

液状化土の粘弾性的特性に関する考察

濱田 政則¹・松本 浩一郎²・森 厚憲²・樋口 俊一³

¹工博 早稲田大学 理工学部 土木工学科 教授 (〒169-0072 東京都新宿区大久保3-4-1)

²早稲田大学大学院 理工学研究科 (〒169-0072 東京都新宿区大久保3-4-1)

³株式会社 大林組 技術研究所 土木耐震構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

The elastoplastic and viscous properties of perfectly liquefied soil were investigated by flow tests of model grounds and experiments on the external force acting on model piles in flowing liquefied soil. It was found that the viscous force was dominant in the flow of the liquefied soil, where the relative density was comparatively low but that an elasto-plastic force on the pile was dominant until the excessive pore water pressure reached the effective overburden pressure.

Key Words: Liquefaction, Ground flow, Model test, Foundation pile, Viscosity.

1. はじめに

液状化地盤が水平方向に数mのオーダーで移動する現象、いわゆる側方流動の発生メカニズムに関しては、1)液状化土の剛性が著しく低下し、地盤の自重により変位が生ずるとの考え方、2)液状化土の流体としての挙動によって大変位が発生するとの考え方など各種の説明がなされており、研究者間でのコンセンサスが形成されていないのが現状である。また、液状化土の流動中に杭に作用する外力についても、地盤変位をばねを介して作用させる固体としての考え方および抗力として取り扱う流体としての考え方などが提案されているが、この問題についても研究者の見解が分かれている。

本論文では、まず重力場の模型地盤の流動実験に粘弾性モデルを適用することにより液状化土の流動における弾塑性的特性および粘性的特性の影響を検討した。さらに、遠心載荷場での模型地盤の流動実験結果を用い、液状化土が杭に及ぼす外力の粘弾性的特性を検証した。

2. 重力場における流動実験

(1) 実験の方法

重力場の実験に用いた土槽および模型地盤の概要を図1に示す。模型地盤の流動方向の長さは3.0 m、幅1.0 mで、地盤厚は45 cmである。地盤材料は遠州灘の浜砂で平均粒径、均等係数はそれぞれ0.19 mm、2.1である。模型地盤の相対密度は40%である。土槽は剛土槽で振動台に一定の傾斜(6%)をもって固定されている。地下水位は図示するように斜面下端において地表面に位置しているが模型地盤は地下水位以上の地盤もほぼ飽和状態にあると考えられる。流動直角の水平方向に振幅400 cm/s²、振動数5^{1/2}の正弦波加速度により模型地盤を加振して液状化させ、下

方への流動を生じさせる。加振は地盤の流動中継続している。

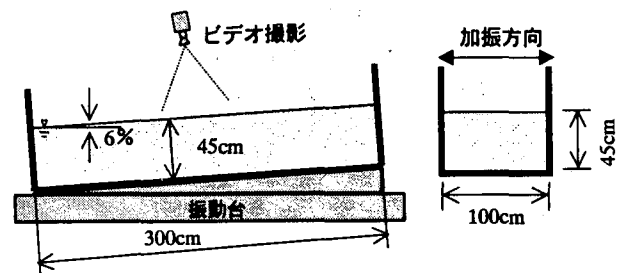
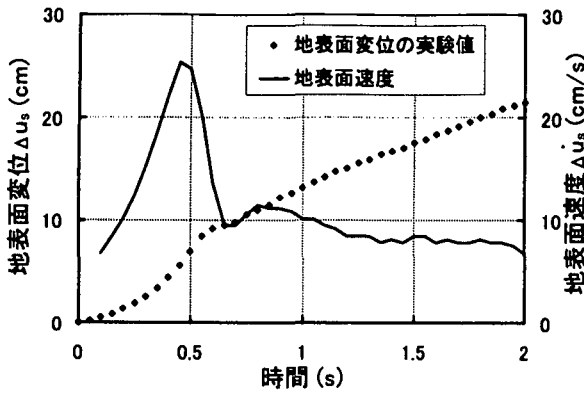


