

吊橋の構造特性調査報告書

(その 1)

昭和43年3月

建設省土木研究所

ま え が き

昭和39年以降調査研究を進めて来た吊橋の構造特性調査のうちの一部がまとまったのでここに報告する。

昭和43年3月

構造橋梁部構造研究室

室 長 大久保 忠 良

研 究 員 榎 波 義 幸

目

次

ま え が き

1. 調査の目的と方法	1
2. 模型の相似則と模型寸法	5
3. 模型実験結果 その 1	17
模型実験結果 その 2	17
模型実験結果 その 3	18
4. 理論的検討.....	19
5. 考 察.....	23
6. 結 び.....	23

1. 調査の目的と方法

1-1 調査の目的

最近の橋梁は、新しい構造材料の開発、溶接工法の進歩や新しい構造型式の採用等とあいまってますます長大化、軽量化の傾向を深めている。このような傾向はこの方面での工学的な進歩を物語るものであるが、反面従来の橋梁では問題にならなかった点についても新しい観点から検討を加えることが必要となって来た。これらの問題のうちの一つは耐風安定性の問題であろう。長大吊橋の設計において、耐風安定性の検証が必要であることは衆知のことであるが、吊橋以外の橋梁型式であっても、最近の可撓性に富む橋のなかには風により振動するものもある事が報告されているし、風洞実験によっても確かめられており設計に際しての耐風安定性についての検討が長大吊橋にだけ限られることではなくなって来ている。

それ以外にも橋の可撓性が増せば活荷重の衝撃効果および走行荷重による橋の振動と関連して疲労の問題を従来とは異なった観点から検討しなおす必要があろう。

本調査では、このような問題点を解明するために各型式の橋梁の構造特性、特に構造型式がその振動特性に与える影響を調査し、更に動的荷重による橋の応答を明らかにし、ひいては動的荷重に対する設計法の確立と動的荷重に対して有効な構造型式をみいだすことを目的としているが、その第一段階として今年度は可撓性に富む橋梁の代表的なものである吊橋をとりあげ、tower stayやcable stayによる補剛の効果を調べた。吊橋の動的安定性の問題で最も重要なのは先にもふれた如くその耐風安定性である。吊橋の耐風安定性に影響を与える因子としては主として補剛桁断面の空力特性と系の振動特性を挙げることが出来る。補剛桁の空力特性が吊橋の耐風安定性に大きく影響することは多くの研究者が風洞模型実験等ですでに確認しているところであるが、反面補剛桁の空力特性が多小悪くても吊橋の剛性を増し振動特性をすぐれたものとすれば安定な吊橋となる。しかしながら我々が追求すべきことは単に安定な橋ではなく安全で経済的な橋梁の設計であり、このような観点から今までにも風洞実験による補剛桁断面の空力特性の改善、及び吊橋の補剛方法の工夫等がなされて来た。

このうち、吊橋の有効かつ経済的な補剛方法として補剛桁とケーブル、主塔の間に鉛直吊材以外のロープを張りわたす、いわゆるcable systemの採用が提案されている。吊橋に應用されたこれらの例としては、center stay, cable stay, tower stay, intermediate stay, transverse diagonal stay等が挙げられ、更に最近鉛直吊材の代わりに斜吊材を使用したsevern橋が完成した斜吊材を使用したmono cable吊橋も提案されている。このようなcable systemは、実際に吊橋の振動特性を向上させるのにかなり効果があるとされているが、しかしこのようなcable systemを吊橋に有効に應用するにはその効果を量的に把握する必要がある。

この目的にそった調査の一環として行なった「吊橋に与えるstayの効果」に関する吊橋模型

での実験的研究の一部をここに報告する。

1-2 調査の方法及び項目

本年度は調査の焦点を以下のことにしぼった。

- (1) tower stay及びcable stayが吊橋に与える補剛効果
- (2) cable stay が吊橋の静特性に与える影響
- (3) cable stay が吊橋の動特性に与える影響

(1)の項目についての調査でまずtower stayとcable stayの優劣を明らかにし、(2)、(3)に関する実験でtower stayに較べ補剛効果の顕著であったcable stayに関する詳細な実験を追加した。ここでcable systemとして特にcable stayとtower stayを取りあげたのは長大吊橋に対する施工性等を考慮に入れたためであるがcenter stayと斜吊材吊橋については今後調査を行なう予定である。

今回の実験は静的試験と動的試験とに大別出来る。静的試験においては集中荷重に対する影響線の測定および分布荷重に対する変形量の測定を実施した。もちろん吊橋は非線形特性の強い構造物であり影響線を求めることがそのまま設計に役立つ訳ではないが個々のstayの効果を明らかにする上に有効な指標となると考え影響線の測定を行なったものである。実験に用いた荷重系については後で説明することとして、ここでは計測方法について簡単に説明する。静的試験では撓み量、曲げモーメントおよび応力を測定した。撓み量は主塔および補剛桁について測定した。曲げモーメントおよび応力は直接それらを測定することが出来ないで曲げモーメントおよび軸力による歪から逆算して求める訳であるがこの歪量に関しては主ケーブル、cable stay 補剛桁について測定した。但し補剛桁およびケーブルの応力は直接、桁およびケーブルとして使用しているピアノ線にストレーン・ゲージを貼付して測定したがstayの張力は直接歪が測定しなかった

ので図-1に示すような張力検出を用いた。測定量および測定方法は以下の通りである。

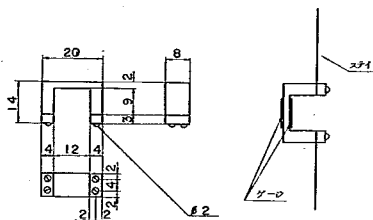


図-1 スティ張力検出器

測 定 量	検 出 方 法
主塔の変形量	差動トランス
補剛桁の変形量	差動トランスおよびレベル
補剛桁の曲げ モーメント	電気抵抗線歪計—静歪計
ケーブルおよび ケーブルスティ の応力	電気抵抗線歪計—静歪計

動的試験では固有振動数を測定した。

動的試験の励振には昨年度当研究室が購入した模型入力装置を用いた。この模型入力装置は動電型加振機であって1基の操作盤で2台の加振機を同時操作して同位相または逆位相の加振が可

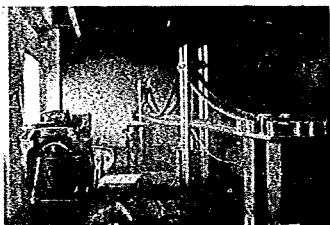


写真-1 模型

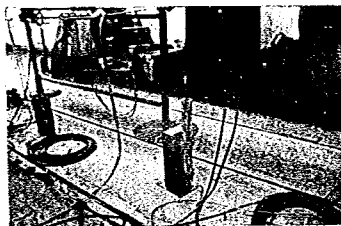


写真-2 差動トランス

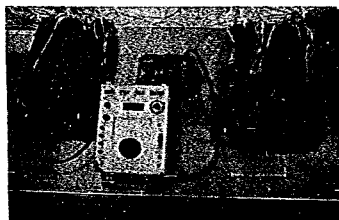


写真3 歪測定器



写真4 模型入力装置

能である。以下にその性能を記す。

1. 最大加振力 単体運転の場合 200 Kg以上 2台並列運転の場合 100 Kg/台以上
2. 振動数範囲 0.5~500 %
3. 最大加速度 単体運転の場合 24 g 以上
(無 載荷時) 並列運転の場合 12 g 以上
4. 最大 振 巾 $\pm 30 \text{ mm}$
5. 可 載 重 量 150 Kg/台 (鉛直加振の場合)
6. 並 列 運 転 2台の加振機の振巾, 加速度を任意に変化出来, 振巾, 加速度を周波数に
無関係に一定にして同位相および逆位相の運転が可能である。
7. 波形ひずみ 周波数範囲 加 速 度 変 位

0.2~1%	—	5%以下
1~5%	7%以下	5%以下
5~500%	5%以下	3%以下
8. 加 振 方 向 水平鉛直間任意角度に設定可能
9. 振動数自動送り 可能

この模型入力装置の2台の加振機を吊橋模型の中央径間の補剛桁の $\frac{1}{4}$ 点および $\frac{3}{4}$ 点に弱いバネを介して取りつけ同位相加振によって対称振動を逆位相加振により逆対称振動を励起させることが出来る。実験はこの加振機の振動数を1%~5%の間でゆっくり変えながら一定加振力で模型

を励振させた場合の応答を測定して固有振動数を求めた。即ち模型の共振振動数を求めた訳であるが厳密な意味で共振振動数と固有振動数とは異なる。しかし今回は模型の構造減衰が非常に小さい値であるので共振振動数と固有振動数の差は非常に小さく実験誤差以下と考えそのまま共振振動数をもって固有振動数とした。

振動振巾の測定には差動トランスを用いた。

2. 相似則と模型

2-1 概 要

模型実験に用いる模型はその挙動を測定することによって原型の性状をある精度内で測定出来るよう設計しなければならない。この場合模型の寸法と形状は原型のそれによって決定されるがこの関係を示すのが相似則である。本調査の主目的が吊橋の動特性を明らかにすることから模型は原型と振動波形が相似になるように設計した。幸いにして吊橋の振動方程式はすでに求められているから模型の振動方程式が原型のそれと相似になるように模型の断面諸元を定めればよいことになる。従って吊橋の振動方程式を無次元化してその無次元方程式の係数が原型と等しくなるよう模型を設計した。

2-2 記 号

文中に用いた記号を以下に記す。

記 号	単 位
ℓ :	代表長 m
f :	垂 矩 m
h :	吊材の長さ m
b :	主構間隔 m
η :	吊構造部の鉛直変位 m
ξ_r, ξ_l :	ケーブルの鉛直高位〔 r, l は右ケーブル, 左ケーブルの意〕 m
ξ_r, ξ_l :	ケーブルの水平変位〔 r, l は右ケーブル, 左ケーブルの意〕 m
φ :	吊構造部の捩れ角 rad
A :	補剛トラス弦材の断面積 m ² /chord
A_c :	ケーブルの断面積 m ² /cable
A_r :	吊構造部の換算断面積 m ² /bridge
A_h :	吊材の断面積 m ² /panel/cable
I :	補剛トラスの断面 2 次モーメント m ⁴ /cable
I_p :	補剛トラスの断面極 2 次モーメント m ⁴ /bridge
I_r :	吊構造部の換算断面 極 2 次モーメント m ⁴ /bridge
E, E_c, E_h :	補剛トラス, ケーブル, 吊材の弾性係数 t/m ²
W_r :	吊構造部の重量 ton/m/bridge
W_c :	ケーブルの重量 ton/m/cable
H_w :	ケーブルの死荷重による張力の水平成分 ton/cable
P_0 :	吊材の初期張力 ton/hanger
g :	重力の加速度 m/sec ²

2-3 無次元振動方程式

吊橋の振動方程式は次式で与えられる。この式の誘導は後で詳しく説明するのでここでは省略する。なお、我々が吊橋の空力安定性に関連して問題にするのは主として吊橋の鉛直振動と捩れ振動なのでここでは捩れと鉛直振動について振動方程式を相似させるものとする。

$$\begin{aligned} \frac{W_t}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 \eta}{\partial x^4} + E_b A_b \frac{2\eta - \xi_r - \xi_l}{h} &= 0 \\ \frac{W_t}{g} \frac{I_p}{A} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} + GI_p \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + E_b A_b \frac{b^2}{2h} + E_b A_b \frac{b}{2h} (\xi_r - \xi_l) &= 0 \\ \frac{W_c}{g} \frac{\partial^2 \xi_r}{\partial t^2} + E_c A_c \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} \left(\frac{\partial \xi_r}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \xi_r}{\partial x} \right) \right\} - H_w \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial \xi_r}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \xi_r}{\partial x} \right\} - E_b A_b \frac{\eta - \frac{b}{2} \varphi - \xi_r}{h} &= 0 \\ \frac{W_c}{g} \frac{\partial^2 \xi_l}{\partial t^2} + E_c A_c \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} \left(\frac{\partial \xi_l}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \xi_l}{\partial x} \right) \right\} - H_w \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial \xi_l}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \xi_l}{\partial x} \right\} - E_b A_b \frac{\eta + \frac{b}{2} \varphi - \xi_l}{h} &= 0 \\ \frac{W_c}{g} \frac{\partial^2 \zeta_r}{\partial t^2} - E_c A_c \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial \zeta_r}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \zeta_r}{\partial x} \right\} - H_w \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} \left(\frac{\partial \xi_r}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \zeta_r}{\partial x} \right) \right\} + \frac{P_c}{h} \zeta_r &= 0 \\ \frac{W_c}{g} \frac{\partial^2 \zeta_l}{\partial t^2} - E_c A_c \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial \zeta_l}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \zeta_l}{\partial x} \right\} - H_w \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} \left(\frac{\partial \xi_l}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial \zeta_l}{\partial x} \right) \right\} + \frac{P_c}{h} \zeta_l &= 0 \end{aligned}$$

上式を無次元化するために次のような無次元量を考える。

$$\begin{aligned} \bar{h} &= \frac{h}{\ell}, \quad \bar{b} = \frac{b}{\ell}, \quad \bar{\eta} = \frac{\eta}{\ell}, \quad \bar{\xi}_r = \frac{\xi_r}{\ell}, \quad \bar{\xi}_l = \frac{\xi_l}{\ell}, \quad \bar{\zeta}_r = \frac{\zeta_r}{\ell}, \quad \bar{\zeta}_l = \frac{\zeta_l}{\ell}, \quad \bar{a} = \frac{A}{\ell^2}, \quad \bar{a}_c = \frac{A_c}{\ell^2}, \\ \bar{\alpha}_r &= \frac{A_r}{\ell^2}, \quad \bar{\alpha}_b = \frac{A_b}{\ell^2}, \quad \bar{\beta} = \frac{I}{\ell^4}, \quad \bar{\beta}_p = \frac{I_p}{\ell^4}, \quad \bar{\beta}_r = \frac{I_r}{\ell^4}, \quad \bar{x} = \frac{x}{\ell}, \quad \bar{f} = \frac{f}{\ell}, \quad \bar{\tau} = \frac{ct}{\ell}, \quad \bar{c}^2 = \frac{E}{\rho}, \\ \bar{r}_c \bar{c}^2 &= \frac{E_c}{\rho}, \quad \bar{r}_s \bar{c}^2 = \frac{G}{\rho}, \quad \bar{r}_b \bar{c}^2 = \frac{E_b}{\rho}, \quad \bar{k} = \frac{g \cdot \ell}{c^2} \end{aligned}$$

