

地震動の位相差を考慮した長大吊橋 の地震応答について

ON THE RESPONSE OF LONG SPAN SUSPENSION BRIDGES
SUBJECTED TO EARTHQUAKE DIFFERENT BETWEEN
SUBSTRUCTURES

青 柳 史 郎*
By Shiro Aoyagi

1. ま え が き

長大吊橋の振動特性については、これまで多くの人々によって研究がなされ、設計上有用な研究成果も数多く報告されている。これらの研究成果は平井 敦著「鋼橋Ⅲ」¹⁾によくまとめられている。しかしこれまでの研究の多くは耐風安定性や走行荷重の動的効果など吊構造に直接起振源が作用する問題に重点があった。吊橋の地震に対する応答現象は、吊橋の基礎すなわちアンカーブロックや橋脚の基礎が時間的変動を伴う強制変位をうける問題としてとらえられなければならない。この問題についての研究も多方面でなされており、たとえば小西・山田・高岡の研究²⁾、山田・竹宮の研究³⁾、栗林の研究⁴⁾などが報告されている。

小西・山田・高岡の研究²⁾では吊橋の境界がケーブル定着点、および主塔基礎とにあるとして吊構造と主塔との複合構造物を解析の対象としている。また山田・竹宮の研究³⁾では、主塔と橋脚とだけを全構造系からとり出し、ケーブル、吊構造の影響は塔頂に換算ばねをおくことによって処理している。一方、栗林の研究⁴⁾では設計に用いるときの便を考えて各構造部分別に設計震度を求めることを研究の目的としている。そのときほかの構造部分の影響や高次モードの影響は補正係数を導入することによって評価できるとしている。

吊橋は次のような構造部分に分けられる。

- (1) アンカーブロック
- (2) ケーブル・吊構造
- (3) 橋 脚
- (4) 主 塔

これらの各構造部分はそれぞれ異なった振動特性を示し、また各構造部分間での振動連成の度合もあまり大きくないので、上記各研究での方法も十分有用であろう

が、地震入力が橋脚およびアンカーブロックの基礎からケーブル・吊構造にまで伝達されることを考えるとき、全構造系を対象とした地震応答解析によって応答値を確認することも必要であろう。

本報告はこのような意味から吊橋全構造系に対する振動方程式を導き、地震時の応答について 2, 3 の考察を加えたものである。

振動方程式は解析を容易にするために線形であるとし、モーダルアナリシスの手法によって解析した。すなわち次の仮定をおいた。

- (1) ケーブル・吊構造は線形撓度理論に従い、その鉛直方向慣性力は有限の質点にのみ作用する。
- (2) センタータイがあるとき、その点には橋軸方向慣性力も作用し得る。
- (3) アンカーブロックと橋脚とは、それぞれ弾性的に支持された 2 自由度の剛体とする。
- (4) 主塔に作用する軸力は振動時には変化しない。またその慣性力は橋軸方向にのみ、有限個の質点に作用する。
- (5) 吊構造の曲げ剛性は各径間内で一定であり、また主塔の曲げ剛性は質点間で一定である。
- (6) 減衰効果が振動モードに与える影響は無視できる。

ケーブル・吊構造はこれまでの多くの研究報告において鉛直方向にのみ慣性力を生じ得るとされてきたが、センタータイが設けられているとき、その点ではケーブルの橋軸方向変位によって吊構造の橋軸方向慣性力も生ずるとみなせるので、本報告ではこの点についても考慮した。すなわちセンタータイがあるとき振動の自由度は 1 個ふえ、そこを境にケーブル水平張力は橋軸方向慣性力に等しい差を生じるとした。

また振動方程式は多くの場合、基本式としての微分方程式を差分式に直して得られる剛性マトリックスを用いて導かれてきたが、吊橋のごとく複雑な力学系では剛性

* 正会員 工修 (株)長大橋設計センター

マトリックスを直接導くよりも、その逆マトリックスである影響マトリックスを求める方が容易であり、また解析途中の検照にも有利であるので、この方法をとった。

一方入力地震波について、橋長が 1 km 以上におよぶ長大吊橋において各アンカーブロックおよび橋脚位置での入力地震波がすべて同じであるとするのは自然でない。小西・山田・高岡の研究²⁾においてもこの点に対する考慮は行われているが、そこでは入力地震波として変位記録を用いる解析法がとられている。しかしこれまでに観測された地震記録としては加速度記録の方が一般的であり、また境界値問題としての処理にも加速度記録による方が有利であるのでこれによった。なお吊橋の地震応答を、具体的に地震記録を直接積分して求めるかわりに、ここではとりあえず地震記録を統計的に処理して得られた平均速度応答スペクトル³⁾を用いて、応答の最大値を近似的に評価する方法をとった。

地震応答は本来、過渡現象としてとらえられるべきものであるが、応答スペクトルを用いて応答の最大値を求めるとき、この過渡現象であることの特徴が十分には表現できない。そこで本報告では吊橋における過渡現象をみるためにアンカーブロックまたは橋脚の基礎にステップ関数状の強制変位が与えられた場合を仮想して応答を求め考察を加えた。

2. 振動方程式の解法

(1) 振動方程式の誘導

減衰のない質点系の振動方程式を d'Alembert の原理から導く。すなわち、

$$M\ddot{x} + p = 0 \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

ただし、 M : 質量マトリックス (対角マトリックス)、 x : 変位ベクトル、 p : 復元力に逆向き等価な仮想力(ベクトル)。

振動系の境界、すなわち各基礎に強制変位 $z_0 (= z_{01}, z_{02}, \dots, z_{0k}, k$: 基礎の数) が与えられるとき質点の変位 x は p を外力とみなして次式で与えられる。

$$x = Fp + F_0 z_0 \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

ただし、 F : 単位荷重に対する変位の影響マトリックス (対称マトリックス)、 F_0 : 基礎の単位変位に対する変位の影響マトリックス (異方マトリックス)。

式 (2.2) を式 (2.1) に代入して次の振動方程式が得られる。

$$FM\ddot{x} + x = F_0 z_0 \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

式 (2.3) は境界条件が時間的に変化する振動問題に相当する。したがって解 x は振動モードの項だけでは展開できない⁴⁾。そこで解 x を次式でおく。

$$x = \Phi y + x_0 \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

式 (2.4) の右辺第 1 項は振動モード Φ に展開できる項であり、したがって y は一般化座標を意味する。右辺第 2 項は境界条件を満足させるためのものである。 x_0 は境界条件を満足し、構造に適合する任意関数でよい。式 (2.2) の右辺第 2 項 $F_0 z_0$ は明らかに境界条件を満足し、しかも構造に適合している。そこで $x_0 = F_0 z_0$ とおくこととして、式 (2.4) を式 (2.3) に代入し次式を得る。

$$FM\Phi \ddot{y} + \Phi y = -FMF_0 z_0 \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

すなわち、地動 z_0 が与えられたときの変位応答 x は式 (2.5) から一般化座標 y を求めこれを式 (2.4) に代入して得られる。

なお変位以外の任意着目量 q も式 (2.2) にならって次式で定義できる。

$$q = F^q p + F_0^q z_0 \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

ただし、 F^q : 単位荷重に対する着目量 q の影響マトリックス、 F_0^q : 基礎の単位変位に対する q の影響マトリックス。

式 (2.6) に式 (2.2)、式 (2.4) を代入すると、

$$\left. \begin{aligned} q &= \Phi^q y + F_0^q z_0 \\ \Phi^q &= F^q F^{-1} \Phi \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

すなわち任意着目量 q についても式 (2.7) で広義の意味での振動モード Φ^q が定義できる。

(2) 振動モード

振動モード Φ は式 (2.5) の右辺を 0 とおいた同次式の解として振動数 Ω と同時に得られる。すなわち次式で表わされる対称マトリックス A に対する固有値問題の解より以下のように求まる。

$$\left. \begin{aligned} A &= M^{-1/2} F M^{1/2} \\ A \Psi &= \Psi A \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(2.8)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{振動モードマトリックス } \Phi &= M^{-1/2} \Psi \\ \text{振動数マトリックス } \Omega &= A^{-1/2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(2.9)$$

