杭基礎の間接ヘルスマモニタリングのための実験的検証

EXPERIMENTAL VERIFICATION FOR INDIRECT HEALTH MONITORING OF PILE FOUNDATIONS

濱本卓司*, 崔井圭**, 清水睦男***

Takuji HAMAMOTO, Jeongkyu CHOI and Mutsuo SHIMIZU

For the purpose of detecting the global damage of pile foundations of building structure after earthquake events, an indirect health monitoring method has been developed. Acceleration sensors are located on the roof and base of superstructure and on the soil layer that supports piles. Any sensors are not installed in and on piles directly. Two simplified mathematical models, 2-lumped mass model and sway-rocking (SR) model, of superstructure-pile-soil coupled system are used to separate physical parameters of superstructure and substructure. A multi-step system identification scheme is used to estimate the change in pile stiffness before and after a damage event. A series of shaking table tests have been carried out for a small-scaled experimental model of superstructure-pile-soil coupled system. Using response data of the experiments, the effectiveness and limitations of the indirect health monitoring of pile foundations are discussed.

Keywords : *Indirect health monitoring, Pile foundation, Multi-step system identification, Seismic damage, Superstructure-pile-soil coupled system, Experimental verification*
間接ヘルスマモニタリング, 杭基礎, 多段階システム同定, 地震損傷,
上部構造-杭-地盤連成系, 実験的検証

1. 序

軟弱な地盤上の建築物には場所打ち杭あるいは既成杭がよく用いられる。場所打ち杭の状態は、地中で打設されるため初期段階でさえ正確に把握することは難しい。既成杭の状態は、打設前は把握できても、打設後の損傷による変化を推定することは容易ではない¹⁾。竣工後に杭の損傷を直接目視する方法は掘削以外にはないが、これには多大のコストと時間が必要になる。また、過度の掘削は構造安定性を損なうことにもなりかねない。地盤の掘削を最小化するために、異種のセンサを総合的に導入する方法^{2,3)}も考えられるが、本研究では、建築物直下の地盤を掘削することなく、振動センサを上部構造に設置して杭の損傷状態を推定する方法を提案する。

施工時、上部構造が立ち上がる段階では、すでに杭頭は基礎版に覆われ、杭側面は地盤に取り巻かれている。竣工後の杭の状態を掘削せずに調べる方法として、これまで、施工段階で杭にセンサを直接取り付けておくか、上部構造の静的特性の変化から地中の杭の状態を推定する方法が用いられてきた。前者を直接ヘルスマモニタリング、後者を間接ヘルスマモニタリングと呼ぶことができる。直接ヘルスマモニタリングには、従来から杭表面にひずみゲージを貼り付ける方法⁴⁾があり、最近では光ファイバー⁵⁾や炭素繊維⁶⁾などを埋め込んだヘルスマモニタリング技術の開発も行われているが、ともに新築建物にしか適用できないという制限がある。一方、間接ヘルスマモニタリングとしては、既存建物の傾斜角や沈下量の計測が実施されてい

るが、杭の掘削調査を実施すべきかどうかの判断材料とはなるものの、それだけで損傷状態を推定することは難しい。

掘削することなく杭の損傷を推定するもう一つの方法として、上部構造の動的特性の変化に着目する方法がある。大場・濱川⁷⁾は上部構造の常時微動を計測し、固有振動数の変化から杭の損傷状態を推定している。しかし、上部構造で計測された固有振動数の変化だけでは、上部構造と基礎構造の損傷を分離することはできず、杭の損傷か上部構造の損傷かを判別することは難しい。Luco⁸⁾は屋上に加振機を設置して強制振動実験を行い、地盤-構造物相互作用の影響を分離する方法を示している。Trifunac^{9,10)}らはヘルスマモニタリングの際に地盤-構造物相互作用を考慮することの重要性を指摘している。Safak¹¹⁾は2質点系モデルを用いてモード特性の変化から地盤-構造物相互作用の影響を検出するシステム同定手法を示している。Stewart¹²⁻¹⁴⁾はスウェイ・ロッキング(SR)モデルを用いてモード特性の変化から地盤-構造物相互作用の影響を検出するシステム同定手法を示している。しかし、上部構造および基礎構造の損傷検出を行うには、相互作用に伴う振動特性の変化をさらに剛性などの物理パラメータの変化に変換する必要がある。原口¹⁵⁾は、上部構造の常時微動を計測し、SRモデルにおける地盤ばねの剛性と減衰を段階的に推定している。

本研究では、間接ヘルスマモニタリングとして、地盤-杭系(基礎版を含む)を1質点系、上部構造を1質点系にそれぞれ集約してロッ

* 東京都市大学工学部建築学科 教授・工博

** 東京都市大学 大学院生・工修

*** 構造品質保証研究所(株) 工修
(元 武蔵工業大学(現 東京都市大学) 大学院生)

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo City University, Dr. Eng.
Graduate Student, Tokyo City University, M. Eng.
Structural Quality Assurance, Inc., M. Eng.

図1 上部構造－杭－地盤連成系の変形図

キングばねを加えた2質点系モデルと、1質点系に集約した上部構造をスウェイばねとロッキングばねを有する基礎版に結合したSRモデルを用い、ともに上部構造と支持地盤の振動を計測することにより杭の損傷状態を推定する方法を示す。2つの数学モデルは、強震時の非線形挙動の結果として生じる杭の剛性低下を強震前後の平穩時における線形挙動の差として評価するためのモデルである。強震時に地盤の剛性変化が生じる可能性もあるが、本研究では考慮していない。杭の剛性低下に着目した全体損傷検出に用いる段階的システム同定手法を示した後、地盤材料としてシリコンを使用した上部構造－杭－地盤連成系の模型振動台実験を実施し、本手法の有効性と適用限界について検討する。

2. 上部構造－杭－地盤連成系の数学モデル

上部構造－杭－地盤連成系の変形図を図1に示す。ここに、 z は支持地盤の変位、 x_g は支持地盤に対する自由地盤表面の相対変位、 x_s は基礎版と自由地盤表面の相対変位（スウェイ）、 x_b は上部構造の変形、 θ は基礎版の回転角（ロッキング）、 H は基礎版から1次モードの慣性力重心までの距離（有効高さ）である。

