

# 震動に対する矩形土槽内の緩詰め砂質 地盤の変動間隙圧応答

関口秀雄<sup>1</sup>・金夏永<sup>2</sup>・宮本順司<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 京都大学防災研究所教授 災害観測実験センター (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

<sup>2</sup>正会員 工修 東洋建設株式会社 鳴尾研究所土質研究室 (〒663-8142 西宮市鳴尾浜1丁目25番1)

<sup>3</sup>正会員 工修 京都大学大学院 工学研究科土木工学科 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

緩詰め飽和砂質地盤が地震動を受ける場合、地盤は過剰間隙圧の蓄積により、液状化に至る。液状化した土はせん断抵抗を失うのみならず、動土圧を壁面に作用させると考えられている。本研究では、完全液状化した水底地盤を高密度流体と仮定し、二層流体系の変動圧の理論解を導くとともに、弾塑性連成震動解析と遠心力場震動実験を実施している。外部流体/地盤系の挙動予測と遠心力場震動実験の結果を対比することにより、地盤内部の過剰間隙圧の蓄積および動水圧の発現性状について検討する。

**Key Words:** Centrifuge shaking table test, Excess pore pressure, Fluid pressure fluctuation, Liquefaction, Saturated Soil Deposit

## 1. はじめに

緩詰め砂質地盤を水平振動させると、過剰間隙圧変動として、一般に残留成分と振動成分が観察される。残留成分に関しては、その蓄積により地盤が液状化に至ることが知られている。地震時の間隙圧の振動成分に関しては、壁面部に作用する動土圧問題として興味もたれてきた。土田<sup>1)</sup>は、矩形土槽内に作成した水平砂地盤に対して1G場で水平振動実験を行い、液状化土が土槽壁に及ぼす圧力を測定した。その結果、間隙水圧の振動成分の振幅がWestergaardによる近似式で表されることを示した。この考え方は、近年では、ケーソン式護岸模型の振動実験において、液状化した背後地盤がケーソン鉛直面に及ぼす動土圧の評価に適用されている<sup>2)</sup>。このように、地震動による間隙圧の振動成分に関しては、壁面部における鉛直分布が実用的見地から検討されているが、残留間隙圧の蓄積特性とリンクさせた基礎的研究は少ない。

