

図 7.78 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 10, A4-A5)

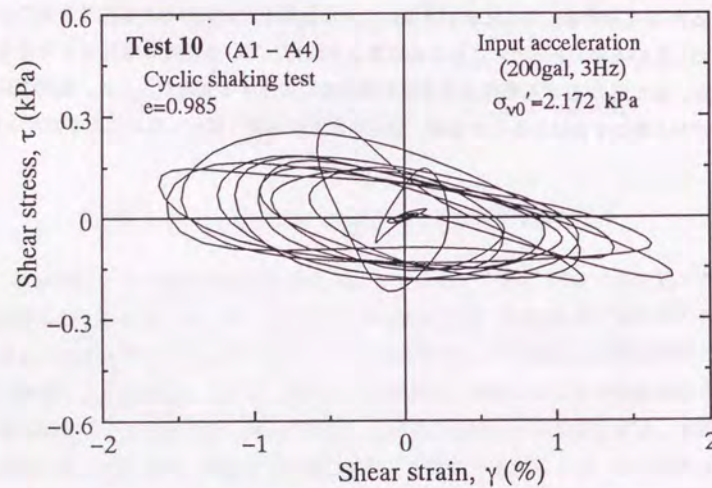


図 7.79 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 10, A1-A4)

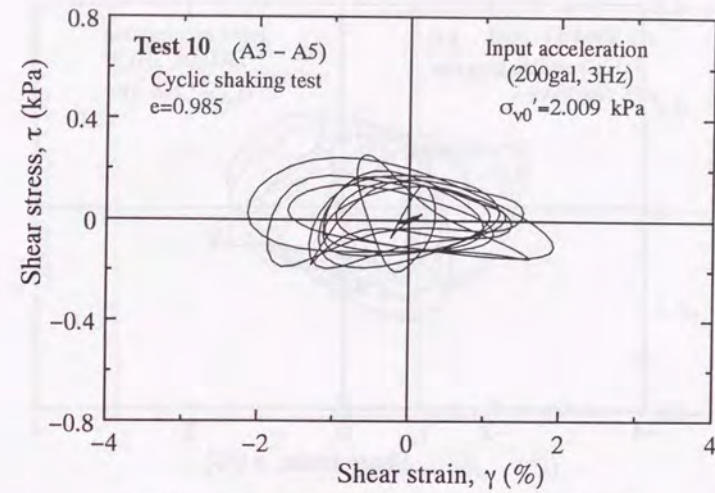


図 7.80 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 10, A3-A5)

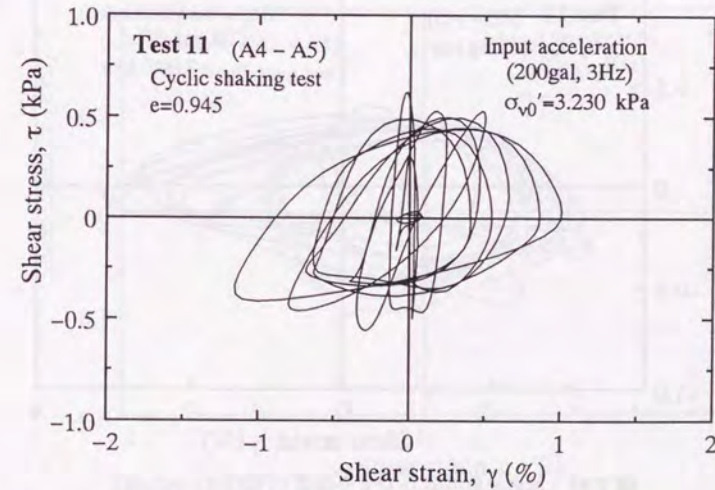


図 7.81 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 11, A4-A5)



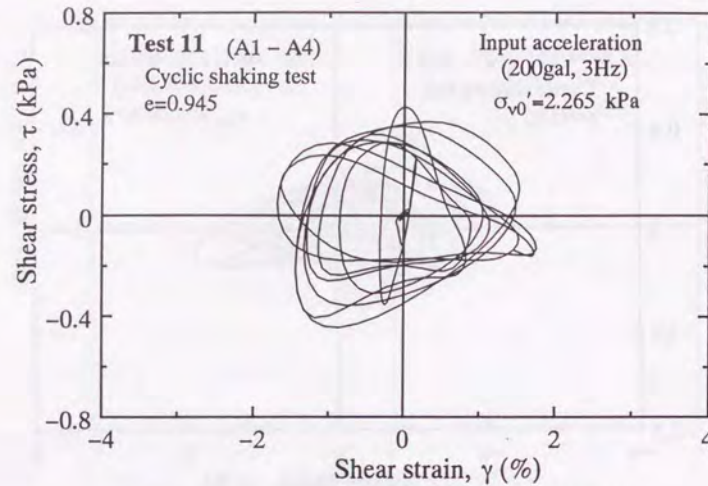


図 7.82 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 11, A1-A4)

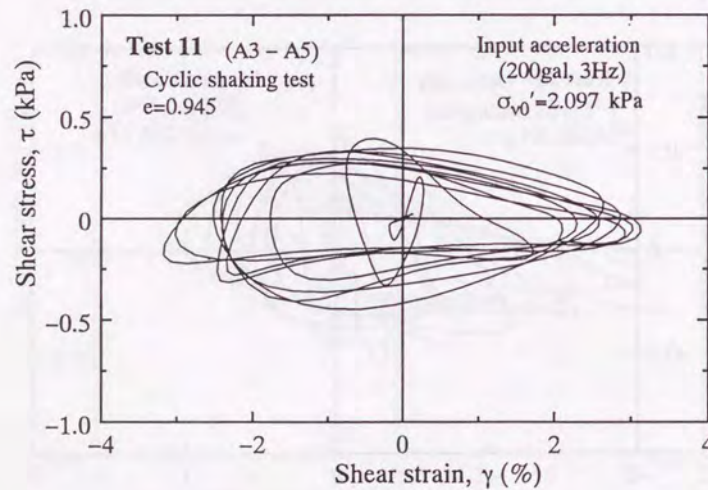


図 7.83 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 11, A3-A5)

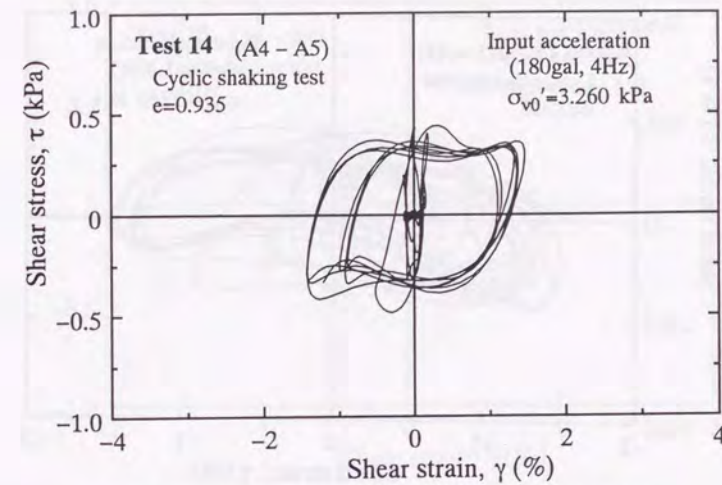


図 7.84 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 14, A4-A5)

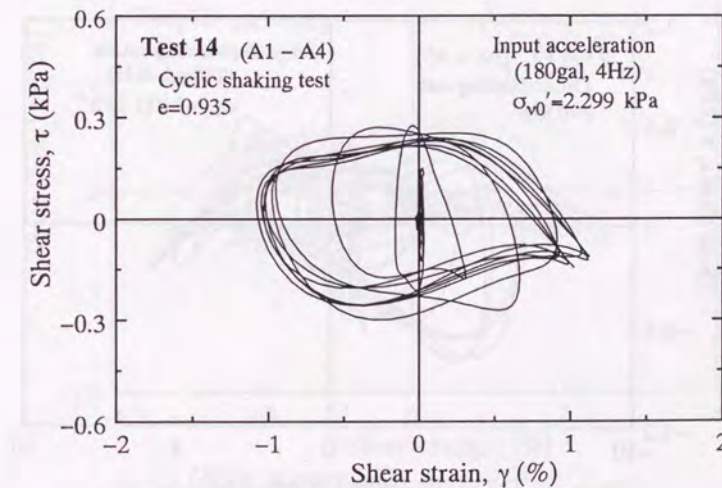


図 7.85 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 14, A1-A4)



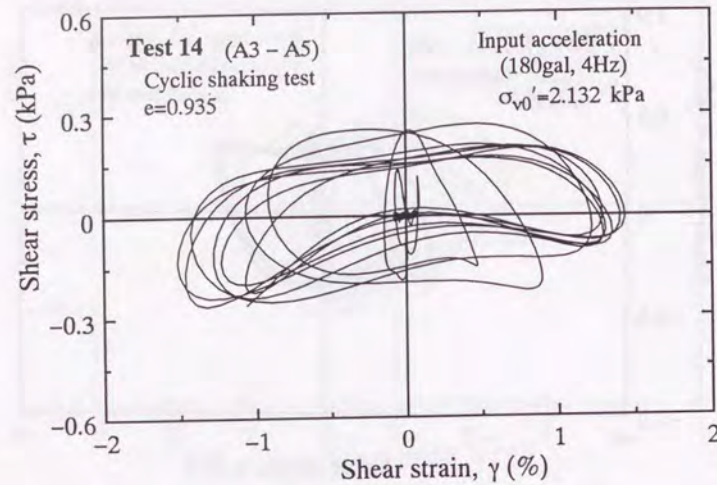


図 7.86 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 14, A3-A5)

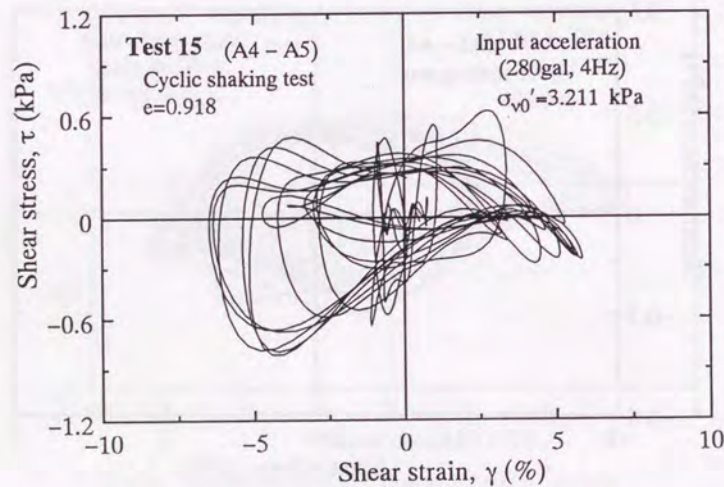


図 7.87 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 15, A4-A5)

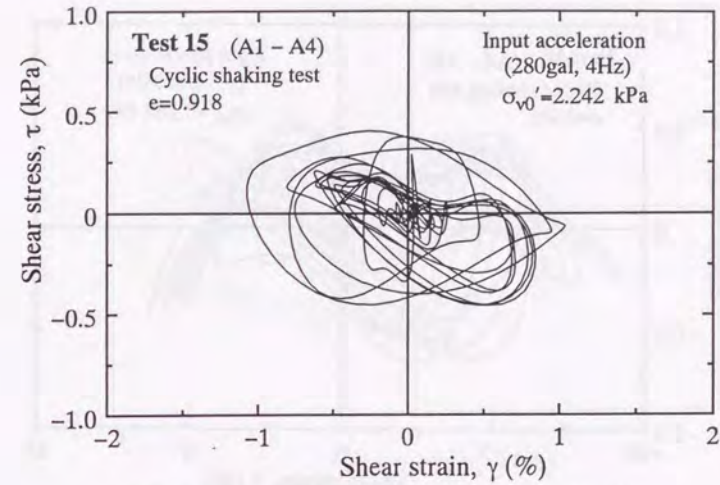


図 7.88 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 15, A1-A4)

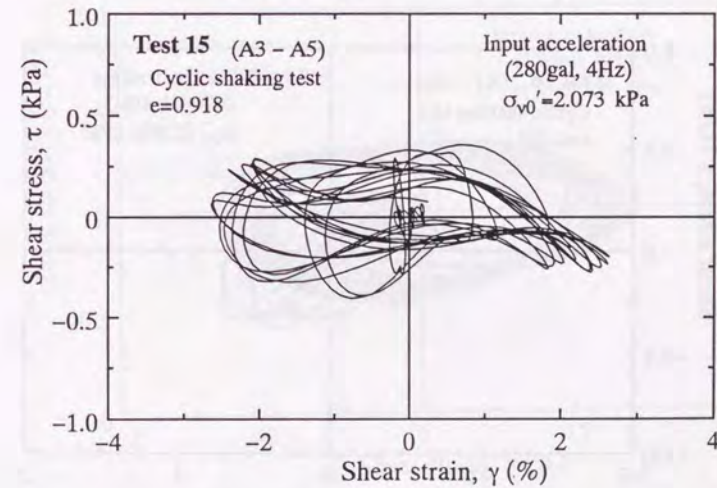


図 7.89 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 15, A3-A5)



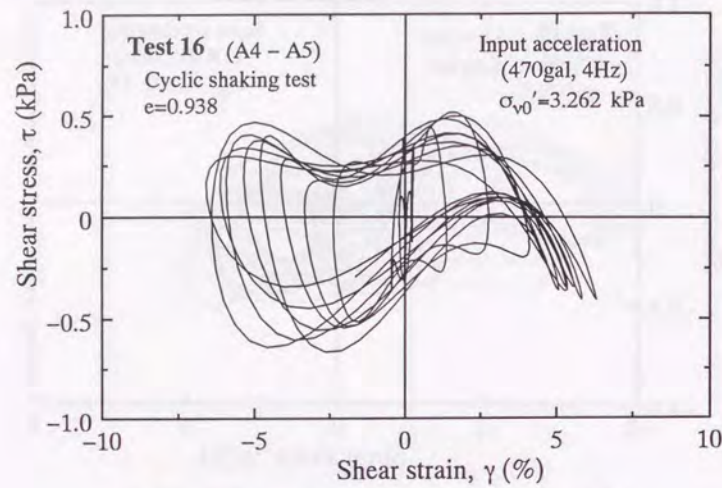


図 7.90 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 16, A4-A5)

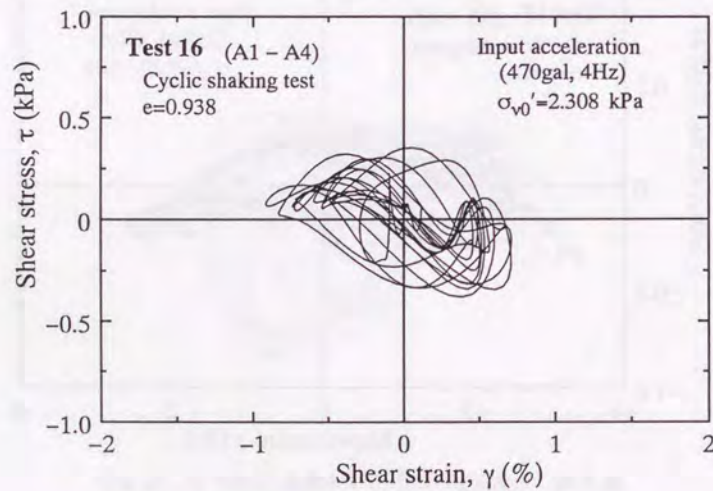


図 7.91 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 16, A1-A4)

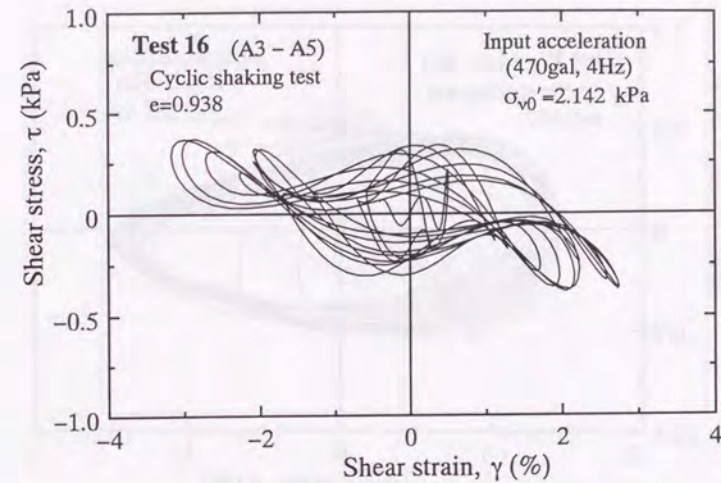


図 7.92 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 16, A3-A5)

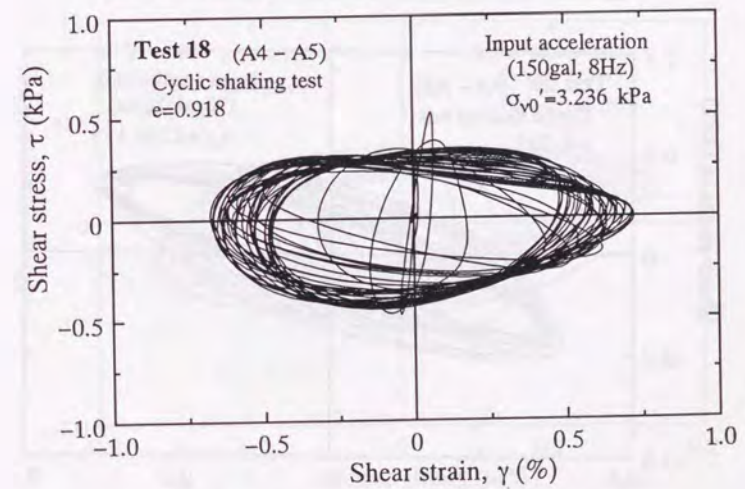


図 7.93 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 18, A4-A5)



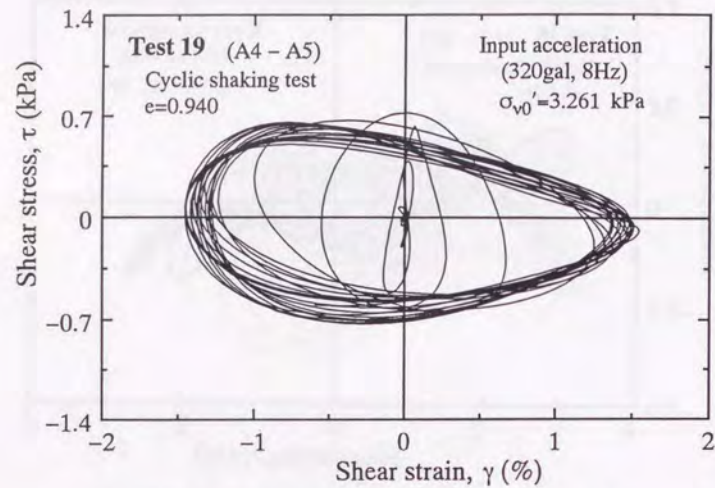


図 7.94 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 19, A4-A5)

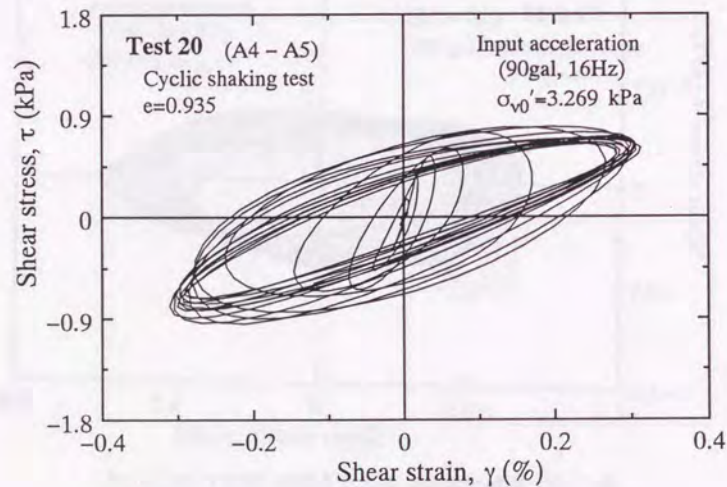


図 7.95 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 20, A4-A5)

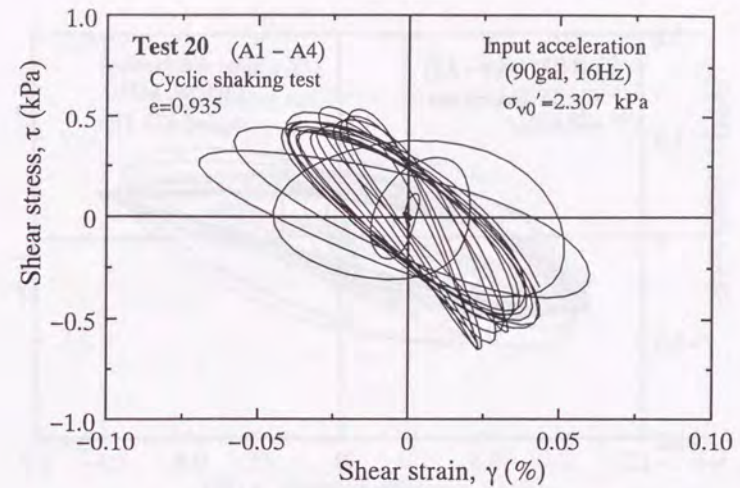


図 7.96 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 20, A1-A4)

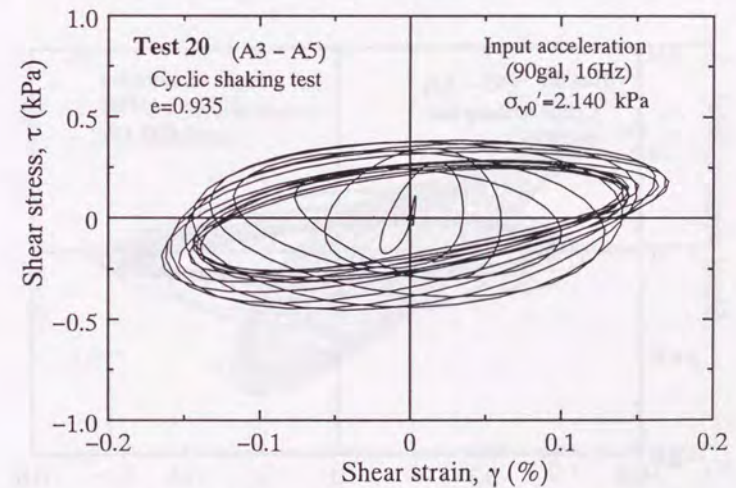


図 7.97 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 20, A3-A5)



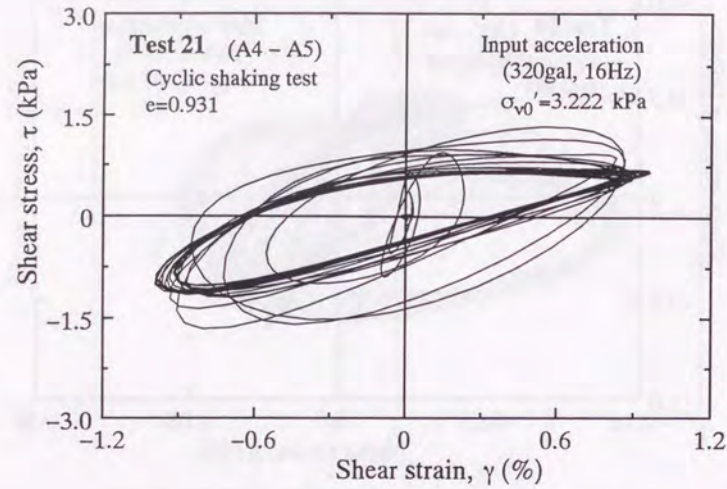


図 7.98 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 21, A4-A5)

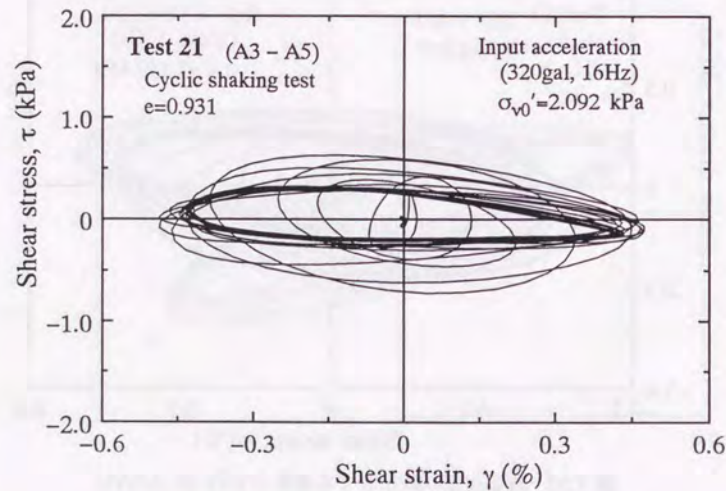


図 7.99 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 21, A3-A5)

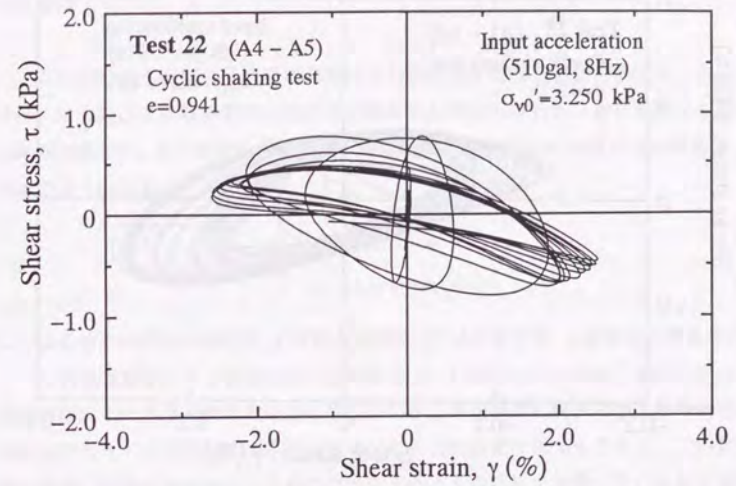


図 7.100 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 22, A4-A5)

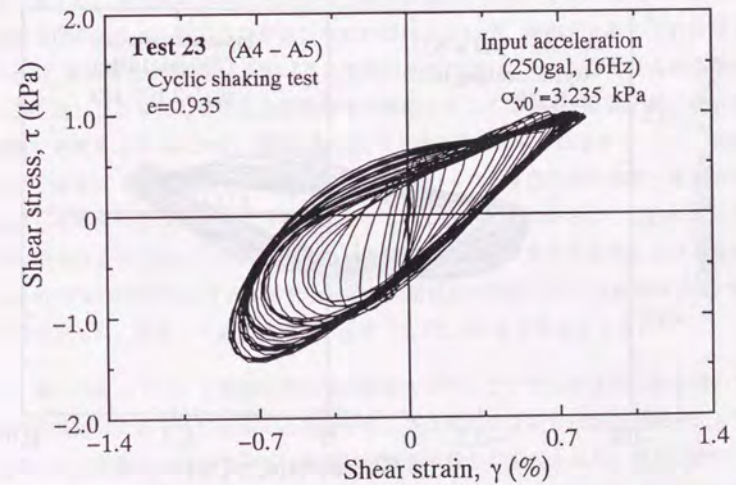


図 7.101 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 23, A4-A5)



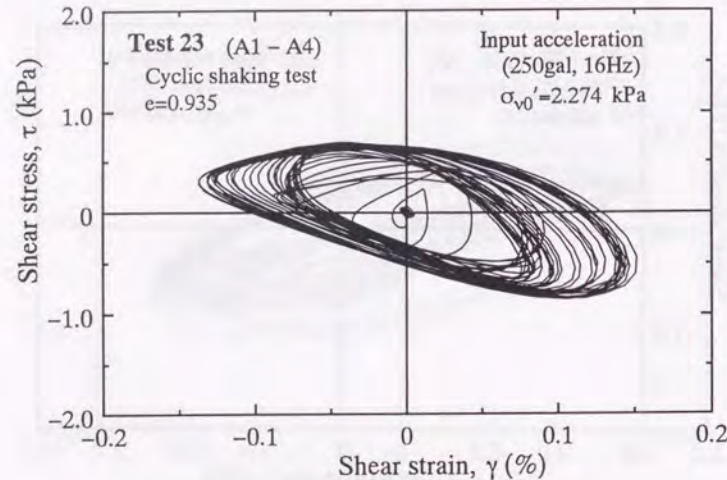


図 7.102 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 23, A1-A4)

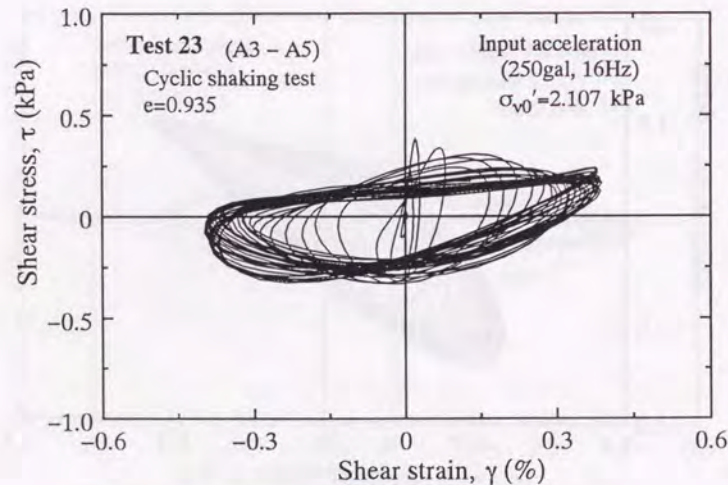


図 7.103 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 23, A3-A5)

## 応力径路

ここで計算する応力径路では縦軸にせん断応力、横軸に有効上載圧をとることにする。せん断応力には静的せん断応力と動的せん断応力がある。まず静的せん断応力の計算であるが、水中斜面の斜面方向の面にかかる垂直応力  $\sigma'$  およびせん断応力  $\tau$  は次式のようになる。

$$\sigma' = \rho_{sub} g H \cos^2 \theta \quad (7.6)$$

$$\tau = \rho_{sub} g H \sin \theta \cos \theta \quad (7.7)$$

$\rho_{sub}$  は土の水中単位体積質量,  $g$  は重力加速度,  $H$  は土被り厚,  $\theta$  は斜面の傾きである。ここで斜面の傾きはある程度小さいとすると  $\cos \theta \approx 1$ ,  $\sin \theta \approx \tan \theta$  が成り立つ。実際は斜面は  $11^\circ$  ありそれほど小さくない。しかし本実験では斜面の傾きの時刻歴測定は行っておらず、正確な値は求められないためこの仮定でも十分である。この整理法の主旨は、詳細な値を読みとるのではなくどのような径路で流動しているかを認識することにある。動的せん断応力は応力-ひずみの計算で述べたのと同様に加速度の値から計算する。加速度から求められるせん断応力は水平方向にかかっており、正確には斜面方向の面のせん断応力に換算しなければならないが、静的せん断応力の計算と同じ仮定 (斜面傾きが小さい) を設けると換算の必要はない。そして静的せん断と動的せん断を足し合わせたものを応力径路のせん断応力として用いる。有効上載圧の計算に使用する間隙水圧の記録は、振動流動実験 1 では得られた値そのものを (ただし波圧は引いてある)、振動流動実験 3 では大きい入力を行ったとき動水圧で間隙水圧計の値が変動し土要素がどのような応力径路をとっているのかよくわからなくなるため 3.5 Hz 以上の成分を取り除いたものを用いた。流動による有効上載圧の変化および地盤傾き ( $\tan \theta$ ) の変化は応力-ひずみの計算と同様に流動変位が継続している時間の 7 割で線形に変化させた。解析した場所は間隙水圧計 P1, P2, P5 の 3 地点である。