上位の無次元量を用いて無次元化した式は以下の通りである。

$$\begin{aligned} \bar{\alpha}_r \frac{\partial^2 \bar{\eta}}{\partial \bar{\tau}^2} + \bar{\beta} \frac{\partial^4 \bar{\eta}}{\partial \bar{x}^4} + \frac{\bar{r}_b \bar{\alpha}_b}{\bar{h}} (2\bar{\eta} - \bar{\xi}_r - \bar{\xi}_l) &= 0 \\ \bar{\beta}_r \frac{\partial^2 \bar{\varphi}}{\partial \bar{\tau}^2} - \bar{r}_s \bar{\beta}_p \frac{\partial^2 \bar{\varphi}}{\partial \bar{x}^2} + \bar{r}_b \bar{\alpha}_b \frac{\bar{b}^2}{\bar{h}} \bar{\varphi} + \bar{r}_b \bar{\alpha}_b \frac{\bar{b}}{\bar{h}} (\bar{\xi}_r - \bar{\xi}_l) &= 0 \\ \bar{\alpha}_c \frac{\partial^2 \bar{\xi}_r}{\partial \bar{\tau}^2} + \bar{r}_c \bar{\alpha}_c \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \left(\frac{\partial \bar{\xi}_r}{\partial \bar{x}} - \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_r}{\partial \bar{x}} \right) \right\} - \frac{\bar{k}(\bar{\alpha} + 2\bar{\alpha}_c)}{8\bar{f}} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{\xi}_r}{\partial \bar{x}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_r}{\partial \bar{x}} \right\} \\ - \bar{r}_b \bar{\alpha}_b \frac{\bar{\eta} - \frac{\bar{b}}{2} \bar{\varphi} - \bar{\xi}_r}{\bar{h}} &= 0 \end{aligned}$$

$$\alpha_c \frac{\partial^2 \bar{\xi}_1}{\partial \tau^2} + r_c \alpha_c \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \left(\frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} - \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} \right) \right\} - \frac{k(\alpha + 2\alpha_c)}{8\bar{f}} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} \right\}$$

$$- r_c \alpha_c \frac{\bar{\eta} + \frac{b}{2} \varphi - \bar{\xi}_1}{\bar{h}} = 0$$

$$\alpha_c \frac{\partial^2 \bar{\xi}_1}{\partial \tau^2} - r_c \alpha_c \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} - \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} \right\} - \frac{k(\alpha + 2\alpha_c)}{8\bar{f}} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \left(\frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} \right) \right\}$$

$$+ k \alpha \frac{\bar{\xi}_1}{\bar{h}} = 0$$

$$\alpha_c \frac{\partial^2 \bar{\xi}_1}{\partial \tau^2} - r_c \alpha_c \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} - \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} \right\} - \frac{k(\alpha + 2\alpha_c)}{8\bar{f}} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left\{ \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \left(\frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} \frac{\partial \bar{\xi}_1}{\partial \bar{x}} \right) \right\}$$

$$+ k \alpha \frac{\bar{\xi}_1}{\bar{h}} = 0$$

2-4 相似関係

上記微分方程式の係数が模型と原型で等しいことから模型の寸法、形状等は直ちに定まるが実際に我々が模型を設計する場合に入手しうる材料の規格および物理定数がこの関係を完全にみたすことはほとんど不可能である。

例えばケーブルとして用いるピアノ線は市販の寸法で規定されるしその他各材料の弾性係数もそれぞれ固有のものであって任意のものを選ぶこと出来ない。そこでこのような材料の制約により導入される定数 m (slicing factor という) を導入すれば模型の縮尺を n として模型と原型は次の関係を満足しなければならない。

径 間 長	$\ell_p / \ell_m = n$	垂 矩	$f_p / f_m = n$
主 桁 間 隔	$b_p / b_m = n$	補剛桁の鉛直撓み	$\eta_p / \eta_m = n$
ケーブルの鉛直撓み	$\xi_p / \xi_m = n$	ケーブルの水平変位	$\zeta_p / \zeta_m = n$
補剛桁の捩れ角	$\varphi_p / \varphi_m = 1$	補剛桁の断面積	$A_p / A_m = n^2 m \frac{E_m}{E_p}$
ケーブルの断面積	$A_c / A_{cm} = n^2 m \frac{E_{cm}}{E_{cp}}$	吊材の断面積	$A_{hp} / A_{hm} = n^2 m \frac{E_{hm}}{E_{hp}}$
補剛桁の断面2次モーメント	$I_p / I_m = n^4 m \frac{E_m}{E_p}$	補剛桁の回転2次モーメント	$I_{rp} / I_{rm} = n^4 m \frac{E_m}{E_p}$
重力の加速度	$g_p / g_m = 1$	質 量	$\rho_p / \rho_m = 1$
時 間	$T_p / T_m = \sqrt{n}$		

ここに添字 p は原型, m は模型の意味である。

以上は吊構造部およびケーブルに関する相似関係にあり主塔については別の考え方をした。耐風安定性の面からは吊橋の振動は比較的低次のものが問題になり、このような場合主塔に2次以上の振動波形が現われることは考えられないので主塔は鉛直振動および捩れ振動に対しても質量のないバネでおきかえて考えた。この考え方の妥当性については多小問題もあるが大きな誤差の因になるものではないと考えて採用した。この考え方を採用すれば主塔のバネ定数だけを原型

のそれと相似させればよく質量分布等を考慮する必要がないから原型のような変断面の塔柱をそのまま模型化する必要はないので、B. Birdsall の考え方により変断面塔柱を等断面塔柱におきかえ模型化した。換算断面2次モーメントの求め方は文献⁽¹⁾に詳しい。図-2のような変断面塔項の換算断面2次モーメント IT_r は

$$IT_r = \frac{1}{\sum_0^h \frac{x_a^3 - x_{a-1}^3}{I_a}}$$

この換算断面2次モーメントを用いた力に対する変形の比を等しくするように模型化した場合は以下のことを要求される。

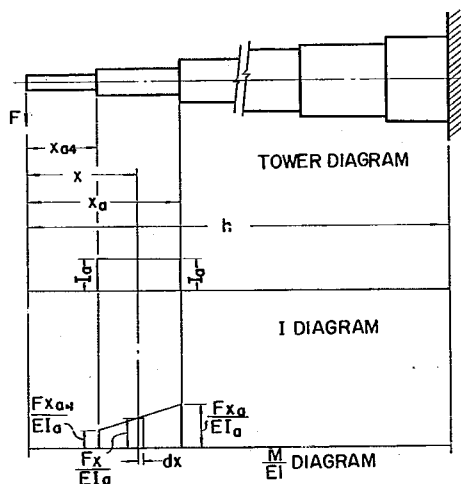


図-2 変断面主塔

$$(EIT_r)_p / (EIT_r)_m = n^4 \cdot m$$

3径間吊橋の捩れ振動を考える場合主塔の捩れ剛性は無視出来ない量ではあるが捩れ剛性、曲げ剛性を両方満足する模型を設計することは非常に難しいし、又主塔の捩れ剛性を正確に算出することに問題があるため主塔の模型化に際しては曲げ剛性のみを相似させた。

2-5 模型の断面諸元

模型は本州・四国連絡橋試算設計〔 $L=1500$ 〕を原型として設計した。原型の断面諸元、模型に要求される理論値、および実際に模型に採用した値を次表に示す。但し slicing factor m は模型の主ケーブルに直径 1.8 mm のピアノ線を採用したことから 2.874 と決めた。

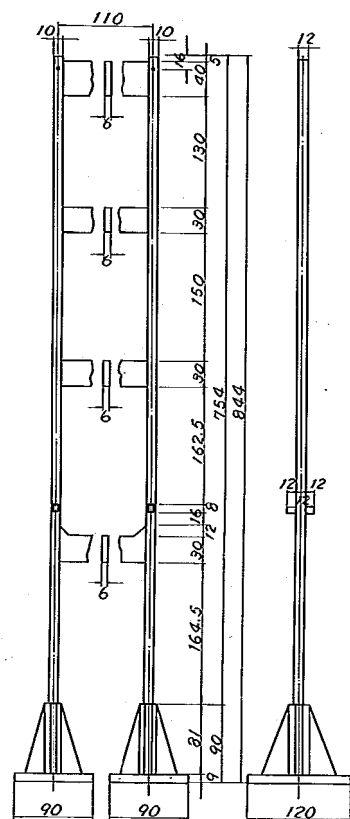
(1) B. Birdsall = The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem, Proc. of ASCE, Vol. 67, 1941.

表 一 1 模 型 の 断 面 諸 元

	試算設計 ($\ell=1500$)	模型の理論値	模型の採用値
主 径 間 長	1,500m	500cm	500cm
側 径 間 長	750m	250cm	250cm
サ グ 比	1/10	1/10	1/10
補剛桁断面2次モーメント	3.09m ⁴ /cable	0.0251cm ⁴ /cable	0.0250cm ⁴ /cable
補剛桁水平断面2次モーメント	46.72m ⁴ /bridge	0.3794cm ⁴ /bridge	0.3805cm ⁴ /bridge
ケーブル断面積	0.652m ² /cable	2.545mm ² /cable	2.545mm ² /cable
ケーブル死荷重	10.86t/m/bridge	292g/panel/cable	292g/panel/cable
補剛桁死荷重	20.14t/m/bridge	1179g/panel/bridge	1179g/panel/bridge
ハンガー断面積	5.24cm ² /hager	0.0158mm ² /hager	0.0706mm ² /hager
補剛桁の回転2次モーメント	28.23m ⁴ /bridge	0.2296cm ⁴ /bridge	0.1405cm ⁴ /bridge
弾 性 係 数 E	2.1×10 ⁶ Kg/cm ²	1.12×10 ⁶ Kg/cm ²	1.12×10 ⁶ Kg/cm ²
” E _c	2.0×10 ⁶ ”	2.0×10 ⁶ ”	2.0×10 ⁶ ”
” E _h	1.4×10 ⁶ ”	2.0×10 ⁶ ”	2.0×10 ⁶ ”
主 塔 塔 高	226.6 m	75.5 cm	75.5 cm
主塔断面2次モーメント (塔頂橋軸)	4.5 m ⁴ /shaft	1.397×10 ⁻¹ cm ⁴ /shaft	1.44×10 ⁻¹ cm ⁴ /shaft
主塔断面2次モーメント (塔底橋軸)	4.48 m ⁴ /shaft		

2-6 模型の形状

実験に使用した模型の形を図3~6に示す。



图一 4 主塔

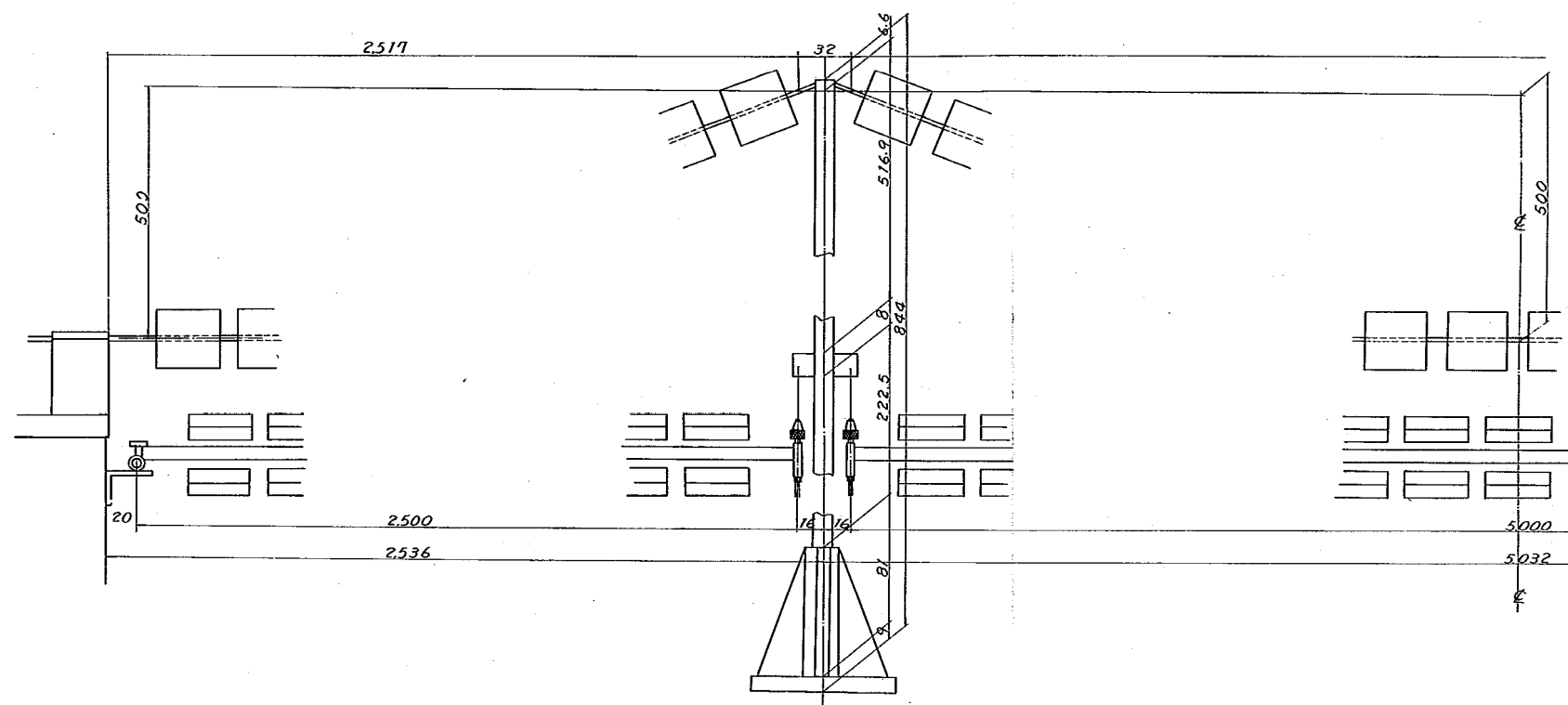
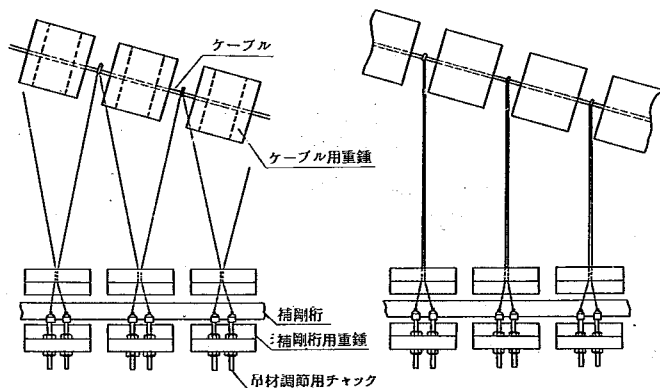
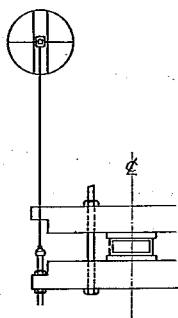


図-5 主塔及びアンカー取付図

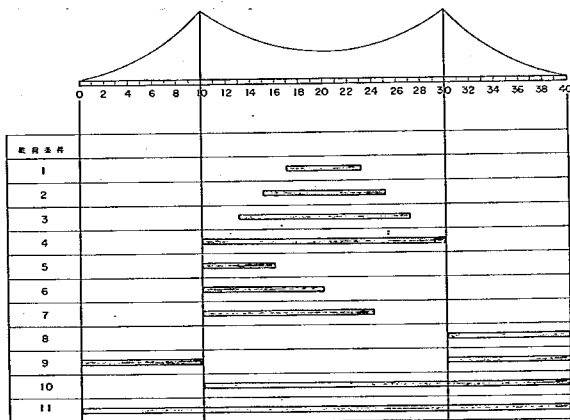


図一6 附加重錘

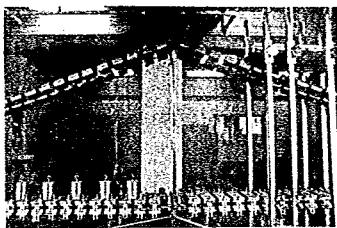
2-7 実験方法

i 静的載荷試験

静的載荷試験では図一7のような11caseの荷重状態について補剛桁の撓み、主塔々項の変位、補剛桁の曲げモーメント、主ケーブルの張力および cable stay の張力を測定した。補剛桁の撓みは主径間で9点、側径間で4点、合計17点について測定し、塔項の変位は2基の主塔について差動トランスで測定した。(写真一5)



図一7 載荷条件



写真→5

としていたので前にも説明したように加振機を図-8に示す位置に配置して振動数掃引試験を行ない共振々動数を求めた。測定は主径間の $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ 点および側径間の $\frac{1}{2}$ 点の合計5点に差動トランスにおいて振動変位を測定した。

