

進行地震波による橋梁応答解析への応答スペクトルの利用

RESPONSE ANALYSIS OF BRIDGES FOR PROPAGATING EARTHQUAKE
WAVES BY USING RESPONSE SPECTRUM

小坪 清真*・鳥野 清**・園田 敏矢***

By Seima KOTSUBO, Kiyoshi UNO and Toshiya SONODA

1. 緒 言

最近のように、長大スパンを有する橋梁が数多く建設されるようになると、その固有振動周期が長くなるために、動的な耐震設計が重要な問題となってくる。一般に、長大橋梁において合理的な耐震設計を行うためには、単に同一地震波が各支点に同時に作用した場合の応答計算だけでなく、各支点に働く地震波の相異なるいは位相差を考慮して応答計算を行う必要性があることは知られている。

長大な橋梁の各基礎に作用する地震波がまったく同一波形でないことは多くの地震観測結果から明らかであるが、それらの各波形間の相関については、いまだ明白ではない。同一震源で発生した地震波は橋梁地点に達したのち、各基礎下の地形、地質の相異によって、各基礎下端に到達した地震波形に相異が生ずるのは当然であるが、この相異を理論的に解析して各基礎に働く地震波形を求めることは現在のところ困難である。

したがって、従来、長大橋梁の各基礎に作用する地震波は同一であるが、位相差のみが生じると仮定して応答の計算を行うことが多い。

著者らは先に¹⁾、橋梁の各基礎がそれぞれ異なった地震加速度をうける場合の応答計算法として、振動形解析法による解析法を提案し、その特別な場合として、各基礎に作用する地震波は同一であるが、地動位相差がある場合について、実橋に対して数値計算を行い、地動位相差が長大橋梁の地震応答に及ぼす影響が大きいことを示した。

しかし、長大橋梁に対して各支点における地震波の位相差を考慮して応答計算を行う場合、地震波の有する特

徴によって応答が種々異なるために、数多くの地震波に対して応答計算を行う必要がでてくる。また、多くの質点（部材）において、応答変位、曲げモーメント、せん断力、軸力を求める必要があるため、振動形解析法で計算しても、その計算量というものは膨大なものとなるのが普通である。

一般に、耐震設計に必要なものは地震波に対する応答変位、曲げモーメント、せん断力、軸力の最大値であるから、この最大値をもっと簡単に求める方法があれば、今後の橋梁の耐震設計に大いに役立つものと予想される。

青柳²⁾は吊橋の応答計算を行うにあたり、各基礎に作用する地震波には、お互いに相関はなく、まったく独立な波形であるが、応答スペクトルは同一であるという仮定のもとに、それぞれの基礎から入力する地震による応答を求めたのち、これらの応答の絶対値とおよび 2 乗和の平方根値により、最大応答変位および最大応答曲げモーメントを求めている。青柳の方法は各基礎にのみ働く地震波がまったく独立の場合に利用できるもので、各基礎の地震波に相関がある場合、特に位相差のみがある場合などの応答計算に利用することはできない。

本研究は、橋梁の各基礎に作用する地震波は同一であるが、地動位相差がある場合の地震応答解析に応答スペクトルを用いる簡便な解析法を提案したもので、実橋に対し 3 種類の地震応答スペクトルを用いて応答を求めた。また、一方、先に示した振動形解析法¹⁾による直接応答計算で数値計算を行い、両者の比較から本解析法の簡便性と信頼性を明らかにしたものである。

2. 進行地震波に対する応答解析理論

(1) 振動形解析法による直接応答計算

この解析法については、先の論文¹⁾に詳しく述べているので、ここでは簡単に示す。

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 九州大学助手 工学部土木工学科

*** 正会員 九州大学助手 工学部土木工学科

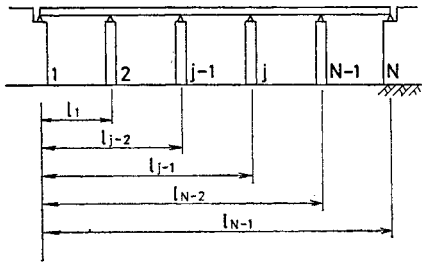


図-1

図-1 に示すように、橋台および橋脚を含め N 個の支点を有する橋梁を m 個の多質点系に置換した場合を考える。いま、この橋梁の各支点における橋軸直角方向の地震変位を $\phi_j(t)$ 、($j=1, 2, \dots, N$)、橋梁の第 s 次の固有円振動数を n_s 、減衰定数を h_s 、質点 i の重量を W_i 、 i 質点の第 s 次の振動モードを Y_{is} とする。次に、 j なる支点のみが $\phi_j(t)=1$ なる静変位を生じたときの橋桁の i 点の静的弾性変形曲線を f_{ij} とすれば、第 s 次の基準座標 a_s を用いて i 点の応答変位は次式で表わされる。

$$y_i(t) = \sum_{s=1}^{\infty} a_s Y_{is} + \sum_{j=1}^N f_{ij} \phi_j(t) \dots\dots\dots (1)$$

この系の運動エネルギー K 、ひずみエネルギー V 、散逸関数 F および第 s 次の換算外力 Q_s はそれぞれ次式で表わされる。

$$K = \frac{1}{2g} \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^m \dot{a}_s^2 W_i Y_{is}^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$V = \frac{1}{2g} \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^m n_s^2 a_s^2 W_i Y_{is}^2 \dots\dots\dots (3)$$

$$F = \frac{1}{2g} \sum_{s=1}^m \sum_{i=1}^m 2 h_s n_s \dot{a}_s^2 W_i Y_{is}^2 \dots\dots\dots (4)$$

$$Q_s = - \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is} f_{ij} \dot{\phi}_j(t) \dots\dots\dots (5)$$

