

地中構造物に及ぼす地盤側方流動の荷重特性評価

大友敬三¹

¹正会員 工修 (財)電力中央研究所 我孫子研究所 (〒270-11 千葉県我孫子市我孫子1646)

地盤液状化に伴う側方流動が地中構造物に作用する場合の荷重特性について種々の検討を加えた。振動台による側方流動実験の結果、液状化した地盤は泥水状となって流動し、地中構造物模型に抗力として作用することがわかった。次に、液状化地盤の粘性係数および抗力係数とレイノルズ数の関係などを実験により測定した。これらの特性は液状化した地盤が粘性流体として近似できることを裏付けた。また、これらの実験データに基づけば、地中構造物模型に作用した側方流動の荷重を抗力により推定可能なことを確認した。さらに、液状化範囲が狭い場合には、抗力は地中構造物の変形に大きな影響を及ぼさないことを数値解析によって示した。

Key Words : *liquefaction, ground lateral flow, in-ground structure, shake table test, drag force*

1. 序論

本論文は液状化した地盤が側方流動して地中構造物に作用する場合の荷重特性について種々の検討を加えた結果を報告している。

浜田ら¹⁾は、1964年新潟地震と1983年日本海中部地震における埋設管や杭基礎などの地中構造物の直接的な被害原因が地盤の液状化に伴う側方流動であることを明らかにした。これ以来、地盤側方流動が地中構造物に及ぼす影響に関する研究が地震工学ならびに地盤工学の分野で精力的に行われてきている。それにもかかわらず、1995年兵庫県南部地震においても地盤の液状化に伴う側方流動による被害が繰返されており、地盤側方流動が地中構造物に及ぼす影響の解明は重要な研究課題となっている。

地盤側方流動が地中構造物に及ぼす影響に関する既往の研究には次のようなものがある。埋設管については、1983年日本海中部地震の低圧ガス導管や上水道管の被害事例に基づいて、地盤側方流動の変位量と平面的な発生範囲などと管路応力、継手引抜き量などとの関係が数値解析によって調べられている^{2),3),4),5)}。一方、杭基礎については、1964年新潟地震で顕著な残留変形・折損などの被害を受けた橋梁や建物基礎杭を対象にして地盤側方流動による杭の被害原因を解明するための数値解析^{6),7),8),9)}が行われている。

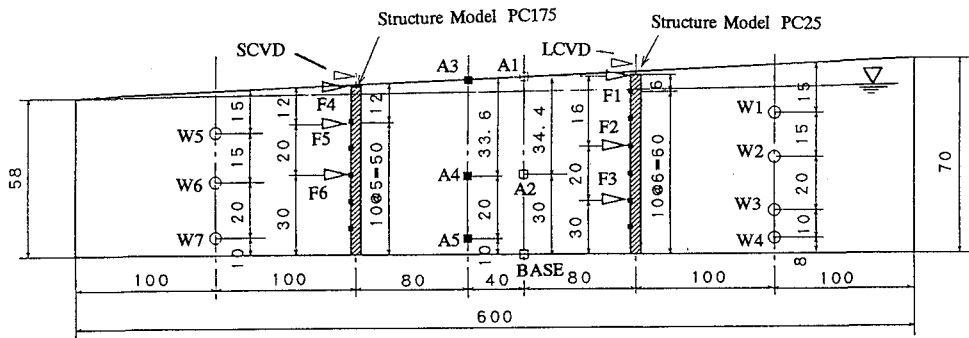
これらの数値解析は、側方流動の地盤変位を地盤ばねを介して強制入力する方法；すなわち応答変位

法に基づいている。また、液状化に伴う地盤剛性の軟化を地盤ばね定数の低減で表現している。本来、応答変位法は地中構造物が周辺地盤に支持されている条件において適用されるものである。しかし、完全に液状化した地盤が側方流動して地中構造物に作用する場合には、地中構造物が周辺地盤に支持されているとは考えられない。したがって、このような場合には、地盤側方流動の荷重効果を地盤変位と地盤ばねで評価するよりも荷重で直接的に与える方が適切であろう。

これに対し、液状化した地盤を粘性流体にモデル化して、地中構造物に作用する荷重を粘性流体中に置かれた物体に作用する抗力（単位長さあたりの力の次元をもつ）で評価する研究例がある^{6),10),11),12)}。これらの研究は、液状化時には地盤剛性が非常に小さくなるので、地盤が流体として挙動することに着目したものと解釈できる。しかし、これらの研究においては、抗力の作用状況が実験により確認されているわけではない。

また、液状化した地盤を粘性流体とみなした側方流動のメカニズムの研究^{13),14)}や液状化した地盤の粘性の性質を測定した実験^{15),16),17),18)}なども行われてきている。しかし、実験データに基づいて液状化した地盤の粘性の性質を調べ、抗力によって地中構造物の荷重特性について検討した研究例は見られない。

以上の観点から、本研究では、まず、振動台による側方流動実験により地中構造物模型に作用する地



Legend

- Pore Water Pressure Cell
- Accelerometer
- Accelerometer
- ▷ Displacement Measure point
- Strain Gauge

Unit : cm

Fig.1 Model ground configuration and measured points arrangement

Table 1 Property of model in-ground structure

Indication	Material	Length (cm)	Diameter (cm)	Moment of Inertia (cm ⁴)	Young's Modulus (kgf/cm ²)
PC25	poly-carbonate	66	2.5	1.92	3.27×10^4
PC175	poly-carbonate	62	1.75	0.46	3.10×10^4

1 kgf/cm² = 0.098MPa

盤側方流動の荷重特性を把握した。次に、液状化地盤の粘性係数を測定し、抗力により実験で得られた地中構造物模型に対する地盤側方流動の荷重を推定することを試みた。さらに、地盤側方流動の荷重に抗力を用いた場合、実規模の地中構造物の変形にどのような影響を及ぼすかについて数値解析により検討した。なお、以下では特に断らない限り、地盤側方流動を側方流動と記述する。

2. 振動台による側方流動実験

(1) 実験方法

本実験では、なるべく容易に側方流動を発生させて、それが地中構造物模型に与える影響に関する基礎データを得ることに主眼を置いた。これまでの実験の検討¹⁹⁾より、地表面勾配が側方流動発生を主要因であることがわかっているため、本実験でも地表面勾配を有する模型地盤を対象とした。また、側方流動による荷重が抽出しやすいようにするため、地中構造物模型には弾性材料を用いることとした。なお、基礎データを取得するという観点から、今回は地中構造物模型の諸元や地盤条件に関する相似則については考慮しなかった。

Fig.1に示す鋼製土槽（長さ6m、高さ1m、奥行き1m）に地表面勾配2%の飽和砂地盤を作成した。地表面勾配が2%程度であれば、この規模の土槽内に地表面で10cm程度の側方流動が発生することを既往の実験¹⁹⁾で確認している。地下水位面はFig.1に示すように水平で、土槽底面から58cmの位置とした。地盤材料には岐阜砂（均等係数1.59、最大粒径0.84mm）を用いた。

地中構造物模型には、プラスチックの中実丸棒を用いた。材質はポリカーボネイトであり、直径2.5cmと直径1.75cmのものを選定した。つまり、2種類の地中構造物模型を用いたことになる。本論文におけるこれらの呼名と諸元はTable 1に示すようなものである。これらを完全拘束の境界条件となるように土槽底面に固定して、砂層中に垂直に設置した。

本実験における砂層ならびに地中構造物模型の計測器の配置はFig.1に示すようなものである。砂層系については、加速度（A1～A5）、過剰間隙水圧（W1～W7）、側方流動変位（F1～F6）などを計測した。地中構造物模型については、先端の変位（LCVD, SCVD）、曲げひずみなどを測定した。

