総合工学　第14巻　129頁－146頁 別刷　2002年3月

液状化に伴う流動のメカニズムの解明

吉田　望

中部大学総合工学研究所

液状化に伴う流動のメカニズムの解明†

吉田　望*

Mechanism of Liquefaction-induced Flow; a Quick Review †

Nozomu Yoshida*

Studies to clarify the mechanism of the liquefaction-induced flow, very large displacement observed at a nearly level ground, are briefly reviewed. After attempts of various mechanisms, two mechanisms remained. A liquefied ground behaves like a solid in one mechanism and a liquid in another mechanism. Both mechanisms, however, cannot succeed to explain the time when liquefaction induced flow occurs. A rapid cyclic phase transform between a solid and a liquid seems to explain it. In addition, recently, mechanisms different from conventional concept began to propose, which indicates that this problem is not solved.

Keywords: Liquefaction, Liquefaction-induced flow, Earthquake, Flow

1. はじめに

液状化が工学的に重要な問題であることが研究者に認識される様になったのは1964年に発生した二つの地震，すなわち，新潟地震とアラスカ地震である。しかし，1983年日本海中部地震の際に放映された NHK の液状化を紹介する番組では「この様な現象を専門家は液状化と呼びます」と言っており，液状化という用語はまだ一般には認識されていなかった様である。その後，この現象は一般に知られるところとなり，今では普通名詞として使われる様になっている。

液状化現象が，例えば図1に示す1964年新潟地震における川岸町アパートの沈下に代表さ

* 佐藤工業中央技術研究所
〒243-0211 厚木市三田47-3
Nozomu.Yoshida@satokogyo.co.jp

† これは，2000年6月27日に行われた講演の一部をまとめたものである。

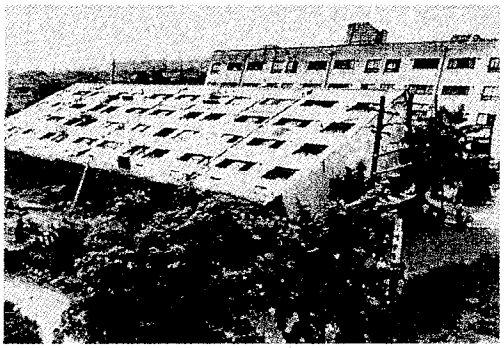


図1 液状化により転倒した建物

れる様な地盤が構造物の支持力を喪失する現象として理解されているのに対し，本論で対象とする液状化に伴う流動は，液状化に伴って地盤が数 m から10m 以上も水平に移動する現象である。液状化層のせん断ひずみは数十%から100%以上にも及ぶ。この様な大きな変位は，例えば斜面崩壊の様な現象であれば理解もできるが，液状化に伴う流動は地表面勾配が1～2%以下の，工学的にはほとんど水平と考えられる様な地盤でも生じているのが特徴である。

この現象は，先に挙げた地震の際にも発生しているし，その後の調査で，それ以前の地震でも発生している事が確認されている。すなわち，道路が曲がる，土地が広がる等の現象は被災地では被害として認識されていた。例えば，1964年新潟地震では地震直後に市役所から人が対象の敷地が広くなったので税金が上がりますと言ってお金を持っていった詐欺事件が発生している。

しかし，この現象が学術的に興味を持たれる様になったのは浜田らの研究[1]以後である。当初は液状化に伴う永久変位，側方流動などの用語が用いられ，現在でも側方流動と呼ばれることも多い。しかし，側方流動という用語は堤体等の荷重により周辺地盤が側方に変位するという意味で既に使われている用語であることから，既往の用語と区別し，また現象と対応づける新しい用語として，液状化に伴う流動という用語が地盤工学会の委員会で提案された[2]。ここでは，この定義に基づき，液状化に伴う流動を用いることにする。

液状化は，当初は流動化とも呼ばれていたが，ここに至って，液状化と流動が違う意味で使われる様になった事になる。

筆者は研究の初期からこの現象に関わり，特にメカニズムの解明を行ってきた。メカニズムはまだ完全に解明されているとは言い難い状況である。本論ではメカニズムに関するこれまでの研究をまとめることによって，今後のメカニズム解明の一助にしたいと考えている。

2. 液状化に伴う流動の事例

浜田らは，1983年日本海中部地震および1964年新潟地震で液状化が発生した地域の地震の前後に撮られた航空写真より地表の変位量を求め，数 m～10m を越える変位が広範囲に生じていることを示した[1]。図2はこの一例で，信濃川流域では，川幅が20m も短くなる所もある。その後，過去の地震や新しく発生した地震について同様な調査が行われ，この様な大きな地盤の変状が特に珍しい現象ではなく，多くの地震で生じていることが分かった[3),4)]。新しいところでは1995年兵庫県南部地震の際，ポートアイランド[5)]を始めとし多くの埋立地で護岸構造物の海側への移動に伴い，背後地盤が大きく海側に移動するという現象が現れた。これを契機として，液状化に伴う流動が一般の技術者にも大きく認識される様になった。

浜田らはこの様な流動が起こるケースとして図3に示す二つと，液状化層上面は水平だが液状化層下面が傾斜している三つのケースを事例として挙げた[6)]。その後の実験や解析によ

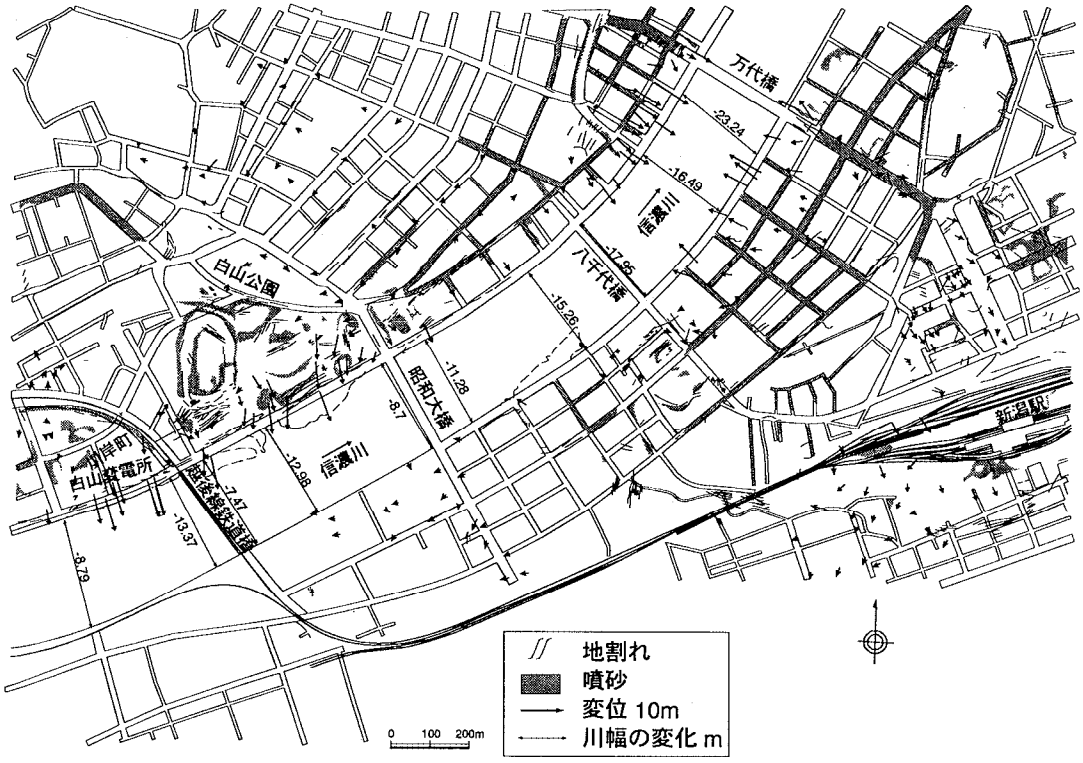
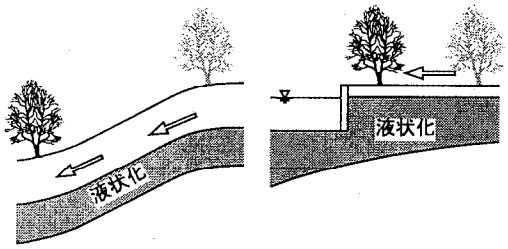


