

14 基礎・地盤と上部構造の動的エネルギー収支と耐震設計法の課題

14.1 はじめに

1995年の兵庫県南部地震を契機に、実大規模の構造物模型による動的保有耐力照査のために、次々に大規模な振動台の構想が具体化されつつある。しかしながら有限なサイズと質量を持つテーブル上で、時としてこれを大幅に上回る規模の構造物模型を、想定された波形で忠実に加振することは技術的に大きな困難を伴う。構造物模型が振動台を揺すりかえずことで振動台の動きが変化する相互作用が生じるからである。特に構造物模型が共振する振動数で振動モードの節にあたる振動台を動かそうとすることは著しく困難で、振動台の能力を大幅に越える制御を行うことにもなりかねない。

振動台が入力波形を忠実に再現できることは、言うまでもなく、振動台にとって必要な基本性能である。このため従来のイタレーションによる入力信号の補正に加え、実時間補正に関する様々な試みも進められている^{1), 2)}。しかしながら一方で、地震動を忠実に振動台で再現することが、いかなる場合においても適切とあるとは言い難いことも認識しておく必要がある。振動台と構造物模型の間の相互作用に類する現象は、実は現実の地盤と構造物の間でも生じているからである。この地盤と構造物の相互作用は、構造物に与えられたエネルギーの一部が、基礎を介して地盤に逸散していく現象である。したがって、この相互作用をむしろ積極的にかつ適切に振動台の上で再現できれば、構造物の振動モードの節を強制的に加振して必要以上に破壊を進行させることなく、振動台の能力の範囲内で合理的な実験を進めることが可能になると考えられる。またこの過程で、構造物模型に加えられるエネルギー、振動台が表現する“仮想の地盤”へ逸散していくエネルギー、そしてその差である構造物模型の運動と破壊に費やされるエネルギーをも計測することが可能になるであろう。

以下に示すように、相互作用によって生じる構造物基礎部分の変位の変動分はデジタルシグナルプロセッサ(DSP)で精度良く再現できる。そしてこの信号を振動台への入力波形に加算することで、地盤模型を置くことなくリアルタイムに相互作用を反映させる振動台実験が可能になる^{3) 7)}。本章では、この研究の初段として、相互作用の影響を模擬する簡単な実験例を紹介するとともに、合理的な耐震設計に関わる今後の課題についても言及する。

14.2 地盤・基礎の影響の近似

(1) 概要

地震時の構造物と地盤の相互作用場を説明する上で、ここでは便宜的に図1に示すように基礎を含む地盤と、その上部の構造物に分割して考える。この分割面が振動台のテーブルに該当する。構造物と地盤の相互作用の影響を受けた変位 $\{u\}$ は図14.1に示すように、(1)自然地盤としての応答 $\{u^f\}$ 、(2)基礎の存在による応答の変化 $\{u^s\}$ 、そして(3)上部構造物が慣性力で振動することによって放射される波動場 $\{u^r\}$ （慣性力相互作用）の和として以下のように表現される。

$$\{u\} = \{u^f\} + \{u^s\} + \{u^r\} \quad (14.1)$$

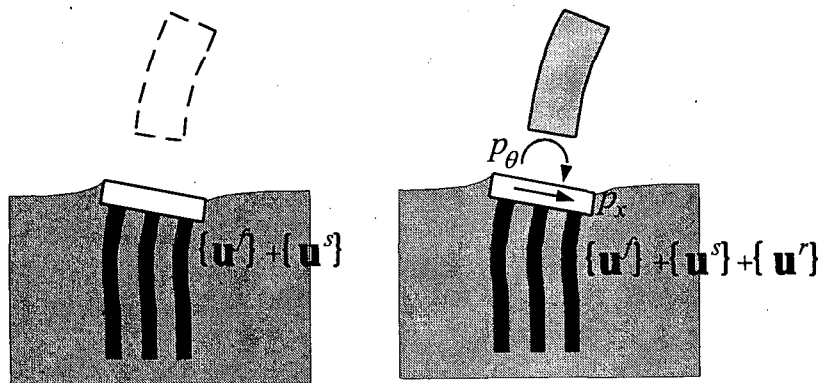


図 14.1 動的相互作用による地盤変形の変化

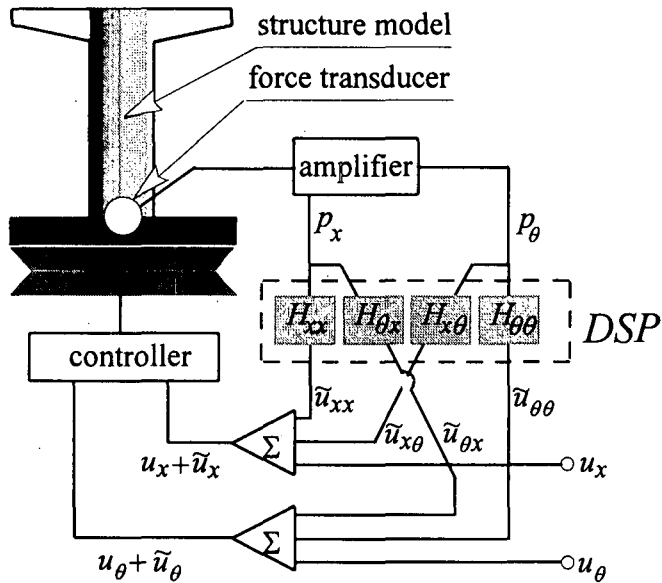


図 14.2 振動台の制御手法

ここでデジタルシグナルプロセッサ(DSP)を用いて表現しようとするものはいわゆる上部構造物が基礎・地盤を揺すりかえすことによる変位 $\{u\}$ である。すなわち上部構造物が存在しない場合の有効入力動 $\{u^f\} + \{u^s\}$ については、あらかじめこれを求めておくことが前提になる。いま地盤中の基礎上端が図14.1に示すように、仮にスウェイとロックイング (x, θ) の自由度を持つものとし、この周波数領域でのフレキシビリティ関数(コンプライアンス)が $\mathbf{H}(s)$ と与えられているものとする。このとき上部構造物からの力 $\{p\}$ が与えられると $\{u\}$ は以下のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix} u_x^f \\ u_\theta^f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} H_{xx} & H_{x\theta} \\ H_{\theta x} & H_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} p_x \\ p_\theta \end{Bmatrix} \quad (14.2)$$

