

コンクリート基礎体の加振実験と地震時応答観測結果

東京電力 技術開発研究所 野口俊郎
前田 弘
堀口潤一

1 まえがき

構造物の地震応答は基礎体とこれを支持している地盤からの影響が大きい。この応答を求めるのに必要な地盤を含めた基礎体の動的地盤反力係数や減衰定数とのり方に関する研究は機械基礎の必要から行なわれたものが多く、地震時の基礎の挙動に関する研究もこれと同様な手法で行なわれている場合が多いようである。しかし機械基礎のように上部から外力が伝達される場合と地震のように地盤ごとゆすぶられる場合とでは同一基礎地盤系であってもその応答が異なる可能性があり、現在各所で検討されている。本報告は東京電力技術開発研究所において電力機器用基礎に使用されている実物大基礎体1種類(底面積 $1.50 \times 10^6 \text{cm}^2$ 、重量 $53.6 \times 10^3 \text{kg}$)を地盤上に作成し、これに起振機を据付けて加振実験を行なうと共に、この基礎体について地震応答観測を行ない、加振実験した場合と地震動による場合の動的地盤反力係数や減衰定数について比較検討を行なったのでその結果を報告するものである。

2. 地盤とコンクリート基礎体

2.1 実験場所の地質 実験場は東京都調布市西つげヶ丘東京電力K.K.技術開発研究所構内で、付近一帯の地盤は図1のボーリング柱状図に示すように約7mの一定層厚を持つローム層である。

2.2 コンクリート基礎体 実験に使用した基礎体の大きさを図2に、その諸元を表1に示す。基礎体は実験場の表土部分を約1m削り、不攪乱ローム層を露出せしめ、コンクリートを直接打設して作成した。

3. 加振実験 実験に使用した起振機の性能を表2に示すとおりであり、実験は加振力一定として行なった。加速度計と土圧計の設置個所は図2に示すとおりである。この基礎の上下方向と水平方向加振時の共振曲線の一例を図4に、土圧分布の一例を図5に示す。共振時の基礎体先端と下端の変位全振中、振動数を表4に示す。

表1 H基礎の諸元

A	底面積	(cm^2)	150000
W	重量	(kg)	53600
M	質量	(kg/sec^2)	5473
d	重心位置	(cm)	797
J_y	重心軸の質量慣性モーメント	(kg/cm^2)	123600
J_x	底面中心軸廻り質量慣性モーメント	(kg/cm^2)	158300
I_x	底面の断面二次モーメント	(cm^4)	312500
J_y/m			225800
J_x/m			289300

表2 起振機の性能

起振力モーメント	(kg/cm)	4,000
振動数範囲	(Hz)	0~15
最大起振力	(kg)	10,000
起振方向		上下・水平
重量	(kg)	1,800

図1 ボーリング柱状図より加速度計据付位置

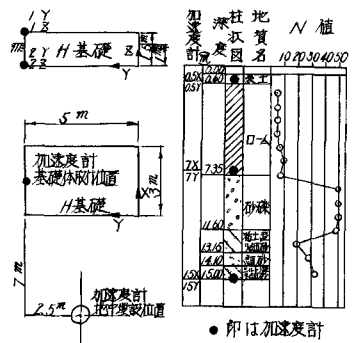
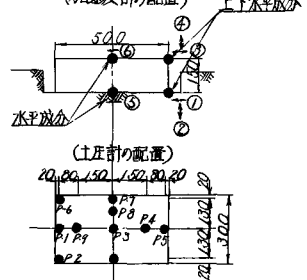


図2 H基礎の大きさならびに計器設置個所 (加速度計の配置)



4. 動地盤反力係数の算定 共振振動数, 加速度振中を実験で求め変位振中を加速度振中から換算し, k_v 値をばね支持の式より算出するものとした。上下方向振動および並進, 回転を伴うばね支持のロッキング振動をモデル化して一般に図3に示すように画かれる。上下振動は図3(a)に示す振動モデルにより実測共振振動数 ω_r を使用し, ばね定数 k_0 と地盤反力係数 K_0 を求める式を(1)式とする。