2.1 2質点系モデル

上部構造－杭－地盤連成系の2質点系モデルを図2(a)に示す。ともに1質点系に集約した上部構造と杭－地盤系（基礎版を含む）を直列に繋ぎ、基礎版と支持地盤の間をロッキングばねで結合したモデルである。2質点系モデルは、杭の変形を直接評価できるモデルであり、杭－地盤系のせん断ばねは杭の水平剛性と地盤反力の影響を、ロッキングばねは杭の鉛直剛性、表層地盤の鉛直剛性、表層地盤の摩擦抵抗、および支持地盤の地盤反力の影響を含んでいる。杭の損傷は、杭－地盤系のせん断ばねとロッキングばねの剛性変化に着目して検出する。入力には杭支持地盤表面の水平動とし、回転入力には考慮しない。このとき、運動方程式は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_b & 0 & 0 \\ 0 & M_{ps} & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_{ps} \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & -C_b & -C_b H \\ -C_b & C_b + C_{ps} & C_b H \\ -C_b H & C_b H & C_r + C_b H^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x}_{ps} \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} K_b & -K_b & -K_b H \\ -K_b & K_b + K_{ps} & K_b H \\ -K_b H & K_b H & K_r + K_b H^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_b \\ x_{ps} \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_b \ddot{z} \\ -M_{ps} \ddot{z} \\ 0 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 $x_b = x_g + x_s + H\theta + x_b$ と $x_{ps} = x_g + x_s$ はそれぞれ支持地盤に対す

(a) 2質点系モデル

(b) SRモデル

図2 上部構造－杭－地盤連成系の数学モデル

る上部構造頂部と基礎版の相対変位、 M_b と M_{ps} はそれぞれ上部構造の質量と杭－地盤系の有効質量、 I は基礎版の回転慣性、 K_b 、 K_{ps} 、 K_r はそれぞれ上部構造、杭－地盤系、およびロッキングばねの剛性、 C_b 、 C_{ps} 、 C_r は上部構造、杭－地盤系、およびロッキングばねの減衰係数、 $\dot{\cdot}$ は時間微分、 $\ddot{z}$ は支持地盤表面での入力加速度である。なお、上部構造の回転慣性は無視している。

2.2 SRモデル

上部構造－杭－地盤連成系のSRモデルを図2(b)に示す。1質点系に集約した上部構造をスウェイばねとロッキングばねを有する基礎版に結合したモデルである。SRモデルは、通常、上部構造の応答挙動を再現するために用いられ、杭の変形を直接評価することはできない。スウェイばねは自由地盤と基礎版の水平変位の差を表現するための軸ばね、ロッキングばねは自由地盤と基礎版の回転の差を表現するための回転ばねである。杭の損傷は、スウェイばねとロッキングばねの剛性変化に着目して検出する。入力には自由地盤表面の水平動とし、回転入力には考慮しない。このとき、運動方程式は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_b & 0 & 0 \\ 0 & M_f + M_{eg} & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_f \\ \ddot{x}_s \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & -C_b & -C_b H \\ -C_b & C_b + C_s & C_b H \\ -C_b H & C_b H & C_r + C_b H^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_f \\ \dot{x}_s \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} K_b & -K_b & -K_b H \\ -K_b & K_b + K_s & K_b H \\ -K_b H & K_b H & K_r + K_b H^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_f \\ x_s \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_b \ddot{u}_g \\ -M_f \ddot{u}_g \\ 0 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 $u_g = z + x_g$ は自由地盤表面の変位、 $x_f = x_s + H\theta + x_b$ は自由地盤に対する上部構造頂部の相対変位、 M_f と M_{eg} はそれぞれ基礎版の質量と杭－地盤系の等価質量である。ここでも、上部構造の回転慣性の影響は無視している。このとき、杭－地盤系の等価質量に自由地盤の加速度 $\ddot{u}_g$ は関係しないことに注意を要する¹⁶⁾。

3. 段階的システム同定

3.1 2質点系モデルのパラメータ推定

2質点系モデルの同定手順を図3に示す。上部構造の質量 M_b 、基礎版の回転慣性 I 、上部構造の有効高さ H を既知パラメータとし、上部構造、ロッキングばね、杭－地盤系それぞれの剛性と減衰係数(K_b 、 C_b 、 K_r 、 C_r 、 K_{ps} 、 C_{ps})および杭－地盤系の有効質量 M_{ps} を段階的に同定する。

図3 2質点系モデルの同定手順

図4 SRモデルの同定手順

最小二乗法を用いて同定モデルの理論伝達関数を計測伝達関数に曲線適合させることにより、未知パラメータを段階的に同定する。まず、上部構造の剛性と減衰を同定することにより、上部構造と杭-地盤系を分離する。次に、上部構造の剛性と減衰を既知パラメータとし、ロッキングばねの剛性と減衰を同定する。さらに、上部構造とロッキングばねの剛性と減衰を既知パラメータとし、杭-地盤系の剛性と減衰を同定する。

2質点系モデルにおける杭-地盤系の有効質量 M_{ps} の同定は以下の手順で行う。簡単のために、回転ばねと減衰を無視したときの2質点系モデルの1次と2次の固有円振動数は次式で与えられる¹⁷⁾。

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[\omega_{ps}^2 + (1+\mu)\omega_b^2 \pm \sqrt{\omega_{ps}^2 + (1+\mu)\omega_b^2 - 4\omega_{ps}^2\omega_b^2} \right] \quad (3)$$

ここに、 ω_1 と ω_2 はそれぞれ1次と2次の固有円振動数、 $\mu = M_b/M_{ps}$ は質量比、 $\omega_{ps} = \sqrt{K_{ps}/M_{ps}}$ は杭-地盤系の固有円振動数（上部構造なし）、 $\omega_b = \sqrt{K_b/M_b}$ は基礎固定系の上部構造の固有円振動数である。 ω_1 と ω_2 は計測値から読み取り、 ω_b は上部構造の伝達関数のピーク振動数として求め、 ω_{ps} は表層地盤のせん断波速度と深さ（1/4波長）から算定した。 ω_1 、 ω_2 、 ω_b 、 ω_{ps} 、 M_b の値を式(3)に代入することにより質量比 μ を算定し、杭-地盤系の有効質量 M_{ps} を決定する。