図2　1964年新潟地震の際の新潟市における地盤の流動と地盤変状の分布（文献6)に加筆）



(a) 液状化層上面が傾斜　　(b) 側方開放面

図3　液状化に伴う流動の発生する地盤条件

る研究で，最後のケースでは大きな地盤の流動は生じないことが分かったし，最後のケースに対する詳細な調査によると図3(a)であることが分かったりし，現在では二つのケースのみが考えられている。

図2に示した信濃川流域や，ポートアイランドの様に一方が開断面となっている場合には，護岸が動くことによって地盤の流動が生じることは理解しやすい。また，地表面の傾斜が大きい場合には斜面崩壊と同様のメカニズムと考えれば大きい変位の発生することは理解できる。

しかし，図2でも新潟駅周辺では地表面は工学的にはほとんど水平と考えられるにも関わらず，2～3m の水平変位が生じている。また，図4に示した事例では，1%程度の地表面勾配はあるが，護岸から数100m 離れた地点でも最大8m 程度の水平変位が生じている。流動の下流にある通船川は大きな河川ではなく，また，地震の際の川幅の減少は1m 未満であり，護岸の崩壊が液状化に伴う流動の要因ではないことは明らかである。

液状化に伴う地盤の流動に関する研究の初期には，図3(b)の場合には護岸構造物が崩壊すれば背後地盤に大きな変位が生じるのは当然であるという考えもあり，主に，図3(a)のケースに対して研究が行われた。実際，後者の場

合には護岸の崩壊が起こらなければ背後地盤における流動は発生しない。本論では，この様な背景を考慮し，緩やかな傾斜地盤で発生する流動に対するメカニズムのみを扱うことにする。

3. 想定される各種のメカニズム

液状化した土の流動性がそのまま地盤の流動に結びつくケースとして，液状化層上面が傾斜しているとき（図3(a)）と液状化層下面が傾斜しているケースがあるとされたことは既に述べた。ここでは過去に想定されてきたメカニズムとその限界を示す。なお，初期の研究の経緯は例えば文献[7),8)]にまとめられている。

これまで考えられてきたメカニズムには，

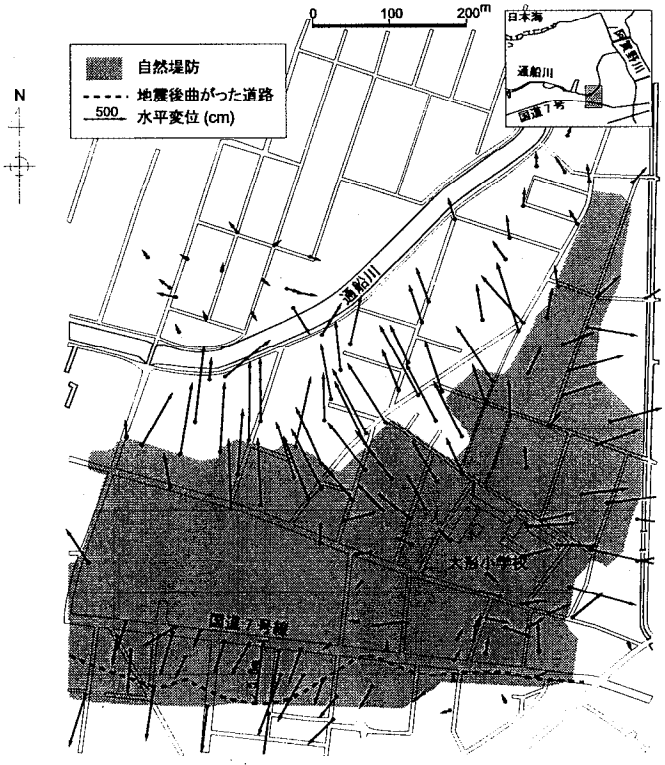
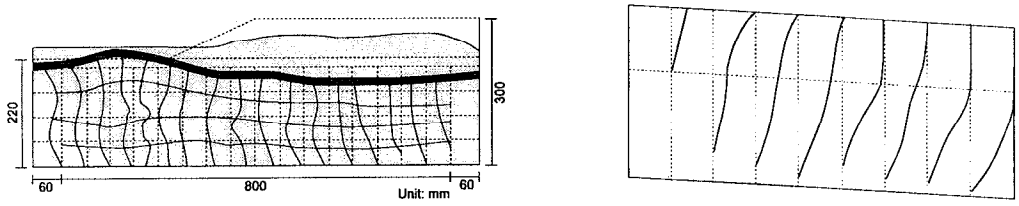


図4　1964年新潟地震の際の大形小学校付近の地盤の流動[8)]



(a)東畑ら[11)]　　(b)安田ら[10)]

図5　斜面と直交方向の加振により生じた流動の例

次の様なものがある。

①慣性力：地震の際の慣性力と非線形挙動により残留変形が残る。

②滑り面：液状化に伴い特定の滑り面が生じ，この面に沿って大きなひずみが生じる。

③重力効果：傾斜した地盤には，重力によるせん断応力が発生している。液状化により剛性，強度が小さくなると，重力を支えるために変形が発生する。

④液体化：液状化した地盤は液体の様に挙動する。傾斜があれば，水が高いところから低いところへ流れる様に，地盤も高いところから低い所へ移動する。

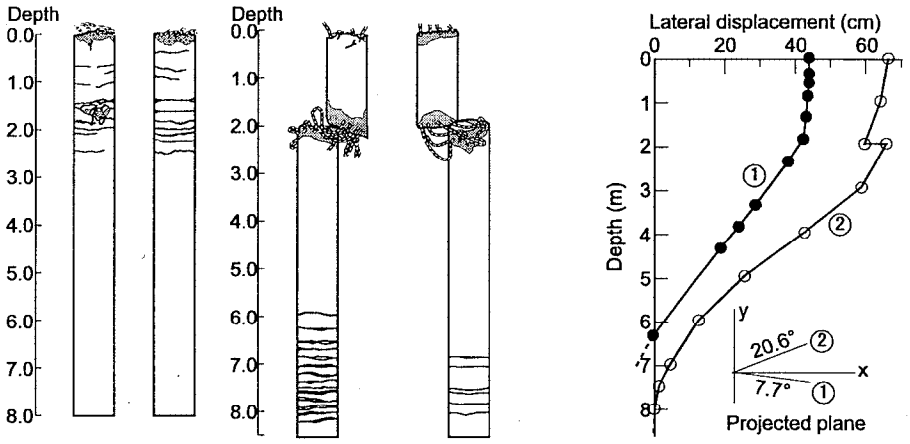
⑤噴砂に伴う物質移動：液状化が発生し，噴砂が発生すれば，液状化層内の物質は噴砂に向かって移動し，その結果変位が発生する。