図 7.104 ~ 7.126 に振動流動の応力径路を示す。ここでも加速度の値を用いているため信頼のできそうな結果のみ掲載する。また結果によっては加速度計が大きく傾いてしまい地盤が完全に水平になる前に計算を中断したものもある。結果は数サイクルで破壊線に達しているようである。その後動的せん断応力が載荷されながら、静的せん断応力と有効上載圧が少しずつ小さくなっている。つまり本実験の流動の応力径



路はまず振動が加わると即座に間隙水圧が上昇し破壊線に至る。これは 3.1.2 小節で述べた相似則の問題があり地盤の残留強度の相似を考え、模型地盤はゆるく作ってあるが液化化発生（間隙水圧上昇）の相似律は地盤密度に依存しているため模型地盤は振動により間隙水圧が上昇しやすくなっている。よって実際の問題を考えると実地盤で起こる振動より小さい振動で載荷する必要がある。本実験ではこの振動が強かったため即座にして間隙水圧が上昇して破壊線に至ったのである。そして流動中は振動を受けながら破壊線上を少しずつ原点に向かって動いている。つまり振動流動の応力径路は破壊線上を振動を受けながら原点に向かうように移動する現象である。今までの議論はある程度密な地盤に対してのものであったが、非常にゆるい地盤の実験である TEST 12 の結果が図 7.110, 7.111, 7.112 に掲載してある。この結果は破壊線を越えて間隙水圧が上昇しているようである。土要素は破壊線を越えることができないので、実際土が受け持っているせん断応力は地盤の傾きより計算したせん断応力より小さいということになる。このようにゆるい地盤の挙動は密なものとは違って不安定な挙動があらわれるようである。そこで次小節では非常にゆるい地盤である自由流動の応力径路を検討してみる。

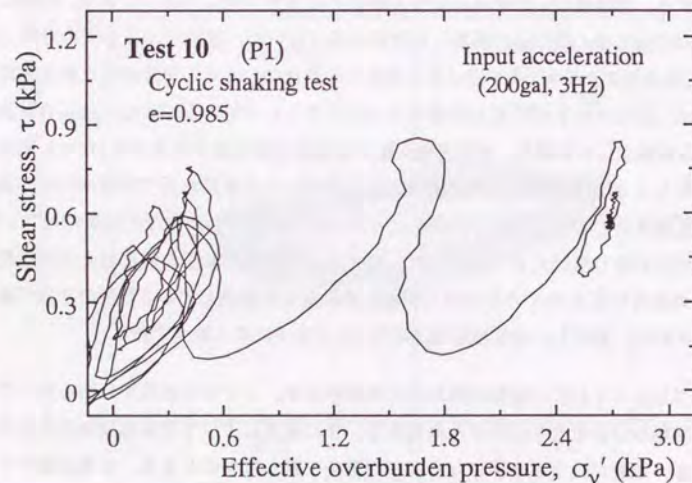


図 7.104 流動地盤の応力径路 (TEST 10, P1)

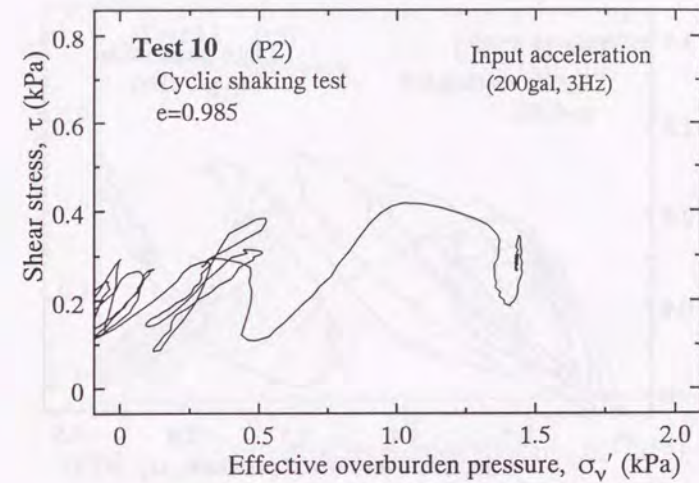


図 7.105 流動地盤の応力径路 (TEST 10, P2)

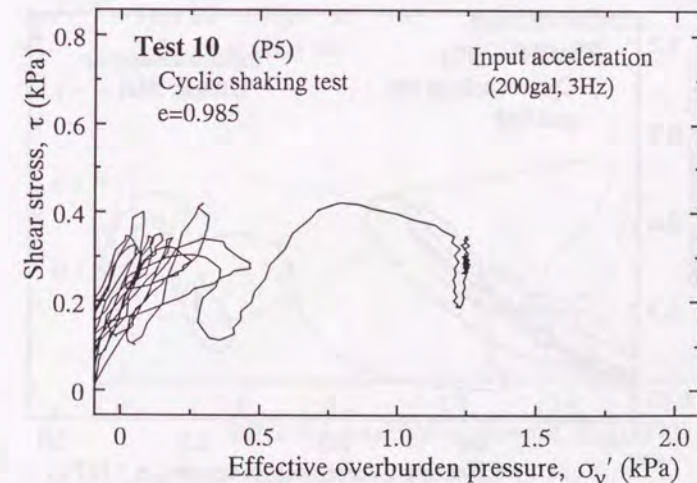


図 7.106 流動地盤の応力径路 (TEST 10, P5)



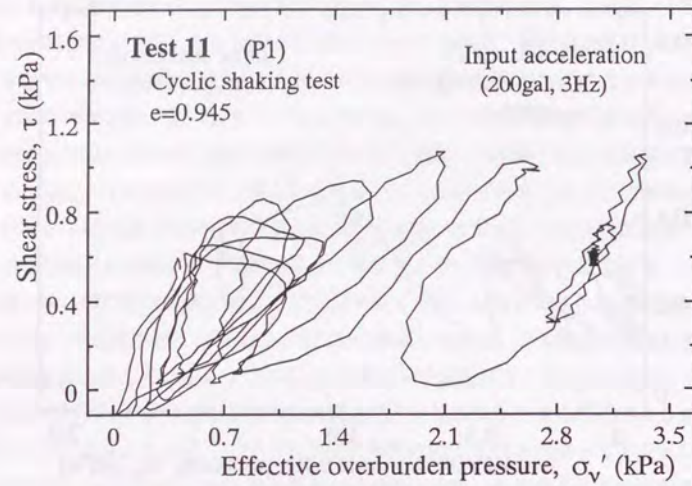


図 7.107 流動地盤の応力経路 (TEST 11, P1)

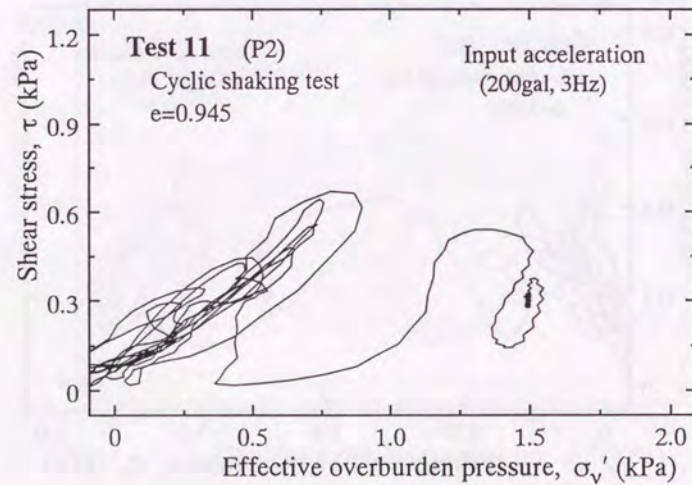


図 7.108 流動地盤の応力経路 (TEST 11, P2)

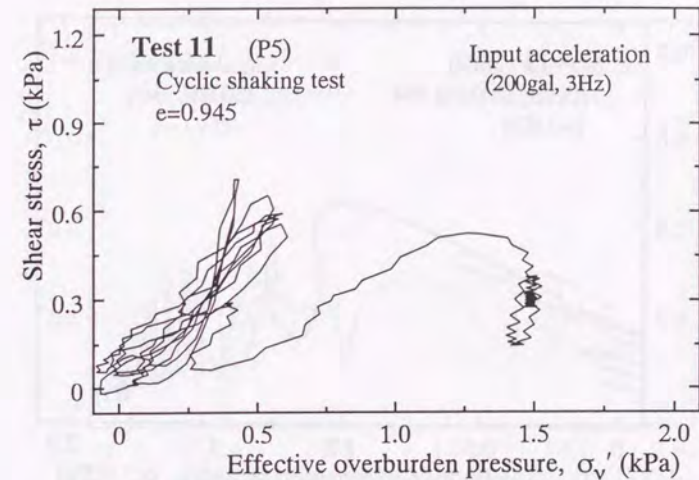


図 7.109 流動地盤の応力経路 (TEST 11, P5)

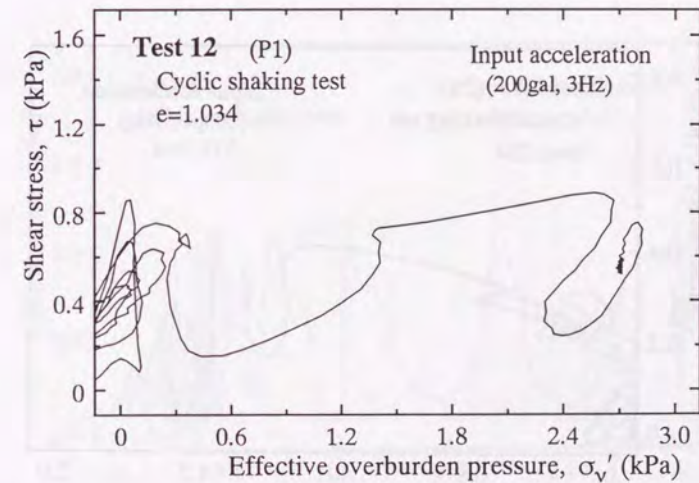


図 7.110 流動地盤の応力経路 (TEST 12, P1)



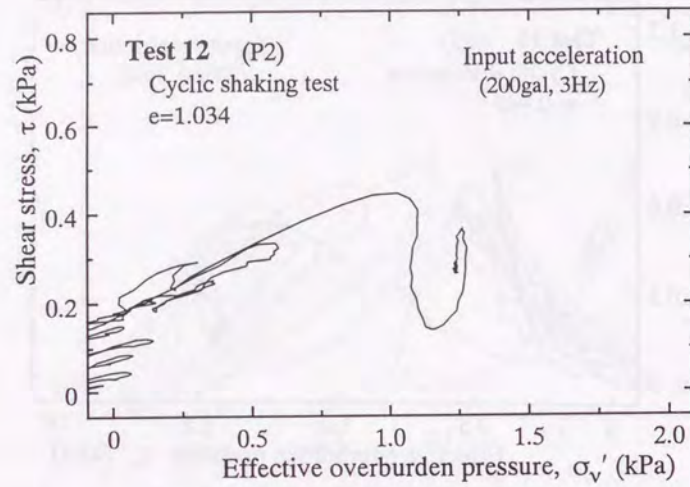


図 7.111 流動地盤の応力経路 (TEST 12, P2)

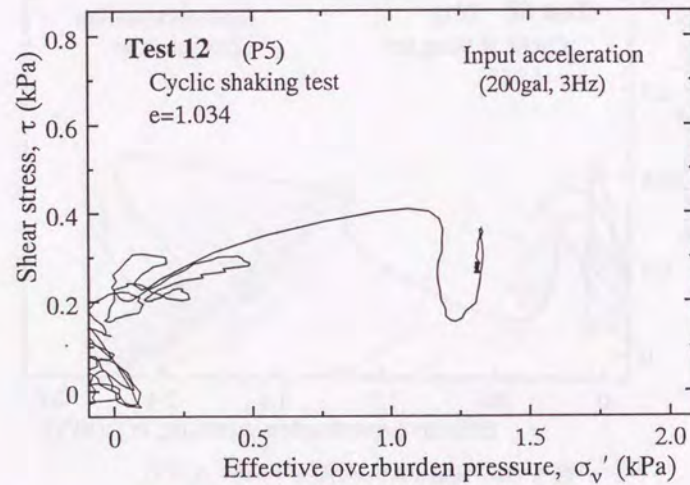


図 7.112 流動地盤の応力経路 (TEST 12, P5)

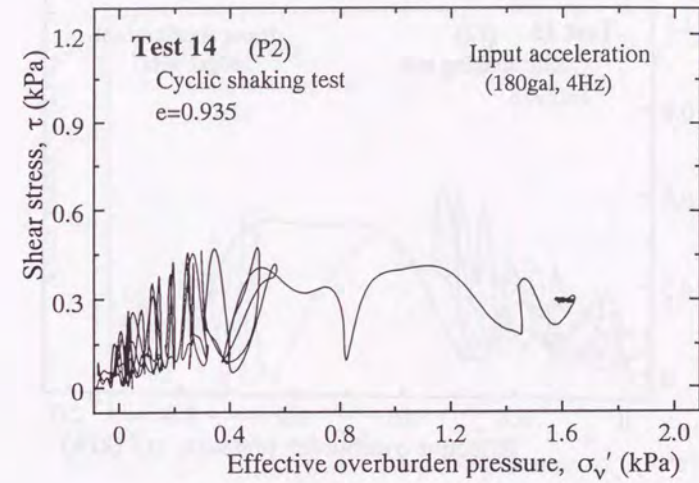


図 7.113 流動地盤の応力経路 (TEST 14, P2)

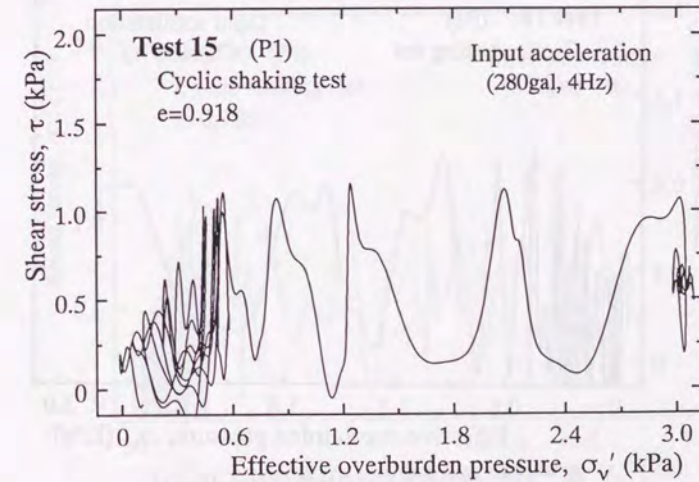


図 7.114 流動地盤の応力経路 (TEST 15, P1)



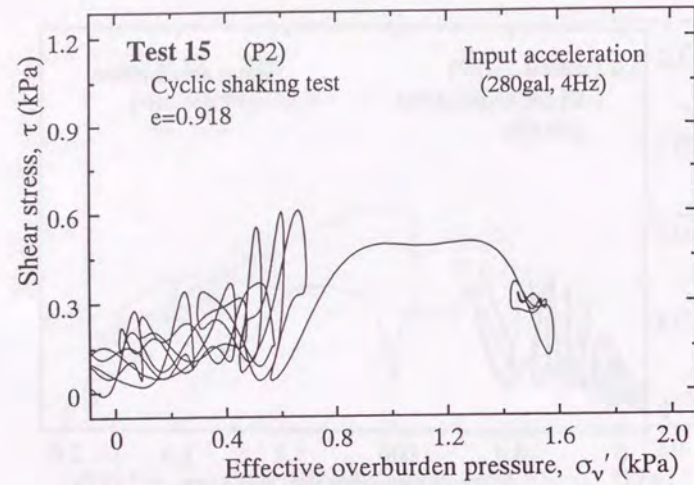


図 7.115 流動地盤の応力経路 (TEST 15, P2)

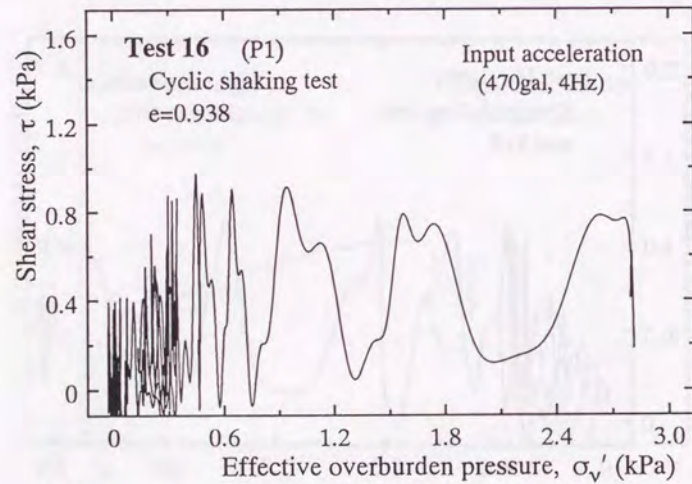


図 7.116 流動地盤の応力経路 (TEST 16, P1)

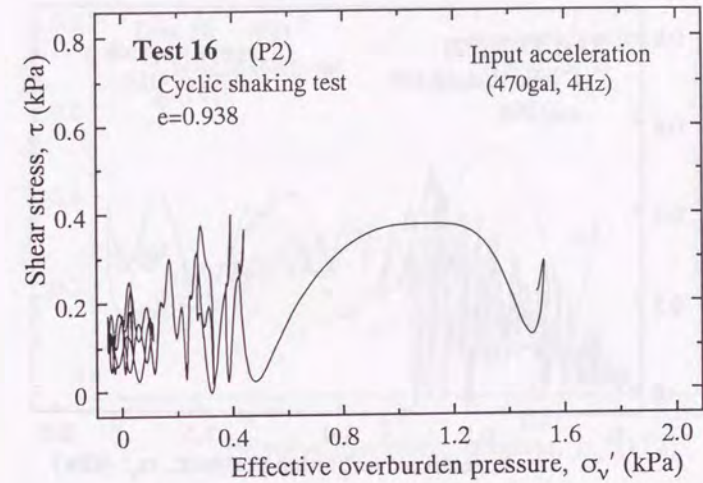


図 7.117 流動地盤の応力経路 (TEST 16, P2)

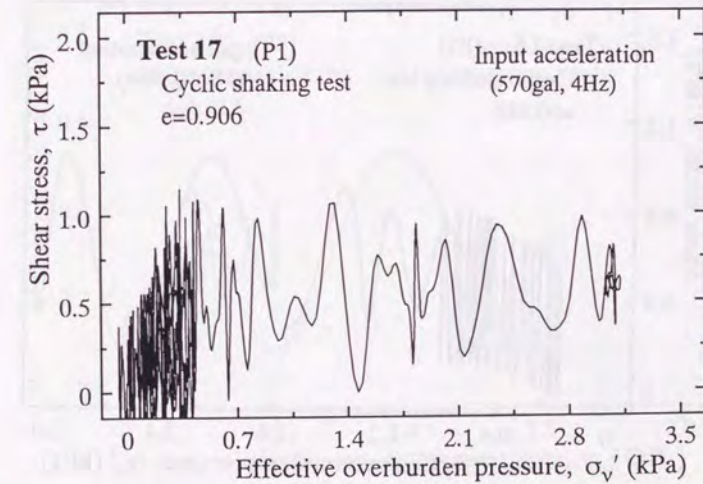


図 7.118 流動地盤の応力経路 (TEST 17, P1)



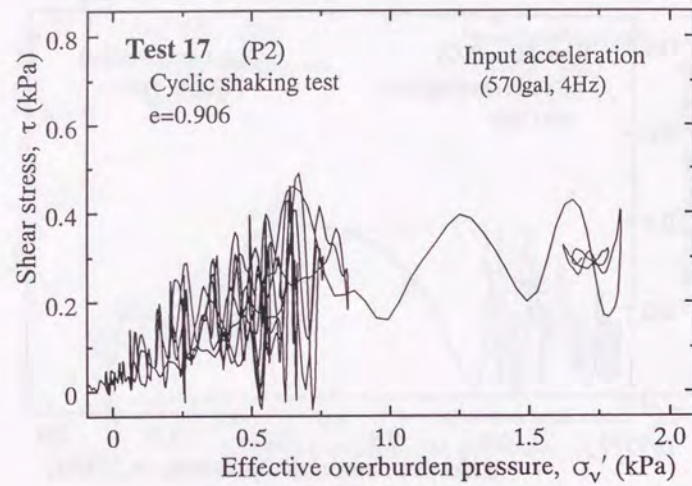


図 7.119 流動地盤の応力経路 (TEST 17, P2)

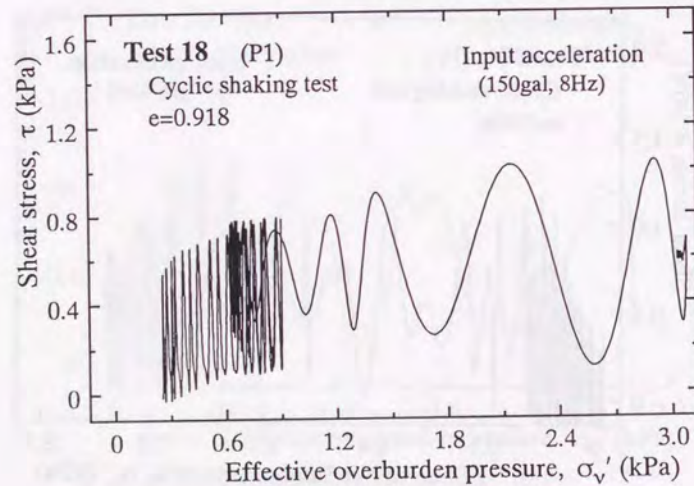


図 7.120 流動地盤の応力経路 (TEST 18, P1)

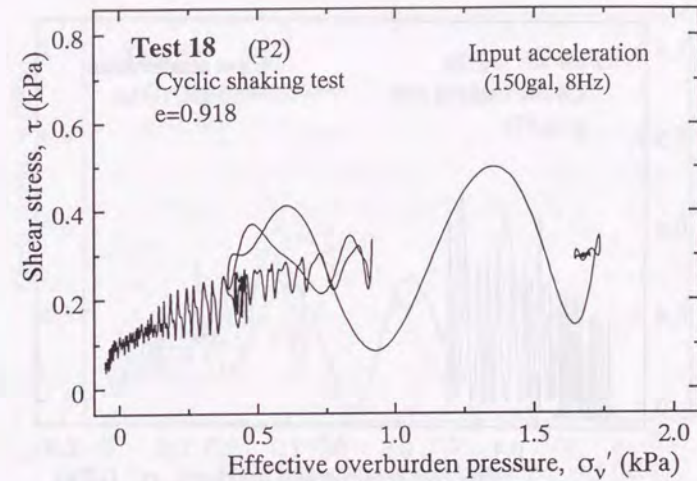


図 7.121 流動地盤の応力経路 (TEST 18, P2)

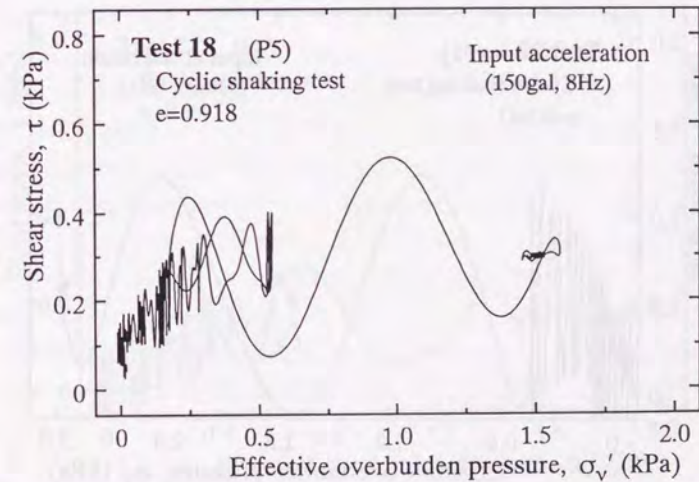


図 7.122 流動地盤の応力経路 (TEST 18, P5)



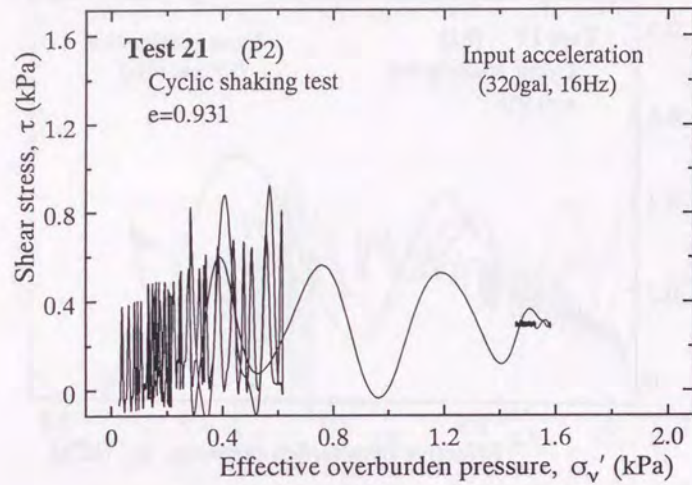


図 7.123 流動地盤の応力経路 (TEST 21, P2)

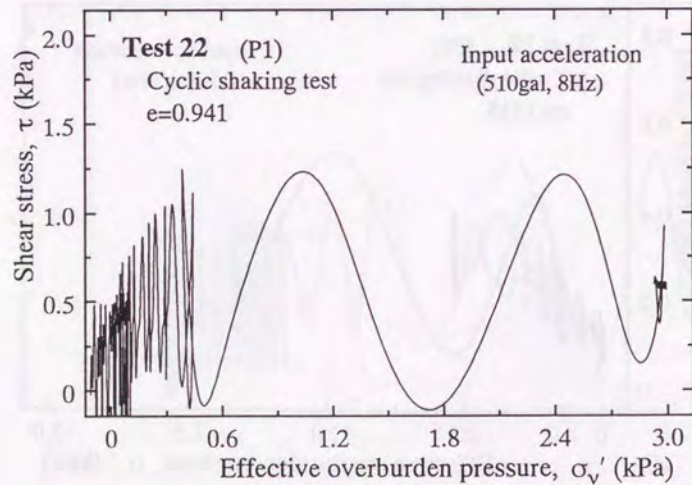


図 7.124 流動地盤の応力経路 (TEST 22, P1)

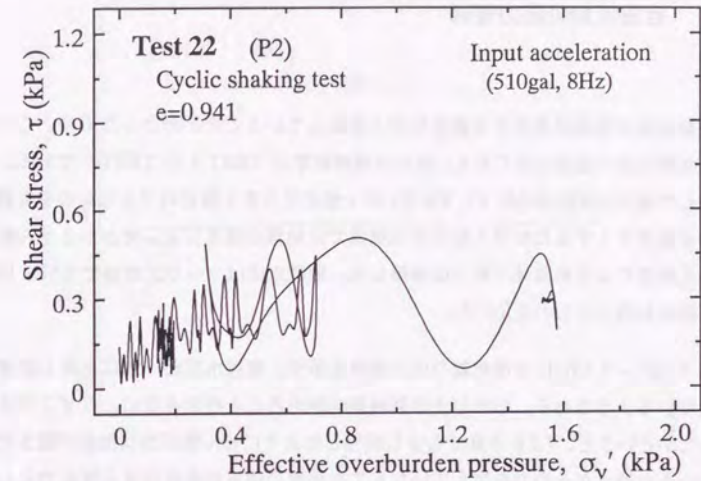


図 7.125 流動地盤の応力経路 (TEST 22, P2)

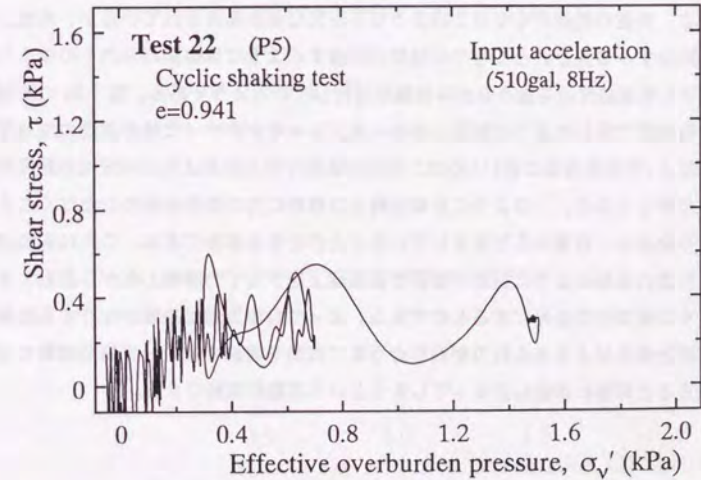


図 7.126 流動地盤の応力経路 (TEST 22, P5)



## 7.2.7 自由流動の応力経路

振動流動が破壊線あたりを動きながら流動していることがわかったので、ここでは自由流動の応力経路をみている。用いた実験結果は TEST 4 と TEST 7 である。また解析した場所は間隙水圧計 P1, P2, P5 の3地点でうまく測定のできたものを掲載する。図を見やすくするためせん断応力の計算では地盤の傾きによってかかるせん断力のみ考え振動による動的せん断力は無視した。間隙水圧はフーリエ変換で 3.5Hz 以上の高周波を削除したものを用いた。

図 7.127 ~ 7.131 に自由流動の応力経路を示す。間隙水圧が一気に上昇し破壊線を越えているようである。しかし土は破壊線を越えることができない。なぜこのようになったかという、7.2.8 小節でも少し説明したようにせん断応力は地盤の傾きで評価しているため土がその力を支えていなくても地盤の傾きがあればせん断応力として計算されてしまう。つまり地盤の傾きによるせん断応力の方が地盤の強度より大きくなってしまっており力の釣り合いが破れて、ここでは加速度運動をしようとしているのである。地盤の底部近くではこのような不安定な値が維持されているが、地盤上部のせん断ひずみの大きいところでは強度が回復するような現象がみられその後また強度が低下し破壊線付近を通りながら流動が進行しているようである。図 7.55 の流動加速度の時系列で示したように流動を始め一度ブレーキがかかった後の流動の加速度が小さくなる(等速度運動に近い)のはこの応力経路でみられるように不安定の程度が小さかったからである。このように自由流動とは静的な力の釣合いが成り立たなくなることにより発生し、自重のみで変形していくことができる挙動である。これは振動流動で示した応力経路のように振動の影響で破壊線上を少しずつ移動しながら流動する現象とはその流動特性を異にするものである。よって自由流動は振動がなくても地盤の残留強度と傾きによるせん断力が釣り合うまで流動を継続でき、一方振動流動では振動が止まると即座に流動も止まってしまうという挙動が理解できる。

