

砂地盤の側方流動のメカニズム解明と その流動特性

片田敏行¹・末政直晃²・須藤雅典³

¹正会員 工博 武蔵工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)

²正会員 工博 武蔵工業大学講師 工学部土木工学科 (〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)

³正会員 工修 五洋建設株式会社(元武蔵工業大学大学院生) (〒112 東京都文京区後楽2-2-8)

阪神・淡路大震災でも砂地盤が液状化し、大規模な側方流動現象が生じて、橋梁基礎などに大きな被害が生じた。しかし、液状化した砂の力学的性質は必ずしも明確ではなく、液状化した砂地盤の流動メカニズムも明らかではない。液状化した砂の力学的性質を解析するには100%近くのせん断歪を載荷できる試験機を必要とする。そこで、本研究は新たに開発した大変位中空ねじり載荷装置を用いて、液状化した砂の力学的性質を明らかにした。さらに試験結果の応力歪関係を定式化して、流動する液状化砂地盤の数値シミュレーションを行って、流動メカニズムを考察した。シミュレーション結果と遠心模型実験の結果を比較検討して、その妥当性を検証した。

Key Words : sand, liquefaction, lateral spreading, torsional loading test, centrifuge modeling test, shear stress, shear strain, limit of strain

1. はじめに

傾斜した緩い砂地盤が液状化すると、せん断歪が100%を越えるほどの大変位を生じることがある。この現象は側方流動現象と呼ばれ、先の兵庫県南部地震においても報告されている¹⁾。浜田ら²⁾によると7mも水平変位を生じているところもあった。この現象により地盤が大変位してしまうと、地盤内にある上下水道管や構造物の杭基礎などが破断して、大きな被害が生じる。よって、液状化に伴う側方流動現象のメカニズムを解明し、この現象に対する対策を行うことが耐震工学上の重要課題である。

側方流動現象を液状化現象の延長と考え、せん断抵抗がない液体と考えたのが東畑ら³⁾である。彼らによると側方流動現象は、せん断抵抗のない液状化層の上の非液状化層自身の変形能力によって地盤変形が生じていると考えている。また、浜田ら⁴⁾は側方流動現象を振動台実験で再現し、液状化時の地盤剛性の回復は液状化層の上にある非液状化層が関係しているというよりは、むしろ液状化層そのものが剛性回復に関係しているという結果を得ている。

安田ら⁵⁾は、中空ねじり試験により液状化時の砂地盤には微小抵抗領域が発生していることを確認している。これは液状化した砂地盤のせん断抵抗が液体のように全くなってしまうのではなく、液状化の程度により微小ながらもせん断抵抗を有していることを示している。言い換えれば砂は流動中も固体的物性を持つという結論を得ている。また、実現

象では側方流動現象が生じる時期については明らかになっていないが、聞き込み等の調査によると地震後にゆっくりと動き始めたなどの話がある⁶⁾。この事実より、安田らは地震が発生し液状化が砂地盤に生じ、その後、地震が終了してから地盤が動き出し側方流動を起こすと考えて、実験及び解析を行っている⁷⁾。得られた解析結果は加振時の影響を考慮されていないため、実際の側方流動現象と比較し、生じるせん断歪がかなり小さく評価されている⁸⁾。

そこで佐藤・片田・末政ら⁹⁾は、繰返し載荷時のせん断歪の発生状況に関して考慮し、せん断歪で約100%まで載荷することのできる大変位中空ねじり試験機を用いて、大歪領域における砂の力学的特性を調べた。その結果、繰返し載荷によって増加し続けられると思われていたせん断歪に限界が存在するということが明らかになった。つまり、液状化した砂は一見、液体のような挙動を示す。しかし、実際には液状化した砂は大きな剛性低下を引き起こすが、剛性がなくなることはなく、あるせん断歪で剛性が回復するという結果を得ており、この剛性が回復する歪を限界歪と呼んでいる。

本研究でも液状化した砂地盤において、剛性が回復するという限界歪に着目した。すなわち、側方流動する傾斜地盤内と同様な偏差応力を大変位中空ねじり試験で再現し、その時の力学的性質を解明する。また、液状化した砂地盤全体が流動時にどのような挙動をするかを明らかにするために、遠心模型実験を行い、流動中の砂地盤の加振時応答特性を調べる。

さらに、中空ねじり試験結果を定式化して地震時の側方流動解析を行う。そして、その解析結果と模型砂地盤の遠心実験結果を比較検討して、流動メカニズムの考察を行う。

2. 液状化した砂の力学的挙動

石原¹⁰⁾は三軸試験を行い、液状化した砂地盤の力学的特性を調べている。しかし、最大で5%程度のせん断歪までしか載荷しておらず、大歪領域での砂の力学的挙動については明らかになっていない。また、末政・片田・永尾¹¹⁾は、大変位中空ねじり試験機を用い、豊浦標準砂に関して非排水繰返し載荷試験を行っている。これによると、一定のせん断応力で供試体を液状化させると、液状化初期ではせん断歪が急激に増加するが、あるせん断歪になると歪が収束し、一定値を取ることが報告されている。ただし、ここでは1種類の試料砂しか扱っていない。

そこで、本研究でもこの大変位中空ねじり試験機を用いて液状化した砂の挙動を調べる。特にせん断歪 γ が20%を超えるような大歪領域での砂の挙動を調べ、側方流動現象のような大歪を生じた砂地盤の流動特性を明らかにすることを目的としている。また、試料として豊浦標準砂と遠州灘砂という種類の異なる砂を用いて、試料砂の違いや相対密度の違いなどが液状化に与える影響も調べる。

(1) 大変位中空ねじり試験機

従来型の中空ねじり試験機は油圧サーボアクチュエータから供給される油圧力をラックピニオンを用いて直線運動を回転運動に変換させている。この方式では、アクチュエータのストロークが短いため、せん断歪で最大±20%程度しか載荷することができない。そのために、大歪領域における砂の挙動を従来型の試験機で再現することができなかった。そこで、本研究ではせん断歪 γ 100%程度まで載荷することのできる大変位中空ねじりせん断試験機を導入した。この試験機の油圧力供給の構成は、従来型のラックピニオンの代わりにタイミングベルトを用いており、大きなせん断歪まで載荷することができるようになった。この方式は、ラックピニオンに比べ剛性が低いなどの理由から実用性が認められていなかったが、いくつかの調整を行うことで従来の方式と遜色のない試験結果を得ている。

(2) 試料砂

試料砂として豊浦標準砂と遠州灘砂の2種類の砂を用いる。遠州灘砂は静岡県清水市の折戸海岸より採取された砂で、灰色の割れた貝殻混じりの角張った形状をしている。この2つの試料砂の物理的性質を知るために、ふるい分け試験と最大密度・最小密度試験を行った。試験結果を表-1、粒径加積曲線を図-1に示す。

豊浦標準砂と遠州灘砂の最大間隙比 $e_{\max}$ と最小間隙比 $e_{\min}$ を比較すると、どちらの数値も遠州灘砂の方

表-1 土質試験結果

	豊浦標準砂	遠州灘砂
$e_{\max}$	0.993	1.127
$e_{\min}$	0.619	0.643
比重	2.63	2.67
D_{50} (mm)	0.195	0.172
D_{30} (mm)	0.140	0.128
D_{10} (mm)	0.120	0.095
Uc	1.625	1.805
Uc'	0.838	0.999

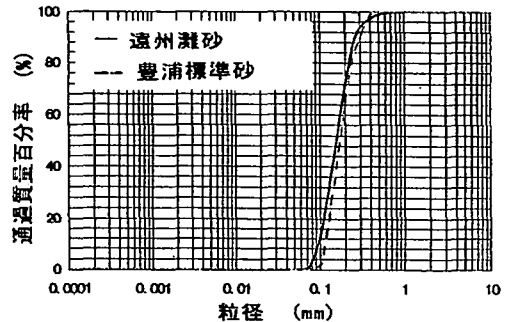


図-1 粒径加積曲線

表-2 密度区分

密度区分	範囲(相対密度)	密度区分	範囲(相対密度)
超緩詰め	$Dr < 25\%$	中密詰め	$45\% \leq Dr < 60\%$
緩詰め	$25\% \leq Dr < 45\%$	密詰め	$60\% \leq Dr$

表-3 試験条件

ケース名	試料砂	Dr (%)	B 値
960117	豊浦標準砂	32	0.98
960119	豊浦標準砂	51	0.99
960118	豊浦標準砂	75	0.98
941105	遠州灘砂	43	0.98
940801	遠州灘砂	50	0.99
941104	遠州灘砂	68	1.00

が大きく、さらにその幅も遠州灘砂の方が広い。また、粒径加積曲線より平均粒径 D_{50} は豊浦標準砂の方が大きい。この結果より、豊浦標準砂は遠州灘砂より平均粒径が大きく、緩く堆積しやすい砂である。一方、遠州灘砂は豊浦標準砂より粒度分布が広いので、密に堆積しやすい砂であることが分かる。

(3) 試験方法

まず、漏斗を用いて絶乾状態の試料を空中落下法により高さ10cm、外径10cm、内径6cmの中空円筒状の供試体を作成する。この時、砂の密度の違いが液状化砂の挙動にどのような影響を調べるために、様々な相対密度の供試体を作成する。ただし、供試体の相対密度の区分は表-2のように定義した。

供試体作成後、供試体を飽和させ所定の拘束圧を

与えB値を測定する。この時、B値が0.95以上であった試験を本試験として採用した。B値測定後、有効拘束圧を1.0kgf/cm²まで上げて圧密する。圧密終了後に排水量の測定値を補正して供試体の相対密度を求めてから非排水状態で繰返し载荷を実施する。

(4) 試験条件

2種類の砂で様々な対密度の供試体を作成し、非排水繰返し载荷試験を行った。砂の違いや相対密度の違いが大歪領域での砂の挙動に与える影響を調べるために、試験条件は応力振幅比(τ/σ'_a)を0.2~0.3に、有効応力(σ'_a)を1.0kgf/cm²、そして载荷周波数を0.1Hzとしている。各ケースの試験条件を表-3に示す。

(5) 試験結果

载荷中の供試体の形状は、70%を越えるぐらいまでは供試体上部のゴムメンブレンにしわが見られる程度であった。しかし、80%近くになると供試体は円筒形を保持できなくなった。

試験結果である応力歪関係と有効応力経路の一例を図-2、図-3に示す。ただし、各図のa)には豊浦標準砂の結果を、またb)には遠州灘砂の結果を示した。豊浦標準砂のせん断応力 τ_a ~せん断歪 γ 関係を見ると、繰返し载荷の初期では縦軸に沿って弾性的に挙動している。さらに繰返し载荷を続けると徐々にせん断歪が増加していく。そして、液状化が始まると急激にせん断歪が増加し、塑性変形が卓越した上に凸の形状(例えば、図-2 a)のⅠ部分)になる。それに対して、有効応力が

消失する部分では下に凸の形状(例えば、図-2 a)のⅡ部分)になる。その後、さらに繰返し载荷を続けてせん断歪がある値に達すると歪レベルがほぼ一定に収束し、せん断歪の増加傾向が停止している。この形状は相対密度に関わらず同様であり、これより大歪領域での砂の挙動は相対密度の違いによらず定性的に同じであることが分かる。また、遠州灘砂の応力歪関係でも同じ傾向が得られた。

次に、豊浦標準砂の有効直応力経路を見ると、初期有効直応力の値より始まり、過剰間隙水圧の上昇に伴い有効直応力が徐々に減少するため原点へ向かっている。その後、供試体が液状化して、有効直応力がゼロとなり、せん断応力もゼロとなった後、载荷時には破壊包絡線上を原点から横軸正方向に向かって挙動し、除荷時には横軸正の方向から原点へ向かって破壊包絡線の内側に弧を描いている。この形状は相対密度に関わらず同様である。また、遠州灘砂においては液状化に達するまでの繰返し回数は少ないが、やはり豊浦標準砂と同様な形状をしていることが確かめられた。

ここで繰返し回数の増加に伴うせん断歪の増加の様子を明らかにするために、図-4のようにせん断歪が正負の最大値を取ったときの一波ごとの平均を最大せん断歪 γ' と定義し、最大せん断歪 γ' と繰返し回数Nの関係を調べた。豊浦標準砂と遠州灘砂の各相対密度の代表的な例を図-5、図-6に示した。これによると、どちらの砂も液状化前の段階では最大せん断歪の値はほぼゼロに近いが、その後急激に最大せん断歪が増加する。さらに繰返し载荷を続けると、最大せん断歪の増加傾向は減少し、あるせん断

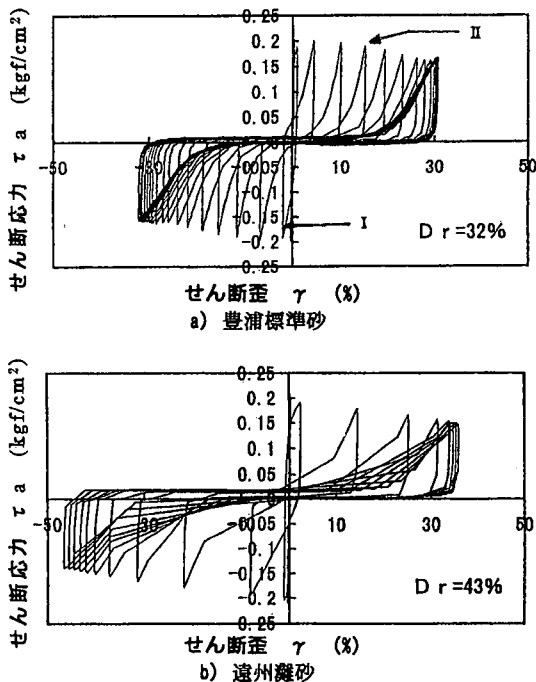


図-2 せん断応力 τ_a ~せん断歪 γ 関係

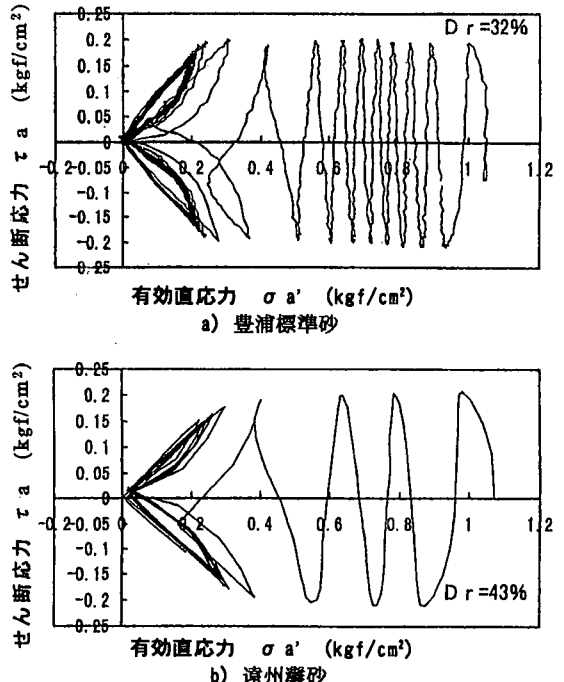
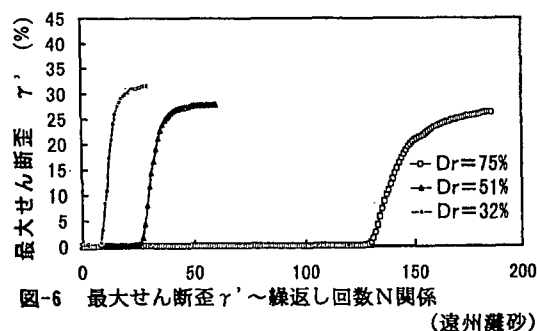
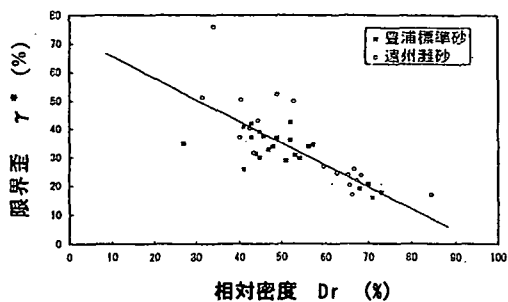
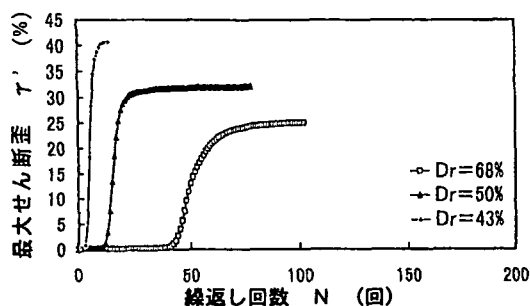
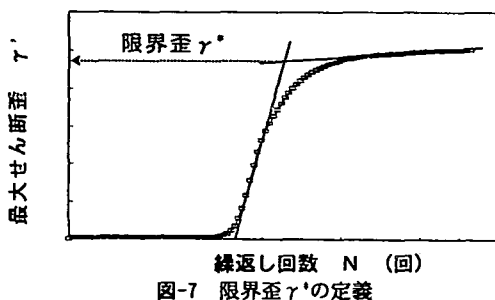
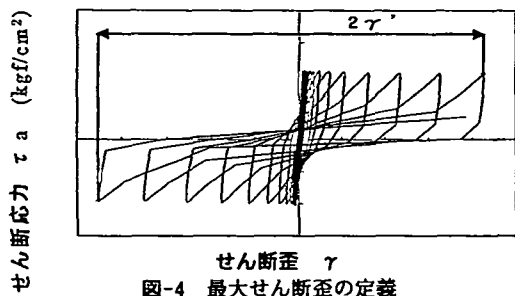


図-3 せん断応力 τ_a ~有効直応力 σ'_a 関係



歪に収束していく。この傾向は砂の違いによらず同様であった。そして、相対密度の低い供試体ほど液状化が早く始まり大きなせん断歪を生じている。また、相対密度の高い供試体ほど液状化が生じるのが遅く、小さなせん断歪で最大せん断歪の増加傾向が低下している。試料砂の違いは液状化を生じるまでに必要な繰返し回数に影響を与えており、その回数は豊浦標準砂の方が少ない。よって豊浦標準砂に比べ豊浦細砂の方が液状化抵抗が小さいといえる。

(6) まとめ

この試験で得られたことをまとめると、次のようになる。①砂の種類に関わらず繰返し載荷を続けるとせん断歪が一定になる部分があるということが挙げられる。これは、砂地盤にせん断力が加えられ液状化が生じたとしても、あるせん断歪で地盤剛性が再び生じるということを示している。それゆえに、

液状化した砂は、液体というよりはむしろ固体的な性質を持っているといえる。②本研究で用いた試料砂は土質工学的に比較的似た性質を持つ砂であったが、液状化に達するまでの回数に差が生じた。この結果より、液状化抵抗は砂粒子の形状とその堆積方法に依存しており、この堆積構造によって液状化抵抗に差が出るようになった。

ここで、液状化した砂の剛性が回復と思われるせん断歪に着目した。本研究では最大せん断歪が急激に増加するところを通る直線と、最大せん断歪が収束するところを通る直線の交点における最大せん断歪を限界歪と定義した(図-7)。この限界歪 γ' と相対密度 Dr の関係を示したのが図-8である。この図を見ると、多少ばらつきはあるが、試料砂の違いによらず同じ相対密度 Dr であれば同じ限界歪 γ' を持つことが明らかになった。これは限界歪 γ' が相対密度 Dr に強く依存することを表しており、実際の地盤において、その地盤の相対密度が明らかになれば、地震時に生じる最大のせん断歪も予測しうることを示唆していると思われる。また、これらの結果は大歪領域での砂の挙動は砂の種類によらず、同様であるということを表していると考えられる。

3. 初期せん断応力を受けた砂地盤の液状化時の挙動

2.における等せん断試験では、液状化した砂の力学的特性を調べた。しかしながら、ここで行った試験ではせん断歪で 40~50%程度の歪しか再現できず、液状化に伴う側方流動現象のように100%に至る

せん断歪を再現することができなかった。そこで、側方流動現象では大歪を生じるための何らかの要因があると考えた。地震の被害報告^{12)~14)}によると、傾斜した砂地盤あるいは海岸や河岸などのように地盤が膨らみだしやすいところで、側方流動現象が生じることが多い。そこで本研究では地盤の持つ傾斜に着目した。

Taboada ら¹⁵⁾は砂地盤の傾斜の影響として初期応力を与えた振動三軸試験を行い、軸差歪の蓄積の様子を調べている。しかし、繰返し载荷とともに軸歪が圧縮方向に増加するという試験機の機構により、試験前に与えた初期応力が、歪の蓄積にどの程度の影響を与えているか分からず、また生じている歪も本研究で行った等せん断試験と同程度の歪しか生じておらず実際に生じる側方流動と比較して、小さく評価されている。

そこで、本研究では地盤の傾斜が側方流動の生じる一因であると考え、傾斜の影響が側方流動に与える影響を調べる。そのために、傾斜した地盤中で生じている地盤の自重の流下方向成分を偏差応力として供試体を与えた後、大変位中空ねじり試験を行った。

表-4 偏差応力試験の試験条件

ケース名	τ_0 (kgf/cm ²)	Dr (%)	B 値
950718	0.05	39	0.97
950719	0.05	37	0.95
950720	0.05	36	0.95
951113	0.05	30	0.96
951151	0.05	71	0.96
951128	0.10	43	0.96
951129	0.10	55	0.96
951211	0.03	34	0.96
951219	0.10	65	0.96

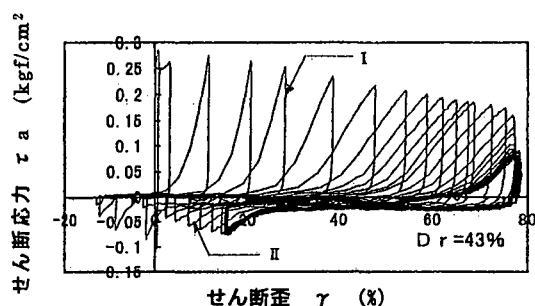


図-9 せん断応力 τ_a ～せん断歪 γ 関係

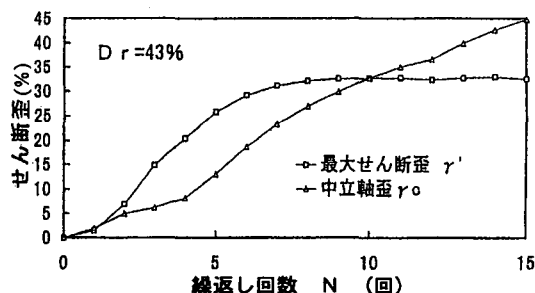


図-10 最大せん断歪 γ' 、中立軸の歪 γ_c ～繰返し回数 N 関係

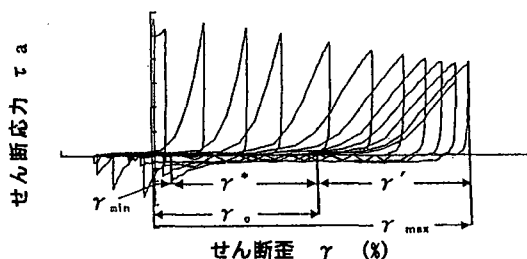


図-11 中立軸歪 γ_c の定義

(1) 試験方法

等せん断試験の場合と同様の方法で等方圧密状態の供試体を作成する。その後、圧密中に地盤の自重の流下方向成分としてのせん断応力を供試体を与える。この時、過剰間隙水圧が上昇しないようにゆっくりと行う。偏差応力として最初に与えたせん断応力を初期せん断応力 τ_0 とする。所定の初期せん断応力を与えた後に非排水の状態にして繰返し载荷試験を実施した。試験条件を表-4 に示す。

(2) 試験結果及び考察

本研究で行った偏差応力試験の代表的な一例として、初期せん断応力 $\tau_0 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ を与えた緩詰めの結果の応力歪関係を図-9 に、最大せん断歪 γ' ～繰返し回数 N 関係を図-10 に示した。

応力歪関係では繰返し初期では縦軸上を弾性的に挙動しているが、繰返し载荷を続けると供試体が液状化を生じ、それに伴いせん断歪が増加してくる。液状化が始まってからの応力歪の履歴ループは初期せん断応力を与えた方向に大きな塑性変形が生じ、上に大きな凸の形状(例えば、図-9 の I 部分)になるが、その逆方向ではほとんどせん断歪が生じておらず左右を比較するとかなり小さな凸(例えば、図-9 の II 部分)になる。さらに繰返しを続け完全液状化に至ると同じ大きさの応力歪の履歴ループが横軸正方向にシフトしていく傾向が得られた。しかし、繰返し回数が約 20 回程度を越えるとゴムメンブレンの張力によってシフトしなくなった。

そこで、ゴムメンブレンの影響が小さい载荷回数 15 回までにおける最大せん断歪 γ' ～繰返し回数 N 関係(図-10)を見ると、繰返し初期ではせん断歪がほとんどゼロである。しかし、繰返し载荷によって液

状化すると急激にせん断歪が増加する。その後、あるせん断歪に達するとせん断歪の増加傾向は減少し、一定の値に収束する。この傾向は等せん断試験の試験結果と同じであり、初期せん断応力を与えた試験でも限界歪 γ' が生じているという結果を得た。しかしながら、初期せん断応力を与えた試験では、初期せん断応力を与えた方向にせん断歪が偏って蓄積さ

れ、せん断応力の載荷方向によりせん断歪の量に差が出ていることが観察される。

そこで、繰返し回数と共に増加する一波ごとの履歴ループの軸ずれの量を計るために図-11のように、履歴ループのプラス側とマイナス側の最大せん断歪の中央にあるせん断歪を中立軸歪と定義した。この中立軸歪は一波ごとに生じるせん断歪を平均したものである。

再び、図-10 の中立軸歪 γ_c ～繰返し回数 N 関係を見てみると、中立軸が最大歪の増加と共に等速度で増加しているのが分かる。また、最大せん断歪はあるせん断歪に達すると、それ以上の増加傾向が無くなり一定値に収束するが、この中立軸歪はその後増加傾向を示している。

(3) まとめ

側方流動現象の生じる一因として地盤の傾斜角に注目し、それを中空ねじり試験により再現するために初期せん断応力を与えた偏差応力試験を行った。この結果、等せん断応力試験では再現することができなかった80%のせん断歪を再現することができた。これより、側方流動現象に地盤の傾斜が影響を与えていることが明確になった。また、応力歪の履歴ループが一波ごとにせん断応力を与えた方向へシフトしていくことが確認され、初期せん断応力の大きさの違いによりシフトしていく歪の増加率も異なることが明らかになった。

以上をとりまとめると、地盤に初期せん断応力が存在し、かつこれが液状化すると、一波ごとに塑性歪が生じることが分かった。多大な水平変位が発生する側方流動現象とは、このような塑性歪の累積も一因であると考えられる。しかし、実際の地盤では過剰間隙水圧の消散などに伴い地震後も流動が続くと考えられている。

4. 液状化した傾斜地盤の加振時応答特性

これまででは、中空ねじり試験により試験を行い、側方流動時の砂の挙動を調べてきた。しかし、この要素試験はミクロ的な砂の挙動を調べるには適しているが、流動中の砂地盤全体をマクロ的に捉えることが出来ず、全体における地震時の地盤の応答特性を知ることができない。遠心実験を用いて側方流動を研究している Dobry ら^{16), 17)}によると、水平地盤と傾斜地盤のモデル地盤を同一条件下で遠心実験を行うと、水平地盤と傾斜地盤では加振時の応答特性が異なることが報告されている。

傾斜地盤では、図-12 のように斜面上方向に加振されるときにのみスパイク状の大きな応答加速度が生じていることが示されている。そこで、本研究では、要素試験に用いた砂と同じ砂を用いて、同様の遠心模型実験を試みた。これによりミクロな砂の挙動とマクロな地盤の挙動の両面から側方流動現象を調べる。

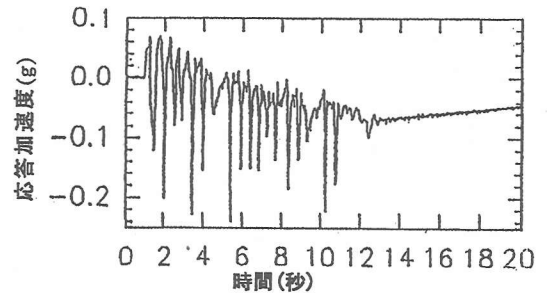


図-12 Dobry による遠心模型実験の加速度応答¹⁶⁾

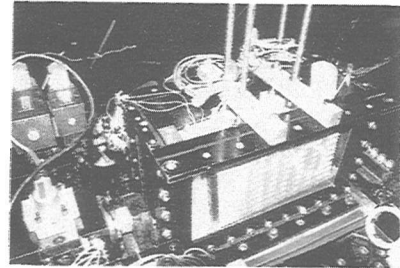


写真-1 せん断土槽

表-5 遠心模型実験の試験条件

ケース	傾斜角 θ (度)	相対密度 D_r (%)	飽和度 S_r (%)
1	0	45.2	95.4
2	5	36.3	93.5
3	10	37.1	94.0

(1) 試験方法及び試験条件

水平地盤と緩やかに傾斜した砂地盤の地震時の応答特性を調べるために、遠心模型実験を行う。

一般に用いられている試料容器で傾斜した砂地盤の動的載荷を実施しても、液状化時の砂の挙動がよく現れず、砂の挙動を明らかにできない。そこで本研究では加振時に模型地盤が自由にせん断することの出来る模型土槽を作成した。この土槽は試料容器の中に設置する模型土槽で、底盤の組み替えにより水平地盤や傾斜地盤(5°, 10°)を再現できるようにになっている。

模型土槽は、写真-1 のように一段の高さが16mmのアルミ製のリングを10段積み重ねて構成されている。また、リング間にできるだけ摩擦が生じないように、ナイロン球をリングレールに配置しており、リング間に0.09mmの隙間ができるようにしてある。

ここで用いたナイロン球はベアリングの代わりをしており、アルミリングとの間に摩擦が少ないため模型土槽の摩擦が、液状化時の砂の挙動に与える影響はほとんどないと思われる。また、供試体を構成する砂粒子が模型地盤の外へ流出しないように、厚さ0.5mmの袋状のゴムメンブレンを積層リングの内側へ、たわまない様に張りつけてある。このような模型土槽により作成される模型砂地盤の実際の寸法は、高さ15.8cm、幅28.0cm、奥行き9.8cmであり、

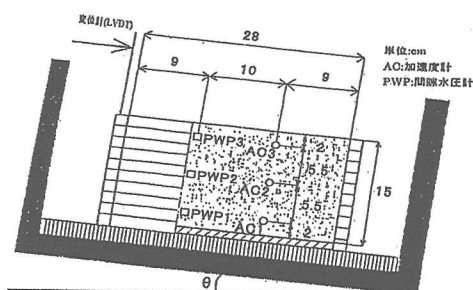


図-13 セン断土槽のセンサーの配置

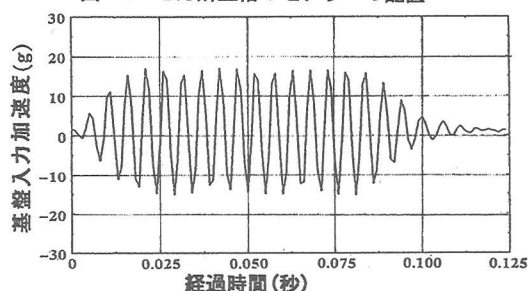


図-14 遠心模型実験に用いた入力加速度波形

試験で 50g の遠心加速度を与えた際には、実地盤換算で深さ 7.5m の砂地盤と同じ条件になる。

模型地盤の作成方法を示す。まず、この模型土槽の組立後に、漏斗で豊浦標準砂を空中落下させた。このとき、試料砂を斜面に水平に堆積させるために模型土槽を含む試料容器全体を傾けた。また、傾斜の有無に関わらず、模型土槽だけを組み立てた状態では、リングが非常に滑りやすく模型地盤を破壊してしまう。そこで、模型地盤の両脇にスペーサーを入れ、リングが滑らないようにしておく。このスペーサーは、試験開始直前まで取り付けておいた。模型地盤の相対密度は、Dobry ら^{16), 17)}の試験結果と比較検討するために、相対密度 $Dr \approx 40\%$ を目指した。模型土槽の作成終了後、水の浸透を良くするために二酸化炭素を模型地盤に約 1 時間注入し、空気と置換する。その後、土槽内に不飽和層ができないようにゆっくりと脱気水を下から模型地盤に通水する。模型地盤を飽和させた後は、振動を与えないようにして土槽を加振台に固定し、実験を開始する。ただし、浸透流の相似則から、間隙水の粘性も n 倍にしなければならない。透水性に関する相似率を考慮せずに、今回の遠心実験で脱気水を使用した理由は、中空ねじり試験結果から遠心模型実験の結果を考慮するためにできる限り両者を同じ材料(同じ種類の砂と脱気水)としたかったため、さらに、Dobry らの遠心実験結果(脱気水を使用した)とも比較するために脱気水を使用した。このために、本研究では繰返し載荷による砂地盤の動的せん断挙動は実現象のそれと同じであるが、透水性は 50 倍大きいと考えて良い。

この状態で遠心加速度を模型地盤に与え、50g 場に達してから加振実験を行う。データを収録するた

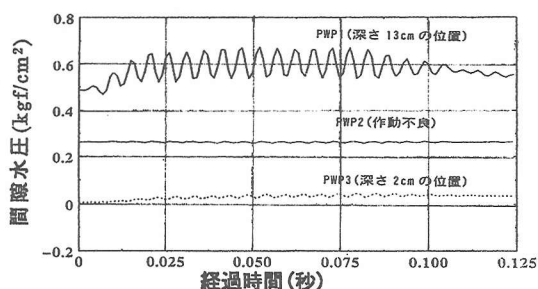


図-15 間隙水圧(ケース 2:地盤傾斜 5 度)

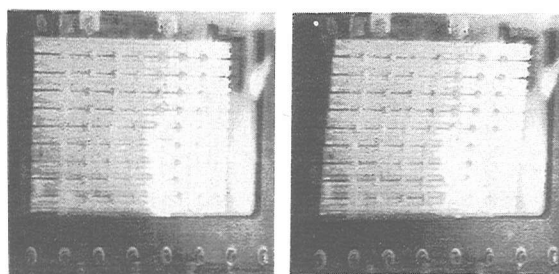


写真-2 実験前後におけるせん断土槽

めの加速度計 (AC)、間隙水圧計 (PWP) などのセンサーの配置を図-13 に示す。各センサーの深い所から順番に、1 番から 3 番まで番号を付けた。また、試験中の模型地盤の様子を知るために写真撮影とビデオ撮影を行う。

本研究では 3 ケースの試験を行った。ケース 1 は水平地盤、ケース 2, 3 は傾斜角が 5° , 10° の傾斜地盤を想定した。加振実験では 200Hz の正弦波を用いて、実地盤で最大加速度が約 0.3g になるようにした。そして、試験条件を表-5 に、入力波形の一例を図-14 に示す。

(2) 試験結果及び考察

写真-2 はケース 2 の傾斜角 5° の加振前と加振後の写真である。この写真より、加振前は水平変位が生じていないが、加振後では土槽の中間付近から水平変位が生じているのが分かる。図-15 は傾斜角 5° のときの地盤の間隙水圧を示しているが間隙水圧計 PWP1 では、間隙水圧の値がその位置の全応力にほぼ等しくなり、液状化したと思われる。しかし、地表に近い PWP3 では間隙水圧の値がその位置の全応力にまで上がらなかった。その理由は、脱気水を使用したので地表近くでは排水されて間隙水圧が上がらなかったものと思われる。

この結果は水平変位の現れ方に良く似ており、液状化部で側方流動現象が生じたと考えられる。層厚 15cm に対して約 1.2cm の水平変位が生じた。一方、ケース 1 の水平地盤では、このような側方流動は生じなかった。この結果からも分かるように、傾斜角の有無が側方流動現象の発生に大きな影響を与えることを示しており、これまでの被害調査結果と良く

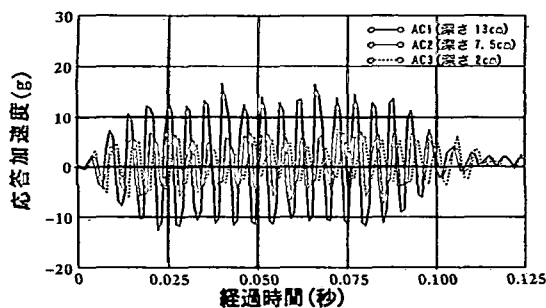


図-16 応答加速度(ケース 1:水平地盤の場合)

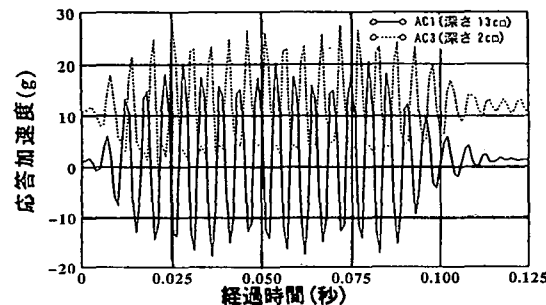


図-17 応答加速度(ケース 2:地盤傾斜 5 度の場合)

一致している。図-16 はケース 1 の応答加速度であるが、図-14 の入力加速度と同様な形状をしており AC1 が最も大きい加速度を示し、地盤が浅くなるにつれ小さくなっている。また、どの深さにおける応答加速度も正負とも同じ大きさの加速度を生じている。図-17 はケース 2 の応答加速度を示しているが、AC1 の加速度計は両側に $\pm 15g$ の加速度を生じている。AC3 の加速度計はプラス側に $15g$ 、マイナス側に約 $8g$ という片振れ状態になっていた。そして、プラス側にはスパイク状の加速度が生じていた。傾斜地盤では片振れとスパイクが生じ、水平地盤では生じないという傾向は Dobry ら^{16), 17)}と同様の傾向である。また、図-18 はケース 3 の傾斜角 10° の試験から得た水平変位である。加振後から定速度で水平変位が増加していく様子が見られる。しかし、加振終了後には水平変位が生じていない。

図-19 は各ケースにおける加振前と加振終了後に生じた側方変位である。これは写真解析により求めた土槽リングの水平変位をプロットしたものである。各ケースとも地盤の深いところではあまり変位が生じていない。地盤が浅くなるにつれ徐々に変位量が増えている。また、傾斜角が大きい地盤ほど変位量が多いのが分かる。

(3) まとめ

遠心模型実験の結果をまとめると次の 4 つのことが明らかになった。①水平地盤ではほとんど変位が生じなかったが、傾斜した地盤ではその傾斜角に応じた大きさの変位が生じた。②水平地盤における応答加速度は、地盤の浅いところほど応答加速度が小さくなっているが、両側に同程度の大きさの応答加

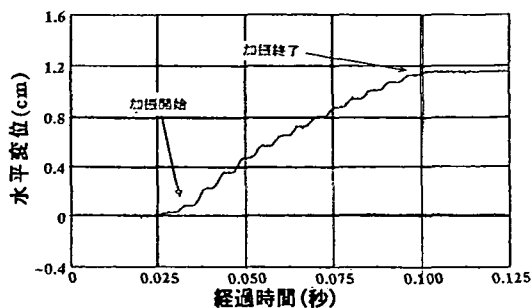


図-18 水平変位(ケース 2:地盤傾斜 10 度の場合)

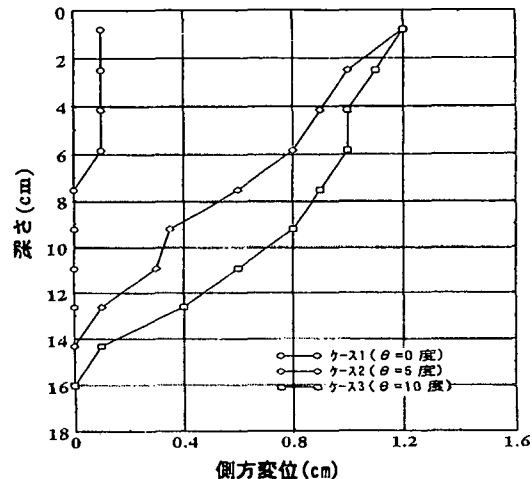


図-19 遠心模型実験で得られた側方変位

速度が生じている。しかし、傾斜地盤では、スパイクが生じ、入力加速度の方向により応答加速度の振幅の大きさに違いが生じた。③傾斜地盤では加振中に等速度で変位が増加するが、加振後ではその増加傾向は停止していた。④傾斜が側方流動に与える影響は Dobry ら^{16), 17)}が得た結果と同じであった。

これらの結果より、液状化にともなう砂地盤の側方流動現象は、傾斜角の有無およびその大きさが影響するということが挙げられ、また、振動後に側方流動が始まるのではなく、振動中も変位が一定の割合で増加することが明らかになった。

さらに、図-18 のように加振中に水平変位が増加するが加振終了後には止まってしまうという流動のようすと、中空ねじり試験結果に見られるせん断歪の増加が繰返し載荷時の残留歪の蓄積であることを考え合わせると、実際の液状化地盤においても振動時に生じる残留歪が蓄積することが側方流動の原因の一つになっていると思われる。

5. 液状化した砂地盤の流動解析

要素試験の実施により、液状化砂の力学的特性を明らかにすることができた。そこで、要素試験より得られた知見に基づき、液状化砂の流動特性を明らかにするために流動解析を行う。ただし、過剰間隙

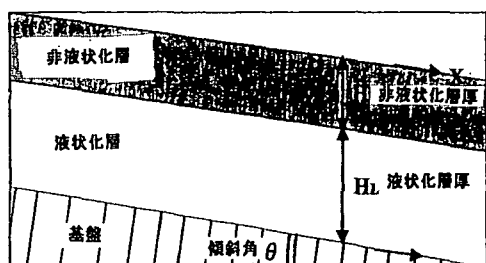


図-20 モデル地盤

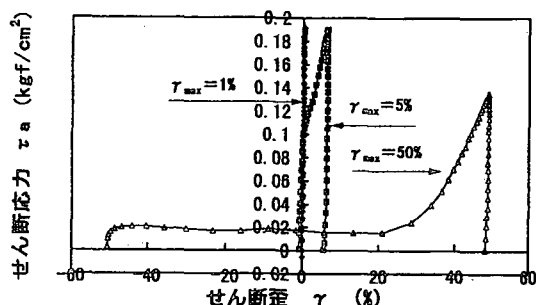


図-21 半波ごとに分解した応力歪関係

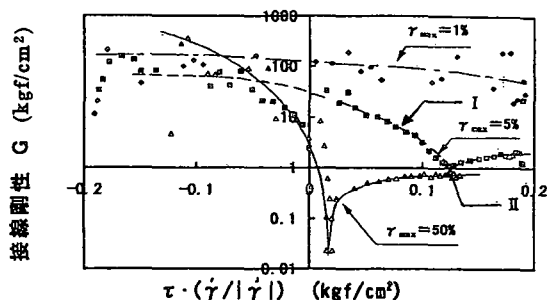


図-22 接線剛性 \$G\$

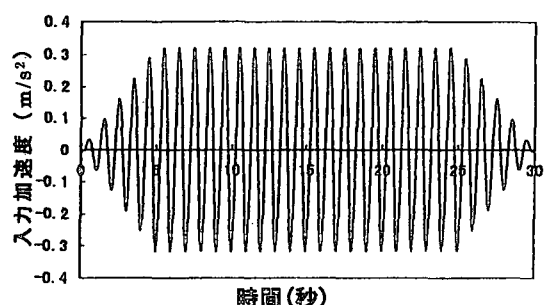


図-23 流動解析に用いた入力加速度波

(1) 解析に用いたモデル地盤

遠心水圧の消散や地盤の多層性を考えていない、比較的単純な解析モデルを用いている。さらに、この解析結果と遠心模型実験結果とを比較検討し、要素試験結果の妥当性を検証する。実験で得られた模型地盤の流動特性を評価するために、解析で用いるモデル地盤には遠心模型実験で作成した模型地盤と同様にした(図-20)。この地盤は地表面から非液化化層、液化化層、基盤の三層からなる傾斜した地盤で傾斜方向に無限長を仮定した。そして、各層の物性は次の通りである。まず、非液化化層は剛体とし、その単位体積重量は遠心実験で目標としている模型地盤の相対密度(\$Dr=40\%\$)、飽和度(\$Sr=95\%\$)より逆算し、湿潤密度 \$\rho_1=1.81\text{ t/m}^3\$ とした。また、基盤は液化化層と比較して非常に硬いので剛体とした。なお、液化化層の材料特性については後述する。

(2) 流動する地盤の運動方程式

これまでの試験結果より、地盤の傾斜の影響が大きいことが考えられる。したがって、本研究では地盤の傾斜角が側方流動現象の要因の一つとして考え、次式のような非液化化層の運動方程式を導入した。

$$\rho_1 H_L \ddot{x} = \rho_1 H_L g \cdot \sin \theta - \tau \quad (1)$$

\$\rho_1\$: 湿潤密度, \$H_L\$: 液化化層の厚さ,

\$g\$: 重力加速度, \$\theta\$: 地盤の傾斜角,

\$\ddot{x}\$: 非液化化層の応答加速度

ここで、\$\rho_1 H_L g \cdot \sin \theta\$ の項は斜面方向における非液化化層の自重成分を表し、\$\tau\$ は液化化層のせん断抵抗を示している。以下では、要素試験より得られた接線剛性 \$G\$ より \$\tau\$ を定めて、この運動方程式を

数値的に解いて傾斜した液化化砂地盤の挙動を検討することを試みる。

(3) 液化化した砂地盤の復元力特性

液化化による側方流動をシミュレートするためには液化化中の砂の剛性を評価することが重要である。しかしながら、このような剛性を定量的に明らかにしている研究は少ない。そこで、砂地盤の剛性として接線剛性を取り上げ、これが液化化に応じてどのように変化するかを調べた。

a) 液化化の進行に伴う接線剛性の変化

図-21 は、豊浦標準砂を用いた両振り等せん断試験(\$Dr=40\%\$)の試験結果より得られた応力歪関係から最大せん断歪が \$1\%\$, \$5\%\$, \$50\%\$ の時の応力歪関係を半波ごとに抜き出した図である。\$\tau\$ の正領域と負領域で履歴ループの形が似ているので、\$\tau\$ が正領域の半波を用いた。この応力歪関係から最小二乗法を用いて接線剛性を算出した(図-22)。なお、図-22 において \$\gamma_{max}=50\%\$ の履歴曲線から接線剛性 \$G\$ を求める際に、せん断歪 \$-40\% \sim 20\%\$ の間では接線剛性がゼロに近いので、\$\log G\$ が無限小になってしまう。そのため、図-22 にはこの間の \$\log G\$ はプロットされてない。液化化前の供試体では、载荷による剛性低下がほとんど見られず、直線的に挙動している。次に、液化化が始まりせん断歪が増加しだすと(最大せん断歪 \$5\%\$)、接線剛性は下に凸の緩やかな曲線(図-22 中に示す I 曲線)を描いて低下する。

ここで、この曲線の頂点(図-22 中の II 点)の接線剛性、せん断応力を残留接線剛性、残留せん断応力と定義した。この時、残留接線剛性は小さい値を取っているが、残留せん断応力は比較的大きな値を

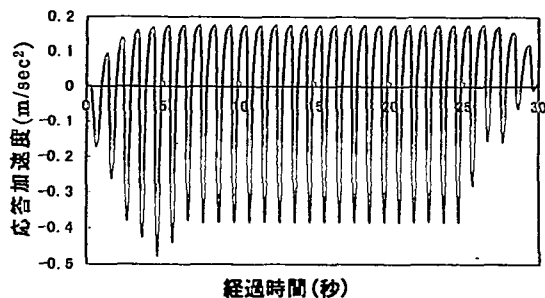


図-24 応答加速度(ケース 1)

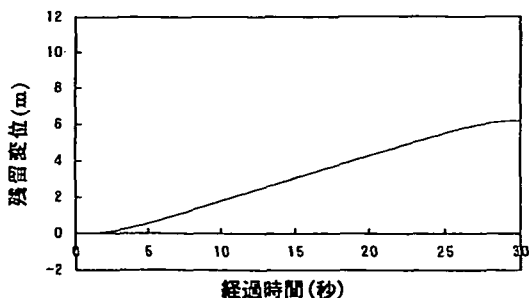


図-26 残留変位(ケース 1)

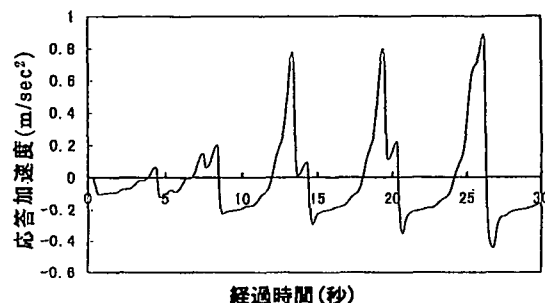


図-25 応答加速度(ケース 2)

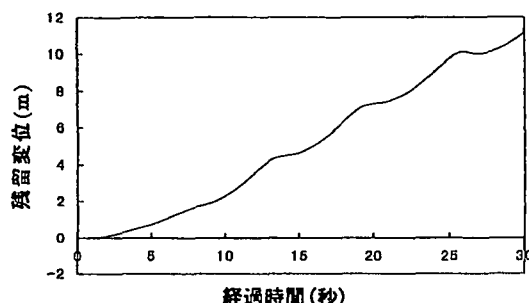


図-27 残留変位(ケース 2)

取っている。さらに繰返し载荷を与えて完全液状化状態(せん断歪 50%)になると、接線剛性の値はこの曲線の頂点で急激に低下しており、下向きに鋭い形状の変化をしている。この時の残留接線剛性や残留せん断応力はせん断歪 5%の時よりも小さい。以上より、歪の増加に伴い残留接線剛性や残留せん断応力が低下していくことが明らかになった。

b) 剛性変化を考慮した復元力のモデル化

a) では液状化の程度により接線剛性曲線が異なることが分かった。そこで、図-22 に示されている完全液状化状態のせん断歪 50%の時の接線剛性 G の値を用いて側方流動解析を行う。ある瞬間における液状化層が持つせん断強度 $\Delta \tau$ は、接線剛性 G を用いて次式から得られる。

$$d\tau = G \left(\tau \cdot \frac{\dot{\gamma}}{|\dot{\gamma}|} \right) \cdot d\gamma \quad (2)$$

ここで、式(2)の $G \left[\tau \cdot \left(\dot{\gamma} / |\dot{\gamma}| \right) \right]$ は G が $\tau \cdot \left(\dot{\gamma} / |\dot{\gamma}| \right)$ の関数であることを表している。さて、基盤に加速度が与えられると基盤と液状化層が相対変位をして $\Delta \gamma$ が生じる。すなわち、入力加速度から $\Delta \gamma$ が求められ、さらに式(2)の関係より図-22 を用いると $\Delta \tau$ が算出される。このせん断歪 γ の値による τ の変化によって、式(1)から非液状化層の応答値が算出される。具体的には、得られた非液状化層と液状化層の相対変位より、せん断歪 γ を算出して式(1)、(2)より時刻 t および $t + \Delta t$ の時の非液状化層と液状化層の応答変位を求めて、その値より非液状化層の応答加速度を算出している。

(4) 解析条件及び解析結果

a) 解析条件

本研究では、要素試験結果から、あるせん断応力に対する接線剛性の曲線を求め、それを側方流動解析に用いた。ここで解析条件を述べるとケース 1 では、要素試験の試験結果より最大せん断歪 $\gamma = 50\%$ における接線剛性の挙動を求めて解析に用いた。また、同様に、残留せん断剛性や残留せん断応力は実験結果より 0.01 kgf/cm^2 、 0.02 kgf/cm^2 とおいた。ケース 2 では、遠心実験で用いたような非常に緩く堆積した砂地盤 ($Dr=35\%$) を想定し、残留せん断剛性 0.006 kgf/cm^2 と残留せん断応力 0.004 kgf/cm^2 を用いた。また、接線剛性は、ケース 1 と同様にせん断歪 $\gamma = 50\%$ における接線剛性を用いた。入力する波形は図-23 のように最大入力加速度 $0.3g$ である正弦波 (1Hz) を用いた。入力波として正弦波を用いると波形の変化が明瞭になる。

b) 数値解析結果

ケース 1 の解析結果として、応答加速度を図-24 に、そして残留変位を図-26 に示す。また、ケース 2 については応答加速度を図-25 に、残留変位を図-27 に示した。

これよりケース 1 では、残留せん断応力が非液状化層の流下方向のせん断力に比べて大きく、接線剛性が低下傾向にあるため応答加速度が小さくなる。一方、ケース 2 では、逆に接線剛性が増加傾向にあるため、流下方向の応答加速度が大きくなりスパイク状になった。さらに残留変位はケース 2 の方が大きくなる。すなわち、残留せん断応力が自重によるせん断応力 (0.00156 kgf/cm^2) よりも小さければ流動量を生じるが、大きければ流動を起こさないことが

分かる。

(5) まとめ

これらの結果より、側方流動は残留せん断応力と自重によるせん断力との大小関係が大きく影響することが分かった。さらに、流動する場合には流下方向にスパイク状の応答加速度が生じ、遠心模型実験と定性的に一致することが認められた。しかしながら、定量的には残留変位量の大きさが一致しないことも明らかである。これは繰返し載荷に伴う残留せん断応力の低下過程をモデルに組み込んでいないことや、液状化層を一層にモデル化したことも問題点として挙げられる。

この数値解析は液状化の始まりから完全液状化に至り流動しながら過剰間隙水圧が消散していく過程を全て網羅したものではなく、単純な地盤モデルとせん断歪 50%における応力歪関係を用いている。さらに、流動特性に大きな影響を与える残留せん断強度も考慮する必要がある。それゆえ、実現現象から見れば単純過ぎるきらいがある。しかし、本来の目的である要素試験から得られた応力歪関係を用いた傾斜地盤の振動流動特性を明らかにして、遠心実験と比較するという点は十分に充足できたものといえる。

6. おわりに

本研究では側方流動のメカニズム解明のために大変位中空ねじり試験機を用いた要素試験、飽和砂地盤の遠心模型実験及び数値解析を実施した。これらの結果より次のことが明らかになった。すなわち、要素試験より

- ①液状化した砂は液体状というよりもむしろせん断剛性の極めて小さな固体的性質を示す。
- ②両振りせん断試験結果より、ある一定のせん断応力の繰返し載荷によって生じるせん断歪には、これ以上増加しないような限界値(限界歪)がある。
- ③限界歪は、砂の種類によらず相対密度に依存する。
- ④傾斜地盤にみられる初期せん断応力は塑性歪を累積させる。これよりせん断歪が 80%を越えることがあり得ることが分かった。

遠心模型実験より

- ⑤水平地盤では残留変位が発生しないが、傾斜地盤では残留変位が生じ、その大きさは傾斜角に依存する。
- ⑥残留変位は加振時に生じて加振後には発生しない。
- ⑦傾斜地盤の応答加速度波は、流下方向にスパイク状になることが示された。

数値解析より

- ⑧残留せん断応力と自重によるせん断応力の大小関係が流動するか否かに影響を与える。
- ⑨流動中には流下方向にスパイク状の応答加速度が生じて、これは接線剛性の増加に起因することが分かった。

謝辞:本研究で行った遠心載荷実験では、労働省産

業安全研究所所有の遠心載荷装置を使用させていただきました。また、浜田政則・教授(早稲田大学)及び川上哲太郎・助教授(東海大学)には数々の有益な助言と便宜を頂きました。記して謝意を表したいと思います。

参考文献

- 1) 土木学会:阪神大震災震害調査緊急報告会資料,1995.
- 2) 浜田 政則,磯山 龍二,若松 加寿江:The 1995 Hyogoken-Nanbu(Kobe) Earthquake, (財) 地震予知総合研究振興会,1995年9月.
- 3) Towhata, I. and Sasaki, Y.: Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp. 97-114, Sept., 1992.
- 4) 浜田 政則,佐藤 博,土居 賢彦:液状化による側方流動のメカニズムに関する実験的研究,第28回土質工学研究発表会,pp.1191-1194,1993年6月.
- 5) 安田 進,規矩 大義,増田 民夫,板藤 繁:液状化した超緩詰め供試体に対するねじりせん断試験,土木学会 第48回年次学術講演会,pp.416-417,1993年9月.
- 6) K.Horii et al.: Highway Bridges, *General Report on the Niigata Earthquake*. Tokyo Electrical Engineering University press, pp.431-450, 1968.
- 7) 安田 進,規矩 大義,増田 民夫,板藤 繁: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,pp.871-876,1994年12月.
- 8) 安田 進,永瀬 英生,石川利明:砂礫地盤の液状化による永久変位と構造物の沈下に関する振動台実験,第9回日本地震工学シンポジウム, pp.865-870, 1994年12月.
- 9) 佐藤博,片田敏行,末政直見,土居賢彦,浜田政則,川上哲太郎:液状化による側方流動のメカニズム発生に関する実験的研究,第9回日本地震工学シンポジウム, pp.859-865,1994年12月.
- 10) Ishihara, K.: Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, 43(3), pp.351-415, 1993.
- 11) 末政直見,片田敏行,永尾 浩一:液状化後の砂の挙動に関する実験的研究,土木学会 第49回年次学術講演会,pp.494-495,1994年9月.
- 12) Seed, H. B. & Wilson, S. P.: The turnagain heights landslide, Anchorage, Alaska, *Proc. of ASCE*, No.SM4, pp.325-353,1976.
- 13) O'Rourke, T. D. & Tawfik, M. S.: Effect of Lateral Spreading on Buried Pipelines During the 1971 San Fernando Earthquake, *Earthquake Behavior and Safety of Oil Gas Storage Facilities. Buried Pipelines and Equipment*, PVP. Vol-77, ASCE, pp.124-132,1983.
- 14) 財団法人地震予知総会研究振興会:1990年7月18日・19島地震被害調査報告書,1991年5月.
- 15) Taboada, V. & Dobry, R.: Comparison tests for earth technology's laboratory tests, *Report, Civil Engineering Department, Rensselaer Polytechnic Institute*. Troy, NY, 1992.
- 16) K. Arulanandan & R. F.Scott.: Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, *Pro. of NPASLP*, Vol.1, Davis, California, USA, 17-20, Oct, 1993.
- 17) R. Dobry, V. Taboada, L. Liu: Centrifuge Modeling of

THE MECHANISM OF A LATERAL SPREADING OF THE SATURATED SANDY GROUND

Toshiyuki KATADA, Naoaki SUEMASA and Masanori SUDO

The lateral spreading of a sandy ground destroyed pile foundations and the underground piles. The mechanism of lateral spreading is not clear because the mechanical properties of liquefied sand are not clear. Therefore, the authors developed a new torsional loading apparatus that was able to load until about 100% shear strain. By using this tester, the mechanical properties of liquefied sand were analyzed. On the basis of loading results, the mechanism of a lateral spreading was studied. The stress-strain curve of liquefied sand was formulated and a lateral spreading was numerically simulated. The results of the numerical simulation were compared with the results of the centrifuge model test. Both results were very similar to each other.