3.2 SRモデルのパラメータ推定

SRモデルの同定手順を図4に示す。上部構造の質量 M_b 、基礎版の質量 M_f と回転慣性 I 、上部構造の高さ H を既知パラメータとして、上部構造、ロッキングばね、スウェイばねそれぞれの剛性と減衰係数（ K_b 、 C_b 、 K_r 、 C_r 、 K_s 、 C_s ）および地盤の等価質量 M_{eg} を2質点系モデルの場合と同様に段階的に同定する。

まず、上部構造の剛性と減衰を同定することにより上部構造を分離する。次に、上部構造の剛性と減衰を既知パラメータとして、ロッキングばねの剛性と減衰を同定する。さらに、上部構造とロッキングばねの剛性と減衰を既知パラメータとしてスウェイばねの剛性と減衰を同定する。

SRモデルの入力として用いる自由地盤表面の水平加速度は、実

際には建物周辺に広大な地表面が広がっていない限り計測することは難しい。本研究では、SRモデルで用いる自由地盤表面の水平加速度を、上部構造と杭-地盤系の2質点系モデルの同定を行った後、その上部構造を取り去って得られる1自由度系モデルに対して、杭支持地盤での水平加速度を入力することにより求める。

4. 計測伝達関数

加速度センサの設置位置で計測される加速度を図5に示す。これらの計測値を用いて計測伝達関数を求める。

4.1 上部構造の変形とロッキングに関する計測伝達関数

2質点系モデルとSRモデルの上部構造の変形に関する伝達関数は、ともに上部構造頂部と基礎版の水平動、および基礎版両端の上下動を計測することにより求められる。基礎版に対する上部構造頂部の伝達関数は、水平加速度 $\ddot{H}_f$ に対する $\ddot{H}_b$ のフーリエスペクトル比をとることにより次式で与えられる。この伝達関数にはロッキングの影響が含まれている。

$$GM_{br}^*(\omega) = \frac{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega) + H\ddot{\theta}(\omega) + \ddot{X}_b(\omega)}{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega)} \quad (4)$$

図5 加速度センサの設置位置における加速度

ここに、 $*$ は複素数であることを表し、基礎版の回転角 $\theta(\omega)$ は基礎版両端の上下動時刻歴から以下のように算出した $\theta(t)$ のフーリエ変換である。

$$\theta(t) = \frac{V_R(t) - V_L(t)}{L} \quad (5)$$

ここに、 $V_R(t)$ と $V_L(t)$ はそれぞれ基礎版の左端と右端での上下変位、 L は基礎版の幅である。

式(4)からロッキングの影響を除いた上部構造の変形のみに関する伝達関数は次式で与えられる。

$$GM_b^*(\omega) = \frac{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega) + H\ddot{\theta}(\omega) + \ddot{X}_b(\omega)}{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega) + H\ddot{\theta}(\omega)} \quad (6)$$

4.2 2 質点系モデルにおける杭—地盤系の計測伝達関数

2 質点系モデルの場合、支持地盤に対する上部構造頂部の伝達関数は、水平加速度 $\ddot{H}_s$ に対する $\ddot{H}_b$ のフーリエスペクトル比として次式で与えられる。

$$GM_{zb}^*(\omega) = \frac{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega) + H\ddot{\theta}(\omega) + \ddot{X}_b(\omega)}{\ddot{Z}(\omega)} \quad (7)$$

また、支持地盤に対する基礎版の伝達関数は、水平加速度 $\ddot{H}_s$ に対する $\ddot{H}_f$ のフーリエスペクトル比として次式で与えられる。

$$GM_{sf}^*(\omega) = \frac{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega)}{\ddot{Z}(\omega)} \quad (8)$$

4.3 SR モデルにおける杭—地盤系の計測伝達関数

SR モデルの場合、自由地盤に対する上部構造頂部の伝達関数は、水平加速度 $\ddot{H}_g$ に対する $\ddot{H}_b$ のフーリエスペクトル比として次式で与えられる。

$$GM_{gb}^*(\omega) = \frac{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega) + H\ddot{\theta}(\omega) + \ddot{X}_b(\omega)}{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega)} \quad (9)$$

また、自由地盤に対する基礎版の伝達関数は、水平加速度 $\ddot{H}_g$ に対する $\ddot{H}_f$ のフーリエスペクトル比として次式で与えられる。

$$GM_{sf}^*(\omega) = \frac{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega) + \ddot{X}_s(\omega)}{\ddot{Z}(\omega) + \ddot{X}_g(\omega)} \quad (10)$$

5. 理論伝達関数

5.1 上部構造の変形とロッキングに関する理論伝達関数

基礎版に対する上部構造頂部の理論伝達関数は、2 質点系モデルの場合、連立方程式(1)を x_{bs} と x_{ps} に関して解き、式(4)に代入することにより求まる。SR モデルの場合も同様に、連立方程式(2)を x_{sf} と x_s に関して解き、式(4)に代入することにより求まる。最終的に、2 質点系モデル、SR モデルともに次式で与えられる。

$$GT_{br}^*(\omega) = \frac{-K_b^*}{M_b\omega^2 - K_b^* + \frac{M_b\omega^2 K_b^* H^2}{-I\omega^2 + K_r^*}} \quad (11)$$