図1 重力場の流動実験に用いた土槽及び模型地盤

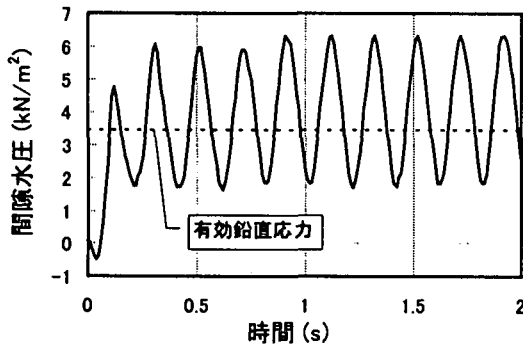
土槽中央部地表面に設置されたマーカーの変位をビデオカメラによって撮影することにより地表面変位の時刻歴を測定し、これを数値微分することにより地表面速度の時刻歴を算定して液状化土の流動中の物性を検討した。

(2) 粘弾性体としての流動特性の検討

図2(a)に加振開始より2秒間の土槽中央部の地表面の変位の時刻歴およびそれを数値微分して求めた速度の時刻歴を表す。得られた地表面変位を各時刻において時間間隔0.2秒で2次関数で補間し、微分することによって地表面速度を算定した。また、図2(b)は土槽中央部の地表面より40 cmの深さにおける間隙水圧の時刻歴である。図2(b)によれば加振開始直後に間隙水圧が有効応力に達していることが分かる。図2(a)に示すように地表面速度は加振後増加するが、最大速度に達した後減少し、その後ほぼ一定速度を維持している。速度が減少することの理由として、液状化土の圧密による締固めが生じていることが挙げられる。図3は模型地盤における流動実験の前後の模型地盤の相対密度を示す。実験後の相対密度が増大していることが分かる。

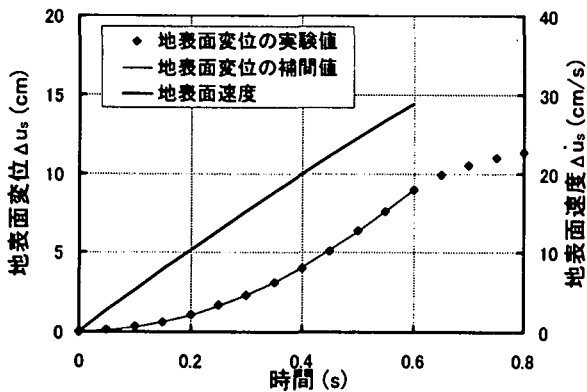


(a) 地表面変位と速度の時刻歴(0~2.0s)



(b) 間隙水圧の時刻歴

(土槽中央部, 地表面より40cmで測定)



(c) 地表面変位と速度の時刻歴(0~0.6s)

図2 重力場の流動実験の事例(層厚45cm)

模型地盤の締固めは, 図 2(a)に示すように0.7秒以降は地表面速度がほぼ一定となっていることから, 最大速度を記録した時刻より一定速度になる時刻の間で生じているものと推定される。このため, 図 2(c)に示す流動の初期の部分を用いて液状化土の粘弾塑性的特性を検討することとした。

図 2(c)は加振開始より0.6秒間の時刻歴であり, 地表面速度は, 0~0.6秒間の変位の時刻歴全体を3次関数で補間して求めたものである。図 2(a)によれば0.5秒付近で最大速度を記録しているが, 図 2(c)ではこの時間帯でも単調に速度が増大している。これは速度を算定するための補間の方法が異なるためであるが, 図 2(c)に示すように0.6秒までの変位を3次関数で補間した変位は実験値と良く一致してお

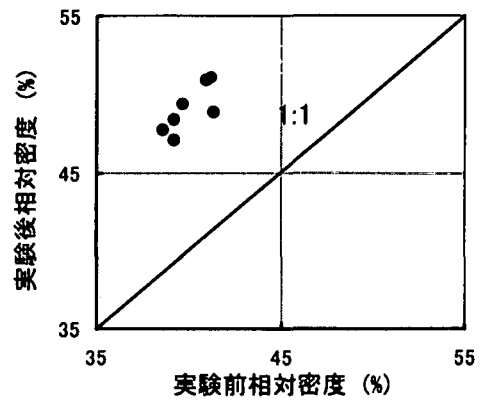


図3 流動実験前後の相対密度

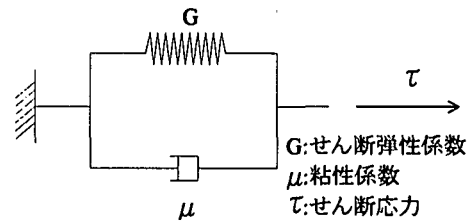


図4 液状化土のVoigt型粘弾性体へのモデル

り, 速度を算定するための補間方法として信頼できるものと考えられる。

模型地盤の流動実験によって得られた地表面変位と地表面速度を図 4に示すVoigt型の粘弾性モデルを用いて解釈することにより, 液状化土の流動中の弾性的および粘性的性質を検討した。