式(2)~(5)を Lagrange の運動方程式に代入すれば、次式が得られる。

$$\ddot{a}_s + 2 h_s n_s \dot{a}_s + n_s^2 a_s = - \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \dot{\phi}_j(t) \dots\dots\dots (6)$$

$$\beta_{sj} = \frac{\sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is} f_{ij}}{\sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is}^2} \dots\dots\dots (7)$$

もし、橋梁が初め静止していれば、式(6)の基準座標 a_s は次式で求められる。

$$a_s = - \frac{1}{n_s'} \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \int_0^t \dot{\phi}_j(\tau) \cdot e^{-h_s n_s'(t-\tau)} \sin n_s'(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots (8)$$

ただし、

$$n_s' = n_s \sqrt{1 - h_s^2} \dots\dots\dots (9)$$

しかし、式(8)から直接 a_s を求めようとすると、多大の計算時間を必要とし、不経済であるため、一般には Runge Kutta Gill 法などの数値計算法を用いて求めればよい。

各基礎の刻々の地震加速度に対する基準座標 a_s が求まれば、橋梁の i 点の応答変位 y_i は式(1)から得られる。

次に、第 s 次の i 点の振動モード Y_{is} に対する曲げモーメントモードを M_{is} 、橋梁が f_{ij} なる静的弾性変形をなすときの i 点に生じる曲げモーメントを M_{ij} とすれば、橋梁の i 点の曲げモーメントは次式で求められる。

$$M_i(t) = \sum_{s=1}^{\infty} a_s M_{is} + \sum_{j=1}^N M_{ij} \phi_j(t) \dots\dots\dots (10)$$

ただし、長大橋梁においては、式(10)の第2項の曲げモーメントは第1項の曲げモーメントに対して、直接応答計算を行って見たところ、2~10%程度の値で非常に小さく、しかも、増加側に作用する場合もあれば減少側に作用する場合もあり、応答スペクトルで計算を行う場合には、この程度の誤差は省略してもさしつかえないものと思われる。

(2) 応答スペクトルを用いた解析法

a) 一質点系に対する応答スペクトルの基本理論

一質点系が $\ddot{\phi}(t)$ なる地震加速度をうけた場合の応答変位 $y(t)$ (ここでいう応答変位とは相対変位のことである) は式(8)を参照して次式となる。

$$y(t) = - \frac{1}{n'} \int_0^t \ddot{\phi}(\tau) e^{-hn(t-\tau)} \sin n'(t-\tau) d\tau \dots\dots (11)$$

式(11)を変形して、

$$y(t) = - \frac{1}{n'} \left\{ \sin n't \int_0^t \ddot{\phi}(\tau) e^{-hn(t-\tau)} \cos n'\tau d\tau - \cos n't \int_0^t \ddot{\phi}(\tau) e^{-hn(t-\tau)} \sin n'\tau d\tau \right\} \dots\dots (12)$$

式(12)において、

$$\left. \begin{aligned} \int_0^t \ddot{\phi}(\tau) e^{-hn(t-\tau)} \cos n'\tau d\tau &= A(t) \\ \int_0^t \ddot{\phi}(\tau) e^{-hn(t-\tau)} \sin n'\tau d\tau &= B(t) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

とおけば、式(12)は次式のようになる。

$$\begin{aligned} y(t) &= - \frac{1}{n'} \{ A(t) \sin n't - B(t) \cos n't \} \\ &= - \frac{1}{n'} \sqrt{A(t)^2 + B(t)^2} \sin(n't + \alpha) \\ &= - \frac{1}{n} \sqrt{\frac{A(t)^2 + B(t)^2}{1 - h^2}} \sin(n't + \alpha) \\ &= - \frac{1}{n} S_V(t) \sin(n't + \alpha) \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

ただし、

$$S_V(t) = \sqrt{\frac{A(t)^2 + B(t)^2}{1 - h^2}} \dots\dots\dots(15)$$

さて、応答変位 $y(t)$ の最大値 y_{max} は式 (14) より $S_V(t) \sin(n't + \alpha)$ の最大値で決まることになる。一方、 $S_V(t)$ は式 (13) に示した $A(t), B(t)$ を用いて式 (15) より求められる値であるため、固有振動数の成分の影響が少なくなり、時間 t による変化が少ないので、結局、 y_{max} は $S_V(t)$ の最大値 S_{Vmax} の近傍における $\sin(n't + \alpha) = 1$ となる時間に生じると考えてよい。したがって、応答変位の最大値を考える場合、式 (14) は次式で表わされる。