側方流動による荷重特性を詳細に検討するために

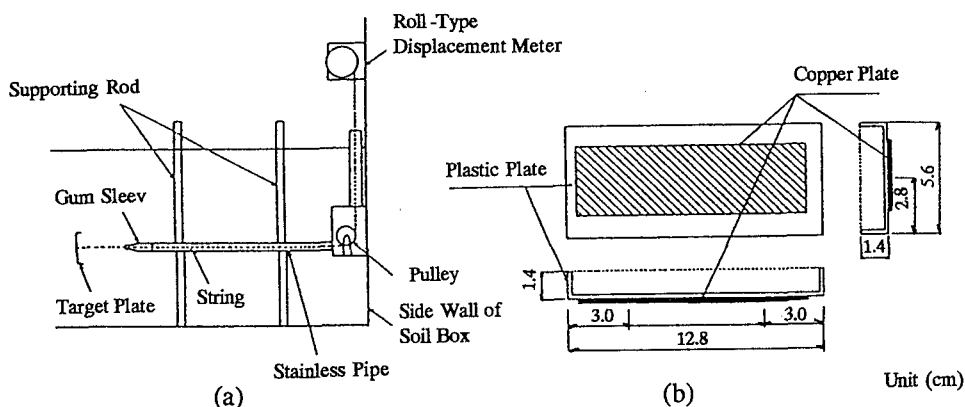


Fig.2 Measurement method of lateral flow displacement in time : (a) reel type displacement transducer and installment of target and (b) target configuration

は、側方流動変位の時刻歴データを計測することが重要と考えた。このようにすれば、側方流動と地中構造物模型の変形との関係を時刻歴で比較検討できるからである。このため、本実験では、Fig.2に示すような方法で地盤の側方流動時刻歴を計測した。この方法では、まず、液状化地盤の比重（1.8～2.0）とほぼ等しい見かけの比重を持つように調整したターゲット（プラスチックケースの蓋に銅板を貼付けたもの）を地盤中に埋設した。次に、ターゲットにワイヤーを取付け、ワイヤーを砂層中で水平に張って、土槽側壁に取付けた巻取り型変位計に接続した。このような方法によってワイヤーの張力変動を変位に換算した。なお、地中構造物模型の先端変位についても巻取り型変位計により計測した。この場合には、地中構造物模型先端にワイヤーを取付けた。

振動台による加振は土槽の長手方向に対して直角方向に与えた。これは、側方流動の発生方向（土槽の長手方向）に対して慣性力の影響を与えないようにするためである。振動台の加振波形は正弦波であり、振動数は10Hz、波数は26波とした。このうち波形の始りと終りの3波についてはテーパをつけた。加振時間は2.6秒となる。加振加速度の片振幅は700Gal程度を目標とした。

(2) 実験結果と考察

Fig.3に振動台加速度（BASE）、過剰間隙水圧（W4）、側方流動変位（F2）の時刻歴波形を示す。過剰間隙水圧の時刻歴波形中の破線は間隙水圧計設置深さの初期有効上載圧を示している。なお、飽和砂層の相対密度は約50%であった。振動台加速度が

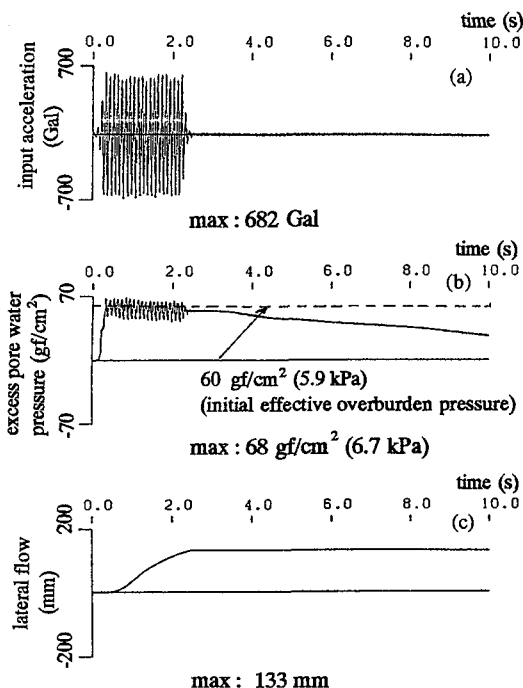


Fig.3 Time histories of input acceleration, excess pore water pressure and lateral flow displacement : (a) input acceleration (BASE); (b) excess pore water pressure (W4 : 60 cm in depth) and (c) lateral flow displacement (F2 : 16cm in depth)

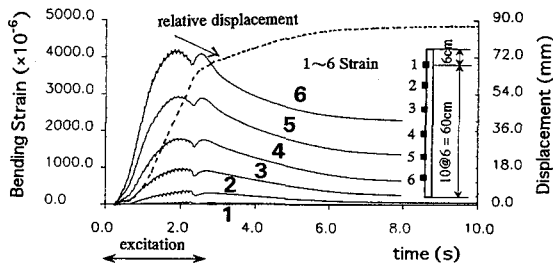


Fig.4 Bending strain of model in-ground structure and relative displacement between lateral flow and model in-ground structure (PC25)

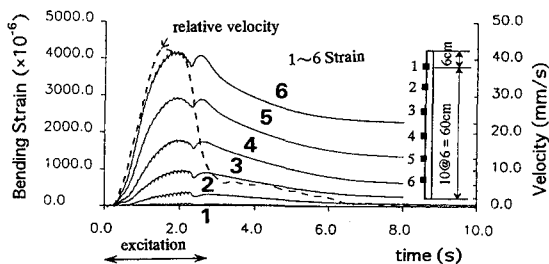


Fig.5 Bending strain of model in-ground structure and relative velocity between lateral flow and model in-ground structure (PC25)

一定振幅（約680Gal）に達して、2, 3波で過剰間隙水圧は初期有効上載圧に等しくなっている。間隙水圧計W4はFig.1に示したように土槽底面から8cmの深さにある。このことから、砂層がほぼ全域にわたって液状化したと判断できる。

側方流動変位の時刻歴波形に着目すると、それは液状化と同時に発生し始め、液状化が継続中に進展し、振動台加振終了と同時に収束している。すなわち、今回の加振条件では、砂層が完全液状化して泥水状態となって流動していたことが明らかである。本実験では、砂層表面に勾配をつけているので、砂層が液状化して泥水状態の間は重力に対する均衡を保とうとして地表面は水平になろうとする。このため、土槽内で側方流動が発生したと考えられる。

Fig.4に地中構造物模型PC25（外径2.5cmのポリカーボネイト）の曲げひずみと側方流動・地中構造物模型間の相対変位、それぞれの時刻歴を示す。ここで示した相対変位は側方流動の変位F1と地中構造物模型先端変位LCVDの差である。なお、曲げひずみの時刻歴にピークが2つ現れているが、このうち、加振開始から2番目のピークは加振終了時と一致しており、加振終了時の慣性力を受けたために生じたものと考えられる。したがって、以下では、このピ

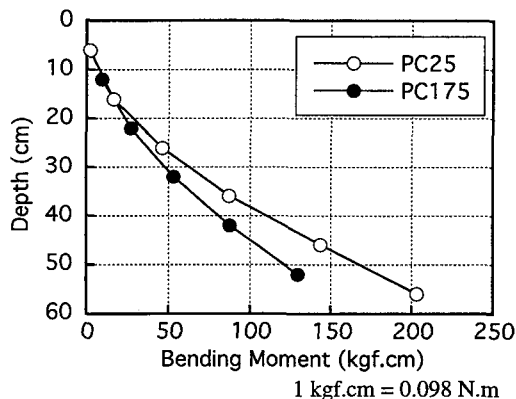


Fig.6 Bending moment distribution of model in-ground structure developed at its peak deformation

ークは側方流動の影響によるものではないものとして取扱う。また、加振後は過剰間隙水圧の消散によって砂層の剛性が徐々に回復しており、それに伴って地中構造物模型の変形は復元している。

Fig.4において、加振後約2秒に地中構造物模型の最大曲げひずみが発生している。すなわち、地中構造物模型は最大変形している。一方、相対変位はこの時間に最大値に達しているわけではなく、進展している段階である。すなわち、地中構造物模型の最大変形が発生する時点では、泥水状態の側方流動が地中構造物模型の周囲をすり抜けたと判断できる。この状態が地中構造物模型の変形に最も大きな影響を与えていたと考えられる。

一方、地中構造物模型PC25（直径2.5cmのポリカーボネイト）の曲げひずみと側方流動・地中構造物模型間の相対速度との関係はFig.5に示すとおりとなる。相対速度はFig.4の相対変位を時間微分することにより求めた。Fig.5において、曲げひずみが最大となるまでの経時変化は相対速度の時刻歴に概ね一致している。