ここに、 K_b^* と K_r^* はそれぞれ上部構造の変形とロッキングばねの複素剛性で以下のように与えられる。

$$K_b^* = K_b + i\omega C_b \quad (12a)$$

$$K_r^* = K_r + i\omega C_r \quad (12b)$$

式(11)からロッキングの影響を除いた伝達関数は、連立方程式(1)を x_{bs} 、 x_{ps} 、 θ に関して解き、式(6)に代入することにより求まる。SR モデルの場合も同様に、連立方程式(2)を x_{sf} 、 x_s 、 θ に関して解き、式(6)に代入することにより求まる。最終的に、2 質点系モデル、SR モデルともに次式で与えられる。

$$GT_b^*(\omega) = \frac{-K_b^*}{M_b\omega^2 - K_b^*} \quad (13)$$

5.2 2 質点系モデルにおける杭—地盤系の理論伝達関数

2 質点系モデルの場合、支持地盤に対する上部構造頂部の伝達関数は、連立方程式(1)を解いて x_{bs} を求め、式(7)に代入することにより次式で与えられる。

$$GT_{zb}^*(\omega) = \frac{\frac{-K_b^* K_{ps}^*}{-M_{ps}\omega^2 + K_{ps}^*}}{M_b\omega^2 - K_b^* + \frac{M_b\omega^2 K_b^*}{-M_{ps}\omega^2 + K_{ps}^*} + \frac{M_b\omega^2 K_b^* H^2}{-I\omega^2 + K_r^*}} \quad (14)$$

ここに、 K_{ps}^* は次式で定義される杭—地盤系の複素剛性である。

$$K_{ps}^* = K_{ps} + i\omega C_{ps} \quad (15)$$

同様に、支持地盤に対する基礎版の理論伝達関数は、連立方程式(1)を解いて x_{ps} を求め、式(8)に代入することにより次式で与えられる。

$$GT_{sf}^*(\omega) = \frac{K_{ps}^*}{-M_{ps}\omega^2 + K_{ps}^*} + \frac{\frac{-M_b\omega^2 K_b^* K_{ps}^*}{(-M_{ps}\omega^2 + K_{ps}^*)^2}}{M_b\omega^2 - K_b^* + \frac{M_b\omega^2 K_b^*}{-M_{ps}\omega^2 + K_{ps}^*} + \frac{M_b\omega^2 K_b^* H^2}{-I\omega^2 + K_r^*}} \quad (16)$$

5.3 SR モデルにおける杭—地盤系の理論伝達関数

SR モデルの場合、自由地盤に対する上部構造頂部の伝達関数は、連立方程式(2)を解いて x_{sf} を求め、式(9)に代入することにより次式で与えられる。

$$GT_{gb}^*(\omega) = \frac{\frac{K_b^* M_{eg}\omega^2 - K_b^* K_s^*}{-(M_f + M_{eg})\omega^2 + K_s^*}}{M_b\omega^2 - K_b^* + \frac{M_b\omega^2 K_b^*}{-(M_f + M_{eg})\omega^2 + K_s^*} + \frac{M_b\omega^2 K_b^* H^2}{-I\omega^2 + K_r^*}} \quad (17)$$

ここに、 K_s^* は次式で定義されるスウェイばねの複素剛性である。

$$K_s^* = K_s + i\omega C_s \quad (18)$$

同様に、自由地盤に対する基礎版の理論伝達関数は、連立方程式(2)を解いて x_s を求め、式(10)に代入することにより次式で与えられる。

$$GT_{sf}^*(\omega) = \frac{K_s^* - M_{eg}\omega^2}{-(M_f + M_{eg})\omega^2 + K_s^*} + \frac{\frac{M_b\omega^2 K_b^* M_{eg}\omega^2 - M_b\omega^2 K_b^* K_s^*}{\{-(M_f + M_{eg})\omega^2 + K_s^*\}^2}}{M_b\omega^2 - K_b^* + \frac{M_b\omega^2 K_b^*}{-(M_f + M_{eg})\omega^2 + K_s^*} + \frac{M_b\omega^2 K_b^* H^2}{-I\omega^2 + K_r^*}} \quad (19)$$

6. 理論伝達関数と計測伝達関数の曲線適合

6.1 計測伝達関数の前処理

物理パラメータの推定は、理論伝達関数を計測伝達関数に曲線適合させることにより行う¹⁸⁾。本研究で用いる2質点系モデルとSRモデルの理論伝達関数はせいぜい二山を有する形状であるが、生データの計測伝達関数は様々なノイズを含み多峰の複雑な形状となる。このため、計測伝達関数にフィルターをかけて平滑化し、理論伝達関数への曲線適合の安定化を図る。ここでは、計測した全時系列データをオーバーラップさせた20個のセグメント（データ数2048）に分け、フーリエ変換したものをスタッキング（重ね合せ）した後、4つおきのデータ点を以下の3次スプライン関数¹⁹⁾で補間して平滑化を行った。

$$S_j(\omega) = a_j + b_j(\omega - \omega_j) + c_j(\omega - \omega_j)^2 + d_j(\omega - \omega_j)^3 \quad (20)$$

ここに、 $S_j(\omega)$ は区間 $[\omega_j, \omega_{j+1}]$ で定義されるスプライン関数、 a_j, b_j, c_j, d_j は未定係数である。図6に無損傷状態の場合を例として、計測伝達関数の前処理の過程を示す。

6.2 最急降下法による最適化

前処理を行った後、最小二乗法を用いて、数学モデルの物理パラメータを同定する。理論伝達関数と計測伝達関数の誤差を最小化するために用いる目的関数を次式で定義する。

$$J(K, C) = \int_{\omega_l}^{\omega_u} \{GT(\omega) - GM(\omega)\}^2 d\omega \quad (21)$$

ここに、 $GT(\omega)$ と $GM(\omega)$ はそれぞれ式(11), (13), (14), (16), (17), (19)の理論伝達関数と式(4), (6), (7), (8), (9), (10)の計測伝達関数の振幅（複素伝達関数の実部と虚部の2乗和平方根）を表し、 ω_l と ω_u はそれぞれ考慮する振動数範囲の最小振動数と最大振動数である。周波数の重みはとくにつけず重み均等として最適化を行う。位相は曲線適合には用いず、伝達関数における2つのピーク振動数の確認のために利用した。

理論伝達関数の物理パラメータは式(21)を最小化することにより求める。最小化手法には最急降下法²⁰⁾を用いる。以下のように剛性 K と減衰 C を繰り返し更新して最適な K と C を同定する。

$$\begin{bmatrix} K^{(i+1)} \\ C^{(i+1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K^{(i)} \\ C^{(i)} \end{bmatrix} + a^{(i)} \begin{bmatrix} d_k^{(i)} \\ d_c^{(i)} \end{bmatrix} \quad (22)$$

