

## 副ケーブル式連続吊橋

## SUB-CABLED CONTINUOUS SUSPENSION BRIDGE

松本 嘉 司\*

By Yoshiji Matsumoto

## 1. 序 説

長大スパンの道路鉄道併用吊橋の主塔部および橋台部においては、列車の走行に伴って、軌道および走行路面に過大な角折れが生ずるとともに、補剛桁端部の伸縮量もかなりの量になる。現在検討が進められている本州四国連絡橋において、スパン  $300+1100+300$  m の2ヒンジ吊橋についての主塔部の補剛桁の角折れの計算値は、最大約 45.4% で、伸縮量の計算値は最大 117 cm である。上述の吊橋においては、この影響を低減するため、主塔部に 図-1 に示すような緩衝装置を用いて、角折れおよび伸縮量を分散するように設計されている。しかし、この緩衝装置は上下方向の角折れの外に、風荷重による水平方向の角折れに対しても変形できるように設計する必要があり、かつ、この区間に軌道および路面の伸縮継目を設ける必要があるため、緩衝装置の構造はかなり複雑なものとなる。この問題点を解消するため、この部分の補剛桁を連続にした、いわゆる3スパン連続吊橋

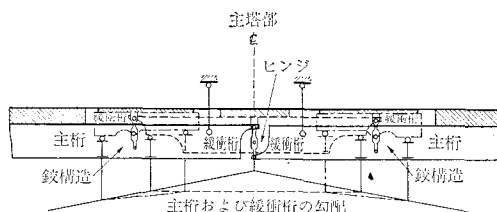
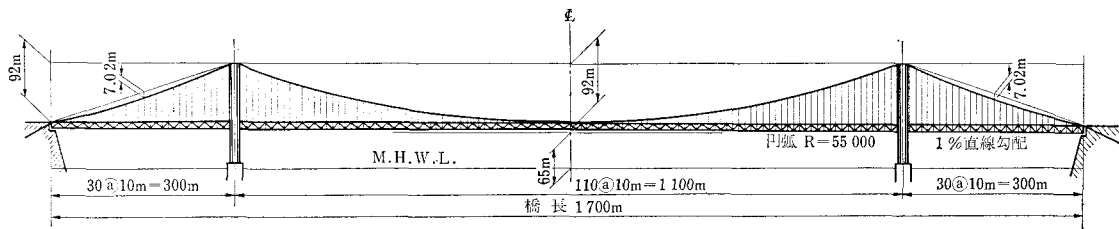
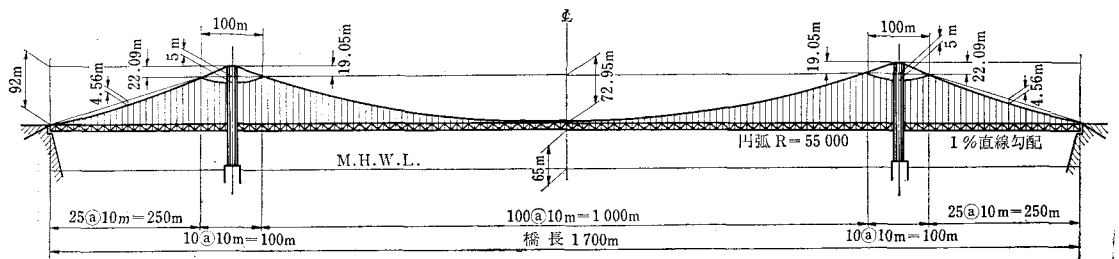


図-1 主塔部の緩衝装置案

が提案されているが、この場合には主塔部付近の補剛桁に過大な負の曲げモーメントが作用し、局部的に高張力鋼の厚板を使用する必要があるなどの設計上の問題点が生じている。また主塔部付近の補剛桁のたわみの変化もかなり大きく、したがって走行路面の平滑性については大幅の改善を期待することができない。ここに提案する副ケーブル式連続吊橋は、図-2 (b) に示すように主塔部付近の主ケーブルより副ケーブルを分岐して張り、この主ケーブルと副ケーブルとで補剛桁を吊り下げて、かつ主塔部の補剛桁の支点を除去して、主塔部付近の補剛桁を弾性的に支持する構造にしたもので、連続吊橋の支



(a) 連続吊橋



(b) 副ケーブル式連続吊橋

図-2 スパン  $300+1100+300$  の道路鉄道併用吊橋の一般図

\* 正会員 工博 東京大学助教授 工学部土木工学科

点反力に相当するものが副ケーブルの区間の吊材に分散されるようになっている。これによって、連続吊橋の中間支点付近の負の曲げモーメントを著しく軽減することができるのと同時に、補剛桁の主塔部付近の変形をゆるやかにし、走行路面の平滑性を向上することができる。したがって、副ケーブル式連続吊橋とすることにより、吊橋上の列車および自動車の走行安定性を高めることができるものと考えている。

副ケーブル式連続吊橋は多スパンの構造または非対称スパンの構造にも適用することができるが、問題を単純化してその一般的性質を見るため、ここでは適用範囲が広いと思われる対称な3スパンの吊橋に問題を限定する。すなわち、以下対称な3スパンの副ケーブル式連続吊橋についての理論解析方法と模型実験結果とについて述べ、さらに現在本州四国連絡橋において提案されているスパン300+1100+300mの連続吊橋とこれを副ケーブル式連続吊橋とした場合とについて比較し、その結果について考察することにする。

2. 記号

A, I 点をケーブル定着点, C, G 点を主塔の頂点, B, D, F, H 点を主ケーブルと副ケーブルの交点, E 点を主ケーブルの中央点とし, 区間 AB, BD, DF, FH, HI を区間 1, 2, 3, 4, 5 と呼び, 吊材と補剛桁との交点を格点と呼ぶことにする。

- $l_i$ : 区間  $i$  のスパンで,  $l_4=l_2, l_5=l_1$  とする
- $l_{21}$ : 区間 BC, GH のスパン
- $l_{22}$ : 区間 CD, FG のスパン
- $f_i$ : 区間  $i$  での, 主ケーブルまたは副ケーブルのサグで,  $f_4=f_2, f_5=f_1$  とする
- $h_0$ : 点 A, I から基線までの距離
- $h_1$ : 点 C, G から基線までの距離
- $h_2$ : 点 D, F から基線までの距離
- $h_3$ : 点 B, H から基線までの距離
- $h_4$ : 点 E から基線までの距離
- $h_j$ : 格点  $j$  での吊材の長さ
- $\lambda$ : 吊材間隔
- $\alpha_1$ : 斜ケーブル BC, GH と水平線との角
- $\beta_1$ : 主ケーブル AB の B 点における接線および主ケーブル HI の H 点における接線と水平線との角
- $\tau_1$ : 副ケーブル BD の B 点における接線および副ケーブル FH の H 点における接線と水平線との角
- $\alpha_2$ : 斜ケーブル CD, FG と水平線との角
- $\beta_2$ : 主ケーブル DF の D 点および F 点にお

- る接線と水平線との角
- $\tau_2$ : 副ケーブル BD の D 点における接線および副ケーブル FH の F 点における接線と水平線との角
- $x$ : 左端よりの水平距離
- $x_i$ : 区間  $i$  での左端よりの水平距離
- $y$ : 座標  $x$  の位置での, ケーブルの区間両端を結んだ線からの縦距
- $y_i$ : 区間  $i$  での, ケーブルの区間両端を結んだ線からの縦距
- $y_j$ : 格点  $j$  での, ケーブルの区間両端を結んだ線からの縦距
- $s_i$ : 区間  $i$  での, 左端よりのケーブルに沿って測った距離
- $E_s$ : 補剛桁の弾性係数
- $E_c$ : ケーブルの弾性係数
- $E_n$ : 吊材の弾性係数
- $r$ : ケーブルの線膨張係数
- $A_c$ : 主ケーブルおよび副ケーブルの断面積
- $A_{c1}$ : 主ケーブルの断面積
- $A_{c2}$ : 副ケーブルの断面積
- $A_{c'}$ : 斜ケーブルの断面積
- $A_n$ : 吊材の断面積
- $I_s$ : 補剛桁の断面二次モーメント
- $I_j$ : 格点  $j$  での補剛桁の断面二次モーメント
- $w$ : 等分布死荷重
- $w_i$ : 区間  $i$  での等分布死荷重
- $P(x)$ : 距離  $x$  の位置に作用する集中荷重
- $P_j$ : 格点  $j$  に作用する集中荷重
- $\Delta t$ : 温度変化
- $H_w$ : 死荷重によるケーブルの水平張力
- $H_{wi}$ : 区間  $i$  での, 死荷重による主ケーブルおよび副ケーブルの水平張力
- $H$ : 活荷重 (温度変化を含む) による主ケーブルおよび副ケーブルの水平張力
- $H_i$ : 区間  $i$  での, 活荷重による主ケーブルおよ

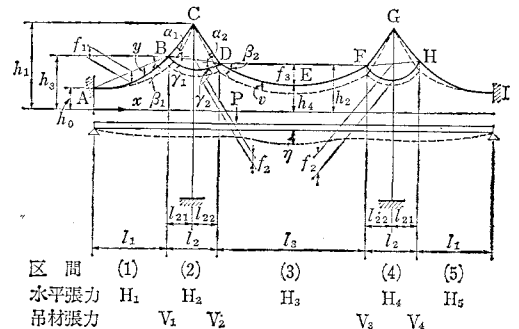


図-3 記号図

び副ケーブルの水平張力

$V_i$ : 区間  $i$  の右端での、活荷重による吊材張力

$W$ : 全スパン ( $l_1+l_2+l_3+l_2+l_1$ ) をスパンとして求めた活荷重による単純ばりモーメント

$W_i$ : 区間  $i$  での、全スパンをスパンとして求めた活荷重による単純ばりモーメント

$M$ : 活荷重による補剛桁の曲げモーメント

$M_i$ : 区間  $i$  での、活荷重による補剛桁の曲げモーメント

$M_j$ : 格点  $j$  での、活荷重による補剛桁の曲げモーメント

$M_{i0}$ :  $V_1, V_2, V_3, V_4$  による、全スパンをスパンとして求めた単純ばりモーメントの区間  $i$  の右端における値

$S_j$ : 格点  $j$  での吊材の張力

$\eta$ : 活荷重による補剛桁のたわみ

$\eta_i$ : 区間  $i$  での、活荷重による補剛桁のたわみ

$\eta_j$ : 格点  $j$  での、活荷重による補剛桁のたわみ

$\eta_{i0}$ : 区間  $i$  の右端での、活荷重による補剛桁のたわみ

$\theta_{i0}$ : 区間  $i$  の右端での、活荷重による補剛桁のたわみ角

$v_j$ : 格点  $j$  での、活荷重によるケーブルのたわみ

$\delta_i$ : 区間  $i$  での、活荷重によるケーブルの水平方向の伸び

### 3. 死荷重によるケーブル形状

死荷重によるケーブルのつり合いより、ケーブル張力について次式が成立する。

$$H_{w1} = H_{w3} = \frac{w_1 \cdot l_1^2}{8 \cdot f_1} \dots\dots\dots(1)$$

$$H_{w2} = H_{w4} = \frac{w_2 \cdot l_2^2}{8 \cdot f_2} \dots\dots\dots(2)$$

$$H_{w3} = \frac{w_3 \cdot l_3^2}{8 \cdot f_3} \dots\dots\dots(3)$$

ケーブル張力の水平成分のつり合いより

$$H_{w1} = H_{w3} \dots\dots\dots(4)$$

式 (1), (3), (4) より

$$\frac{w_1 l_1^2}{f_1} = \frac{w_3 l_3^2}{f_3} = \frac{w_3 l_3^2}{h_2 - h_4} \dots\dots\dots(5)$$

