

# 液状化地盤の水膜現象による流動の 模型実験とエネルギー的検討

樺澤和宏<sup>1</sup>・國生剛治<sup>2</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

kazuhiro@civil.chuo-u.ac.jp

<sup>2</sup> 正会員 工博 中央大学教授 理工学部土木工学科 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

kokusho@civil.chuo-u.ac.jp

振動台実験により水膜現象が液状化時の側方流動メカニズムに及ぼす影響を検討した。均一砂層の予備実験から、地盤変形は主に振動中に生じることや斜面の初期せん断力による水圧の上昇量の差を確認した。それに対して傾斜地盤に低透水シームを円弧状に挟み込んだ模型実験では、振動終了後に水膜現象によってシーム直下で水圧が上昇し、上部土塊が剛体的に再流動する。しかも、小さな加速度でも大きな流動が起きる場合がある。この水膜現象による流動についてエネルギー的検討を行った結果、上槽寸法やシームの塑性、加振方向、加速度、相対密度などの違いに関わらず、せん断抵抗が通常時の 20 % 程度にまで低下するが、すべり面に沿った粗度などの影響で完全にゼロにはならないことが分かった。

**Key Words:** *liquefaction, lateral flow, shaking table test, water film effect, energy analysis*

## 1. はじめに

過去の液状化に伴う側方流動の被害の中には、地表面勾配がわずか数パーセントかそれ以下の勾配でも数メートルの流動が生じたケース<sup>1)</sup>や、流動が地震継続中ばかりでなく、地震終了後にも発生したケースも報告されている<sup>2)</sup>。傾斜した緩い砂地盤が液状化すると、せん断ひずみが 100 % を越えるほどの大変位を生じることがあり<sup>3)</sup>、構造物の下部構造や埋設物に大きな被害を与える。

このような斜面勾配の緩い地盤の側方流動メカニズムは必ずしも明らかになっていない。現在まで地震の慣性力による繰返し载荷<sup>4)</sup>、地震後の液状化した地盤の残留強度<sup>5)</sup>、地震後の余震の影響<sup>6)</sup>、間隙の再配分に帰因した水膜の影響<sup>7)</sup>などの観点から研究が行われてきた。

また、今まで側方流動現象の模型実験には均一砂が用いられてきた。しかし前述したような、側方流動が地震終了後に起きた例、しかもわずかな地表面勾配で起きた例は、均一砂層を用いた既往の実験では説明することができない。

実際の砂質地盤は、細かく見ると細粒分から礫質までの様々な薄い層またはそれらが混じり合った層による成層構造から成っており、そのため透水係数の異なる多くの層から構成されているのが通例である。その透水性の違いにより、地震時の液状化の際に土の間隙から排水された余剰間隙水の上昇流は、上昇する間に透水性の低い層があると、その直下に水の膜を形成すると考えられる。筆者らが水膜現象 (Water Film Effect) と名付けたこの現象により、せん断抵抗がゼロもしくは非常に低い面が形成され、液状化後の地盤の流動やすべり破壊に大きな影響をもたらす可能性があると考えられる。

このような観点から、Kokusho らは今までに現地での地盤調査による成層構造の把握<sup>8)</sup>、1964 年新潟地震で流動した地盤のケーススタディー<sup>9)</sup>、さらに数々の模型実験などを行ってきた。特に小型土槽を用いた模型斜面の振動台実験により<sup>9)</sup>、低透水シームを挟んだ飽和砂層がシーム直下に生ずる水膜に沿って起こす流動の重要性を定性的に明らかにした。

本研究ではこのような背景の下に、精度の高い模型振動台実験によって多角的かつ定量的に、水

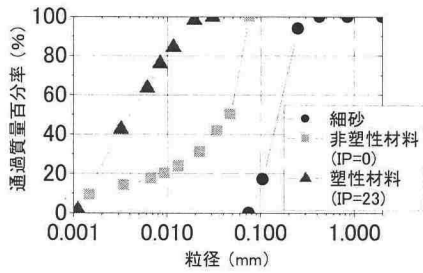


図-1 粒径加積曲線

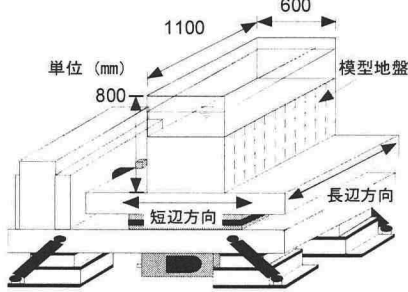


図-2 実験装置の概略図 (水平地盤)

膜現象が側方流動メカニズムに及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。すなわち、以前より大きな土槽を用いて、均一砂層についての液状化予備実験と低透水シームを円弧状に挟み込んだ飽和斜面の液状化実験を行い、初期斜面勾配、シームの塑性、入力加速度の大きさ、加振方向と斜面方向の関係などが側方流動に及ぼす影響を検討する。さらに流動時の土塊に関わるエネルギーの検討を行うことによって、水膜現象による流動メカニズムの定量的な評価を試みる。

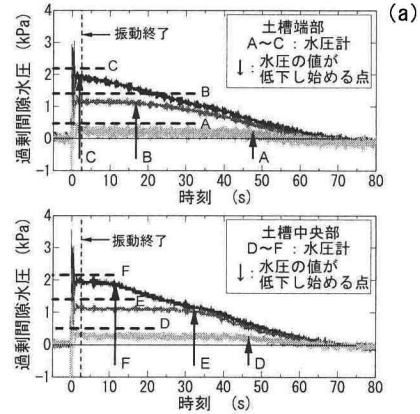
## 2. 均一砂層地盤における予備実験

### (1) 実験概要

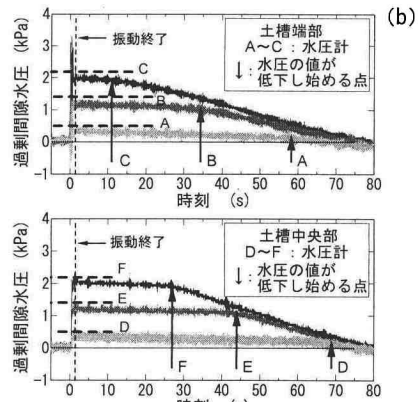
低透水シームを挟み込んだ不均一砂層の水膜現象による流動の実験に入る前に、同じ実験方法によって均一砂層に生じる液状化の基本的特性を調べる予備実験を行った。すなわち、内寸法 1100 × 600 × 800mm の透明アクリル製土槽に細砂を水中落下法により緩詰めして堆積させて、飽和緩詰め後の水平地盤と傾斜地盤を作製した。この模型地盤をテーブル寸法 1.2 × 1.2m の電磁式振動台により 3Hz、3 波の正弦波で土槽の短辺方向に加振する実験と、土槽の向きを変えて長辺方向に加振する実験を行った。なお実験では間隙水圧を計測すると