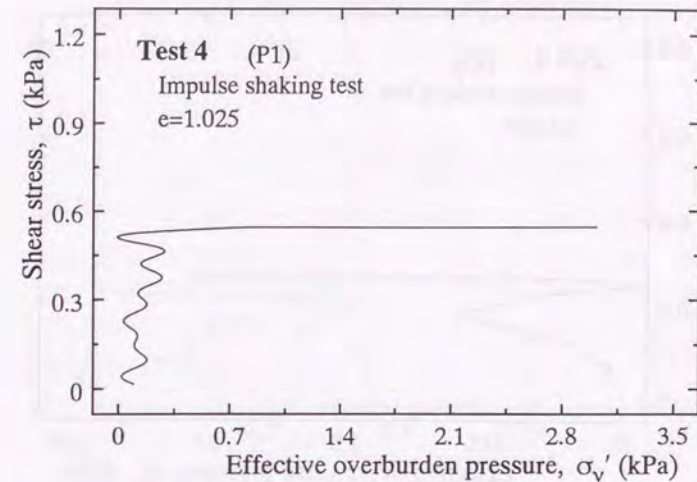


図 7.127 流動地盤の応力経路 (TEST 4, P1)

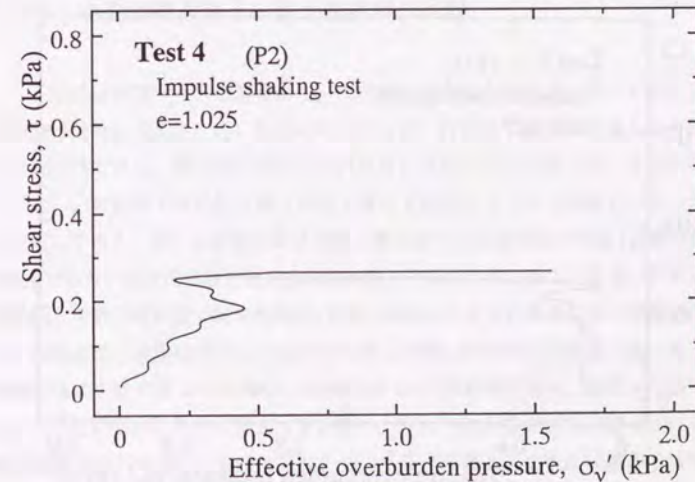


図 7.128 流動地盤の応力経路 (TEST 4, P2)



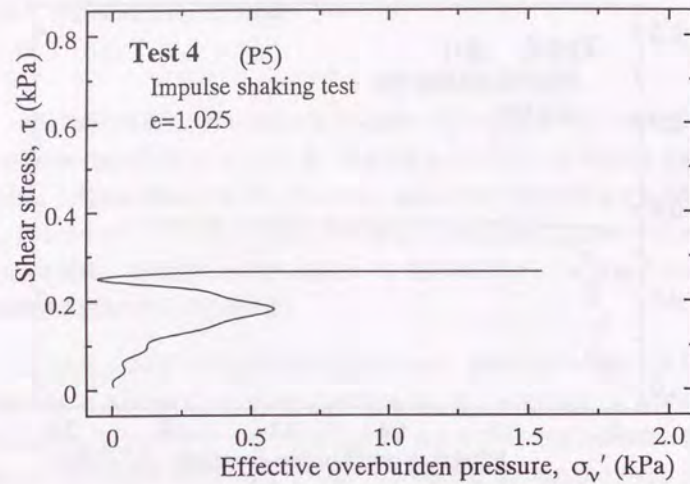


図 7.129 流動地盤の応力経路 (TEST 4, P5)

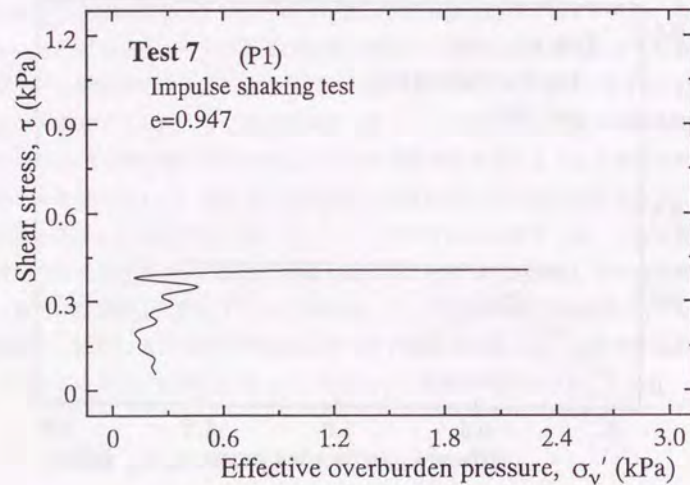


図 7.130 流動地盤の応力経路 (TEST 7, P1)

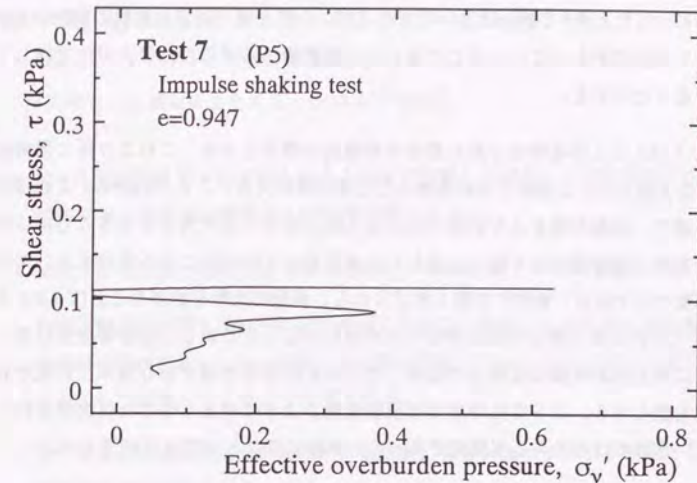


図 7.131 流動地盤の応力経路 (TEST 7, P5)

## 7.2.8 小型土槽実験と中型土槽実験の比較

ここでは模型サイズの影響について考察してみる。今までに述べてきたように模型地盤は実物の大きさに近い程良いのであるが、作業性や経費の問題もあり限界があるのは当然である。模型が小型ならそれなりに洗練された実験を行いカバーしていくしかない。本研究では小型土槽と中型土槽の2種類のサイズで実験を行ったのでこれを比較してみる。用いる実験結果は小型土槽実験では地盤密度の影響(衝撃加振による実験)であり中型土槽実験では自由流動実験1と自由流動実験3である。ただし小型土槽実験と中型土槽実験では地盤形状、試料、飽和のさせ方が違うことに注意が必要である。実験方法と実験結果のところをみればこの違いがわかるが簡単に述べると、まず地盤形状は小型では25%の斜面、中型では20%の斜面である。試料は小型では細粒分が入っているが、中型には入っていない。また中型土槽では飽和度を上げるため二酸化炭素の注入や水の注入の仕方を工夫したなどである。比較には地盤の残留強度と関係がある最終変位量を用いる。しかし変位量は地盤サイズで影響を受けるため、サイズで影響を受けないように基準化する必要がある。地盤がとりうる最大変位量(地盤



が水平になったとき)で割ればよいのであるが、小型土槽では自由流動の実験のみ行っておりこの値がわからない。そこで各自由流動実験から得られた最大変位で除して基準化することにする。

図 7.132 にこの基準化された変位と間隙比の関係を示す。これより同じ間隙比でも、中型土槽で行った実験の方が基準化した変位量大きいことがわかる。これは拘束圧の影響で、地盤の傾きより载荷されるせん断力はサイズが大きくなることにより大きくなるが、残留強度はそれに比例して大きくなっていないことを意味する。ただしこの影響だけではなく側壁の問題も挙げられる。側壁が流動を妨げることは 7.2.1 小節でも述べたが小型土槽は中型土槽の半分の幅しかなくより多くこの影響を受ける。このように模型流動実験の間隙比の値は、その拘束圧特有の値であり拘束圧が変われば間隙比も変化する。よって実地盤では模型地盤のようにゆるくなければ流動を起こせないというのではなくある程度密であっても流動することができるのである。

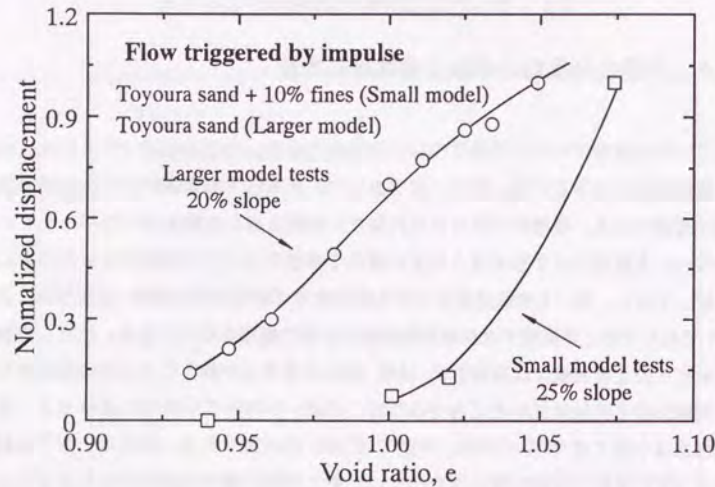


図 7.132 流動変形に与える模型サイズの影響

### 7.3 結論

以上得られた結論をまとめると次のようである。

- 様々な供試体作製方法で最もゆるく地盤を作製した結果、小さな模型では湿潤堆積法でなければ自由流動する地盤を作製できない。
- 純粋な砂ではなく細粒分を 10% 程度混入すると流動しやすい地盤が作製できる。
- 模型地盤と同じ砂を染めて地盤側壁面に格子状に配置したマーカーは地盤の変形を忠実に再現する。しかし側壁との摩擦の影響がでるためその値は側壁から離れたところで測定したものより小さくなる。
- 同じ地盤の自由流動は流動前にかかる振動に強さによらず同じ挙動をとり、地盤間隙比のみに影響される。
- 振動流動は、挙動特性が振動の強さと地盤間隙比に影響され、振動および間隙比が大きいほど流動速度は大きくなる。この振動の強さは定常波の場合入力加速度で整理するとよい相関が得られる。
- 非常にゆるい地盤においては振動の影響を受けない。
- 地盤中の加速度と間隙水圧の値から、応力-ひずみおよび応力径路の計算が可能である。この応力-ひずみ結果より流動地盤のせん断剛性  $G$  は 0 とみなせる。また応力径路結果より自由流動は土の強度より载荷力が大きくなる不安定な状態での流動であることがわかる。
- 模型実験と実地盤で同じ流動挙動を再現するためには地盤間隙比は同じである必要はないと述べたが、このことを確かめるため小型土槽実験と中型土槽実験の比較により地盤サイズが流動挙動に与える影響について調べた。その結果小型土槽より中型土槽の方が小さい間隙比でも流動を起こすことができ、これは実地盤ではさらに小さい間隙比でも流動を起こすことができるということを意味している。



## 第8章

### 側方流動地盤の流動変位解析手法

#### 8.1 はじめに

ここでは側方流動する地盤の変位予測モデルについて説明する。このモデルは、最終変位量の予測 ([35],[98],[123]) と時刻歴の予測 ([122]) に分かれている。手順を簡単に述べると次のようである。まず最終変位量であるが、実験結果より水平変位は深さ方向に正弦曲線分布であるとする仮定を設けた。この仮定により流動地盤の解析がかなり簡潔に行えるようになった。次に地盤の全ポテンシャルエネルギー (ひずみエネルギーと位置エネルギー) を計算し、側方流動に対して最小ポテンシャルエネルギーの原理が適用可能であるとし、最終変位量を計算する。

次に時刻歴であるが、すでに最終変位  $U(x, z)$  は計算可能になっているので、変位  $u$  は  $u(x, z, t) = \lambda(t)U(x, z)$  と時間の項を変数分離できると仮定した。ここで  $\lambda(t)$  は時間とともに変動するパラメータであり 0~1 の値をとる。流動する地盤の運動エネルギーとポテンシャルエネルギーを計算し Lagrange の運動方程式に代入すると、 $\lambda(t)$  に関する微分方程式が得られる。しかしこのままでは、流動が止まる釣合の位置を中心に振動が起こる。ところが現実問題ではこのような振動は起こっていない。そこでこの微分方程式に散逸関数として粘性の項を追加した。入力データとしては、解析する地盤形状、その地盤が液状化したときのせん断剛性  $G$ 、残留強度  $\tau_r$ 、粘性の値のみで

#### 8.2 最終変位量の予測モデル

343

よい。この方法により地盤のあらゆる場所で変位量の時刻歴が求められる。

#### 8.2 最終変位量の予測モデル

##### 8.2.1 解析モデルの仮定

解析するモデル地盤を図 8.2 に示す。形状は水平方向に線形に変化させる。

液状化層下面の標高

$$B = B_0 + ax \quad (8.1)$$

液状化層の厚さ

$$H = H_0 + bx \quad (8.2)$$

不飽和層の厚さ

$$T = T_0 + cx \quad (8.3)$$

地表荷重

$$P = P_0 + ex \quad (8.4)$$

液状化した砂の単位体積重量を  $\gamma_l$ 、不飽和層のヤング率を  $E$ 、水平座標を  $x$  (右向き正)、鉛直座標を  $z$  (上向き正)、水平変位を  $u$  (左向き正)、鉛直変位を  $w$  (下向き正) とする。また  $P$  は不飽和層の自重とする。水平変位  $u$  は図 8.1 のように鉛直方向  $z$  に正弦分布すると仮定すると

$$u(x, z) = F(x) \sin \frac{\pi(z - B)}{2H} \quad (8.5)$$

ここで  $F(x)$  は未知関数で、液状化層上面  $z = B + H$  での水平変位をあらわす。また液状化層と不飽和層の間にすべりは起こらないとするので不飽和層の変位にも等しいことになる。模型実験の結果に基づいて正弦分布を仮定したわけであるが、実地盤では地表面での変位量はわかっていても地中の変形の分布はわからない。しかし杭の被害状況から考えると、地盤の変形を正弦分布と仮定するとうまく説明がつくようである [7]。ただし取り扱える流動もこの仮定を満たす範囲に限られる。例えば、傾いた基盤に沿って液状化地盤が斜面先方向に流れ去ってしまい斜面肩では液状化地盤が無くなってし



まう様な劇的な流動破壊についてはこのモデルでは取り扱うことができない。流動現象は体積一定で起こると仮定すると連続の式は、

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (8.6)$$

となる。上式では液状化後の圧密は考えておらず、砂粒子の沈降による沈下も問題になる場合は側方流動によって起こる鉛直変位とは独立に別途考えればよいであろう。式(8.6)に式(8.5)を代入し  $z = B$  で  $w = 0$  なる境界条件で積分を行うと

$$w(x, y) = -\frac{2}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) \left\{ 1 - \cos \frac{\pi(z-B)}{2H} \right\} + \frac{aH + b(z-B)}{H} F \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} \quad (8.7)$$

特に液状化層上面  $z = B + H$  では

$$w|_{z=B+H} = -\frac{2}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) + (a+b)F \quad (8.8)$$

この  $w$  は  $x$  にあった土粒子が水平変位  $u$  とともにいった鉛直変位の値である。ある  $x$  断面での沈下量  $\delta H$  (標高変化) は 図 8.3 で微小区間  $\Delta x$  に流入する土の体積バランスから計算する。

$$\text{流出量} = \int_B^{B+H} u dz = \frac{2}{\pi} H(x) F(x) \quad (8.9)$$

$$\text{流入量} = \frac{2}{\pi} H(x + \Delta x) F(x + \Delta x) \quad (8.10)$$

したがって、沈下量は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} \delta H &= -\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta x} \left( \frac{2}{\pi} H(x) F(x) - \frac{2}{\pi} H(x + \Delta x) F(x + \Delta x) \right) \\ &= \frac{2}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) \end{aligned} \quad (8.11)$$

### 8.2.2 全ポテンシャルエネルギー

ここでは、流動する地盤全体の全ポテンシャルエネルギーを計算する。考慮すべきエネルギーは以下のものである。

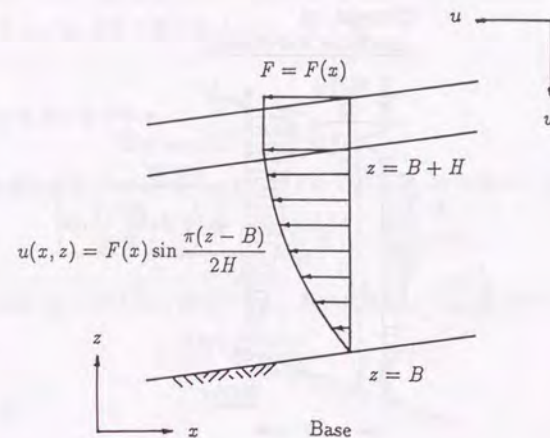


図 8.1 水平変位の鉛直方向分布

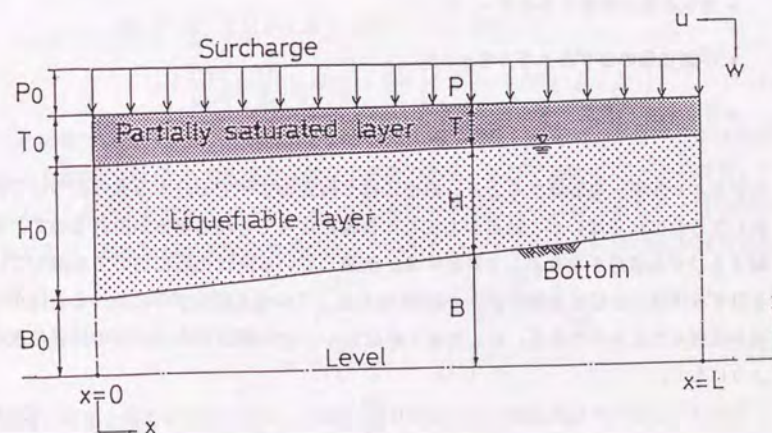


図 8.2 解析対象となるモデル地盤



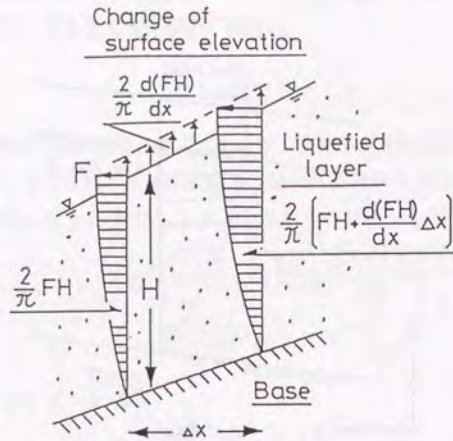


図 8.3 側方流動による地盤の体積収支

- 液状化層のひずみエネルギー,  $E_l$
- 液状化層の位置エネルギー,  $P_l$
- 不飽和層のひずみエネルギー,  $E_s$
- 不飽和層の位置エネルギー,  $P_s$

ひずみエネルギーを計算するとき、厳密には2次元のすべてのひずみ成分について計算しなければならないが、結果があまりに複雑になっても利用価値が薄れるので、卓越するひずみ成分を取り出して計算する。流動している液状化層において卓越しているひずみは明らかにせん断ひずみ  $\partial u / \partial z$  である。このせん断ひずみに比べるとほかの成分は微々たるものである。そしてせん断応力  $\tau$  とせん断ひずみ  $\partial u / \partial z$  の関係を次のようにおく。

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial z} + \tau_r \quad (8.12)$$

ここで  $G$  はせん断剛性,  $\tau_r$  は残留強度である。微小ひずみ領域においては、さらに複雑な式を使う必要があるが、ここでは大変形を想定しているのでこれで十分と考える。

不飽和層においては、軸圧縮を受けている柱のような変形をするものとする。したがって、軸ひずみ  $\partial u / \partial x$  成分を考えればよい。

### 液状化層のひずみエネルギー

8.2.2 小節の仮定に従い液状化地盤のひずみエネルギーを計算すると、

$$E_l = \int_0^L \int_B^{B+H} \left\{ \frac{G}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \tau_r \frac{\partial u}{\partial z} \right\} dz dx \quad (8.13)$$

式(8.5)を式(8.13)に代入して積分すると、液状化層のひずみエネルギー,  $E_l$  は

$$E_l = \int_0^L \left( \frac{G\pi^2 F^2}{16 H} + \tau_r F \right) dx \quad (8.14)$$

で与えられる。

### 液状化層の位置エネルギー

液状化層の位置エネルギーは液体の時に限って

$$\begin{aligned} P_l &= \int_0^L \frac{\gamma_l}{2} \left\{ (B + H + \delta H)^2 - (B + H)^2 \right\} dx \\ &= \frac{2\gamma_l}{\pi^2} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 + \frac{2\gamma_l}{\pi} \left\{ \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) (B + H) \right\} \end{aligned} \quad (8.15)$$

この計算では境界条件が両端固定という仮定に基づいているので、外部へ土がはみ出したり亀裂が開いたりする場合は補正が必要である。斜面下端では図8.4を参照してはみ出した土の位置エネルギー,  $\Delta P_{l1}|_{x=0}$  を計算すればよい。はみ出した土は  $A'BE'$  となるが、鉛直変位が液状化層厚に比べて十分小さいとすると  $A'BE' \approx ABE$  が成り立ち

$$\begin{aligned} \Delta P_{l1}|_{x=0} &= \int_B^{B+H} \gamma_l z F \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} dz \Big|_{x=0} \\ &= \gamma_l \left( \frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F \Big|_{x=0} \end{aligned} \quad (8.16)$$

同様に斜面上端での補正も行い、両者を足しあわせると補正量は次式のようにになる。

$$\Delta P_{l1}|_{x=0} + \Delta P_{l1}|_{x=L} = -\gamma_l \left[ \left( \frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F \right]_{x=0}^{x=L} \quad (8.17)$$



不飽和層のひずみエネルギー

不飽和層のひずみエネルギー,  $E_s$  は 8.2.2 小節の仮定に従い次のように計算できる。

$$E_s = \int_0^L \frac{ET}{2} \left( \frac{dF}{dx} \right)^2 dx \quad (8.18)$$

不飽和層の位置エネルギー

8.2.1 小節で述べたように表面荷重  $P$  は不飽和層の自重をあらわしているの、不飽和層の位置エネルギー,  $P_s$  は

$$P_s = - \int_0^L P w|_{z=B+H} dx \quad (8.19)$$

式 (8.8) を代入して

$$P_s = \int_0^L P \left\{ \frac{2}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) - (a+b)F \right\} dx \quad (8.20)$$

のように求まる。

### 8.2.3 側方流動に対する最小ポテンシャルエネルギーの原理の適用

側方流動挙動に最小ポテンシャルエネルギーの原理を応用させて、エネルギーが最小になるところで側方流動が止まるとする。すべてのエネルギーを足しあわせると次式ようになる。

$$\begin{aligned} Q &= E_l + P_l + E_s + P_s + \Delta P_{l1}|_{x=0} + \Delta P_{l1}|_{x=L} \\ &= \int_0^L \left[ \frac{G\pi^2}{16} \frac{F^2}{H} + \tau_r F + \frac{2\gamma_l}{\pi^2} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 \right. \\ &\quad \left. + \frac{2\gamma_l}{\pi} \left\{ \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) (B+H) \right\} + \frac{ET}{2} \left( \frac{dF}{dx} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. + P \left\{ \frac{2}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) - (a+b)F \right\} \right] dx \\ &\quad - \gamma_l \left[ \left( \frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F \right]_{x=0}^{x=L} \end{aligned} \quad (8.21)$$

これは次のように表現できる。

$$Q = \int_0^L \mathcal{P}(x, F, \frac{dF}{dx}) dx + [Q(x, F)]_{x=0}^{x=L} \quad (8.22)$$

極小値を与える点で変分は 0 となるので

$$\begin{aligned} \delta Q &= \int_0^L \delta \mathcal{P}(x, F, \frac{dF}{dx}) dx + [\delta Q(x, F)]_{x=0}^{x=L} \\ &= \int_0^L \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial F} \delta F + \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} \delta \left( \frac{dF}{dx} \right) \right\} dx + \left[ \frac{\partial Q}{\partial F} \delta F \right]_{x=0}^{x=L} \\ &= 0 \end{aligned} \quad (8.23)$$

部分積分すると

$$\begin{aligned} \delta Q &= \int_0^L \left[ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial F} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} \right\} \right] \delta F dx \\ &\quad + \left[ \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} + \frac{\partial Q}{\partial F} \right\} \delta F \right]_{x=0}^{x=L} \\ &= 0 \end{aligned} \quad (8.24)$$

$\delta F(x)$  が境界において

$$\delta F(0) = \delta F(L) = 0 \quad (8.25)$$

が満足されるように与えられるなら、式 (8.24) が成立するためには

$$\int_0^L \left[ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial F} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} \right\} \right] \delta F dx = 0 \quad (8.26)$$

となる。 $\delta F$  は式 (8.25) を満足する条件のもとで任意に与えられるから、式 (8.26) が  $x$  にかかわらず成立するためには、

$$\frac{\partial \mathcal{P}}{\partial F} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} \right\} = 0 \quad (\text{Euler の微分方程式}) \quad (8.27)$$

が成立する。式 (8.27) に式 (8.21) を代入すると、次式のようになる。

$$\frac{d}{dx} \left\{ \left( \frac{4\gamma_l}{\pi^2} H^2 + ET \right) \frac{dF}{dx} \right\} - \frac{G\pi^2}{8H} F = \tau_r - (a+b) \left( P + \frac{2\gamma_l}{\pi} H \right) - \frac{2e}{\pi} H \quad (8.28)$$



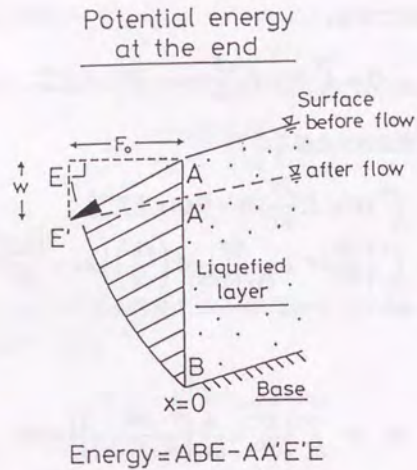


図 8.4 流動地盤の境界での位置エネルギー

## 8.2.4 解析解

液状化した土のせん断剛性  $G = 0$  を仮定すると式 (8.28) は簡単に一回積分できて次式のように簡略化され、解析解を得ることができる。

$$\frac{dF}{dx} = \frac{C_4 x^2 + C_5 x + A_1}{C_1 x^2 + C_2 x + C_3} \quad (8.29)$$

ここで

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{4\gamma_l b^2}{\pi^2} \\ C_2 &= \frac{8\gamma_l b H_0}{\pi^2} + E, c \\ C_3 &= \frac{4\gamma_l H_0^2}{\pi^2} + E T_0 \\ C_4 &= -\frac{1}{2} \left\{ (a+b) \left( e + \frac{2\gamma_l b}{\pi} \right) + \frac{2eb}{\pi} \right\} \\ C_5 &= \tau_r - (a+b) \left( P_0 + \frac{2\gamma_l H_0}{\pi} \right) - \frac{2eH_0}{\pi} \end{aligned} \quad (8.30)$$

$A_1$  は境界条件によって決まる値である。定数の値により場合分け (5 通り) をし、2 通りの境界条件

- 境界条件  $F(0) = F_0, F(L) = F_L$
- 境界条件  $F(0) = F_0, x = L$  で  $dF/dx = dF/dx|_{x=L}$

に対して解を求める。前者は両端固定 ( $F_0 = F_L = 0$ ) の問題を解くのに適しており、後者は自由端 ( $dF/dx|_{x=L} = 0$ ) つまり斜面上側の境界で亀裂が発生する場合を扱うのに都合がよい。

1.  $b = 0, E, c = 0$  のとき

- (a) 境界条件  $F(0) = F_0, F(L) = F_L$

$$F(x) = F_0 + \frac{F_L - F_0}{L} x + \frac{x(L-x)}{6 \left( \frac{4\gamma_l H_0^2}{\pi^2} + E T_0 \right)} \times \left[ a e(L+x) - 3 \left\{ \tau_r - a \left( P_0 + \frac{2\gamma_l H_0}{\pi} \right) - \frac{2e}{\pi} H_0 \right\} \right] \quad (8.31)$$

- (b) 境界条件  $F(0) = F_0, x = L$  で  $dF/dx = dF/dx|_{x=L}$

$$F(x) = F_0 + \frac{dF}{dx} \Big|_{x=L} x - \frac{x}{6C_3} \left\{ 2C_4(3L^2 - x^2) + 3C_5(2L - x) \right\} \quad (8.32)$$

2.  $b = 0, E, c \neq 0$  のとき

- (a) 境界条件  $F(0) = F_0, F(L) = F_L$

$$F(x) = F_0 + \frac{C_4}{2Ec} x^2 + \frac{1}{Ec} \left( \frac{C_3 C_4}{Ec} - C_5 \right) \left\{ L \frac{\ln \left| \frac{Ec}{C_3} x + 1 \right|}{\ln \left| \frac{Ec}{C_3} L + 1 \right|} - x \right\} + \left( F_L - F_0 - \frac{C_4}{2Ec} L^2 \right) \frac{\ln \left| \frac{Ec}{C_3} L + 1 \right|}{\ln \left| \frac{Ec}{C_3} L + 1 \right|} \quad (8.33)$$

- (b) 境界条件  $F(0) = F_0, x = L$  で  $dF/dx = dF/dx|_{x=L}$

$$F(x) = F_0 + \frac{C_4}{2Ec} x^2 - \frac{1}{Ec} \left( \frac{C_3 C_4}{Ec} - C_5 \right) x + \left( \frac{1}{Ec} \right)^3 (LEc + C_3) \times \left\{ \frac{dF}{dx} \Big|_{x=L} (Ec)^2 - Ec(C_4 L + C_5) + C_3 C_4 \right\} \times \ln \left| \frac{Ec}{C_3} x + 1 \right| \quad (8.34)$$



3.  $b \neq 0$ ,  $D = C_2^2 - 4C_1C_3 > 0$  のとき

(a) 境界条件  $F(0) = F_0$ ,  $F(L) = F_L$

$$F(x) = F_0 + \frac{1}{2C_1} \left\{ 2C_4x + \left( C_5 - \frac{C_2C_4}{C_1} \right) \ln \left| \frac{C_1x^2 + C_2x + C_3}{C_3} \right| \right. \\ \left. - \frac{1}{2C_1} \left\{ 2C_4L + \left( C_5 - \frac{C_2C_4}{C_1} \right) \ln \left| \frac{C_1L^2 + C_2L + C_3}{C_3} \right| \right. \right. \\ \left. \left. - 2C_1(F_L - F_0) \right\} \frac{\ln \left| \frac{(C_1x^2 + C_2x + C_3)(C_2 + \sqrt{D})^2}{C_3(2C_1x + C_2 + \sqrt{D})^2} \right|}{\ln \left| \frac{(C_1L^2 + C_2L + C_3)(C_2 + \sqrt{D})^2}{C_3(2C_1L + C_2 + \sqrt{D})^2} \right|} \right\} \quad (8.35)$$