$$\omega_r = \sqrt{k_v/m} \quad K_v = k_v/A \quad (1)$$

図3(b)に示すロッキング振動モデルの固有振動式は(2)式で与えられる。この式に実測共振振動数を用いて, ばね定数を求めることができるが, この場合 K_H/K_{H0} は一般に(3)式で求めた値を使用する。

$$\frac{\omega_r^2}{\omega_H^2} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{e_0^2}{2\alpha^2} + \frac{d_0^2}{2\alpha^2} - \sqrt{\left(1 + \frac{e_0^2}{2\alpha^2} + \frac{d_0^2}{2\alpha^2}\right)^2 - \frac{4e_0^2}{2\alpha^2}} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} k_H &= \omega_r^2 \cdot m \left\{ 1 + \frac{H_0}{H_T} \left(\frac{Y_T}{Y_0} - 1 \right) \right\} \\ k_0 &= \omega_r^2 \cdot J_0 \left\{ 1 + \frac{H_0}{2\alpha^2} \left(\frac{Y_T}{Y_0} - 1 \right) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$K_H = k_H/A, \quad K_0 = k_0/I_0$$

実測共振振動数および変位振中を使用して, 動的地盤反力係数を算定すると, (1)式の値は $K_v = 1.22 \sim 1.44 \text{ kg/cm}^2$, (2)式の値は $K_{H0} = 2.93 \sim 3.31 \text{ kg/cm}^2$, $K_H = 1.70 \sim 1.92 \text{ kg/cm}^2$, (3)式の値は $K_0 = 3.01 \sim 3.22 \text{ kg/cm}^2$, $K_H = 1.67 \sim 1.96 \text{ kg/cm}^2$ となる。

5. コンクリート基礎体と地盤の地震時応答観測

地盤とコンクリート基礎体の地震時における相互作用を検討する目的で前述のH基礎とこれより約7m離れた位置の地中0.5m, 7mならびに15mにそれぞれ加速度計を設置し, 昭和45年9月30日, 夕摩川河口付近で発生した地震 S_1 (震源の深さ50km, 規模(マグネチュード)4.5)と昭和45年10月31日淡路島南西部に発生した地震 S_2 (震源深さ10km)の2種類の地震応答観測を行なった。加速度計は(株)東京測振製TM型であり, その配置は図1に示すとおりである。なおこの地盤に径75mmのボーリングをして, この孔中に換振器をおとし, 換振器の深度を順次変えて地表での板尺つきとくい打ちにより発振した弾性波の伝播速度を求め, これより地盤の弾性定数を求め, その結果を表3に示す。

図7, 8に地震 S_1 と S_2 による地盤Y方向の応答記録を実線で示す。図9, 10に基礎体の応答記録を示す。

表3 V_p, V_s, ν および E

記号	単位	□-ム	砂 礫
V_p	g/cm ³	1.3	1.9
V_s	m/s	440	2,200
V_s	m/s	184	320
ν		0.39	0.49
E	kg/cm ²	449	1,900

表4 共振時/変位振中/換振器の共振振動数

変位振中	H基礎		ロッキング振動	
	f_r	d_r	f_r	d_r
1	10	0.19	9.6	0.48
2		0.22		0.51
3		0.31		0.79
4		0.24		0.51
5		0.27		0.62
6		0.33		0.83

図3 振動モデル

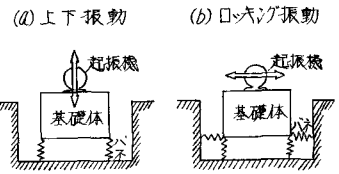


図4 変位共振曲線

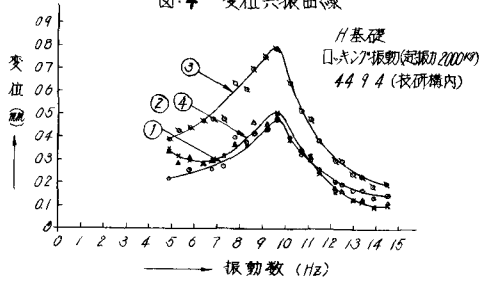


図5 土圧分布

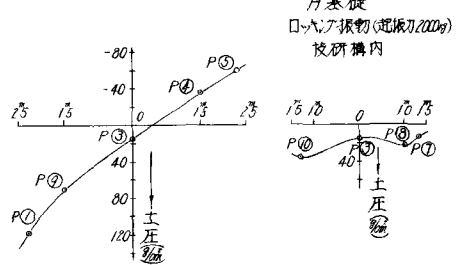
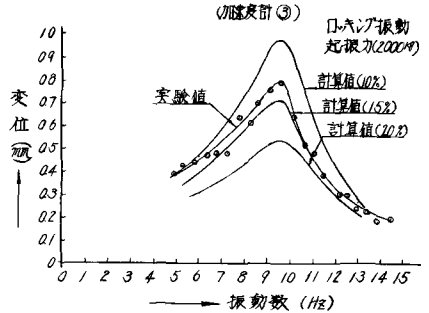


