

九州大学 工学部 正員 小坪 清真

九州工業大学 正員 高西 照彦

九州工業大学 学生員 松下 淳

1 まえがき

従来、耐震設計における地震応答計算は、橋梁の各支点に同一位相、同一波形の地震加速度が作用すると仮定して行なわれているのが常である。しかし、長大スパンを有する橋梁においては一般に地盤の性状が各支点で同一ではなく、各基礎には異なった地震加速度が働くと考えられる。従って、このような長大スパン橋梁の地震応答を求めるには、各支点における地震波の相違を考慮するか、または少なくとも地動位相差を考慮しなければならぬと思われる。また、従来の研究においては入力地震波として変位記録が用いられていたが、現在ではまだ地震変位記録は十分であるとはいえず、加速度記録を積分する方法では誤差を伴うという難点がある。著者らは先に連続梁の場合について、加速度記録をそのまま外力として用いた modal analysis による解析法を提唱した⁽¹⁾。

本論文は、上と同様の理論を多自由度系に適用し、三径間連続トラス橋(高千穂橋)についての地震応答計算を試みたものである。

2 解析理論

(a) 従来の応答計算式 — 同一波入力の場合

多自由度系の変位による強制振動の振動方程式は次式で表わされる。ただし、基礎の加速度を ϕ とする。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = Q(t) \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 $[M]$; 質量マトリクス, $[C]$; 減衰マトリクス, $[K]$; 剛性マトリクス, $Q(t) = -\phi[M]\{1\}$
 i 点の相対変位 y_i は、第 S 次の基準関数 u_{is} と基準座標 ψ_s を用いて次のように表わされる。

$$y_i = \sum_s u_{is} \psi_s \quad (i=1, \dots, N) \quad \text{または} \quad \{y\} = [U]\{\psi\} \quad \text{----- (2)}$$

(2) 式を (1) 式に代入し、両辺に基準関数 $\{u_s\}^T$ を左からかけると、 ψ_s に関する次の微分方程式が得られる。

$$\ddot{\psi}_s + 2h_s n_s \dot{\psi}_s + n_s^2 \psi_s = -\beta_s \phi \quad \text{----- (3)}$$

$$\beta_s = \frac{\{u_s\}^T [M] \{1\}}{\{u_s\}^T [M] \{u_s\}} \quad \text{----- (4)}$$

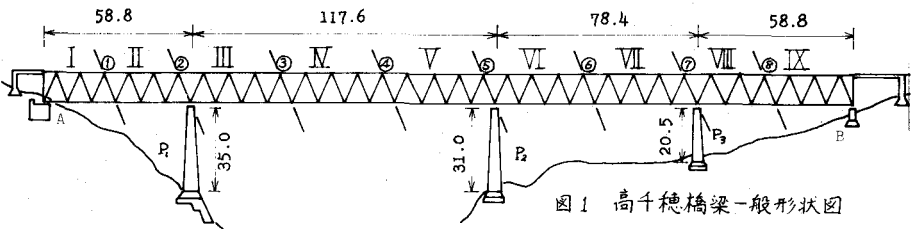
ここに、 h_s ; S 次の減衰定数, n_s ; S 次の固有円振動数, β_s ; S 次の刺激係数

(b) 地動位相差を考慮した場合

今支点 j のみが $\phi_j = 1$ なる静変位を生じた時の各質点の静的変位曲線、すなはち影響係数を f_{ji} とする。ここで、 j 支点のみが $\phi_j(t)$ なる地震加速度をうける場合、各質点に f_{ji} に比例する加速度が働くと仮定すると、質点 i に働く外力は、 $\{Q_j(t)\} = -\phi_j [M] \{f_{ji}\}$ となる。従って、この場合の (3) 式の右辺に相当する式は、

$$\{p_j\} = -\frac{\{u_s\}^T [M] \{f_{ji}\}}{\{u_s\}^T [M] \{u_s\}} \phi_j \quad \text{----- (5)}$$

となる。従って、各基礎に異なる地震加速度 $\phi_j(t)$ が働く場合は、外力はそれらの和として表わす



れ。(3)式に相当する第 s 次の基準座標に関する微分方程式は次のようになる。

$$\ddot{\psi}_s + 2h_s n_s \dot{\psi}_s + n_s^2 \psi_s = - \sum_j \beta_{sj} \ddot{\phi}_j(t) \quad \text{----- (6)}$$

ここに、

$$\beta_{sj} = \frac{\{u_s\}^T [M] \{f_{ji}\}}{\{u_s\}^T [M] \{u_s\}} \quad \text{----- (7)}$$

i 点の相対変位は(2)式で求められる。また、絶対変位 $\bar{y}_i$ は、相対変位 y_i に、各基礎の地震変位 $\phi_j(t)$ による静的な変位を加えて、

$$\bar{y}_i(t) = \sum_s u_{is} \psi_s(t) + \sum_j f_{ji} \phi_j(t) \quad \text{-----(8)}$$