(b) 境界条件  $F(0) = F_0$ ,  $x = L$  で  $dF/dx = dF/dx|_{x=L}$

$$F(x) = F_0 + \frac{1}{2C_1} \left[ 2C_4x + \left( C_5 - \frac{C_2C_4}{C_1} \right) \ln \left| \frac{C_1x^2 + C_2x + C_3}{C_3} \right| \right. \\ \left. - \frac{1}{\sqrt{D}} \left\{ 2(C_1L^2 + C_2L + C_3) \left( C_4 - \frac{dF}{dx} \Big|_{x=L} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + \left( C_5 - \frac{C_2C_4}{C_1} \right) (2C_1L + C_2) \right\} \right. \\ \left. \times \ln \left| \frac{(C_1x^2 + C_2x + C_3)(C_2 + \sqrt{D})^2}{C_3(2C_1x + C_2 + \sqrt{D})^2} \right| \right] \quad (8.36)$$

4.  $b \neq 0$ ,  $D = C_2^2 - 4C_1C_3 = 0$  のとき

(a) 境界条件  $F(0) = F_0$ ,  $F(L) = F_L$

$$F(x) = F_0 + \frac{C_4}{C_1}x + \frac{C_1C_5 - C_2C_4}{2C_1^2} \ln \left| \frac{C_1x^2 + C_2x + C_3}{C_3} \right| \\ + \frac{x(2C_1L + C_2)}{L(2C_1x + C_2)} \left\{ F_L - F_0 - \frac{C_4}{C_1}L \right. \\ \left. - \frac{C_1C_5 - C_2C_4}{2C_1^2} \ln \left| \frac{C_1L^2 + C_2L + C_3}{C_3} \right| \right\} \quad (8.37)$$

(b) 境界条件  $F(0) = F_0$ ,  $x = L$  で  $dF/dx = dF/dx|_{x=L}$

$$F(x) = F_0 + \frac{C_4}{C_1}x + \frac{C_1C_5 - C_2C_4}{2C_1^2} \ln \left| \frac{C_1x^2 + C_2x + C_3}{C_3} \right| \\ + \frac{4C_1x}{C_2(2C_1x + C_2)} \left\{ (C_1L^2 + C_2L + C_3) \frac{dF}{dx} \Big|_{x=L} \right. \\ \left. - C_4L^2 - C_5L - \frac{2C_1C_3C_4 + C_1C_2C_5 - C_2^2C_4}{2C_1^2} \right\} \quad (8.38)$$

5.  $b \neq 0$ ,  $D = C_2^2 - 4C_1C_3 < 0$  のとき

(a) 境界条件  $F(0) = F_0$ ,  $F(L) = F_L$

$$F(x) = F_0 + \left\{ \frac{C_4}{C_1}x + \frac{C_1C_5 - C_2C_4}{2C_1^2} \ln \left| \frac{C_1x^2 + C_2x + C_3}{C_3} \right| \right\} \\ - \left\{ \frac{C_4}{C_1}L + \frac{C_1C_5 - C_2C_4}{2C_1^2} \ln \left| \frac{C_1L^2 + C_2L + C_3}{C_3} \right| - (F_L - F_0) \right\} \\ \times \frac{\tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{-D}}{C_2x + 2C_3}x \right)}{\tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{-D}}{C_2L + 2C_3}L \right)} \quad (8.39)$$

(b) 境界条件  $F(0) = F_0$ ,  $x = L$  で  $dF/dx = dF/dx|_{x=L}$

$$F(x) = F_0 + \left\{ \frac{C_4}{C_1}x + \frac{C_1C_5 - C_2C_4}{2C_1^2} \ln \left| \frac{C_1x^2 + C_2x + C_3}{C_3} \right| \right\} \\ - \frac{1}{C_1\sqrt{-D}} \left\{ 2(C_1L^2 + C_2L + C_3) \left( C_4 - C_1 \frac{dF}{dx} \Big|_{x=L} \right) \right. \\ \left. + \left( C_5 - \frac{C_2C_4}{C_1} \right) (2C_1L + C_2) \right\} \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{-D}}{C_2x + 2C_3}x \right) \quad (8.40)$$

## 8.2.5 地盤モデル要素の結合

これまで述べた解析法での問題点は解析する地盤の形である。側方流動を支配するパラメータとして地形および土質定数が大きな要素を占めているわけだが、図 8.2 のように単純でなく、もっと不規則な形をしている。そこでさらに複雑な地形にも対応できるように、図 8.2 のような地盤要素を  $x$  方向に結合できるモデルを考えた ([98])。  $z$  方向に対しても、土質定数に変化している可能性があるが、 $x$  方向に比べスケールが小さいのと液化状層をうまく判定してその代表値を土質定数とすれば、特異な場合を除いて十分と考える。

地盤の不整形性を図 8.5 のように線形な要素に分割して考える。各々の要素のポテンシャルエネルギーは式 (8.21) によって独立に与えられる。各要素のエネルギーを足しあわせると、次式のようになる。

$$\sum_1^n Q_n = \int_0^{x_{m-n+1}} \mathcal{P} \left( x, F_1, \frac{dF_1}{dx} \right) dx + \int_{x_{m-n+1}}^{x_{m-n+2}} \mathcal{P} \left( x, F_2, \frac{dF_2}{dx} \right) dx + \dots$$



$$\begin{aligned}
& + \int_{x_{m-1}}^L \mathcal{P} \left( x, F_n, \frac{dF_n}{dx} \right) dx + [Q_1(x, F_1)]_0^{x_{m-n+1}} \\
& + [Q_2(x, F_2)]_{x_{m-n+1}}^{x_{m-n+2}} + \cdots + [Q_n(x, F_n)]_{x_{m-1}}^L \quad (8.41)
\end{aligned}$$

ここで添字  $n, m$  はそれぞれ要素, 境界面番号を表す。8.2.3 小節と同様にして

$$\begin{aligned}
\delta \sum_1^n Q_n &= \int_0^{x_{m-n+1}} \left[ \frac{\partial \mathcal{P}_1}{\partial F_1} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_1}{\partial (dF_1/dx)} \right\} \right] \delta F_1 dx \\
&+ \int_{x_{m-n+1}}^{x_{m-n+2}} \left[ \frac{\partial \mathcal{P}_2}{\partial F_2} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_2}{\partial (dF_2/dx)} \right\} \right] \delta F_2 dx + \cdots \\
&+ \int_{x_{m-1}}^L \left[ \frac{\partial \mathcal{P}_n}{\partial F_n} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_n}{\partial (dF_n/dx)} \right\} \right] \delta F_n dx \\
&+ \left[ \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_1}{\partial (dF_1/dx)} + \frac{\partial Q_1}{\partial F_1} \right\} \delta F_1 \right]_{x=0}^{x=x_{m-n+1}} \\
&+ \left[ \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_2}{\partial (dF_2/dx)} + \frac{\partial Q_2}{\partial F_2} \right\} \delta F_2 \right]_{x=x_{m-n+1}}^{x=x_{m-n+2}} + \cdots \\
&+ \left[ \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_n}{\partial (dF_n/dx)} + \frac{\partial Q_n}{\partial F_n} \right\} \delta F_n \right]_{x=x_{m-1}}^{x=L} \\
&= 0 \quad (8.42)
\end{aligned}$$

上式が Euler の微分方程式 (8.27) をみたすためには、次の境界条件が必要である。

- 両端 ( $x=0, L$ ) において

$$F = F_0 \quad (\text{境界条件が与えられている}) \quad \text{または} \quad \frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} + \frac{\partial Q}{\partial F} = 0 \quad (8.43)$$

- 要素の境界において

$$\left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_n}{\partial (dF_n/dx)} + \frac{\partial Q_n}{\partial F_n} \right\} \delta F_n \Big|_m = \left\{ \frac{\partial \mathcal{P}_{n+1}}{\partial (dF_{n+1}/dx)} + \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial F_{n+1}} \right\} \delta F_{n+1} \Big|_m \quad (8.44)$$

式 (8.44) の境界条件は次のように書き換えられる。

$$F_n|_m = F_{n+1}|_m \quad \text{かつ} \quad \left( \frac{\partial \mathcal{P}_n}{\partial (dF_n/dx)} + \frac{\partial Q_n}{\partial F_n} \right) \Big|_m = \left( \frac{\partial \mathcal{P}_{n+1}}{\partial (dF_{n+1}/dx)} + \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial F_{n+1}} \right) \Big|_m \quad (8.45)$$

条件式 (8.45) の第 2 式に  $\mathcal{P}, Q$  を代入すると

$$\begin{aligned}
& \left\{ \left( ET + \frac{4\gamma_l H^2}{\pi^2} \right) \frac{dF}{dx} + \frac{4\gamma_l H b}{\pi^2} F + \frac{2\gamma_l H}{\pi} \left( H + \frac{P}{\gamma_l} - \frac{2H}{\pi} \right) \right\} \Big|_{m,n} \\
& = \left\{ \left( ET + \frac{4\gamma_l H^2}{\pi^2} \right) \frac{dF}{dx} + \frac{4\gamma_l H b}{\pi^2} F + \frac{2\gamma_l H}{\pi} \left( H + \frac{P}{\gamma_l} - \frac{2H}{\pi} \right) \right\} \Big|_{m,n+1} \quad (8.46)
\end{aligned}$$

$E, T, H, P, b$  が隣接した要素で等しければ、式 (8.45) は境界での変位  $F$  とひずみ  $dF/dx$  の連続を示している。このように線形な要素を組み合わせることで、地盤の不整形性を表現できる。

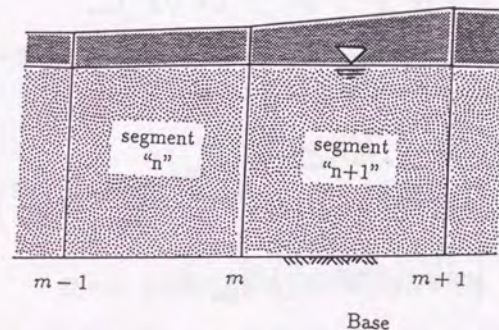


図 8.5 線形要素による解析モデルの分割

### 8.2.6 境界条件についての考察

ここでは境界条件について考察を加える。固定端の場合は問題ないが、地盤に亀裂のはいる場合として、自由端 ( $dF/dx=0$ ) を仮定したが、変分原理より直接得られる条件を考察する。境界条件式 (8.43) より

$$\frac{\partial \mathcal{P}}{\partial (dF/dx)} + \frac{\partial Q}{\partial F} = 0 \quad (8.47)$$

が境界においてみたされればよい。しかし式 (8.47) による解析結果は境界において変位が、斜面上り方向に発生する。これは実験結果から考えても不合理な結果である。そこで亀裂が開く場合のモデル化について詳しく考察してみる。まず図 8.6 のように亀裂が上流から崩れ落ちた土でみだされることにより側圧を受けこれが逆方向の変位を



妨げると考える。液状化層に作用している上載圧を考え、液状化した土は  $K_0 = 1.0$  と考えられるので側圧は図 8.7 のようになる。この側圧によるポテンシャルエネルギー  $\Delta P_{l2}$  を考えると

$$\begin{aligned}\Delta P_{l2}|_{x=0}^{x=L} &= \left[ \int_B^{B+H} \left\{ -\left\{ \gamma_l(B+H-z) + P \right\} F \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} \right\} dz \right]_{x=0}^{x=L} \\ &= - \left[ \left\{ \frac{2\gamma_l H^2}{\pi} + \frac{2PH}{\pi} - \gamma_l \left( \frac{2H^2}{\pi} \right) \right\} F \right]_{x=0}^{x=L} \quad (8.48)\end{aligned}$$

したがって 8.2.2 小節で求めた境界でもポテンシャルエネルギーも考慮に入れ、境界での全ポテンシャルエネルギー  $[Q(x)]_{x=0}^{x=L}$  を考えると

$$\begin{aligned}[Q(x)]_{x=0}^{x=L} &= [\Delta P_{l1}]_{x=0}^{x=L} + [\Delta P_{l2}]_{x=0}^{x=L} \\ &= \left[ -\gamma_l \left( \frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F - \left\{ \frac{2\gamma_l H^2}{\pi} + \frac{2PH}{\pi} - \gamma_l \left( \frac{2H^2}{\pi} \right) \right\} F \right]_{x=0}^{x=L} \\ &= \left[ -\frac{2\gamma_l H}{\pi} \left( B + H + \frac{P}{\gamma_l} \right) F \right]_{x=0}^{x=L} \quad (8.49)\end{aligned}$$

式 (8.21), (8.22) から得られる  $P(x)$  と、式 (8.49) から得られる  $Q(x)$  を式 (8.47) に代入すると、

$$\left( ET + \frac{4\gamma_l H^2}{\pi^2} \right) \frac{dF}{dx} + \frac{4\gamma_l Hb}{\pi^2} F = 0 \quad (8.50)$$

となり上式が境界で満たされればよい。これははじめに仮定した自由端 ( $dF/dx = 0$ ) とは違った結果である。ただし液状化層の厚さが  $x$  方向に変化しない ( $b = 0$ ) ととき式 (8.50) は  $dF/dx = 0$  と等価なものになる。

### 8.3 変位の時刻歴の予測モデル

次に時刻歴を予測するモデルの開発を行う。ここでも地盤のエネルギー（運動エネルギー、ポテンシャルエネルギー）を計算し、Lagrange の運動方程式に代入し運動方程式を導く。変位量予測の解析結果を利用することで、多くの入力パラメータを追加することなく（液状化地盤の粘性項の追加のみ）解けるようにする。

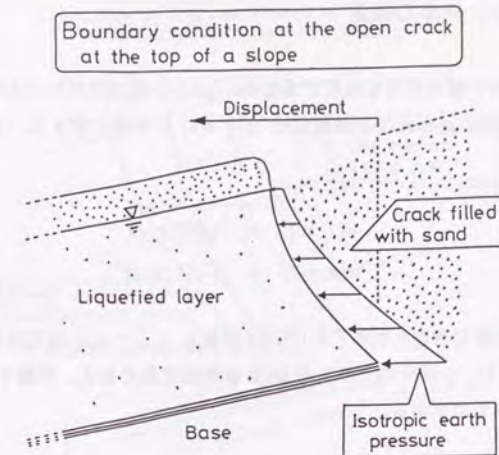


図 8.6 自由端で亀裂ができた場合の地盤状態

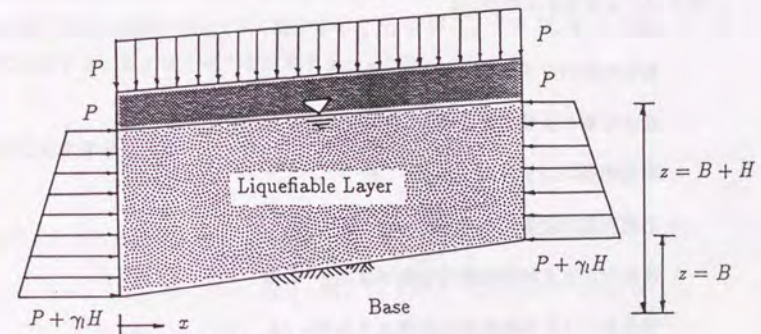


図 8.7 自由端での側方圧の状態



## 8.3.1 解析モデルの仮定

変位量予測の解析結果を利用するため、8.2.1 小節で述べたのと同じ仮定がある。その他に水平変位  $u(x, z, t)$  と鉛直変位  $w(x, z, t)$  は時間に関するパラメータ  $\lambda(t)$  を使い

$$u(x, z, t) = \lambda(t)U(x, z) \quad (8.51)$$

$$w(x, z, t) = \lambda(t)W(x, z) \quad (8.52)$$

のように変数分離できると仮定する (図 8.8 参照)。ここで  $x, z$  はそれぞれ水平、鉛直座標、 $U(x, z), W(x, z)$  はそれぞれ水平、鉛直最終変位量である。考慮すべきエネルギーとしては以下のものがある。

- 運動エネルギー,  $K$

- 液状化層の運動エネルギー,  $K_l$
- 不飽和層の運動エネルギー,  $K_s$

- ポテンシャルエネルギー,  $Q$

- 液状化層のひずみエネルギー,  $E_l$
- 液状化層の位置エネルギー,  $P_l + [\Delta P_{l1} + \Delta P_{l2}]_{x=0}^L$
- 不飽和層のひずみエネルギー,  $E_s$
- 不飽和層の位置エネルギー,  $P_s$
- 慣性力による液状化層の位置エネルギー,  $I_l$
- 慣性力による不飽和層の位置エネルギー,  $I_s$

- 散逸エネルギー,  $D$

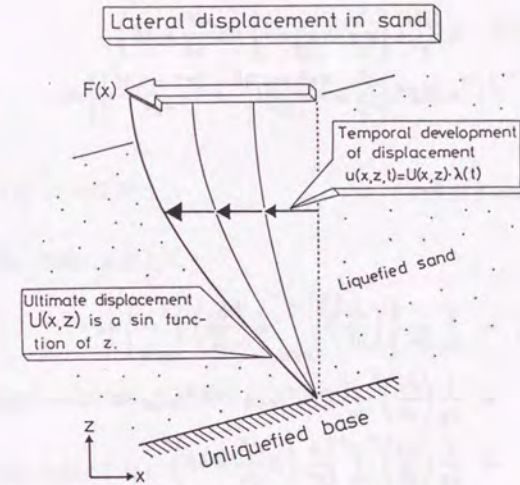


図 8.8 水平変位の進展

## 8.3.2 エネルギーの計算

ここで、 $K, Q, D$  はそれぞれ運動エネルギー、位置エネルギー、散逸エネルギーを意味しており、添字  $l, s$  はそれぞれ液状化層、不飽和層を意味する。この計算には変形量予測で求めた結果を用い、8.2 節で求めた  $u, w$  がここでは  $U, W$  に対応していることに注意する。各エネルギーを計算すると、次のようになる。

## 液状化層の運動エネルギー

$$\begin{aligned} K_l &= \int_0^L \int_B^{B+H} \frac{\gamma_l}{2g} \left\{ \left( \frac{du}{dt} \right)^2 + \left( \frac{dw}{dt} \right)^2 \right\} dz dx \\ &= \frac{\gamma_l}{2g} \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \int_0^L \int_B^{B+H} (U^2 + W^2) dz dx \\ &= \frac{\gamma_l}{2g} \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \int_0^L \left[ \frac{HF^2}{2} + \frac{2H}{\pi^3} (3\pi - 8) \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 \right] dx \end{aligned}$$



$$-\frac{4HF}{\pi^2} \left\{ a + \frac{(8-\pi)b}{2\pi} \right\} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) + HF^2 \left\{ \frac{a^2}{2} + \frac{(\pi^2+4)ab}{2\pi^2} + \frac{(\pi^2+6)b^2}{6\pi^2} \right\} dx \quad (8.53)$$

不飽和層の運動エネルギー

$$\begin{aligned} K_s &= \int_0^L \frac{P}{2g} \left\{ \left( \frac{du}{dt} \right)^2 \Big|_{B+H} + \left( \frac{dw}{dt} \right)^2 \Big|_{B+H} \right\} dx \\ &= \frac{1}{2g} \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \int_0^L P(U^2|_{B+H} + W^2|_{B+H}) dx \\ &= \frac{1}{2g} \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \int_0^L P \left[ \frac{4}{\pi^2} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 - \frac{4}{\pi} F(a+b) \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) + F^2 \{ (a+b)^2 + 1 \}^2 \right] dx \quad (8.54) \end{aligned}$$

液状化層のひずみエネルギー

8.2.2 小節と同様に計算して

$$E_l = \frac{G\pi^2}{16} \lambda^2 \int_0^L \frac{F^2}{H} dx + \tau_r \lambda \int_0^L F dx \quad (8.55)$$

液状化層の位置エネルギー

8.2.2, 8.2.6 小節と同様に計算して

$$\begin{aligned} P_l + [\Delta P_{l1} + \Delta P_{l2}]_{x=0}^{x=L} &= \int_0^L \frac{\gamma_l}{2} \{ (B+H+\delta H)^2 - (B+H)^2 \} dx \\ &\quad + \left[ -\frac{2\gamma_l HF}{\pi} \lambda \left( B+H + \frac{P}{\gamma_l} \right) \right]_{x=0}^{x=L} \\ &= \int_0^L \left[ \frac{2\gamma_l}{\pi^2} \lambda^2 \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &+ \frac{2\gamma_l}{\pi} \lambda \left\{ \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) (B+H) \right\} dx \\ &+ \left[ -\frac{2\gamma_l HF}{\pi} \lambda \left( B+H + \frac{P}{\gamma_l} \right) \right]_{x=0}^{x=L} \quad (8.56) \end{aligned}$$

不飽和層のひずみエネルギー

8.2.2 小節と同様に計算して

$$E_s = \frac{E}{2} \lambda^2 \int_0^L T \left( \frac{dF}{dx} \right)^2 dx \quad (8.57)$$

不飽和層の位置エネルギー

8.2.2 小節と同様に計算して

$$\begin{aligned} P_s &= \int_0^L P \lambda \left\{ \frac{2}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) - (a+b)F \right\} dx \\ &= \frac{2}{\pi} \lambda [PHF]_0^L - \lambda \int_0^L \left\{ \frac{2e}{\pi} H + (a+b)P \right\} F dx \quad (8.58) \end{aligned}$$

慣性力による液状化層の位置エネルギー

$u_b$ を基盤変位とすると、

$$\begin{aligned} I_l &= \int_0^L \int_B^{B+H} \frac{\gamma_l}{g} \frac{d^2 u_b}{dt^2} \lambda F \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} dz dx \\ &= \frac{2\gamma_l}{\pi g} \frac{d^2 u_b}{dt^2} \lambda \int_0^L FH dx \quad (8.59) \end{aligned}$$

慣性力による不飽和層の位置エネルギー

$$\begin{aligned} I_s &= \int_0^L \frac{P}{g} \frac{d^2 u}{dt^2} \lambda F dx \\ &= \frac{1}{g} \frac{d^2 u_b}{dt^2} \lambda \int_0^L PF dx \quad (8.60) \end{aligned}$$



## 散逸エネルギーの追加

一度発生した振動が、エネルギーを失うことがなければ、いつまでも一定振幅の振動を繰り返す。つまり図 8.9 のような振動を起こすということである。なるほど地盤が水であると仮定すると確かに振動を起こすであろう。しかし地盤流動実験からはこのような振動は測定できなかった<sup>1</sup>。よって流動する地盤にはかなりのエネルギー散逸があるとしなければ、現実と相反したものになってしまう。そこで液状化した砂は塑性的性質や、砂粒子の衝突、摩擦などでかなり大きなエネルギーが消費されると考える。そしてその散逸関数として、粘性減衰を用いる。よってこのモデルを粘性モデルと呼ぶことにする。液状化層はせん断ひずみ成分が卓越されているので液状化層の粘性係数を  $\eta$  とすると、散逸エネルギーは次のようになる。

$$\begin{aligned} D &= \int_0^L \int_B^{B+H} \frac{1}{2} \eta \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right) \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz dx \\ &= \frac{1}{2} \eta \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \int_0^L \int_B^{B+H} \left( \frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 dz dx \\ &= \frac{\eta \pi^2}{16} \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \int_0^L \frac{F^2}{H} dx \end{aligned} \quad (8.61)$$

## 8.3.3 Lagrange の運動方程式

Lagrange の運動方程式は一般座標  $\lambda$  に対して次のようにあらわせる。

$$\frac{d}{dt} \left\{ \frac{\partial(K-Q)}{\partial(d\lambda/dt)} \right\} - \frac{\partial(K-Q)}{\partial\lambda} + \frac{\partial D}{\partial(d\lambda/dt)} = 0 \quad (8.62)$$

ここで変数を簡単にするために、 $m, k, f, n, c$  を用いて

$$\begin{aligned} K &= K_l + K_s \\ &= \frac{1}{2} m \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \\ P &= E_l + P_l + [\Delta P_{l1} + \Delta P_{l2}]_{z=0}^z=L + E_s + P_s + I_l + I_s \end{aligned} \quad (8.63)$$

<sup>1</sup> 実際は非常に小さく振動していたかもしれないが、本実験で使用した変位計では測定できなかった。

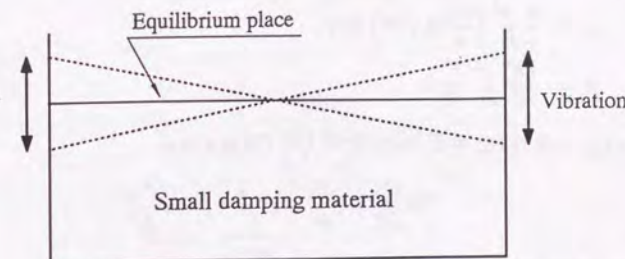


図 8.9 エネルギー減衰が小さい場合の地盤の振動

$$= \frac{1}{2} k \lambda^2 + f \lambda + n \frac{d^2 u_b}{dt^2} \lambda \quad (8.64)$$

$$F = \frac{1}{2} c \left( \frac{d\lambda}{dt} \right)^2 \quad (8.65)$$

とする。ただし

$$\begin{aligned} m &= \frac{\gamma_l}{g} \int_0^L \left[ \frac{HF^2}{2} + \frac{2H}{\pi^3} (3\pi - 8) \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - \frac{4FH}{\pi^2} \left\{ a + \frac{(8-\pi)b}{2\pi} \right\} \left( H \frac{dF}{dH} + bF \right) \right. \\ &\quad \left. + F^2 H \left\{ \frac{a^2}{2} + \frac{(\pi^2+4)ab}{2\pi^2} + \frac{(\pi^2+6)b^2}{6\pi^2} \right\} \right] dx \\ &\quad + \frac{1}{g} \int_0^L P \left[ \frac{4}{\pi^2} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - \frac{4}{\pi} F(a+b) \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) + F^2 \{ (a+b)^2 + 1 \}^2 \right] dx \end{aligned} \quad (8.66)$$

$$k = \int_0^L \left\{ \frac{G\pi^2 F^2}{8H} + ET \left( \frac{dF}{dx} \right)^2 + \frac{4\gamma_l}{\pi^2} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 \right\} dx \quad (8.67)$$



$$f = \int_0^L \left[ \tau_r F + \frac{2\gamma_l}{\pi} \left( H \frac{dF}{dx} + bF \right) (B+H) - \left\{ \frac{2e}{\pi} H + (a+b)P \right\} F \right] dx$$

$$+ \left[ \frac{2}{\pi} P H F - \frac{2\gamma_l H F}{\pi} \left( B+H + \frac{P}{\gamma_l} \right) \right]_{x=0}^{x=L} \quad (8.68)$$

$$n = \frac{1}{g} \int_0^L \left( \frac{2\gamma_l}{\pi} H + P \right) F dx \quad (8.69)$$

$$c = \frac{\eta\pi^2}{8} \int_0^L \frac{F^2}{H} dx \quad (8.70)$$

式(8.63)～式(8.65)を式(8.62)に代入して整理すると

$$m \frac{d^2 \lambda}{dt^2} + c \frac{d\lambda}{dt} + k\lambda = -f - n \frac{d^2 u_b}{dt^2} \quad (8.71)$$

ここで基盤波が正弦波であるとする、

$$\frac{d^2 u_b}{dt^2} = A_b \sin \omega(t - t_b) \quad (8.72)$$

と表すことができる。ここで  $A_b$ ,  $\omega$  はそれぞれ基盤波の振幅, 円振動数,  $t_b$  は一定時間とする。式(8.71)に代入すると次式ようになる。

$$m \frac{d^2 \lambda}{dt^2} + c \frac{d\lambda}{dt} + k\lambda = -f - n A_b \sin \omega(t - t_b) \quad (8.73)$$

これは時間  $t$  に関する2階の常微分方程式であり解析的に解くことができる。

### 8.3.4 運動方程式の解

式(8.73)を書き換えれば次のようになる。

$$\frac{d^2 \lambda}{dt^2} + 2h\omega_0 \frac{d\lambda}{dt} + \omega_0^2 \lambda = -\frac{f}{m} - \frac{n}{m} A_b \sin \omega(t - t_b) \quad (8.74)$$

ただし

$$h = \frac{c}{2\sqrt{mk}}, \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (8.75)$$

この微分方程式の解は、一般解(同次方程式)と特解(非同次方程式)を足しあわせたものである。特解と一般解を求めると次のようになる。

#### 1. 特解

特解は次の式のようにおくことができる。

$$\lambda = C_3 \cos \omega(t - t_b) + C_4 \cos \omega(t - t_b) + C_5 \quad (8.76)$$

ただし

$$C_3 = \frac{2\omega\omega_0 h}{(\omega^2 - \omega_0^2)^2 + (2\omega\omega_0 h)^2} \frac{n}{m} A_b \quad (8.77)$$

$$C_4 = \frac{(\omega^2 - \omega_0^2)}{(\omega^2 - \omega_0^2)^2 + (2\omega\omega_0 h)^2} \frac{n}{m} A_b \quad (8.78)$$

$$C_5 = -\frac{f}{m\omega_0^2} \quad (8.79)$$

$$(8.80)$$

#### 2. 一般解

一般解は  $h$  によって場合分けすると次のようになる。

(a)  $h > 1$  のとき

$$\lambda = C_1 e^{\beta_1 t} + C_2 e^{\beta_2 t} \quad (8.81)$$

ここで

$$\beta_1 = -\omega_0 h + \omega_0 \sqrt{h^2 - 1} \quad (8.82)$$

$$\beta_2 = -\omega_0 h - \omega_0 \sqrt{h^2 - 1} \quad (8.83)$$

(b)  $h = 1$  のとき

$$\lambda = e^{-\omega_0 t} (C_1 + C_2 t) \quad (8.84)$$

(c)  $h < 1$  のとき

$$\lambda = e^{-\omega_0 h t} (C_1 \cos \omega_0 \sqrt{1 - h^2} t + C_2 \sin \omega_0 \sqrt{1 - h^2} t) \quad (8.85)$$

ただし  $C_1$ ,  $C_2$  は初期条件によって決まる定数である。



## 8.4 まとめ

これまで数値計算モデルの説明を行ってきたが、これらはここで新しく開発されたのではなく最終変位量については例えば Towhata ら [123] によって、時刻歴については Towhata ら [122] で報告されている。しかしこれらの報告では最終変位量においては、液状化地盤で  $G=0, \tau_r=0$  を仮定し、液体と同等のものとして取り扱っており変形を止めるのは液状化層上部の不飽和層であるとの仮定で計算を進めている。しかし第7章で述べた実験結果より側方流動を起こす地盤にも地盤密度によった残留強度が存在することがわかってきた。そしてこの残留強度は振動によっても影響されておりこれらの事実もモデルの中で考慮されるべきである。また側方流動の時刻歴についても、実験結果で示したように地盤間隙比と振動の強さがモデルの中に組み込まれるべきである。なお本研究では液状化層上部の不飽和層の影響を検証できる実験は行っていない。そこでこの不飽和層が流動を妨げるように働かない場合、つまりクラックなどの発生でその強度を失ってしまい解析上不飽和層は上載圧のみとして取り扱うことのできる地盤を対象とする。

そこで第9章ではこれまで行ってきた実験結果にこのモデルの適用を試みる。そして流動現象に応じて(自由流動であるか振動流動であるかなど)、如何にパラメータを決定したそのパラメータがどのような意味を持っているのかについて調べ、このモデルの有効性について検討してみる。

## 第9章

### 流動変位予測手法による解析

#### 9.1 概説

ここでは8.2節と8.3節で述べたモデルを実験結果に適用し検証する。流動には自由流動と振動流動があり、これらが異なった流動特性を示すことは第7章で述べてきた。この2種類の流動に対してどのように数値計算モデルが適用できるかについて考察を行う。