表-1 均一砂層地盤における実験条件

	地盤形状	加振方向	相対密度 (%)	入力加速度 (gal)	斜面勾配 (%)
case2-1	水平地盤	短辺方向	21	310	0
case2-2	水平地盤	長辺方向	21	299	0
case2-3	傾斜地盤	短辺方向	27	291	24
case2-4	傾斜地盤	長辺方向	23	277	23



case2-1 (加振方向: 短辺方向)



case2-2 (加振方向: 長辺方向)

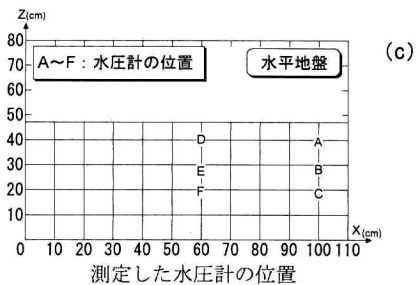


図-3 均一砂を用いた水平地盤における過剰間隙水圧の変化

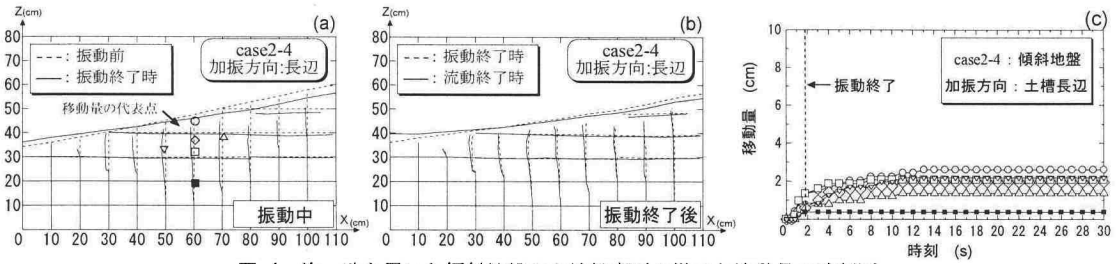
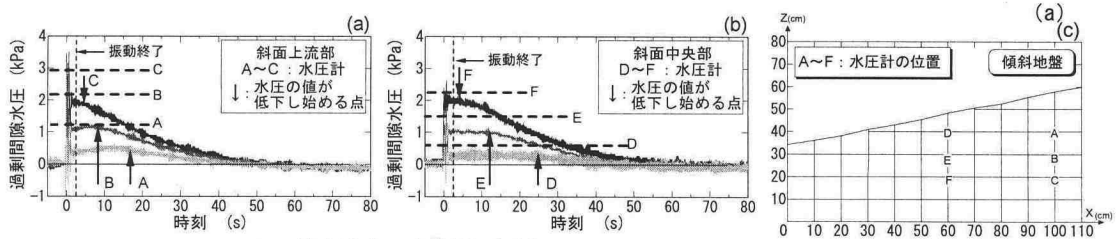


図-4 均一砂を用いた傾斜地盤での地盤変形の様子と流動量の時刻歴



case2-4 (加振方向:土槽長辺方向)

図-5 均一砂を用いた傾斜地盤における過剰間隙水圧の変化

ともに、土槽内壁に貼り付けた食用麺からなる  $100 \times 100 \text{ mm}$  のマーカーの動きをビデオカメラで撮影することによって、地盤変形の様子を観察した。これにより、地表面の傾斜の有無が地盤の沈下量や流動量、過剰間隙水圧の上昇と消散に与える影響などを検討した。

図-1に実験で用いた試料の粒径加積曲線を示す。なお、全ての実験で用いた細砂の土粒子密度は  $2.742 \text{ g/cm}^3$ 、最大密度は  $1.558 \text{ g/cm}^3$ 、最小密度は  $1.216 \text{ g/cm}^3$  である。各試料の透水係数は定水位透水試験から細砂が  $2 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 、変水位透水試験から非塑性材料が  $2 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 、圧密試験から塑性材料が  $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$  である。図-2に実験装置の概略図を、表-1に各実験条件を示す。

## (2) 実験結果と考察

図-3は水平地盤 (case2-1,2-2) での過剰間隙水圧の時刻歴を2つの加振方向について表したもので、図中の矢印は各水圧計について、水圧が下がり始める時刻を、図中の破線は各水圧計での振動後の有効土被り圧の値を表している。両ケースとも時間が経過するにつれて土槽下部から水圧の低下が始まる。水圧が低下し始める前までの一定値を保つ区間はその深度より上部での砂が液状化していることを意味しており<sup>8)</sup>、液状化が地盤の下部から上部に向かって終息していくことが分かる。ここで土槽長辺方向の端部付近 ( $X = 100 \text{ cm}$ ) と中央付近 ( $X = 60 \text{ cm}$ ) の同じ高さでの水圧の挙動を比べたときに、中央部付近ではしばらく水圧が一定の状態が続いた後に低

下し始めるが、端部付近では水圧が一定状態の継続時間が短く、中央に比べて振動後早くに水圧が下がり始める。これは端部ほど土槽壁による模型地盤の拘束効果が大きいことや、余剰間隙水が端部の壁面に沿っても排水されやすいためであると思われる。さらに、土槽短辺方向に加振した case2-1 の方が水圧が低下し始めるのが早いことがわかる。これは、長辺方向に加振した case2-2 の方が、土槽壁面による拘束の影響が小さく、振動中に砂層が大きくせん断変形できるために負のダイラタンシー量が多くなったと考えられる。また地表面の最終沈下量は、case2-1 では平均  $1.5 \text{ cm}$ 、case2-2 では平均  $2.1 \text{ cm}$  と、土槽長辺方向に加振した方が沈下量が多くなった。

図-4は傾斜地盤を長辺方向に加振した case2-4 の地盤変形の様子と移動量の時刻歴を表したものである。測定した代表点の位置は図-4中の (a) に示す箇所である。主な流動は振動中に生じ、振動後も10秒程度は流動が地表面付近で生じている。しかし、加振中に比べ加振後の変形は後述する低透水シームを挟み込んだ実験と比べて遙かに小さい。