Fig.4とFig.5に示した状況で泥水状態の側方流動が地中構造物模型に作用すると、地中構造物模型の変形を支持する地盤反力効果は発揮されないと考えられる。すなわち、泥水状態の側方流動の荷重は流体力と見なせる。この条件下では、側方流動の荷重は相対速度の2乗に比例する抗力^{6), 10)~12)}で扱えると判断できる。

2種類の地中構造物模型それぞれの最大変形時の曲げモーメント分布はFig.6に示すとおりである。これらの曲げモーメント分布には、変曲点が見られない。また、少なくとも直線分布とはいえない。どちらかといえば、2次あるいは3次曲線の形状である。

このため、側方流動の荷重は地中構造物模型全体にわたって一方向に作用したと考えられる。

地中構造物模型に作用した側方流動の荷重の大きさや性質を推定するため、まず、Fig.6に示したような曲げモーメント分布を回帰分析により同定した。適用した回帰式は

$$M(t) = \beta_0(t) + \beta_1(t)z + \beta_2(t)z^2 + \beta_3(t)z^3 \quad (1)$$

のような形式である。ここで、 $M(t)$ ：曲げモーメントの時刻歴、 z ：地中構造物模型軸の座標（鉛直下向きを正とする）、 $\beta_0(t) \sim \beta_3(t)$ ：回帰定数の時刻歴、である。回帰分析に用いたデータは曲げひずみ計測点における曲げモーメントである。

回帰分析により $\beta_0(t) \sim \beta_3(t)$ が決定されれば、はり理論に基づいて曲げモーメントを地中構造物模型軸に沿って2回微分することにより側方流動の荷重の時刻歴 $q(t)$ が

$$q(t) = 2\beta_2(t) + 6\beta_3(t)z \quad (2)$$

により推定できる。なお、荷重の正の値は地中構造物模型の変形を促進させる方向と定義した。

地中構造物模型が最大変形した時間（加振後2.0秒）における側方流動の荷重はFig.7のようになる。PC25とPC175の荷重は深さ方向に漸減する分布である。荷重はPC25の方が大きく、Fig.6の曲げモーメント分布と対応している。また、Fig.8はPC25とPC175に関する側方流動との相対速度の深さ方向分布である。

なお、Fig.8において、地表面より1cmにおける相対速度がそれよりも深部の相対速度より小さい結果になっている。これは、地表面が水平になろうとする影響等で砂層が攪乱されて、地表面より1cm程度の深さでは液状化した砂がターゲット全面にわたって十分に作用しなかったことが原因と考えられる。すなわち、ターゲットに取付けたワイヤーの発生張力の感度が鈍くなり、側方流動変位が精度良く計測されなかったためと推察される。このようにFig.8においては、地表面付近のデータに計測上の問題が含まれているといえる。しかし、深さ10cm以深の深度については、相対速度は深さ方向に低減する傾向があり、荷重分布と対応する。また、PC25の相対速度はPC175を上回っている。このようにFig.7で示した荷重は相対速度の影響が反映されている。

一方、Fig.7中に破線で示したのは、剛な壁体などに作用する液状化時の泥水圧に地中構造物模型の外径を乗じて単位長さあたりの荷重に換算したものである。ここで、泥水圧は液状化地盤の密度を

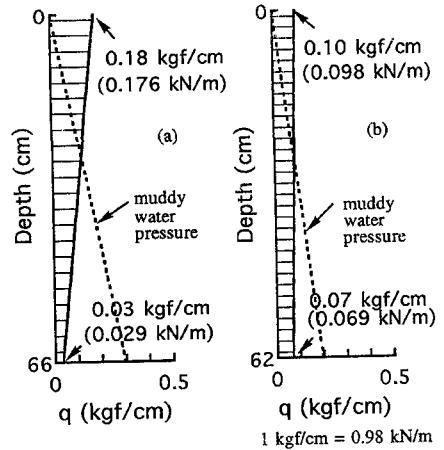


Fig.7 Load on model in-ground structure developed at its peak deformation : (a) PC25 and (b) PC175

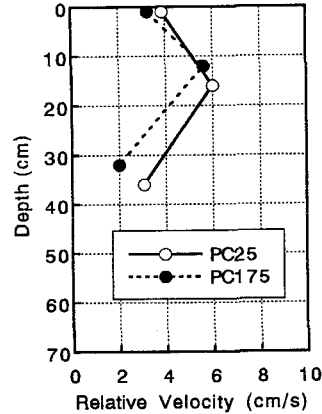


Fig.8 Relative velocity with respect to depth

$1.8\text{gf/cm}^3 (17.6\text{kN/m}^3)$ 、土圧係数を1.0と仮定して求めた。本来、地中構造物模型のようなたわみ性の構造物に作用する荷重と剛体に作用する泥水圧は性質が異なるものである。このため、単純に数値だけを比べれば、Fig.7に示した側方流動の荷重の程度は概ね、泥水圧のレベルよりは小さい。

3. 側方流動の荷重特性に関する考察

(1) 抗力の評価方法

地中構造物模型に作用する側方流動の荷重効果を抗力 f （単位長さあたりの力）とすれば、それは式(3)で表せる。

$$f = \rho C_D V_r^2 D / 2 \quad (3)$$

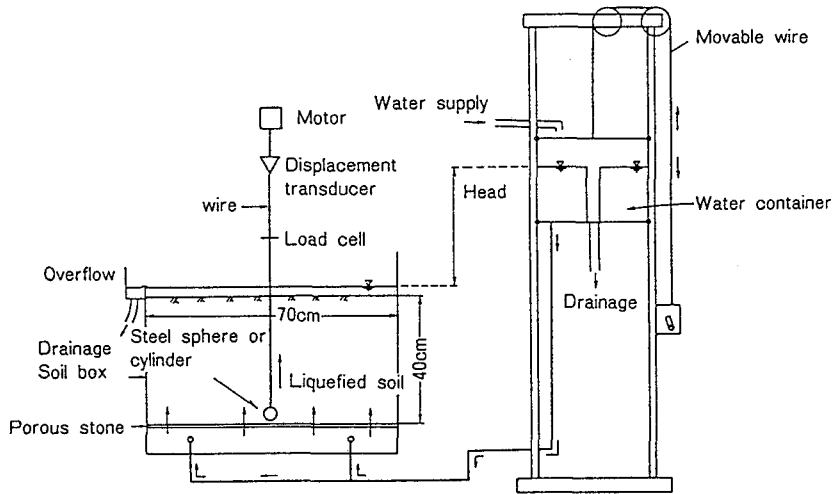


Fig.9 Experiment configuration for exploring viscosity coefficient of liquefied sand and relationship between drag coefficient and Reynolds' number

ここで、 f ：抗力、 ρ ：液状化地盤の質量密度、 C_D ：抗力係数、 V_r ：地中構造物模型と側方流動の相対速度、 D ：地中構造物模型の外径である。

地中構造物模型のような円柱に対する抗力係数はレイノルズ数の関数であり、レイノルズ数が非常に小さい範囲において

$$C_D = 8\pi / R_e [0.5 - \alpha - \ln(R_e / 8)] \quad (4)$$

で与えられる²⁰⁾。ここで、 R_e ：レイノルズ数、 α ：オイラーの定数 (0.5772) である。

さらに、レイノルズ数は式(5)で表せる。

$$R_e = V_r D / \nu \quad (5)$$

ここで、 ν ：液状化地盤の動粘性係数 (cm^2/s (m^2/s)) である。また、粘性係数と動粘性係数の間には、

$$\eta = \nu \rho \quad (6)$$

なる関係がある。ここで、 η ：粘性係数 ($\text{gf}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$ ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)) である。

式(4)はもともとは水理学の分野において粘性の非常に小さい水を対象として理論的に導かれた関係式である。そこで、本研究では式(4)の適用性の検討を含め、液状化した岐阜砂地盤の粘性の性質、その中に置かれた円柱の抗力係数などを実験的に調べることにした。