モデルのパラメータは非常に簡単で明快なものばかりであるが、時刻歴解析で用いる液状化層の粘性係数のみがよくわからない値である。この粘性は真の粘性とは違い流動地盤のエネルギー損失を簡単な数式化でもって説明するために仮想的に用いた値であるため、真の粘性とその特性を異にすることが十分考えられる。そこでこの粘性をどのように評価すべきなのかについても実験で得られた値との相関関係を考慮に入れつつ検討を行う。検証は実験から得られた流動変位と数値モデルの計算から得られた流動変位を比較することで行うことにする。



## 9.2 自由流動実験結果に対する数値モデルの適用

### 9.2.1 入力パラメータの決定

ここで用いる実験結果は自由流動実験1, 自由流動実験2とTEST12である。つまり自由流動を起こすことができるくらいゆるい地盤の解析である。まずこの実験で用いるべきパラメータを決定する。

- 地盤形状

地盤形状は第6章に示したとおりであるが、第7章で指摘したように基盤の直上ではあまり変位が進行しない(図7.45～7.52参照)。また20%斜面の地盤モデルについては、マーカーから読みとった値からは液状化層底部(マーカーラインA)の斜面肩方向で変位が即座に止まってしまう傾向(7.2.1小節の図を参照)を示しており、地盤全体で流動するというモデルの仮定を満たしていない。これらのことを考慮に入れ、数値計算で用いる地盤モデルを図9.1, 9.2のように仮定する。実際はその実験ごとに流動を起こす範囲を決定するべきであるが、ここでは簡単のため図に示したような地盤形状をすべての実験で用いることにする。

- 境界条件

斜面先では固定端、斜面肩では固定端か自由端の選択ができるようになっている。本実験の場合は両端固定である。

- 地盤強度  $G, \tau_r$

この数値モデルで用いる地盤強度のパラメータは、せん断剛性  $G$  と残留強度  $\tau_r$  である。まずせん断剛性は大変形を問題にすることや、図7.78～7.103に示した流動地盤の応力-ひずみ関係より  $G = 0$  と仮定して問題はない。次に残留強度であるが、第7章に示した実験結果より地盤は水平になるまで流動するのではなく傾きをもって止まるため、残留強度があると考えべきである。そして模型地盤であるため応力レベルも低く非常に小さい値であることが想像できる。そこでこの数値モデルを用いて逆解析を行い、残留強度を算定する。モデルの有効性を確かめるのに用いるのは流動変位であるので、この値を使って逆解析しては比較

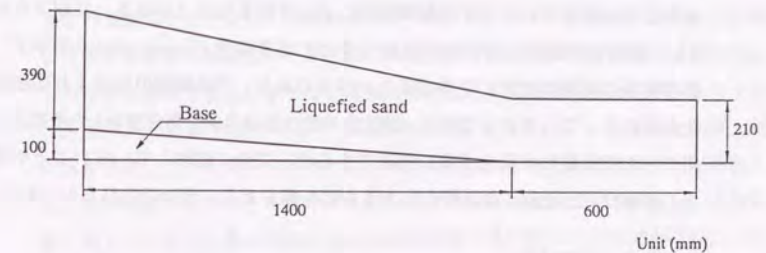


図 9.1 数値計算で用いた地盤モデル (斜面勾配 20%)

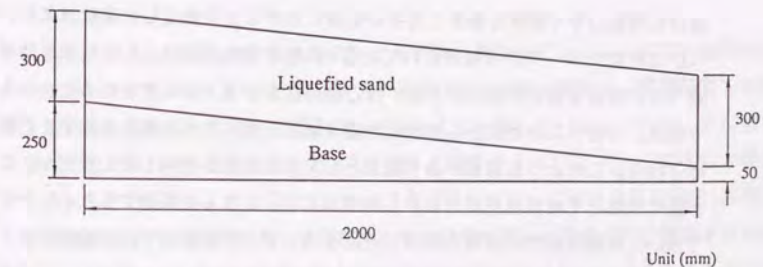


図 9.2 数値計算で用いた地盤モデル (斜面勾配 10%)



検討の意味が薄れてしまう。したがってここでは地盤の傾きを使うことにする。つまり流動後に測定した地盤の傾きと、数値計算による地盤の傾きが同じになるまで残留強度の値を変化させてイタレーションを行い、傾きが等しくなったときの残留強度の値を入力値として用いる。図 9.3 にこのようにして求めた間隙比と残留強度の関係を示す。間隙比が大きくなるほど残留強度は小さくなり、また残留強度は地盤形状によらず地盤間隙比によって決まるようである。比較のため図 9.4 に振動台実験と三軸圧縮試験から求めた定常状態 (Steady state) を示す。振動台実験の結果は非常に小さな応力レベルにあり、三軸試験の結果より間隙比が大きめになっているようである。振動台実験は排水条件 (部分排水) や浸透流の作用などの実地盤の状態を忠実に再現できるが、完全に飽和していないことや境界との摩擦など、地盤に悪影響を与えるものも多くあり、違いが現れるのであろう。

- 液化化砂の粘性係数  $\eta$

液化化層の粘性係数は、どの程度の値を取るのかまったく見当のつかないパラメータである。この値が数値モデルに組み込まれた背景は、流動変位の時刻歴を予測するときどうしてもエネルギー減衰を考える必要があることである。しかしこの減衰がどのようなメカニズムで起こるかは、非常に難しい問題である。普通、土質力学で用いられるのは塑性ひずみによる減衰であるが、流動している地盤の減衰が塑性ひずみだけで表すことができるかは疑問がある。

液化化地盤の中で物体を動かしてその物体にかかる力を測定した実験結果がいくつかの研究グループから報告されている (例えば [98], [130])。この結果を簡単に述べると物体を動かす速度が大きいほど物体にかかる力が大きくなるというものである。つまりこの結果から液化化地盤は粘性と同じような特性を示すと結論づけられる。このような背景があり減衰として粘性減衰を採用したわけだが、これが真の粘性とその特性を同じにする保証はなく、これらを区別するためにモデルで用いた粘性を仮想の粘性と呼ぶことにする。そこで本研究では実験結果をうまく説明するためには仮想の粘性がどのような値を取ればいいのか議論し、この適用性について検討する。

- 液化化層の単位体積重量  $\gamma_l$

実験で作製した地盤モデルは水中斜面であるため、液化化層の単位体積重量とし

て水中重量を使うべきか、それとも飽和重量を使うべきなのかの問題が生じる。まず最終変位量を予測するときに用いているのはポテンシャルエネルギーであり、水面高さが変化しなければ水のポテンシャルエネルギーの変化はないということになる。実験前と実験後で水面高さは変化していないので液化化層の水中単位体積重量  $\gamma_l - \gamma_w$  を使いポテンシャルエネルギーを計算する。

次に時刻歴解析であるが、同様にポテンシャルエネルギーの計算から導かれる値には水中単位体積重量を用いる。また時刻歴解析では運動エネルギーも計算する。これは少し複雑である。なぜなら地盤は間隙水と共に流動するが、ポテンシャルエネルギーの計算で述べたように水面高さは変化しない。これは液化化層上部の水が移動しているからであるが、当然この移動によってもエネルギーが使われる。水の運動エネルギーをどのように評価するかは、流動により移動した土の体積と同じだけの水の量が移動しなければ水面を一定に保つことができないことを考え、地盤の速度の 2 乗を体積で積分した値と水の速度の 2 乗を体積で積分した値は等しいと仮定する。つまり運動エネルギーで用いる液化化層の単位体積重量は  $\gamma_l + \gamma_w$  ということになる。

## 9.2.2 実験結果の解析

図 9.5 ~ 9.9 に自由流動実験 1 における実験と数値モデルによる計算の流動変位の時刻歴の比較を示す。9.2.1 小節で述べたようにまず地盤の傾きから残留強度を逆解析し最終変位量を求めたわけであるが、どれもよく一致しているといえる。ただ液化化層の間隙比が小さくなるにしたがって (特に TEST 6 と TEST 7)、そのずれが現れてくるようであるが、これは間隙比が小さくなるにしたがって流動化層の範囲 (基盤近くでは流動しないなど) が変わってきたため、解析に用いる地盤の形を検討する必要がある。ただしここでのずれは小さくそれほど甚大ではないのでこのままの値を用いることにする。

最終変位に至るまでの過程 (時刻歴) であるが、これまでに述べてきたように変位がある程度進行したときにダイランシーの発生によりブレーキがかかり変位速度が



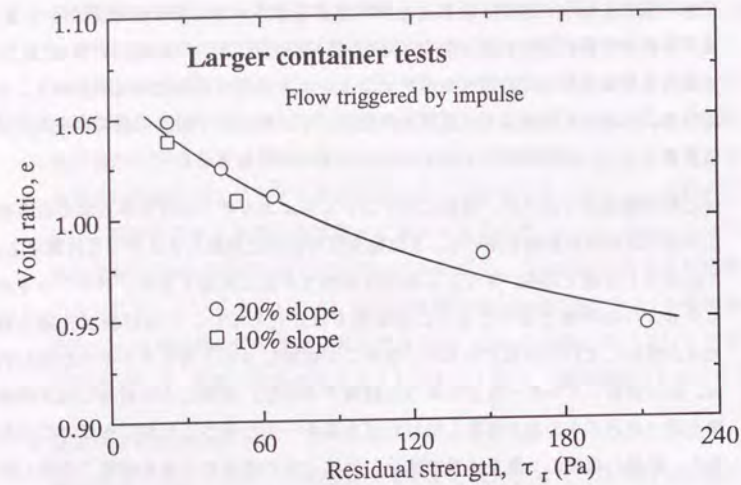


図 9.3 自由流動実験より求めた間隙比と残留強度の関係

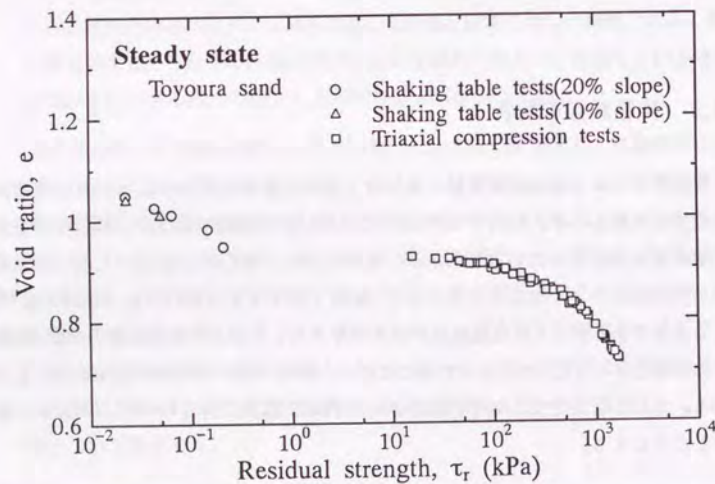


図 9.4 振動台実験と三軸試験で求めた定常状態の比較

落ちるところがある。しかしこのような現象が起こることは数値計算モデルに組み込まれていない。ここでは流動地盤の仮定の粘性を求めることも目的としており、このような変位速度の変化で真の値からずれた値を算定してしまうことを避けるため、最終変位量の3割のところで強制的に速度を3割にする操作を施した。図9.5～9.9の計算結果(点線)を見ればわかるように、1点で急激に速度を変えるため変位の傾きが不連続なところが現れてしまうが、この部分に重点を置いて着目しているわけではないので問題はない。

図9.5～9.9に示したように減衰定数  $h = 0.63$  と仮定して計算を行うと、地盤間隙比によらず自由流動の時刻歴を正確に予測できているのがわかる。減衰定数が0.63となるのは完全塑性体を仮定したときの減衰定数とほぼ同じ値であることは興味深い事実である。

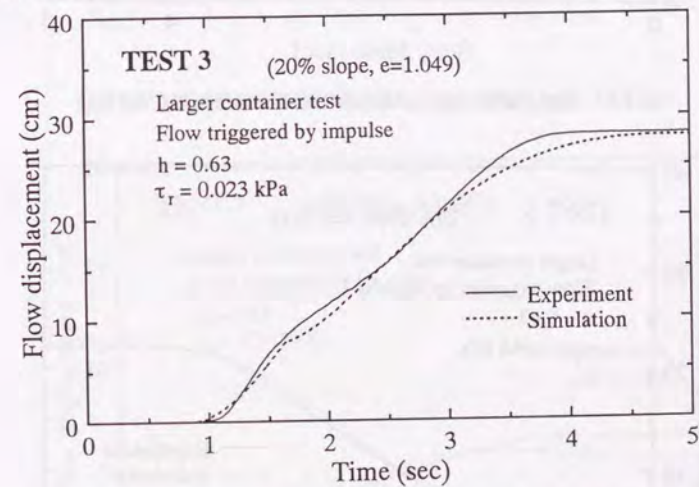


図 9.5 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 3)

図9.10, 9.11に自由流動実験2のシミュレーション結果を示す。この実験では斜面勾配は10%であり、流動中に変形が一度止まってしまうような現象が現れる。しかし自由流動実験1と同様な補正しか行っていないため、実測値とシミュレーションの間にかなり違いがあり判定しにくい。やはり減衰定数は0.63程度が妥当であろう。どの



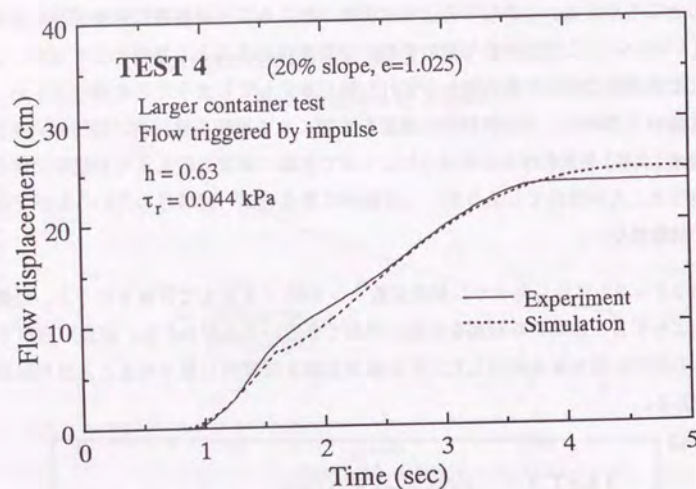


図 9.6 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 4)

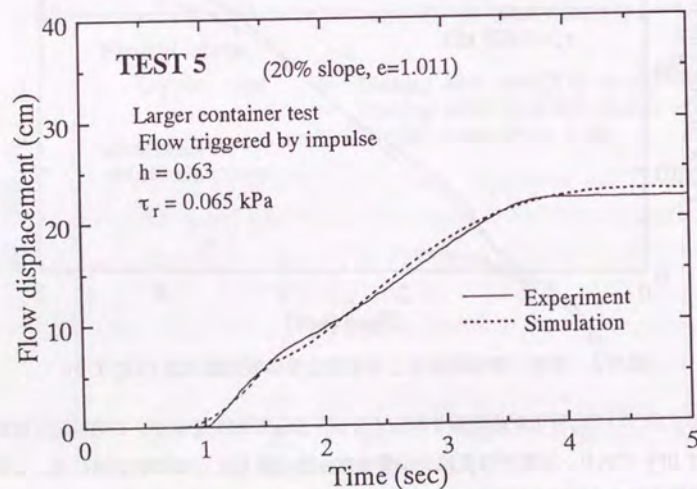


図 9.7 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 5)

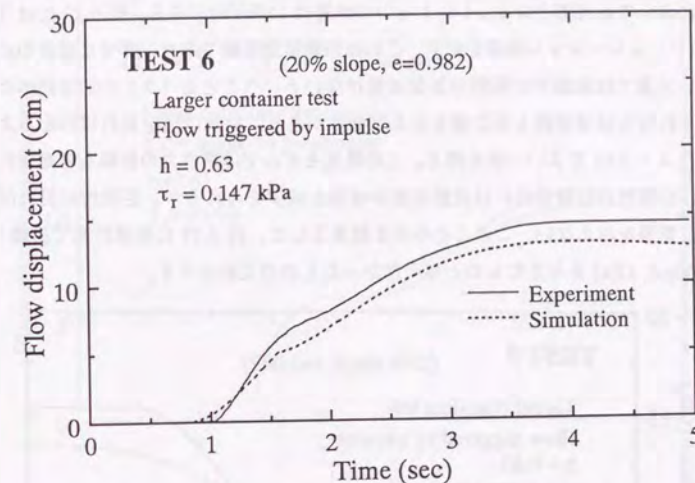


図 9.8 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 6)

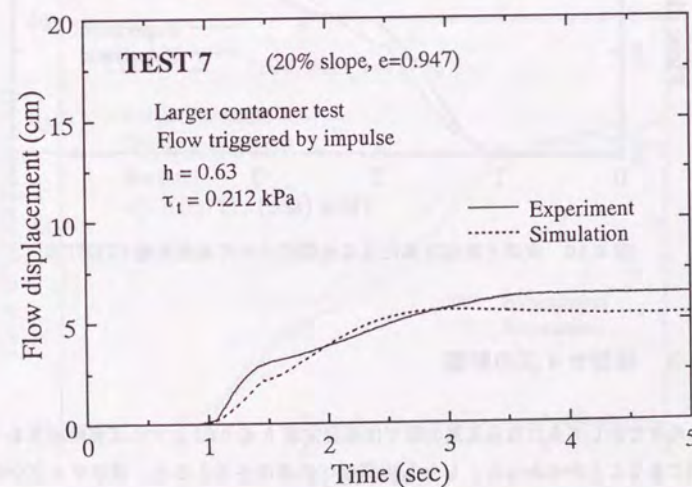


図 9.9 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 7)



結果においても実測とシミュレーションの誤差は15%以内である。図9.12にはTEST 12のシミュレーション結果を示す。これは振動流動実験であり、非常に密度の小さいゆるい地盤では流動中に振動の影響は受けないということを7.2.4小節で述べた。そしてそれなら減衰定数も同じ値をとる可能性がある。結果は図を見ればわかるようにやはり  $h = 0.63$  でよい一致を得る。この数値モデルでは慣性力の影響も考慮されており、この慣性力は微視的には流動速度の増加と減少を与えるが、巨視的に見れば流動速度に影響を与えない。このことを示す結果として、図9.13に数値計算で振動(正弦波, 500gal, 4Hz)を与えたものと与えなかったものの比較を示す。

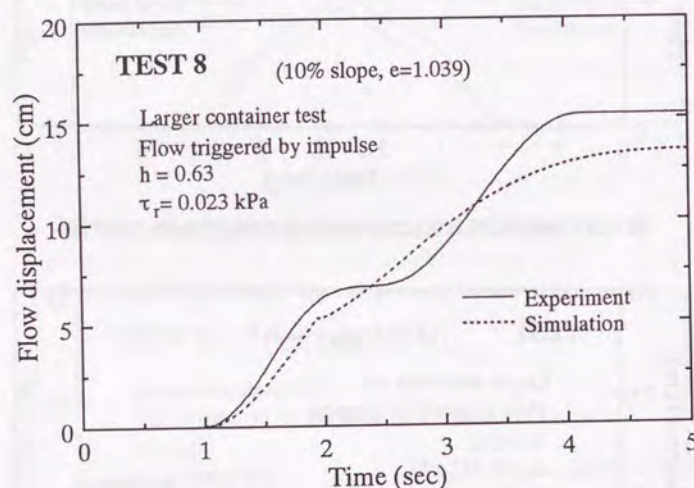


図 9.10 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 8)

### 9.2.3 模型サイズの影響

今まで示してきた自由流動実験では減衰定数  $h$  を 0.63 とすれば実験結果をうまく説明できることがわかった。しかし実問題への適用を考えると、模型サイズが違っていても減衰定数  $h$  は一定になるかどうか検討する必要がある。図9.14に小型土槽実験の結果に数値モデルを適用した結果を示す。小型土槽では変位計を使った測定は行ってお

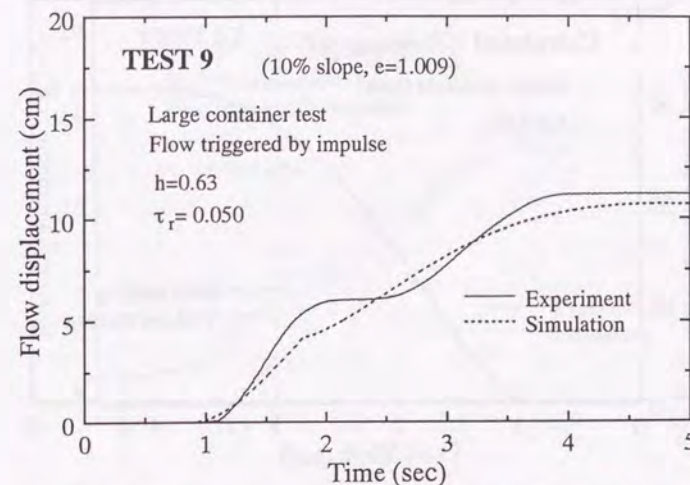


図 9.11 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 9)

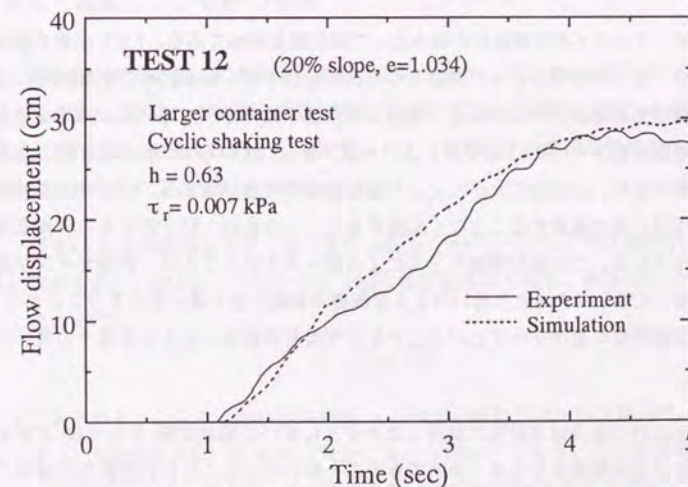


図 9.12 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 12)



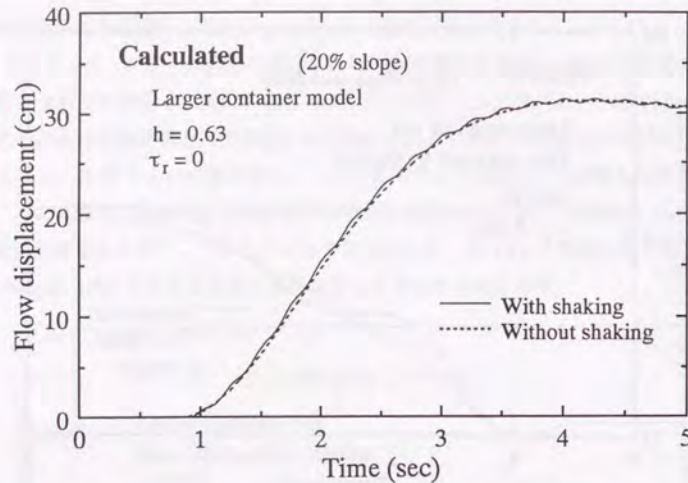


図 9.13 数値計算において慣性力が流動速度に与える影響

らず、マーカーをビデオ画像から読みとって変位量を求めてある。7.2.1 小節で述べたようにマーカーから読みとった変位はその絶対量が小さくなる。そこで解析時には最大変位量は実験結果と同じになると仮定し時刻歴の計算を行っている。結果を見るとやはり減衰定数を  $h = 0.63$  とするとよい一致が得られているのがわかる。減衰定数は無次元量であり、この値の大小によって振動減衰の状態が定まる。つまりこの値が小さければほとんど減衰することなく振動するし、この値が1以上になると非周期運動(過減衰)となる。この値が模型サイズによらず一定ということは、模型サイズが変わると振動したりしなかったりというような流動の挙動が全く違ってしまわなくて、同様な流動変位の進行を示すということなので模型実験を行う上では都合の良いことである。

自由流動の場合は本研究で開発したモデルにおいて減衰定数  $h$  を 0.63 とおくと実験における流動現象をうまく説明できることがわかった。ただし理論的に減衰のメカニズムを解明したわけではないため、この結論の信頼性を増すためにさらに多くの違った模型でも確認する必要があるだろう。

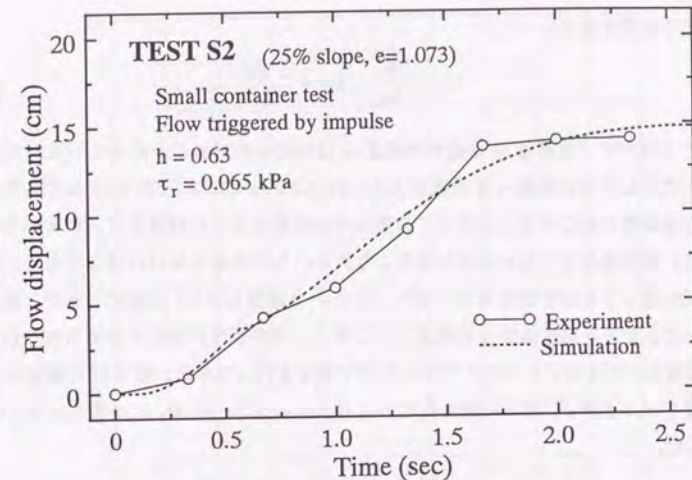


図 9.14 小型土槽実験における数値モデルの適用

#### 9.2.4 流動している砂の粘性

今までは減衰定数  $h$  に着目して整理を進めてきた。ここでは流動している砂の粘性  $\eta$  に着目してみる。自由流動実験1のシミュレーション結果から粘性を計算して粘性係数と間隙比の関係を求めると、図 9.15 のようになる。粘性は間隙比が小さくなると少し増加するようである。

図 9.16 に液状化層の中でパイプを引っ張り、そのパイプにかかる牽引力と牽引速度の関係を示す。例えばこの図から砂の粘性係数を求めてみる。流体の中で物体にかかる抗力  $D$  は、

$$D = C_D a \frac{\rho U^2}{2} \quad (9.1)$$

により表される。ここで  $C_D$  は抗力係数、 $a$  は物体の流れ方向への投影面積、 $\rho$  は流体の密度、 $U$  は流速である。図 9.16 の実験では  $a = 90 \text{ cm}^2$  である。例えば流速として  $1 \text{ cm/s}$  の値を代表値としてとる。抗力係数は Stokes の法則が成り立つ範囲<sup>1</sup>にあるとし

<sup>1</sup>Stokes の法則が成り立てば、抗力は速度に比例することになる。



次のよう仮定する [6]。

$$C_D = \frac{6}{Re}, \quad Re = \frac{U d g}{\eta} \quad (9.2)$$

ここで  $d$  はパイプの直径,  $g$  は重力加速度,  $\eta$  は粘性係数である。式 (9.1), (9.2) に既知の値を代入して粘性係数  $\eta$  を計算すると、約  $0.2 \text{ kPa}\cdot\text{s}$  になり<sup>2</sup>図 9.15 に示した実験結果とほぼ同じ値になる。ただしこの値は今回実験を行った模型サイズにおける値である。実問題を考えるとかなり模型より大きいものを考えなければならない。模型サイズが変わっても減衰定数  $h$  は一定でよいという議論を 9.2.3 小節でしたが、減衰定数を一定とすると粘性係数  $\eta$  は変化してしまう。どのように変化するであろうか。そこで数値モデルを用いたパラメトリックスタディを行ってみる。図 9.17 に解析に用いる地盤モデルを示す。ここに記されているパラメータ  $L, B, H, \tau_r$  を変化させて解析を行った。

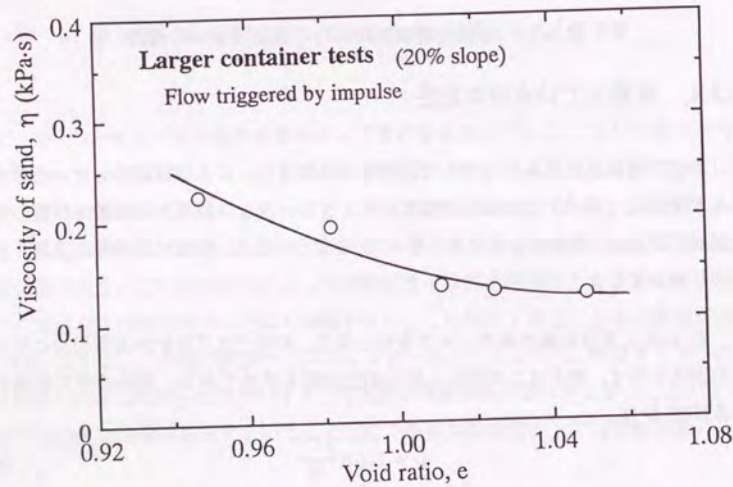


図 9.15 流動している地盤の粘性係数と間隙比の関係

<sup>2</sup>水 (20°C) の粘性係数は約  $10^{-3} \text{ kPa}\cdot\text{s}$  であることを考えると、液状化砂の粘性は水の約  $2 \times 10^5$  倍ということになる。

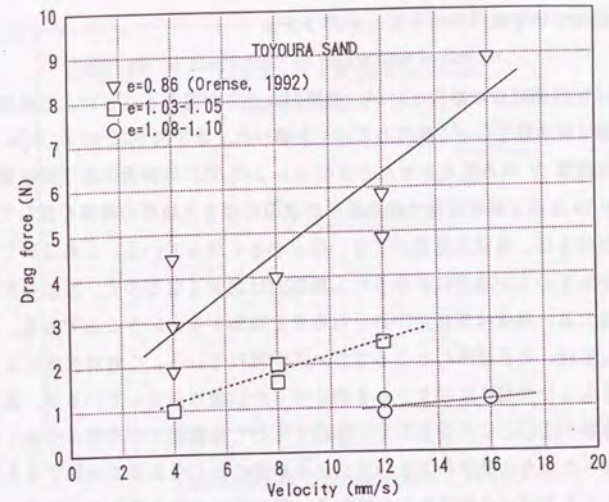


図 9.16 液状化地盤中でのパイプの牽引力と牽引速度の関係 [130]

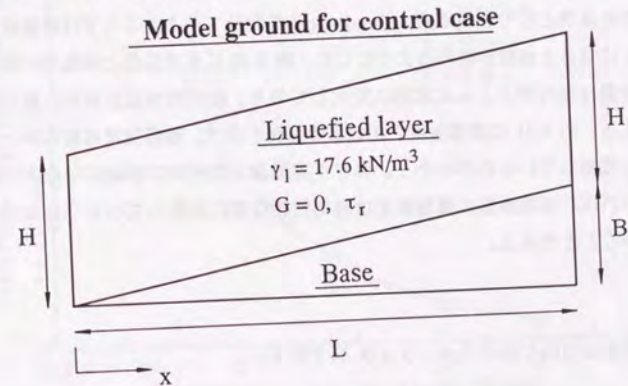


図 9.17 解析に用いる地盤モデル



## 最終変位量についてのパラメトリック スタディ

これは粘性係数には関係ないが、模型の大きさが変わることにより残留強度と変形がどのような関連性をもって変化していくか調べた。まず図 9.18 に  $L, B, \tau_r$  は一定とし、液状化層厚  $H$  のみ変化させたときの  $x = L/2$  での地表面の水平変位量の変化を示す。図 9.19 は同じ解析結果で流動後の地表面の傾きと層厚の関係を表している。流動後の地盤傾きは、液状化層厚が大きいほど小さくなっている。これは同じ傾きであれば層厚が大きい方が地盤にかかるせん断応力は大きくなるので、残留強度一定のもとで層厚の大きい地盤は傾きが小さくなるまで流動するということである。また水平変位に関しては、ある層厚のところでピークが現れている。これは流動により地盤がある傾きをもった地盤に変形するとき動くべき土の量は決まっているが、層厚が大きくなると地盤の深いところからも土が移動するので地表面での変位は小さくなる。しかし先程述べたように層厚の大きい方がより水平に近くなるまで流動できるため、ある層厚のところでピークが現れるのである。模型実験を行う場合に当てはめると層厚を大きくすると水平に近くなるまで変形するが、あまりに大きくしすぎると変位量は小さくなってしまふということである。