$$y(t) \cong -\frac{S_{Vmax}}{n} \sin(n't + \alpha) \dots\dots\dots(16)$$

$$y_{max} \cong -\frac{S_{Vmax}}{n} \dots\dots\dots(17)$$

式 (17) は一般によく知られている Housner の応答スペクトルによる応答解析法である。

b) 進行地震波が作用する場合の応答スペクトルを用いた応答解析法

図-2 に示すように、いま地震波 $\phi(t)$ が見かけの伝播速度 V で橋梁の一端 ($j=1$) から進入するものとすれば、第 j 支点における地震波

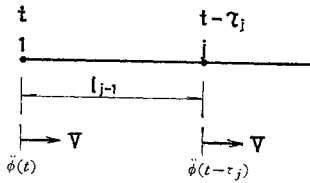


図-2 位相差 τ_j

は、 $j=1$ なる支点に進入してきた地震波より次の時間だけ遅れることになる。

$$\tau_j = \frac{l_{j-1}}{V} \dots\dots\dots(18)$$

ここに、 l_{j-1} は第 j 支点と第 1 支点間の距離である。

したがって、第 1 支点に進入してきた地震波を $\phi(t)$ とすれば、第 j 支点に進入してくる地震波は次の形で表わされる。

$$\phi_j(t) = \phi_1(t - \tau_j) = \phi(t - \tau_j) \dots\dots\dots(19)$$

ただし、 $t - \tau_j < 0$ の時、 $\phi(t - \tau_j) = 0$

結局、第 j 支点から進入してきた地震波に対する基準座標 a_{sj} は、式 (8), (11), (19) の関係から次式で求められる。

$$a_{sj} = -\frac{\beta_{sj}}{n_s'} \int_0^{t-\tau_j} \phi(\tau) e^{-h_s n_s (t-\tau_j-\tau)} \cdot \sin n_s' (t-\tau_j-\tau) d\tau \dots\dots\dots(20)$$

式 (20) を式 (14) と同様の形に変形すると次式となる。

$$a_{sj} = -\frac{\beta_{sj}}{n_s} S_{V_s}(t - \tau_j) \sin \{n_s' (t - \tau_j) + \alpha_s\} \dots\dots\dots(21)$$

式 (21) は第 j 支点への入力加速度による応答は第 1 支点への入力加速度による応答よりも τ_j だけ遅れて生じること示している。

式 (21) の結果より、すべての支点からそれぞれ時間遅れ τ_j を有する地震波が進入してくる場合の基準座標 a_s は次式で求められる。

$$a_s = -\frac{1}{n_s} \sum_{j=1}^N \beta_{sj} S_{V_s}(t - \tau_j) \sin \{n_s' (t - \tau_j) + \alpha_s\} \dots\dots\dots(22)$$

式 (22) において、 $S_{V_s}(t)$ の最大値 S_{V_smax} は S_{V_smax} の生じる時間 t_0 の近傍であり変化しない。したがって、 τ_j の小さい場合には $S_{V_s}(t - \tau_j)$ の最大値を S_{V_smax} とおいてもさしつかえない。そこで、式 (14) と式 (16) の関係を用いれば、式 (22) は次式となる。

$$a_s = -\frac{S_{V_smax}}{n_s} \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \sin \{n_s' (t - \tau_j) + \alpha_s\} \dots\dots(23)$$

式 (23) において、減衰定数 h_s の小さい場合には、 $\sqrt{1 - h_s^2} \cong 1$ とおけるので、結局、式 (23) は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} a_s &= -\frac{S_{V_smax}}{n_s} \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \sin \{n_s t + \alpha_s - n_s \tau_j\} \\ &= -\frac{S_{V_smax}}{n_s} \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \{ \sin(n_s t + \alpha_s) \cos n_s \tau_j \\ &\quad - \cos(n_s t + \alpha_s) \sin n_s \tau_j \} \\ &= -\frac{S_{V_smax}}{n_s} \{ (\beta_{s1} \cos n_s \tau_1 + \beta_{s2} \cos n_s \tau_2 + \dots \\ &\quad + \beta_{sN} \cos n_s \tau_N) \sin(n_s t + \alpha_s) \\ &\quad - (\beta_{s1} \sin n_s \tau_1 + \beta_{s2} \sin n_s \tau_2 + \dots \\ &\quad + \beta_{sN} \sin n_s \tau_N) \cos(n_s t + \alpha_s) \} \dots\dots\dots(24) \end{aligned}$$

地震波が第 1 支点に到達した時刻を基準にとれば、 $\tau_1 = 0$ となり、式 (24) は次のようになる。

$$\begin{aligned} a_s &= -\frac{S_{V_smax}}{n_s} \{ (\beta_{s1} + \beta_{s2} \cos n_s \tau_2 + \dots \\ &\quad + \beta_{sN} \cos n_s \tau_N) \sin(n_s t + \alpha_s) \\ &\quad - (\beta_{s2} \sin n_s \tau_2 + \dots + \beta_{sN} \sin n_s \tau_N) \\ &\quad \cdot \cos(n_s t + \alpha_s) \} \dots\dots\dots(25) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= -\frac{S_{V_smax}}{n_s} \sqrt{(\beta_{s1} + \beta_{s2} \cos n_s \tau_2 + \dots * \\ &\quad * + \beta_{sN} \cos n_s \tau_N)^2 + (\beta_{s2} \sin n_s \tau_2 + \dots * \\ &\quad * + \beta_{sN} \sin n_s \tau_N)^2} \sin(n_s t + \alpha_s') \dots\dots\dots(26) \end{aligned}$$

ただし、

$$\bar{\beta}_s = \sqrt{(\beta_{s1} + \beta_{s2} \cos n_s \tau_2 + \dots + \beta_{sN} \cos n_s \tau_N)^2 * + (\beta_{s2} \sin n_s \tau_2 + \dots + \beta_{sN} \sin n_s \tau_N)^2} \dots\dots(27)$$