⑥水膜の反力：過剰間隙水圧の消散に伴い液状化層上面の上に水の膜が生れば，水が上部非液状化層の重力を支える時，水の反力は面に直角，すなわち斜め方向に作用するので，水平方向の変位も生じる。

このうち，⑤，⑥は変位のオーダーやパターンが実現象と合わないことから，早期に捨てられた。液状化層上面が水平で下面が傾斜している場合には，①，③のメカニズムが想定されるが，後に述べる様に，①は必要条件ではないことが示された。また，③については，数値計算[9]によりそのオーダーが流動と呼べるほど大きくならないことが示され，振動台を用いた実験[10]や被害事例の見直しでも確認される様になり，現在では流動の起こる地盤条件とは考えられていない。

慣性力による残留変形は非線形挙動を伴う多くのケースでは支配的な要因であるが，流動の直接的な要因ではないことは，研究が始まって比較的早い時期に証明されてきた。すなわち，解析では慣性力を考慮せず，③のメカニズムのみを考慮した解析[9),10]で現象が説明できること，実験では図5に示す様に振動台上に斜面モデルを作成し，斜面の方向と直角方向に加振しても流動が起こる[10),11]ことが確認されたからである。

滑り面を要因とする研究もある。例えば，Dobry ら[12]は Newmark の方法により仮定した滑り面のずれ量を計算した結果，Youd ら[13]の示したアメリカにおける液状化に伴う流動の傾向を説明できるとした。しかし，このメカニズムは日本の研究者との意見の違いが大



(a) 被害パターン　(b) 変位分布

図6　1964年新潟地震の際に生じた杭の変形の例（調査の都合で杭の先端は掘り出されなかったが，杭①の先端は非液状化層まで貫入していないと考えられている）

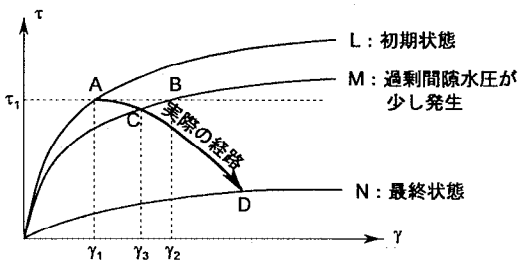


図7 液状化に伴う流動のメカニズム模式図

きく，当時ほとんど毎年行われてきた，流動の問題に関する Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction を始め，多くの機会で論じられた後，一般的ではないことを著者自身が認めることとなった[14]。石原ら[15]はフィリピン・ルソン島地震の際のダグパン市の流動は仮定した滑り面に沿った釣り合いを考えることで説明できるとしているが，流動量の大きさにはふれていないし，この現象は他のメカニズムでも説明できそうである。さらに，日本における事例では，滑り面が形成され流動が生じると考えては説明できないことも多い。例えば図6は1964年新潟地震で被害を受けた杭の掘り出し調査から得られた杭の変形[16]を表しているが，特定の滑り面による変形ではこの様に杭の全長に渡って変形したり，液状化層の上下二カ所で曲げによる亀裂が発生する様な被害は考えられない。この様な状況から，特定の滑り面より上の地盤（通常は液状化層上部の非液状化層）のみが大きく水平に移動するという場合は，急な斜面で起こる斜面崩壊の様な現象では実際に生じるが，本論で対象としている様な傾斜の非常に緩やかな地盤で非常に大きな水平変位が生じる様な現象を一般的に説明する様なメカニズムではないと考えられ，現在では，このメカニズムも捨てられている。

多くのメカニズムが考えられ，検証されてきた結果，最後まで残ったのが③，④である。両者は，液状化に伴い地盤の剛性や強度が低下すると重力を支えきれなくなり，より安定な状態に移行するために変位が発生するという意味で同じものである。ただし，前者が固体的な性質を残していると考えているのに対し，後者は流体となり剛性や強度は0で代わりに粘性が生じると考えているだけが異なる。以下ではこれら二つを，固体としての挙動，液体としての挙動と捕らえて，さらに詳細にそのメカニズムを検討する。これらは多くの研究者により研究されて来，解析的な研究は例えば文献[4),17)]などにまとめられている。

4. 固体としての挙動とその予測

図7は液状化に伴う流動が起きるメカニズムを固体としての挙動で説明するための模式図である。地震前の応力状態に対応したせん断応力（τ）－せん断ひずみ（γ）関係が L として示されている。

地盤が傾斜していると，初期せん断応力が作用している。これをτ_1とし，図7で地震前の状態点を A とする。図ではこのときひずみγ_1が生じているが，これが地震前の基準のひずみとなる。

過剰間隙水圧が少し発生すると，対応して有効応力も減少し，これに伴い強度や剛性も少し減少する。この状態の応力－ひずみ関係が図で M と表されている。応力－ひずみ関係が変わったので，同じせん断応力の作用下でもひずみが変化する。図ではγ_2-γ_1だけひずみが増加している。流動がこの様な応力－ひずみ関係の変化によって生じると考えるのが，固体としてのメカニズムである。

この現象は，力学的には次の様に考えられる。地盤の応力－ひずみ関係は，有効拘束圧σ'_mとせん断ひずみγの関数として，次の様に

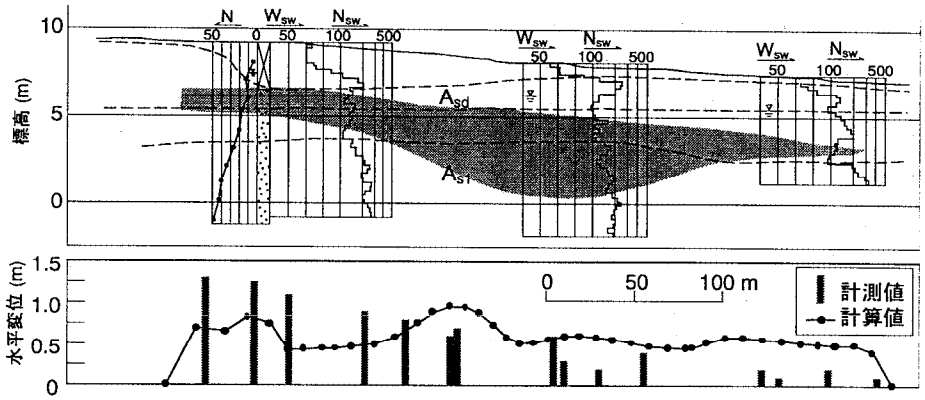


図8　1983年日本海中部地震の際能代市青葉町で発生した流動とそのシミュレーション[20]