(2) 液状化地盤の粘性と抗力の測定

a) 実験の概要

Fig.9に示すように、底部にポーラスストーンを配置した鋼製土槽 (長さ51cm, 高さ56cm, 奥行き70cm) に、振動台実験の場合とほぼ同様な相対密度 (約50%) を有する岐阜砂の飽和砂層を作成した。これに所定の水頭差を与えて上向き浸透流により飽和砂層を完全液状化させた。なお、完全液状化状態は土槽側壁の深さ方向3箇所に取り付けた間隙水圧計で読み取った動水勾配により判定した。

粘性係数測定にはフレッシュモルタルの球引き上げ粘度計による測定法²¹⁾を応用した。粘性係数測定のためには直径3cmの鋼球を、抗力係数とレイノルズ数の関係を把握するためには直径2.4cm, 長さ20cmの鋼棒を、それぞれ用いた。これらの鋼球または鋼棒を土槽底部に埋設し、Fig.9に示すように無段変速モーターにより速度を制御しながら液状化した砂層中を引き上げ、その際の引き上げ荷重と引き上げ量 (変位) を計測した。引き上げ速度は無段変速モーターの仕様の範囲内で数段階に変化させた。鋼球と鋼棒の引上げ速度は、それぞれ0.02cm/s ~ 0.2cm/s, 0.5cm/s ~ 2.0cm/sの範囲で設定した。

b) 液状化地盤の粘性係数

本研究では、液状化地盤をニュートン流体と仮定した。また、Stokesの法則に基づいて、引き上げ時の鋼球まわりに作用するせん断応力とせん断ひずみ速度の関係を以下のようにして求めた。

ニュートン流体の構成式、Stokesの法則はそれぞれ式(7)、式(8)で与えられる。

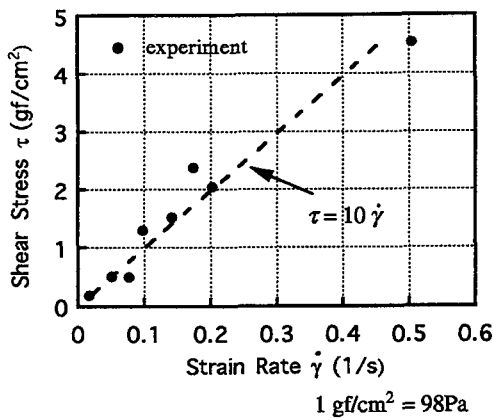


Fig.10 Viscosity coefficient of liquefied sand

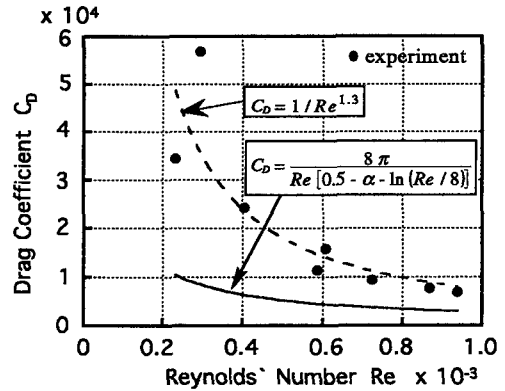


Fig.11 Relationship between drag coefficient and Reynolds' number

$$\dot{\gamma} = 3v/2r \quad (10)$$

Table 2 Viscosity coefficient measured through past experiments

Reserchers	Method	Coefficient of Viscosity (gf.s/cm²)
15) Takada and Nagai	steel sphere settling	5.8
16) Sato et al.	upward drag of steel sphere	2.9~48.6
	latelally drag of steel pipe	1.6~83.5
17) Yuasa et al.	rotary viscous meter	0.003~0.4
	upward drag of steel sphere	0.02~0.1
	shake teble test	1.5~12
18) Miyajima et al.	upward drag of lead sphere	1.7
the present study	upward drag of steel sphere	10

$$1 \text{ gf.s/cm}^2 = 98 \text{ Pa.s}$$

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \quad (7)$$

$$F = 6\pi r v \eta \quad (8)$$

ここで、 τ : 球まわりのせん断応力、 η : 粘性係数、 $\dot{\gamma}$: せん断ひずみ速度、 F : 球の抵抗力、 r : 球の半径、 v : 球の引き上げ速度である。
また、 τ は式(9)で表せる。

$$\tau = F / (4\pi r^2) \quad (9)$$

式(9)と式(7)、式(8)から以下の関係が導かれる。

したがって、引き上げ速度がほぼ一定時の鋼球の引き上げ荷重と引き上げ速度から τ 、 $\dot{\gamma}$ を決め、縦軸に τ 、横軸に $\dot{\gamma}$ をプロットする。さらに、それらの直線回帰式を求め、その傾きから粘性係数を決定できる。

以上の手順にしたがって実験データを解析・整理したところ、Fig.10に示すような結果が得られた。直線回帰式から求めた粘性係数 η は10gf.s/cm² (980Pa.s)となる。また、動粘性係数 ν は土槽内の液状化地盤の密度が1.8gf/cm³ (17.6kN/m³)程度と考えられるので、式(6)より ν は $5 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{s}$ (0.5 m²/s)となる。ちなみに水温20℃における水の動粘性係数は $1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ ($1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)であるから、今回の実験で得られた液状化地盤の動粘性係数は水と比べておよそ 10^5 倍のオーダーとなる。

Table 2 はこれまでに行われた液状化地盤の粘性係数の測定結果を示している。これによれば、粘性係数は0.003gf.s/cm²~83.5gf.s/cm² (0.3Pa.s~8180Pa.s)の間にばらついている。本研究の測定結果はこれらの上限、下限ではなく、中間的な値である。液状化地盤の粘性係数の測定方法には標準的なものがない。このため、実験方法や用いられた装置の相違により、計測結果が大きくばらつくのは、現状では、避けられないと考えられる。

c) 抗力係数とレイノルズ数の関係

液状化地盤の粘性係数測定の場合と同様に、引き上げ速度がほぼ一定となった時の鋼棒の引き上げ荷重と引き上げ速度から、式(3)、式(5)および先に得られた動粘性係数の値 $5 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{s}$ (0.5m²/s)に基づいて、抗力係数とそれに対応するレイノルズ数を算出した。

縦軸に抗力係数、横軸にレイノルズ数をとってプ

ロットするとFig.11に示すような関係が得られた。抗力係数とレイノルズ数は反比例的な関係にあることがわかる。このような関係は理論的²⁰⁾にも確かめられている。次に、実験データに対して式(11)の回帰式を設定し、回帰定数 n を定めた。

$$C_D = 1 / R_e^n \quad (11)$$

回帰分析の結果、回帰定数は $n=1.3$ となり、抗力係数とレイノルズ数の関係を表す実験式として、

$$C_D = 1 / R_e^{1.3} \quad (12)$$

を得た。また、Fig.11中には比較のため、式(4)の理論的な関係をプロットした。式(4)は実験データを過小に評価する傾向にあり、液状化地盤のように水に比べて非常に粘性が高い流体に対しては適用できないと思われる。

以上で得られた液状化地盤の粘性の性質、抗力係数とレイノルズ数の関係は液状化した地盤を粘性流体として扱って良いことを裏付けている。

(3) 抗力と側方流動による荷重の比較

地中構造物模型と側方流動の相対速度、ならびに(2)で得られた液状化地盤の動粘性係数、抗力係数とレイノルズ数の関係の実験式などを式(3)、式(5)、式(12)などに適用して地中構造物模型に作用した抗力 f を推定した。相対速度は地中構造物模型と側方流動の相対変位の時刻歴を時間微分することにより算出した。相対変位は側方流動の変位と地中構造物模型の変位の差である。この場合、地中構造物模型の変位は先端でしか計測されていない。このため、地中構造物模型を一端固定のはりにモデル化して、式(2)で推定した $q(t)$ をこれに載荷して地中構造物模型深さ方向の変位を推定した。ここでは、PC25については深さ16cm, 36cm, PC175については深さ12cm, 32cmをそれぞれ検討対象とした。

推定した抗力 (drag force) を地中構造物模型に作用した側方流動の荷重 ($q(t)$) と比較してFig.12に示す。なお、この図で加振時間以降の応答は側方流動によって変形を受けた地中構造物模型が徐々に復元する過程なので、側方流動の影響が及んでいる挙動ではない。Fig.12において、着目した深さによってばらつきはあるものの、抗力と側方流動の荷重の最大値が概略一致すること、また、抗力の最大値の発生時間が側方流動による荷重のそれと対応する、などの点が観察できる。