本研究では、水底地盤を想定した外部流体/砂質地盤系を矩形容器内で作成し、水平加震した場合の

応答を詳しく調べる。すなわち、残留過剰間隙圧の蓄積、ならびに動水圧の鉛直分布及び水平分布について詳しく調べる。

具体的には、以上のことを総合的に考察するために、①矩形容器内における二層流体の液面動揺の理論解、②弾塑性有限要素法、③遠心力場震動実験の手法を用いる。

## 2. 二層流体系における動水圧理論

完全液状化した地盤(平均有効応力  $p'=0$ )を高密度

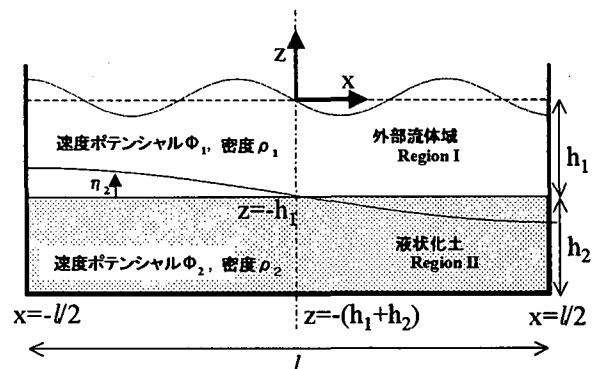


図-1 水平加震を受ける矩形容器内の二層流体系

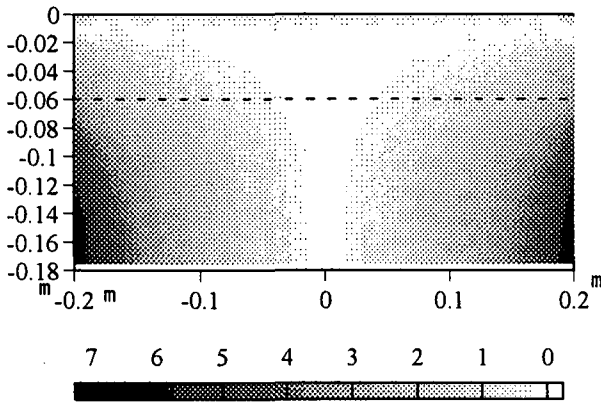


図-2 二層流体系における動水圧振幅(単位: kPa)の空間分布

の完全流体と仮定し、矩形容器内における二層流体系の振動の問題を考える(図-1 参照)。高密度流体(液状化地盤)内で発生する動水圧に関する表現を、矩形容器内の一層流体の液面動揺理論<sup>3)</sup>を参考にして導く。すなわち、容器が  $A \cdot \sin \omega t$  で水平振動する場合、液状化土(領域 II)における動水圧  $p$  は、次式のように導くことができる。

$$\begin{aligned}
 p &= \rho_2 \cdot \frac{\partial \Phi_2}{\partial t} \\
 &= \rho_2 \cdot A \omega^2 (\sin \omega t) \cdot \left\{ \begin{aligned} &x - \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot \frac{4l}{\pi^2 (2n+1)^2} \left( \frac{\omega^2}{B_n \omega^2 - N g \frac{(2n+1)\pi}{l}} \right) \\ &\frac{(-B_n \sinh \left( \frac{(2n+1)\pi h_1}{l} \right) + \cosh \left( \frac{(2n+1)\pi h_1}{l} \right))}{\sinh \left[ \frac{(2n+1)\pi h_2}{l} \right]} \\ &\cosh \left( \frac{(2n+1)\pi (x + h_1 + h_2)}{l} \right) \cdot \sin \frac{(2n+1)\pi x}{l} \end{aligned} \right\} \quad (1)
 \end{aligned}$$

ここで、 $A$ : 容器の水平変位振幅、 $\omega$ : 振動角周波数、 $N g$ : 遠心加速度、 $\rho_1$ : 外部流体の密度、 $\rho_2$ : 液状化土の密度、 $h_1$ : 外部流体の厚さ、 $h_2$ : 液状化土の厚さ、 $l$ : 矩形容器幅、 $B_n$  は上部流体と下部流体の密度比に関する係数で  $B_n = f(\rho_2 / \rho_1, \omega, l, h_1, h_2)$  である。

式(1)による矩形容器内の二層流体で発生する動水圧振幅の計算結果例を図-2 に示す。ここに、用いたパラメータは、後述の遠心力場震動実験(図-3 参照)に対応するものである。外部流体/液状化地盤系における動水圧の振幅は、地盤浅部から深部になるにつれて大きくなっている。また、土槽中央( $x=0$ )から土槽壁面に近づくにつれて動水圧振幅が大きくなる傾向が明らかである。

### 3. 弾塑性連成震動解析

著者らは二相系弾塑性地盤の地震時挙動の予測を

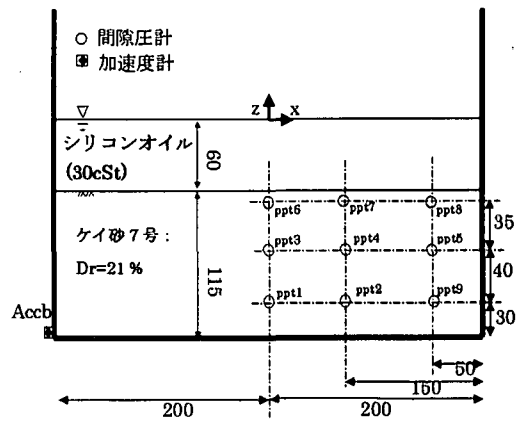


図-3 遠心力場震動実験に用いた模型(30G 場)

