

多入力系連続高架橋の橋軸方向地震応答解析

岡山大学工学部

正員 竹宮 宏和

総合技術コンサルタント

○正員 梶山 健二

1 まえがき

多入力系連続高架橋の橋軸方向の設計では、入力地震外力の位相差を考慮して地震応答解析をすることが必要と考えられる。本研究では、入力地震波に位相差を考慮した場合の、それによる効果についての考察を行なう。たものである。また解析にあたっては、動的サブストラクチャ法を採用したことにより、容易に自由度を減少させることができ、合理的なコンピュータの使用が可能となった。

2. 解析

本研究では図1の構造物について検討する。橋脚はFEMで自由度系に置換し、橋桁部は剛体とする。(図2参照) また7径間部とアバットの間に、変位制御装置としてオイルダンパー²⁾を用いた。地盤との動的相互作用は、アバットおよび各橋脚フーチングにおいて2自由度として考慮する。

今回用いた動的サブストラクチャ法とは、解析対象構造物をいくつかの部分構造系に分割し(図2参照)各部分系においてそれぞれ運動方程式³⁾を立て、分割された各系が互いに連続性を保つように境界条件、つまり力のつり合いと変位の適合条件を用いて全体系の運動方程式を作るものである。この際各部分系において、静的縮合や固有モード座標変換から必要な固有モードのみを採用して対象系の自由度の低減を計るものである。

オイルダンパーの減衰力は 通常応答速度に依存する。いま橋桁部およびアバットのダンパー取付部の絶対速度をそれぞれ \dot{z}_1 とすると減衰力 F_d は相対速度 $v = (\dot{z}_1 - \dot{z}_2)$ の関数となり図3のごとくである。

7径間部の運動方程式は、各質点の回転慣性を無視し静的に縮合と並し、座標変換($\{z_i\} = \{z_i^1\} + \{z_i^2\}$)を施した後 $\{z_i^1\}$ を固有モード分解した運動方程式とし、アバット重心についての運動方程式と合わせて全体系の運動方程式を作ると次式となる。ただし添字 i, j, n はそれぞれ、一時的切断面上の境界点、橋脚内部自由節点、地震動の入力点を表わし、 $[M], [C], [K]$ は質量、減衰、剛性マトリックス、 $[\Phi], [\beta], [r]$ はモードマトリックス、変位影響マトリックスを表わす。上記の $\{z_i^1\}$ は境界点で一時的に拘束した状態での動的変位、 $\{z_i^2\}$ はこの拘束を解除したことによる静的変位を表わす。

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} [M]_A & & 0 \\ 0 & [I] & \\ & [\beta]_p^T [M]_{up} [\Phi]_p & [M]_A + \sum_{i=1}^n ([M]_{ij}^1 + [\beta]_p^T [M]_{ij}^1 [\beta]_{pn}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_A\} \\ \{\delta_p\} \\ \{z_i\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C]_A & & 0 \\ 0 & [2\xi\omega]_{pl} & \\ & [\Phi]_p^T [C]_{up} [\beta]_{pn} & \sum_{i=1}^n ([\beta]_{pn}^T [C]_{ij}^1 [\beta]_{pn}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_A\} \\ \{\delta_p\} \\ \{z_i\} \end{Bmatrix} \\
 & + \begin{bmatrix} [K]_A & & 0 \\ 0 & [\omega^2] & \\ & \sum_{i=1}^n ([K]_{ij}^1 + [K]_{ij}^1 [\beta]_{pn}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_A\} \\ \{\delta_p\} \\ \{z_i\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_A\} \\ \{0\}_n \\ \{F_j\} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} [0] \\ 0 & [\Phi]_p^T [M]_{up} [r]_{pn} \\ \dots & [\beta]_p^T [M]_{up} [r]_{pn} \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_A^1\} \\ \{z_{ip}^1\} \\ \{0\} \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

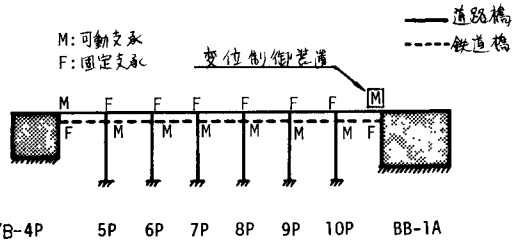


図1. 解析構造物(鳥島高架橋)