図-5は傾斜地盤を長辺方向に加振した case2-4 での過剰間隙水圧の時刻歴を表したものである。なお、図中の破線は振動後の有効土被り圧を表している。斜面中央部 (D~F) と斜面上流端部 (A~C) の水圧の挙動を比べると、やはり水平地盤のケースと同様に斜面上流側の方が振動終了後すぐに水圧が低下するのが分かる。

ここで地表面からの深さがほぼ等しい土槽中央部 ( $X = 60 \text{ cm}$ ) の位置について振動終了時点での傾

表-2 円弧状に低透水シームを挟み込んだ実験条件

	土槽サイズ	低透水シーム		振動方向	相対密度 (%)	入力加速度 (gal)	斜面勾配 (%)
		材質	平均厚さ(mm)				
case3-1	中型	なし	---	土槽短辺方向	27	290	24
case3-2		非塑性材料	3		22	260	25
case3-3		塑性材料	7		22	250	24
case3-4		非塑性材料	4		34	280	24
case3-5		塑性材料	5		36	310	25
case3-6		塑性材料	7	20	300	16	
case3-7		非塑性材料	3	33	145	24	
case3-8		非塑性材料	3	31	175	24	
case3-9		非塑性材料	3	34	150	24	
case3-10		小型	非塑性材料	4	土槽短辺方向	25	210
case3-11	塑性材料		6	32		250	25
case3-12	塑性材料		5	27		260	24

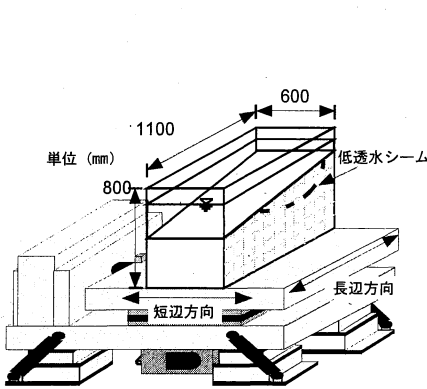


図-6 低透水シームを挟み込んだ実験装置の概略図

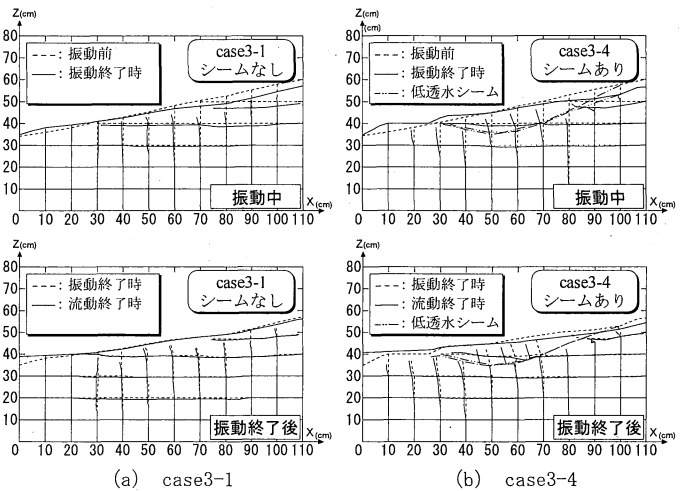


図-7 低透水シームの有無による流動の様子

斜地盤における過剰間隙水圧を水平地盤における過剰間隙水圧で除した形で表すと、水圧計 D では 0.59 (土槽短辺方向に加振), 0.66 (土槽長辺方向に加振), 水圧計 F では 0.71 (短辺方向に加振), 0.91 (長辺方向に加振) であり, case2-3,2-4 とともに斜面勾配によるせん断応力の影響で発生する水圧が低い。

図-3, 5に示す水平地盤と傾斜地盤で過剰間隙水圧の時刻歴を比べる。水平地盤のケースでは水圧がしばらく一定の状態を保った後に直線的に低下し, 水圧消散には 75 秒程度 (case2-2) かかり, 傾斜地盤のケースでは水圧一定の状態が短く, その後に急激に水圧が低下し, 消散には 50 秒程度 (case2-4) かかる。これは流動する際に斜面のせん断力に起因したダイレタンシー効果によって地盤が膨張し水圧が下がるためであると考えられる。この効果により図-4に示すように振動終了後の流動量が抑制されるものと解釈できる。

以上の予備実験から, 地盤の少なくとも上半部分

については振動終了後10秒間以上にわたってほぼ均一な液状化状態となる。また, 水平地盤と比べると傾斜地盤の方が, 初期せん断の影響により振動後の水圧の上昇が妨げられ, さらに水圧が下がり始めるのが早くなるのが確かめられた。

### 3. 傾斜地盤に低透水シームを円弧状に挟み込んだ実験

#### (1) 実験概要

透明アクリル製中型土槽に水中落下法により緩詰めで細砂, 低透水シーム, 細砂の順に堆積させて, 円弧状に平均 4mm の厚さの低透水シームを挟み込んだ飽和緩詰め傾斜地盤を作製した。シームの厚さは別のアクリル円筒を用いた実験<sup>8)</sup>と同様である。シームには塑性材料 (IP=23) と非塑性材料 (NP) の 2 つの材料を用い, 塑性の違いが水膜

現象に及ぼす影響を調べた。この中型土槽の内寸法は  $1100 \times 600 \times 800\text{mm}$  であり、以前の研究<sup>9)</sup>で用いた小型土槽 ( $800 \times 400 \times 500\text{mm}$ ) より大きくなっている。この模型地盤を 3Hz, 3 波の正弦波で水平一方向に加振し、地盤を液状化させて流動させた。また、土槽サイズや加振加速度や加振方向、斜面勾配を変化させてこれらの条件の違いが水膜現象に及ぼす影響を調べた。表-2に各実験条件、図-6に実験装置の概略図を示す。なお、この実験で用いた試料の物理特性は図-1に示す通りであり、均一砂層における液状化実験と同様である。

## (2) 実験結果と考察

図-7には、ほぼ実験条件に近い低透水シームが無いケース (case3-1) とシームがあるケース (case3-4) の流動の様子を振動中と振動後に分けて示した。低透水シームが無いケースでは振動中に地盤の変形が不連続面を伴わずに生じ、振動終了後はあまり際だった動きがない。これに比べてシームがあるケースでは、振動中にはマーカーが連続的に変形しているが、振動終了後では低透水シーム付近を不連続面として上部地盤だけが側方流動していることが分かる。これは地盤が液状化から収まる際に生じる間隙の再配分により低透水シームの直下に水膜が生じ、それを境にシームより上部の土塊が形を保ちながら剛体的に流動するためである<sup>7),9),10)</sup>。

