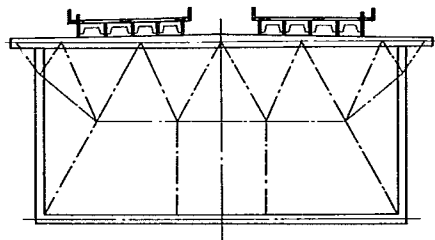


図-3.8(2) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの模型

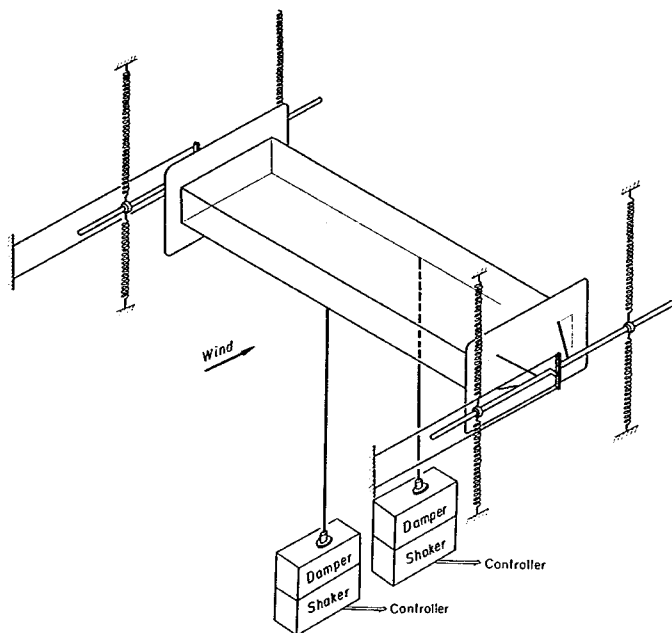


図-3.9 バネ支持実験装置

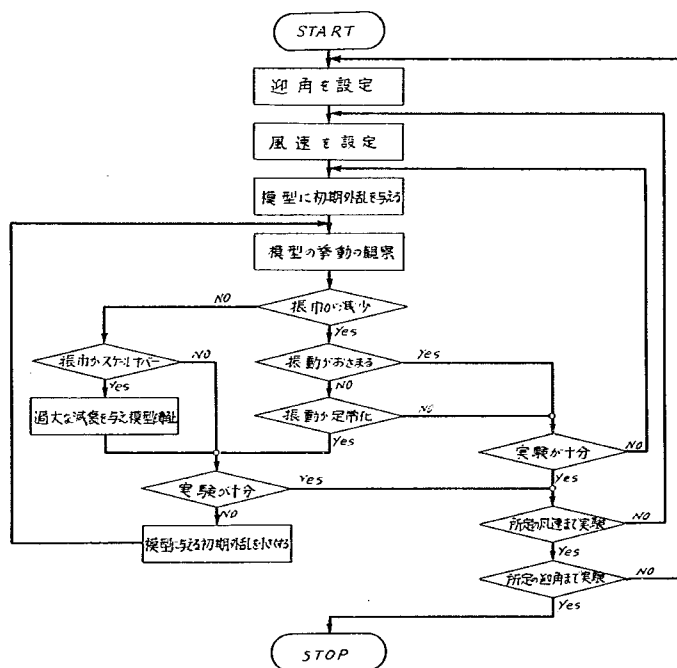


図-3.10 実験の手順

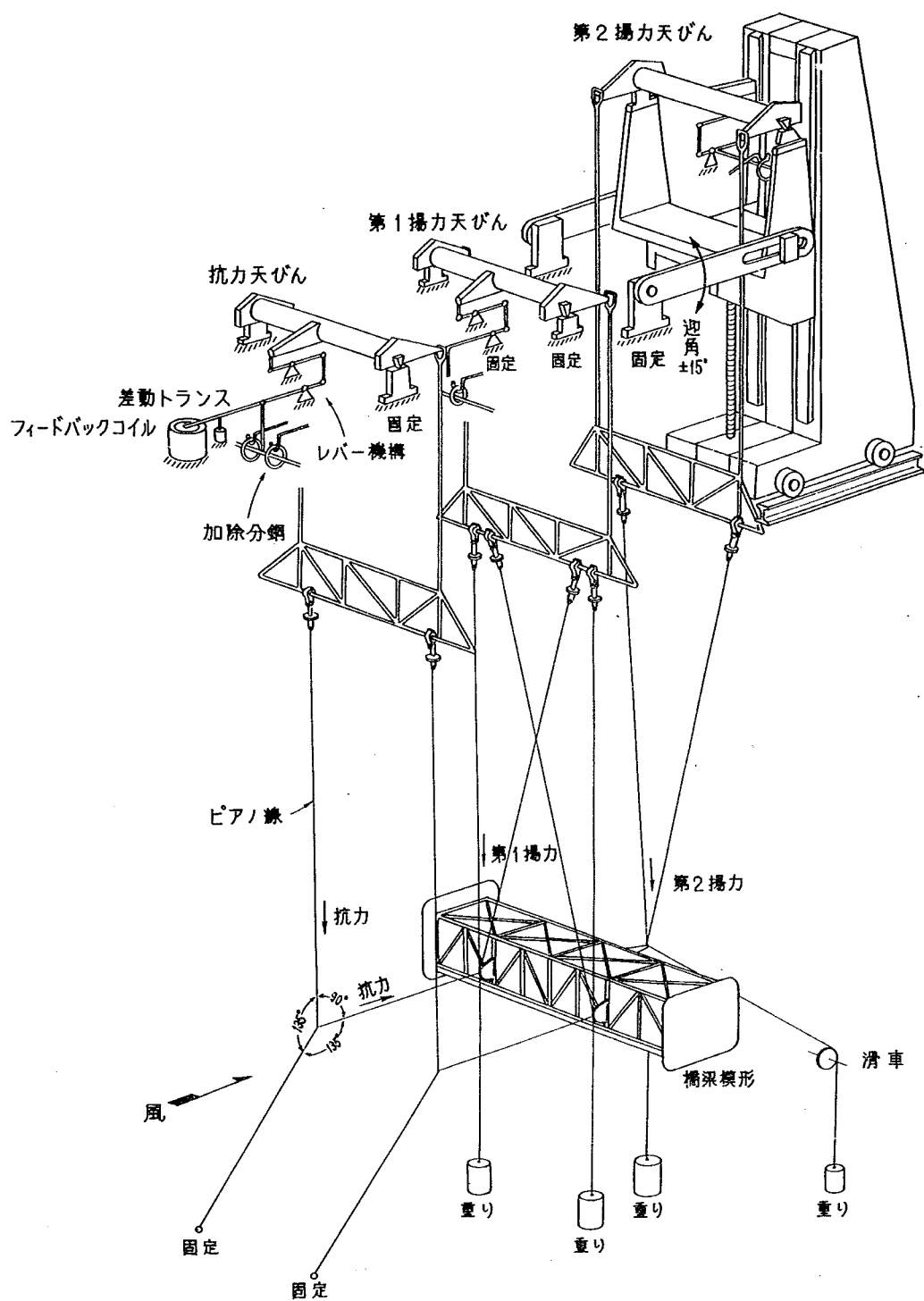


図- 3.11 三分力天秤スケルトン

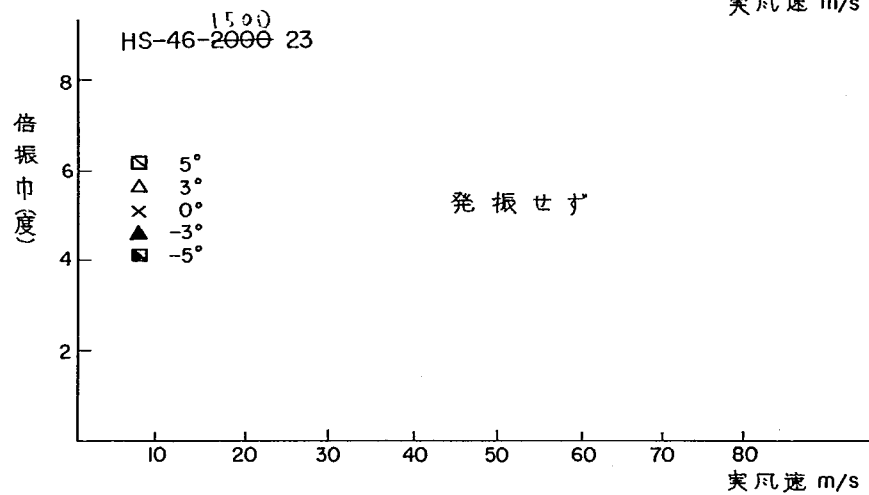
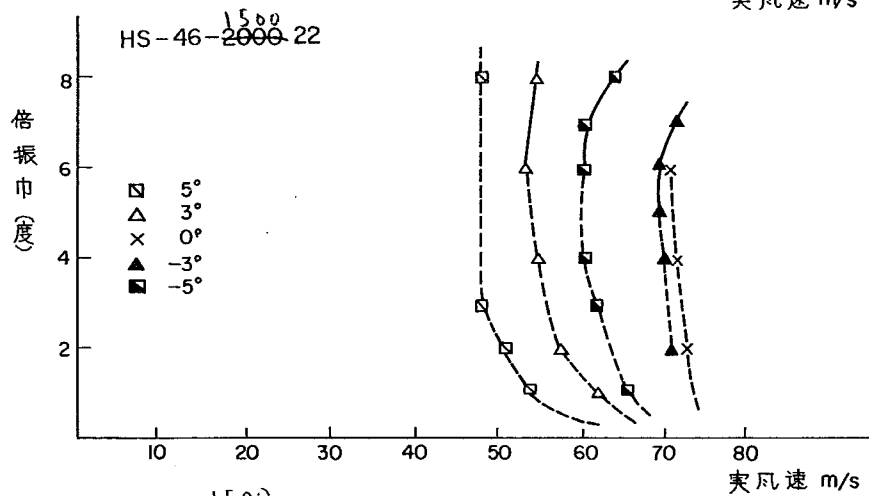
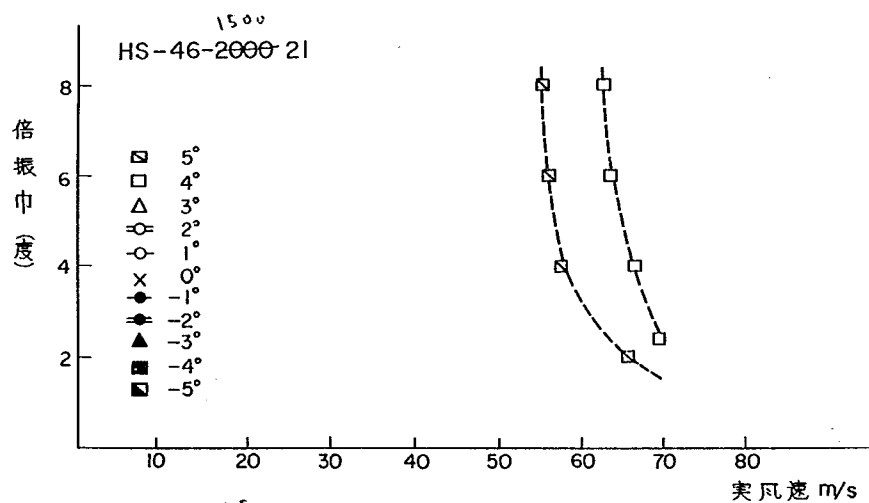


図-3.12(1) 五径間吊橋 (L=1500) のV-A 曲線

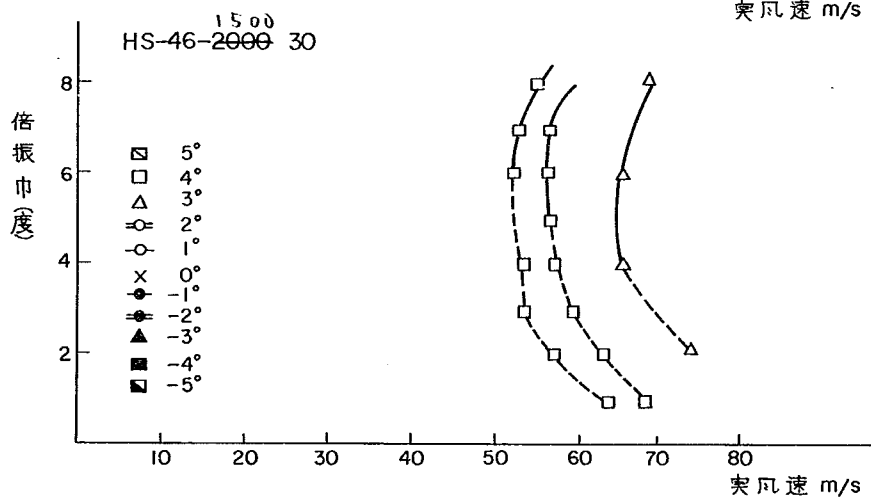
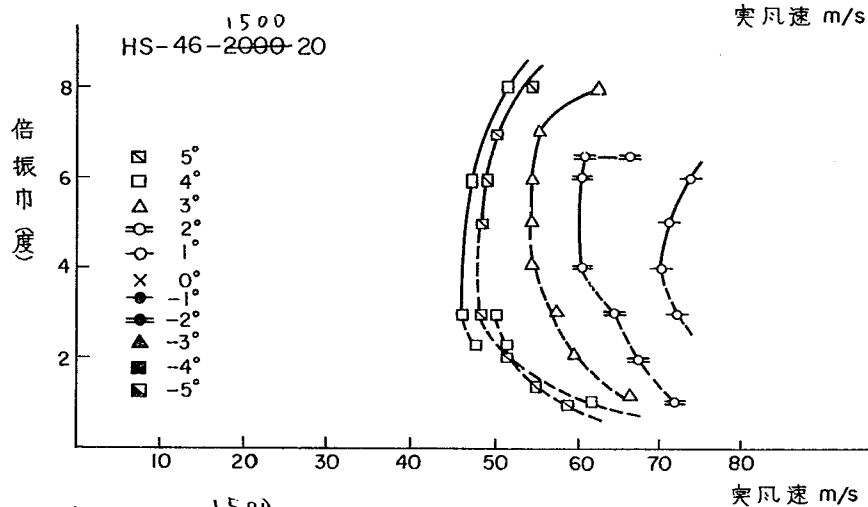
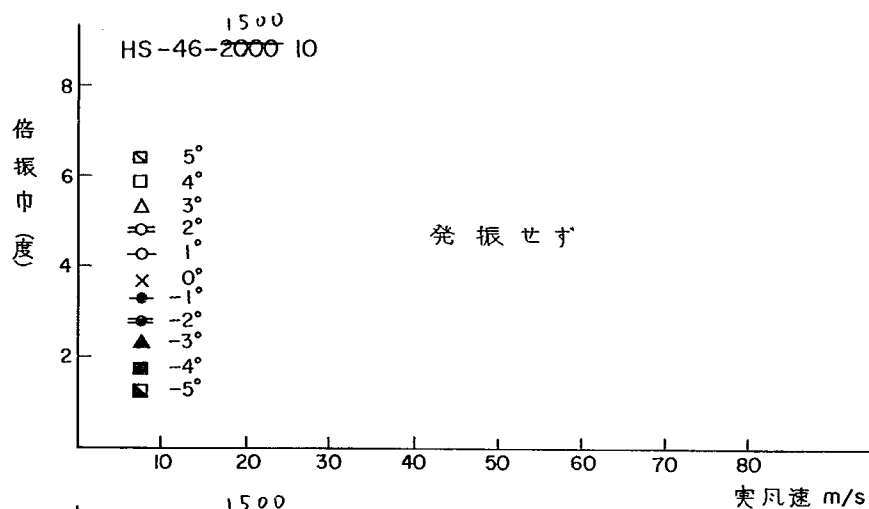


図-3.12(2) 五径間吊橋 (L=1500) の V-A 曲線

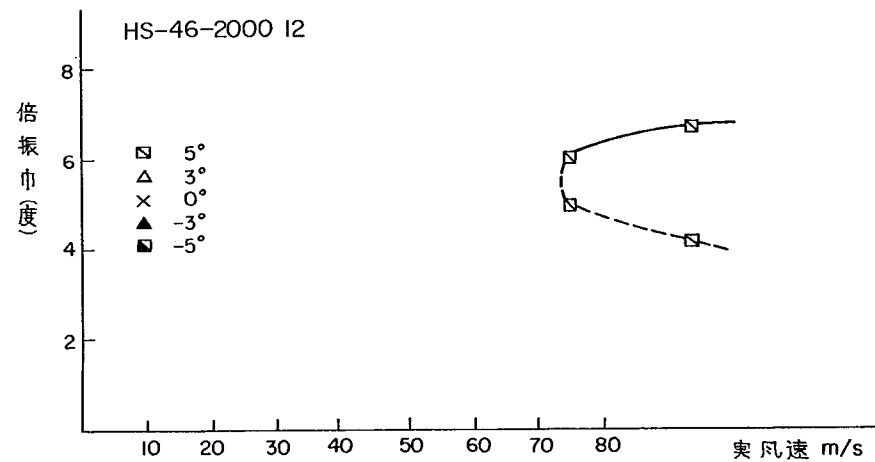
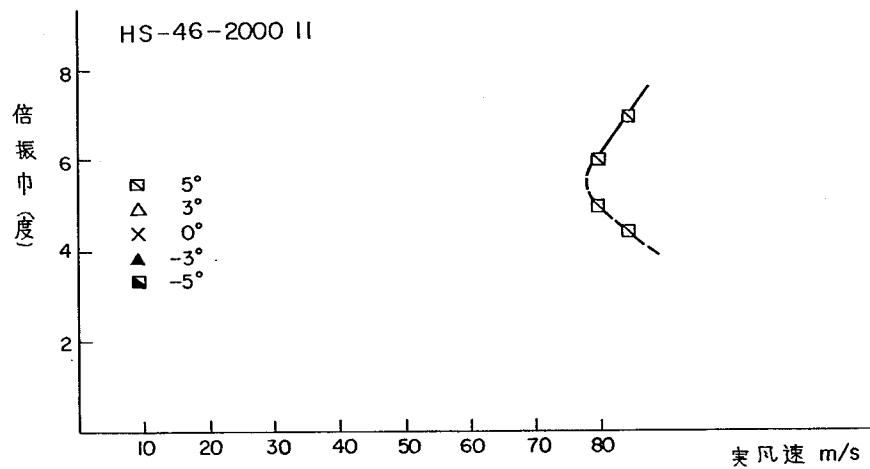
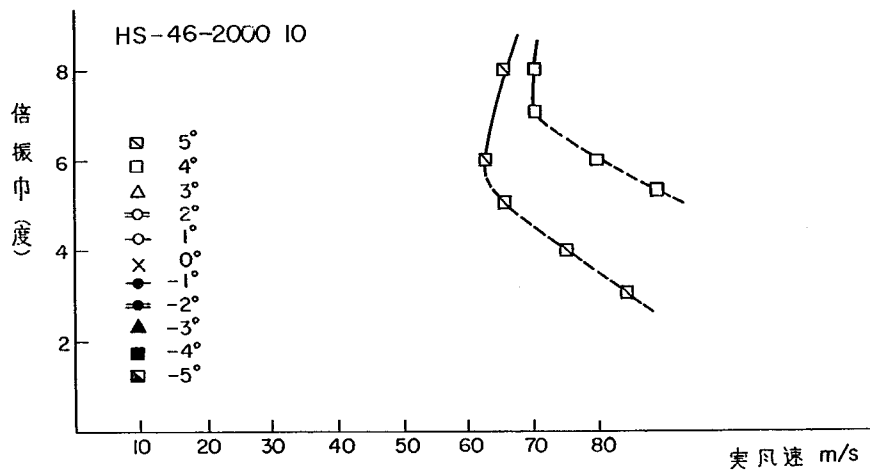


図-3.13(1) 三径間吊橋 (L=2000) I の V-A 曲線

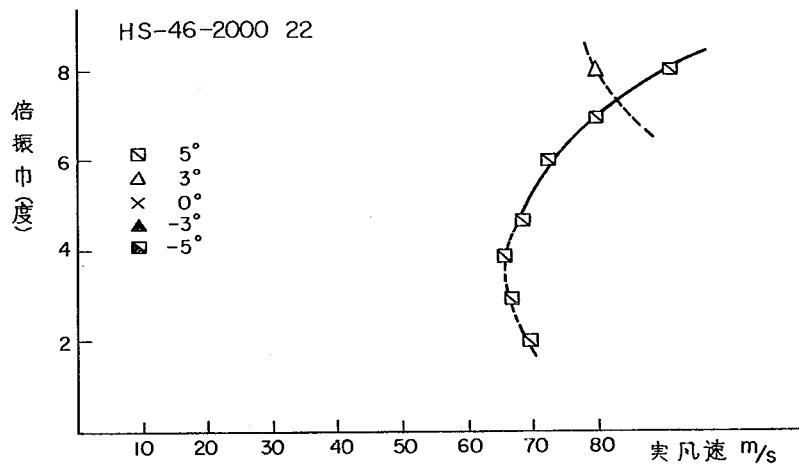
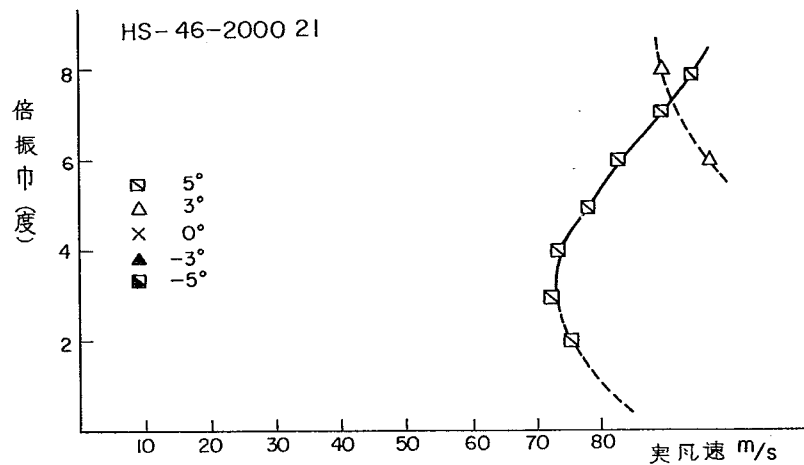
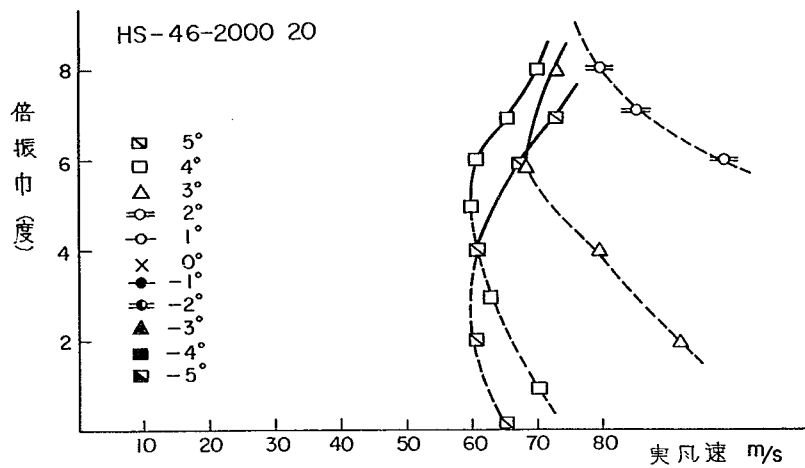


図-3.13(2) 三径間吊橋 (L=2000) I の V-A 曲線

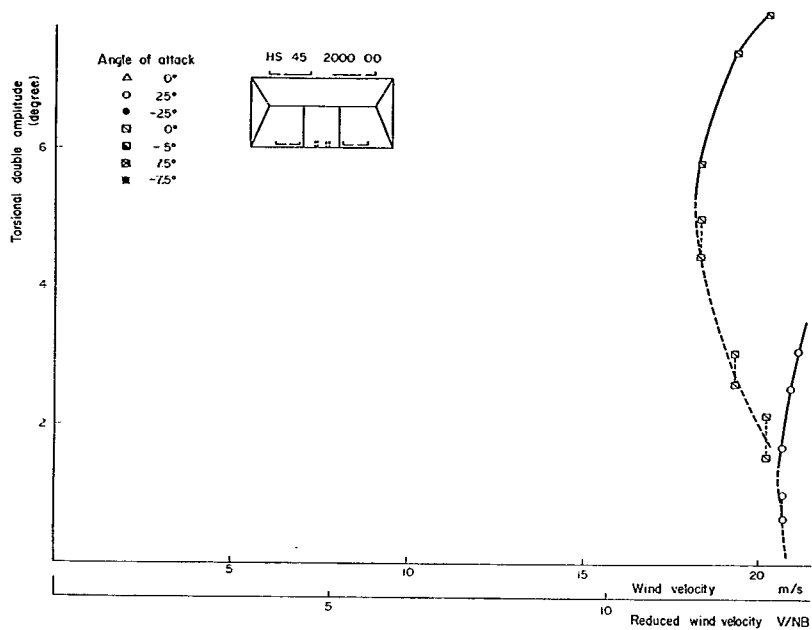


図-3.14(1) 三径間吊橋 ($L=2000$) ⅡのV-A曲線

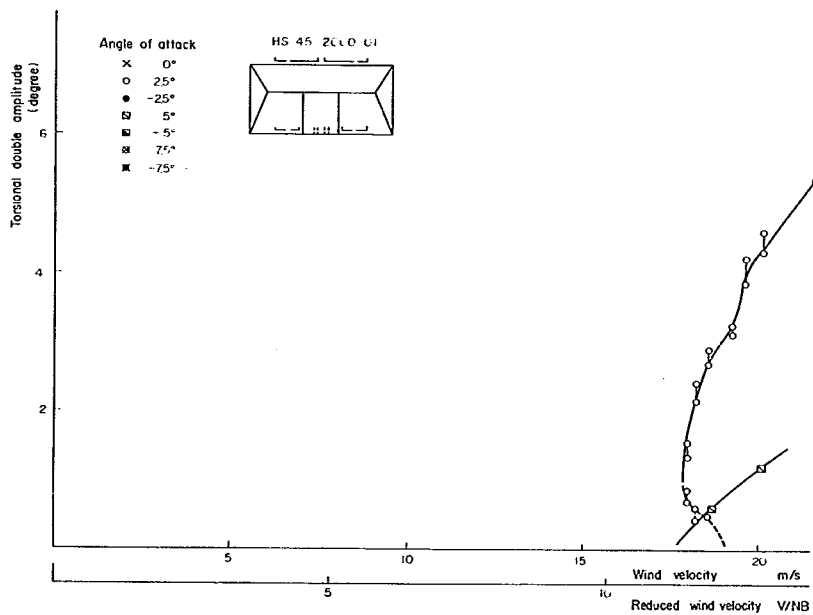


図-3.14(2) 三径間吊橋 ($L=2000$) ⅡのV-A曲線

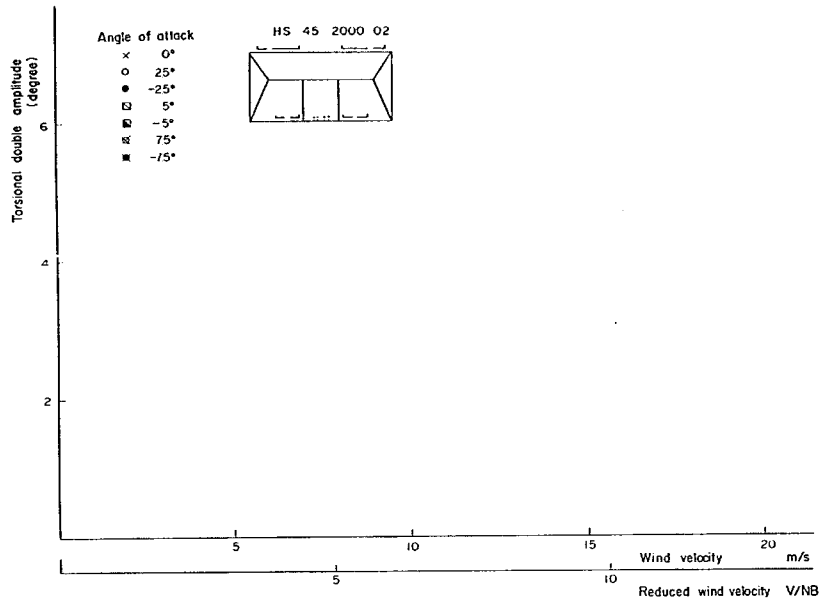


図- 3.14(3) 三径間吊橋 (L=2000) Ⅱの V-A 曲線

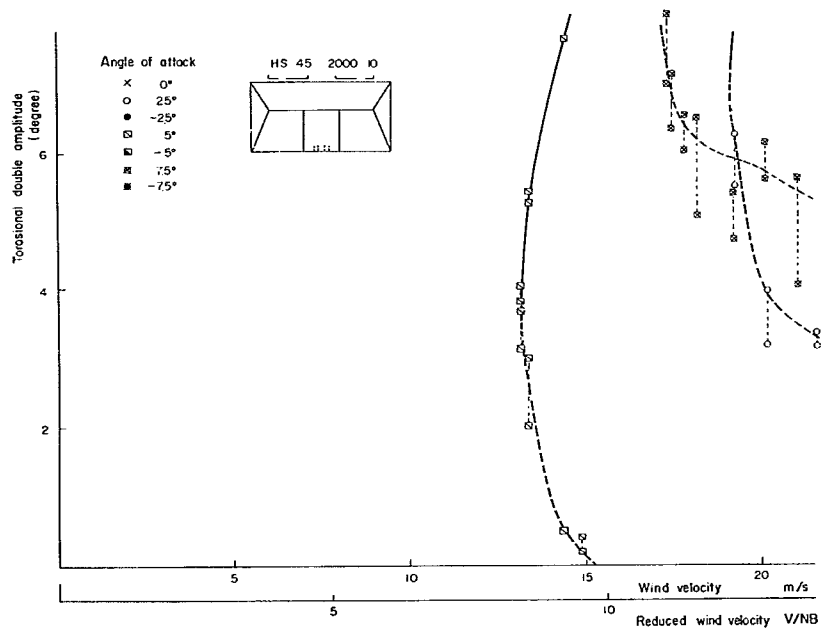


図- 3.14(4) 三径間吊橋 (L=2000) Ⅱの V-A 曲線

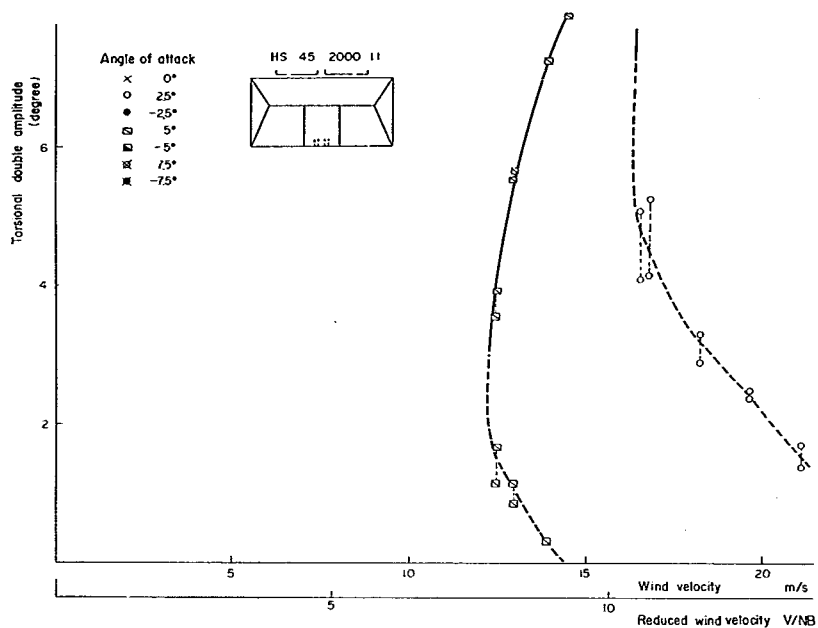


図-3.14(5) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅰの $V-A$ 曲線

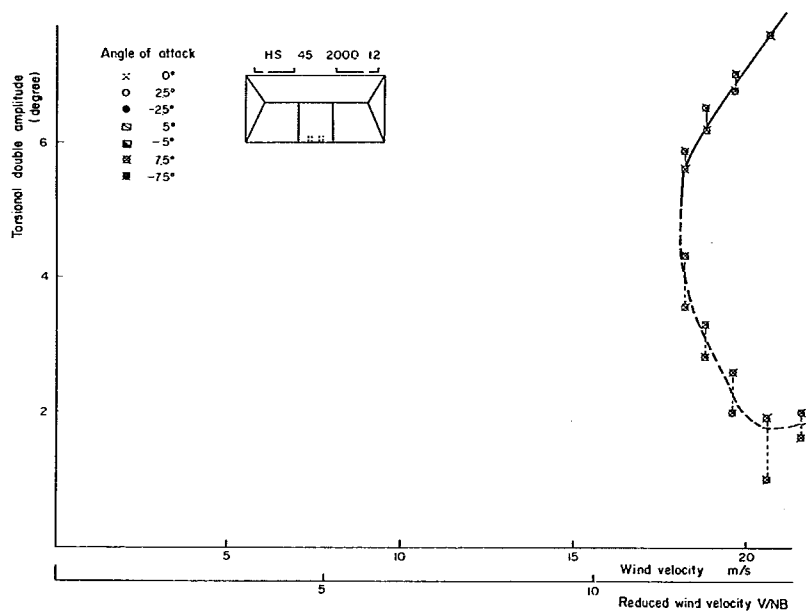


図-3.14(6) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A$ 曲線

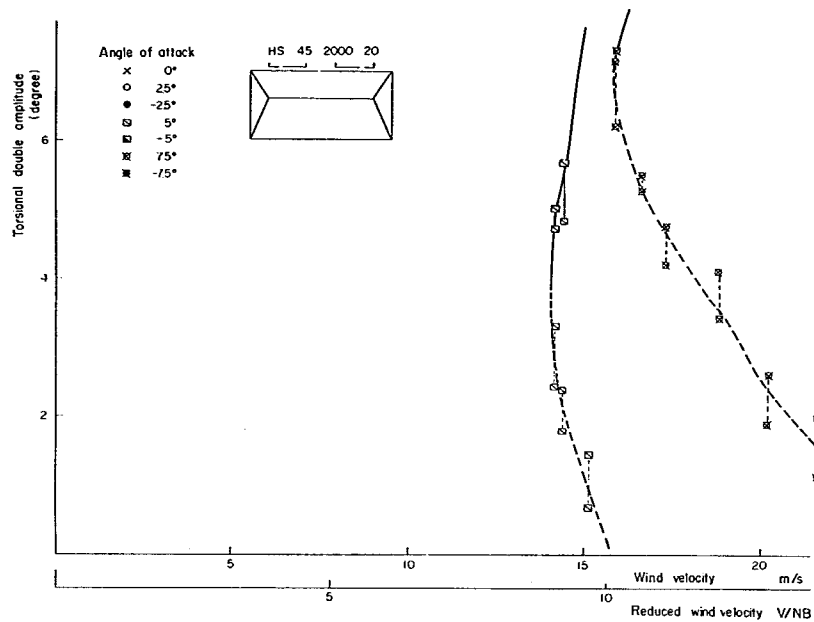


図-3.14(7) 三径間吊橋 (L=2000) ■のV-A曲線

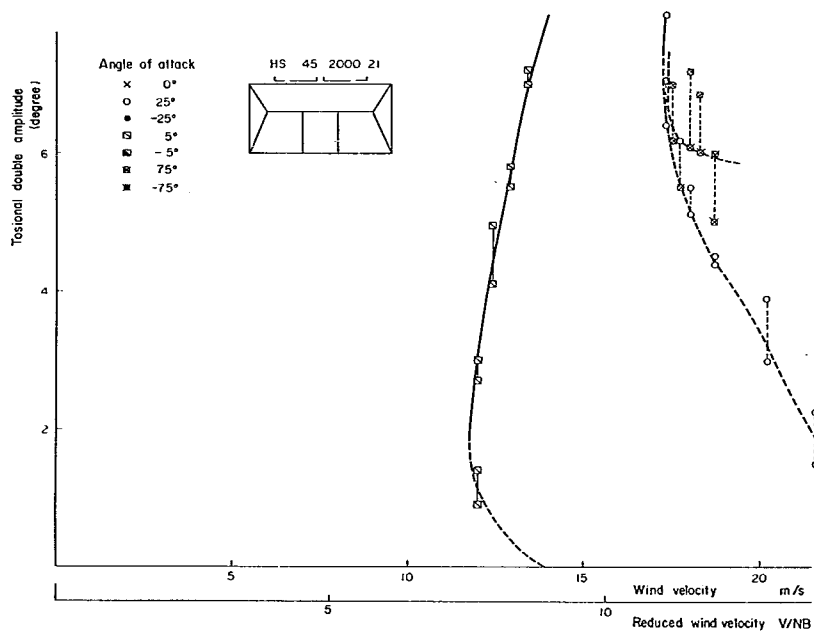


図-3.14(8) 三径間吊橋 (L=2000) ■のV-A曲線

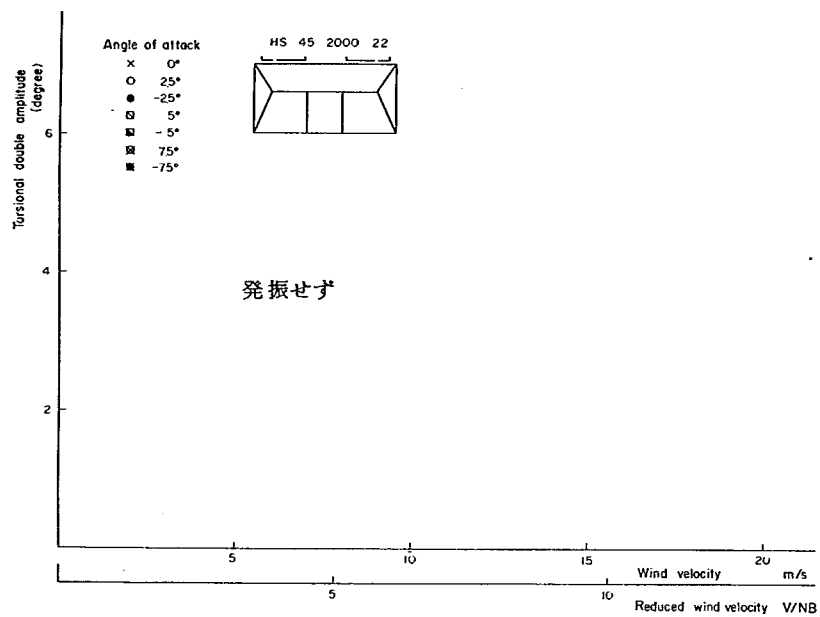


図-3.14(9) 三径間吊橋 (L=2000) の V-A 曲線

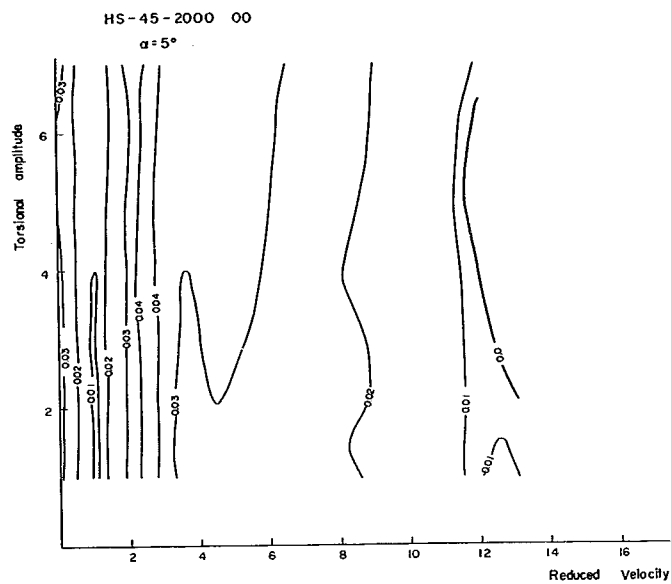


図-3.15(1) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅲの $V-A-\delta$ 曲線

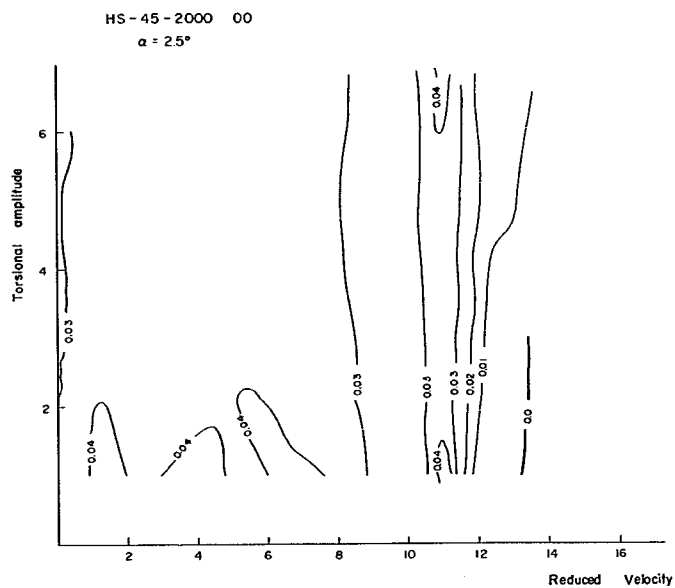


図-3.15(2) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅲの $V-A-\delta$ 曲線

