

宮崎大学工学部 正員 〇原田隆典  
 宮崎大学工学部 正員 堀 一  
 八千代エンジニアリング 正員 山崎大志

**1. まえがき** ここでは慣用設計モデルとは、道路橋下部構造設計指針、ケーソン基礎の設計篇（日本道路協会、昭45年）による動的地盤バネを計算するモデルで、一般によく実用される。一方、提案モデルは、最近、著者の1人らによって開発されたモデルで、そのモデルの概説は、あとで、慣用設計モデルと対比しつつ、述べらる。これから2つのモデルを実測例により比較検討したので、ここに報告する。検討で用いた実測値は、最近官崎市大淀川に建設された2つのPC連続橋の下部構造系の起振実験の結果であり、一方の基礎は深い根入れを有するケーソン基礎、他方のものは浅い根入れのマット基礎である。<sup>1)</sup>

**2. 解析モデルの概説** 数値解析モデルを図-1に示す。モデルでは、橋軸と上下方向の連成振動が扱われ、基礎部には、水平と回転の2自由度が考慮されている。上部構造系の剛性マトリクスは直接剛性法によって組み立てられ、静的縮合により、節点の回転の自由度を消去した。基礎部のバネの算定には、慣用設計モデルと提案モデル<sup>2)</sup>を用いた。基礎上端の変位 $W_0, \phi_0$ に対する基礎のつり合い式は、次式のように表現できる。

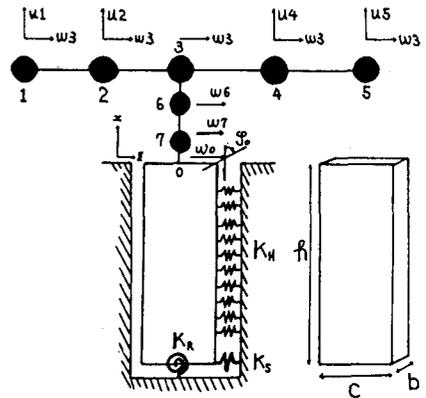


図-1 解析モデルとその記号

表-1 (2) バネ算出手順

$$\begin{Bmatrix} P_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} W_0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix}$$

ここで、 $K_{ij}$  は<sup>2)</sup>

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

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

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

上式の $K_H, K_S, K_R$ は2つのモデルで評価方法が違うが、具体的には、表-1の手順で求められる。慣用設計モデルでは、標準貫入試験のN値などを基本にして、基礎の大きさによるバネの寸法効果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論を用いて組み立てられ、実験などから地盤材料の非線形性の影響が等価的に考慮されている<sup>2)</sup>。表-1の $C_u, C_p, S_u$ は理論的に求められ、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が、今回の基礎では、 $C_u=5.1, C_p=2.5, S_u=4.1$ を採用した。

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

**3. 実測値と数値モデルの結果との比較とその検討** ここでは、根入れの深いケーソン基礎を持つ大橋の結果について概説するが、浅いマット基礎を持つ新橋大橋の場合も、これとほぼ同じ結果である<sup>1)</sup>。現場実測のN値は表層で約25、基礎の底部で80程度で、これらに対応するせん断波速度は実測されていないが、約300m/s

750 m/s と推定した。実測の振動特性を図-2に示す。1次と2次のモードは上部構造系、3次のものは基礎の振動特性が卓越したものと思われる。しかし、基礎部の動きは実測されていないので、この点を明らかにするため、前述の解析モデルを用いた。ケーソンを固定した上部構造系のみ特性を図-3に示す。1次と2次の特性はうまく再現できてい

