

剛体-地盤ばねモデルを用いた根入れのある剛体構造物の地震応答解析

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSES FOR EMBEDDED RIGID STRUCTURES USING A RIGID BODY-GROUND SPRING MODEL

風間基樹*・稲富隆昌**

By Motoki KAZAMA and Takamasa INATOMI

An analysis of the earthquake response of embedded rigid structures using a simple rigid body-ground spring model is presented. The model considers embedded rigid structures in horizontal linear elastic layers. The system is idealized as a rigid body supported by ground springs and excited by the free field displacement through the ground springs. The applicability of the model was confirmed by comparing with results of FEM analysis, earthquake observations and experiments. It was found that the model was effective for estimation of the dynamic earth pressure on, and the dynamic response of, the embedded rigid structures.

Keywords: earthquake response, embedded rigid structures, dynamic earth pressure, rigid body-ground spring model, soil-structure interaction

1. 研究の目的

近年、地下タンク、橋脚・橋台のケーソン基礎、深層混合処理工法による改良地盤、根入れ鋼板セルなど、深く根入れされた構造物が増えてきた。これらの構造物は、周辺の地盤と比較して相対的にかたく剛体構造物とみなせる場合が多い。

根入れのある剛体構造物の特徴は、構造物の周囲に地盤が存在することである。地震時において、構造物の周辺地盤は構造物に地震力を伝えると同時に構造物の振動を拘束する役割がある。すなわち、根入れのある構造物の応答を明らかにするには、地盤との動的相互作用の機構を解明することがきわめて重要である。地盤と構造物の動的相互作用の効果は、構造物の質量と周辺地盤の復元力特性で決まる相互作用効果 (inertial interaction: “質量効果”とよぶことにする) と構造物の幾何学的形状と周辺地盤の空間的地震動の分布で決まる相互作用効果 (kinematic interaction: 幾何学的相互作用) に分けて考えることができる^{1)~3)}。このうち、幾何学的相互作

用は、質量のない構造物と地盤の相互作用である。したがって、根入れが深く、比較的軽い構造物の地震応答は、幾何学的相互作用のみを考えればよいことになる。しかし、具体的にどのような場合に質量効果を無視してよいかについては、はっきりわかっていない。現在、橋梁基礎の動的相互作用を考慮した応答スペクトルが提案されているが、これは基礎の幾何学的相互作用を設計に導入しようとするものである⁴⁾。

次に、根入れのある剛体構造物に作用する地震時土圧を考える。一般に、根入れの深い構造物の周辺地盤が地震時に容易に塑性平衡状態になるとは考えられない。したがって、塑性平衡状態になる以前の地震時土圧の特性を明らかにする必要がある。その際には、地震が生じる以前の静的なつり合い状態も問題になる。このような塑性平衡状態になる以前の地震時土圧に関して模型振動実験が行われているが、今のところ定量的な評価はできていない^{5),6)}。現在、タンクなどの耐震設計法としては、物部・岡部の地震時主働土圧と常時の主働土圧の差を地震時の増分土圧と考える偏土圧法、あるいは地震時の地盤変位を強制変位として地盤ばねに作用させる応答変位法などが用いられている⁷⁾。

地盤-構造物系の地震応答解析を行う場合、その系はしばしばその簡便さから、剛体-地盤ばね系にモデル化

* 正会員 運輸省港湾技術研究所構造部主任研究官
(〒239 横浜賀市長瀬 3-1-1)

** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室長 (同上)

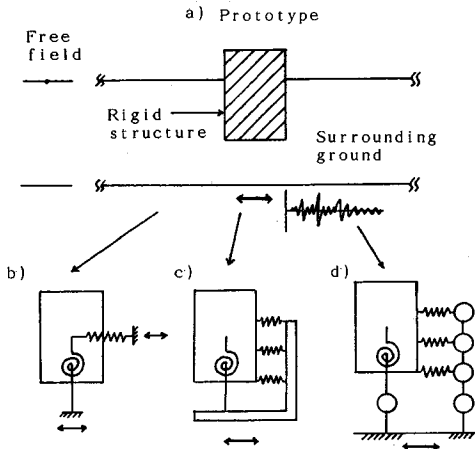


Fig. 1 Various rigid body spring models.

される。剛体-地盤ばね系へのモデル化には、Fig. 1 のようにいろいろな種類があるが、今のところどれがよいという一般的な評価はなされていない。また、剛体-地盤ばね系へのモデル化の際には、地盤ばねの評価が重要である。土岐らは、円筒ケーソン-地盤系を三自由度の剛体-地盤ばね系として取り扱い、運動方程式中の複素剛性マトリックスを起振実験から求めている。また、この複素剛性は弾性波動論から得られる複素剛性と定性的に傾向が一致することを示した⁸⁾。なお、地中円筒形基礎の地盤ばね係数についても、評価式が提案されている^{9), 10)}。

本研究でも、後述のように根入れのある剛体構造物の地震応答は剛体-地盤ばね系モデルで解析した。解析法は自由地盤の応答変位を強制変位とし、単位長さ当たりの地盤ばねを介して構造物に作用させる方法である。このモデルの特徴はモデル化が簡単で、計算結果として、剛体に作用する慣性力とともに剛体に作用する動的土圧、底面の摩擦力などが同時に得られるところにある。このモデルの適用性については、FEM 解析、地震観測、模型振動実験と比較し、検討した。

2. 全体系解析による根入れのある剛体構造物の地震応答特性

構造物-地盤系の動的応答を考えた場合、構造物から十分遠い地盤の応答は構造物の影響を受けず、自由地盤の応答と考えてよいが、構造物近傍の地盤は構造物の影響を強く受けて応答する。したがって、構造物と地盤の動的相互作用を検討する際には、自由地盤を含む広い領域をモデル化する必要がある。このような領域を地盤の分布質量も考慮した形でモデル化し、解析する方法を本報告では“全体系解析”とよぶ。本章では、この解析法を用いて根入れのある剛体構造物の地震応答特性を検討

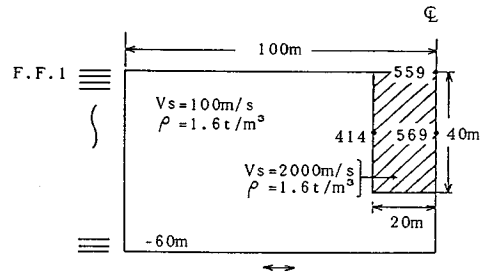


Fig. 2 Geometry and physical properties of the model.