補剛桁の曲げモーメントも撓みと同じ位置で測定したが、測定値がかなりばらついているので今回はデーターとして採用しなかった。この原因は吊材の調整が不十分であるためと思われる。

ii 振動実験

動の実験では主として cable stay の取付位置と固有振動数の関係を明らかにすることを目的

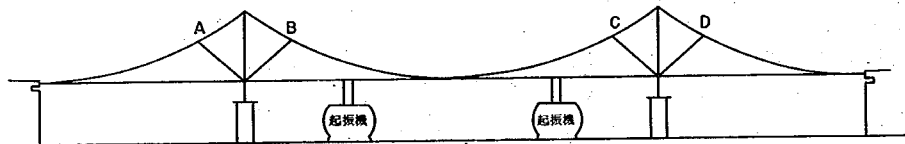


図-8 加振機配置およびスティ位置

3. 実験結果

3-1 tower stay と cable stay の比較

tower stay と cable stay が吊橋の剛性向上どの程度影響するかを調べるために鉛直軸に対する stay の取付角が 30° , 45° , および 60° のそれぞれの場合について載荷試験を行なった。その結果のうち取付角が 45° の場合の結果を図-9 に取付角が 60° の場合の結果の一部を図-10 に示す。ここで stay に用いたピアノ線は $\phi=0.3$ mm で実橋に換算すれば 185 cm^2 となる。又、実験に用いた載荷用重錘は 100 g/cm で実橋換算では 8.5 t/m となる。図-9 および図-10 から明らかな如く撓みを拘束する意味では cable stay がすぐれている。従って、吊橋の剛性向上の目的で stay を用いるのであれば tower stay よりも cable stay が秀れている。又、取付角と撓みとの関係は取付角が大きい方が補剛効果が大きい。以上の実験で cable stay の有効なことが確認されたのでその後の実験では cable stay だけを取りあげた。なお、図中の上部に記した数値は stay のない場合、tower stay を用いた場合および cable stay を用いた場合の各点の撓みの割合を示しており stay のない場合を 100 であらわしている。

3-2 cable stay の静特性

この実験では取付角 30° , 45° , および 60° の cable stay を組み合わせて実験を行ない図-11, 12, 13, 14, 15 にその結果を示す。図-11 は stay を 1 本用いてその取付角を変えた場合の撓み特性を、図-12 は stay を 2 本または 3 本用いた場合の撓み特性を示しており図の上部に示した数字は図-9 と同様に stay のない場合の撓みを 100 とした場合のおおのの撓みの比を記してある。また図-13~15 は載荷長と stay の張力の関係を示しており、図-13 は stay が 1 本の場合、図-14 は stay が 2 本の場合、図-15 は stay が 3 本の場合の関係を図化したものである。以上の結果から stay の取付角が大きいほど補剛効果の大きいこと、stay の本数を増せば補剛効果は更に上ること、stay の本数を増せば stay 張力は減少すること等が明らかとなった。

3-3 cable stayの動特性

cable stayの動特性については取付角 30° , 37.5° , 45° , 52.5° および 60° の stay を主径間側径間および全径間に取付けた場合の固有振動数, 対数減衰率および stay に作用する張力を測定した。このうち構造物の減衰能はもともと模型化が不可能で, 従って測定した対数減衰率は実橋の構造減衰と対比できるものではないが定性的な傾向を知るために測定した。実験結果は表一2にまとめたが, これからも明らかにように振動数を大きくするのに効果のある stay 位置は一定ではなく振動数 (換言すれば振動波形) によって効果のある stay 位置が異なっている。従って stay に作用する張力等からも考えて stay は主塔碇着点に対する相対位置が大きいところに取付けてケーブルの変位を拘束することが振動数の向上に対して有効と思われる。また, 模型の対数減衰率は stay の効きがよいとき即ち stay に作用する張力の変動が大きいとき大きくなっているので吊橋の振動特性を向上させる目的での stay はケーブルの振動波形を求めてその取付位置を定めるのが適当と思われる。

このことは次章で求めた振動波形 (図一16) と今回の実験結果を比較してみれば明らかであろう。

表一2 スティ位置と固有振動数

スティ取付角		対称一次振動 c/s	対称二次振動 c/s	逆対称一次振動 c/s
スティ取付角	スティ取付径間			
スティなし		1.255	2.420	1.623
30°	全径間	1.315	2.700	1.725
	主径間	1.260	2.700	1.667
	側径間	1.310	2.442	1.700
37.5°	全径間	1.333	2.760	1.790
	主径間	1.260	2.760	1.692
	側径間	1.333	2.438	1.714
45°	全径間	1.340	2.790	1.800
	主径間	1.260	2.750	1.740
	側径間	1.333	2.437	1.740
52.5°	全径間	1.347	2.800	1.810
	主径間	1.260	2.780	1.730
	側径間	1.333	2.444	1.724
60°	全径間	1.335	2.778	1.767
	主径間	1.258	2.750	1.696
	側径間	1.333	2.438	1.714

4 理論的検討

4-1 概 要

前章で説明した実験結果からも推測されるように、cable stayはcable stayの主塔碇着点とケーブルへの取付点との相対変位を拘束することにより吊橋の剛性を高めるものである。従ってcable stayは主塔に対する相対変位が一番大きいところでケーブルに取付ける必要がある。一方、振動時のケーブルの変位量は振動波形により異なるので吊橋の振動数を増加させる目的でcable stayを使用する場合にはこの点に十分注意してstayの取付位置を決める必要がある。従って、吊橋の固有振動数および規準振動形の理論的解析において、ケーブルの水平変位を考慮した計算結果があればstayの取付位置を決める有力な手がかりになるものと予想される。そこでstayの取付位置による効果の差を理論的に説明する手段の一つとして、またstayの合理的な配置を行なう目的でケーブルの水平変位を考慮した吊橋の運動方程式の誘導と固有振動数および規準振動形の計算を行なってみた。

4-2 運動方程式

構造物の理論的解析を行なう際には問題の本質を変えない範囲で仮定をおき系を簡素化しているが、以下の吊橋の固有振動解析においても次の仮定をおく。

- i 死荷重の橋軸方向の分布は一樣とし、死荷重平衡時のケーブルの形は放物線とする。
- ii 吊材は連続して分布しているものとする。
- iii 補剛桁の剛性は一定とする。
- iv 補剛桁の橋軸方向の変形は無視する。
- v 主塔は同じ剛性をもったバネ系で置きかえ、塔の質量は塔項に集中させる。

以上の仮定のもとに、保存系に対するHamiltonの積分原理から吊橋の鉛直撓み振動の運動方程式を求めるものとする。そのためにまず吊橋の運動エネルギーおよび位置エネルギーを求める式を次に挙げる。

1. 運動エネルギー

鉛直撓み振動のときの吊橋の運動エネルギーは補剛桁の橋軸方向の回転慣性によるものを無視すれば補剛桁の上下運動、ケーブルの上下運動およびケーブルの水平運動のエネルギーの和であらわされるから

$$T = \frac{1}{2} \int \frac{W_t}{g} \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)^2 dx + \frac{1}{2} \int \frac{2W_c}{g} \left\{ \left(\frac{\partial \xi}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial \zeta}{\partial t} \right)^2 \right\} dx$$

2. 位置エネルギー

吊橋の振動中の位置エネルギーは変形によるケーブル、吊材および補剛桁のひずみエネルギーと死荷重の鉛直変位による位置エネルギーの和であらわされる。

a) 補剛桁のひずみエネルギー

$$U_t = \frac{1}{2} \int EI \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right)^2 dx$$

b) ケーブルのひずみエネルギー

微小部分 ds の伸び Δds は次式であらわされる。

$$\begin{aligned} \Delta ds &= \left\{ \left(\frac{dh}{dx} - \frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2 + \left(1 + \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right)^2 \right\}^{1/2} - \left\{ 1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \right\}^{1/2} dx \\ &= \left\{ 1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \right\}^{1/2} \cdot \left[\frac{\frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x}}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} + \frac{1}{2} \left\{ \frac{\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{dh}{dx} \frac{\partial \zeta}{\partial x}}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right\}^2 \right] dx \end{aligned}$$

従ってひずみエネルギーは

$$\begin{aligned} U_c &= \int \frac{(2H_* + H_p) \left\{ 1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \right\}^{1/2}}{2} \cdot \frac{ds}{\left\{ 1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \right\}^{1/2} dx} \left\{ 1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \right\}^{1/2} dx \\ &= E_c A_c \int \frac{\left\{ \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x} \right\}^2}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} dx + 2H_* \int \left[\frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\left\{ \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{dh}{dx} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right\}^2}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right] dx \end{aligned}$$

c) 吊材のひずみエネルギー

位置 x での橋軸方向単位長当りの吊材のひずみエネルギーは

$$\begin{aligned} dU_b &= p_0 \left[\left\{ (h + \eta - \xi)^2 + \zeta^2 \right\}^{1/2} - h \right] \\ &\quad + \frac{1}{2} E_b A_b \left[\left\{ (h + \eta - \xi)^2 + \zeta^2 \right\}^{1/2} - h \right] \end{aligned}$$

従って全体では

$$\begin{aligned} U_b &= p_0 \int \left[\left\{ (h + \eta - \xi)^2 + \zeta^2 \right\}^{1/2} - h \right] dx \\ &\quad + \frac{1}{2} E_b A_b \int \left[\left\{ (h + \eta - \xi)^2 + \zeta^2 \right\}^{1/2} - h \right] dx \end{aligned}$$

d) 死荷重の鉛直変位による位置エネルギー

$$U = W_t \int \eta dx + 2W_c \int \xi dx$$

従って、吊橋の運動ポテンシャル、即ちラグランジュ関数 L は次式であらわされる。

$$\begin{aligned} L &= \frac{1}{2} \int \frac{W_t}{g} \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)^2 dx + \int \frac{W_c}{g} \left\{ \left(\frac{\partial \xi}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial \zeta}{\partial t} \right)^2 \right\} dx - \frac{1}{2} \int EI \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right)^2 dx \\ &\quad - \int E_c A_c \frac{\left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} dx - 2H_* \int \left[\frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\left\{ \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{dh}{dx} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right\}^2}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right] dx \\ &\quad - P_0 \int (\eta - \xi) dx - \frac{1}{2} E_b A_b \int \frac{\eta - \xi}{h} dx + W_t \int \eta dx + 2W_c \int \xi dx \end{aligned}$$

Hamiltonの原理から、時刻 t_1 から t_2 までの系の運動は線積分 $I = \int_{t_1}^{t_2} L dt$ が運動の道すじに対して極値をとる、即ち、系の運動は時刻 t_1 、 t_2 を固定したときの線積分の変分が零となるような運動になるから、

$$\delta I = \delta \int_{t_1}^{t_2} L dt = 0$$

上式の変位についての変分をとれば次の3つの微分方程式が求まる。

$$\frac{W_t}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 \eta}{\partial x^4} + 2E_s A_s \cdot \frac{\eta - \xi}{h} = 0$$

$$\frac{W_c}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} + E_s A_s \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\frac{dh}{dx} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x} \right)}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right\} - H_w \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{dh}{dx} \frac{\partial \zeta}{\partial x}}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right\} - E_s A_s \frac{\eta - \xi}{h} = 0$$

$$\frac{W_c}{g} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - E_s A_s \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{dh}{dx} \frac{\partial \xi}{\partial x}}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right\} - H_w \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{\frac{dh}{dx} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{dh}{dx} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right)}{1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2} \right\} + \frac{P_o}{h} \zeta = 0$$

上式が吊橋の補剛桁の上下振動、ケーブルの上下振動、およびケーブルの水平振動の運動方程式である。

吊橋の振動中において吊材の伸びは無視してもよい量であるし、また $\left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \ll 1$ と考えて近似的に $\left(\frac{dh}{dx} \right)^2 + 1 \approx 1$ とし、更に微小振巾の線形振動を考えて次のような置換を行なう。

$$\eta = \xi = \eta \sin \omega t, \quad \zeta = \zeta \sin \omega t$$

上のような変換を行なえば運動方程式は次のような連立常微分方程式に簡略化出来る。

$$-\omega^2 \frac{W_t + 2W_c}{g} \eta + EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} + 2E_s A_s \frac{d}{dx} \left\{ \frac{dh}{dx} \left(\frac{d\zeta}{dx} - \frac{dh}{dx} \frac{d\eta}{dx} \right) \right\} + 2H_w \frac{d}{dx} \left\{ \frac{d\eta}{dx} + \frac{dh}{dx} \frac{d\zeta}{dx} \right\} = 0$$

$$-\omega^2 \frac{W_c}{g} \zeta - E_s A_s \frac{d}{dx} \left\{ \frac{d\zeta}{dx} - \frac{dh}{dx} \frac{d\eta}{dx} \right\} - H_w \frac{d}{dx} \left\{ \frac{dh}{dx} \left(\frac{d\eta}{dx} + \frac{dh}{dx} \frac{d\zeta}{dx} \right) \right\} + \frac{P_o}{h} \zeta = 0$$

- 3 数 値 計 算

最近では電子計算機が手軽に使えるようになって来たので数値計算は上の微分方程式を差分方程式で近似したモデルについて行なった。即ち上式の差分をとれば

$$\begin{aligned} & -\omega^2 \frac{W_t + 2W_c}{g} \eta_n + \frac{EI}{d^4} \eta_{n+2} + \left\{ \frac{2E_s A_s}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n - \frac{2E_s A_s}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n^2 - \frac{2H_w}{d} - \frac{4EI}{d^4} \right\} \eta_{n-1} \\ & + \left\{ \frac{4E_s A_s}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n^2 + \frac{4H_w}{d^2} + \frac{6EI}{d^4} \right\} \eta_n + \left\{ -\frac{2E_s A_s}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \right. \\ & \left. - \frac{2E_s A_s}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n^2 - \frac{H_w}{d^2} + \frac{4EI}{d^4} \right\} \eta_{n+1} + \frac{EI}{d^4} \eta_{n+2} + \left\{ -\frac{E_s A_s}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} + \frac{2E_s A_s}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{H_w}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} - \frac{2H_w}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \} \zeta_{n-1} + \left\{ -\frac{4E_c A_c}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n + \frac{4H_w}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \right\} \zeta_n \\
& + \left\{ \frac{E_c A_c}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} + \frac{2E_c A_c}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n - \frac{H_w}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} - \frac{2H_w}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \right\} \zeta_{n+1} = 0 \\
& - \omega^2 \frac{W_c}{g} \zeta + \left\{ -\frac{E_c A_c}{d^2} - \frac{H_w}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n^2 + \frac{H_w}{d} \frac{d^2 h}{dx^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \right\} \zeta_{n-1} + 2 \left\{ \frac{E_c A_c}{d^2} + \frac{H_w}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n^2 \right. \\
& \left. + \frac{P_o}{h} \right\} \zeta_n + \left\{ -\frac{E_c A_c}{d^2} - \frac{H_w}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n^2 - \frac{H_w}{d} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \frac{d^2 h}{dx^2} \right\} \zeta_{n+1} \\
& + (E_c A_c - H_w) \left\{ \frac{1}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n - \frac{1}{2d} \frac{d^2 h}{dx^2} \right\} \eta_{n-1} - 2(E_c A_c - H_w) \frac{1}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n \eta_n \\
& + (E_c A_c - H_w) \left\{ \frac{1}{d^2} \left(\frac{dh}{dx} \right)_n + \frac{1}{2d} \frac{d^2 h}{dx^2} \right\} \eta_{n+1} = 0
\end{aligned}$$

ここに添字 n は差分の中心の分割点番号， d は分割長である。この差分方程式を境界条件および主塔位置での連続条件を満足するように三径間吊橋に拡張すれば三径間吊橋についての振動数方程式が求まる。

すなわち，振動数方程式の係数を計算した結果は次のようなマトリックス表示が出来る。

$$[K] \{Y\} = \omega^2 [M] \{Y\}$$

ここに $[M]$ ， $[K]$ は正方行列であり $\{Y\}$ は列ベクトルである。この式を満足する ω が存在するためには零でない列ベクトル $\{Y\}$ が存在しなければならないが，このためには次式が成立しなければならない。

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0$$

ここに $[K]$ は stiffness matrix， $[M]$ は慣性をあらわす係数マトリックスである。

この固有値の近似解を求めるプログラムはすでに作成されているから $[K]$ および $[M]$ の各要素を計算すれば直ちに固有値数 ω^2 および ω^2 に対応する固有ベクトルを計算出来る。固有値 ω^2 は固有振動数 ω の 2 乗であり，固有ベクトルは規準振動形をあらわしている。

なお，計算に際しては主径間を 16 分割，側径間を 8 等分した。

計算結果を示す図—16 には固有振動数，ケーブルの鉛直変位，水平変位および振動方向と振巾が記入されているが固有振動数は模型に換算した値であって実橋の値はこの $1/\sqrt{300}$ である。

5 考 察

以上の実験結果から以下のことが結論できる。

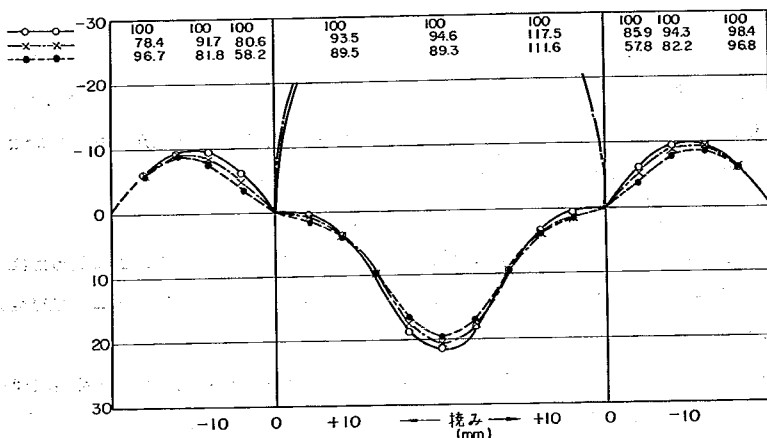
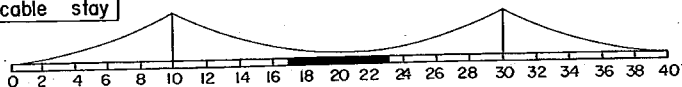
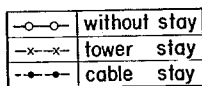
1. tower stay に較べ cable stay の補剛効果が顕微である。
2. tower stay は非対称荷重が作用した場合に生ずる主塔の近傍の撓みを拘束するのには有効である。
3. 載荷長が長くなった場合は cable stay の効果が少ない。これは cable stay が主塔碇着点とケーブルへの取付点の間の相対変位を拘束することにより吊橋の撓みを減少させるので、従って主塔碇着点に対してケーブルの変形が小さいような荷重系に対しては効果が少ないためである。
4. 静的荷重に対しては stay の取付角が大きいほど補剛効果が大きい。
5. stay の本数が多いほど撓みは減少し stay の張力も減少する。
6. cable stay は吊橋の固有振動数を高めるのにかなり有効であるが、このためには stay の取付位置に十分注意しなければならない。この場合には吊橋の振動波形を参考にして複数の stay を用いた方が stay の効果をより高める。

以上の実験ではまだ最適の stay の本数、断面積および初期張力を定めることが出来ず一般的傾向を示すにとどまったがこの点については引き続き調査する予定である。

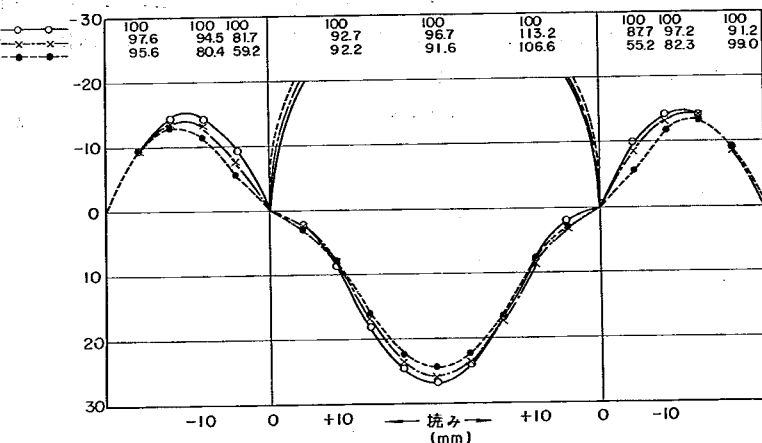
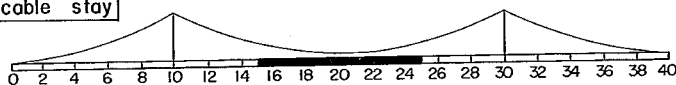
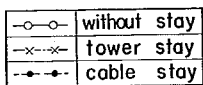
6 結 び

今回報告された結果から cable stay の有効なことが確認出来た。しかし、実際に stay を吊橋に用いるためには更に研究を進め最適な取付条件を決めることが必要であり、次回にはこの点について何んらかの方向づけが出来ると考えている。

なお、今回の実験およびデータ整理は全て構造研究室、田中勇夫技官、山崎賢一技官が担当した。



図—9—1 撓み曲線図



図—9—2 撓み曲線図

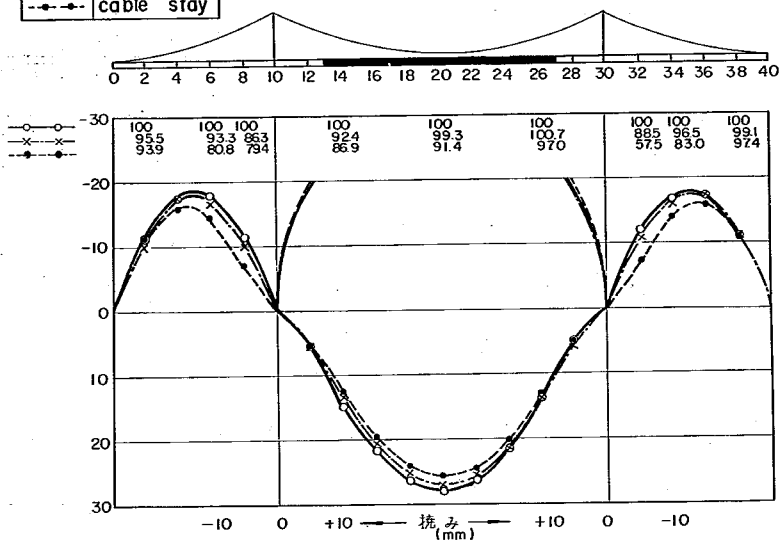
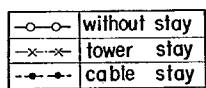


図-9-3 撓み曲線図

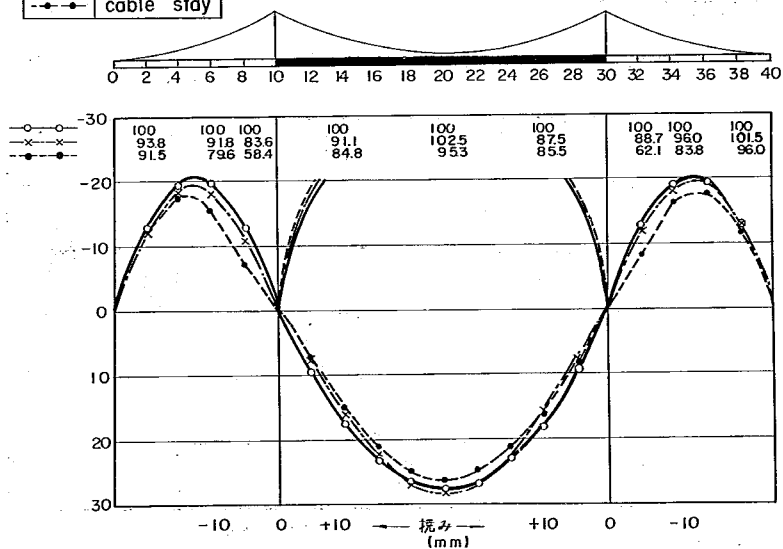
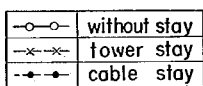


図-9-4 撓み曲線図

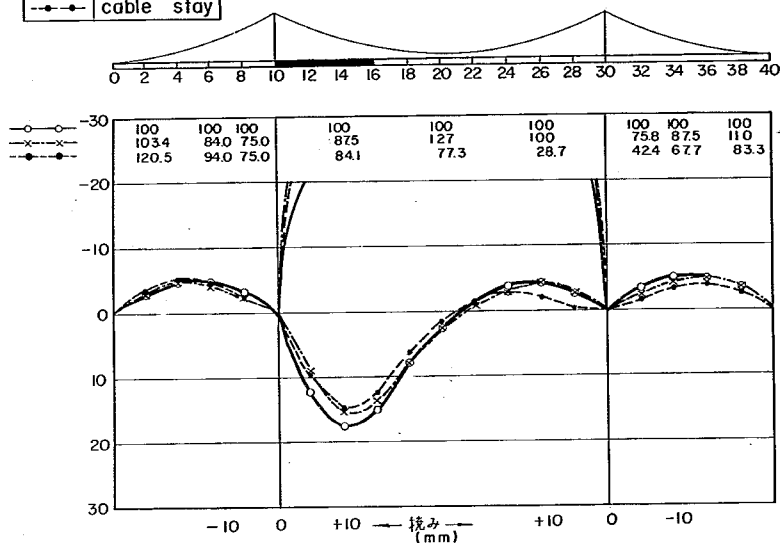
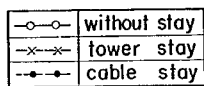


図-9-5 撓み曲線図

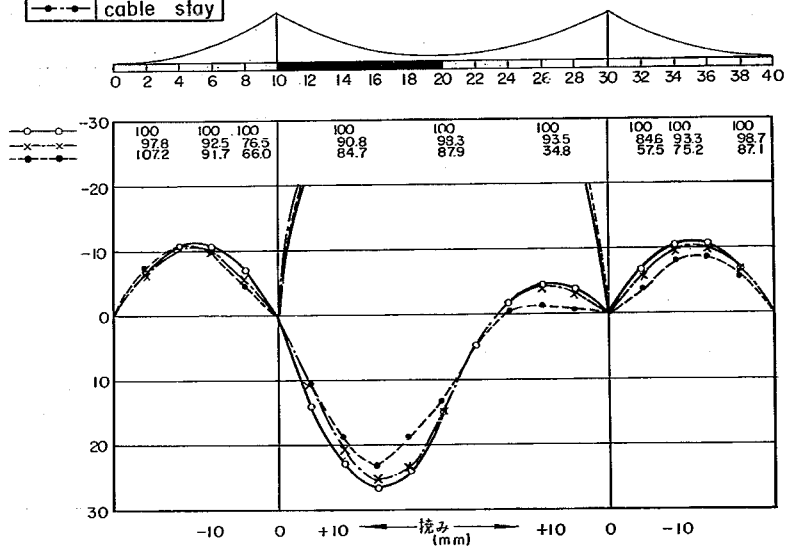
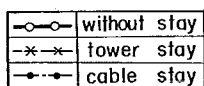


図-9-6 撓み曲線図

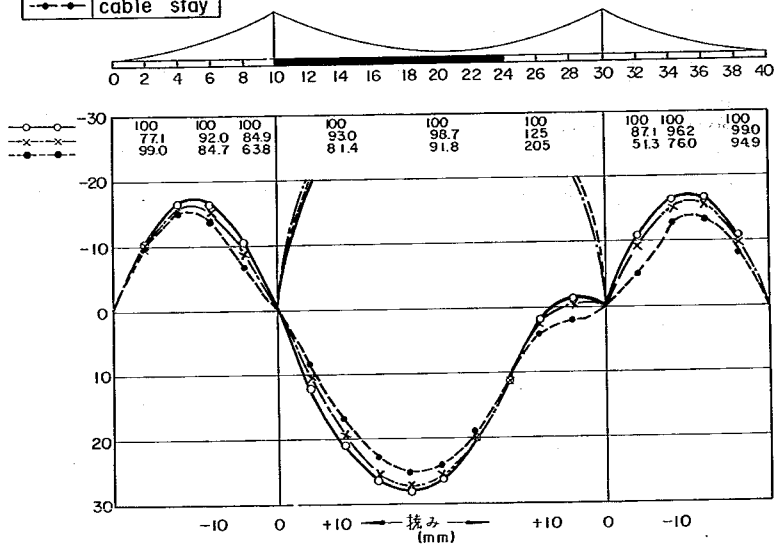
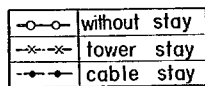


図-9-7 撓み曲線図

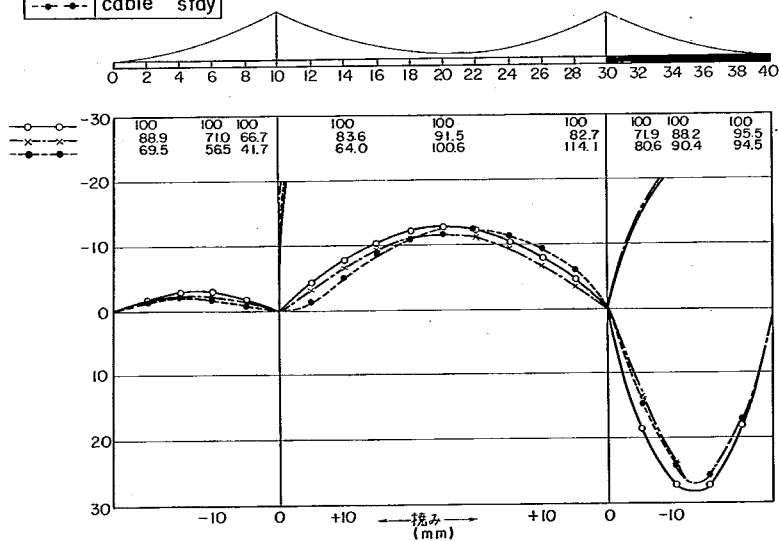
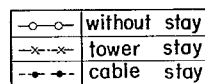
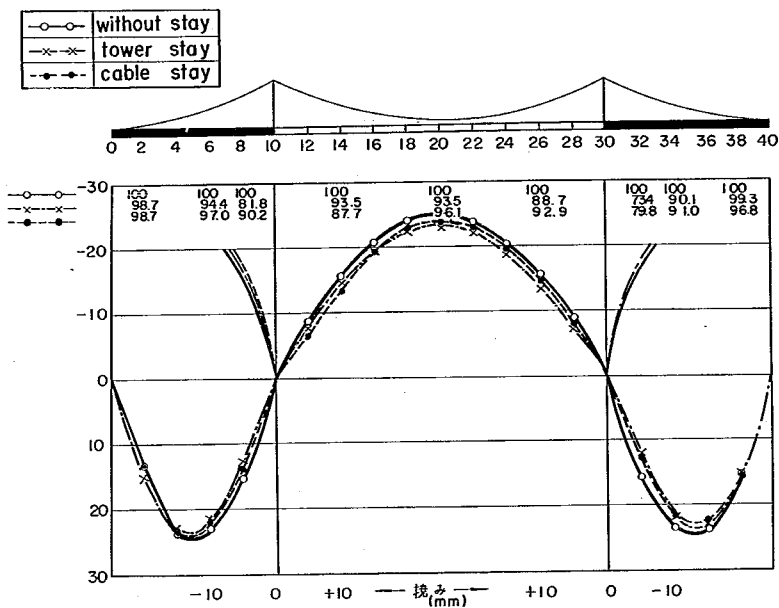
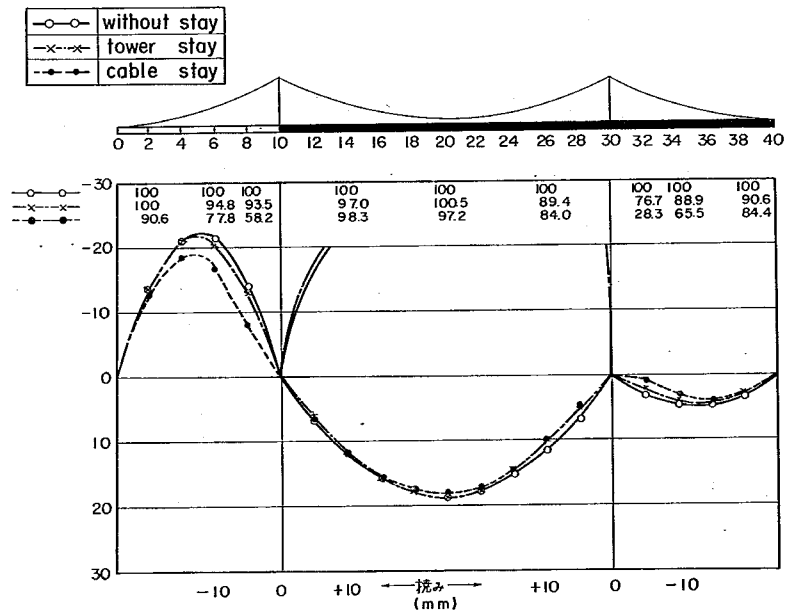


図-9-8 撓み曲線図



図一 9 - 9 撓み曲線図



図一 9 - 10 撓み曲線図

○—○	without stay
×—×	tower stay
●—●	cable stay

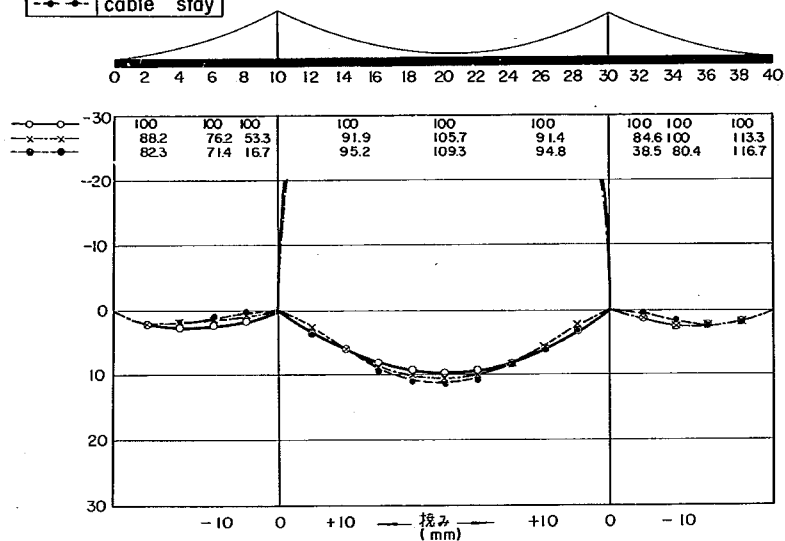


図-9-11 撓み曲線図

○—○	Without Stay
×—×	tower Stay
●—●	cable Stay

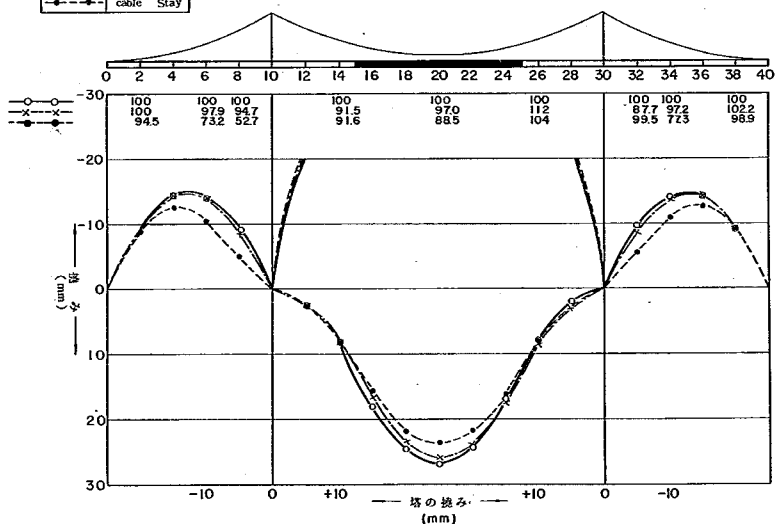


図10-1 撓み曲線図

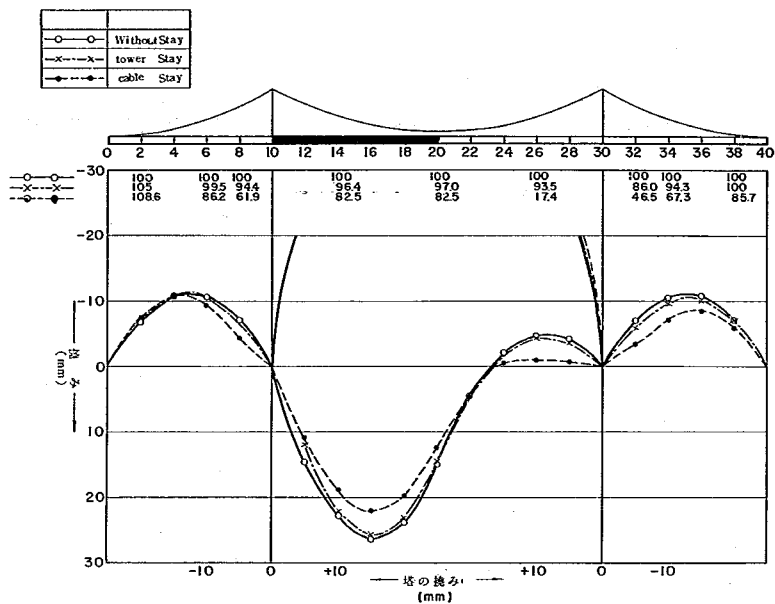


図 10-2 撓み曲線図

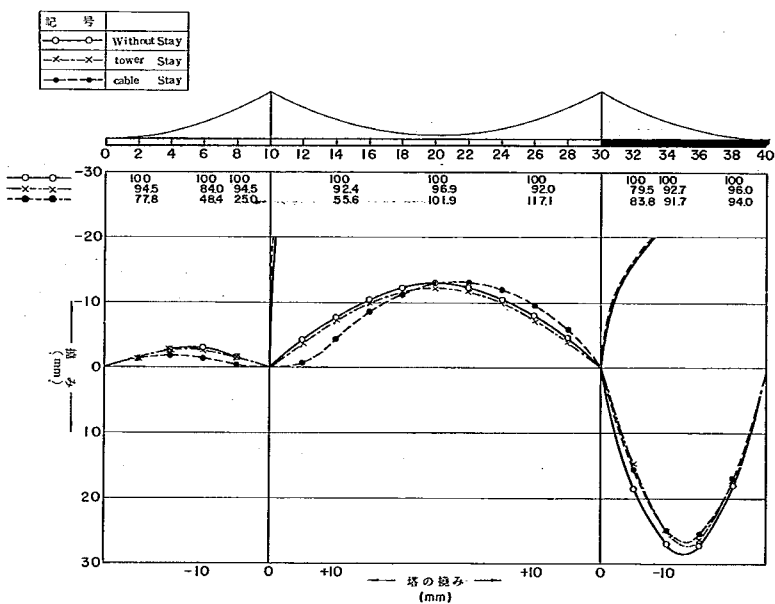


図 10-3 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

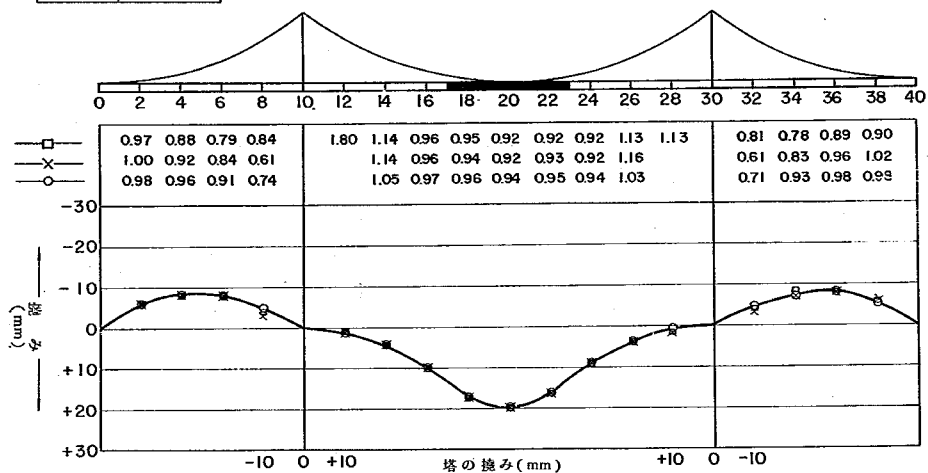


図-11-1 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

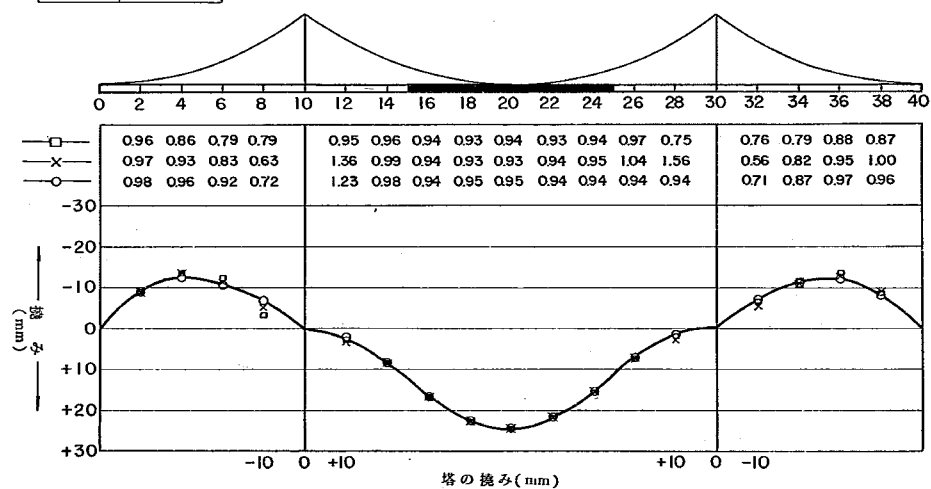


図-11-2 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

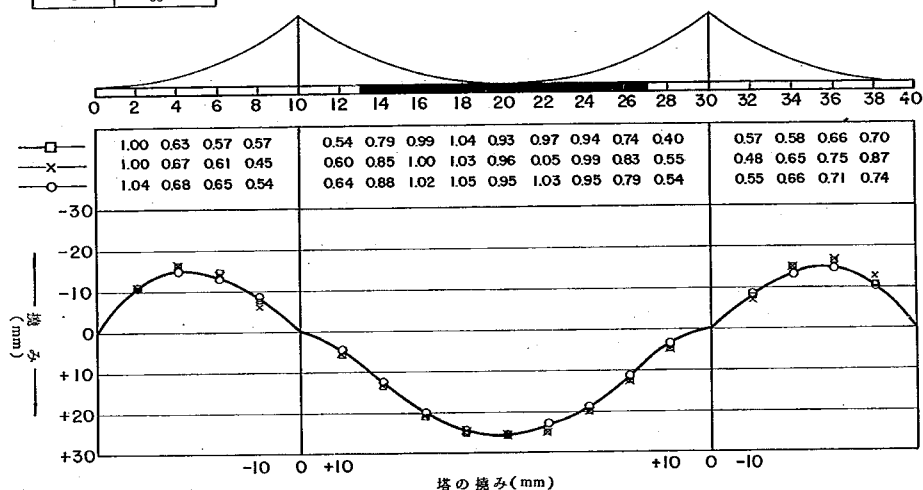


図-11-3 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

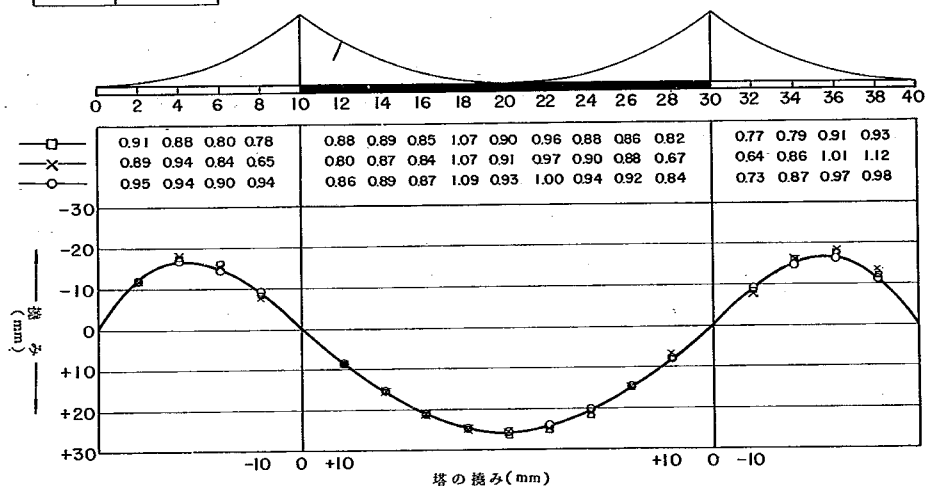


図-11-4 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

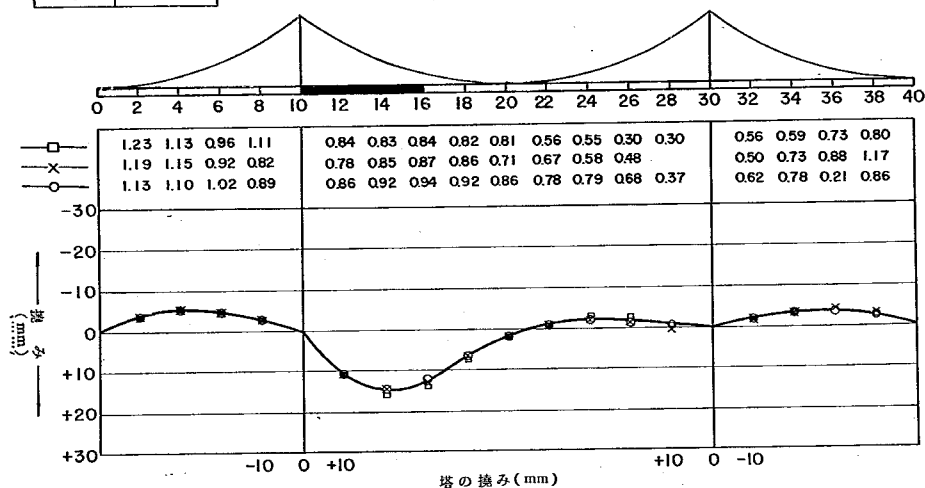


図-11-5 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

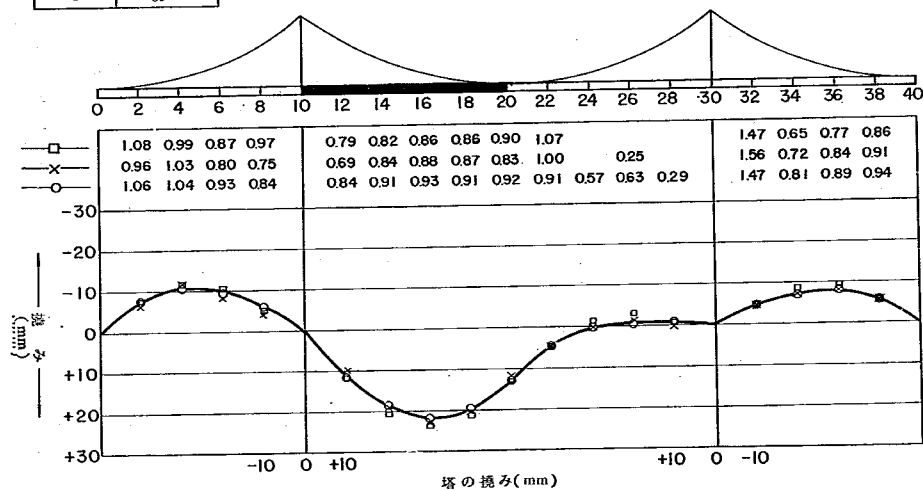
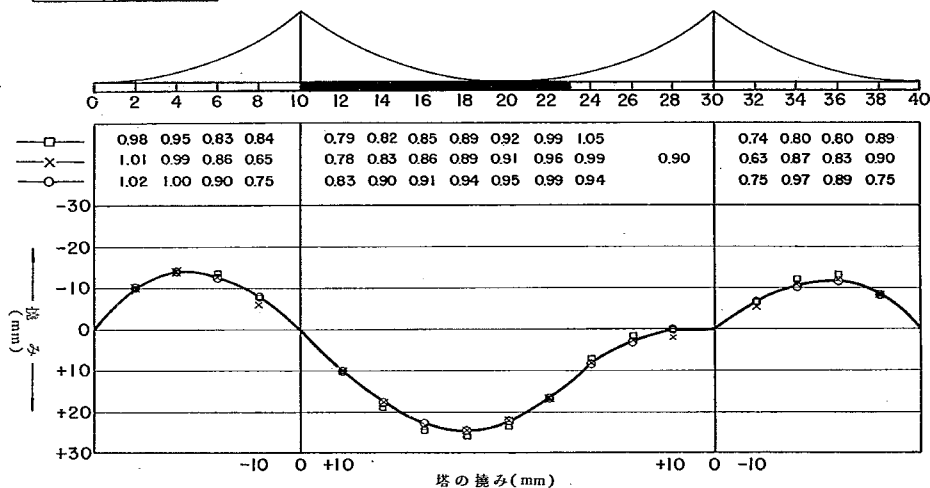


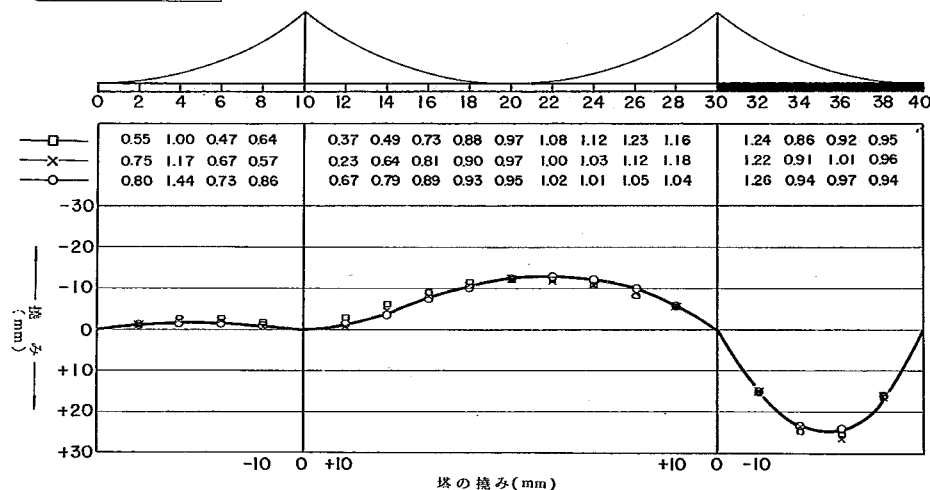
図-11-6 撓み曲線図

記 号	取 付 角
□	30°
×	45°
○	60°



図—11—7 撓み曲線図

記 号	取 付 角
□	30°
×	45°
○	60°



図—11—8 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

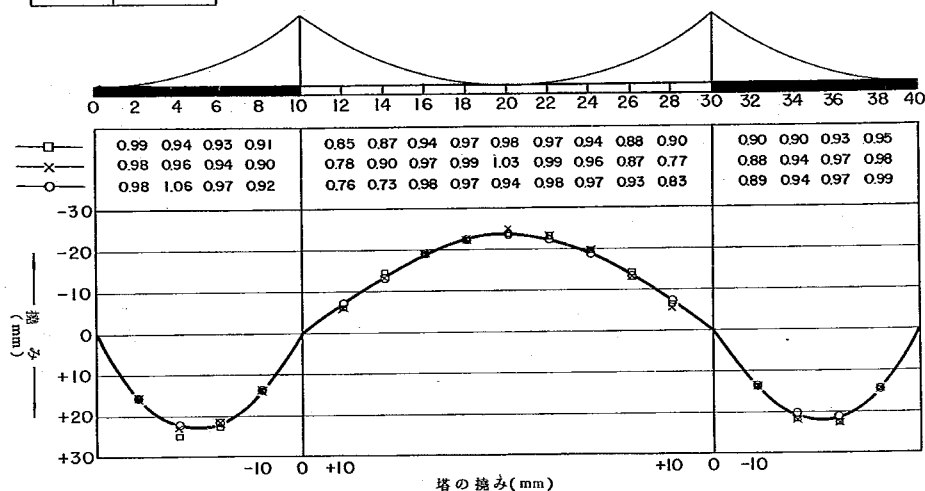


図-11-9 撓み曲線図

記号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

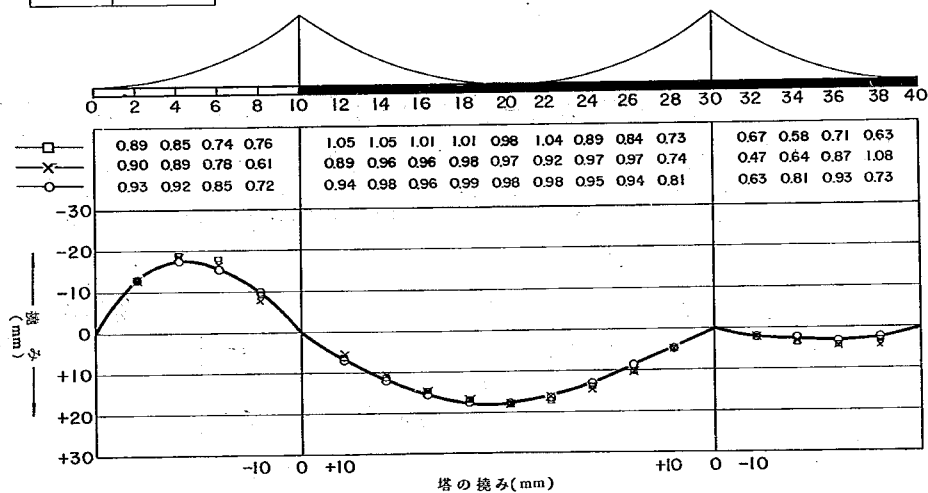


図-11-10 撓み曲線図

記 号	取付角
□	30°
×	45°
○	60°

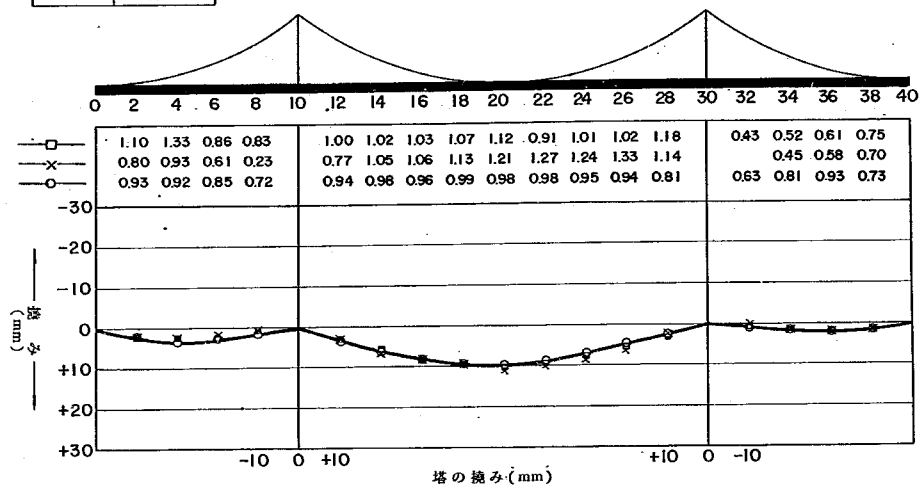


図-11-11 撓み曲線図

記 号	取付角
×	30°, 45°
○	45°, 60°
□	30°, 60°
△	30°, 45°, 60°

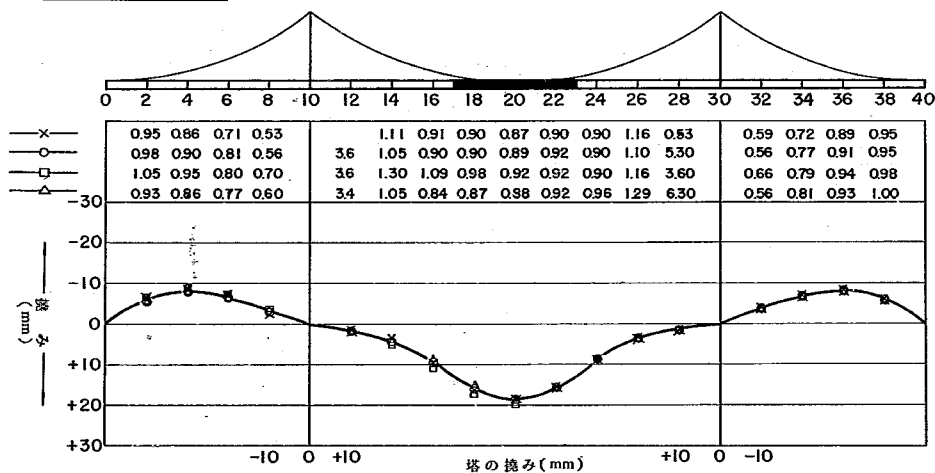


図-12-1 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

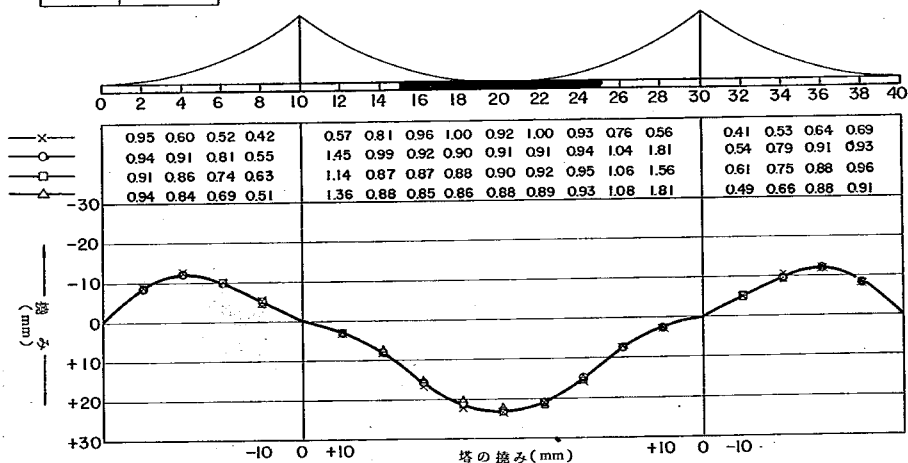


図-12-2 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

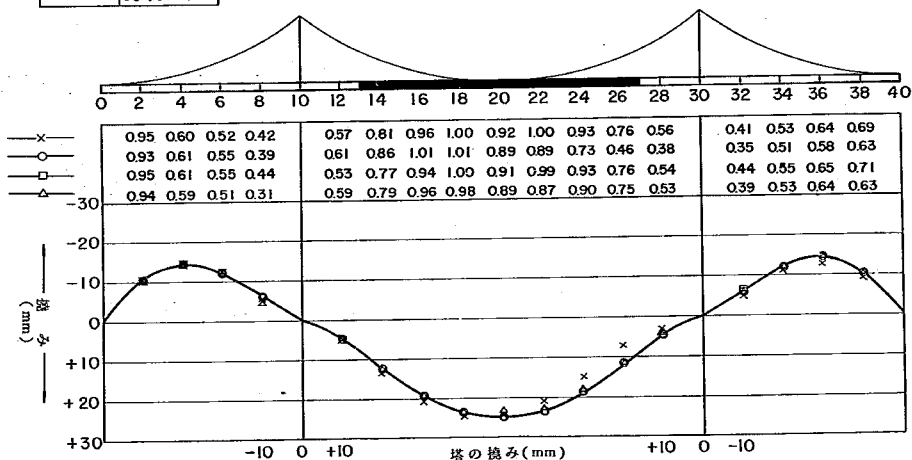


図-12-3 撓み曲線図

記号	取付角
—X—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

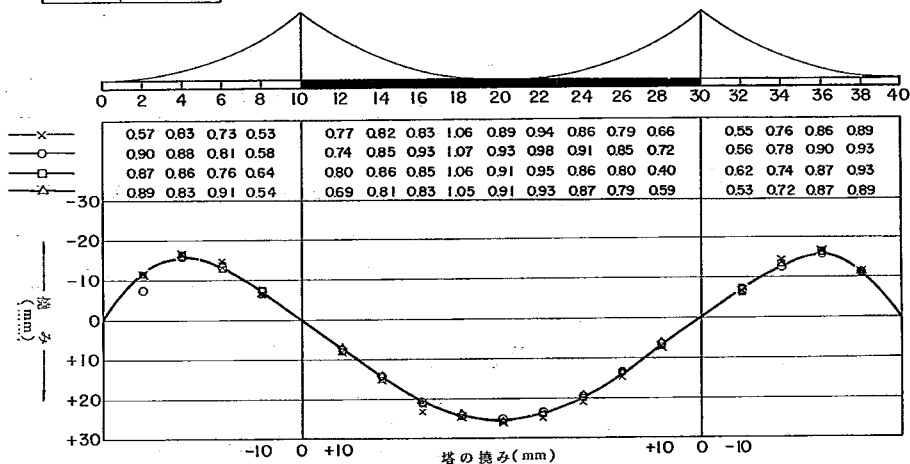


図-12-4 撓み曲線図

記号	取付角
—X—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

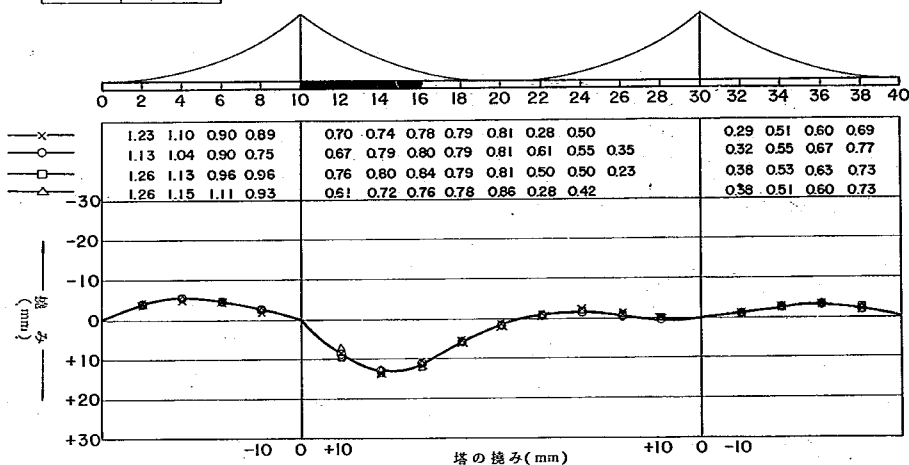
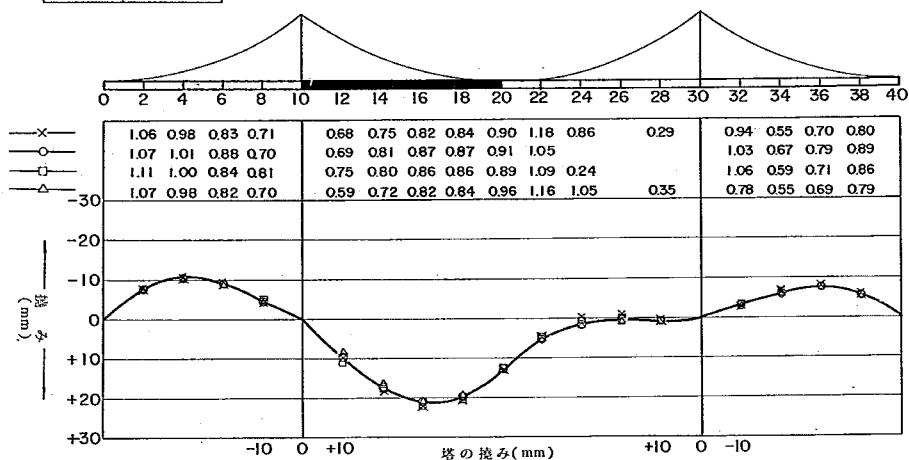


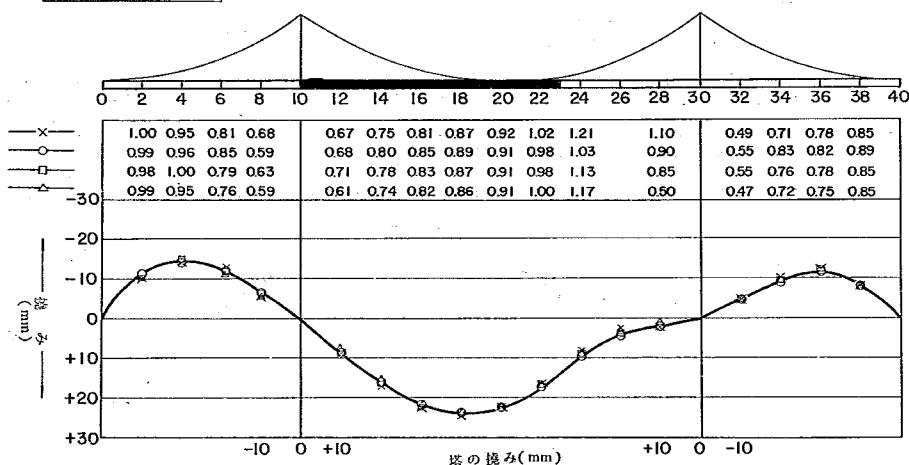
図-12-5 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°



図—12—6 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°



図—12—7 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

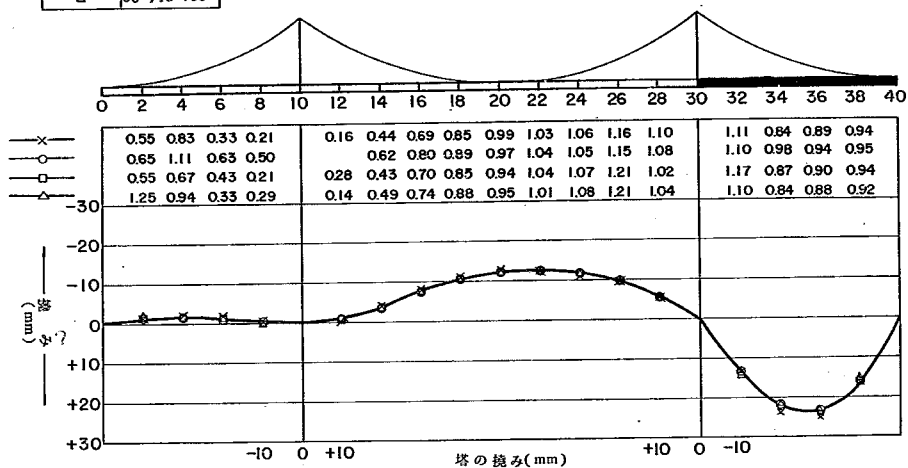


図-12-8 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

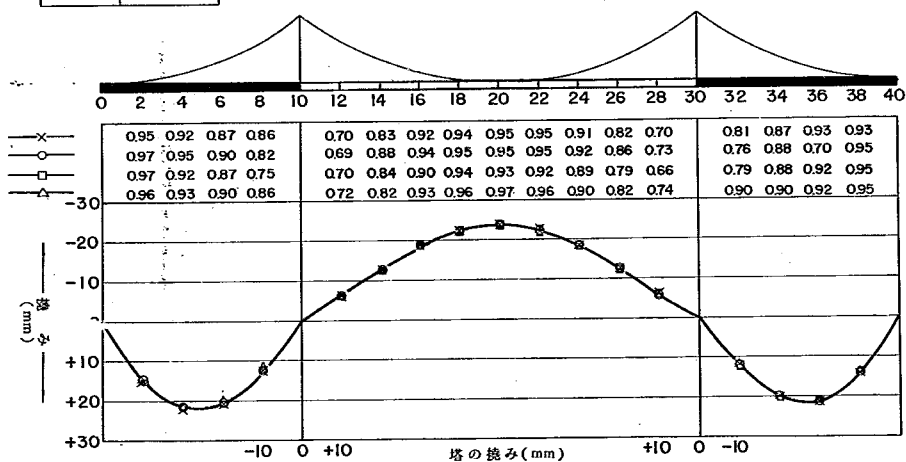


図-12-9 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

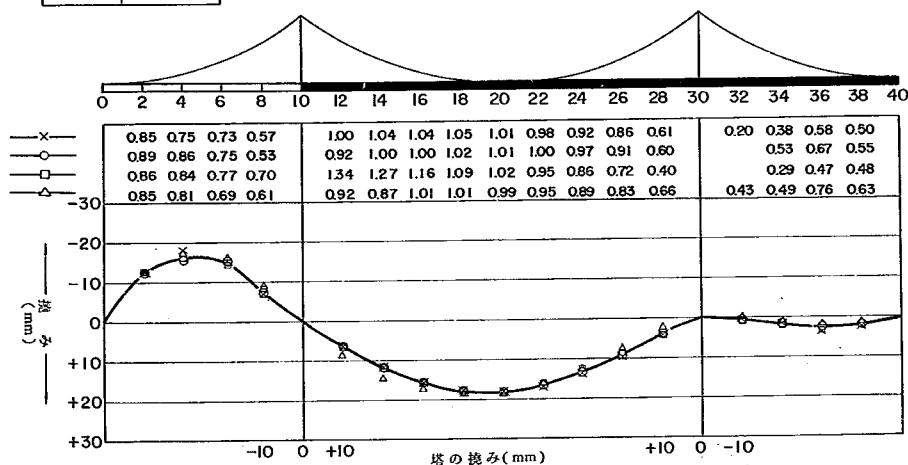


図-12-10 撓み曲線図

記号	取付角
—x—	30°, 45°
—○—	45°, 60°
—□—	30°, 60°
—△—	30°, 45°, 60°

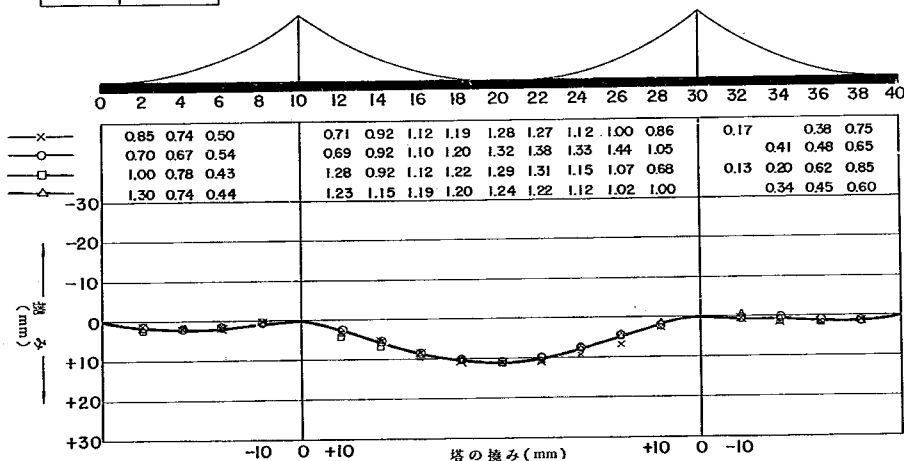


図-12-11 撓み曲線図

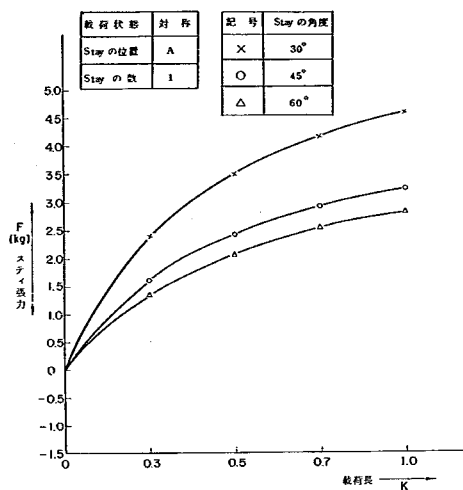


図-13-1 載荷長とステイ張力

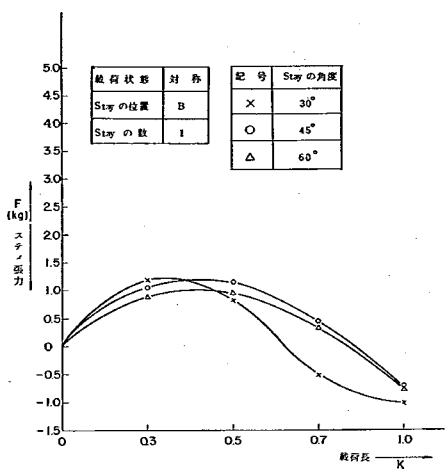


図-13-2 載荷長とステイ張力

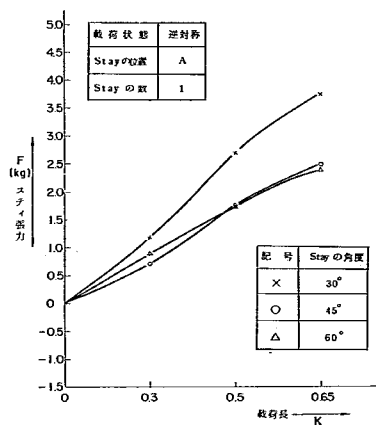


図-13-3 載荷長とステイ張力

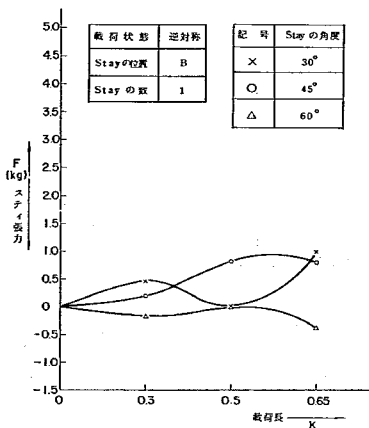
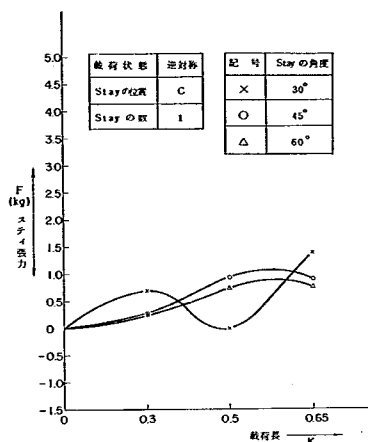
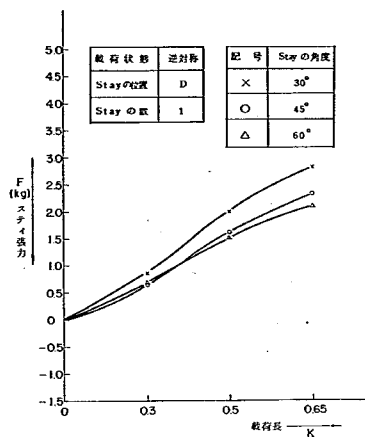