B, H 点における交角の正接は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \tan \alpha_1 &= \frac{h_1 - h_3}{l_{21}} \\ \tan \beta_1 &= \frac{4f_1}{l_1} + \frac{h_3 - h_0}{l_1} \\ \tan \gamma_1 &= \frac{4f_2}{l_2} + \frac{h_3 - h_2}{l_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

分岐点でのつり合い条件より

$$H_{w1} \tan \beta_1 + H_{w2} \tan \gamma_1 = (H_{w1} - H_{w2}) \tan \alpha_1 \dots\dots\dots(7)$$

この関係式に式 (1)~(6) を代入して

$$\begin{aligned} &\frac{w_1 l_1}{2} + \frac{w_2 l_2}{2} + \frac{w_1 l_1}{8 f_1} (h_3 - h_0) + \frac{w_2 l_2}{8 f_2} (h_3 - h_2) \\ &= \left( \frac{w_1 l_1^2}{8 f_1} - \frac{w_2 l_2^2}{8 f_2} \right) \frac{h_1 - h_3}{l_{21}} \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

同様に D, F 点における交角について

$$\left. \begin{aligned} \tan \alpha_2 &= \frac{h_1 - h_2}{l_{22}} \\ \tan \beta_2 &= \frac{4f_3}{l_3} \\ \tan \gamma_2 &= \frac{4f_2}{l_2} - \frac{h_3 - h_2}{l_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

分岐点でのつり合い条件より

$$H_{w3} \tan \beta_2 + H_{w2} \tan \gamma_2 = (H_{w3} - H_{w2}) \tan \alpha_2 \dots\dots\dots(10)$$

これらの関係式より

$$\begin{aligned} &\frac{w_2 l_2}{2} + \frac{w_3 l_3}{2} - \frac{w_2 l_2}{8 f_2} (h_3 - h_2) \\ &= \left( \frac{w_3 l_3^2}{8 f_3} - \frac{w_2 l_2^2}{8 f_2} \right) \frac{h_1 - h_2}{l_{22}} \dots\dots\dots(11) \end{aligned}$$

式 (8), (11) より、ケーブル形状を決定する二つの式を得る。この中から、二つの未知量を残して他を定めれば、ケーブル形状は決定される。死荷重  $w_i$  を一定とし、かつ  $h_0 = h_4 = 0$  とし、 $h_1$  を既知量とすれば、式 (5), (8), (11) より

$$\begin{aligned} h_3/h_2 = \kappa &= \frac{4\{(l_3 l_{22} - l_1 l_{21}) + l_2(l_{22} - l_{21})\} + l_3^2 \cdot l_1}{l_3^2(l_{21} + l_1)} \cdot l_1 \\ l_2(\kappa l_{22} + l_{21})h_2^2 - \{4(l_2 + l_3)f_2 l_{22} + l_3^2 f_2 + h_1 l_2^2\}h_2 \\ + l_3^2 f_2 h_1 &= 0 \dots\dots\dots(12) \end{aligned}$$

を得る。吊橋のスパンと主塔高さなどが与えられた場合、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点の高さは式 (12) より求められる。

### 4. 理 論

副ケーブル式連続吊橋の理論としては、一般の吊橋と同様に弾性理論とたわみ度理論とがある。短スパンの吊橋、ランガー形式のアーチ橋に対しては弾性理論によって解析することができるが、長大スパンの吊橋に対しては、ケーブルの変形を考慮して導いたたわみ度理論によって解析することが必要である。

#### (1) 弾性理論

水平方向のつり合い条件より、主ケーブルの水平張力について次式が成立する。

$$H_1 = H_3 = H_5 \dots\dots\dots(13)$$

よって、主ケーブルおよび副ケーブルの水平張力、 $H_1, H_2, H_4$  を不静定量にとれば、従来の吊橋の理論と同様に、その弾性理論を導くことができる。この場合、副ケーブル式連続吊橋では、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点の垂直吊材に、活荷重載荷に伴って張力が生ず

る。この吊材張力  $V$  を主ケーブルと副ケーブルとの分岐点での力のつり合い条件より求めると、次のようになる。

$$V = T \cdot H \dots \dots \dots (14)$$

ここに、

$$V = \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \end{bmatrix} \quad T = \begin{bmatrix} \tan \alpha_1 - \tan \beta_1 & -(\tan \alpha_1 + \tan r_1) \\ \tan \alpha_2 - \tan \beta_2 & -(\tan \alpha_2 + \tan r_2) \\ \tan \alpha_2 - \tan \beta_2 & 0 \\ \tan \alpha_1 - \tan \beta_1 & 0 \end{bmatrix} \quad H = \begin{bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_4 \end{bmatrix}$$

一方、主ケーブルおよび副ケーブルの水平張力によって、補剛桁に上向き分布荷重が作用するが、この値は区間  $i$  では  $\frac{8H_i f_i}{l_i^2}$  である。これらの関係を整理して補

剛桁に作用する曲げモーメントを表わすと、次のようになる。

$$M = \mathfrak{M} + X \cdot M_0 - Y \cdot H - XFH \dots \dots \dots (15)$$

ここに、

$$M = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} \quad \mathfrak{M} = \begin{bmatrix} \mathfrak{M}_1 \\ \mathfrak{M}_2 \\ \mathfrak{M}_3 \\ \mathfrak{M}_4 \\ \mathfrak{M}_5 \end{bmatrix} \quad M_0 = \begin{bmatrix} M_{10} \\ M_{20} \\ M_{30} \\ M_{40} \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} x_1/l_1 & 0 & 0 & 0 \\ 1-x_2/l_2 & x_2/l_2 & 0 & 0 \\ 0 & 1-x_3/l_3 & x_3/l_3 & 0 \\ 0 & 0 & 1-x_4/l_4 & x_4/l_4 \\ 0 & 0 & 0 & 1-x_5/l_5 \end{bmatrix}$$

$$Y = \begin{bmatrix} y_1 & 0 & 0 \\ 0 & y_2 & 0 \\ y_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & y_4 \\ y_5 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad F = \begin{bmatrix} 4\left(f_1 + f_3 \frac{l_1}{l_3}\right) & 4f_2 \frac{l_1}{l_2} \frac{L_2 + L_3}{L_1} & 4f_2 \frac{l_1}{l_2} \frac{L_4 + l_1}{L_1} \\ 4\left(f_1 + f_3 \frac{L_4}{l_3}\right) & 4f_2 \frac{L_3}{l_2} \frac{L_4 + l_1}{L_1} & 4f_2 \frac{L_4}{l_2} \frac{L_4 + l_1}{L_1} \\ 4\left(f_1 + f_3 \frac{L_4}{l_3}\right) & 4f_2 \frac{L_4}{l_2} \frac{L_4 + l_1}{L_1} & 4f_2 \frac{L_3}{l_2} \frac{L_4 + l_1}{L_1} \\ 4\left(f_1 + f_3 \frac{l_1}{l_3}\right) & 4f_2 \frac{l_1}{l_2} \frac{L_4 + l_1}{L_1} & 4f_2 \frac{l_1}{l_2} \frac{L_2 + L_3}{L_1} \end{bmatrix}$$

$$L_1 = 2l_1 + 2l_2 + l_3, \quad L_2 = l_1 + 2l_2 + l_3, \quad L_3 = l_1 + l_2 + l_3, \quad L_4 = l_1 + l_2$$

で、 $M_0$  は吊材張力  $V$  による曲げモーメントである。さらに、

$$L = \frac{-1}{L_1} \begin{bmatrix} l_1 L_2 & l_1 L_3 & l_1 L_4 & l_1^2 \\ l_1 L_3 & L_3 L_4 & L_4^2 & l_1 L_4 \\ l_1 L_4 & L_4^2 & L_3 L_4 & l_1 L_3 \\ l_1^2 & l_1 L_4 & l_1 L_3 & l_1 L_2 \end{bmatrix}$$

とおくと

$$M_0 = LTH \dots \dots \dots (16)$$

と表わされるから、曲げモーメント  $M$  は  $H$  の関数となる。すなわち、

$$M = \mathfrak{M} - (Y \cdot H + XFH) + XLTH = \mathfrak{M} + \gamma \cdot H \dots \dots \dots (17)$$

この吊橋に活荷重が載荷したときの補剛桁とケーブルの弾性仕事  $W$  は、次式で与えられる。

$$W = \frac{1}{2 E_s I_s} \sum_{i=1}^5 \int_0^{l_i} M_i^2 dx_i + \frac{1}{2 E_c A_{c1}} \cdot \left\{ 2 \int_0^{l_1} H_1^2 \left( \frac{ds_1}{dx_1} \right)^3 dx_1 + \int_0^{l_3} H_1^2 \left( \frac{ds_3}{dx_3} \right)^3 dx_3 \right\} + \frac{1}{2 E_c A_{c2}} \left\{ \int_0^{l_2} H_2^2 \left( \frac{ds_2}{dx_2} \right)^3 dx_2 + \int_0^{l_4} H_4^2 \left( \frac{ds_4}{dx_4} \right)^3 dx_4 \right\} + \frac{1}{2 E_c A_{c'}} \cdot (l_{21} \sec^3 \alpha_1 + l_{22} \sec^3 \alpha_2) \{ (H_1 - H_2)^2$$

$$+ (H_1 - H_4)^2 \} \dots \dots \dots (18)$$

この  $W$  について

$$\frac{\partial W}{\partial H_1} = \frac{\partial W}{\partial H_2} = \frac{\partial W}{\partial H_4} = 0 \dots \dots \dots (19)$$

とおいて、 $H_1, H_2, H_4$  についての連立方程式をとけば副ケーブル式連続吊橋のケーブルの水平張力が求められる。この結果は次のようになる。

$$K \cdot H + K_0 = 0 \dots \dots \dots (20)$$

ここに、

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad K_0 = \begin{bmatrix} K_{10} \\ K_{20} \\ K_{30} \end{bmatrix}$$

$$K_{ij} = \frac{1}{E_s I_s} K_{ij}' + \frac{1}{E_c A_c} K_{ij}'' + \frac{1}{E_c A_c'} K_{ij}'''$$

$$K_{ij}' = \sum_{n=1}^5 \int_0^{l_n} r_{ni} \tilde{r}_{nj} dx_n$$

$$K_{11}'' = 2 \int_0^{l_1} \left( \frac{ds_1}{dx_1} \right)^3 dx_1 + \int_0^{l_3} \left( \frac{ds_3}{dx_3} \right)^3 dx_3$$

$$K_{22}'' = K_{33}'' = \int_0^{l_2} \left( \frac{ds_2}{dx_2} \right)^3 dx_2$$

$$K_{ij}'' = 0 \quad (i \neq j)$$

$$K_{11}''' = 2(l_{21} \sec^3 \alpha_1 + l_{22} \sec^3 \alpha_2) = 2K_{22}''' = 2K_{33}''' = -2K_{ij}''' \quad (i \neq j)$$

$$K_{i0} = \frac{1}{E_s I_s} \sum_{n=1}^5 \int_0^{l_n} \mathfrak{M}_n r_{ni} dx_n$$