ここに、 i は反復回数、 $a^{(i)}$ はステップ幅であり、通常は収束効率を

図6 計測伝達関数の前処理の例

高めるために、収束点から遠いときは大きな値、近づくほど小さな値を与える。本研究では、収束状況を追跡しながら0.1~0.001の範囲の値を用いた。 d_k と d_c 是最急降下方向ベクトル成分であり、それぞれ次式で与えられる。

$$d_k = -\frac{\partial J(K, C)}{\partial K} \quad (23a) \quad d_c = -\frac{\partial J(K, C)}{\partial C} \quad (23b)$$

繰り返し計算における収束条件は次式で与えた。

$$\frac{J(K, C)}{\int_{\omega_l}^{\omega_u} GM(\omega) d\omega} < \eta \quad (24)$$

ここに、 η は収束パラメータである。

7. 模型振動台実験

7.1 実験模型

実験模型の概要を図7に示す。地盤模型は1000×300×270mmの直方体であり、シリコンを用いて支持地盤と表層地盤に物性を分けて作成した。支持地盤と表層地盤の設計せん断波速度はそれぞれ42.0m/sec, 7.4m/secで、波動インピーダンス比は0.12である。地盤の振動方向の両端下端をヒンジ機構としたアルミニウム板を可倒壁として設置し、2枚の可倒壁の上端部をアルミニウム棒で連結して地盤のせん断変形を模擬した。なお、地盤模型の製作に関しては文献^{21, 22)}を参考にした。

上部構造の模型は、上部構造の質量を集約した厚さ15mmの鉄板、上部構造の剛性を集約した計4枚の鋼板ばね（25×1.8×250mm）、および厚さ20mmのアルミニウム製基礎版で構成した。杭は計4本で、φ15mm、長さ250mmの亚克力製とし、それぞれ板ばねの真下に設置し、杭頭の10mmは硬質シリコンに埋め込んだ。上部構造模型の固有振動数は地盤の固有振動数に近接させ、上部構造の応答増幅による慣性効果が大きくなるように設計した。実験模型の相似則を表1に示す。なお、実験で用いた亚克力杭、表層地盤シリコン、支持地盤シリコンのヤング係数とポアソン比は、それぞれ3.0×10⁹N/m²と0.35, 1.7×10⁹N/m²と0.49, 7.5×10⁹N/m²と0.49である。

杭先端を支持地盤に埋め込むために、まず不透明な硬質シリコンを10mm打設し、杭の先端位置を決定してから杭を挿入し、さらに10mm打設した後、透明な軟質シリコンを気泡が生じないようにゆっくりと打設した。杭の損傷状態の設定を変えるたびに、杭周辺の軟質シリコンを以下の手順で入れ替えた。まず、基礎版の長辺方向端部から30mm離れた位置で軟質シリコンを切断して上部構造と杭を取り出し、杭間の幅100mmの中央部の軟質シリコンを再利用した。杭を設置し直した後、杭周囲の間隙に軟質シリコンを新規に打設した。地盤材料が十分固化して設計時の剛性が発現するまで24時間放置した後、実験を開始した。

7.2 損傷状態の設定

杭の模擬損傷の設定を図8に示す。杭頭付近を長さ40mmにわたり断面をφ7mmと小さくすることにより杭頭損傷を、杭中間部を長さ60mmにわたり断面をφ7mmと小さくすることにより杭中間部損傷を模擬した。また、杭頭の損傷部を手で折って杭頭部破断を模擬した。破断面は平滑な斜面になった。

地盤材料を打設してから固化するまでの時間を節約するために、

表1 実験模型の相似則

緒元	次元	相似比	緒元	次元	相似比
長さ*	L	1/50	重量	MLT^{-2}	1/150000
質量	M	1/150000	モーメント	ML^2T^{-2}	1/150000 × 50
時間	T	1/7.071	断面積	L^2	1/2500
速度	LT^{-1}	1/7.071	弾性定数	$ML^{-1}T^{-2}$	1/60
加速度*	LT^{-2}	1/1	ばね定数	MT^{-2}	1/3000
振動数	T^{-1}	7.071/1	ポアソン比	---	1/1
密度*	ML^{-3}	1/1.2	減衰定数	---	1/1

(注)*は設定相似比を示す。

2つの地盤模型（試験体A、試験体B）を作製し、交互に振動台に載せて実験を行った。各試験体に対し、表2と図8に示すような損傷状態を設定した。すなわち、無損傷状態、杭頭2本損傷、杭頭4本損傷、杭頭2本破断、杭中間部2本損傷、杭中間部4本損傷の全6ケースを考慮した。

7.3 振動計測

振動台実験における入力は、0.5～50Hzの帯域限定ホワイトノイズとした。加振時間は杭の各損傷状態に対し100秒とした。加速度センサの位置と方向は、図7に示すように、上部構造頂部の水平動、基礎版の水平動、基礎版両端部の上下動、地盤表面の水平動、振動台上（基盤）の水平動とした。

7.4 地盤模型の振動

上部構造がある場合とない場合について、Case4を例として地盤上と基礎版上での加速度フーリエスペクトルを図9に示す。上部構造がない場合、地盤表面と基礎版の形状はほぼ同じであり、基礎版が慣性力の大きな地盤の卓越周期に追隨して振動しており、上部構造がない場合の基礎版の振動は自由地盤の振動とほぼ同じと考えることができる。一方、上部構造がある場合、上部構造の慣性力の影響により地盤表面と基礎版のスペクトル形状は変化し、自由地盤波形とはいえなくなっている。

8. 同定結果と検討

2つの数学モデルにより杭の剛性低下に着目して損傷を推定した結果を以下に示す。両モデルにおける既知パラメータの値は、 $M_b = 2.52\text{kg}$ 、 $M_f = 1.08\text{kg}$ 、 $I = 0.0045\text{kgm}^2$ である。