$\bar{\beta}_s$ は位相差 $\tau_2, \tau_3, \dots, \tau_N$ が与えられれば、容易に求められる。

式 (26) の最大値は次式で与えられる。

$$|a_s|_{\max} = \frac{S_{V_{s\max}}}{n_s} \bar{\beta}_s \dots\dots\dots(28)$$

次に、多質点系における i 点の応答変位 $y_i(t)$ は式 (1) の第 2 項を省略して、次式で求められる。

$$y_i(t) = \sum_{s=1}^n a_s Y_{is} \dots\dots\dots(29)$$

式 (29) において、 $y_i(t)$ の最大値 y_{imax} を考えてみると、少なくとも各次のモードの応答変位がまったく同時に最大値に達することはないから、 i 点の最大応答変位 y_{imax} は各次のモードの最大変位の絶対値の和よりも小さいはずである。したがって、次の関係式が得られる。

$$y_{imax} \leq \sum_{s=1}^n |a_{s\max} Y_{is}| \dots\dots\dots(30)$$

しかし、式 (30) を用いて最大応答変位を計算すると、一般に生じる最大値より大きすぎるのが普通である。この場合、統計的には各次モードの最大変位の 2 乗和の平方根が一般に生じる最大応答変位の近似値を与えるといわれる。したがって、 y_{imax} を求めるには次式が適当である。

$$y_{imax} \doteq \sqrt{\sum_{s=1}^n \{a_{s\max} Y_{is}\}^2} \dots\dots\dots(31)$$

式 (28) を式 (30)、(31) に代入すると次式が得られる。

$$y_{imax} \leq \sum_{s=1}^n \left| \frac{\bar{\beta}_s S_{V_{s\max}}}{n_s} Y_{is} \right| \dots\dots\dots(32)$$

$$y_{imax} \doteq \sqrt{\sum_{s=1}^n \left\{ \frac{\bar{\beta}_s S_{V_{s\max}}}{n_s} Y_{is} \right\}^2} \dots\dots\dots(33)$$

式 (10) の第 2 項を省略して考えれば、 i 点の最大応答曲げモーメントは式 (32)、(33) を参照して次式で得られる。

$$M_{imax} \leq \sum_{s=1}^n \left| \frac{\bar{\beta}_s S_{V_{s\max}}}{n_s} M_{is} \right| \dots\dots\dots(34)$$

$$M_{imax} \doteq \sqrt{\sum_{s=1}^n \left\{ \frac{\bar{\beta}_s S_{V_{s\max}}}{n_s} M_{is} \right\}^2} \dots\dots\dots(35)$$

また、加速度応答スペクトル $S_{A_{s\max}}$ が与えられる場合には、式 (32)~(35) の $S_{V_{s\max}}$ の代わりに $S_{A_{s\max}}/n_s$ の値を代入すれば、最大応答変位、最大応答曲げモーメントを求めることができる。

次に、各支点に全く地動位相差がない場合には次の関係がある。

$$\tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_N = 0 \dots\dots\dots(36)$$

したがって、この場合、式 (27) に示した $\bar{\beta}_s$ は次式となる。

$$\bar{\beta}_s = \beta_{s1} + \beta_{s2} + \dots + \beta_{sN} = \beta_s \dots\dots\dots(37)$$

式 (37) の β_s は従来の地動位相差を考慮しない場合の刺激係数で次式で表わされる。

$$\beta_s = \frac{\sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is}}{\sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is}^2} \dots\dots\dots(38)$$

結局、従来の刺激係数 β_s の代わりに、式 (27) で求められる $\bar{\beta}_s$ を用いれば、まったく従来の応答スペクトルを用いた応答解析法と同一手法で地動位相差を考慮した応答解析ができることがわかる。

3. 名護屋大橋に対する数値計算例

(1) 名護屋大橋の振動特性

図-3 に名護屋大橋（ディビダーク橋）の概略を示す。図-4 は本橋の変位モードである。

表-1 に本橋の固有円振動数および数値計算を行った点の変位モード、曲げモーメントモードを示す。

図-4 および表-1 に示した値は、本橋を 33 個の多質点系に置換し理論的に解析したものである。この計算値は起振機による振動試験の結果とよく一致しており、理論値の妥当性がすでに確認されている。また、解析上の仮定および名護屋大橋の諸元等は文献 1) で詳しく述べているので省略する。