(2) たわみ度理論

弾性理論はケーブルの変形を無視して応力解析を行なうものであるが、長大スパンの吊橋においてはケーブルの変形によって生ずる死荷重の影響を無視することができなくなる。特に副ケーブル式連続吊橋では、活荷重載荷の状態によっては副ケーブルに圧縮力が作用する場合も生ずるので、死荷重によって十分大きな引張力を与えておく必要があり、このため吊橋としての適用範囲は長大スパンのものに限られてくる。したがって、副ケーブル式連続吊橋の解析には、一般にケーブルの変形の影響を考慮して導いたたわみ度理論が適用される。

副ケーブル式連続吊橋についても、従来の吊橋の補剛桁の方程式が成立するものとする。すなわち、初期状態が死荷重でつり合っているケーブルより吊り下げられた補剛桁について、

$$E_s I_s \frac{d^4 \eta}{dx^4} - (H_w + H) \frac{d^2 \eta}{dx^2} = \frac{d}{dx} P(x) + H \frac{d^2 y}{dx^2} \dots\dots\dots (21)$$

の関係式を仮定する。

式(21)はたわみ度理論の基本式で、ケーブルと補剛桁のたわみは等しく、吊材は連続的に膜状に分布し、かつその伸縮がないという仮定を前提としている。さらに、この方程式を線形化して解くため、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点間の  $H_w + H$  の値を近似的に一定とする。すなわち、この吊橋の補剛桁を4つのケーブル分岐点で分割して5つの区間に分け、その区間で断面剛性  $E_s I_s$  と水平張力  $H_w + H$  とを一定と仮定すれば、式(21)の左辺の係数は  $x$  に対して独立となり、線形化された形のものになる。

次章以下の理論計算値は、上述のたわみ度理論に対して、 $\eta$  を直接に解く方法と、補剛桁を吊材によって支持された連続ばりとして、差分法によって解く方法とによって求めたが、後者においては吊材の伸びの影響を考慮して解析できる利点があり、副ケーブル式連続吊橋のように吊材、特に主ケーブルと副ケーブルとの分岐点の吊材の伸びが大きく影響する構造では、適合度の高い解法であると考えている。

この差分法による解法は、吊材間のケーブルは直線とし、吊材は水平方向の分力を負担しないものとして、補剛桁の変形のつり合い条件から求めたものである。すなわち、

(i) 桁の平衡条件より

$$\frac{1}{I_j} M_{j-1} + 2 \left( \frac{1}{I_j} + \frac{1}{I_{j+1}} \right) M_j + \frac{1}{I_{j+1}} M_{j+1}$$

$$= -\frac{6 E_s}{\lambda^2} (\eta_{j-1} - 2 \eta_j + \eta_{j+1}) \dots\dots\dots (22)$$

(ii) 格点のつり合い条件より

$$S_j = \frac{1}{\lambda} (M_{j-1} - 2 M_j + M_{j+1}) + P_j \dots\dots\dots (23)$$

(iii) ケーブルの平衡条件より

$$S_j = -\frac{H}{\lambda} (y_{j-1} - 2 y_j + y_{j+1}) - \frac{H_w + H}{\lambda} (v_{j-1} - 2 v_j + v_{j+1}) \dots\dots\dots (24)$$

(iv) 吊材の平衡条件より

$$\eta_j - v_j = \frac{S_j h_j}{A_n E_n} + h_j \gamma \Delta t \dots\dots\dots (25)$$

この式(22)~(24)を整理して、微分方程式の形にすると式(21)の左辺の第2項の  $\eta$  を  $v$  で置換えた式を得る。したがって、式(25)によって、補剛桁の方程式に吊材の伸びの影響が導入されたことになる。

次にケーブル方程式を導くため、区間  $i$  のケーブルの水平方向の伸び  $\delta_i$  を求める。これは、区間  $i$  のケーブルの微小部分の変形を積分して、次のように表わされる。

$$\delta_i = \frac{H_i}{E_c A_c} \int_0^{l_i} \left( \frac{ds_i}{dx_i} \right)^2 dx_i - \left\{ \frac{dy_i}{dx} \eta_i \right\}_0^{l_i} + \frac{d^2 y_i}{dx_i^2} \int_0^{l_i} \eta_i dx_i + \gamma \Delta t \int_0^{l_i} \left( \frac{ds_i}{dx_i} \right)^2 dx_i \dots\dots\dots (26)$$

ケーブル方程式は次の3つの条件より導かれる。

(i) 主ケーブルと副ケーブルとで構成されるケーブル系の水平方向の伸びは0である。

(ii) 区間2と区間4において、副ケーブルと斜ケーブルの水平方向の伸びは等しい。

すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^5 \delta_i &= 0 \\ \delta_2 &= \frac{(l_{21} \sec^3 \alpha_1 + l_{22} \sec^3 \alpha_2)}{E_c A_c'} (H_1 - H_2) - \tan \alpha_1 \cdot \eta_{10} - \tan \alpha_2 \cdot \eta_{20} \\ \delta_4 &= \frac{(l_{21} \sec^3 \alpha_1 + l_{22} \sec^3 \alpha_2)}{E_c A_c'} (H_1 - H_4) - \tan \alpha_2 \cdot \eta_{30} - \tan \alpha_1 \cdot \eta_{40} \end{aligned} \right\} \dots\dots (27)$$

式(21)の補剛桁の方程式と式(27)のケーブル方程式とを連立方程式とし、これを解いて  $\delta, H_1, H_2, H_4$  を求めれば、副ケーブル式連続吊橋のたわみ度理論による解が求められることになるが、弾性理論で示したように、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点には活荷重による吊材張力  $V$  が生ずるので、補剛桁の方程式には  $V$  の影響を考慮して解くことが必要である。この  $V$  は弾性理論で導いた式(14)と異なり、死荷重によるケーブルの水平張力の影響が入ってくる。すなわち、分岐点での死荷重載荷時および死活荷重載荷時のつり合い条件より

吊材張力  $V$  を求めると、次のようになる。

$$V = T \cdot H + D \cdot H_w \dots \dots \dots (28)$$

ここに、

$$D = \begin{bmatrix} \sec^2 \alpha_1 \frac{\eta_{10}}{l_{21}} + \theta_{10} \\ \sec^2 \alpha_2 \frac{\eta_{20}}{l_{22}} - \theta_{20} \\ \sec^2 \alpha_2 \frac{\eta_{30}}{l_{22}} + \theta_{30} \\ \sec^2 \alpha_1 \frac{\eta_{40}}{l_{21}} - \theta_{40} \end{bmatrix} \quad H_w = [H_{w1} - H_{w2}]$$

式 (26), (27), (28) は補剛桁のたわみ  $\eta$  で示してあるが、吊材の伸びを考慮して解析する場合には、 $\eta$  の代りにケーブルのたわみ  $v$  を用い、 $\theta$  はケーブルのたわみ

表一 模型吊橋の諸元と実橋との比較 (1 ケーブル当たり)  
( $n=30, m=3.14$ )

諸 元	模 型	相 似 率	実 橋
ス パ ン	12+24+12 cm	$\frac{1}{n}$	360+720+360 m
中央スパンの縦距	2.30 cm	$\frac{1}{n}$	69 m
補剛桁の断面二次モーメント	28.55 cm <sup>4</sup>	$\frac{1}{n^4m}$	0.726 m <sup>4</sup>
補剛桁の断面積	1.136 cm <sup>2</sup>	$\frac{1}{n^2m}$	0.32 m <sup>2</sup>
ケーブルの断面積	0.96 cm <sup>2</sup>	$\frac{1}{n^2m}$	0.27 m <sup>2</sup>
主塔の断面二次モーメント	57.1 cm <sup>4</sup>	$\frac{1}{n^4m}$	1.452 m <sup>4</sup>
格点当たりの重吊橋の死荷重	20.15 kg	$\frac{1}{n^2m}$	56.9 t
格点当たりの重付加死荷重	22.57 kg	$\frac{1}{n^2m}$	63.8 t
全格点死荷重	42.72 kg	$\frac{1}{n^2m}$	120.7 t
格点活荷重	19.68 kg	$\frac{1}{n^2m}$	55.6 t
格 点 数	68	—	68
格 点 間 隔	69 cm	$\frac{1}{n}$	20.7 m
死荷重による主ケーブルの水平張力	約 2 000 kg	$\frac{1}{n^2m}$	約 5 700 t

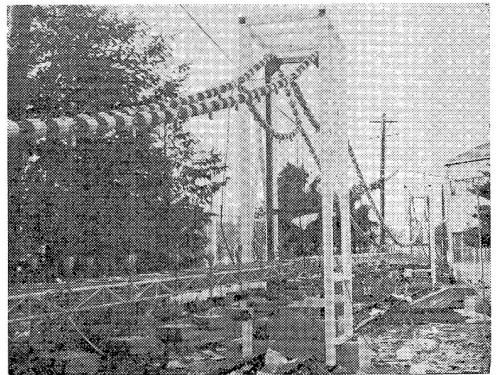
角を用いる。

### 5. 模型実験

前章において示した副ケーブル式連続吊橋の理論を検討するため、全長 48 m の模型吊橋を用いて静荷重載荷実験および振動実験を行なった。以下、実験の内容とその結果の概要について述べる。