ここに、

$$\begin{Bmatrix} u_x^f & u_\theta^f \end{Bmatrix}^T = \{u^f\}: \text{慣性力相互作用による変位} \quad (14.3a)$$

$$\begin{bmatrix} H_{xx} & H_{x\theta} \\ H_{\theta x} & H_{\theta\theta} \end{bmatrix} = [\mathbf{H}]: \text{フレキシビリティ} \quad (14.3b)$$

$$\begin{Bmatrix} p_x & p_\theta \end{Bmatrix}^T = \{p\}: \text{上部構造物からの相互作用力} \quad (14.3c)$$

$$s = i \cdot \omega \quad (14.3d)$$

ただし、 $i = \sqrt{-1}$ 、 $\omega =$ 円振動数である。ここでフレキシビリティ $[\mathbf{H}]$ の各要素 H_{xx} 、 $H_{x\theta}$ 、 $H_{\theta x}$ 、 $H_{\theta\theta}$ と等価な伝達関数を電氣的に設計できれば、振動台を図14.2に示すようなシステムで制御することで相互作用の影響を実時間で反映することが可能になる。この $[\mathbf{H}]$ 、あるいはその逆数である剛性 $[\mathbf{s}]$ をどのように近似するかが当面の問題となる。ここでは最も一般的な基礎形式の一つである群杭を例に取り、その手法を示すことにする。

(2) 群杭基礎の杭頭剛性の評価

群杭基礎と地盤の相互作用に関する研究事例は枚挙に暇がない。しかしながら振動台で、相互作用の影響を表現するためには、きわめて限定された数のパラメータで適切にかつ瞬時に振動台を制御しなければならない。群杭の場合にはあらゆる組み合わせの杭-地盤-杭の相互作用を考えなければならず、この制御の実現は容易ではない。

Konagai^{7), 8)}は水平成層地盤内の群杭基礎を以下の仮定を設けることで、等価な一本の鉛直梁に置き換えることを提案している。すなわち、

- (a) 群杭は変形時に杭間隔を変えずに、杭の間にはさまれた土ともに動く、
- (b) 杭間にはさまれた土から杭にかかるせん断力によって生じるモーメントは無視できる、

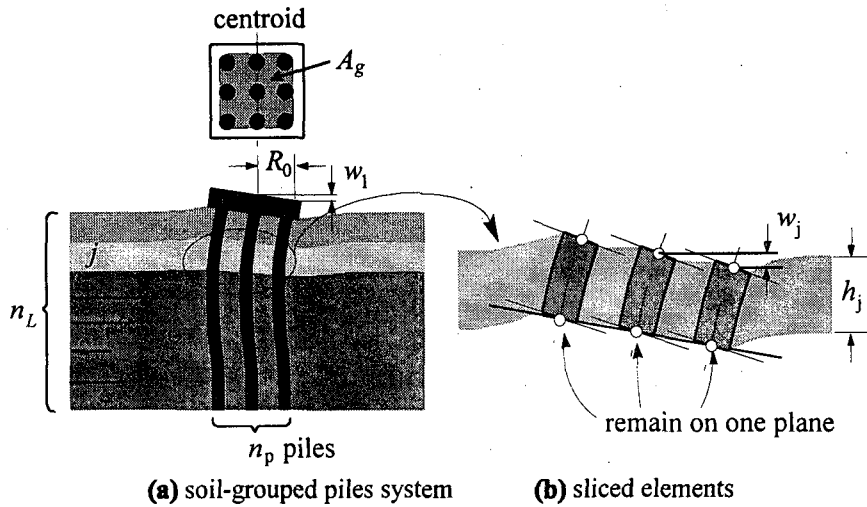


図 14.3 群杭と等価な直立梁を求める仮定

- (c) 杭頭は剛体のフーチングによってその回転を拘束されている,
 (d) 地盤・杭は水平に分割された要素からなるものとする. 各々の要素の端面と杭の中立軸が交わる点は, いかなる変形状態でも同一平面上に存在するものとする. ただしこれは杭の切断面がこの平面と一致することを意味しない (図14.3)

仮定(a)~(c)によって, 等価な直立梁の各節点での地盤からの水平反力 $\{p_x\}$ は以下のように表現される.

$$\{p_x\} = [L][D]^{-1} \left\{ [L]\{u_x\} + \begin{Bmatrix} w_1 \\ R_0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix}^T \right\} \quad (14.4)$$

ここに R_0 は等価な直立梁の半径であり, 群杭を包絡する柱の断面 A_G と面積の等しい円の半径である. さらに,

$$[L] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{h_1} & \frac{1}{h_1} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \frac{1}{h_1} & -\frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} & \frac{1}{h_2} & 0 & & \vdots \\ 0 & \frac{1}{h_2} & -\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h_3} & \frac{1}{h_3} & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & 0 & \frac{1}{h_{n_L-1}} & -\frac{1}{h_{n_L-1}} - \frac{1}{h_{n_L}} \end{bmatrix} \quad (14.5a)$$

$$[D] = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 2 \frac{h_1}{EI_p} & \frac{h_1}{EI_p} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \frac{h_1}{EI_p} & 2 \left(\frac{h_1}{EI_p} + \frac{h_2}{EI_p} \right) & \frac{h_2}{EI_p} & 0 & & \vdots \\ 0 & \frac{h_2}{EI_p} & 2 \left(\frac{h_2}{EI_p} + \frac{h_3}{EI_p} \right) & \frac{h_3}{EI_p} & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & 0 & \frac{h_{n_L-1}}{EI_p} & 2 \left(\frac{h_{n_L-1}}{EI_p} + \frac{h_{n_L}}{EI_p} \right) \end{bmatrix} \quad (14.5b)$$