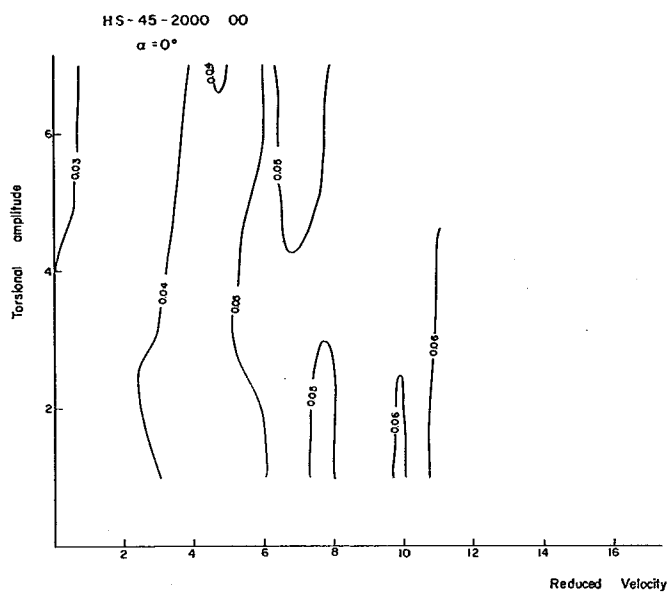


図-3.15(3) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

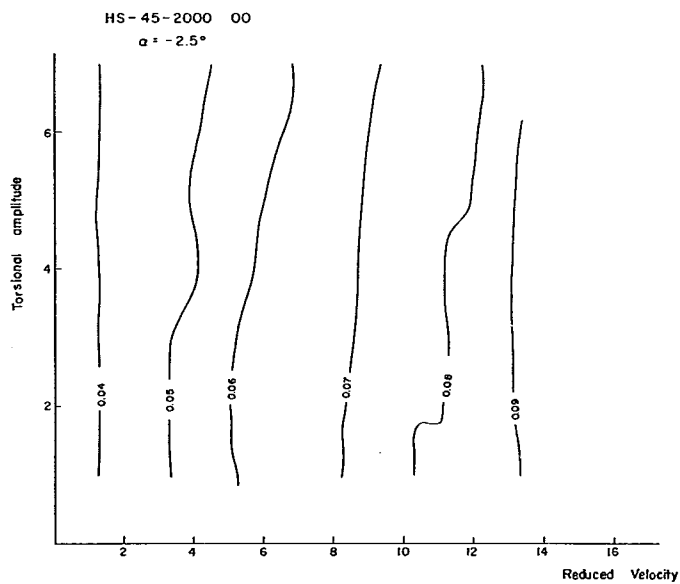


図-3.15(4) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

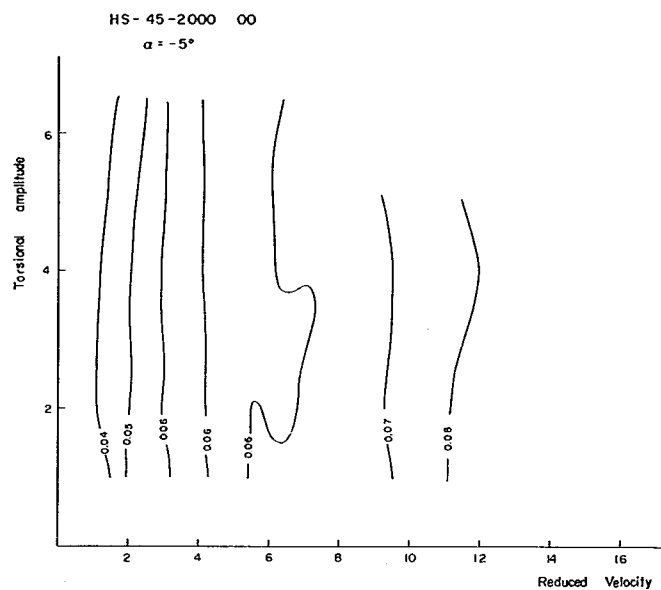


図-3.15(5) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

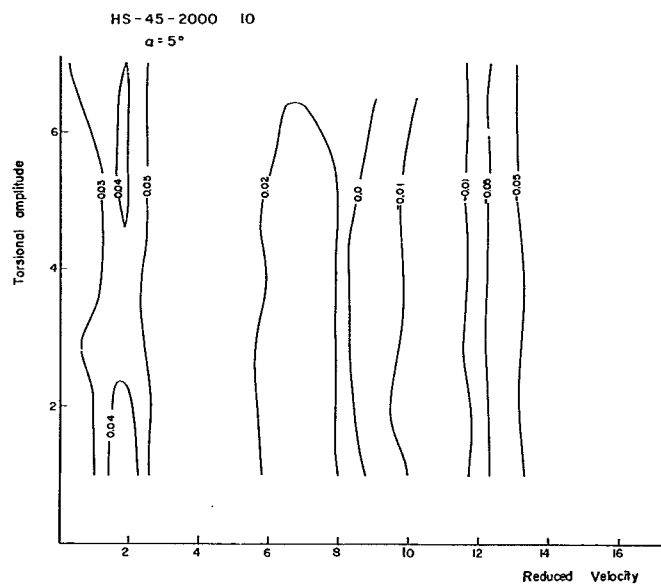


図-3.15(6) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

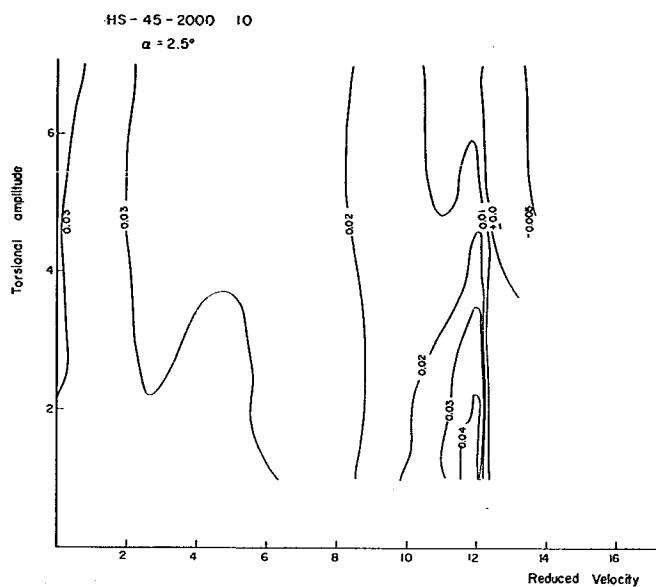


図-3.15(7) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

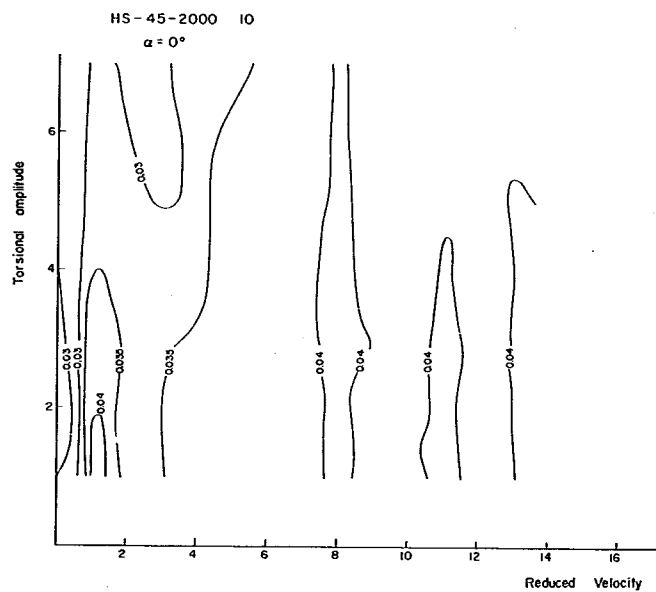


図-3.15(8) 三径間吊橋 ($L=2000$) ■の $V-A-\delta$ 曲線

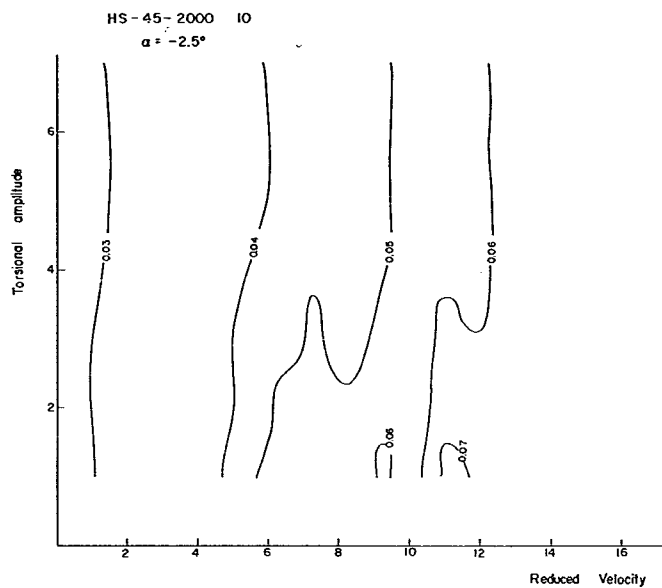


図-3.15(9) 三径間吊橋 ($L=2000$) の $V-A-\delta$ 曲線

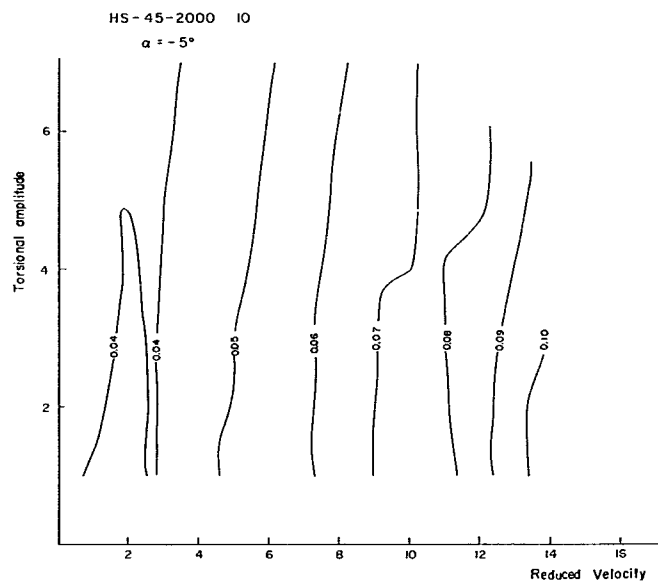


図-3.15(10) 三径間吊橋 ($L=2000$) の $V-A-\delta$ 曲線

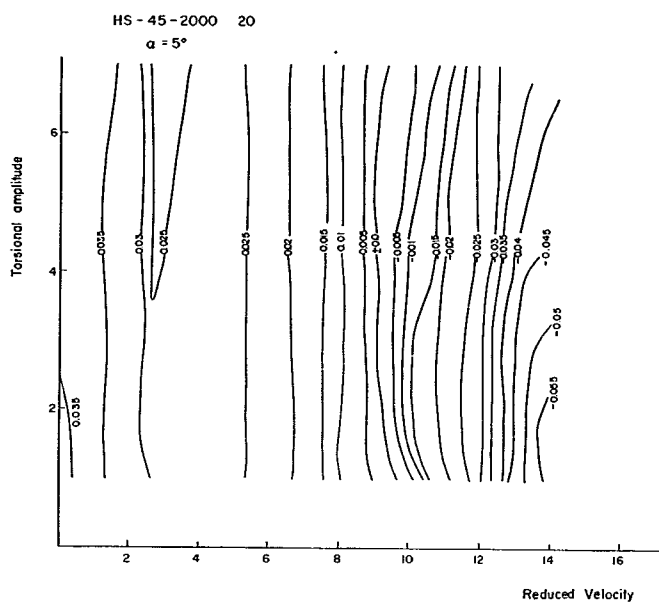


図-3.15(11) 三径間吊橋 ($L=2000$) ■の $V-A-\delta$ 曲線

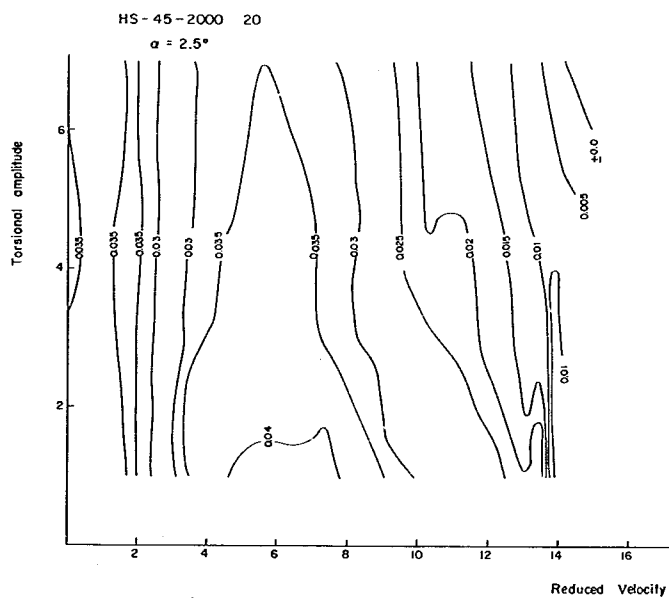


図-3.15(12) 三径間吊橋 ($L=2000$) ■の $V-A-\delta$ 曲線

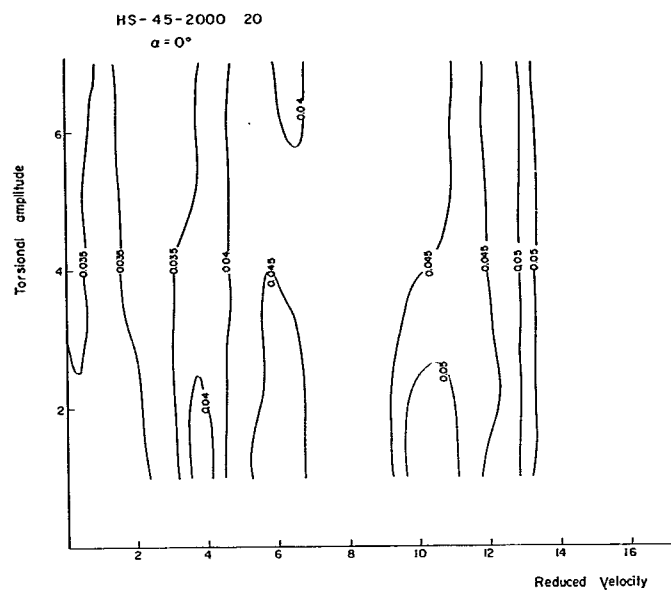


図-3.15(13) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

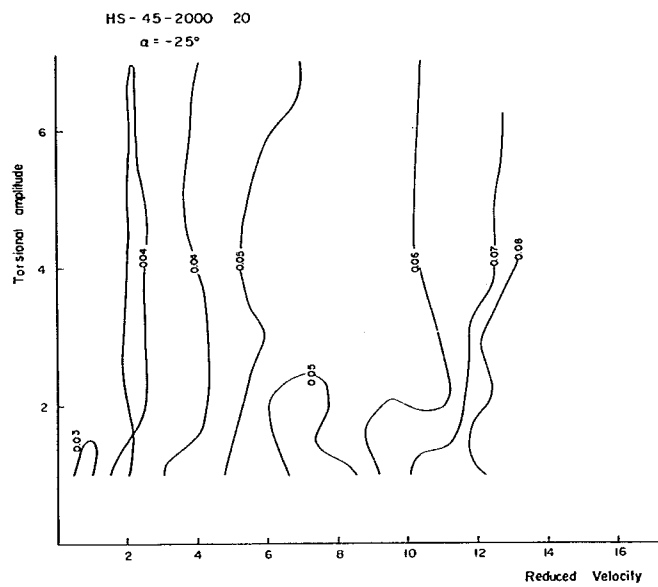


図-3.15(14) 三径間吊橋 ($L=2000$) Ⅱの $V-A-\delta$ 曲線

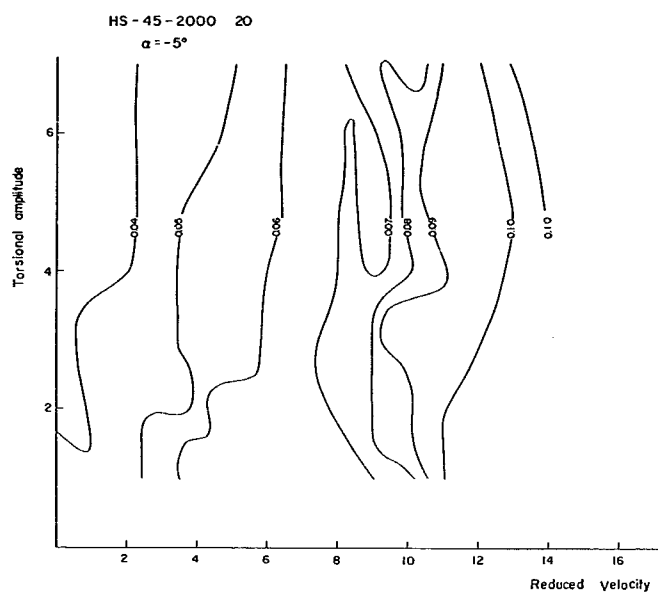


図- 3. 15(15) 三径間吊橋 ($L=2000$) の $V-A-\delta$ 曲線

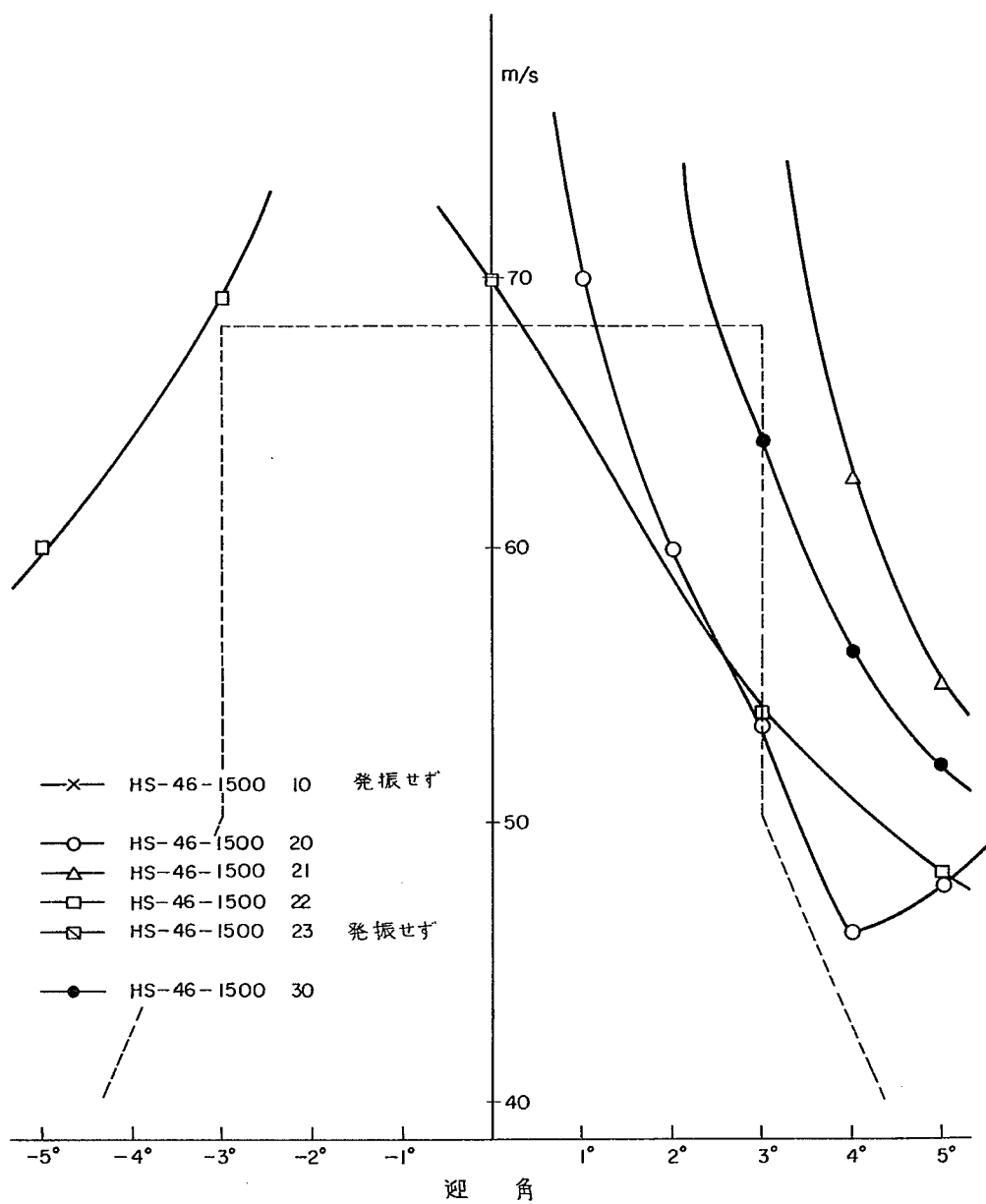


図- 3.16 三径間吊橋 (L=1500) の $V_c - \alpha$ 曲線

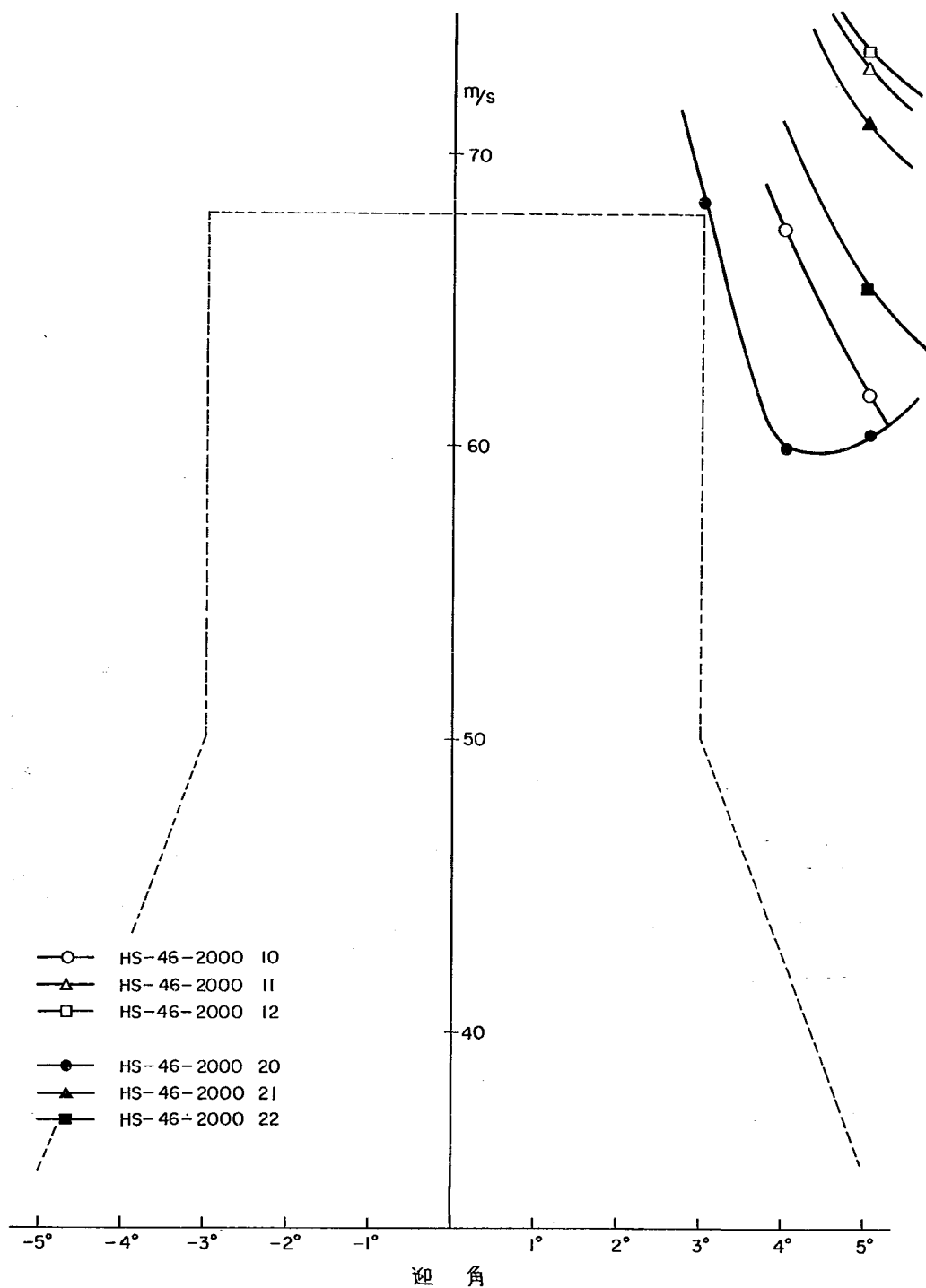


図-3.17 五径間吊橋 ($L=2000$) I の $V_c - \alpha$ 曲線

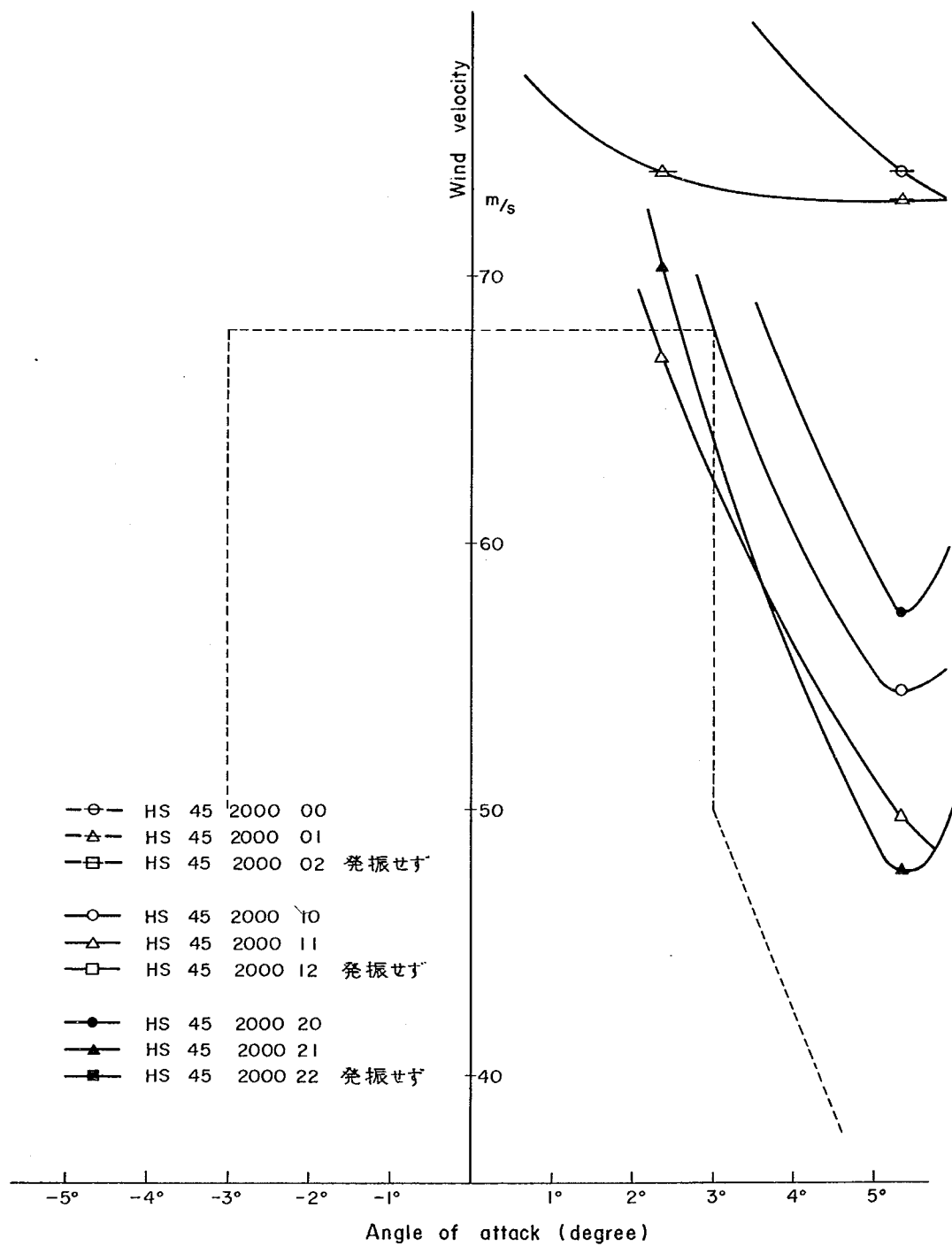


図-3.18 三径間吊橋 (L=2000) の $V_c - \alpha$ 曲線

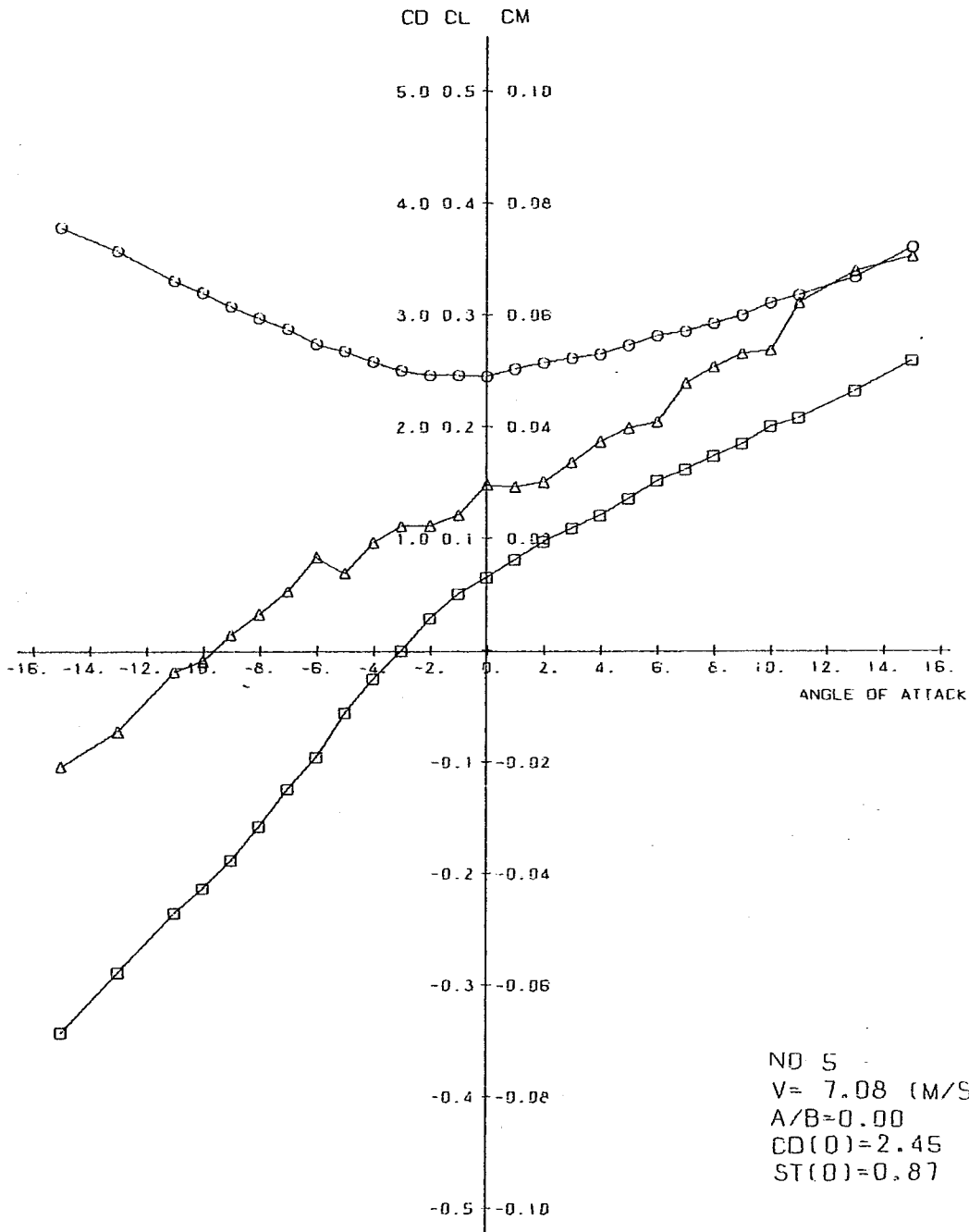


圖-3.19(1) 三分力曲線

HS-46-1500 20

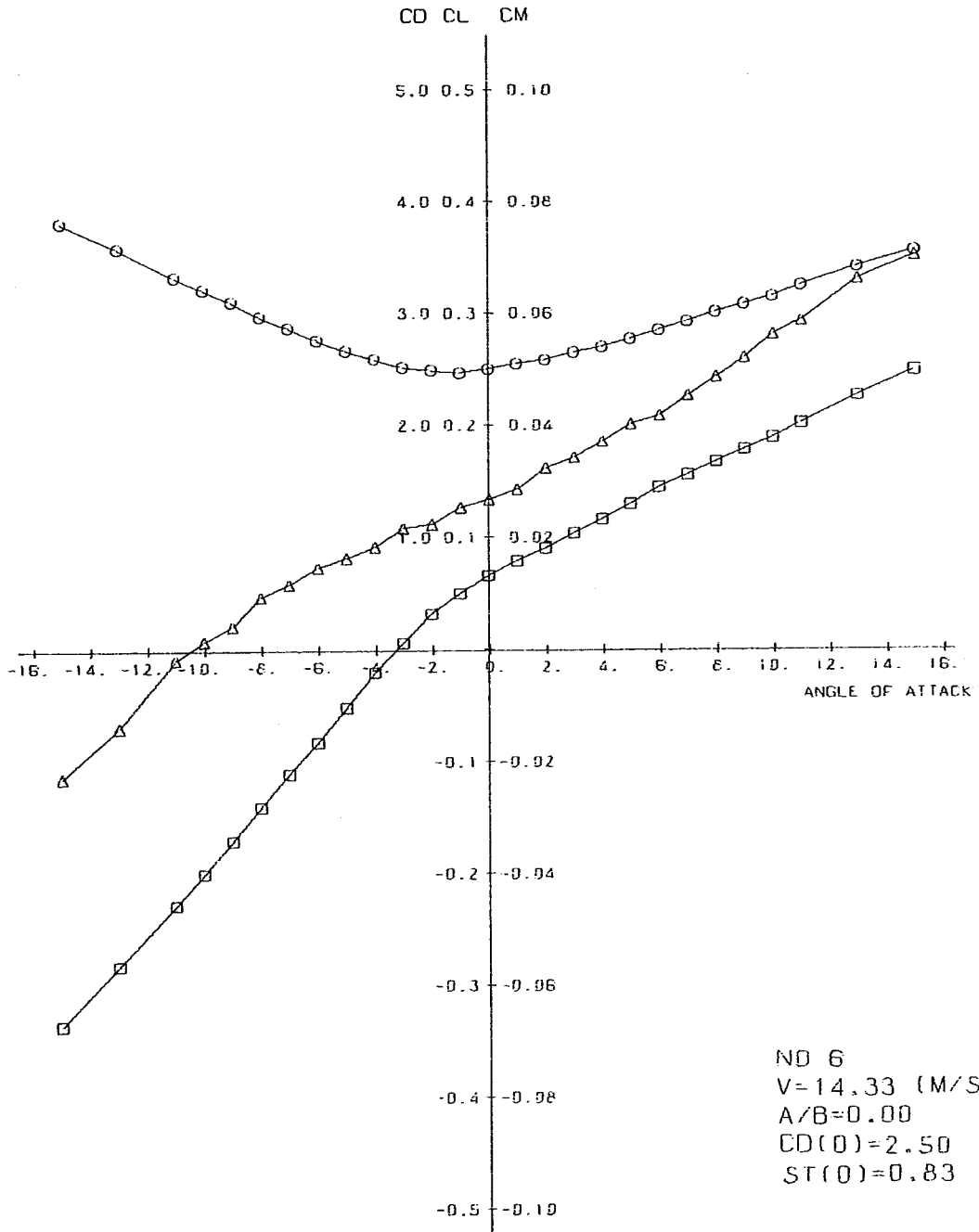


图-3.19(2) 三分力曲线

HS-46-1500 20
 (但し、鉄道桁をトラスとしたもの)