した。解析法は等価線形二次元有限要素プログラム FLUSH¹¹⁾を用いた。なお、以下に示す解析は、構造物-地盤系を二次元平面ひずみ状態と考えて実施したものである。

Fig. 2 は例題の計算条件である。図は深さ 40 m、幅 40 m の剛体構造物（せん断波速度 $V_s=2000\text{ m/s}$ ）が一般的な地盤（せん断波速度 $V_s=100\text{ m/s}$ ）中に存在している系の左側半分だけをモデル化したものである。入力地震波は、横浜港大黒埠頭の地震観測で得られた 1983 年 8 月 8 日の山梨・神奈川県境を震源とする地震の地中-75.6 m における加速度記録（最大加速度、約 15 gal）である。なお、FLUSH は、土の材料非線形性を考慮できる等価線形解析プログラムであるが、ここでは、後述の剛体-地盤ばねモデルの結果と比較するために線形解析とした。

Fig. 3 は自由地盤および剛体構造物の加速度波形を各深度ごとに示したものである。地盤と構造物の応答を比較すると、明らかに構造物の応答は小さく、しかも剛体的な運動をしている。また、Fig. 4 は節点 559 が最大加速度を示す時刻の加速度分布および構造物に接する地盤要素の応力分布を示したものである。加速度の深さ方向の分布は構造物に近くなるほど自由地盤の加速度分布と異なる。しかし、加速度の自由地盤から構造物への変化は連続的である。また、地盤要素の応力分布は周辺地盤

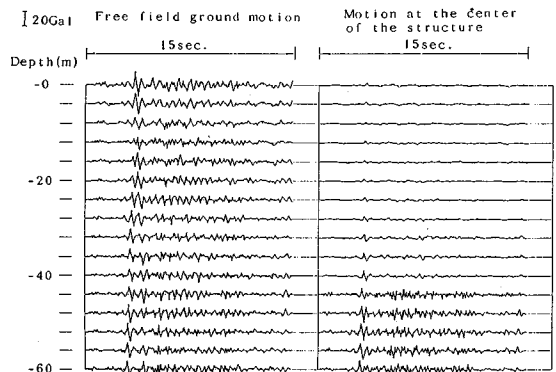


Fig. 3 The acceleration time histories as a function of depth.

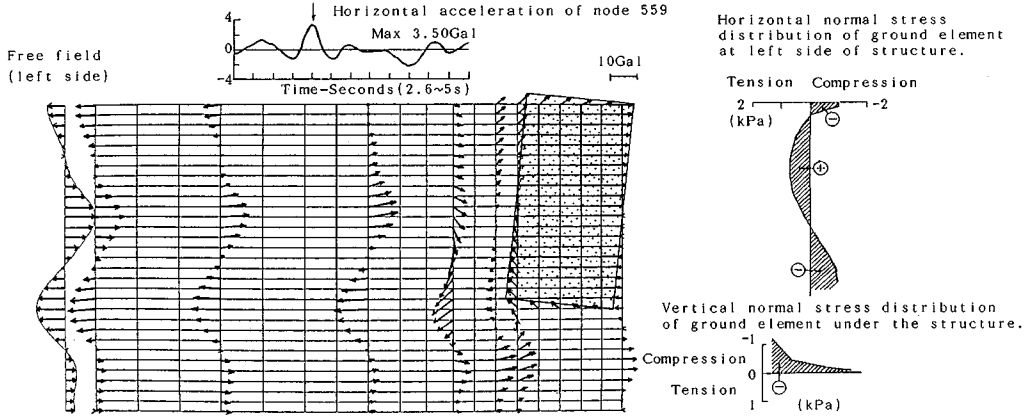


Fig. 4 Distribution of the acceleration and stress at 3.41 s.

の応答と構造物の応答の相対的な関係に依存すると考えられるが、解析結果では自由地盤の加速度分布と対応したのになっている。このような傾向は、他の時刻や非対称な形状を有する構造物-地盤系の解析でも同様であった。

3. 剛体-地盤ばねモデル

全体系解析結果によると、根入れのある構造物の周辺地盤は自由地盤の地震力を構造物に伝える働きをしていることを示唆している。また、模型ケーソンを用いた振動実験によると、ケーソンに作用する動的土圧分布はケーソンと地盤の相対変位分布によく対応することがわ

かっている⁶⁾。以上から、本報告では自由地盤の応答変位を強制変位として、地盤ばねを介して剛体に作用させる Fig. 5 のような解析モデルを提案した。

(1) 地震応答解析の考え方

本研究の剛体-地盤ばねモデルを説明する前に、inertial interaction と kinematic interaction の分離について触れておく必要がある。ここでは、多点異入力系の運動方程式の考え方をを用いて説明する。一般に、地盤-構造物系の多点異入力系の運動方程式は地盤の分布質量も考慮して、

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = [S]\{Y\} \dots \dots \dots (1)$$