8.1 試験体Aと試験体Bの振動特性

上部構造がないときの試験体Aと試験体Bについて、振動台に対する地盤表面の伝達関数を図10に示す。試験体Aと試験体Bにおける地盤の卓越振動数はそれぞれ7.63Hzと7.93Hz、 $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰比は0.077と0.092となった。実験に用いた軟質シリコンのねじれ自由振動実験から求めた材料減衰比は0.09であった。両試験体の固有振動数と減衰比が異なる原因は、地盤打設時の硬化剤の混

図9 地盤表面と基礎版の加速度フーリエスペクトルの例

表2 杭の損傷パターン (○：無損傷 ●：損傷 ×：破断)

損傷状態		杭位置	①	②	③	④
試験体A	Case1	無損傷状態	○	○	○	○
	Case2	杭頭部2本損傷	●	●	○	○
	Case3	杭頭2本破断	×	×	○	○
試験体B	Case4	杭中間部2本損傷	●	●	○	○
	Case5	杭中間部4本損傷	●	●	●	●
	Case6	杭頭部4本損傷	●	●	●	●

図7 実験模型の概要

図8 杭の模擬損傷の設定

図10 試験体AとBにおける地盤の振動特性

入量と混合方法のばらつきによるものと考えられる。このため、本研究では試験体 A と試験体 B それぞれの損傷状態の結果を示した後、両試験体の地盤剛性の調整を行って、全損傷状態に対する同定値の変化を比較検討した。なお、相互作用効果の指標としてのスウェー率とロッキング率の値は、1 次固有振動数においてそれぞれ 8（無損傷）～14（破断）%と 5（無損傷）～20（破断）%であった。

8.2 上部構造の変形に関する同定

式(6)の計測伝達関数と式(13)の理論伝達関数の収束時の形状を図11に示す。収束パラメータは $\eta=0.02$ と設定した。上部構造の変形に関する伝達関数はいずれもピーク振動数が 8.0Hz であり、試験体 A と試験体 B で使用した上部構造模型は同じ振動特性を有していることがわかる。また、上部構造の固有振動数は図10の地盤の卓越振動数と近接しており、共振により上部構造の応答が増幅する領域での実験になっている。理論伝達関数の収束時のパラメータ推定値を表3に示す。損傷指標としての剛性低下率は、無損傷時と損傷時の同定値の差を無損傷時の同定値で除して求めた。試験体 A において、無損傷状態（Case1）に対して杭頭 2 本損傷状態（Case2）と杭頭 2 本破断状態（Case3）の剛性変化は見られなかった。試験体 B においても、杭中間部 2 本損傷状態（Case4）に対して杭中間部 4 本損傷状態（Case5）と杭頭 4 本損傷状態（Case6）の剛性変化は見られなかった。試験体 A と試験体 B ともに、杭の損傷状態によらず上部構造の固有振動数は同じ値を示しており、いずれのケースも上部構造には損傷が生じていないことが確認できる。

8.3 ロッキングばねの同定

式(4)の計測伝達関数と式(11)の理論伝達関数の収束時の形状を図11に示す。収束パラメータは $\eta=0.04$ と設定した。ロッキングを含む伝達関数のピーク振動数は杭頭破断の Case3 を除くすべての損傷状態で 7.8Hz であり、Case3 のみ 6.8Hz と大きな振動数低下が見られた。理論伝達関数の収束時の剛性と減衰の推定値を表4に示す。試験体 A において、Case1 に対する Case2 のロッキングばねの剛性変化は見られないものの、杭頭破断の Case3 では大きな低下が見られた。試験体 B においては、Case4 に対する Case5 と Case6 のロッキングばねの剛性変化は見られなかった。このことから、損傷前後でのロッキングばねの剛性変化から損傷状態を推定することは難しいが、杭の破断の有無を判断するには有効なことがわかる。

8.4 2 質点系モデルにおける杭-地盤系の同定

式(3)により算定した質量比 μ は 0.068 であり、有効質量 M_{ps} は 37.1kg となった。式(7)の計測伝達関数と式(14)の理論伝達関数の収束時の形状を各損傷状態に対し図12の左側に示す。収束パラメータは $\eta=0.10$ と設定した。しかし、1 次と 2 次のピーク間の谷部での適合が十分ではなく、Case1 は $\eta=0.13$ 、Case2 は $\eta=0.14$ 、Case3 は $\eta=0.21$ 、Case6 は $\eta=0.16$ でそれぞれ収束計算を打ち切った。

式(8)の計測伝達関数と式(16)の理論伝達関数の収束時の形状を各損傷状態に対し図12の右側に示す。収束パラメータは $\eta=0.05$ と設定したが、杭頭破断の Case3 では収束が悪く、 $\eta=0.12$ で収束計算を終了した。

図11 上部構造に関する伝達関数の曲線適合（——：理論伝達関数 - - - -：計測伝達関数 適合領域：5～10Hz）

図12 2 質点系モデルにおける伝達関数の曲線適合 (——— : 理論伝達関数 - - - - : 計測伝達関数 適合領域 : 5~10Hz)

図13 SR モデルにおける伝達関数の曲線適合 (——— : 理論伝達関数 - - - - : 計測伝達関数 適合領域 : 5~10Hz)

両伝達関数から導かれた物理パラメータの推定値は最終的に一致した。理論伝達関数の収束時の剛性と減衰の推定値を表5に示す。試験体Aにおいて、Case1に対するCase2とCase3の杭－地盤系の剛性変化から、杭の損傷状態に応じた剛性低下が確認できた。とくに、杭頭破断のCase3では剛性の大幅な低下が見られた。試験体Bにおいても、Case4に対するCase5とCase6の杭－地盤系の剛性変化から、杭の損傷状態に応じた剛性低下が確認された。

試験体Aと試験体Bの結果を統一的に整理するために、試験体Bの地盤を試験体Aの地盤に置き換えたときの剛性低下率を算出し表7に示す。このとき、図10に示す試験体Aと試験体Bの地盤の卓越振動数から各試験体の地盤剛性を推定し、試験体Bに対する試験体Aの地盤剛性の比を試験体Bの各損傷状態における杭－地盤系の剛性値に乗じることにより地盤模型間のばらつきを調整した。

