

地盤—構造物系の非線形動的相互作用に関する ハイブリッド実験法の開発

土岐 憲三・佐藤 忠信・清野 純史
Nozar KISHI GARMROUDI・吉川 正昭

DEVELOPMENT OF HYBRID EXPERIMENT METHOD FOR NONLINEAR SOIL-STRUCTURE INTERACTION SYSTEM

By *Kenzo TOKI, Tadanobu SATO, Junji KIYONO,*
Nozar KISHI Garmroudi and Masaaki YOSHIKAWA

SYNOPSIS

A hybrid study has been made of nonlinear seismic soil-structure interaction by numerical analysis of the governing differential equations by on-line computer. During this analysis the nonlinearity of the stiffness of the system was measured experimentally by means of Pseudo-Dynamic Tests, and fed back to the computer at each successive step. The other dynamic characteristics of the system were treated analytically.

We have used three large scale foundation-structure models different in size and depth of embedment which were constructed in the plot of experiment field. Also different seismic input excitations were used with a variety of different maximum amplitudes but same frequency pattern.

Static and dynamic mechanical characteristics of the soil-structure model were determined by Static and forced vibration Dynamic Tests. Frequency dependent dynamic characteristics measured through these tests were taken into account in formulating dynamic equations of motion. We developed a new time domain numerical integration scheme that is based on the Hilbert Transformation of frequency dependent dynamic characteristics of the soil-structure system. Finally, we identified hysteretic restoring force and parameters using Kalman filter technique.

1. ま え が き

地盤—構造物系の動的相互作用の問題は、これまで線形問題として増幅効果や入力損失などを対象として研究が行われてきたが、地盤の非弾的な挙動を考慮した解析を行う必要性が指摘されるようになってきた。特に重要な基礎構造物の設計にあたっては、構造物の変形能や耐震性能あるいはエネルギーバランスに対する照査を行い、終局限界状態における信頼性を確認しておくことも要求されるようになってきている。この目的を達成するには、塑性域から終局状態に至る地盤—構造物系の複雑な挙動の解明が必要条件であり、各種の実験や数値解析が幅広く実施されている。こうした実験や数値解析を進めていく上で常に問題となる事項は、実験を参考にして定めた数値解析モデルが、はたしてどれだけの精度を有しているか

という疑問である。特に、複雑な物性を有している地盤内に根入れされているような構造物基礎を対象にする場合には、重要な問題点の一つとなっている。この疑問を解決する一つのアプローチとして、ハイブリッド実験がある。この手法は、数学的に解明が困難な、あるいはモデル化が非常に複雑な要素の諸特性を実験結果より検出し、これをオンラインで計算機内に送り込んで全体系の数値解析を行うものである。すなわち、今まで個別に実施されてきた実験と数値計算とを混合して同時に進めるものである。

本研究では、ミニコンピュータと電気油圧式アクチュエーターをオンラインで結合して、地盤—構造物系の非線形地震応答解析を行うシステムを開発する。このシステムの目的は、地盤—基礎系の復元力特性の数式モデルを提案するための基礎的な実験を行うとともに、容易に数式に表現できないような場合を含めて地盤—構造物系の地震応答を把握することである。このために、開発したシステムを用いてケーソン基礎を持つ簡単な構造物系の実験を行い、地盤—構造物系の復元力特性を抽出するとともに、そのモデル化について理論的な考察を加える。

ハイブリッド実験による研究は、構造物系の一部である部材の履歴特性を実験によって把握しこれを計算機の中に実時間で取り入れることによって、構造物系の地震応答解析を行ったり、さらに実大構造物を対象としてその塑性域における全体系の力学特性を解明することなどを主眼とした研究が行われてきた¹⁾²⁾³⁾。しかし、基礎—地盤系をも考慮して、上部構造物をも含めた全体系の動特性を把握しようとする研究はあまり行われていない⁴⁾。

地盤—構造物系の動的相互作用を考慮する場合、本来対象とする系は非保存系でなければならないから、構造物の運動は周囲の地盤に影響を及ぼし、またそれが地盤を通して構造物へ伝達される入力にも影響を及ぼすようなフィードバック系が構成される。このため、相互作用の効果を表現するために設定されるばね—質点系モデルの力学特性は周波数に依存したものとなり、ハイブリッド実験では、動的応答解析を行う部分で使用する時間積分法についての特別な考察が必要となる。

一方、地盤をも含めた構造物全体の終局状態を対象とする場合は、系が強い非線形性を示すことから、地盤の非線形特性を考慮した検討が必要となる。地盤材料は構造部材に比べて容易に非線形状態に入ることから、地盤の非弾性挙動の把握は不可欠である。復元力特性に現れるこのような非弾性挙動は準静的実験に

よって求めるのが最も一般的である。しかし、供試体の制御は、単純化された力学モデルに基づいた非弾性解析結果を利用して行われるので、実際の現象を再現していない可能性がある。この欠点を補うものがハイブリッド実験であり、準静的実験における強制変位の時刻歴がより現実的になる。

ここではケーソン基礎を対象として線形領域での加振実験から得られる複素剛性を計算に取り入れ、動的非線形応答計算を行うことのできるアルゴリズムを開発し、これを用いることにより供試体の変位をコントロールして、復元力を求めるハイブリッドシステムを構築する。今回は以下に述べるような基礎構造物と地盤に対するハイブリッド実験を行ったが、これはまた、地盤を含めた基礎と上部構造物のハイブリッド実験にも拡張が可能である。この概念図を示したものが Fig. 1 である。

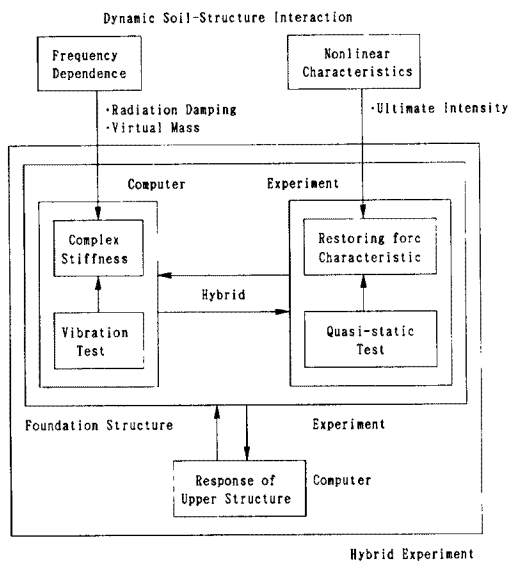


Fig. 1. Flow of hybrid experiment.