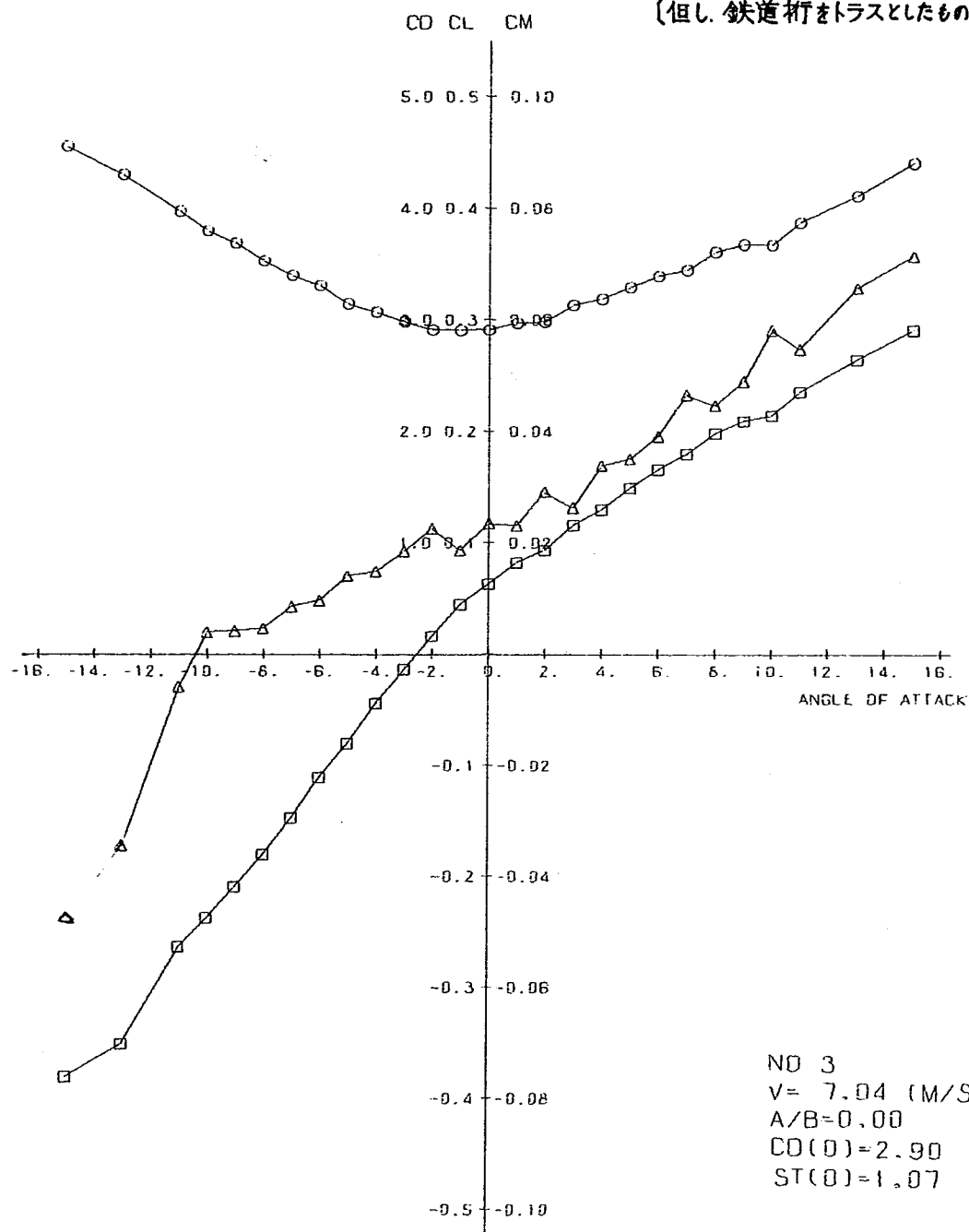


図-3.20(1) 三分力曲線

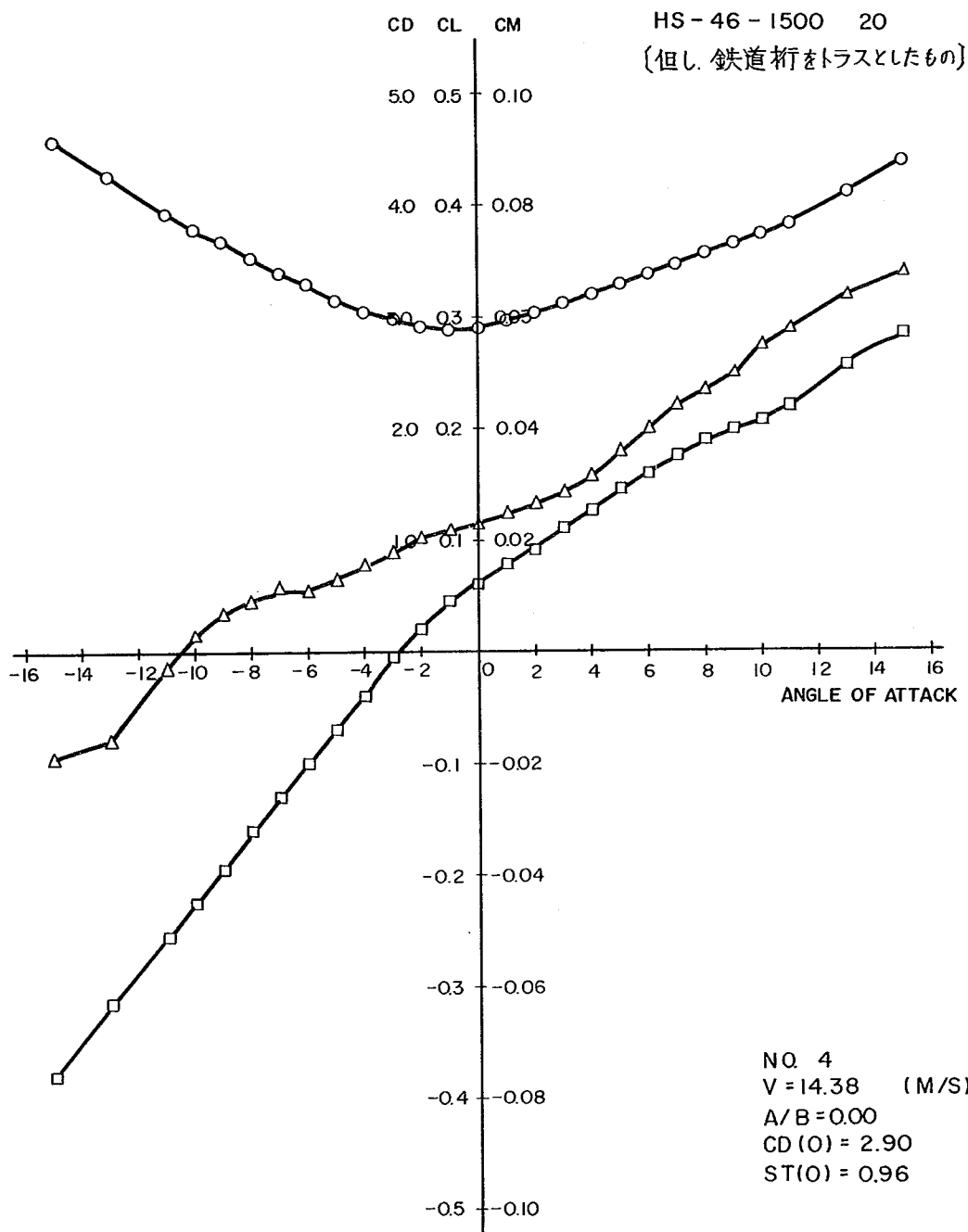


図-3.20(2) 三分力曲線

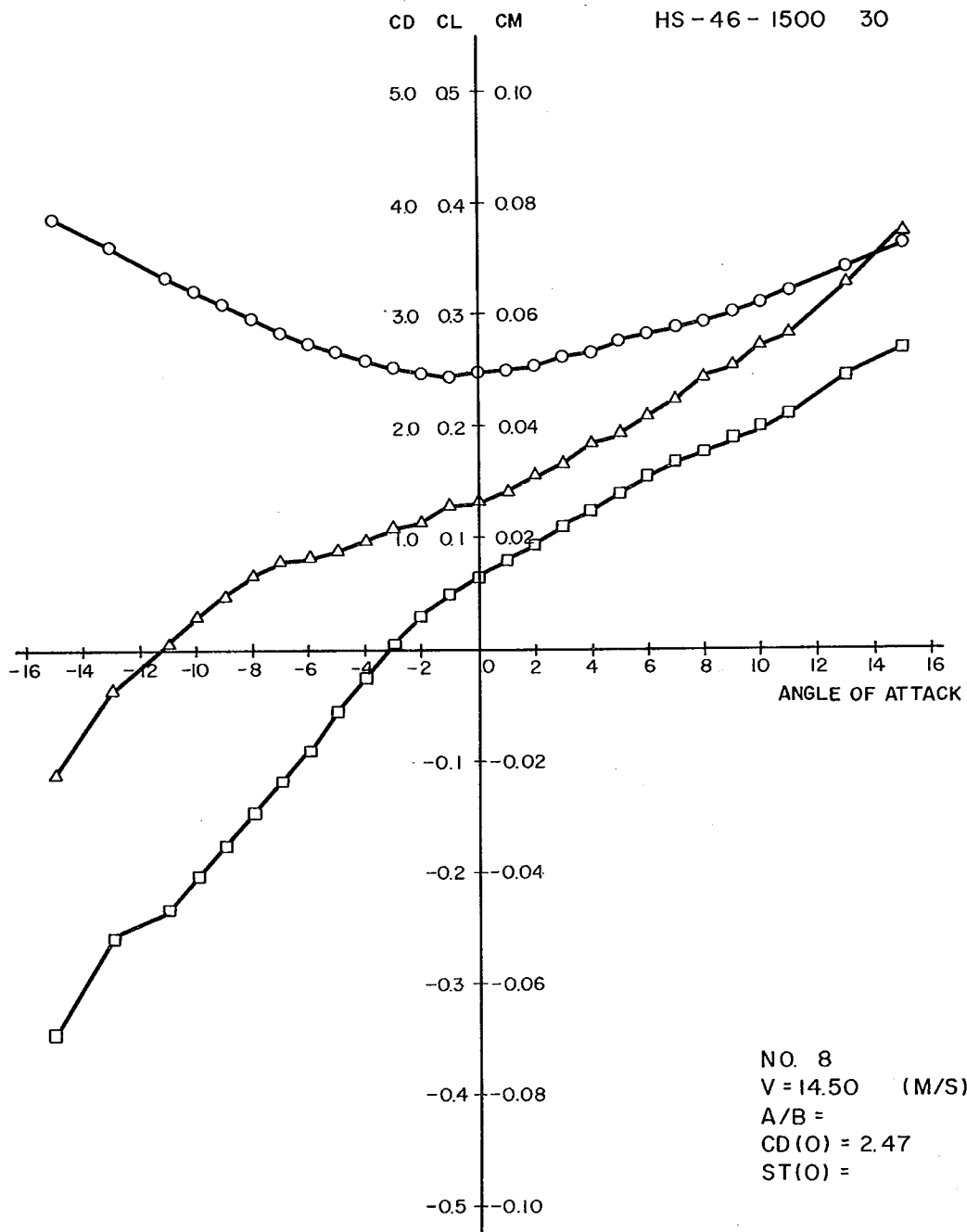


圖-3.21(1) 三分力曲線

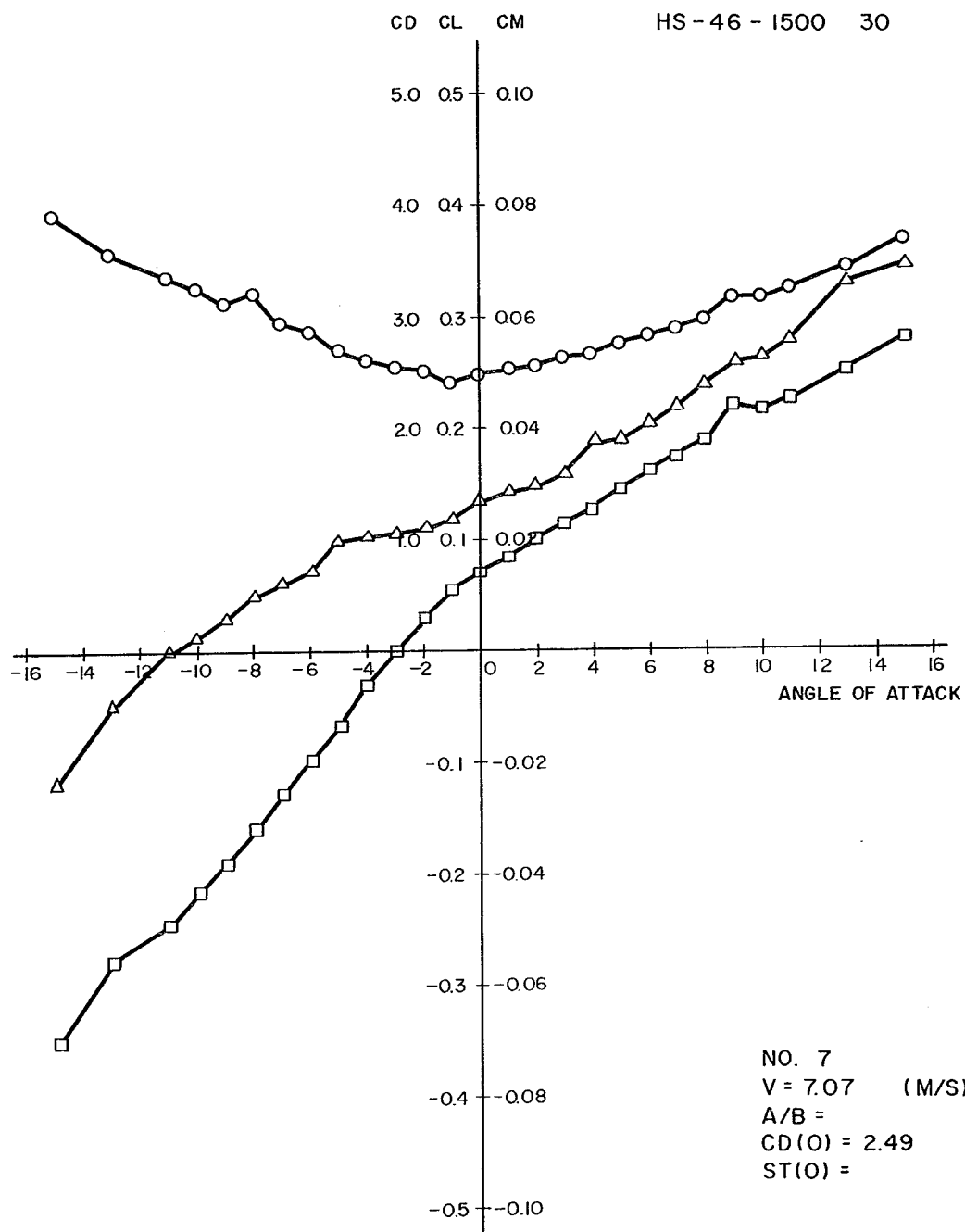


圖-3.21(2) 三分力曲線

HS-46-1500 30
〔但し、鉄道桁をトラスとしたもの〕

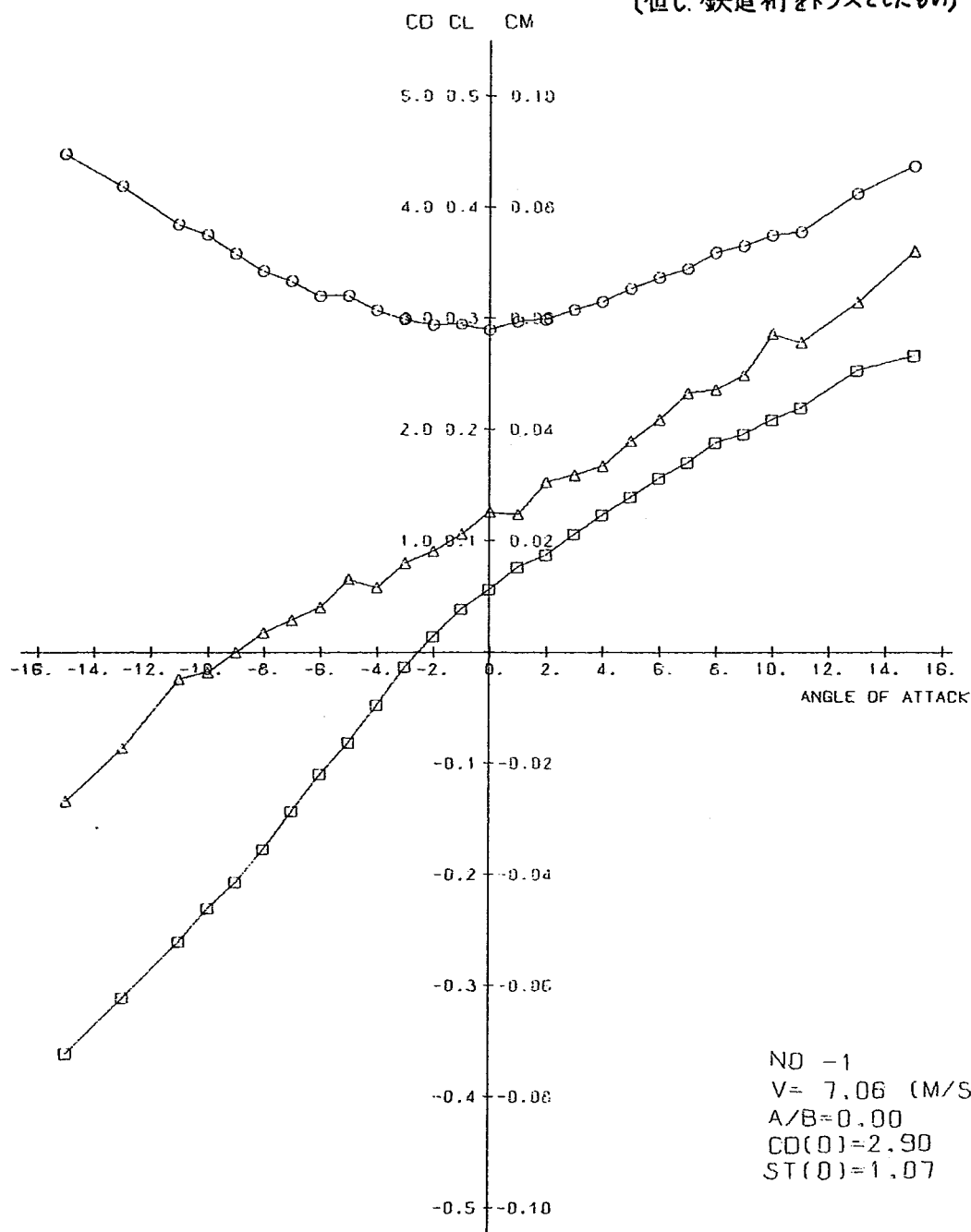


図-3.22(1) 三分力曲線

HS-46-1500 30

(但し、鉄道桁をトラスとしたもの)

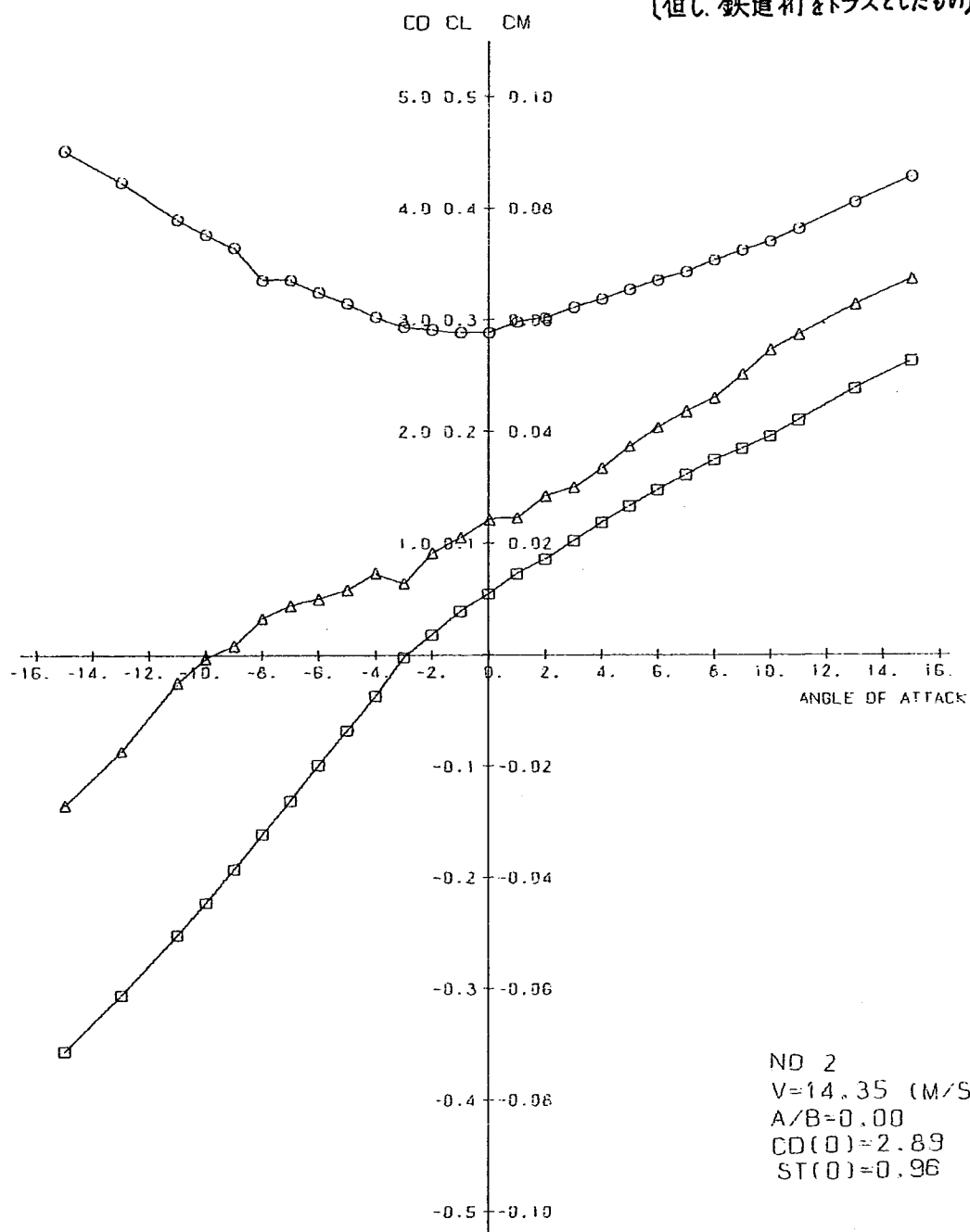


図-3.22(2) 三分力曲線

第 4 章 多径間吊橋の耐震性

一吊橋および取付橋の地震応答解析一

振 動 研 究 室

栗 林 栄 一
飯 田 裕
高 場 正 富

4.1 概 説

本章では、多径間吊橋および取付橋の耐震性の検証を目的として実施した地震応答解析結果について報告する。多径間吊橋としては5径間吊橋、取付橋としてはカンチレバートラス橋を対象とした。

4.2 多径間吊橋地震応答解析解析結果

本節では、本州四国連絡道路橋概略設計に示されている5径間吊橋5S-H1.500Dを対象として実施した地震応答解析解析結果について報告する。

1. 解析計算の概要

解析計算には、建設省土木研究所が所有する多径間吊橋の地震応答解析に関する電算プログラムSEQR(L)-4を用いた。電算プログラムSEQR(L)-4は、主塔、副塔、ケーブル、補剛桁、アンカーブロック、橋脚などから構成される多径間吊橋(図-4.1)を線型多質点系力学モデル(図-4.2)に置き換えて運動方程式を導き、地震応答スペクトル、地震動加速度記録を地震入力として、モーダル・アナリシスにより最大応答および直接応答を求めるものである。応答および固有振動モードはXYプロッターにより図化される。固有値問題の解法にはヤコビ法を用いており、力学モデルの自由度数は最大120である。

解析計算の条件を表-4.1に示す。本橋の主塔基礎には多柱基礎(図-4.3)が計画されている。多柱基礎に対する力学モデルを図-4.4(a)に示す。すなわち頂板を剛体とみなし、頂板重心点において質量と回転慣性を考慮する。したがってこの力学モデルの自由度数は3となり、図-4.4(b)に示す力学モデルと考えることもできる。

2. 解析計算結果

この解析計算の結果

- 1) 系の固有周期、モード寄与率、相当質量、固有振動モード等の固有振動特性
- 2) 系の各節点における変位、加速度、断面力等の応答

が求められる。

解析計算の結果求められた橋軸方向の固有振動モードを図-4.5～図-4.8、橋軸直角方向の固有振動モードを図-4.9～図-4.12に示す。また平均応答スペクトル(1964)による橋軸方向の応答変位、断面力を図-4.13、橋軸直角方向の応答変位、断面力を図-4.14～図-4.16に示す。

3. 考 察

- 1) 本橋吊構造部の低次の振動に注目して実施された模型実験結果と本解析結果との比較を表-4.2に示す。本解析結果は若干周期が長めとなっている。固有振動モードは実験結果によく一致している。
- 2) 橋軸方向の応答変位(図-4.13(a))には、全長5,000mにおよぶケーブルの橋軸方向縦振動の影響が現われている。
- 3) 橋軸方向の主塔の応答曲げモーメント(図-4.13(b))には、多柱基礎の固有周期が主塔単独場合の1次の固有周期より短かく2次の固有周期に比較的接近していることによる影響が現われている。
- 4) 橋軸直角方向の主塔において、部材5-6、8-9の応答曲げモーメント、応答せん断力は他の部分に比べて非常に大きな値を示している(図-4.16)。これは、この部材の部材長が他の部材に比べて短いため、高い剛度をもつことになるためと考えられる。特にせん断力が大きいのは、この部分に斜材がないため、せん断力を全てこの部材で受け持つことによるものと考えられる。

4.3 カンチレバートラス橋地震応答解析解析結果

本節では、カンチレバートラス橋を対象として実施した地震応答解析解析結果について報告する。

1. 解析計算の概要

解析計算には、建設省土木研究所が所有する平面構造物の地震応答解析に関する電算プログラムを使用した。このプログラムは有限要素法を一次元平面構造物に適用したものであり、構造物に比較的忠実な解析を行なうことが可能である。固有値問題の解法にはキブンスハウスホルダー法を用いており、最大自由度数は150である。

図-4.17に示すカンチレバートラス橋を図-4.18に示す力学モデルに置き換えて、モーダル・アナリシスにより最大応答を求めた。地震入力としては平均応答スペクトル(1970)-岩盤を用い、減衰定数は上部構造の応答が卓越するモードに対して2%、下部構造の応答が卓越するモードに対しては10%とした。また入力最大加速度は300galとした。

2. 解析計算結果

解析計算の結果求められた橋軸方向の固有振動特性値を表-4.3 固有振動モードを図-4.19, 図4.20に示す。また橋軸方向の応答断面力を表-4.4に示す。ここでは吊径間および吊径間固定側碇着トラス部を対象として解析した解析結果を示した。

3. 考 察

- 1) 他の部材に比較して塔附近の下弦材の応答値は大きな値を示している。
- 2) 本解析では、平面構造物としての解析を行なったが、さらに立体構造物としての検討を行なう必要があるものと思われる。

表-4.1 解析計算条件

項 目	内 容
自 由 度 数	橋軸水平・鉛直方向109, 橋軸直角方向98
構 成 部 材	上下部構造全橋
地 震 入 力	平均応答スペクトル(1964) 1940 EI Centro N-S 応答スペクトル
入力最大加速度	200 gal
地震入力点	全支点同一波形
減衰定数	0, 2, 5%
応答の種類 (最大応答)	変位, 曲げモーメント, 剪断力, ケーブル張力, 地盤反力 加速度, センタースティ張力
X-Yプロッター による図化	変位モード 最大応答

表-4.2 模型実験結果との比較

振動モード		周 期 (sec)		
		実験値の実橋換算値*	理 論 値*	本 解 析 結 果
鉛 直 た わ み	対 1 次	20.00	19.50	20.07
	2 次	8.34	8.12	8.98
	称 3 次	6.67	6.83	7.90
	逆 1 次	10.00	10.42	12.00
	対 2 次	5.00	5.02	6.11
	称 3 次	3.13	3.17	4.52

* : 土木研究所資料第597号「多径間吊橋の振動特性に関する調査報告書」昭和
45年3月による。

表-4.3 固有振動特性

次数	固有周期	モード寄与率		相当質量	
	T (sec)	D _{1x}	D _{1y}	M _{1x} (%)	M _{1y} (%)
1	2.390	23.8	-3.6	2.95	1.11
2	1.527	6.8	29.3	0.24	71.60
3	1.275	-19.7	7.4	2.02	4.57
4	1.101	-9.1	-5.7	0.44	2.67
5	0.784	80.4	2.7	33.53	0.60
6	0.669	70.7	-4.6	25.95	1.75
7	0.565	53.6	-1.1	14.92	0.09
8	0.537	18.1	5.4	1.69	2.42
9	0.505	9.2	5.1	0.44	2.21
10	0.340	6.3	9.6	0.21	0.08
11	0.324	-6.9	3.2	0.25	0.85

表-4.4 応答断面力(軸力)

部材番号	応答値	設計許容値
1	782.77 ton	(2211) 2406 ton
上 3	1548.81	(3675) 3764
5	1380.43	(1993) 2055
弦 7	1373.52	(3992) 4298
8	1686.65	(5515) 5684
材 10	2377.01	(5515) 5684
11	1436.54	(2963) 3223
14	1015.01	(2800) 3150
下 16	2135.66	(3966) 4018
18	4660.23	(2085) 2339
弦 20	6094.74	(5707) 6052
21	7013.68	(7643) 7801
材 22	3960.52	(7643) 7801
23	3602.90	(5707) 6052
斜 40	961.59	(3474) 3524
42	1240.84	(2871) 2800
材 43	1629.10	(1960) 2104
45	996.23	(3474) 3524
垂直 41	1291.04	(2529) 2632
材 44	1045.11	(2529) 2632
50	1965.07	
塔 51	5308.45	
柱 52	1752.70	
53	4964.62	

注：部材番号は図-4.18参照

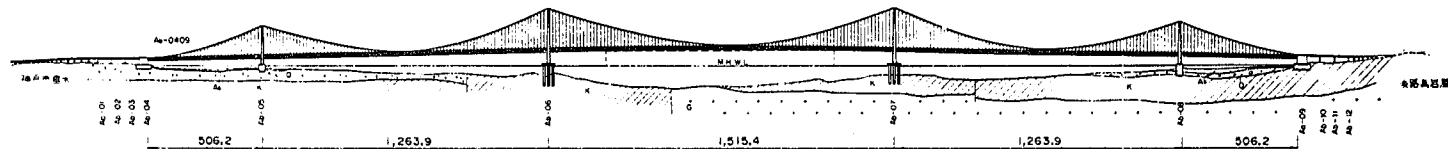


図-4.1 多径間吊橋(5S-H1500D)

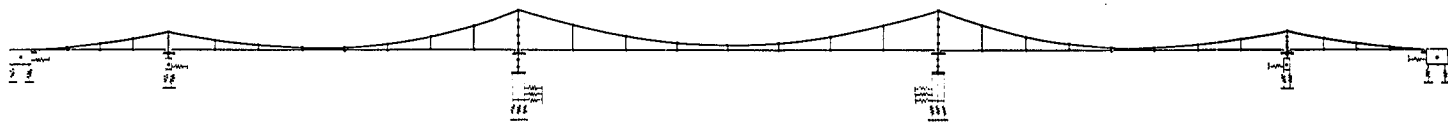
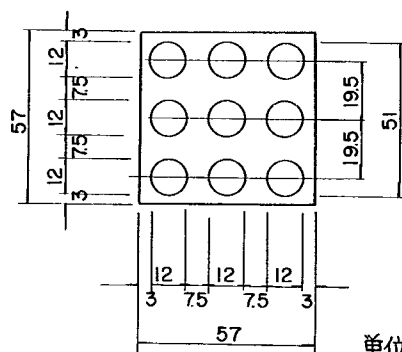
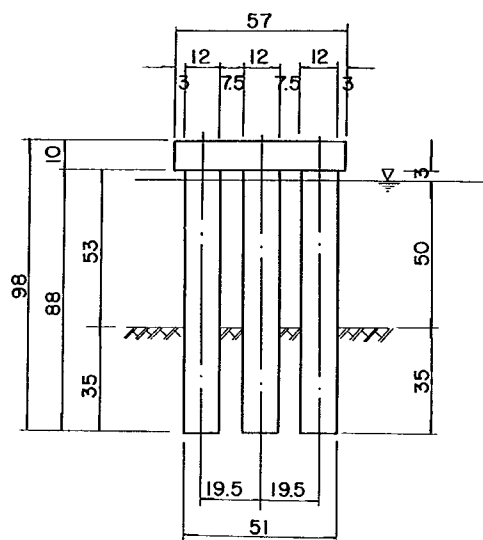


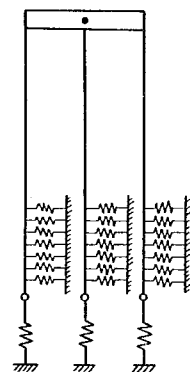
図-4.2 多径間吊橋の力学モデル



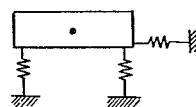


単位(m)

図-4.3 多柱基礎の一例



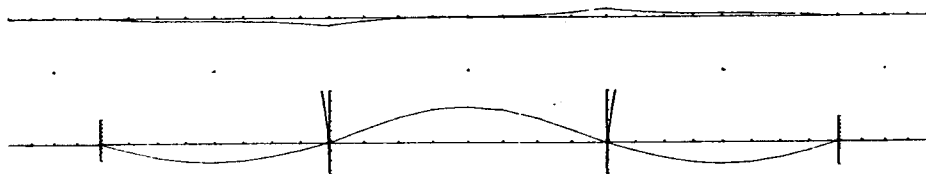
(a)



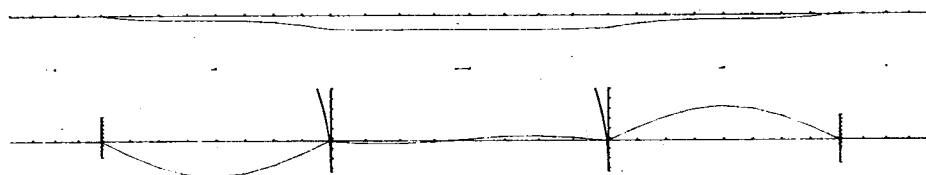
(b)

図-4.4 多柱基礎の力学モデル

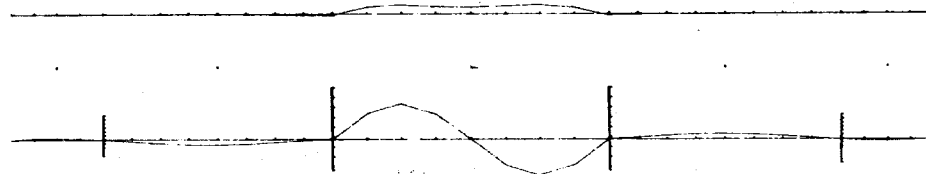
MODE NO. 1 $T=20.059\text{ms}$ $F=0.00\%$



MODE NO. 2 $T=18.466\text{ms}$ $F=0.76\%$



MODE NO. 3 $T=11.998\text{ms}$ $F=0.07\%$



MODE NO. 4 $T=9.962\text{ms}$ $F=0.01\%$

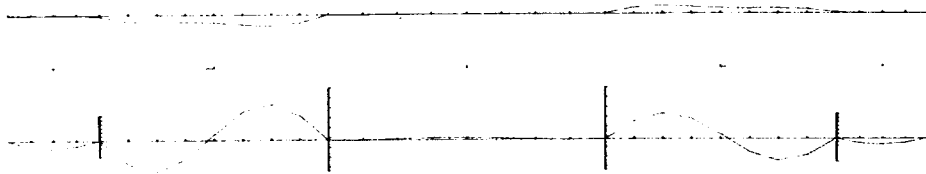
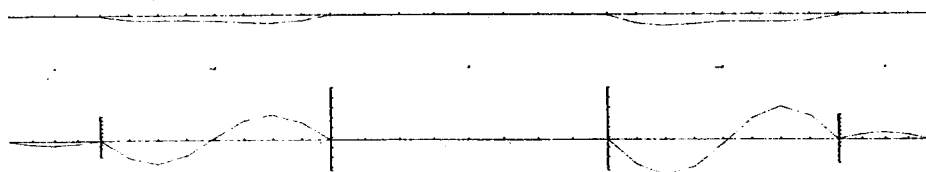
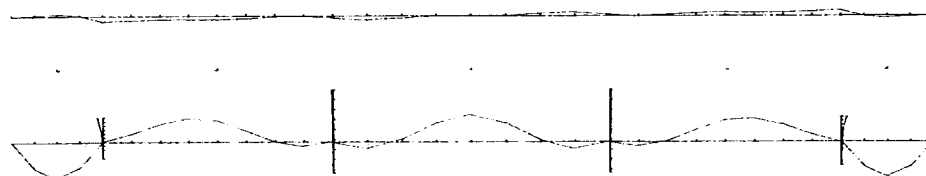


図-4.5(1) 橋軸方向固有振動モード

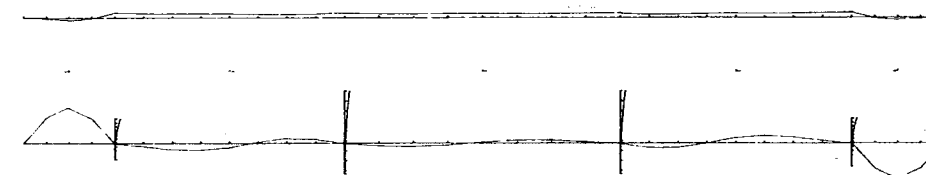
MODE NO. 5 $T = 3.955$ sec $F = 0.22$ g



MODE NO. 6 $T = 8.982$ sec $F = 0.09$ g



MODE NO. 7 $T = 8.182$ sec $F = 0.29$ g



MODE NO. 8 $T = 7.899$ sec $F = 0.01$ g

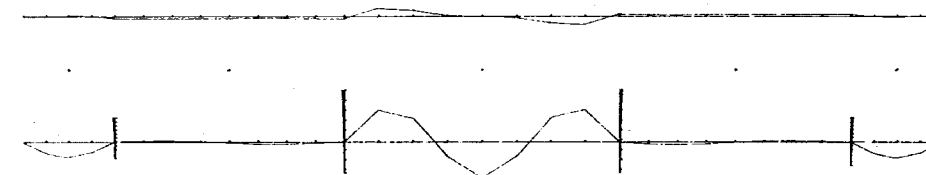
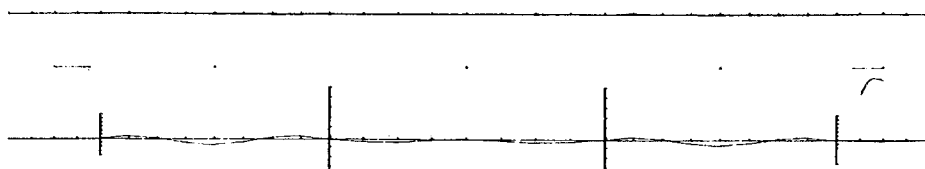
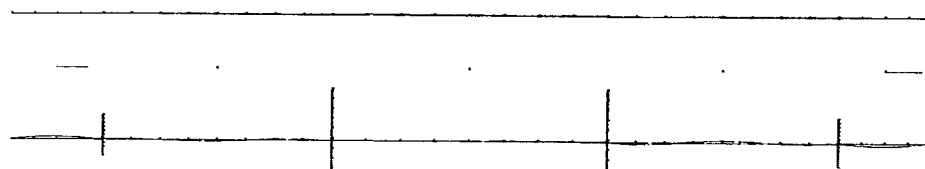


図 - 4.5 (2) 橋軸方向固有振動モード

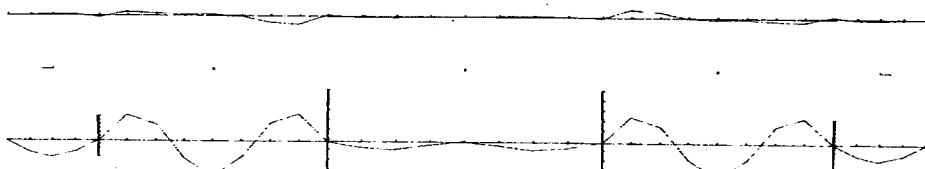
MODE NO. 9 $T=6.943$ sec $F=0.04$ %



MODE NO. 10 $T=6.923$ sec $F=0.83$ %



MODE NO. 11 $T=6.582$ sec $F=0.11$ %



MODE NO. 12 $T=6.587$ sec $F=0.05$ %

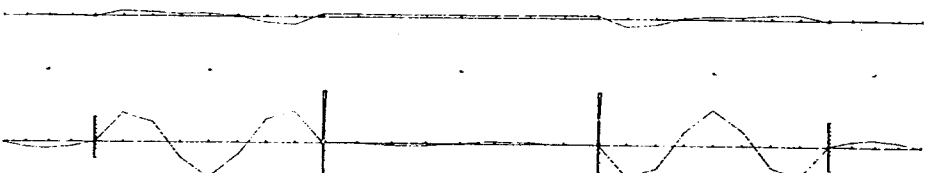
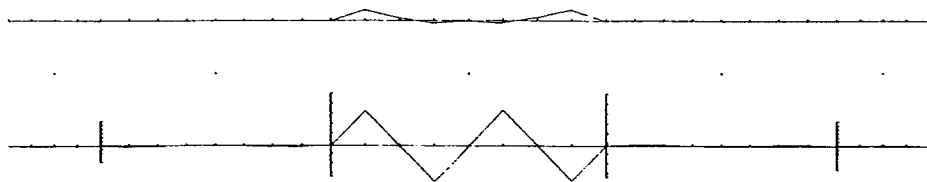
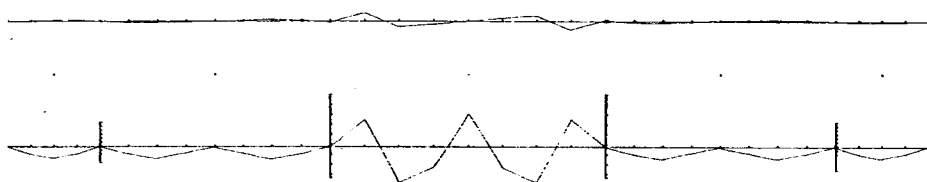


図-4.5(3) 橋軸方向固有振動モード

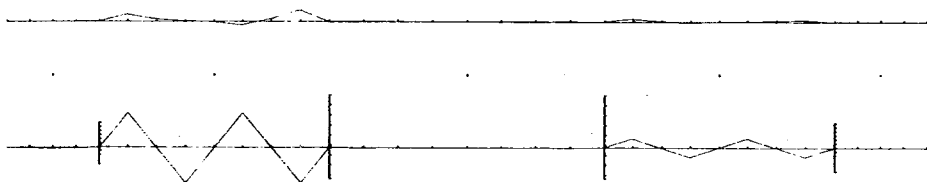
MODE NO. 13 $T = 6.113$ sec $F = 0.00$ g



MODE NO. 14 $T = 5.168$ sec $F = 0.70$ g



MODE NO. 15 $T = 5.031$ sec $F = 0.01$ g



MODE NO. 16 $T = 5.030$ sec $F = 0.00$ g

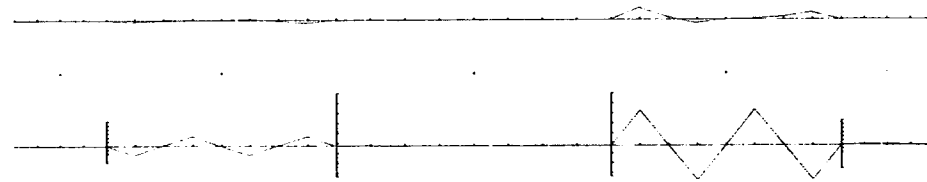
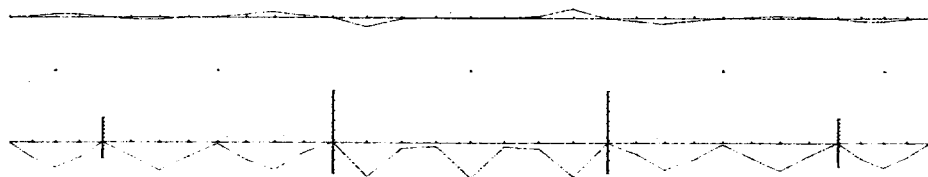
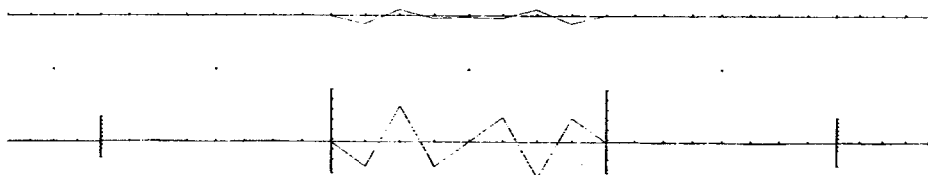


図 - 4.5 (4) 橋軸方向固有振動モード

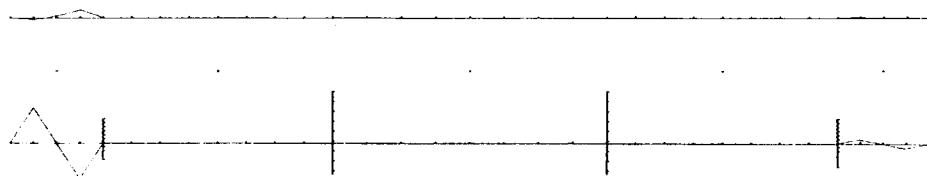
MODE NO. 17 $T = 4.831 \text{ sec}$ $F = 3.64 \%$



MODE NO. 18 $T = 4.524 \text{ sec}$ $F = 0.01 \%$



MODE NO. 19 $T = 4.240 \text{ sec}$ $F = 0.00 \%$



MODE NO. 20 $T = 4.240 \text{ sec}$ $F = 0.00 \%$

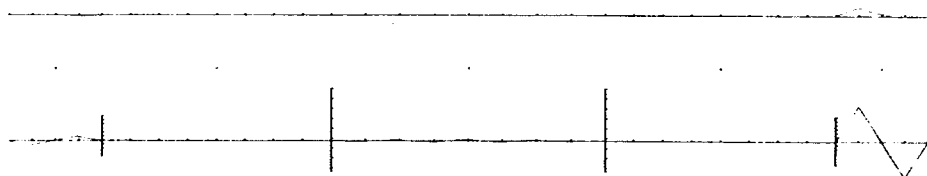
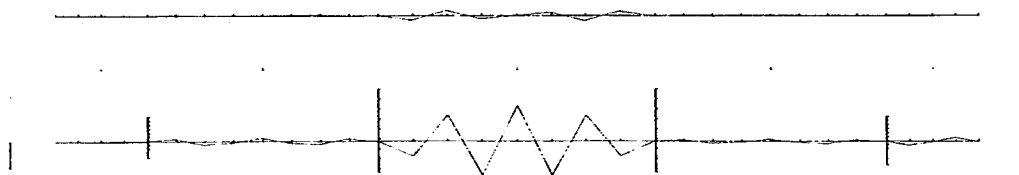
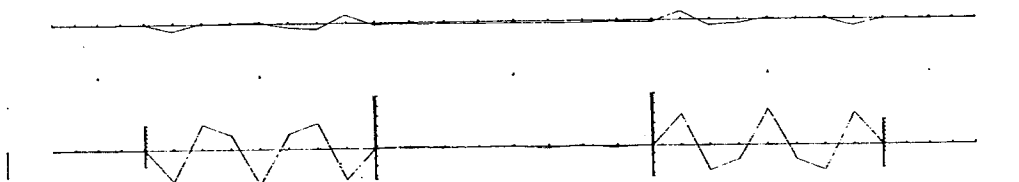


図-4.5(5) 橋軸方向固有振動モード

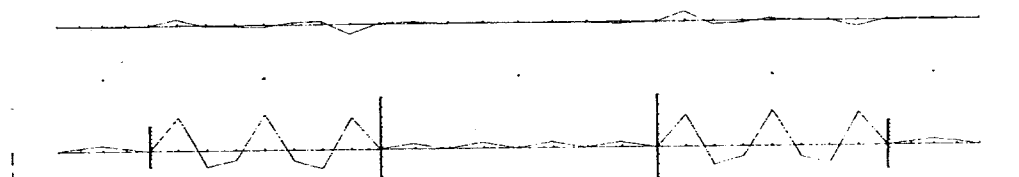
MODE NO. 21 $T=4.232$ sec $F=0.01$ %



MODE NO. 22 $T=4.195$ sec $F=0.00$ %



MODE NO. 23 $T=4.162$ sec $F=0.39$ %



MODE NO. 24 $T=3.596$ sec $F=0.03$ %

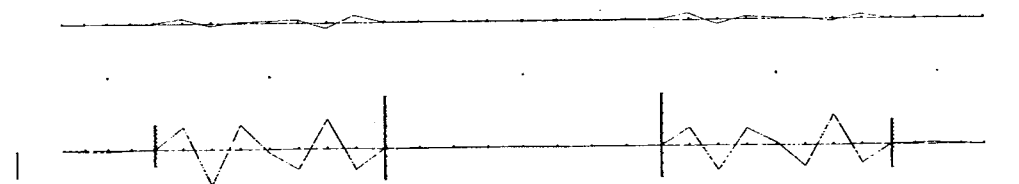
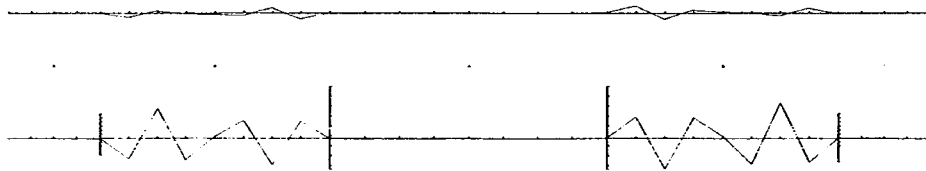
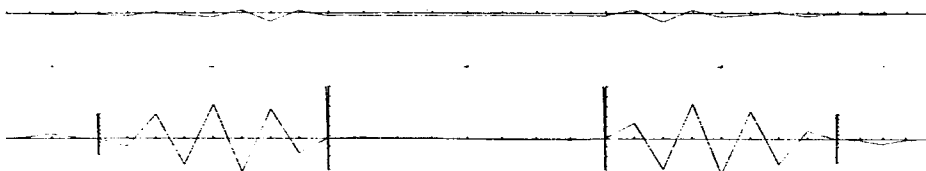


