

直接基礎の地震時挙動に関する数値モデルの開発(その2)

白戸真大¹・河野哲也²・中谷昌一³

¹(独)土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 主任研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²(独)土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員

³(独)土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

1. はじめに

直接基礎を有する構造物の耐震性能を評価するためには、直接基礎の応答変位、残留変位を予測する手法を整備することが不可欠である。構造物の地震応答解析への適用性が高い手法の一つとして、マクロエレメントにより直接基礎・地盤間の相互作用をモデル化する方法^{1),2),3)}がある。別報³⁾において報告したように、著者らは直設基礎の地震時挙動を調べるための大型振動台実験を行い、それをマクロエレメントを用いた非線形動的解析を用いてシミュレートしている。その結果、荷重応答時刻歴や履歴ループ形状を良く予測するとともに、入力地震動の強度・繰返し回数の違いに伴う基礎の残留変位の進展の違いも定性的には予測した。

しかし、振動台実験では地盤は密な地盤に対する一種類のみについてしか考慮されていない。また模型も一種類のみであるなど、条件が限定されている。そこで、様々な条件の違いが引き起こす基礎の応答や残留変位の進展の違いについても実験的・数値的に検討する必要がある。

本文では、繰返し偏心外力を受ける直接基礎の挙動に関して実験を行った結果とそれをマクロエレメントを用いた非線形動的解析を用いてシミュレートした結果を報告する。地盤の密度の違い、および基礎底面中心位置に作用する転倒モーメント・水平力の比率(偏心傾斜率)の違いという支持力の違い、また、繰返し载荷においては同一振幅で与える繰返し回数の違いという载荷特性の違いが基礎の挙動に与える影響を調べる。

2. 数値解析手法

直接基礎を有する構造物の地震応答解析は、Paolucci²⁾と同様のモデル・手法を用いて行う。モデルは、図-1に示すように、上部構造・橋脚・基礎系からなる。上部構造と基礎は質量と回転慣性を考慮した質点で、橋脚は節点集中質量とはり要素で、基礎・地盤間の相互作用

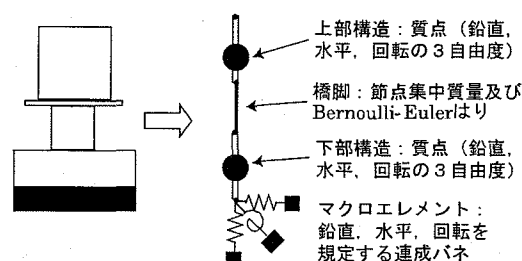


図-1 地震応答解析モデル

用はマクロエレメントでモデル化される。なお、本研究では、橋脚に関する質点は橋脚中心位置の一質点に集約させた。基礎部分の減衰は、Gazetas⁴⁾が与えたインピーダンスにおける振動数がゼロのときに対応する値で代表させる。

さらに、上部構造の変位に伴う偏心モーメントが基礎に作用する影響(P-δ効果)も考慮できるようにした。ただし、簡単のため、死荷重分がつくるモーメントについてのみ考慮した。

3. マクロエレメントの構成モデル

マクロエレメントは、基礎下の地盤内の非線形挙動を含めた基礎・地盤間の巨視的な応答を、鉛直、水平、回転の自由度に関する増分外力・増分変位関係として 3×3 のマトリクスで表現するものである。別報³⁾で提案した構成モデルの概略を以下に示す。

上部構造から直接基礎底面中心位置へと作用する荷重ベクトル F と、対応する基礎底面中心位置の変位ベクトル x は次式で表される。

$$F = [V \ H \ M]^T, \quad x = [v \ u \ \theta]^T \quad (1)$$

ここに、 V, H, M はそれぞれ鉛直力、水平力、モーメント、 v, u, θ は鉛直変位、水平変位、回転角であり、上添え字 T は転置を表す。荷重、変位の正の向きは図-2に示す通りである。

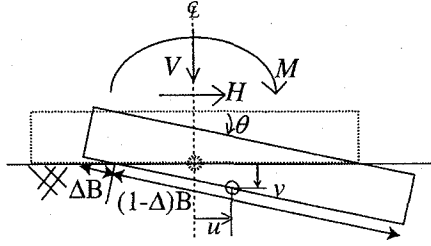


図-2 基礎に作用する荷重と基礎に生じる変位の向き

増分変位 dx を、弾性変位成分 dx^{el} 、塑性変位成分 dx^{pl} 、浮上り変位成分 dx^{up} に分解する。

$$dx = dx^{el} + dx^{pl} + dx^{up} \quad (2)$$

増分変位ベクトル・増分荷重ベクトルの関係はコンプライアンスを用いて次式で表す。

$$dx^{el} = C^{el} dF, \quad dx^{pl} = C^{pl} dF, \quad dx^{up} = C^{up} dF \quad (3)$$

ここにそれぞれのコンプライアンス行列も 3×3 である。最終的に、マクロエレメントの増分変位と増分荷重の関係は次式で表されることになる。

$$dx = (C^{el} + C^{pl} + C^{up}) dF \quad (4)$$

この逆をとれば、増分荷重・増分変位に関する要素剛性方程式が得られる。

弾性コンプライアンスは弾性波動論に基づき設定するものとし、次式で与える。

$$C_{11}^{el} = 1/K_v, \quad C_{22}^{el} = 1/K_h, \quad C_{33}^{el} = 1/K_r, \quad C_{ij} = 0 (i \neq j) \quad (5)$$