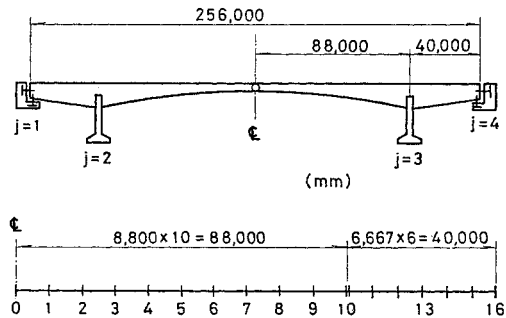


図-3 名護屋大橋の一般図および質点番号

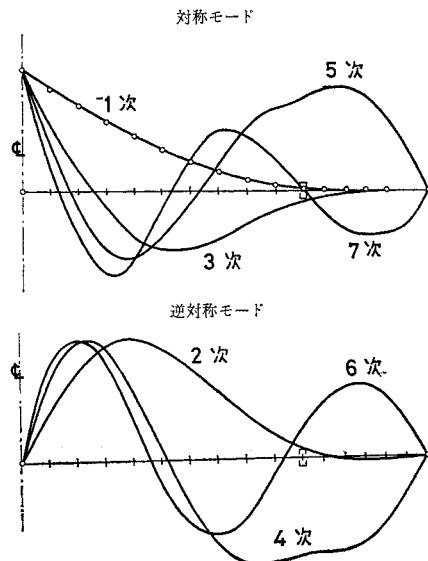


図-4 名護屋大橋の変位モード

表-1 名護屋大橋の振動特性

次数	固有円振動数 (rad/s)	変位モード				曲げモーメントモード (t・m/cm)			
		0点	3点	6点	10点	2点	7点	10c点	10a点
1	4.967	1.000	0.573	0.230	0.010	52	525	947	583
2	13.93	0	0.946	0.779	0.083	-1236	-153	3980	2351
3	19.84	1.000	-0.167	-0.493	-0.090	694	1118	-2842	1554
4	33.83	0	0.976	-0.361	-0.811	-3706	5601	-4159	5301
5	35.97	1.000	-0.505	-0.095	0.752	1886	-1693	335	-7742
6	44.08	0	0.841	0.563	0.187	-4579	7814	-5565	-11605
7	50.78	1.000	-0.695	0.261	0.008	2622	4745	2505	5639

(10c は質点10の center 側, 10a は abut 側を示す)

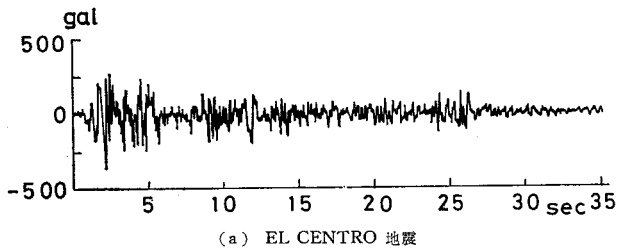
表-2 名護屋大橋の β_{js} と β_s

次数	β_{s1}	β_{s2}	β_{s3}	β_{s4}	β_s
1	-0.817	1.729	1.729	-0.817	1.823
2	-0.163	0.668	-0.668	0.163	0
3	0.133	-0.930	-0.930	0.133	-1.593
4	-0.083	-0.418	0.418	0.083	0
5	0.129	0.440	0.440	0.129	1.138
6	0.191	0.129	-0.129	-0.191	0
7	-0.227	0.009	0.009	-0.227	-0.435

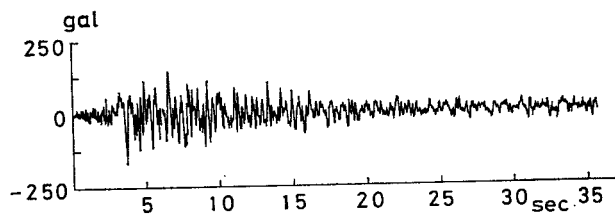
表-2 に、本橋の各支点 (j) を 1 だけ変位させた時の刺激係数 β_{sj} (式 (7)) および、従来の刺激係数 β_s (式 (38)) を示す。

(2) 応答計算

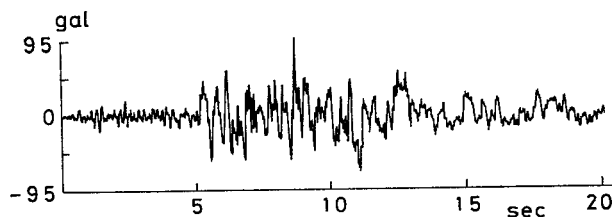
図-5 に示す 3 種類の地震波 ((a) : EL CENTRO 地



(a) EL CENTRO 地震



(b) TAFT 地震



(c) SAN FERNANDO 地震

図-5 応答計算に用いた地震波

震, NS 成分, 最大加速度 341.7 gal, (b) : TAFT 地震, S 69 E 成分, 最大加速度 175.9 gal, (c) : SAN FERNANDO 地震, EW 成分, 最大加速度 91.6 gal) が名護屋大橋の第 1 支点から第 4 支点まで順次位相差をもって、作用した場合について応答計算を行った。

応答計算としては、著者らが 2. (2) で提案した応答スペクトルを用いる解析方法で本橋の最大応答変位, 最大曲げモーメントを計算するだけでなく、従来用いられている直接応答計算 2. (1) によって応答変位, 曲げモーメントを計算し、それらの応答最大値をも求めた。この両者の結果を比較することにより、本論文で提案した解析法の妥当性を検証した。

図-6 は地震波の伝播速度を種々変化させた場合の著者らの提案する解析方法における \bar{b}_s (式 (27)) の値である。図中における伝播速度 ∞ km/s とは、各支点に進入する地震波にまったく地動位相差のない場合のことである。第 1 次 \bar{b}_s は伝播速度によってあまり変化しないが、第 2 次以上の \bar{b}_s は伝播速度が遅くなるにつれて大きく変化している。特に、逆対称モードの場合には伝播速度 ∞ km/s の時に \bar{b}_s が零であるのに対し、伝播速度が遅くなると \bar{b}_s の値が大きくなり、応答計算においてその影響を無視できないことが応答計算を待つまでもなく明瞭に見られる。

応答計算に用いる最大応答スペクトル値 (S_{Vsmax}) は各次モードの減衰定数をすべて $h_s = 0.02$ として求めた。

表-3 は 図-5 に示した 3 種類の地震波の S_{Vsmax} を各モードごとに示したものである。

図-7 は各次モードの変位の大きさを示す値 ($\bar{b}_s S_{Vsmax} / n_s$) を、地震波の各伝播速度ごとに計算したもので、各地震波に対して示している。つまり、この値に橋梁の各点の変位モード (表-1) をかければ、各点の各次のモードの最大変位が計算されることになり、最大応答変位に対する各次モードの寄与度および伝播速度に対する各次モードの大きさの変化の割合を知るうえで有効な図である。図中において、7 次 \bar{b}_s の値は各地震波とも小