図-4.5(6) 橋軸方向固有振動モード

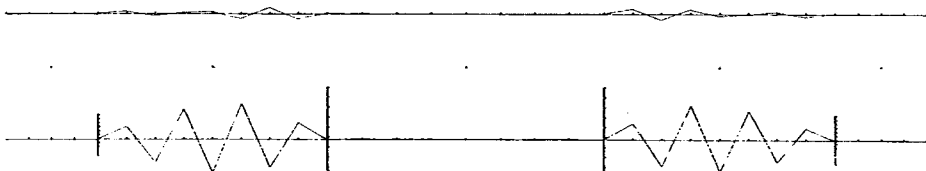
MODE NO. 25 $T = 3.694$ sec $F = 0.00$ g



MODE NO. 26 $T = 3.465$ sec $F = 0.11$ g



MODE NO. 27 $T = 3.456$ sec $F = 0.02$ g



MODE NO. 28 $T = 3.191$ sec $F = 1.66$ g

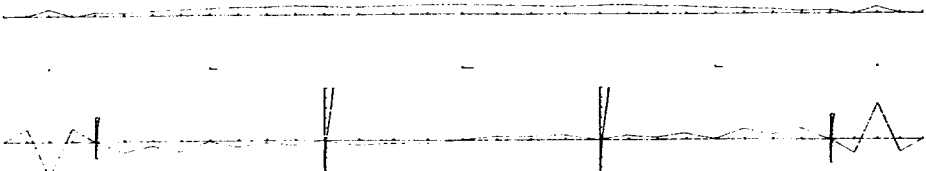
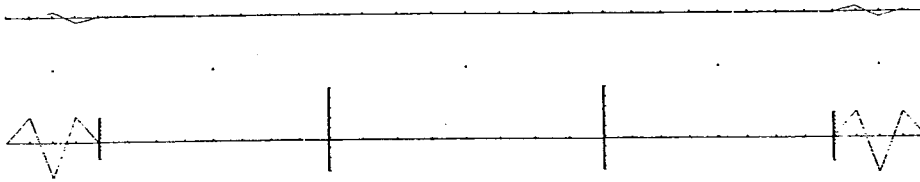
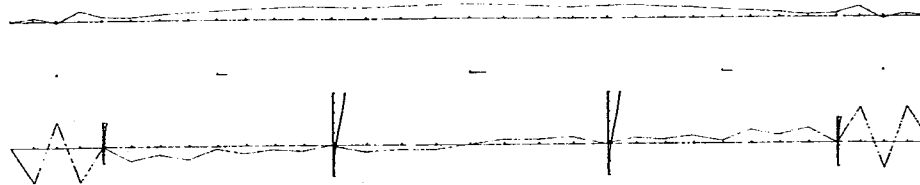


図-4.5(7) 橋軸方向固有振動モード

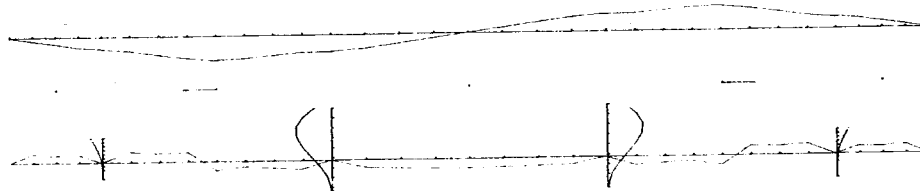
MODE NO. 29 $T = 3.071$ sec $F = 0.07$ %



MODE NO. 30 $T = 3.002$ sec $F = 1.73$ %



MODE NO. 31 $T = 1.942$ sec $F = 0.01$ %



MODE NO. 32 $T = 1.726$ sec $F = 1.14$ %

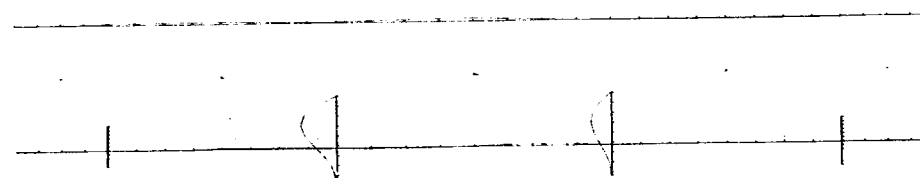
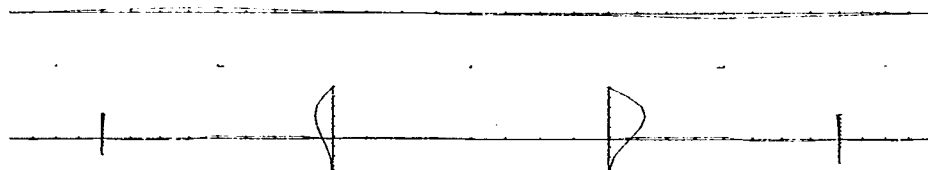
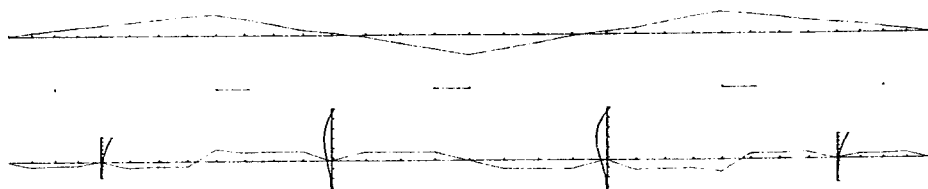


図 - 4.5 (8) 橋軸方向固有振動モード

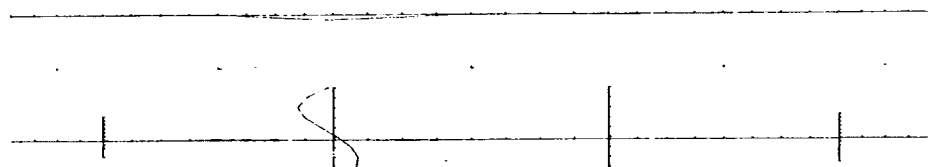
MODE NO. 33 $T = 1.704$ sec $F = 0.05$



MODE NO. 34 $T = 1.634$ sec $F = 0.17$



MODE NO. 35 $T = 1.094$ sec $F = 3.64$



MODE NO. 36 $T = 0.349$ sec $F = 3.09$

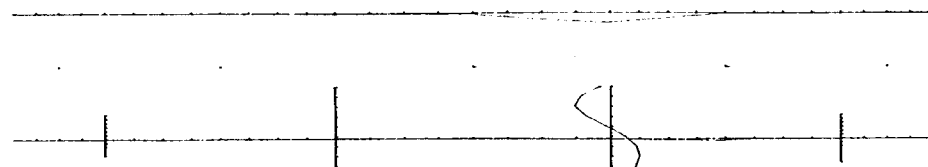


図-4.5(9) 橋軸方向固有振動モード

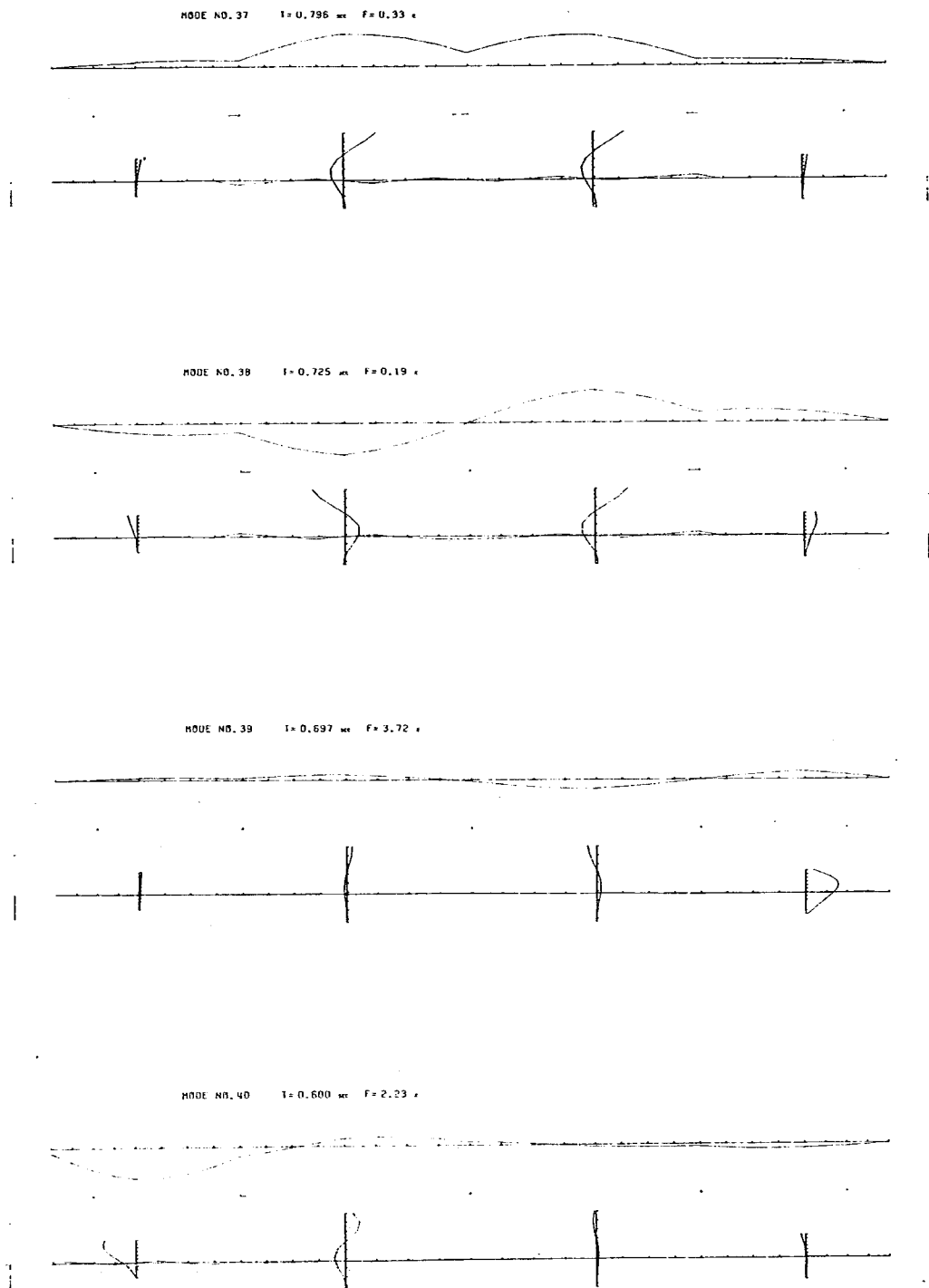
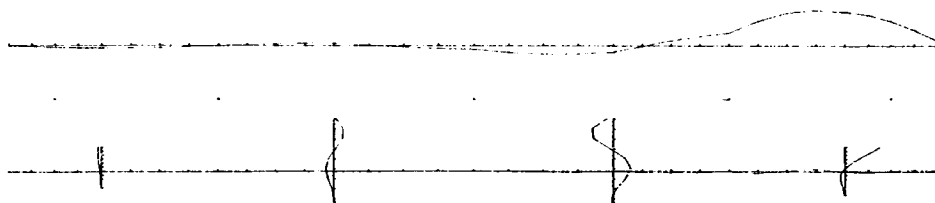
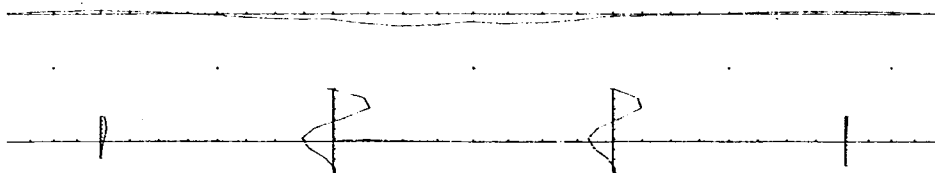


図-4.5 (10) 橋軸方向固有振動モード

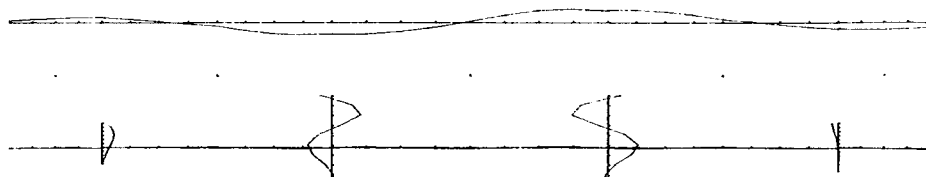
MODE NO. 41 $T = 0.577$ sec $F = 1.76$ %



MODE NO. 42 $T = 0.553$ sec $F = 0.70$ %



MODE NO. 43 $T = 0.539$ sec $F = 1.06$ %



MODE NO. 44 $T = 0.512$ sec $F = 5.46$ %

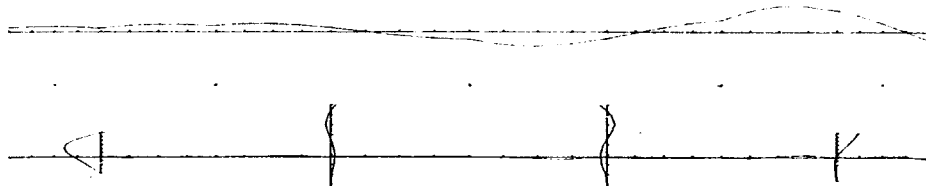
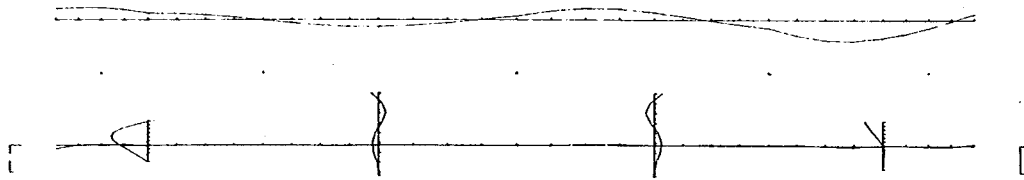
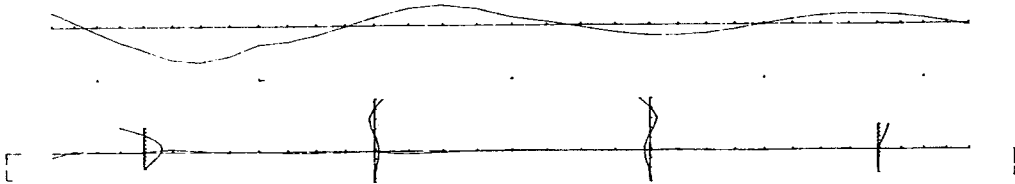


図-4.5 (1) 橋軸方向固有振動モード

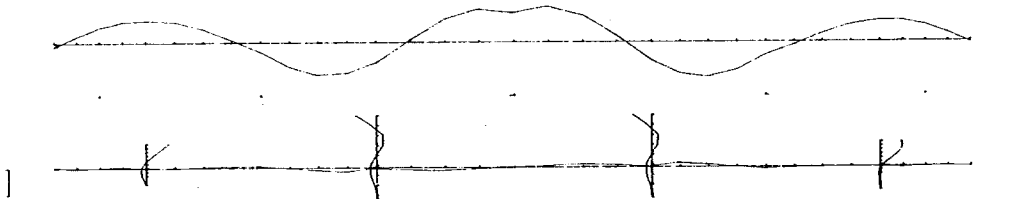
MODE NO. 45 $T=0.509$ sec $F=3.60$ s



MODE NO. 46 $T=0.477$ sec $F=2.26$ s



MODE NO. 47 $T=0.413$ sec $F=0.60$ s



MODE NO. 48 $T=0.391$ sec $F=14.58$ s

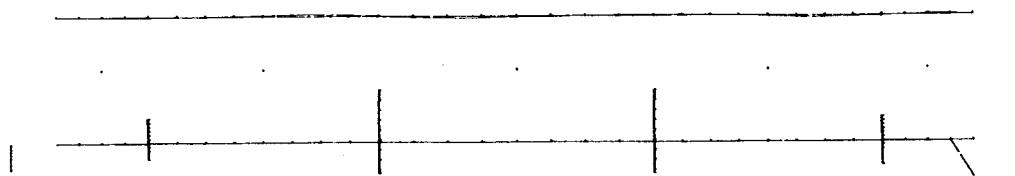
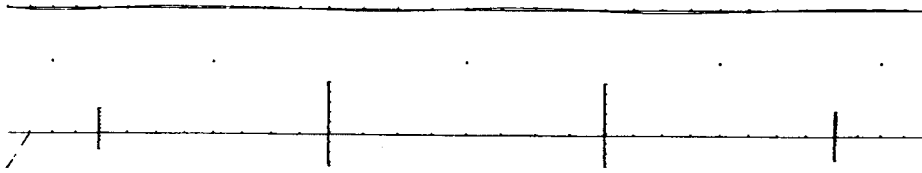
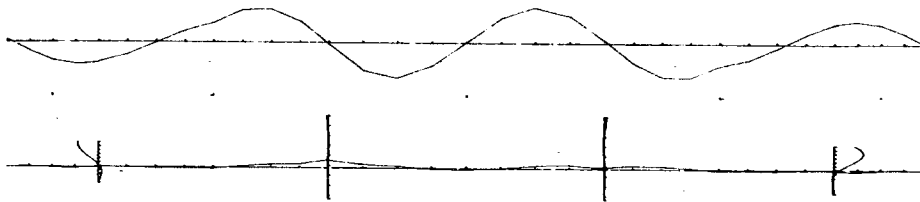


図-4.5 (12) 橋軸方向固有振動モード

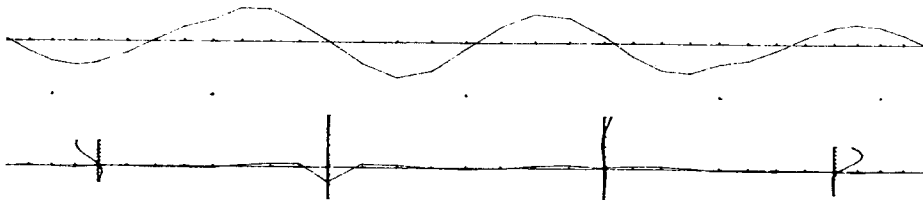
MODE NO. 49 $T = 0.376 \text{ sec}$ $F = 9.47 \text{ Hz}$



MODE NO. 50 $T = 0.366 \text{ sec}$ $F = 9.47 \text{ Hz}$



MODE NO. 51 $T = 0.358 \text{ sec}$ $F = 9.51 \text{ Hz}$



MODE NO. 52 $T = 0.331 \text{ sec}$ $F = 9.29 \text{ Hz}$

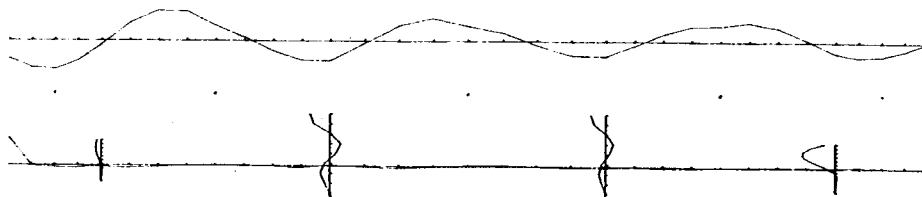


図-4.5 (13) 橋軸方向固有振動モード

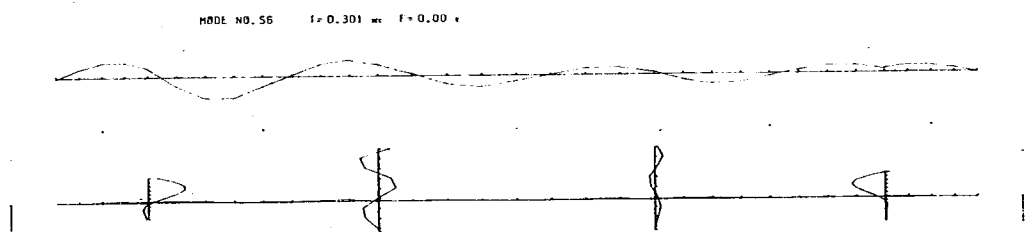
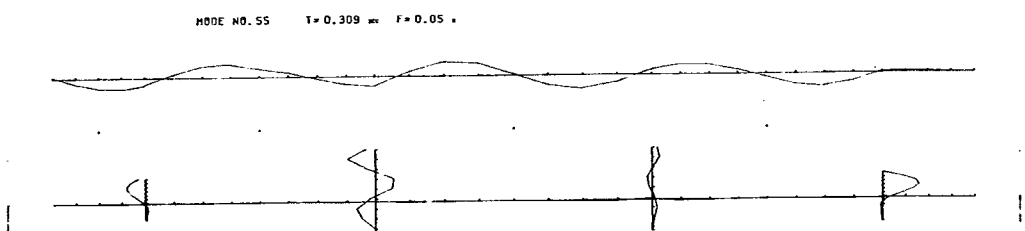
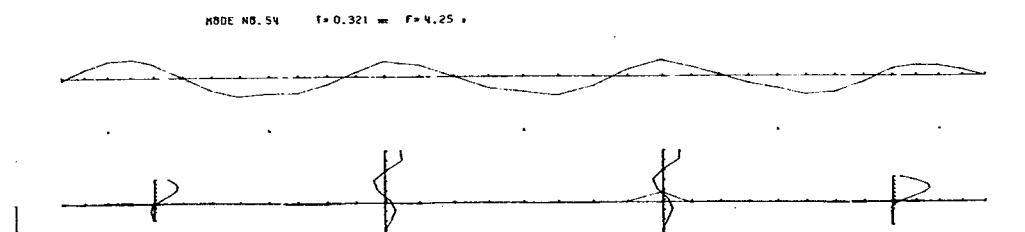
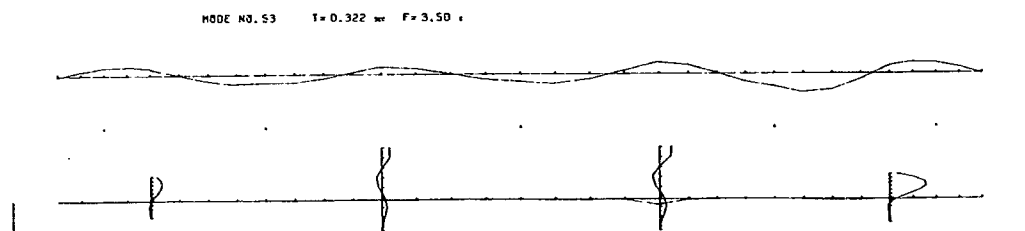
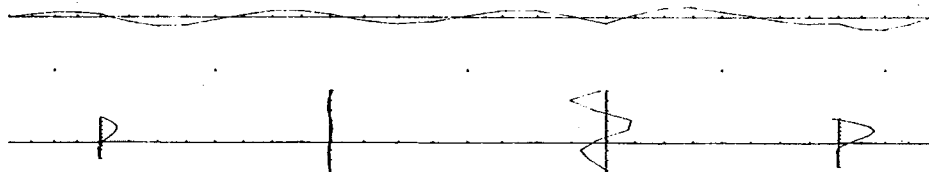
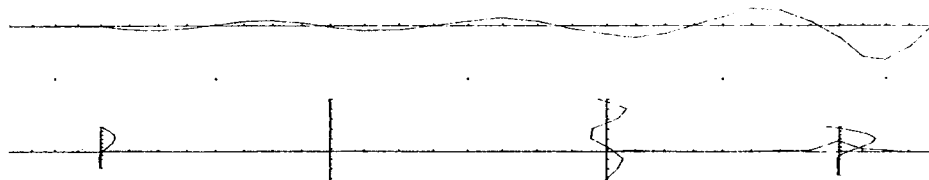


図 - 4.5 (14) 橋軸方向固有振動モード

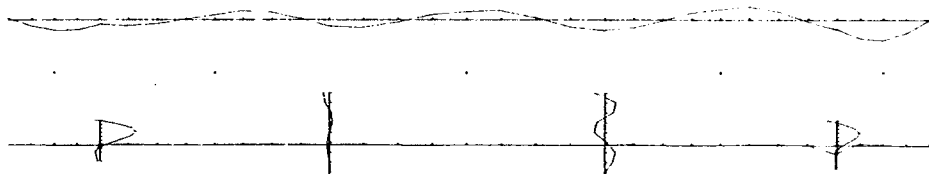
MODE NO. 57 $T = 0.297$ sec $F = 0.03$ g



MODE NO. 58 $T = 0.289$ sec $F = 2.15$ g



MODE NO. 59 $T = 0.284$ sec $F = 2.15$ g



MODE NO. 60 $T = 0.281$ sec $F = 0.97$ g

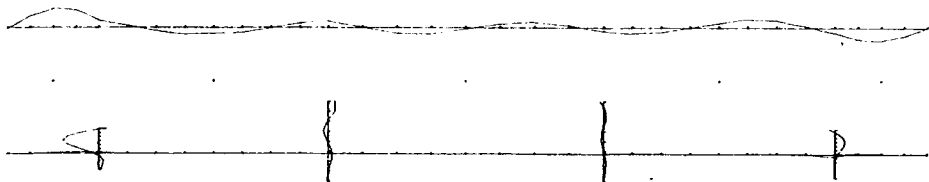
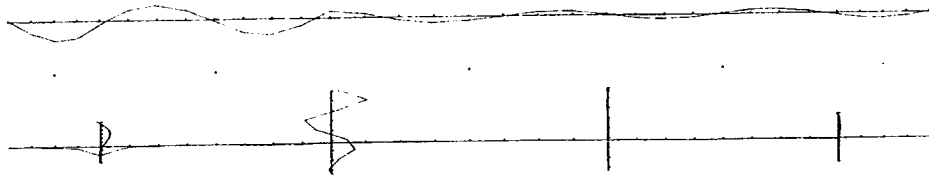
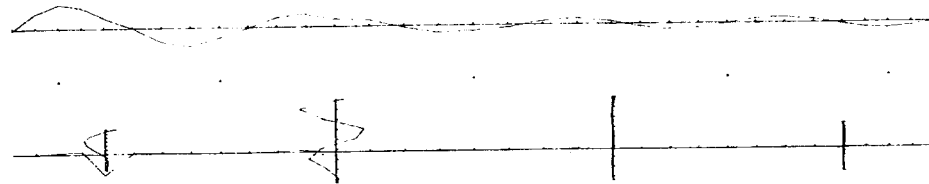


図 - 4.5 (15) 橋軸方向固有振動モード

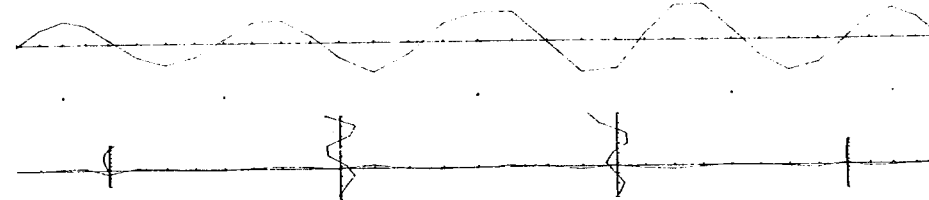
MODE NO. 61 $T = 0.273$ sec $F = 0.96$ %



MODE NO. 62 $T = 0.268$ sec $F = 2.06$ %



MODE NO. 63 $T = 0.268$ sec $F = 0.23$ %



MODE NO. 64 $T = 0.253$ sec $F = 0.06$ %

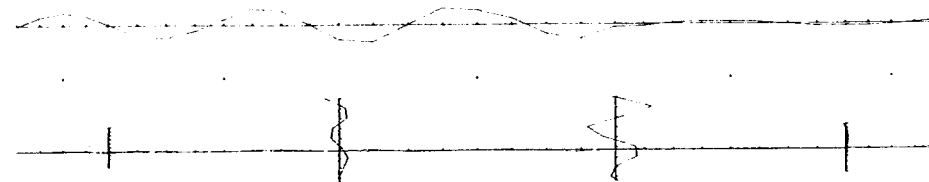
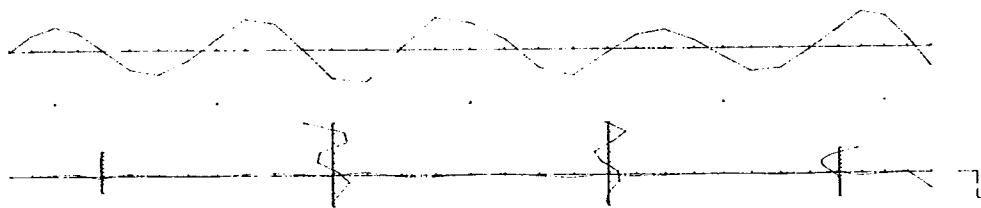
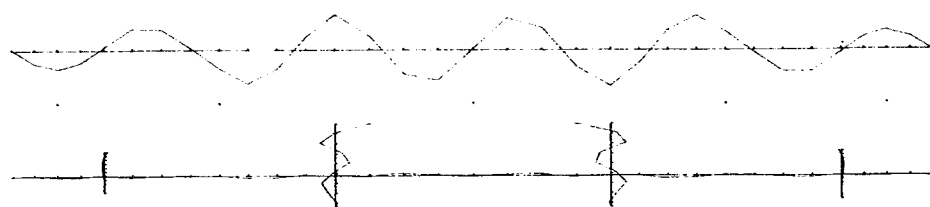


図 - 4.5 (16) 橋軸方向固有振動モード

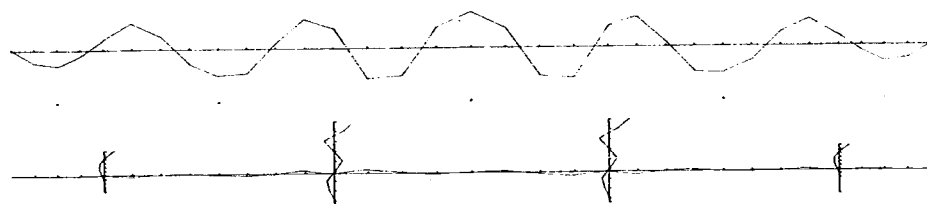
MODE NO. 65 $T = 0.252$ sec $F = 2.23$ %



MODE NO. 66 $T = 0.238$ sec $F = 0.03$ %



MODE NO. 67 $T = 0.212$ sec $F = 0.00$ %



MODE NO. 68 $T = 0.198$ sec $F = 0.01$ %

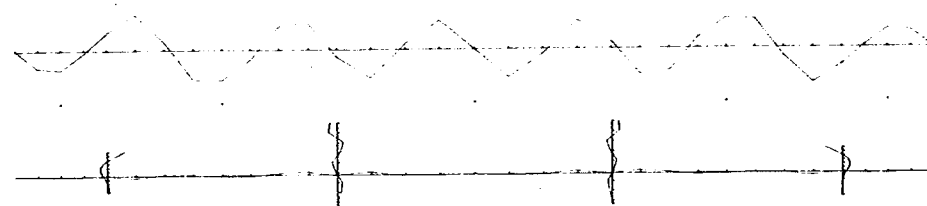


図-4.5 (17) 橋軸方向固有振動モード

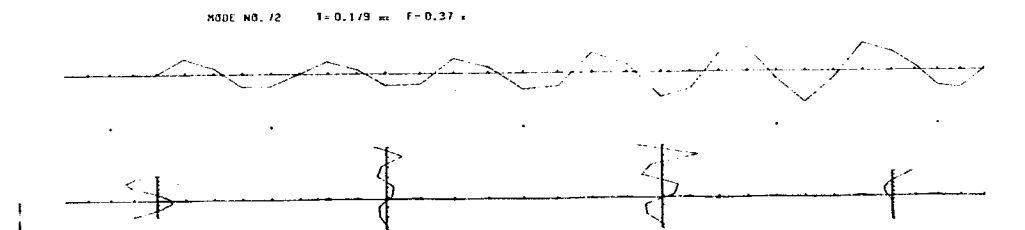
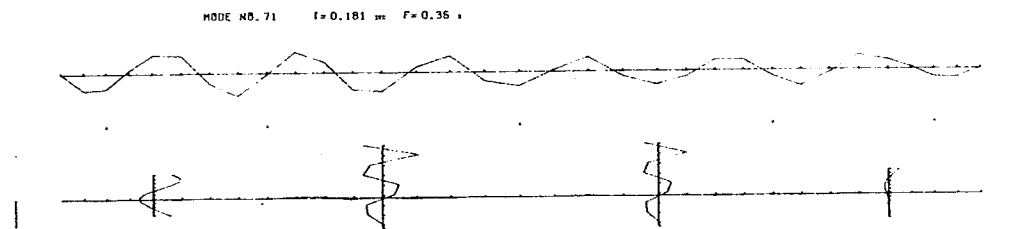
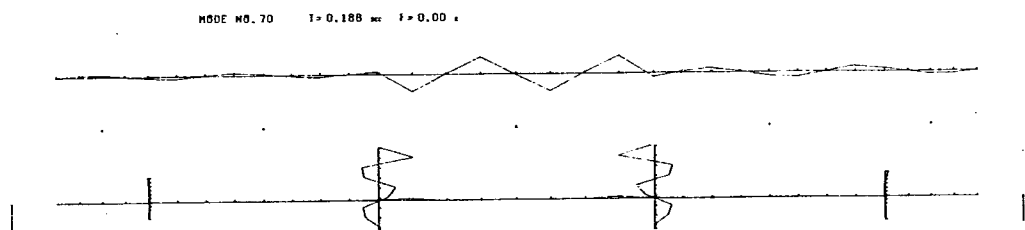
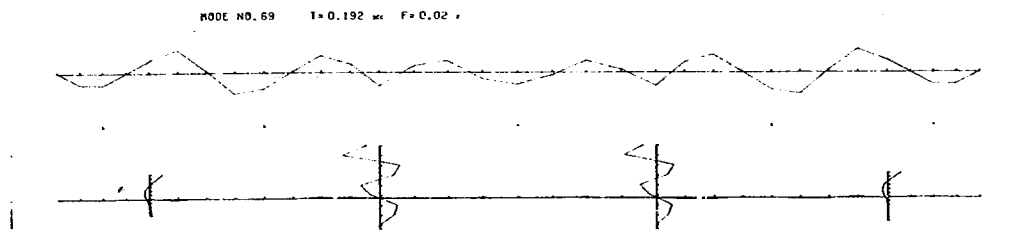
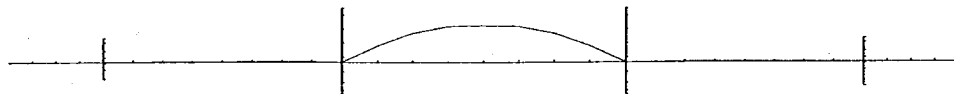
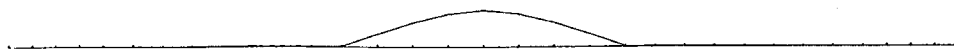


図-4.5 (18) 橋軸方向固有振動モード

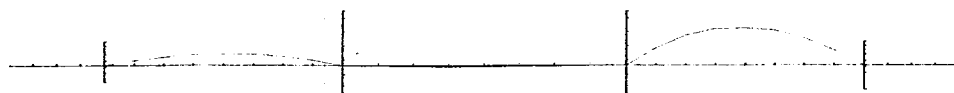
MODE NO. 1 T= 23.125 SEC F= 3.344 X



MODE NO. 2 T= 19.081 SEC F= 1.079 X



MODE NO. 3 T= 15.054 SEC F= 3.809 X



MODE NO. 4 T= 12.236 SEC F= 0.000 X

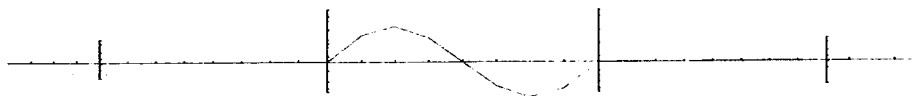
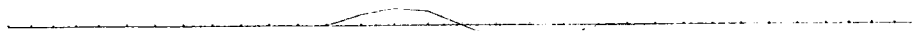
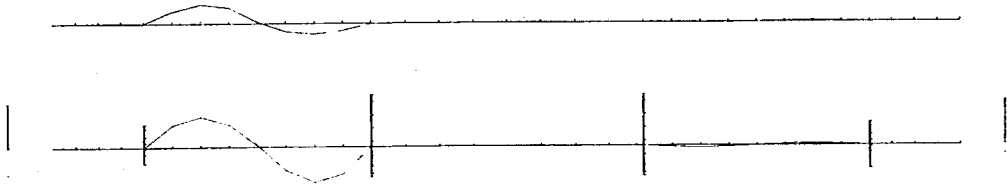
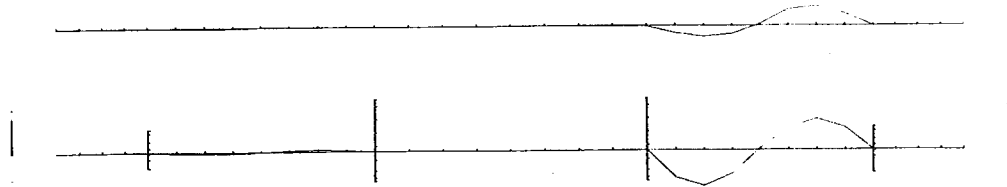


図 - 4.6(1) 橋軸直角方向固有振動モード

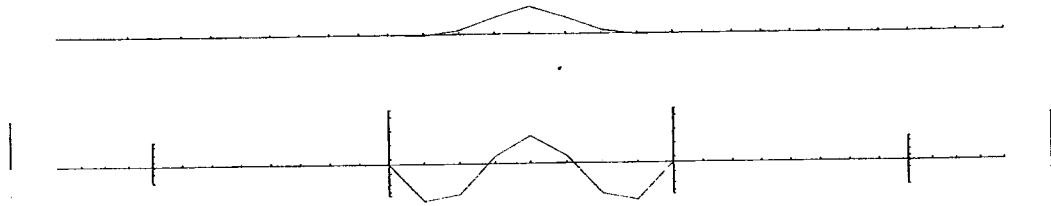
MODE NO. 5 $T=9.806$ SEC $F=0.001$ %



MODE NO. 6 $T=9.804$ SEC $F=0.001$ %



MODE NO. 7 $T=7.860$ SEC $F=0.130$ %



MODE NO. 8 $T=7.546$ SEC $F=1.033$ %

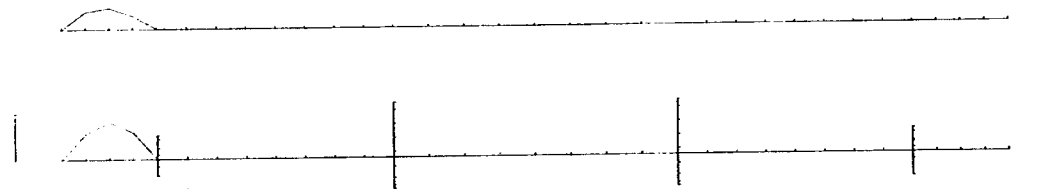
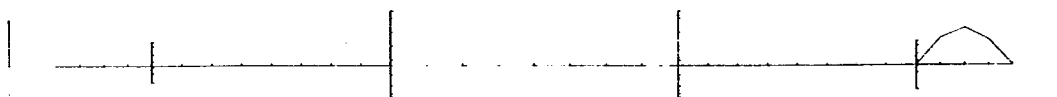
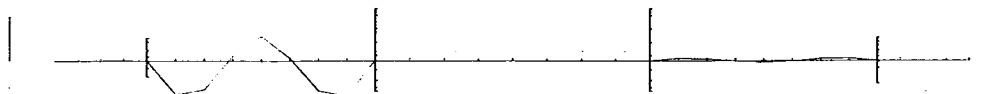
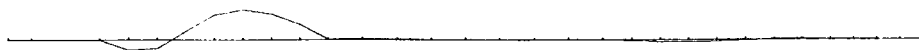


図 - 4.6 (2) 橋軸直角方向固有振動モード

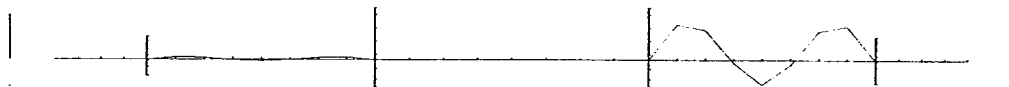
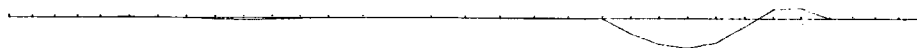
MODE NO. 9 T= 7.515 SEC F= 1.036 %



MODE NO. 10 T= 6.064 SEC F= 0.054 %



MODE NO. 11 T= 6.063 SEC F= 0.071 %



MODE NO. 12 T= 5.718 SEC F= 0.900 %

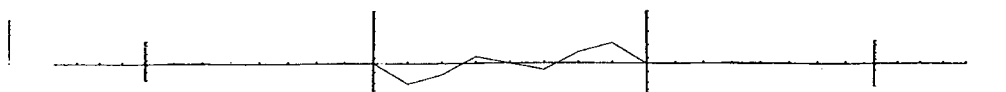
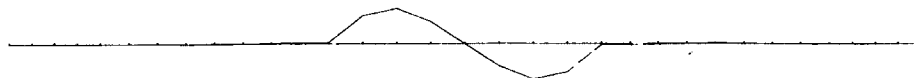
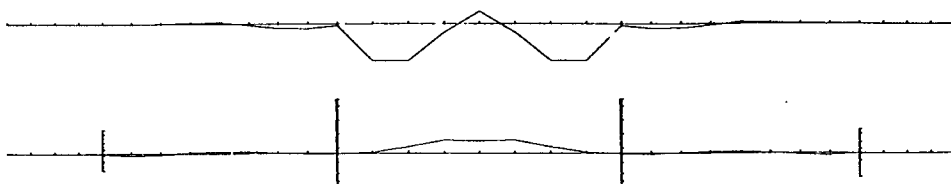
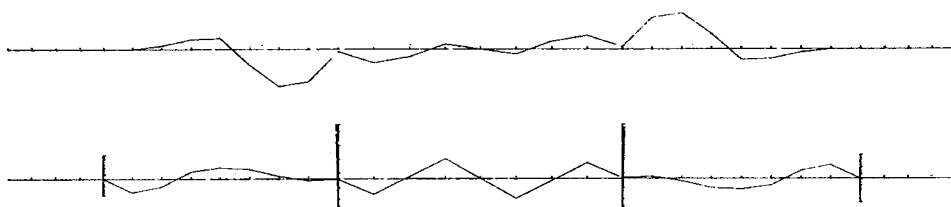