C_{ii} は簡単のため振動数がゼロのときの値で代表させ、文献⁴⁾により与える。

塑性コンプライアンスへは Nova and Montrasio¹⁾ のモデルを適用する。支持力曲面 (Failure locus) f_{cr} のモデルとして次式を採用する。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2 (1 - \xi)^2 \quad (6)$$

ここに、 $\xi = V/V_m$, $h = H/(\mu V_m)$, $m = M/(\psi B V_m)$ である。 B は基礎幅であり、 V_m は中心鉛直荷重のときの極限支持力で支持力理論等を用いて推定する。 μ, ψ は、図-3 に示すように支持力曲面を規定するパラメータである。

図-3 に示すように、降伏曲面 (yield surface) は支持力曲面の内側に存在するものとする。等方硬化を仮定し、降伏曲面は支持力曲面と相似形であるとする。降伏曲面 f は次式で表される。

$$f = h^2 + m^2 - \xi^2 (1 - \xi/\rho_c)^2 \quad (7)$$

$\rho_c = V_c/V_m$ が降伏曲面の発展を表すパラメータである。ここに下添え字 c は current (原配置での荷重状態) を表す。降伏曲面の大きさは $\rho_c + d\rho_c$ として決定され、 ρ_c は更新される。最終的に ρ_c が発展し、1 になると、降

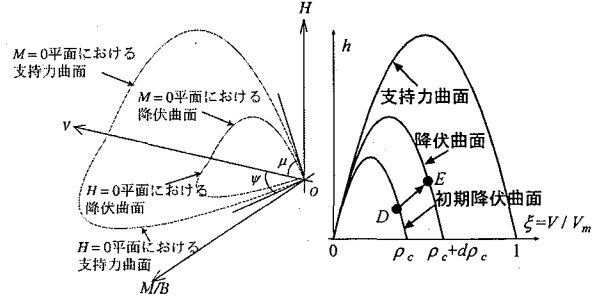


図-3 支持力曲面と降伏曲面

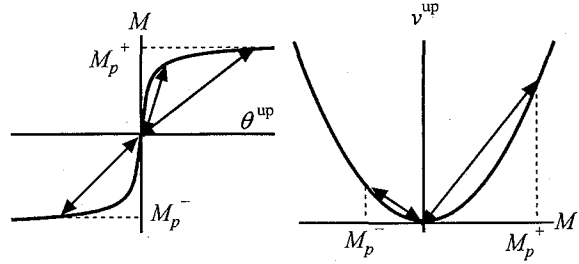


図-4 転倒モーメント M による浮上りに伴う回転変位 θ^{up} と鉛直変位 v^{up} の履歴

伏曲面は破壊曲面と一致し、以後の载荷に対して降伏曲面は破壊曲面を越えず、基礎は弾完全塑性型の挙動を示す。また、初期降伏曲面は、初期荷重点を通るように ρ_c の値を調整し、設定する。

塑性ポテンシャル面 g は次式で表される。

$$g = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 - \xi^2 (1 - \xi/\rho_g)^2 \quad (8)$$

ここに、 $\lambda = \mu/\mu_g < 1$, $\chi = \phi/\phi_g < 1$ で、 μ_g, ϕ_g は塑性ポテンシャル面形状を規定するパラメータである。

降伏関数と塑性ポテンシャル面が与えられたので、コンシステンシー則と非関連流れ則を用いればコンプライアンスが求まる。

浮上りの構成モデルは、Cremer ら⁵⁾ のモデルがほぼ踏襲されている。転倒モーメント M と、浮上りにより生じる基礎底面中心位置の鉛直変位 v^{up} と回転角 θ^{up} の関係を考慮する。図-4 に M - θ^{up} および M - v^{up} 関係を示す。除荷・再载荷時には、原点もしくは M の正負それぞれの最大モーメント点 (M_p^+ , M_p^-) を指向する。

M - θ^{up} 関係の骨格曲線は弾性床上の基礎のモーメント・回転角関係を参照して設定する。弾性床上の基礎のモーメント・回転角関係における回転角は、地盤の弾性変形分 θ^{el} と浮上り変形分 θ^{up} の和 θ' に等しいと解釈する。

さらに、地盤の塑性化を考慮すれば、モーメントは、一定軸力の下では、偏心・傾斜荷重を考慮したときのモーメント支持力を越えることはない。そこで、式 (6) に水平力 $H = 0$ 、鉛直力 $V = V_d$ を代入したときに得られる M の値を M - θ' 関係の限界モーメントであると置

き換えたものを、地盤が塑性化するときの $M-\theta$ 関係であるものとする。最終的に、 $M-\theta$ 関係の逆を取り、 θ から弾性変形分 $\theta^e = M/K_r$ を引けば、 $\theta^{up}-M$ 関係が求まる。

また、 θ^{up} に対応する v^{up} は、次のようにして求めることができる。図-2 に示すように、基礎底面が浮き上がっている面積と基礎底面積の比率を Δ で表すものとすれば、 Δ は次式で表すことができる。

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(\frac{M}{\alpha M_0} - 1 \right) \quad (9)$$

ある時刻 t から $t = t + dt$ の間に回転中心 (接地部中心位置) が変わらないとすると、

$$dv^{up} = - \left(\frac{B}{2} - \frac{(1-\Delta)B}{2} \right) = - \frac{\Delta B}{2} d\theta^{up} \quad (10)$$