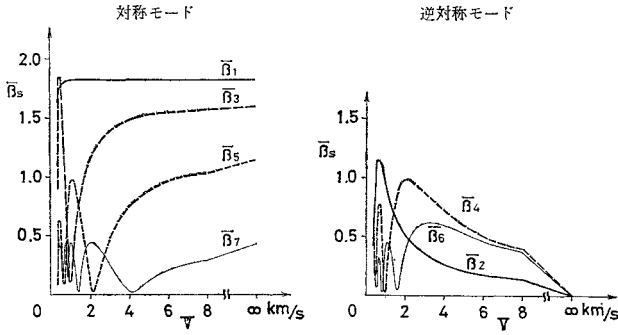


図-6 伝播速度の違いによる $\bar{\beta}_s$ の変化

表-3 各地震波の速度応答スペクトル値 (S_{V2max}) ($h_s=0.02$)

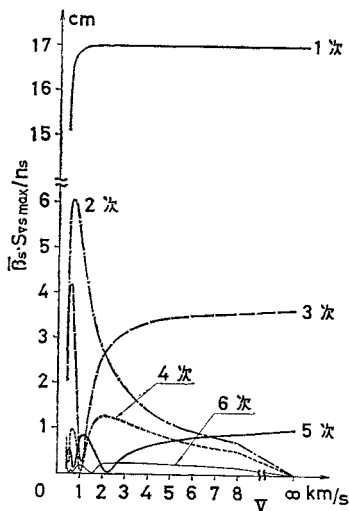
次数	固有周期 (sec)	S_{V2max} (cm/s)		
		EL CENTRO	TAFT	SAN FERNANDO
1	1.265	46.3	30.4	26.9
2	0.451	74.4	64.1	17.8
3	0.317	45.2	30.2	11.6
4	0.186	43.6	16.7	7.24
5	0.175	31.3	13.6	6.04
6	0.143	18.0	7.61	3.66
7	0.124	14.7	4.95	3.40

さいので省略している。図-7 をみると、SAN FERNANDO 地震波が名護屋大橋に及ぼす影響としては、伝播速度の変化に関係なく1次の変位が最も大きく、他のモードの変位の影響は非常に小さい。一方、EL CENTRO, TAFT 地震においては、伝播速度が小さい場合、1次、2次、3次の変位の影響が大きく、特に TAFT 地震波においては1次に対する2次、3次のモードの変位の割合が大きい。

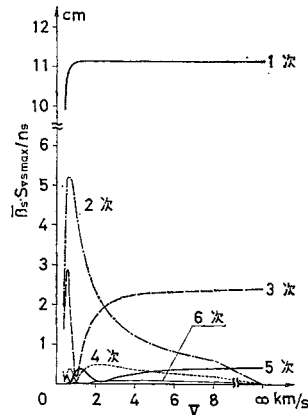
(3) 応答計算結果とその考察

図-8 に地震波の伝播速度の違いによる最大応答変位を各地震波ごとに示す。図中の実線は式(33)から求めた値であり、破線は式(32)から求めたものである。したがって、実線は統計的に考えた場合の最大応答変位の最確値を示し、破線はこの値以上の最大応答変位は生じないという限界値を示すことになる。次に、図中の○印は応答スペクトルによる解析法の検定のために、式(6)を用いて、伝播速度 ∞ km/s および 0.5~4.0 km/s まで 0.5 km/s ごとに、Runge Kutta Gill 法を用いて直接応答計算した応答変位である。また、応答変位に対する計算では、直接応答計算を行ってみた結果5次までとれば十分であったが、一応7次までとって計算した。

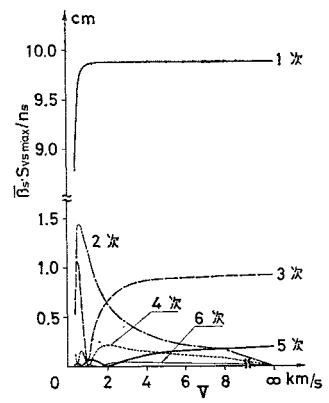
図-8 において、(c) の SAN FERNANDO 地震の場合には実線と○印がよく一致しており、しかも伝播速度の違いによって、あまり最大応答変位が変化していない。このことは、図-7 (c) に示したように、1次の変位に比べて他のモードの変位が非常に小さく、そのうえに1次の変位は伝播速度による変化が小さいことから予想される。次に、(a) の EL CENTRO 地震の結果をみてみると、○印が実線より多少上にきているが、比較的合っている。つまり、伝播速度 ∞ km/s における○印と実線の差は応答スペクトルを用いて計算する場合の違いであり、応答スペクトルによる応答計算の場合、この程度の誤差は仕方のないものである。そこで、他の伝播速度における○印と実線の差をみてみると、 ∞ km/s の時の差とほぼ同じ程度であることからよく合っていると考えてもよい。3点において、伝播速度 0.5 km/s の時に○印が大きくなっているが、表-1 に示すように3点は1次の変位モードが小さく、2次の変位モードが大