図6 変位共振曲線



6 考察

6.1 地盤の応答観測値と計算値の比較

(1) 理論計算方法 地盤の応答計算は波動式を基本とした⁽³⁾⁽⁹⁾解法によった。この解法は次に示すように速度に比例する減衰項をもっており、材料内部の減衰性はこれで代表されるものと考えている。

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_x \frac{\partial u}{\partial x} &= (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + \rho X, & \rho \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + C_y \frac{\partial v}{\partial x} &= (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + \rho Y \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + C_z \frac{\partial w}{\partial z} &= (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w + \rho Z \end{aligned} \right\} (4)$$

ここに $\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$; u, v, w は x, y, z 方向の変位; X, Y, Z は各方向の単位重量に働く力; λ, μ は Lamé の定数; C_x, C_y, C_z は各方向の減衰定数; ρ は弾性体の密度を示す。応答は地震 S_1 および S_2 とともに地盤 15m で記録した Y 方向の成分を入力として、 $7Y$ および $0.5Y$ の位置のものを算出し、同位置で記録した Y 方向の地震記録と比較した。

(2) 観測値との比較 図 7, 8 に観測値と計算値を比較した応答波形を示す。応答計算に使用した諸定数は表 3 に示す値とし、減衰定数は $\alpha = 5\%$ と仮定した。その結果両者は比較的良好な一致を示した。

6.2 コンクリート基礎体の応答観測値と計算値の比較

(1) 理論計算方法 コンクリート基礎体の重心廻りの運動方程式は(5)式で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} m \ddot{y} + C(\dot{y} - d\dot{\theta}) + k_H(y - d\theta) &= P_1 \\ J_G \ddot{\theta} + C_G \dot{\theta} + k_G \theta - C d(\dot{y} - d\dot{\theta}) - k_H d(y - d\theta) &= P_2 \end{aligned} \right\} (5)$$

P_1, P_2 は外力であり、外力 P_1 は前述 0.5Y の地震記録 S_1, S_2 を入力として基礎体天端と下端の水平方向の応答を計算し、観測値と比較した。

(2) 観測値との比較 図 9, 10 に地震 S_1, S_2 による基礎体の観測値と計算値を比較した応答波形を示す。この場合は相定数を算定する K_{90} は前述の加振実験で求めた $P = 2t$, $K_{90} = 3.22\%$, $K_{11} = 1.96\%$, $K_{90}/K_{11} = 0.61$ を使用した。また減衰定数は図 4 の実測共振曲線より $1/2$ 点の減衰定数は $\alpha = 15 \sim 20\%$ であったが、一方この α を検討するため実測 K_{90} を使用し(5)式より基礎体の変位共振曲線を求め実測のそれと比較した。その結果は図 6 に示すとおり $\alpha = 13\%$ 程度で実測共振曲線に近いものとなった。計算には $\alpha = 15\%$ を使用した。その結果両者は比較的良好な一致を示した。また半無限弾性地盤上における剛体の上下方向振動時の解である(6)式より K_V を求めると $K_V = 4.3\%$ となる。

$$K_V = \frac{4a^2}{A(1-\nu)}, \quad a = \sqrt{BL/\pi} \quad (\text{上下方向振動時基礎体底面の等価半径}) \quad (6)$$

一方加振実験で得られた値を使用し、(1)式より K_V を求めると前述のとおり $K_V = 1.22 \sim 1.44\%$ である。ロッキング振動時の K_{90} は前述の土圧分布が三角形に近いことから(7)式より K_{90} を求めると $K_{90} = 5.85\%$ である。一方実測値を使用して(3)式より K_{90} を求めると $K_{90} = 3.01 \sim 3.22\%$ である。

$$K_{90} = \frac{\pi G a^2}{2I_B(1-\nu)}, \quad a = \sqrt{BL^3/3\pi} \quad (\text{ロッキング振動時基礎体底面の等価半径}) \quad (7)$$