図 - 4.6 (3) 橋軸直角方向固有振動モード

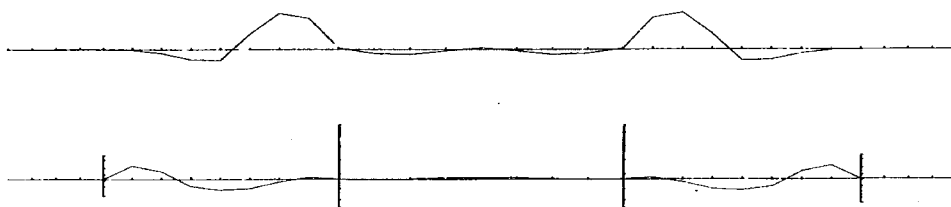
MODE NO. 13 T=5.314 SEC F=0.257 %



MODE NO. 14 T=5.001 SEC F=0.000 %



MODE NO. 15 T=4.978 SEC F=0.248 %



MODE NO. 16 T=4.935 SEC F=0.000 %

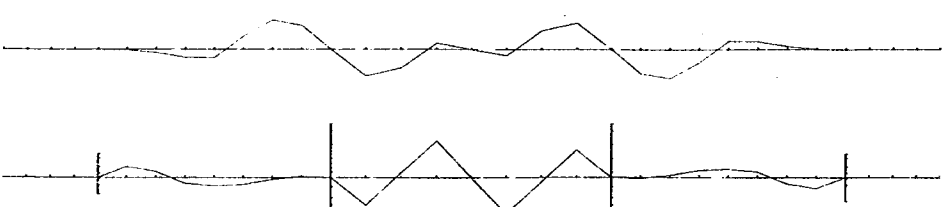
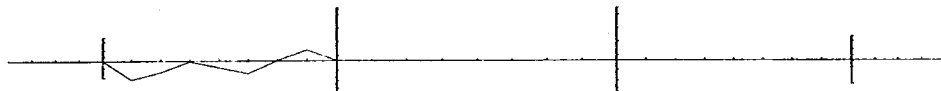
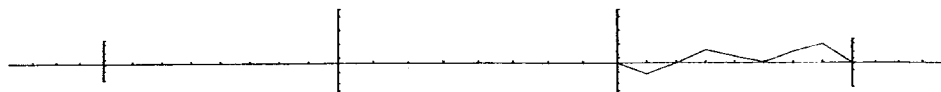


図-4.6(4) 橋軸直角方向固有振動モード

MODE NO. 17 T=4.087 SEC F=0.058 %



MODE NO. 18 T=4.066 SEC F=0.052 %



MODE NO. 19 T=3.645 SEC F=0.062 %



MODE NO. 20 T=3.844 SEC F=0.064 %

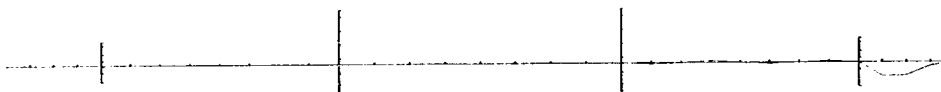
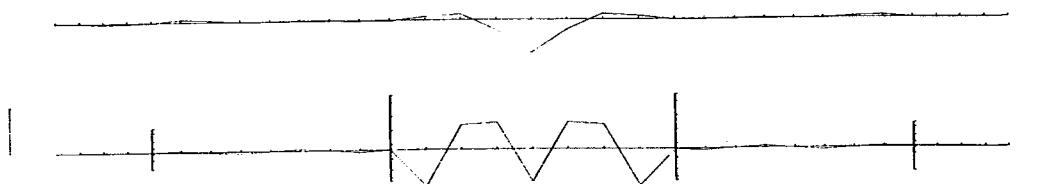
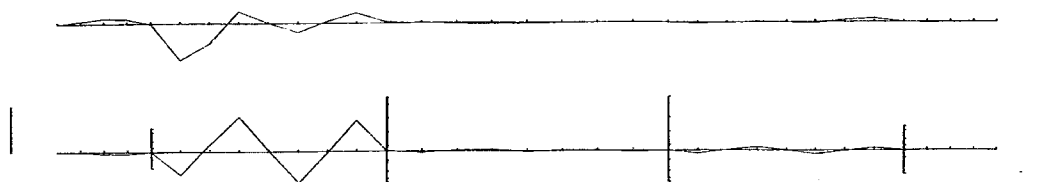


図-4.6(5) 橋軸直角方向固有振動モード

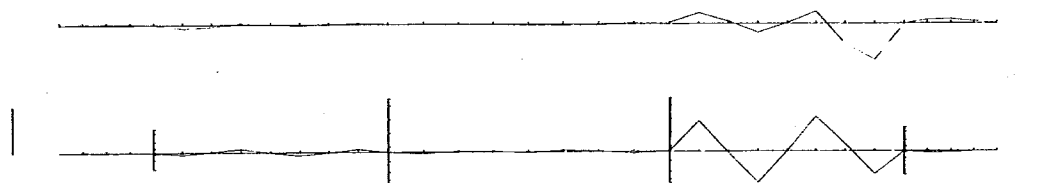
MODE NO. 21 T=3.822 SEC F=0.037 %



MODE NO. 22 T=3.784 SEC F=0.000 %



MODE NO. 23 T=3.783 SEC F=0.000 %



MODE NO. 24 T=3.505 SEC F=0.000 %

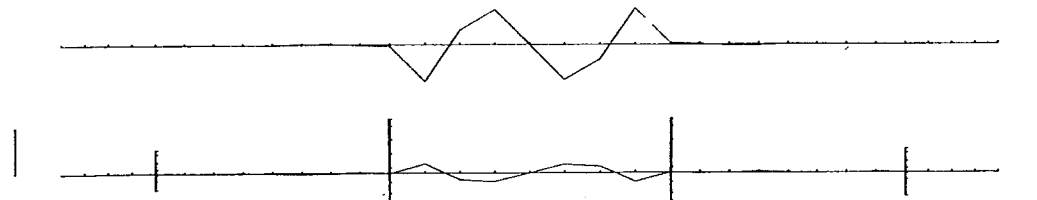
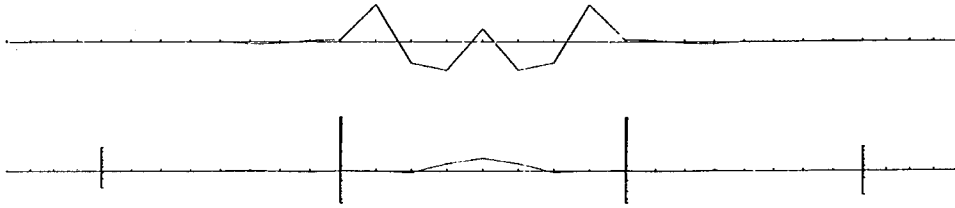
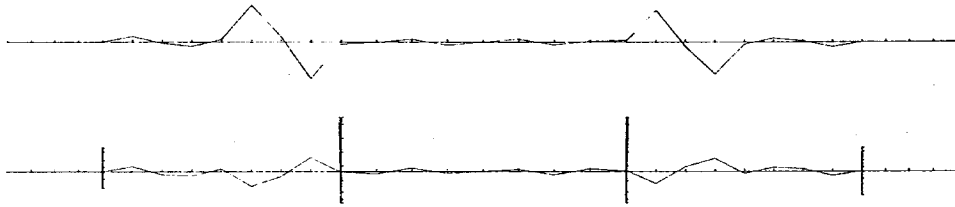


図-4.6(6) 橋軸直角方向固有振動モード

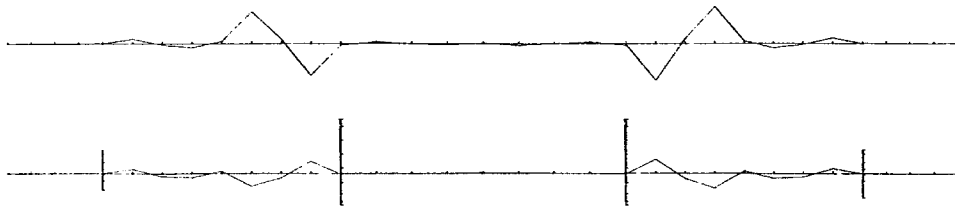
MODE NO. 25 T=3.416 SEC F=0.072 %



MODE NO. 26 T=3.122 SEC F=0.000 %



MODE NO. 27 T=3.121 SEC F=0.011 %



MODE NO. 28 T=3.073 SEC F=0.000 %

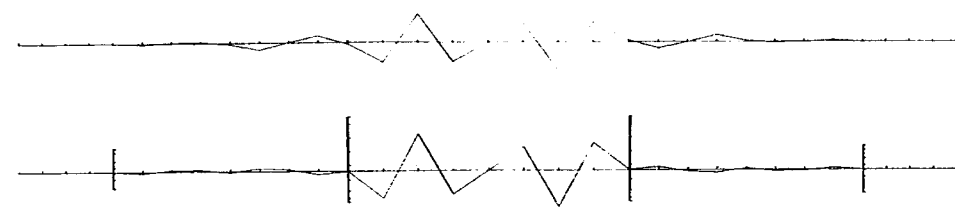
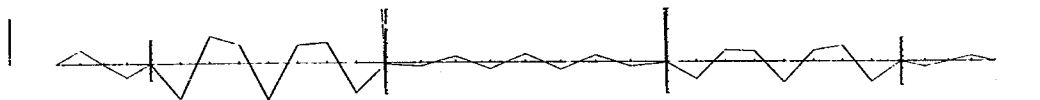
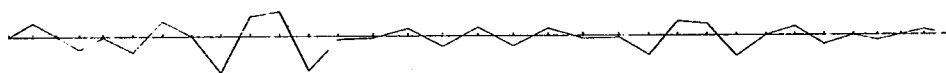


図-4.6(7) 橋軸直角方向固有振動モード

MODE NO.29 T=2.871 SEC F=0.167 %



MODE NO.30 T=2.873 SEC F=0.011 %



MODE NO.31 T=2.887 SEC F=0.005 %

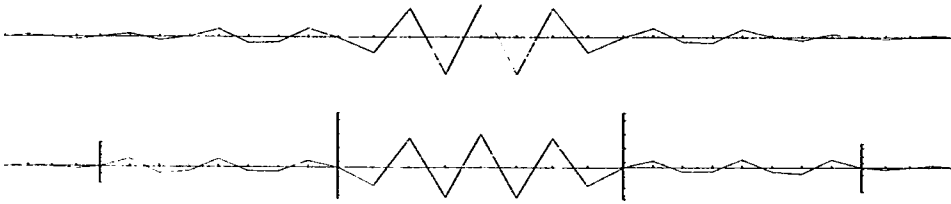


MODE NO.32 T=2.866 SEC F=0.002 %

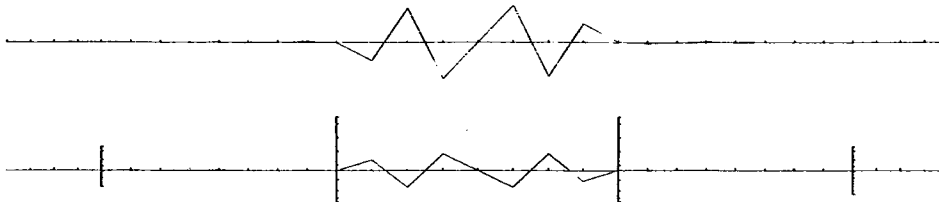


図-4.6(8) 橋軸直角方向固有振動モード

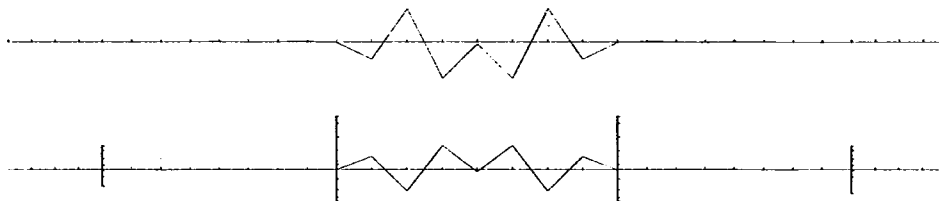
MODE NO. 33 $T = 2.859$ SEC $F = 0.002$ Z



MODE NO. 34 $T = 2.775$ SEC $F = 0.000$ Z



MODE NO. 35 $T = 2.753$ SEC $F = 0.000$ Z



MODE NO. 36 $T = 2.713$ SEC $F = 0.005$ Z

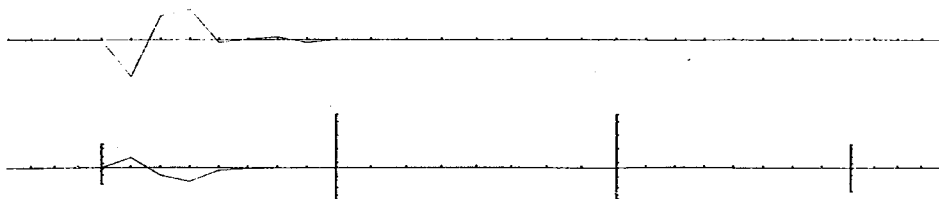
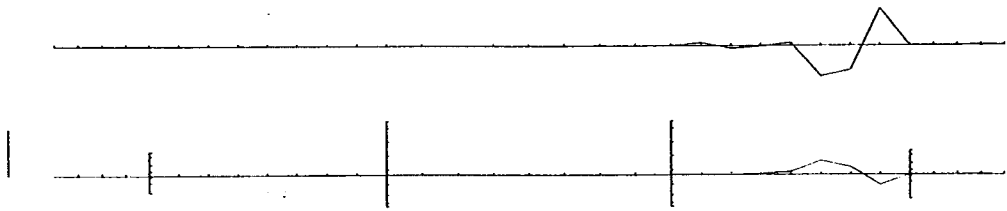
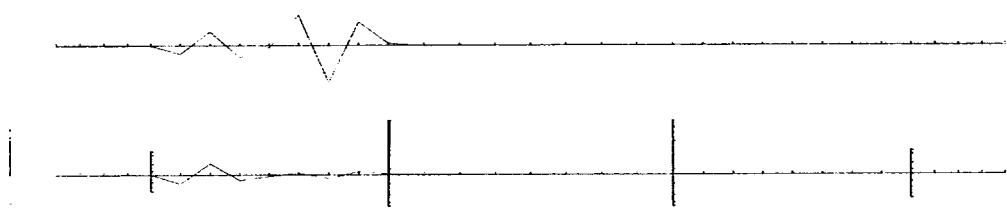


図 - 4.6 (9) 橋軸直角方向固有振動モード

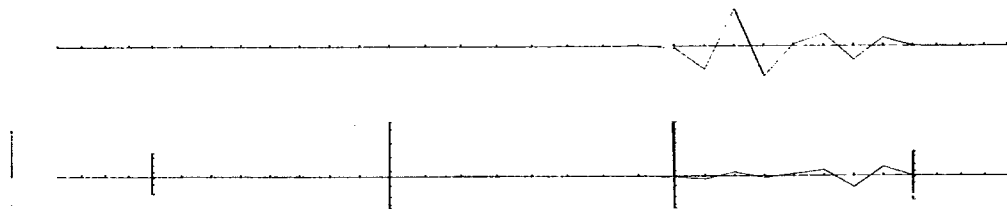
MODE NO. 37 T=2.712 SEC F=0.005 %



MODE NO. 38 T=2.459 SEC F=3.013 %



MODE NO. 39 T=2.459 SEC F=0.708 %



MODE NO. 40 T=2.356 SEC F=0.001 %

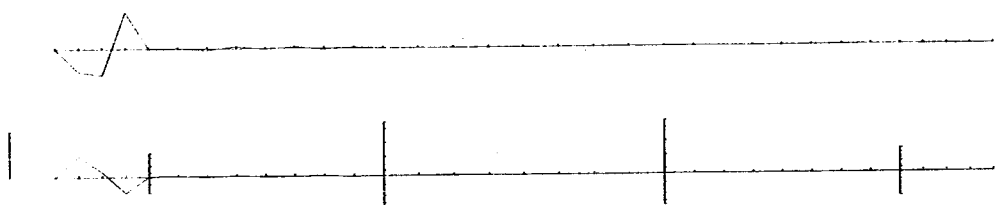
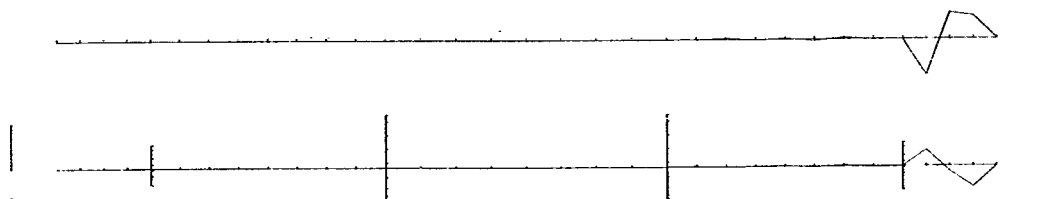
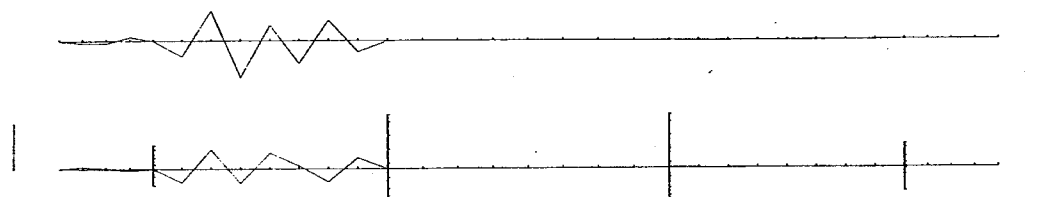


図 - 4.6 (10) 橋軸直角方向固有振動モード

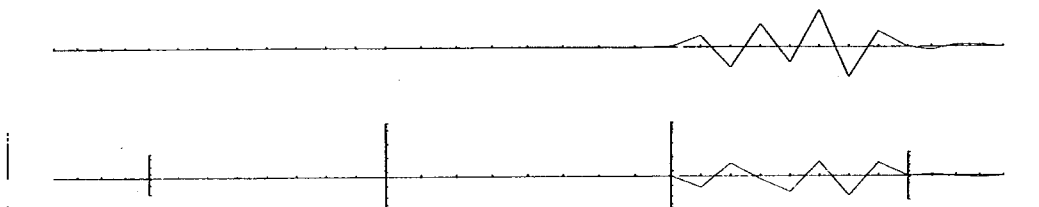
MODE NO. 41 T=2.356 SEC F=0.001 X



MODE NO. 42 T=2.348 SEC F=0.003 X



MODE NO. 43 T=2.348 SEC F=0.005 X



MODE NO. 44 T=2.139 SEC F=0.005 X

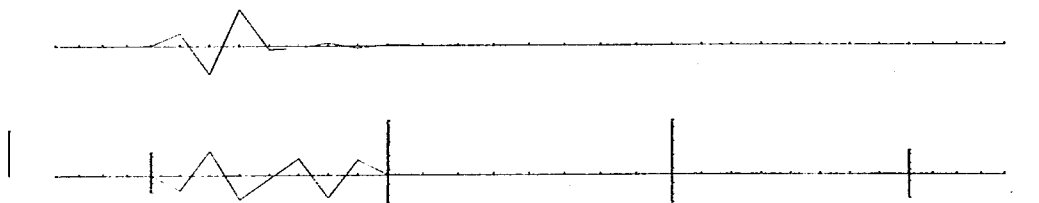
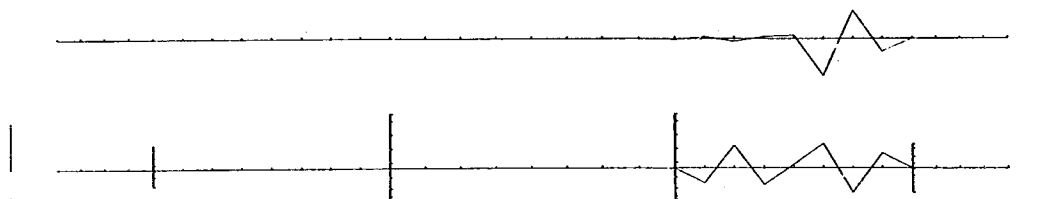
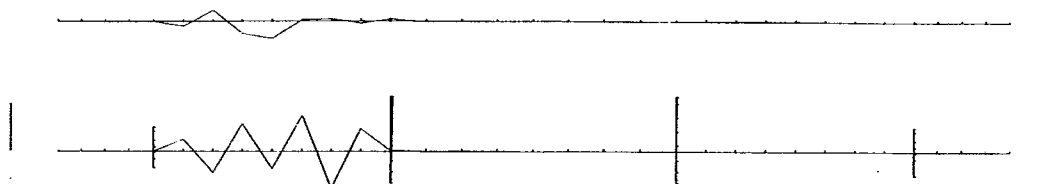


図 - 4.6 (II) 橋軸直角方向固有振動モード

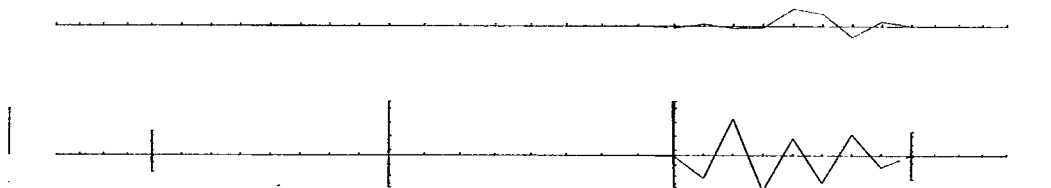
MODE NO. 45 $T=2.139$ SEC $F=0.003$ %



MODE NO. 46 $T=2.058$ SEC $F=0.026$ %



MODE NO. 47 $T=2.058$ SEC $F=0.017$ %



MODE NO. 48 $T=2.013$ SEC $F=0.022$ %

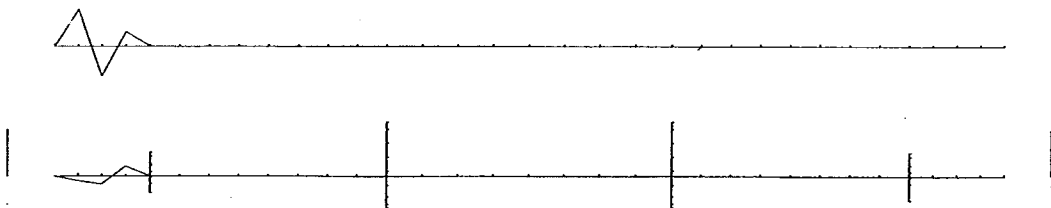
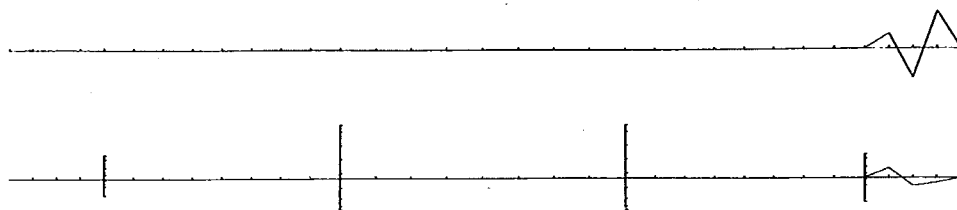
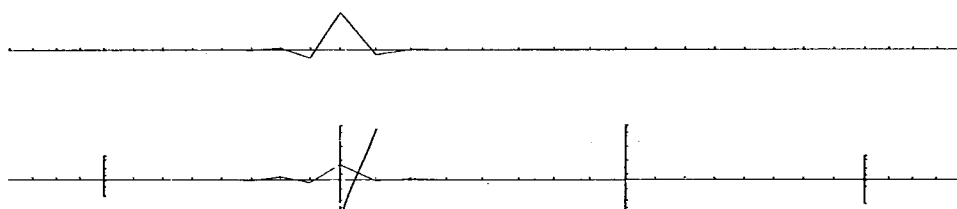


図 - 4.6 (12) 橋軸直角方向固有振動モード

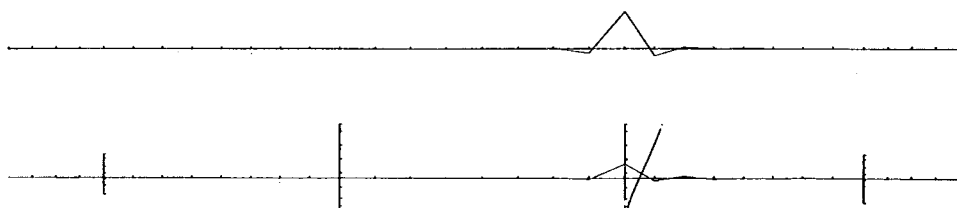
MODE NO. 49 T=2.012 SEC F=0.023 %



MODE NO. 50 T=1.766 SEC F=4.153 %



MODE NO. 51 T=1.718 SEC F=2.937 %



MODE NO. 52 T=1.600 SEC F=0.016 %

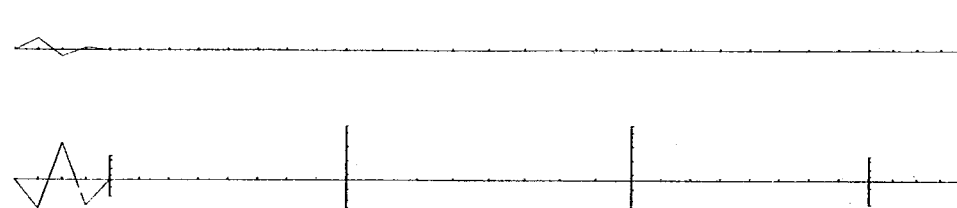
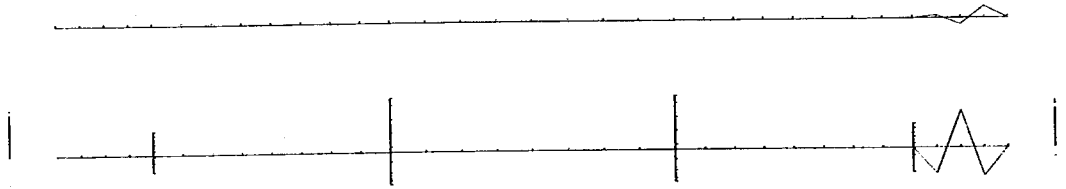
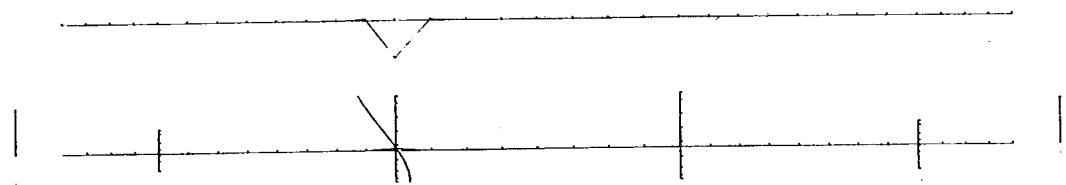


図 - 4.6 (13) 橋軸直角方向固有振動モード

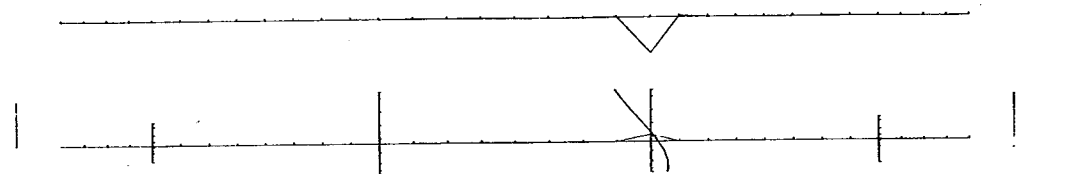
MODE NO. 53 T=1.600 SEC F=0.016 X



MODE NO. 54 T=0.968 SEC F=6.124 X



MODE NO. 55 T=0.850 SEC F=5.943 X



MODE NO. 56 T=0.593 SEC F=1.740 X

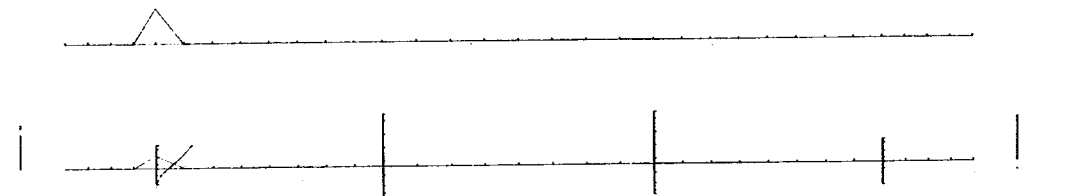
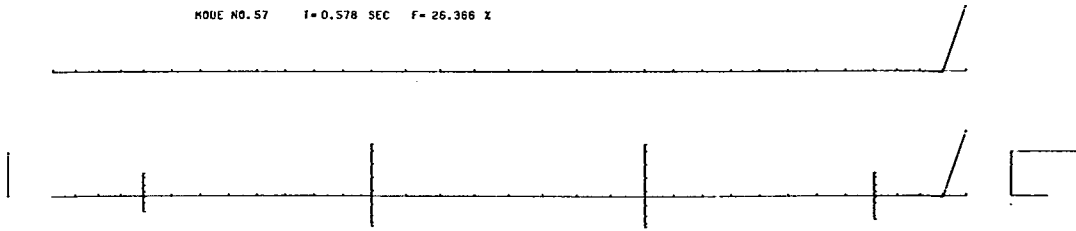
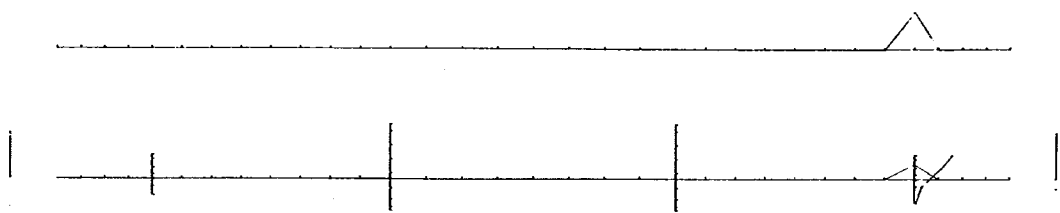


図-4.6 (14) 橋軸直角方向固有振動モード

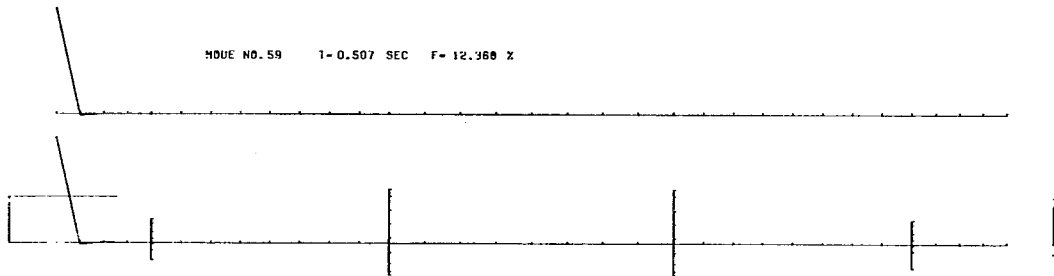
MODE NO. 57 T=0.578 SEC F=26.366 X



MODE NO. 56 T=0.555 SEC F=4.648 X



MODE NO. 59 T=0.507 SEC F=12.368 X



MODE NO. 60 T=0.458 SEC F=0.047 X

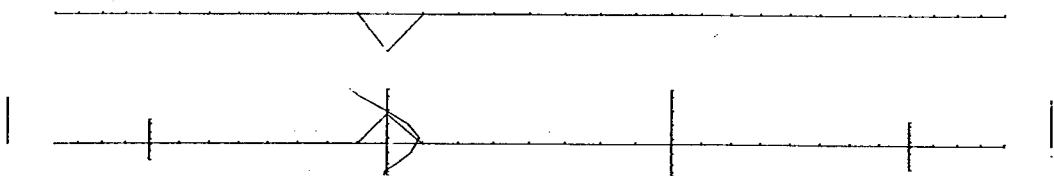
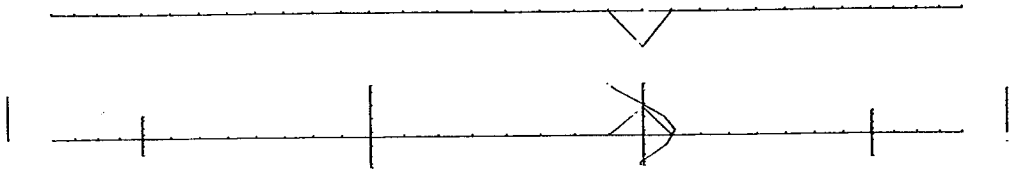
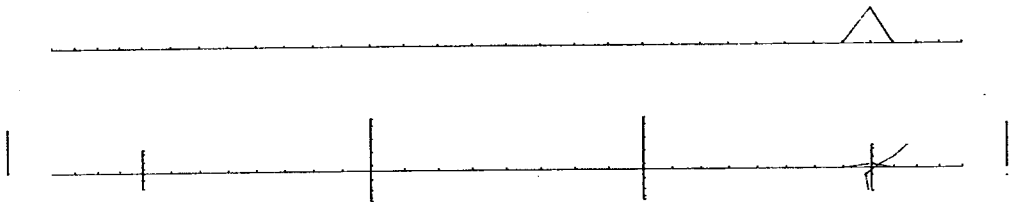


図-4.6(15) 橋軸直角方向固有振動モード

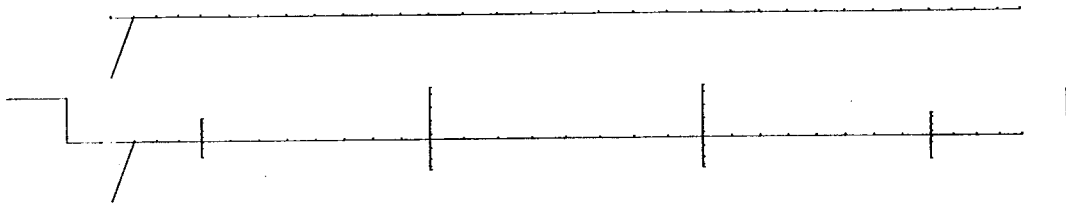
MODE NO. 61 T=0.455 SEC F=0.001 Z



MODE NO. 62 T=0.328 SEC F=2.881 Z



MODE NO. 63 T=0.299 SEC F=8.617 Z



MODE NO. 64 T=0.285 SEC F=2.871 Z

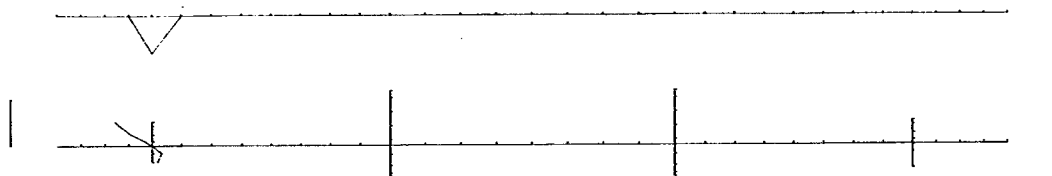
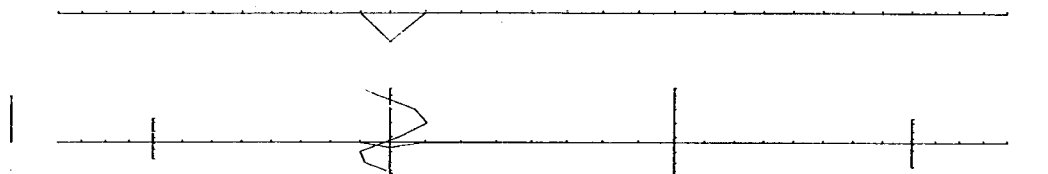
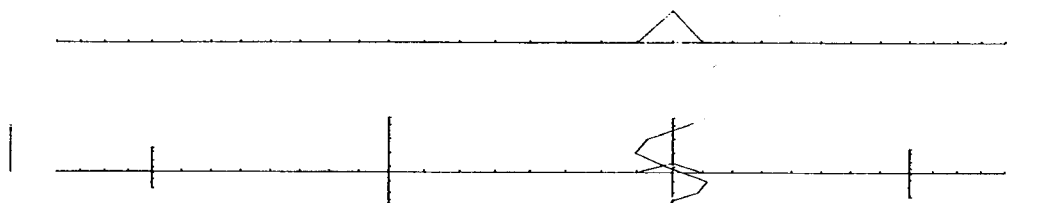


図-4.6 (16) 橋軸直角方向固有振動モード

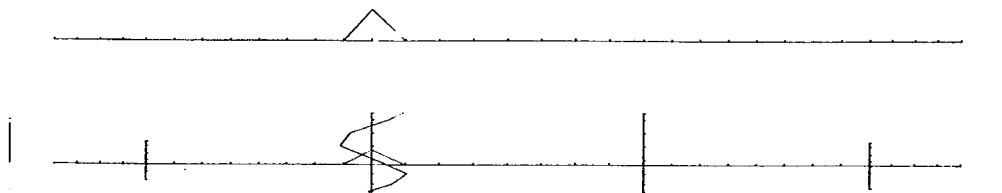
MODE NO. 65 T= 0.275 SEC F= 0.153 Z



MODE NO. 66 T= 0.264 SEC F= 0.108 Z



MODE NO. 67 T= 0.246 SEC F= 0.022 Z



MODE NO. 68 T= 0.240 SEC F= 0.057 Z

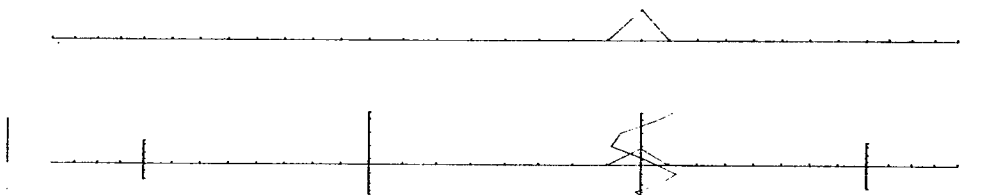
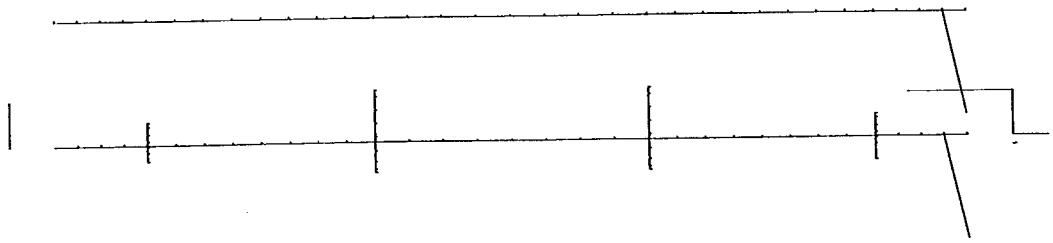
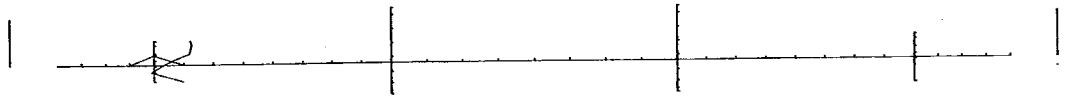
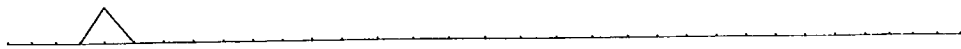


図 - 4.6 (17) 橋軸直角方向固有振動モード

MODE NO. 69 T= 0.232 SEC F= 5.621 X



MODE NO. 70 T= 0.210 SEC F= 1.886 X



MODE NO. 71 T= 0.185 SEC F= 0.000 X



MODE NO. 72 T= 0.185 SEC F= 0.000 X

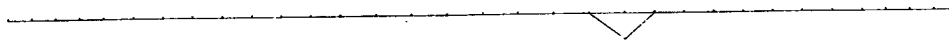


図 - 4.6 (18) 橋軸直角方向固有振動モード

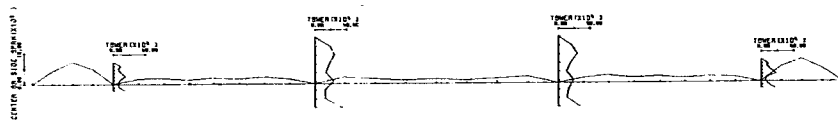
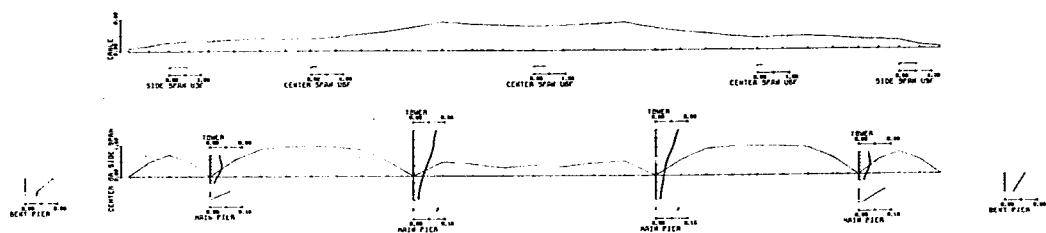


图 - 4.7 桥轴方向最大応答 ($n/p=0.02$)

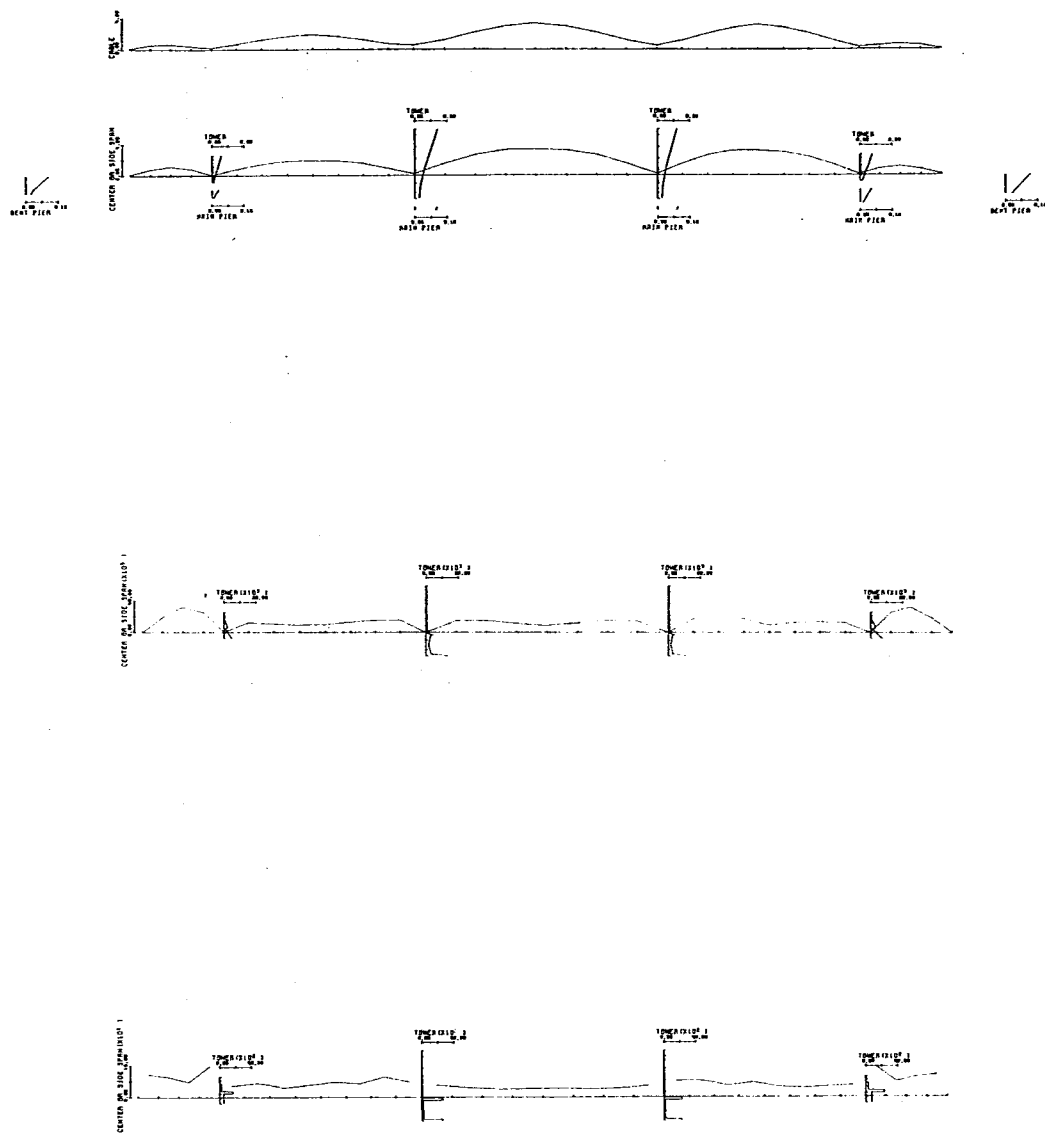


图 - 4.8 橋軸直角方向最大応答 ($n/p=0.02$)

