

京都大学工学部 正員 山田 善一
 京都大学工学部 正員 〇河野健二
 京都大学工学部 学友員 長光弘司

1. まえがき

比較的軟弱な地盤上に架設される橋梁が多くなり、これらにとって地盤との動的相互作用が大きな問題として注目され耐震設計の上でも重要な研究分野の一つになっている。多様な形式の橋梁が多種の地盤上に架設される以上、耐震設計も複雑にならざるを得ない面を持っている。しかし耐震応答解析を定状の計算のより簡易な形で行なうことも工学的に重要な意義を持っているため、構造物の振動特性を十分に把握したモデル化も重要である。本研究では半無限弾性体理論より得られたインピーダンス関数から求められる基礎-地盤系の振動モデルを用いて全長約520mの田代間連続橋の動的相互作用解析を行ない、基礎地盤-上部構造物の振動特性に及ぼす影響について検討した。

2. 解析方法

本解析では、Fig. 1に示すように中央径間バ 250mで、アーチにより補剛されており橋軸端部に曲線附を有する連続田代間の橋梁形式を用いた。中央部のピヤの高さは約24mあり、その基礎は16×16mと梁ババ 33mのゲージンとなっている。ゲージンは埋め立てた地盤中に埋設されるため地震波作用した場合の上部構造物と地盤を合も基礎構造物との動的相互作用特性を考慮した全体系の耐震性についても検討する必要がある。上部構造物は三次元の梁要素を用いてFig. 1に示すように離散化した。基礎を固定した場合、地震力は構造物の接地点から入力されるので、それを接地点入力として表すと運動方程式は次のようになる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = ([M][K]^{-1}[K^*] - [M^*])\{\ddot{x}_0\} \quad (1)$$

ここで $\{x\}$ は接地点以外の各節点の変位ベクトルを、 $\{\ddot{x}_0\}$ は接地点での外力ベクトルを表わしている。上部構造物の動的な変位 $\{x\}$ と基礎の並進・回転に伴う静的な変位をそれぞれ $\{x_s\}$, $\{x_0\}$ とし、また地震加速度を $\ddot{x}_0$ とし、それらともなう上部構造物への入力の大きさを $\{x_g\}$ とすれば、上部構造物の絶対変位は

$$\{x\} = \{x_s\} + \sum_{j=1}^n (\{x_s\} x_0^j + \{x_0\} \theta^j) + \{x_g\} \ddot{x}_0 \quad (2)$$

となる。ここに n は基礎の数を表わす。従って上部構造物の運動方程式は次のようになる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \quad (3)$$

また基礎に関する運動方程式は各基礎それぞれについて次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \{x_0^j\}^T [M] \{\ddot{x}\} + m_0 \ddot{x}_0^j + C_{00} \dot{x}_0^j + C_{0s} \dot{\theta}^j + K_{0s} x_0 + K_{0\theta} \theta^j &= 0 \\ \{x_0^j\}^T [M] \{\ddot{x}\} + J_0 \ddot{\theta}^j + C_{0\theta} \dot{\theta}^j + C_{0s} \dot{x}_0^j + K_{0\theta} \theta^j + K_{0s} x_0^j &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここで各係数はそれぞれインピーダンス関数から求められる。一般にこれらの値は振動数の関数であるが、文献(4)で示されるように適当な振動モデルに置換され、振動数は独立な形で表わされる。この場合、地盤は二層地盤

として扱うことができる。式(4)を各基礎について表わし、式(3)と合わせると全体系に対する運動方程式が得られる。基礎を固定した場合、式(1)の運動方程式は一般に非減衰時の振動モードを用いて、大略に関して卓越したモードにより自由度の低減を行なうことができる。この振動モードを用いて同様に式(3)の自由度を低減した形で扱うと全体系の運動方程式は自由度の小ささを表わされる。従って全体系の運動方程式は次のように表わされる。

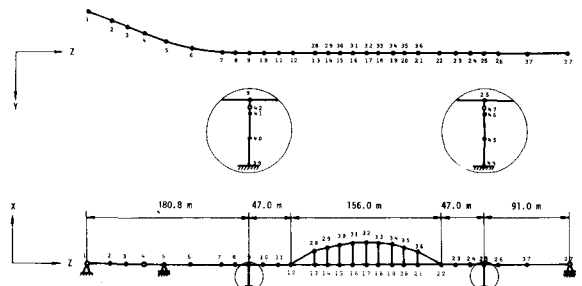


Fig. 1 Model

$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [K]x = -f\ddot{z}$$

(5)

一般に $[C]$ は、非比例形の減衰マトリックスとなるため厳密には複素固有値問題に帰着される。しかし本解析では近似的に非減衰時の固有値解析から得られるモーダルマトリックスを用いて対角化した。応答計算は、実地震入力による解析と応答スペクトルによる解析を行なった。

3. 解析結果

本解析では神戸ポートアイランドに建設予定の水路横断橋の断面諸量を参考にしている。立体振動解析を行なった結果、橋軸面内の振動モードと面外振動モードは分離しており、特に応答に及ぼす影響の大きな振動モードは、その傾向が明確であるため、それぞれを分離して応答解析を行なった。入力係内振動に関しては、橋軸水平方向と、面外振動に関しては橋軸垂直方向にそれぞれ 200gal を、また鉛直方向に 100gal の大きさをを用いた。この橋梁の面外振動は1次の固有周期が約2.4秒あり、応答に関して最も卓越した振動モードに相当している。一方面内振動に関しては1次の固有周期が約1.7秒あり、同様に応答に関して最も卓越している。Fig. 2は基礎を固定した場合の最大変位応答を、また Fig. 3はその場合の最大曲げモーメントを示したものである。一方基礎地盤との動的相互作用を考慮した場合の最大変位応答を Fig. 4に、また最大曲げモーメントを Fig. 5にそれぞれ面外振動の場合について示している。基礎地盤を考慮すると全体的な振動となっているが、アーチを含む中央区間の応答変位は減少する傾向がみられる。また曲線部では最大変位も大きくなり、曲げモーメントの増加が見られる。この場合、動的相互作用解析では、シーセ一本の梁に置換しているため、Fig. 4の断面力は約半分になり、大きな相違は見られない。また地盤のせん断波速度が 150m/s から 250m/s へと大きく変わった場合、応答変位に若干の減少は見られるが大きな相違はない。一方面外振動に関してはシーセ群のヒンジに於いて基礎地盤との相互作用の影響は少ないことがわかった。この場合、地盤の卓越周期は約0.6秒程度であるため上部構造物の卓越周期と分離しているが、動的相互作用の影響は面外振動に関して認められ、面内振動に関しては小さいと考える。

参考文献 (1) Y. Yamada et al., "Earthq. Engng. and Struct. Dyn. Vol. 7, pp 31-47 (1979)

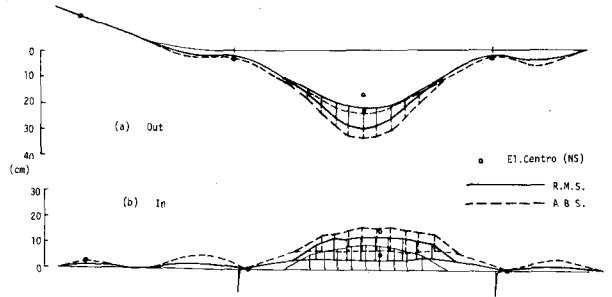


Fig. 2 Maximum Displacement

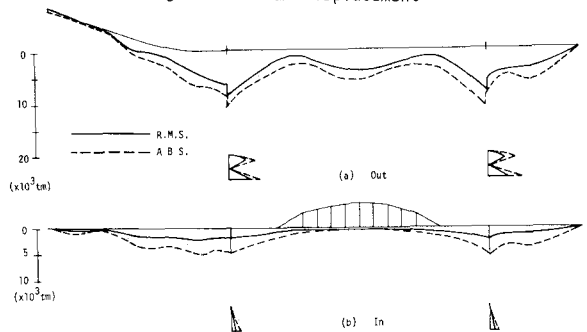


Fig. 3 Maximum Bending Moment

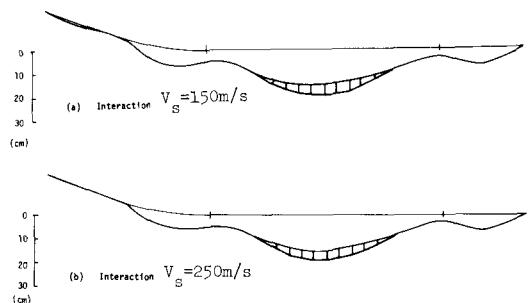


Fig. 4 RMS Maximum Displacement

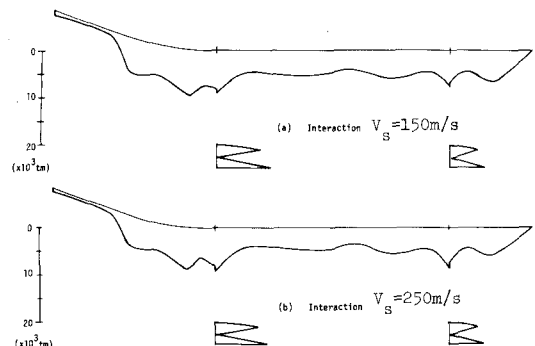


Fig. 5 RMS Maximum Bending Moment