#### (1) 実験の内容

実験に用いた模型吊橋は 図一4、写真一1 に示すよう

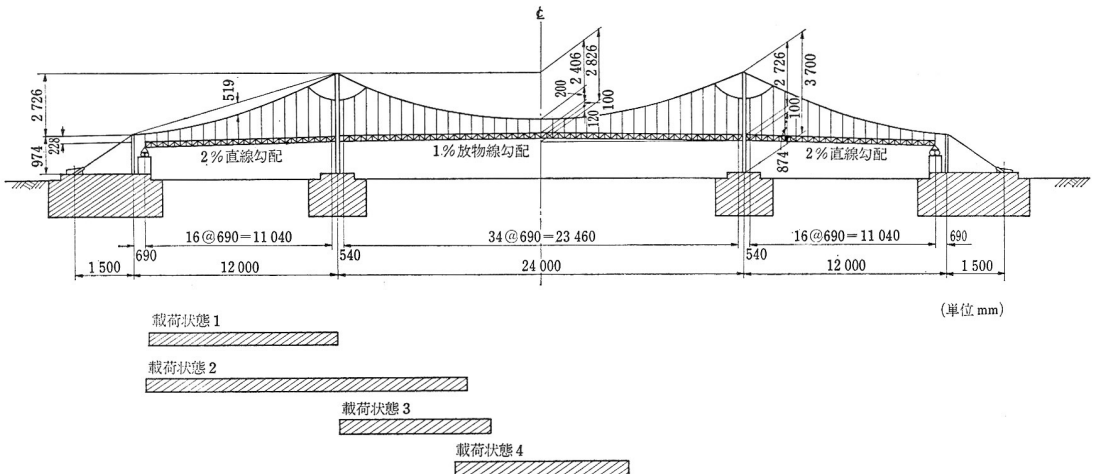


写真一1 模型吊橋

表二 実験の組合せ

形 式	載荷状態 1		載荷状態 2		載荷状態 3		載荷状態 4	
	ひずみ	たわみ	ひずみ	たわみ	ひずみ	たわみ	ひずみ	たわみ
1	P	P	P	P	P	P	P	P
2	P	P	P	P	P	P	P	—
3	P	P	P	P	P	P	P/2	P/2
4	P	P	P	P	P	P	P	P
5	P/2	P/2	P/2	P/2	P/2	P/2	P/2	P/2

$$P = 9.84 \times 2$$

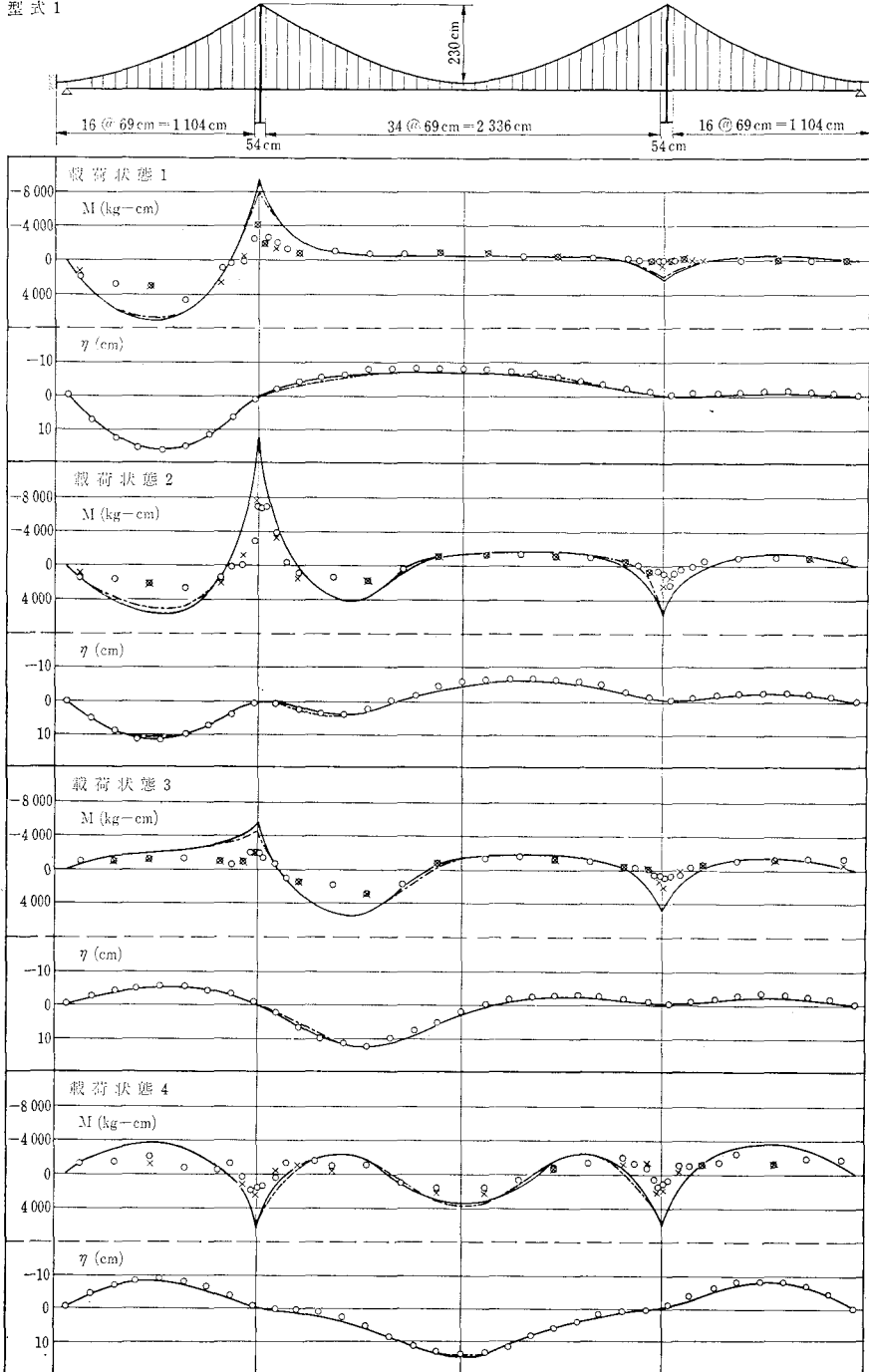


図一4 模型吊橋一般図および載荷状態

なスパン 12+24+12 m の連続吊橋で、中央スパン 720 m の 3 スパン吊橋を縮尺率 ( $n$ ) を 30, スライスイングファクター ( $m$ ) を 3.14 として製作したのである。しかし、この模型の製作に当たって若干の修正を行なったため、当初に想定した実橋と異なった模型となった。表

—1 は模型より逆算した実橋の推定値を示してある。この補剛桁は断面  $19 \times 12 \times 1.5$  mm の [ 型鋼を用いて構成されたトラス高 10 cm の等断面のワーレントラスである。この模型吊橋について、連続吊橋とした場合と、図

型式 1



図—5 形式 1 の吊橋およびその実験結果

—6 に示すように主塔部付近に副ケーブルを挿入して、この部分の補剛桁を副ケーブルより吊り下げて副ケーブル式連続吊橋とした場合とについて、荷重を静的に載荷し、補剛桁の曲げひずみとたわみとを測定した。曲げひずみは補剛桁の上弦材、下弦材にはったワイヤストレインゲージのよみから求めた。連続吊橋とした場合を形式 1 とし、副ケーブル式連続吊橋とした場合は副ケーブルの形状によって、図—6~図—9 に示すように形式 2, 形式 3, 形式 4, 形式 5 と分類した。この場合、形式 2 では主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材を結合したが、形式 3, 形式 4, 形式 5 では分岐点からずらして結合した。これらの吊橋はまずおのおの吊材に付加荷重に相当する荷重 (22.57 kg) を載荷して、主ケーブルおよび副ケーブルの形状を定め、その後で補剛桁を吊材に吊り下げて結合し、補剛桁が死荷重によって無応力状態になるように組立てた。実験は活荷重に相当する重量 (19.68 kg) を各吊材の格点に載荷して行なったが、その載荷

位置は図-4に示すように、側スパン全長、側スパンと中央スパンのうち主塔部側の約1/3の部分の全長、中央スパンのうち主塔部側の約1/3の部分の全長、中央スパンの中央部約1/2の部分の全長、の4つの状態に定め、このおのおのの荷重状態をそれぞれ荷重状態1、荷重状態

2、荷重状態3、荷重状態4とした。ただし、実験によっては、荷重載荷によって主塔部の支点金具と補剛桁とが接触し、吊材にゆるみが生じたので、これをさけるために、1/2の荷重載荷によって実験を行なった。表-2は実験の組合せを示したものである。

型式2

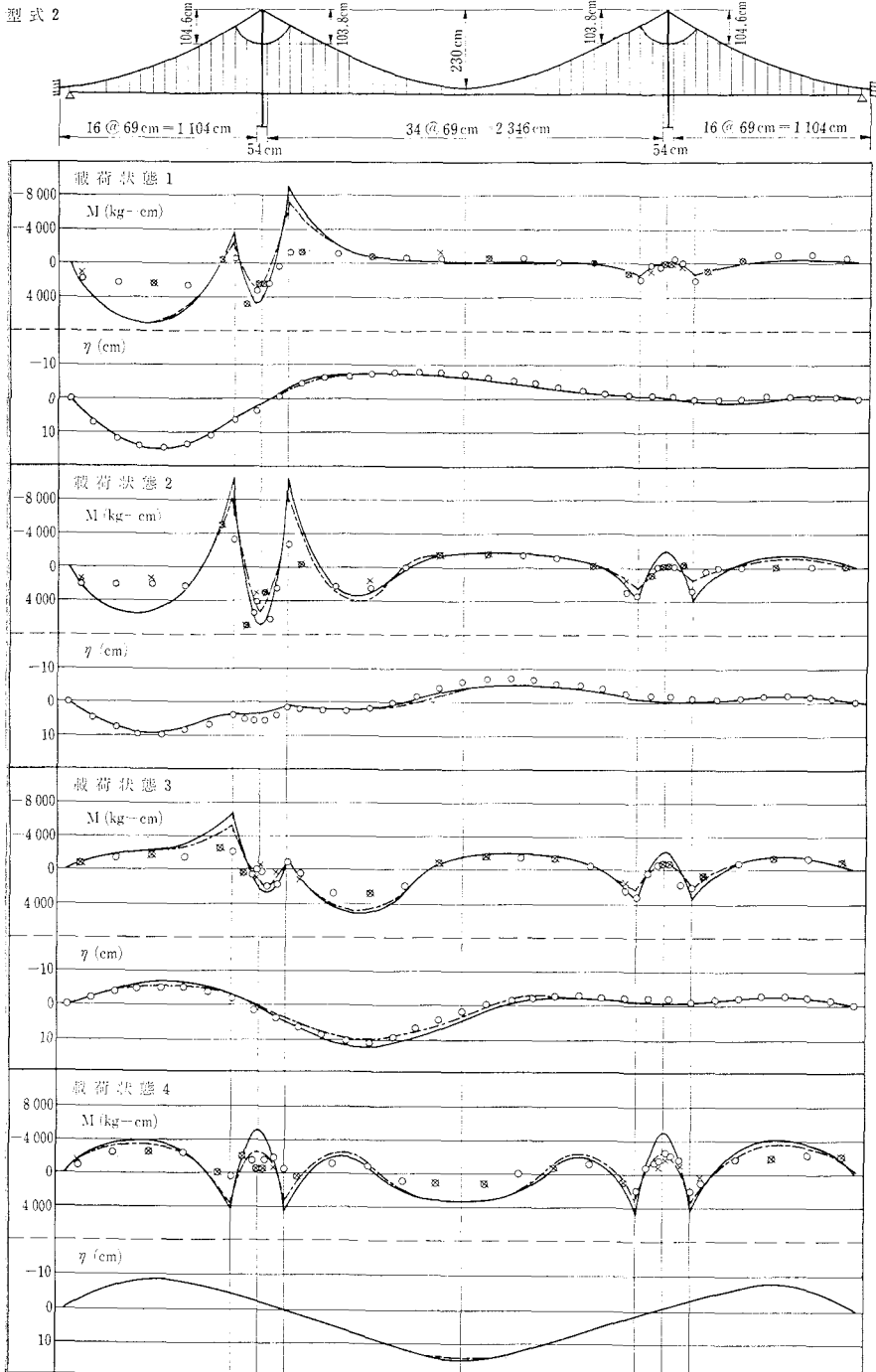


図-6 形式2の吊橋およびその実験結果

静的な荷重実験の後で、形式1、形式2、形式3については、無荷重の状態および荷重状態3の状態から吊り下げた荷重(9.84 kg)を切断し、吊橋を振動させ、図-10~図-12に示す6カ所(A~F)の位置の動的なたわみを測定した。切断した荷重の位置も図-10~図-12に示す6カ所(A~F)である。動的なたわみの測定は、測定点から錘をつけたワイヤを吊り下げ、そのさき他端を固定した長さ約30 cmの燐青銅板にとりつけ、その表面のワイヤストレインゲージの値の変動をデーターレコーダーに記録して行なった。この場合のたわみの大きさの検定は、燐青銅板をたわませて、そこに貼ったワイヤストレインゲージの値をキャリブレーションすることによって行なった。