表すことができる。

$$\tau = \tau(\gamma, \sigma'_m) \qquad (1)$$

したがって，せん断応力の増分は次式となる。

$$d\tau = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} d\gamma + \frac{\partial \tau}{\partial \sigma'_m} d\sigma'_m \qquad (2)$$

式(2)の右辺第1項は通常の材料でも見られるひずみの変化による成分である。これに対し，右辺第2項は有効拘束圧が変化した事による応力増分で上で説明したメカニズムに対応している。すなわち，せん断ひずみ増分がなくとも（左辺が0でも）有効拘束圧が変化すればひずみが発生するわけで，砂の様な流状態の特徴となっている挙動である。

なお，実地盤ではひずみが増加すると傾斜が小さくなり，作用するせん断応力も小さくなる。したがって，実際の状態点の変化は，図の A→B ではなく，せん断ひずみの変化が γ_3-γ_1と少し小さい A→C となる。最終的には，作用せん断応力と応力－ひずみ関係が調和した状態である D 点で変位が止まる。

この様なメカニズムに基づく方法はいくつも提案された。解析のキーポイントは，地面が平らになるに従い作用せん断応力が減少する様に有限変形を考慮すること，有効拘束圧の変化に伴い応力－ひずみ関係を変化させることである。メカニズムを忠実に追いかける解析として，非排水条件下でダイレタンシーにより生じる体積ひずみを順次発生させる方法[7]，過剰間隙水圧を発生させる代わりにせん断剛性とせん断強度を低下させる方法[18]などが提案されている。これに対して，最終状態における応力－ひずみ関係を線形に置く方法も提案された。図7の D 点のひずみと A 点のひずみを別々に二つの自重解析で求める方法として，有限変形理論による方法[19]，微小ひずみ理論[10]に基づく方法がある。安田ら[20]は流動時の剛性を実験により求める方法を示した。また，応力－ひずみ関係を下に凸のバイリニアモデルにおく方法を示し，一般の FEM 解析プログラムでも使える簡単な方法を提案した。この方法は ALID と名付けられ，現在，多くの実務で用いられている。解析例を図8に示すが，全体的な変位の傾向とオーダーはシミュレートされている。他の方法でも精度はだいたいこの程度である。観測値との差が発生する大きな要因として，地盤に関する情報が足りないケースと解析の仮定が荒いケースの二つが考えられるが，明確な結論はでていない。

これまでの解析では，小さいとはいえ有限の剛性や強度を仮定していたが，剛性を完全に0と置く考えもある。有限変形理論を用いれば剛性が0になっても解くことができ，地表が平らになると変形が止まる。さらに水平変位

の鉛直分布が正弦波形であると仮定すれば，解は解析的に得られることになる[21]。また，時間的な変化を考慮した解析も同じ著者により提案されている[22]。

固体としての流動のメカニズムは，一見成功している様にも見えるが，実例と比較してみると，説明の付かないこともある。例えば，図7の様なメカニズムを考えるとすれば，液状化に伴う流動は過剰間隙水圧が上昇し，有効応力がほとんど0になった時に生じることになる。

いつ流動が起こったかは，この研究が始まって以来の疑問点の一つであり，過去のケーススタディでも重点的に聞き込み調査が行われた項目の一つであるが，残念ながら明確な結論は出ていない。数少ない事例の中では次の様なものがある。1964年新潟地震における昭和大橋の落橋は現在では液状化に伴う流動のため橋脚が移動したことが原因と考えられているが，地震動を感じてから落橋するまでの間に時間の掛かったことが，地震中にこの橋を渡っていた人などに対する聞き込み調査から分かっている[23]。これは，流動が地震時に起こったのではなく，地震後しばらくの間継続していたことを示唆するものである。

5. 流体としての挙動

液状化した砂が流体として挙動することは，噴砂を見れば明らかである。しかし，噴砂現象は，被圧された砂と水が圧力の小さい所から噴き上げるものであり，液状化した地盤が全体として液体として挙動する事とは別の現象であろう。また，振動台実験でも加振の最中の地盤は液体の様に振る舞っている様に見えるが，本論で対象としている様な大きなひずみを発生しても流体状に挙動するということは必ずしも自明ではない。

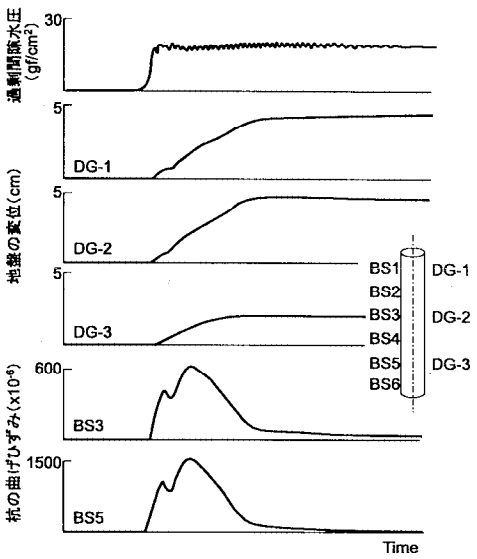


図9 流動に伴い杭に作用する力

液状化に伴って流動した地盤が液体として挙動するということは，例えば図9に示した実験[24]に見ることができる。この実験では振動台を用い，地表面が傾斜した地盤中に杭を作成し，斜面と直交方向に加振し流動を起こさせ，杭のひずみと地盤の水平変位を測定している。固体として挙動するのであれば，流動に従って杭に作用する力は大きくなるはずである。しかし，実験結果を見ると，杭の曲げひずみは流動が起こり出すと一旦大きくなるが，流動が止まるころにはかなり小さくなっている。これは，杭に作用しているのは液体としての粘性抵抗であると考えると説明が付きそうである。

液体として挙動するとすれば，粘性係数がどの程度のオーダーが関心事となる。粘性係数を求めるための振動台実験も行われている。振動台では深い土層を作ることができないので，加振を止めるとほとんど同時に液状化も終わる。そこで，振動台を揺すり続け，液状化を継続的に起こさせることにし，その中で球やパイプを動かし，抵抗力と移動速度から

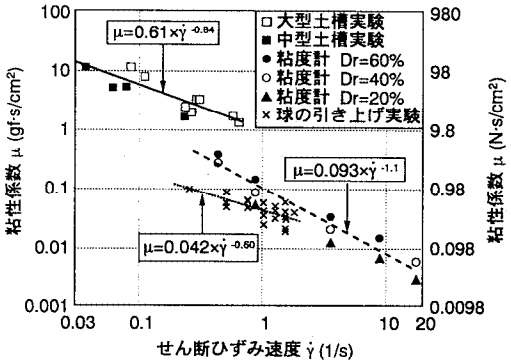


図10　各種実験による粘性係数（文献27)を修正）

粘性係数が求められた[25),26)]。図10はその結果の一例である[27)]。液状化地盤の粘性係数は一定値というわけではなく，ひずみ速度に依存する，Bingham 流体の様な性質を持っている。また，相似則を適用した結果を1983年日本海中部地震の事例に適用した結果，主要動の間に流動が起こってしまうという結果を得ている。