土槽の中央部の地盤の流動を図 5に示すような一次元の粘弾性体の流れと仮定する。

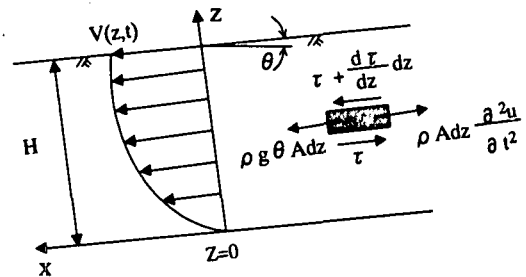


図5 1次元の粘性流体の流れ

図 5において深さ z における微小切片の釣合いを考えれば

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho g \theta \quad (1)$$

が得られる。上式において u , τ は深さ z における地盤変位とせん断応力, ρ , θ , g はそれぞれ液状化土の密度, 地表面勾配および重力加速度であり, t は時間である。図 4の Voigt モデルにおけるせん断応力 τ とせん断ひずみ γ およびせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ の関係は

$$\tau = G\gamma + \mu\dot{\gamma} \quad (2)$$

となる。従って、

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial z} + \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} \quad (3)$$

となり、これを式(1)に代入すれば

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \mu \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} - G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \rho g \theta \quad (4)$$

が得られる。地盤変位 $u(z, t)$ の解を

$$u(z, t) = \sum_{i=1,3}^{\infty} q_i(t) \cdot \sin \frac{i\pi}{2H} z \quad (5)$$

とおけば、

$$\ddot{q}_i(t) + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{i\pi}{2H} \right)^2 \dot{q}_i(t) + \frac{G}{\rho} \left(\frac{i\pi}{2H} \right)^2 q_i(t) = \frac{4}{i\pi} g \theta \quad (6)$$

が得られる。 $z=H$ すなわち地表面の変位 $u_s(t)$ として簡略化のため、式(5)の一次の変位モードだけを考えれば $u_s(t) = q_1(t)$ となって

$$\ddot{u}_s(t) + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 \dot{u}_s(t) + \frac{G}{\rho} \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 u_s(t) = \frac{4}{\pi} g \theta \quad (7)$$

となる。 $t=0$ において地表面の傾斜によって初期変位 u_{s0} が生じていると考えれば

$$u_s(t) = u_{s0} + \Delta u_s(t) \quad (8)$$

となる。実験では $\Delta u_s(t)$ を観測していることになる。式(7)を $\Delta u_s(t)$ を用いて整理すれば

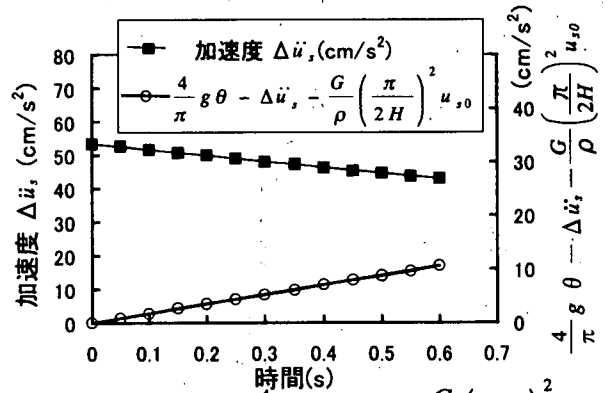
$$\begin{aligned} & \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 \Delta \dot{u}_s(t) + \frac{G}{\rho} \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 \Delta u_s(t) \\ & = \frac{4}{\pi} g \theta - \Delta \ddot{u}_s(t) - \frac{G}{\rho} \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 u_{s0} \end{aligned} \quad (9)$$

を得る。左辺の第1項は粘性力を示し、第2項は弾塑性力を示す。模型地盤の流動実験において、図2(c)に示すように変位の時刻歴 $\Delta u_s(t)$ および速度の時刻歴 $\Delta \dot{u}_s(t)$ は求められている。速度の時刻歴をさらに数値微分することにより加速度の時刻歴 $\Delta \ddot{u}_s(t)$ を図6(a)に示すように求めることができる。

