

# 液状化による地盤の側方流動が 基礎構造物に及ぼす影響に関する研究

澤田 亮<sup>1</sup>・西村昭彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 基礎・土構造 (〒185-8540 東京都国分寺市伊二丁目8-38)

<sup>2</sup>フェロ-会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540 東京都国分寺市伊二丁目8-38)

本研究は、液状化による地盤の側方流動時における基礎構造物の挙動を模型実験により把握し、基礎構造物に作用する側方流動時の荷重特性について把握することを目的とした基礎的な検討を実施した。

本研究により、側方流動地盤における基礎構造物に作用する荷重特性は、過剰間隙水圧比が一定値以上を維持している場合は流動速度に依存する流体的な荷重、水圧がある程度消散した場合は地盤変位量に依存する土圧で考慮され、液体的な性状と固体的な性状が過剰間隙水圧値に関連して複雑に変化していることが示された。また、流体的な性質を擬塑性流体で近似して流体的な荷重を推定し、水圧消散後は地盤変位量に依存する土圧として荷重を推定することで側方流動荷重の時間的变化が評価された。

*Key Words: liquefaction, foundation, ground displacement, viscosity, shaking table test*

## 1. はじめに

液状化による地盤の側方流動は、1983年の日本海中部地震において濱田らが実施した航空写真測量に基づく事例解析結果<sup>1)</sup>から広く社会に認識されるようになり、その後の調査により1964年の新潟地震等液状化が発生した地震においても側方流動の発生が確認<sup>1), 2)</sup>された。新潟地震では側方流動が原因とされる鉄道橋<sup>3)</sup>、道路橋<sup>4)</sup>の変状や建物の基礎杭の変形<sup>5), 6)</sup>が確認されている。

これを契機として液状化による地盤の側方流動に関する研究が進められ、大規模な側方流動による橋梁等の被害が発生した1995年の兵庫県南部地震以降においては、各機関で側方流動の評価及び対策に関する研究が精力的に進められている。

既往地震での側方流動における基礎構造物の被災事例および兵庫県南部地震における被災事例等<sup>7)</sup>から、側方流動による基礎構造物の被災メカニズムは、液状化発生前後における慣性力の影響および側方流動による上部非液状化層の移動による強制変位荷重および液状化層の流体的な荷重によるものと推測される。

また、構造物基礎に作用する側方流動荷重に関す

る既往の研究によれば、地盤の側方流動が基礎構造物に及ぼす荷重の影響程度は液状化層上部の非液状化層の厚さが支配的であるとされている<sup>8)</sup>。また、液状化した地盤を流体的性質で近似<sup>9)</sup>して側方流動荷重の性質を把握する研究も実施されている。

しかし、兵庫県南部地震以降に進められてきた研究の多くは、側方流動量の把握、対策工の効果の検証等を目的としており、主に地盤の変位量に着目しており、前述したような基礎構造物の挙動に着目して側方流動の影響の把握を試みた研究はまだ比較的少ない。

しかし、近年における社会基盤整備における現状を考えると、液状化により側方流動が発生するような地盤条件においても重要構造物を構築する事例が多い。このような状況の中では、効果的な対策工を併用して構造物を構築することが有効な手法の1つであるが、鉄道の高架橋のように延長距離が長い構造物の場合は、対策工との併用が必ずしも適切ではないこともある。したがって、側方流動を考慮した基礎構造物の合理的な設計が必要不可欠となる。

そこで本研究では、液状化による地盤の側方流動時における基礎構造物の挙動を模型実験により把握し、基礎構造物に作用する側方流動時の荷重特性に

ついて把握することを目的とした基礎的な検討を実施した。

## 2. 模型実験概要

模型実験は、液状化による地盤の側方流動時における基礎構造物の挙動を調べ、側方流動中の基礎構造物の応答特性を把握することで荷重特性を検証することを目的として実施した。模型実験の概要を以下に示す。

### (1) 実験条件

模型実験は1G場で実施した。模型実験には、せん断土槽（長さ210cm、高さ76.5cm、奥行き100cm）を用い、せん断変形を許容することで境界の影響が少なくなるよう配慮した。

液状化層には珪砂6号（比重2.65、最大間隙比1.13、最小間隙比0.73、均等係数1.62）を用い、水中落下法で目標相対密度を60%として作成した。ここで、間隙水には水を用いており、水位は地表面に設定した。図-1に土槽と計測点の概要を示す。地盤での計測項目は、各深度における地盤の応答加速度、応答変位、過剰間隙水圧である。また、液状化層内部にはターゲットを設置して地盤内部の側方流動量も測定した。

構造物模型については、基礎は4本杭として上部工は98Nの重量を考慮し、杭先端および杭頭ともに剛結とした。ここで、杭については曲げ変形が卓越するように考慮し、本実験における地盤条件において $\beta l > 10$ となるような杭径および剛性を持つ材料を用いることとした（ $\beta$ ：杭の特性値， $l$ ：杭長）<sup>10)</sup>。検討の結果、杭径 $\phi 20$ mm、曲げ剛性 $287000\text{N}/\text{cm}^2$ からなるアクリル系合成樹脂材（ABS：アクリロニトリル-ブタジエンスチレン共重合体）を使用した。この材料は、寸法安定性が良好で化学的に不活性である。また、高度の対衝撃性、対薬品性、耐熱性、耐候性を備えている。

構造物における計測項目は、図-1に示すように杭基礎の前杭（上流側）および後杭（下流側）にひずみゲージを設置して発生断面力を計測した。また、上流側の杭については加速度計も設置している。

本研究においては、基礎に作用する荷重特性の把握を目的としており、側方流動の発生メカニズムに関する検討を目的としていない。そのため、側方流動の発生方法については、特に実現象を忠実に考慮するものでない。したがって、white noise（広帯

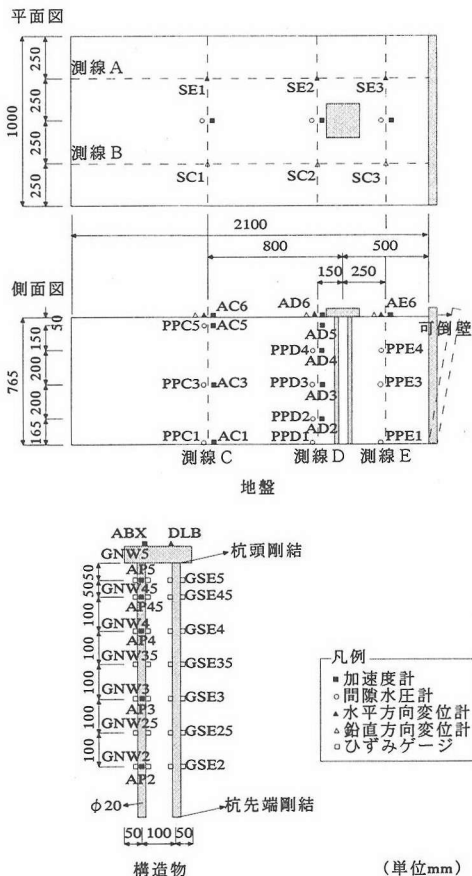


図-1 計測器の配置

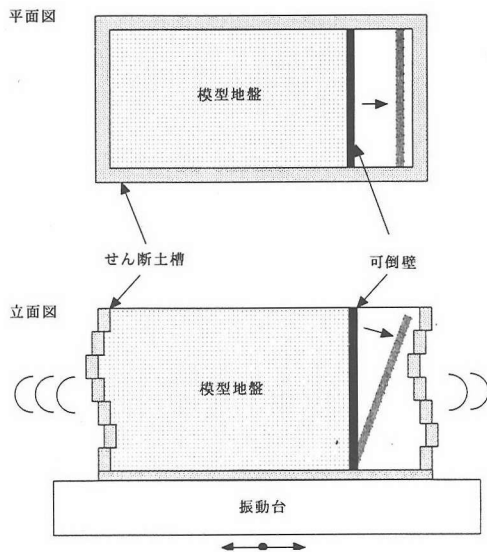


図-2 可倒壁概要図

表-1 実験ケース

実験ケース	加振レベル	相対密度	特記
case 1	300gal	49.1	基本ケース
case 2		51.3	土槽固定
case 3		52.4	加振継続

域波) による水平一方向加振により全層を確実に液状化させ、その後に図-2 に示すようなせん断土槽の内側に設置した可倒壁を転倒させることで、強制的に側方流動を発生させることとした。

(2) 実験ケース

模型実験は、加振方法等に応じて3ケースを設定した。実験ケースを表-1 に示す。ここで、case 1 を基本ケースとし、case 2 はせん断土槽を固定して境界条件の影響を、case 3 は流動中も加振を継続することで間隙水圧との関係を考察する。