可能とするために、非線形連成震動解析プログラムを開発した<sup>4)</sup>。具体的な有限要素方程式は以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 \left[ \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] + [K^*] \right] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta p \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} \Delta Q \\ 0 \end{Bmatrix} + \\
 \left[ \frac{1}{\beta \Delta t} [M] + \frac{\gamma}{\beta} [C] \right] \begin{Bmatrix} \dot{u}_i \\ 0 \end{Bmatrix} + \left[ \frac{1}{2\beta} [M] + \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t [C] \right] \begin{Bmatrix} \dot{u}_i \\ 0 \end{Bmatrix} & (2)
 \end{aligned}$$

ここに、 $\Delta u$  は変位増分、 $\Delta p$  は過剰間隙水圧増分で、 $\{\Delta Q\} = -[M] \{\Delta \ddot{u}_g\}$  である。ここに、 $[M]$  は質量マトリックス、 $\{\Delta \ddot{u}_g\}$  は入力地震加速度増分ベクトルを表す。本プログラムの定式化においては、土粒子と間隙流体はともに、非圧縮性を仮定している。液相の運動方程式にはダルシー則を組み込み、その離散化に当っては、差分法を用いた。なお、過剰間隙水圧は要素内では一定と仮定している。時刻歴解析には線形加速度法の一つである Newmark の  $\beta$  法を用いた。

土の構成式としては、粒状土の現実的な繰返し塑性性を表現しうる 2D-Pastor モデル<sup>5)</sup>を用いている。本研究に用いた構成モデルパラメータを表-1 に示す。

有限要素解析の対象は剛な矩形土槽内に造成された飽和水平砂地盤である。すなわち、図-3 に示す遠心力場震動実験模型を実物換算して有限要素解析に用いた。地盤は、幅 12m、高さ 3.45m であり、320 要素に分割した。なお、本解析では、外部流体の影響は考慮していない。

入力地震動の水平加速度は遠心力場震動実験の台加速度を実物換算して用いている。具体的には、入力地震動の水平加速度は sin 波で、振幅は 0.1G、周波数は 1Hz である。

表-1 構成モデルパラメータ

Mg	Mf	$\alpha$	$\beta_0$	$\beta_1$	$H_0$	$H_{0c}$	$\tau_u$	K0
1.26	0.7	0.45	4.0	0.2	700	8000	4	0.5

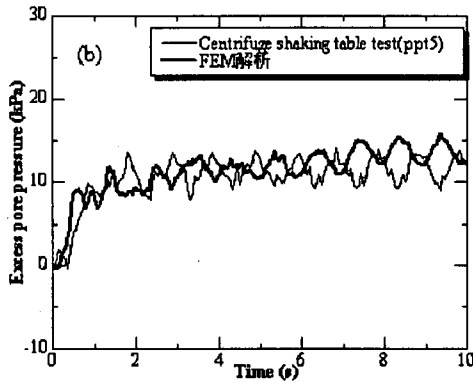
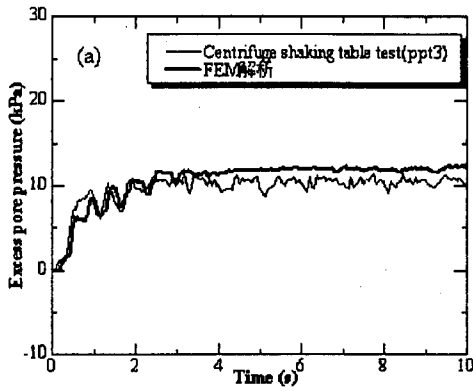


図-4 地盤中部および壁面近傍における過剰間隙圧の時刻歴

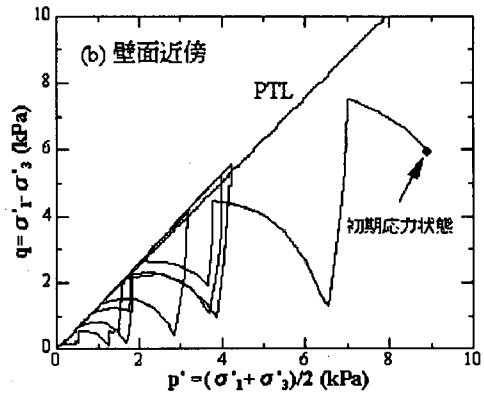
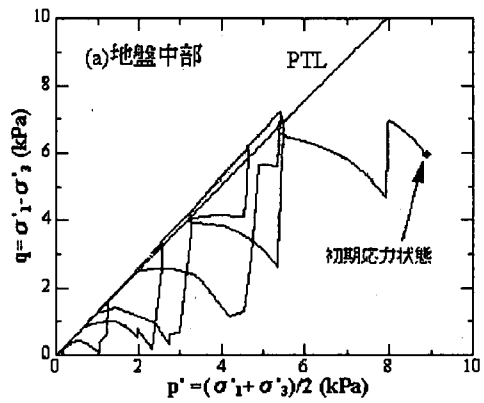