と表わされる¹²⁾。ここで $[M]$, $[K]$ は、系の質量および

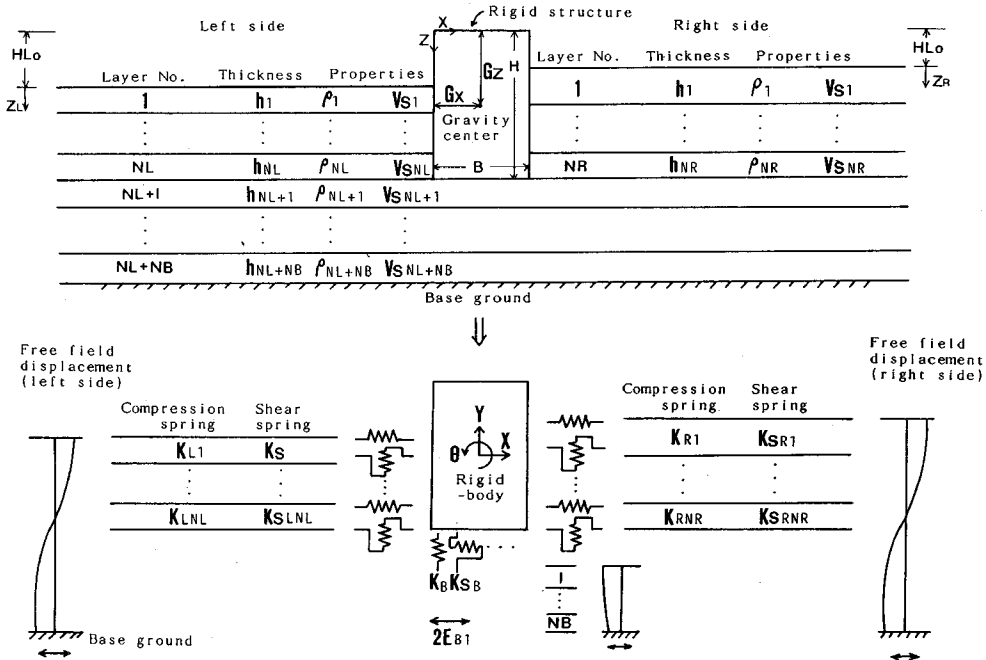


Fig. 5 Coupled translation and rotation model of the rigid body-ground spring model.

複素剛性マトリックスであり、 $\{X\}$ は地盤および構造物の絶対変位である。また、系に作用する外力は地動 $\{Y\}$ とその地動が発生する地点の地盤ばねマトリックス $[S]$ の積で表現される。いま、系の絶対変位が、kinematic interactionによる応答変位 $\{X_d\}$ と、inertial interactionによる応答変位 $\{X_i\}$ の和で表現できるとすれば、系の絶対変位は、

$$\{X\} = \{X_d\} + \{X_i\} \dots \dots \dots (2)$$

と表現される。また、kinematic interactionによる応答変位 $\{X_d\}$ は空間的に異なる地動が質量効果を無視した系に作用したときの系の変位で、式(3)で表わされる。

$$[K]\{X_d\} = [S]\{Y\} \dots \dots \dots (3)$$

式(3)を式(1)に代入すると、

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = [K]\{X_d\} \dots \dots \dots (4)$$

を得る。式(4)は、質量を無視できない構造物の応答が、質量を無視した系の応答変位 $\{X_d\}$ に剛性マトリックスを乗じた外力で算定できることを示している。この $\{X_d\}$ は有効入力地震動とよばれる。また、外力を円振動数 ω の調和外力とすると、式(2)を式(4)に代入し、 $\{X_i\}$ と $\{X_d\}$ の関係が式(5)のように求められる。

$$\{X_i\} = ([K] - \omega^2[M])^{-1} \omega^2[M]\{X_d\} \dots \dots \dots (5)$$

式(5)の右辺の係数行列は、正弦波加振による周波数応答関数と同様な形になっている。式(5)から、構造物の質量が動的応答に与える影響は、系の固有振動数から十分小さい振動数領域ではほとんど無視でき、逆に系の固有振動数付近では大きな効果をもつことがわかる。また、減衰が大きければ大きいほど、質量効果は幾何学的相互作用効果に比較して小さくなることも予想される。

(2) 剛体-地盤ばねモデル

自由地盤の応答変位は自由地盤を水平成層構造をもつ地盤と考え、重複反射理論で解析的に求めた。しかし、原理的には一次元の周波数領域の応答解析法であればどのような方法でもよい。次に、求められた自由地盤の応答変位を構造物周囲の地盤ばねに強制変位として与えた。

構造物と地盤を剛体-地盤ばね系にモデル化するとき、ばねに作用する力は地盤と剛体の相対変位に依存するので、地盤としてどの位置を考えるかが1つの問題となる。本モデルでは前述のように自由地盤の位置をとっている。地盤変位として自由地盤のそれを採用した理由は2つある。1つはモデルが非常に簡便となり、次元地震応答解析法が利用できること。2つ目は、たとえば剛体を起振実験などで地盤ばね定数を算定する場合、剛体の動きと地盤ばねの伸縮量は同じと考えているが、これは地盤ばねの一端が剛体の動きによって影響を受けない十分遠方にあると考えているためである。すなわち起振実

験で求められる地盤ばねの定数は、剛体と自由地盤の間の地盤ばねのそれと考えることができる。

なお、従来からケーソン-地盤系の最も簡便なモデルとしてスウェイ・ロッキングモデル (Fig.1 b), c) が用いられている。本研究のモデルがスウェイ・ロッキングモデルと違う点は、深さ方向に不均一な地盤中の構造物のモデル化を容易にするため、地盤と剛体の接触面において単位長さ当たりの地盤ばねを考えている点である。地盤ばねをこのように設定すると、構造物の回転中心がどこにあっても同一の地盤ばね係数を使用できる。

(3) 剛体-地盤ばねモデルの定式化

a) 運動方程式 運動方程式は Fig. 5 に示す二次元平面ひずみ状態のモデルの変数を用いて作成した。いま、静的なつり合い位置にあった剛体が $t=0$ 秒から地震を受けたと考え、 t 秒後の剛体の運動は重心点の並進運動 ($X(t)$: 水平変位, $Y(t)$: 鉛直変位) と重心回りの回転運動 ($\theta(t)$: 回転角) によって表わすことができる。ここで、自由地盤の水平および鉛直応答変位をそれぞれ $u(t)$, $v(t)$ とすれば、地震時に剛体に作用する力は Fig. 6 のようになる。ここで、

- R_{NL} : 左側鉛直ばねによる力 (動的土圧合力)
- R_{SL} : 左側せん断ばねによる力 (動的摩擦力)
- R_{NR} : 右側鉛直ばねによる力 (動的土圧合力)
- R_{SR} : 右側せん断ばねによる力 (動的摩擦力)
- R_{NB} : 底面鉛直ばねによる力 (動的土圧合力)
- R_{SB} : 底面せん断ばねによる力 (動的摩擦力)