弾性波試験より得られた K_V を使用して求めた K_V, K_{90} より基礎体の固有振動数を算出すると、加振実験よりえられた値と一致しない。

7 あとがき

この報告は小さな地震例2個について検討したものであり、引き続き地震応答観測を行なっている。

図 7 地震 S1 (震源 多摩川河口附近 発生年月日 45 9 30)
観研棟内地震・地震応答

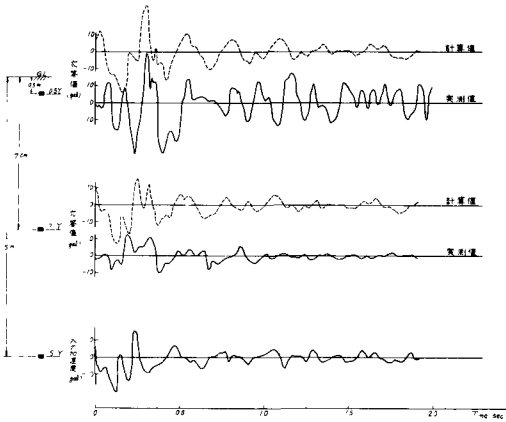


図 8 地震 S2 (震源 茨城県吾妻 発生年月日 45 10 30)
観研棟内地震・地震応答

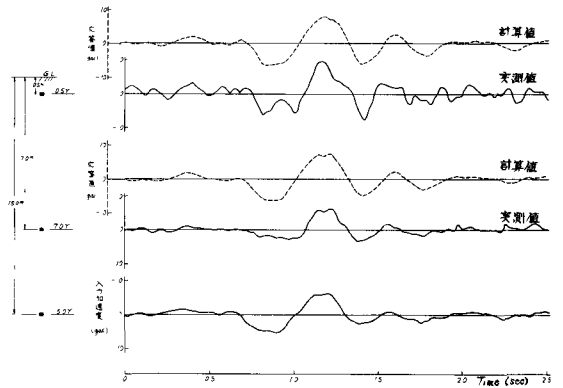


図 9 地震 S1 (震源 多摩川河口附近 発生年月日 45 9 30)
観研棟内 H 基礎の地震応答

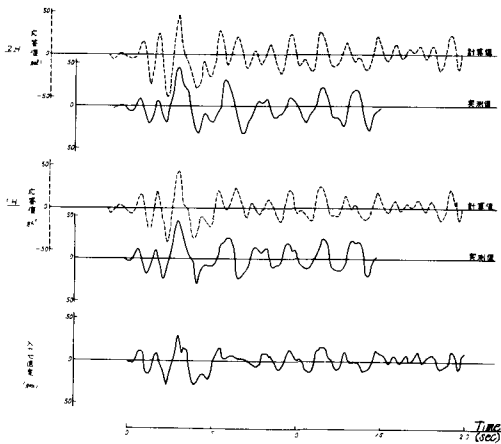
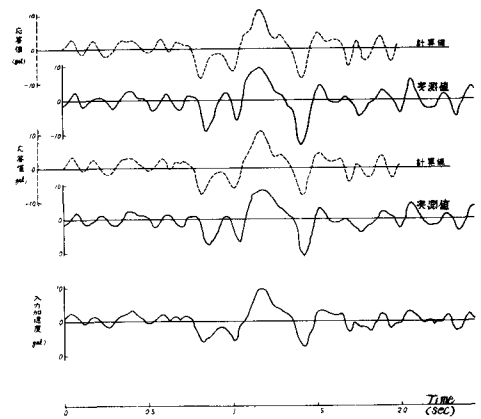


図 10 地震 S2 (震源 茨城県吾妻 発生年月日 45 10 30)
観研棟内 H 基礎の地震応答



註(1) 土木学会 才25回年次学術講演会講演集才3部(動的地盤反力係数)

註(2) 建築振動学 コロナ社

註(3) Japan Earthquake Engineering Symposium - 1970
(地盤、構造物の動特性に肉する波動式による一解法)