したがって、浮上り開始からの累積鉛直変位 $v^{up}-M$ 関係の骨格曲線は次式で与えられる。

$$v^{up} = - \int_{\theta_0}^{\theta} (\Delta B/2) d\theta \quad (11)$$

以上より、 $\theta^{up}-M$ 関係、 $v^{up}-M$ 関係が求まったので、最終的に浮上り成分に関するコンプライアンスは次式で与えられる。

$$C_{13}^{up} = (1-\xi) \frac{\partial v^{up}}{\partial M}, C_{33}^{up} = (1-\xi) \frac{\partial \theta^{up}}{\partial M}, (\text{Others}) = 0 \quad (12)$$

ここに、 $(1-\xi)$ は以下の理由から乗じられている。死荷重が大きくなると、浮上りによる変位よりも地盤の塑性変形に起因する変位が卓越すると考えられる。一方で、死荷重が小さくなると、地盤の塑性変形に起因する変位よりも浮上りによる変位が卓越すると考えられる。したがって、 $\xi = 1$ のときに浮上りが生じないように、また、 $\xi = 0$ のときには浮上りによる変位が大きくなるように、係数 $(1-\xi)$ を考慮する。

4. 実験概要

図-5 に実験概要を、表-1 に実験ケースを示す。実験データは文献⁶⁾にて公開する。実験パラメータは、基礎底面からの載荷点高さ、地盤の相対密度、載荷パターンである。

実験は、土木研究所基礎特殊実験棟内の土層で行われた。土層の平面寸法は $3\text{ m} \times 4\text{ m}$ で、土槽内に厚さ 2 m の地盤を作成した。地盤材料は、前報³⁾で報告した大型振動台実験で用いた砂と同じ、気乾状態の豊浦標準砂である。振動台実験においては地盤の相対密度 D_r は 80% であったが、本実験では 80% と 60% の2種類の地盤条件が考慮されている。三軸圧縮試験の結果から求めた内部摩擦角 ϕ は、それぞれ 42.1° 、 39.9° であった。

模型を図-6 に示す。模型は鋼製で、基礎、柱、上部構造部からなる。基礎、柱、上部構造の基礎底面から重心高さ、質量、重心周りの回転慣性モーメントを表-2 にま

とめた。基礎部、上部構造部は振動台実験と同一である。柱には、振動台実験のときと同様、 $H-200 \times 200 \times 8 \times 12$ のH型鋼が用いられている一方、高さは振動台実験のときと同じものとそれより柱高の高いものの2種類が用いられている。これにより、基礎に作用するモーメントと水平力の比率を変化させている。低い柱高 (Low pier) の模型を Model L, 高い柱高 (High pier) の模型を Model H と呼ぶ。基礎の平面寸法は $0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m}$ である。基礎底面には11個の2方向ロードセルが設置され、鉛直力とせん断力が計測されている。また、ロードセルにはサンドペーパーが貼り付けられており、地盤との接触面は粗にされている。

過去のいくつかの道路橋橋脚基礎の設計結果について調べて見たところ、死荷重に対する鉛直支持力の安全率は $9.0 \sim 24.0$ の範囲にあり、地震時において浮上りが生じ始める水平震度は $0.07 \sim 0.25$ 程度の範囲にあるが、本実験で用いた模型についてもこれらの値に近い力学特性を有する。

載荷位置は、Model H では基礎底面から高さ 1300 mm 、Model L では底面から高さ 900 mm の位置である。載荷ジャッキと模型の接続には、載荷中の模型の鉛直変位や回転変位が拘束されないような構造の治具を用いた。載荷速度を 10 mm/sec で設定したが、実際の載荷速度は載荷変位が正となるときは平均 7.4 mm/sec 、負となるときは平均 9.7 mm/sec 程度であった。

図-7 に載荷パターンを示す。繰返し載荷の載荷パターンは、繰返し回数の多い Type I 載荷パターンと、繰返し回数が少ない Type II 載荷パターンである⁶⁾。また、Case 2 では一方向のみに載荷を繰返す Type II 載荷パターンを設定した。目標の変位まで載荷し荷重ゼロとなるまで除荷を行う載荷パターンとした。

これらの繰返し載荷パターンで基準となる変位 δ_0 は、それぞれの模型モデル及び地盤の相対密度に対して行われた単調載荷実験 (Case 1, 4, 7) における水平荷重・水平変位関係にて荷重が最大となったときの載荷位置での水平変位とした。各ケースの δ_0 を表-3 に示す。しかし、単純に δ_0 の整数倍で載荷変位を規定するのではなく、中小地震を想定した載荷状態として、 $1\delta_0$ に達する前に δ_0 の $1/8$, $1/4$, $1/2$ の振幅でも繰返しを行った。

以下に示す実験結果のうち、模型の変位は変位計で捕捉されたもの、基礎底面中心位置に作用する鉛直力、水平力、モーメントは基礎底面に設置されたロードセルの計測値から評価されたものである。