(G_x, G_z): 剛体の重心位置

$$\left. \begin{aligned} R_{NL} &= \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) X - (G_z - z_L - HL_0) \theta - u_L(z_L) dz_L \\ R_{SL} &= \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) Y - G_x \theta - v_L(z_L) dz_L \\ R_{NR} &= \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) X - (G_z - z_R - HR_0) \theta - u_R(z_R) dz_R \\ R_{SR} &= \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) Y + (B - G_x) \theta - v_R(z_R) dz_R \\ R_{NB} &= \int_0^B k_B Y + (x - G_x) \theta - v_B dx \\ R_{SB} &= \int_0^B k_{SB} X + (H - G_z) \theta - u_B dx \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

積分の中味は土圧および摩擦力の分布形を表わしてい

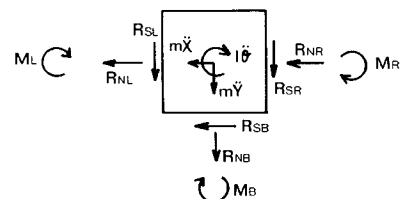


Fig. 6 Free body diagram of rigid structure.

る。地震時においては、これら外力と剛体の慣性力が釣り合っているので、運動方程式は剛体の並進水平成分ならびに鉛直成分および重心回りのモーメントのつり合いを考えればよい。

水平成分の力のつり合い

$$m\ddot{X} + R_{NL} + R_{NR} + R_{SB} = 0 \quad \dots\dots\dots (7)$$

鉛直成分の力のつり合い

$$m\ddot{Y} + R_{SL} + R_{SR} + R_{NB} = 0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

重心回りのモーメントのつり合い

$$I\ddot{\theta} - R_{SL}G_X + (B - G_X)R_{SR} + (H - G_Z)R_{SB} + M_L + M_R + M_B = 0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 m 、 I は剛体の質量および剛体重心回りの慣性モーメント、 M_L 、 M_R 、 M_B は剛体各面に働く鉛直ばねによるモーメントで

$$\left. \begin{aligned} M_L &= - \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \{X - (G_Z - z_L - HL_0)\theta - u_L(z_L)\} \\ &\quad \times (G_Z - z_L - HL_0) dz_L \\ M_R &= - \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \{X - (G_Z - z_R - HR_0)\theta - u_R(z_R)\} \\ &\quad \times (G_Z - z_R - HR_0) dz_R \\ M_B &= \int_0^B k_B \{Y + (x - G_X)\theta - v_B\} (x - G_X) dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

である。式(6)、(10)を式(7)~(9)に代入し、整理すると、運動方程式は式(11)となる。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = \{F\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \{X\} &= \{X, Y, \theta\}^T \\ \{F\} &= \{F_X, F_Y, F_\theta\}^T \\ [M] &= \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \\ [K] &= \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & K_{13} \\ 0 & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \\ F_X &= \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) u_L(z_L) dz_L + B \cdot k_{SB} \cdot u_B \\ &\quad + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) u_R(z_R) dz_R \\ F_Y &= \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) v_L(z_L) dz_L + B \cdot k_B \cdot v_B \\ &\quad + \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) v_R(z_R) dz_R \\ F_\theta &= -G_X \cdot \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) v_L(z_L) dz_L \\ &\quad + (B - G_X) \cdot \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) v_R(z_R) dz_R \\ &\quad - \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \cdot (G_Z - z_L - HL_0) \cdot u_L(z_L) dz_L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

$$\left. \begin{aligned} &- \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \cdot (G_Z - z_R - HR_0) \cdot u_R(z_R) dz_R \\ &+ (H - G_Z) B \cdot k_{SB} \cdot u_B + k_B \cdot v_B \cdot \int_0^B (x - G_X) dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} K_{11} &= \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) dz_R + B \cdot k_{SB} \\ K_{13} = K_{31} &= - \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) (G_Z - z_L - HL_0) dz_L \\ &\quad - \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) (G_Z - z_R - HR_0) dz_R \\ &\quad + B \cdot (H - G_Z) \cdot k_{SB} \\ K_{22} &= \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) dz_R + B \cdot k_B \\ K_{33} &= G_Z^2 \int_0^{H-HL_0} k_{SL}(z_L) dz_L + B \cdot (H - G_Z)^2 \cdot k_{SB} \\ &\quad + (B - G_X)^2 \int_0^{H-HR_0} k_{SR}(z_R) dz_R + k_B \int_0^B (x - G_X)^2 dx \\ &\quad + \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \cdot (G_Z - z_L - HL_0)^2 dz_L \\ &\quad + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \cdot (G_Z - z_R - HR_0)^2 dz_R \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

動的土圧の合力と分布形の時刻歴は、この運動方程式を解いて得られる X 、 Y 、 θ を式(6)に代入して求めることができる。なお、以下に示す計算結果は運動方程式の定常解とした。

また、本研究のモデルで kinematic interaction による応答変位を求める場合、運動方程式は、

$$[K]\{X_M\} = \{F\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

となる。式(15)の中で、たとえば水平方向の力のつり合いを考えると、式(16)を得る。

$$\left. \begin{aligned} &\int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) \{X_M - (G_Z - z_L - HL_0)\theta_M\} dz_L \\ &+ \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) \{X_M - (G_Z - z_R - HR_0)\theta_M\} dz_R \\ &+ \int_0^B k_{SB} \{X_M + (H - G_Z)\theta_M\} dx \\ &= \int_0^{H-HL_0} k_L(z_L) u_L(z_L) dz_L + \int_0^{H-HR_0} k_R(z_R) u_R(z_R) dz_R \\ &+ \int_0^B k_{SB} u_B dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

いま、各深さの地盤ばね ($k_L(z)$ 、 $k_R(z)$) が式(17)のように側面の地盤ばね係数 (k_L 、 k_R) と地盤ばねの深さ方向の分布形を表わす関数 $d_L(z)$ 、 $d_R(z)$ の積で表わされ、さらにその地盤ばね係数 (k_{SB} も含む) は標準的な地盤ばね係数 k の定数倍と考える。

$$\left. \begin{aligned} k_L(z) &= k_L \cdot d_L(z), \quad k_R(z) = k_R \cdot d_R(z) \\ k_L &= \alpha_L \cdot k, \quad k_R = \alpha_R \cdot k, \quad k_{SB} = \alpha_{SB} \cdot k \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