次に解析模型サイズを相似に変化させた。 $L = 5 \text{ m}, B = 0.5 \text{ m}, H = 0.2 \text{ m}$  のときの模型を基準として相似率 (Scaling factor) を定めてある。ここでは流動後の地盤傾きが 2% になると流動が終わるようにした。図 9.20 に水平変位と相似率の関係を示した。変位量は相似率とともに線形に変化しており、幾何的相似は完全に満たされているといえる。図 9.21 に残留強度と相似率の関係を示す。残留強度は相似率とともにほぼ線形に増加しているのがわかる。つまり実地盤と幾何的に相似になるような模型を作りたければ、模型地盤の残留強度は幾何的相似率に比例して小さくしなければならないということである。

## 時刻歴解析についてのパラメトリック スタディ

数値モデルと実験結果の対応から自由流動の減衰係数  $h$  は 0.63 であるとの結果が得られたのでここでは減衰定数を一定とし、流動している砂の粘性係数に地盤のサイ

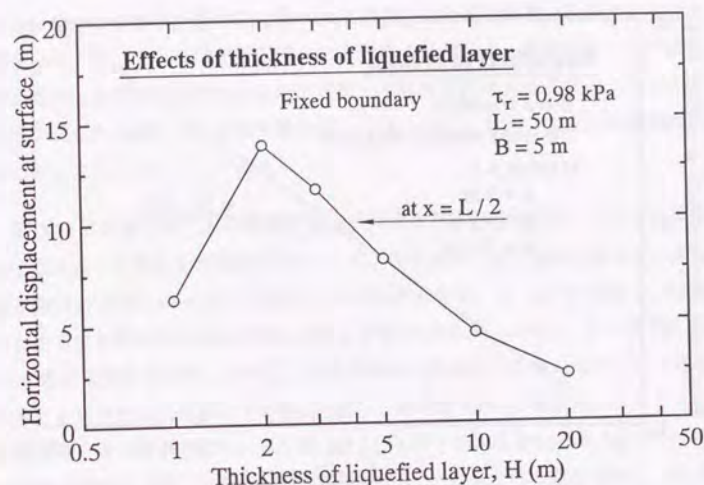


図 9.18 水平変位量に及ぼす液状化層厚の影響 (残留強度一定)

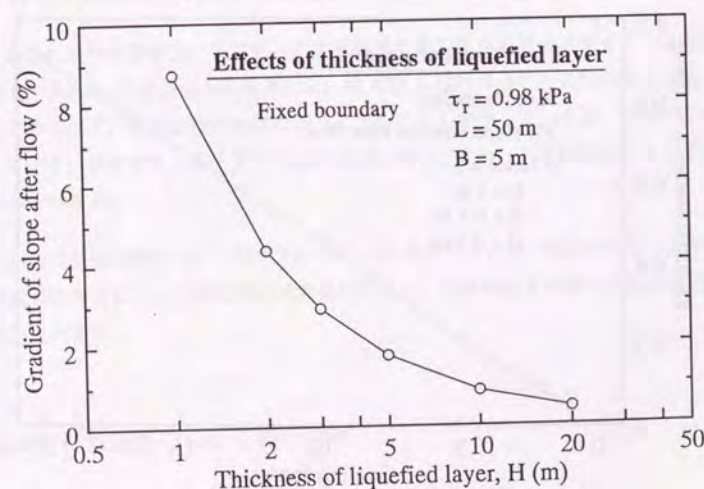


図 9.19 流動後の斜面傾きに及ぼす液状化層厚の影響 (残留強度一定)



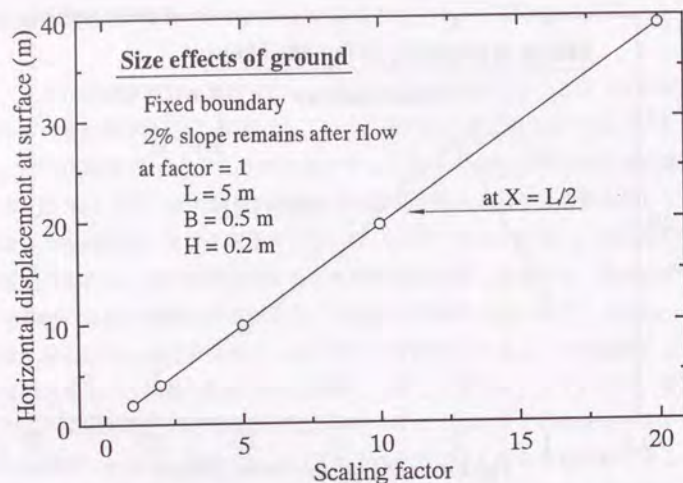


図 9.20 水平変位量に及ぼす地盤サイズの影響 (流動後の地盤傾き一定)

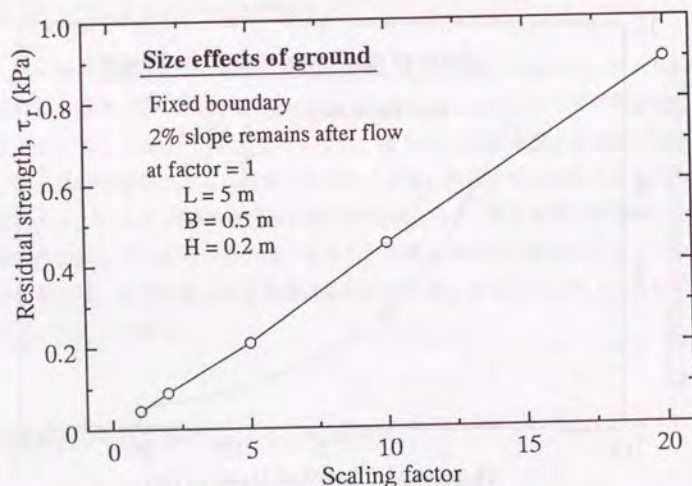


図 9.21 残留強度に及ぼす地盤サイズの影響 (流動後の地盤傾き一定)

ズがどの様に影響するか調べる。図 9.22 に計算された粘性係数に及ぼす液状化層厚の影響を示す。ここでは液状化層の厚さのみ変化させている。斜面長さに比べ液状化層厚が小さいとき液状化層厚の 2.5 乗に比例して粘性係数は大きくなるようである。もし層厚の違った地盤で同じ粘性係数を用いるとしたら、層厚の大きい地盤では簡単に振動してしまうということである。

図 9.23 に計算された粘性係数に及ぼす斜面長さの影響を示す。ここでは地盤の傾きを一定に保って斜面長さを変化させている。斜面長さに比べ液状化層厚が小さいとき粘性係数は斜面長さの-1 乗に比例しているのかわかる。図 9.24 に地盤を相似に変化させたときに計算された粘性係数に与える影響を示す。 $L = 25 \text{ m}$ ,  $B = 2.5 \text{ m}$ ,  $H = 1 \text{ m}$  のときの地盤を相似率 1 とする。粘性係数は相似率の 1.5 乗に比例して大きくなっている。これは液状化層厚の 2.5 乗に比例し、斜面長さの-1 乗に比例することを考えれば納得のできる事実である。また式 (8.66), (8.67), (8.70) からパラメータ  $m$ ,  $k$ ,  $c$  の長さの次元を考えると、 $m$  は長さの 4 乗に比例し  $k$  は長さの 3 乗に比例し  $c$  は長さの 2 乗に比例することがわかる。式 (8.75) の  $h$  を一定にするためには、粘性係数  $\eta$  は長さの 1.5 乗に比例しなければならないことからこの結果は理解できる。

最後に液状化層厚は一定に保ったまま液状化層の傾きを変化させる。つまり解析地盤モデル図の  $B$  の値のみ変化させた。図 9.25 には計算された粘性係数と地盤の傾きの関係を示す。粘性係数は地盤の傾きとともに少し増加しているが、ほぼ一定値をとっている。減衰定数  $h$  を一定とすると地盤の傾きが変わっても粘性係数  $\eta$  は変化しないのかわかる。

以上の粘性係数についてのパラメトリック スタディより、減衰定数を一定とすると地盤の大きさによって粘性係数は大きく変化し、地盤の傾きの違いはほとんど影響しないといえる。

### 9.2.5 粘性減衰についての一考察

数値計算モデルでは、粘性減衰を考えるため流動化した砂の粘性係数をパラメータとして運動方程式を展開したが、実験結果との比較によりこの粘性係数は一定値に



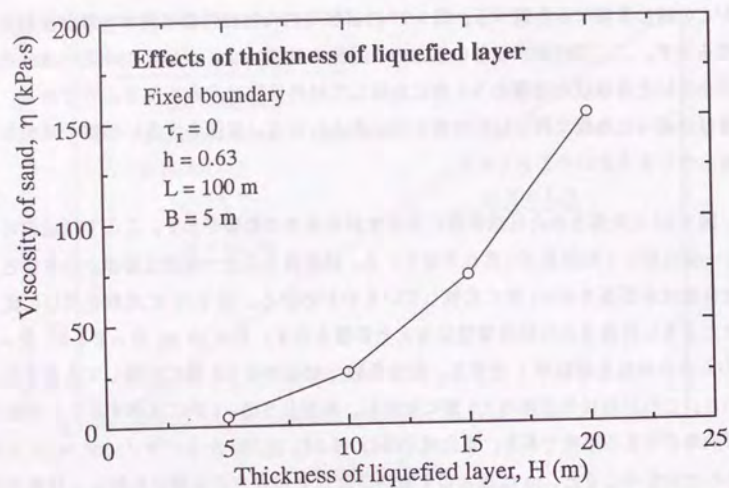


図 9.22 流動している砂の粘性係数に及ぼす液状化層厚の影響 (減衰定数一定)

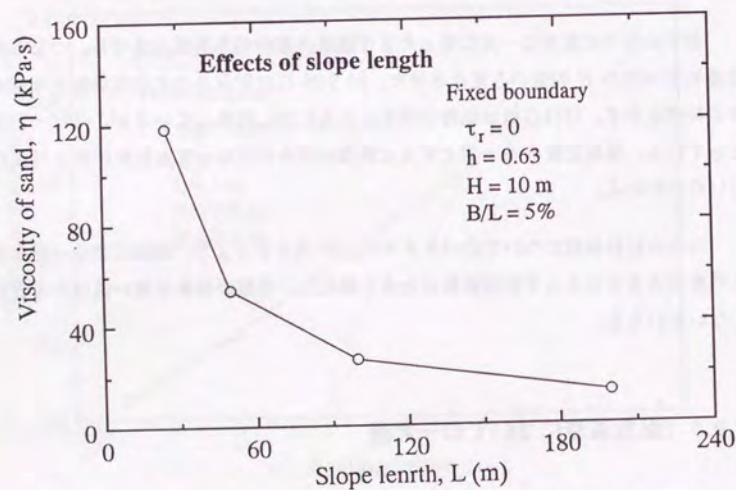


図 9.23 流動している砂の粘性係数に及ぼす斜面長さの影響 (減衰定数一定)

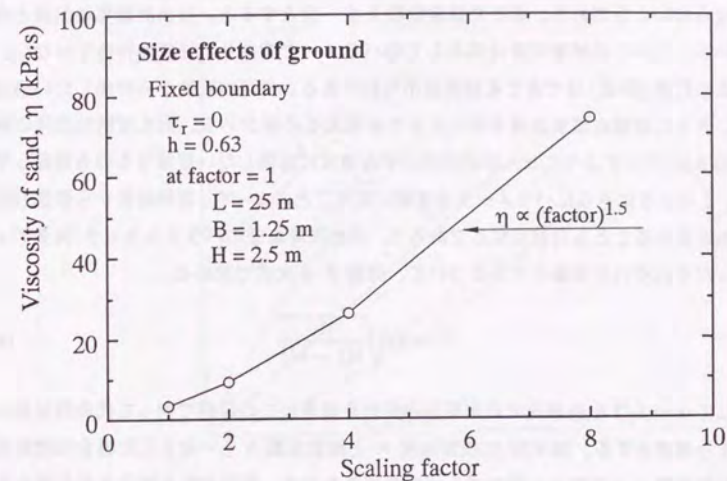


図 9.24 流動している砂の粘性係数に及ぼす地盤サイズの影響 (減衰定数一定)

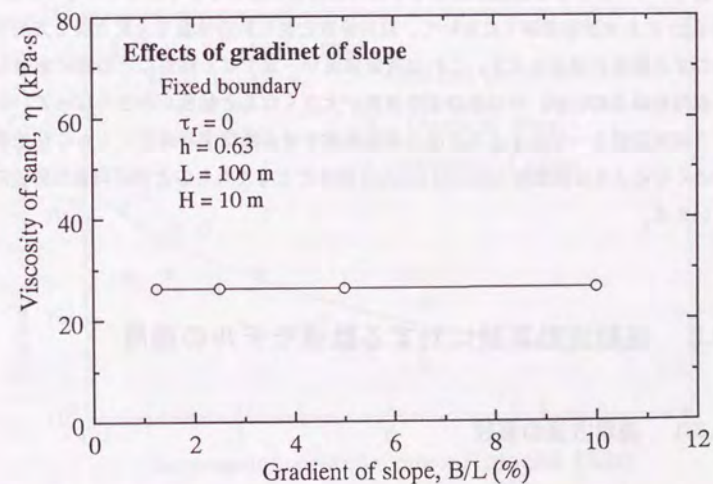


図 9.25 流動している砂の粘性係数に及ぼす液状化層傾きの影響 (減衰定数一定)



はならないようである。そこで減衰定数  $h$  を一定とすると、自由流動実験結果とうまく一致したがこの減衰定数は系としてのパラメータであり、材料の特性ではない。このため計算(評価)はできても測定は不可能である。材料の特性から評価したい場合には、さらに複雑な減衰機構を持ったものを考える必要がある。例えば粘性流体の中にも図 9.26 に示すようにせん断応力がひずみ速度に比例しない複雑なものも存在している。このようにさらにパラメータを複雑にすることによって、材料特性から散逸(減衰)関数を定めることも可能になるであろう。例えば時刻歴のパラメトリック スタディを行ったそれぞれの地盤モデルについて、周期  $T$  を次式で求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k(1-h^2)}} \quad (9.3)$$

そして  $x = L/2$  の地表面での水平方向変位を層厚とこの周期で割って代表的なせん断ひずみ速度とする。図 9.27 に残留強度  $\tau_r$  と減衰定数  $h$  を一定とした場合の流動地盤の粘性係数  $\eta$  とこのせん断ひずみ速度の関係を示す。斜面勾配を変化させた場合を除いて、代表的に近似したせん断ひずみ速度を用いたにもかかわらずよい相関が得られており、せん断ひずみ速度が大きくなるほど粘性係数は小さくなっているのがわかる。図 9.28 に自由流動実験 1 において、粘性係数と変位計の位置で上記と同じ方法で求めたひずみ速度の関係を示す。これは残留強度が一定でなく粘性にどの様に影響してくるかはわからないが、やはりひずみ速度が大きくなると粘性が小さくなっている。つまり減衰定数を一定とすることは、流動地盤をせん断ひずみ速度とともに粘性係数が小さくなるような擬塑性(pseudo-plastic)流体だと考えたものとほぼ同等な関係にあるといえる。

### 9.3 振動流動実験に対する数値モデルの適用

#### 9.3.1 適用方法の概説

振動流動では問題はさらに複雑である。例えば振動を止めると変形は即座に止まってしまう、残留強度はどの値なのかよくわからない。そこで次のように簡単に考える

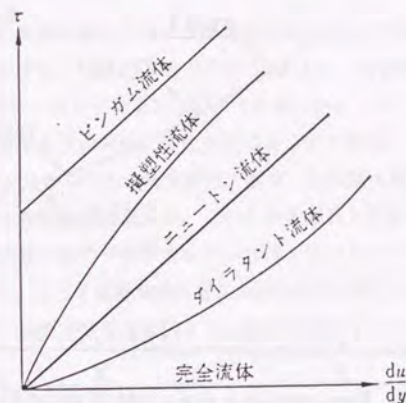


図 9.26 粘性流体の種類 [24]

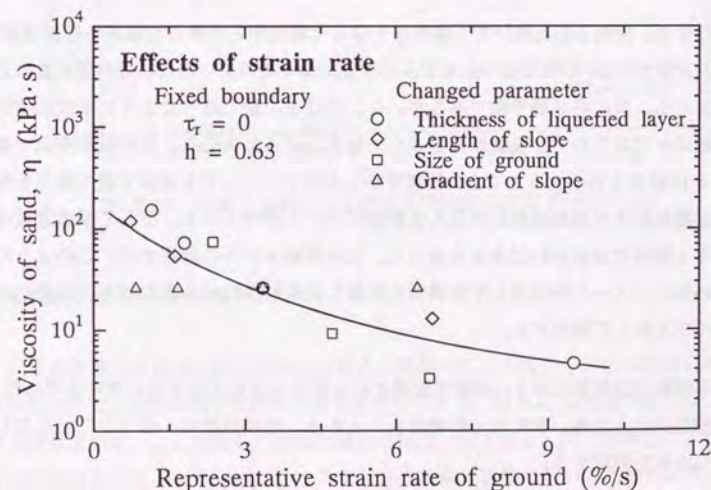


図 9.27 流動地盤の粘性係数とせん断ひずみ速度の関係(残留強度, 減衰定数一定)



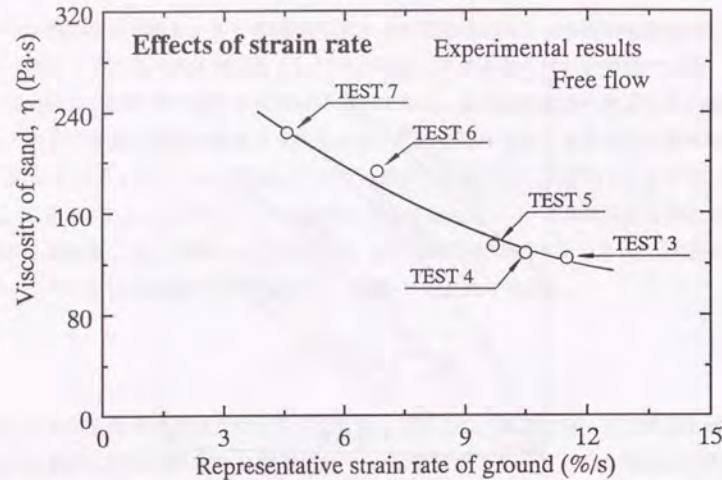


図 9.28 流動地盤の粘性係数とせん断ひずみ速度の関係 (自由流動実験 1)

ことにする。振動を加え続けても動かなくなった地盤から計算した強度を残留強度<sup>3</sup>とする。よって 8.2.1 小節で述べたモデルの仮定が満たされていれば、最終変位量は正しい値になる。次に時刻歴予測であるが、ここでは 9.4 節で述べたように未知の値は減衰係数のみであるので、実験結果とよく一致するように決める。自由流動実験で減衰定数  $h$  は結果を説明する上でよい相関を示したので、ここでも減衰定数で結果を整理し、振動の強さや地盤間隙比が与える影響について調べてみる。そして減衰定数は振動強さと間隙比がわかれば求まる値とし、この数値モデルに適用する。このようにして求めたパラメータを使用して時刻歴を計算し、もし振動が止まればそこで変位の進行も止まるとして解析する。

本実験では非常にゆるい地盤で実験を行ったので振動を続けると常に水平になり、残留強度は 0 となる。またせん断剛性も 0 とする。地盤形状は、図 9.1 に示したものと同一ものを使用する。

<sup>3</sup>つまり振動が与えられた状態での残留強度

### 実験結果の解析

図 9.29 ~ 9.40 に実験結果に合うように減衰定数を決めて計算をした変位の時刻歴と実験結果の比較を示す。TEST 10 と TEST 11 においては振動強さが一定でなく、後半の方が振動が大きかったため結果にこのような違いが生じている。このことは振動の強さによって流動する地盤の特性に変化が生じることを意味している。また TEST 18 では与えた振動が小さかったので地盤形状で仮定した流動化範囲に違いが生じ実験の方が計算より大きな最終変位を生じた。このため時刻歴もあまりよい一致が得られていない。しかし最大変位量の予測がうまくいけば、粘性モデルでよくシミュレートできているのがわかる。よって振動流動現象にも粘性減衰モデルの適用が可能である。次小節においてはこの減衰定数が振動強さや地盤間隙比によってどの様に変化するか調べた。

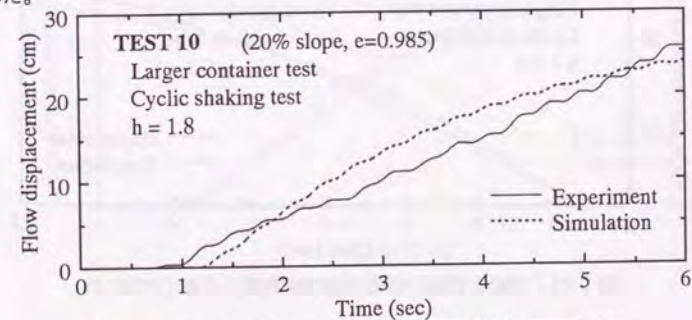


図 9.29 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 10)

### 振動流動における減衰定数, $h$ の特性

自由流動では減衰定数は地盤形状および間隙比によらないという興味深い結果が得られたので、振動流動でも減衰定数で整理してみる。図 9.41 に減衰定数と入力加速度の関係を示す。ここに示した地盤間隙比はほぼ一定である。入力加速度が大きくなるほど減衰定数は小さくなっておりまた入力周波数の影響はないことがわかる。つまり強い振動を与えた方が粘性の小さい液体のように速く流動していくということである。図 9.42 に減衰定数と地盤間隙比の関係を示す。入力加速度はほぼ一定である。間



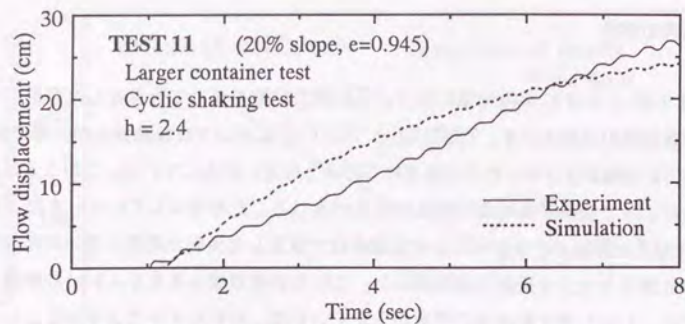


図 9.30 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 11)

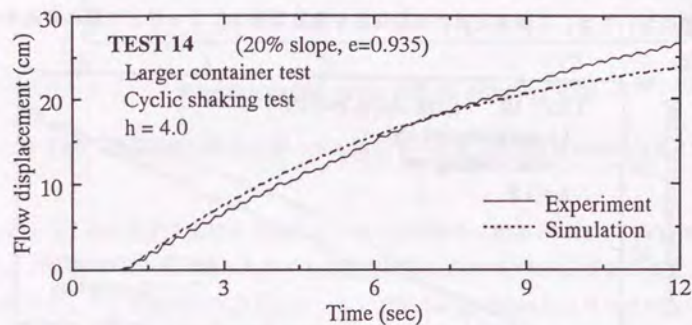


図 9.31 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 14)

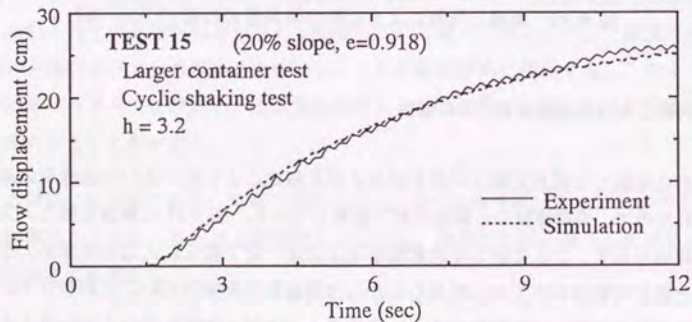


図 9.32 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 15)

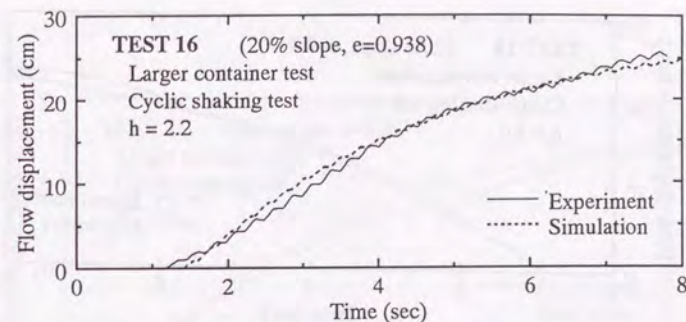


図 9.33 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 16)

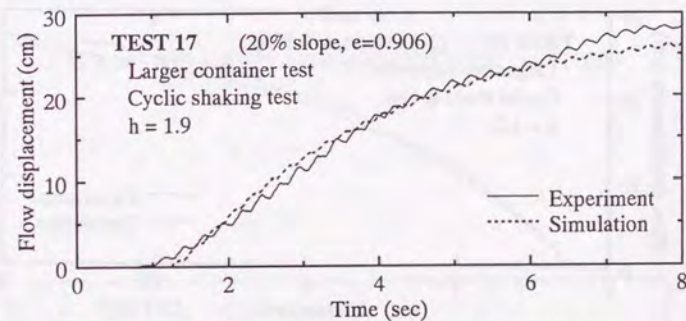


図 9.34 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 17)

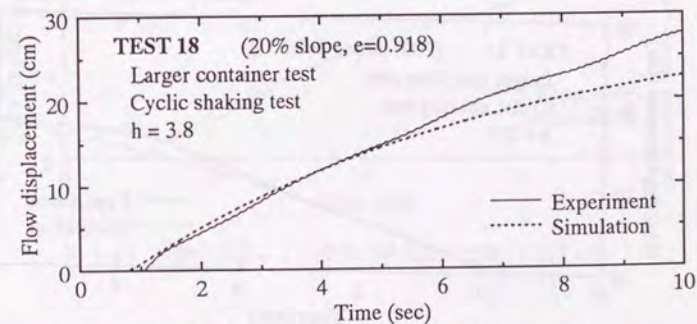


図 9.35 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 18)



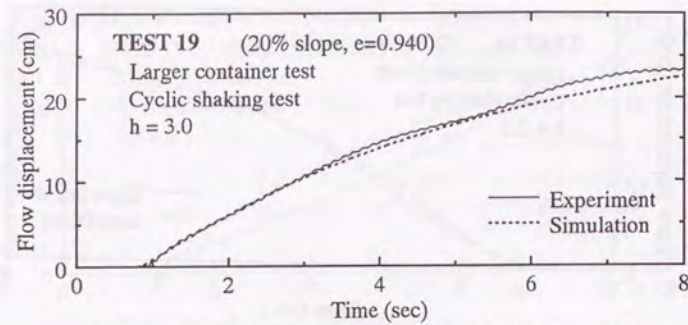


図 9.36 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 19)

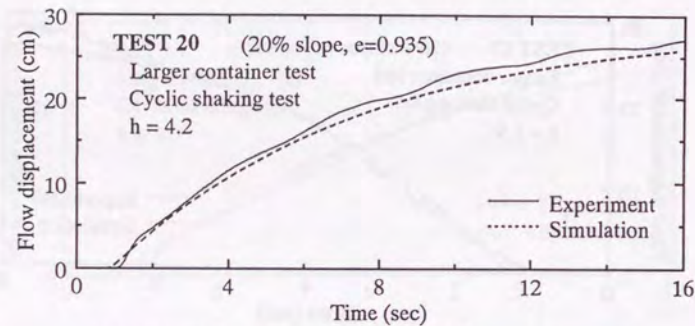


図 9.37 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 20)

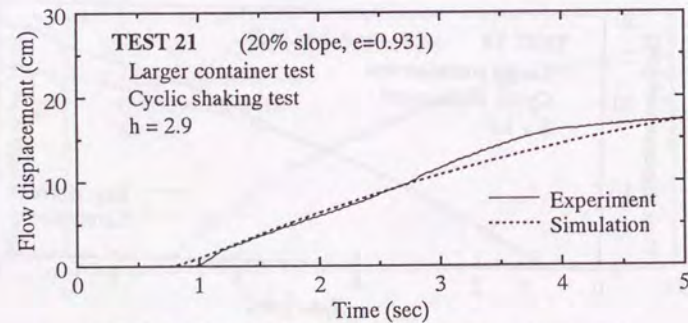


図 9.38 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 21)

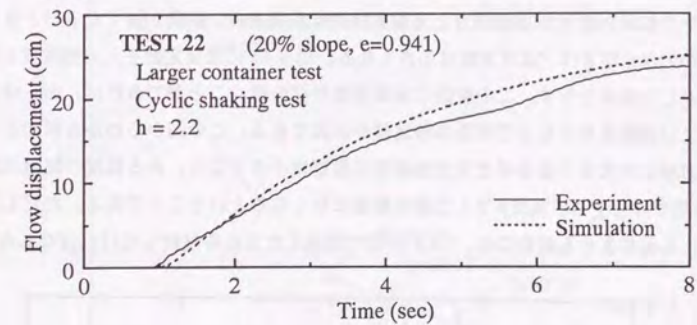


図 9.39 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 22)

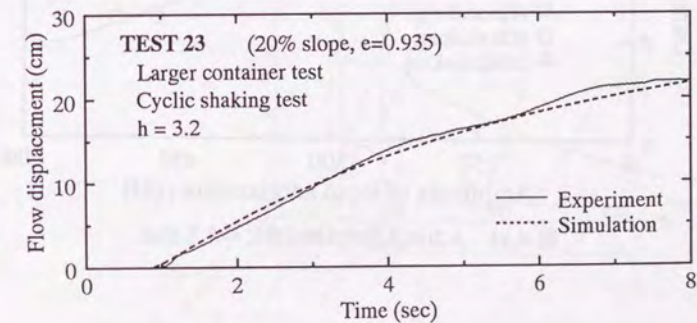


図 9.40 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 23)



隙比が小さくなるほど減衰定数の値は大きくなっている。つまり密な地盤では流動の進行はゆっくり起こるということである。このように地盤を粘性モデルで置き換えたときその減衰定数  $h$  は振動強さと地盤間隙比に影響され、振動が強くなるほどまた間隙比が大きくなるほど減衰定数は小さくなる。図 9.43 に減衰定数を入力加速度と間隙比で表した関係を示す。この空間に減衰定数の面を描くことができれば、あらゆる地盤および振動条件のもとで流動の時刻歴が計算できる。この図からわかる傾向としては、間隙比が大きくなるほど入力加速度の影響は小さくなり、ある程度の間隙比以上(本実験では  $e \geq 1.0$  程度)で入力波の影響はなくなるということである。ただし不規則波にも適用させる場合には、7.2.5 小節で議論した方法を検討しなければならない。