なお Ψ は正規化されているものとする。 Φ の各列が各次モードを表わす。また Ω は各次モードの円振動数を対角要素とする対角マトリックスである。

式 (2.7) に現われる剛性マトリックス F^{-1} は Φ の直交性を利用して次のように表わされる。

$$F^{-1} = M \Phi A^{-1} \Phi^T M \quad \dots\dots\dots(2.10)$$

式 (2.10) を式 (2.7) に代入すると任意着目量の振動モード Φ^q は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \Phi^q &= F^q \Phi^p \\ \Phi^p &= M \Phi \Omega^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

ただし、 Φ^p は式 (2.1) の仮想力 p のモードを意味する。

(3) 振動の連成

振動モード Φ において、その各次モード ϕ_i は式 (2.9) の Ψ が正規化されていることから次式を満足する。

$$\phi_i^T M \phi_i = \sum_j \phi_{ji}^2 M_{jj} = 1 \dots \dots \dots (2.12)$$

ただし、 M_{jj} は対角マトリックス M の j 行 j 列の要素である。

いま振動系をいくつかの構造部分に分け、式 (2.12) をそれぞれでの小計に分解するとすれば、その小計は各次モードでの振動エネルギーが各構造部分にどのような比率で分配されるかを表わす。もし2個以上の構造部分に振動エネルギーが分配されていれば、その振動モードではそれらの構造部分間で振動が連成していることを意味する。すなわち、この小計は振動の連成の程度を示す一種の指標となり得る。

一般に減衰定数は構造部分別、すなわち上部構造、下部構造などに区別して指定できるといえるが、上記の各次モードで振動エネルギーがどの構造部分に集中しているかを判定することから、各次モードの減衰定数を自動的に決定することも可能となる。

(4) 地震応答

式 (2.5) は振動モードの直交性を利用して簡単化できる。すなわち式 (2.5) の各項に左から $\Phi^T F^{-1}$ を乗じて次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \Phi^T M \Phi \ddot{y} + \Phi F^{-1} \Phi y &= -\Phi^T M F_0 \ddot{z}_0 \\ \therefore \ddot{y} + \Omega^2 y &= -R \ddot{z}_0 \\ R &= \Phi^T M F_0 \end{aligned} \right\} \dots (2.13)$$

ただし、 R は各基礎への入力地震波に対する各次モードのモード寄与率を要素とするマトリックスである。

式 (2.13) は各次モードに対応する式に分離できて、第 i 次モードの一般化座標 y_i は次式で表わされる。

$$\ddot{y}_i + \omega_i^2 y_i = -\sum_k R_{ik} \ddot{z}_{0k} \dots \dots \dots (2.14)$$

ただし、 $\omega_i : \Omega$ の i 行 i 列の要素、 $R_{ik} : R$ の i 行 k 列の要素。

式 (2.14) までの減衰の効果を無視してきたが、 y_i にはその影響を考慮できるとして、式 (2.14) を次のように書き直す。すなわち i 次モードの減衰定数を h_i として、

$$\ddot{y}_i + 2h_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = -\sum_k R_{ik} \ddot{z}_{0k} \dots \dots \dots (2.15)$$

式 (2.15) より解 y_i は次式で表わせる。

$$y_i = -\frac{1}{\omega_i \sqrt{1-h_i^2}} \sum_k R_{ik} \int_0^t \ddot{z}_{0k}(\tau) e^{-h_i \omega_i(t-\tau)} \times \sin \sqrt{1-h_i^2} \omega_i(t-\tau) d\tau \dots \dots \dots (2.16)$$

地震応答は式 (2.4) または式 (2.7) の右辺第2項を

のぞいて得られた。この第2項を決定するには別に z_{0k} を求めてやらなければならないが、この項は一般に小さく省略しても大きな誤差とはならない⁹⁾。

設計上興味ある応答値はその最大値であるが、これは速度応答スペクトルを用いて近似的に評価できる。すなわち、振動数 ω_i 、減衰定数 h_i に対する k 番目の支点への入力地震波のスペクトルを $S_k(\omega_i, h_i)$ で定義するとき、任意着目量の最大応答値は絶対和またはベクトル和の形で次のように近似できる。

$$y_{ikmax} = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1-h_i^2}} |R_{ik}| S_k(\omega_i, h_i) \dots (2.17)$$

$$\left. \begin{aligned} (\text{絶対和}) \quad \bar{q}_{jmax} &= \sum_k \sum_i |\phi_{ji}^q \cdot y_{ikmax}| \\ (\text{ベクトル和}) \quad \bar{q}_{jmax} &= \sqrt{\sum_k \sum_i (\phi_{ji}^q \cdot y_{ikmax})^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2.18)$$

ただし、 $\phi_{ji}^q : \Phi^q$ の j 行 i 列の要素。

式 (2.18) においても基礎の変位に直接比例する式 (2.7) 右辺第2項は無視されている。

3. 影響マトリックス

これまでの理論式の展開は長大吊橋についてとはかぎらず任意の構造系についてそのまま成り立つ。対象とする構造系において質量マトリックス M および影響マトリックス F, F_0, F^q, F_0^q を設定してやればよい。

影響マトリックスは静的計算から得られる。長大吊橋の静的計算についてはすでに数多くの文献があり、先に述べた諸仮定のもとにおける影響マトリックスは比較的容易に求まる。

アンカーブロックはケーブルを介して他の構造部分と影響をおよぼしあう。したがって、ケーブルを換算ばね k_c に置換することによって単独に解析でき、また他の構造部分の影響もケーブル水平張力の変化を介して計算できる。

橋脚は主塔の境界条件を構成するとできる。

アンカーブロックおよび橋脚は基礎からの反力を受けるが、その反力は基礎の変位 u_B 、回転角 θ_B によって次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \text{回転力} \quad M_B &= k_{ru}(u_B - z_0) + k_{r\theta} \theta_B \\ \text{水平力} \quad Q_B &= k_{Hu}(u_B - z_0) + k_{H\theta} \theta_B \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3.1)$$

ただし、 $k_{ru}, k_{r\theta}, k_{Hu}, k_{H\theta}$: 地盤ばね定数。

式 (3.1) の z_0 は地盤変位であり、この影響として F, F_0^q も計算できる。

主塔は一方の境界を橋脚天端におくと同時に他方を塔頂におく。塔頂にはケーブルの換算ばね k_c が作用している。すなわち塔頂において次式が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} \text{曲げモーメント } M &= 0 \\ \text{せん断力 } Q &= -k_c u_T + V \theta_T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.2)$$

ただし、 u_T : 塔頂変位、 θ_T : 塔頂回転角、 V : 塔頂鉛直反力。なおせん断力 Q は主塔断面に直角方向の断面力として定義している。主塔・橋脚は他の構造部分とケーブルの換算ばね k_c を介して影響をおよぼし合う。

ケーブル、吊構造の鉛直変位 η は次式に従う。

$$EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} - H_w \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\frac{8f}{l^2} H \dots\dots\dots(3.3)$$

ただし、 EI : 補剛桁の曲げ剛性、 H_w : 死荷重時ケーブル水平張力、 l : スパン長、 f : サグ。また H はケーブル水平張力の増分で、センタータイに橋軸方向力 N が作用しているときその左右で N だけの差を生じる。いまセンタータイの左で H が与えられ、しかも鉛直荷重 P 、橋軸方向力 N が作用しているとして式 (3.3) を解けば、解 η は次式で表わせる。

$$\eta = H \cdot \eta_H + N \cdot \eta_N + P \cdot \eta_P \dots\dots\dots(3.4)$$

$$\eta_H = \frac{8f}{l^2} \frac{1}{H_w} \left[\frac{1}{\mu^2} - \frac{1}{2} x(l-x) - \frac{\cosh \mu \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\mu^2 \cosh \mu \frac{l}{2}} \right]$$

$$\eta_N = \frac{8f}{l^2} \frac{1}{H_w} \left\{ \frac{x}{2l} (l - \xi_N)^2 - \frac{[\cosh \mu (l - \xi_N) - 1] \sinh \mu x}{\mu^2 \sinh \mu l} \right\}, 0 \leq x \leq \xi_N$$

$$= -\frac{8f}{l^2} \frac{1}{H_w} \left[\frac{\xi_N^2}{2l} (l-x) - \frac{(\cosh \mu \xi_N - 1) \sinh \mu (l-x)}{\mu^2 \sinh \mu l} \right] - \eta_H, \xi_N < x \leq l$$

$$\eta_P = \frac{1}{H_w} \left[\left(1 - \frac{\xi_P}{l} \right) x - \frac{\sinh \mu (l - \xi_P) \sinh \mu x}{\mu \sinh \mu l} \right], 0 \leq x \leq \xi_P$$

$$= \frac{1}{H_w} \left[\left(1 - \frac{x}{l} \right) \xi_P - \frac{\sinh \mu (l-x) \sinh \mu \xi_P}{\mu \sinh \mu l} \right], \xi_P < x \leq l$$

ただし、 ξ_N : センタータイの座標、 ξ_P : 荷重 P の作用点座標、 $\mu = \sqrt{H_w/EI}$ 。

補剛桁の曲げモーメントやせん断力についても、式 (3.4) に準じて得られる。

ケーブルの水平張力増分 H の決定には、ケーブルの橋軸方向変位 δ_c に関する次式を用いる。

$$\frac{d \delta_c}{dx} = \frac{H}{E_c A_c} \sec^3 \phi - \frac{dy}{dx} \frac{d \eta}{dx} \dots\dots\dots(3.5)$$

ただし、 $E_c A_c$: ケーブルの伸び剛性、 $y = 4fx(l-x)/l^2$: ケーブル線形、 ϕ : ケーブル傾斜角。

ケーブルの橋軸方向変位はアンカーブロックおよび主塔、橋脚によって拘束されるが、この効果は両端の定着点にアンカーブロックの換算ばね k_a および主塔位置に主塔の換算ばね k_t をおくことによって考慮する。すな

わち i 番目の径間の右端にあるばねを k_i とするとき次式が成り立つ。

$$H_{i+1} - H_i = k_i \delta_i \dots\dots\dots(3.6)$$

ただし径間 i に橋軸方向力 N_i が作用しているとき式 (3.6) の H_i は $H_i - N_i$ に置き直される。一方、式 (3.5) を積分して次式を得る。

$$\begin{aligned} \delta_i &= \delta_{i-1} + H_i \left(\frac{1}{E_c A_c} \int_0^{l_i} \sec^3 \phi dx - \frac{8f_i}{l_i^2} \int_0^{l_i} \eta_H dx \right) \\ &\quad - N_i \left(\frac{1}{E_c A_c} \int_{\xi_N}^{l_i} \sec^3 \phi dx + \frac{8f_i}{l_i^2} \int_0^{l_i} \eta_N dx \right) \\ &\quad - P_i \frac{8f_i}{l_i^2} \int_0^{l_i} \eta_P dx \dots\dots\dots(3.7) \end{aligned}$$

すなわち H_i は式 (3.6) と式 (3.7) との連立方程式を解いて得られた。またほかの構造部分への影響はケーブル水平張力差式 (3.6) を介して、またほかの構造部分からの影響は式 (3.6) の $k_i \delta_i$ を既知とすることによって計算できる。

センタータイの橋軸方向変位 δ_{Ni} も式 (3.5) を積分して得られる。

$$\begin{aligned} \delta_{Ni} &= \delta_{i-1} + \frac{H_i}{E_c A_c} \int_0^{\xi_N} \sec^3 \phi dx \\ &\quad - \frac{4f_i}{l_i^2} (l_i - 2\xi_N) \eta_{x=\xi_N} - \frac{8f_i}{l_i^2} \int_0^{\xi_N} \eta dx \dots\dots\dots(3.8) \end{aligned}$$

4. 数値計算例

中央径間長 1100 m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋に例をとって行なった数値計算の結果を以下に示す。対象とした吊橋の構造諸元を表-1~表-3 に示す。振動モデルは図-1のごとくである。

計算は振動系に含める構造系をちがえて計 6 ケース行なったが、各計算ケースでの振動系を表-4 に示した。

表-1 ケーブル・吊構造諸元 (1 橋当たり)

	中央径間	側径間
径間長	1100 m	300 m
サグ	92.0 m	(6.985 m)
死荷重強度	33.162 t/m	33.852 t/m
断面 2 次モーメント	4.778 m ⁴	4.778 m ⁴
分割数	8	4
補剛桁ヤング率	2.1 × 10 ⁷ t/m ²	
ケーブルヤング率	2.0 × 10 ⁷ t/m ²	
ケーブル断面積	1.3038 m ²	

表-2 主塔諸元 (塔頂鉛直反力=41 010 t)

格点	格間長	重量	断面 2 次モーメント
1	32.35 m	2 590 t	34.201 m ⁴
2	46.45	2 199	30.148
3	54.80	1 582	23.745
4	35.67	1 193	18.655

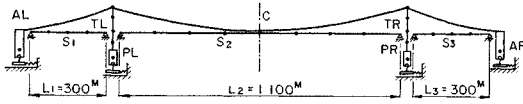


図-1 振動モデル

表-3 下部構造諸元

	アンカーブロック	橋脚
高さ	111.1 m	56.0 m
重心高さ	29.0 m	23.9 m
重量	5.497×10^5 t	2.907×10^5 t
回転2次モーメント	2.538×10^9 tm ²	6.889×10^7 tm ²
地盤ばね定数 k_{Hu}	7.014×10^8 t/m	1.019×10^7 t/m
~ $k_{H\theta}$	0	0
~ k_{ru}	0	0
~ $k_{r\theta}$	2.382×10^{10} tm/rad	3.117×10^9 tm/rad

表-4 振動系に含める構造部分

記号	ケーブル吊構造	センタータイ	主塔	アンカーブロック	橋脚	自由度数
	S	C	T	A	P	
ケース 1	○	○	○	○	○	30
2	○	○	○	○	○	29
3	○	○	○	○	○	22
4	○	○	○	○	○	21
5	○	○	○	○	○	14
6	○	○	○	○	○	13

すなわちケース1はケーブル、吊構造 (S)、主塔 (T)、アンカーブロック (A)、橋脚 (P) のすべてを構造系に取入れ、しかも中央径間にはセンタータイ (C) があり、中央径間の全死荷重がセンタータイによって橋軸方向に拘束されているとした。ケース2はケース1と同じ構造系でただセンタータイがないとしたケースである。ケース3, 4はアンカーブロックと橋脚とを省略したケースで、それぞれセンタータイがある場合とない場合との計算である。ケース5, 6はさらに主塔をも振動系から省略したものである。

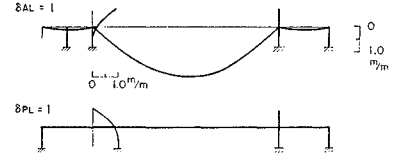
なお以下では各構造部分を表示するのに表-4に示した記号を用いることとする。

(1) 単位地動の影響

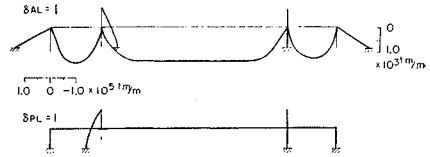
アンカーブロックおよび橋脚の基礎がそれぞれ単独に静的変位した場合の影響を図-2 および表-5に示す。

表-5 単位地動の影響 (ケース1)

着目量	$\delta_{AL}=1m$	$\delta_{PL}=1m$
ケーブル水平張力増分 H_1	-1 258 t	71.1 t
~ H_2	-1 187 t	-2.44 t
~ H_3	-1 184 t	-2.44 t
塔頂ケーブル水平張力差 ΔH_{TL}	71.1 t	-73.5 t
~ ΔH_{TR}	2.44 t	0.005 t
センタータイ移動量 δ_N	0.4990 m	0.0010 m
左アンカーブロック地盤反力 M_{PAL}	139×10^3 tm	-7.90×10^3 tm
~ Q_{BAL}	-1.26×10^3 t	71.1 t
左橋脚地盤反力 M_{BPL}	-58.5×10^3 tm	60.5×10^3 tm
~ Q_{BPL}	71.1 t	-73.5 t



(1) 変位分布



(2) 曲げモーメント分布

図-2 単位地動の影響 (ケース1)

図-2 (1) は左アンカーブロック基礎および左橋脚基礎に単位変位を与えた場合の変位分布であり、(2)は同じく曲げモーメント分布である。ケーブル水平張力の変化 H や基礎反力などに対する影響は表-5にまとめた。いずれもケース1に対する計算結果であるが、ほかの計算ケースでもほぼ同様の結果となる。なお静的挙動であるためにセンタータイの有無の影響は現われない。

(2) 振動周期、振動モード

ケース1~ケース6の振動系がもつ個々の振動の周期をまとめて表-6に示した。表-6はケース1において低周期のものから順次ならべ、ほかのケースはケース1でのモードに相当する次数に一致させて示した。変位に着目した振動モードをケース1について図-3に示す。またケース1での一般化質量式(2.12)の各構造部分ごとの小計を表-7に示す。ほかの計算ケースにおいても、それぞれ若干の修正をほどこして図-3、表-7とほぼ同様の結果が得られる。

表-7からみて各次モードの振動エネルギーは特定の構造部分に強く集中していることがわかる。そこで表-6、表-7には各次モードのエネルギーがどの構造部分に集中しているかをS, Tなどの記号で表示しておいたが、各構造部分にエネルギーが集中する振動モードの数は、その構造部分がもつ振動の自由度数に一致している。なお表-7において横棒で示した欄はその数値が完全な0かまたは 10^{-6} 以下でしかないことを意味する。

表-6、表-7には図-4からみた対称モード、逆対称モードの別をも記しておいた。10次と11次のモードは非対称モードとしたが、これらのモードは吊構造両側の側径間がそれぞれ単独に振動しているモードである。この2個のモードは同じ振動数をもっている。すなわち個々のモードは重根として得られている。したがって、これらは2個のモードを重ね合わせて得られる対称モードと逆

表-6 振動周期 (単位: sec)

振動次数	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4		ケース5		ケース6		モード
	S.C.T. P.A.	S.T. P.A.	S.C.T. P.A.	S.T. P.A.	S.C.T. P.A.	S.T. P.A.	S.C. S	S.C. S	S.C. S	S.C. S	S.C. S		
1	8.841	8.452	8.841	8.452	8.841	8.452	8.841	8.452	8.841	8.452	8.841	8.452	S. 逆
2	6.950	6.950	6.930	6.930	6.930	6.926	6.926	6.926	6.926	6.926	6.926	6.926	S. 対
3	5.257	5.257	5.254	5.254	5.254	5.252	5.252	5.252	5.252	5.252	5.252	5.252	S. 対
4	4.485	4.374	4.485	4.374	4.485	4.374	4.474	4.364	4.474	4.364	4.474	4.364	S. 逆
5	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	3.995	S. 逆
6	3.472	3.472	3.458	3.458	3.458	3.458	3.458	3.458	3.458	3.458	3.458	3.458	S. 対
7	3.080	3.080	3.077	3.077	3.077	3.077	3.077	3.077	3.077	3.077	3.077	3.077	S. 対
8	2.608	2.599	2.607	2.599	2.607	2.599	2.607	2.599	2.607	2.599	2.607	2.599	S. 逆
9	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	2.309	S. 対
10	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	S. 非
11	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	1.802	S. 非
12	1.586	1.586	1.568	1.568	1.568	1.555	1.555	1.555	1.555	1.555	1.555	1.555	C. 逆
13	1.062	1.062	1.039	1.039	1.039	1.039	1.039	1.039	1.039	1.039	1.039	1.039	T. 対
14	1.057	1.069	1.035	1.046	1.035	1.046	1.035	1.046	1.035	1.046	1.035	1.046	T. 逆
15	1.031	1.031	1.030	1.030	1.030	1.030	1.031	1.031	1.031	1.031	1.031	1.031	S. 対
16	1.030	1.031	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	S. 逆
17	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	A. 対
18	0.764	0.774	0.764	0.774	0.764	0.774	0.764	0.774	0.764	0.774	0.764	0.774	A. 逆
19	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	P. 対
20	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626	P. 逆
21	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	A. 対
22	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477	A. 逆
23	0.355	0.355	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	T. 対
24	0.355	0.371	0.358	0.375	0.358	0.375	0.358	0.375	0.358	0.375	0.358	0.375	T. 逆
25	0.204	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203	T. 対
26	0.204	0.237	0.203	0.237	0.203	0.237	0.203	0.237	0.203	0.237	0.203	0.237	T. 逆
27	0.184	0.184	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182	T. 対
28	0.184	0.190	0.182	0.188	0.182	0.188	0.182	0.188	0.182	0.188	0.182	0.188	T. 逆
29	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	P. 対
30	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	0.157	P. 逆

表-7 一般化質量 (ケース 1)

振動次数	個有周期 sec	一般化質量					モード
		S	C	A	T	P	
1	8.841	0.910	0.090	—	0.000	—	S 逆
2	6.950	0.998	—	0.000	0.002	—	S 対
3	5.257	0.999	—	0.000	0.001	—	S 対
4	4.485	0.945	0.049	0.000	0.006	0.000	S 逆
5	3.995	1.000	—	—	—	—	S 逆
6	3.472	0.999	—	0.000	0.000	—	S 対
7	3.080	1.000	—	0.000	0.000	—	S 逆
8	2.608	0.992	0.008	0.000	0.000	—	S 逆
9	2.309	1.000	—	0.000	0.000	—	S 対
10	1.802	1.000	—	—	—	—	S 非
11	1.802	1.000	—	—	—	—	S 非
12	1.586	0.151	0.818	0.007	0.024	0.000	C 逆
13	1.062	0.012	—	0.001	0.966	0.021	T 対
14	1.057	0.006	0.015	0.000	0.958	0.021	T 逆
15	1.031	0.989	—	0.000	0.010	0.000	S 対
16	1.030	0.994	0.001	0.000	0.010	0.000	S 逆
17	0.766	0.001	—	0.994	0.004	0.000	A 対
18	0.764	0.001	0.007	0.989	0.003	0.000	A 逆
19	0.626	0.000	—	0.001	0.069	0.931	P 対
20	0.626	0.000	0.000	0.000	0.069	0.930	P 逆
21	0.477	0.000	—	1.000	0.000	0.000	A 対
22	0.477	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	A 逆
23	0.355	0.001	—	0.001	0.968	0.030	T 対
24	0.355	0.001	0.004	0.001	0.964	0.030	T 逆
25	0.204	0.001	—	0.001	0.955	0.043	T 対
26	0.204	0.001	0.004	0.001	0.949	0.044	T 逆
27	0.184	0.001	—	0.001	0.930	0.069	T 対
28	0.184	0.001	0.003	0.001	0.928	0.068	T 逆
29	0.157	0.000	—	0.000	0.095	0.905	P 対
30	0.157	0.000	0.000	0.000	0.095	0.905	P 逆

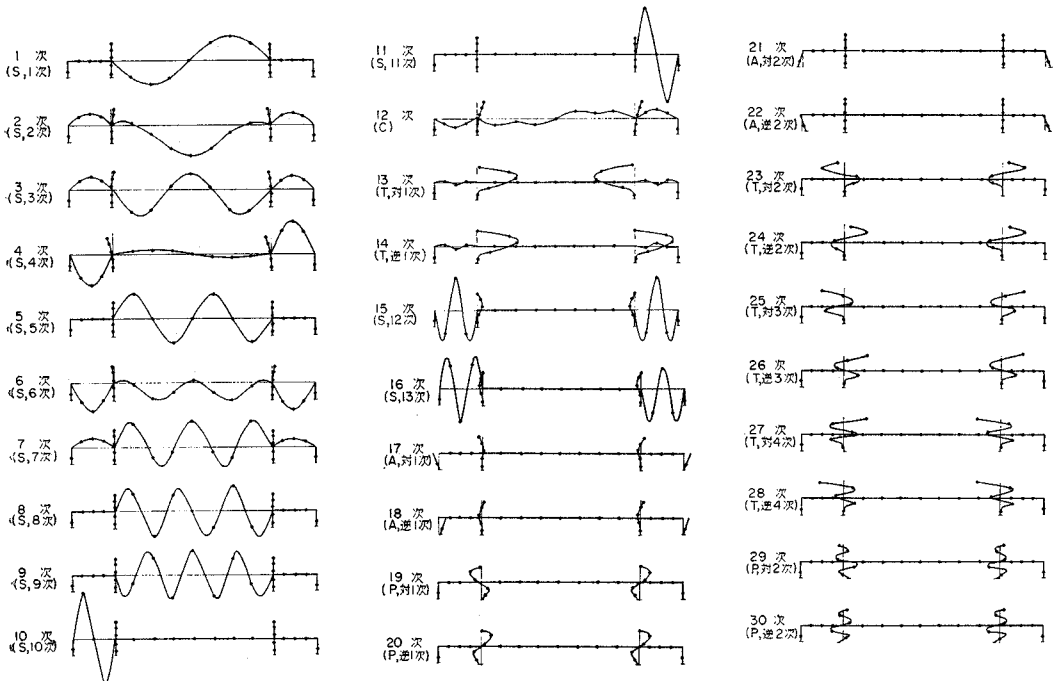


図-3 振動モード (ケース 1)

対称モードとに置き直してもまったく等価である。

表-6 においてセンタータイの有無の影響をみると、対称モードに対して、この影響は皆無であることがわかる。センタータイに振動エネルギーが卓越するモードは12次に現われるが、12次より低次の逆対称モードに対してセンタータイは振動周期を長くする効果を持ち、12次より高次のモードに対しては振動周期を短くする効果を持っている。逆対称モードでも5次のごとくセンタータイが振動しないモードもある。

(3) 速度応答スペクトルに対する応答

地震応答を式(2.18)を用いて計算する。

速度応答スペクトルには最大加速度 $\ddot{z}_{0max}=200$ gal での平均速度応答スペクトル⁶⁾を用いた。なお各基礎での入力地震波のスペクトルはすべて同じとした。減衰定数にはアンカーブロック、橋脚が主に励振されるモードに対して0.05を、また吊構造、主塔が主に励起されるモードに対して0.02を用いた。平均速度応答スペクトル図を図-4に示す。

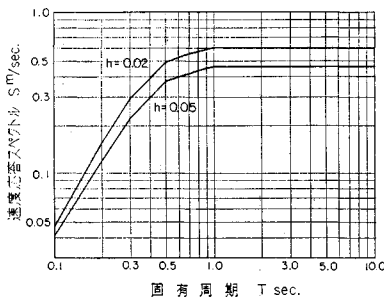


図-4 平均速度応答スペクトル図

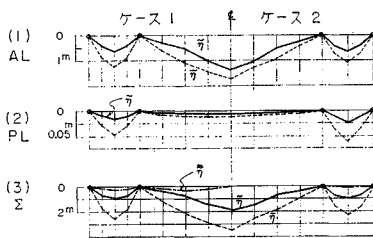


図-5 吊構造の鉛直変位応答図

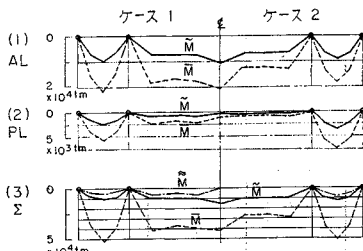


図-6 吊構造の曲げモーメント応答図

地震応答は、左アンカーブロック(AL)および左橋脚(PL)にそれぞれ単独に地震入力がある場合と、計4点の全基礎(Σ)に入力がある場合とについて求めた。また全基礎に地震入力がある場合については、各基礎での地震波が互いに独立である場合[式(2.18)]と、すべて同一地震波が同位相で入力する場合とについて計算した。ただし後者についてはベクトル和としての結果だけを \tilde{q} で表示するにとどめた。すなわち \tilde{q} を次式から求めた。

$$\left. \begin{aligned} \tilde{y}_i &= \frac{1}{\omega_i \sqrt{1-h_i^2}} \left| \sum_j R_{ik} S(\omega_i, h_i) \right. \\ \tilde{q}_j &= \sqrt{\sum_i (\phi_{ji} \tilde{y}_i)^2} \end{aligned} \right\} \dots(4.1)$$

図-5は吊構造の鉛直変位応答図であり、図-6は吊構造の曲げモーメント応答図である。また図-7、図-8には主塔、橋脚の応答図を示した。いずれもケース1の結果とケース2の結果とをあわせて示した。

ケース1の結果とケース2の結果とを比較してセンタータイの影響はあまり顕著でないことがわかる。中央径間での曲げモーメント応答で、センタータイがないケース2の \tilde{M} がケース1にくらべて小さく得られているが、 \tilde{M} はほぼ同じ値となっている。中央径間の $\tilde{\eta}$ 、 \tilde{M} はセンタータイのないケース2で完全に0である。

センタータイ位置の鉛直変位や曲げモーメントの応答にはセンタータイの有無の影響はまったく現われていない。これは中央径間中央の応答は対称モードによるのみ励起されるが、この対称モードにセンタータイの影響

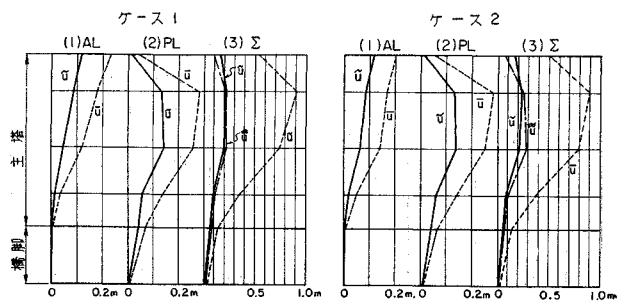


図-7 主塔・橋脚の変位応答図

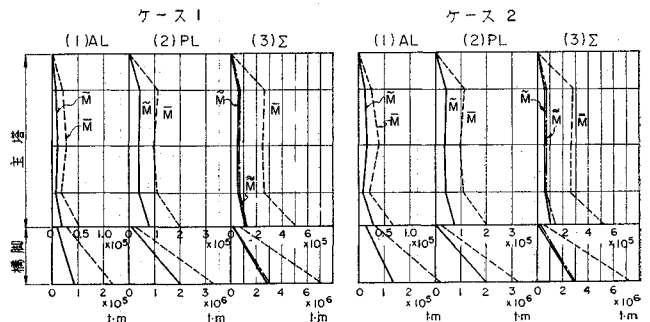


図-8 主塔・橋脚の曲げモーメント応答図

がないことによるものである。

吊構造の応答はアンカーブロックに作用する地震に対して大きく、また主塔の応答は橋脚に作用する地震に対して大きく得られる。

吊構造の応答に対して、全基礎に同じ位相の地震波が作用するとすることは応答を過少評価することになる。一方、主塔、橋脚に対して同位相の地震入力を想定することはかならずしも応答を過少評価することとはならない。図-7、図-8 からわかるように 応答をベクトル和で比較するとき地震波を同位相とすることによって、かえって大きな応答が得られる場合もある。しかしその差は小さい。

図-9 にケース 1 とケース 3 とでの主塔の応答を比較したが、この計算例では主塔の曲げモーメントに 4 倍以上の差が生じている。この違いは橋脚によって応答が増幅されたことに起因すると考えられる。吊構造の応答ではほとんど差を生じなかったのでその比較を省略した。

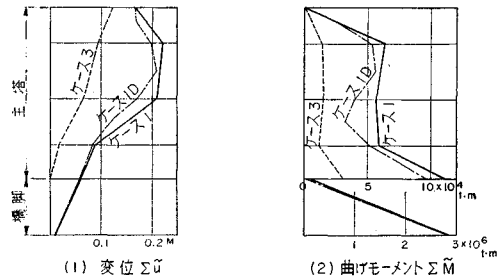


図-9 主塔・橋脚での応答比較図

表-8 はケース 1 ~ ケース 3 でのケーブル水平張力や基礎の反力の応答値を表示したものである。ケース 1 およびケース 3 でセンタータイの位置にかなり大きなケーブル水平張力差 N を生じているが、この点吊橋設計上興味あるところであろう。このケーブル水平張力差は補剛トラス弦材に軸力を生じせしめる。表-8 の計算結果によれば、上下弦材に均等に軸力が分配されるとしても、弦材 1 本当り 1 000 t 近い軸力が生じることになる。

表-8 ケーブル水平張力、下部工反力の応答

着目量	単位	ケース 1			ケース 2			ケース 3			
		AL	PL	Σ	AL	PL	Σ	AL	PL	Σ	
ケーブル水平張力	\bar{H}_1 \tilde{H}_1 $\tilde{\tilde{H}}_1$	t	10 074.0	2 880.7	25 909.0	6 922.0	3 563.0	20 970.0	6 116.6	616.4	13 466.0
		t	4 558.6	860.7	6 560.8	3 613.9	1 192.1	5 381.8	3 088.5	193.6	4 376.3
		t	—	—	5 917.4	—	—	2 311.8	—	—	3 262.7
	\bar{H}_2 \tilde{H}_2 $\tilde{\tilde{H}}_2$	t	10 142.0	2 130.7	24 545.0	6 466.2	932.1	14 796.0	5 934.5	473.5	12 816.0
		t	4 514.9	646.3	6 450.2	3 618.9	394.2	5 148.2	3 046.7	162.5	4 314.9
		t	—	—	5 698.1	—	—	0	—	—	3 104.9
ケーブル水平張力差	$\Delta \bar{H}_T$ $\Delta \tilde{H}_T$ $\Delta \tilde{\tilde{H}}_T$	t	689.5	4 618.0	10 615.0	872.3	4 390.2	10 525.0	529.6	939.9	2 939.0
		t	256.6	1 455.8	2 090.6	359.6	1 441.4	2 100.9	173.4	326.1	522.3
		t	—	—	2 147.9	—	—	2 311.8	—	—	526.3
	$\Delta \bar{H}_2$ $\Delta \tilde{H}_2$ $\Delta \tilde{\tilde{H}}_2$	t	7 350.9	2 397.4	19 497.0	—	—	—	3 285.4	551.4	7 673.6
		t	5 399.3	1 024.4	7 772.0	—	—	—	2 988.1	265.4	4 242.5
		t	—	—	11 396.0	—	—	—	—	—	6 209.9
アンカーブロック反力	\bar{M}_{BA} \tilde{M}_{BA} $\tilde{\tilde{M}}_{BA}$	$\times 10^6 \text{tm}$	1.4583	0.0534	3.0234	1.4414	0.0771	3.0370	—	—	—
		$\times 10^6 \text{tm}$	0.7094	0.0209	1.0037	0.7194	0.0315	1.0184	—	—	—
		$\times 10^6 \text{tm}$	—	—	0.9798	—	—	0.9903	—	—	—
	\bar{Q}_{BA} \tilde{Q}_{BA} $\tilde{\tilde{Q}}_{BA}$	$\times 10^3 \text{t}$	2.3763	0.0521	4.8569	2.3615	0.0750	4.8731	—	—	—
		$\times 10^3 \text{t}$	1.1764	0.0204	1.6639	1.1820	0.0306	1.6722	—	—	—
		$\times 10^3 \text{t}$	—	—	1.6500	—	—	1.6552	—	—	—
橋脚	\bar{M}_{BP} \tilde{M}_{BP} $\tilde{\tilde{M}}_{BP}$	$\times 10^6 \text{tm}$	0.2302	3.3034	7.0671	0.3236	3.3024	7.2519	—	—	—
		$\times 10^6 \text{tm}$	0.0872	1.9954	2.8247	0.1339	1.9950	2.8278	—	—	—
		$\times 10^6 \text{tm}$	—	—	2.8712	—	—	2.9219	—	—	—
反力	\bar{Q}_{BP} \tilde{Q}_{BP} $\tilde{\tilde{Q}}_{BP}$	$\times 10^3 \text{t}$	0.0521	1.1781	2.4604	0.0750	1.1780	2.5061	—	—	—
		$\times 10^3 \text{t}$	0.0204	0.6556	0.9276	0.0306	0.6553	0.9277	—	—	—
		$\times 10^3 \text{t}$	—	—	0.9418	—	—	0.9542	—	—	—

しかし、現実にこれだけのケーブル水平張力差を生じることがどうかについては、さらに検討を要しよう。

5. 考 察

(1) 静的地動の影響について

地震応答を求めるにあたって式(2.7)の右辺第2項の基礎の変位に直接比例する項を無視してきた。図-2と図-6, 図-8とを比較してわかるように、応力的には支点到1mの変位を生じるとし、しかもその影響が応答に直接加算されるとしても応答値の10%程度を占めるにすぎない。すなわちこの項を無視したことは妥当であったことがわかる。しかし、変位応答には応力に対してよりも大きな影響をもつようである。

(2) 質点の分割数について

数値計算例では吊構造側径間を4分割, 中央径間8分割, 主塔4分割と, 最大30自由度(ケース1)をもつ振動系を対象としてきた。質点分割数を多くとれば, それだけ振動モードや地震応答の計算精度は向上する。計算の対象とした振動系での質点分割数が妥当であったかどうかを検証するために, ケース1と同じ構造系を対象とし, ただ分割数を側径間8, 中央径間16, 主塔7とすることによって振動の自由度を52にした振動系についての計算をケース1Dとして行なった。

その結果, ケース1で1, 2次の振動周期が8.841sec, 6.950secであったものが, ケース1Dでは8.813sec, 6.916secと若干短縮された。またケース1の29, 30次の橋脚が励起されるモードの振動周期0.157secはケース1Dで0.160secと逆に若干長くなった。このように振動周期はそれぞれ修正されるが, その違いはわずかである。

また自由度が増した分だけ, 得られる振動モード数も多くなり, 構造部分間で振動が連成するチャンスも増すことになる。たとえばケース1の13, 14次の主塔の1次モードの近くに吊構造のモードが現われ, 図-10に示すような振動モードが得られた。すなわちケース1Dの15次がケース1の13次に対応する。ケース1の14次に相当するモードにケース1Dの吊構造の振動モー

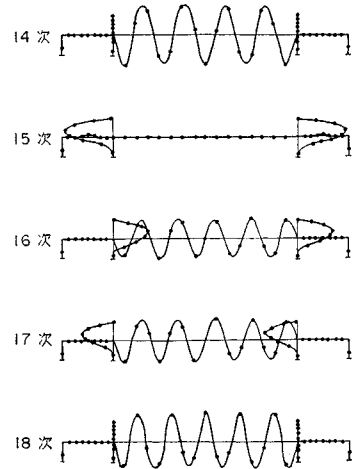


図-10 振動モード(ケース10)

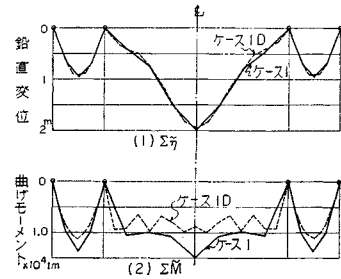


図-11 吊構造の応答比較図

ドが連成し, 16, 17次の2個のモードとなって現われたものと解釈される。このときの振動周期や一般化質量の構造部分別小計を表-9に示した。16, 17次において振動エネルギーが吊構造(S)と主塔(T)とにほぼ2分されていることがわかる。

一方, 平均速度応答スペクトルに対する応答値について, 図-11に吊構造の応答比較図を示した。また主塔橋脚の応答比較は図-9にケース1Dの結果をも記入することによって示した。吊構造において, 変位応答は質点数を多くとることによって最大応答曲線をなめらかにする程度の効果しかないが, 曲げモーメント応答は質点数を多くとるとき全般的に低く得られることがわかる。また主塔の応答は質点数を多くすることによって変位, 曲げモーメントとも低くなっている。しかし橋脚の応答にはほとんど差を生じない。すなわち, 質点数を少なくとるとき応答を安全側に評価することになるが, ケース1程度の質点数でほぼ妥当な応答が得られるといえる。