5. マクロエレメントのパラメータの設定

前報³⁾と同様の手順で、マクロエレメントのパラメータを設定した。 $D_r = 60\%$ のときのパラメータの一覧

表-1 実験ケース

Case	模型名	載荷パターン	D_r (%)
Case 1	Model H	単調水平載荷	80
Case 2	(High pier)	一方繰返し載荷	
Case 3		交番載荷	
Case 4	Model L	単調水平載荷	80
Case 5	(Low pier)	交番載荷	
Case 6		交番載荷	
Case 7	Model L	単調水平載荷	60
Case 8	(Low pier)	交番載荷	
Case 9		交番載荷	

表-2 模型の重心位置と質量, 回転慣性モーメント

Model H 部位	部位重心位置 (基礎底面から) (m)	質量 (kg)	回転慣性 モーメント (kg-m ²)
上部構造部	1.034	545	9.367
柱部	0.564	57	2.904
基礎部	0.133	308	8.744

Model L 部位	部位重心位置 (基礎底面から) (m)	質量 (kg)	回転慣性 モーメント (kg-m ²)
上部構造部	0.586	566	9.688
柱部	0.341	23	0.254
基礎部	0.131	301	8.537

表-3 載荷変位一覧

Case	δ_0	最大載荷変位	最大回転角
Case 2	11 mm	$8\delta_0$ (=88 mm)	0.068 rad
Case 3			
Case 5	16 mm	$6\delta_0$ (=96 mm)	0.107 rad
Case 6			
Case 8	18 mm	$5\delta_0$ (=90 mm)	0.068 rad
Case 9		$4\delta_0$ (=72 mm)	

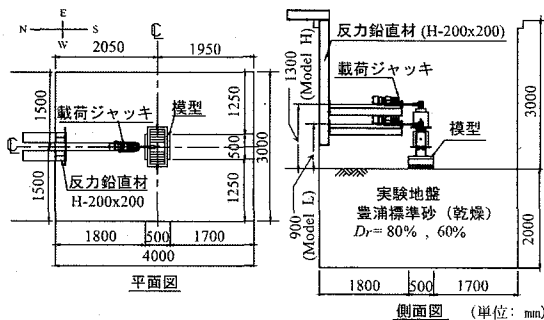
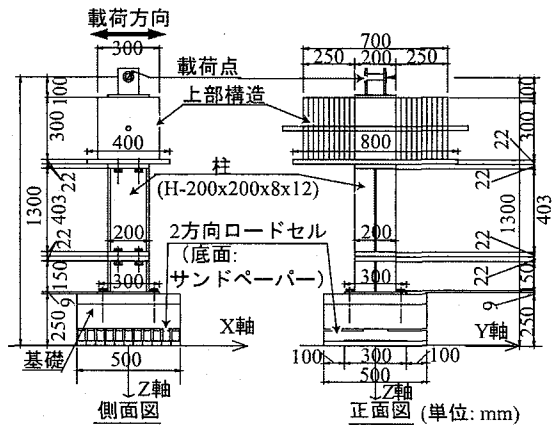


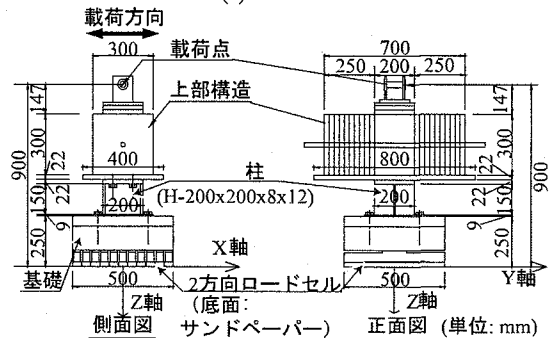
図-5 実験装置概略図

を表-4に示す。 $D_r = 80\%$ のときのパラメータ一覧は前報³⁾を参照されたい。

$D_r = 60\%$ の地盤に関しても、 $D_r = 80\%$ の場合と同様に別途鉛直載荷実験を行っており、その結果に基づき、地盤の鉛直弾性バネ係数 K_v 、中心鉛直載荷に対する極限支持力 V_m 、および降伏局面の発展に関するパラメータ R_0 を設定した。さらに、 R_0 は図-8に示すように、荷重沈下曲線実験値と K_v の設定値を用いて $V-v^{\text{pl}}$ 曲線を求め、特に荷重が小さい段階で同図中の式が実験値に近づくように定めた。設定したパラメータを用



(a) Model H



(b) Model L

図-6 水平載荷実験模型

表-4 弾塑性挙動に関するパラメータ (各種記号は前報³⁾を参照のこと)

パラメータの種類		設定値
弾性バネ定数	K_v (kN/m)	76207
	K_h (kN/m)	62206
	K_r (kN-m/rad)	3777
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	470000
降伏局面の 発展則	R_0 (kN/m)	35801
	V_m (kN)	128.8
	α	2.8
降伏関数	γ	1.7
	ζ	1.0
	μ	0.84
塑性ポテンシャル	ψ	0.45
	λ	0.5
	χ	0.5

いて鉛直載荷実験結果をシミュレートした結果を図-9に示す。計算値は、荷重の大きな範囲で剛性を大きめに評価している。 R_0 は、図-8中の式が実験値の荷重変位曲線全体に渡ってよい一致度となるように設定し直す必要があるかもしれない。