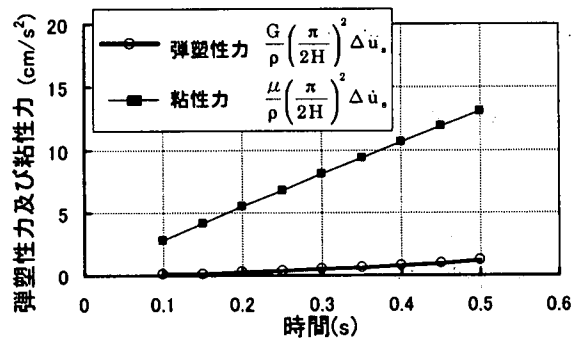
式(9)において、 $t=0$ で $\Delta u_s = 0$ 、 $\Delta \dot{u}_s = 0$ により右辺が0となるため、初期変位 u_{s0} を含む右辺第3項を決定することができる。この時刻歴と加速度の時刻歴を図6(a)に示す。

図2(c)に示した変位と速度の時刻歴および図

6(a)の式(9)右辺の時刻歴を用い、最小二乗法により式(9)の左辺の粘性係数 μ と左辺のせん断弾性係数 G を同定した。粘性係数とせん断弾性係数は時刻毎に刻々同定するが、それぞれの同定に用いる時間区間は0.2秒とした。



(a) 加速度および $\frac{4}{\pi} g \theta - \Delta \ddot{u}_s - \frac{G}{\rho} \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 u_{s0}$ の時刻歴



(b) 同定された弾塑性力と粘性力の時刻歴

図6 重力場の実験により同定された弾塑性力と粘性力

同定結果を図6(b)に示す。これによれば式(9)の左辺の第1項すなわち粘性に関する項が第2項の弾塑性に関する項よりもはるかに大きく、模型実験における液状化土の流れには粘性項が卓越していることを示している。このことは液状化地盤の流れを検討する上で液状化土の粘性的性質を明らかにする必要があることを示していると考えられる。

3. 杭に作用する流動外力の評価

(1) 実験の概要

遠心場の実験に用いた模型地盤と模型杭を図7に示す。模型地盤は流動方向の長さ1.0m、幅1.0mで、水中落下にて作成した。模型地盤の層厚は土槽中央で25cm、地表面勾配は10%の地盤である。模型地盤中央に杭径20mmのステンレス製模型杭を設置し流動による杭の曲げひずみを測定した。表1に示す条件で3種類の実験を行った。模型地盤の層厚、相対密度、遠心加速度は同一である。加振加速度はE1で一定振幅の正弦波 ($490 \text{ cm/s}^2 \times 30$) で、E2、E3では振幅が徐々に増加するスイープ波 (最大加速度振幅 E2: $150 \text{ cm/s}^2 \times 30$, E3: $450 \text{ cm/s}^2 \times 30$) である。スイープ波で最大加速度に達するまでに約0.3秒

を要している。

表 1 実験条件

実験名	模型地盤層厚 (cm)	相対密度 (%)	遠心加速度 (G)	加振の方法	過剰間隙水圧比
E1	25	38	30	490cm/s ² × 30 10波	1.0
E2	25	40	30	150cm/s ² × 30 25波	0.3
E3	25	43	30	450cm/s ² × 30 25波	1.0