ここに、 $EI_p = n_p \times E_p I_p$ ($E_p I_p$ = 群杭を構成する杭単独の曲げ剛性)である。

直立梁の水平変位 $\{u_x\}$ によりフーチングに生じるモーメント M_1 は以下の式で表現できる。

$$M_1 = \left\{ \text{1st row of matrix } [D]^{-1} [L] \right\} \{u_x\}^T + D_{1,1}^{-1} \cdot \frac{W_1}{R_0} \quad (14.5c)$$

ここに $D_{1,1}^{-1}$ はマトリックス $[D]^{-1}$ の第1行、第1列要素である。

以上は直立梁の水平動による反力を記述したが、以下、直立梁の各要素がロッキング運動をする場合の定式化に進む。この場合、梁のロッキングは梁側面の鉛直変位ベクトル $\{w\}$ によって記述される。この直立梁がその中立軸を中心として平面保持の仮定 (仮定(d)) のもとに曲げ変形をすると考えると、梁に生じるモーメント分布は以下の式で表現できる。

$$\begin{Bmatrix} M \\ R_0 \end{Bmatrix} = [Q] \{w\} \quad (14.6)$$

ここに、

$$[Q] = \begin{bmatrix} \frac{EI^G}{R_0^2 h_1} & -\frac{EI^G}{R_0^2 h_1} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \frac{EI^G}{R_0^2 h_1} & \frac{EI^G}{R_0^2 h_1} + \frac{EI^G}{R_0^2 h_2} & -\frac{EI^G}{R_0^2 h_2} & 0 & & \vdots \\ 0 & -\frac{EI^G}{R_0^2 h_2} & \frac{EI^G}{R_0^2 h_2} + \frac{EI^G}{R_0^2 h_3} & -\frac{EI^G}{R_0^2 h_3} & & \vdots \\ \vdots & & & & \ddots & -\frac{EI^G}{R_0^2 h_{n_p-1}} \\ 0 & \dots & \dots & 0 & -\frac{EI^G}{R_0^2 h_{n_p-1}} & \frac{EI^G}{R_0^2 h_{n_p-1}} + \frac{EI^G}{R_0^2 h_{n_p}} \end{bmatrix} \quad (14.7)$$

であり、 EI^G は、**図14.3**における等価直立梁を杭を鉄筋とする鉄筋コンクリートのように見立てて算定された曲げ剛性である。以上の方程式をまとめると、この等価直立梁の剛性は以下のように表現される。

$$\begin{Bmatrix} P_x \\ \dots \\ M \\ R_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [L][D]^{-1}[L] & \vdots & \text{1st column of } [L][D]^{-1} \text{ and} \\ \dots & \dots & \text{zeros for other columns} \\ \text{1st row of } [D]^{-1}[L] \text{ and} & \vdots & D_{1,1}^{-1} \text{ and } [Q] \\ \text{zeros for other rows} & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \dots \\ w \end{Bmatrix} \quad (14.8)$$

表14.1に示すような鋼管杭が配列された群杭が**表14.2**のような厚さ20mの地盤に埋まっているものとし、その群杭頭部の動的剛性を算出し、等価直立梁による近似解と比較したものを**図14.4**に示す。一般に周波数が高くなると次第に杭-地盤-杭の相互作用の影響が顕著になるが、地震で問題となる周波数範囲では両者はきわめてよく一致し、この近似手法の妥当性を示している。

このような簡便化を進めても、群杭頭剛性は数値計算という手続きを踏んで求められることになり、実時間の実験ではさらに簡略化した杭頭剛性の評価手法が必要になる。一般に杭はたわみやすい構造であり、その変形はある深さ以深ではほとんど無視しえるようになる。この限界の深さはactive pile lengthと称されており、道路橋示方書にある特性値 β の逆数に深く関連する。

しかしこの特性値は単独の杭に関わるものであり、提案された等価直立梁のパラメータを用いることで、その概念を群杭に敷衍できる。すなわち群杭の場合のactive pile length, L_a は、

$$L_a = \alpha \cdot L_0 \quad (14.9)$$

ここに、

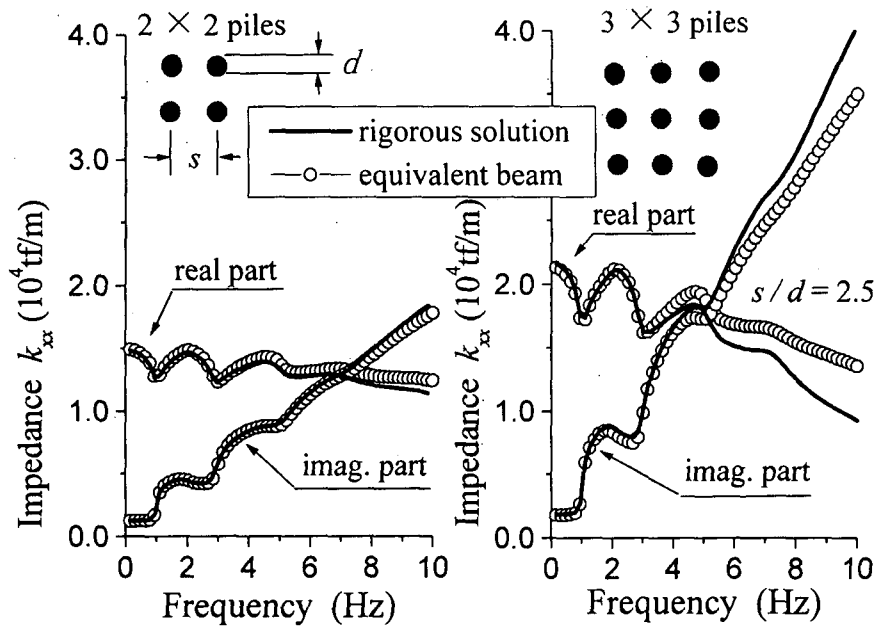


図 14.4 杭頭剛性の厳密解と近似解

表 2.1 杭の諸元

$E_p I_p$ (tf m ²)	ρ_p (t/m ³)	r_0 (m)	length (m)
2.4×10^5	2.0	0.5	15

表 2.2 地盤物性

ρ_p (t/m ³)	v_s (m/s)	ν	Thickness (m)
1.75	100	0.40	20

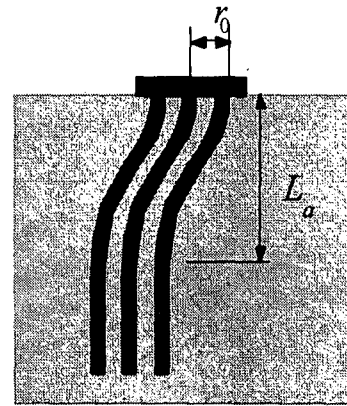


図 14.5 群杭の有効長(active pile length)

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{EI_p}{\mu}} \quad (14.10)$$

で α は地盤剛性の深さ方向の分布によって変化するパラメータである。この L_0 以上の地盤および群杭が地震で問題となる周波数領域で図 14.5(a) に示すように水平方向に特定のモードで変形するとみなせると、地盤は離散的なばねに支えられた Winkler モデル、群杭は一自由度のバネ・質点系に置き換えることができ、最終的に群杭頭部の水平方向剛性は以下の式で近似できることが Konagai⁸⁾ によって示されている。

$$k_{xx} \cong \mu L_0 \left[\left\{ 2\pi \frac{R_0}{L_0} + \frac{\pi}{2} \right\} + i \cdot 2\pi \cdot a - \frac{\pi}{4} \cdot a^2 \right] \quad (14.11)$$

ここに $a = \frac{\omega R_0}{v_T}$ で、無次元化振動数を示し、 v_T は地盤のせん断波速度である。

この式を仔細に見ると、 k_{xx} は周波数に依存しないバネ、ダンピング、質量相当パラメータ、 k_0 、 c_0 、 m_0 で表現されていることがわかる。すなわち、

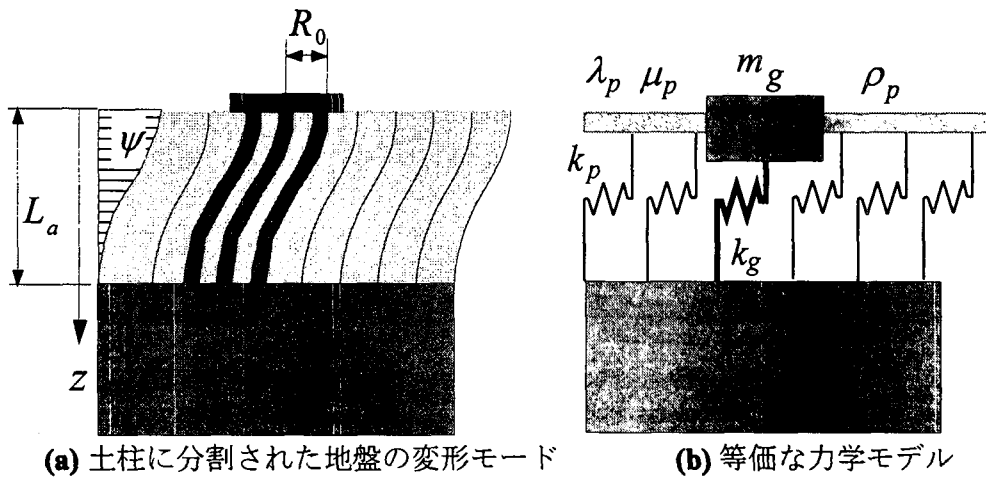


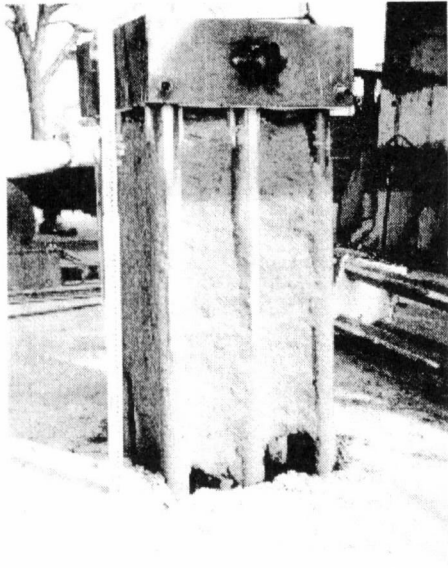
図 14.6 群杭・地盤の力学モデル

$$\frac{k_0}{\mu L_0} = 2\pi \frac{R_0}{L_0} + \frac{\pi}{2}, \quad \frac{c_0}{\mu L_0} = 2\pi, \quad \frac{m_0}{\mu L_0} = \frac{\pi}{4} \quad (14.12a)-(14.12c)$$

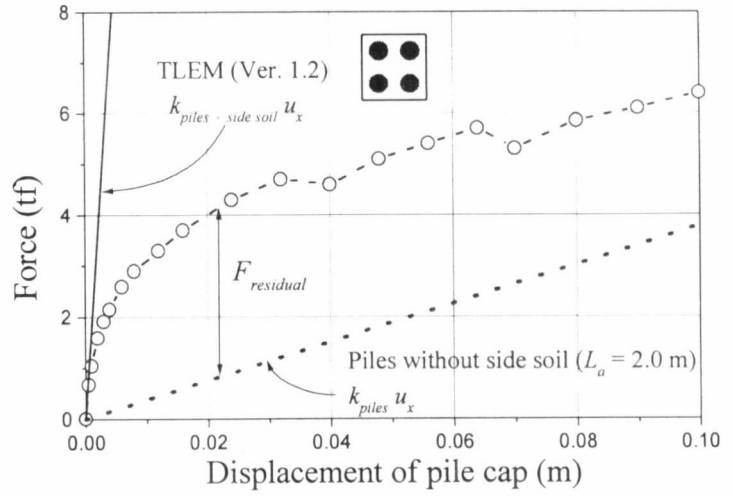
このような一自由度集中質点系モデルの動的剛性の実部は、その最大値を周波数原点に持ち、周波数の増加とともに放物線状に減少する傾向を示し、一方虚部は周波数の増加にほぼ比例する形で増加していく。したがって図14.4に現れるような表層地盤の共振振動数でのスパイク状の変化は表現できないが、一般にその影響は小さく、式(14.11)の表現は多くの群杭基礎で適切な値を与えることが確認されている。そしてなによりも、この表現はデジタルシグナルプロセッサ上できわめて容易にできるものである。

ここに示された表現は、しかしながら地盤が等価線形化解析の適用可能なひずみ域にある場合に用いられるものである。上部構造物が極めて大きな慣性力をその基礎に伝える場合、近傍地盤は著しい非線形性を示し、場合によっては基礎と地盤の間に剥離やすべりが生じることもある。このような状況での基礎頭部での剛性の評価は、やはり現実の地盤に置かれた大きな基礎模型などを加振したり、push over解析を行うことで得られたデータを積み上げていくことで可能になると考えられる。

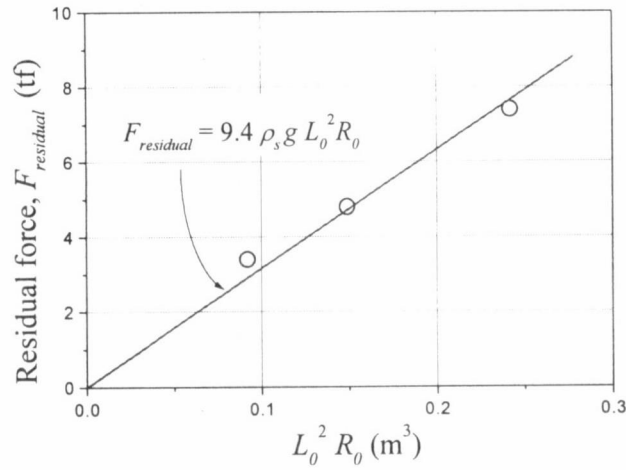
図14.7(a)は外径101.6 mmの鋼管を9本、正方格子状に配置した群杭模型を左右に載荷した実験終了後、これを引き抜いたものである⁹⁾。杭の間に砂がしっかり挟み込まれ、群杭をまとめて等価な直立梁とするアイデアがこのような大変形時にも適用可能であろうことを示唆している。この群杭模型を取り囲む地盤が著しい非線形を示す場合には、荷重・変形曲線は図14.7(b)に示すように、次第にその剛性を減じ、ゆるやかな右肩上がりの直線をたどるようになるがこの勾配は図14.6(b)に示す群杭単独の剛性 k_g に漸近していく。この k_g はactive pile length L_a に強く依存するであろうし、 k_g の寄与を差し引いた地盤からの終局反力も形成された土の受動破壊域の体積（重量）に大きく依存する。そしてこの土の破壊領域の重量も結局active pile length L_a と密接に関連することが推測できる。図14.7(c)は3つの異なる群杭モデル載荷実験結果から土の終局反力 $F_{residual}$ と、土の破壊領域の重量に比例すると思われるパラメータ、 $\rho_s g \cdot R_0 L_0^2$ との関連を示したものである。土の終局反力 $F_{residual}$ はと $\rho_s g \cdot R_0 L_0^2$ きわめて明確な比例関係にありこれらの群杭模型の場合にその比例係数は9.4となっている。したがって群杭単独の（正確にはactive pile lengthより上部の）剛性の寄与を差し引いた地盤からの反力は、等価線形領域で適用可能な式(14.11)からの値を低ひずみ域の漸近解、 $9.4 \rho_s g \cdot R_0 L_0^2$ を大きなひずみ域での漸近解として使用できる可能性がある。実際ここに例示した群杭模型の場合の結果は図14.7(d)に示すとおりである。



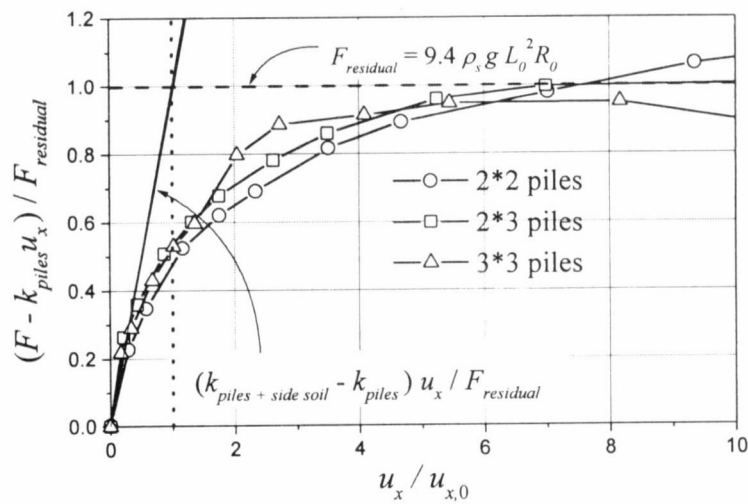
(a) 群杭模型写真



(b) 杭頭での水平方向荷重・変位曲線



(c) 地盤の終局反力と破壊領域の指標 $R_0 L_0^2$



(d) 群杭側方地盤反力

図14.7 群杭模型の荷重実験結果 (鉄道総合技術研究所データ提供⁹⁾)

14.3 振動台の制御

図14.2に示すシステムでは、振動台の制御装置に入力された信号に忠実に振動台が駆動されることが前提となっている。しかしながら振動台の変位はその制御装置(controller)の周波数特性 T の影響を受け、必ずしも入力信号を忠実に再現する保証がない。一般の制御装置は、ローパスフィルタ的な伝達特性 T を持つので、周波数応答の平坦な低い振動数領域で実験を行うことが通例である。しかしながらこの周波数領域内でも周波数にほぼ比例する位相遅れ $e^{-i\omega\Delta t}$ が生じており、これは換言すれば、振動台が入力に対しほぼ一定時間 Δt の遅れで応答することを意味している。この影響は原理的には T^{-1} を前出の地盤のフレキシビリティ H に乗じて補正できはざである。仮に基礎・地盤系の水平方向に関する H_{xx} が一自由度のバネ (K)・ダンパー (C)・質点系 (M) で図14.8に示すように近似できるものとする

$$H = \frac{1}{K - \omega^2 M + i\omega C} \quad (14.13)$$

となるので、応答の補正は、

$$H \cdot T^{-1} = \frac{e^{i\omega\Delta t}}{K - \omega^2 M + i\omega C} \quad (14.14a)$$

という手順で実行できる。式(13a)はさらに、 $\omega \cdot \Delta t$ が小さい場合、以下のように書き換えられる。

$$H \cdot T^{-1} \cong \frac{1}{K - \omega^2 (M - \Delta M) + i\omega (C - \Delta C)} \quad (14.14b)$$

ただし、

$$\Delta M = C \cdot \Delta t, \quad \Delta C = K \cdot \Delta t \quad (14.15a), (14.15b)$$

したがって式(14.14b)は、時間遅れ Δt によって、基礎・地盤系の等価モデルの質量 M 、減衰定数 C がそれぞれ ΔM 、 ΔC だけ減少することを意味している。当然この減少分は M 、 C より小さくなければならないので、

$$\frac{\Delta M}{M} = 4\pi^2 \frac{t_c \Delta t}{t_0^2} < 1,$$

$$\frac{\Delta C}{C} = \frac{\Delta t}{t_c} < 1$$

なる不等式が満たされることが安定な実験を行う上での必要条件になる。ただしここに、

$$t_c = C / K : \text{等価モデルの減衰の時定数}$$

$$t_0 = 2\pi\sqrt{M/K} : \text{等価モデルの周期}$$

である。多くの動的相互作用に関する問題では、波動逸散の効果が大きく現われることから、この条件が満たされる場合が多いが、仮にこの条件が満たされない場合には、時間遅れ Δt を極力小さくする必要がある。最近ロバスト制御やアダプティブ制御方式の導入が図られている振動台が開発されはじめており、この手法を活用できる範囲を大幅に広げることにつながるものと期待される。

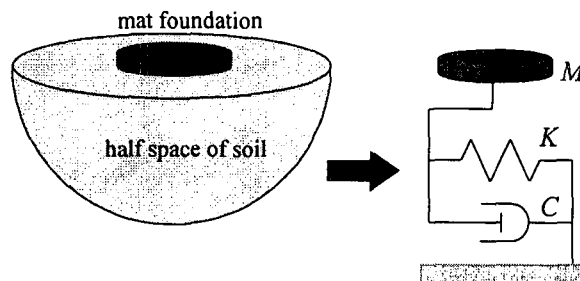


図14.8 半無限地盤上の剛体基礎と等価モデル

14.4 実験例

提案する手法の妥当性を検証するため、簡単な模型実験を振動台上で実施した⁶⁾。図 14.9a に示すような剛体ブロックが、半無限の地盤上に置かれた直接基礎上に置かれているものとする。該当する想定実構造物の諸元は表 14.3 に、一方地盤の物性は表 14.4 に示すとおりである。地盤の Poisson 比は、この地盤が完全に地下水面下にあるとして 0.5 とした。Meek と Wolf^{(10), (11)}によれば、円形直接基礎を支える地盤の剛性は、それぞれの自由度について先端を z_0 だけ切り落とした半無限長の円錐(図 3b)の剛性で近似できる。そしてその頂角 z_0/r_0 を変えることで、静的剛性を実際の基礎のそれと一致させるように調整する。一方、この円錐を伝播する波動が動的剛性を支配する。この波動の速度は基礎の水平動を考える場合にはせん断波速度 v_T と等しくなる。そしてこの基礎の水平方向剛性は以下のように求めることができる。

$$S_{xx} = K + i\omega C - \omega^2 M \quad (14.16)$$

ここに
$$K = \frac{\rho_s v_s^2 \cdot \pi r_0^2}{z_0}, \quad C = \rho_s v_s \cdot \pi r_0^2, \quad \frac{z_0}{r_0} = \frac{\pi}{8}(2-\nu) \quad (14.17a), (14.17b), (14.17c)$$

そして ν は地盤の Poisson 比である。ここで式 (14.16) は、この直接基礎の剛性も群杭基礎と同様、質点 M 、バネ K 、ダッシュポット C からなる一自由度系の応答で近似できることを示している。この実験においては模型のパラメータ M, K, C は実際のものの 1/100 のスケールとした。これらの相対的な比率は変わらないので、結果的に時間のスケールは実際と同じに保たれている。

図 14.9 は振動台上に置かれた模型の写真である。中央の鉄製ブロックが剛体ブロックのモデルであり、振動台そのものが仮想の地盤上の直接基礎を表現している。ブロックは振動台の上に直接置かれるのではなく、硬い 4 つの鋼板に支持されたプレートの上に置かれた。この鋼板にはひずみゲージが貼り付けてあり、相互作用力のセンサーとして用いられている。この状態で図 14.10 に示すような半波状のインパルス振動台入力 u_x を加えた。図 14.10 には併せて振動台の動き

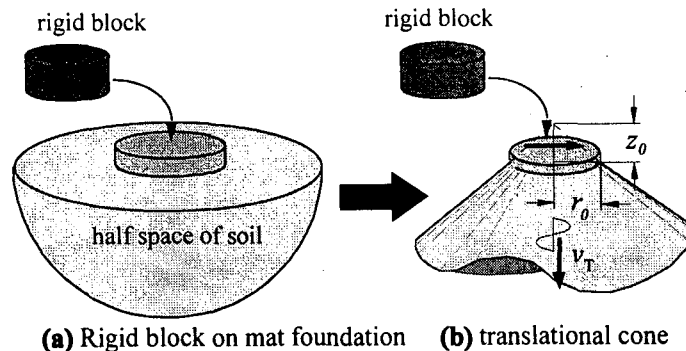


図 14.9 直接基礎上の剛体ブロック

表 14.3 ブロックと基礎の諸元

(a) block		
Mass	Radius	height
$7.1 \times 10^5 \text{ kg}$	7 m	2 m
(b) spread foundation		
Mass	Radius	height
$1.4 \times 10^6 \text{ kg}$	11 m	1.6 m

表 14.4 地盤の物性

Density	Shear wave velocity	Poisson's ratio
$1.6 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$	100 m/s	0.5

とブロックが滑った距離を示している。図中の破線は仮想地盤との相互作用を考慮しない場合、一方太い実線はこれを考慮した場合である。相互作用を考慮した場合には、これを考慮しなかった場合に比べて、振動台の動きの継続時間がやや長く延び、さらにブロックが滑った距離が大幅に減るといふ変化が現われた。これは明らかにブロックに加えられたエネルギーの一部が仮想の地盤に逸散していった結果である。提案する実験手法では地盤と構造物の境界面を通してのエネルギーの収支、 E_{input} と $E_{dissipated}$ が実時間で計測できる。すなわち E_{input} と $E_{dissipated}$ は以下の計測可能量を含む式で表現できる。

$$E_{input} = \int_0^t (\rho_x \dot{u}_x + \rho_\theta \dot{u}_\theta) \cdot dt \quad (14.18a)$$

$$E_{dissipated} = \int_0^t (-\rho_x \dot{\tilde{u}}_x - \rho_\theta \dot{\tilde{u}}_\theta) \cdot dt \quad (14.18b)$$

したがって構造物内部に蓄えられあるいは消費されるエネルギー、 $E_{consumed}$ は以下のように容易に求めることができる。

$$E_{consumed} = E_{input} - E_{dissipated} \quad (14.18c)$$

図 14.11a は相互作用の影響を考慮しなかった実験でのエネルギー収支の時間変化である。したがって加えられたエネルギーは地盤に逸散することなくすべて摩擦によって消費されている。一方図 14.11b は相互作用を考慮した場合であり、加えられたエネルギーの一部は再び地盤に逸散していくために、結果として摩擦で消費されるエネルギーが減っている。

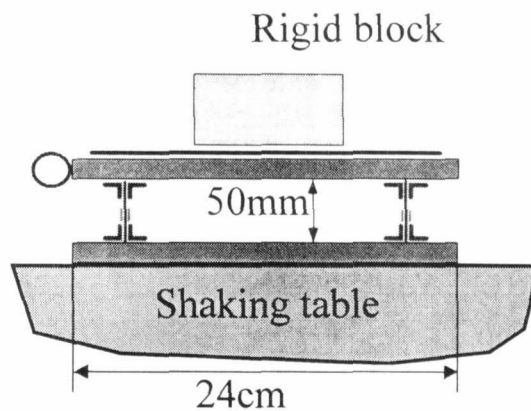
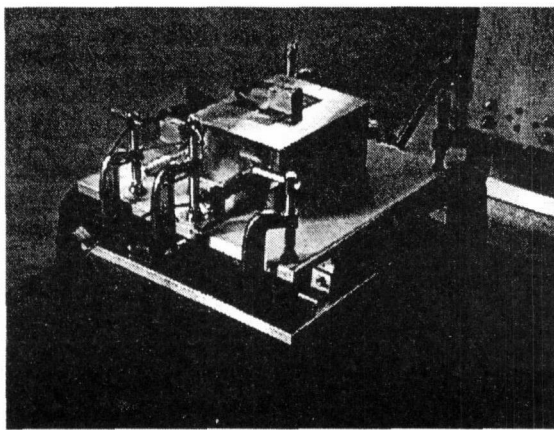


図 14.9 振動台上のブロック模型

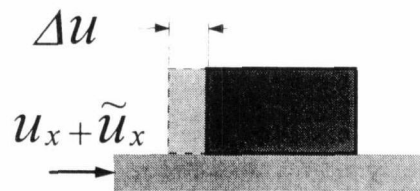
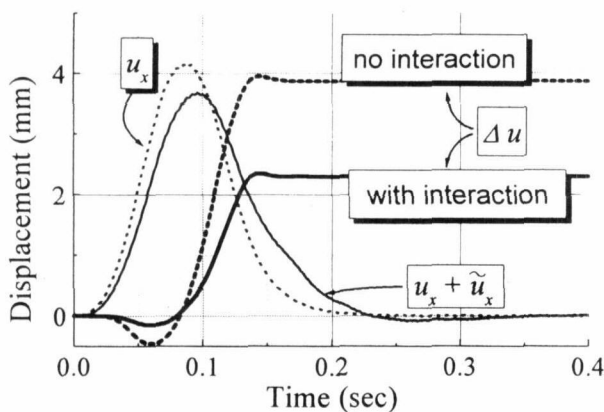


図14.10 振動台の動きとブロックのすべり量

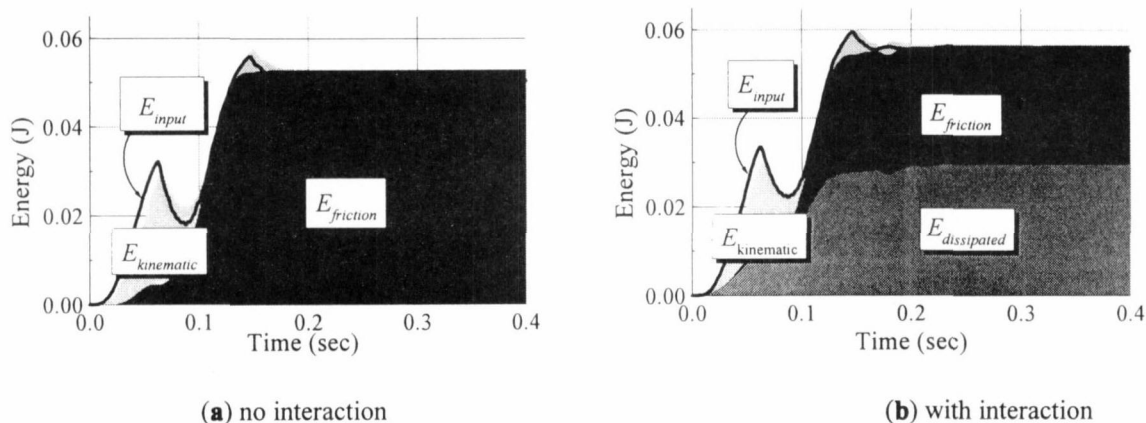


図14.11 エネルギー収支の時間変化

14.5 まとめ

地盤と構造物，あるいは上部構造物と下部構造物の動的相互作用を電子回路あるいはデジタルシグナルプロセッサでシミュレートし，これを振動台での模型実験に反映させる振動台の制御手法を提示した．この研究で得られた結論は以下のようにまとめられる．

(1) 様々な地盤構成や基礎の形式で変化する相互作用は制御回路の諸パラメータを変化させることで容易に表現でき，このため振動台上に大掛かりな地盤や基礎の模型を置くことなく，エネルギーの地下逸散効果をも取り込んだ実験が可能になる．

(2) このシステムでは，振動台の制御装置(controller)に入力された信号に忠実に振動台が駆動されることが前提となっている．しかしながら振動台の変位はその制御回路の周波数特性や上載する模型とテーブルの相互作用で必ずしも入力信号を忠実に再現する保証がない．そこで振動台の制御システムの伝達関数 T の逆数 T^{-1} を，基礎・地盤のフレキシビリティ関数 H に乗ずることでその影響を補正することができる．しかしこの補正は，基礎・地盤系と等価な離散系モデルの質量と減衰定数を減らすことになるので，これらが正の値に留まる場合に限り可能である．一方，ロバスト制御やアダプティブ制御手法を取り込んでその周波数特性を大きく改善する試みも進められていて将来への発展が期待できる．

(3) 振動台を半無限の地盤とみなし，その上にある直接基礎上に置かれたブロックの加振実験を行った．その結果，相互作用効果を取り込むと振動台の動きそのものがブロックの影響を受けて変化し，さらにブロックが滑った距離も減少するなど明確な相互作用効果が確認できた．

このような手法を用いて，構造物の保有耐力に関わる実験を行う場合に，構造物模型と仮想の基礎・地盤との精度のバランスが適切に取れていることが必須である．ここでは少ないパラメータで基礎・地盤側の挙動を表現する試みが可能であることを紹介した．今後，制御上の技術的な課題を克服するとともに，この実験の活用範囲を広げるべく仮想の基礎・地盤側の表現をさらに向上させることが求められる．

謝辞： 本研究の試験，基礎実験にあたっては東京大学生産技術研究所受託研究員勝川藤太氏，熊谷組技術研究所鈴木猛康氏の協力をいただいた．また鉄道総合技術研究所の西村昭彦氏，羅休氏には群杭基礎模型の載荷試験データと併せて，貴重なご助言をいただいた．ここに記して深謝する．

追記事項： 本章で示した等価直立梁の概念を導入した群杭基礎・地盤の相互作用解析プログラム **BASPIA** (**B**eam **A**nalogy for **S**oil-**P**ile group **I**nteraction **A**nalysis, © Kazuo KONAGAI, IIS, University of Tokyo)は公開しております。マニュアルと併せて以下のURLからダウンロードが可能です。

URL: <http://norway.iis.u-tokyo.ac.jp/BASPIA.htm>

使用上の詳細についてのご質問は以下まで：
konagai@cc.iis.u-tokyo.ac.jp

参考文献

- 1) 堀内ほか：加振機の応答遅れを補償した実時間ハイブリッド実験システムの開発，日本機械学会論文集（C編），Vol. 61, No. 584, pp. 64-72, 1995.
- 2) Stoten, D.P. and Gomez, E.: Recent Application: Results of Adaptive Control on Multi-Axis Shaking Tables, *Proc., 6th SECED Int. Conf., Seismic Design Practice into the Next Century*, Booth (ed.), pp. 381-387, 1998
- 3) Konagai, K. and T. Nogami: Analog circuit to simulate dynamic soil-structure interaction in shake table test, *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **17(5)**, 279-287 1998.
- 4) Konagai, K., T. Nogami, T. Suzuki, T. Katsukawa and A. Mikami: Real Time Control of Shaking Table for Soil-Structure Interaction Simulation, *Structural Eng./ Earthquake Eng.*, **16(1)**, 45s-54s, (*Jour. of Struct. Mech. Earthquake Eng.*, JSCE, **598/I-44**, 203-210), 1998.
- 5) Konagai, K. and T. Nogami: Simulation of Soil-Structure Interaction on a Shaking Table, Numerical and Physical Modeling for Dynamic Soil/Structure Interaction Phenomenon, Logan, Utah, *Geotechnical Special Technical Publication*, **64**, ASCE, pp. 91-106, 1997.
- 6) Konagai, K., O., Uemura, T., Katsukawa and T., Suzuki: Real Time Simulation of Soil-Structure Interaction Effects on Shaking Tables, *Proc., 10th Japan Earthquake Engineering Symposium*, **E1-13**, 1647-1652, 1998.
- 7) Konagai, K.: Real Time Control of Shaking Table for the Simulation of Structure-Base Interaction during Earthquakes, Report of Research Project 1998 GRANT-IN-AID FOR EXPLORATORY RESEARCH, Project No. 09875109, 1999.
- 8) Konagai, K.: Guide to "TLEM1.2" (Solver in BAIPIA), Program Manual No.6, Konagai Laboratory, IIS, University of Tokyo, 1999.
- 9) 鉄道総合技術研究所資料
- 10) Meek, J. W. and Wolf, J. P.: Cone models for homogeneous soil, *J. geotechnical eng., ASCE*, **118(5)**, pp. 667-685. 1992.
- 11) Meek, J. W. and Wolf, J. P.: Cone models for embedded foundation, *J. geotechnical eng., ASCE*, **120(1)**, pp. 60-80, 1992.

(執筆者 小長井 一男)