6. 実験・計算結果

浮上りの影響を考慮する場合、しない場合の両者について計算を行った。以後、前者の計算結果を計算値 a、後者の計算結果を計算値 b と呼ぶ。なお、載荷点の変

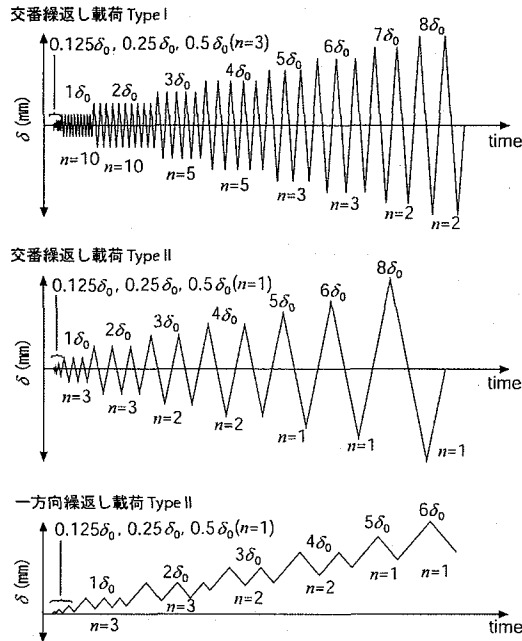


図-7 荷重パターン図 (n は各荷重変位レベルにおける繰返し回数)

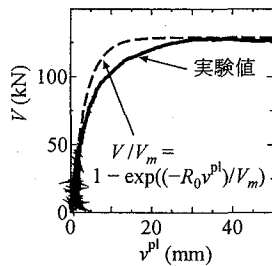


図-8 R_0 の算出

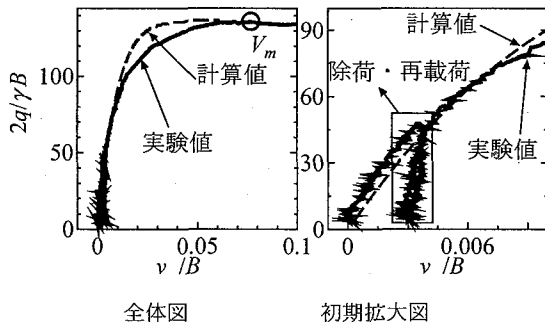


図-9 鉛直荷重実験解析結果

位 δ の入力値は、実験値と各荷重ステップのピーク点のみあわせており、ピーク値間のデータは正弦波で補間している。また、一方向繰返し荷重実験では、荷重点のジャッキを荷重のときは変位で、除荷のときは荷重でコントロールしているが、本研究で用いたプログラムではそのような荷重の制御ができない。そこで、本研究では計算対象からはずした。

(1) Case 6 結果

Case 6 を対象に、実験結果と計算結果の基本的な特徴を考察する。ここに Case 6 は地盤の相対密度が 80%、柱高が低く、Type II 荷重パターンの場合である。図-10 に荷重・変位時刻歴を示す。 V, H は模型自重 V_0 で、 M は $V_0 \times B/2$ で、 v, u は基礎幅 B で無次元化されている。

まず実験結果について見ると、荷重点にて水平変位を与えているだけであるので、試験中、鉛直変位 v が徐々に累積していくところが特徴である。ここに、累積変位(残留変位)は $\delta = 0$ の時刻における基礎の変位のことである。基礎の傾斜に伴い、基礎の一方の端部は浮き上がり、もう一方の端部は地盤に押し込まれる。その結果、荷重変位 δ の絶対値が増加するにつれ、基礎底面中心位置の鉛直変位 v も負の値が増加し(浮上り)、 δ がゼロに戻るにつれ v は正の値を取る。このような様子は、図-11 のモーメントと鉛直変位の履歴ループでも顕著に見られる。

次に、計算結果をみると、計算値 a, b とともに、鉛直荷重はほとんど変動しない一方で、繰返し荷重に伴い鉛直変位の残留値が増大していく傾向を捉えている。また、特に浮上りを考慮した計算値 a は、実験結果の時刻歴に近い。

次に計算結果の H, M の時刻歴を見ると、実験値と計算値 a, b の振幅の最大値はほぼ一致する。時刻歴波形形状については、計算値 a のみが実験値と良い一致を示している。これは、基礎が保持できる荷重が、地盤の極限支持力によるよりも、むしろ浮上りによる影響を受けていることを示している。計算値 b の H, M の履歴は、ともに方形形状になっており、荷重保持がなされる時間が長くなっている。このとき、荷重は破壊曲面上にあるため、地盤には非常に大きな塑性変形が生じることになる。その結果、計算値 b の v の累積の進展が実験結果に比べてかなり過大評価される結果になったものと考えられる。

(2) 地盤密度の違いが実験・計算結果に与える影響 (Case 9)

図-12 に Case 9 の時刻歴を示す。Case 9 は、Case 6 と地盤の相対密度が異なり、 $D_r = 60\%$ の場合である。

実験結果の v の時刻歴を見ると、繰返しが進むに連れ、 $v < 0$ の値が見られなくなり、 $v > 0$ の領域で v は推移する。一方で、 v の値の変動は常に生じている。これは、実験報告書に示されているように⁶⁾、各サイクルでその瞬間の地盤面からの浮上りが生じていることを示している。実験結果が $v > 0$ の領域で推移する場合も、それは初期位置に対する変位であり、実際には基礎直下の地盤面も基礎と共に沈下している。また、計算値