この式(17)を式(16)に代入すると標準的な地盤ばね係数 k は消去され、kinematic interaction による応答

変位は、地盤ばね係数の分布形やせん断ばねと鉛直ばねの比、あるいは側面ばねと底面ばねの大きさの比に依存するのみで、地盤ばね係数の値そのものには無関係であることがわかる。

b) 自由地盤の応答変位 自由地盤の応答変位は重複反射理論を用いて求めた。また、自由地盤は、構造物の左右および構造物底面直下の地盤である。自由地盤の応答計算は、表層地盤の影響を受けない基盤の入射波を用いて実施した。

左右の自由地盤に円振動数 ω の調和波動が入射すると、第 n 層の水平応答変位 $u_n(z, t)$ は、第 n 層の上面を原点とする下向き座標 z_n を用いて、

$$u_n(z, t) = E_n e^{i(k^* z_n + \omega t)} + F_n e^{-i(k^* z_n - \omega t)} \dots \dots \dots (18)$$

ここに、 E_n ：第 n 層における入射波の振幅

F_n ：第 n 層における反射波の振幅

k^* ：複素波数

$$(k^*)^2 = \frac{\rho \omega^2}{G^*}, \quad G^* : \text{複素せん断弾性係数}$$

と表現される。また、剛体底面の地盤ばねに与えられる強制変位 u_B は、式 (19) で与えられる底面を地表面とみなした場合の応答変位とした。これは構造物の存在によって影響を受けない入力強制変位を考えるためである。

$$u_B(t) = 2 E_{B1} e^{i\omega t} \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 E_{B1} ：剛体底面を地表面とみなしたときの底面における入射波の振幅

式 (18), (19) を用いることにより運動方程式は周波数領域において解析的に解けることになる。

なお、以下の解析では自由地盤の上下動は考慮しないこととした。

c) 地盤ばね係数 本解析は周波数領域の解析法であるため、次式のように地盤ばね係数は複素地盤ばね係数として取り扱った。

$$k = k_r + ik_i = k_r (1 + 2hi) \dots \dots \dots (20)$$

ここで、 k_r と k_i はそれぞれ複素地盤ばね係数の実部と虚部を表わし、 h は減衰定数を示す。

複素地盤ばね係数の定義は“質量ゼロの構造物が単位変位をしたとき、構造物が地盤から受ける抵抗力”である。このことを考えると、複素地盤ばね係数は地盤の振動特性の影響を受けることが容易に想像できる。したがって、動的解析に用いる地盤ばね係数の値は振動数に依存することになり、静的な地盤ばね係数とは異なる値をとる。本モデルで用いる複素地盤ばね係数も構造物と自由地盤を結びつけるものであるから、構造物の周辺地盤を構成する土の変形特性や減衰特性をなるべく実際の現象に近い形で考慮する必要がある。そのためには、振動数依存型の地盤ばね係数を使用するのがよいと考えら

れるが、本報告では簡単のため振動数に依存しない地盤ばね係数を使用した。この取扱いは、広い周波数帯域にわたって多くの振動数成分をもつ地震動を考慮するときには問題となるが、正弦波や狭い帯域の振動数成分しかない地震動を対象にする場合には、その振動数に対応する地盤ばね係数を用いればよいのでそれほど問題とはならないと考える。しかし、地盤ばね係数が振動数に依存していることは、動的解析を実施する際には重要なことである。このことについては本研究の結果を踏まえて別の機会に検討することにした。実際に用いた値は以下のとおりである。

単位長さ当たりの鉛直地盤ばね係数は、既往の研究結果¹³⁾から、地盤のせん断波速度 $V_s = 100 \text{ m/s}$ に対応する値として、 3000 tf/m^3 (約 30 MN/m^3) とした。また、せん断地盤ばね係数と鉛直地盤ばね係数の比は道路橋示方書・同解説¹⁴⁾と本四連絡橋公団の耐震設計基準・同解説¹⁵⁾を参考にして $1/3$ とした。また、地盤のせん断波速度が 100 m/s 以外の場合、地盤ばね係数は土のせん断剛性に比例すると考え、次式により求めた。

$$k_r = 3000 \cdot \left(\frac{V_s}{100}\right)^2 \quad \text{tf/m}^3 \quad (9.8 \text{ kN/m}^3) \dots \dots \dots (21)$$

この地盤ばね係数は複素地盤ばね係数の実部に対応する。

次に、複素地盤ばね係数の虚部に対応する減衰特性を評価するときには、地盤材料の内部減衰や波動が構造物から周辺地盤へ逸散することによる逸散減衰などを考慮する必要がある。逸散減衰は弾性波動理論から周辺地盤の固有振動数に依存し、高振動数領域で大きくなることが知られている。また、土の内部減衰は動的な土質試験から大ひずみ領域で大きくなることが知られている。しかし、減衰の機構は複雑で未解決の部分が多く、減衰の取扱いによっては解析結果に大きな影響がでる場合も考えられる。そこで、本研究における減衰は周波数に依存しない1つの値として取り扱った。

4. 剛体-地盤ばねモデルの適用性

(1) 全体系解析結果との比較

本節では、剛体-地盤ばねモデルによる解析結果を2.で示した全体系解析手法による解析結果と比較し、その適用性を検討した。まず、剛体-地盤ばねモデルで根入れのある剛体構造物の地震応答特性を検討した。

Fig. 7 は剛体の応答を自由地盤表層の応答に対する応答倍率として示したもので、左側の3つが水平応答、右側の3つが回転成分の応答結果である。なお、左右の結果は上段から幾何学的相互作用による応答、質量効果による応答、両者の和で、それぞれ地盤ばねの減衰を変化させて示した。回転成分の加速度は剛体中心の回転に伴

う剛体天端の加速度である。図から、4 Hz 付近までの低い振動数領域では、質量効果による応答は並進成分、回転成分ともほとんどゼロで、剛体の応答は幾何学的相互作用による応答のみで説明できる。しかし、5 Hz および 6 Hz 付近の固有振動数に近いところでは、剛体の応答に質量効果の影響が大きくなってきている。しかし、地盤ばね係数の減衰が大きくなると、質量効果による応答は小さくなる。このような根入れ剛体構造物の地震応答特性は式 (5) から予測されたとおりである。

Fig. 8 は、剛体-地盤ばねモデルの有効入力地震動を FLUSH による全体系解析結果と比較したものである。Fig. 8 は Fig. 7 と同じく自由地盤表層の応答に対する剛体の応答倍率を比較したもので、剛体-地盤ばねモデルから得られる有効入力地震動を破線で、FLUSH の結果を実線で示した。両者の計算結果は、並進成分の入力

損失効果および回転成分の励起効果も含め、よい一致を示している。Fig. 9 は同様に剛体-地盤ばねモデルの有効入力地震動 (破線) の水平並進成分と回転成分の時刻歴を FLUSH の計算結果と比較したものである。両者の結果は振幅、位相ともよく一致していることがわかる。

このように、剛体-地盤ばねモデルから得られる有効入力地震動と質量効果の入った FLUSH の計算結果が、よく一致するという事は、次の 2 つの理由が考えられる。第一は、周辺地盤を有し、上部工が大きくない構造物-地盤系の構造物自身の固有振動数が解析に使用した振動数より十分高いところにあった。第二は、周辺地盤の減衰が大きく、質量効果が顕著に現われなかったことである。

今回、例題とした根入れの深い剛体構造物の地震応答は幾何学的相互作用のみから説明できることがわかつ

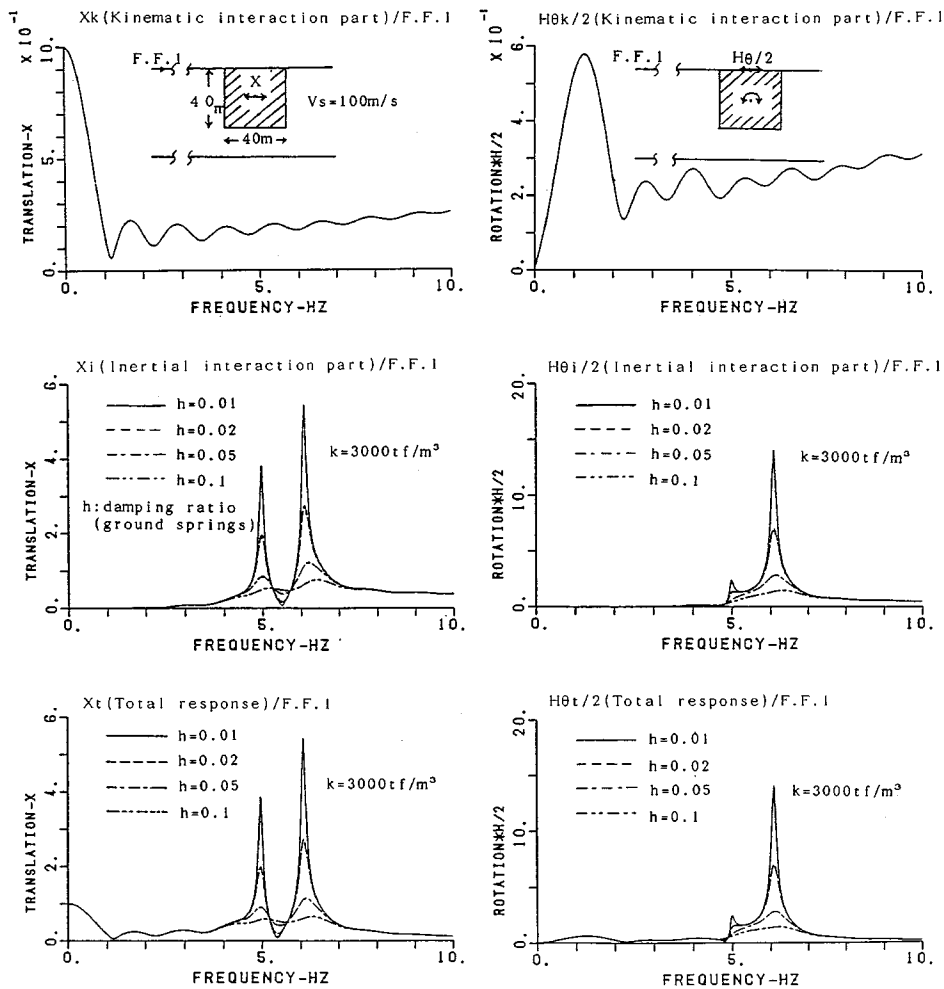


Fig. 7 Separation of the rigid body response into the kinematic interaction part and the inertial interaction part by the present model.

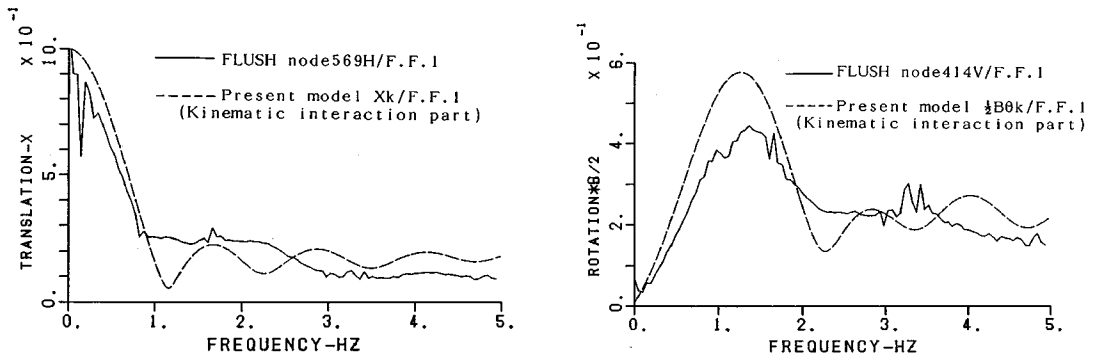


Fig. 8 Transfer function between the free field response at the surface and that of the rigid body by FEM and the present model.