(3) 実験方法

実験は、所定の加速度レベルで加振して過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達することを確認した後、可動壁を傾斜させて側方流動を発生させた。なお、case 3 については液状化後も加振継続した。

ここで、加速度レベルは事前に全層が完全液状化に至る加振レベルを調査し、最大加速度 300gal に設定した。また、可動壁の傾斜速度は、護岸の転倒速度(兵庫県南部地震において移動したケーソン護岸の応答速度: 応答速度スペクトルを参考)に、模型の大きさなどを考慮して 10~15cm/sec 程度となるように調整した。

(4) 実験結果

実験結果を以下に示す。

a) 時刻歴応答値

加振後の側方流動中における(case 3 は加振継続)各ケースの代表的な位置の時刻歴結果を図-3 に示す。いずれのケースも過剰間隙水圧が初期有効上載圧と等しくなるまで上昇することを確認した後、流動を生じさせている。なお、図中の流動開始時刻は可倒壁を傾斜させた時刻である。これによると、case 1, 2 については加振停止後に可倒壁を転倒させ、側方流動を発生させたが、振動成分が多少あるように見える。

そこで、0.4Hz のローパスフィルターにより振動成分を除去して検討を実施することとした。なお、入力波には、0.4Hz 以下の振動成分が存在しないことを加速度フーリエスペクトルより確認している。また、case 3 については流動中に過剰間隙水圧が低下

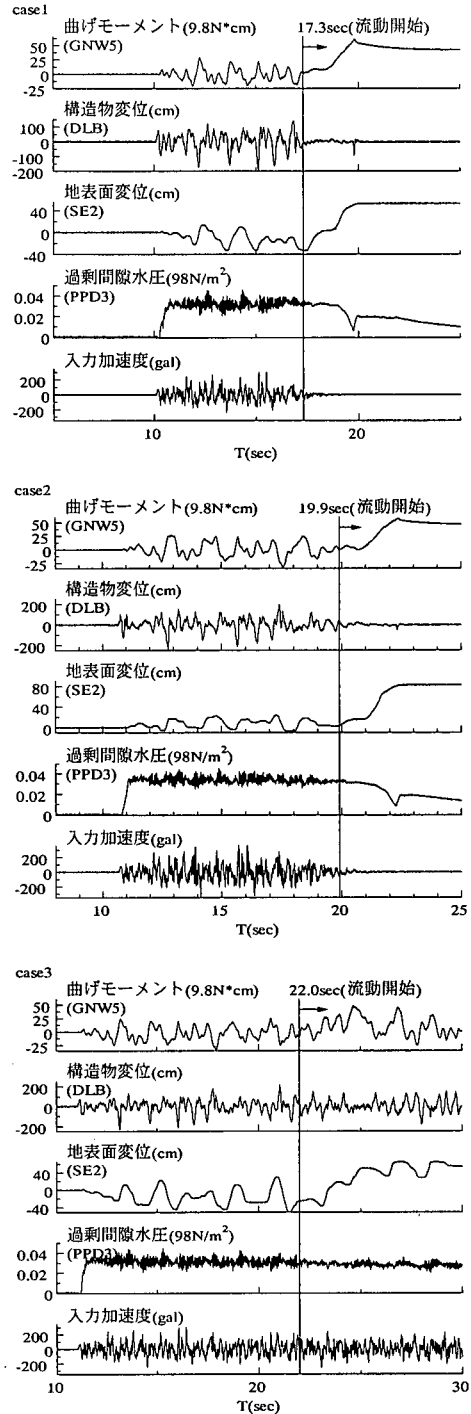


図-3 時刻歴応答波形

することを防ぐ目的で加振を継続しているが、側方流動荷重は一方向に卓越する漸増的な荷重であるとの認識から、他のケースと同様に計測結果に 0.4Hz のローパスフィルターをかけて振動成分を除去して

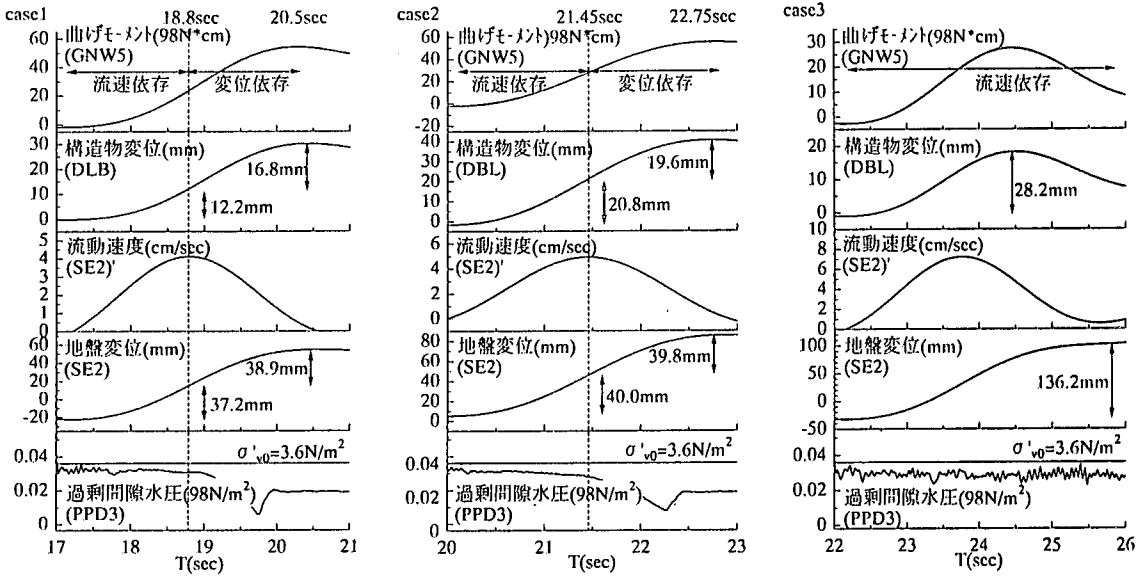


図-4 代表的な位置における応答値

検討することとした。フィルター処理した波形を図-4に示す。ここで、流動速度については地表面の変位量を微分して算定している。

また、図-5にはフィルター処理した結果より得られた地盤変位と曲げモーメントおよび流動速度と曲げモーメントの関係を示す。

これらによると、case 1, 2では側方流動に伴い構造物は地盤の流動方向に変位するが、過剰間隙水圧比が0.9程度以上を維持している間は地表面変位量が約40mm程度であるのに対して構造物は15mm程度しか変位していない。通常の軟弱地盤の変形による構造物の変位は、地盤変位に追随すると考えられるが、この場合は構造物変位に対して地盤変位が卓越していることから、地盤の変位による影響とは考えにくい。むしろ図-5に示すように曲げモーメントは流動速度の2乗に比例して生じており、側方流動時の荷重が構造物に及ぼす影響が速度に依存する流体的な荷重であることが考えられる。

また、過剰間隙水圧が消散し始めてからは構造物の変位量と地表面の変位量の差は上述した程ではない。地表面の変位量と曲げモーメントは1:1に対応した関係となっており、構造物は地盤の変位による影響を受けていることが推察される。このことは、杭に発生する曲げモーメントが側方流動終了時に最大となっていることから分かる。すなわち、曲げモーメントが最大値となる時刻では過剰間隙水圧は消散し、側方流動は終了している。これは、今回の実験で用いた杭は弾性体であるので、本来は側方流