Fig.12に示した抗力は振動台とは別の上向き浸透流実験で求めた液状化地盤の粘性係数、抗力とレイ

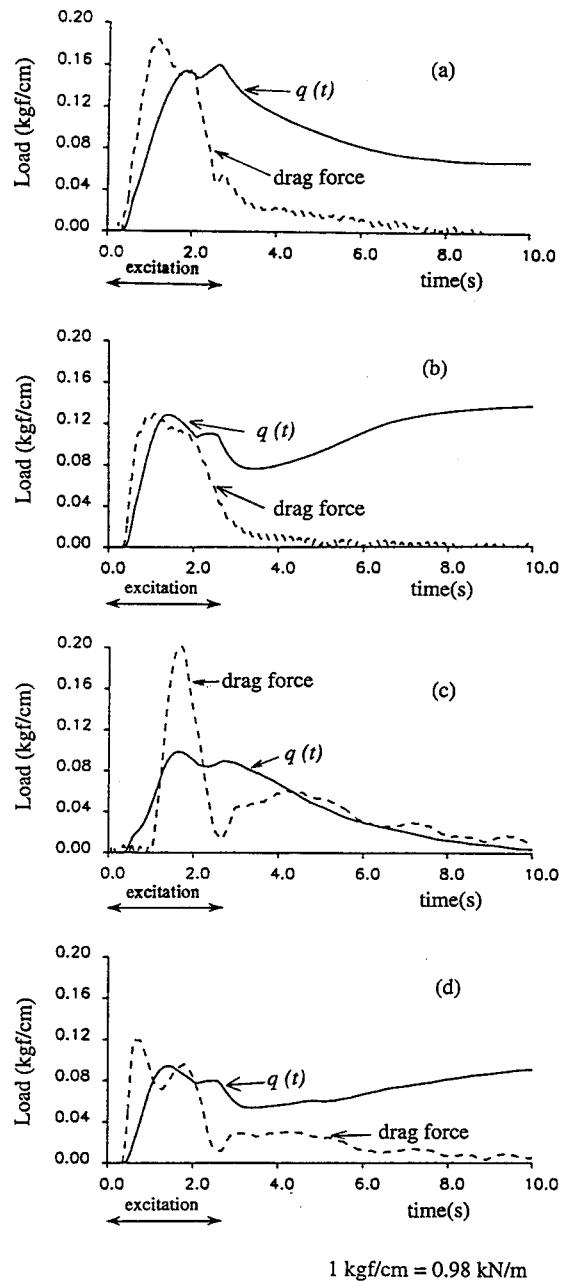


Fig.12 Comparison of drag force and load on model in-ground structure : (a) PC25 (16cm in depth); (b) PC25 (36cm in depth); (c) PC175 (12cm in depth) and (d) PC175 (32cm in depth)

ノルズ数の関係などに基づいて推定したものである。このような推定方法によって、少なくとも側方流動が進展する間の側方流動の荷重の増加傾向は把握できていると判断される。したがって、Fig.12の結果より、地中構造物に作用する側方流動の荷重を粘性流体中に置かれた物体に作用する抗力として評価する方法も工学的にみて妥当と考えられる。

4. 抗力による埋設管および杭基礎の変形挙動

(1) 概要

側方流動の荷重を抗力で取扱う場合、実際の地中構造物の変形にどのような影響を及ぼすものかについて数値解析により検討した。対象とした地中構造物は埋設管とRC杭である。埋設管については、理想化した布設条件を、RC杭については1964年新潟地震の被害事例^{22),23)}をそれぞれ対象とした。

側方流動の荷重を評価するにあたって地盤変位を地盤ばねを介して強制入力する方法（以下、変位入力）と抗力により与える方法（以下、抗力入力）を採用した。抗力は上向き浸透流実験による液状化地盤の粘性係数と抗力係数の測定結果に基づいて設定した。両者の荷重による地中構造物の変形、断面力、応力などの特性を比較検討した。

(2) 埋設管

a) 検討方法

埋設管については、電力用地中管路の亜鉛メッキ鋼管（以下、GP管）を対象とした。GP管の断面諸元、ヤング係数、降伏強度などは Table 3 に示すとおりである。GP管の単管長さは5.5mであり、管路はボールジョイント継手²⁴⁾でつながれる。継手部の回転特性；すなわち曲げモーメントと回転角の関係は Fig.13 に示すようになっており、回転角に対して曲げモーメントがトリリニアに変化する非線形な特性を示している²⁴⁾。継手の限界回転角度は7.4° (0.13rad) である。

側方流動は管路軸直角方向に作用するものとした。つまり、管路は曲げ変形のみを受けると考えた。管路の総延長は550mとし、弾性床上的のはりとして取扱った。管体は線形弾性のはり部材に、継手部は Fig.13 に示した特性を持つ非線形ばねに、それぞれモデル化した。地盤ばね定数はガス導管耐震設計指針²⁵⁾による地盤反力係数0.6kgf/cm³ (5.9MN/m³) に基づいて設定した。ただし、地盤ばね定数の非線形性は考慮しないこととした。

解析モデルは Fig.14 に示すようなものであり、変位入力と抗力入力のそれぞれに対応する荷重は管路軸方向の距離 x に沿って液状化範囲 W に载荷した。これ以外の部分は非液状化範囲とみなすことにした。また、解析モデル中心と管路継手位置が一致するような布設条件とした。荷重は、2次曲線の形状で管路軸方向に対称に分布するものと仮定した。すなわち、解析モデルの中心を原点にとり、 W の中心で最大変位 d_{max} あるいは最大抗力 f_{max} となるように定めた。 f_{max} を例にすれば、液状化範囲の抗力 f は

Table 3 Property of GP pipe

Diameter (cm)	16.5
Thickness (cm)	0.5
Moment of Inertia (cm ⁴)	808
Young's Modulus (kgf/cm ²)	2.1×10^6
Yield Stress (kgf/cm ²)	2500

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$$

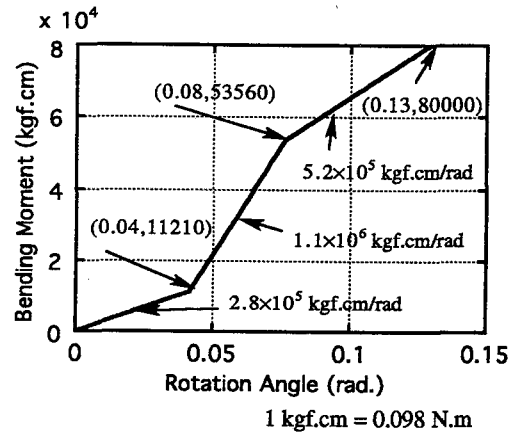


Fig.13 Relationship between bending moment and rotation angle of GP pipe joint

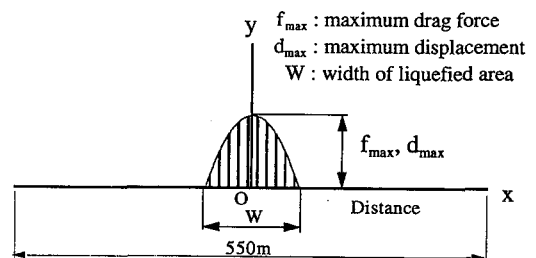


Fig.14 Numerical analysis model for GP pipe

$$f = f_{max} \left\{ 1 - \left(\frac{2x}{W} \right)^2 \right\} \quad (13)$$

で与えられる。液状化範囲内において、変位入力の場合は地盤ばねを考慮する。この場合、液状化に伴うばね定数の低減を考慮しなかった。すなわち、GP管は非液状化地盤の側方流動変位を受けるもの

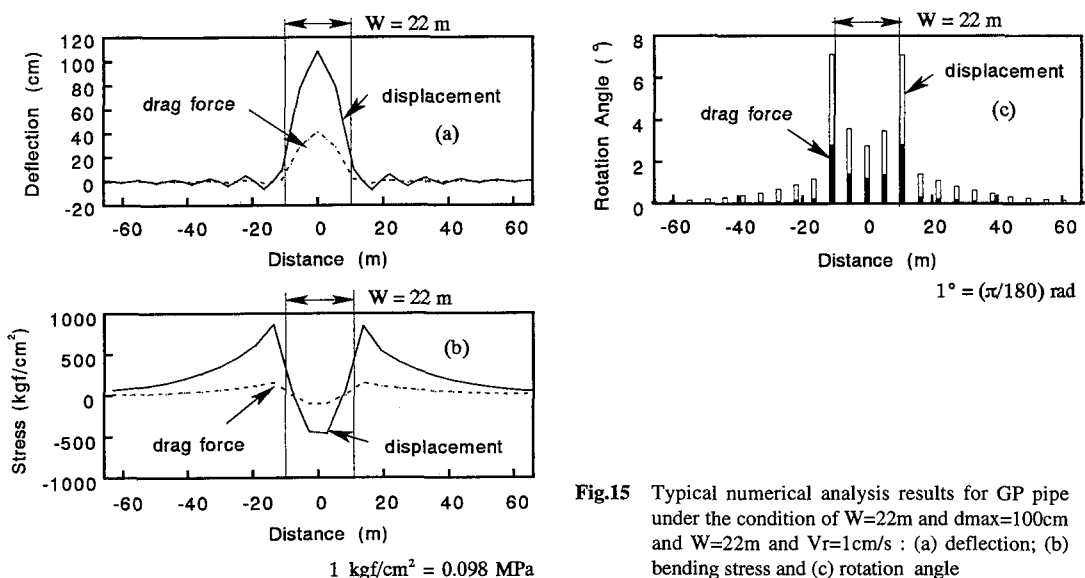


Fig.15 Typical numerical analysis results for GP pipe under the condition of $W=22\text{m}$ and $d_{\text{max}}=100\text{cm}$ and $W=22\text{m}$ and $V_r=1\text{cm/s}$: (a) deflection; (b) bending stress and (c) rotation angle

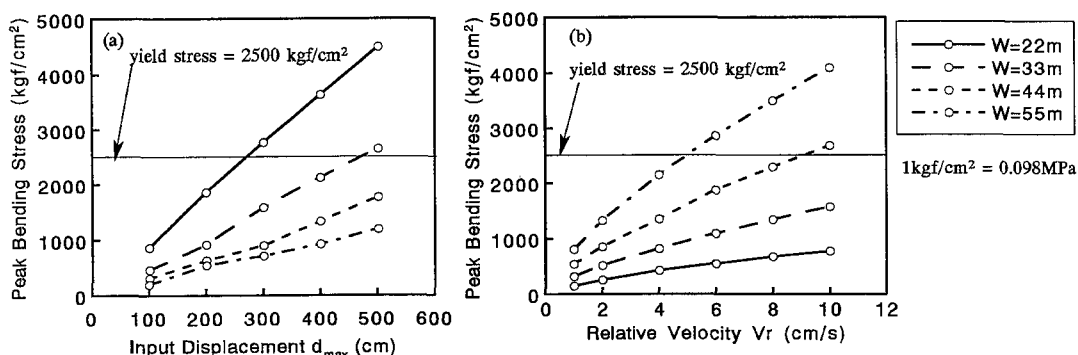


Fig.16 Peak bending stress of GP pipe : (a) displacement loading and (b) drag force loading

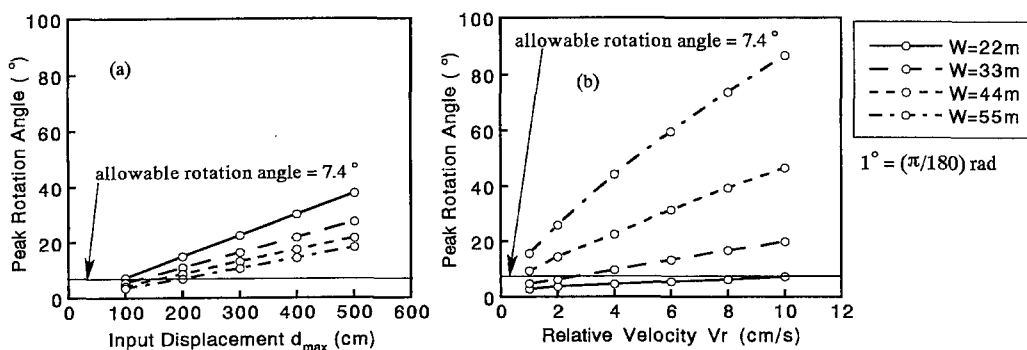


Fig.17 Peak rotation angle of GP pipe joint : (a) displacement loading and (b) drag force loading

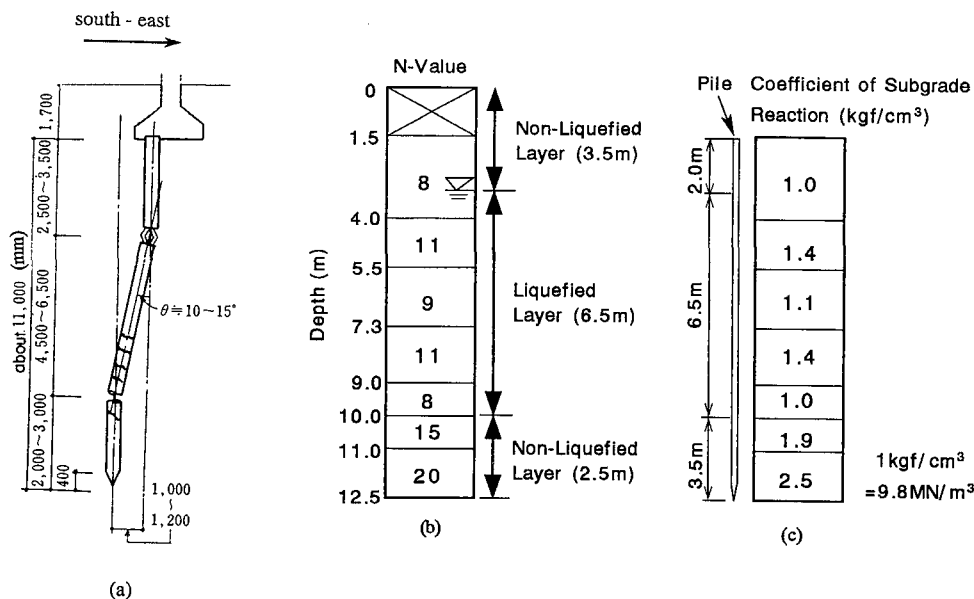


Fig.18 Damage pattern of RC pile and ground condition taken and modified from references 22) and 23) : (a) pile damage; (b) N-value and estimated liquefied layer and (c) coefficient of subgrade reaction

と想定した。一方、抗力入力の場合は地盤ばねを考慮しない。また、非液状化範囲においては、両者の場合について地盤ばねで管路を支持させた。

数値解析は、 d_{max} 、 f_{max} 、 W などをパラメータとした。 f_{max} は式(3)に基づいて設定した。これに必要な液状化地盤の粘性係数や抗力係数とレイノルズ数の関係などについては、上向き浸透流実験で得られた結果に基づいて設定した。また、側方流動と管路の相対速度 V_r はFig.5に示したような地中構造物模型が最大変形時の相対速度約4cm/sを参考にしてパラメトリックに変化させた。

b) 検討結果

Fig.15に解析結果の一例として、 $W=22m$ における $d_{max}=100cm$ 、 $V_r=1cm/s$ に基づく f_{max} 、それぞれの入力条件に対するGP管の変形、曲げ応力、継手回転角の管路軸方向に沿った分布を示す。これらの応答値に関して、変位入力と抗力入力は同様な傾向となっている。すなわち、変形形状は、設定した荷重分布形が反映されている。曲げ応力の絶対値の最大値は液状化範囲と非液状化範囲の境界部付近の非液状化範囲側に発生している。また、継手回転角は液状化範囲と非液状化範囲の境界部において最大値となる。これらの変形挙動は他のケースでも同様であった。以下では、ここで示した曲げ応力の絶対値の最大値、継手回転角の最大値などと、 W 、 d_{max} 、 V_r などの関係を整理する。