2. 実験システムの構成⁵⁾と実験概要

実験システムは、アクチュエーター2台、アナログコントローラー2台、デジタルコントローラー（S/120）2台、MV-4000 および各計測装置から構成されている。

S/120 は制御用コンピューターとして各アクチュエーターごとに設置されており、また MV-4000 は地震波の各ステップでのアクチュエーター変位量を振動方程式を解いて求め、S/120 へ出力するとともに、試験体に取り付けたセンサーからのデータを集録するために用いられる。

計測装置は GP-IB インターフェースを用いて MV-4000 と連結されており、各種のデータ計測を行うことができる。

本実験システムでは主計算機システムで数値計算を行い、2台のデジタルコントローラに指令を与える。つまり主計算機システムは、NO.1アクチュエーターおよびNO.2アクチュエーターの状態量（荷重、内部変位、外部変位）を読み取り、それまでのステップのデータに基づいて次のステップの予測応答変位を算出し、デジタルコントローラへこの計算変位を与える。

デジタルコントローラは、アクチュエーターの変位指令—変位フィードバックの閉ループによる静的加力制御を行う。アナログ制御盤には2台のアナログコントローラが内蔵されている。このアナログコントローラはデジタルコントローラと同様にそれぞれのアクチュエーターの変位指令—変位フィードバックの閉ループによる制御を行っている。

アクチュエーターは反力壁に取り付けられている。アクチュエーターには変位計、荷重計が内蔵され、これらの出力データは主計算機システムの AD 変換器によって数値化され補助記憶装置（磁気ディスク装置、磁気テープ装置）に記録される。

実験は直接基礎（埋込み有り、埋込み無し）とケーソン基礎の3種類の基礎に対し、静的水平荷重実験、動的加振実験そしてハイブリッド実験（本研究では仮動的なオンライン応答実験）を行った。以後、これらをそれぞれ静的実験、加振実験、ハイブリッド実験と呼ぶことにする。なお、これと平行して基礎および周辺地盤では地震観測も行われている。各基礎の寸法形状を示したものが Fig. 2 である。

アクチュエーターは屋外の反力壁に固定され、実験のための模型基礎は埋め込みのある直接基礎とケーソン基礎の場合は反力壁周辺の地盤を掘削し、この土を埋

め戻すことによって作成された。これによって、せん断波速度のような地盤の動特性をあらかじめ決定できる。しかし、ケーソン基礎の場合には掘削の際に地盤が緩む可能性もあるので、これを避けるために掘削を行う前にシートパイルを基礎の回りに打設して基礎を設置した。また、地下水の影響は、地下水面が地盤と構造物の表面から十分深い位置にあるため無視することができる。

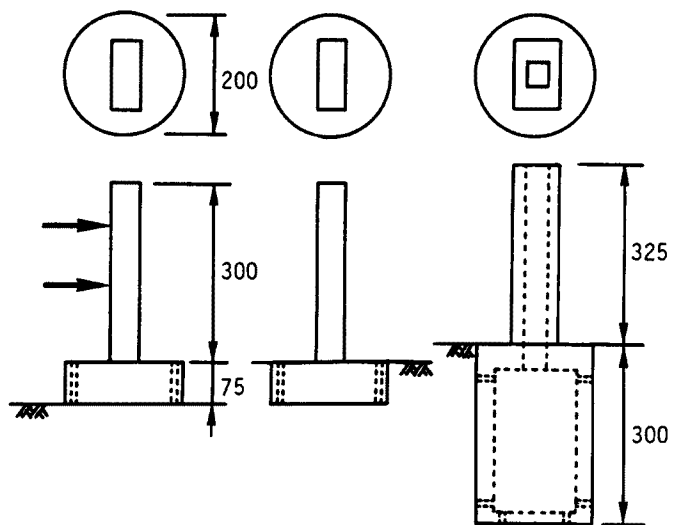


Fig. 2. Scale and shape of each foundation.

(1) 静的実験

この実験は、初期ばね定数（並進、回転ばね）の算出、地盤反力の非線形性の検討および加振実験で得

られる地盤ばねの評価のために行われた。

アクチュエーターの制御は変位制御で行われ、2台のアクチュエーターを用いて0.5～2.5 mmを0.5 mmピッチで試験体に微小変位を与えた。ここで、並進、回転ばね定数を1質点2自由度の系の静的釣合方程式から決定するためには、2つの自由度を非連成化する必要がある。本研究では並進または回転のどちらか一方のモードを生ぜしめるようにアクチュエーターの動きを調整した。すなわち、並進と回転の連成による効果を取り除いて並進のモードのみを出すためには、2台のアクチュエーターを一定のスピードで動かさなければならない。同様に、回転モードに対しても重心位置での水平変位が0になるように上側のアクチュエーターの変位量を決定した。

系の静的な釣合方程式は以下の式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} F \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_X & -K_X(h_G - h_S) \\ -K_X(h_G - h_S) & K_T + K_X(h_G - h_S)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (1)$$

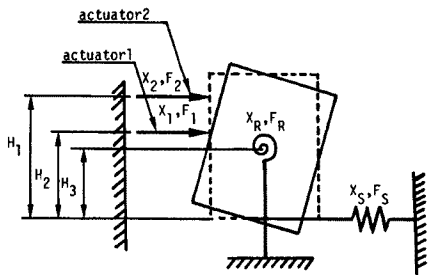


Fig. 3. Model of foundation.

ここに、 F 、 M はそれぞれ作用外力、重心まわりのモーメント、 X 、 θ はそれぞれ重心位置の水平変位、重心まわりの回転角、 K_X 、 K_θ はそれぞれ水平ばね剛性、回転ばね剛性、そして、 h_G 、 h_S はそれぞれ重心までの高さおよび水平ばねの作用位置である。このモデルの概略を Fig. 3 に示す。

実験の記録では上述のような非連成系は実現されておらず $\theta = 0$ あるいは $X = 0$ とはならない。そこで式 (1) から K_X 、 K_θ を求めると以下ようになる。

$$K_X = \frac{F}{X - (h_G - h_S)\theta} \quad (2)$$

$$K_T = \frac{M + F \cdot (h_G - h_S)}{\theta} \quad (3)$$

(2) 加振実験

この実験は、ハイブリッド実験時にオンラインの応答計算に組み込む複素剛性を求めるとともに、振動数に依存するこれらのばねを静的実験の値と比較する目的で行われた。複素剛性はアクチュエーターを変位制御で0.5～10.0 Hzまで0.5 Hzきざみで振動数を変化させ、この時得られる試験体の共振曲線、位相曲線から求めた。

加振には、上下2台のアクチュエーターのうち1台を用いた。これは、特に高周波の入力に対して2台が同調できないためである。したがって、上下どちらかのアクチュエーターをそれぞれ単独で0.5～10.0 Hzまで0.5 Hz刻みで加振した。

また、地盤の非線形性、アクチュエーターの加振能力を考慮して振幅は0.5 mmと1.0 mmの2通りとし、(1)の静的実験と同様変位制御とした。共振曲線、位相曲線から複素剛性を求める手順は以下の通りである⁶⁾。

まず、重心に関する運動方程式は次式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_X & -C_X h_G \\ -C_X h_G & C_T + C_X h_G^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} K_X & -K_X h_G \\ -K_X h_G & K_T + K_X h_G^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F(t) \\ M(t) \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに C_X , C_θ はそれぞれ水平, 回転の減衰係数である。

試験体に作用する外力, モーメントは次式のように仮定できる。

$$F(t) = F \exp(i\omega t) \quad (5)$$

$$M(t) = M \exp(i\omega t) \quad (6)$$

したがって, X , θ は次式で表される。

$$X = X \exp\{i(\omega t - \phi_X)\} \quad (7)$$

$$\theta = \Theta \exp\{i(\omega t - \phi_T)\} \quad (8)$$

式 (5), (6), (7), (8) を式 (4) に代入して整理すると以下の式が得られる。

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 M_0 + i\omega C_X + K_X & -(i\omega C_X + K_X) h_G \\ -(i\omega C_X + K_X) h_G & -\omega^2 I_0 + i\omega (C_T + C_X h_G^2) + (K_T + K_X h_G^2) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} X \exp(-i\phi_X) \\ \Theta \exp(-i\phi_T) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ M \end{Bmatrix} \quad (9)$$

式 (9) を解くことにより周波数に依存した C_X , K_X , C_T , K_T を求めることができる。

(3) ハイブリッド実験

この実験は, 地震時の地盤－基礎構造物間の復元力特性や地盤の非線形特性が基礎の動特性に及ぼす影響を調べるために行う。入力地震波としては Taft S 69 E, 八戸 NS の 2 波を考え, 加振レベルは 60 gal, 120 gal, 180 gal, 240 gal, 300 gal の 5 通りを考え, すべて変位制御とした。

実験は次の 3 種類のケースについて行った。

- ① ケース 1: 定係数モデル
- ② ケース 2: Virtual Mass モデル
- ③ ケース 3: 周波数依存モデル (convolution モデル)

ハイブリッド実験における地震応答解析の部分には時間積分スキーム数値解析のルーチンを用意しておかなければならないが, 上述の 3 ケースのうち②, ③については加振実験で得られた周波数に依存する複素剛性を組み込む必要がある。この 3 種類の実験ケースを計算機による直接数値積分法の定式化に基づいて表すと以下ようになる。

いま, 簡単のため 1 自由度系を考える。この運動方程式は次式で表わされる。

$$m\ddot{x} + C(\omega)\dot{x} + K(\omega)x = -m\ddot{y} \quad (10)$$

ここに, $C(\omega)$, $K(\omega)$ は周波数に依存した減衰と剛性である。この $C(\omega)$, $K(\omega)$ を次式のように定数と ω の関数の項とに分解する。

$$C(\omega) = C_0(1 + C_\omega) \quad (11)$$

$$K(\omega) = K_0(1 + K_\omega) \quad (12)$$

式 (11), (12) を式 (10) に代入しフーリエ変換を行い整理すると次式を得る。

$$-\omega^2 m x + i\omega C_0 x + K_0 x = -m Y - \left(K_\omega + i\omega \frac{C_0}{K_0} C_\omega \right) \cdot K_0 x \quad (13)$$

さらにフーリエ逆変換を行うと次式のようなになる。

$$m\ddot{x} + C_0 \dot{x} + K_0 x = -m\ddot{y} - K^* * K_0 x \quad (14)$$

ただし K^* は次式を逆変換したものである。

$$K^* = K_\omega + i\omega \frac{C_0}{K_0} C_\omega \tag{15}$$

ここで,

$$K_0 x \equiv F(t) \tag{16}$$

とおくと次式を得る。

$$m\ddot{x} + C_0 \dot{x} + F(t) = -m\ddot{y} - \int_{-\infty}^{\infty} K^*(t-\tau)F(\tau)d\tau \tag{17}$$

通常の運動方程式と異なる所は、式 (17) の右辺に次式のような K^* と $F(\tau)$ の convolution の操作が入っていることである。

$$p(t) = \int_{-\infty}^{\infty} K^*(t-\tau)F(\tau)d\tau \tag{18}$$

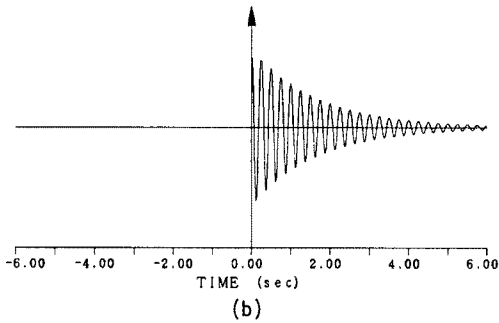
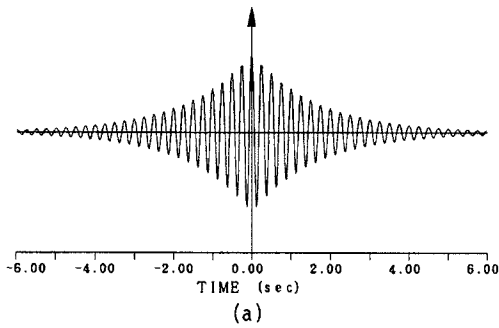


Fig. 4. Explanation of causality.

式 (15) で表わされる複素剛性に対し、実験で得られた値を関数近似してそのまま実部と虚部を独立に用いた場合、この関数のフーリエ逆変換 K^* が Fig. 4 (a) に示されるように因果性を満たしていないために積分区間が $(-\infty, \infty)$ となり、式 (18) において未来の $F(t)$ の値が必要となる。したがって、式 (18) の K^* が次式のような関係を満足しなければならない。

$$K^*(t) = \begin{cases} K^*(t) & t \geq 0 \\ 0 & t < 0 \end{cases} \tag{19}$$

式 (19) が成り立てば、式 (18) の積分は次式のように変換される。

$$P(t) = \int_0^t K^*(t-\tau)F(\tau)d\tau \tag{20}$$

本研究では、式 (15) の実部と虚部を Hilbert 変換で結び付けることにより、式 (18) の convolution 項を式 (20) で表される $0 \sim t$ の間の積分に変換した。以下にこの手順を示す。

$K^*(t)$ は起振実験で得られる $K(\omega)$ 、 $C(\omega)$ から求められ、これは式 (11)、(12) で示されるように周波数に依存したものである。式 (19) で表されるような因果性が成り立つためには $K(\omega)$ と $C(\omega)$ は互いに独立ではなく、一方が決まれば他方も決まるという関係が成り立たねばならない。Hilbert 変換は複素空間において実部と虚部を関係づける変換である。したがって、本研究では虚部に相当する式 (11) の $C(\omega)$ の項は起振実験で得られる値をそのままの形では用いず、式 (12) で表される実部から虚部を Hilbert 変換によって求めて $K^*(t)$ を算出した。この様にして得られた $K^*(t)$ を示したものが Fig. 4 (b) である。

いま、複素剛性の実部を $A(\omega)$ 、虚部を $B(\omega)$ とすると、Hilbert 変換は次式で与えられる。

$$K^*(\omega) = A(\omega) + iB(\omega) \tag{21}$$

$$B(\omega) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{A(y)}{y^2 - \omega^2} dy \tag{22}$$

$A(\omega) = a\omega^2$ ($a < 0$) とすると式 (22) は発散するため、ここでは $A(\omega)$ を次式のように設定した。

$$A(\omega) = \begin{cases} a\omega^2 & \omega \leq \omega_1 \\ \beta & \omega > \omega_1 \end{cases} \quad (23)$$

これを式 (22) に代入すると、次式を得る。

$$B(\omega) = \frac{2a\omega_1}{\pi} + \frac{a\omega}{\pi} \log \frac{\omega - \omega_1}{\omega + \omega_1} + \frac{\beta}{\pi\omega} \log \frac{\omega - \omega_1}{\omega + \omega_1} \quad (24)$$

本研究では式 (24) が発散しないために $\beta = 0$ 、また、 f_1 ($=\omega_1/2\pi$) は 12 Hz として解析を行った。この $A(\omega)$ 、 $B(\omega)$ の概念図を示したものが Fig. 5 である。

以上より、ケース 1 とは式 (10) において $C(\omega)$ 、 $K(\omega)$ を周波数に依存しない C_0 、 K_0 ($=\text{const.}$) としたものである。ただし、実際には K_0 は $K_0 \cdot x = F$ の関係で復元力の中に含まれるので K の値は用いていない。ケース 2 は $C(\omega)$ を C_0 とし、 $K(\omega)$ については式 (12) の $K_0 \cdot K_\omega$ の ω^2 の項を式 (13) の左辺第 1 項の質量項に付加したものである。そしてケース 3 は加振実験から得られた周波数依存の複素剛性を用い、式 (17) をそのまま解いたものである。

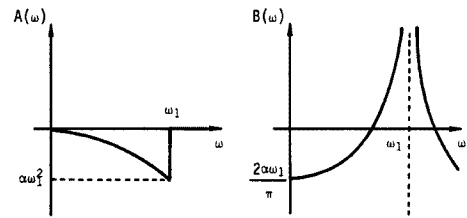


Fig. 5. Relation between real part, $A(\omega)$ and imaginary part, $B(\omega)$, by Hilbert transformation.

3. 実験結果

(1) 静的実験

すでに述べたように静的実験は、2 台のアクチュエータの動きを制御することにより並進と回転のカップリングを除いてそれぞれ独立に行った。Fig. 6 は静的実験により得られた復元力を示したものであり、それぞれ根入れのない直接基礎、根入れのある直接基礎、ケーソン基礎の 3 種類の基礎に対応している。図の横軸は加えた変位を示しており、縦軸はその反力を表している。Fig. 6(a) の根入れのある直接基礎に対しては 5 段階载荷の 2 段階目からすでに勾配が変化していることがわかる。これに対して Fig. 6(b) の根入れのある基礎では各段階ごとにそれほど急激な勾配の変化はみられない。双方とも変位が 0 のときに荷重軸に負の値が現れているのは荷重をゼロとした時に残留変化が生じているためである。特に根入れのない基礎ではその値が大きい。これは根入れのない基礎は基礎底辺と地盤との間の接触面のみで剛性をもたせており、それだけ非線形状態に入りやすいためである。これに対し、Fig. 6(c) のケーソン基礎は 1 サイクル 200 秒周期の正弦波载荷であったため、履歴の形状が前出の 2 種類の基礎とは異なるが、履歴の勾配の変化はそれ程大きくなく、根入れのある直接基礎と同様の傾向を示している。

(2) 加振実験

Fig. 7 は 3 種類の基礎の加振実験から得られた位相特性と応答倍率である。卓越振動数は 6 Hz 付近にあるが、ケーソン基礎の場合は直接基礎より多少高振動数側の 6.5 Hz がピークとなっている。また、位相はこのピーク振動数を境に反転している。この 1 次の振動数は回転の卓越するモードであり、この加振実験では動揺運動が卓越していることがわかる。ケーソン基礎の応答倍率には直接基礎ほど明確なピークは現れておらず、全体的になめらかな応答曲線となっている。これは直接基礎とは異なる高次のモードの影響が現れているためである。根入れのない直接基礎の実験結果を用いて複雑剛性を求めたものが Fig. 8

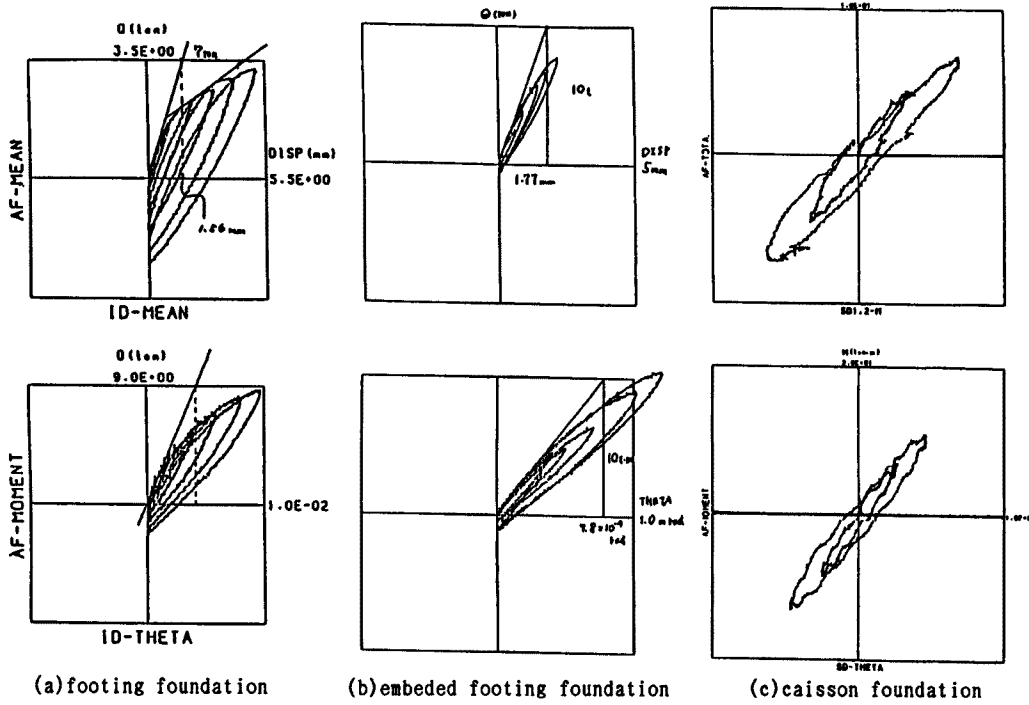


Fig. 6. Restoring force obtained from static test.

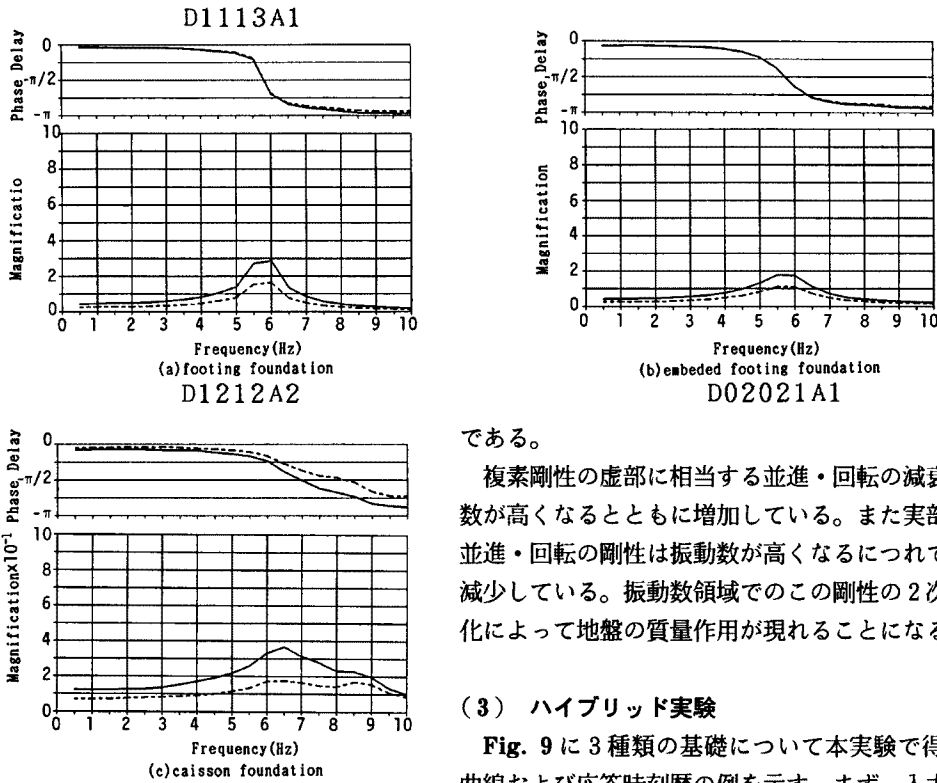


Fig. 7. Phase delay and magnification obtained from dynamic test.

である。

複素剛性の虚部に相当する並進・回転の減衰係数は振動数が高くなるとともに増加している。また実部に相当する並進・回転の剛性は振動数が高くなるにつれて放物線的に減少している。振動数領域でのこの剛性の2次関数的な変化によって地盤の質量作用が現れることになる。

(3) ハイブリッド実験

Fig. 9に3種類の基礎について本実験で得られた履歴曲線および応答時刻歴の例を示す。まず、入力最大の影響をみるために、根入れのない直接基礎のケース1について比較を行った。これを示したものが、Fig. 10で

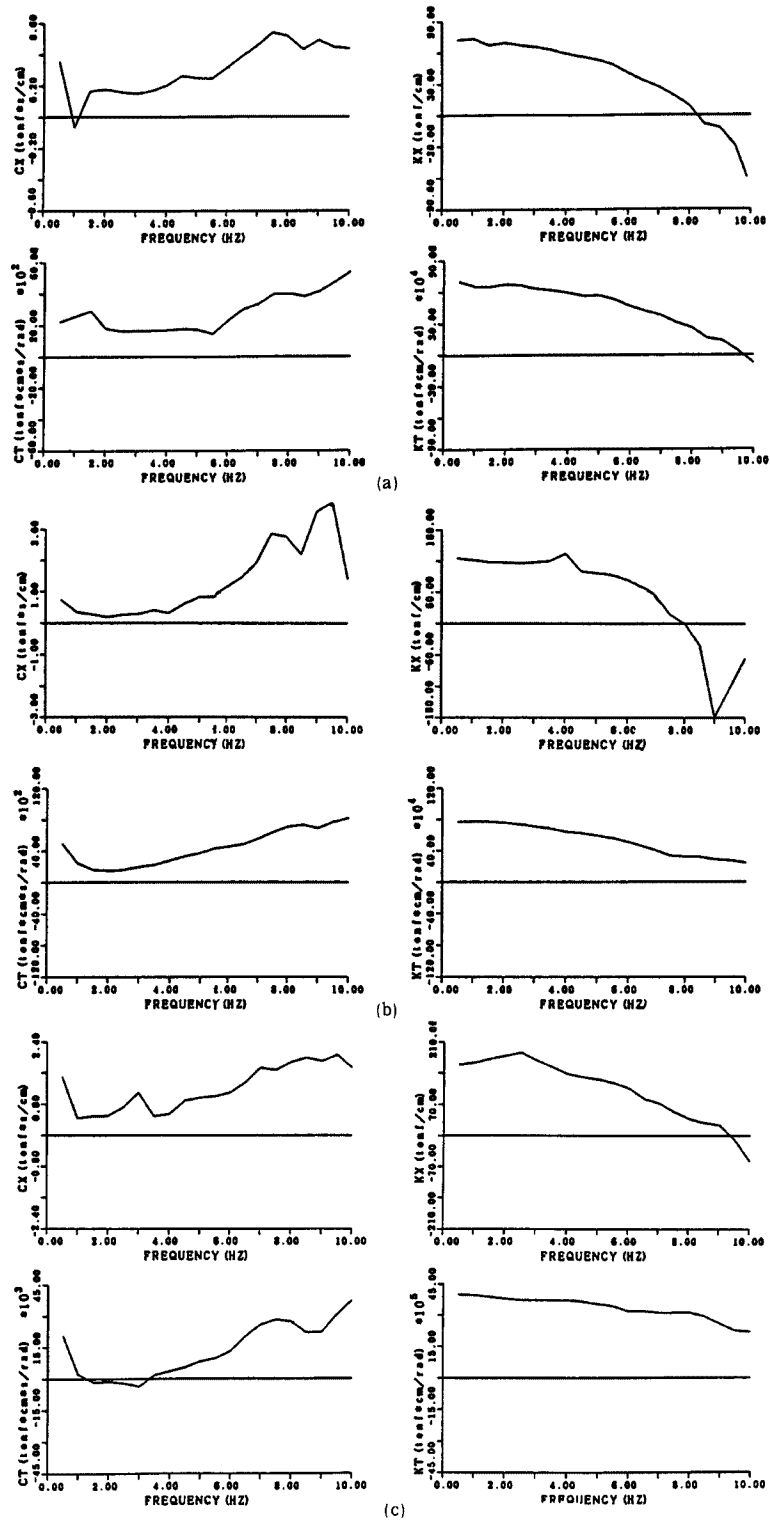


Fig. 8. Complex stiffness calculated by using the results of dynamic test.

ある。入力 は 60 gal, 120 gal, 180 gal である。120 gal を越えると明らかに地盤の非線形性の影響が現れ、残留変位が生じていることがわかる。ケース 1 の場合について入力地震動の最大振幅に対する基礎の並進の最大変位応答を示したものが Fig. 11 である。○印は Taft 入力, △印は八戸入力である。入力波形の周波数成分が異なっているため最大変位応答は異なるが根入れのない直接基礎の八戸の応答値, 根入れのある直接基礎の Taft の応答値からわかるように, 60 gal と 120 gal 以降で最大応答値の傾向に違いがみられる。これは前述の Fig. 10 の結果からもわかるように, 120 gal を境にして地盤の非線形性の影響が現れたためである。

Fig. 12 は回転の等価剛性 (最大点剛性) を入力加速度の最大振幅に対してプロットしたものである。入力加速度が大きくなるにしたがって剛性は小さくなり, 基礎の根入れがある場合とくに 240 gal を越えるとその減少の割合は大きくなっていることがわかる。しかし, この Taft 300 gal 入力時の剛性が根入れのない場合の 180 gal 入力の剛性と等しくなっており, 強震時の系の応答を減じる上で基礎を埋め込むことは効果があることを示している。

Fig. 13 は根入れのある直接基礎の並進の最大応答値についてケース 1 とケース 2 を比較したものである。ケース 2 の方の応答値が幾分大きくなっていることがわかる。本来, 付加質量は地盤と基礎との相対的な運動に関する地震力を低減するものであり, その意味から言えばケース 2 の応答が小さくなるはずであるが, ケース 1 で用いた C_0, K_0 の値は平均的な値であるため, 付加質量として考慮される周波数に依存した剛性の低下の割合 (ω^2 に対応する部分) が顕著に現れなかったためと思われる。

ケーソン基礎の Taft 180 gal 入力に対するケース 1 ケース 3 の並進に対する応答を示したものが Fig. 14 である。時刻歴上の残留変位はケース 2 とケース 3 が同じ傾向を示している。これは定係数とは異なり両者とも周波数に依存する剛性の項を考慮しているためである。

根入れのある直接基礎に対して剛性を変化させ線形解析を行った結果と実験で得られた結果の時刻歴の比較を行ったものが Fig. 15 である。入力は Taft 300 gal である。上 2 つはそれぞれ実験結果の復元力履歴

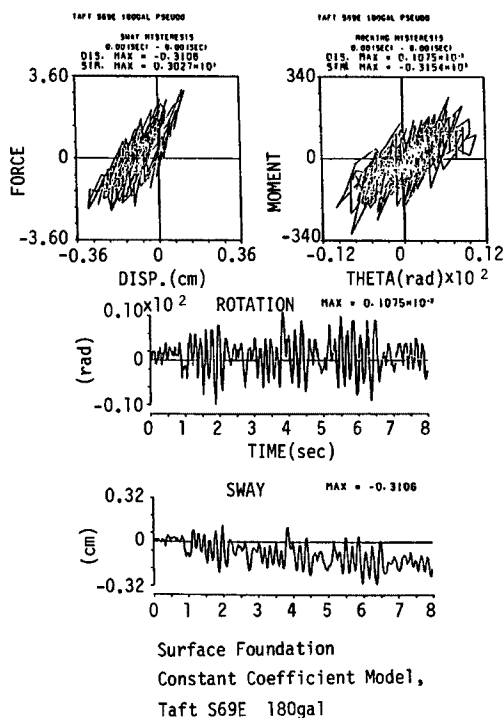


Fig. 9. Hysteretic loop and response time history of surface foundation.

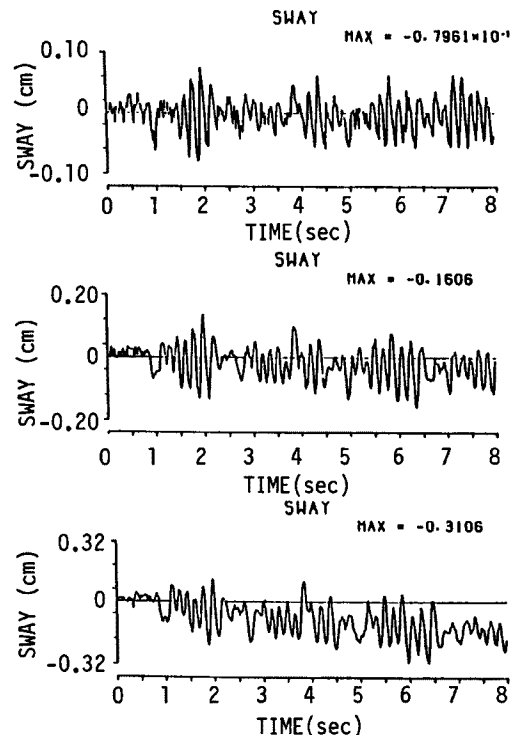


Fig. 10. Comparison of response displacement (Surface foundation).

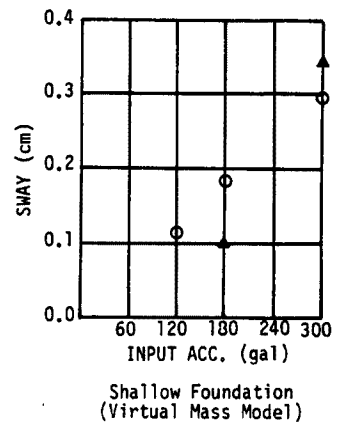
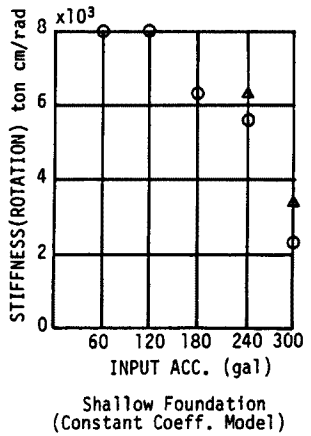
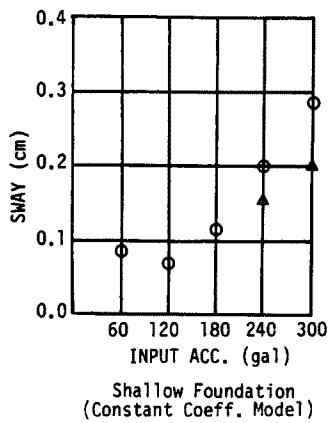
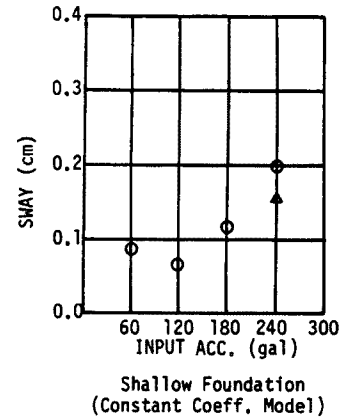
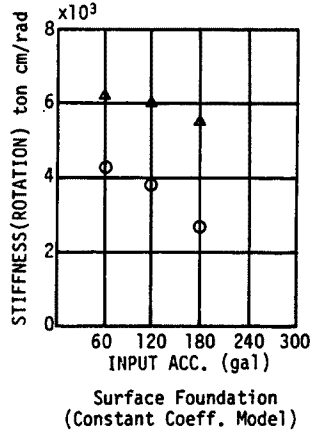
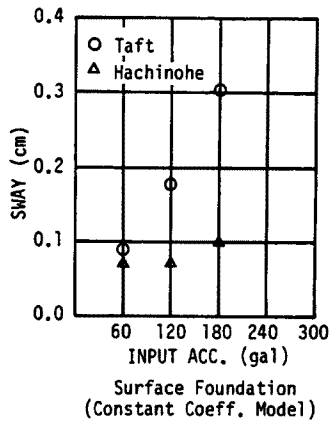


Fig. 11. Maximum response displacement (sway).

Fig. 12. Equivalent stiffness (rotation).

Fig. 13. Comparison of case 1 and case 2 about maximum response displacement (sway).

歴から求めた初期剛性、および等価剛性を用いて線形計算を行ったものである。実験結果の振幅は初期剛性を用いた変位応答の振幅より大きく、等価剛性を用いた変位応答の振幅よりも小さい。すなわち、実際の剛性はこれら上限と下限の剛性値の間に存在することがわかる。

4. 非線形復元力特性の同定

前節では、地震時における地盤-構造物系の動的安定性を評価するための指標や、基礎と構造物に対する終局安定性の最適な配分法を見出すためのハイブリッド実験法について述べた。ここでは、この実験で得られた地盤-構造物系の非線形復元力特性に関する数式モデルの提案のための1つの試みとして、Wenら⁷⁾の研究による復元力モデルを用い、星谷・丸山⁸⁾が提案した同定法を併用して実観測記録から復元力特性の同定を行うとともにその妥当性を検討した。

(1) 解析手法

同定問題のための定式化に必要な非線形復元力モデルとして、Wenらが提案したVERSATILEモデルを使う。VERSATILEモデルは比較的少数のパラメータで多様な履歴形状を表すことができるので、

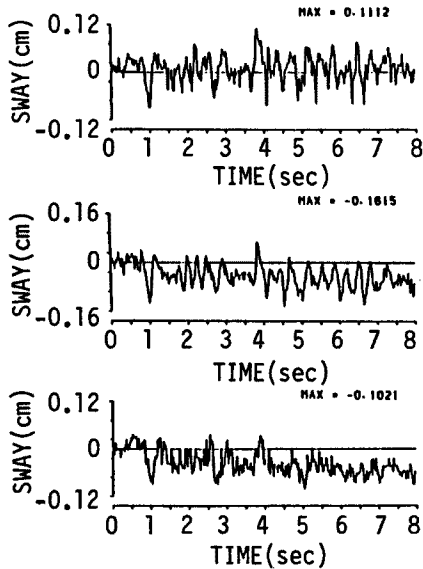


Fig. 14. Response displacements for case 1, case 2 and case 3.

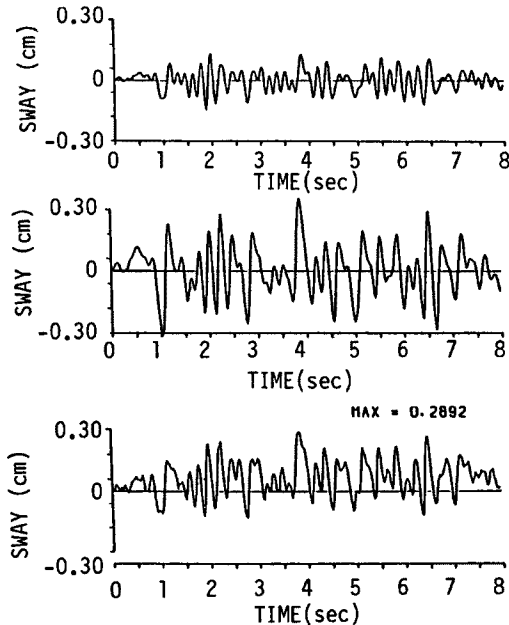


Fig. 15. Response displacement for various stiffness:
Upper: using initial stiffness.
Middle: using max. point stiffness
lower: observation.

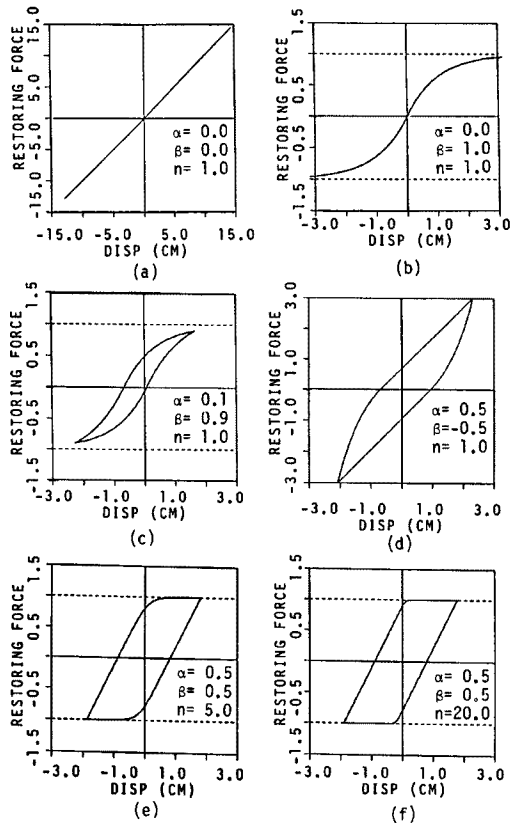


Fig. 16. Hysteric restoring forces for various parameters.

本研究のようにパラメータ同定を行うことによって復元力特性を決定する場合には、その定式化に適している。VERSATILE モデルは次式のように表すことができる。

$$\dot{Z} = -\alpha |y| Z^n - \beta y |Z|^n + ky \quad \text{for } n \text{ odd} \quad (25)$$

$$\dot{Z} = -\alpha |y| Z^{n-1} |Z| - \beta y Z^n + ky \quad \text{for } n \text{ even} \quad (26)$$

ここに、 y は応答変位、 Z は復元力、 k, n, α, β は履歴形状を支配するパラメータである。特に k は $Z=0$ の時の $\partial Z/\partial y$ に等しく、復元力が 0 の時の履歴曲線の接線剛性に相当し、履歴曲線の傾きを支配するパラメータである。 k, n, α, β の種々の値に対する履歴形状を示したものが Fig. 16 である。(a)~(d) は $n=1$ に固定し、固有円振動数 $\omega=1$ (rad/sec)、振幅 1 (gal) の正弦波を入力し、定常状態に達するまでの応答計算を行ったものであり、(e), (f) はそれぞれ $n=5, n=20$ に対応するものである。

$\alpha=\beta=0$ の時は系は線形の履歴応答、 $\alpha=0$ の時は非線形弾性、 $\alpha>0, \beta>0$ の時は較化型の履歴応答、 $\alpha>0, \beta<0$ の時は硬化型の履歴応答を示す。また、 α, β 絶対値の比によって履歴形状のふくらみぐあい

Table 1. Kalman filter algorithm

① Store the filter state $X(k k), P(k k)$
② Compute the predicted state $X(k+1 k) = \Phi(k+1 k) X(k k)$
③ Compute the predicted error covariance matrix $P(k+1 k) = \Phi(k+1 k) P(k k) \Phi^T(k+1 k) + \Gamma(k) Q(k+1) \Gamma^T(k)$
④ Compute the Kalman gain matrix $K(k+1) = P(k+1 k) M^T(k+1) [M(k+1) P(k+1 k) M^T(k+1) + R(k+1)]^{-1}$
⑤ Process the observation y_{k+1} $X(k+1 k+1) = X(k+1 k) + K(k+1) [y_{k+1} - M(k+1) X(k+1 k)]$
⑥ Compute the new error covariance matrix $P(k+1 k+1) = [1 - K(k+1) M(k+1)] P(k+1 k)$
⑦ Set $k=k+1$, and return to step ①.

が支配される。 $|\alpha| \ll |\beta|$ の時は履歴の形状は細くなり、 $|\alpha| \gg |\beta|$ の時は履歴の形状は太くなる。このように、高々2つのパラメータによってかなり多様な履歴の形状を示すことができる。また、Fig. 16(e), (f)から n の値が大きくなるにつれてその形状は完全弾塑性に近づく様子がわかる。なお、 $\alpha > 0$, $\beta > 0$, すなわち、較化型のモデルの時の塑性時の漸近線は、式(7)から $Z = \pm (k/|\alpha + \beta|)^{1/n}$ である。Fig. 5(b), (c), (e), (f)の場合、 $Z = \pm 1$ がその漸近線となる。

以上より、VERSATILE モデルは比較的少数のパラメータで多様な履歴形状を表現できることがわかる。本研究では、パラメータ n の値は1に固定した。

システムの状態変数と未知パラメータを直列に並べた状態ベクトルは以下のように選んだ。

$$x = \{y\} \{v\} \{z\} \{a\} \{b\} \{m\} \{c\} \{k\}^T \quad (27)$$

この状態ベクトルを用いると次のような形の状態方程式と観測方程式が得られる。

$$x_{t+1} = f_t(x_t) + \Gamma_t w_t \quad (28)$$

$$y_t = h_t(x_t) + v_t \quad (29)$$

この状態方程式と観測方程式を Table 1 に示されるカルマンフィルターのアルゴリズムに通すことにより、システムの状態変数の最適推定値と未知パラメータの最適推定値が同時に求まる。Table 1 において、ステップ②, ③は次の時間ステップの予測を行うアルゴリズムで時間更新アルゴリズム、ステップ④～⑥は観測量を逐次取り込む観測更新アルゴリズムと呼ばれる。すなわち、先験情報として雑音の共分散 Q , R を与え、初期値として状態ベクトル x_0 と誤差の共分散行列 p_0 を与えれば観測量を逐次取り込むことによって状態ベクトルの最適推定値がタイムステップごとに求められる。ところで、上記のアルゴリズムに従って演算を実行すると、単精度計の場合、しばしば推定値が全く信頼できない場合が生じる。これはステップ⑥の過程で桁落ちが発生し、誤差の共分散行列 p の対称性や非負低値性がくずれることが原因である。このカルマンフィルターの数値的安定性を改良するために多くの改良アルゴリズムが発表されているが、本研究ではこれらの改良アルゴリズムのうち、UD分解フィルタ⁹⁾を用いている。UD分解フィルタは誤差の共分散行列 p を対角行列 D と単位上三角行列 U に分解して誤差の共分散行列 p の対称性と非負定値性を常に維持できるようなアルゴリズムに置き換えたフィルタである。本研究では、ステップ④～⑥、すなわち、観測更新アルゴリズムにUD観測更新アルゴリズムを適用して数値的安定性を得ている。

さらに、拡張カルマンフィルターをパラメータ同定問題に適用した場合、その同定精度があまり良くないことが指摘されていた。本研究では星谷・斉藤ら¹⁰⁾が開発したEK-WGI法を併用して同定精度を高めている。

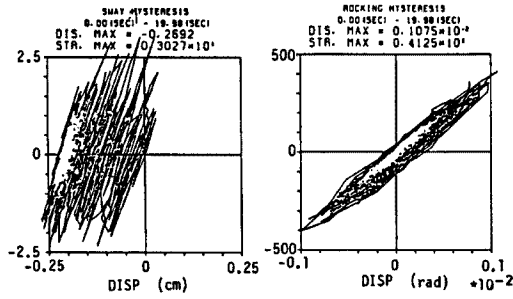


Fig. 17. Observed hysteretic loops.

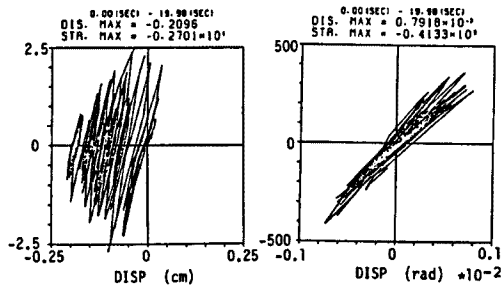


Fig. 18. Identified hysteretic loops.

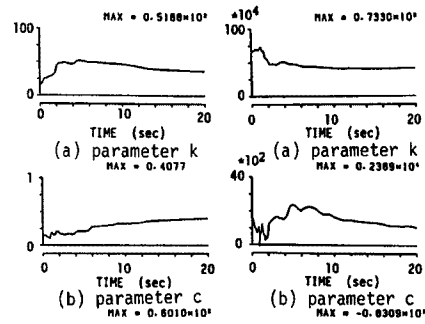


Fig. 19. Time history of identified parameters (sway).

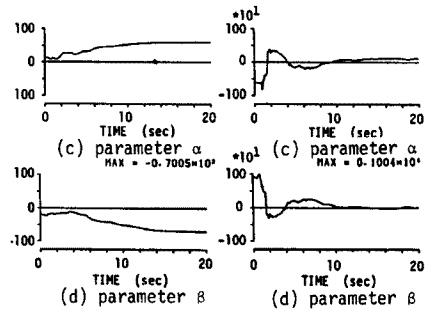


Fig. 20. Time history of identified parameters (rotation).

(2) ハイブリッド実験結果への適用

ここでは、直接基礎の並進運動と回転運動に関するハイブリッド振動実験により得られたデータから、その非線形復元力特性の同定を行う。実験に用いた入力加速度は、TaftのEW成分原波形の前半150ステップをカットしたもので、その最大値を180 galに調整したものである。時間刻みは0.02秒で継続時間は1000ステップ、20秒間である。

この実験では、2つのアクチュエーターの変位量と反力が直接測定されている。これらを並進運動と回転運動の座標に座標変換したものを観測データとし、また、変位記録を微分して速度記録、加速度記録とした。これらの観測記録を用いて、並進と回転の2つのばねの復元力特性を同定した。Fig. 17(a), (b)はそれぞれ観測された並進と回転の履歴曲線を表す。これに対し、Fig. 18(a), (b)は同定された結果であり、それぞれ並進、回転に対応している。

同定された応答波形や復元力は、いずれもその振幅が小さめに同定されており、また同定された履歴曲線は並進、回転共に全体の傾きが少し大きくなっている。これは観測ノイズが除去されていることによるものと思われる。また、回転の履歴曲線は時間とともにその傾きが徐々に小さくなっており、剛性が低下していることがわかる。ここではカルマンフィルターアルゴリズムを実行することによって状態ベクトルに組み込んだ未知パラメータの時々刻々の最適推定値が得られるので、未知パラメータの経時変化を追うことも可能である。Fig. 19(a), (b), (c), (d), Fig. 20(a), (b), (c), (d)は同定された未知パラメータk, c, alpha, betaの経時変化を示したものである。Fig. 19, Fig. 20とも履歴の傾きを表すパラメータkが時間とともに減少している。とくに、Fig. 20(a)の回転におけるパラメータkは単調に減少しており、回転ばねの剛性が劣化していることを示している。

また、Fig. 19(d)においてパラメータbetaの値が負になっていることがわかる。これは硬化形の履歴特性を示すことから、Fig. 17, Fig. 18において同定された履歴ループの傾きが、目視では大きめに見積られる可能性のあることを示唆している。

5. 結 論

本研究は、地盤－構造物系の非線形な動的相互作用に関するハイブリッド実験法を開発するとともに、復元力特性に着目してそのモデル化および基礎構造物系の動的安定性の評価のための基礎的実験を行うことを目的としている。地盤－構造物系の相互作用に関するハイブリッド実験がほとんど行われていない現状では、相互作用に関する実験そのものが本研究の一つの成果である。実験は今後とも継続されるが、現時点までに得られた成果および知見は以下のとおりである。

(1) 実験には3種類の異なる基礎モデルを用いた。静的実験では、基礎底辺と地盤との間の接触面のみで剛性をもたせているため、根入れのない直接基礎の剛性の変化が最も大きい。しかし、根入れのある基礎およびケーソン基礎では各段階ごとにそれほど急激な勾配の変化はみられない。

(2) 地盤の質量効果や周波数に依存する逸散減衰効果をハイブリッド実験に取り入れた。すなわち、地盤－構造物間の動的相互作用効果を表現する複素剛性を加振実験によって実験的に求め、これら複素剛性の減衰項と剛性項を Hilbert 変換で結び付けた後、時間領域で convolution を行うことによって系に作用させる応答変位を計算する手法を開発した。

(3) ハイブリッド実験では定係数モデル、virtual mass モデル、周波数依存モデルを用いてオンライン応答計算が行われた。入力地震動には八戸、Taft の記録波形を用い、入力加速度の最大値を 60, 120, 180, 240, 300 gal の 5 通りに変化させた場合の基礎の復元力特性を求めた。

(4) カルマンフィルターと VERSATILE モデルによる多自由度振動系の非線形復元力特性の同定法の妥当性について検討した。直接基礎のハイブリッド実験で観測されたデータを使い、地盤－構造物系の復元力特性の同定を行った結果、アクチュエーターの変位量が微小であるため加振の制御等に起因する誤差を正確に求めることができれば、本手法は非常に有効な解析手法となり得ることが確認できた。

謝 辞

本研究は(株)奥村組との共同実験の一環として行われたものである。システム開発や実験に関しては奥村組筑波研究所の杉本研究員、荒野研究員、試験体作成にあたっては荒木研究員、石井研究員、安井研究員に多大な御助力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 伯野元彦・四俵正俊・原 司：計算機により制御されたはりの動的破壊実験，土木学会論文報告集，No.171，1969.
- 2) 高梨晃一・宇田川邦明・関松太郎・岡田恒雄：電算機－アクチュエーターオンラインシステムによる構造物の非線形応答解析，建築学会論文報告集，229号，昭和50年.
- 3) 岡田恒雄・関松太郎：電算機－アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組みの地震応答実験，建築学会論文報告集，275号，昭和54年.
- 4) Iemura, H.: Hybrid Experiments on Earthquake Failure Criteria of Reinforced Concrete Structure, Proc. of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, 1984.
- 5) (株)奥村組筑波研究所：擬似動的加振システム実験結果報告書，昭和62年4月.
- 6) 土岐憲三・小松昭雄：井筒基礎の地震応答解析に関する研究，土木学会論文報告集，第281号，pp.29-40，1979.
- 7) Wen: Method for random vibration of hysteretic systems, EM 2, Vol.102, pp 249-263, 1976.
- 8) 星谷 勝・丸山 収：非線形構造系の地震時挙動特性の同定，土木学会論文集，第386号/I-1，

pp. 397 - 405, 1987.

- 9) Biermann, G. J.: Measurement updating using the U-D Factorization, Automatica 12, 375 - 382, 1986.
- 10) 星谷 勝・齊藤悦郎: 線形多自由度系の動特性の推定, 土木学会論文集, 第344 / I-1, 1984.