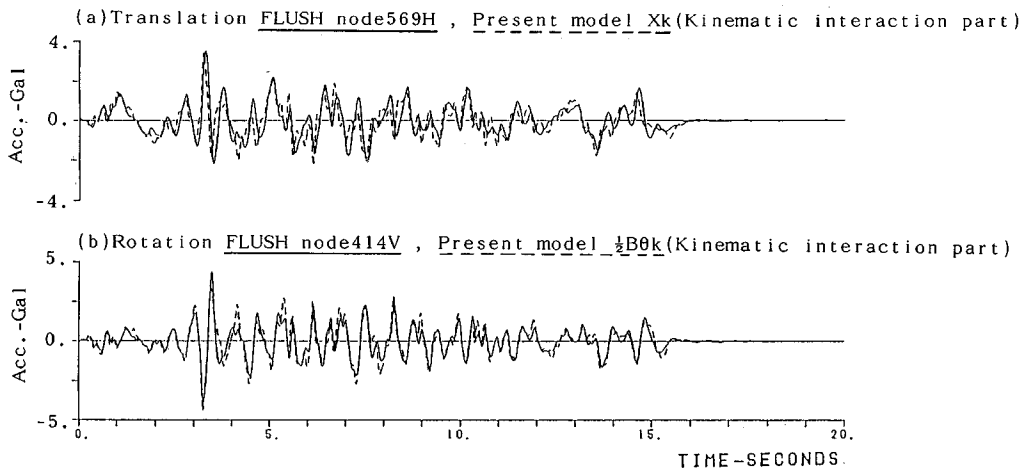


Fig. 9 Comparison of the acceleration time histories by FEM and the present model.

た。この結果は剛体構造物の応答は地盤ばねの分布には影響されても地盤ばねの大きさには特に影響されなかったことを示している。

(2) 地震観測結果との比較

横浜港大黒埠頭では、セメント系深層混合処理工法で改良された地盤の耐震性を検討するために、地震観測が実施されている¹⁶⁾。Fig. 10 に地震観測の概要を示す。図の断面は、改良地盤の下にも軟弱な粘性土を残しているタイプで浮き型改良地盤と称されている。深層混合処理工法によって改良された地盤は周辺の粘土地盤と比較し、剛性がきわめて大きくなり、地中の剛体構造物とみなすことができる。本節では、観測された加速度記録から得られる周波数伝達関数と解析モデルの結果を比較した。入力加速度記録は、2. のそれと同じである。改良地盤の加速度記録は、改良地盤3か所の加速度時刻歴から求めた改良地盤の重心の並進成分と回転成分である。剛体-地盤ばねモデルの自由地盤の各層のせん断波速度 V_s は、一次元等価線形地震応答解析プログラム

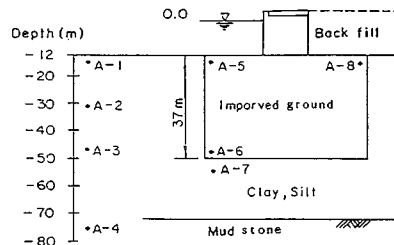


Fig. 10 Cross section showing arrangement of seismographs.

(SHAKE) によって計算し、収束した自由地盤のせん断変形係数 G から求めた。なお、計算は簡単のため、改良地盤上のケーソンおよび裏込め砂を無視したモデルで実施した。

Fig. 11 は地震観測で得られた自由地盤表層（海側粘土層）の応答に対する剛体の応答倍率（実線）を剛体-地盤ばねモデルから得られた有効入力地震動（破線）のそれと比較したものである。(a) が並進水平成分、(b)

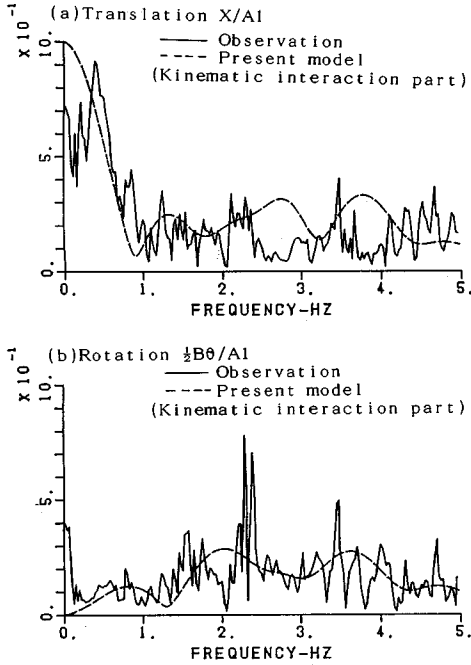


Fig. 11 Comparison of the observed and predicted transfer functions.

が回転成分の結果である。解析結果と実測値は現場の土質条件のばらつきやモデル化の条件の違いを考慮すれば、十分に対応していることがわかる。

(3) 模型振動実験結果との比較

著者らは、剛体ケーソンに作用する動的土圧に関する模型振動実験を実施してきた⁹⁾。本節では、この実験結果と剛体-地盤ばねモデルの解析結果を比較、検討した。Fig. 12は模型の断面と動的土圧合力の実験結果を示したものである。動的土圧合力は地盤の一次固有振動数付近で大きくなっている。本節では、この実験結果を解析するが、解析定数としての自由地盤のせん断波速度と減衰係数は実験で得られた地盤の応答加速度曲線から入力加速度レベルごとに求めた。また、地盤ばねの実部は式(18)により算定し、地盤ばねの虚部は減衰が大きいと考えられるので、式(17)における η を0.5とした。なお、実験はケーソンをゴムマット上において実施したため、ケーソン底面のばね定数は砂地盤の場合と異なる。しかし、解析ではゴムマットの復元力特性がはっきりしていなかったため、便宜的に砂地盤のばね定数を用いた。なお、ケーソン直下の地盤の剛性がケーソンの応答に与える影響については後述する。

Fig. 13は計算で得られたケーソン側面に作用する動的土圧合力を入力加速度レベルごとに示したものである。土圧合力は実験結果と対応させるため、奥行き50

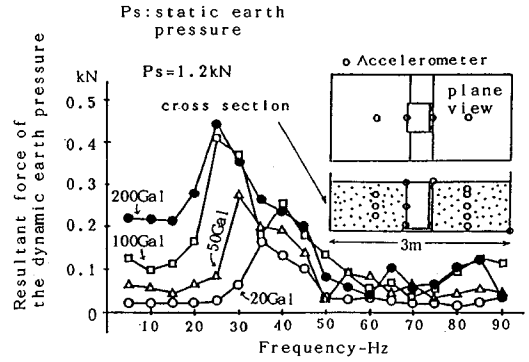


Fig. 12 Resultant force of the dynamic earth pressure with frequency from the model vibration test.