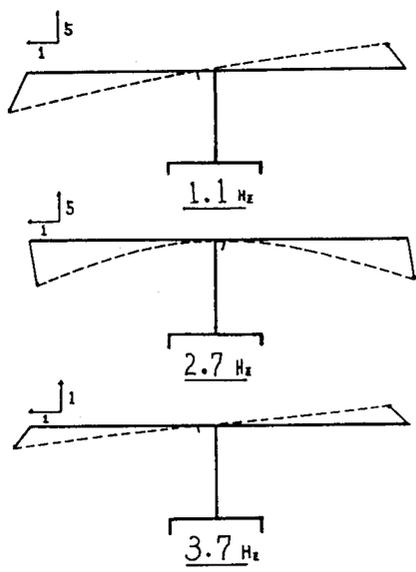


図-2 実測されたモード形と固有振動数

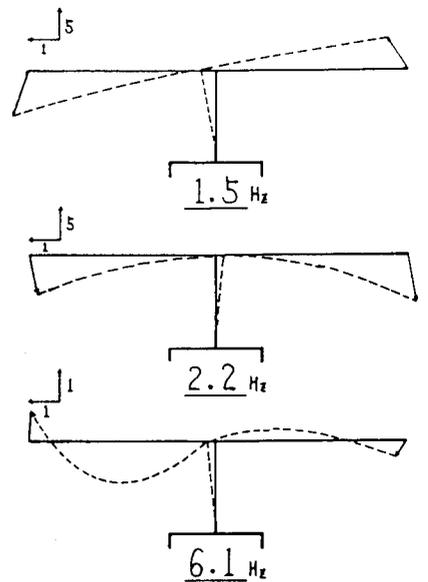


図-3 ケーソンを固定した解析モデルの結果

るが、3次の特性は明らかに図-2に示す実測値と違う。そこでケーソンの2自由度を考慮すると、図-4に示すように実測値に近い特性が得られた。地盤に等算定には前述の2つのモデルを用いたが、図-4の結果を得るには、表-2のように、慣用設計モデルでは、実測N値の約2~3倍の $N=65$ を使用しなければならなかった。一方、提案モデルでは、実測値に等しいせん断波速度300 m/sを用いた。浅い基礎の新橋橋についての解析結果を表-2に示す。

4. まとめ 表-2に示す結果から、慣用設計モデルの動的にねは実際よりも2~3倍程度軟弱かく評価されるが、提案モデルは実際に近い動的にねを推定するといえよう。しかし、基礎の振幅が大きくなれば、この種のバネは軟化するので、慣用設計モデルはかなり大きな振動振幅を想定したものであるともいえよう。どれだけの振幅を想定したものであるのかについては、今後、明らかにしてゆかなければならないが、表-1のようなモデルの比較は、慣用設計モデルの定量的位置づけを行うのに役立つであろう。

表-2. 2つのモデルで実測に合わせるに必要な地盤定数と実測された地盤定数

	一ツ葉大橋		新橋大橋
	表層	下面	
実測値	$N=25$ $V_s=300$ m/s	$N=80 (>50)$ $V_s=750$ m/s	$N=80 (>50)$ $V_s=750$ m/s
慣用設計モデル	$N=65$	$N=80$	$N=260$
提案モデル	$V_s=300$ m/s	$V_s=750$ m/s	$V_s=750$ m/s

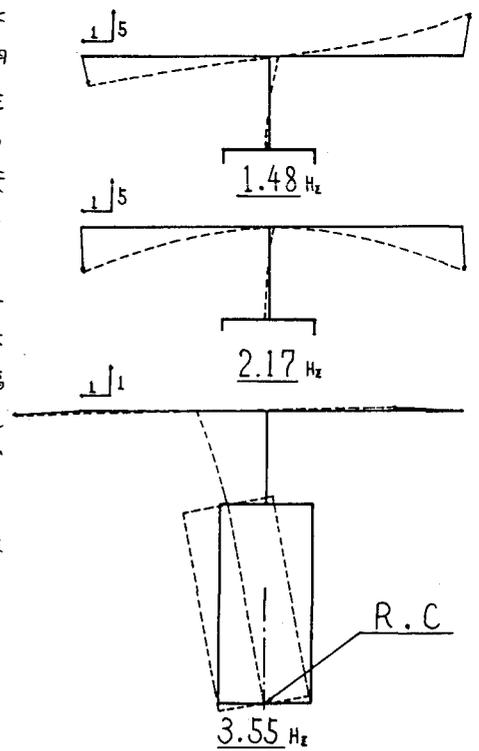


図-4 ケーソンの動きを考慮した解析モデルの結果

参考文献

- 1) 堤, 原田, 山崎, 官庁大学工学部研究報告第28号, 昭57年
- 2) 原田, 久保, 片山, 東大工学部技術研究所報告第29巻, 5号, 昭56