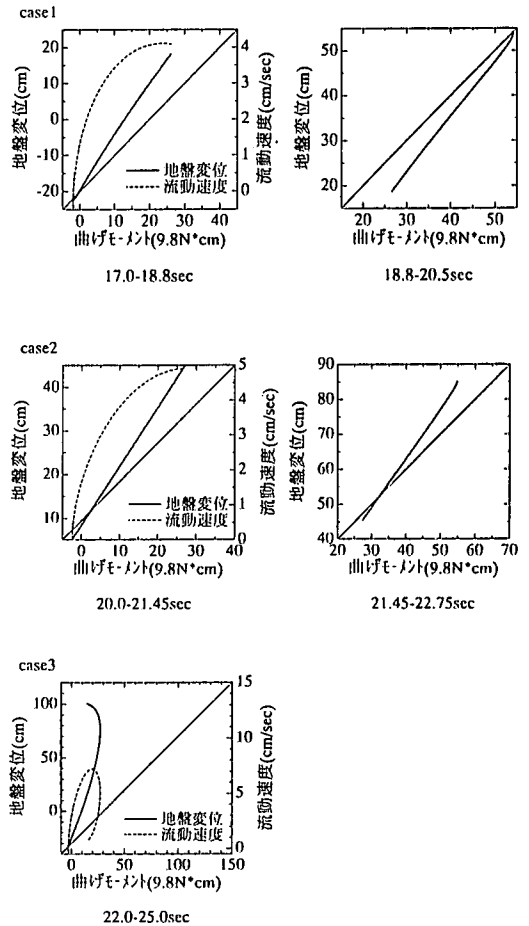


図-5 地盤変位・流動速度～曲げモーメントの関係

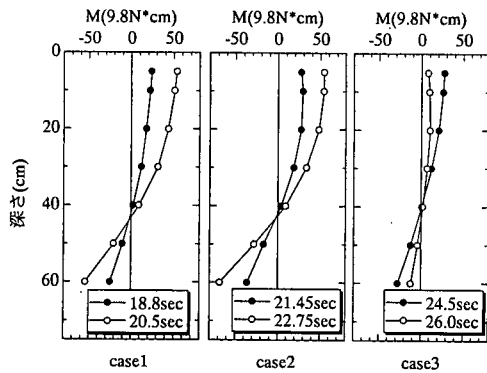


図-6 発生最大モーメント

動が終了すると発生前の状態に戻るはずであるが、過剰間隙水圧の低下に伴い地盤のせん断強度が回復することで地盤に残留変位が生じ、側方流動発生前の状態には戻らないことによる影響と考えられる。

なお、case 3 については、流動中も加振を継続しているので過剰間隙水圧が低下していない。図-5からは流動速度の増減に対して流動速度の2乗で曲げモーメントが比例している。また、構造物の変位量は地盤の変位量に比べて十分小さく、杭の発生曲げモーメントについても流動中に最大となっていることから、地盤の変位による影響で杭に応力・変形が生じたとは考えにくい。このことから、杭の曲げモーメント、変位の時間的変化は流動速度の時間的変化の傾向に同調し、流動的な荷重による影響で応力・変形を生じていると考えられ、流動中の地盤の性質が流体的であることが考えられる。ここで、流動速度と杭の曲げモーメントのピーク値は一致しておらず位相のずれが生じている。粘性流体中に存在する弾性的な特性を有する系に与えられた外乱による系の応答が位相遅れを伴う<sup>11)</sup>ことは知られており、既往の研究でも同様の傾向が確認されている<sup>12)</sup>。このことは、流動地盤を粘性流体的に解釈することができることを示唆している。

**b) 曲げモーメント**

図-6に各ケースにおいて、過剰間隙水圧比が0.9程度以上を維持している間の上流側の杭の杭頭曲げモーメントが最大に達した時刻における杭の曲げモーメントの鉛直分布および流動終了時における杭の曲げモーメントの鉛直分布を示す。これらによると、杭に発生する曲げモーメント分布は、杭頭および杭先端が固定条件であることを考慮すると、完全突出状態で一方向の分布水平力を受けた場合のモーメント分布となっている。このことは、側方流動中には

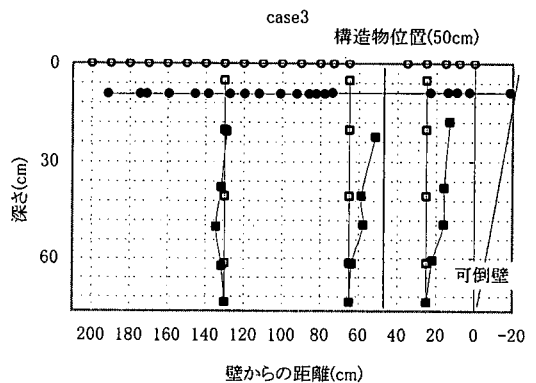
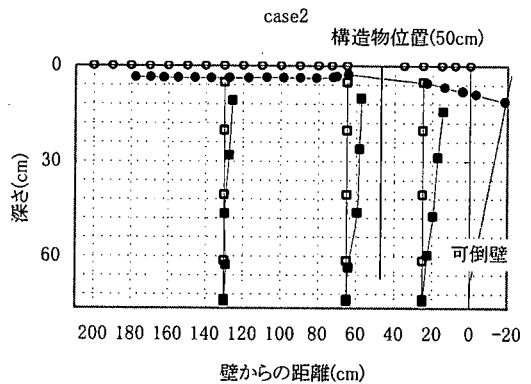
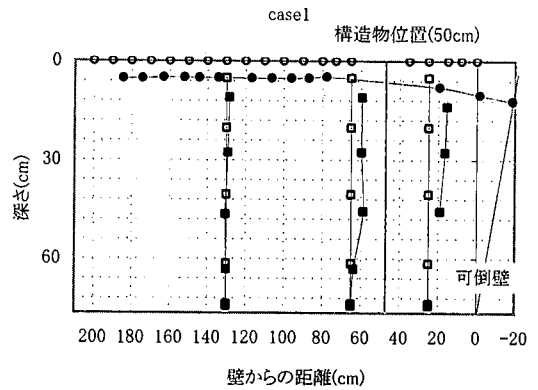


図-7 地盤の最終変形量

地盤反力が極めて小さいことを示唆している。また、case 3 については、フィルター処理した結果得られた杭の発生曲げモーメントを示している。この場合、過剰間隙水圧が消散しない側方流動中に最大値となり、流動停止時に曲げモーメントが低下している点は、他の2ケースと異なる傾向を示している。

**c) 最終地盤変位量**

図-7には各ケースにおいて地盤中に設置したターゲットの移動量を流動終了後に測定して得られた

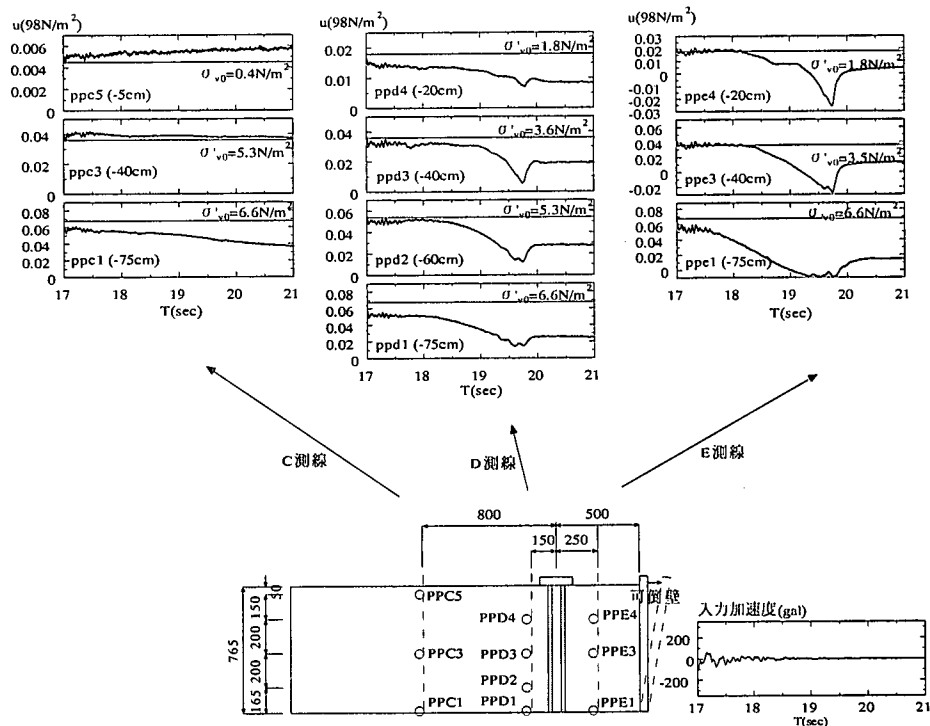


図-8-1 過剰間隙水圧分布(case1)

地盤の最終変形量を示す。これによると各ケースとも地盤全体が可倒壁の転倒形状に併せて下流側へ移動しており、可倒壁から構造物近傍付近までは明らかに移動していることが分かる。また、流動している可倒壁背後の地盤において明確な主働崩壊線は確認されていない。これらのことは、地盤の挙動がすべり破壊とは異なっていたことを示唆するものと考えられる。ここで、case 2についてはせん断土槽の境界を拘束していることによる境界条件の影響で case 1 よりも大きな変位となっているが、構造物近傍における地盤の挙動は他のケースと同様であった。