で表わされる。

3. 解析モデル

解析に用いた高千穂橋は、図1に示すように高橋脚上に架設された三径間連続トラス橋である。着者は先に本橋に対する起振機による橋軸直角水平方向振動試験を行いその振動性状を求めた。⁽²⁾ その結果、幾つかの興味ある結果を得たが、その理論解析には従来の梁に置換する方法では十分でなく、やはり立体トラスとして解析することが望ましい。本橋の場合、そのまま立体解析を行うと自由度が非常に大きくなるので、そのモデル化には部分構造法の手法と適用し、全橋を9つの部分構造に分割して自由度を減少させ理論解析を行い良い結果を得た。⁽³⁾

実験と計算による振動形、および固有振動数の比較を図2、表1に示した。

4. 数値計算結果

上で得られた境界点に関する解析モデルに対して、定常波入力および不規則入力として EL CENTRO 地震 (N/S 成分) の加速度記録を用いた場合の、各基礎に位相差のある地震波が作用する場合の応答計算を行った。地震波は橋軸直角水平方向に橋軸方向から入射するものとし、位相差を表わすパラメーターとして伝播速度 V をとった。また振動形は8次逆採用し、減衰定数は実験により得られた値を用いた。定常入力の場合の通りの周期についての相対変位の最大応答値を表2に示す。EL CENTRO 地震の場合の結果を図3、図4に示す。紙面の都合で詳細は講演時に発表する。

$\phi = 0.01 \sin 5t \quad (0.795 \text{ cycle/sec})$

$V \text{ m/s}$	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
∞	0.36	0.51	1.52	1.23	0.25	0.30	0.09	0.01
200	0.17	0.27	0.74	0.81	0.20	0.43	0.13	0.01

$\phi = 0.01 \sin 10t \quad (1.59 \text{ cycle/sec})$

$V \text{ m/s}$	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
∞	3.30	3.60	4.95	7.30	1.33	6.96	1.97	0.51
1000	2.36	2.44	4.55	7.55	1.83	5.57	1.54	0.57
600	1.73	1.49	4.69	6.88	1.76	3.71	0.95	0.54
200	2.56	2.40	5.06	8.20	1.44	4.95	1.22	0.44

$\phi = 0.01 \sin 15t \quad (2.39 \text{ cycle/sec})$

$V \text{ m/s}$	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
∞	9.2	10.7	10.4	9.1	4.8	12.6	3.7	1.4
200	14.9	18.8	20.4	15.9	9.4	11.5	3.4	1.5

表2 定常波入力の最大相対変位 (cm)

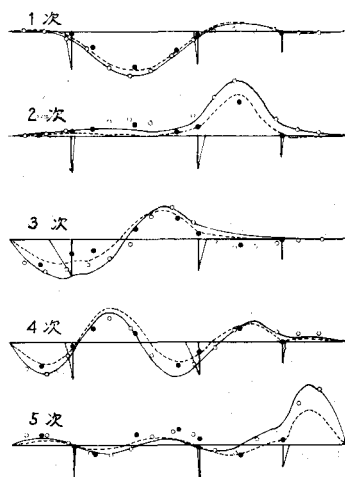


図2 計算——上弦材
——下弦材
実験 ○ 上弦材
● 下弦材

次数 s	固有振動数 ω_s		減衰定数
	実験	計算	
1	1.2074	1.204	0.0162
2	2.0174	1.976	0.0177
3	2.2058	2.352	0.0191
4	2.9537	2.770	0.0151
5	3.4804	3.105	0.0155
6	3.6971	3.845	0.0178
7	3.9736	3.593	0.0145
8	4.6993	4.240	0.0138

表1

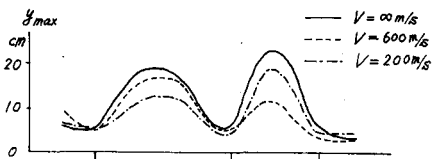


図3 EL CENTRO — 最大相対変位

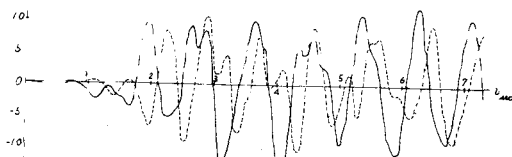


図4 EL CENTRO — ④点の相対変位応答

参考文献 (1) 小坪・原田;「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, 1970.3 (2) 小坪・高西・鳥野;「高橋脚3スパン連続トラス橋の振動性状に関する試験」, 九大工学集報 第45巻 第5号, S47.10 (3) 小坪・高西・鳥野・松下;「高橋脚3スパン連続トラス橋の応答特性」, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, S50.11