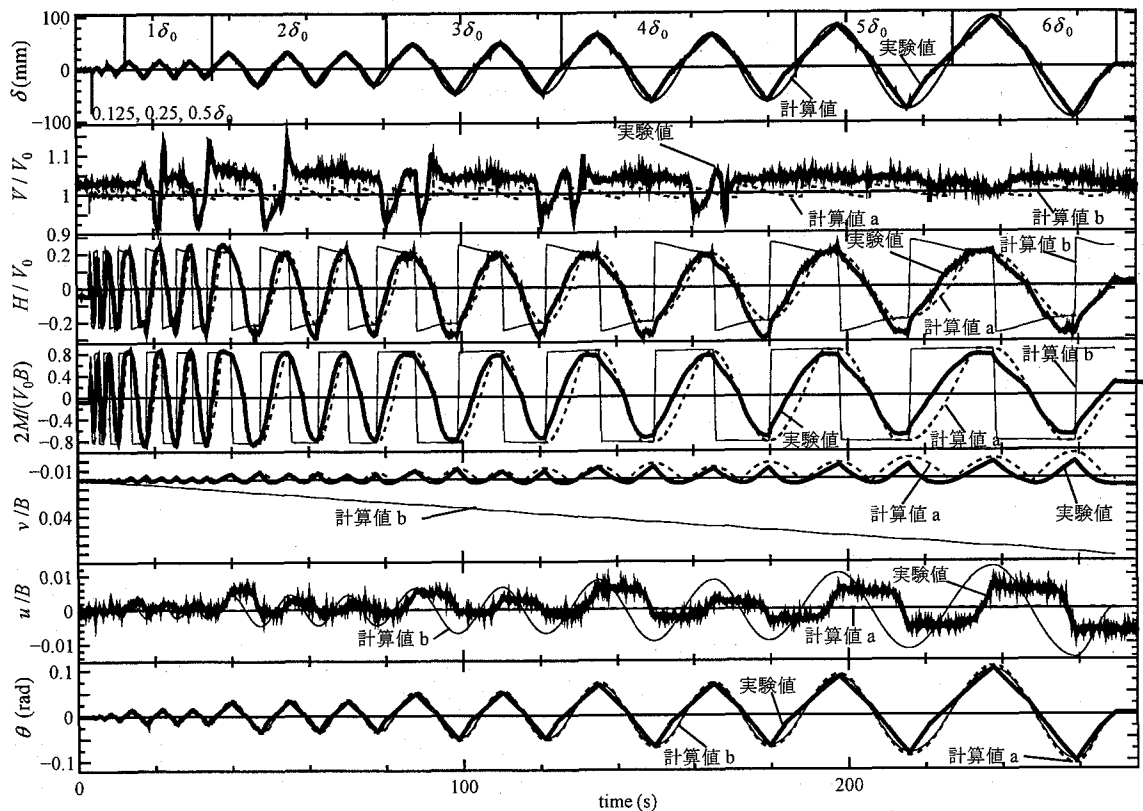


図-10 載荷変位 δ , 基礎底面に作用する鉛直荷重 V , 水平荷重 H , モーメント M 及び基礎底面中心位置の鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ の時刻歴 (Case 6, $D_r = 80\%$, Low pier, Type II)

a の v の時刻歴を見ると, 実験値と同様に, 振動を繰返しながら残留沈下が累積する様子が定性的には再現されている。

Case 6 との比較から, 実験値は, 密度が小さく, 鉛直支持力が小さくなるほど, 同じ $n\delta_0$ のときに残留する沈下量は大きくなる傾向がある。Case 6 と Case 9 において, 実験と計算で得られた各載荷ステップでの残留変位量を比較した結果を図-13, 14 に示す。ここで, 各載荷ステップでの残留変位とは, 載荷変位 $n\delta_0$ サイクルが終了し, 次の載荷変位 $(n+1)\delta_0$ サイクルに移る過程で $M=0$ となった時の基礎底面中心位置での変位である。図より, 計算結果においても, 相対密度が小さい Case 9 の残留変位が大きく評価されており, 地盤の密度が実験結果に与えた影響を予測できている。しかし, $D_r = 80\%$ のとき (Case 6) には $3-4\delta_0$ 程度までは定量的にも一致しているが, $D_r = 60\%$ のとき (Case 9) にはより小さな載荷変位レベルの段階から残留変位量を過小評価している。これは, 浮上りの影響を過大評価していることの問題であると考えられる。また, 単調載荷を受けるとき (Case 7) の $M-\theta$ 関係の実験値と計算値を図-15 に比較したが, 剛性が大きく評価されている。したがって, 前述のように硬化に関するパラメータ R_0 の設定の問題もあると考えられる。

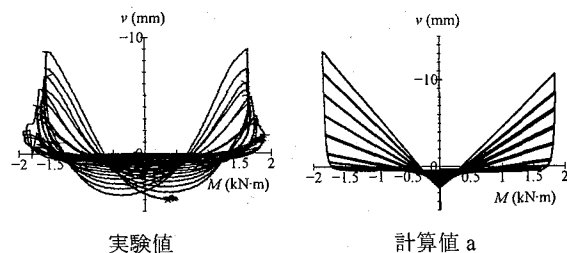


図-11 Case 6 の $M-v$ 関係 ($D_r = 80\%$, Low pier, Type II)