また、case 3については、流動中においても加振を継続した影響で、地表面の沈下形状は他のケースのように傾斜が生じず、水平を維持している。

#### d) 過剰間隙水圧分布

図-8には各ケースにおける側方流動中の過剰間隙水圧を示す(ローパスフィルターによる処理は実施していない)。側方流動により間隙水圧計も多少流されていることが考えられるが、基本的には過剰間隙水圧比は側方流動中において概ね 0.9 以上を維持していると判断できる。また、case 1, 2については、構造物近傍および可倒壁背後では水圧が急激に低下し始めている。これは、図-2を参考に考察す

ると地盤の流動速度が低下する時刻とほぼ一致しており、土のせん断抵抗が回復したためと考えられる。

なお、流動停止後に過剰間隙水圧の回復傾向が確認される。この傾向は地盤の浅い部分において顕著である。これは、地盤の流動は可倒壁の転倒に追従して発生するが、壁の転倒速度よりも地盤の流動速度は遅いため最終的に流動した地盤は、地盤と可倒壁の隙間に堆積することとなる。その際、地盤は変形が大きくなることでせん断抵抗が回復することに加えて壁から作用している側圧が減少することなどで過剰間隙水圧が低下する。しかし、壁との隙間に堆積することで壁から再び側圧が作用することなどで間隙水圧が回復したと考えられ、隙間の大きい浅い部分でこの傾向が顕著になると推察される。

また、case 3についても振動などにより間隙水圧計が初期の設置位置よりずれていることが懸念されるが、図-5から判断するとその影響は小さく側方流動中も地盤全体でほぼ過剰間隙水圧が初期有効上載圧に等しく完全液状化状態であると推定される。

以上から、地盤が側方流動を生じ、流体的な挙動を示している間は、過剰間隙水圧が一定値以上に上昇し、その値を維持することが必要であると考えられる。

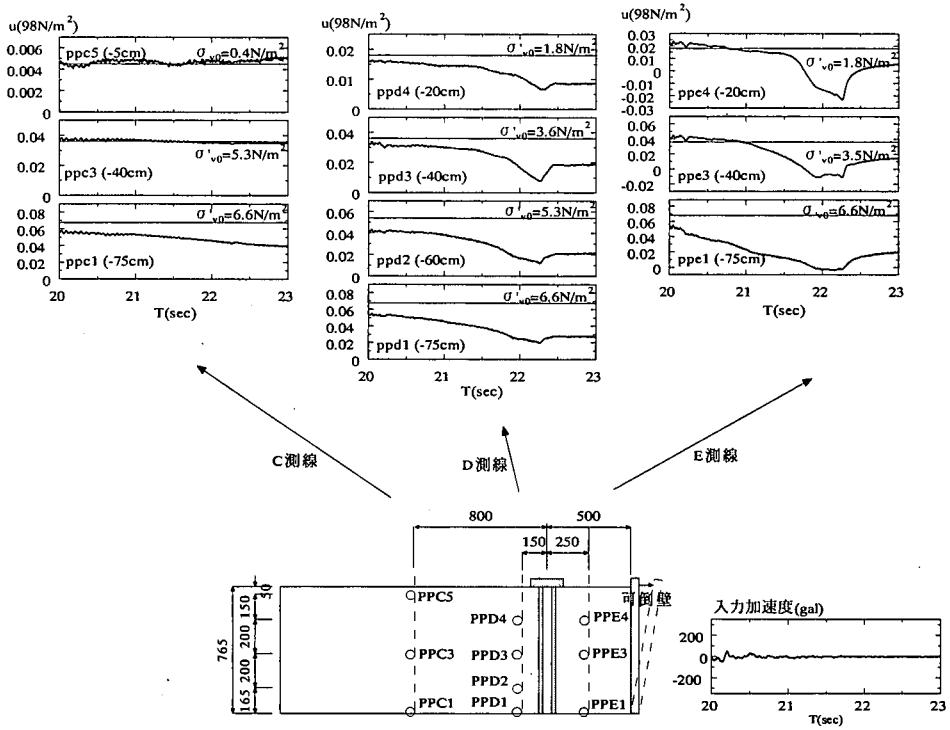


圖-8-2 過剩間隙水壓分布(case2)

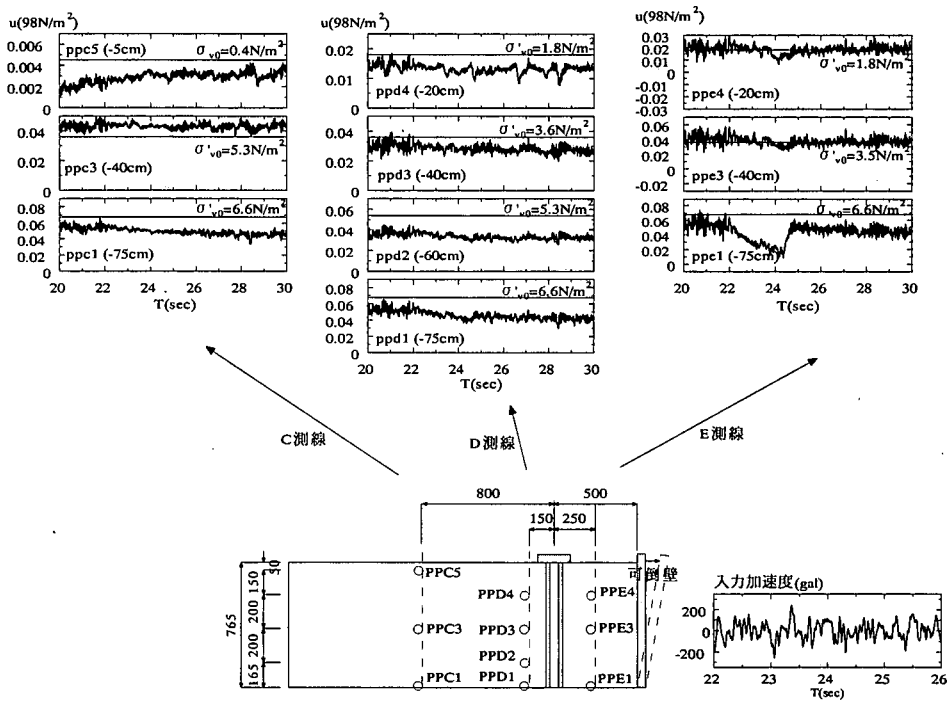


圖-8-3 過剩間隙水壓分布(case3)

表-2 試験条件

試験ケース	Dr (%)	$\tau/\sigma_c'$
Case1	97.0	0.30
Case2	92.0	0.13
Case3	72.0	0.13
Case4	51.0	0.13

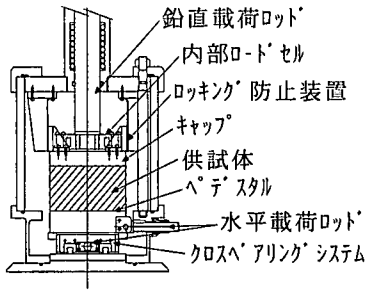


図-9 大型単純せん断試験装置

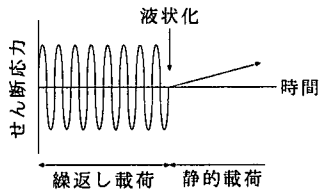


図-10 载荷方式の概念図

(5) 室内土質試験結果<sup>13)</sup>

今回の実験に使用した珪砂6号の大変形領域における性状を調べるため室内土質試験を実施し、せん断応力～せん断ひずみの関係を推定した。

室内土質試験は、図-9に示す大型直接単純せん断試験装置<sup>14)</sup>を用いて実施した。大型直接せん断試験装置の概略仕様を以下に示す。

- 供試体： 直径30cm, 高さ15cm
- 加力装置： x, y方向各5t
- 制御方式： 油圧サーボ, 変位, 荷重制御
- ストローク： ±30mm

したがって、せん断ひずみは、片振幅で  $30/150 \times 100 = 20\%$ 程度まで計測可能である。なお、本研究においては、大ひずみ領域までを対象としていることから、両振幅のストロークを用いた。

実験は、図-10に示すように非排水状態において0.1Hzの正弦波による所定の繰返し軸荷重を加えて軸ひずみ両振幅が5%以上となるまで载荷して過剰間隙水圧比が1.0になることを確認した後、その状態を保持したまま非排水状態で一方向に静的単調载荷をせん断ひずみが1%/minの条件で実施した。

供試体寸法は直径30cm, 高さ15cmの円筒中実形状

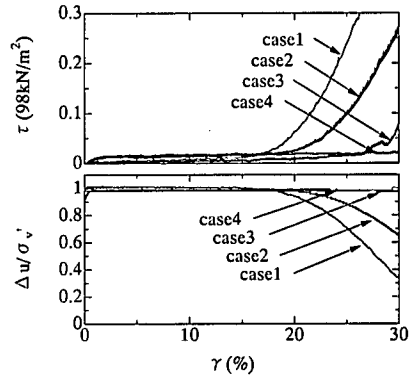


図-11 せん断応力～せん断ひずみ関係

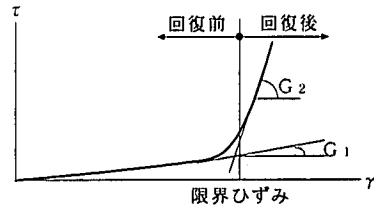


図-12 剛性率の算出概念

で表-2に示すように相対密度に応じて4ケース作成した。供試体は空中落下法にて作成し、メンブレンは0.4mm厚のラテックスゴムを使用し、試料中の空気を二酸化炭素に置換した後、脱気水で十分に飽和させてB値が0.95以上となることを確認した。また、試験時の有効拘束圧は98kN/m<sup>2</sup>とした。

図-11に室内土質試験結果より得られたせん断応力～せん断ひずみの関係を示す。これによると、過剰間隙水圧の低下が見られるせん断ひずみ付近(限界せん断ひずみ)から急激にせん断剛性が回復していることが分かる。この傾向は相対密度が大きいほど小さいせん断ひずみで生じている。これは既往の研究で得られている知見<sup>15)</sup>と一致する。ここで、振動台実験における液状化抵抗率が0.5程度(液状化強度比0.25, 加速度の実効値210gal)であることから、本試験における液状化抵抗率も0.5を目標としたが、



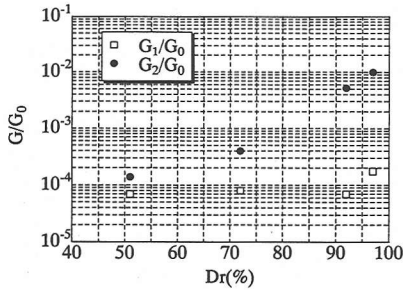


図-13 流動中の剛性低下率

実際には0.5~0.7の範囲となった。

次に、図-12に示すように応力~ひずみ関係を2本の直線で近似し、流動地盤の剛性低下率について検討した。

なお、case 1のみ静的載荷に移行する段階で過剰間隙水圧の若干の低下が見られ、その影響で立ち上がりの剛性の回復が確認できる。しかし、その後ひずみの進行に伴い再び過剰間隙水圧が上昇し、剛性の低下が確認された。よって、case 1のみ回復後の剛性を接線で考慮することとした。

結果を図-13に示す。これによると、回復前の剛性は相対密度との相関はなく初期剛性の1/20000~1/40000程度、限界ひずみ以降の剛性が回復した場合は相対密度との相関が強く、緩い場合には1/8000程度の剛性であることがわかる。ここで、初期のせん断剛性については、これとは別に実施した土の動的変形特性を求めるとの繰返し三軸試験結果より得られたせん断ひずみ $\gamma=10^{-5}$ におけるせん断弾性係数を考慮した。

以上のことから、相対密度が非常に緩い範囲ではせん断抵抗が期待できないため、土は非常に流動的であると考えられる。また、限界ひずみ以降、剛性が回復傾向を見せ、過剰間隙水圧も低下し、土のせん断抵抗が回復していることが確認できる。

これらは、模型実験の結果ともよく一致している。

### (6) 模型実験のまとめ

模型実験結果をまとめると、側方流動地盤は過剰間隙水圧が一定値以上を維持している場合、流体的な挙動を示していたと考えられ、この場合は側方流動地盤における構造物には流体的な荷重が作用していると考えられる。

しかし、case 1, 2については、最大曲げモーメントが側方流動終了時に発生しており、過剰間隙水

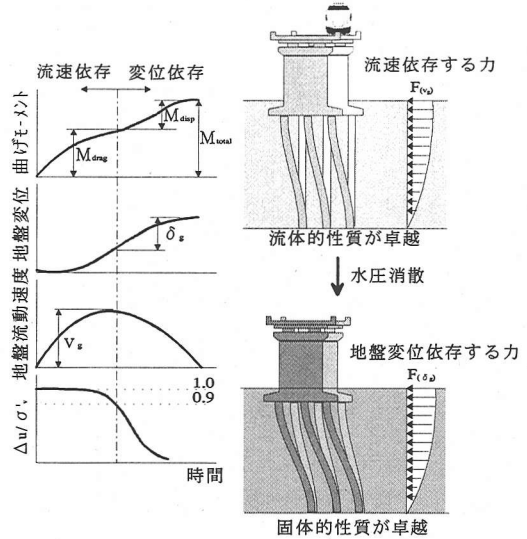


図-14 側方流動力のイメージ

圧が一定値を持続し、側方流動中に最大曲げモーメントが発生した case 3 とは異なる結果を得た。

これは、水圧の消散により地盤のせん断抵抗が回復したため、せん断ひずみによる荷重、すなわち地盤変位による土圧が作用したためと考えられる。しかし、この場合でも室内土質試験結果を勘案すると地盤剛性は過剰間隙水圧が残留しているため初期剛性に比べてかなり小さく、作用する荷重も通常の地盤変位による土圧よりも小さいことが推測される。

このことは、側方流動地盤における構造物に作用する荷重の特性が流体的な性状と固体的な性状が過剰間隙水圧値に関連して複雑に変化していることを示唆している。

## 3. 側方流動荷重の推定

### (1) 側方流動荷重の特徴

模型実験結果より、側方流動時に構造物に作用する荷重状態は図-14のように考えることができる。

すなわち、case 1, 2については過剰間隙水圧比が概ね0.9程度以上である地盤は流体的な挙動を示し、構造物には流動速度に依存する流体的な荷重が作用している。しかし、過剰間隙水圧比が0.9程度を下回るとせん断抵抗が回復し、構造物には地盤変位量に依存する土圧が作用している。ただし、この土圧は間隙水圧が残留しているために地盤剛性はか

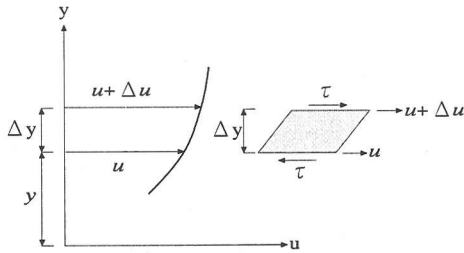


図-15 粘性流体の性質

なり初期値に比べ小さく、また流体的な性状も多少残っているため、通常的地盤変位による土圧よりは小さな値であると考えられる。

したがって、構造物に発生する最終的な断面力は、流体的な荷重により発生する断面力と土圧により発生する断面力とを重ね合わせたものと考えられる。

また、case 3 については加振継続により過剰間隙水圧が一定値以上を維持していたため、流体的な荷重のみが作用していると考えられる。

ここで、case 1, 2 に見られる水圧消散後の土圧力については、地盤変位量およびその時点における地盤のせん断弾性係数を推定することができれば地盤変位による土圧として考慮することが可能となる。しかし、流体的な荷重については、液状化地盤の流体的な性質を把握する必要がある。

以下に、模型実験結果から考察した液状化地盤の流体的性質について示す。

## (2) 液状化地盤の流体的性質

模型実験結果より、過剰間隙水圧が一定以上を維持している場合、液状化した地盤が流体的な挙動をしていると考えられる。既往の研究<sup>12)</sup>では液状化した地盤を粘性流体的性質で近似している。

本研究では鉛直方向に流動速度の差があることが地盤の変位分布より推測されるため、粘性流体的性質を図-15 に示すように、微小距離だけ離れた2つの層の間にある流体が変形しようとし、これに伴いせん断力が働くことで考慮した。この場合の運動は、式(1)によるレオロジー方程式(単純すり流動におけるせん断応力とせん断ひずみ速度の関係)で表現できる<sup>16)</sup>。

なお、水平方向についても土槽の境界の影響などにより速度差が生じていることが考えられるが、杭を土槽中央に設置していることなどを勘案し、本研究では鉛直方向における速度差のみの影響で検討を行った。