図-8に過剰間隙水圧の代表点①、②における時刻歴をシームなし (case3-1)、非塑性材料のシームあり (case3-2)、塑性材料のシームあり (case3-3) に分けて載せてある。図中の直線はビデオ画像から計算した振動終了時の代表点での有効土被り圧の値を表している。なお、振動終了後の土塊の流動によってもこの値はほとんど変わらない。

低透水シームより上部にある水圧計①によると、シームが無いケースでは下部から徐々に液状化が収まってくるので水圧の消散に時間がかかり、シームがあるケースではシームによって下部からの余剰間隙水の供給が妨げられるためにすぐに水圧は消散する。一方、水圧計②においては、シームがないケースでは振動直後の値をしばらく保った後に単調に低下するのに対して、低透水シームがあるケースでは振動終了後に水圧が一度上昇して、有効土被り圧の計算値に近づいてから低下する。これは下部砂層から排水された余剰間隙水がシーム直下に水膜を生成し、その後に水膜として溜まった水がシーム両端から排水されるためである。

ここで振動終了時の土被り圧を 100% とすると、シームが無いケースでは斜面勾配によるせん断力の

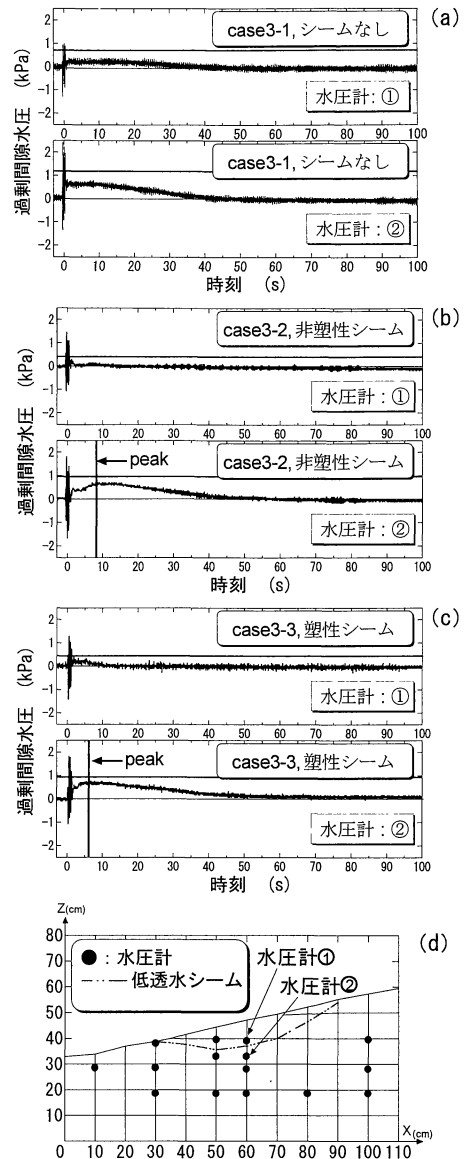
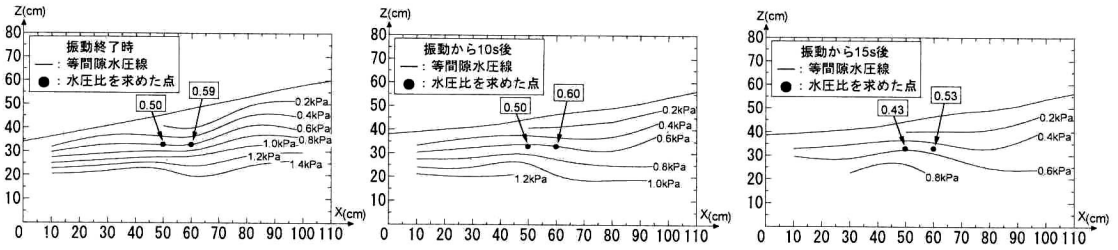
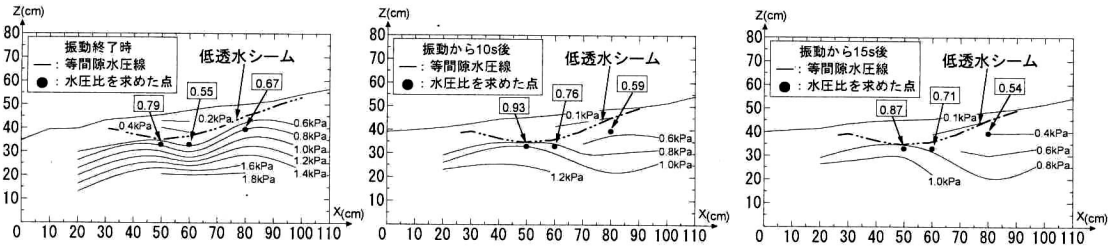


図-8 過剰間隙水圧の時刻歴と測定点の位置

影響で振動終了直後において発生水圧が土被り圧の 50% 程度の値にとどまっている。そのために振動終了後の流動が起きない。一方、シームがある場合には振動直後には 50% 程度であった水圧がピーク時で case3-2, 3-3 とともに 80% ぐらいまで上昇している。低透水シームがある場合に水圧が有効土被り圧に対して 100% まで上昇していない理由は、水圧計②の位置が低透水シームの直下の水膜の位置でなく 1 ~ 2cm 程度下に設置されていることや、水膜が完全に連続的に生成されるのではなく一部で上部すべり土塊のせん断応力の影響を受け、水圧が 100%



(a) case3-1 (低透水シームなし, 加速度: 290Gal)



(b) case3-4 (低透水シームあり, 加速度: 280Gal)

図-9 過剰間隙水圧のコンター図

上昇しきれない可能性も考えられる。いずれにしても、この水圧上昇の時刻は後述する移動量の時刻歴に示すように振動後の再流動が始まる時刻とほぼ一致しており、水膜により再流動が生じるメカニズムを裏付けていると言える。

図-9は case3-1 と case3-4 の3つの時点(左側: 振動終了時, 中央: 振動から10秒後, 右側: 同15秒後)について図-8に示す15個の水圧計から得られた過剰間隙水圧のコンターを表している。また、枠で囲んだ数字はその時点での有効土被り圧に対する過剰間隙水圧の比を示している。この図から低透水シームがない case3-1 では時間の経過とともに土槽下部から過剰間隙水圧が消散してゆき、過剰間隙水圧比も下がるのが分かる。それに比べて低透水シームがある case3-4 では、振動終了時よりも、10秒後の方が低透水シームに沿って水圧が上昇しているのが分かる。この時刻は後述の図-12(d)に示すとおり、水膜による再流動中である。

ここで流動に伴いシームの下部でせん断ひずみが増加すれば砂のダイレタンシー現象により水膜として溜まっていた水が吸収されてしまうのではないかと疑問が生じる。図-10は緩い砂におけるせん断ひずみと体積変化の関係を概念的に表したものである。図中のOからAは繰返し載荷により砂が収縮する過程であり、AからBは繰返し載荷後にせん断ひずみの増加に伴い収縮から徐々に膨張へと向かう過程、BからCはさらなるせん断ひずみの増加により膨張が著しくなる過程を表したものである。液状化した時点において有効応力はゼロとなるた

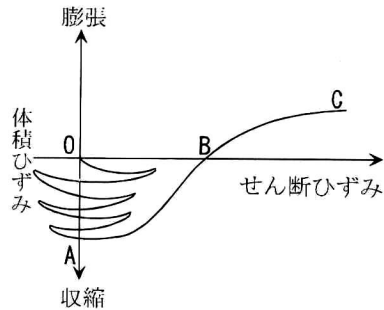
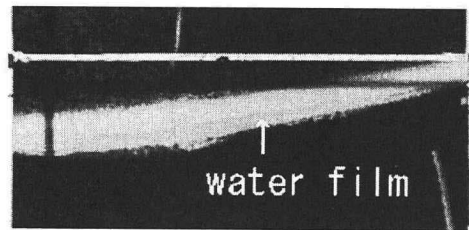
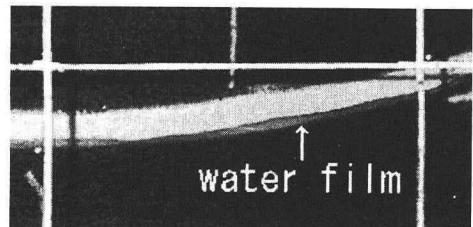


図-10 緩い砂におけるせん断ひずみと体積変化の概念図



(a) シームに非塑性材料を用いたケース



(b) シームに塑性材料を用いたケース

図-11 低透水シームの近傍写真による水膜生成の位置

め、ゆるい密度の砂においても B～C 間の膨張ひずみは大きいと考えるべきである。しかし、もし振動中の区間 OA や AB の区間で水膜が連続的に生成されれば上部地盤からのせん断応力は直下の砂には働かなくなり、砂が膨張しなくなるために水膜が吸収されなくなると考えられる。これを筆者らは Shear Stress Isolation 効果と呼んでいる<sup>10)</sup>。実際、図-7のような流動変形の分析や水膜に焦点を絞ったビデオ映像から、水膜が連続的に生成された振動終了後の大きな流動が生じる時点では、シームより下部のせん断変形はほとんど増加しないことが確認できる。さらに、水膜は振動終了後に低透水シームの直下に一斉に生成されるのではなく、振動終了後に局所的に水膜が生成され、時間の経過や流動の増加に伴い水膜の範囲が成長するのが見て取れた<sup>11)</sup>。このことから水膜が生成されることにより、シーム下部でせん断ひずみが増加しないために水膜は吸収されずに存続し、水膜による流動が生じうると言える。

図-11はビデオカメラによるシームの近傍写真である。水膜は、低透水シームに塑性材料を用いた場合はシームの直下に、非塑性材料の場合はシームの直下ばかりでなくその内部にも生成される。すなわち非塑性シームの場合は、シーム自体も一部が液状化を起こすために、低透水シームの間にも水膜が生成される可能性があるものと思われる<sup>12)</sup>。

図-12は中型土槽および小型土槽を用いて行った円弧形状のシームを挟んだ斜面についての多数の実験による代表点での流動変位の時刻歴を表している。各代表点の位置は同図の (m) と (n) に示す。低透水シームが無いケース (a) では振動終了後すぐに流動が収まるのに対し、シームがあるケース (b) ～ (1) では、いずれも振動終了後しばらくしてから、シームより上部の代表点だけが再流動していることが分かる。これは振動によって液状化した模型地盤で間隙の再配分が生じ、水膜現象により低透水シームを境に地盤の上下が切り離されたことを示している。ここで特に注目すべき点は、いずれの場合も再流動開始時点から以降はシーム直下の地盤はほとんど変形しなくなることである。これは前述の Shear Stress Isolation 効果の表れである。また、ほとんどの実験において振動中の流動量よりも振動終了後の水膜現象の影響による再流動量の方がはるかに大きなものとなっている。さらに、斜面勾配が他のケースと比べて小さい case3-6 でもその量は小さいが、水膜による再流動が見られる。

case3-7 ～ 3-9 では加速度を 145 ～ 175Gal と小さくして実験を行った。その結果、他のケースに比べて振動中の流動量がかなり小さい。しかし、振動終

了後に水膜の影響で低透水シームより上部が大流動を起こしており、その量は加速度が大きいケースと同じかそれ以上となっている。これは振動中にほとんど流動しなかったために、初期の斜面勾配が再流動時まで保たれたためであると考えられる。ここで言うまでもなく、水膜による再流動の駆動力となるのは斜面上流側の重力の斜面方向成分である。このことから加速度が小さく、振動中にほとんど流動が生じなくても、水膜がシーム下部に連続的に生成されれば、振動終了後に大きな流動が生じる場合も起こりうる事が示された。

低透水シームの塑性の違いについて注目すると、case3-2 と case3-3 の比較から分かるように非塑性材料のケースの方が、シームを境とする地盤の上下が切り離されるのが遅く、地盤の流動終了にも時間がかかる。これは図-11に示すように非塑性材料の場合には、水膜がシームの直下やシームの間に生成され、塑性材料のように明確には生成されないからであると思われる。このように塑性の違いにより流動の仕方の細部に違いが見られるものの、水膜現象により振動終了後に再流動が起こり流動量が大きくなる点に変わりはない。

case3-10 ～ 3-12 には小型の土槽を用い土槽短辺方向に加振した実験の結果<sup>11)</sup>を示している。中型土槽のケースと同様に振動終了後に水膜による流動が生じるが、中型土槽に比べ模型地盤寸法が小さいために現象が短時間で終了することが読みとれる。