この様にして求められた粘性係数で，観察される地震被害が説明できるとすれば，流動中に地盤は流体として挙動していると判断できる。しかし，実験で得られた粘性係数の値は小さく，もしこの粘性係数の液体として地盤が挙動するのであれば，地盤の変形は固体の場合と同様液状化後速やかに起こることになり[27)]，先に述べた観察事実を説明できない。また，振動台実験では流動は地表面が水平になる所まで起こるのに対し，実際の地盤では必ずしも水平にはならず，流動発生後も傾斜しているのが普通であるが，これも説明できない。

東畑は，1964年新潟地震の際，新潟空港の建物が沈下する様子が撮影されていた事例を解析し，流体として挙動する場合の粘性係数の値を推定している[28)]が，図10とはオーダーが異なる様である。

図10に示される Bingham 流体という性質を考慮した解析法も提案されている[29)]。しかし，流体としての扱いをすると，最終的には地表の傾斜が0になり変形が止まらざるを得ないし，液体状を保っている継続時間が大きな要因となる。また，実地盤では表層まですべてが液状化するというわけではなく，非液状化層がある場合など，周辺の固体の挙動を考慮する必要があるなどの解析的に考えると困難なことがある。したがって，液体とするメカニズムでは流動量の定量的な議論をするには至っていない。

6. 固体と液体の融合

これまでに固体，流体という二つのメカニズムについて説明した。いずれの方法でもある程度流動現象を説明できそうであるが，完全に納得できるというわけではなく，説明できない事項も含んでいる。また，定量予測という観点からの疑問点もある。これらをまとめると次の様になる。

①液状化に伴う流動は地震後にも起こっていると考えられる。しかし，二つのメカニズムとも液状化してすぐに流動が発生し，終わってしまう。また，振動台実験でも液状化が発生するとする流動が発生する。

②流動が生じた後でも，地盤は完全に水平になるわけではないが，流体と考えれば地盤は水平になる。また，固体と考えれば，液状化後の残留強度の評価が問題となるが，その値は分からない。

反省点として挙げられたのは，振動台実験では加振しすぎているということである。つまり振動台では，加振を始めると瞬時に液状化が起こり，地表面が平らになってしまう。充分な加振をすれば最終的には地表面が平らになるのは当然なので，振動台実験は実現象と対応していないという疑問である。これに

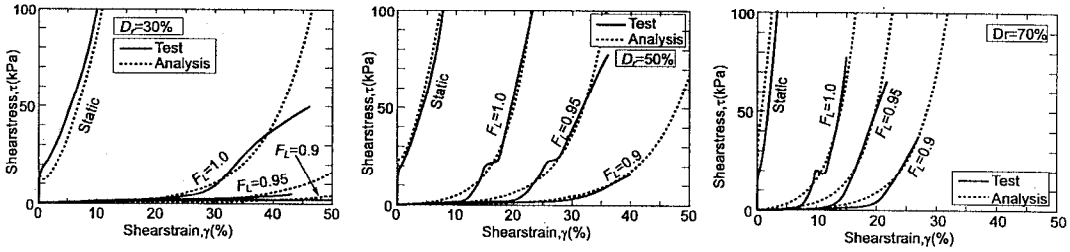


図11　液状化後後単調にひずみを増加させたときの応力－ひずみ関係[35)38)]。図で Static とあるのは通常の単調載荷試験，一方，F_L が示されているのは液状化以降も載荷をした後の結果である。

対して，流動を起こしている途中で加振を止める実験も行われたが，振動を止めると流動も止まってしまった[30)]。これは，振動台では液状化層の厚さは高々20～30cm であり，過剰間隙水圧が非常に速やかに消散してしまうことと，拘束圧が低いと同じ材料でもダイレタンシー特性が異なり流動を起こしにくくなることが原因と考えられる。遠心力載荷装置を用いた実験も行われている。この場合には，加振終了とともに変形が止まった事例[31)]と加振終了後も流動が継続する事例[32)]が得られている。この違いは，砂の透水係数にあると考えられる[33)]。すなわち，豊浦砂程度の透水係数では加振終了とともに変形も終了するが，透水係数がさらに小さくなると加振終了後も変形が継続する。しかし，豊浦砂を用いた遠心力載荷試験でも加振終了後も重量構造物の沈下が継続する事例[34)]も報告されており，透水係数以外の要因，例えば液状化層厚なども影響しているかもしれない。

これに代わる様な実験が二つ行われている。一つは，振動台で水平成層の土層を液状化させ，加振を止めるとすぐ土層を傾ける実験である[36)]（図12参照）。もう一つは非常に緩い砂で傾斜した地盤を作り，衝撃力を与えて地盤を液状化させる実験である[37)]。両方の実験とも，加振がないのに地盤の流動が起こり，しかも地表面は傾斜した状態で流動が止まるという現象が観察された。また，前者の実験では流動の量は地盤の相対密度には依存するが地表面の傾斜にはあまり依存しないという結果も得られた。つまり，地盤が十分緩ければ，加振が止まっても流動が継続することは十分可能であることになる。

固体としての挙動を考える上では，残留強度が重要である。これまでの解析では残留強度がほとんど0ということを前提とし，地表面が水平になると考えて解析を行っていた。振動台実験では先にも述べた様に，地表面が水平になったので，最終変形のみに着目すれば解析で実験も説明できたわけである。しかし，実現象を説明する際には，地表面が必ずしも水平になるわけではないので，実現象に合う様に剛性や強度を決めていたと言え，定量化という観点では問題もあった。

そこで，液状化した材料の残留強度を求める実験が行われた。実験は最初は通常の液状化試験と同じで，非排水状態で繰り返しせん断応力を加える。液状化が起こった後もある程度の載荷を行い（液状化以後の載荷の程度は F_L 値で制御），その後せん断ひずみを単調に増加させ，応力－ひずみ関係を調べた[38)]。図11が実験結果の一例であるが，二つの大きい事が分かった。一つは，単調に載荷を始めた初期に非常に剛性の弱い部分が現れ，その後，剛性が急激に回復する事である。もう一つの発見は，弱い剛性の部分の大きさは，液状化以後の繰り返しせん断の量に大きく依存しているということである。同様な現象は先の実験と同様に液状化以後の載荷を行い，そ

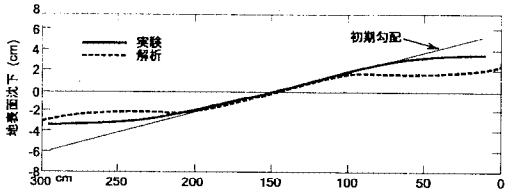
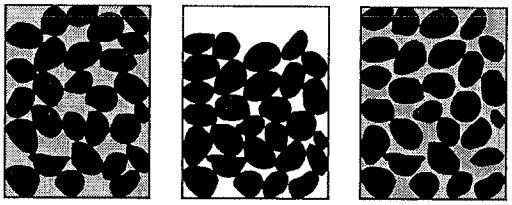


図12　液状化後土槽を傾斜させた実験[36]のシミュレーション[40]



(a) 地震前　(b) 乾燥状態　(c) 飽和状態

図13　液状化発生のメカニズム模式図

の後過剰間隙水圧を消散させた実験[39]でも観察されている。

この様な応力－ひずみ関係をモデル化した結果が図11に，振動台実験のシミュレーション結果が図12[40]に示されているが，地表面が完全には水平にならないことも含めて現象がよく説明できている。また，応力－ひずみ関係がこれまでに知られているものと非常に異なっていることも着目される。