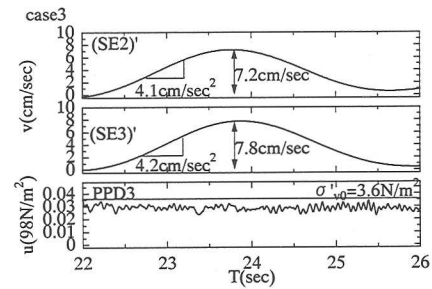
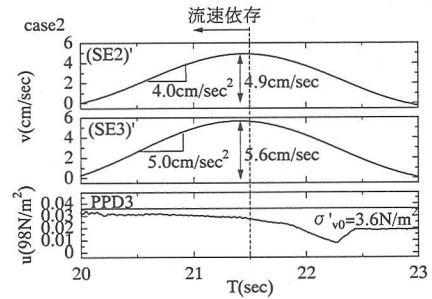
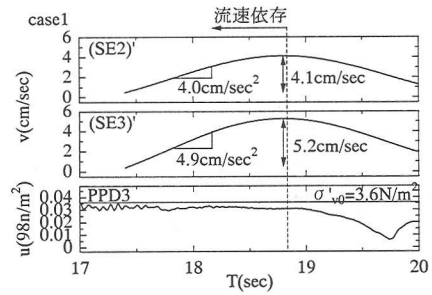


図-16 流動速度

$$\tau = K D^n \quad (1)$$

ここに、 $\tau$ : せん断応力 ( $\text{N}/\text{cm}^2$ )、 $D$ : せん断ひずみ速度 ( $1/\text{sec}$ )、 $K$ : 擬塑性粘度 ( $\text{N}\cdot\text{sec}^n/\text{cm}^2$ )、 $n$ : 構造粘度指数である。

以下に、図-16 に示す模型振動実験結果から図-15 に示す関係を推定し、液状化地盤の粘性流体的性質を検討した結果について述べる。

土槽中央部において図-15 に示すような地盤の微小要素についてせん断力とせん断ひずみ速度の関係を考える。ここで、土槽中央部におけるせん断ひずみ速度の算定には、流動速度の鉛直方向分布を余弦分布と仮定して地表面の流動速度より推定した。

また、微小要素における作用せん断力は、せん断力の鉛直方向分布を簡易的に考慮し、地表面の流動速度の傾きから得られた流動加速度を用いて図-17 に示すように流動する地盤の慣性力から式(2)の関

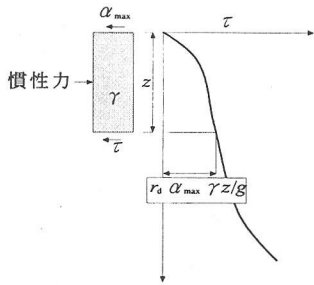


図-17 最大せん断応力の鉛直分布

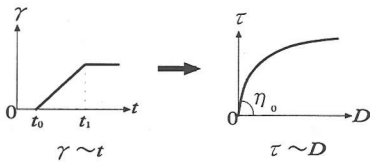


図-18 擬塑性流体のレオロジー的挙動

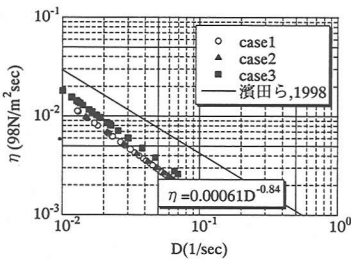


図-19 粘性係数とせん断ひずみ速度の関係

係<sup>17)</sup>を用いて算定した。この場合、地盤を剛体と仮定した図-17の関係においても加速度の鉛直方向の変化を考慮していることから、便宜的に地盤のせん断変形を考慮していることになる。

$$\tau = \gamma_d \frac{z}{g} \alpha_{\max} \quad (2)$$

$$\gamma_d = 1 - 0.00015z$$

ここに、 $\tau$ ：せん断応力(N/cm<sup>2</sup>)、 $\gamma$ ：土の単位体積重量(N/cm<sup>3</sup>)、 $z$ ：深さ(cm)、 $\alpha_{\max}$ ：地表面最大加速度(gal)、 $g$ ：重力加速度(gal)である。

ここで、図-16に示す模型実験より得られた速度分布によると側方流動地盤は等加速度運動していると推定される。

このように、流体運動が等加速度運動であるような流体のレオロジー的性質は図-18に示すように擬塑性流体として考慮することが可能であると考えら

時刻(t)における粘性係数

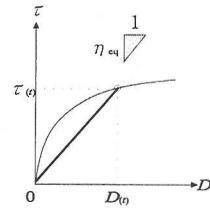


図-20 みかけの粘性係数

れる。

よって、上記により算定した各時刻のせん断応力および流動速度の関係から式(1)の関係を推定し、各時刻における粘性係数を算定した。

図-19には上述した手法で得られた模型地盤における粘性係数とせん断ひずみ速度の関係を示す。ここで、粘性係数とせん断ひずみ速度の関係は図-17に示す流体的な挙動を示していると考えられる範囲(過剰間隙水圧比が0.9程度を維持している範囲)において整理している。

図-19の関係より推定される液状化地盤の流体的性質を示す指標である粘性係数とせん断ひずみ速度の関係は、擬塑性流体として考慮した既往の研究<sup>18)</sup>において得られている関係と比較的近い傾向を示している。

### (3) 断面力の検証

模型実験結果より得られた側方流動地盤中のある時刻において杭に発生する曲げモーメントを静的解析法により検証することで、図-14に示すように推定した側方流動荷重の妥当性を確認した。

杭の発生断面力の検証に際して、過剰間隙水圧比が0.9以上を維持しており、地盤の挙動が流体的と判断される範囲においては、擬塑性流体として流体的な荷重を考慮し、水圧の消散により土としてのせん断抵抗が回復した範囲では地盤変位に依存する土圧を荷重として考慮した。

ここで、模型実験における側方流動地盤を擬塑性流体として近似した場合に側方流動地盤が構造物に及ぼす流体的な荷重の算定においては、静的解析法による検討であることを勘案し、簡便のため図-20に示すような等価線形化法の考え方を適用してみかけの粘性係数から流体的な荷重を算定することとした。すなわち、ある時刻におけるせん断力とせん断ひずみ速度から求まる粘性係数をみかけの粘性係数として考慮した。

この場合、粘性係数は便宜的に線形で考慮される

ので、流体的な荷重は Navier-Stokes の方程式から算定される。ここで、流体的な荷重は Navier-Stokes の方程式より、慣性項、粘性項、圧力項の3つの力のつりあい上で成り立っていると考えられる。ここで、慣性項と粘性項の寄与程度はレイノルズ数により定義される。すなわち、レイノルズ数が小さければ粘性項と圧力項のみ、大きければ慣性項と圧力項のみを考慮すればよい。

いま、みかけの粘性係数で考慮したレイノルズ数は式(3)で表現される<sup>19)</sup>。

$$R_c = \frac{\gamma uL}{g \eta} \quad (3)$$

ここに、 $R_c$ ：レイノルズ数、 $\gamma$ ：液状化層の単位体積重量(N/cm<sup>3</sup>)、 $u$ ：流動速度(cm/sec)、 $\eta$ ：粘性係数(N·sec/cm<sup>2</sup>)、 $L$ ：代表長さ(円柱の場合は直径)(cm)である。

式(6)より図-16に示す最大流速時(側方流動中)の側方流動地盤のレイノルズ数は10<sup>-3</sup>程度のオーダーである。したがって、この場合は粘性項の寄与程度が大きいことが考えられる。

ここで、みかけの粘性係数で考慮した擬塑性流体の流れの中にある杭基礎(円柱)が受ける流体的な荷重を便宜的に Navier-Stokes の近似解より推定するものとする。近似解としては慣性項を全く無視する Stokes 近似、慣性項を線形近似する Oseen 近似があるが、Stokes 近似は粘性の影響が物体の近くのみの場合である球の問題については正しい解を与えるが、円柱周りの流れを考える場合には解を持たないことが知られている。これは、円柱周りの流れでは粘性の影響が物体よりも離れた場所まで及ぶことに起因しており、この場合は物体から離れた場所ではレイノルズ数が大きくなるため慣性項を無視し得なくなる<sup>19)</sup>。そこで、本研究では杭に及ぼす流体的な荷重は円柱周りの流れで表現されると考え、Navier-Stokes の式の慣性項の線形化を考慮した Oseen 近似より近似解を推定することとした。

Oseen 近似による円柱の抵抗係数は式(4)で表現される<sup>20)</sup>。

$$C_D = \frac{8\pi}{R_c} \frac{1}{T + \frac{1}{2}} \times \left[ 1 - \frac{R_c^2}{32} \left( T + \frac{5}{16} \frac{1}{T + \frac{1}{2}} \right) + \dots \right] \quad (4)$$

$$T = \ln \left( \frac{8}{R_c} \right) - \gamma$$

ここに、 $R_c$ ：レイノルズ数、 $\gamma$ ：Euler 定数で  $\gamma$

=0.5772 である。

したがって、単位長さ当たりの流体的な荷重は式(5)で与えられる。

$$F = C_D A \frac{\gamma u^2}{g} \quad (5)$$

ここに、 $F$ ：単位長さ当たりの流体的な荷重(N/cm)、 $A$ ：杭の有効断面積(cm<sup>2</sup>)、 $\gamma$ ：液状化層の単位体積重量(N/cm<sup>3</sup>)、 $u$ ：流動速度(cm/sec)、 $C_D$ ：抵抗係数、 $g$ ：重力加速度(gal)である。

よって、本研究においては側方流動地盤が構造物に及ぼす流体的な荷重は式(5)によって推定した。

次に、杭の発生断面力の算定は以下により実施した。流体的な挙動を示す範囲では擬塑性流体として式(5)で得られる流体的な荷重を考慮し、式(6a)の関係により杭に発生する断面力が算定される。この場合、地盤が流体的であることから、地盤と杭との相対速度に依存する力、すなわち粘性係数に比例する力を考慮する必要がある。しかし、杭の変位速度を静的解析で考慮することは現状では困難である。

よって、ここでは式(6b)に示すように、便宜的に流体的な荷重と杭の変形に依存する反力との差による荷重により杭に断面力が発生すると考えた。すなわち、杭の応答は弾性論で評価することとし、作用する外力が地盤変位による土圧的な荷重ではないことから、外力の推定のみを流体的に考慮するものとした。ここで地盤反力係数は式(7)で算定される。

よって、流動中の地盤反力係数は模型地盤の相対密度より初期のせん断弾性係数を推定し、前述した室内土質試験で得られた結果を適用して流動中のせん断弾性係数を求めて流動中の地盤反力係数に反映させた。なお、この場合のせん断弾性係数の低下程度は図-13より、本実験における相対密度が50%程度であることから初期せん断弾性係数の1/20000として考慮した。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = F - \eta \dot{v}_p \quad (6a)$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = F - k_h D y \quad (6b)$$

ここに、 $EI$ ：模型杭の剛性(N·cm<sup>2</sup>)、 $\eta$ ：粘性係数(N·sec/cm<sup>2</sup>)、 $\dot{v}_p$ ：模型杭の変位速度(cm/sec)、 $k_h$ ：地盤反力係数(N/cm<sup>3</sup>)、 $y$ ：模型杭の変位(cm)、 $D$ ：模型杭の直径(cm)、 $F$ ：流体的な荷重(N/cm)である。

$$k_h = 0.2[2G(1+\nu)]D^{-3/4} \quad (7)$$

ここに、 $k_h$ ：地盤反力係数(N/cm<sup>3</sup>)、 $G$ ：せん断弾性係数(N/cm<sup>2</sup>)、 $\nu$ ：ポアソン比(=0.5)  $D$ ：模型杭の直

表-3 計算条件

		case1	case2	Case3
流体的 範囲	流動速度 (cm/sec)	4.1	4.9	7.2
	粘性係数 (98N・sec/m <sup>2</sup> )	0.0048	0.0040	0.0028
固体的 範囲	地盤変位量 (cm)	3.1	3.0	—
	地盤反力係数 (9.8N/m <sup>3</sup> )	0.0048	0.0054	—

径(cm)である。

また、水圧の消散により土のせん断抵抗が回復した場合の挙動を示す範囲においては応答変位法<sup>21)</sup>と同様の考え方を適用し、地盤変位量に依存する土圧を考慮し、式(8)の関係から杭の発生断面力を算定した。なお、ここで考慮する地盤変位量は、土のせん断抵抗が回復して以降の変位量であり、流動全体の変位量を考慮するものではない。この場合の地盤反力係数についても上記と同様の方法で、室内土質試験結果を適用してせん断弾性係数を低下させて式(7)により算定した。なお、本実験における相対密度が50%程度であることから図-13より振動台実験と同等の条件における単純せん断試験結果より初期せん断弾性係数の1/8000として設定した。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = k_h D (\delta_g - y) \quad (8)$$

ここに、 $EI$ : 模型杭の剛性(N/cm<sup>2</sup>)、 $k_h$ : 地盤反力係数(N/cm<sup>3</sup>)、 $y$ : 模型杭の変位(cm)、 $D$ : 模型杭の直径(cm)、 $\delta_g$ : 地盤変位(cm)である。

よって、杭の全発生断面力は、図-14に示したようにこれら両者による断面力の最大値を重ね合わせたものとして式(9)より考慮する。なお、case3については加振の継続により過剰間隙水圧が一定値以上を維持していたため、流体的な荷重のみが作用するとして流体的な荷重のみを考慮した。

$$M_{total} = M_{drag} + M_{disp} \quad (9)$$

ここに、 $M_{total}$ : 側方流動荷重により発生する曲げモーメント(N\*cm)、 $M_{drag}$ : 流体的な荷重により発生する曲げモーメント(N\*cm)、 $M_{disp}$ : 地盤変位による土圧により発生する曲げモーメント(N\*cm)である。

計算条件を表-3に示す。なお、流体的な荷重の鉛直方向分布は構造物近傍における地表面の流速を最大値とする余弦分布で考慮した。また、地盤変位による土圧についても同様に構造物近傍における地盤変位量を最大値とする余弦分布で鉛直方向分布を考慮した。

なお、基礎が群杭(4本杭)であることを勘案し、

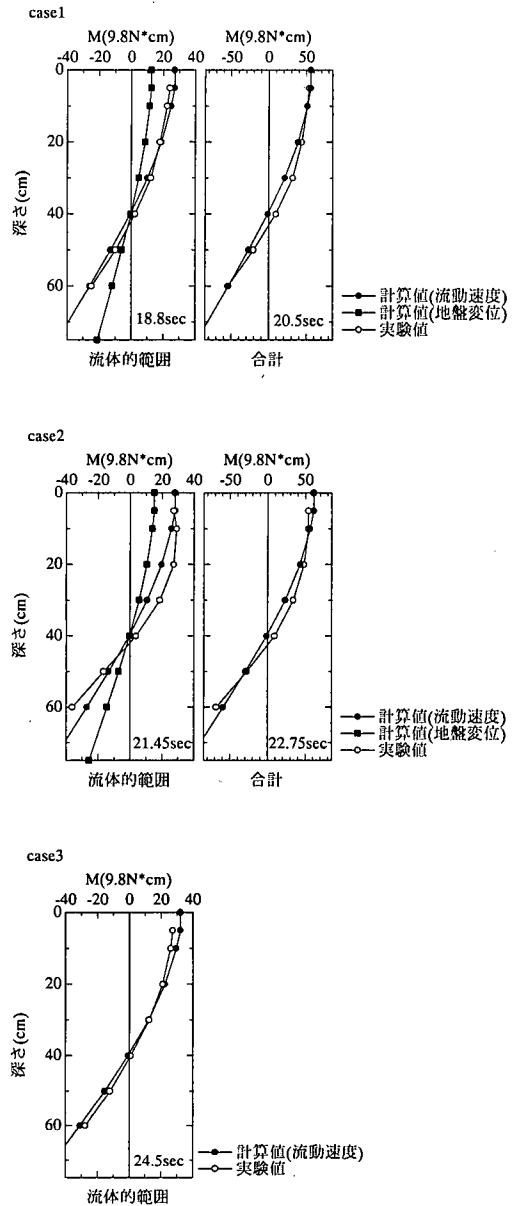


図-21 試算結果

上記で得られた杭1本当当たりの荷重は各杭に均等に載荷した。

試算結果を図-21に示す。これによると、各ケースとも、流速依存最終時点(図中時刻)における発生曲げモーメントの実験値は、式(9)により算定した荷重により概ね説明できている。

また、case1, 2については間隙水圧消散後における地盤変位による土圧の影響を重ね合わせることににより図中時刻における最大発生曲げモーメントを概ね説明できていると考えられる。なお、流体的な

挙動を示す範囲においても式(4)を用いて、流体的な挙動を示す範囲における最大の地盤変位の影響を考慮した結果を合わせて示しているが、この場合は土圧が小さく、発生曲げモーメントも小さくなり実験値を説明することができない。したがって、作用荷重は地盤変位による土圧とは明らかに異なっていると考えられる。

以上より、側方流動地盤の流体的な性質を擬塑性流体として近似して流体的な荷重を推定したが、検証結果より概ね妥当であったと考えられる。

また、水圧の消散による固体的な性状の回復による荷重の変化についても適切に考慮していたと考えられる。

#### 4. 耐震設計への適用に関する考察

前述した方法で側方流動荷重を評価し、基礎に発生断面力を推定することは可能であるが、実際の設計実務において側方流動地盤の流体的性質を推定することは困難である。また、流体的な性状と固体的な性状が複雑に作用している状況を定量的に推測することは設計実務上非常に煩雑となる。

そこで、側方流動荷重（流体的な荷重+地盤変位による土圧）と等価な荷重の算定方法について検討した。基本的には前述した応答変位法<sup>21)</sup>と同様の考え方を適用し、側方流動量（最終の地表面変位量）から地盤ばねを介して側方流動荷重を推定することとした。

ここで、地盤変位量を用いた側方流動荷重の推定においては液状化の影響を勘案した地盤反力係数の低減程度を考慮することとし、**図-13**に示す室内土質試験結果を参考にして設定した。この場合、case1, case2の低減程度については、全流動状態を统一的に評価することから、流体的な範囲と固体的な範囲における低減程度を平均した値、すなわち等価剛性として考慮することとした。なお、本検討による等価剛性の設定方法は便宜的な手法であり検討の余地が残されている。また、case3については流体的な範囲における低減程度を用いた。

**図-22**に上述した方法により地盤変位量より推定した荷重と前節で示した考え方による側方流動荷重とを比較した結果を示す。これによると、地盤変位量から推定した荷重は側方流動荷重よりも若干小さい値を与えている。これは、流体的な範囲において地盤変位量から推定される荷重が**図-21**に示したように小さく評価されることに起因している。しか

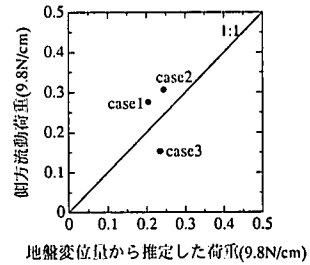


図-22 荷重の比較

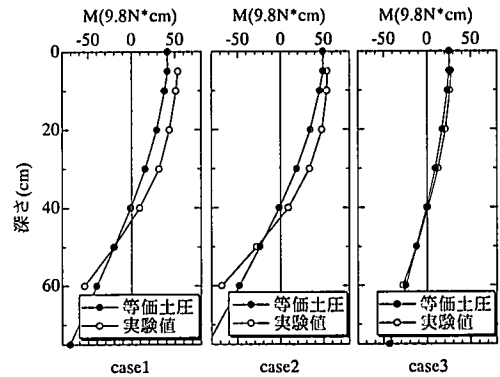


図-23 曲げモーメントの比較

し、case3については流体的な挙動を示す範囲における地盤変位量の最大値が最終の地盤変位量に等しいため他のケースとは異なり大きめの評価する傾向を示している。

また、地盤変位量で荷重を考慮する場合には、実際に基礎に作用する荷重は、地盤と基礎の相対変位量に地盤反力係数を乗じて得られる荷重である。したがって、等価な荷重としての評価は、構造物の発生断面力で確認する必要がある。**図-23**には地盤変位量から推定した荷重による発生曲げモーメントを示す。これによると、計算値は若干小さい値を示すが、設計を考えた場合には荷重の推定において安全係数を考慮するため、この結果は妥当な範囲であると考えられる。

よって、液状化による地盤反力係数の低減程度を評価することで、側方流動荷重と等価な荷重を地表面変位量より直接的に推定することが可能と考えられる。

#### 5. 結論

本研究は、液状化による地盤の側方流動が基礎構

造物に及ぼす影響について模型実験および検証解析から側方流動荷重の特徴について基礎的な知見を得たものである。本研究の結論として以下のことが得られた。

(1) 模型実験より側方流動地盤における構造物に作用する荷重特性は、過剰間隙水圧比が一定値以上を維持している場合は流動速度に依存する流体的な荷重、水圧がある程度消散した場合は地盤変位量に依存する土圧で考慮され、液体的な性状と固体的な性状が過剰間隙水圧値に関連して複雑に変化していることが示された。

(2) 室内土質試験より、側方流動中の地盤剛性は、間隙水圧比が0.9程度以上である場合、相対密度に影響されず一定領域に低下し、限界ひずみ以降剛性が回復する場合、その回復程度は相対密度に依存する。

(3) 側方流動地盤の流体的な性質を擬塑性流体で近似して流体的な荷重を推定し、水圧の消散による固体的な性状が回復した場合には地盤変位量に依存する土圧として荷重を推定することで側方流動荷重の時間的な変化についての評価が可能である。

(4) 耐震設計への適用を考察し、地盤変位量から流体的な影響を考慮した側方流動荷重を近似的に評価する方法を提案した。

本研究より、側方流動時に液化化層から構造物に作用する荷重特性が明らかにされたことで、より合理的な耐震設計法の構築に関する基礎的な資料が得られと考えられる。

しかし、模型実験等による現象の定量的な評価に関する課題等がある。また、提案した耐震設計法では地盤の側方流動による地表面の水平変位量の推定精度や液化化の影響を勘案した地盤反力係数の定量的評価が要求されるなど、今後さらに研究を推進していく必要がある。

**謝辞：**本研究のうち、模型実験および室内土質試験については東急建設株式会社技術研究所との共同研究である。関係各位に深謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液化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, pp. 211-220, 1986.
- 2) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液化化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究, 土木学会論文集, 第376号/III-6, pp. 221-229, 1986.

- 3) 鉄道技術研究所: 新潟地震調査報告, 鉄道技術研究報告, No. 448, 1964. 11.
- 4) 土木学会: 昭和39年新潟地震震害調査報告書, 1964.
- 5) 河村壮一, 西沢敏明, 田尻貞夫: 液状化で破損した杭の調査, 基礎工, Vol. 12, No. 7, pp. 120-124, 1984.
- 6) 吉田望, 小林恒一, 中村晋: 1964年新潟地震で被害を受けたS建物の基礎杭の調査, 土と基礎, Vol. 38, No. 6, pp. 39-44, 1990.
- 7) 阪神大震災調査委員会: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), 地盤工学会, 1996年3月.
- 8) 濱田政則, 北村健, 大野政弘, 小松宏至: 非液状化土が杭に及ぼす流動外力の実験, 第33回地盤工学研究発表会, pp. 995-996, 1998. 7.
- 9) 例えば, 土居賢彦, 佐藤博, 濱田政則: 液化化による側方流動地盤の挙動と物性に関する実験的研究, 第22回地盤工学研究発表会, pp. 91-94, 1993. 7.
- 10) 澤田亮, 西村昭彦: 液化化地盤中の基礎構造物の挙動に関する実験的研究, 第24回地盤工学研究発表会, pp. 597-600, 1997年7月.
- 11) 棚橋隆彦: 連続体の力学(3), 理工図書, 1986.
- 12) 大友敬三: 地中洞道・杭基礎系に作用する側方流動の外力に関する一考察, 土木学会論文集, 第605号/I-45, pp. 187-202, 1998.
- 13) 石川雅博, 田所淳, 大河内保彦, 澤田亮, 西村昭彦: 単純せん断試験による液化化した砂の変形特性について, pp. 859-860, 第33回地盤工学研究発表会, 1998. 7.
- 14) 遠藤修, 大河内保彦, 駒延勝弘: 二方向単純せん断試験と振動台試験における液化化時の消散エネルギー, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 1075-1076, 1997. 7.
- 15) 規矩大義, 安田進, 増田民夫, 板藤繁, 峯啓一郎: 液化化した砂の強度・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.
- 16) 富田幸雄: レオロジー, コロナ社, 1995年9月.
- 17) 岩崎俊男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 641-648, 1978.
- 18) 濱田政則, 若松加寿江: 液化化による地盤の水平変位の研究: 土木学会論文集, 第596号/III-43, pp. 189-209, 1998.
- 19) 日野幹雄: 流体力学, 朝倉書店, 1974年3月.
- 20) 谷一郎: 粘性流体の理論, 岩波書店, 1957年7月.
- 21) 大橋勝弘, 西村昭彦: 地盤の変位を考慮した基礎の耐震設計(1), (2), (3), 構造物設計資料, 国鉄構造物設計事務所, 1977.

(2000.5.11 受付)

# BEHAVIOR OF PILE FOUNDATION DURING GROUND DISPLACEMENT CAUSED BY LIQUEFACTION

Ryo SAWADA and Akihiko NISHIMURA

The authors investigate into mechanism of behavior of pile foundation during ground displacement caused by liquefaction based on shaking table tests and numerical analyses. As a result, it is clear that characteristic of force depend on liquefaction-induced ground displacement is the drag force in proportion to the flow velocity of ground when the pore water pressure ratio was over 0.9 and the earth pressure caused by the ground displacement when pore water pressure ratio was below 0.9. They propose design method of foundation considering change of characteristic of ground displacement force.