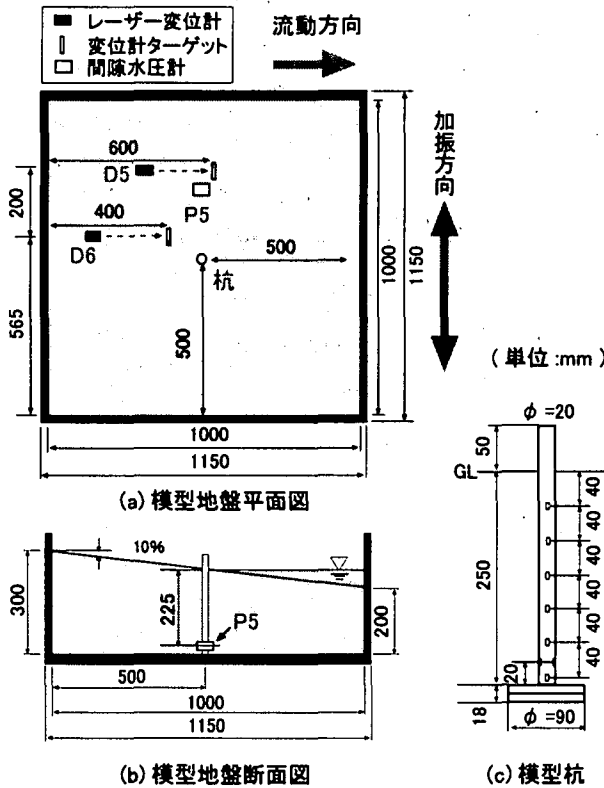


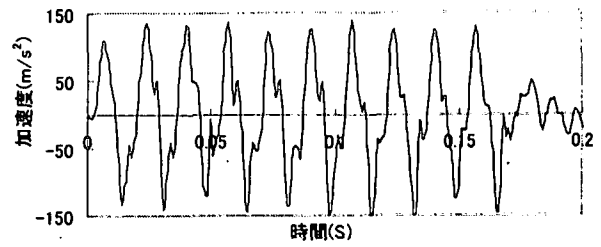
図 7 模型地盤、模型杭と各計測器の配置

図 8～図 10 に各実験ケースにおける加振加速度、間隙水圧、曲げモーメント、地表面変位および地表面速度を示す。図に示すモーメントは杭の深さ方向 2 断面におけるひずみ記録より求めた値である。また、地表面変位はレーザー変位計による実験値 (E1:D5, E2:D6, E3:D6) をローパスフィルタ (0～5^{1/5}) で平滑化した値である。地中変位は深さ方向の変位分布を 1/4 正弦波として地表面変位より求めたものである。地表面速度は地表面変位を各時刻において 0.05 秒間を直線補間して求めた値である。

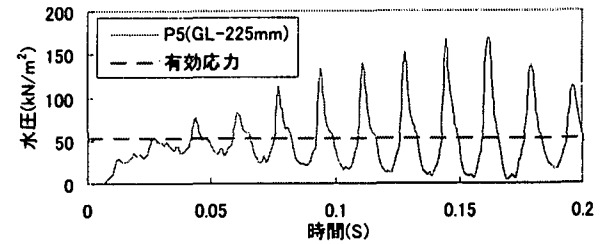
図 8 に示すように実験ケース E1 では加振開始直後に過剰間隙水圧が有効応力に達し、液状化状態となっている。これに対し、図 9 の実験ケース E2 では、過剰間隙水圧が有効応力に達していない。図 10 の実験ケース E3 では加振開始後約 0.3 秒経過した後、液状化状態となっている。

(2) 杭に作用する流動外力の評価

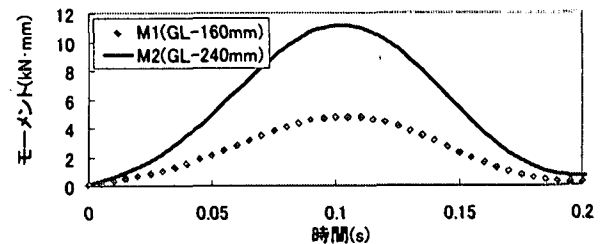
液状化土の流動によって模型杭に作用する外力を図 11 に示す粘弾性モデルにより評価する。杭には杭と地盤の相対変位による弾塑性力および相対速度による粘性力が作用するモデルであるが、本実験では杭の変形が地盤変位に比較し著しく小さいため、



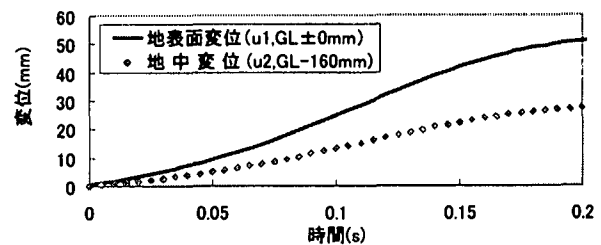
(a) 振動台加速度 (E1)



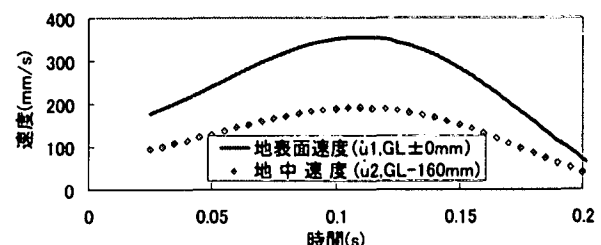
(b) 間隙水圧 (E1)