各損傷状態における杭－地盤系の無損傷状態からの剛性変化を比べると、杭損傷の増大とともに、杭中間部2本損傷<杭頭2本損傷<杭中間部4本損傷<杭頭4本損傷<杭頭2本破断の順で剛性低下が大きくなる傾向が見られた。杭に破断が起きた場合の剛性低下が最も大きく、損傷状態としては杭頭損傷の方が杭中間部損傷よりもはるかに明確な剛性低下を示した。また、全て（4本）の杭が損傷した場合は、一部（2本）の杭が損傷した場合に比べて大幅な剛性低下が観察された。

8.5 SRモデルにおける杭－地盤系の同定

自由地盤に対する上部構造頂部の計測伝達関数のピーク振動数 ω_1 と ω_2 を読み取り、式(3)に基づき求めた質量比は0.072であり、基礎版に付加する等価質量 M_{eq} は33.8kgとなった。等価質量 M_{eq} が大きくなる現象は、上部構造から地盤への散逸エネルギーが限定された地盤領域に閉じ込められ、上部構造に再入力されることに対応している。

式(9)の計測伝達関数と式(17)の理論伝達関数の収束時の形状を各損傷状態に対し図13の左側に示す。収束パラメータは $\eta=0.15$ と設定した。1次と2次のピーク間の谷部での適合は良好であったが、2次モードより高振動数領域（9Hz以上）での適合が十分ではなく、Case3は $\eta=0.3$ 、Case6は $\eta=0.19$ でそれぞれ収束計算を打ち切った。

式(10)の計測伝達関数と式(19)の理論伝達関数の収束時の形状を各損傷状態に対し図13の右側に示す。収束パラメータは $\eta=0.05$ と設定した。2次モードより高振動数領域（9Hz以上）での適合が十分ではなく、Case3は $\eta=0.21$ 、Case6は $\eta=0.09$ で収束計算を打ち切った。

両伝達関数から導かれた物理パラメータの推定値は最終的に一致した。理論伝達関数の収束時の剛性と減衰の推定値を表6に示す。試験体Aでは、Case1に対するCase2とCase3のスウェイばねの変化を見ると、杭の損傷状態に対応する剛性低下が見られた。とくに杭頭破断のCase3では急激な剛性低下が見られた。試験体Bにおいても、Case4に対するCase5とCase6のスウェイばねの変化を見ると、損傷状態に対応する剛性低下が観察された。

2質点系モデルの場合と同様に、試験体Aと試験体Bの地盤剛性のばらつきを調整した後、算出したスウェイばねの剛性低下率を表7に示す。各損傷状態におけるスウェイばねの無損傷状態からの剛性変化を比べると、杭損傷の増大とともに、杭中間部2本損傷<杭頭2本損傷<杭中間部4本損傷<杭頭4本損傷<杭頭2本破断の

表3 上部構造の同定値

損傷状態		剛性 K_0 (N/m)	減衰係数 C_0 (N・s/m)	剛性低下率 (%)
試験体A	Case1	6.41×10^3	0.39×10 [0.015]	—
	Case2	6.41×10^3	0.37×10 [0.015]	0.0
	Case3	6.41×10^3	0.34×10 [0.013]	0.0
試験体B	Case4	6.39×10^3	0.37×10 [0.015]	—
	Case5	6.36×10^3	0.37×10 [0.015]	0.6
	Case6	6.35×10^3	0.41×10 [0.016]	0.8

[]は減衰比

表4 ロッキングばねの同定値

損傷状態		剛性 K_r (Nm/rad)	減衰係数 C_r (Nm・s/rad)	剛性低下率 (%)
試験体A	Case1	8.08×10^3	3.92×10	—
	Case2	8.08×10^3	3.42×10	0.0
	Case3	1.16×10^3	0.21×10	85.7
試験体B	Case4	8.77×10^3	0.57×10	—
	Case5	8.77×10^3	1.37×10	0.0
	Case6	8.77×10^3	0.18×10	0.0

表5 杭－地盤系の同定値

損傷状態		剛性 K_{ps} (N/m)	減衰係数 C_{ps} (N・s/m)	剛性低下率 (%)
試験体A	Case1	7.74×10^4	2.55×10^2	—
	Case2	7.54×10^4	2.25×10^2	2.5
	Case3	6.46×10^4	2.06×10^2	16.5
試験体B	Case4	8.21×10^4	2.69×10^2	—
	Case5	8.03×10^4	2.60×10^2	2.1
	Case6	7.39×10^4	2.45×10^2	9.9

表6 スウェイばねの同定値

損傷状態		剛性 K_s (N/m)	減衰係数 C_s (N・s/m)	剛性低下率 (%)
試験体A	Case1	7.06×10^4	2.25×10^2	—
	Case2	6.99×10^4	2.01×10^2	0.9
	Case3	6.17×10^4	1.13×10^2	12.5
試験体B	Case4	7.59×10^4	2.35×10^2	—
	Case5	7.53×10^4	2.45×10^2	0.9
	Case6	6.96×10^4	2.55×10^2	8.4

表7 全体比較のための修正同定値

損傷状態	ロッキングばね		杭－地盤系ばね		スウェイばね	
	剛性 K_r (N・m/rad)	低下率 (%)	剛性 K_{ps} (N/m)	低下率 (%)	剛性 K_s (N/m)	低下率 (%)
Case1	8.08×10^3	—	7.74×10^4	—	7.06×10^4	—
Case2	8.08×10^3	0.0	7.54×10^4	2.5	6.99×10^4	0.9
Case3	1.16×10^3	85.7	6.46×10^4	16.5	6.17×10^4	12.5
Case4	8.18×10^3	0.4	7.60×10^4	1.8	7.03×10^4	0.4
Case5	8.17×10^3	0.4	7.43×10^4	3.9	6.96×10^4	1.3
Case6	8.15×10^3	0.4	6.84×10^4	11.5	6.44×10^4	8.7