なお，図11の様な傾斜した残留変形は，液体として捕らえるメカニズムでも，ひずみが大きくなると固体としての抵抗力を発揮すると発生することが示されている[36]。つまり，大きいひずみになれば剛性が回復するという認識は，固体でも液体でも同じである。

この様な研究の経過を基にして，吉田は，流動が起こる新しいメカニズムを推定した[41]。この考えを理解するには液状化のメカニズムから戻る必要がある。

図13(a)は飽和している砂地盤の模式図で，これが地震による繰返しせん断を受けると，負のダイレタンシーのため土骨格は体積が減少し様とする。間隙水が無ければ図13(b)の様に実際に体積変化が起きるが，飽和していれば間隙水が体積収縮を拘束し，この反作用として土粒子間に作用する応力が減少する。加力が繰り返されると，最終的には有効拘束圧が0となり，図13(c)の様に土粒子が水中で浮いた様な状態となり，有効応力は0となる。つまり地盤は全体として液体の様に挙動する。これが一般に説明される液状化である。

吉田の考えは，液状化が発生したからといって図13(c)の様に粒子がバラバラになる必要はないというものである。すなわち，土は液状化後にも繰返し載荷をうけると，骨格が不安定になるポテンシャルの様なものが貯まるが，土粒子そのものの骨格形状は例えば図13(c)ほど極端に乱されるのではなく図13(a)の形状からそれほど大きく変わっているわけではない。この様な状態では小さな外乱，例えば過剰間隙水圧の消散に伴う浸透力や小さな地震動で骨格構造が壊され，一瞬液体状に挙動する。しかし，少し変形が生じれば再び粒子がかみ合うので固体状になる。この様な液体と固体的な挙動の繰返しで流動が進むというわけである。この様なケースでは，粘性係数の値は，振動台で加振しながらものを引っ張っている時の様に常に液体状に挙動するよう強制的に外乱を加えている場合とは異なり，もっと大きくても構わない。

7. 粒状体としての砂

1964年アラスカ地震の際にターナゲンハイツという町は液状化により大きな流動を発生した。この原因は，粘性土地盤中にレンズ状に存在する砂が液状化し，砂の上部に水がたまり，弱くなり，これらがつながることによって弱層が形成され崩壊したためと考えられた[42]（現在ではこの原因は液状化ではなく，軟弱な粘土層で発生した滑りであるという節

もある）。この様に砂層の上部に粘性土やシルトなどの透水係数の小さい層があると，過剰間隙水圧が消散する課程で砂層とこれらの層の間に水がたまる現象は，その後遠心力載荷試験でも確認された[43]。

この様な現象を解析するために，間隙水を蓄えることが出来るジョイント要素が提案された[44][45]。この解析の際，図14に示す様に過剰間隙水圧が消散を始めた直後は透水係数が大きく，次第に地震前の値に戻ってくることが確認された。この様に，液状化直後の砂の透水係数が大きい現象は他でも観測されている[46]。

この現象も液状化のメカニズムと関係している様である。通常，透水係数は粒子がかみ合った状態で，その間隙を流れる水の量から計算される。しかし，もし，液状化した砂が図13(c)の様に間隙水の間に浮いているとすれば，土粒子は間隙水の中を沈降していく。この過程は明らかに通常透水係数を計測している状況と異なっている。従って，透水係数が大きくても差し支えない。前章では，液状化時の粒子の配置は図13(a)の初期状態とあまり変わらないという推測をしたが，この事実は，全ての粒子がというわけではないが，間隙水の間に浮遊している粒子もあるということを示している。

この様な現象から，二つの新しいメカニズムが考えられる。一つは，水の膜が形成されるとすれば，そこは弱面であるからその面を滑り面として大きな流動が発生するというものである[47]。ターナゲンハイツの被害はまさにその様なものである。

しかし，これまでに示した様に，多くの事例では特定の面を滑り面とするメカニズムでは観測される現象を説明することは困難である。

もし，土粒子が間隙水の間に浮遊しているとすれば，その間は土は流体として挙動する

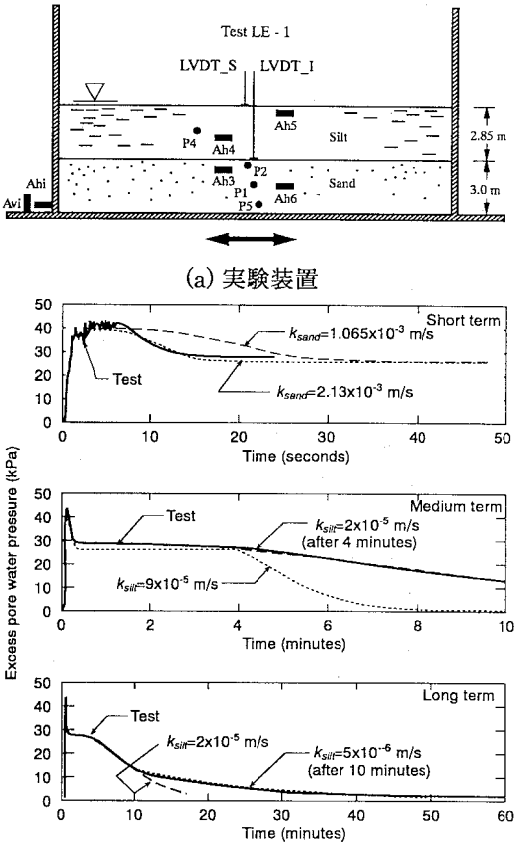


図14　透水係数が時間とともに変化する様子

事になる。これが二つ目のメカニズムであり，前に述べた流体としての挙動と同じものである。ただし，ここでは，粒子が沈降するまでの間ということで，時間的な経過が入っているのが特徴である[48]。

このメカニズムでは，粘性係数の値と透水係数の値が重要である。このうち，粘性係数については，前章で述べた既往の実験によると流動が早く起きすぎることは既に述べた通りであり，整合性をとる必要があろう。

飽和した砂地盤で粒子を間隙水に浮遊させることは，緩い砂であれば簡単である。すなわち，土層に入れ，衝撃を与えれば実現することが出来る。振動台の様な大規模な装置を必要としないことから，実験は簡単である。

この様な装置を用いて，透水係数（というより粒子の沈降速度）を求める研究も行われている[49]。ただし，この様な状況と地震により液状化した状態が同じであるかという問題はまだ解決されていない。

この方面の研究は始まったばかりであり，既往の研究との整合性が悪い部分もある。しかし，流動に関し，新たな視点を与えてくれる可能性もあり，今後の展開が期待される。

8. おわりに：メカニズム解明に向けて

ここでは，液状化に伴う地盤の流動について，これまでの研究を紹介しながら，メカニズムを検討した。地盤は通常連続体としてモデル化されているが，液状化に伴う流動の問題では，地盤が土粒子の集合でできているという事を再認識する必要がある様である。

最後に，これまでの結果をまとめ，今後の研究の方向性を考えると，次の様なことがいえよう。

流動を起こす条件として，図3に示す様に地表面や液状化層が傾斜している場合と，護岸構造物の近傍の様に側面開放面に面している場合の二つがある。前者では土の微小要素の挙動がそのまま地盤の流動挙動に反映するのに対し，後者ではそのほかにも色々な要因が流動の発生に影響する。