図-5 地盤中部と壁面近傍における応力経路

#### 4. 遠心力場震動実験

水平震動実験を 30g 場の遠心加速度場のもとで実施した。実験に用いた模型と計測器の配置を図-3 に示す。

地盤材料としては、ケイ砂 7 号 ( $G_s=2.69$ 、 $D_{50}=0.14\text{mm}$ ) を使用し、液中落下法により緩詰め地盤を作成した。流体としては、振動に関する時間相似則と地盤の圧密に関する時間相似則をともに満足させるために、高粘性 (30cSt) のシリコンオイルを使用した (Viscous scaling)。本実験では、外部流体域の厚さは 60mm である。

地盤内の過剰間隙圧応答は、地盤内に設置した計 9 個の間隙圧計 (ppt) を用いて測定した。

遠心力場震動実験は計 4 ケースを行った。

#### 5. 外部流体／地盤系の地震時挙動予測と遠心力場震動実験結果の比較

図-3 を参照し、地盤中央部 (ppt3) および壁面近傍 (ppt5) における過剰間隙圧の時刻歴を図-4 に示す。遠心力場震動実験結果と有限要素解析結果 (FEM) の両者において、加震 1 波目に急激に過剰間隙圧が発

達し、その後の加震による残留間隙圧の蓄積にともない、液状化に至っている。地盤中央部では、理論式 (1) から予想されるとおり、液状化後には、過剰間隙圧の振動成分は見られない。他方、壁面近傍では過剰間隙圧変動が明らかに認められる。遠心震動実験における残留間隙圧の蓄積と振動の傾向は、上述の有限要素解析結果と概ね一致している。

加震中の過剰間隙圧の蓄積過程を詳しく調べるために、有限要素解析結果に基づいて、地盤中部と壁面近傍における有効応力経路を図-5 に示す。地盤中部の要素では加振 2 波目に変相線 (PTL) に至り、その後、ダイレイタンスーとコントラクタンスーを反映して平均有効応力は増減を繰り返しつつ、大局的には有効応力経路は原点に向っている (図-5(a) 参照)。このような平均有効応力の変化特性は、図-4(a) に示した残留間隙圧の蓄積および変動間隙圧の消長特性とよく対応するものである。

壁面近傍要素では、加振 3 波目に変相線に至っているが、その後は、地盤中央の要素と同じく、平均有効応力は増減を繰り返しつつ、次第に平均有効応力レベルは低下していき、液状化に至っている (図-5(b) 参照)。

二層流体理論、弾塑性有限要素解析および遠心力場震動実験のそれぞれによる動水圧振幅の水平分布 ( $z=0.11\text{m}$ ) をまとめて図示すると、図-6 のようにな

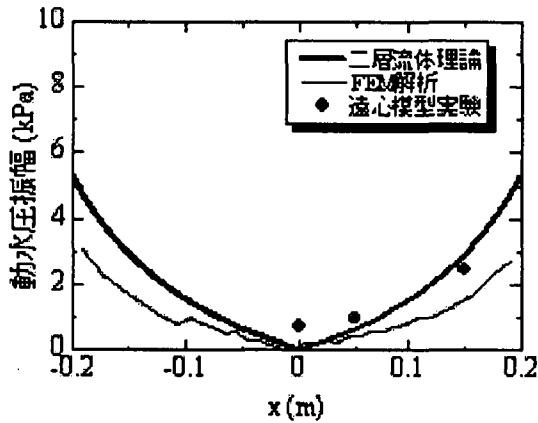


図-6 動水圧振幅の水平分布( $z=0.11\text{m}$ )