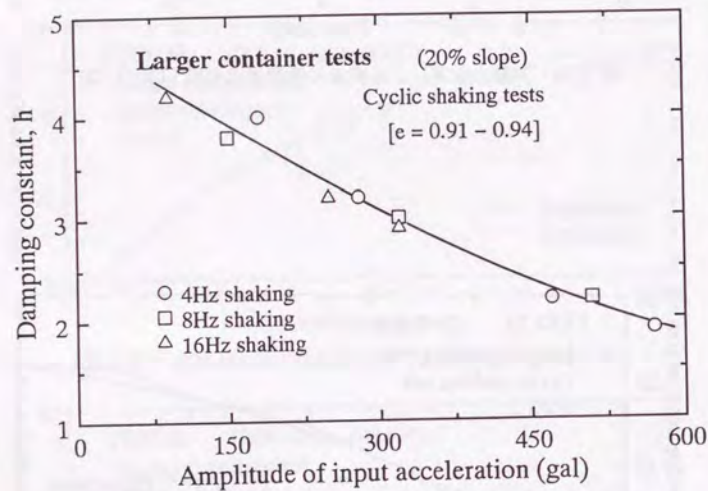


図 9.41 入力加速度が減衰定数に与える影響

## 9.4 解析の方法と流れ

地盤の流動解析手順の流れをまとめると、次のようになる。

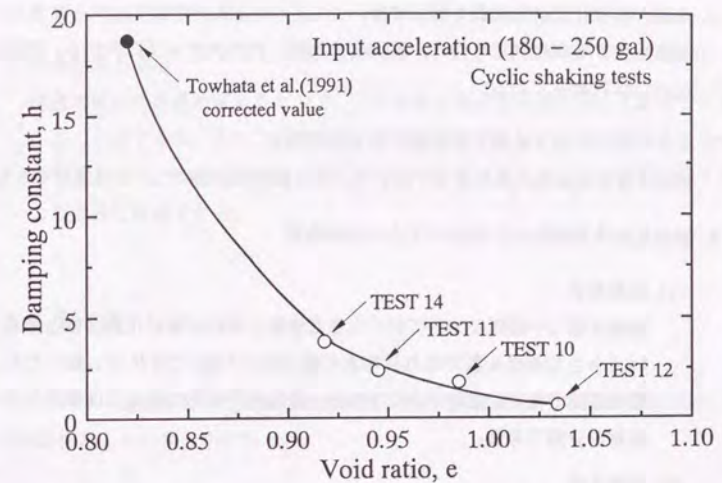


図 9.42 地盤間隙比が減衰定数に与える影響

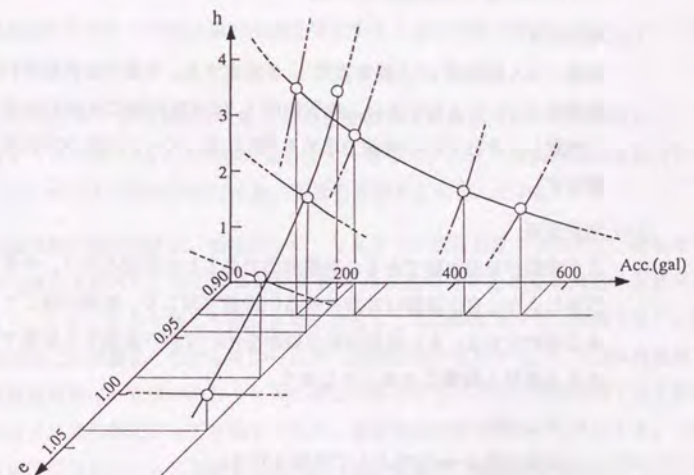


図 9.43 入力加速度と間隙比で表した減衰定数



1. 地盤が液状化による流動を起こすか  
対象地盤で液状化判定を行う。液状化すれば、次のステップに向かう。液状化しなければ対象外である。
2. 計算モデルの仮定を満たす流動であるかの判定  
液状化層が斜面先に流れ去ってしまうような劇的な流動については適用できない。
3. 流動変位予測解析モデルのパラメータの決定
  - (a) 地盤形状  
流動を起こす範囲については、大きな地盤であれば液状化層全体と考えてよい。小さな模型地盤であれば境界付近(特に下端)で液状化し難いため、流動化範囲の判定に注意が必要である。また水平方向に対しては線形な要素で地盤を分割できる。
  - (b) 境界条件  
斜面先では固定端、斜面肩ではクラックが発生している場合は自由端、発生していない場合は固定端とする。
  - (c) 地盤強度  
地盤のせん断剛性  $G$  と残留強度  $\tau_r$  を算定する。地盤が液状化すれば、せん断剛性  $G$  は 0 としてよい。残留強度  $\tau_r$  は対象地盤の密度や拘束圧を的確に判定し、それぞれの実験で求める(例えば、ベーン試験や非排水せん断試験など)。
  - (d) 粘性減衰  
まず流動が自由流動であるか振動流動であるかの判定を行う。今までに述べてきたように自由流動は非常にゆるい地盤で起こり、振動が無くても流動できる挙動である。また振動流動は振動を伴いながら流動する挙動で振動が止まると変位も即座に止まってしまう。
    - i. 自由流動  
減衰定数  $h = 0.63$  として計算を行う。
    - ii. 振動流動  
振動強さと地盤間隙比より減衰定数を評価して計算を行う。

4. 計算を実施し流動現象をシミュレートする
5. 実験結果の応用

地盤流動の時刻歴が得られたので、この結果を地中構造物に与える影響などに用いることができる。またここで計算できる地盤沈下量は土の側方流動による分だけであるので、液状化後の沈下量予測と組み合わせることによって最終沈下量もより正確に評価できる。

## 9.5 結論

エネルギー理論を用いて流動の数値計算モデルを開発し、その適用性を検討した。その結果次のことが明らかになった。

- 最終変位量の予測では流動化範囲を正確に算定できれば、よい精度で予測が可能である。
- 時刻歴の計算モデルでは粘性減衰を仮定することで流動の挙動を非常にうまく説明できる。
- 減衰定数  $h$  で整理を行ったところ自由流動では地盤形状および地盤間隙比によらず  $h = 0.63$  とおくと実験結果とよく一致した。つまり流動地盤の運動方程式を立てたときの減衰定数は地盤の形状と間隙比に依存しない。
- 振動流動の残留強度は、振動がかかったもとの残留強度の値を用い、数値モデルの適用を試みた。その結果減衰定数  $h$  は振動の強さと地盤間隙比の関数であるり、このことを考慮して減衰定数を決めると実験結果をうまく説明できた。自由流動では間隙比に依存しなかったが、振動流動は依存する。これは自由流動では残留強度は一定値でありモデルの仮定を満たしているが、振動流動では土要素の応力は破壊線に沿って移動しており、残留強度が変化少しずつ変化する。この変化は間隙比によって影響されており、これを簡単に減衰定数の変化でモデル化しようとしたため間隙比の影響が表れたのである。つまり複雑な挙動の振動流動をモデル化するにはパラメータを追加しなければいけないということである。



以上このモデルの有効性を示したが、このモデルは物理法則に基づいている理論を用いて作製したため実地盤に対しても問題なく適用できるはずである。しかし粘性減衰の項のみ仮想的につけ加えたもので、地盤によってどの様な特性をとるのかは明白でない。本研究では減衰定数  $h$  で整理すると合理的に流動現象を説明できることを示したが、振動流動の場合は考え方の上で簡易法を用いており、真の粘性とは違う値であることに注意が必要である。9.2.5 小節で述べたように材料特性から粘性減衰を推定してみることも流動地盤の特性を知る上で有効なアプローチであろう。

## 第10章

### 結 論

#### 10.1 概 説

側方流動現象のメカニズム解明のため振動台模型実験を行った。この実験においては実地盤との応力レベルの違いを考慮に入れて、ゆるい地盤で実験を行った。つまりゆるい地盤にすることで応力-ひずみ関係が相似になるようにした。よって地盤密度は実地盤と違った値になっているが、現象は実地盤と同じものである。また側方流動の時刻歴解析のための数値計算モデルの開発を行い、実験結果と比較しその適用性を検討した。以下に小型土槽実験、中型土槽実験、数値計算モデルの順番で得られた結論を示していく。

#### 10.2 小型土槽実験

##### 10.2.1 実験に関して

- 様々な供試体作製方法で最もゆるく地盤を作製した結果、小さな模型では湿潤堆積法でなければ自由流動する地盤を作製できない。



- 粘性流体の使用は間隙水圧の消散を抑えるには有効であるが、流動を促進させるのには有効でない。

### 10.2.2 流動地盤の特性

- 砂に細粒分を重量比で 10% 程度混入すると流動しやすい地盤を作製できる。これは土のダイレタンシー特性が、より圧縮的になることによる。
- 地盤間隙比が大きいほど変形量も大きくなる。
- 間隙比は同じでも締固めを行った地盤では締固めを行っていない地盤より流動量が大きくなる。

## 10.3 中型土槽実験

### 10.3.1 実験に関して

- 湿潤堆積法および湿潤締固め法で作製した砂地盤で短時間の動的载荷を行うと自由流動の再現が可能である。
- 模型地盤と同じ砂を染めて地盤側壁面に格子状に配置したマーカーは地盤の変形を忠実に再現する。しかし側壁との摩擦の影響がでるためその値は側壁から離れたところで測定したものより小さくなる。

### 10.3.2 流動地盤の特性

- 2種類の流動が存在する。1つは非常にゆるい地盤で発生し、自重のみによって流動できる。1つは前者より密な地盤で発生し、振動がかかっているもとで流動できるが、振動が止まるとその流動も止まってしまう。

- 液状化層全体にわたってひずみは分布し、その深さ方向の分布は正弦波に似た形となる。
- 地盤のひずみの大きいところではダイレタンシーが発生しやすい。自由流動においては、地盤のダイレタンシーにより強度が回復して変形を妨げようとするが、水圧が再上昇することにより大変形に至る。
- 自由流動の変位量は間隙比が大きいほど大きくなる。しかし流動継続時間は間隙比に影響されない。
- 同じ地盤の自由流動は流動前にかかる振動に強さによらず同じ挙動をとり、地盤間隙比のみに影響される。
- 振動流動は、挙動特性が振動の強さと地盤間隙比に影響され、振動強さおよび地盤間隙比が大きいほど流動速度は大きくなる。しかし本実験では最終変位量は振動によらず一定となり同じ変形分布を示した。この振動の強さはの影響は定常波の場合、入力加速度で整理するとよい相関が得られる。その時、入力波の周波数の影響は受けない。
- 非常にゆるい地盤において、流動は振動の影響を受けない。
- 斜面方向の载荷のみならず斜面と直角方向の動的载荷でも流動を促進させることができる。
- 応力-ひずみの計算結果より、流動地盤のせん断剛性  $G$  は 0 とみなせる。また応力径路の計算結果より、自由流動は土の強度より载荷力が大きくなる不安定な状態での流動である。
- 小型土槽実験と中型土槽実験の比較により地盤サイズが流動挙動に与える影響について調べた。その結果小型土槽より中型土槽の方が小さい間隙比でも流動を起こすことができる。これは実地盤ではさらに小さい間隙比でも流動を起こすことを意味している。



## 10.4 流動変位予測手法

- 最終変位量の予測では流動化範囲を正確に算定できれば、よい精度で予測が可能である。
- 時刻歴の予測モデルでは粘性減衰を仮定することで流動の進行を非常にうまく説明できる。
- 減衰定数  $h$  で整理を行ったところ自由流動では  $h = 0.63$  とおくと実験結果とよく一致する。
- 振動流動では減衰定数  $h$  は振動の強さと地盤間隙比の関数であり、このことを考慮して減衰定数を決めると実験結果をうまく説明できる。

## 参考文献

- [1] 安田進, 永瀬英生, 規矩大義. “液状化による地盤の永久変位の簡易解析法”. , 第8回日本地震工学シンポジウム, 951-956 ページ, 1990.
- [2] 安田進, 永瀬英生, 内田泰, 古田祐一郎. “地盤条件が異なった場合の液状化による永久変位特性”. , 第25回土質工学研究発表会, 1041-1042 ページ, 1990.
- [3] 鶴飼 恵三. “地震時に生じる斜面のすべり変位量解析”. 土質工学会論文報告集, 27(1):136-146, 1987.
- [4] 永瀬英生, H. Ko, H. Law, R.Y.S. Pak. “遠心力載荷装置を用いた砂地盤の永久変位に関する振動台実験”. , 第22回地震工学研究発表会, 83-86 ページ, 1993.
- [5] 規矩大義, 安田進, 増田民夫, 佐藤繁, 峯啓一郎. “液状化した砂の強度・変形特性に関するねじりせん断試験”. , 第9回日本地震工学シンポジウム, 871-876 ページ, 1994.
- [6] 吉川秀夫, 編集者. “水理学”. 技報堂出版, 1987.
- [7] 吉田望, 浜田政則. “地盤の永久変位による基礎杭の被害の解析”. , 第8回日本地震工学シンポジウム, 55-58 ページ, 1990.
- [8] 宮島昌克, 長谷川正道, 北浦勝, 小池武, 北野豊. “液状化に伴う側方流動が地中構造物に及ぼす影響に関する実験的研究”. , 第9回日本地震工学シンポジウム, 1363-1368 ページ, 1994.
- [9] 宮島昌克, 北浦勝, 安藤康二. “液状化による地盤の永久変位に関する実験的考察”. , 第25回土質工学研究発表会, 1043-1044 ページ, 1990.



- [10] 宮島昌克, 北浦勝, 安藤康二. “液状化地盤の永久変位に関する実験的研究”. , 第8回日本地震工学シンポジウム, 939-944 ページ, 1990.
- [11] 香川崇章. “土構造物の模型振動実験における相似則”. 土木学会論文報告集, 第275号:69-77, 1978.
- [12] 国生剛治, 岩橋敏広. “軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析”. 土木学会論文報告集, 第285号:57-67, 1979.
- [13] 佐々木康, 松本英應, 佐谷祥一. “液状化にともなう地盤流動に関する振動台実験”. , 第24回土質工学研究発表会, 1025-1028 ページ, 1989.
- [14] 佐藤博, 土居賢彦, 大保直人, 本田満彦, 浜田政則. “動的遠心模型実験装置による砂地盤の側方流動現象に関する基礎研究”. , 土木学会第49回年次学術講演会, 520-521 ページ, 1994.
- [15] 佐藤博, 土居賢彦, 浜田政則, 片田敏行, 川上哲太郎, 末政直見. “液状化による側方流動の発生メカニズムに関する実験的研究”. , 第9回日本地震工学シンポジウム, 859-864 ページ, 1994.
- [16] 石原研而, 木村孟, 編集者. “土木工学大系 8 土質力学”. 彰国社, 1980.
- [17] 川上哲太郎, 佐藤博, 湯浅明, 浜田政則. “液状化土の流体的特性としての粘性係数の測定”. , 第29回土質工学研究発表会, 819-822 ページ, 1994.
- [18] 大草重康, 安間荘, 迫田恵三. “伊豆大島近海の地震報告”. , 土と基礎, 4 ページ, 土質工学会, 1978.
- [19] 地震予知総合研究振興会, 編集者. “地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究 (第1分冊)”. 地震予知総合研究振興会, 1988.
- [20] 地震予知総合研究振興会, 編集者. “地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究 (第2分冊)”. 地震予知総合研究振興会, 1988.
- [21] 東畑郁生. “砂の繰返しせん断変形特性に及ぼす主応力軸回転の影響”. 博士論文, 東京大学, 1981.

- [22] 湯浅明, 佐藤博, 土居賢彦, 川上哲太郎, 浜田政則. “液状化砂の流動特性に関する実験的研究”. , 第9回日本地震工学シンポジウム, 877-882 ページ, 1994.
- [23] 湯浅明, 佐藤博, 土居賢彦, 川上哲太郎, 浜田政則. “液状化土の流動特性に関する基礎的研究”. , 土木学会第49回年次学術講演会, 560-561 ページ, 1994.
- [24] 日野幹雄. “流体力学”. 朝倉書店, 1988.
- [25] 日本道路協会, 編集者. “道路橋示方書・同解説”. 日本道路協会, 1990.
- [26] 土居賢彦, 佐藤博, 浜田政則, 川上哲太郎. “強制傾斜型振動土槽による液状化した砂の変形挙動実験”. , 第29回土質工学研究発表会, 931-934 ページ, 1994.
- [27] 土居賢彦, 佐藤博, 浜田政則, 川上哲太郎. “傾斜式土槽による液状化地盤の変形挙動実験”. , 土木学会第49回年次学術講演会, 578-579 ページ, 1994.
- [28] 土質工学会, 編集者. “土質試験法”. 土質工学会, 1979.
- [29] 浜田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利. “液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究”. 土木学会論文報告集, 第376号 (III-6):221-229, 1986.
- [30] 浜田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利. “液状化による地盤の永久変位の測定と考察”. 土木学会論文集, 第376号 (III-6):211-220, 1986.
- [31] 豊田浩史, 東畑郁生, 今村晋一, 工藤健一. “液状化した地盤の側方流動挙動に関する研究”. , “第29回土質工学研究発表会”, 1057-1060 ページ, 1994.
- [32] 豊田浩史, 東畑郁生, 今村晋一, 工藤健一. “液状化による地盤の側方流動に関する模型実験”. , “土木学会第49回年次学術講演会”, 596-597 ページ, 1994.
- [33] 豊田浩史, 東畑郁生, 石原研而. “振動台による斜面の流動化実験”. , “第28回土質工学研究発表会”, 985-988 ページ, 1993.
- [34] 豊田浩史, 東畑郁生. “液状化した砂地盤の側方流動に関する振動台実験”. 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, 第1分冊:853-858, 1994.
- [35] 溜幸生. “土の動的挙動に関する研究”. 1990. 東京大学受託研究報告書.



- [36] I. Aarseth, Ø. Lønne, and O. Giskeødegard. "Submarine Slides in Glaciomarine Sediments in some Western Norwegian Fjords". *Marine Geology*, 88:1-21, 1989.
- [37] A. Alarcon-Guzman, G.A. Leonards, and J.L. Chameau. "Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(10):1089-1109, 1988.
- [38] G. Almagor and G. Wiseman. "Submarine Slumping and Mass Movement on the Continental Slope of Israel", pages 95-128. NATO Conference Ser.4, Putnam Press, 1982.
- [39] N.N. Ambraseys and J.M. Menu. "Earthquake-Induced Ground Displacements". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16:985-1006, 1988.
- [40] K. Arulanandan, C. Yogachandran, B.L. Kutler, and G.S. Chang. "Seismically Induced Flow Slide on Centrifuge". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(12):1442-1449, 1988.
- [41] K. Been, B.H. Conlin, and J.H.A. Crooks. "Back Analysis of the Nerlerk Berm Liquefaction Slides: Discussion". *Canadian Geotechnical Journal*, 24:170-179, 1987.
- [42] K. Been and M.G. Jefferies. "A State Parameter for Sands". *Geotechnique*, 35(2):99-112, 1985.
- [43] K. Been, M.G. Jefferies, and J. Hachey. "The Critical State of Sands". *Geotechnique*, 41(3):365-381, 1991.
- [44] R.G. Ber, H.A. Bernard, P. Arnold, and E.H. Doyle. "Soil Movements and Forces Developed by Wave-Induced Slides in the Mississippi Delta". *Journal of Petroleum Technology*, 500-514, 1975.
- [45] R.G. Ber, S.G. Wright, P. Sircar, and A.W. Niedorala. "Wave Induced Slides in South Pass Block 70, Mississippi Delta". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 109(4):619-644, 1983.

- [46] B. Buchbinder, C. Benjamin, Y. Mimran, and G. Gvirtzman. "Mass Transport in Eocene Pelagic Chalk on the Northwestern Edge of the Arabian Platform, Shefela Area, Israel". *Sedimentology*, 35:257-274, 1988.
- [47] T. Bugge, R.H. Beledrson, and N.H. Kenyon. "The Storegga Slide". *Phil. Trans. R. Soc. Lond.*, A325:357-388, 1988.
- [48] A. Casagrande. "On Liquefaction Phenomena". *Geotechnique*, 21(3):197-202, 1971.
- [49] A. Casagrande. "Role of the 'Calculated Risk' in Earthwork and Foundation Engineering". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91(SM4):1-40, 1965.
- [50] C. Castro. "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT6):551-569, 1975.
- [51] G. Castro and J.T. Christian. "Shear Strength of Soils and Cyclic Loading". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102(GT9):887-894, 1976.
- [52] G. Castro and S.J. Poulos. "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT6):501-516, 1977.
- [53] G. Castro, S.J. Poulos, and F.D. Leathers. "Re-examination of Slide of Lower San Fernando Dam". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(9):1093-1107, 1985.
- [54] G. Castro, R.B. Seed, T.O. Keller, and H.B. Seed. "Steady-State Strength Analysis of Lower San Fernando Dam Slide". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(3):406-427, 1992.
- [55] G. Castro, R.B. Seed, T.O. Keller, and H.B. Seed. "Steady-State Strength Analysis of Lower San Fernando Dam Slide". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(3):407-409, 1992.



- [56] C.J. Chang, W.F. Chen, and J.T.P. Yao. "Seismic Displacements in Slopes by Limit Analysis". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(7):860-874, 1984.
- [57] J. Chu. "Minimum Undrained Strength of Two Sands, Discussion". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(3):507-508, 1992.
- [58] J. Chu. "Minimum Undrained Strength versus Steady-State Strength of Sand, Discussion". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(2):360-361, 1992.
- [59] J.M. Coleman, D.B. Prior, and L.E. Garrison. "Submarine Landslides in the Mississippi River Delta". *Offshore Technology Conference*, 2:1067-1074, 1978.
- [60] G.J. De Lange. "Geotechnical Evidence of a Massive Slide in the Southern Norwegian Sea". *Nature*, 305:420-422, 1983.
- [61] V.B. DeGregorio. "Loading Systems, Sample Preparation and Liquefaction". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(5):805-821, 1990.
- [62] R. Dobry and L. Alvarez. "Seismic Failures of Chilean Tailings Dams". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93(SM6):237-260, 1967.
- [63] D. Eckersley. "Instrumented Laboratory Flowslides". *Geotechnique*, 40(3):489-502, 1990.
- [64] R.W. Embley. "Anatomy of Some Atlantic Margin Sediment Slides and Some Comments on Ages and Mechanisms", pages 189-213. NATO Conference Ser.4, Putnam Press, 1982.
- [65] W.H. Gu, N.R. Morgenstern, and P.K. Robertson. "Progressive Failure of Lower San Fernando Dam". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119(2):333-349, 1993.
- [66] H. Hanzawa. "Undrained Strength and Stability Analysis for a Quick Sand". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 20(2):17-29, 1980.

- [67] K. Horii. "Highway Bridges". In *Niigata Earthquake of 1964*, pages 431-450, Tokyo Electrical Engineering College Press, 1968.
- [68] M. Hyodo, H. Murata, N. Yasufuku, and T. Fujii. "Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 31(3):60-76, 1991.
- [69] M. Hyodo, H. Tanimizu, N. Yasufuku, and H. Murata. "Undrained Cyclic and Monotonic Triaxial Behaviour of Saturated Loose Sand". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 34(1):19-32, 1994.
- [70] S. Iai. "Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Field". Technical Report 3, The Port and Harbour Research Institute, Japan, 1988.
- [71] S. Igarasi and M. Hakuno. "The Response of Mass-on-Rough-Plane Model Due to Earthquakes". *Proceedings of JSCE*, (380, I-7):223-233, 1987.
- [72] T. Ikehara. "Damage to Railway Embankments due to the Tokachioki Earthquake". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 10(2):52-71, 1970.
- [73] K. Ishihara. "Liquefaction and flow failure during earthquakes". *Geotechnique*, 43(3):351-415, 1993.
- [74] K. Ishihara. "Stability of Natural Deposits During Earthquakes". In *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 321-376, 1985.
- [75] K. Ishihara, F. Tatsuoka, and S. Yasuda. "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 15(1):29-44, 1975.
- [76] K. Ishihara, S. Yasuda, and Y. Yoshida. "Liquefaction-Induced Flow Failure of Embankments and Residual Strength of Silty Sands". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 30(3):69-80, 1990.



- [77] E. Jansen, S. Defring, T. Bugge, T. Eidvin, H. Holtedahl, and H.P. Sejrup. "Large Submarine Slides on the Norwegian Continental Margin: Sediments, Transport and Timing". *Marine Geology*, 78:77-107, 1987.
- [78] J. Konrad. "The Nerlerk Berm Case History: Some Consideration for the Design of Hydraulic Sand Fills". *Canadian Geotechnical Journal*, 28:601-612, 1991.
- [79] J.-M. Konrad. "Minimum Undrained Strength of Two Sands". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(6):932-947, 1990.
- [80] J.-M. Konrad. "Minimum Undrained Strength versus Steady-State Strength of Sands". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(6):948-963, 1990.
- [81] J.-M. Konrad. "Undrained Response of Loosely Compacted Sands During Monotonic and Cyclic Compression tests". *Geotechnique*, 43(1):69-89, 1993.
- [82] A.W. Koppejan, B.M. van Wamelen, and L.J.H. Weinberg. "Coastal Flow Slides in the Dutch Province of Zeeland". In *Proceedings 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 89-96, 1948.
- [83] B.L. Kutter. "Liquefaction and Lateral Deformation of Layered Soils as Observed in Centrifuge Tests". In *International Seminar on Centrifuge Modeling*, pages 2-1-2-57, 1993.
- [84] P.V. Lade. "Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(1):51-71, 1992.
- [85] K.L. Lee and H.B. Seed. "Cyclic Stress Condition Causing Liquefaction of Sand". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 93(SM1):47-70, 1967.
- [86] K.L. Lee and H.B. Seed. "Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sands". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 93(SM5):169-190, 1967.

- [87] J.S. Lin and R.V. Whitman. "Earthquake Induced Displacements of Sliding Blocks". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112(1):44-59, 1986.
- [88] J. Lindenberg and H.L. Koning. "Critical Density of Sand". *Geotechnique*, 31(2):231-245, 1981.
- [89] H. Liu and T. Qiao. "Liquefaction Potential of Saturated Sand Deposits Underlying Foundation of Structure". In *Proceedings 8th World Conference on Earthquake Engineering*, pages 199-206, 1984.
- [90] F.I. Makdisi and H.B. Seed. "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(GT7):849-867, 1978.
- [91] B.A. McGregor. "Smooth Seaward-Dipping Horizons - an Important Factor in Sea-Floor Stability". *Marine Geology*, 39:M89-M98, 1981.
- [92] B.A. McGregor and R.H. Bennett. "Continental Slope Sediment Instability Northeast of Wilmington Canyon". *The American Association of Petroleum Geologist Bulletin*, 61(6):918-928, 1977.
- [93] B.A. McGregor and R.H. Bennett. "Mass Movement of Sediment on the Continental Slope and Rise Seaward of the Baltimore Canyon Trough". *Marine Geology*, 33:163-174, 1979.
- [94] R. Mohamad and R. Dobry. "Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Strength of Sand". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112(10):941-958, 1986.
- [95] K.I. Morrison. "Case History of Very Large Submarine Landslide, Kitimat, British Columbia". In *4th International Symposium Landslides*, pages 337-342, 1984.
- [96] T.S. Murty. "Submarine Slide-Generated Water Waves in Kitimat Inlet, British Columbia". *Journal of Geophysical Research*, 84(C12):7777-7779, 1979.



- [97] Y. Ohsaki. "Effects of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachioki Earthquake". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 10(2):112-128, 1970.
- [98] R.P. Orense. "Modeling of Permanent Displacement of Liquefied Ground and its Effects on Structures". PhD thesis, University of Tokyo, 1992.
- [99] T.D. O'Rourke, B.L. Roth, and M. Hamada. "A Case Study of Large Ground Deformation during the 1971 San Fernando Earthquake". In *2nd US-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines*, pages 131-144, Buffalo, N.Y., 1984.
- [100] W.H. Peacock and H.B. Seed. "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 94(SM3):689-708, 1968.
- [101] S.J. Poulos. "The Steady State of Deformation". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT5):553-562, 1981.
- [102] S.J. Poulos, G. Castro, and J.W. France. "Closure". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(2):251-259, 1988.
- [103] S.J. Poulos, G. Castro, and J.W. France. "Liquefaction Evaluation Procedure". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(6):772-792, 1985.
- [104] D.B. Prior, B.D. Bornhold, and M.W. Johns. "Depositional Characteristics of a Submarine Debris Flow". *Journal of Geology*, 92:707-727, 1984.
- [105] D.B. Prior and J.M. Coleman. "Active Slides and Flows in Underconsolidated Marine Sediments on the Slope of the Mississippi Delta", pages 21-49. NATO Conference Ser.4, Putnam Press, 1982.
- [106] D.B. Prior and J.M. Coleman. "Disintegrating Retrogressive Landslides on Very-Low-Angle Subaqueous Slopes, Mississippi Delta". *Marine Geotechnology*, 3(1):37-60, 1977.

- [107] R. Pyke. "Discussion". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(2):246-247, 1988.
- [108] Z. Reches, J. Erez, and Z. Garfunkel. "Sedimentary and Tectonic Features in the Northwestern Gulf of Elat, Israel". *Tectonophysics*, 141(6):169-180, 1987.
- [109] M. Rocha. "The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the Use of Models". In *Proceedings of 4th I.C.S.M.F.E.*, pages 277-294, 1957.
- [110] K.H. Roscoe, A.N. Schofield, and C.P. Wroth. "On the Yielding of Soils". *Geotechnique*, 8(1):22-53, 1958.
- [111] D.A. Sangrey and H.J. Knebel. "Geotechnical Studies in the Baltimore Canyon Trough Area". *Journal of Petroleum Technology*, 576-583, 1981.
- [112] Y. Sasaki, K. Tokida, H. Matsumoto, and S. Saya. "Experimental Study on Lateral Flow of Ground Induced by Soil Liquefaction". In *8th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pages 825-830, 1990.
- [113] Y. Sasaki, I. Towhata, K. Tokida, K. Yamada, H. Matsumoto, Y. Tamari, and S. Saya. "Mechanism of Permanent Displacement of Ground Caused by Seismic Liquefaction". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 32(3):79-96, 1992.
- [114] H.B. Seed. "Consideration in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams". *Geotechnique*, 29(3):215-263, 1979.
- [115] H.B. Seed. "Landslides during Earthquakes due to Soil Liquefaction". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94(SM5):1053-1122, 1968.
- [116] H.B. Seed, I.M. Idriss, K.L. Lee, and F.I. Makdisi. "Dynamic Analysis of the Slide in the Lower San Fernando Dam During the Earthquake of February 9, 1971, Discussion". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT1):64-67, 1977.



