

宮崎大学工学部 学生員 山崎太志

宮崎大学工学部 正 員 堀 一

宮崎大学工学部 正 員 原田隆興

1. まえがき 昨年、宮崎市大淀川河口に一ツ葉大橋が建設された。この橋の施工段階で起振機を用いた振動実験が実施され、その解析結果はすでに報告されている(1)。本文は、この実験結果を用いて、動的地盤バネ係数の特性を検討したので、その結果を報告するものである。

2. 解析モデル 数値モデルを図-1に示す。モデルでは橋軸方向と上下方向の連成振動が取り扱われ、基礎には水平と回転の2自由度が考慮されている。上部工の剛性マトリックスを、次の手順で組み立てた。まず、梁の要素剛性マトリックスを直接剛性法により組み立て、全体座標系の剛性マトリックスを作る。次に静的結合により節点の回転の自由度を消去する。

次に基礎のバネの算定には、道路橋耐震設計指針による慣用設計モデルと共著者の一人による提案モデルを用いた(1)。基礎上端の変位 u_b 、 ϕ_b に対する基礎のつり合い式は、次式のよう

$$\begin{Bmatrix} P_b \\ M_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ \phi_b \end{Bmatrix}$$

ここに K_{ij} は、

$$K_{11} = K_H \cdot l + K_S$$

$$K_{12} = K_S \cdot l + \frac{1}{2} K_H \cdot l^2$$

$$K_{22} = K_R + K_S \cdot l^2 + \frac{1}{3} K_H \cdot l^3$$

上式の K_H 、 K_S 、 K_R は、2つのモデルで評価方法が異なるが、具体的には表-1の手順で求まる。表-1の慣用設計モデルでは、標準貫入試験の N 値を基本にして、基礎の寸法補正などは実験的に定められた式を用いている。一方、提案モデルは弾性波動理論を基本として組み立てられ、実験などにより地盤材料の非線形性の影響が等価的に考慮されている。表-1の C_u 、 C_v 、 S_u は理論的に得られ、振動数や地盤と基礎の幾何学的諸寸法に依存する係数である(2)。今回の基礎では、近似的に $C_u = 5.1$ 、 $C_v = 2.5$ 、 $S_u = 4.1$ を用いた。現場実測の N 値は表層で約20~30である。これに対応するせん断波速度は実測されていないが、約300 m/s前後と推定される(1)。

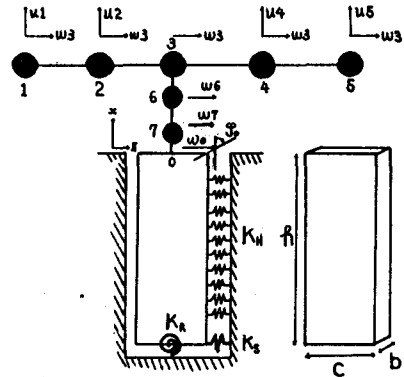


図-1 数値シミュレーションモデルと記号

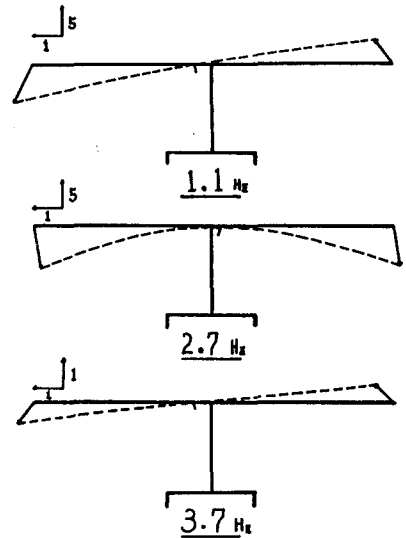


図-2 実測されたモード形と固有振動数

3. 実測と数値モデルの結果の比較検討 実測による1~3次の振動数と振動モード形を図-2に示す。1次

表-1 (2) バネ算出手順

慣用設計モデル	提案モデル
$K_H = \bar{K}_H \cdot b$	$K_H = G_s \cdot R \cdot (S_u + i S'_u)$
$K_S = \bar{K}_S \cdot b C$	$K_S = G \cdot A (C_u + i C'_u)$
$K_R = \bar{K}_R \cdot \frac{1}{12} b C^3$	$K_R = G \cdot A^3 (C_r + i C'_r)$
$\bar{K}_H = \left(\frac{\sqrt{b C}}{30} \right)^3 \frac{1.2}{30} E_0$	$R = 0.8 \quad i = \sqrt{1} \quad A = \sqrt{\frac{b C^3}{3 \pi}}$
$\bar{K}_S = \lambda \bar{K}_H \quad \lambda = 0.3$	$G = \rho v^2$
$\bar{K}_R = \left(\frac{\sqrt{b C}}{30} \right)^3 \frac{1}{30} E_0$	G_s : 表層地盤せん断剛性 (kg/cm^2)
$E_0 = 5.6 N \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	G : 基岩せん断剛性 (kg/cm^2)
N : N 値	ρ : 地盤密度 (kg/cm^3)
	v : 地盤せん断波速度 (m/s)