る。ここで、有限要素解析と遠心力場震動実験の結果の表示にあたっては、地盤の液状化が生じている状態での動水圧振幅の平均値に着目した。図-6の結果より、二層流体理論解、有限要素解析結果および遠心力場震動実験結果の全てにおいて、動水圧振幅は地盤中央部( $x=0\text{m}$ )から壁面( $x=0.2\text{m}$ )に向かって大きくなる傾向が明らかである。ちなみに、二層流体理論による壁面での動水圧振幅の予測値は  $5.3\text{kPa}$  に達している。

有限要素解析による動水圧振幅は、二層流体理論と遠心力場震動実験結果に比べて、小さい値を示している。その理由の一つとして、本有限要素解析では、外部流体域の存在を考慮していないことが考えられる。

水平座標  $x=0.15\text{m}$  における二層流体理論、弾塑性有限要素解析および遠心力場震動実験による動水圧振幅の深度方向分布を図-7に示す。同図から動水圧振幅は、地盤表面からの深さとともに大きくなる傾向が明らかである。

## 6. まとめ

水平加震を受ける剛な矩形土槽内の緩詰め砂質地盤-流体系の動的応答、特に砂質地盤内の過剰間隙圧応答を理論的、実験的に詳しく検討した。

1) 液状化土を高密度完全流体とみなした二層流体系理論を展開し、液状化土中の動水圧応答を表す式(1)を導いた。

2) 弾塑性有限要素解析によると、地盤中央部( $x=0$ )では加震後、数サイクルの間はダイレイタンスーとコントラクタンスーを反映した間隙圧変動が認められるが、液状化に至った後は変動間隙圧成分は実質的にゼロとなる。

3) 二層流体理論、有限要素解析および遠心力場震動実験による液状化地盤中の動水圧振幅の水平分布性

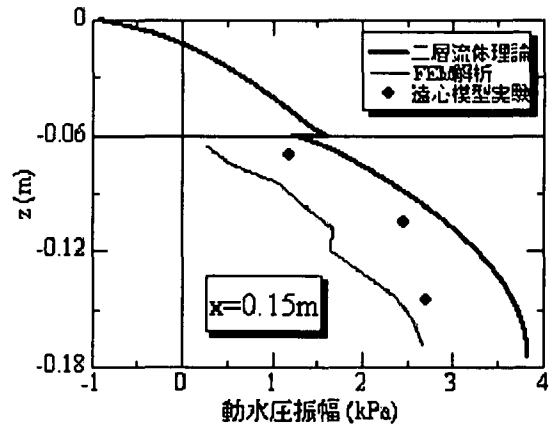


図-7 動水圧振幅の深さ分布( $x=0.15\text{m}$ )

状は、概ね一致した。

4) 弾塑性有限要素解析においては、今後、外部流体域の存在の影響を考慮することにより、より精度の高い流体-地盤間の動的相互作用の予測が可能になると考えられる。

## 参考文献

- 1) 土田肇: 振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力、地盤工学会誌、土と基礎、No. 526, pp. 3-10, 1968.
- 2) Obama, E., Miura, K., Yoshida, N., Outsuka, N. and Kurita, S.: Instability of gravity type quay wall induced by liquefaction of backfill during earthquake, Soils and Foundation, Vol. 38, No. 4, pp. 71-83, 1998.
- 3) Graham, E. W. and Rodriguez, A. M.: Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics, Jour. Applied Mechanics, Vol. 19, No. 3, pp. 381-388, 1952.
- 4) Kim, H. and Sekiguchi, H.: Analysis of Partially Drained Behaviour of Saturated Soil Deposits Subjected to Earthquake Shaking, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., No. 43 B-2, pp. 449-462, 2000.
- 5) Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. and Chan, A. H. C.: Generalized plasticity and the modeling of soil behaviour, Int. Jour. Numer. Anal. Methods Geomech, Vol. 14, pp. 151-190, 1990.