- [117] H.B. Seed and K.L. Lee. "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 92(SM6):105-134, 1966.
- [118] H.B. Seed, K.L. Lee, I.M. Idriss, and F.I. Makdisi. "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT7):651-688, 1971.
- [119] J.A. Sladen, R.D. D'Hollander, and J. Krahn. "Back Analysis of the Nerlerk Berm Liquefaction Slides: Reply". *Canadian Geotechnical Journal*, 24:179-185, 1987.
- [120] G.H. Sterling and E.E. Strohbeck. "The Failure of the South Pass "70" B Platforms in Hurricane Camille". *Offshore Technology*, 719-729, 1973.
- [121] V.M. Taboada and R. Dobry. "Experimental Results of Model No 2 at RPI". In K. Arulanandan and R.F. Scott, editors, "Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems", pages 277-294, 1994.
- [122] I. Towhata and H. Matsumoto. "Analysis on Development of Permanent Displacement with Time in Liquefied Ground". In *4th Japan-US Workshop on Earthquake-Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Liquefaction*, pages 143-157, 1991.
- [123] I. Towhata, Y. Sasaki, K. Tokida, H. Matsumoto, Y. Tamari, and K. Yamada. "Prediction of Permanent Displacement of Liquefied Ground by means of Minimum Energy Principle". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 32(3):97-116, 1992.
- [124] I. Towhata and H. Toyota. "Shaking Table Tests on Transient Flow of Liquefied Ground". In *3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1995.
- [125] I. Towhata, H. Toyota, and W. Vargas. "Dynamics in Lateral Flow of Liquefied Ground". In *10th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1995.

- [126] H. Toyota and I. Towhata. "Post-Liquefaction Ground Flow in Shaking Table Tests". In *5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Measures against Liquefaction*, 1994.
- [127] E. Uchupi. "Slumping on the Continental Margin Southeast of Long Island, New York". *Deep Sea Research*, 14:635-639, 1967.
- [128] Y.P. Vaid and J.C. Chern. "Effect of Shear on Resistance to Liquefaction". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 23(1):47-60, 1983.
- [129] Y.P. Vaid, E.K.F. Chung, and R.H. Kuerbis. "Stress Path and Steady State". *Canadian Geotechnical Journal*, 27:1-7, 1990.
- [130] W. Vargas-M. "Study on Flowing Liquefied Ground by means of Model Pipe Tests". Master's thesis, University of Tokyo, 1994.
- [131] R.V. Whitman. "On Liquefaction". In *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 1923-1926, 1985.
- [132] S. Yasuda, H. Nagase, H. Kiku, and U. Uchida. "The Mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 32(1):149-160, 1992.
- [133] Y. Yoshimi and H. Oh-oka. "Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 15(3):27-40, 1975.
- [134] Y. Yoshimi and K. Tokimatsu. "Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 17(1):23-38, 1977.
- [135] T.L. Youd and S.N. Hoose. "Liquefaction During 1906 San Francisco Earthquake". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102(GT5):425-439, 1976.



- [136] J.M. Zhang. "Transient Shear Strength of Saturated Sand Under Cyclic Loading Considering Strain-Rate Effect". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 34(4):51-65, 1994.
- [137] S. Zlatovic. "Residual Strength of Silty Soils". PhD thesis, University of Tokyo, 1994.

## 付録 A

### 板バネ振動台の設計

図 A.1 のような片持梁を考える。この梁が板バネに対応している。支配方程式は、

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{EI} \{M_0 + H_0(x-l)\} \quad (\text{A.1})$$

ここでは  $E$  はヤング係数,  $I$  は断面 2 次モーメントである。積分を行うと

$$y = \frac{1}{EI} \left\{ (M_0 + H_0 l) \frac{x^2}{2} + H_0 \frac{x^3}{6} + C_1 x + C_2 \right\} \quad (\text{A.2})$$

境界条件  $x=0$  で  $y=0$ ,  $dy/dx=0$  より

$$C_1 = 0, \quad C_2 = 0 \quad (\text{A.3})$$

$x=l$  で  $dy/dx=0$  より

$$M_0 = \frac{H_0 l}{2} \quad (\text{A.4})$$

式 (A.3), (A.4) を式 (A.2) に代入すると

$$y = \frac{H_0}{12EI} (2x - 3l)x^2 \quad (\text{A.5})$$

$x=l$  でのたわみ量よりバネ定数  $k$  を計算すると、

$$k = \frac{12EI}{l^3}, \quad \text{ただし } I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{A.6})$$



ここで  $b$  は板バネの長さ (奥行き方向),  $h$  は板バネの厚さである。板バネの角振動数を  $\omega$  とすると、

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{12EI}{m l^3}} \quad (\text{A.7})$$

となる。ここで  $m$  は板バネの上に載る質量である。この式を用い  $\omega$  が適当な値になるように板バネを設計する。

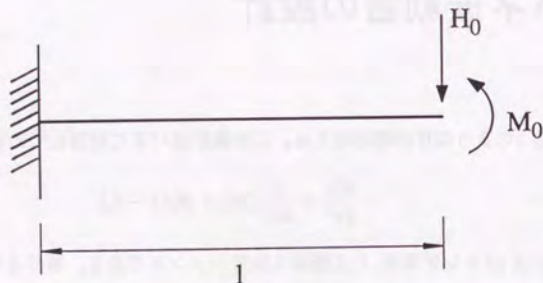


図 A.1 片持梁にかかる力

## 付録 B

### 遠心力実験結果の予測

#### B.1 実験の概要

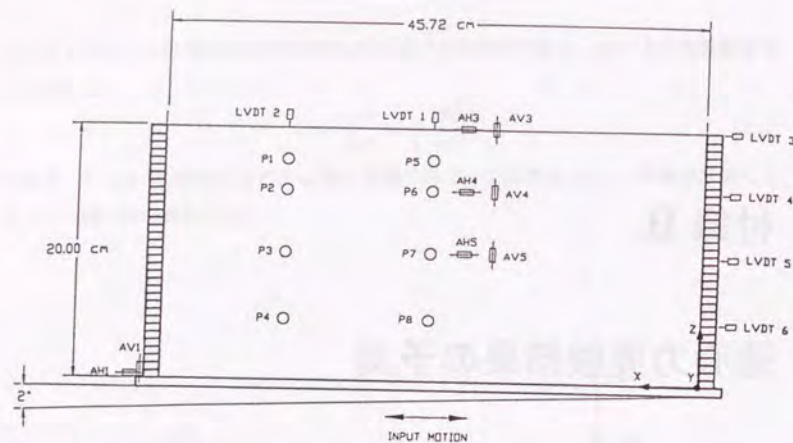
ここでは今まで検討してきた数値計算モデルを用いて遠心力実験結果の予測を試みる。実験結果として VELACS (Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies) の一環として行われた Model 2 の Test 2 を使用することにする。実験についての詳しい内容については文献 [121] を参照してもらいたい。簡単に概要を述べると次のようである。模型地盤を図 B.1 に示す。地盤は Nevada sand を用いて作製し、 $2^\circ$  の傾きを持った斜面である。相対密度は約 40% である。土槽はせん断土槽なので横方向の拘束はない。図 B.2 は prototype になおした入力波であり、正弦波の入力を行っている。遠心加速度は 50G である。図 B.1 の LVDT 3 ~ 6 で得られる変位について予測を行うことにする。

#### B.2 入力パラメータの決定

- 地盤形状

地盤形状は図 B.1 に示したとおりであるが、せん断土槽の補正を行うと傾きは

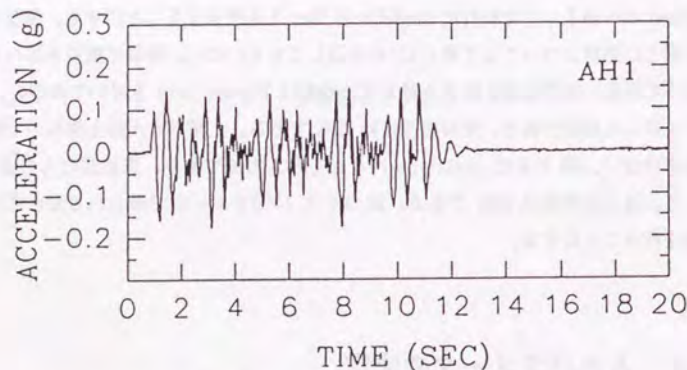




## NOTES:

- (LVDT) Linear Variable Differential Transformer
- ⊕ (AH) Accelerometer measuring in the horizontal direction
- ⊕ (AV) Accelerometer measuring in the vertical direction
- (P) Pore Pressure Transducer

図 B.1 模型地盤 (Velacs Model 2)[121]



Lateral Input Acceleration

図 B.2 入力加速度 (Velacs Model 2)[121]

3.1° になり慣性力は 1.294 倍になる。流動化領域を決めなければならないが、ここでは簡単のため模型地盤すべての領域で流動が起こるとする。

## ● 境界条件

せん断土槽を用いているので両端自由である。解析上は十分に長い斜面を用い、斜面方向中央の値で代用することにする。層厚に比べ斜面があまりに長いと流動が終わった後斜面肩で砂が無くなるような現象が起き、解析上好ましくないの層厚 20cm に対し斜面長さ 400cm とした。

● 地盤強度  $G, \tau_r$ 

地盤の相対密度から想定してこの流動は振動流動となる。つまり振動が止まると同時に流動も止まってしまう。相対密度 38% の豊浦砂の地盤に 200 gal の入力加速度を与えると地盤は水平になるまで流動した。よってこの実験においても振動を与え続けられ流動し続けることができるとし、せん断剛性  $G$ , 残留強度  $\tau_r$  とも 0 とする。

● 液状化砂の粘性係数  $\eta$ 

地盤の相対密度と入力加速度の強さを考えると、図 9.42 より  $h=19$  とおくことができる。ただし図 9.42 は豊浦砂で作製した地盤であるので間隙比を相対密度で整理すると、豊浦砂も Nevada sand も同じ関係を示すという仮定が必要である。

● 液状化層の単位体積重量  $\gamma_l$ 

地盤モデルは水中斜面であるため、9.2.1 小節で述べたものと同じである。つまりポテンシャルエネルギーに関しては水中単位体積重量  $\gamma_l - \gamma_w$  を用い、運動エネルギーに関しては  $\gamma_l + \gamma_w$  の値を用いる。

## B.3 予測結果と考察

図 B.3 に実験結果を図 B.4 にシミュレーション結果を示す。流動の開始については 3 波振動が入力された後とした。LVDT5, 6 で実験結果の方が極端に値が小さい。これは基盤近くでは流動が起こらなかったためである。地表面近くの変位も実験結果の



方が小さい。実験後地表面の傾きは緩くなっていたようであり、これは完全には両端自由（無限斜面）ではなかったということを意味する。せん断土槽を使用しているがそれにはメンブレンが被せてあるため幾らか変形に対して抵抗したのであろう。変位の進展に関しておよび止まる時間に関しては、よく一致した傾向を示している。遠心模型は応力レベル的には実地盤と同じであるが、実際は小さい模型であり境界条件の改善にはなっていない。この予測があまりよい結果でなかったのは流動化域の判定と境界条件の入力が十分でなかったからである。

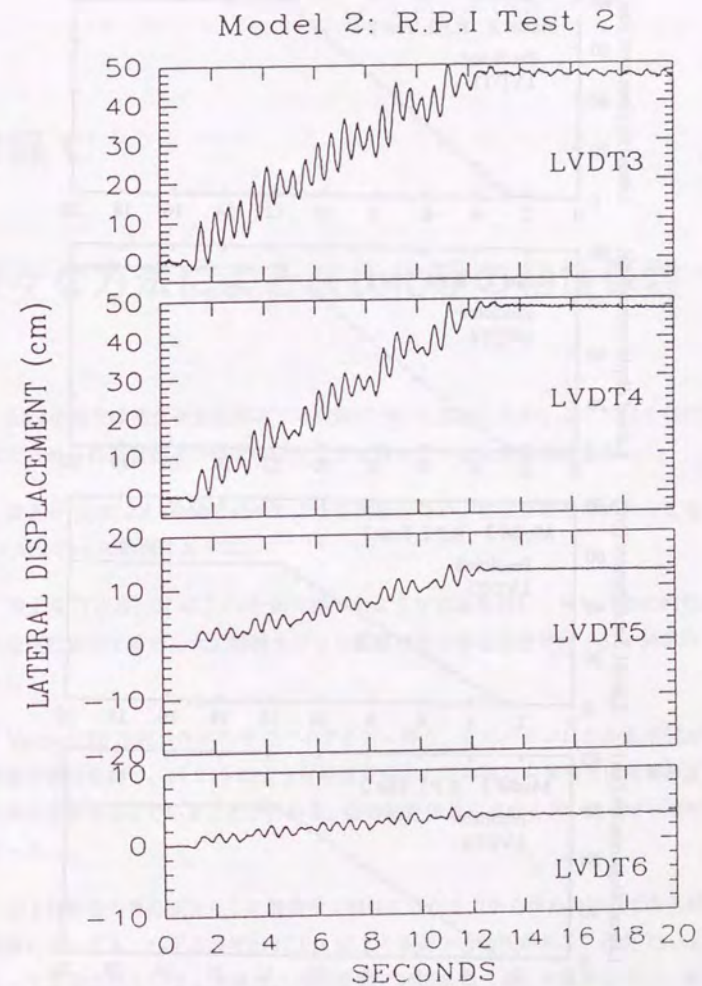


図 B.3 側方変位の実験結果 (Velacs Model 2)[121]



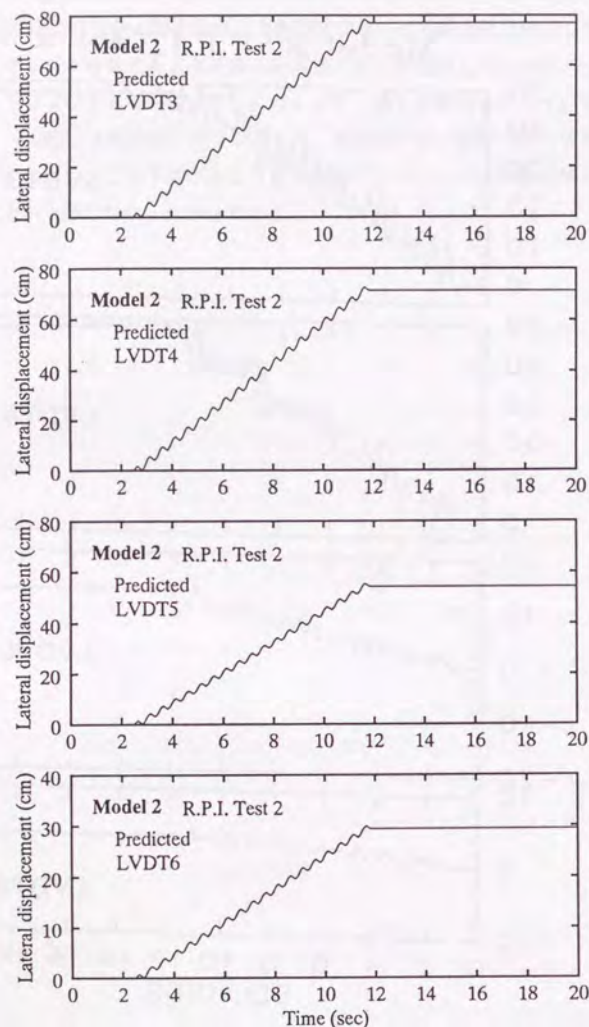


図 B.4 側方変位のシミュレーション結果 (Velacs Model 2)

## 付録 C

### 様々な方法による液状化砂の粘性係数

2.4.4小節では粘性係数を測定する実験について説明したが、ここではそれぞれの方法で求められた値がどの程度のばらつきを持っているか比較検討する。

宮島ら [8] は 2.4.4小節で述べたような実験を行い、粘性係数を求めたところ、約  $70 \sim 310 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  の範囲にあった。

川上ら [17][22][23] は 2.4.4小節で述べたような実験を行い、液状化砂の粘性はひずみ速度に依存するとした。実験を行った範囲でその粘性係数は約  $0.3 \sim 980 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  になった。

Vargas[130] は液状化層の中でパイプを引っ張り、そのパイプにかかる牽引力と牽引速度の関係を調べ、図 9.16 のような結果を得た。この図から牽引力は地盤密度と牽引速度の影響を受けていることがわかる。砂の粘性係数を求めると、約  $100 \sim 400 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  になった。

以上は粘性係数を液状化した地盤中で物体にかかる力から求めた結果であるが、要素試験においても、ひずみ速度が  $10\%/s$  以上の載荷では粘性があることが Zhang[136] によって指摘されている。実験は三軸試験機で非排水繰返しせん断を行い、実験結果より粘性係数を評価した。この粘性係数はひずみ速度によらず、密度の影響を受けるとした (図 C.1 参照)。実験を行った範囲でその粘性係数は約  $3000 \sim 8000 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  に



なった。

佐藤ら [14] は動的遠心力模型実験装置による斜面の側方流動実験を行った。振動現象と透水現象の相似則を考慮し、間隙水として水の遠心加速度倍の粘性を有するシリコンオイルを用いた。実験結果より流動中の地盤を粘性流体と仮定し、粘性係数を算定した。粘性係数は遠心加速度が 50g 場では約 2700 Pa·s、25g 場では約 4600 Pa·s となった。

本研究では予測法のモデル化の時粘性減衰を使い実験結果とよい一致を得るように粘性を定めた。しかし振動流動のモデル化は 9.3.1 小節でも述べたように非常に複雑な挙動を粘性で説明したため真の粘性とは違ったものである。したがって中型土槽による自由流動の実験結果から粘性係数を求めると、120 ~ 220 Pa·s となった。しかしこのモデル化で用いた粘性はニュートン流体的な粘性と違い、地盤のサイズによって影響を受けることに注意が必要である。図 C.2 に様々な方法によって求められた粘性係数を整理したものを示す。

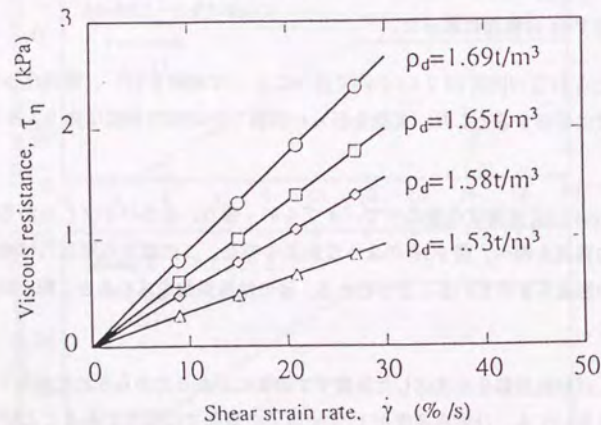


図 C.1 粘性抵抗とせん断ひずみ速度の関係 [136]

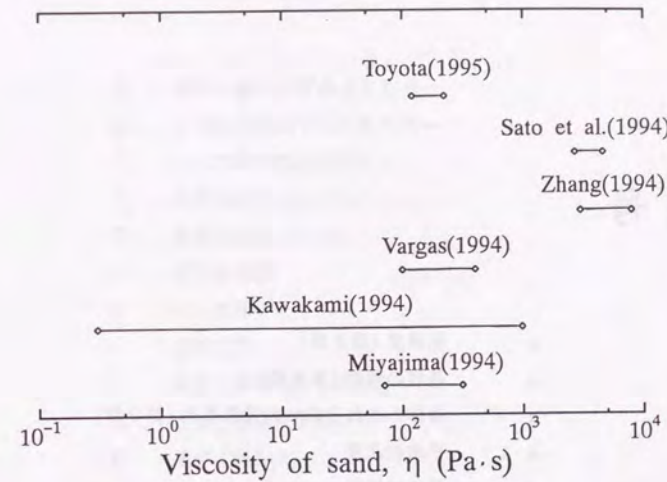


図 C.2 様々な方法によって求められた粘性係数



## 記号

$a$	: 加速度 (第 3 章)
$a$	: 基盤の傾き (第 8 章)
$a$	: 物体の流れ方向への投影面積 (第 9 章)
$\bar{a}$	: 平均加速度
$A_b$	: 基盤波振幅
$b$	: 液状化層の傾き
$B$	: 液状化層下面の標高
$c$	: 不飽和層の傾き
$C_D$	: 抗力係数
$C_1, C_2$	: 積分定数
$d$	: パイプ直径
$D$	: 永久変位 (第 2 章)
$D$	: 側方変位 (第 7 章)
$D$	: 散逸エネルギー (第 8 章)
$D$	: 流体中で物体にかかる抗力 (第 9 章)
$D_r$	: 相対密度
$e$	: 間隙比 (第 3 章)
$e$	: 地表荷重の傾き (第 8 章)
$E$	: 不飽和層のヤング率 (第 8 章)
$E$	: 梁のヤング率 (付録 A)

$E_l$	: 液状化層のひずみエネルギー
$E_s$	: 不飽和層のひずみエネルギー
$F$	: $-x$ 方向の地表面変位
$F_L$	: 地表面変位 ( $x = L$ )
$F_0$	: 地表面変位 ( $x = 0$ )
$g$	: 重力加速度
$G$	: セン断剛性
$h$	: 減衰定数
$H$	: 液状化層厚 (第 2, 8 章)
$H$	: 土被り厚 (第 3 章)
$H$	: 層厚 (第 7 章)
$H_0$	: 片持梁の自由端にかかる集中荷重
$I$	: 断面 2 次モーメント
$I_l$	: 慣性力による液状化層の位置エネルギー
$I_s$	: 慣性力による不飽和層の位置エネルギー
$k$	: 透水係数
$K$	: 運動エネルギー
$K_l$	: 液状化層の運動エネルギー
$K_s$	: 不飽和層の運動エネルギー
$l$	: 片持梁の長さ
$L$	: 代表長
$m_v$	: 体積圧縮係数
$M_s$	: 地盤の砂の質量
$M_0$	: 片持梁の自由端にかかるモーメント
$P$	: 地表荷重 (第 8 章 地盤モデル)
$P_l$	: 液状化層の位置エネルギー
$P_s$	: 不飽和層の位置エネルギー



$Q$	: 全ポテンシャルエネルギー
$Re$	: レイノルズ数
$t$	: 時間
$t_b$	: 一定時間
$T$	: 不飽和層の厚さ (第 8 章)
$T$	: 周期
$u$	: 水平変位
$U$	: 水平最終変位
$V$	: 地盤の体積 (第 3 章)
$V$	: 流速 (第 9 章)
$V_s$	: 地盤の砂の体積
$V_v$	: 地盤の間隙の体積
$w$	: 鉛直変位
$\alpha$	: 相似比
$\beta$	: 相似比
$\gamma_l$	: 液状化した砂の単位体積重量
$\gamma_w$	: 水の単位体積重量
$\bar{\gamma}$	: 平均せん断ひずみ
$\delta H$	: 沈下量
$\Delta P_{11}$	: 境界でのエネルギー補正
$\epsilon$	: ひずみ
$\eta$	: 粘性係数
$\theta$	: 地表面および液状化層下面勾配の最大値
$\lambda$	: 幾何的相似比 (第 3 章)
$\lambda$	: 一般座標 (第 8 章)
$\rho$	: 土の密度 (第 7 章)
$\rho$	: 流体密度 (第 9 章)
$\rho_s$	: 土粒子の密度
$\rho_{sat}$	: 土の飽和密度

$\rho_w$	: 水の密度
$\sigma$	: 応力
$\sigma_v$	: 上載圧
$\sigma'_v$	: 有効上載圧
$\sigma'_{v0}$	: 初期有効土被り圧
$\tau_d$	: 動的せん断応力
$\tau_l$	: 液状化に必要なせん断応力
$\bar{\tau}$	: 平均せん断応力
$\tau_r$	: 残留強度
$\omega$	: 円振動数 (第 8 章)
$\omega$	: 板バネの角振動数 (付録 A)
$\mathcal{P}$	: 要素でのエネルギー関数
$\mathcal{Q}$	: 境界でのエネルギー関数



## 謝 辞

本研究は東京大学工学部土木工学科土質研究室において、平成4年から平成7年までの3年弱の研究成果をとりまとめたものであります。そしてこの成果を博士論文として提出できたのは此の上無い喜びであります。博士課程に進学が決まったときは、3年間で博士を取得することは並大抵の努力では困難かもしれないが、たとえ何年かかろうと自分なりにのんびりやろうと思っていました。しかし就職して働いている人たちからすると、学生は社会にあまり貢献していないのに自由があり、自分の好きなことができてうらやましいと思われることが多く、私にとって心外でした。私自身、博士課程が楽な仕事だとは思ってなかったわけですが、確かに心の中にはのんびりやろうなどという甘えたところもありました。その後、博士取得のための努力は惜しむべきではないと考えを改め、自分なりに勤勉にがんばってきたつもりであります。

3年間の研究生活を振り返りますと、この研究を始める切っ掛けとなったのは流動の振動台実験を試みてくれないかという石原先生の一言からでした。私自身、動的問題(特に動的問題と静的問題の相違点、そして動的問題を如何に簡単に表現できるかなど)には興味を持っておりまし、博士1年でしたのでいろいろなことに挑戦できると考え、この実験を行ってみることにしました。振動台実験はその実験により測定項目や測定場所、実験規模、方法が全く違ってきます。その上、取り扱う地盤が軟弱なものであったため実験をはじめから数ヶ月は毎回のようには失敗していました。初年度は小型土槽実験とはいえ一人でやっていたので、よく気が減って夏には6kgも体重を落としてしまいました。2年目には優秀な助手2人(卒論生の今村君と工藤君)を獲得できたため、私の作業量も減り失敗しても愚痴を言い合ってストレスを分散させながら楽しく実験を行うことができました。最終年にも留学生の Abbas さんと卒論生

の吉松君と共に実験を行いました。この年の夏に実験の最後の追い込みをしたのですが、この年の夏は大変な猛暑でした。振動台のある実験室はエアコンがないため、熱気がムンムンした中で実験を行わなくてはなりません。元気な? 私にとってこの中で作業も3時間程度はなんともないのですが、4時間を越えるあたりから急にドッと疲れが出てきます。足に痙攣が走りいくら水を飲んでも喉の渇きが治まらず、軽い脱水症状のようになったこともありました。休憩や水分をとりながら実験を行えば問題無かったのですが、何事に対してもだらだら長時間かけるのが嫌いで、実験に対してもある程度目処がつくまで、一気に片を付ける嫌いがありました。このときはさすがにあまり無茶はいけないと実感したものでした。このように苦しいこともありましたが、何とか8月の終わりに実験を終え、博士論文の作成に取り掛かろうとしたとき、東畑先生から液化状に関する日米会議に論文を出して発表するようにという依頼がありました。英語で論文を書くのは初めてでしたので発表の練習も含めて、9月はほとんどの時間をこのために使いました。この会議のため9月の終わりに米国のソルトレイクシティに渡りました。日米会議という位なので半分は日本人かと思っていたら、ほとんどが外人だったため発表の時異様に緊張してしまい、自分がなにをしゃべっているかわからなくなり、呆然と立ち尽くす場面もありましたが何とか無事発表を終えることができました。会議の中での質問はなかったのですが、発表後多くの米国側の出席者から気軽に声をかけてもらいました。例えば席に戻ったとき、近くの老齢の紳士(有名な人かもしれないが、名前は確認できなかった)から非常に興味深い Presentation だったと握手を求められました。また廊下ですれ違う若い人たちからも、「緊張したか?」とか、「よく理解できた!」とか、「日本では何年間英語を学んでいるんだ?」など、一言二言でしたがいろいろ話しかけられました。Cornell 大学の O'Rourke 教授からは「君は東京大学で助教授 (Associate Professor) か講師 (Assistant Professor) か?」という質問もされました。本当によい経験になったと実感しており、このような機会を与えてくださった東畑先生には感謝しております。

帰国した私を待ちかまえていたのは論文提出という4文字でした。12月20日に提出締切りということで、2ヶ月と少ししかありません。この2ヶ月は今までの私の人生の中で最も勉強したときであります。論文をまとめるのは非常に難しく、途中で計算間違いに気付いたりして、まさしく3歩進んで2歩下がる状態が何日も続き、枕を高くして眠れた時はありませんでした。そして最後の1ヶ月は睡眠時間を4時間に削り何



とか体裁を整え、提出にこぎ着けることが出来ました。ただこの間は前に進むことの  
みしか考えておらず、立ち止まることをしませんでした。もう少しじっくり腰を据えて  
考えることができたならさらに興味深いものが生まれたのでは? などと後悔もあります。  
まだまだ完全なものにはほど遠い内容ですが、与えられた時間内では自分が出来る限  
りのことはやったという充実感がありました。提出が終わってから2月13日の論文発  
表に向けて論文の手直しをしなければいけないのですが、気が抜けてしまいどうも集  
中でできず、漠然と毎日を送っていました。そんなとき、1月17日に兵庫県南部地震が  
起こり神戸を中心とする関西地区が死者5000人を越えるという大被害を被りました。  
私もこの被害を視察する機会に恵まれ、改めて被害の大きさに驚かされました。そし  
て自然の脅威に対する我々の無力さを痛感させられました。このことを教訓とし、ま  
だまだやらなければならないこと、改良すべきことがたくさんあることを実感し、帯  
を締め直すことが出来ました。そして論文発表も無事終えることが出来ました。

博士課程に在学した間、東畑先生には指導教官として、常に御指導、御鞭撻をい  
ただきました。私の能力不足から先生の要求に応えることが出来無いことが多くあり、  
申し訳なく感じております。石原先生には貴重な御助言を賜りました。先生の一言一  
句は、非常に的を得た興味深いものが多く、納得させられました。また研究室は違ひ  
ますが、論文の副査をお願いした龍岡先生、山崎先生、涂先生には論文に関して貴重  
な御助言を頂きました。感謝いたします。また助手の吉嶺さんとは5年間も同じ研究  
室の同じ部屋に机を並べて苦学をした仲でありますので、最も気軽にまた最も多くの  
議論や雑談を行い、得たものは大きかったと思います。また技官の周郷さんには公私  
に渡りお世話いただきました。感謝いたします。

その他多くの人たちに支えられて研究を行ってきました。岩橋先生(元電力中央研  
究所、現東京都立大学教授)からは変位計の作製について御助言いただきました。感謝  
いたします。また台湾から研究員として我が研究室に來られた許先生には議論のみな  
らず実験も手伝っていただきました。Orense さん(現基礎地盤コンサルタンツ)は私の  
前にこのテーマについて研究しておられ、いろいろ議論させていただき非常に勉強に  
なりました。また留学生の Meneses さん、Vargas さん、Prasad さん、Nicholas さん、  
方さんとは研究のみならずいろいろなことについて話をして楽しい研究生活が送れま  
した。また秘書の平野さん、朝妻さん、野原さんにはいろいろな雑用を引き受けても

らいました。また名前を挙げると切りがありませんが、大学に在学していた間多くの  
学生と知り合い、楽しく研究生活が送れました。ここに深く感謝の意を表します。最  
後になりますが、私が研究に集中できるよう資金面などの陰から支えてくださった両  
親をはじめとする家族の人たちにも感謝いたします。

これまでは、未熟な私でも先生方の的確なる御指導と御助言で何とか研究を進め  
てくることが出来ました。しかしこれからは一人の独立した研究者として自ら問題点  
を見つけ、それに立ち向かっていかなければなりません。とにかく若いときは“前へ!”  
の精神で熱意を持って問題に立ち向かっていく所存であります。そして博士課程で培  
った研究への取り組み方や知識を生かし、さらに精進を重ね、日本が世界の中で輝けるよ  
う、また世界の発展のための一つの重要な柱になりたいと思う今日この頃であります。

1995年2月

土質研究室にて  
豊田 浩史