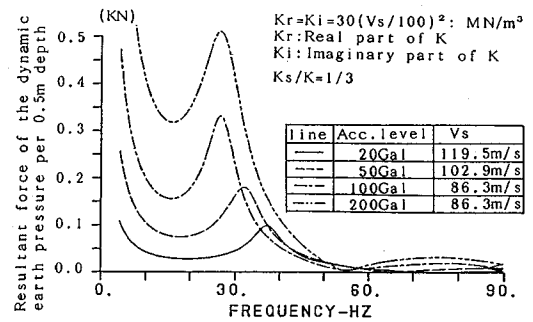


Fig. 13 Simulation of the dynamic earth pressure by the present model.

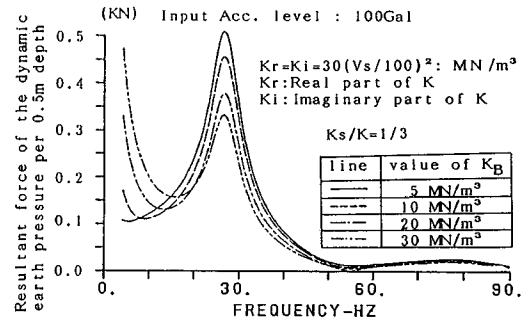


Fig. 14 Effect of the bottom ground spring constant on the dynamic earth pressure.

cm当たりの値に修正している。動的土圧合力が地盤の一次固有振動数付近で増幅される解析結果は実験結果とよく対応している。しかし、低い振動数領域の土圧合力は実験結果よりも大きな値になっている。

次に、ケーソン直下の地盤の剛性と土圧合力の関係を検討した。Fig. 14はケーソン底面の地盤ばねの値を5~30 MN/m²に変化させたときの動的土圧合力である。底面の地盤ばねの値が小さくなると共振振動数の応答は大きくなるが、低振動数領域の土圧合力は顕著に低下する。

したがって、底面の地盤ばねの値を砂地盤のそれより小さくして解析すると、解析結果は実験結果と傾向的に一致する。このように地盤ばねを砂地盤のそれより小さくした方が合うという解析結果は、ケーソンをゴムマット上に置いて振動実験を実施したことを考慮すると妥当な結果と考える。

以上のように解析結果は模型実験結果を定性的にとらえていた。したがって、適切な地盤ばねを使用すれば、本解析モデルで動的土圧を定量的に予測することが可能と考える。

5. 結 論

根入れのある剛体構造物の地震応答解析法として、剛体-ばねモデルを提案し、FEM、地震観測、模型振動実験結果と比較した。その結果、同モデルは剛体の慣性力や剛体に作用する動的土圧合力を十分な精度で説明できることが明らかになった。また、同モデルを使用して根入れのある剛体構造物の地震応答特性を検討した結果、周辺地盤の減衰が大きく、上部工が大きくない剛な構造物の応答は幾何学的相互作用のみで表わされ、質量効果はきわめて小さいことが明らかになった。

参 考 文 献

- 1) Kausel, E., Whitman, R.V., Elaszbee, F. and Morray, J.P. : Dynamic analysis of Embedded structures, Proc. of 4th structural mechanics of reactor technology k 2/6, 1977.
- 2) Harada, T., Kubo, K. and Katayama, T. : Dynamic soil-structure interaction analysis by continuum formulation method, 東京大学生産技術研究所報告, 第29巻, 第5号, 1981年6月.
- 3) Wolf, J.P. : Dynamic soil-structure interaction, Prentice-Hall, Inc., pp.18~33, 1985.
- 4) 加高延行・川島一彦・原田隆典・磯山龍二：地盤と基礎の動的相互作用を取り入れた応答スペクトルの考え方と計算例, 第18回地震工学研究発表会, pp.309~312, 1985年7月.
- 5) 松沢 宏・多賀直恒・今岡克也・加藤雅文：構造物根入れ部に対する地震時水平支持機構に関する研究, 第22回土質工学研究発表会, pp.703~704, 1987年.
- 6) 風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治：剛体ケーソンに作用する動的土圧に関する模型振動実験(第二報), 第23回土質工学研究発表会, pp.839~842, 1988年.
- 7) 土質学会編：土質基礎工学ライブラリー 24, 土質地震工学, pp.284~291, 1983年.
- 8) 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年1月.
- 9) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄・広瀬利光：地中円筒基礎の動的ばね係数と減衰係数, 土木学会論文報告集, 第339号, pp.79~88, 1983年11月.
- 10) Beredugo, Y.O. and Novak, M. : Coupled horizontal and rocking vibration of embedded footings, Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, pp.477~497, 1972.
- 11) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F. and Seed, H.B. : FLUSH A computer program of approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problem, Report No.EERC 75-30, Univ. of Calif. Berkeley, 1975.
- 12) 土岐憲三：新体系土工学11, 構造物の耐震解析, 技報堂出版, pp.171~174, 1981年.
- 13) 江刺靖行・吉田保夫・国生剛治・西 好一：静的地盤反力係数と動的地盤反力係数, 杭の水平載荷試験法に関するシンポジウム, pp.91~98, 1979年.
- 14) 日本道路協会道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編, Ⅳ下部構造編), 1980年.
- 15) 本州四国連絡橋公団, 耐震設計基準・同解説, 1977年.
- 16) 稲富隆昌・風間基樹：深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動, 港湾技術研究所報告, 第25巻, 第4号, pp.3~56, 1986年12月.

(1989.1.10・受付)