順で剛性低下が大きくなる傾向が見られた。2質点系モデルの結果と同じになっている。

8.6 杭頭破断時の挙動

図12と図13に示したように、杭頭破断のCase3において、他の損傷状態に比べると理論伝達関数と計測伝達関数の最終形状のずれが

図14 基礎版両端の杭の鉛直変位の時刻歴

大きくなった。この原因として、杭の破断による浮き上がり非線形性が線形モデルでは再現できなかったことが考えられる。図14に無損傷状態の Case1 と杭頭破断の Case3 それぞれにおける基礎版の左端と右端の上下変位の時刻歴波形を示す。Case3 では破断杭のある左端が健全杭のある右端よりも変位がはるかに大きくなっており、引っ張り側で浮き上がりが生じ、圧縮側でも手で折った際に形成された平滑な破断面ですべりが生じていることがわかる。

9. 結び

杭を露出することなく、上部構造と敷地内の杭支持地盤の振動計測を行うことにより、杭の全体損傷検出を行う多段階システム同定手法を示し、模型振動台実験を行って、その有効性と限界を検討した。本研究の範囲内で得られた知見を以下に要約する。

1. 上部構造の振動波形に含まれる基礎構造の損傷情報を抽出する上で、上部構造－杭－地盤連成系の多段階システム同定手法は有効である。
2. 2 質点系モデルにおける杭－地盤系の剛性変化と SR モデルにおけるスウェイばねの剛性変化の同定結果は、実験で設定した杭の損傷状態に対応しており、ともに杭の全体損傷検出における損傷指標として有効である。
3. 損傷前後でのロッキングばねの変化は、実験で設定した杭の損傷状態に対しては鈍感だったが、破断に対しては敏感だった。杭と支持地盤の鉛直剛性の比から判断して、この傾向は実建物の場合でも言えそうである。
4. 理論伝達関数と計測伝達関数の曲線適合の際、各損傷状態とも両者の適合は概ね良好だったが、破断すると適合が悪化する傾向が見られた。これは、破断による浮き上がり非線形性が原因であり、システム同定に線形モデルを用いた限界と考えられる。
5. 地盤の水平方向の有限性により、上部構造の振動エネルギーが表層地盤で十分散逸しない場合でも、自由地盤表面での入力地震動と杭－地盤系の等価質量を同定するプロセスを導入することにより、損傷による杭の剛性低下を同定することができる。

なお、本研究では、実験的検証において、簡易な数学モデルを用い、入力動は定常振動とし、kinematic interaction を無視するなど、理想的な条件下で基礎的な検討を行っている。今後、実建物への適用に当たって検討すべき課題は少なくない。

謝辞

本研究の実験は科学研究費補助金(C)(2)「振動モニタリングに基づく

建築上部・基礎構造の総合的健全性評価に関する研究」(課題番号 14550582) により実施された。実験は2003年10月、(株)東急建設技術研究所の振動台を1週間借用して行った。振動台を制御するに当たり、同研究所豊嶋 豊氏の援助を受けた。

参考文献

- 1) 地盤工学会：杭基礎の調査・設計・施工から検査まで、地盤工学・実務シリーズ17、地盤工学会、2004
- 2) 濱本卓司、大村哲矢、堀内大吾：振動・波動計測による PHC 杭の総合的ヘルスモニタリングに関する室内実験、日本建築学会構造系論文集、No. 612, pp.47-54, 2007.2
- 3) 濱本卓司、大村哲矢、堀内大吾、崔 井 圭：振動・波動計測による場所打ちコンクリート杭の総合的ヘルスモニタリングに関する室内実験、日本建築学会構造系論文集、No. 616, pp.105-112, 2007.6
- 4) 川辺一洋、青木雄二郎、紫崎富士夫：実杭応力の長期計測結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、B, pp.1171-1172, 1986.7
- 5) 加藤洋一、田村昌仁、勅使川原正臣、坂田光児：光ファイバーを利用した杭の損傷検知センサの開発(その1～3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2, pp.7-10, 2005.7; B-2, pp.861-862, 2006.7
- 6) 稲田 裕、石井 清、杉村義広、佐々木建一：炭素繊維束センサの杭の損傷検知に対する性能評価(杭の健全性モニタリング手法の開発(その2))、日本建築学会構造系論文集、No. 495, pp.63-70, 1997.5
- 7) 大場新太郎、濱川尚子：1995年兵庫県南部地震における杭の損傷による建物固有周期の変化、日本建築学会構造系論文集、No. 495, pp.63-70, 1997.5
- 8) Luco, J.E., Trifunac, M.D., Wong, H.L.: Isolation of Soil-Structure Interaction Effects by Full-scale Forced Vibration Tests, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp.1-21, 1988
- 9) Trifunac, M.D., Ivanovic, S.S., Todorovska, M.I.: Apparent Periods of a Building. I: Fourier Analysis, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 5, ASCE, pp.517-526, 2001
- 10) Trifunac, M.D., Ivanovic, S.S., Todorovska, M.I.: Apparent Periods of a Building. II: Time-Frequency Analysis, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 5, ASCE, pp.527-537, 2001
- 11) Safak E.: Detection and Identification of Soil-Structure Interaction in Buildings from Vibration Recordings, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 5, ASCE, pp.899-906, 1995
- 12) Stewart, J.P., Fenves, G.L.: System Identification for Evaluating Soil-Structure Interaction Effects in Buildings from Strong Motion Records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp.869-885, 1998
- 13) Stewart, J.P., Fenves, G.L., Seed, R.B.: Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. I: Analytical Methods, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 1, ASCE, pp.26-37, 1999
- 14) Stewart, J.P., Fenves, G.L., Seed, R.B.: Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 1, ASCE, pp.38-48, 1999
- 15) 原口 圭、神田 順、稲垣光剛：常時微動測定による中低層建物を対象とした地盤・建物相互作用系の同定手法、日本建築学会構造系論文集、No. 564, pp.31-37, 2003.2
- 16) 柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版、1981
- 17) Timoshenko S., Young D. H., and Weaver Jr. W.: Vibration Problems in Engineering, *John Wiley and Sons*, New York, 1974
- 18) 長松昭男：モード解析入門、コロナ社、1993
- 19) 市田浩三、吉本富士市：スプライン関数とその応用、教育出版、1979
- 20) 坂和正敏：非線形システム最適化、森北出版、1986
- 21) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用、日本建築学会、1996
- 22) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、日本建築学会、2004

(2010年1月8日原稿受理、2010年5月13日採用決定)