(3) センタータイの効果について

センタータイの有無は, 吊橋の地震応答にあまり大きな影響は与えないようである。ただセンタータイがあるとき, その位置でのケーブル水平張力差 N がかなり大

表-9 一般化質量(ケース1D)

振動次数	振動周期 sec	一般化質量				
		S	C	A	T	P
14	1.3215	1.000	—	0.000	0.000	0.000
15	1.1412	0.002	—	0.001	0.982	0.015
16	1.1381	0.451	0.007	0.000	0.533	0.008
17	1.1281	0.549	0.020	0.000	0.424	0.007
18	0.9901	1.000	—	0.000	0.000	0.000

きな値で得られた。

センタータイの効果を考慮するに当って、中央径間のケーブル、吊構造の全死荷重がセンタータイの橋軸方向変位に剛に従うと仮定したが、補剛トラスの伸び縮みの現象も当然考えられる。いま、中央径間の全死荷重が吊構造に均等に分布し、しかも弾性エネルギーは補剛トラス弦材にのみ貯えられるとすると、1次の縦振動周期は2.07 secと計算される(弦材断面 $4 \times 0.0456 \text{ m}^2$)。このような振動周期をもつ質量がセンタータイに剛に従うとは考えられない。吊構造の縦振動周期自体にも問題はあがるが、本報告に示したケーブル水平張力差 N の応答値(表一8)は単なる試算にとどまっております、設計応力とはなり得ないと考えられる。厳密にはケーブルおよび吊構造の各質点に橋軸方向の振動の自由度も与えて応答を求める必要がある。ただ本報告に示した数値計算例からみてセンタータイの効果は吊橋の耐震設計上無視できないものであるということは明らかになったといえよう。

センタータイが特別に設けられない場合でも、径間中央付近のハンガーはごく短いので、その傾斜はかなりの抵抗力を生じる。したがってセンタータイがない構造においても近似的にはセンタータイがある構造とみなすべきである⁹⁾。側径間においてセンタータイに類する効果は無視してきたが、上と同様の意味から側径間の吊構造橋軸方向変位は近似的に端支点位置でケーブルの変位に一致するとできる。

(4) 過渡現象としての地震応答について

図一5～図一9に示した地震応答では、左アンカーブロックまたは左橋脚に単独に地震波を作用させた場合でも、左右対称の応答となっている。左に作用させた地震波によって右にも同じ応答値が現われることは自然でない。これは応答を求めるに当って無視した静的地動の影響にもよるが、また地震応答現象を一種の定常現象とみなしていることに起因している。すなわち各次モードの応答の最大値が時間に無関係に式(2.17)で表わされるとしており、現象が伝播するのに要する時間の因子が間接的にしか考慮されていない。また各次モードが対称または逆対称のモードであり、その絶対値は左右対称である。そのため式(2.18)で評価される応答の最大値は地震の入力地点にかかわらず左右対称となったものである。

各基礎での地震波 $z_0(t)$ を具体的に与え、式(2.16)を厳密に解くとき、過渡現象としての地震応答が求まる。

減衰を無視した連続体の振動方程式に対する

初期値問題は解を正規完全直交系(振動モード)に展開しても、その重ね合わせで厳密解を得ることができる。振動方程式をマトリックスで表現する場合、連続体を有限個のばね-質点系で近似する点で厳密性は失われるが、質点を密にとることによっていくらかでも近似度を向上させ得る。すなわち式(2.1)以下で展開したマトリックス解析でも過渡現象を近似的に解くことができる。

具体的に入手できる地震記録は時間的変動のはげしい加速度記録であるので、それに対する応答は吊橋における過渡現象を考察するのに便利でない。そこで現象を単純化するために、いま地動 $z_0(t)$ がステップ関数で与えられる場合を仮想して応答を求めてみる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} z_0(t) &= 0 & t \leq 0 \\ &= 1 & t > 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.2)$$

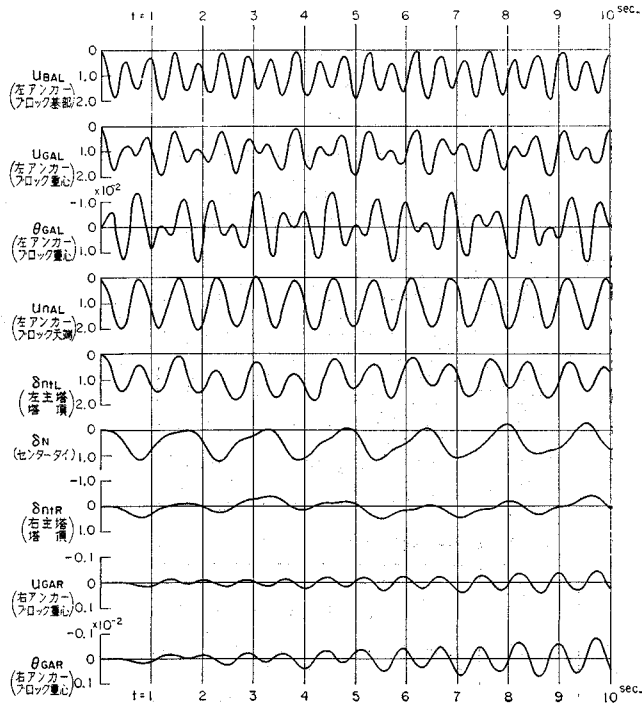
とおく。この地動が k 番目の基礎に与えられるときの一般化座標 y_{ik} 、したがって応答値 q は減衰を無視した式(2.14)より次のように得られる。

$$y_{ik} = -R_{ik} \cos \omega_i t \dots\dots\dots(4.3)$$

$$q = f_{0k}^q - \sum_i \phi_i^q R_{ik} \cos \omega_i t \dots\dots\dots(4.4)$$

ただし、 $f_{0k}^q : F_0^q$ の第 k 列で表わされるベクトル、 $\phi_i^q : \Phi^q$ の第 i 列で表わされるベクトル。

力学モデルにケース1の振動系を用いて、式(4.2)の地動が左アンカーブロック(AL)および左橋脚(PL)にそれぞれ単独に与えられた場合の応答を求め、その結



図一12 左アンカーブロックに与えられたステップ関数状地動に対する応答図(その1)

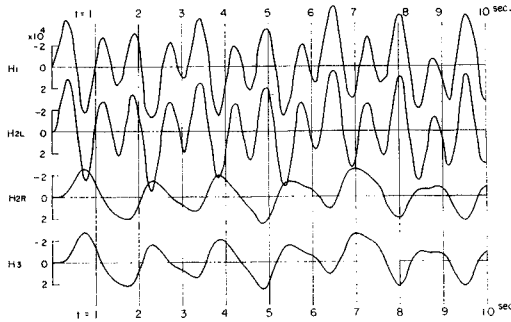


図-13 左アンカーブロックに与えられたステップ関数状地動に対する応答図(その2)

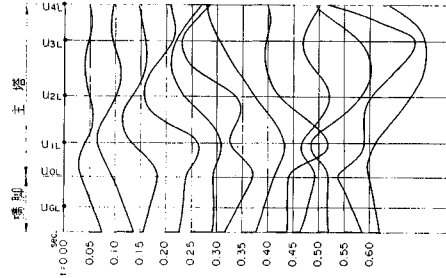


図-16 左橋脚に与えられたステップ関数状地動に対する主塔・橋脚の変位応答図(その2)

とがわかる。また現象が右アンカーブロックに現われはじめるまでに約 0.5 sec を要している。

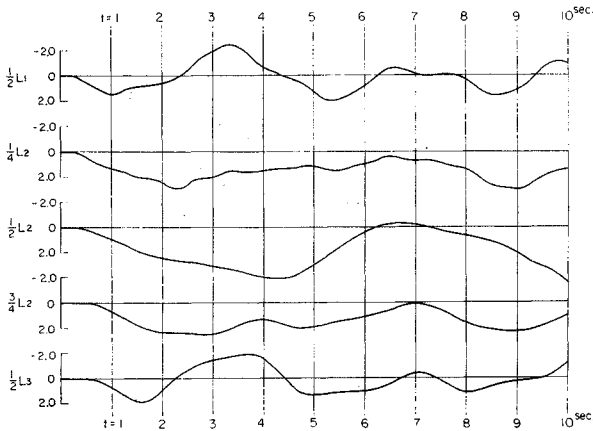


図-14 左アンカーブロックに与えられたステップ状地動に対する吊構造鉛直変位応答図

図-13 は同じくケーブル水平張力の応答図であり、図-14 は吊構造鉛直変位の応答図である。ケーブル水平張力は、センタータイの左側で、ほぼアンカーブロック天端の振動数で振動しており、センタータイの右側ではセンタータイの固有振動が卓越している。ケーブル水平張力はほぼ定常振動とみなせるが、センタータイの左右で波形や振幅にかなりの差がある。十分な時間経過後には同じような波形、振幅になるはずである。その意味ではまだ過渡的状态にあるといえる。