### (3) 水膜現象による流動時のエネルギー的検討

図-12の移動量の時刻歴から振動終了後の水膜現象によって流動する区間においてエネルギー的検討を行うことにより、水膜沿いに発揮されるせん断抵抗力を定量的に評価することを試みた。図-12中の水膜により流動速度一定で再流動する区間 A, B を選び、A 点での位置エネルギーを  $E_{PA}$ 、運動エネルギーを  $E_{KA}$ 、B 点での位置エネルギーを  $E_{PB}$ 、運動エネルギーを  $E_{KB}$  とし、この区間で摩擦や粘性によって消費されるエネルギーを  $W$  とすると、

$$E_{PA} + E_{KA} = E_{PB} + E_{KB} + W \quad (1)$$

が成り立つ。さらに

$$(E_{PA} - E_{PB}) + (E_{KA} - E_{KB}) = \Delta E_p + \Delta E_k = \Delta E$$

と表すことによって

$$\Delta E = W \quad (2)$$

すなわち、位置エネルギーと運動エネルギーの変化量の和  $\Delta E = \Delta E_p + \Delta E_k$  とその間に地盤内で流動

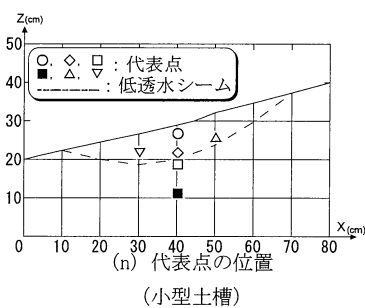
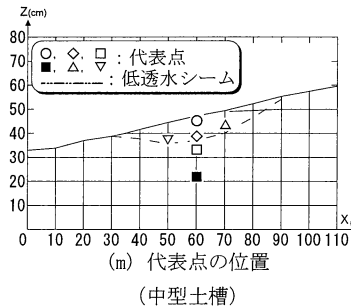
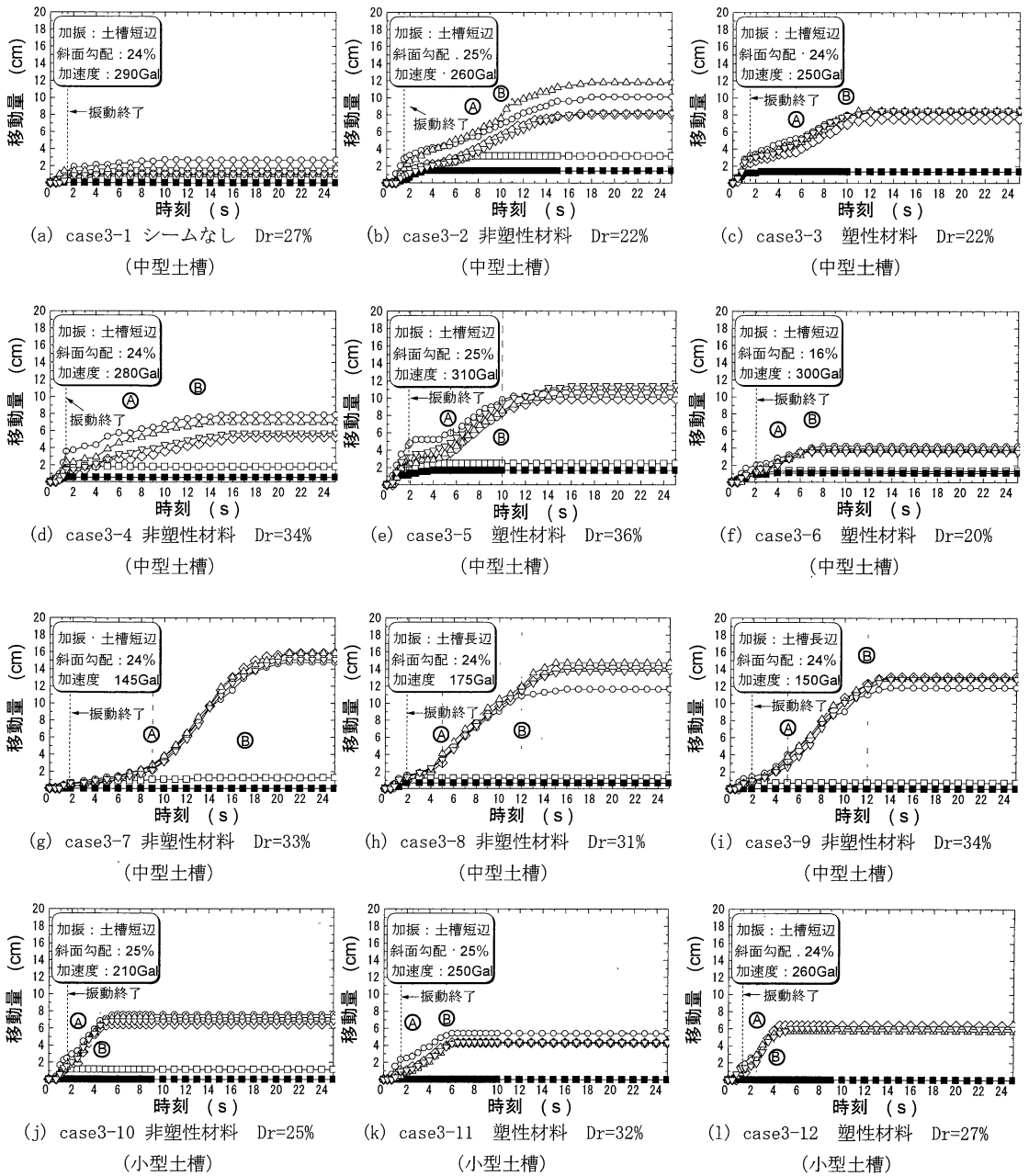


図-12 移動量の時刻歴と代表点の位置



表-3 等価内部摩擦角の計算結果

	土槽 サイズ	相対密度 Dr (%)	入力加速度 (gal)	加振方向	変位 s (m)	エネルギー変化 ΔE (J)	$s \sum A_i \sigma_i \cos \theta_i$ (J)	壁面損失 w2(J)	等価摩擦角 $\phi'$ (deg)
case3-2	中型	22	260	土槽短辺	0.0179	0.34	1.95	0.072	7.8
case3-3		22	250		0.0308	0.82	4.91	0.158	7.7
case3-4		34	280		0.0232	0.63	5.11	0.146	5.4
case3-5		36	310		0.0488	1.22	8.90	0.252	6.2
case3-6		20	300		0.0176	0.25	2.08	0.044	5.7
case3-7		33	145		0.1250	2.45	26.88	0.803	3.5
case3-8		31	175		土槽長辺	0.0757	1.71	15.40	0.473
case3-9	34	150	0.0837	2.29		15.96	0.476	6.5	
case3-10	小型	25	210	土槽短辺	0.0422	0.74	6.14	0.164	5.3
case3-11		32	250		0.0216	0.71	3.33	0.086	10.7
case3-12		27	260		0.0236	0.73	3.71	0.148	8.9