(3) M/H 比の違いが実験・計算結果に与える影響

図-16 に, その他の実験条件は同じで, 載荷高さが異なる Model H と Model L を用いた実験, Case 3 と Case 6 における残留鉛直変位と残留回転角の関係を示す。両ケースの実験結果は, 残留鉛直変位, 残留回転角の両者において差が見られ, 載荷高さが低い Case 6 の方が残留変位量が大きい。地盤の極限支持力や塑性流動は, 基礎底面に作用する $V-H-M$ の比率に応じて変化すること, また, 載荷位置の低い方が, 相対的に浮上りの影響が小さくなり, 地盤の塑性化が進行しやすいと考えられることが違いを生じた理由と考えられる。

図にはそれぞれのケースの計算値 a も示したが, 計算値 a においても Case 6 の方が残留鉛直・回転変位量が大きくなる傾向が再現されている。定量的にも $3\delta_0$ 程

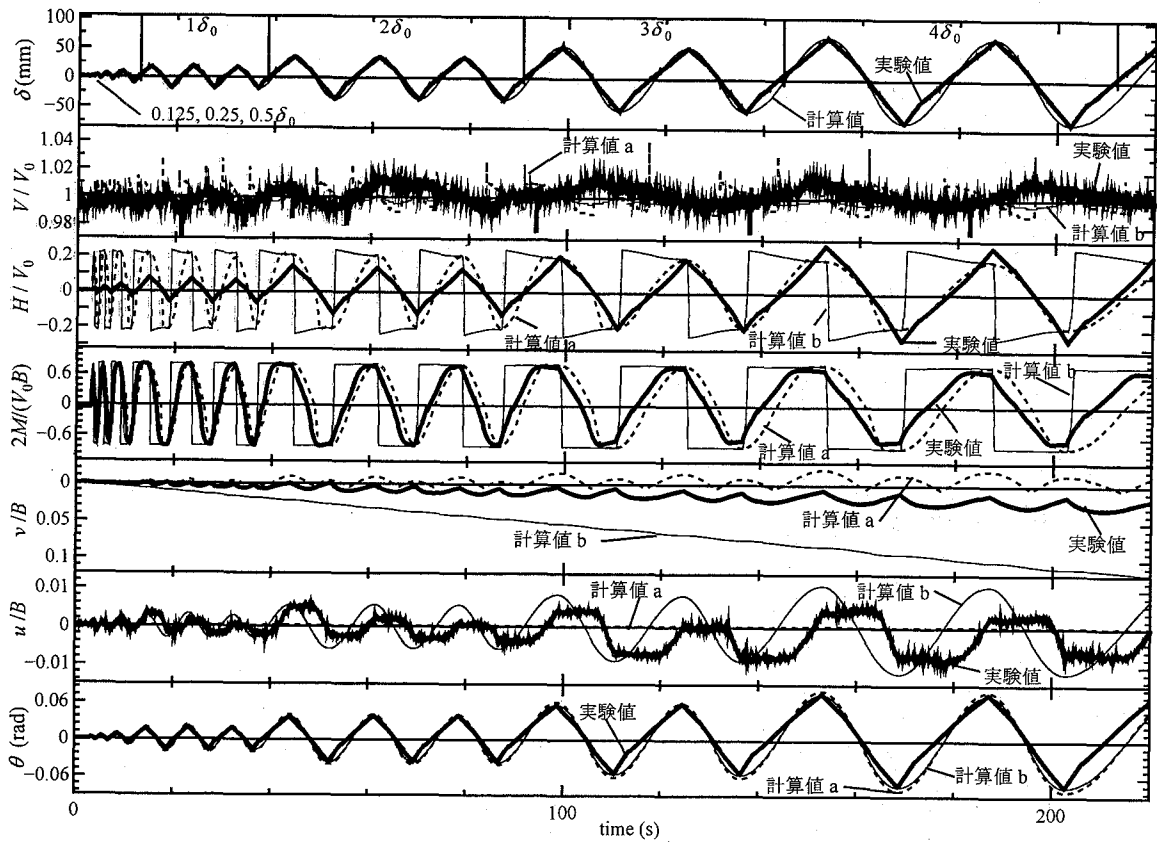


図-12 載荷変位 δ , 基礎底面に作用する鉛直荷重 V , 水平荷重 H , モーメント M 及び基礎底面中心位置の鉛直変位 ν , 水平変位 u , 回転角 θ の時刻歴 (Case 9, $D_r = 60\%$, Low pier, Type II)

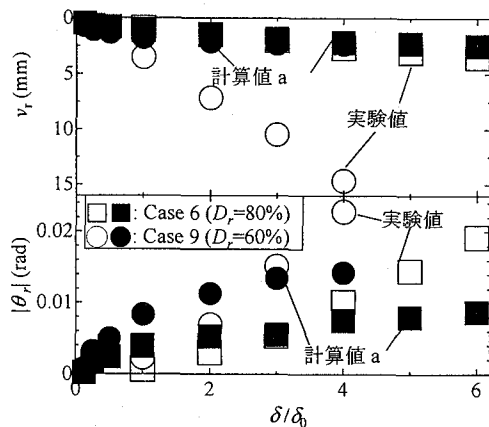


図-13 地盤密度の違うケースにおける残留変位の比較 (計算値 a)