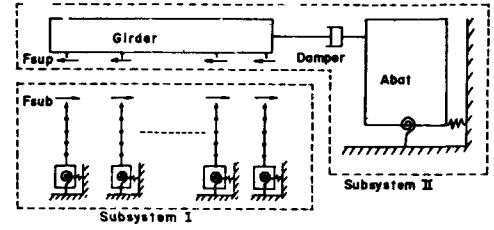


図2 解析モデル

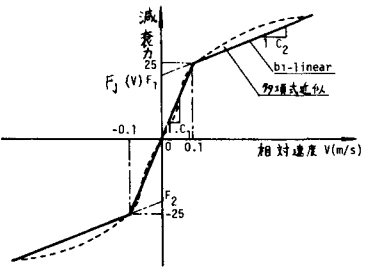


図3 ダンパー特性図

$$- \begin{bmatrix} [C']_A \\ 0 \\ [\Phi]_n^T [C_u]_n [\gamma]_n + [\Phi]_n^T [C_d]_n \\ [\beta]_n^T [C_u]_n [\gamma]_n + [\beta]_n^T [C_d]_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_{qA}\} \\ \{z_{qk}\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} [K']_A \\ 0 \\ [0]_n \\ [\beta]_n^T [K_d] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_{qA}\} \\ \{z_{qk}\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで \$L\$ は橋脚数, \$M_k\$ は橋桁の質量である。次に位相遅れ時間では次式で求められる。 \$\tau = D \sin \alpha / V_s\$ (2)
 \$D\$ は入力点間距離, \$\alpha\$ は入射角, \$V_s\$ は基礎地盤におけるせん断波の伝播速度で \$V_s = \sqrt{\frac{G_s}{W/\rho}} = \sqrt{\frac{E_d}{2(1+\nu)/\rho}}\$ (3)
 となり \$G_s\$ は地盤せん断弾性係数, \$E_d\$ はヤング率, \$W\$ は地盤の単位重量, \$\nu\$ はポアソン比, \$\rho\$ は重力加速度である。

3. 解析結果

橋桁相対変位はハブを入力した場合 EL CENTRO に比べてかなり大きくなり、アバットのダンパー取付部の相対変位は逆に小さくなっている。(図4,5参照)これはアバット間が長周期系(\$T=2.67\$sec)アバットが短周期系(\$T=0.6\$sec)であり、入力地震波の特性を考慮しは用いられていない。ダンパー効果は長周期系の地震波を入力した方が大きい傾向にあり、位相差を考慮した場合はほとんどないと言える。位相差による効果は、橋桁の変位については位相差を考慮した場合、しない場合に比べて今回用いた2つの地震波(EL CENTRO, ハブ)両方において大きくなっている。逆にせん断力はかなり小さくなっている。これは拘束を緩和することによって断面力が減少したものと考えられる。(図6参照)位相差の効果は当初応答変位を減少させるものと推察されたが、それを否定するものとして注目される。今回2種類の地震波を用いたが地震波により応答性状にかなりの相異が見られる。従って、構造物の建設地点の基礎地盤の特性あるいは過去その付近で発生した地震波の特性等をもとに、使用する入力地震波を選定する必要があるものと考えられる。図7は橋脚の高さ方向についての最大曲げモーメント図を示したもので、橋脚上下端にかなり大きな曲げモーメントが発生している。地震波によつて最大値はかなり異なる、であり、位相差によつては大きな差がないことが理解できる。

参考文献

- 1) 井上幸一 「高橋脚橋の地震応答性状」
 昭和54年2月 岡山大学工学部 卒業論文
- 2) 本川四国連絡橋公団, (株)総合技術コンサルタント:
 「宇島高架橋下部工事施設」 昭和54年6月
- 3) 吉村洋司: 「ダンパ支承を有する高橋脚橋の地震応答解析」
 昭和55年2月 岡山大学工学部 卒業論文

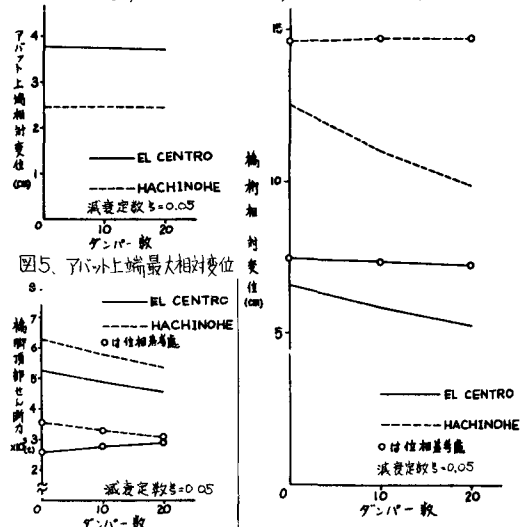


図5 アバット上端最大相対変位

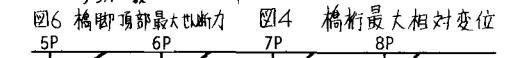


図4 橋桁最大相対変位

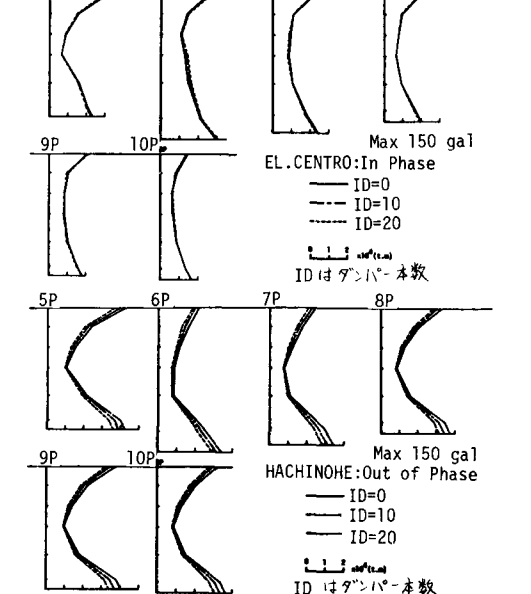


図6 橋脚頂部最大せん断力

図7 最大曲げモーメント分布図 (\$\xi=0.05\$)