傾斜地盤で流動の起こるメカニズムには，土が固体として挙動するというという考えと，流体として挙動するという考えがあるが，いずれの考えを採るにしろ，従来の地盤の崩壊現象で問題となった残留強度の問題，すなわち，液状化を安定問題ととらえる方法とは異なる。つまり安定問題として捕らえたときには，ある作用応力が強度を超えたとき系が不安定になる現象であるが，流動の問題は，土が終局強度に至る前に非常に大きなひずみが発生する現象と捕らえられる。したがって，定量化はある程度可能な問題であると考えられる。

ひずみがある限度を超えると，土の剛性は回復し，その後は場合によっては通常の強度問題としての挙動に移行することもある。固体，液体という議論は，限界のひずみに至る以前の挙動に関するものである。液体として考えるときには剛性が0であるが，固体として考えるときでもその剛性は0に近いので，ほとんど水平と考えられる様な地盤でも流動が生じるわけである。流動は，液状化状態にある時間が十分に長ければ，限界のひずみに至るか，地表が水平になり作用せん断応力が無くなるまで続く。しかし過剰間隙水圧が消散し，砂が剛性を回復しても流動は止まる。この意味では，液状化層が厚い方が流動の時間が長く，したがって流動変位は大きくなる。流動に関する実験式[1)27)50)]はいずれもこの様な条件を満たしている。

固体，液体という捉え方は，それほど意味がない。剛性がほとんど0か完全に0かという違いでしかない。固体でも粘性を持って挙動すると考えれば液体と同じことである。

流動を起こしている地盤そのものを扱う必要がある場合には，流体的な挙動をすると捕らえる考えの方が，現在のところ分が良さそうである。これは，図9に示した実験の結果や，重量構造物の地盤中へのめりこみによる沈下，杭の間を砂がすり抜ける現象などが，固体としての挙動では扱いが困難の様に見えるからである。しかし，流体として扱うときの粘性係数の値は，振動台で加振により液状化を継続させている状態の粘性係数よりはずっと大きい。どの程度の値が妥当かと言うことに関しては，今のところデータが少なく，断定的な値を示すことが困難である。

液体として扱う場合には，他にも問題があ

る。それは，限界のひずみに至ると固体的な挙動に戻ることが表現できないので，最終的に地表面が水平になる状態まで変形が進むことである。また，過剰間隙水圧の消散により剛性が回復する様な現象も考慮することは困難である。この様なことを考えると，流動に伴う地盤の変位は土を固体として扱うことで求め，必要があれば，構造物への流体的な挙動は別途検討するという方法が実用的であると考えられる。

過剰間隙水圧の消散に時間が掛かるときには，周辺地盤では過剰間隙水圧の伝播に伴う，二次液状化が発生する。これまでのメカニズムを考えると，同じ液状化といっても，直接地震が繰り返しせん断を受けて液状化した場合と，単に水圧が伝播することによって有効応力が0になり液状化した場合では，その材料特性が大きく異なることは想像に難くない。しかし，この様な特性の違いも，十分に把握されているとは言い難い状況にある。

これまでは，ほとんど，流動時の挙動を求める専用解析を前提とした議論をしてきた。この場合には，液状化や流動化する地盤を別の方法で求める必要がある。この仮定で，予測に誤差が発生することも考えられる。将来的には，有効応力に基づく地震応答解析，いわゆる液状化解析で，流動挙動を追跡できるようになることが好ましい。先に示した様に，地震前と流動時では材料特性が異なる可能性もあり，この様な予測をするためには，現在以上に材料特性の把握が要求されよう。このための基礎的な研究，例えば個別要素法により粒状体をより意識して挙動を追跡しようとする方法[51),52)]，液状化前から流動時までを連続して表せる構成則を作る試み[53)]なども行われ始めてはいるが，まだ十分とは言えない様である。サスペンションフローの様に，固体と液体の混じった挙動を扱う定式化が検討されても良い様に考えられる。

液状化解析は，地震の継続時間が短いとして，非排水条件で行われることも多々ある。非排水条件に限ることで解析が簡単になること，極端に言えばダイレタンシーを考慮した砂の構成則を用いていれば，水の存在を意識しない既往の有限要素プログラムでも液状化解析が出来ることが，非排水条件が使われている一つの理由と考えられる。しかし，排水条件下で解析すれば，過剰間隙水圧の消散に伴って変形が進行すること，また，大きな揺れの後の小さい揺れに対しても変形が進行することなどが解析で示されている[54)]。

図4の事例では，地表はほとんど水平であるが，流動は自然堤防を基点として広がっていることが見て取れる。この様に，過去の流動の事例では，旧河川，後背湿地などの微地形が流動に大きく影響することも知られている。これが，既知の力学的なパラメータで表せるのか，それとも他の条件が必要なのかということも，現在のところ明らかではない。

これまでに見た様に，流動量の精度良い予測のためには，明らかにすべき事項がまだ多く残されている様に考えられる。メカニズムも，未だ結論が出ているとは言えない。しかし，一方では，流動を意識した解析で多くの現象が説明できていることも事実である。また，構造物に対する影響という意味では，例えば，予測される変位量が1m と2m で違うのか，つまりどちらも構造物に致命的な被害を与える変位という意味では同じではないかという議論もある。その意味で，単に流動の変位量のみに着目するだけではなく，構造物の挙動という視点も必要と考えられる。

参考文献

1) 浜田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利（1986）：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，No.376，III-6，pp.211-220

2) 吉田望，永瀬英生，三浦均也（1999）：液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響，地盤の流動化に伴う発生のメカニズムと解析法（その1），土と基礎，Vol. 47，No. 8，pp. 47-52

3) O'Rourke, T.D. and Hamada, M. ed. (1992): Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Technical Report NCEER-92-0001 and NCEER-92-0002, NCEER

4) Hamada, M., O'Rourke, T.D. and Yoshida, N.: Liquefaction-induced Large Ground Displacement, Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, 13th ICSMFE, JSSMFE, pp.93-108, 1993

5) 阪神・淡路大震災による港湾施設等被災状況調査報告書（第2集）（1995），運輸省港湾技術課　他

6) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R. and Emoto, K. (1986): Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacement, Association for the Development of Earthquake Prediction, Tokyo

7) Yoshida, N. (1988): Numerical Analysis of Liquefaction-Induced Permanent Ground Displacements -Summary of the Work by the Working Group in Japan-, Abstract, First Japan-US Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, pp.9-10

8) 地震予知総合研究振興会（1989）：地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究，昭和63年度調査研究報告書

9) Yoshida, N. (1989): Finite Displacement Analysis on Liquefaction-Induced Large Permanent Ground Displacements, Proc., 2nd Japan-US Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, pp.207-217

10) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y. (1992): The Mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.149-160

11) Towhata, I., Tokida, K., Tamari, Y., Matsumoto, H. and Yamada, K. (1991): Prediction of permanent lateral displacement of liquefied ground by means of variational principle, Proc., 3rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-91-0001, NCEER, pp. 237-251

12) Dobry, R. and Baziar, M.H. (1992): Modeling of lateral spreads in silty sands by sliding soil blocks, Proc. ASCE, Special Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments, University of California, Berkeley

13) Youd, T. L. and Perkins, M. D. (1987): Lapping of liquefaction severity index, Proc., ASCE, Vol. 113, No. GT11, pp.1374-1392

14) Dobry, R. (1994): Private contact

15) Ishihara, K., Verdugo, R. and Acacio, A. A. (1992): Characterization of cyclic behavior of sand and post-seismic stability analysis, Proc., Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol. 9, pp. 45-68.