(2) 荷重実験結果

図-5~図-9は、静荷重載荷実験によるたわみと補剛桁の曲げひずみから求めた曲げモーメントの測定結果を、5つの形式のおのおのについて、4つの



載荷状態に対して示したもので、図の中の○印は補剛トラスの上弦材のひずみの測定値より、×印は下弦材のひずみの測定値より求めた曲げモーメントの計算値で、実線および点線は前章のたわみ度理論による理論値である。計算に用いた諸数値は表-1に示す値とし、弾性係

数はケーブルに対して  $1.4 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、補剛桁と吊材に対して  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  とした。補剛桁の断面二次モーメントは別に曲げ試験を行なって検定したが、ひずみ測定値から逆算した値は  $31.81 \text{ cm}^4$  で、たわみ測定値から逆算した値は  $21.48 \text{ cm}^4$  であった。したがって、理論計算はその中間的な値

( $28.55 \text{ cm}^4$ ) で行なったことになる。

静荷重載荷実験の結果と前章で示したたわみ度理論による理論値とを比較して考察すると、次のようになる。

(i) 補剛桁のたわみについては、いずれの形式においても、またどの載荷状態においても、実験値は理論値と比較的によく一致している。

(ii) 補剛桁の曲げモーメントは、トラス構造の弦材のひずみ測定値からの計算値であること、載荷荷重および支点の局部的な影響をうけやすいこと、屋外実験であるため温度、天候の影響をうけやすいこと等のため、よい精度の結果を得ることができなかったが、傾向的には実験値は理論値と一致している。また、この理論値は前述の線形化されたたわみ度理論から求めたもので、ケーブルの分岐点間の  $H_w + H$  を一定と仮定しているが、副ケーブルの区間では荷重載荷の状態によって  $H_w + H$  はかなり変動している。理論値と実験値との間で若干の差異が生じた理由

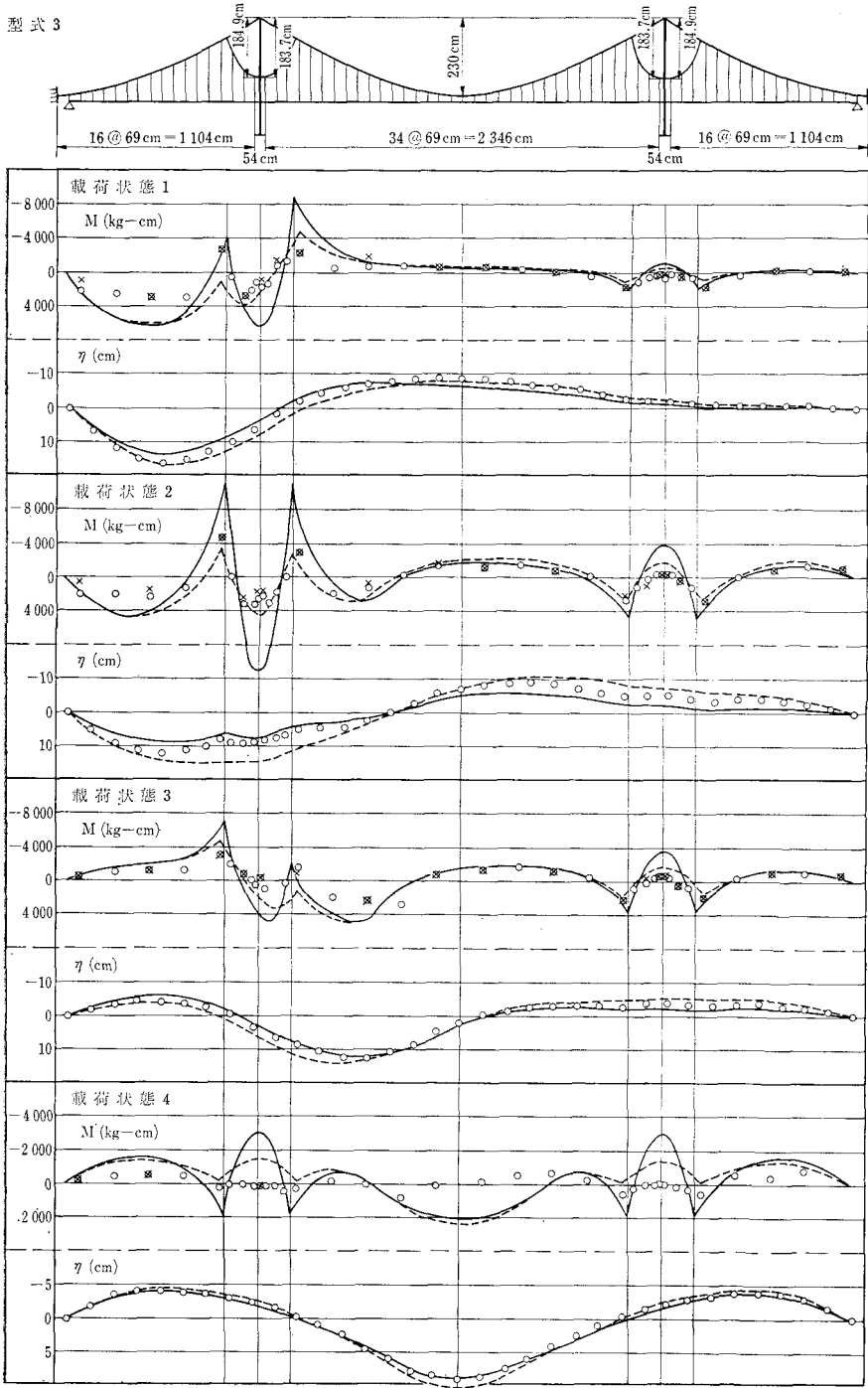


図-7 形式3の吊橋およびその実験結果

の一つは、上述のような計算上の仮定にもあると考えられる。

(iii) 形式 1, 形式 2 について考察すると、その曲げモーメントの実験値は、図-5, 図-6 の実線で示す理論値よりおおむね下回っていて、理論値は安全側の結果

を与えている。形式 1 は従来の連続吊橋であり、形式 2 は主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材を結合した副ケーブル式連続吊橋で、後者については前章で導いたたわみ度理論による解析結果である。実験結果に対して、大変形理論によっても検討を行なってみたが、それら

の結果は 図-5, 図-6 の鎖線で示すように、前述のたわみ度理論(応力法)によるものとよく一致した。大変形理論は、変形後の方向に部材の断面力を分解して力のつり合いを求め、変形および応力を解析する一般的な理論で、吊材の伸びと傾斜との影響を考慮することのできる解析方法であるが、節点数が多くなると演算や入力データの作成に時間がかかるので、設計の比較検討を数多く行なう場合には不便である。実験結果および上述の理論値の比較よりすれば、主ケーブルと副ケーブルの分岐点に吊材を結合した形式の副ケーブル式連続吊橋に対しては、前章で導いたたわみ度理論によって構造解析を行なってもよいものと考えられる。

(iv) 形式 3, 形式 4, 形式 5 の吊橋は、主ケーブルと副ケーブルの分岐点に吊材を結合しない形式のもので、これらについて、分岐点に吊材があるとしてたわみ度理論から理論値(実線)を求め、実験値と比較したが、その理論値はかなり安全側の結果になってい

型式 4

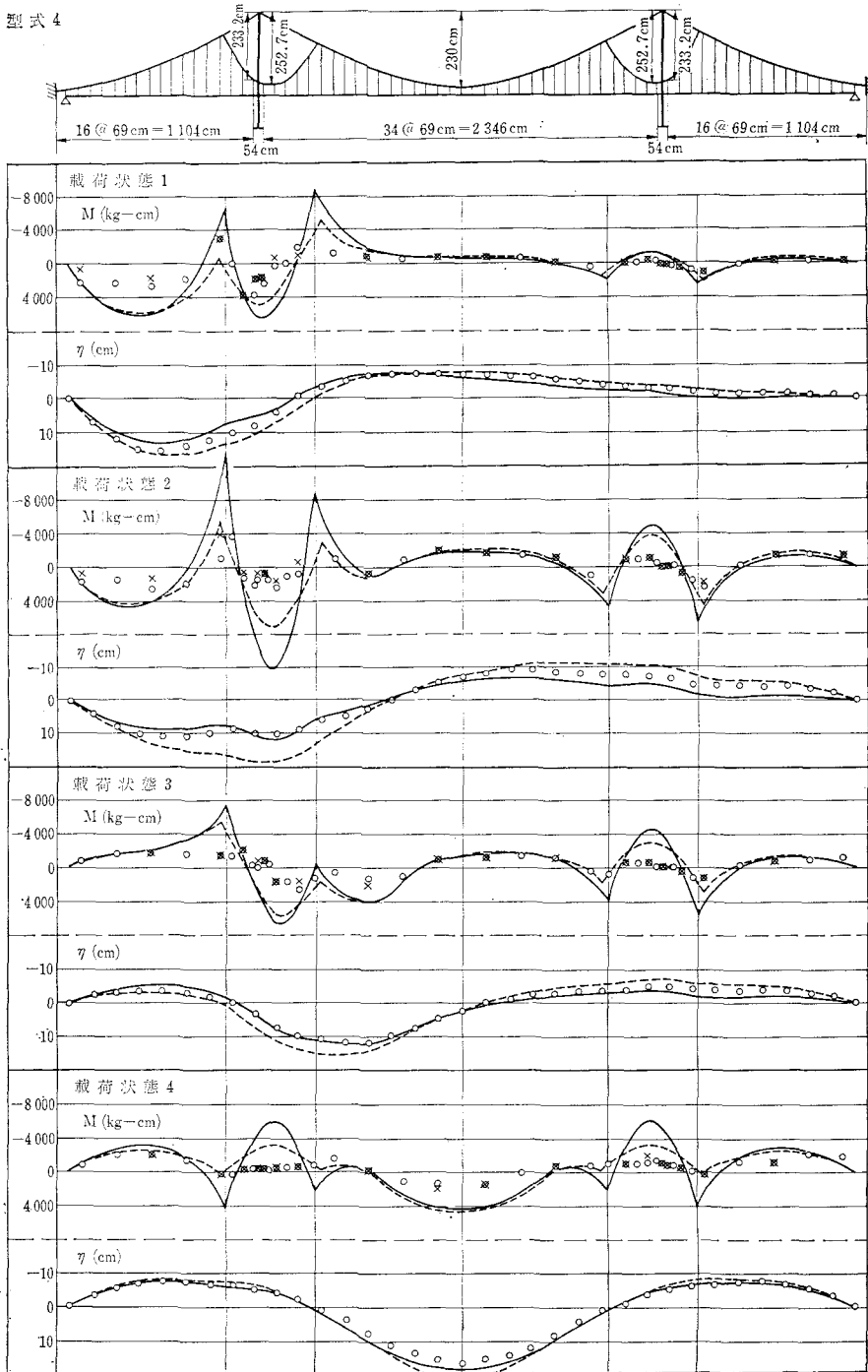


図-8 形式 4 の吊橋およびその実験結果

る。この差は、これらの模型吊橋において、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材が配置されていないことに起因するものである。分岐点に吊材がない場合についての一つの近似的な解法として、分岐点に仮想的な吊材を挿入し、その吊材断面積を他の部分の吊材断面積より十

分小さくとして、前章で示した差分法によるたわみ度理論を用いて解析を行なって見た。図-7、図-8、図-9の中の点線は、分岐点の吊材断面積を他の部分の吊材断面積の  $10^{-4}$  として計算した結果を示したものである。実験結果について見れば、荷重載荷点付近のたわみの値は

実線に近く、荷重がのらない部分のたわみの値は点線に近くなる傾向が見られ、実験値は一般にその中間にある。曲げモーメントについては、スパン中央部等では大きな差が認められないが、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点での負の曲げモーメントの値は点線では大幅に減少し、実験値に近い値になっている。大変形理論に基づく計算値によっても結果の検討を行なって見たが、曲げモーメントについての値は分岐点の吊材断面積を十分小さくした近似解法によるものと比較的良好一致した。これらのことから、分岐点に吊材がない場合には、前述のように分岐点に仮想的な細い吊材を挿入し、差分法によるたわみ度理論を用いて構造解析を行なってよいものと考えられる。たわみについての大変形理論による計算値は、図-7～図-9の実線と点線の中間にあってやや実線に近く、実験値に比較的良好一致した。

(v) 主ケーブルと副ケーブルの分岐点は、荷重載荷によって補剛桁の曲げモーメン

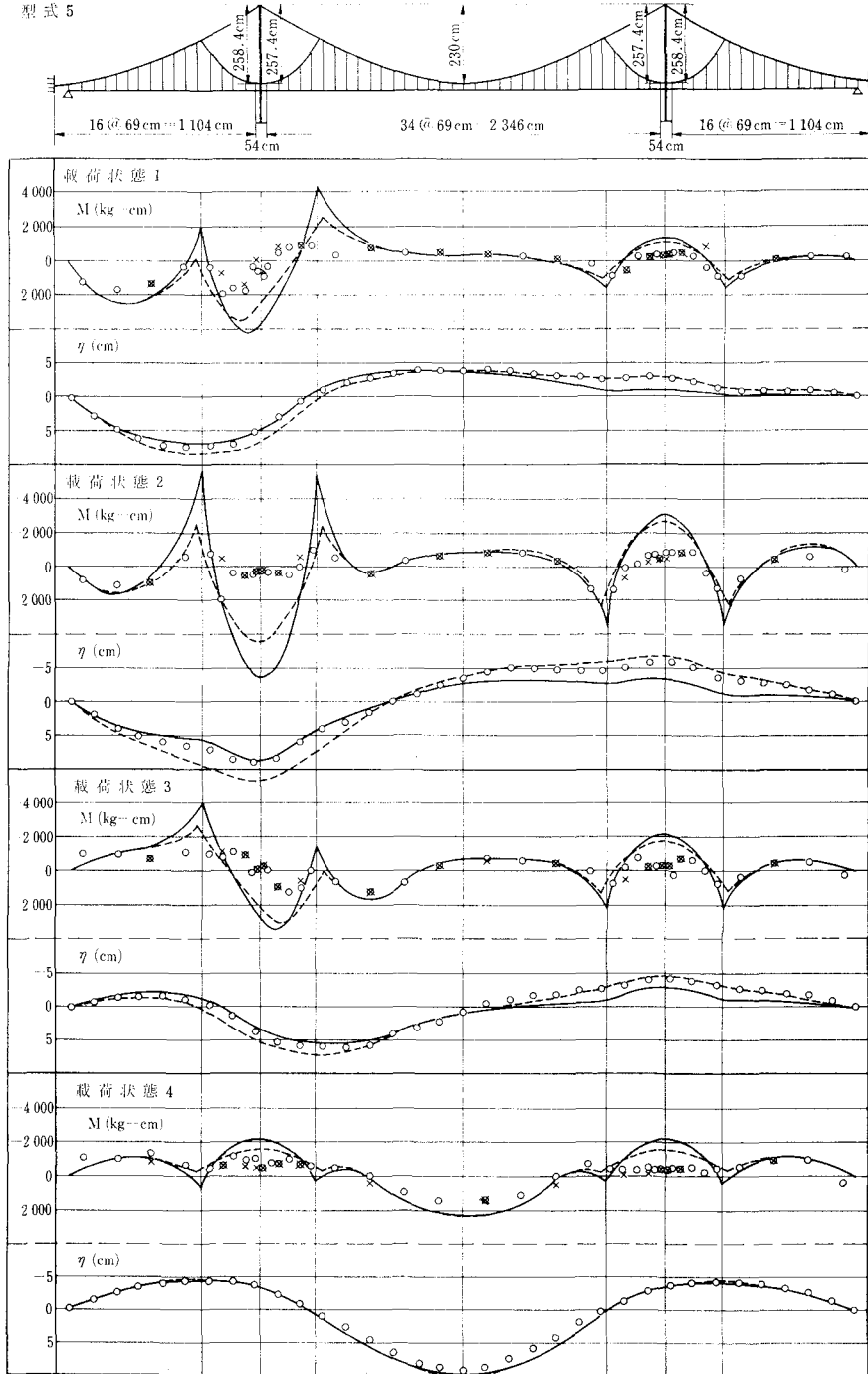


図-9 形式5の吊橋およびその実験結果

トを軽減するように変位する。

表-3 は荷重載荷による分岐点の変位量を示したもので、これが副ケーブル式連続吊橋の構造上の特徴を示すものである。

(vi) この実験では、形式3の場合の補剛桁の曲げモーメント(点線)が最大値において最も小さくなってい

るが、このことは副ケーブル式連続吊橋において、最適な副ケーブルの形状の定め方があることを示唆している。

(3) 振動実験結果

上下方向の動たわみの測定結果について波形処理を行

ない、形式1、形式2、形式3の吊橋について、無載荷の場合および載荷状態3の場合の固有振動数の値を求めた。また、動たわみの波形から対数減衰率を読みとった。

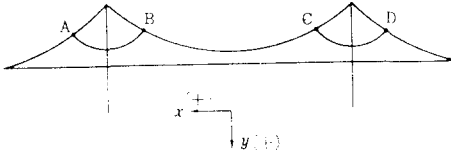
表-4 は実測によって得た各形式の固有振動数と対数減衰率を、図-10~図-12 は波形処理して求めたパワースペクトルから得たおのおのの振動モードを示したものである。表-4、図-10~図-12 について考察すると次のようになる。

(i) 上下方向の振動形状については、連続吊橋と副ケーブル式連続吊橋とで大きな差は認められない。したがって、副ケーブルのスパンが比較的短い副ケーブル式連続吊橋と従来の連続吊橋とで、その動的性状はほとんど変わらないものと考えられる。

(ii) 対数減衰率は、連続吊橋と比較して副ケーブル式連続吊橋の方が大きく、副ケーブルのスパンが長くなるにつれて、また荷重の載荷に伴って増加する。

(iii) 逆対称1次の固有振動数については、連続吊橋と副ケーブル式連続吊橋とで、無載荷の場合

表-3 主ケーブルと副ケーブルとの分岐点の変位



形式	載荷状態 x-y方向 測点	1		2		3		4	
		x	y	x	y	x	y	x	y
2	A	1.40 (1.19)	(4.74)	0.90 (0.91)	— (2.01)	0.25 (-0.20)	— (-3.12)	0.40 (-0.83)	— (-1.86)
	B	3.05 (1.88)	(-3.58)	3.20 (1.76)	— (0.25)	0.45 (0.01)	— (3.92)	-2.10 (-1.34)	— (0.94)
	C	0.50 (0.14)	(-0.42)	1.45 (0.53)	— (-0.49)	1.40 (0.70)	— (-0.17)	0.85 (-1.34)	— (0.94)
	D	0.30 (0.13)	(0.36)	0.30 (0.40)	— (0.18)	0.15 (0.48)	— (-0.26)	-0.20 (0.83)	— (-1.86)
3	A	0.45 (0.26)	8.60 (8.51)	0.20 (-0.29)	7.30 (7.34)	-2.00 (-0.43)	-1.50 (-1.54)	-1.30 (-0.10)	-3.80 (-2.05)
	B	4.00 (3.62)	-1.70 (-1.09)	5.30 (5.06)	4.70 (5.35)	1.55 (1.58)	7.20 (6.71)	-2.05 (-1.70)	-0.80 (-0.10)
	C	1.40 (1.06)	-2.80 (-2.04)	2.85 (2.32)	-3.70 (-3.62)	2.25 (1.94)	-2.30 (-2.33)	3.00 (1.07)	-0.90 (-0.10)
	D	0.10 (0.17)	-0.60 (-0.23)	0.10 (0.34)	-2.40 (-1.40)	0.05 (0.26)	-2.40 (-1.73)	0.10 (0.10)	-5.30 (-2.05)
4	A	0.70 (0.15)	8.20 (8.27)	-0.10 (-0.59)	7.20 (8.39)	-0.90 (-0.61)	-1.00 (-0.31)	0 (0.09)	-6.40 (-4.71)
	B	3.50 (3.12)	2.50 (-2.52)	5.70 (5.54)	5.90 (6.35)	2.45 (2.67)	9.70 (9.64)	-2.55 (-1.94)	0.30 (0.54)
	C	2.15 (1.51)	-3.70 (-3.24)	3.25 (3.25)	-3.20 (-5.89)	2.15 (2.48)	-3.60 (-3.52)	1.70 (1.94)	0.70 (0.54)
	D	0 (0.02)	-1.20 (-0.78)	0.05 (0.06)	-3.60 (-2.60)	0.05 (-0.02)	-3.30 (-2.70)	-0.20 (-0.09)	-5.90 (-4.71)
5	A	-0.48 (-0.62)	6.40 (6.21)	-0.73 (-0.78)	6.20 (5.85)	-0.08 (-0.11)	-0.70 (-0.83)	0.32 (0.28)	-3.90 (-3.37)
	B	1.85 (1.70)	-1.10 (-0.63)	3.30 (3.10)	3.60 (4.18)	1.55 (1.44)	5.20 (5.27)	-1.35 (-1.05)	0.20 (0.33)
	C	1.00 (0.86)	-2.20 (-1.72)	2.15 (1.87)	-3.90 (-3.22)	1.55 (1.33)	-2.00 (-1.82)	1.15 (1.05)	0.10 (0.33)
	D	-0.05 (-0.03)	-1.00 (-0.62)	-0.20 (-0.13)	-2.60 (-1.93)	-0.25 (-0.14)	-2.20 (-1.85)	-0.35 (-0.28)	-4.00 (-3.37)