管路に発生した最大曲げ応力はFig.16に示すもの

となった。Fig.16(a)の変位入力によると、GP管の降伏強度2500kgf/cm² (245MPa)を越えるケースは $W=22m$ で $d_{max}=300cm$ 以上、 $W=33m$ で $d_{max}=500cm$ の場合である。全体的に W が小さいほど、より大きな最大曲げ応力が発生する傾向にある。一方、Fig.16(b)の抗力入力の場合では、GP管の降伏強度を越えるケースは $W=55m$ で $V_r=6cm/s$ 以上、 $W=44m$ で $V_r=10cm/s$ の荷重条件となっている。全体的な傾向は変位入力と逆であり、 W が大きいほど抗力が管路の曲げ変形に与える影響は大きくなる。これは管路総延長に対する液状化範囲が相対的に大きくなれば管路に対する非液状化部分の地盤反力が減少するためである。

Fig.17は管路継手に発生した最大回転角である。最大回転角は変位入力と抗力入力の場合で液状化範囲の中心で発生していた。変位入力と抗力入力においてGP管の継手限界回転角 7.4° (0.13rad)を越えるケースがほとんどである。しかし、抗力入力の場合の $W=22m$ の条件では、 V_r の大きさにかかわらず最大継手回転角は限界回転角以下になっている。

Fig.16とFig.17の結果より、抗力入力は液状化範囲が小さければ、側方流動と管路の相対速度、すなわち抗力の大きさにかかわらず管路の曲げ変形に顕著な影響を及ぼさない。しかし、液状化範囲が大きくなれば側方流動の速度によっては変位入力と同等、もしくはそれ以上の大きさの荷重として作用する。したがって、埋設管ルートの高い範囲にわたって完

Table 4 Property of RC pipe

Diameter (cm)	35
Thickness (cm)	6.5
Moment of Inertia (cm ⁴)	62,162
Young's Modulus (kgf / cm ²)	3.5×10^5
Yield Moment (tf.m)	4.65

$1\text{kgf / cm}^2 = 0.098\text{ MPa}$

$1\text{ tf.m} = 9.8\text{kN.m}$

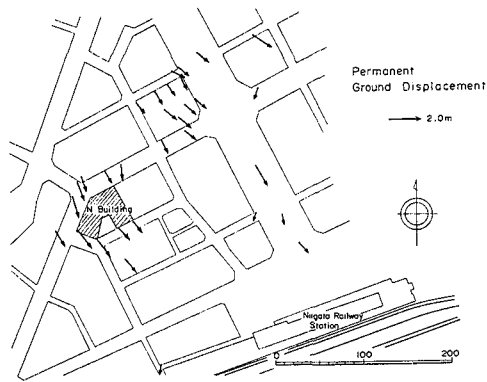


Fig.19 Ground lateral flow displacement in the vicinity of the building taken from reference 22)

全液状化した地盤が側方流動を起すと考えられる場合には抗力による評価が必要となろう。なお、抗力の効果が顕著となり始める液状化範囲は非液状化部の地盤ばね定数と管路の曲げ剛性ととの相対的な関係によって決まると考えられる。

(3) RC杭

a) RC杭の被害^{22),23)}

検討対象としたRC杭は1964年新潟地震の側方流動によって折損した建物基礎杭のうちのひとつである。この被害状況は新潟地震から約20年後の建物基礎部の掘削調査によって明らかにされている。Fig.18(a)に示すようにRC杭は杭頭より2.5m～3.5mならびに杭先端から2.0m～3.0mの2か所で折損していたと報告されている。また、RC杭の水平方向の残留変形は1.0m～1.2mであったと推定されている。

掘削調査の後、RC杭が支持していた建物周辺では、Fig.19に示すように地表面で約1mの側方流動が発生していたことが航空写真測量によって明らかにされている。また、RC杭が打設されていた地盤条件はFig.18(b)(c)に示すようなものであり、深さ3.5mから深さ10mの範囲が液状化層であったと推定されている。Fig.18(a)と(b)の比較から、RC杭の折損位置は深さ3.5m、深さ10mにおける液状化層と非液状化層の境界部に相当している。

b) 検討方法

RC杭の断面諸元、ヤング係数、降伏曲げモーメントなどは Table 4 に示すとおりである。降伏曲げモーメントは圧縮軸力7.7tf (75.5kN) が作用した場合の値である。杭はFig.20に示すように弾性床上的のりにモデル化した。杭体は線形弾性のはり部材とした。地盤ばね定数はFig.18(c)に示した地盤反力係数に基づいて設定した。地盤ばねの非線形性は考慮

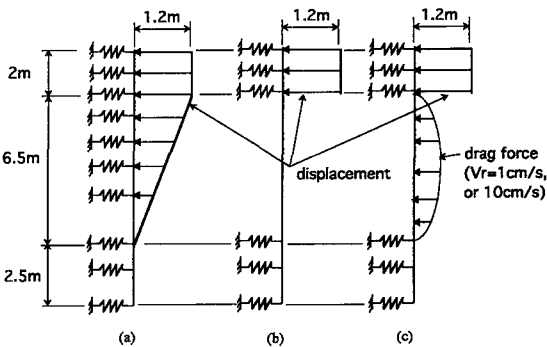


Fig.20 Analysis cases : (a) Case 1; (b) Case 2 and (c) Case 3 and Case 4

せず、また液状化に伴う低減も考慮していない。

側方流動の荷重はFig.20に示す4ケースを設定した。各ケースで共通しているのは表層の非液状化層における一様な1.2mの水平変位である。これを基本として、Case1は液状化層中の側方流動が深さ方向に直線的に分布すると仮定したケース、Case2は表層の非液状化層のみで変位を与えるケース、Case3とCase4は液状化層の地盤ばねは取去って、抗力を載荷するケースである。

液状化層中の抗力の分布はFig.14と同じようなモデルで、液状化層の中心深さを原点にとって深さ方向に2次曲線で分布すると仮定した。抗力の深さ方向分布は基本的に地盤と地中構造物間の相対速度の深さ方向分布と相似形になると仮定するのが妥当と考える。本研究においては、側方流動を粘性流体の流れに近似できることを実験的に確認している。粘性流体であれば、流体中の固体壁面等では、粘性の作用により流体が壁面に付着するので速度はゼロとなる。したがって、Fig.18(c)のように上下の非液状化層にはさまれた液状化層においては、液状化層の中心が速度最大で非液状化層の境界面では速度がゼロ

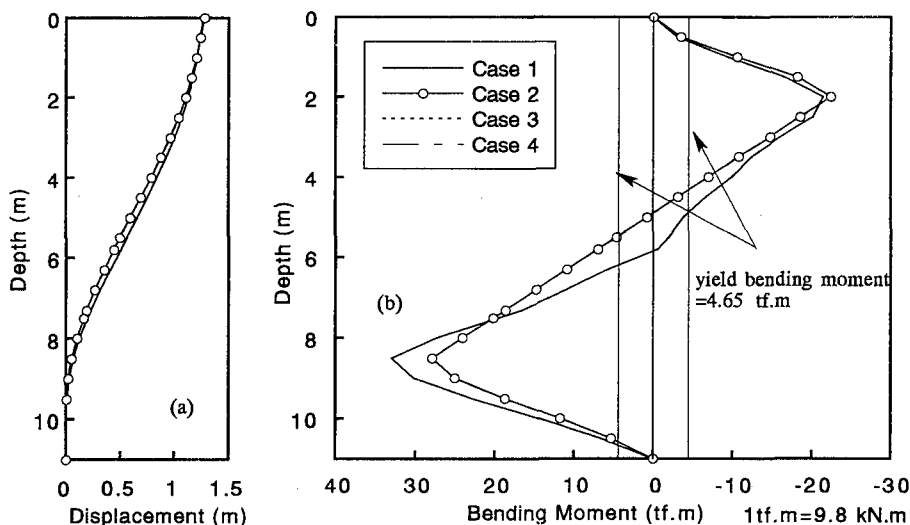


Fig.21 Analysis results for RC pile : (a) displacement and (b) bending moment

口となると考え、液状化層内では深さ方向に2次曲線状の抗力分布を仮定した。

Case3とCase4は f_{max} をそれぞれ $V_r=1\text{cm/s}$, 10cm/s に基づいて設定したものである。なお、Fig.20に示す側方流動の荷重パターンによるRC杭の解析はStewartら⁶⁾によっても行われている。しかし、この研究では、抗力を推定するための諸定数は仮定されたものであり、実験データに基づいたものではない。この点が本研究と異なっている。

c) 検討結果

各ケースの荷重による杭の変位と曲げモーメント分布をFig.21に示す。変位ならびに曲げモーメントにおいてCase3とCase4はCase2とほぼ一致する結果となったので、プロットが重なっている。さらに、Case1とCase2の結果についても顕著な差は見られず、いずれもRC杭の降伏曲げモーメントをはるかに越える曲げモーメントが発生している。これらの結果は、ここで対象とした地盤条件においては、RC杭の被害に直接的な影響を与えたのは地下水位以浅の非液状化層の側方流動であったことを示している。

今回対象とした程度の液状化層の厚さ(6.5m)に杭が存在している場合には、抗力を杭に作用させても杭の曲げ変形に及ぼす影響は無視できるといって良い。埋設管に対する解析結果で示したように液状化部の範囲が小さい場合には抗力の荷重効果は小さい。Fig.21に示した結果はその傾向が極端に現れた例であると判断できる。しかし、杭基礎が数十メートルにも及ぶ液状化層にさらされれば、抗力がもたらす荷重効果について慎重に検討する必要がある。

5. 結論

液状化した地盤が側方流動して地中構造物に作用する場合の荷重特性について検討した。得られた結果をまとめると以下になる。

(1) 振動台による側方流動実験では、砂層が泥水状態となって流動した。泥水状態の側方流動は地中構造物模型の周囲をすり抜ける。このため、地中構造物模型に対する地盤反力の影響は無視できる。さらに、地中構造物模型の変形の経時変化は側方流動との相対速度時刻歴と対応する。このような実験結果から、地中構造物に対する側方流動の荷重は抗力として取扱えると判断できる。また、側方流動の荷重の程度は剛な壁体などに作用する泥水圧よりは小さい。

(2) 抗力の推定に必要な液状化地盤の粘性係数、抗力係数などを上向き浸透流実験によって測定した。この結果、粘性係数は 10gf.s/cm^2 (980Pa.s)となり、対応する動粘性係数は $5 \times 10^3 \text{cm}^2/\text{s}$ ($0.5\text{m}^2/\text{s}$)で水の動粘性係数の 10^5 倍のオーダーとなった。また、抗力係数はレイノルズ数に対して反比例的となることを確認し、両者の関係を示す実験式を得た。これらの測定結果は液状化した地盤を粘性流体とみなして良いことを裏付けている。

(3) 上記(2)で得られた液状化地盤の粘性特性を用いて、地中構造物模型に作用した側方流動の荷重と抗力を比較検討した。実測した液状化地盤の粘性特性に基づけば、抗力は側方流動の荷重の経時変化と概ね良い対応を示す。したがって、地中構造物の周辺地盤が液状化して泥水状態になる場合には、

側方流動を粘性流体の流れとみなして抗力で荷重設定する方法が導入できる。

(4) 側方流動の荷重評価に抗力を適用した場合、埋設管やRC杭にどのような影響を与えるものかについて数値解析により検討した。抗力の大きさは(2)で得られた液状化地盤の粘性特性に基づいて設定した。数値解析の結果、液状化範囲が小さければ、抗力の影響は地中構造物の変形にとって無視できることがわかった。逆に、抗力が地中構造物の変形に大きな影響を及ぼすのは構造物の延長に比べて液状化範囲が相対的に広い範囲に及ぶ場合である。

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.
- 2) Hamada, M., Kubo, K. and Saito, K.: Large Ground Displacement and Buried Pipe Failure by Soil Liquefaction during 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake, *Proceedings of 1985 ASME Pressure Vessel and Piping Conference*, PVP-Vol.98-4, pp.11-18, 1985.
- 3) 北浦勝, 宮島昌克: 液状化に伴う地盤の永久変位が地中埋設管に与える影響, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.857-864, 1986.
- 4) 北浦勝, 宮島昌克, 野村吉範: 液状化に伴う地盤の永久変位を受ける地中埋設管の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.679-686, 1987.
- 5) Miyajima, M., Kitaura, M. and Nomura, Y.: Study on Response of Buried Pipelines Due to Liquefaction-Induced Permanent Ground Displacement, *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers*, No. 404, pp.163-172, 1989.
- 6) Stewart, P., Miura, F. and O'Rourke, T. D.: Pile Damage Due to Large Ground Displacement, *Proceedings of First Japan-U.S. Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities*, pp.173-182, 1988.
- 7) 小林恒一, 吉田望, 中村晋: 1964年新潟地震で被害を受けた杭の被害調査, 第20回地震工学研究発表会講演概要, pp.21-24, 1989.
- 8) 森伸一郎, 清水勝美, 鈴木信久, 高木政美, 中村晋: 液状化による地盤の永久変位に起因する杭基礎の被害と解析, 第20回地震工学研究発表会講演概要, pp.25-28, 1989.
- 9) 吉田望, 浜田政則: 地盤の液状化による基礎杭の被害の解析, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.55-60, 1990.
- 10) Kennedy, R. P., Darrow, A. C. and Short, S. A.: General Considerations for Seismic Design of Oil Pipelines, *Proceedings of Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Speciality Conference*, pp.2-17, 1977.
- 11) Bea, R. G. and Aurora, R. P.: Design of Pipelines in Mudslide Areas, *14th Offshore Technology Conference* (OTC.4411), pp.401-414, 1982.
- 12) Swanson, R. C. and Jones, W. T.: Mudslide Effects on Offshore Pipelines, *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol. 108, TE6, pp.585-601, 1982.
- 13) Towhata, I. and Matsumoto, H.: Analysis on Development of Permanent Displacement with Time in Liquefied Ground, *Proceedings from the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Vol. I, pp.285-299, 1992.
- 14) Hamada, M., Sato, H. and Nakamura, T.: An Experimental and Numerical Study on Liquefaction-Induced Ground Displacement, *Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol. IV, pp.169-178, 1994.
- 15) 高田至郎, 永井淳一: 液状化地盤の動的剛性および減衰特性, 建設工学研究所報告, 第29号, pp.53-72, 1982.
- 16) Sato, H., Hamada, M. and Doi, M.: A Study on Mechanical Properties of Liquefied Soil as a Fluid, *Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol. IV, pp.189-198, 1994.
- 17) 湯浅明, 佐藤博, 土居賢彦, 川上哲太郎, 浜田政則: 液状化砂の流動特性に関する実験的研究, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集第1分冊, pp.877-882, 1994.
- 18) 宮島昌克, 長谷川正道, 北浦勝, 小池武, 北野豊: 液状化に伴う側方流動が地中構造物に及ぼす影響に関する実験的研究, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集第2分冊, pp.1363-1368, 1994.
- 19) 大友敬三, 当麻純一: 液状化による地盤変状と埋設管の挙動に関する実験的検討, 電力中央研究所依頼報告, No.U89514, 1989.
- 20) Flugge, W.: *Handbook of Engineering Mechanics*, McGraw-Hill, pp.81/22-81/24, 1962.
- 21) 水口裕之, 安永正三: フレッシュモルタルのレオリロジー一定数の測定法, セメント技術年報, Vol.27, pp.186-191, 1973.
- 22) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R. and Emoto, K.: Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacement, *Association for the Development of Earthquake Prediction*, 1986.
- 23) 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, 第12巻, 第7号, pp.120-124, 1985.
- 24) 小林精一, 当麻純一, 大友敬三: 各種地中送・配電用地中管路継手の性能評価, 電力中央研究所依頼報告, No. 384528, 1984.
- 25) 日本ガス協会: ガス導管耐震設計指針, 1982.

(1997. 3. 31受付)

LOAD CHARACTERISTICS OF GROUND LATERAL FLOW ON IN-GROUND STRUCTURES

Keizo OHTOMO

The present paper deals with the effects of liquefaction-induced lateral flow on in-ground structures, focusing on the load characteristics of ground lateral flow. For this purpose, a shake table test, an upward seepage flow test and numerical analyses are conducted. The results from the tests and analyses demonstrate that a drag force from ground lateral flow is the essential effect if complete liquefaction occurs around in-ground structures. It is also shown that the drag force has an insignificant effect on in-ground structures when the size of liquefied area is considered to be relatively small comparing to the spatial extent of an in-ground structure.