図-14 より、図示した時間の範囲では吊構造の鉛直変位の応答はまだ定常状態にないであろうことが推定される。

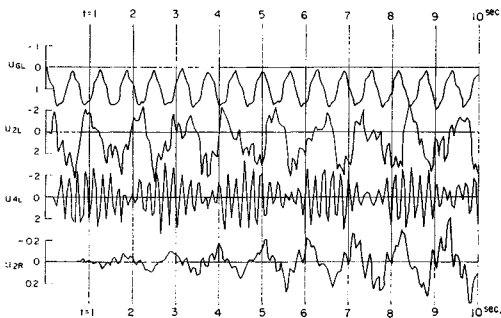


図-15 左橋脚に与えられたステップ関数状地動に対する主塔・橋脚の変位応答図(その1)

図-15、図-16 は左橋脚に与えられたステップ関数状地動による主塔、橋脚の変位応答図である。左橋脚の変位 (u_{GL} , 図-15) は地動が与えられたごく初期からほぼ定常状態にある。主塔の中間点 (u_{2L}) や塔頂 (u_{4L}) の変位応答には若干の時間遅れを生じ、卓越周期を異にしているがやはり定常振動とみなせる状態にある。一方右主塔では中間点の変位応答 (u_{2R}) で代表させて示したように 10 sec 経過後でもまだ 10% 程度の応答しか生じていない。また右主塔にまで現象が伝達されるのに 0.5 sec 以上の時間を要している。

図-16 は地動入力後 0.05 sec 間隔の各時刻での変位形を示したものであるが、これより橋脚からの進行波の様子を概略知ることができる。

果を図-12～図-16 に示した。

図-12 は左アンカーブロックの基礎に地動が与えられた場合のアンカーブロックの水平変位と回転の応答、および塔頂、センタータイの変位応答の時間的変化を示したものである。図からみて左アンカーブロックは地動入力後のごく初期からはほぼ定常振動的の応答を示していることがわかる。一方右アンカーブロックは図示した時間の範囲ではまだ十分に励振されておらず、10 sec 後の応答値は左アンカーブロックの 10% 以下でしかないこ

以上のごとく地動に対する応答現象には時間遅れが存在し、左に与えられた地動によって右での応答が十分に大きさに達するまでにはかなりの時間が必要であることがわかった。振動系に減衰がある場合、振動エネルギーは時間とともに減少するので左右で同じ応答値にはならないだろうことも十分推定できる。

吊橋における過渡現象を仔細に検討しようとするときここに用いた振動モデルには 2, 3 の不備な点がある。すなわちセンタータイをのぞいてケーブルには直接質点

を設けていないのでケーブル水平張力は比較的長い距離を瞬間的に伝達されてしまい、したがって吊構造もその間で同時に励振されることになる。またアンカーブロックおよび橋脚を剛体としているためにこれらの内部を伝わる波動は表現できない。主塔についても質点を支点とみなす連続ばりの変形は質点を励振する必要がないので瞬間的に伝達されるという欠点をもっている。しかし主塔に関しては質点をある程度密にとることによって、その不備を無視できる程度にまで改善できる。したがって吊橋の振動方程式を過渡現象に対して改善するには、ケーブルおよび吊構造の質点到橋軸方向の自由度を互に独立に与えればよく、またアンカーブロック、橋脚を Timoshenko Beam とみなして振動系に取入れることによってその内部を伝わる波動現象も考慮できる。

しかし、耐震設計計算の意味では、センタータイでのケーブル水平張力差 N をのぞいて、図-5 以下に示した $\Delta \bar{q}$ を求めることで十分目的を達し得たといえよう。なぜならば設計上特定の下部構造の位置にのみ地震入力を期待することは実際的でなく、また長大吊橋において各下部構造間での地震波の相対関係を設計条件として与えることにも、今後の研究にまつところが多い。そこで準定常現象とみなしての各次モード応答のベクトル和 $\Delta \bar{q}$ で地震時最大応答を評価してよいと考える。ただ、設計条件として速度応答スペクトルをどのように与えるかについては今後においても検討を要しよう。

6. ま と め

本報文は長大吊橋の地震応答を解析し、数値計算例について 2, 3 の考察を加えたものである。

アンカーブロックおよび橋脚の基礎に単独にまたは同時に地震入力が与えられる場合について、速度応答スペクトルを用いて最大応答値を求めた。センタータイには橋軸方向の慣性力も作用し得るとしたが、その力が他に与える影響はあまり大きくないことがわかった。

すべての下部構造基礎に作用する地震波が同位相であるとした場合に比べて、互いに独立であるとした場合、吊構造の応答は大きく得られるが、主塔の応答はかならずしもそうではなく、地震波がすべて同位相であるとすることによってかえって大きな応答が得られる場合もある。

速度応答スペクトルによって応答の最大値を評価するとき、過渡現象としての地震応答の性質は十分に考慮で

きないが、耐震設計計算としては特定の地点にのみ地震入力を想定することは不自然であり、また下部構造間での地震波を相対的に設定することも実際のでないといえるので、速度応答スペクトルから各次モードの最大応答を求め、そのベクトル和をもって最大地震応答としてよいであろう。

なお、各次モードでの減衰定数の設定に当たっては、そのモードでの振動エネルギーがどの構造部分に集中しているかを判定し、その構造部分に対して指定する減衰定数をもってそのモードの減衰定数とする方法をとった。

吊橋における過渡現象の現われ方をみるために、下部構造基礎の 1 か所にステップ関数状の地動が与えられた場合の応答を解析したが、その結果吊橋全体が十分に励振されるまでにはかなりの時間を要し、地震入力後 10 秒経過の時点ではまだ応答値が 10% 程度にしか励振されない部分もあることがわかった。

本報告に示した試算の結果では、センタータイの点で異常に大きなケーブル水平張力差が得られたが、これは対象とした振動モデルの不備によるものである。振動モデルの改善については現在作業中であり、次の機会に報告できよう。

なお本研究は日本鉄道建設公団における本州四国連絡鉄道橋に関する技術調査の一環として着手し、その後の関連業務の遂行にともなって行ない得たものである。また東京大学工学部 伊藤学助教授には種々の貴重な助言をいただいた。ここに発表を許された公団および関係各位の御厚意、御指導に対して深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 平井 敦：鋼橋 III, 技報堂。
- 2) 小西一郎・山田善一・高岡宣善：長大つり橋の地震応答と耐震設計法に関する研究, 土木学会論文集, 第 159 号, 昭 43 年。
- 3) 山田善一・竹宮宏和：不規則外力による多自由度系の応答解析とその長大つり橋タワー・ピアー系の耐震解析への応用, 土木学会論文報告集, 第 163 号, 昭 44 年。
- 4) 栗林栄一：橋梁の耐震設計に関する研究 (II), 土木研究所報告, 136 号の 2, 昭 44 年。
- 5) 小坪清真・原田譲二：各支点で異なる地震波をうける橋梁の応答解析, 土木学会論文報告集, 第 175 号, 昭 45 年。
- 6) 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一：橋梁の耐震設計に関する研究 (I), 土木研究所報告, 128 号の 1, 昭 40 年。
- 7) R.D. Mindlin, L.E. Goodman: Beam Vibrations with Time-Dependent Boundary Condition, Journal of Appl. Mech., Dec. 1950.
- 8) A. Selberg: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Ci 13, 308/1961.

(1970.12.14・受付)