単位: cm

( ): 大変形理論による計算値

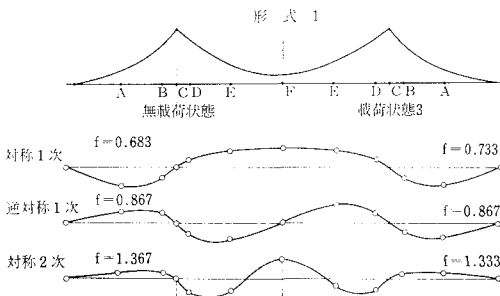


図-10 形式1の吊橋の振動モード

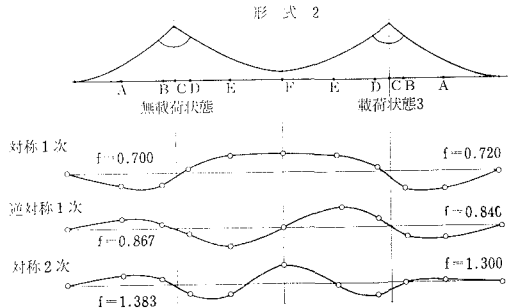


図-11 形式2の吊橋の振動モード

表-4 固有振動数と対数減衰率

形 式		形 式 1		形 式 2		形 式 3	
載 荷 状 態		無載荷状態	載荷状態3	無載荷状態	載荷状態3	無載荷状態	載荷状態3
固有振動 数 (Hz)	対称1次	0.683 Hz	0.733 Hz	0.700 Hz	0.720 Hz	0.650 Hz	0.700 Hz
	逆対称1次	0.867	0.867	0.867	0.840	0.867	0.850
	対称2次	1.367	1.333	1.383	1.300	1.217	1.233
対数減衰率		0.0176	0.0265	0.0225	0.0288	0.0265	0.0427

表-5 諸数値  
(1ケーブル当たり)

$E_s$	$2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
$E_c$	$2.0 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
$E_n$	$1.4 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
$A_c$	$0.68 \text{ m}^2$
$A_n$	$0.01 \text{ m}^2$
$I_s$	$2.687 \text{ m}^4$

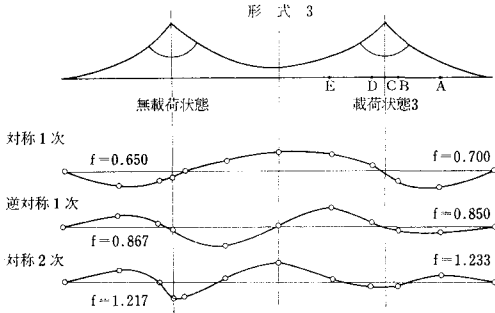


図-12 形式3の吊橋の振動モード

には差異が認められない。対称1次，対称2次の固有振動数については，形式1，形式2，形式3とで異なっていて，無載荷の場合には形式1より形式2はやや高く，形式3はやや低い値を示し，荷重状態3の場合では形式1，形式2，形式3の順に低くなっている。

(iv) 振動モードについては，連続吊橋では主塔の下で節となるのに対し，副ケーブル式連続吊橋では，対称1次の振動モードについては中央スパンよりに，対称2次の振動モードについては側スパンよりに節が移動する。逆対称1次の振動モードについては，各形式とも主塔の下付近で節となっており，あまり大きな差異は認められない。

### 6. スパン 300+1100+300 m の吊橋についての比較

本州四国連絡橋として現在設計が進められているスパン 300+1100+300 m の道路鉄道併用吊橋について，副ケーブル式連続吊橋として，検討を加えて見た。式(12)からわかるように，スパン，主塔高さが与えられたとすると，吊橋の形状は  $l_{21}$ ， $l_{22}$ ， $f_2$  の関数として決定される。ここで  $l_{21}=l_{22}$  と仮定して，副ケーブルのスパン  $l_2$  とサグスパン比  $f_2/l_2$  とを変えて，図-14 に示す3つの荷重載荷状態，すなわち道路および鉄道荷重を側スパンに載荷した場合，主塔部を中心に側スパンから中央スパンにわたって載荷した場合，中央スパンの主塔部に載荷した場合の3種類の荷重状態に対して，1ケーブル当たりの道路荷重を 2.16 t/m (道路荷重の50%)，鉄道荷重を 3.71 t/m (全長 400 m の単線列車荷重) として，

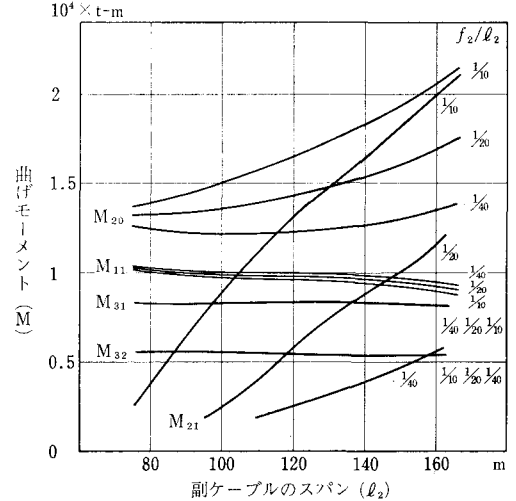


図-13 副ケーブルのスパンと曲げモーメントの関係

補剛桁に生ずる正負の曲げモーメントの最大値を求めて見た。表-5 は計算に用いた諸数値を示したもので，図-13 はその計算結果を整理したものである。これによれば，側スパンおよび中央スパンの曲げモーメントは副ケーブルのスパン，形状によってほとんど影響されないが，主ケーブルと副ケーブルとの分岐点での負の曲げモーメントおよび主塔部付近での正の曲げモーメントは，副ケーブルのスパン  $l_2$  とサグスパン比  $f_2/l_2$  の増加に伴って増大する。 $f_2$  を小さくすれば，主塔部付近の曲げモーメントは有利に配分され，補剛桁の変形も緩やかになるが，吊橋架設上の制限からあまり小さい値にすることはできない。 $l_2$  を小さくすれば主塔部付近の性状は改善されるが， $l_2$  の減少とともに活荷重載荷に伴う副ケーブルの水平張力の変化が大きくなり，計算誤差が増加する。これらのことを考えて，ここでは図-2 (b) に示すような副ケーブルのスパンを 100 m，サグスパン比を 1/20 ( $f_2=5 \text{ m}$ ) として定めた副ケーブル式連続吊橋について，従来の連続吊橋との比較を行なうことにした。

図-14 は 3 章で示したたわみ度理論によって計算した結果を連続吊橋についての結果と対比して示したもので，ケーブルの水平張力 ( $H$ ) および補剛桁の曲げモーメント ( $M$ ) の影響線についての比較と，前述の3種類の荷重載荷状態における曲げモーメント図 ( $M$ ) とたわみ図 ( $\eta$ ) とを示したものである。ケーブルの水平張力

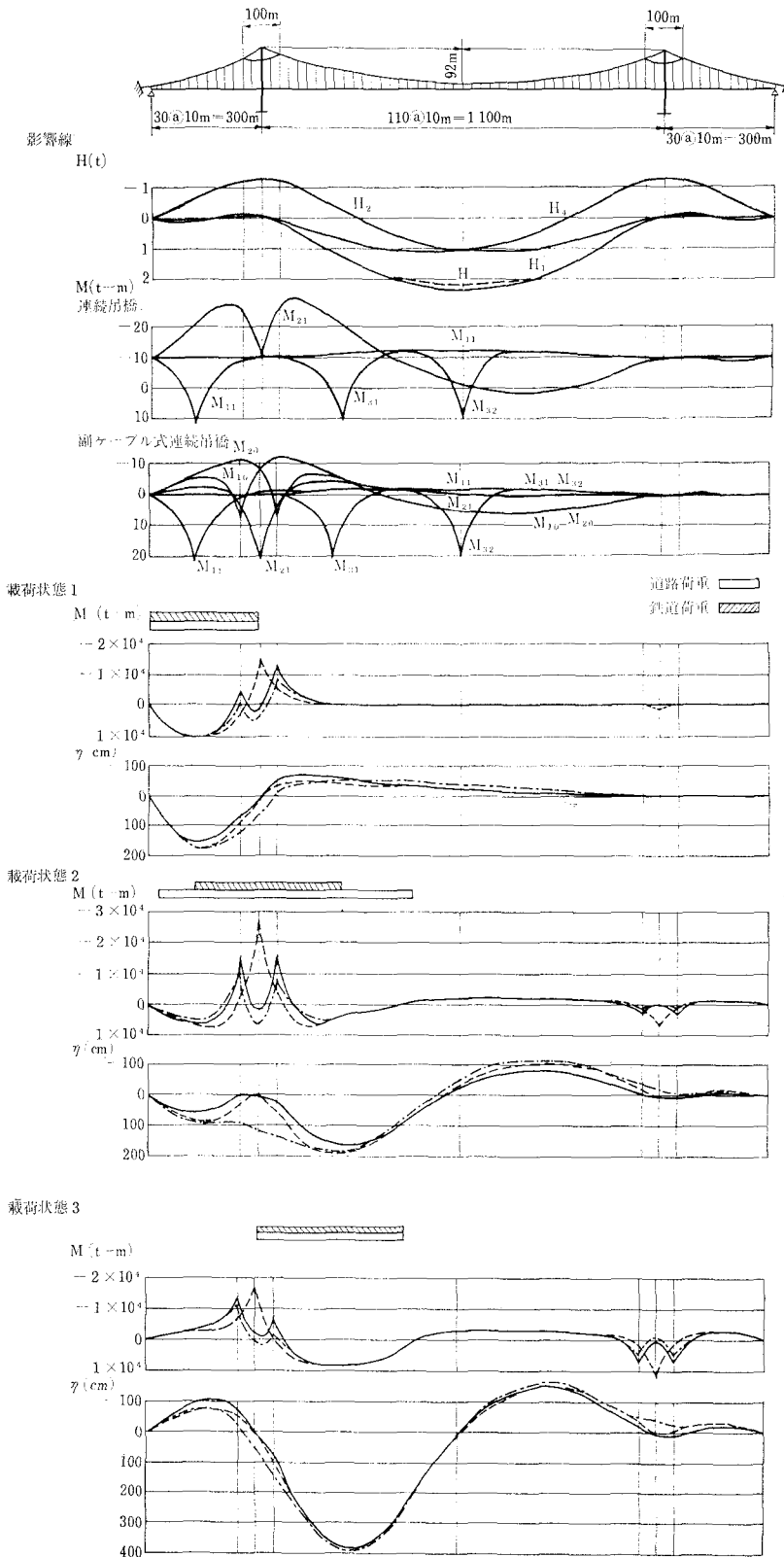


図14 連続補剛桁吊橋の影響線、曲げモーメントおよびたわみ

の影響線において、実線は副ケーブル式連続吊橋の主ケーブル ( $H_1$ ) および副ケーブル ( $H_2, H_4$ ) の値を、点線は連続吊橋での値 ( $H$ ) を示している。補剛桁の曲げモーメントの影響線を求めた位置は、側スパンの中央部 ( $M_{11}$ )、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点 ( $M_{10}, M_{20}$ )、副ケーブル区間の中央点 ( $M_{21}$ )、中央スパンの1/4点 ( $M_{31}$ )、中央スパンの中央点 ( $M_{32}$ ) である。荷重状態における曲げモーメント図 ( $M$ )、たわみ図 ( $\eta$ ) は、影響線図を考慮して定めた上述の3種類の固定荷重に対するもので、実線が副ケーブル式連続吊橋、点線が連続吊橋のものである。これより明らかなように、副ケーブル式連続吊橋では従来の連続吊橋に比較して主塔部付近の負の曲げモーメントは大幅に低減し、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材がある形式の場合には約 1/2 になり、また主塔部分のたわみ変化 (勾配) も緩やかになる。これらの場合における、側スパンの中央点、中央スパンの1/4点、中央点等における最大の曲げモーメントおよびたわみを比較してみると、その値はほとんど変わらない。これは、副ケーブルのスペンが橋梁全長から見ればごく一部で、主塔部付近以外についてはその影響が大きく表われないことによるものである。