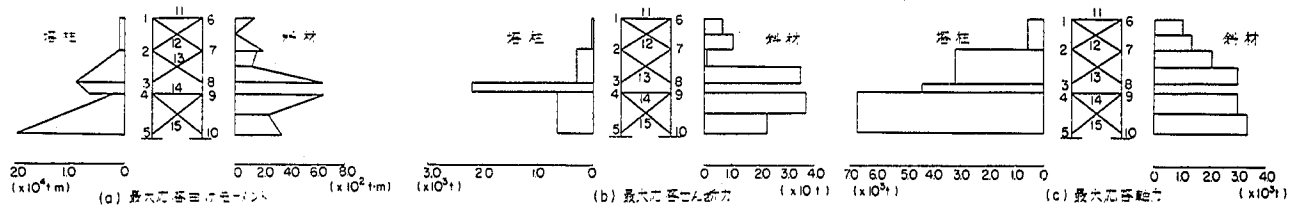


图 - 4.9 副塔桥轴直角方向最大应答 ($n/p = 0.02$)

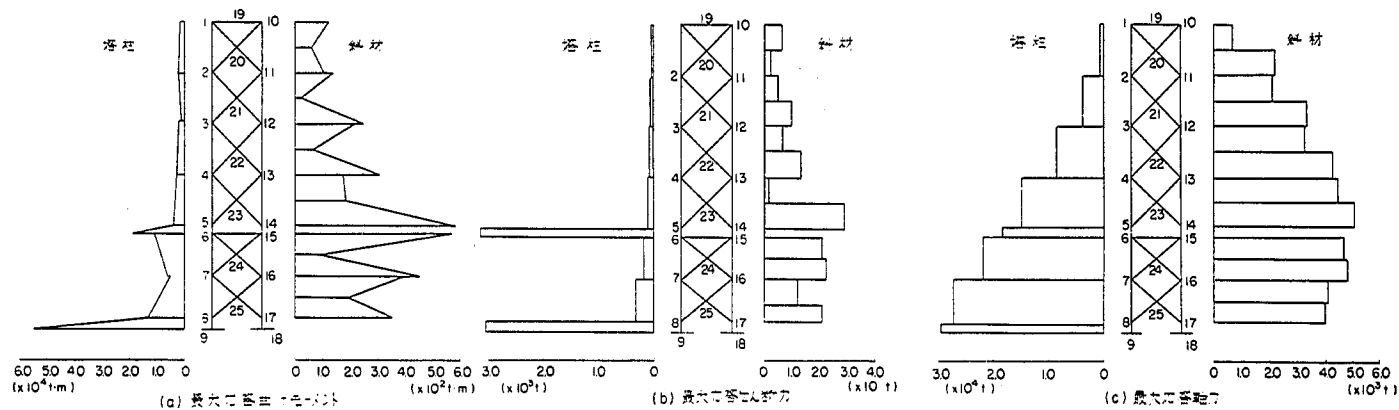


图 - 4.10 主塔桥轴直角方向最大应答 ($n/p = 0.02$)

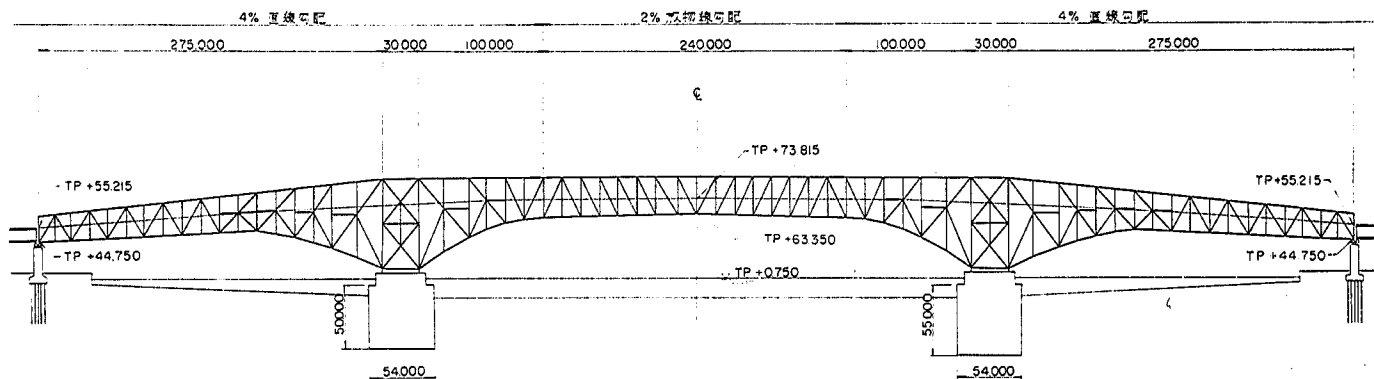


図 - 4.11 対象としたカンチレバートラス橋

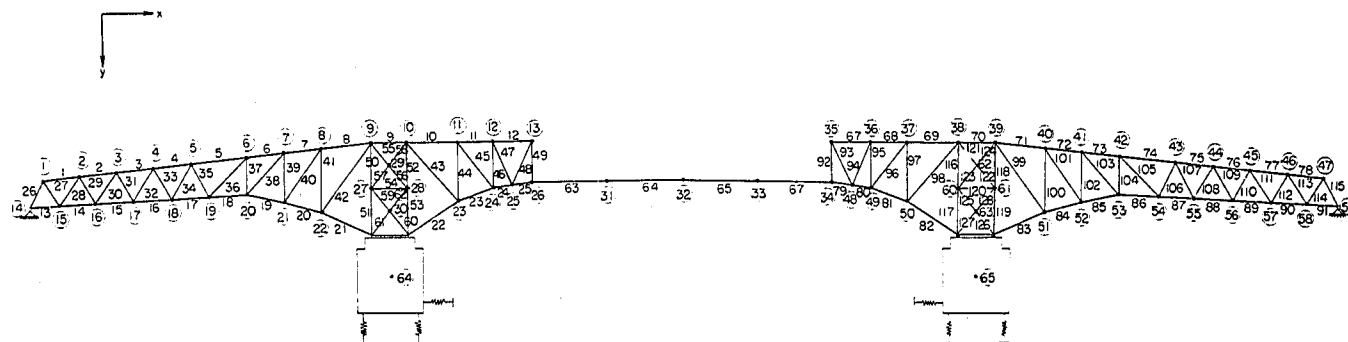
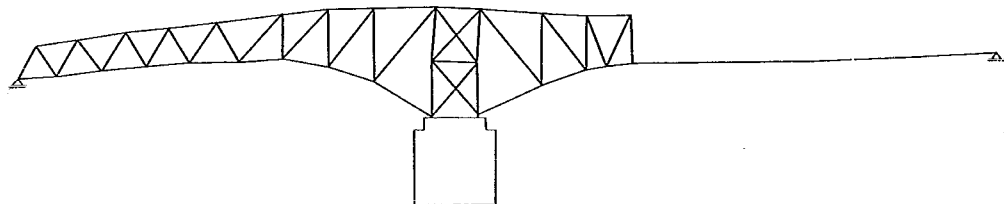
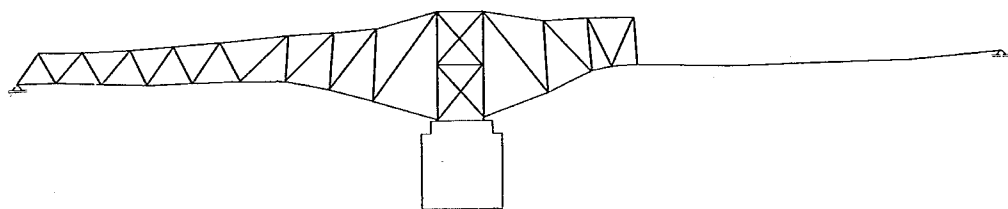


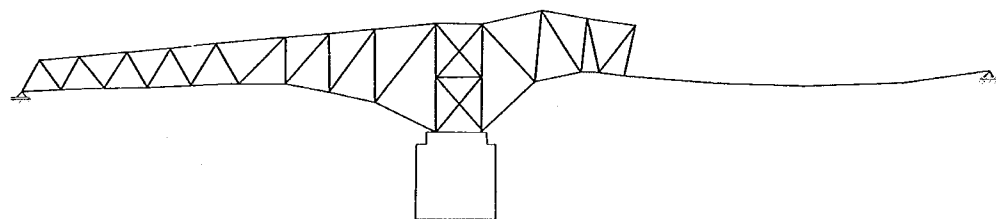
図 - 4.12 カンチレバートラス橋力学モデル



(a) 1 次モード $T = 2.390 \text{ sec}$

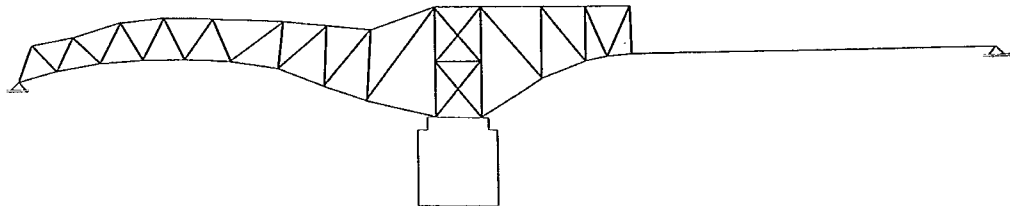


(b) 2 次モード $T = 1.527 \text{ sec}$

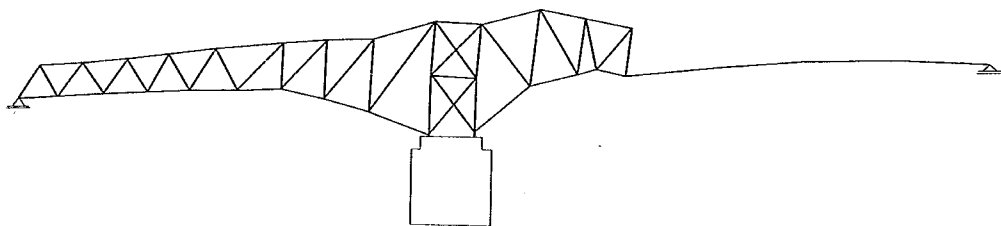


(c) 3 次モード $T = 1.275 \text{ sec}$

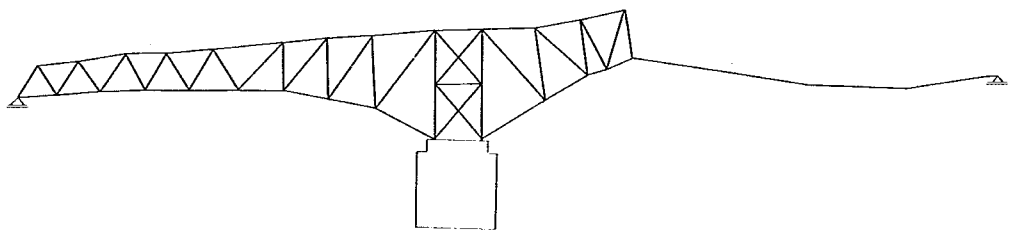
図-4.13 固有振動モード(その1)



(a) 4 次モード $T = 1.101 \text{ sec}$



(b) 5 次モード $T = 0.784 \text{ sec}$



(c) 6 次モード $T = 0.669 \text{ sec}$

図-4.14 固有振動モード(その2)

第 5 章 下部構造の耐震性

(ケーソンおよび多柱基礎の模型による耐震実験)

振 動 研 究 室

栗 林 栄 一

岩 崎 敏 男

辻 勝 成

若 林 進

福 田 富 三

5.1 概 説

本四連絡橋の下部構造として計画されている規模の多柱基礎とケーソン基礎の模型による耐震実験の結果について、以下に報告する。

5.2 耐震実験の概要

1) 実験の目的

今回の実験では、計画中の本州四国連絡橋のうち、中央径間 1100 m 級の吊橋の主塔・橋脚・地盤系をとりだして、模型を製作し、大型振動台による耐震実験を行い、耐震設計の基礎資料を得ようとした。

なお、実験は、次の期間に行われた。

予備実験：昭和 46 年 7 月～11 月（土木研究所千葉支所）

本 実験：昭和 46 年 12 月（防災センター耐震実験室）

追加実験：昭和 47 年 1 月（土木研究所千葉支所）

2) 対象とした原型

対象とした原型は、D ルートの三ツ子島－沙弥島間に計画されている中央径間 1100 m の南備讃瀬戸大橋（道路・鉄道並用橋）である。この地点は、最大水深約 40 m ，基礎地盤は、風化花崗岩とされている。この実験で対象とする橋脚の構造としては、ケーソン基礎ならびに多柱基礎の 2 種を考えた。図－5.1 は、吊橋全橋の一般側面図を、また、図－5.2 は、両橋脚の概略寸法、および主塔の概略を示したものである。これらの諸元寸法をとりまとめたのが、表－5.1 である。この表に示したように、対象地点の基礎地盤は、ヤング係数： $300,000\text{ t/m}^2$ ，層厚 75 m の一様な弾性体であると仮定した。

つぎに主塔については長さおよび固有振動数の縮尺を相似させるようにし、かつ主塔の

重量が、下部構造の振動特性に大きく影響を与えないように考慮し、図-5.3に示すような模型を製作した。塔柱・水平材には、アルニウム角棒を、また添加重量には、平鋼を使用した。

用いた各材料の物理的性質（初期に目標とした値）を表-4にまとめて示す。

3) 実 験

実験は、大別して静的実験と振動実験の2種を実施した。静的実験は、地盤模型として用いたゴム材料の物性試験と各種模型（ゴム地盤、ケーソン基礎、多柱基礎ならびに主塔）に対する載荷試験とからなる。振動実験では、下記の8ケースを対象として、正弦波・ランダム波による振動特性実験ならびに下記のうちケース3, 7, 8をのぞく5ケースを対象として実地震波による地震応答実験を行った。

ケース1 地盤

ケース2 地盤+ケーソン（地盤上に固定） [橋軸方向]

ケース3 地盤+ケーソン（地盤上に自由設置） ["]

ケース4 地盤+多柱 ["]

ケース5 地盤+ケーソン（固定）+主塔 ["]

ケース6 地盤+多柱+主塔 ["]

ケース7 地盤+ケーソン+主塔 [橋軸直角方向]

ケース8 地盤+多柱+主塔 ["]

振動実験における計測装置としては、抵抗線式加速度計、光学式変位計、16ミリ撮影機等を用いた。計測状況の概要を図-5.4に示す。つぎに振動台は、本実験では表-5.3および図-5.5に概要が示された防災センター大型耐震実験装置（筑波学園都市）を、予備および追加実験では土木研究所電磁式振動台を使用した。

4) 相 似 律

吊橋の主塔・橋脚・地盤系をとりだして、模型耐震実験を行ったのであるが、原型と模型との間の力学的関係である相似則は、構造各部が弾性体であるとの前提のもとに設定された。相似則の決定に際しては、振動台の規模と性能、用いるべき模型材料の力学的性質、振動計測装置の性能等を総合的に考慮した。基本的な縮少率として、長さを1/100, 時間を1/5, 密度を1/2に設定した。他の物理量の縮少率はバッキンガムのⅡ定理から容易に定めることが出来る。表-5.4は、これより定められた、各物理量の相似律を示したものである。

5) 模型の設計

模型の材料・諸元は、上記の相似則に従い、決定した。まず地盤材料として、各種材料

を検討して、表-5.5のような結果を得た。これから、生ゴムを選び、弾性係数の値が約 30 kg/cm^2 となること（図-5.6参照）を目標にして硬度50のゴムを用いるとし、図-5.7のごとく、厚さ $5 \text{ cm} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ のゴム板135枚を接着することによって、厚さ $75 \text{ cm} \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ の模型地盤を製作した。また、この模型地盤を振動台に定着するために、図-5.8に示す定着装置を製作した。ケーソン基礎は剛体と考え、躯体重量および橋脚基部まわりの回転慣性を考慮して、アルミニウム材を主体として、図-5.9のごときケーソン基礎の模型を製作した。このケーソン模型には、回転慣性がある程度調節できるよう、鉛直方向に移動可能な分銅をとりつけた。多柱基礎については、全体としての固有周期が相似則を満足するよう、柱部の重量、曲げ剛性、地盤接地点の柱断面積ならびに頂版の重量等を決定し、図-5.10のごとく鋼材を用いて、模型を製作した。

5.3 実験の結果

1) 静的実験の結果

ゴム材料の物性試験

地盤模型として用いたゴム（硬度50度）について、各種の物性試験を実施した。試験項目ならびに試験結果の概要は以下の通りである。

- 比重測定 単位重量 $r = 1.44 \text{ t/m}^3$
- 静的弾性係数測定（アムスラー試験機による圧縮試験）

$$\text{弾性係数} \quad E = 30.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{せん断弾性係数} \quad G = 10.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ポアソン比 } 0.5 \text{ と仮定})$$

（歪の大きさは約2%）

- 動的弾性係数測定（MT型防振ゴム振動試験機使用）

$$\text{動的倍率} \quad \beta = 1.10 \quad (\text{動弾性係数 } E_d = 33.4 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f = 500 \text{ cpm}, \quad a = \pm 1 \text{ mm} \text{ のとき}$$

$$\text{動的倍率} \quad \beta = 1.18 \quad (\text{動弾性係数 } E_d = 35.8 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f = 1000 \text{ cpm}, \quad a = \pm 3 \text{ mm} \text{ のとき}$$

- 定歪速度載荷試験（インストロンフロー-TT-DM使用）による弾性係数の測定

この試験結果の一部を図-5.11に示す。これから歪の大きさによって弾性係数が、かなり変化すること、小さい歪（0.1%位）では、大きい歪の数倍に弾性係数が大きくなることが判明した。一方、温度変化の影響は余り大きくなく、 20°C から 0°C に低下させた場合でも弾性係数は約10%上昇したにすぎなかった。

ゴム地盤に対する平板載荷試験

直径 22.5 cm (一部, 直径 30 cm を使用) の載荷板を用いて, 鉛直載荷試験を行い, 試験結果と Boussinesq の式から弾性係数, 地盤反力係数等を算出した。結果の平均値は,

静弾性係数 $E = 88.3 \text{ kg/cm}^2$

せん断弾性係数 $G = 29.4 \text{ kg/cm}^2$

地盤反力係数 $k = 7.0 \text{ kg/cm}^3$

となった。振動実験時における, ゴム地盤の変形定数は, 上記に近いものと推定された。これは図 - 4.11 において, 歪が 0.1 % 程度の場合の値に相当している。

ケーソン基礎および多柱基礎に対する載荷試験

ゴム地盤上に固定されたケーソン基礎に対して, 水平引張試験を行い, 回転ばね係数とせん断ばね係数とを求めた。これから得られた実験値は, 表 - 6 に示すように, 提案されている各種の計算式によって得られた値と, ほぼ一致した。

つぎに多柱基礎に関しては, 下部を完全固定した場合と, ゴム地盤上に固定した場合とについて, 水平引張試験を行い, 水平ばね係数を求めた。両者の試験結果を比較すると, 表 - 7 に示すごとくケーソン基礎の剛度が, 多柱基礎に比して, かなり高くなっている。

主塔載荷実験

主塔基部を完全固定して, 橋軸方向・橋軸直角方向について, 水平載荷試験を行い, 主塔の剛性を確認した (図 - 12, 13 参照)。

2) 振動実験の結果

振動特性実験

5.2の3) に記述した 8 ケースの各々につき, 次の 3 種の実験を行った。

- 正弦波強制実験 共振曲線, 固有振動数, 減衰, 固有振動モード
- 自由振動実験 固有振動数, 減衰, 固有振動モード
- ランダム波実験 振動特性

これから得られた結果をとりまとめて, 表 - 8 に示す。また固有振動モードの例を, 図 - 14 ~ 16 に示している。

地震応答実験

5.2の3) に記述した 5 ケースにつき, El Centro 地震波および十勝沖地震波 (八戸) を入力として, 地震応答実験を行った。このさい, 時間軸は相似則に従って, 1/5 に縮少し, 加速度はその最大値が 50 gal 程度および 100 gal 程度の 2 種について, 実験した。図 - 17 は, 地盤 + 多柱 + 主塔 (橋軸方向) の場合についての, 応答波形の 1 例を示したものである。また表 - 9 は各場合について, 上記 2 種の地震波形を入力としたときの, 各

測点の最大加速度の値を、示したものである。

5.4 考 察

以上、大型耐震実験装置を用いた吊橋下部構造の模型耐震実験について紹介した。実橋および模型の諸元、ならびに実験結果と計算値を集約して、表-10に示す。地盤をゴム材料で模型化することは、新しい試みであったが、一応の結果をあげたものと考えられる。模型製作においては、地盤材料の選択が重要であり、特に実験時の条件を考慮して、材料の吟味を行う必要がある。また基礎と地盤との固定方法についても、再考を要する点がある。しかしこの種の実験から、設計計算等に用いる計算式の精度を確認でき、さらには実地震波を入力としたときの構造各部の応答を比較的正確にかつ容易に算定できる見通しを得たといえる。

今後さらに、この実験結果を詳細に検討すると共に、有限要素法による地震応答計算など、各種の理論計算を行うことにより、基礎構造の耐震設計法を吟味することができるであろう。今回の実験では、多柱基礎に比べて、ケーソン基礎の剛度が高い結果を得たが、将来の実験計画として、地盤が比較的軟質の場合の各種下部構造の動的挙動を調査する必要がある。さらに、地盤と構造物の非線型挙動、地盤の質量効果等の問題も、この種の実験によって解決をはかっていくべき重要課題と考えられる。

表-5.1 対象とする構造物の実際諸元

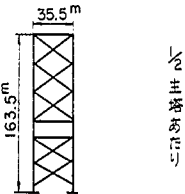
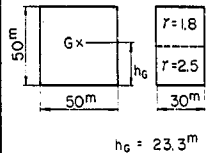
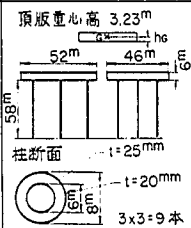
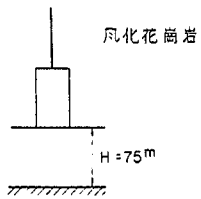
部材名称	諸元	形状	E, G	W/unit	回転慣性 $J_{GL, r}$	A	橋軸方向振動 I_L	橋軸直角方向振動 I_T	ねじり剛性 $I_x(J)$	ν		
塔			$E = 2.1 \times 10^4$ $G = 8.1 \times 10^6$ t/m^2	$r = 7.85$ t/m^3 $W_{shaft} = 199$ $W = 23.0$ t/m	J_{Gr} : 橋軸 直角方向振動 に関する J_G J_{GL} : 橋軸 方向振動 に関する J_G	$A = 1.9$ m^2	$I_L = 13.5$ m^4	$I_T = 5.4$ m^4 (1shaft)	— (0.3)			
ケーソン 基礎			剛体 とする。	重心にか かる 質量総 重 ($\gamma = 1.8, 2.5$) $W = 1.6325$ $\times 10^5 t$	重心まわ り J_{Gr} $= 6.877$ $\times 10^7$ $t \cdot m^2$ J_{GL} $= 4.668$ $\times 10^7$ $t \cdot m^2$	$50 \times 30 \times 50$ 剛体 と見る	—	—	—			
多柱式 基礎			柱部 1本当り	$E = 2.1 \times 10^7$ $G = 8.1 \times 10^6$ $n = 10$ で 換算する。 10.641 t/m	$\gamma_s = 7.85$ $\gamma_c = 2.0$ $W = 10.641$ t/m	$A_s = 1.0046m^2$ $A_c = 4926m^2$ 換算 $n = 10$ $A = 5.93$ m^2	$I_s = 6.693m^4$ $I_c = 194.37m^4$ 換算 $I = 26.13$ m^4	円形断面 $I = 26.13$ m^4	$I_p = I_L + I_T$ $= 52.26$ m^4	— (0.3)		
			頂版部	剛体 とする。	重心にか かる 版総重 $\gamma = 2.5$ $W = 3.805$ $\times 10^4 t$	重心まわ り J_{Gr} $= 0.8312 \times 10^7$ $t \cdot m^2$ J_{GL} $= 0.0643 \times 10^7$ $t \cdot m^2$	$52 \times 46 \times 6$ 剛体と 見る。	—	—	—	—	
周辺盤				$E = 3000000$ t/m^2	$\gamma = 2.5$ t/m^3	—	—	—	—	(0.25)		

表-5.2 各材料の物理的性質

	単位体積重量 t/m^3	弾 性 係 数		引張許容 応力度 Kg/cm^2	対 象
		E (Kg/cm^2)	G (Kg/cm^2)		
鋼 材 SS41	7.85	21×10^6	0.81×10^6	1400	多柱基礎 ケーソン基礎
アルミニウム	2.60	0.719×10^6		~ 600	主 塔 ケーソン基礎
ゴ ム	1.44	303	101		基礎地盤

表-5.3 防災センター大型耐震実験装置の概要

加振台の大きさ	15m×15m { (12m+2×1.5m) × (12m+2×1.5m) }
最大塔載量	水平 500t 垂直 200t
加振機最大出力	360t
加振方式	水平, 垂直切換方式 (水平4台, 垂直4台)
最大振巾	$\pm 30mm$
最大速度	37cm/sec
加振波形	正弦波, 不規則波
周波数範囲	0.1~50 cps
駆動方式	電気油圧式
加振台重量・固有振動数	160t 40 cps
天井クレーン	E 30t 副 5t

表-5.4 相 似 則

物 理 量	記 号	次 元	縮 少 率 P/m	
長 さ	L	L	n	10^2
面 積	A	L^2	n^2	10^4
断面二次モーメント	I	L^4	n^4	10^8
密 度	ρ	ML^{-3}	N	2
質 量	M	M	$n^3 N$	2×10^6
質量回転慣性	J	$L^2 M$	$n^5 N$	2×10^{20}
力	F	MLT^{-2}	$4n^3 N$	8×10^6
弾 性 係 数	E & G	$ML^{-1} T^{-2}$	$4nN$	8×10^2
時 間	t	T	$\sqrt{n}/2$	5
振 動 数	f	T^{-1}	$2/\sqrt{n}$	1/5
回 転 角	θ	1	1	1
変 位	δ	L	n	10^2
速 度	v	LT^{-1}	$2\sqrt{n}$	2×10
加 速 度	a	LT^{-2}	4	4
曲げモーメント	m	$ML^2 T^{-2}$	$4n^4 N$	8×10^8
歪 度	ϵ	1	1	1
応 力 度	σ	$ML^{-1} T^{-2}$	$4nN$	8×10^2

最右欄の数値は $n=100$, $N=2$ としたときのものである。

表 - 5.5 各種地盤材料の性質

地盤材料	長 所	短 所
生 ゴ ム	1. 比重 1.3~1.4 2. 弾性係数 $\approx 30 \text{ Kg/cm}^2$ 3. 材料の安定性あり 4. 製作・加工がしやすい	1. 不透明 2. 材料費高価 (約 200 円/Kg)
合成ゴム	1. 比重 0.95 2. 弾性係数 $\approx 40 \text{ Kg/cm}^2$ 3. 材料の安定性あり 4. 透明度が比較的よい	1. 材料費高価 (約 300 円/Kg) 2. 製作のための適切なモールドの入手困難 3. 従って製作費が高価
ゼラチン	1. 比 重 1.0 2. 価格が比較的安価 (約 1000 円/Kg) 3. 濃度により材料強度可変 4. 透明度が比較的よい	1. 温度変化に敏感で長期試験の安定性に欠ける 2. 弾性係数が小さ過ぎる 3. 腐食しやすい 4. 大きいものでは製作に難あり

表 - 5.6 ケーソン基礎のばね係数

		回転ばね係数 kg-cm/rad	せん断ばね係数 kg/cm	備 考
実 験 値		1.25×10^6	4.5×10^3	
計 算 値	V o g t	1.09×10^6	4.85×10^3	弾性係数 $E = 88.3 \text{ kg/cm}^2$
	B i o t	1.04×10^6	—	
	Garbunov-Passadov	1.59×10^6	—	ポアソン比 $V = 0.5$

表 - 5.7 下部構造頂部に水平力 P (kg) を作用させたときの
頂部の変位量 (cm)

地盤条件		ゴム地盤上に 固定した場合	剛体上に完全 固定した場合	備 考
模 型				
多 柱 基 礎	橋 軸 方 向	0.019 P	0.0084 P	
	橋軸直角方向	0.015 P	0.0070 P	
ケーソン基礎	橋 軸 方 向	0.0027 P	—	ケーソン基礎 は剛体
	橋軸直角方向	0.0012 P	—	

表 - 5.8 共振曲線からの固有振動数, 減衰定数, 自由減衰からの対数減衰率

実 験 対 象	種 別		供 試 体 名				
			地 盤	ケーソン基礎	多 柱 基 礎	主 塔	
						1 次	2 次
地 盤 の み	固有振動数(%)		1 6. 4				
	共振曲線 より	対数減衰率	0. 4 9 6				
		減 衰 定 数	0. 0 7 9				
	自由減衰 より	対数減衰率	0. 3 2				
		減 衰 定 数	0. 0 5				
地盤+ケーソン (橋 軸)	固有振動数(%)		1 5. 9	2 5. 3			
	共振 より	対 数	0. 4 7 7	0. 5 2 1			
		減 衰	0. 0 7 6	0. 0 8 3			
	自由 より	対 数					
		減 衰					
地盤+ケーソン (ケーソン底面フリー) (橋 軸)	固有振動数(%)		1 4. 3				
	共振 より	対 数	0. 2 0 7	0. 4 9 6			
		減 衰	0. 0 3 3	0. 0 7 9			
	自由 より	対 数					
		減 衰					
地 盤 + 多 柱 (橋 軸)	固有振動数(%)		1 6. 7		6. 4		
	共振 より	対 数	0. 3 8 9		0. 1 8 8		
		減 衰	0. 0 6 2		0. 0 3 0		
	自由 より	対 数			0. 1 2 3		
		減 衰			0. 0 2 0		
地盤+ケーソン+主塔 (橋 軸)	固有振動数(%)		1 5. 6			0. 9	5. 1 (7. 1)
	共振 より	対 数	0. 7 0 3			0. 0 1 5	0. 0 1 4
		減 衰	0. 1 1 2				0. 0 2 3
	自由 より	対 数	0. 2 7 3	0. 2 3 2			
		減 衰					
地盤+多柱+主塔 (橋 軸)	固有振動数(%)		1 4. 4		5. 9 (6. 3)	0. 9	5. 8 5 (7. 3)
	共振 より	対 数	0. 5 4 0		0. 1 0 6		
		減 衰	0. 0 8 6		0. 0 1 7		
	自由 より	対 数			0. 1 2 5		
		減 衰			0. 0 2 0		
地盤+ケーソン+主塔 (橋軸直角)	固有振動数(%)		1 5. 1 3			3. 8 5	1 4. 8
	共振 より	対 数	0. 4 7 7	0. 5 2 1			
		減 衰	0. 0 7 6	0. 0 8 3		0. 0 5 4	0. 0 1 5
	自由 より	対 数					
		減 衰					
地盤+多柱+主塔 (橋軸直角)	固有振動数(%)		1 5. 6		7. 3		
	共振 より	対 数	0. 5 0 2		0. 3 0 7		
		減 衰	0. 0 8 0		0. 0 4 9	0. 0 4 5	0. 0 2 0
	自由 より	対 数					
		減 衰					

表 - 5.9 最大加速度応答 (橋軸方向)

系	測点	El Centro 地震		十勝沖地震	
		最大加速度 GAL	発生時刻 SEC	最大加速度 GAL	発生時刻 SEC
地盤のみ (図 6-3-1, 2)	1	74.2	0.26	83.9	0.72
	4	132.4	0.37	398.6	0.80
地盤+ケーソン (図 6-3-3, 4)	1	74.7	0.34	67.6	0.44
	4	271.3	0.37	245.4	0.47
	5	278.9	0.48	266.2	0.45
地盤+多柱式 (図 6-3-7, 8)	1	70.3	0.15	72.7	0.76
	4	210.8	0.15	364.7	1.00
	5	349.8	0.28	658.6	1.35
地盤+ケーソン+主塔 (図 6-3-5, 6)	1	46.4	0.38	43.1	0.50
	4	213.2	0.38	173.2	0.50
	5	261.3	0.39	226.7	0.50
地盤+多柱式+主塔 (図 6-3-9, 10)	1	53.9	0.30	75.0	0.55
	4	187.4	0.26	331.9	0.54
	5	270.5	0.96	512.7	0.69

測点

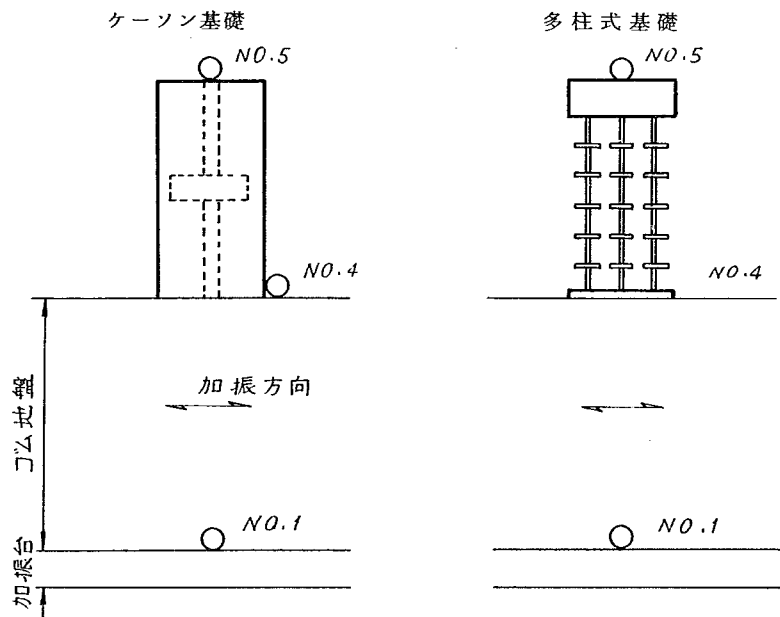


表 - 5.10 実橋、模型の諸元ならびに実験結果と計算値の総括

部 位	諸 元	記 号	実 橋	模 型		備 考
				実 験 値	計 算 値	
地 盤	比 重	r	2.5 *	1.44 **		*花崗岩 (B), **コム *平板載荷試験結果より *仮定値
	弾 性 係 数	E	300,000 t/m ²	88.3 kg/cm ² *		
	層 厚	h	75 m *	75 cm		
	1 次 振 動 数	f	3.3%	16.4 %	14.9 %	
ク レー ン 基 礎	重 量	W	1.63×10 ⁵ t	82.4 kg		重力単位 *Vogt 式
	回 転 慣 性	J	1.35×10 ⁸ t m ²	4.09×10 ⁷ gr cm ²		
	回転ばね係数	k_r	—	1.25×10 ⁶ kg cm	1.09×10 ⁶ kg cm *	
	1 次 振 動 数	f	2.27%	25.3 %	25.7 %	
多 柱 基 礎	頂版重量	W	4.04×10 ⁴ t	31.5 kg		柱重量×½を含む
	柱自由長	h	48 m	48 cm		
	柱曲げ剛性	EL	5.49×10 ⁷ t m ²	0.0583 cm ⁴	0.0322 cm ⁴	Borowicka Timoshenko
	基部ばね係数	k_r	—	—	1.00×10 ⁴ kg cm	
	"	k_r	—	—	0.941×10 ³ kg/cm	
	頂部ばね係数	k	3.34×10 ⁵ t/m	52.7 kg/cm	71.0 kg/cm	
	1 次 振 動 数	f	1.01%	6.2 %	7.5 %	
主 塔	塔 高	h	163.5 m	158.5 cm		橋軸方向、平均 平均
	曲 げ 剛 性	EL	2.84×10 ⁸ t m ²	5.99×10 ⁴ kg cm ²		
	重量分布	w	19.9 t/m	14.2 gr/cm		
	1 次 振 動 数	f_1	0.24 %	1.0 %	1.1 %	
	2 次 "	f_2	1.33 %	5.9%	7.0%	

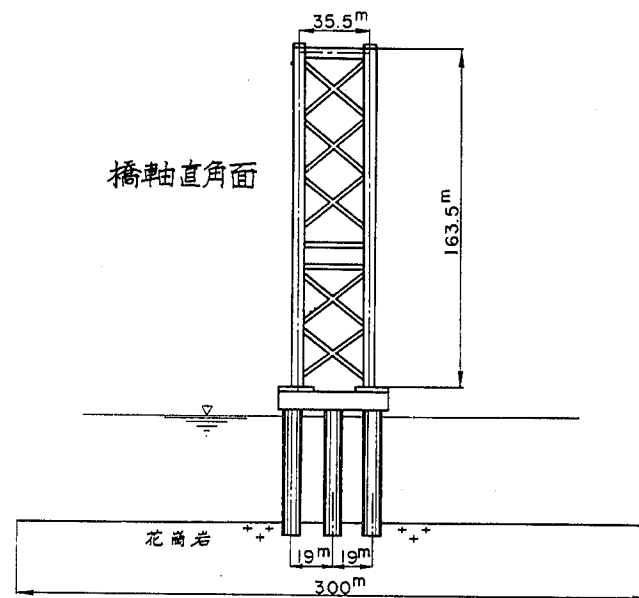
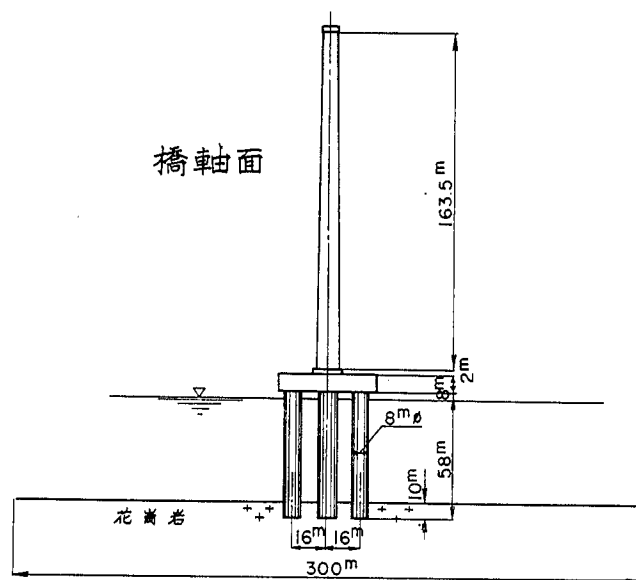
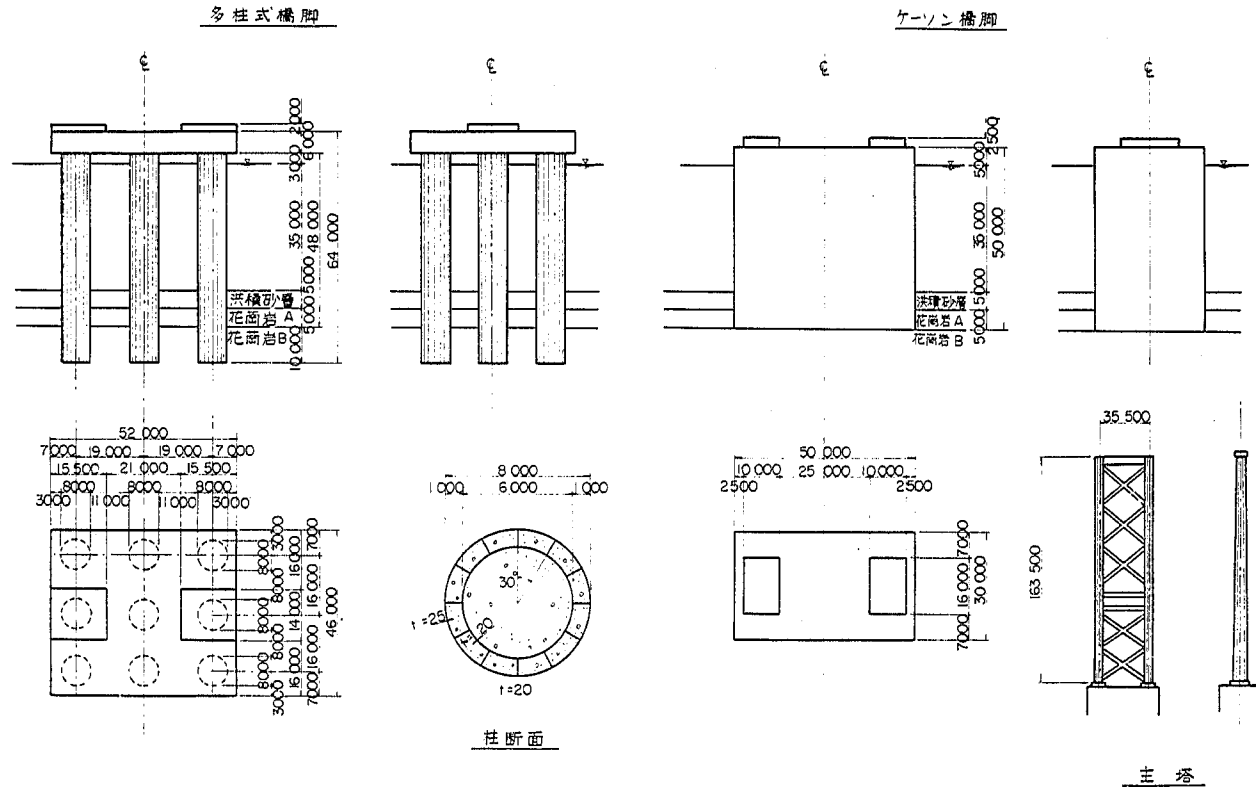