(c) モーメント (E1)



(d) 地表面と地中の変位 (E1)



(e) 地表面および地中での速度 (E1)

図 8 実験ケース E1 の結果

地盤の絶対変位と絶対速度を入力とした。

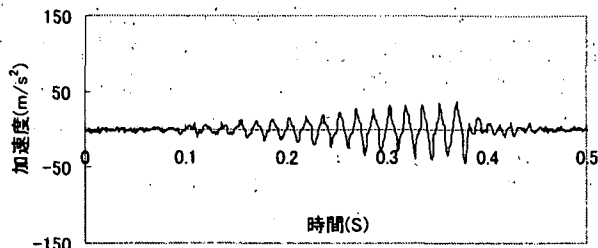
杭の深さ方向の 2 地点での曲げモーメント M_1 , M_2 は

$$M_1 = (k_1 u_1 + c_1 \dot{u}_1) \cdot l_3 \quad (10)$$

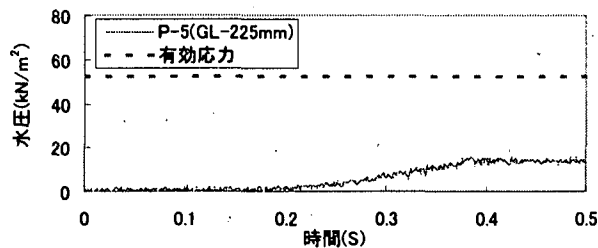
$$M_2 = (k_1 u_1 + c_1 \dot{u}_1) \cdot l_1 + (k_2 u_2 + c_2 \dot{u}_2) \cdot l_2 \quad (11)$$

と表される。ここで k_1 , k_2 は地盤のばね定数, c_1 , c_2 は粘性より決まる減衰定数である。

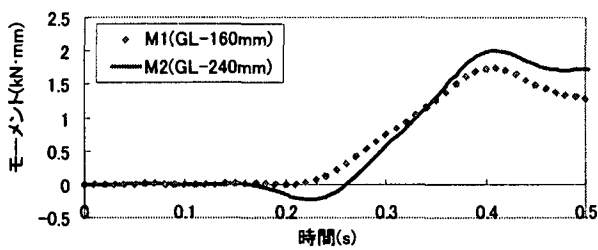
図 8～図 10 に示したモーメント、変位、及び速度の時刻歴を用い、各時刻においてはばね定数 k_1 , k_2



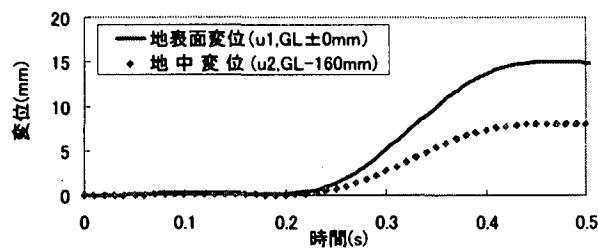
(a) 振動台加速度 (E2)



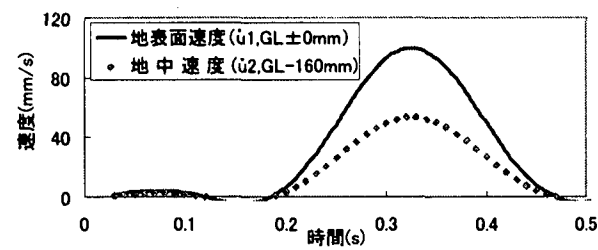
(b) 間隙水圧 (E2)



(c) モーメント (E2)

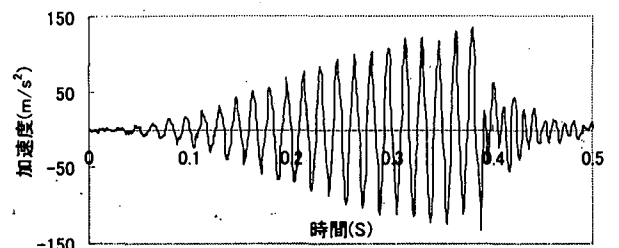


(d) 地表面と地中の変位 (E2)

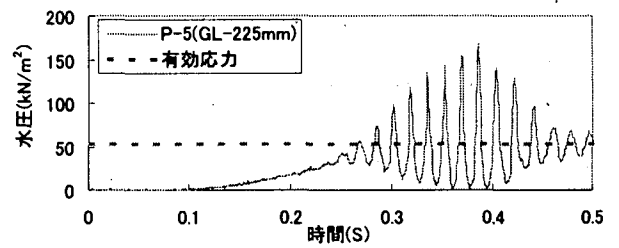


(e) 地表面および地中での速度 (E2)

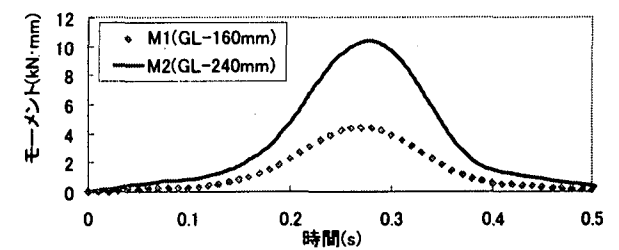
図9 実験ケースE2の結果



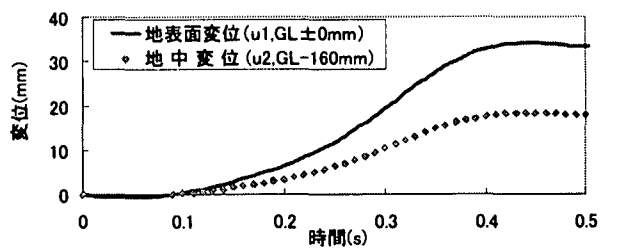
(a) 振動台加速度 (E3)



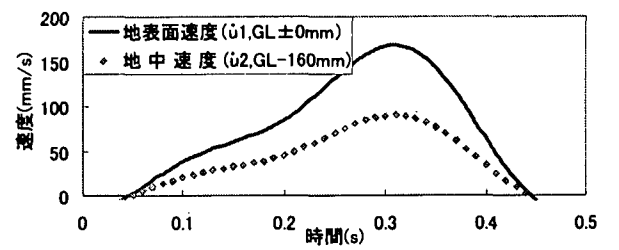
(b) 間隙水圧 (E3)



(c) モーメント (E3)



(d) 地表面と地中の変位 (E3)



(e) 地表面および地中での速度 (E3)

図10 実験ケースE3の結果

および減衰定数 c_1 , c_2 をその時刻を中心とした 0.05 秒間のデータを用いて最小二乗法によって同定した。各ケースの同定結果を図 12~図 14 に示す。

実験ケース E1 では加振開始時点から弾性力が次第に減少し、逆に粘性力が増加して、最大曲げモーメントを記録する 0.1 秒付近では粘性力が卓越することが分かる。弾性力が負になるのは同定の方法に問題があると考えられるが、弾性力が極めて小さくなっていることを示唆していると考えられる。

過剰間隙水圧が有効応力に達していない実験ケース E2 の結果を図 13 に示す。これによれば弾性力が常に卓越し粘性力が小さいことが分かる。

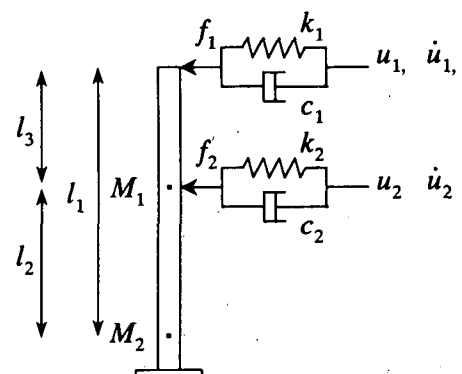
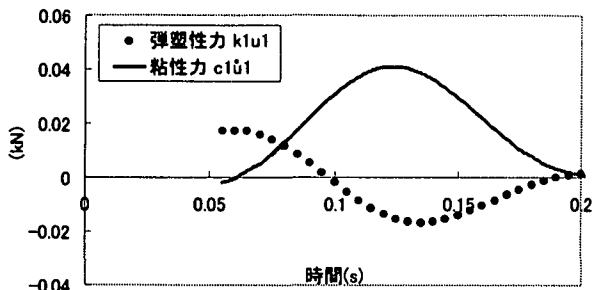
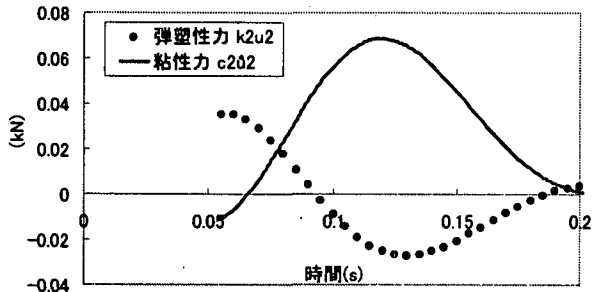


図11 液状化土の粘弾性的特性検出モデル

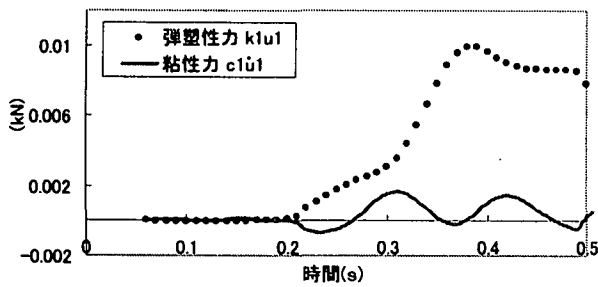


(a) 地表面 弾性力と粘性力 (E1)



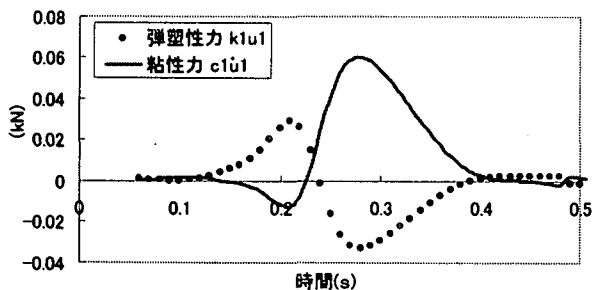
(b) 地中 弾性力と粘性力 (E1)

図 12 実験ケース E1 の同定結果

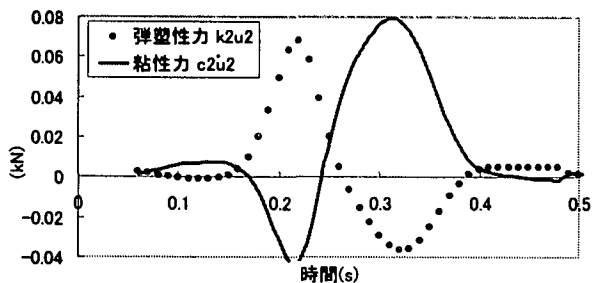


(a) 地表面 弾性力と粘性力 (E2)

図 13 実験ケース E2 の同定結果



(a) 地表面 弾性力と粘性力 (E3)



(b) 地中 弾性力と粘性力 (E3)

図 14 実験ケース E3 の同定結果

一方、実験ケース E3 の図 10(b)によれば過剰間隙水圧が有効応力に達するまでに約 0.3 秒を要している。図 14に示すように、この時間領域においては弾性力が卓越し、過剰間隙水圧が有効応力に達した後は粘性力が支配的となっている。しかしながら、この場合も弾性力と粘性力が負と同定される区間があり同定の方法に問題に改善の余地があることを示している。

4. まとめ

液状化土の流動実験を粘弾性モデルを用いて評価した結果、相対密度が 40% 前後と比較的緩詰めであった本実験においては粘性力が卓越することが分かった。また、遠心載荷場における杭の流動外力実験では、過剰間隙水圧が有効応力に達した液状化状態では流体力が卓越していることが示された。

謝辞

本研究は平成 13 年度科学技術振興調整費による総会研究「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上」によるものである。ここに記して関係各位に謝意を表する。

(参考文献)

- 1) 濱田政則、若松加寿江：液状化による地盤の水平変位の研究。土木学会論文集 No. 596/Ⅲ-43, pp. 189-208, 19986
- 2) 濱田政則、柳瀬和俊、中村正樹：傾斜地盤における側方流動のメカニズムと変位量の予測～その 1, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集/Ⅲ-A104
- 3) 濱田政則、甲村雄一、柳瀬和俊：傾斜地盤における側方流動のメカニズムと変位量の予測～その 2, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集/Ⅲ-A105