

名古屋工業大学 正会員 中村 卓次

名古屋工業大学 学生員 〇免 博彦

1 まえがき

現在、日本道路公団の鉄筋コンクリートホロースラフ型式高架橋においては、5径間連続型式が一般に採用されている。そして更に径間数を増した多径間高架橋の可能性が検討されている⁽¹⁾。このように径間数が増して細長くなると、たとえ剛な構造物であっても従来の震度法による解析だけでは、振動特性を考慮しないために不合理が生じる可能性があると思われる。本研究では動的解析の手法として、地震動入力の位相差を考慮した応答スペクトルを用いて変位および断面力の検討を行なった。

2 解析手法

解析対象は図-1に示すように橋脚を有する多径間連続桁橋であり、3次元の梁要素を用いた有限要素法による解析を橋軸直角方向について行なった。橋脚と桁の接合は橋軸直角方向については剛結とみなし、橋脚基礎は固定とした。地震動の位相差を応答スペクトルを用いて解析できる形として、小坪ら⁽²⁾により示された方法を用いた。

支点加振の運動方程式は、入力点(添字b)とそれ以外の自由節点に分けて、次のように表わす。

$$\begin{bmatrix} M_1 & M_2 \\ M_3 & M_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & C_2 \\ C_3 & C_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 & K_2 \\ K_3 & K_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ x \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_b \\ F \end{Bmatrix} \quad (1)$$

自由節点の変位 $\{x\}$ を準静的変位ベクトル $\{x_s\}$ と動的応答による変位ベクトル $\{x_d\}$ に分離すると、式(1)は次のようになる。

$$[M_4]\{\ddot{x}_d\} + [C_4]\{\dot{x}_d\} + [K_4]\{x_d\} = [F_e]\{\ddot{x}_b\} \quad (2)$$

$$\text{ただし, } [F_e] = [M_4][K_4]^{-1}[K_3] - [M_3]$$

式(2)の右辺は有効荷重ベクトルであり、減衰の項は微小であるので省略してある。式(2)の非減衰時の固有値解析からモーダルマトリックス $[U]$ を求め、規準座標 $\{g\}$ を用いると式(2)は次のようになる。

$$\{\ddot{g}\} + [2\beta_j\omega_j]\{\dot{g}\} + [\omega_j^2]\{g\} = [\Lambda]\{\ddot{x}_b\} \quad (3)$$

$$\text{ただし, } \{x_d\} = [U]\{g\}, \quad [\Lambda] = [U]^T[F_e]$$

地震波 $\{\ddot{x}_b\}$ が伝播速度 V で橋梁の一端($p=1$) から橋軸方向に進行する場合を考える。節点 i 番目の最大応答変位 x_{imax} は、支点変位にともなう静的応答の項は小さいと考え省略すると、 j 次の固有円振動数を ω_j 、変位モードを U_{ij} 、速度応答スペクトルの最大値を S_{vjmax} として、次式で求められる。

$$x_{imax} \approx \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{ij} \cdot g_{jmax})^2} \quad (4)$$

$$\text{ただし, } |g_j|_{max} = S_{vjmax} \cdot \bar{\Lambda}_j / \omega_j \quad (5)$$

$$\bar{\Lambda}_j = \sqrt{\left\{ \sum_{p=1}^n \Lambda_{jp} \cos(\omega_j \tau_p) \right\}^2 + \left\{ \sum_{p=1}^n \Lambda_{jp} \sin(\omega_j \tau_p) \right\}^2} \quad (6)$$

ここに、 τ_p : p 支点に進入する地震波の第1支点からの時間遅れ

一方、変位が計算されると各断面に作用する断面力および支点反力も同様に計算される。

3 応答計算と結果

橋脚の高さ(9m)と径間長(17m)は一定のままにして、いくつかの多径間連続橋について計算した。地震波の伝播速度 V は、0.2 km/sから無限大(すなわち位相差がない)まで想定した。式(5)の使用にあたっては、図-3に示す応答加速度スペクトル曲線(地震動の最大加速度が180 GALの場合)を利用した。減衰定数 h はこの種の構造物の従来の例から0.05前後と考えられ、またモデルの最大固有周期が0.2秒にも満たないことから、 S_{Amax} としては全モード率に220 GALと選定した。

図-2から、径間数を増して橋長を伸ばしても振動周期はほとんど大きくなりず、低次モードはいずれも桁のたわみ変形であることがわかる。同様に低次モードにおいては、橋脚は第一次のモードのみがあらわれている。図-4は径間数(すなわち橋の長さ)の違いによる最大応答変位モードと最大変位を生じる点を示している。同様に図-5は、10径間の場合の伝播速度の違いによる比較である。それをグラフにしたのが図-6であり、図-7にはその場合の支点反力としての最大応答曲げモーメントが示してある。このように必ずしも橋の中央付近に大きな断面力が生じるとは限らないこともあり、種々の条件について振動特性を明らかにしておくことは重要なことであろう。

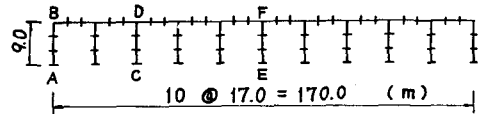
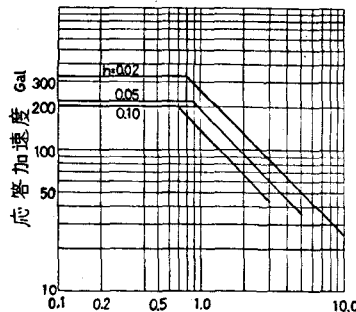


図-1. 解析モデル(10スパンの場合)

	5スパン	10スパン	ガ-ダ-	ピア-
1st	0.1298	0.1301		
2nd	0.1288	0.1298		
3rd	0.1275	0.1292		
4th	0.1246	0.1285		
5th	0.1258	0.1277		

(Sec)

図-2. 固有周期と振動モード



固有周期 Sec

図-3

スパン数	最大応答変位モード	最大応答変位 cm
1		0.02
5		1.57
9		18.5
10		11.2
11		17.4
12		25.3

図-4. スパン数の違いによる応答変位
(位相差は考えない)

V km/s	最大応答変位モード	最大応答変位 cm
0.2		1.38
0.5		1.51
1.0		3.07
2.0		19.3
5.0		16.0
10.0		12.2

図-5. 伝播速度と応答変位
(10スパン)

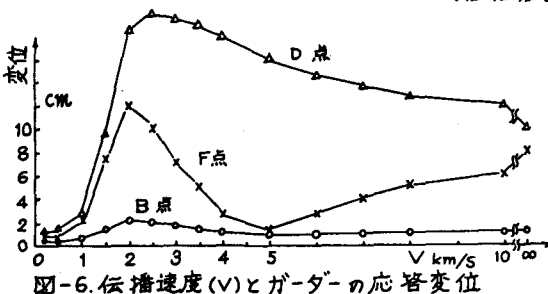


図-6. 伝播速度(V)とガ-ダ-の応答変位

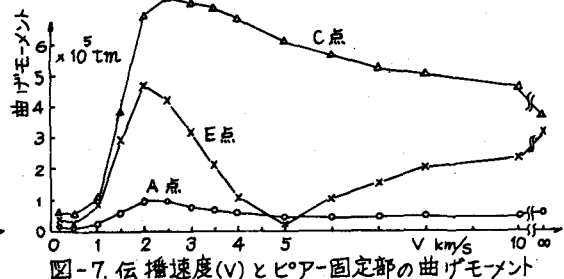


図-7. 伝播速度(V)とピア-固定部の曲げモーメント