前章で示した実験結果によれば、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材がない構造形式を用いると、補剛桁の曲げモーメントと変形がより

有利になるので、図-2 (b) に示す副ケーブル式連続吊橋の主ケーブルと副ケーブルとの分岐点の吊材を除去して計算を行なってみた。この場合の計算は、分岐点の吊材断面積を他の吊材断面積より十分小さくとり、差分法によるたわみ度理論を用いて行なった。図-14 中の鎖線はこの結果を図示したもので、この結果によれば、補剛桁の正負の曲げモーメントはより平均化し、主塔部付近の負の曲げモーメントも連続吊橋での値の約 1/3 になるとともに、たわみ変化もより望ましい方向に改善されている。また、副ケーブル式連続吊橋の分岐点付近の吊材には、荷重載荷の状態によって圧縮力が生ずる場合もあるが、分岐点に吊材がない形式のものでは、その圧縮力は小さく、死荷重による吊材張力によってほとんど相殺される。上述の 2 つの理論値、すなわち主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材がある場合と吊材がない場合とについて、大変形理論によっても計算を行なっ

みたが、その結果は前述のたわみ度理論から求めたものと比較的よく一致した。

次に副ケーブル式連続吊橋の橋軸方向の移動量を検討するため、補剛桁の橋台部での移動量について、連続吊橋と比較してみた。端部の移動量が最大になるのは載荷状態 3 で、道路および鉄道荷重が中央スパンの片側に載荷された状態である。この状態での補剛桁端部の移動量を求めると、連続吊橋では約 25 cm、分岐点に吊材がない副ケーブル式連続吊橋では約 28 cm で、単線の列車荷重のみとすると、それらの値はそれぞれ 8 cm、9 cm となる。また分岐点に吊材がある場合には、連続吊橋での移動量とほぼ一致している。この結果より、橋軸方向の移動量については、副ケーブル式連続吊橋と連続吊橋とでほとんど変わらないものと考えてよい。

前述の吊橋のたわみ変化(勾配)の関係を列車の走行安定性の立場より比較するため、道路荷重を偏心なく全

橋梁に半載した状態で、全長 400 m の単線の列車荷重を移動させて補剛桁のたわみを求めてみた。日本鉄道建設公団における本州四国連絡鉄道吊橋技術調査委員会において、すでに、連続吊橋については上述の計算がなされているので、これと対比して示すと図-15 のようになる。図-15 の上段は従来の連続吊橋についての、中段は主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材がある形式の副ケーブル式連続吊橋についての、下段は主ケーブルと副ケーブルの分岐点に吊材がない形式の副ケーブル式連続吊橋についての計算結果である。このたわみ図において死荷重時として示した曲線は、死荷重載荷による走行路面の形状を示したものである。すなわち、側径間では 10% の直線勾配、中央径間では 5% の放物線勾配をもった線形である。ここに 50% の道路荷重を載荷した場合のたわみを鎖線で示し、さらに列車長 400 m の単線列車荷重が加わった場合の列車

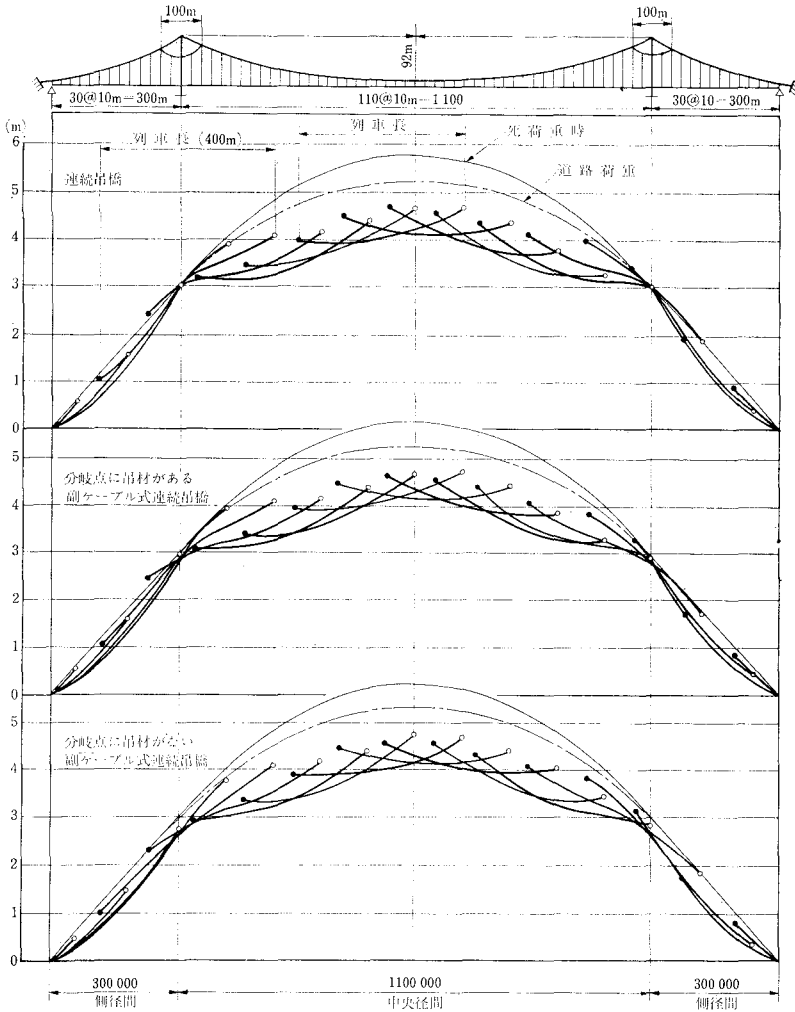


図-15 列車走行によるたわみ変化

載荷区間におけるたわみを実線で示している。列車が左側から進入してくるとすれば、○印が列車先端の位置であり、●印が後端の位置である。

図-15 より明らかなように、副ケーブル式連続吊橋とすることにより、主塔部付近のたわみの変化が従来の連続吊橋より緩やかになり、走行路面の平滑性を改善することができる。特に主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材がない形式の副ケーブル式連続吊橋とすれば、列車および自動車の走行安定性は著しく向上する。

## 7. 結 論

副ケーブル式連続吊橋は、主塔部付近の主ケーブルより副ケーブルを分岐して張り、この主ケーブルと副ケーブルとで補剛桁を吊り下げて、かつ主塔部の補剛桁の支点を除去した構造のものであるが、これについて理論的および実験的に検討した結果を整理して述べると次のようになる。

(1) 副ケーブル式連続吊橋は、主ケーブルおよび副ケーブルに作用する水平張力を未知量にとって、弾性理論およびたわみ度理論によって解析することができる。この場合、活荷重載荷によって、主ケーブルと副ケーブルとの力のつり合いから、分岐点の吊材に、通常の連続吊橋と異なる張力が生ずる。

(2) 主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材が結合してない場合には、ここに仮想的な細い吊材を考えて、差分法によるたわみ度理論によって解析することができる。

(3) 前述の理論を検討するため、全長 48 m の模型吊橋を用いて載荷実験を行なったが、実験結果は理論解析結果と比較的よく一致している。したがって、上述の理論を用いて構造解析し、設計を行なってもよいものと考えられる。

(4) 実験結果および理論解析結果によれば、副ケーブルの形状によって、補剛桁に生ずる曲げモーメントの傾向は変化する。したがって、吊橋のスパン、荷重等が与えられた場合には、その最適な副ケーブルの形状を求めることが必要である。

(5) スパン 300+1100+300 m の道路鉄道併用吊橋を副ケーブル式連続吊橋とすれば、従来の連続吊橋と比較して、主塔部付近の走行路面のたわみの変化がゆるやかになり、走行路面の平滑性を改善することができる。特に、主ケーブルと副ケーブルとの分岐点に吊材がない形式のものとするれば、列車および自動車の走行安定性は著しく向上する。

(6) 従来の連続吊橋と比較して、主塔部付近の最大の負の曲げモーメントは著しく減少する。スパン 300+1100+300 m の道路鉄道併用吊橋について比較した結果によれば、上述の負の曲げモーメントは主ケーブルと副ケーブルの分岐点に吊材のある形式のものでは約 1/2 に、分岐点に吊材のない形式のものでは約 1/3 に軽減する。

(7) 前述の比較設計に用いた副ケーブル式連続吊橋において、中央スパンおよび側スパンの補剛桁の曲げモーメントおよびたわみの値は従来の連続吊橋での値とほとんど変わらない。また、活荷重による補剛桁の橋台部での移動量もあまり変わらない。これは、副ケーブルのスパンが吊橋全長から見れば短いので、その影響が主塔部付近以外にはおよばないためである。

(8) 模型吊橋についての振動実験結果によれば、副ケーブルのスパンが比較的短い副ケーブル式連続吊橋と従来の連続吊橋とで、その動的性状がほとんど変わらないものと考えられる。

以上、本研究で得られた結果をまとめてみたが、副ケーブル式連続吊橋の残された問題点としては耐風安定性がある。しかし、一般に副ケーブルを配置する範囲が主塔部付近の狭い部分であるので、耐風安定性についても、従来の吊橋に対して得られている結果とあまり変わらないものと考えられる。

謝辞：この研究は本州四国連絡橋公団の委託研究費によって行なわれたもので、研究の実施にあたっては東京大学講師の西岡 隆氏、長大橋設計センター（株）の青柳史郎氏、大月 哲氏、川田工業（株）の野村国勝氏、中崎俊三氏、国鉄第二工事局の高木 昇氏および東京大学交通研究室の方々のご援助とご協力をいただいた。本研究の報告にあたって、これらの方々に厚く感謝の意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 平井 敦：鋼橋（Ⅲ）、技報堂、1967 年。
- 2) Leonhardt, F.: Zur Entwicklung aerodynamisch stabiler Hängebrücken, Bautechnik, Heft 10, 1968.
- 3) 倉西 茂：行列による吊橋の解析, 土木学会論文集, 第 81 号, 昭和 37 年 5 月。
- 4) 大月 哲・青柳史郎：吊材の伸びを考慮した吊橋解析について, 土木学会第 26 回年次学術講演会, 1971 年 10 月。
- 5) 松本嘉司：長径間鉄道吊橋上の走行車輛の問題点, 土木学会第 26 回年次学術講演会, 1971 年 10 月。
- 6) 日本鉄道建設公団 本州四国 連絡鉄道吊橋技術調査委員会 中間報告書—橋梁部会報告一, 1970 年 6 月。  
中間報告書—軌道部会報告一, 1969 年 12 月。  
幹事会資料—本州四国連絡鋼併用橋設計図一, 1968 年 12 月。

(1972.5.30・受付)