と2次のモードは上部工の振動特性と考えられるが、3次のモードは基礎の振動が卓越したものと思われる。しかしながら、橋脚とケーソンの動きは実測されていないため、この3つの振動モード特性を明らかにするために前述の解析モデルを用いた。ケーソンを固定した結果は図-3に示されるが、1次2次のモードはうまく再現されている。しかし、3次のモードは実験値と違う。そこで、ケーソンの2自由度を考慮すると図-4のモードが得られた。このモード形は実験値とよく一致している。バネの算定には前述の2つのモデルを用いたが、モード形と振動数は一致しているため、図-4には提案モデルの結果を示している。

図-4の振動特性を得るためには、慣用設計モデルの基礎のバネ定数には $N = 65$ を使用しなければならなかった。一方、提案モデルでは、地盤密度 $\rho = 1.80$ 、せん断波速度 $v = 300$ を用いた。前述したように実測された表層の N 値は、約 $20 \sim 30$ であるから慣用設計モデルでは、実測値と比較して約 $2 \sim 3$ 倍程度基礎のバネを軟く評価していることがわかる。提案モデルでは実測値とはほぼ同程度に基礎のバネを評価しているといえる。以上の解析から基礎のバネの評価で用いた慣用設計モデルと提案モデルの2つのモデルに関して次の2点が指摘できよう。すなわち、慣用設計モデルのバネは、実際のバネより $2 \sim 3$ 倍程度軟く評価されること、及び提案モデルは実際のバネに近い値を指定していることの2点である。実験に際し、宮崎県道路公社及びベーツ業大橋上部工建設企業体の方々の御援助をいただいた。ここに記して謝意を表わす次第である。

参考文献 1) 堤原田：ベーツ業大橋の振動実験 宮崎大学工学部

研究報告 27号 昭和56年6月 2) 原田・久保・片山：Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis by Continuum Formulation Method 東京大学生産技術研究報告 vol.27 号5号 1981

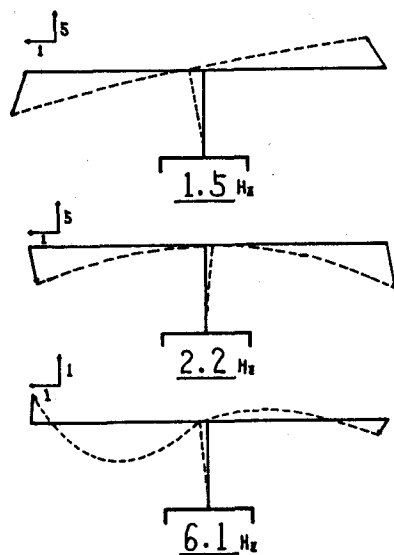


図-3 ケーソン上部を固定したモデルの結果

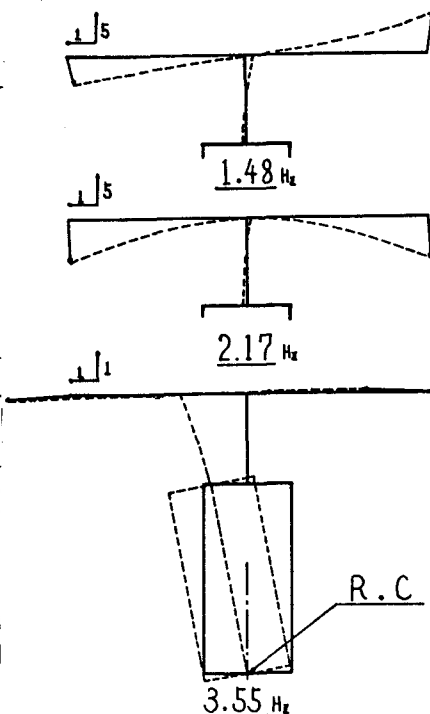


図-4 ケーソンの動きを考慮したモデルの結果