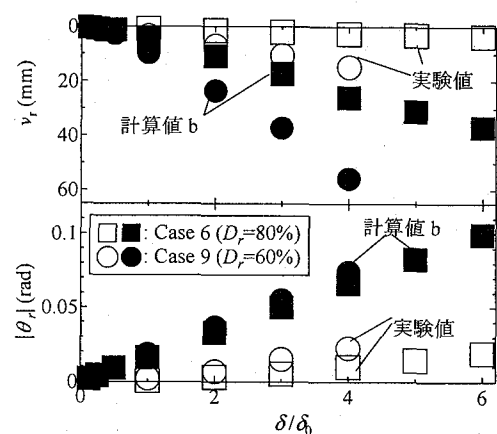


図-14 地盤密度の違うケースにおける残留変位の比較 (計算値 b)

度までは M/H 比の違いによらず計算値は実験値に良く一致する。

(4) 繰返し回数の違いが実験・計算結果に与える影響

各 $n\delta_0$ における繰返し回数の違いが基礎の残留変位に与える影響を比較した結果を図-17に示す。繰返し回数が多い Type I 載荷パターンの場合の方が、同一の載荷レベル $n\delta_0$ における残留沈下が大きく、計算値もそ

の傾向を再現している。また、繰返し回数が少ない場合の方が、計算値は実験値に近くなる傾向が見られる。

7. まとめ

本文では、繰返し偏心外力を受ける直接基礎の挙動に関して実験を行った結果と、著者らが提案した構成則を有するマクロエレメントを用いた非線形動的解析を用いて実験をシミュレートした結果を報告した。マ

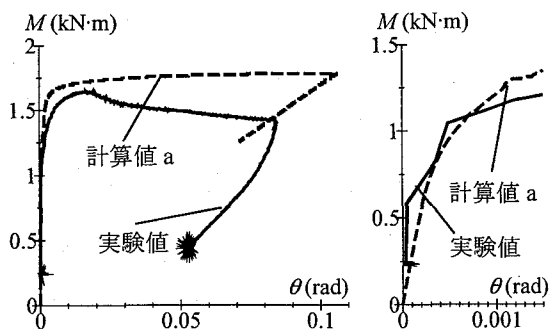


図-15 Case 7 ($D_r = 60\%$, Low pier) における M - θ 関係(左)とその載荷初期の拡大図(右)

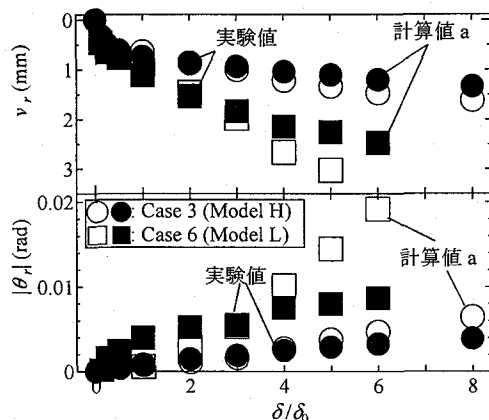


図-16 載荷位置の違うケースにおける残留変位の比較

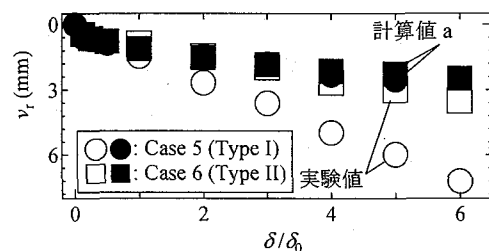


図-17 繰返し回数の違うケースにおける残留変位の比較

クロエレメントのパラメータの値は、実務において土質試験や平板載荷試験から設定可能なものについては本研究でも吟味して設定したが、その他のものは既往の研究で標準的とされる範囲の中から選んだ値である。計算結果は、地盤の密度の違い、および基礎底面中心位置に作用する転倒モーメント・水平力の比率(偏心傾斜率)の違いという支持力の違いが与える基礎の挙動の違い、さらに繰返し載荷においては同一振幅で与える繰返し回数の違いという載荷特性の違いが与える基礎の挙動の違いを再現した。前報で、提案モデルが、直接基礎を有する構造物の耐震性を評価するための良いツールとなる可能性を示したが、本文の結果は、それを裏付けるものである。

もちろん、残留変位量の定量的な予測精度は、未だ

十分というわけではなく、現状のモデルでは $3\delta_0$ (δ_0 = 載荷点における最大荷重時の水平変位) 程度までを追跡するのが限界のようである。特に、地盤が緩い場合には劣る。これは、浮上りが一旦生じると、浮上りの影響が基礎の変位に過大な影響を与えてしまうためと考えられる。今後も、浮上りに関する構成則を改善するなどし、実験結果との比較を通じてモデルの評価を繰り返すことで、提案モデルの定量的な評価が定まるものと考えられる。

参考文献

- 1) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlements of shallow foundations on sand, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- 2) Paolucci, R.: Simplified evaluation of earthquake-induced permanent displacements of shallow foundations, *J. of Earth. Engrg.*, Vol. 1, No. 3, pp. 563-579, 1997.
- 3) 白戸真大, 河野哲也, 中谷昌一: 直接基礎の地震時挙動に関する数値モデルの開発(その1), 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 2007.
- 4) Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook* Ch 15 (ed. Fang, H. Y.), van Nostrand Reinhold, NY, pp. 553-593, 1991.
- 5) Cremer, C, Pecker, A and Davenne, L: Cyclic macroelement for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 25, pp. 1257-1284, 2001.
- 6) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一: 直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験, 土木研究所資料, 第4027号, 2007.2. (印刷中)