により失われるエネルギー  $W$  は等しいことを意味している。

位置エネルギーの変化  $\Delta E_p$  の算出のためにビデオカメラで撮影した画像から低透水シームより上部の地盤を  $n$  個 ( $n=6$ ) のブロックに分ける。各ブロックにおける浮力を考慮した水中質量  $M_i$  と AB 間で各ブロックの図心が移動した距離の鉛直成分  $\Delta h_i$  を計算し、それらに重力加速度  $g$  を掛けたものを足し合わせ、

$$\Delta E_p = \sum_{i=1}^n M_i g \Delta h_i \quad (3)$$

となる。

次に運動エネルギーの変化  $\Delta E_k$  は、各時点におけるシームより上部の地盤の質量  $M$  の総和と流動速度  $V$  から

$$\Delta E_k = \frac{\left( \sum_{i=1}^n M_{iA} V_A^2 - \sum_{i=1}^n M_{iB} V_B^2 \right)}{2} \quad (4)$$

で表せる。ここで図-12を見ても分かるとおりの一点鎖線で表す A から B はよりシームより上部の地盤の流動速度がほぼ一定になる時間を選んでいるため、 $E_{kA} \approx E_{kB}$  であるので、 $\Delta E = E_{pA} - E_{pB}$  となる。

次に、AB 間で消費されるエネルギー  $W$  を円弧状シームに沿ったせん断抵抗による  $W_1$  と壁面との間のせん断抵抗による  $W_2$ 、によると仮定し、以下の式で表す。

$$\Delta E = W_1 + W_2 \quad (5)$$

$$W_1 = \tan \phi' s \sum_{i=1}^n (\sigma'_i \cos \theta_i A_i) \quad (6)$$

$$W_2 = s \sum_{i=1}^n 2 \frac{\sigma'_i}{2} l_i \mu K_0 B_i \quad (7)$$

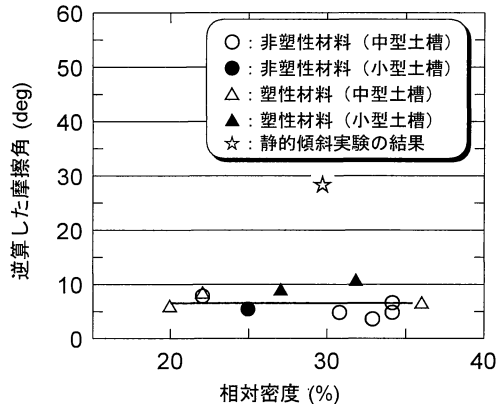


図-13 相対密度と逆算した等価内部摩擦角

これは図-7で示したように円弧状シームより上の土塊がほぼ剛体的に流動することを前提としている。ここで、 $s$  は土槽壁面でのすべり面である低透水シーム下面のシーム接線方向への変位を平均したものの、 $\sigma'_i$  は A 点でのシームの位置での鉛直有効応力、 $\theta_i$  はブロック底面の水平面に対する傾斜角、 $\phi'$  はシーム下部のせん断断面に沿って発揮される等価内部摩擦角、 $A_i$  はブロックの底面積、 $l_i$  は各ブロックの鉛直高さ、 $B_i$  は各ブロックの幅、 $K_0$  は静止土圧係数、 $\mu$  は流動の際に砂と土槽のアクリル壁面で発揮される動摩擦係数である。また、別のアクリル円筒を用いた実験<sup>9)</sup>から  $\mu K_0 = 0.125$  の値が得られている。内部摩擦角以外の値はビデオの画像から計算できるので、式 (5) から等価内部摩擦角  $\phi'$  を逆算できる。求めた計算の結果を表-3に示す。

なお、水膜中のきわめて薄い水の粘性についても別途検討した。水膜の厚さ  $d$ 、土塊の流動速度  $V$ 、水の粘性係数を  $\mu_w$  とすると水の粘性による消費エネルギー  $W_3$  は式 (8) で表せる。

$$W_3 = \mu_w \frac{\Delta V}{\Delta d} s \sum_{i=1}^n A_i \quad (8)$$

ここで、 $\mu_w = 1.307 \text{ mPa} \cdot \text{s}$ 、 $d = 0.1 \sim 1 \text{ mm}$ 、とした場合に  $V = 0.003 \sim 0.02 \text{ m/s}$  であるため、 $W_s = 9 \times 10^5 \sim 2 \times 10^7 \text{ J}$  となり、表-3に示した  $\Delta E$  に比べて十分に小さくなり、この影響はほとんど無視することができる。

また 図-13は表-3に基づいて相対密度と等価内部摩擦角の関係を表したものであり、図中の直線はシルトシーム直下の水膜沿いに発揮された等価な内部摩擦角の平均値を示している。ここで低透水シーム沿いの砂に発揮される内部摩擦角の値と比較するために、静的傾斜実験<sup>13)</sup>で得られた内部摩擦角をここでは均質な砂の内部摩擦角と考え、図-13中では☆印で示した。この図から、水膜現象により流動速度がほぼ一定状態の区間 AB では内部摩擦角が平均  $6.5^\circ$  程度まで低下している。これを均質な砂と対比すると、低透水シームの下部に水膜が生成されたことによって、 $\tan \phi'$  で計算したせん断抵抗の値が平均で約 20 %にまで低減している。しかもばらつきがあるものの、水膜沿いの摩擦角は砂の相対密度にほぼ無関係である点は興味深い。さらに、低透水シームの塑性の違い、初期斜面勾配の違い、土槽の大きさ、加振方向や加速度の大きさの違いなどにもよらずほぼ一定といえるであろう。

今回の実験から、流動速度一定区間の逆算した等価な内部摩擦角の値は水膜沿いのすべりにも関わらず完全にゼロとならないことが示された。この理由としてはまず、一度水膜が生成されると、相対密度などに関係なく、水膜の厚さとすべり面の平坦度との関係などによって摩擦角が支配されるためと考えられる。すなわち、前述したように振動終了後に局部的に水膜が生成され、時間の経過や流動の増加に伴い水膜が成長することから見て、シームより上部の土塊が水膜によって完全には切り離されていない可能性が考えられる。さらに模型地盤の斜面勾配の違いにもよらず摩擦角が一定となった理由として、式(5)に示すように等価内部摩擦角を求める過程において位置エネルギーの変化を流動距離で除している。ここで斜面勾配が大きくなれば位置エネルギーの変化も大きくなり、流動距離も大きくなるので斜面勾配の影響はなくなると考えられる。