(a) EL CENTRO 地震の場合



(b) TAFT 地震の場合



(c) SAN FERNANDO 地震の場合

図-7 $\bar{\beta}_s \cdot S_{V2max} / n_s$ の値

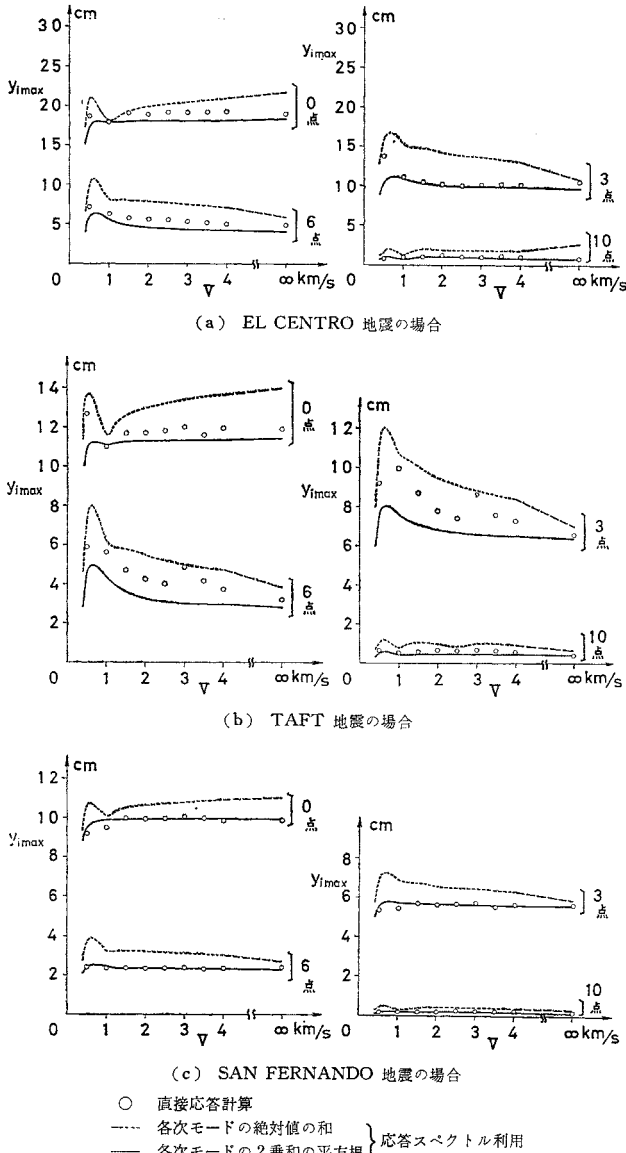


図-8 伝播速度の違いによる最大応答変位 ($y_{i\max}$) の変化

きい場所であり、しかも図-7に示すように伝播速度 0.5 km/s における2次の変位が大きいため、2次が応答に強く影響していると思われる。(c)のTAFT地震において、○印と実線の傾向はよく合っているが、実線と破線の間には○印がきている。特に、3点、6点における伝播速度 ∞ km/s の時の実線と○印の差より、他の伝播速度の方が大きくなっている。この原因としては、3点および6点は2次振動の大きい点であり、しかも図-7(b)に示したように伝播速度が遅い場合には2次のモードの変位が大きいため、この2次のモードの変位が応答に強く影響し、それに加えて、1次と2次のモードの変位が同じ方向に働いたため、統計的な近

似値である実線より直接応答計算の○印が大きくなったものと思われる。特に、伝播速度 3.0 km/s の時には2次だけでなく、他のモードも同じ方向に作用したために○印が破線とほぼ同じになったのであろう。したがって、地震波と伝播速度の関係によっては、1次と2次のモードの変位が逆向きに働いて、実線より○印が小さくなることも予想される。次に、図-7において、1次のモードの変位に対する2次、3次のモードの変位の割合を調べてみると、TAFT地震が最も大きく、次にEL CENTRO地震、SAN FERNANDO地震の順となっている。このことから、図-8において実線と○印の間に生じる差がTAFT地震で最も大きく現われているものと思われる。特に、3点および6点では変位モードが1次よりも2次の方が大きいため、この傾向が強く現われたものであろう。

したがって、本解析法によって応答計算を行う場合に、1次の変位に対する他のモードの変位の割合が大きい地震波では、各次のモードの2乗和の平方根(式(33))だけでなく、各次のモードの絶対値の和(式(32))をも求めて、地震に対する安全性の検討を行うべきであろう。

図-9に伝播速度の違いによる最大応答曲げモーメントを各地震波ごとに示す。図中の10c点は橋脚取付部の中央スパン側を、10a点はアバウト側を表す。また、図中の○印、実線、破線は図-8の場合と同様である。曲げモーメントは表-1の曲げモーメントモードからもわかるように、比較的高次までとって計算しなければならないが、本解析では7次までとれば十分であり、7次を除いても誤差は2%以下であった。図-9をみると、図-8に比べて実線と破線の間が広く開いており、曲げモーメントでは1次以外のモードが大きく影響することを示しているが、計算結果としては図-8とほぼ同じような結果がでている。つまり、1次の影響の大きいSAN FERNANDO地震では○印と実線がよく一致しており、1次だけでなく他のモードの影響が特に大きいTAFT地震では○印が実線と破線の間にある。この原因は先の図-8の場合と同様であろう。また、最大応答変位の場合よりも最大応答曲げモーメントの場合の方が、伝播速度が遅くなるにつれて応答の変化が大きい。したがって、曲げモーメントに対しては地震波の地動位相差を考慮した解析が必要であることがわかる。