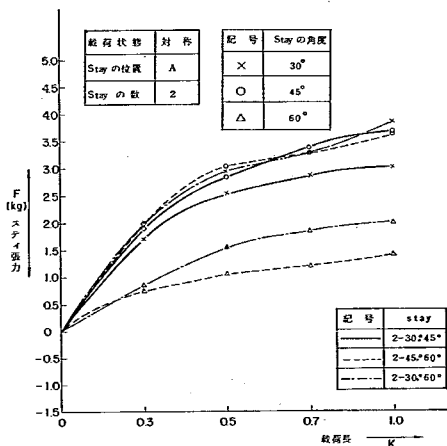
図-13-4 載荷長とステイ張力



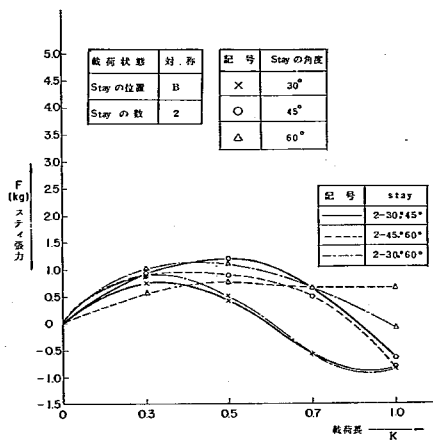
図一 13-5 載荷長とステイ張力



図一 13-6 載荷長とステイ張力



図一 14-1 載荷長とステイ張力



図一 14-2 載荷長とステイ張力

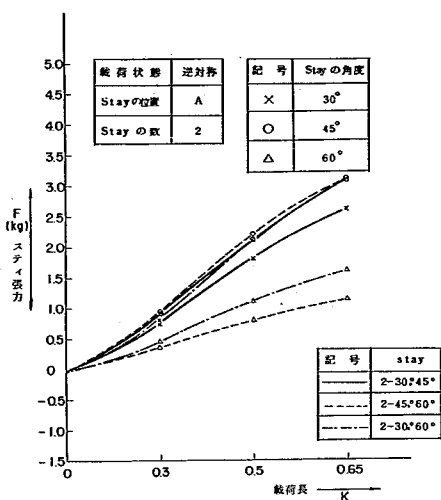


図-14-3 載荷長とステイ張力

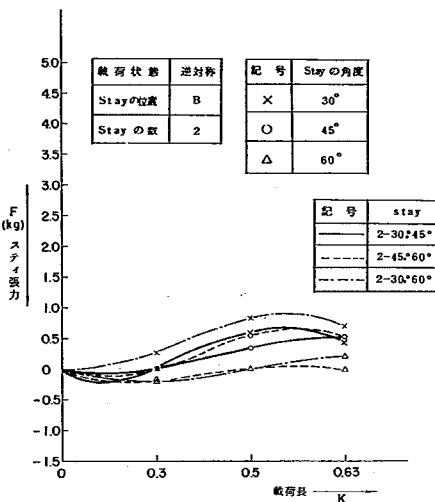


図-14-4 載荷長とステイ張力

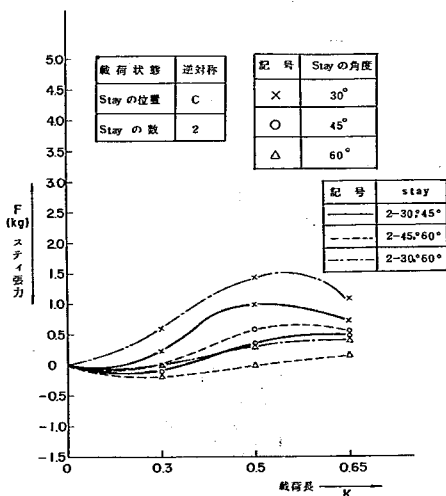


図-14-5 載荷長とステイ張力

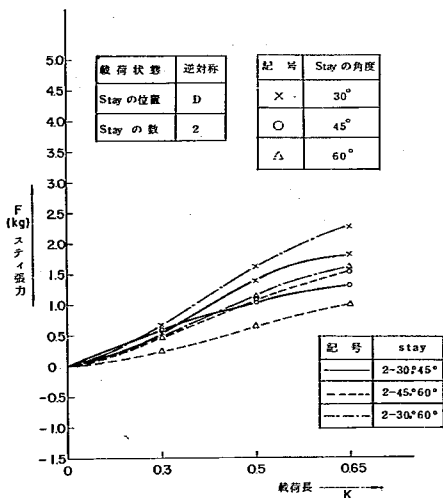


図-14-6 載荷長とステイ張力

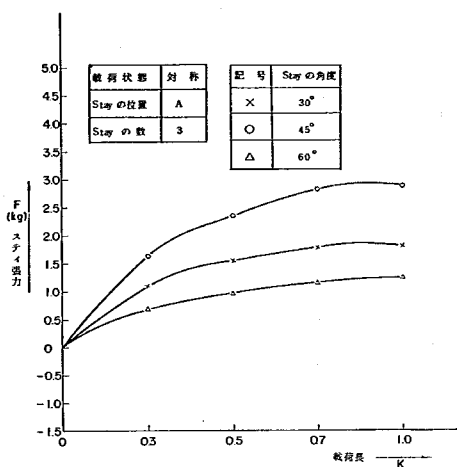


図-15-1 載荷長とステイ張力

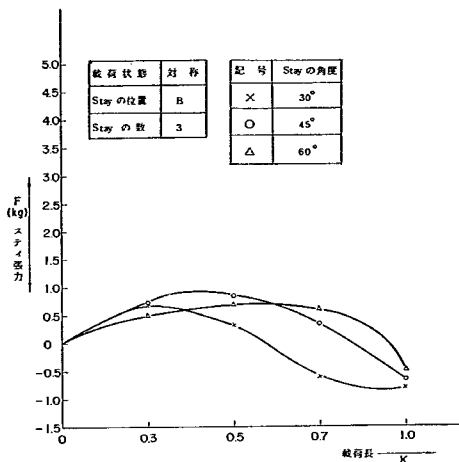


図-15-2 載荷長とステイ張力

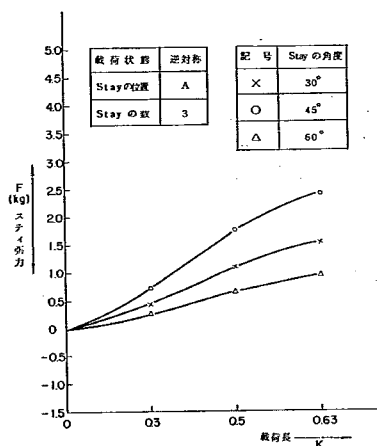


図-15-3 載荷長とステイ張力

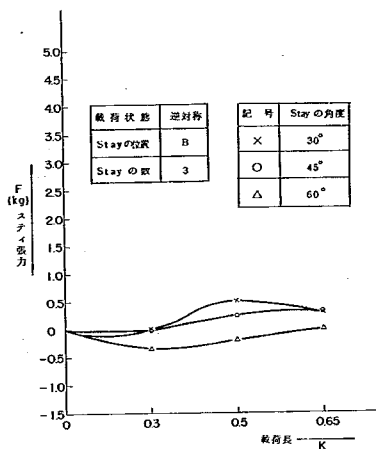


図-15-4 載荷長とステイ張力

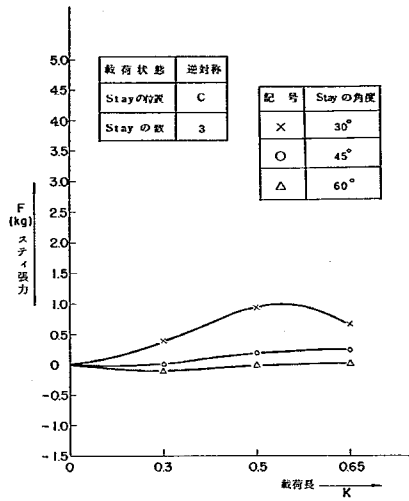


図-15-5 載荷長とステイ張力

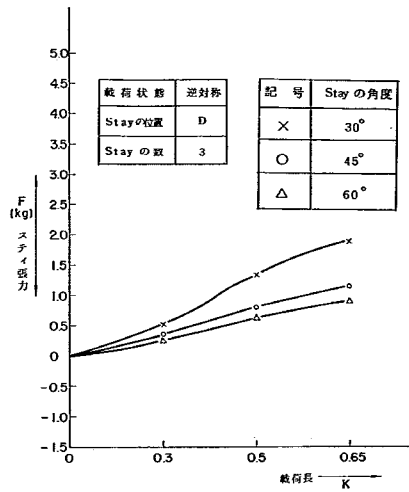


図-15-6 載荷長とステイ張力

固有振動数 1.231 %s

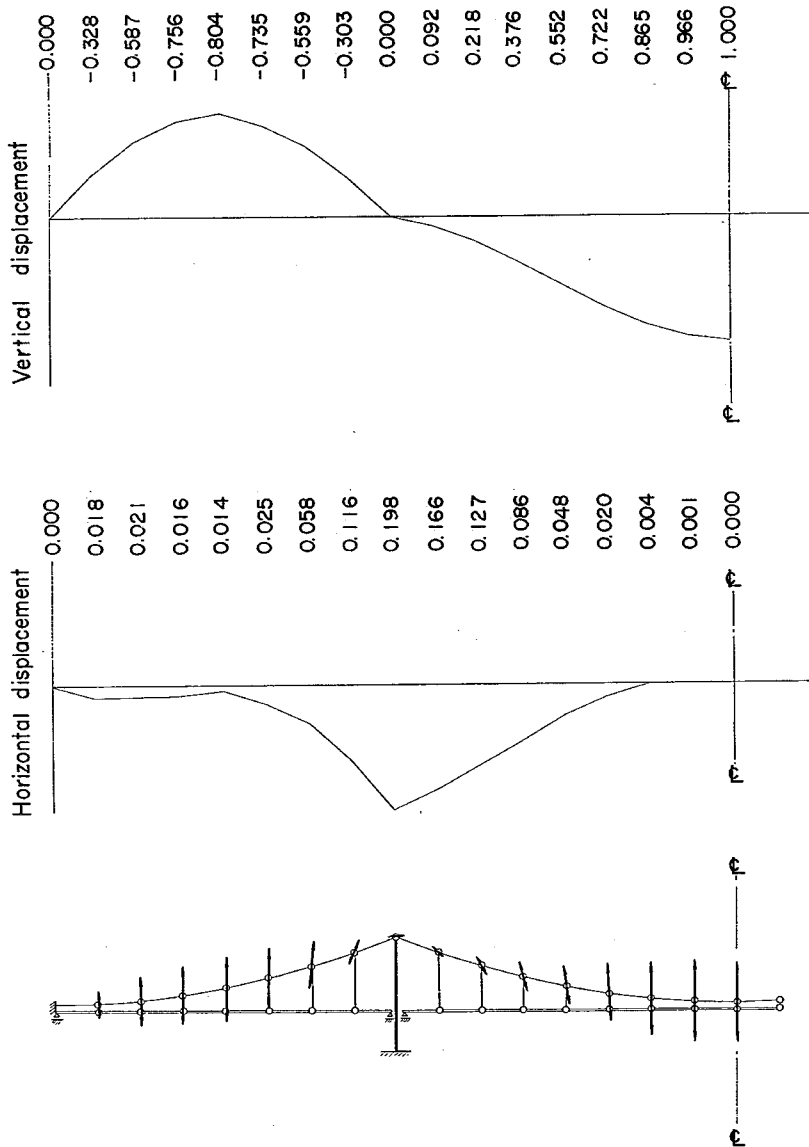
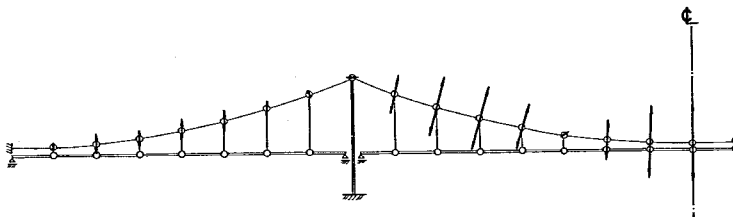
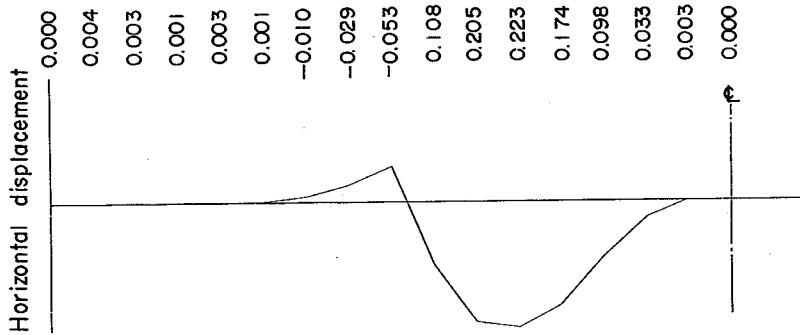
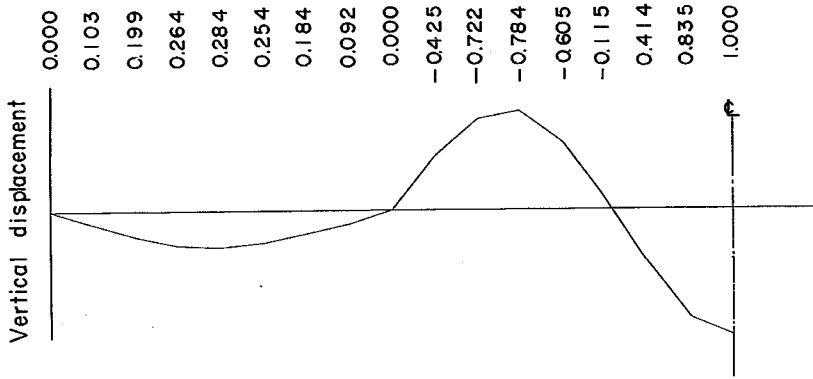


図-16-1 対称一次振動の振巾波形

固有振動数 2.352 %s



図一 16 - 2 対称二次振動の振巾波形

固有振動数 1.530 %s

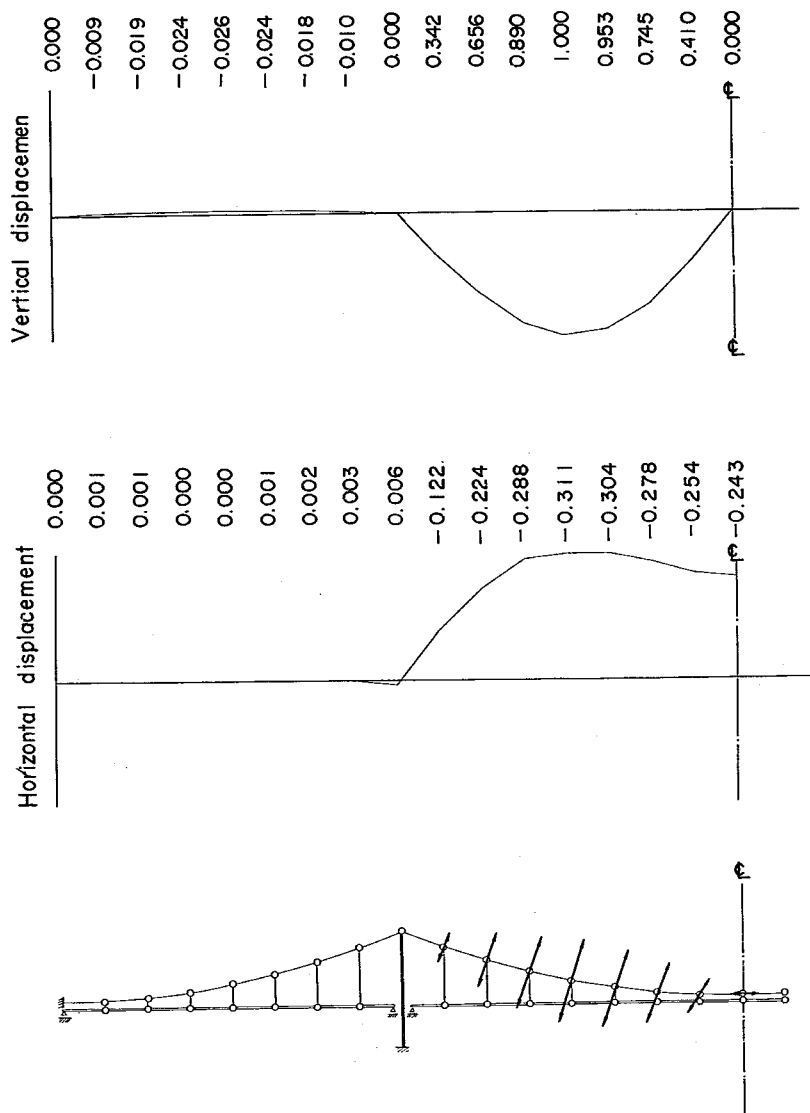
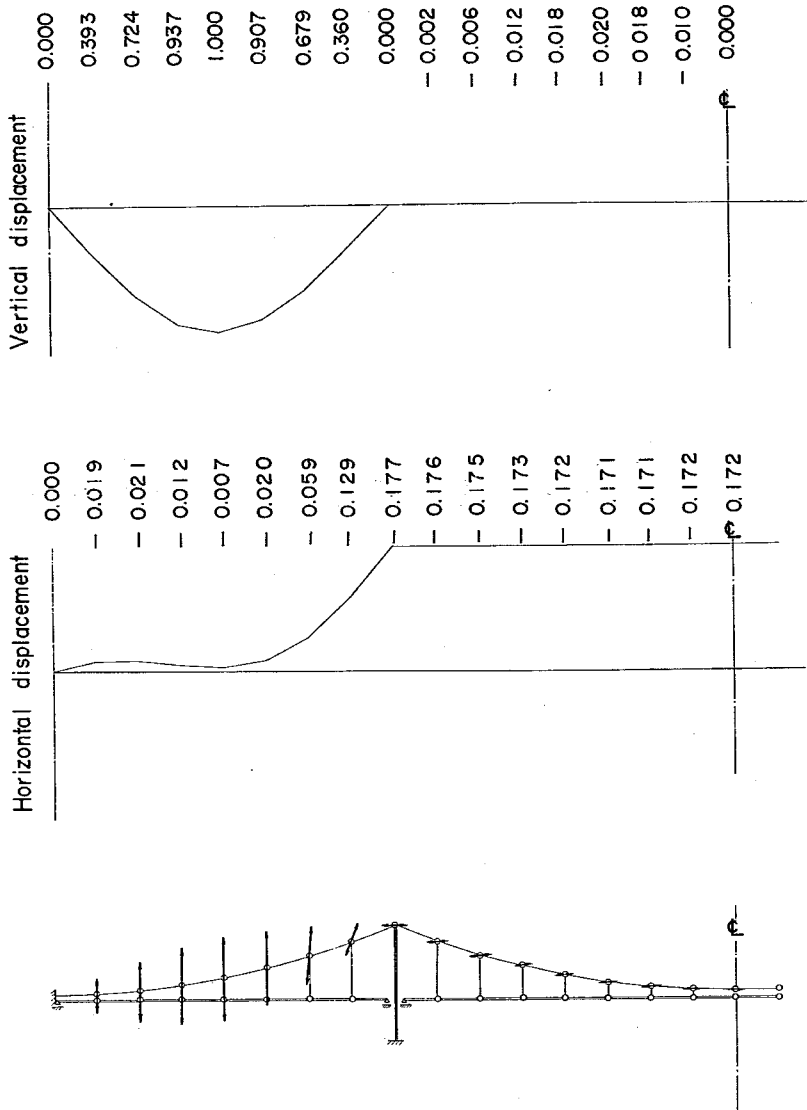


図-16-3 逆対称一次振動の振巾波形

固有振動数 1.623 %s



図一 16 - 4 逆対称二次振動の振巾波形