ところで、上記のエネルギー的検討にはまだいくつかの誤差要因が含まれている可能性がある。例えば、ここではエネルギー消費がすべり土塊の底面と土槽の境界面でのみ生じているとしているが、剛体変形と仮定した土塊内部でもわずかながらせん断ひずみや体積ひずみが生じ、それによりエネルギーが消費される可能性がある。また、これも量的には小さいと推定されるが、流動する際に土塊の前面や地表面

が水から受ける抗力によって消費されるエネルギーなどが含まれていることも考えられる。しかし今回の計算結果から、それらによらずほぼ一定の値が結果として得られたのはこれらの影響が十分に小さいためだと推測できる。

今後これらの点について、さらに定量的に考察を深める必要があるが、今回の実験条件の範囲では種々の条件の違いにも関わらず、それほど大差のない内部摩擦角の値が得られたことは特筆すべき点であると言えよう。

#### 4. まとめ

- (1) 矩形土槽中の模型地盤の液状化特性を調べるために均一砂層による予備実験を行い、(a) 土槽長手端部の方が液状化からの終息が早く生じるが、地盤の少なくとも上半部分については振動終了後10秒間以上にわたってほぼ均一な液状化状態となること、(b) 土槽長手方向に加振した方が土槽側壁の拘束効果が小さく、間隙水圧の上昇量や液状化の継続時間などの点である程度の差が生じること、(c) 水平地盤と比べると傾斜地盤の方が、初期せん断の影響で振動後の水圧比が低く、水圧が下がり始めるのが早いことなどの基本的特性が分かった。
- (2) 傾斜地盤に低透水シームを円弧状に挟み込んだ実験から、水膜現象により振動終了後に低透水シームより上部で再流動が生じることが、種々の実験条件の違いに関わらず確認された。低透水シームの塑性の違いによっても流動の細部に違いがあるものの、水膜現象により振動終了後に大きな流動が起こることに変わりはない。
- (3) 加速度を変えて行った実験から、加速度が小さい場合に、かえって大きな流動が起きることが示された。これは振動中の変形が小さく、大きな初期斜面勾配が保たれたことにより振動後の水膜による再流動が大きく生じるためである。
- (4) 円弧シルトシーム直下での間隙水圧の測定値は振動終了から数秒後に上昇してしばらくの間最大値をとる。この間にシルトシーム直下をすべり面とした再流動が生じており、水膜の生成と深く関わっていることが分かる。
- (5) 流動時のエネルギー的検討から水膜に沿ったせん断抵抗が均質砂の20%程度にまで減少していることが分かった。また、この低減割合は砂の相対密度、模型地盤の大きさ、シルトの塑性の

有無などによらずほぼ一定である。

(6) 水膜に沿ったせん断抵抗が完全にゼロにならない理由として、水膜の厚さとすべり面の平坦度との関係などによってすべり土塊が水膜によって完全には切り離されていない可能性が考えられる。さらに、剛体として仮定したすべり土塊内部で発生するひずみ、流動する際に土塊が水から受ける抗力などによって消費されるエネルギーの影響も誤差要因としては考えられる。

以上より、不均質地盤での水膜関わった流動現象について、不明な点も残されているが、ある程度定量的な知見が得られたと言える。今後、さらに実地盤への適用性を高めて行くためにも、一般的な斜面形状を対象とした模型実験や数値解析などにより誤差要因をできるだけ取り除く必要がある。

#### 参考文献

- 1) 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, No.376, III-6, pp. 221-220, 1986.
- 2) Seed, H. B. : Design problems in soil liquefaction, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.113, No.8, pp. 827-845, 1987.
- 3) Kokusho, T. and Fujita, K. : Water films involved in post-liquefaction flow failure in Niigata City during the 1964 Niigata earthquake, Proc. of 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA USA, Paper No.5.38, 2001.
- 4) Dobry, R., Taboada, V. and Liu, L.: Centrifuge modeling of liquefaction effects during earthquakes, Proc. of 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Vol.3, pp. 1291-1324, 1997.
- 5) Castro, G. and Poulos, S.J. : Factors affecting liquefaction and cyclic mobility, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.103, No.6, pp. 501-516, 1977.
- 6) Meneses, J., Ishihara, K. and Towhata, I. : Effects of superimposing cyclic shear stress on the undrained behavior of saturated sand under monotonic loading, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp. 115-127, 1998.
- 7) Kokusho, T. : Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread., Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.125, No.10, pp. 817-826, 1999.
- 8) Kokusho, T. and Kojima, T. : Mechanism for Postliquefaction Water Film Generation in Layered sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.128, No.2, pp. 129-137, 2002.
- 9) 國生剛治, 澤野珠揮, 故島哲朗, 中野孝威, 野中のぞみ: 液状化砂層の側方流動に及ぼす水膜の影響とその生成条件, 第10回日本地震工学シンポジウム発表論文集, pp. 1463-1468, 1998.
- 10) Kokusho, T. : Mechanism for water film generation and lateral flow in liquefied sand layer, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp. 99-111, 2000.
- 11) 國生剛治, 樺澤和宏, 野中のぞみ, 松下良子: 塑性の違う低透水性シルトを挟んだ液状化砂地盤の水膜の時間的発達, 土木学会第55回年次学術講演会, 第III部門, pp. 288-289, 2000.
- 12) 國生剛治, 故島哲朗, 澤野珠揮: 液状化砂層の層構造と水膜の生成メカニズム, 土木学会第54回年次学術講演会, 第III部門, pp. 238-239, 1999.
- 13) 國生剛治, 樺澤和宏: 静的載荷条件下における飽和砂斜面での水膜生成の可能性, 土木学会第56回年次学術講演会, 第III部門, pp. 346-347, 2001.

(2003. 7. 1受付)

## ENERGY ANALYSIS AND MODEL TESTS ON LATERAL FLOW INDUCED BY WATER FILM EFFECT IN LIQUEFIED GROUND

Kazuhiro KABASAWA and Takaji KOKUSHO

Considering that water films formed beneath low permeable layers in liquefied sand have a great influence on lateral flow mechanism, shaking table tests for saturated sand slopes are carried out. In a saturated uniform sand, flow deformation occurs almost exclusively during shaking, while in a sand slope with a sandwiched silt arc, large flow deformation occurs like a rigid body by the water film effect in the upper layer after shaking even under small accelerations. Results of energy analysis during the post-shaking flow reveals that the shear strength exhibited along the slip surface passing through the water film decreases to 20 % of that of uniform sand. It takes non-zero value presumably due to the roughness of the water film.