以上の計算例から明らかなように、長大橋梁の各支点に進行性地震波が作用した場合の応答解析には応答スペ

クトルを用いた本解析法が十分利用できることがわかった。また、本解析法による計算時間は直接応答計算による場合のその約数十分の程度であった。

4. 結 論

名護屋大橋に対する本解析法による応答計算結果および従来より行われている直接応答計算結果の比較から、次のことが明らかになった。

(1) 各支点で地動位相差を伴う地震波による構造物の応答計算には、著者らが提案した方法により応答スペクトルが利用できる。

(2) 本解析法によれば、地動位相差の大小により、各次モードの構造全体に及ぼす影響が明白に推定できる。

(3) 直接応答計算による応答値は、地震波の特性と構造物の振動特性との関連により各次モードの絶対値の和に近い値が得られることもあり、また、各次モードの2乗和の平方根に近い値が得られることもある。したがって、安全性のためには多くの地震波と位相差に対して応答計算を行う必要があり、膨大な計算時間を必要とする。

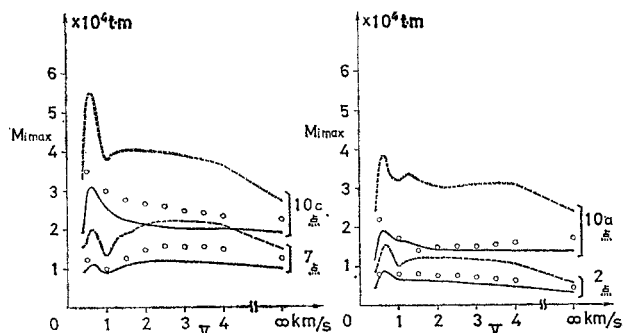
(4) 本解析法によれば、従来の直接応答計算と異なり、応答の最大値としての各次モードの絶対値の和のみならず、各次モードの2乗和の平方根値をも容易に算定でき、ランダム現象としての地震応答値について、耐震設計上総括的な推定が可能である。

(5) 本解析法によれば、直接応答計算による場合の計算時間に比べ、数十分の程度の計算時間で応答値の計算が可能である。

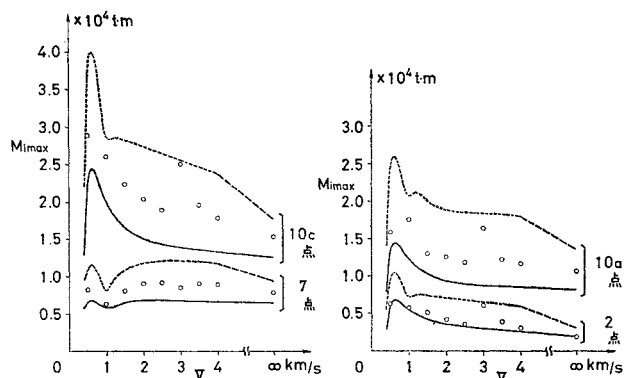
(6) 本解析法は橋梁のみならず、進行性地震波をうけるあらゆる構造物の応答計算に利用でき、構造物の耐震設計上、きわめて簡便な方法であるといえよう。

参 考 文 献

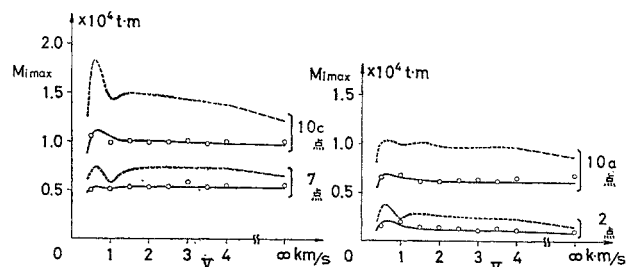
- 小坪清真・原田譲二：各支点で異なる地震波をうける橋梁の応答解析，土木学会論文報告集，第175号，昭和45年3月。
- 青柳史郎：地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答について，土木学会論文報告集，第190号，昭和46年6月。
- G.W. Housner：Behavior of Structures during Earthquakes, ASCE, Vol. 85, EM 4, 1959.
- 小坪清真：土木振動学，森北出版。
- California Institute of Technology Earthquake Engineering Research Laboratory：Strong-Motion Earthquake Accelerograms Digitized and Plotted Data, Report No. EERL 74-51, 1971, Report No. EERL 71-50, 1974.



(a) EL CENTRO 地震の場合



(b) TAFT 地震の場合



(c) SAN FERNANDO 地震の場合

○ 直接応答計算
 ---- 各次モードの絶対値の和
 ——— 各次モードの2乗和の平方根 } 応答スペクトル利用

図-9 伝播速度の違いによる最大応答曲げモーメント ($M_{i\max}$) の変化

- K. Nakagawa, H. Murata, C. Calero: Preliminary Study on Model Analysis of Response of A Structure Subjected to two Different Earthquake Motions at its two Supporting Points, Bull. of I.I.S.E.E., Vol. 4, 1967.
- 竹山和彦：平面的拡がり考慮した建築物の地震応答解析，日本地震工学シンポジウム講演集，1966。
- 小西一郎・山田善一・高岡宣善：長大吊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，159号，昭和43年11月。
- J.L. Bogdanoff, J.E. Goldberg, A.J. Schiff: The Effect of Ground Transmission Time on the Response of Long Structures, Bull. of S.S.A., Vol. 55, No. 3, 1965.

(1977.7.21・受付)