図-5.1 対象とした吊橋



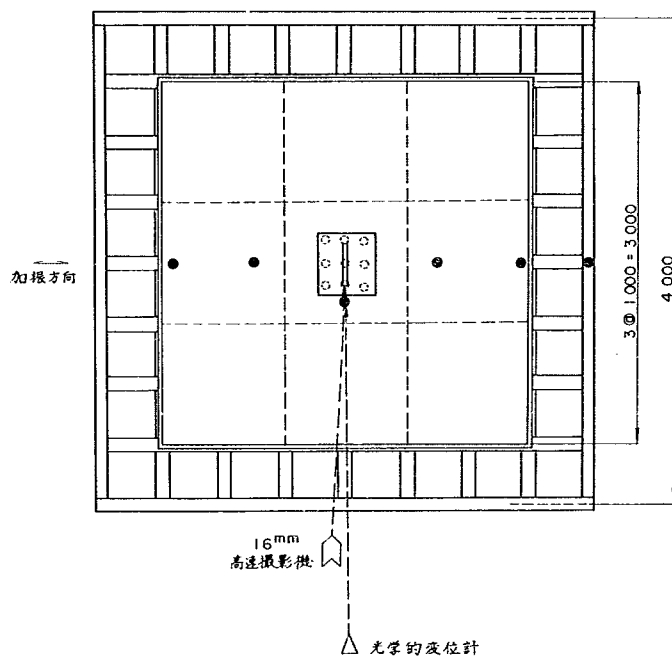
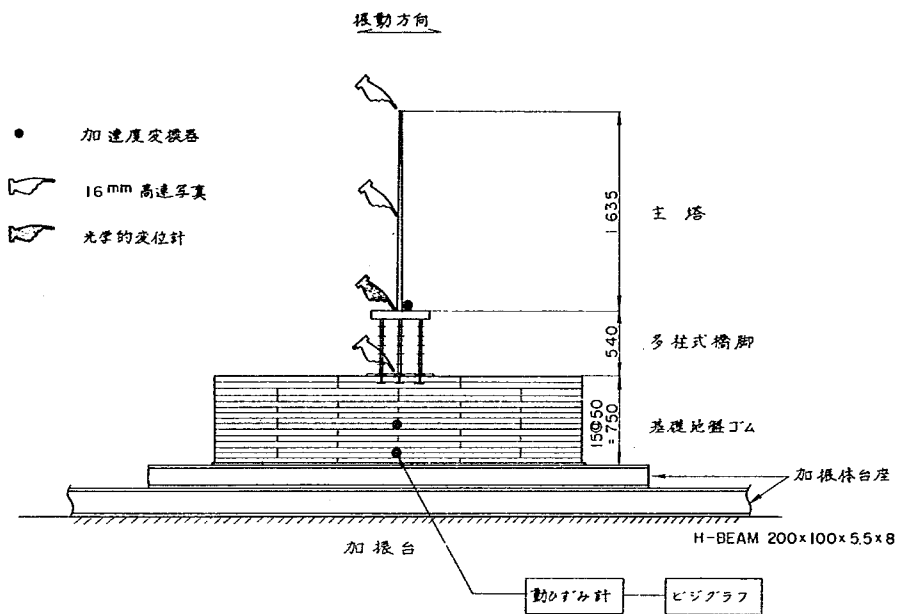


図-5.4 計測点

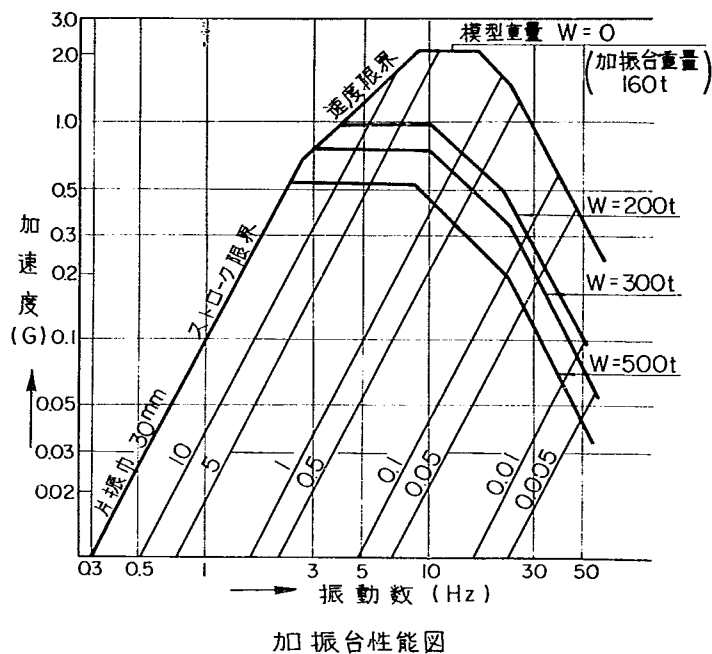
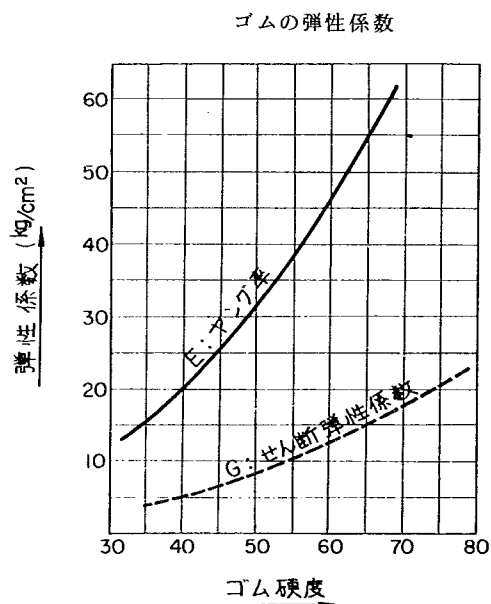


図-5.5 防災センター大型耐震実験装置の概要



〔参 考〕

動的弾性係数

a) 振巾 $\pm 1 \text{ mm}$

振動数 500% のとき

$$E_d = 33.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_d = 11.1 \text{ Kg/cm}^2$$

動的倍率 1.10

b) 振巾 $\pm 3 \text{ mm}$

振動数 1000% のとき

$$E_d = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_d = 11.9 \text{ Kg/cm}^2$$

動的倍率 1.18

図-5.6 ゴムの弾性係数

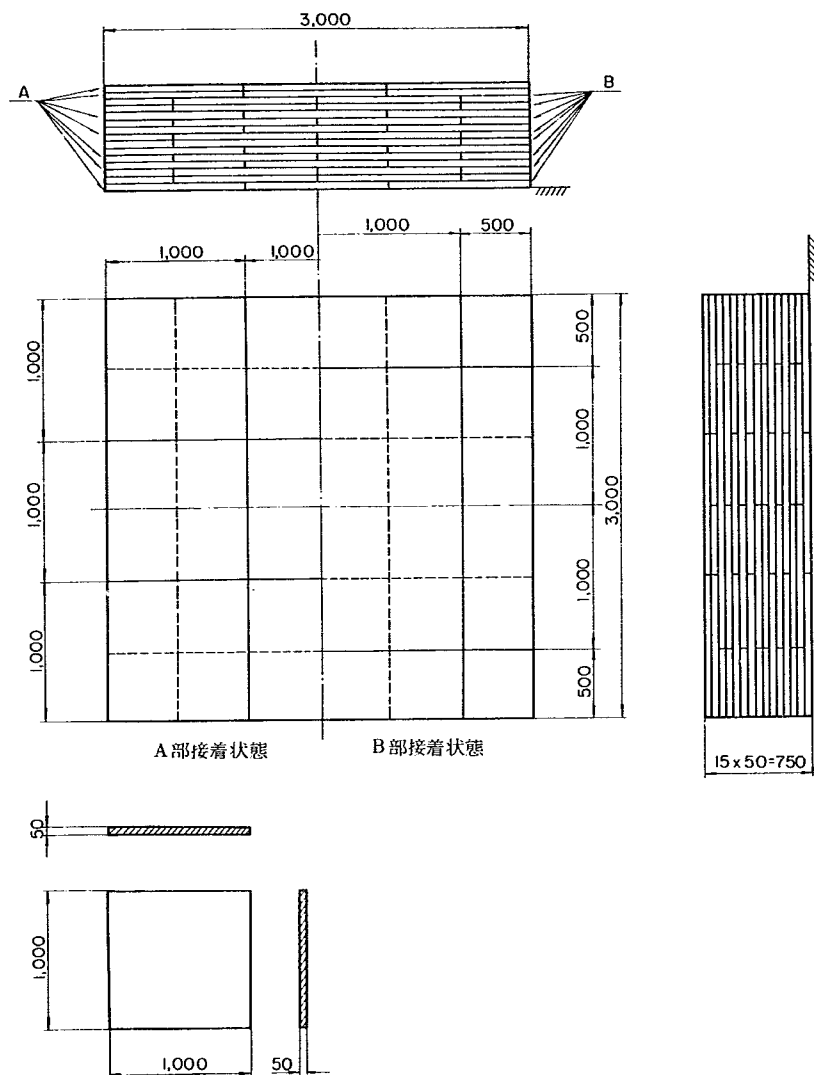
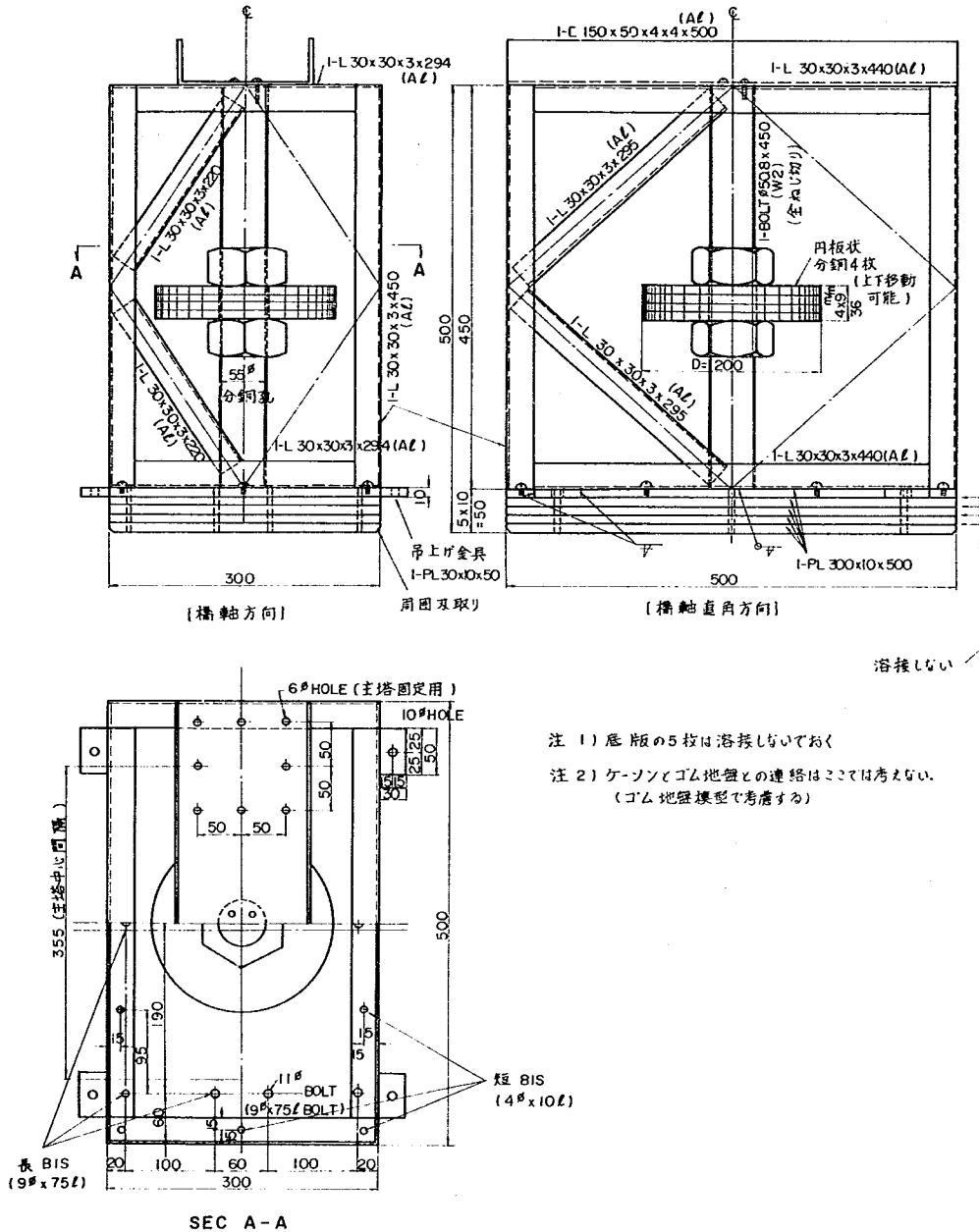


図- 5. 7 地 盤 模 型

材質 AL: アルミニウム
特記なき場合はSS41



- 注 1) 底版の5枚は溶接しないでおく
注 2) ケーンソノとゴム地盤との連絡はここでは考えない。
(ゴム地盤模型で考慮する)

図-5.9 ケーンソノ模型

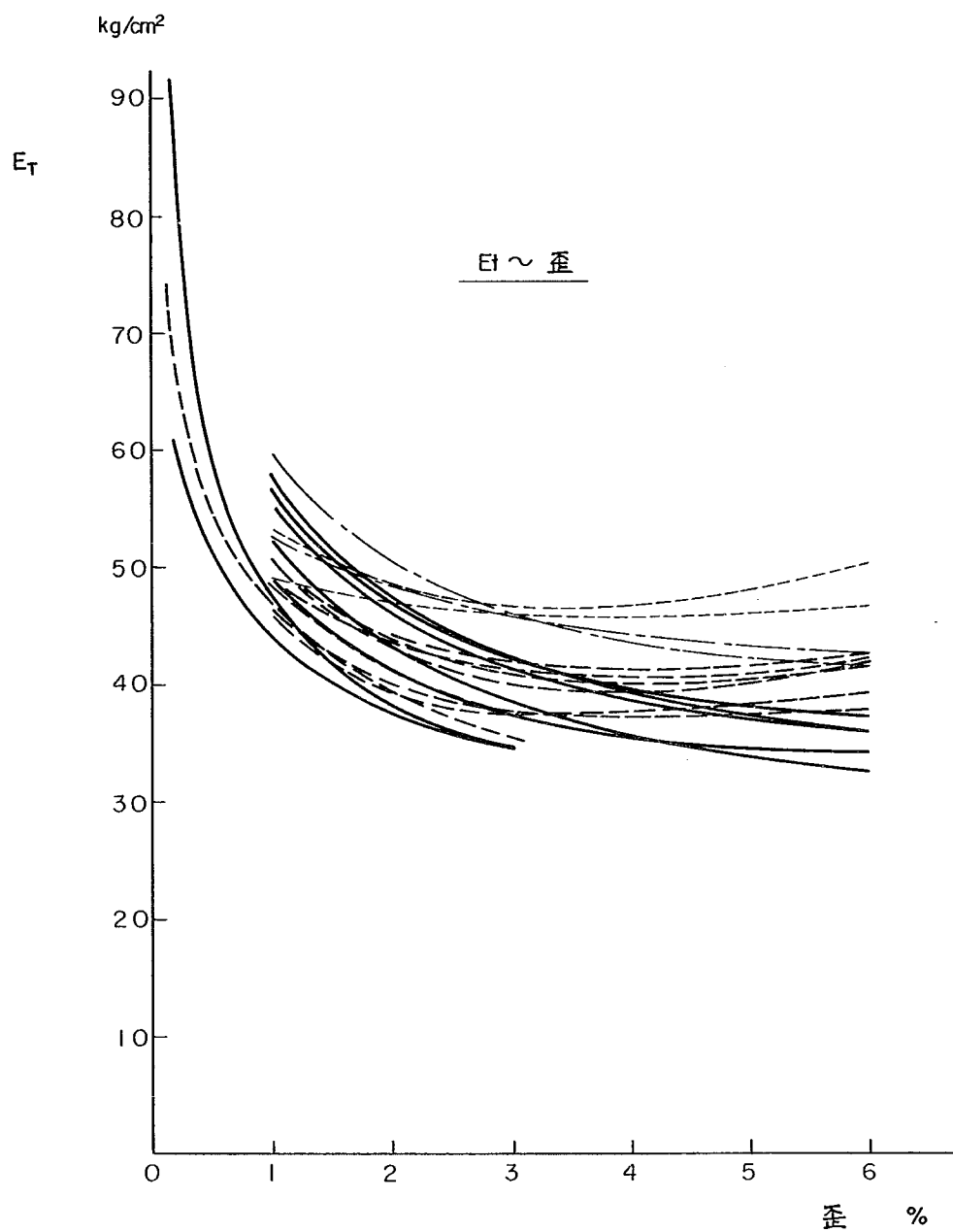


図-5.11 定歪速度載荷試験による弾性係数の測定

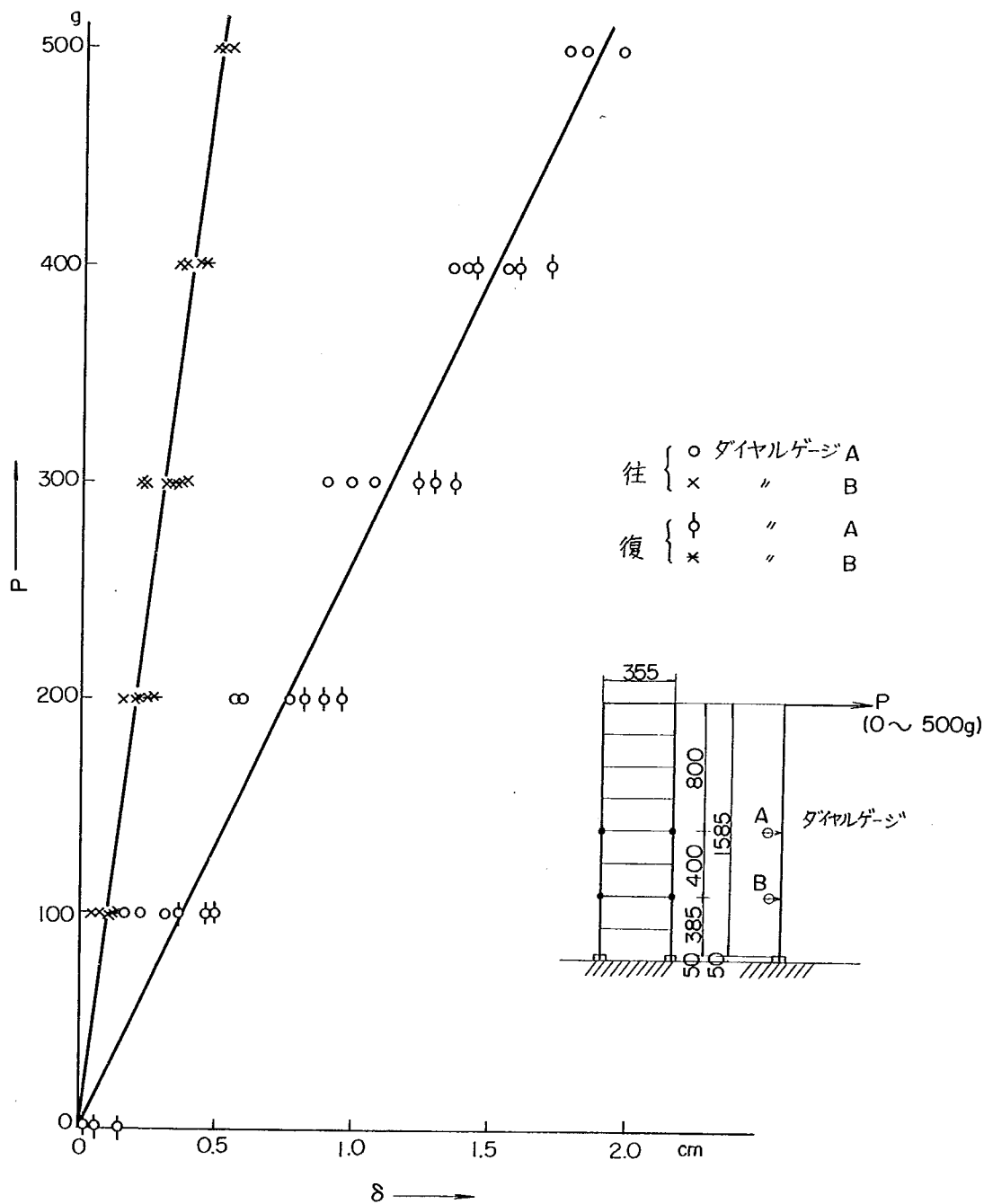


図-5.12 主塔橋軸方向載荷(塔基部固定)

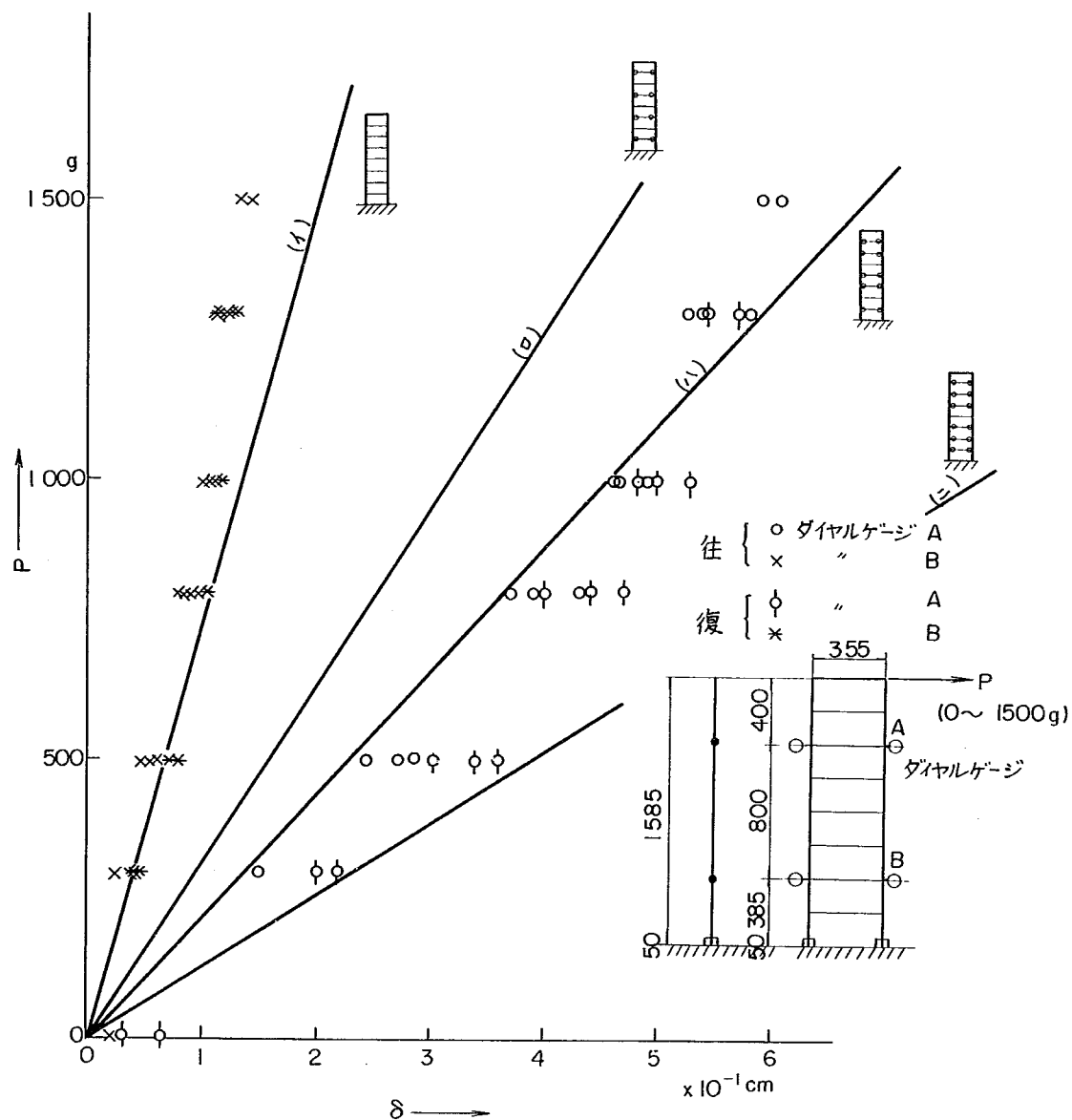


図-5.13 主塔橋軸直角方向載荷(塔基部固定)

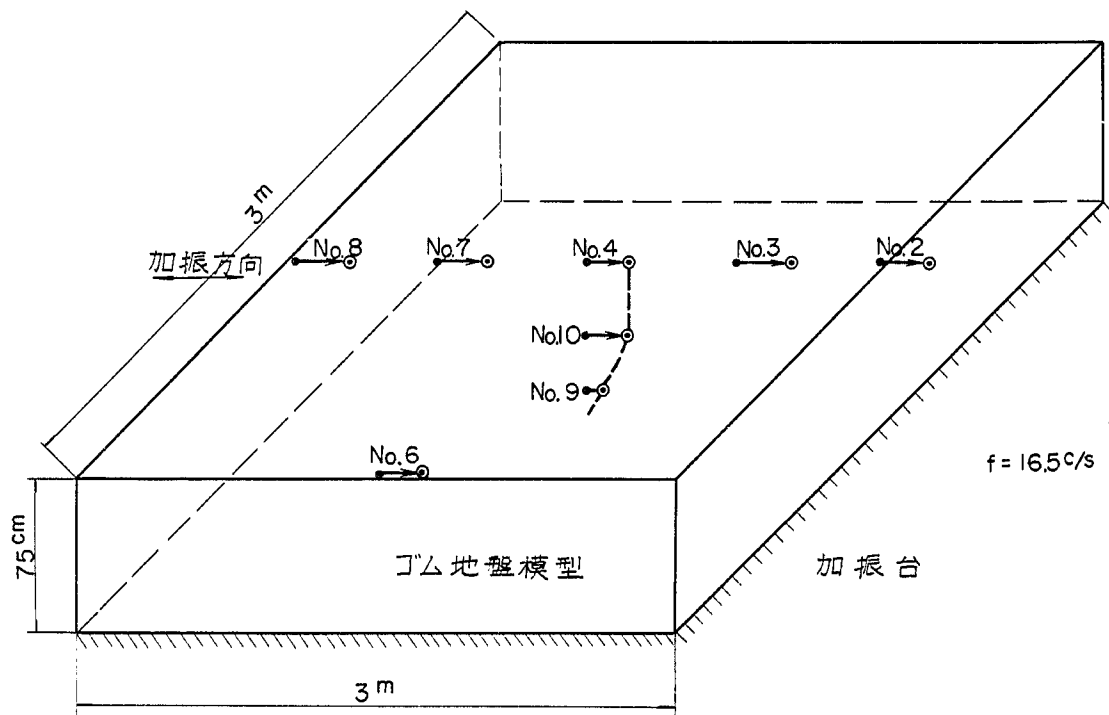


図-5.14 ゴム地盤共振時モード

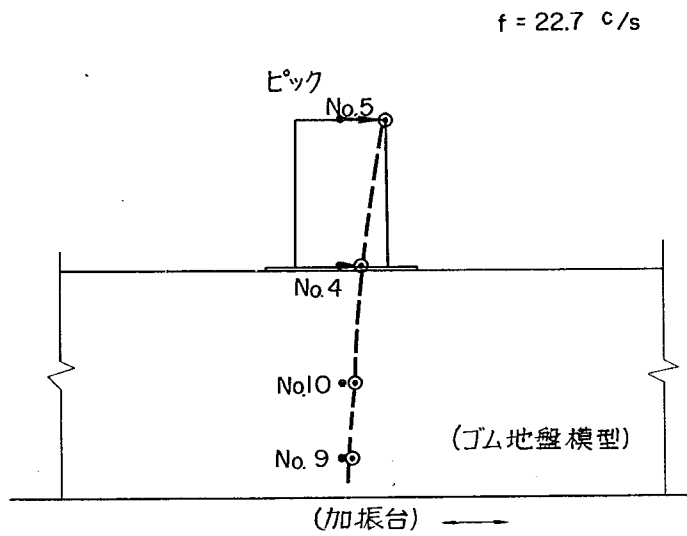


図 - 5.15 ケーソン基礎の共振時モード (橋軸方向)

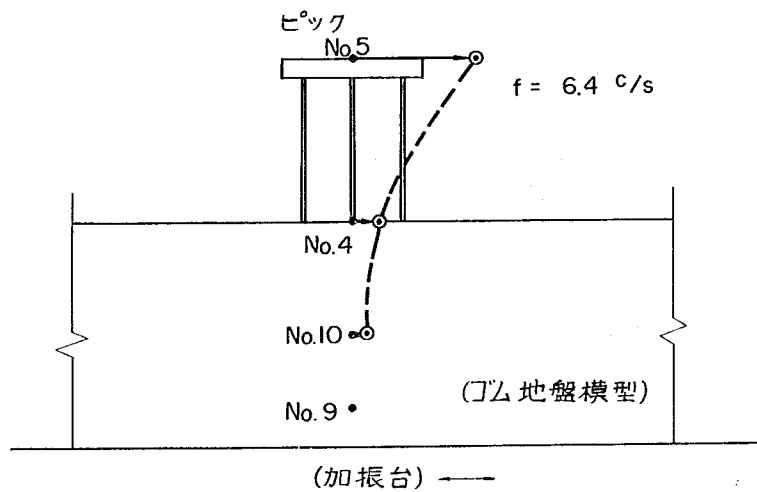


図 - 5.16 多柱基礎の共振モード

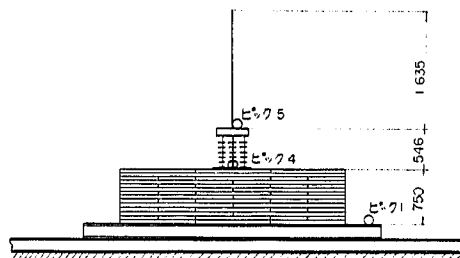
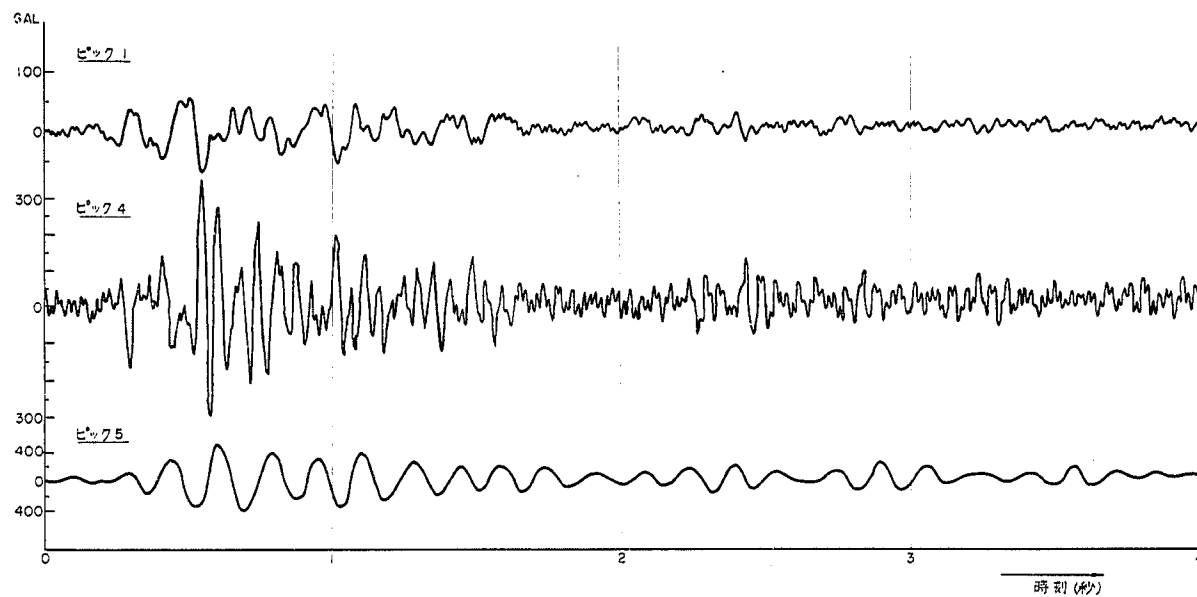


図 - 5.17 経時応答 (基礎 + 多柱 + 主塔) 勝沖波

第 6 章 基礎地盤のクリープ特性

基礎研究室

浅 間 達 雄
足 立 義 雄
和 泉 孝 信

6.1 調査目的

基礎の設計にあたって、地盤の強度とともに地盤の変形状態を評価することが重要である。地盤の変形には、地震のような短期荷重あるいは土圧のような長期荷重の両者による弾性変形のほかに、長期荷重によって少しずつ増大してゆく変形が考えられる。前者は変形係数によって代表され、本州四国連絡橋が計画されている地点ですでに数多くの調査が行なわれている。¹⁾²⁾ 後者については、最も一般的には圧密沈下量が考えられるが、その他に大きな寸法の基礎ではクリープ変形も生ずる。本州四国連絡橋のような長大吊橋では、基礎に作用する荷重が著しく大きく、クリープ変形が生じ、ケーブルの引張力による橋台の水平方向変位や橋塔を支持する橋脚の鉛直方向変位がその対象となる。

したがって、この目的から、地盤のクリープ特性について調査する必要がある、今年度は本州四国連絡橋の支持地盤の中でも比較的軟質な神戸層について試験を行なったものである。

クリープ特性は粒子構造の流動という面から説明する微視的な取扱いをする方法と、現象論的な面から力学モデルを想定して説明する巨視的な取扱いとが考えられる。³⁾ 工学的な実務面からクリープ変形という点についてのみ考えると、後者によって取扱った方が明確となるので、ここではクリープ変形に比較的よく適用されているMaxwell-Voigtの組合せモデルによって検討することとした。

6.2 調査方法

(1) 試験に用いた試料

試料は本州四国連絡橋公団神戸調査事務所にて採取し、土木研究所に送られてきたものをを用いた。試料の採取地点は神戸市垂水区下畑町で、塩谷川流域の神明道路に近い丘陵地である。採取地一帯は大規模な宅地造成が進められていて、表層部がはぎ取られており、神戸層群多井畑累層といわれる凝灰岩質粒砂岩が露出している地帯である。

試料の採取は、表層の風化した部分をとり除いて新鮮な部分を露出させ、写真-6.1

に示すように周囲を掘削して切り出し、ブロックサンプリングしたものである。

サンプリングされた試料は、含水比の変化をなくして、風化することを防ぎ、運搬中破損しないように保護して土木研究所に送られてきた。

送られてきた試料の一部は水槽に入れ、入らないものについては水を散布することによって乾燥を防ぎ、試験に用いた。したがって、試料は写真-6.2に示すように水滴が付着して表面は湿潤状態を保っていた。しかし、表層が少し風化していることが考えられ、運搬中に生じたクラックも認められたので、試験は岩塊中心部より、コアカッターにより棒状にコアを採取して行なった。

(2) 試験に用いた試験機

試験には、土木研究所基礎研究室にある高圧三軸クリープ試験機を用いた。これは、軟岩および洪積世粘性土、砂質土のような土と岩の中間的性質を有する地盤のクリープ変形、クリープ強度を究明するために昭和42年度に製作した試験機である

(写真-6.3)。

この試験機の主要諸元は次の通りである。

型 式	3 連 式
供試体寸法	径 50, 100mm, 高さ 100, 200mm
軸 荷 重	0~20t
側 圧	0~50% σ_1
ひずみ測定	軸ひずみ 0~30mm, 精度 0.01mm
記 録 装 置	パネルに収納した各種計器をカメラにより撮影する記録方式

その他に定ひずみ機構、容積変化や間隙水圧測定機構などを有するが、以下に今回の試験に使用した各部の構造を簡単に説明する。

(1) 三 軸 室

三軸室の主な構造は外部円筒、内部円筒、ロードセル、ピストンからなり、150%の高圧に充分耐えうる構造となっており、重量軽減のため、外部はアルミ合金、内部は透明アクリル樹脂の材質を用いている。

(2) 軸圧負荷装置

軸圧負荷装置は窒素ポンプ、蓄圧タンク、フラットジャッキより構成され、窒素ポンプより圧力調整弁を経て、オイルタンクで油圧に変換し、フラットジャッキに油圧を供給する方法で載荷している。油圧計はブルドン管式圧力計で、70%の容量で、精度5%のものを用いている。

(3) 側圧負荷装置

載荷方法は軸圧と同一機構であり、側圧、三軸室内ともオイルを使用し、ブルドン管式超精密圧力計（高圧用 7.0%，低圧用 3.5%，精度 0.3%）を用いている。

(4) 軸荷重測定装置

軸荷重は試料台下部に耐油型ロードセルを設置し、ストレインメータを通して電氣的に測定し、記録装置のついている収納パネルに表示されるようになっており、その精度は $\pm 1.5\%$ 以内である。

(5) 軸ひずみ測定装置

軸ひずみの検出は差動トランス型のもの（1，5，15，30 mm）で、指示計は軸荷重測定用のものと同一である。

(6) 各種計測器収納パネル

各測定値はすべて一個所に読みとれるように、パネルに指示計類が組み込まれており、これを自動的にタイマのついた記録カメラにより撮影する。

(3) 試験方法

試験は、土質試験法（土質工学会編）⁴⁾ の三軸圧縮試験の項を参考にして行なった。ここでは地盤の長期安定について調べるために排水状態で試験を実施しているが、透水係数が $3 \times 10^{-7} \sim 7 \times 10^{-9}$ と非常に小さいために、非圧密非排水試験に近い状態であろうと推定される。

載荷段階は、あらかじめ行なった三軸圧縮試験に基づいて、5 段階にわけ、破壊荷重の $\frac{1}{5}$ ずつ程度を目安として載荷し、破壊荷重に近づくにつれて細かくするように留意した。

このようにすると、一段階の載荷においてだいたい 2 時間程度で変形が進まなくなり、定常状態を保つようになるために、次の載荷段階へ進めることとした。ただし、載荷時間が夜間に及ぶ場合には、一段階の載荷時間が著しく長くなり、その間は記録カメラに撮影されている。

試料からのコアの抽出は地層の上下方向がコアの長手方向と一致するように行ない、サンプリングされたブロックのうちから任意のものを選び、そのブロックより 5 個の供試体を探って整形し、1 シリーズの試験とした。

6.3 調査結果

(1) 物理的性質の試験結果

試料の物理的性質の試験としては、比重、含水比、密度、粒度について試験を行なった。試験結果を表-6.1 に示す。

(2) 力学的性質の試験結果

試料の力学的性質の試験としては、一軸圧縮試験、超音波伝播速度測定、圧密試験を行なった。試験した試料は砂岩と言われているが、表-6.1よりわかるように粒度分析の結果、シルト分、粘土分がかなり多いので、圧密試験を行なってみたものである。試験結果を表-6.2にまとめて示す。

(3) 高圧三軸圧縮試験結果

試料の高圧三軸圧縮試験結果を表-6.3にまとめて示す(写真-6.4)。今回採取された神戸層は図-6.1, 6.2に示すモールの応力円からわかるように、内部摩擦角 ϕ が著しく小さく、ほとんど 0° に近い値を示している。このことから、当初砂岩と考えて採取してきたが、表-6.1の粒度分析とも考え合わせると、試料は泥質な部分を多く含んだものであるということが出来る。このことはまた吉田・吉中の試験結果に⁵⁾、泥質岩の中には $\phi = 0^\circ$ のものも神戸層には存在することが示してあることから理解できる。

(4) 高圧三軸クリープ試験結果

高圧三軸クリープ試験はS-1, S-16の2つのブロックより各5個の供試体をとって実施した(写真-6.5)。試験結果の一例を図-6.3, 6.4に示す。図-6.3, 6.4はクリープ変形を、ひずみ $\epsilon(\%)$ と時間 $t(\text{min})$ の対数との関係として、軸差応力 $D(\text{kg/cm}^2)$ をパラメーターとしてプロットしたものである。

これから、クリープ変形は時間の対数に比例して増大するとみなすことができ、村山・柴田の理論を用いて、

$$\epsilon = a + b \log t \quad (6.1)$$

によって表示されるとすると、ここで試験を行なった試料では、概ね

$$\epsilon = 8.70 \times 10^{-2} D + 1.63 \times 10^{-2} D \log t \quad (6.2)$$

ここに、 ϵ : 軸方向ひずみ(%)

t : 時間(min)

D : 軸差応力(kg/cm²)

の関係を満足する。上式の第1項は初期ひずみに相当する項であり、第2項はひずみ速度によって増大する割合を表わしている項である。

これから、50年後には初期ひずみのおよそ2.4倍に達することがわかり、100年後にはおよそ2.45倍のひずみが生ずることになる。

しかし、実際の変形量は地中の応力分散を考慮して計算する必要がある⁶⁾、上記のひずみの増大ほど大きくないことが推定される。

6.4 現状分析と今後の問題点

クリープによる変形量の推定は 6.3(4) に示した式によって推定することは可能である。しかし、どのような要素が a , b の中に含まれているかは、明確ではない。そこで、ひとつ例として、クリープ挙動によって、Maxwell - Voigt の組合わせモデルを適用して、検討してみる。

Maxwell-Voigt のモデルは、図 - 6.5 に示すように、スプリングとダッシュボットから成る、Maxwell モデルと Voigt モデルを組合わせたものである。

このスプリングとダッシュボットの応力と変形の関係は、スプリングに対して

$$D = E \epsilon \quad (6.3)$$

ダッシュボットに対して

$$D = \frac{1}{C} \frac{d\epsilon}{dt} \quad (6.4)$$

によって表わされる。

Maxwell モデルはこの 2 つを直列に連結したものであるから、

$$\frac{d\epsilon_1}{dt} = \frac{1}{E_1} \frac{dD}{dt} + C_1 D \quad (6.5)$$

と表わされ、時間的に一定な荷重に対しては

$$\epsilon_1 = \frac{D}{E_1} + C_1 D t \quad (6.6)$$

となる。

Voigt モデルは上記のスプリングとダッシュボットを並列に連結したものであるから、

$$\frac{1}{C_2} \frac{d\epsilon_2}{dt} + E_2 \epsilon_2 = D \quad (6.7)$$

と表わされ、時間的に一定な荷重に対しては

$$\epsilon_2 = \frac{D}{E_2} (1 - e^{-C_2 E_2 t}) \quad (6.8)$$

となる。

この 2 つのモデルを直列に連結すると、Maxwell-Voigt の組合わせモデルとなるので、応力 - ひずみ - 時間の関係は、(6.5), (6.7) 式と、

$$\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2 \quad (6.9)$$

を連立させればよい。

したがって、時間的に一定な荷重に対しては、

$$\epsilon = \frac{D}{E_1} + C_1 D t + \frac{D}{E_2} (1 - e^{-C_2 E_2 t}) \quad (6.10)$$

として表わされる。

以上の関係を利用して、試験によって求まった応力-ひずみ-時間の関係より、 E_1 、 E_2 、 C_1 、 C_2 を求めてみると、表-6.4 に示す値が求められる。

表-6.4 の値にはかなりばらつきがあり、これは測定装置の長期の安定性、試験機の安定性などの問題に起因している点もある。しかし、弾性変形に相当する係数を表わしている E_1 がかなり大きな値を示していることも注目される。これは、モデルの仮定によることも考えられる。

Maxwell-Voigt のモデルはクリープ挙動を4つのパラメーターによって表わさなければならない。したがって、このモデルによって変形過程を定量的に表わしうるという確認は未だ得られていない。

クリープ現象を弾性的な微少部分と粘性的な微少部分によって表示するには、軟岩のクリープ変形に対してどのようなモデルが望ましいか今後の問題であろう。

また、今回の係数の逆算には、応力を一定にしてひずみを測定した結果から、種々換算の上、4つのパラメーターを決定しているが、換算による誤差も含まれてこよう。これに対しては応力緩和試験のような別の試験を行ない、検討する必要がある。

また、この報告書ではクリープ強度についてはふれていない。これについても供試体の強度と実地盤のクリープ変形を含めた強度についても追求する必要がある。

これらの点については今後検討したいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋技術調査委員会 : 本州四国連絡橋技術調査報告書, 土木学会, 昭和42年7月
- 2) 建設省道路局・近畿地方建設局 : 本州四国連絡道路調査概要報告書, 昭和45年3月
- 3) 村山朔郎, 柴田 徹 : 粘土のレオロジー的特性について, 土木学会論文集, 第40号, 昭和31年12月
- 4) 土質工学会 : 土質試験法第一回改訂版一, 昭和44年10月
- 5) 吉田 巖, 吉中竜之進 : 明石層および神戸層の工学的性質について, 土木研究所報告, 第129号, 昭和41年10月
- 6) 浅間達雄, 足立義雄 : 平戸大橋における地盤のクリープ変形について, 土木研究所資料, 第723号, 昭和47年3月

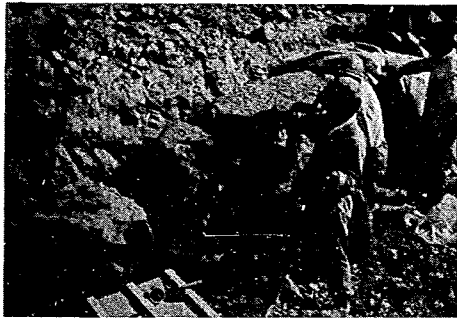


写真-6.1 サンプリングの状況

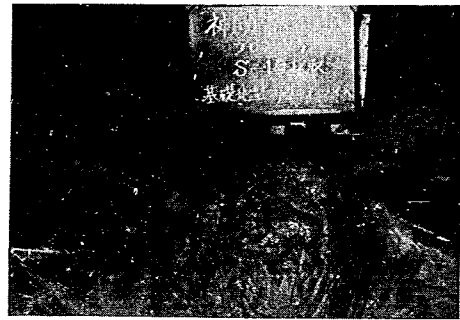


写真-6.2 試験に用いた試料

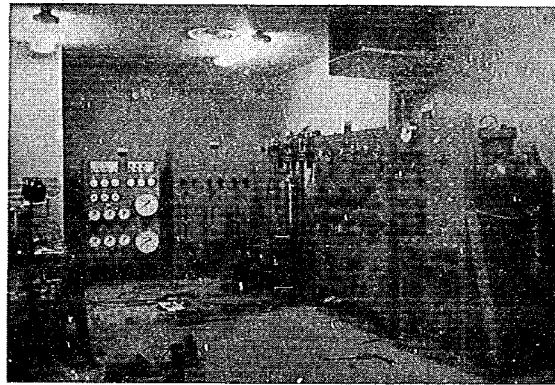


写真-6.3 高圧三軸クリープ試験機

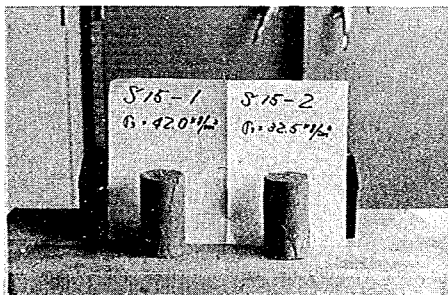


写真-6.4

高圧三軸圧縮試験による試料の破壊状況

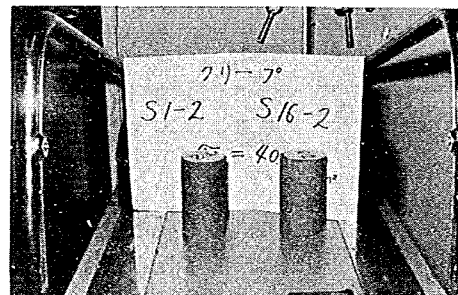


写真-6.5

高圧三軸のクリープ試験による試料の破壊状況

表-6.1 物理試験結果

項 目		ブロック番号	範 囲	平 均	試 験 数
比 重		S-1, S-4, S-10, S-13,S-15,S-16	2.570~2.679	2.627	29
単位体積重量 (g/cm^3)		S-1, S-4, S-10, S-13,S-16	1.96 ~2.11	2.04	24
乾 燥 密 度 (g/m^3)		S-1, S-4, S-10, S-13,S-16	1.58 ~1.72	1.64	23
含 水 比 (%)		S-1, S-4, S-10, S-13,S-15,S-16	20.5 ~29.6	24.5	28
間 隙 比		S-1, S-4, S-10, S-13,S-16	0.50 ~0.69	0.60	23
飽 和 度 (%)		S-1, S-4, S-10, S-13,S-16	93 ~123	108	23
粒 度	砂 分 (%)	S-1, S-4, S-10,S-13, S-15,S-16,	25 ~56	44	29
	シルト分 (%)		33 ~63	43	29
	粒 土 分 (%)		5 ~16	12	29
	最 大 径 (mm)		—	0.84	29
	60% 径 (mm)		0.049~0.095	0.082	29
	10% 径 (mm)		0.0010~0.0093	0.0034	29

表-6.2 力学試験結果

項 目		ブ ロ ッ ク 番 号	範 囲	平 均	試 験 数
一軸圧縮試験	強 度(%)	S-1, S-4	7.0 ~13.2	10.1	10
	破壊時のひずみ(%)		1.38~2.10	1.81	9
	変 形 係 数(%)	S-13,S-15	565~1070	736	9
超音波伝播速度	P 波 速 度(m/sec)	S-1, S-4 S-10,S-13 S-15,S-16	1600~2600	2140	38
	S 波 速 度(m/sec)		790~1650	1290	38
	弾 性 係 数(%)		61900~89000	74500	37
	ポアソン比		0.20~0.32	0.26	37
	せん断弾性係数(%)		24600~36100	29700	37
圧密試験	体積圧縮係数(m/Kg,	S-1	$1.10 \times 10^{-3} \sim 7.03 \times 10^{-4}$	1.37×10^{-3}	1
	圧 密 係 数(cm^2/min)		$2.05 \times 10^{-1} \sim 3.25 \times 10^{-2}$	9.16×10^{-2}	1
	透 水 係 数(cm/min)		$3.05 \times 10^{-7} \sim 680 \times 10^{-9}$	1.45×10^{-7}	1

(注) 圧密試験は1試料についてのみ試験したが、荷重を6段階載荷しているので、平均値を求めた。

表-6.3 高圧三軸圧縮試験結果

ブロック番号	測圧 σ_3 (%)	軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) (%)	せん断定数 C(%), $\phi(^{\circ})$
S - 4	10.0	9.1	C = 4.29 % $\phi = 1^{\circ} 10'$
	15.4	6.8	
	20.7	12.2	
	30.5	10.8	
	41.3	9.2	
S - 10	15.5	14.6	C = 7.20 % $\phi = 0^{\circ}$
	30.8	16.6	
	40.5	12.6	
	40.2	16.5	
S - 13	10.0	19.6	C = 8.80 % $\phi = 0^{\circ}$
	15.5	15.3	
	21.9	19.6	
	30.3	19.3	
	40.2	14.7	
S - 15	12.8	13.2	C = 4.19 % $\phi = 7^{\circ} 20'$
	17.0	15.5	
	22.8	16.6	
	32.5	15.5	
	42.0	23.8	

表-6.4 Maxwell-Voigt モデルによる換算

	E_1 (%)	E_2 (%)	$1/C_1$ (Kg·min/cm ²)	$1/C_2$ (Kg·min/cm ²)
範 囲	904~40900	305~5950	38200~1770000	204~13300
平 均	6620	2230	639000	3940

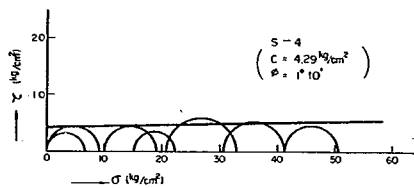


図 - 6.1 モールの応力円 (S-4)

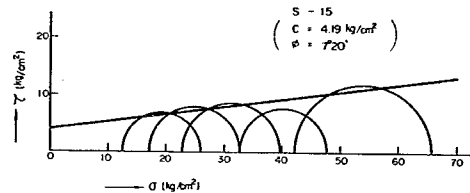


図 - 6.2 モールの応力円 (S-15)

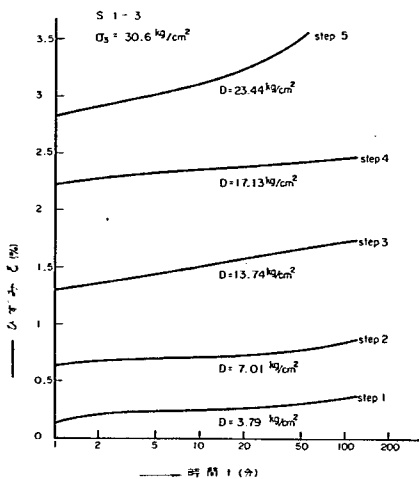


図 - 6.3 クリープ試験結果の一例 (S-1-3)

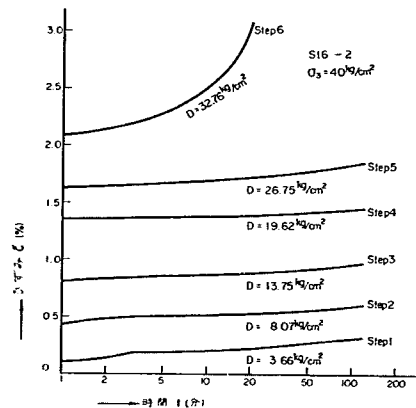


図 - 6.4 クリープ試験結果の一例 (S-16-2)

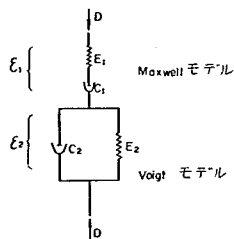


図 - 6.5 Maxwell-Voigt モデル

第 7 章 海中鉄構に作用する潮流力および波力

7.1 海中鉄構にかかる潮流力

河 川 研 究 室

土 屋 昭 彦
馬 場 享

7.1.1 概 要

海中鉄構にかかる潮流力に関する調査試験は、本四連絡橋の仮設用橋脚、または円柱群よりなる橋脚に働く潮汐力の算定に必要な資料を得るために実施されるもので、このような円柱群によって生ずる流速の変化、減少の算定方法が現在確立されていないので、円柱の配列を各種変えて、円柱群が抗力に与える影響を水路実験によって明らかにすること、また、鳴門に設置されている仮設支持枠の円柱群のために生ずる潮流の流速変化を現地観測によって調べ、水路での模型実験の相似性を確かめると共に、実際に設置される海中鉄構の模型実験によって、流速減少の算定ができるようにしようとするものである。

7.1.2 実験設備

実験施設は図-7-1(1)に示したような循環系統をもつ水路で、その概略の諸元は揚水ポンプ $1.0 \text{ m}^3/\text{s} \times 2$ 台、 $0.5 \text{ m}^3/\text{s} \times 1$ 台が最上流端に設置されている。実験水路流頭部には、 $B = 2.0 \text{ m}$ の流量検定用矩形せきが取付けられており、 $4.0 \times 1.5 \times 130 \text{ m}$ の実験水路に接続している。

模型は、検定せき下流 10 m に観測上屋を設け、その中に測定台と共に設置されている。

観測上屋の下流 5 m には、水位調節装置（せき上げ板、ヒンヂ、巻上機から成る）が、実験条件を決めるためにある。

水路の下流端には低水槽があって、実験に必要な水量が貯水されており、帰還水路によって、揚水機場に補給される。

実験施設中、実験水路の整備、観測上屋、測定台、揚水ポンプの動力（ディーゼルエンジン）等の設置をし、円柱模型の製作を行った。

7.1.3 実 験

実験は、図-7-1(2)のように、円柱の配列を①～⑭の形式とし、配列軸と同方向の流れを受けた場合について、円柱群内での流速分布変化を測定するもので、①～⑬の形

式は、基礎調査用であり、⑬の形式は、仮設支持枠の模型（縮尺1/40）で、模型実験の相似性を確かめるためのものである。

実験ケースは、165ケースを考えている。

○ 実験ケース一覧表のとおりである

なお、この実験では、最大流量 $Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、水深 $h = 0.8 \text{ m}$ とした場合に、流速 $v \div 0.8 \text{ m/s}$ 、といった規模の実験が可能となる。

測定方法は、熱線式および電界式小型流速計を用いて、円柱群の各支柱に対して、最も支配的な流れを示すとみられる点（円柱の上流側）で流速分布の測定をした。

7.1.4 飛鳥仮設支持枠の現地観測

現地観測は、昭和46年10月7日、8日の二日間、潮流（北流）最強時の流速分布、流向の測定を行った。測定には、小野式1台、東邦CM-2型2台の流速流向計を用いた。

支持枠は、図-7-2に示したように24本の支柱（1000 ϕ ）と水平材、斜材（38 ϕ ）とから構成され、支持枠の中央には試掘用のウエル（10 ϕ ）が設置されている。水面上には二段のデッキが設けてあり、図示のように、流れ方向に対して、右半部分に $\#1 \sim \#13$ の測点を設けた。

測点 $\#1$ は鉛直分布（水深30 m ）を、測点 $\#2 \sim \#13$ は平面分布（水面下1.7 m 点）を調べるために設けている。

測定結果は、図-7-2にみられるように、流況は浮遊物、泡等からスケッチした流線（細線で示す）のようで、ウエルの影響がかなりあることが知られる。

流向は測点から実線で示したもので、各測点で4～7点測定した平均値である。スケッチによる流線からみて、実測値はほとんどの点で充分精度のある流向を示しているとはいえないと思われる。それは、測定機が磁力により方位角を測定する機構となっているため、支持枠の鉄構や発電機等の影響があったものと考えられる。

したがって、ベクトルで示したような流向が予測され、潮流の方向は、支持枠の流れ方向の軸に対して15°の角度をもっているものとみられる。

流速は、流向ベクトル線の下に数値で示してある。ウエルのために加速されると考えられる点（ $\#6$ 、 $\#9$ ）後流域が発生して減速する点（ $\#11$ 、12、13）を除くと、大体同程度の流速を示しているが、支持枠の中では、円柱や斜材等のために様々な渦流が生じ、複雑な流れとなり、 $\#3$ 、 $\#8$ のように、やや小さい値を示す測点もみられる。

鉛直方向の流速分布は、水面下28 m 点までの測定を行ったが、海底より8 m の範囲内では海底の影響があるとみられ、流速は減少している。8 m 点から水面までは、ほとん

ど一様流速を示している。

潮流最強時をはさむ前後1時間ではほとんど流速の変化がないことが知られた。

図中、計算結果として、流線（破線）と等流速線（点線）を示してあるが、この計算は、ウエルが平行流を受けた場合の円柱周辺の流況としてポテンシャル流理論から一象現だけを求めたものである。

流線は、スケッチによる流向にかなりよく一致しているが、測定値とは一致しない。流速分布は、ウエル周辺の支持枠の影響が計算できないので、計算値との比較は単純にはできないが、測点 $\#1$ の流速から平行流の流速を推定すると、 $V = 0.94 \text{ m/s}$ となり、 $\#1 \sim \#9$ の実測値と比較すれば、 V_0/V の平均は 0.92 となるので、支持枠内では、潮流流速より約 10% 減少するということになる。また、ウエルの影響を考慮した流速（等流線）との比較をすると、平均して $V_0/V_c = 0.75$ となっている。

7.2 海中鉄構に作用する波力

海岸研究室

富 永 正 照

九 津 見 生 哲

1. 概 要

本四連絡橋の海中基礎工事を行なうための海上作業用デッキは、径1.0～1.5 mの鋼管を格子状に組み上げることによって造られる。また、橋脚基礎の一工法として考えられている多柱基礎は、6.0～10.0 mの大口径円柱を鉛直群杭状に配列し、この頂部に頂板が設けられ橋塔が立つことになる。

多数の円柱がある間隔で配列されると、各円柱により波が相互干渉を起し、単柱の場合とは異なった複雑な現象が生ずることが予想される。これを現地観測および水理模型実験によって調べ、各円柱のしゃへい効果、閉塞効果、位相差などを考慮しながら、各円柱に作用する全波力の算定法を見出すのが、本調査の目的である。

現地観測は、鳴門の掘削実験塔に波高計を3台、波圧計を19台取り付け、波高計により波高と波向を、波圧計により作業用デッキを構成している $\phi 1,016$ mmの鋼管に作用する波力と、橋脚基礎用の $\phi 1,000$ mmの大口径Wellに作用する波力を測定している。

水理模型実験は、土木研究所赤羽支所内の屋外造波水槽に $\phi 1,000$ mmに相当する大口径円柱の模型を縮率1/50で作成し、円柱に作用する全波力や波力分布を測定している。

2. 現地観測

2.1 観測装置

観測装置をとりつけた鳴門海底岩盤掘削実験塔は、全高約40 m、縦、横幅それぞれ22.4 mの格子状の枠で、この枠の中央部に $\phi 1.0$ mのWellが設けられている。この実験塔の枠に図-7.3に示すように波高計を3台、波圧計を19台とりつけ波高・波向、波力を測定した。

波高計はストレインゲージタイプの水圧式波高計である。水圧計波高計は、水面の波形に相似した水中の圧力変動を測定し水面波形を求めるものである。潮位変動など長周期の圧力変動は内部でバランスし相殺できるようになっている。水面波形と水中の圧力変動との関係は次式で示される。

$$P = \frac{WH}{2} \cdot \frac{\cosh 2\pi(z+H)/L}{\cosh 2\pi H/L} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \dots\dots\dots (1)$$

h : 水深

z : 水面からの距離

波向の枠の前面にとりつけた2台の波高計(図1, 2.)により測定された波形の位相差より求めることができる。この原理を模式的に示すと図-7.4のようになる。2台の波高計によって同一波の波形を記録し、その時間遅れ Δt を求めることによって波向を得る方法である。すなわち、2台の波高計を結ぶ線に垂直な方向と波向のなす角 θ との間には次の関係がある。

$$\sin \theta = \frac{C\Delta t}{D}$$

ここで D : 2台の波高計の間隔

C : 波速

Δt を求める方法には、直接実測波形から位相差を読みとり紙送り速度より算定する方法、波形をフーリエに分解しその位相差を求める方法、相互相関々数により求める方法などがあるが、ここでは直接実測資料から波形の位相差を読み取り Δt を求めている。この2台の波高計で測定された波形を示すと図-7.5のようになっており、かなり鮮明に位相差があらわれている。

波圧計は受圧面の径100mmのスレーンゲージ型の波圧計で、容量は2kgである。これを写真-7.1に示すように鋼管、およびWellにビス止めした。波圧計からの入力を市販の動歪測定器で増幅し直視式電磁オシログラフに記録した。波圧計から増幅器までのコードはゴム絶縁キャブタイヤコードで、デスターホースによって保護されるとともに塩ビ管によって二重保護されている。この一連の装置の中核部の外形は写真-7.2の通りである。

なお、波力は格子枠を構成している $\phi 101.6$ mmの鋼管およびWellに作用する波力の鉛直および円周分布が測定されるとともに、格子枠の内部で枠の前面から後面に向うにしたがって波力がどの程度減少するかも測定されている。観測中に得られた資料の一例を示すと図-7.6のようになる。

これら波高計、波圧計の計測は自動計測装置となっており、4時間毎に10分間(波力は5分間)の観測ができるようになっている。装置全体の組織図を示すと図-7.7のようになっている。観測時の電源は蓄電池のDC原源をACにインバーターで変換して使用している。蓄電池は5日に一回4時間発電機により充電される。

装置は9月20日に取り付けられ、観測は現在も継続中であるが、この間の資料の測得率は波浪が80%程度、波力は40%程度である。

この種の装置を設置したのは、国内では初めての試みであり、試行錯誤的なところも

あったが、測得率が低いのは装置の故障によるものである。今後の参考のために、主なる故障とその原因と思われるものを列挙すると次のようになる。

- ① 絶縁ベーク板の焼失による異状電圧の発生 : 電源部と測定部との接続が絶縁ベーク板上の端子になっていたが、このベーク板の絶縁が塩害のため低下し、異状電流が流れ焼失した。このとき異常電流のため測定部の増幅器も焼失した。絶縁ベークを取りはずし、この部分を圧着接合したらこの種のトラブルはなくなった。
- ② 気温低下によるバッテリーの電圧低下 : 測定装置には過充電・過放電の安全弁がついているが、気温が低下するとバッテリー電圧が低下し、過放電安全弁が作動し電源部が切断され低温時には測定ができなかった。
- ③ ビックアップから増幅器までのコードは、ゴム絶縁キャブタイヤコードで、デスターホースと塩ビ管によって2重に保護されているが、中央部の大口径Wellにとりつけた7台波圧計のうち2台は1月29日の高波浪時に切断された。

2.2 観測結果

装置設置後現在まで、3～4回大きな波が観測されている。昨年の秋に四国沖で発生した台風によって発生した波、1月末から2月にかけて台湾ほうずによって発生した波などである。11月には波力測定装置は故障しており、波力は測定されていない。

得られた資料を用いて、作業枠内での波浪減衰、波高と波力の関係などを若干調べてみる。

作業用枠と中央部のWellによって、枠の前面に來襲した波がどの程度減衰するかをみると、表-2のようになる。

表-2は、2月26日16時の波浪記録の一部を、枠の前面の波高(H_1)と背面の波高(H_3)で比較している。それぞれ波は対応している。 H_1/H_3 の値は0.5～1.0程度までかなり広範囲にちらばっているが、平均値は0.77となり、枠の背面に伝達する波の波高は前面の80%程度になることがわかる。

作業台を構成している小口径(1016mm)の鋼管に作用する波力と波高の関係をみると、表-3のようになる。波高と波力はそれぞれ対応している。波力は深くなるに従って小さくなっている。静水面付近の波力は波高の1.0～1.2倍、水深7.0m程度になると0.6～0.8倍、水深16～17mになると0.2～0.3倍程度になっている。

3. 水理模型実験

水理模型実験は、現在進行中で結論は得られていないが、概要で述べたように口径10mの橋脚用円柱9本がある間隔で配列される場合の波力を縮率1/50の模型で測定している。実験の内容の主な項目を列挙すると次のようになる。

- ① 単柱に作用する全波力。

- ② 単柱の円周に作用する波力分布。
- ③ 3連円柱がある間隔で配列された場合に各円柱に作用する全波力。
- ④ 9本の円柱がある間隔で配列された場合に各円柱に作用する全波力。



写真 - 7.1

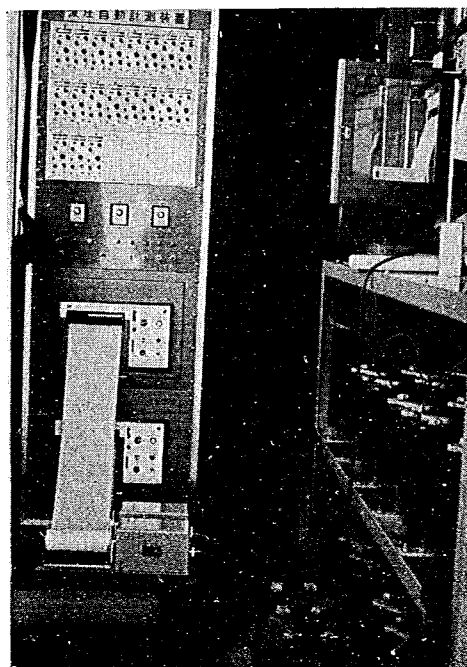


写真 - 7.2

表-7.1 実験ケース一覧表

D (mm)	λ/D	円柱の配列形式														計	実験 ケース
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
100	5	○	○	○	○	○	○				○	○				9	27
	3	○	○	○	○		○				○					6	18
50	5	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○		12	36
	3	○	○	○	○		○		○	○	○		○			9	27
20	5	○	○	○	○	○	○				○	○		○		10	30
	3	○	○	○	○		○			○	○					7	21
25															○	3	6
																56	165

表-7.2 枠内での波浪減衰

昭和47年2月26日 16時の一部

T(sec)	H ₁ (m)	H ₃ (m)	H ₃ / H ₁
5.3	2.67	2.06	0.77
5.5	4.08	3.60	0.88
〃	3.19	2.99	0.94
〃	2.18	0.89	0.41
5.8	2.50	1.83	0.73
6.0	1.10	0.73	0.66
6.3	0.96	1.00	1.04
〃	3.30	2.20	0.67
〃	2.20	1.66	0.76
6.8	1.93	1.62	0.84
7.0	2.00	1.84	0.92
7.1	2.36	2.25	0.95
7.5	1.26	0.64	0.51
8.1	2.07	1.33	0.64
8.5	1.83	1.47	0.80
		平均	0.77

表-7.3 $\phi 1016mm$ の鋼管に作用する波力

昭和47年1月11日 16時

測定波数(n)	周期(T)sec	波 高(H)m	$R_2(T.P-125)$	$R_2(-6.75)$	$P_4(-16.25) \text{ ton/m}^2$
3	6.5	0.65	0.85	0.62	0.30
14	7.0	0.70	0.68	0.50	0.23
15	6.3	0.78	0.85	0.54	0.30
16	7.0	0.93	0.59	0.42	0.30
22	6.3	0.78	0.98	0.66	0.30
23	7.5	0.85	1.02	0.75	0.38
31	6.5	0.80	1.02	0.75	0.38
32	7.0	0.40	0.76	0.46	0.19

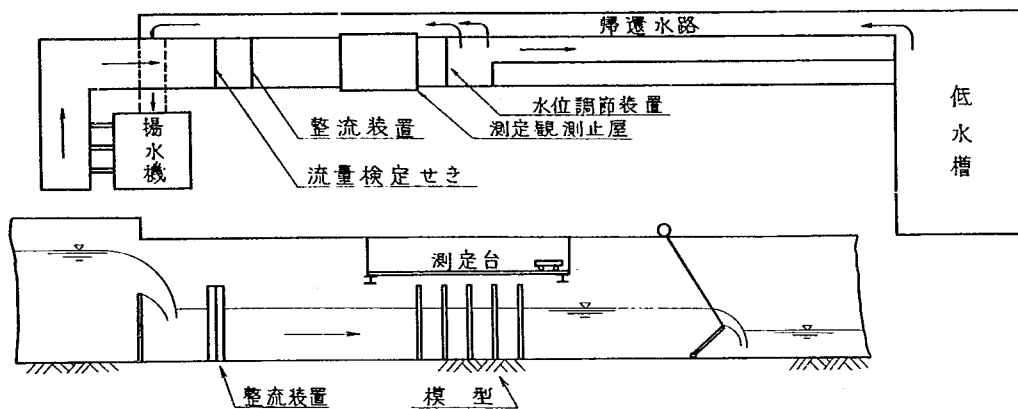


図 7.1 (1) 実験装置略図

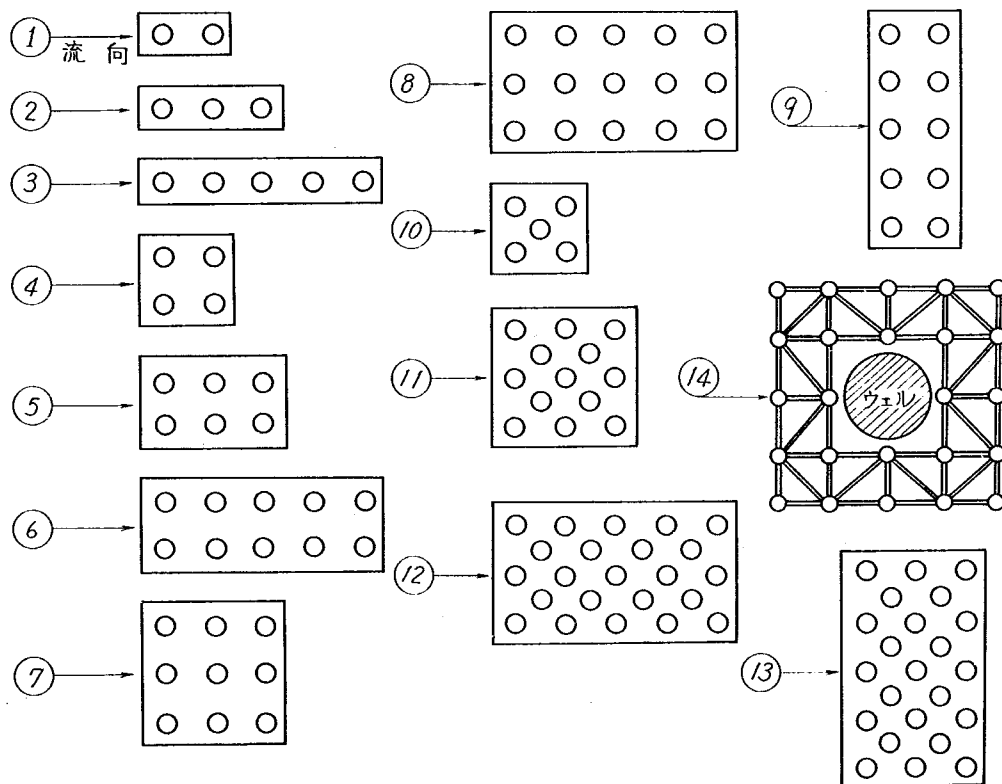


図 7.1 (2) 円柱配列図

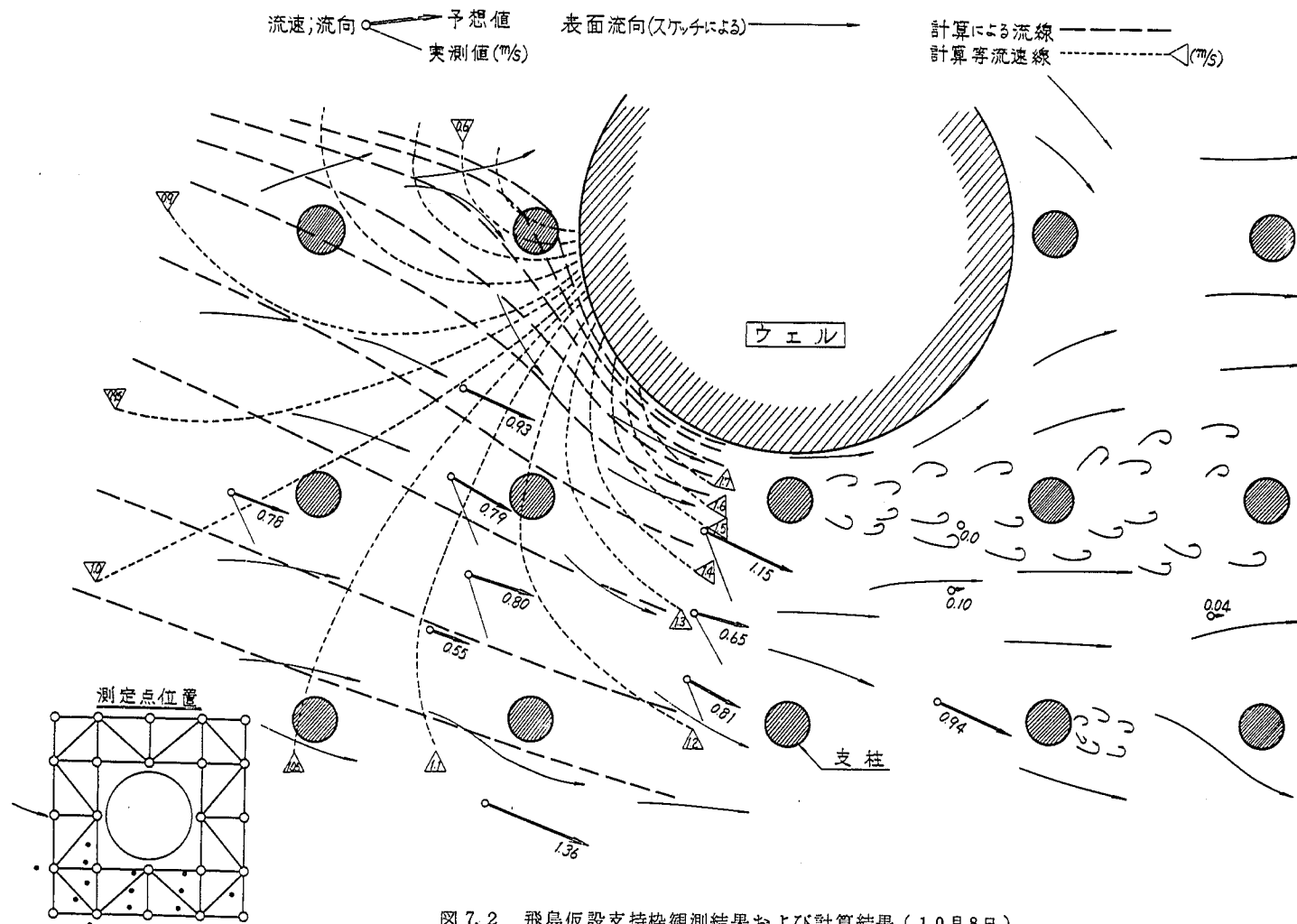


図 7.2 飛島仮設支持枠観測結果および計算結果 (10月8日)

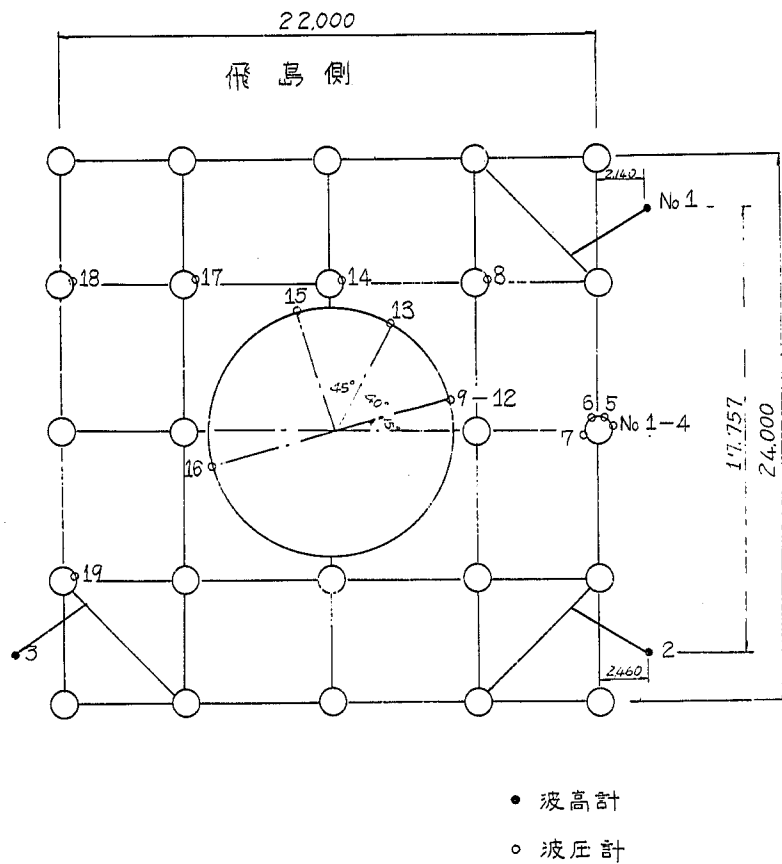
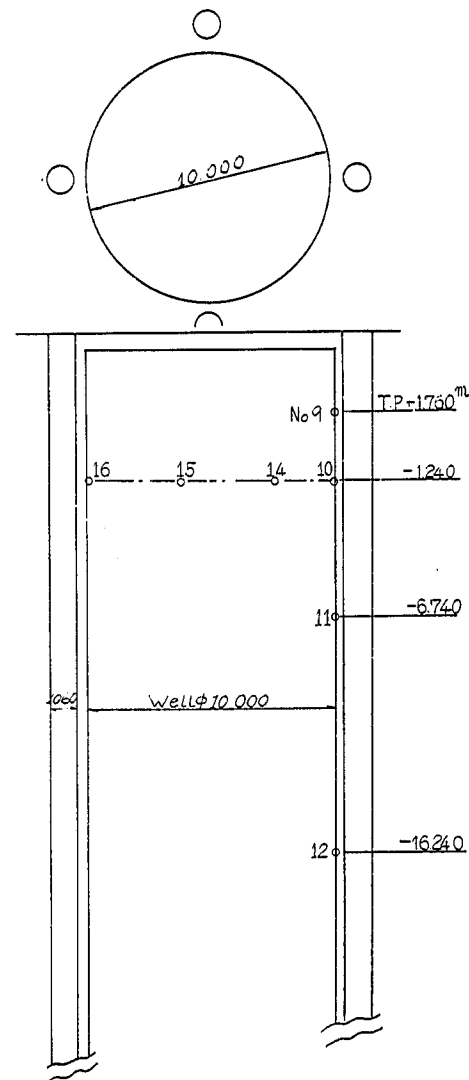


図-7.3 鳴門掘削実験塔及、波高、波圧計位置



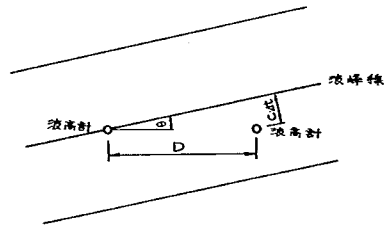


図-7.4 波向と時間遅れの関係

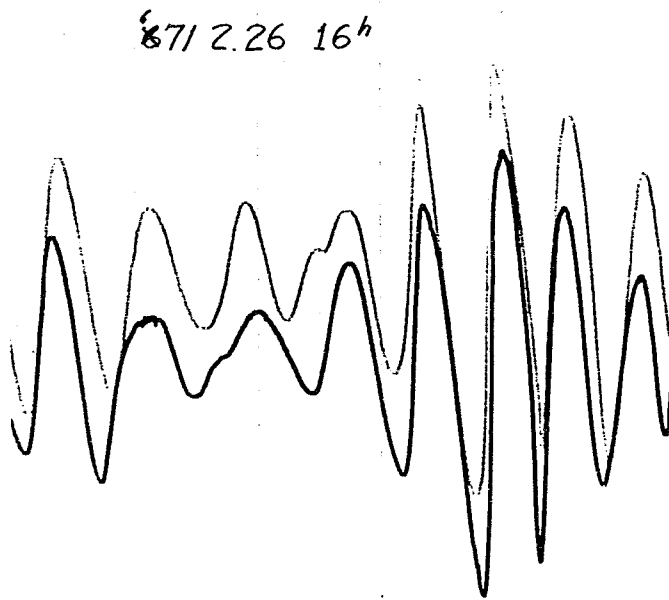


図-7.5 実測波形の位相差

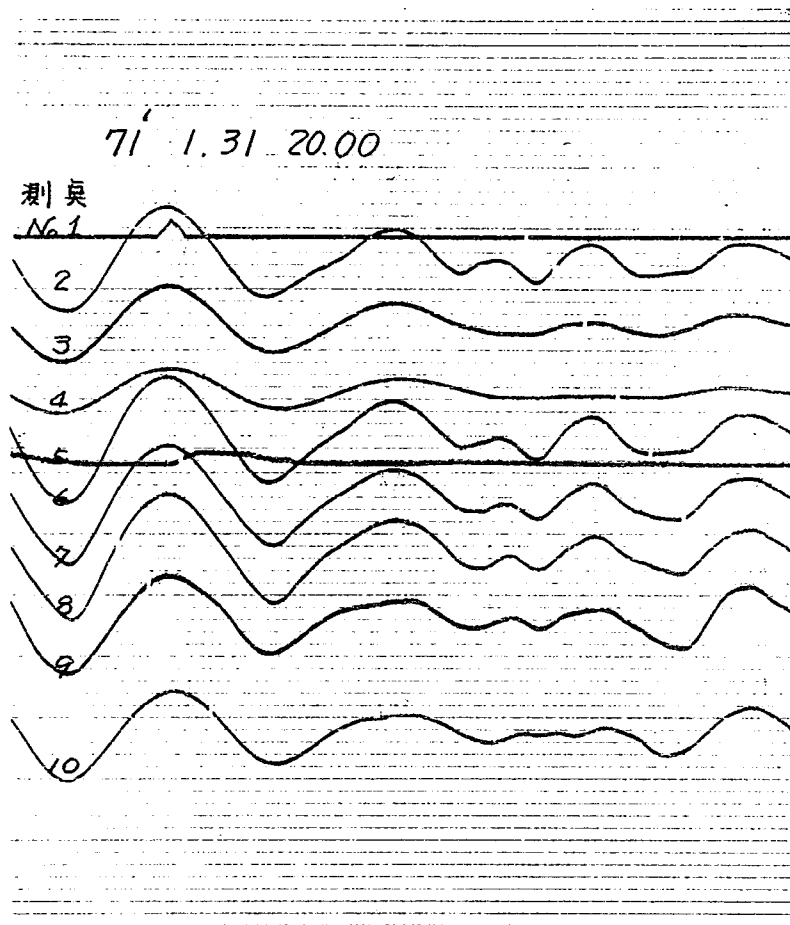


図 - 7. 6 波力実測波形一例

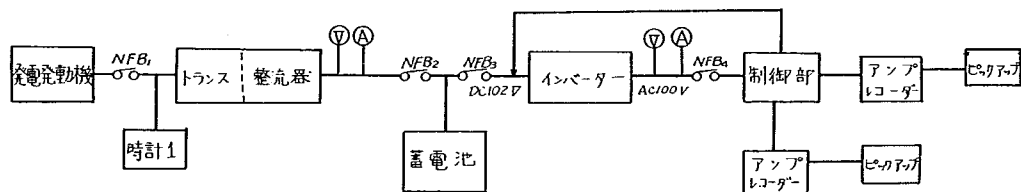


図 - 7. 7 測定装置組織図

本州四国連絡橋の設計・施工に関する研究

土研資料第738号
昭47.3(1972)

土木研究所

キーワード

吊橋, 耐震, 耐風, 基礎地盤, 波力, 潮流力

要 旨 本四公団受託研究に関する46年度の報告書で, つぎの各章からなっている。

第1章 総 説

第5章 下部構造の耐震性

第2章 上部構造の設計活荷重

第6章 基礎地盤のクリープ特性

第3章 吊橋の耐風性

第7章 海中鉄構に作用する潮流力および波力

第4章 多径間吊橋の耐震性



郵便はがき

いは10
って
下手を
下さ

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室
御 中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 738 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