16) Yoshida, N. and Hamada, M. (1990): Damage to Foundation Piles and Deformation Pattern of Ground due to Liquefaction-induced Permanent Ground Deformations, Proc., 3rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, San Francisco, CA,

pp.147-161
17) 吉田望（1994）：液状化に伴う地盤の側方流動に関する解析的研究，地盤の破壊とひずみの局所化，土質工学会，pp.340-348
18) Finn, W. D. L., Yogendrakumar, M., Ledbetter, R. H. and Yoshida, N. (1991): Analysis of Liquefaction Induced Displacements, Proc., 7th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, pp.913-921
19) 吉田望（1990）：LIQLARD：液状化に伴う地盤の大変形解析，（財）地震予知総合研究振興会
20) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫（1999）：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No. 638/III-49, pp. 71-89
21) Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K. (1992): Prediction of Permanent Displacement of Liquefied Ground by means of Minimum Energy Principle, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.97-116
22) Towhata, I., Toyota, H. and Vargas, W. (1995): Dynamics in Lateral Flow of Liquefied Ground, Proc. 10th Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Eng., Beijing, Vol.1, pp.497-500
23) 土木学会新潟震災調査委員会編（1966）：新潟地震震害調査報告，土木学会
24) Hamada, M. Ohtomo, K., Sato, H., Iwatate, T.: Experimental Study of Effects of Liquefaction-induced Ground Displacement on In-ground Structures, Proc., 4th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-92-0019, Vol.1, pp.481-492, 1992
25) 土居賢彦，佐藤博，浜田政則，湯浅明：液状化している砂の物性に関する実験的研究，第28回土質工学研究発表会，pp.1187-1190, 1993
26) Orense, R., Towhata, I. and Yamashita, Y.: Response of Pipes Subjected to Ground Displacements Induced by Liquefaction, 第28回土質工学研究発表会，pp.1175-1178, 1993
27) 濱田政則・若松加寿江(1998)：液状化による地盤の水平変位の研究，土木学会論文集，Vol. III-43, No. 596, pp. 189-208
28) 東畑郁生、堀越研一（1997）：液状化地盤における建物の沈下事例の解析、第32回地盤工学研究発表会論文集、Vol. 1, pp. 973-974.
29) Uzuoka, R., Yashima, A. and Kawakami, T.(1977): An analysis of lateral spreading of liquefied subsoil based on Bingham model, Proc. of Int. Sym. of Numerical Models in Geomechanics, pp.685-690, 1997
30) 佐々木康、東畑郁生、常田賢一、山田和彦、松本秀應、溜幸生、佐谷祥一（1992）：Mechanism of Permanent Displacement of Ground Caused by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp.79-96
31) 堀越研一，藤原斉郁，田中満，大津宏康（1997）：非液状化層の存在が側方流動地盤中の杭の挙動に与える影響について，第32回地盤工学研究発表会，pp.939-940
32) 佐藤正義（1997）：遠心力場におけるケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害に関する再現実験，土木学会論文集，No. 582/III-41, pp. 295-304
33) 委員会における議論（1998）
34) 田中満，酒井達史，安田進，東畑郁生，大友敬三（1996）：送電鉄塔基礎の遠心模型震動実験－その1 基本物性と実験手法，第51回

土木学会年次学術講演会講演概要集，第3部A，pp.280-281

35) Yoshida, N., Yasuda, S., Kiku, H., Masuda, T. and Finn, W. D. L.: Behavior of Sand After Liquefaction, Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Salt Lake City, pp. 181-198, 1994

36) 土居賢彦，佐藤博，浜田政則，川上哲太朗（1994）：強制傾斜型振動土層による液状化した砂の変形挙動実験，第29回土質工学研究研究発表会，pp.931-934

37) 豊田浩史，東畑郁生，今村晋一，工藤健一（1994）：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，pp.1057-1060

38) Yasuda, S., Masuda, T., Yoshida, N., Kiku, H., Itafuji, S., Mine, K. and Sato, K. (1994): Torsional Shear and Triaxial Compression Tests on Deformation Characteristics of Sands Before and After Liquefaction, Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Salt Lake City, pp.249-266

39) 吉田望、辻野修一、稲童丸征巳：液状化に伴う地盤沈下予測に関する基礎的研究、第29回土質工学研究発表会講演集、pp. 859-860、1994

40) 吉田望（1994）：地盤の液状化以後の挙動に関する検討，佐藤工業（株）技術研究所報，No.20，pp.83-90

41) 吉田望（1995）：液状化にともなう地盤の側方流動－固体か液体か－、応用力学フォーラム、土木学会応用力学委員会、pp. 12-17

42) Seed, H. B. and Wilson, S. D. (1967): The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska, J. SMFD, ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 325-353

43) Liu, L. and Dobry, R. (1993): Centrifuge Earthquake Modeling of Liquefaction and its Effect on Shallow Foundations, Dept. of Civil and Environmental Eng., RPI, NY

44) Yoshida, N. and Finn, W. D. L. (1993): Joint element for liquefaction and consolidation analysis, Preprint, Japan-U.S. Seminar on Response and Failure of Ground during Earthquake, Napa Valley, San Francisco

45) Yoshida, N. and Finn, W. D. L. (2000): Simulation of liquefaction beneath an impermeable surface layer, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Vol. 19, No. 5, pp. 333-338

46) Arulanandan, K. and Sybico, J. Jr. (1992): Post-liquefaction settlement of sand - mechanism and in situ evaluation, Proc. 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Honolulu, Hawaii, Technical Report NCEER-92-0019, pp. 239-247

47) Kokusho, T. (2000): Mechanism for water film generation and lateral flow in liquefied sand layer, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 5, pp. 99-111

48) 鶴見哲也（2001）：緩やかに傾斜した液状化層の側方流動特性に関する一考察，土木学会第56回年次学術講演会，Vol. IIIa, pp. 273-274（論文番号 III-A137）

49) 大林淳，佐々木康，小方義昭，楠木勝也（2001）：液状化した地盤内の粒子沈降の継続時間，第36回地盤工学研究発表会，pp. 1365-1366

50) Bartlett, S. F. and Youd, T. L. (1992): Empirical prediction of lateral spread displacement, Proc., 4th Japan-U.S.

Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-92-0019, Vol. 1, pp. 351-366

51) 沢田純男，土岐憲三，吉田望（1995）：楕円要素を用いた個別要素法による砂の液状化挙動解析，第30回土質工学研究発表会，pp.773-776

52) 中瀬仁，石川博之，武田智吉（1995）：個別要素法による室内せん断試験のシミュレーション，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.489-492

53) Peiris, A. and Yoshida, N. (1995): Dilatancy characteristics of sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering VII, Computational Mechanics Publications, pp.97-104

54) 王均，佐藤正行，吉田望（1998）：昭和大橋サイト矢板護岸被害の有効応力解析，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム