

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

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 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

地中洞道が杭基礎に支持されている条件を対象として、洞道と杭体に作用する液状化地盤の側方流動の外力特性について実験的に検討した。実験では、完全に液状化して泥水状態となった側方流動が発生した。このような条件においては、洞道側壁外力と杭体外力のそれぞれの大きさは側方流動の速度に比例的であることを把握した。このうち、杭体外力は抗力によって推定可能なことを示した。さらに、これら外力の最大値は土圧係数0.15の全水平土圧に対応することがわかった。この結果に基づけば、地中洞道・杭基礎系に作用する完全に液状化した地盤の側方流動の外力設定を合理的に行えることを示した。

Key Words : *liquefaction, lateral flow, duct, pile, shake table test, external force*

1. 序論

本論文は地中洞道が杭基礎に支持されている条件を想定して、洞道と杭基礎に作用する完全に液状化した地盤の側方流動の外力特性について実験的に検討した結果をとりまとめたものである。

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側方流動の外力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)で評価する研究がこれまでに進められている^{1),2),3),4)}。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。また、筆者も、完全液状化した地盤が側方流動して地中構造物模型に作用すると、その外力は抗力によって評価可能なことを明らかにしている⁵⁾。

側方流動の外力評価に抗力を適用した上述の研究^{1)~5)}においては、埋設管や杭基礎などが研究対象の地中構造物となっている。しかし、杭基礎については、上部構造物を含めた実際の構造形式を対象とした検討は行われていない。抗力による側方流動の外力評価法の適用範囲を検討するためには、実在する構造形式に対しても抗力の作用が現れるものかどうかを調べる必要がある。

抗力の大きさは基本的には、流体の速度の2乗と抗力係数の積で決定される。また、抗力係数は流体の粘性係数に依存して変化する。このため、抗力によって側方流動の外力を推定する場合には、側方流動の速度や液状化地盤の粘性係数などを予測しなけ

ればならない。しかし、このようなパラメータを予測することは現状の技術レベルにおいては、非常に困難である。そこで、側方流動の影響を考慮した耐震設計法の確立のためには、少なくとも構造形式に応じた抗力の最大値の評価に関する基礎資料を提示することが重要と考えられる。

そこで、本研究においては構造形式として地中洞道が杭基礎に支持されている条件を想定した。地中洞道を杭基礎で支持する方法は地盤の液状化による洞道の浮上防止対策として有効であり、実際に施工実績が見られる⁶⁾。しかし、浮上防止対策が講じてあっても、地盤条件と地震動レベルによっては、地中洞道と杭基礎周辺地盤が完全に液状化し、側方流動として地中洞道と杭基礎に水平外力として作用する状況もあり得る。このような場合に対する側方流動の外力設定に関する研究例は見られない。

以上のような観点から、本研究では、まず、模型振動実験と静的載荷実験により地中洞道と杭基礎に作用する側方流動の外力特性を把握した。次に、これらの外力の最大値に着目して、土圧係数を用いてその評価を行った。さらに、側方流動によって生ずる外力の経時変化に及ぼす液状化地盤の粘性係数の影響について考察を加えた。なお、本研究においては、地中洞道の長手方向に対して直角方向に側方流動が作用する状態を取扱っている。

2. 模型振動実験と静的載荷実験の方法

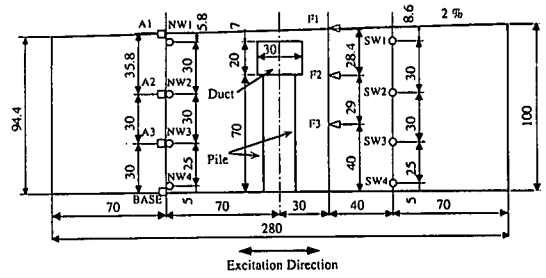
(1) 模型振動実験

模型振動実験では、Fig.1(a)に示すように鋼製土槽（幅280cm，高さ100cm，奥行き100cm）に地表面勾配2%の飽和砂地盤を作成した。地盤作成に用いた砂は岐阜県産の山砂（真比重2.64，最大粒径0.84mm，均等係数1.36，60%径0.3mm，最大間隙比1.028，最小間隙比0.665）である。飽和砂地盤の作成は水中落下法により行った。すなわち，あらかじめ水を張った土槽の上面からフルイを介して湿潤状態の山砂を水中落下させた。最終的な飽和砂地盤の密度を把握するため，投入した砂の重量と含水比を測定しておいた。以上のような方法で飽和砂地盤を作成した結果，後述する各実験ケースにおける飽和砂地盤の相対密度は約50%となった。

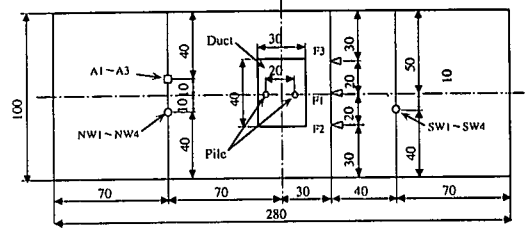
実地盤における側方流動の発生事例に関する既往の研究⁷⁾によれば，地表面または液状化層上面が傾斜している場合が側方流動発生地の地盤条件のひとつとして挙げられている。このような地盤で液状化が発生すれば，地盤は泥水状を呈するので地盤が高い方から低い方に流れるように移動する。すなわち，側方流動が発生する。このようなメカニズムを利用すれば，地表面が傾斜した飽和砂地盤を土槽内に作成して液状化させることにより側方流動を確実に発生させることができる。

実際，地表面に5%と10%の勾配をつけた模型地盤を対象とした既往の実験的研究⁸⁾は，地盤を液状化させることにより側面が拘束された土槽内地盤においても側方流動が発生することを示している。一方，1983年日本海中部地震では，平均的な地表面勾配が0.5～5%の傾斜砂地盤で0.2～3m程度の側方流動が発生していた⁷⁾。したがって，本実験では，このような既往の研究例^{7),8)}を参考にするとともに，土槽内地盤では，液状化層の厚さならびに杭基礎モデルの杭長をなるべく大きくしたいこと，などの点を総合的に勘案して地表面勾配2%の飽和砂地盤を作成することにした。

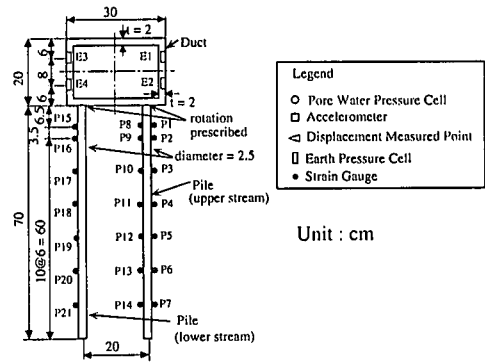
なお，本実験における模型地盤は低拘束圧下なので，模型地盤の液状化挙動は実地盤のそれとは厳密には一致しないであろう。しかし，後述する実験結果で説明するように，本実験では，地表面が傾斜した飽和砂地盤全体を完全に液状化させる程度に加振させているので，地盤が泥水状となって挙動する点については実地盤の液状化挙動と同様と考えられる。また，地表面が傾斜している場合の側方流動発生メカニズムを利用して側方流動を発生させているので，基本的には1983年日本海中部地震の事例⁷⁾のように地表面の傾斜に起因する，最大でも3m程度の規模



(a) Model ground in section



(b) Model ground in plane



(c) Duct and pile models

Fig.1 Test model and measured points arrangement

の側方流動変位を想定している。なお，模型地盤の振動台実験に基づいた側方流動変位の予測手法については，Yasuda⁸⁾，Towhata⁹⁾が詳細に検討しているので，本研究では，それについては言及しない。

本研究では，洞道の長手方向に側方流動が作用する状態での外力特性を検討している。このためには，土槽と洞道模型（以下，単に洞道と呼ぶ）との奥行き長さを一致させる必要があるであろう。しかし，このような条件で洞道を模型地盤内に設置すると，洞道・杭基礎モデルがトップヘビーな構造となり，振動台加振時においては，杭の変形に及ぼす慣性力の影響が顕著になると予想される。また，液状化により極端に剛性が低下した砂地盤が側方流動する場合には，土槽内の洞道の存在が側方流動の変位を拘束してしまう可能性がある。つまり，洞道の長手方向に対する側方流動の作用状態を忠実に模擬しようとする

実験上は側方流動の外力が洞道・杭基礎模型に対して十分に伝達されないことがあり得る。

このような点を考慮し、洞道の奥行長さは土槽奥行一杯の寸法とはしないで、Fig.1(b)に示すように40cmとした。この場合、洞道両脇において側方流動はすり抜けることになり、実際に洞道の長手方向に側方流動が作用する状況とは異なる。しかし、このような形式であれば、実験時に洞道の慣性力の影響を軽減でき、さらに、側方流動変位を拘束することはないと考えられるので、側方流動の外力を過小に評価することにはならないと判断した。

杭基礎模型（以下、杭と呼ぶ）の設計に際しては、Iai¹⁰が提案した1g場での地盤・構造物・流体連成系の相似則に基づいて諸元を定めた。ただし、今回の検討では、杭の曲げ剛性のみならず相似則を適用することにした。Iai¹⁰の相似則によれば、模型と実物との長さに関する縮尺比を $1/n$ とした場合、杭一本あたりの曲げ剛性に関する相似縮尺比は $1/n^{4.5}$ となる。本実験では、実物杭として外径30cm、肉厚6cmのRC杭を想定した。RC杭のヤング係数は $3 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ ($2.94 \times 10^4 \text{MPa}$)¹¹⁾だから、実物杭の曲げ剛性は $1.0 \times 10^{12} \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ ($9.81 \times 10^8 \text{N}\cdot\text{m}^2$)である。本実験では、模型と実物との長さの縮尺比を $1/10$ と考えた。この場合、杭一本あたりの曲げ剛性に関する相似則にしたがって理想的な杭の模型の曲げ剛性を求めると、 $3.8 \times 10^5 \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ ($3.72 \times 10^2 \text{N}\cdot\text{m}^2$)となる。この数値を目標にして、ヤング係数が $6.0 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ ($5.88 \times 10^4 \text{MPa}$)のアルミ中空管の外径と肉厚のサイズを種々検討した。その結果、外径2.5cm、肉厚0.1cmのアルミ中空管を用いると、曲げ剛性が $3.3 \times 10^5 \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ ($3.23 \times 10^2 \text{N}\cdot\text{m}^2$)となった。この値は理想的な杭の模型の曲げ剛性の値； $3.8 \times 10^5 \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ ($3.72 \times 10^2 \text{N}\cdot\text{m}^2$)に近いので、杭一本あたりの曲げ剛性に関する相似則を概ね満足することがわかった。したがって、この諸元をもつアルミ中空管を基本の杭とした。

本実験では、基本の杭に加えて、曲げ剛性がこれに比べて約2.5倍（外径2.5cm、肉厚0.25cmのアルミ中空管）、約8倍（外径2.5cm、肉厚0.3cmのステンレス中空管）の杭をそれぞれ用意した。すなわち、曲げ剛性が異なる3とおりの杭を用意したことになる。これらの杭の断面諸元Table 1に示す。Table 1においては、3つの杭を曲げ剛性の小さい順にケース1、ケース2、ケース3としており、以下、実験結果の考察などではこのように区別することにする。

洞道は厚さ2cmの亚克力板で組立てた。その寸法は、幅30cm、高さ20cm、奥行き40cmである。

Fig.1(c)に示すように洞道は標準断面内で2本の杭で

Table 1 Section properties of model pile

Case	Material	Outer Diameter (cm)	Thickness (cm)	Moment of Inertia (cm ⁴)	Young's Modulus (kgf/cm ²)
1	aluminum	2.5	0.1	0.54	5.91×10^5
2	aluminum	2.5	0.25	1.13	6.38×10^5
3	stainless	2.5	0.3	1.28	2.13×10^6

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

支持される形式を想定した。杭頭は洞道底面との接合面において回転拘束となるように鋼製のキャップにはめこんで、洞道底版に完全固定した。杭の中心間隔は20cmとした。一方、杭先端は支持層に充分根入れされている状態が模擬できるように土槽底版に完全固定した。固定の方法は杭頭の場合と同様であり、杭先端を鋼製のキャップに挿入してそのキャップを土槽底面に接着した。

今回の実験における計測点の配置をFig.1に示す。地盤内の計測項目は；①加速度（加速度計による；共和電業社製ASW-2A、防水型、最大容量2G）、②過剰間隙水圧（間隙水圧計による；豊田工機社製PD-251、最大容量 0.5kgf/cm^2 (49kPa)）、③側方流動の変位（巻取り式変位計による；東京測器社製、DP-500C、最大容量50cm）、などである。側方流動の変位時刻歴の測定には、巻取り式変位計とターゲットを組合わせた方法⁵⁾を採用した。一方、洞道と杭の計測項目は；①洞道側壁の土圧（土圧計による；豊田工機社製PD-25B、最大容量 0.5kgf/cm^2 (49kPa)）、②杭の曲げひずみ（防水型ひずみゲージによる；共和電業社製KFWシリーズ、ゲージ長5mm）、などである。

振動台による加振は土槽の長手方向；すなわち側方流動の発生方向に与えた。加振波形は振動数10Hzの正弦波であり、波数は26波である。すなわち、加振時間は2.6秒となる。片振幅最大値を約400Gal程度に調整した。

本実験では、側方流動はFig.1(a)で右側から左側に生じていたので、洞道側壁の右側、左側をそれぞれ上流側、下流側というように区別することにする。また、2本の杭についても同様に表記する。

(2) 静的載荷実験

この実験は杭の周辺地盤が液状化した場合に杭の水平地盤反力がどのように変化するかを把握することを目的として実施した。すなわち、杭周辺地盤が液状化していない場合（飽和砂地盤が完成して振動台を加振する前の段階）と模型振動実験によって側方流動が生じた場合のそれぞれから得られる杭の曲

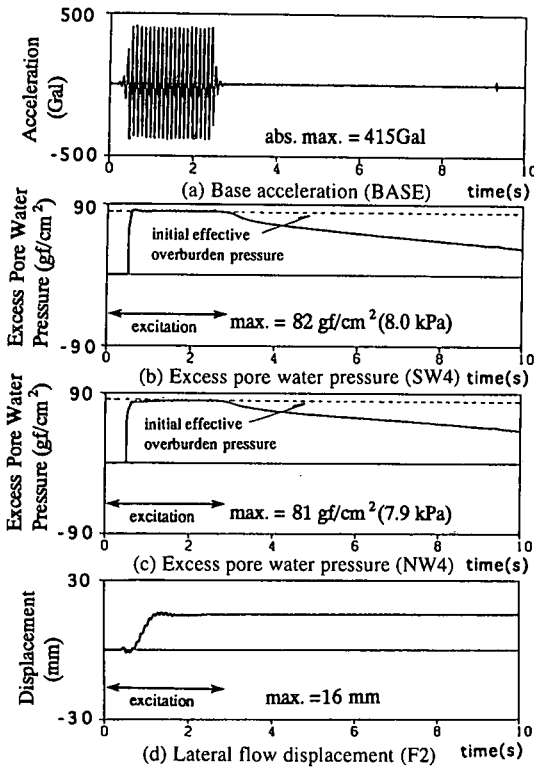


Fig.2 Time histories of base acceleration, excess pore water pressures and lateral flow displacement (Case 1)

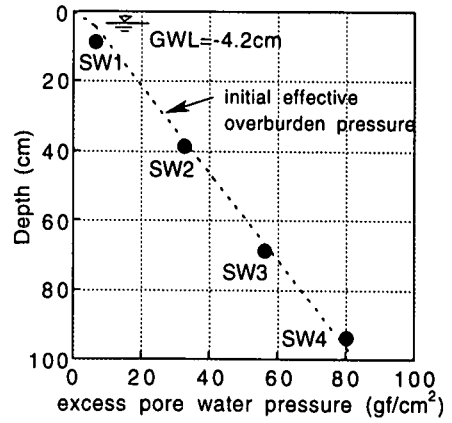
げモーメント分布形の違いを調べれば、その違いに水平地盤反力の変化が反映されていると判断できるからである。

載荷は、杭の周囲に①砂がない場合と②砂がある場合の2段階に分けて行った。なお、杭周囲に砂がない場合の静的載荷実験は、液状化することによって杭の周辺地盤の水平地盤反力がゼロとなる場合を想定したものである。計測項目は各載荷荷重 P ごとの杭の曲げひずみであり、これらの結果を模型振動実験から得られるものと比較することとした。

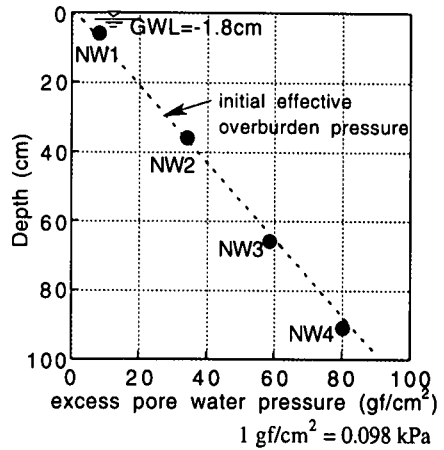
3. 実験結果と考察

(1) 側方流動の発生状況

Fig.2はケース1における入力加速度 (BASE) ,



(a)SW1~SW4



(b)NW1~NW4

Fig.3 Vertical distributions of peak excess pore water pressures (Case 1)

過剰間隙水圧 (SW4, NW4) , 側方流動変位 (F2) , などの時刻歴波形である。過剰間隙水圧波形中の破線はそれぞれの計測位置における初期有効上載圧を示している。一方、Fig.3はケース1の最大過剰間隙水圧の深度分布である。

Fig.2とFig.3より、①過剰間隙水圧は加振開始後、急激に上昇して初期有効上載圧に達し、加振中はその値を保持していること (Fig.2) , ②すべての計測点において最大過剰間隙水圧は初期有効上載圧に達していること (Fig.3) , などがわかる。これらの結果より、砂層はほぼ全層にわたって液状化したと判断できる。

Fig.2におけるSW4, NW4, F2の比較から、側方流動は砂層が液状化してから進展し始めていることがわかる。したがって、本実験においては、砂層が完全に液状化して泥水状態を呈したことが側方流動の発生条件となっていたことが確認できる。これに

伴って、砂層は地表面の勾配に沿って側方流動したと考えられる。ところで、今回の実験では、Fig.2におけるF2の時刻歴波形より、振動台加振中に側方流動の変位が停止している点が特徴である。これについては、次のような原因が考えられる。

まず、地表面が傾斜している地盤が液状化すれば、重力と釣合うまで、すなわち地表面が平坦になるまで側方流動は続く。今回の加振条件では、加振中に地表面が平坦になったため、加振中でも側方流動の変位が停止したと考えられる。加振中に地表面が平坦に達した原因としては、①Fig.2に示したように土槽内地盤は瞬時のうちに液状化したこと、②土槽幅が280cmであり、これに対して地表面勾配2%から決定される地表面の上・下流の最大高低差が5.6cmと比較的小さかったため、液状化の発生後は地表面が容易に平坦になりやすい地盤条件であったこと、などが挙げられる。

なお、後述するように洞道ならびに杭の最大変形は側方流動の進展中に生じている。このため、加振中に側方流動が停止したことは側方流動の外力特性の評価に対して大きな影響を及ぼさないと考えられる。

(2) 洞道側壁外力

Fig.4はケース1を例にとり、側方流動変位(F2)、上流側土圧(E2)、下流側土圧(E4)、杭頭より6.5cm下がった位置の杭の曲げモーメント(P1)のそれぞれに関する時刻歴波形を示したものである。ここで、洞道側壁土圧の計測値は振動台加振前の初期の有効水平土圧からの増分有効水平土圧を意味している。また、杭の曲げモーメントは計測曲げひずみを杭の曲げ剛性に基づいて換算して求めた。

洞道側壁に作用した土圧は急激に増加している。これは過剰間隙水圧の上昇に伴う土圧係数の増大によると考えられる。しかし、E2とE4で発生状況に違いが現れている。Fig.4の▼印で示したようにE2の最大値はP1がピークをとる時刻と概ね一致する。一方、E4は側方流動変位が進展するにつれて減少し始め、P1が最大値をとる時刻まで減少し続ける。

一樣な速度で流れている流体中に置かれた物体の上流面と下流面においては、速度が変化し、その結果として上・下流面において圧力差が生ずることが流体力学分野では良く知られている。本実験では、砂層が泥水状態で側方流動したので、Fig.4の▼印で示した洞道側壁土圧の挙動は流体中に置かれた物体の上・下流面において圧力差が生ずる現象に起因していると考えられる。

さらに、Fig.4に示したように杭の曲げモーメントが最大値を示す時刻においては、上流側と下流側

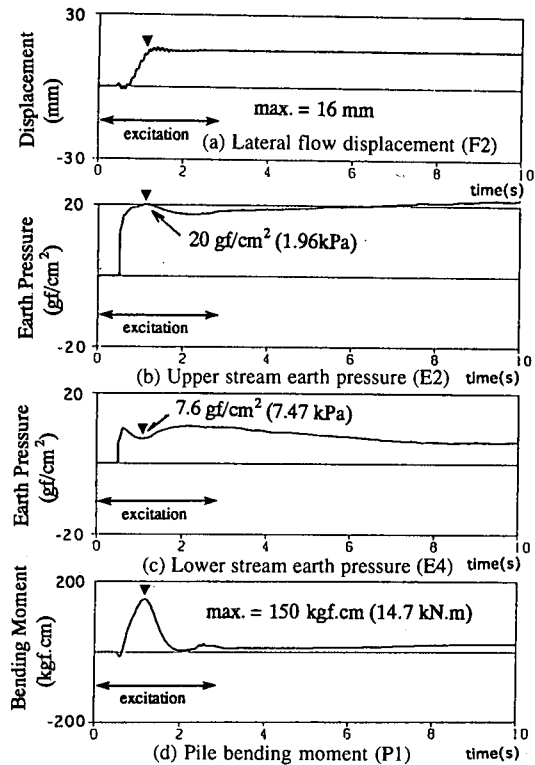


Fig.4 Time histories of lateral flow displacement, duct side wall earth pressures and pile bending moment (Case 1)

の洞道側壁土圧の差が実質的に杭の変形に寄与していると考えられる。そこで、Fig.1で示した洞道側壁土圧計のうち、上流側と下流側で同一の側壁断面における計測値（それぞれ、E1とE3、E2とE4の組み合わせ）の差をとった。このような量を本研究では、洞道側壁外力と定義することにする。

洞道側壁外力と側方流動(F1)の速度の時刻歴を比較したものが、Fig.5である。Fig.5は洞道側壁外力のうち、土圧計E1とE3の計測値から得られたものを各ケースについて示している。ここで示した洞道側壁外力はFig.1(a)ならびに(c)に示したように洞道上面から6cmの位置で評価したので、地表面に近い深さにおける側方流動の挙動とより直接的な関係があると考えた。このため、地表面における側方流動変位の計測点F1の側方流動速度とここで示す洞道側壁外力を対比することにした。なお、側方流動の速度は側方流動変位の時刻歴を時間微分することにより求めた。

洞道側壁外力は加振中に最大値に達しているため、杭の変形を促進する方向に作用していたことが明らかである。さらに、洞道側壁外力と側方流動速度の

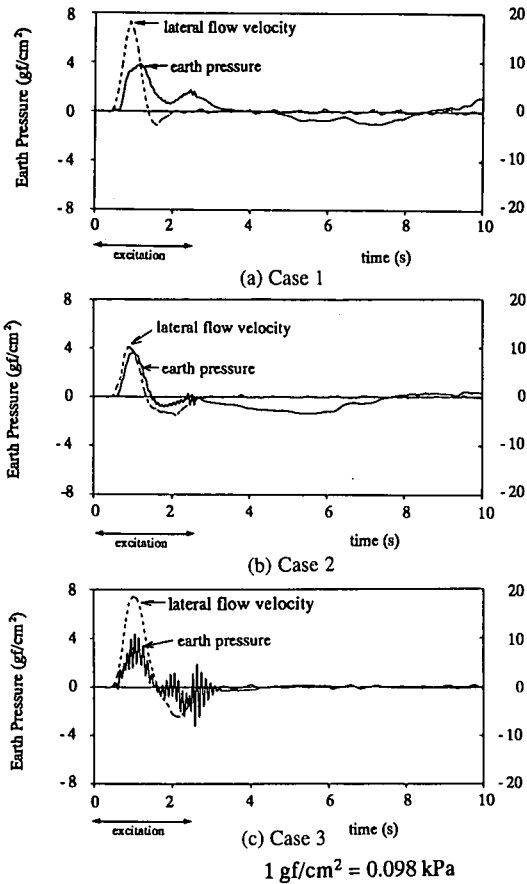


Fig.5 Time histories of external force on duct side wall and lateral flow velocity (F1)

それぞれの最大値が発生する時刻は概略一致する。しかし、ケース1とケース2では、両者の間に若干の位相差が認められる。この点については、後述の(4)で考察する。

Fig.6は振動台加振時間(2.6秒間)の範囲で、Fig.5における側方流動の速度と洞道側壁外力の相関関係を表示したものである。ケース1とケース2では、位相差の影響が現れているものの、洞道側壁外力の大きさは側方流動の速度に比例的である。Fig.5とFig.6の結果から、本実験で得られた洞道側壁外力は側方流動の速度に依存した性質を持つことが明らかである。

Fig.7は各ケースの洞道側壁外力の最大値分布を示したものである。これら最大値は計測された2点においては、ほぼ同じ値を示している。また、杭の曲げ剛性が異なる各ケース間において、洞道側壁外力の最大値の大きさにはほとんど差が見られない。

このような洞道側壁外力の最大値について、土圧係数 K で評価した。Fig.7には、 $K=1.0, 0.3, 0.15$ とした場合の全水平土圧を示した。これらを比較すると、洞道側壁外力の最大値は $K=0.15$ に対応して

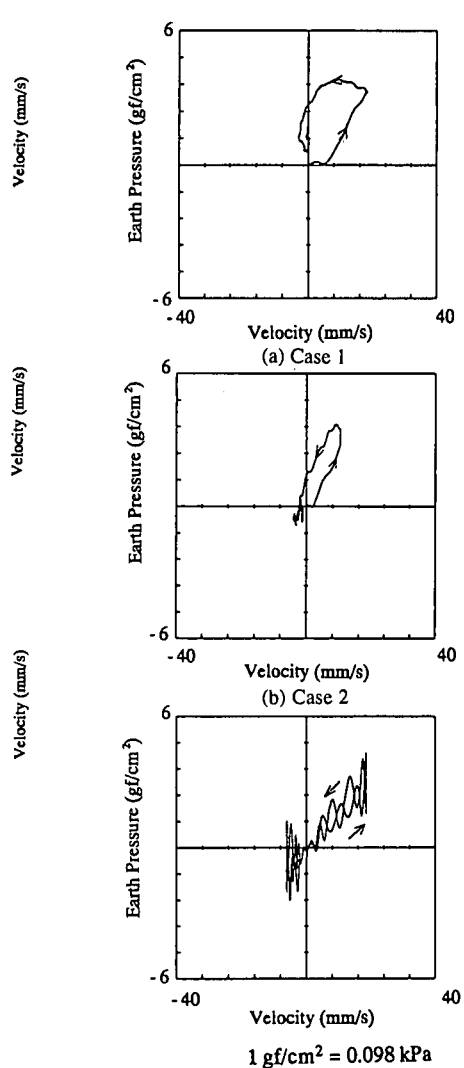


Fig.6 Correlation between external force on duct and lateral flow velocity (F1)

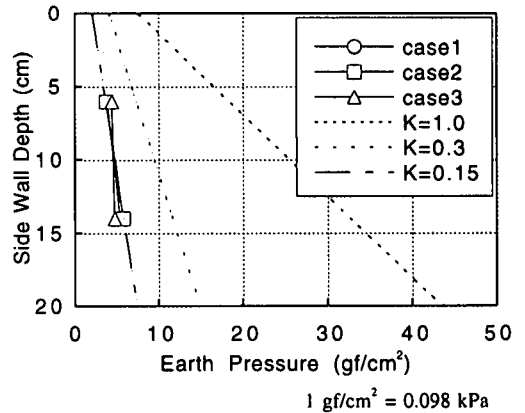
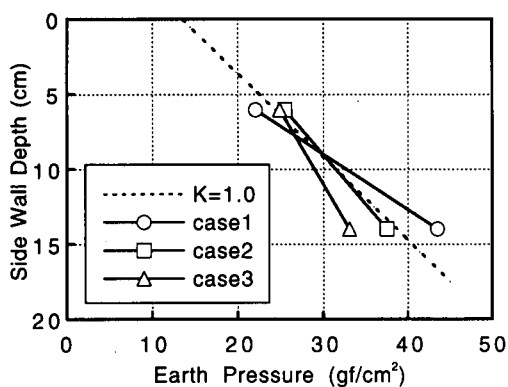
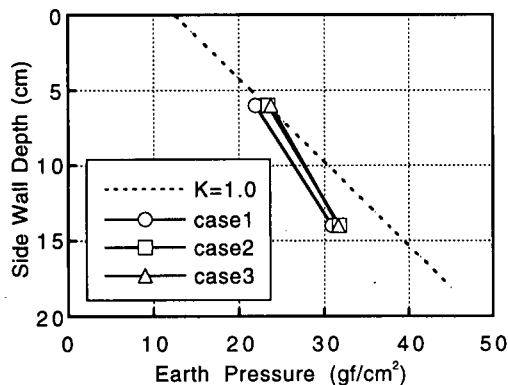


Fig.7 Vertical distribution of peak external forces and total lateral earth pressure on duct side wall



(a) Upper stream



1 gf/cm² = 0.098 kPa

(a) Lower stream

Fig.8 Increment of effective lateral earth pressure on duct

いる。すなわち、今回の実験条件においては、液状化した地盤の側方流動による洞道側壁外力は側方流動の速度に依存する特性を示すが、その最大値は土圧係数0.15を用いた全水平土圧に相当する。

Fig.7で示した実験結果と実現象との対応については、次のように考察する。まず、Fig.8はFig.4で示したような各ケースの洞道側壁土圧の時刻歴の最大値を洞道側壁に沿ってプロットしたものである。これらに対して土圧係数 $K = 1.0$ の有効水平土圧を示した。上流側と下流側の洞道側壁土圧の最大値は、 $K = 1.0$ の有効水平土圧に概ね包絡されている。実地盤においても地盤が完全に液状化すると泥水と化すため、剛な壁体等に作用する水平土圧の土圧係数は1.0となることが知られている。したがって、今回の実験で得られている洞道側壁土圧ならびに洞道側壁外力などの挙動は実地盤におけるそれらとかけ離れていないと考えられる。

なお、地表面勾配が2%よりも大きいこと等によって側方流動の速度が今回の検討結果よりも大きくなった場合の洞道側壁外力の大きさについては、

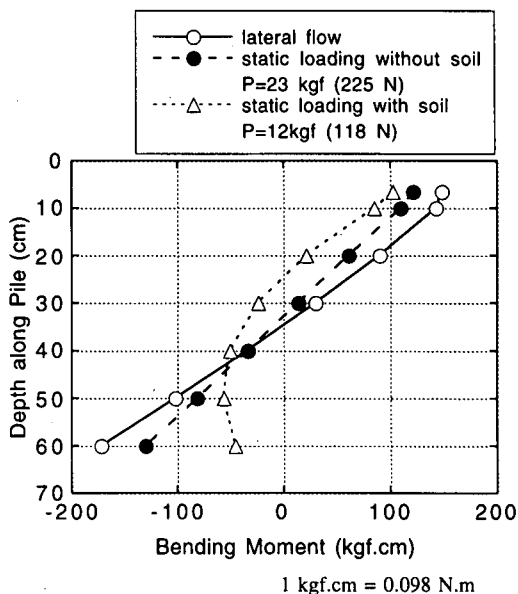


Fig.9 Bending moment of upper stream pile developed by static load and lateral flow (Case 1)

別途実験データを追加して確認する必要があると思われる。しかし、洞道側壁外力はFig.8に示したように、 $K = 1.0$ に近い有効水平土圧に達した後での洞道側壁の上・下流面の圧力差である。このため、側方流動の速度が変化しても、洞道周囲の地盤が完全に液状化して側方流動していれば、洞道側壁外力の大きさは $K = 0.15$ の全水平土圧に近い結果になると予想される。

(3) 杭体外力

ケース1を例にとり、側方流動による杭の曲げモーメントの等時刻最大値分布 (Fig.4に示した加振後約1.2秒における等時刻曲げモーメント分布) を Fig.9に示す。なお、杭の曲げモーメントはFig.1(c)に示した2本の杭のうち、上流側のものである。

Fig.9には、静的載荷実験で得られた2種類の杭の曲げモーメント分布も併せてプロットしてある。これらは杭の周囲に①砂がない場合 (図中の●印) と②砂がある場合 (図中の△印) それぞれの静的載荷実験によって得られたものである。ここでは、外力が側方流動によるものと静的載荷によるもの、それぞれの杭の曲げモーメント分布の特徴を調べる。このため、杭頭に最も近い計測点 (P1) における曲げモーメントの値に着目して、側方流動による杭の曲げモーメントとほぼ等しい結果を与えている静的載荷荷重の曲げモーメントを比較対象とした。この場合の静的載荷荷重 P はFig.9中に付記してある。

側方流動と杭周囲に砂がない場合の静的載荷実験

による2つの曲げモーメント分布は、杭周囲に砂がある場合の曲げモーメント分布と分布形状が明らかに異なっている。この結果は、側方流動が杭に作用した場合には；①杭周辺地盤の地盤反力は著しく減少している，②本実験で用いた河道と杭の構造形式に対しては、河道側壁外力は杭頭水平外力として作用し、これによって概略、杭の曲げモーメントは決定される、などの事実を示している。

杭に作用した側方流動の外力を推定するため、まず、Fig.9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2次の多項式であり、

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

のような形式である。ここで、 $M(z)$ ：曲げモーメントの時刻歴、 z ：杭の座標（杭頭を原点にとり、鉛直下向きを正とする）、 $\beta_0(t) \sim \beta_2(t)$ ：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。なお、Fig.9の結果から、側方流動による杭の曲げモーメント分布は杭周囲に砂がない場合の静的載荷実験による曲げモーメント分布；すなわち深さ方向に沿って直線分布に近いから、多項式の項数は2次までで充分と判断した。

この場合、河道・杭系の模型において、杭頭は回転拘束で水平方向のみに自由度を与えている。このため、式(1)における0次、1次、2次の項の構造力学的な意味は、それぞれ、杭頭反力曲げモーメント、杭頭水平力（河道側壁外力）の寄与による曲げモーメント、杭全長にわたって作用する外力の寄与による曲げモーメント、などとなる。したがって、式(1)における $M(z)$ に関しては、河道側壁外力による曲げモーメントを含んでいても、次に述べるような手段で2次の回帰定数 $\beta_2(t)$ 、すなわち杭全長にわたって作用する外力だけを抽出することができる。

回帰分析により、 $\beta_0(t) \sim \beta_2(t)$ が決定されれば、はり理論に基づいて曲げモーメントを杭の座標に沿って2回微分することにより側方流動の外力の時刻歴 $q(t)$ が

$$q(t) = 2\beta_2(t) \quad (2)$$

により推定できる。このようにして推定した外力は単位長さあたりの側方流動による外力であり、以下では杭体外力と呼ぶことにする。

Fig.10は各ケースについて、推定した杭体外力と側方流動（測点F2（深さ28.4cm））速度の時刻歴波形を示したものである。なお、同図中には、上流側

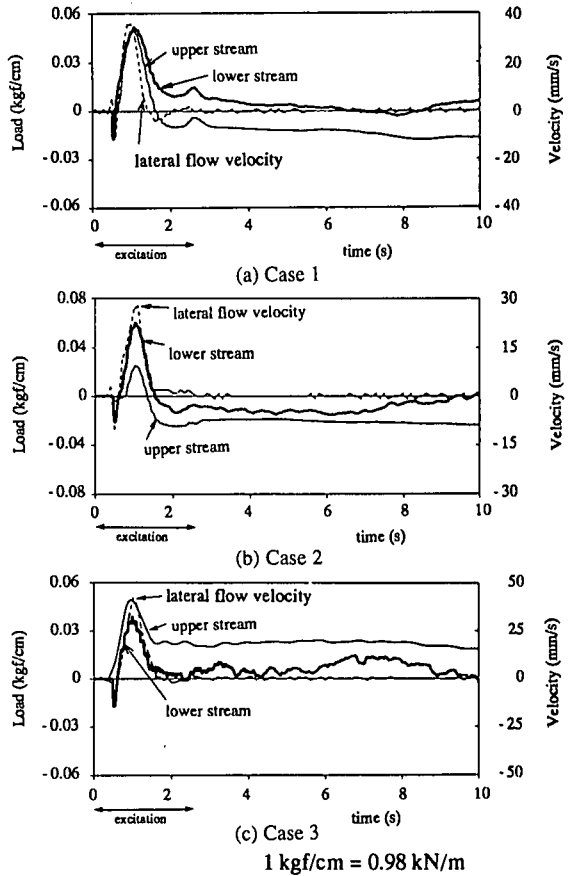
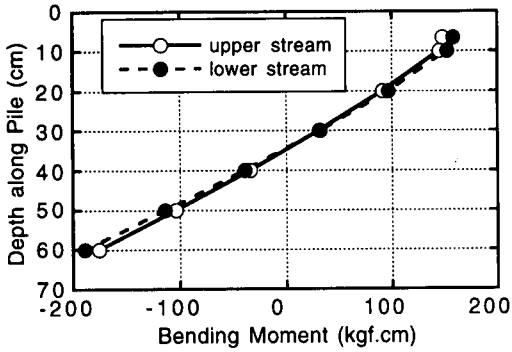


Fig.10 Time histories of external force on pile and lateral flow velocity (F2)

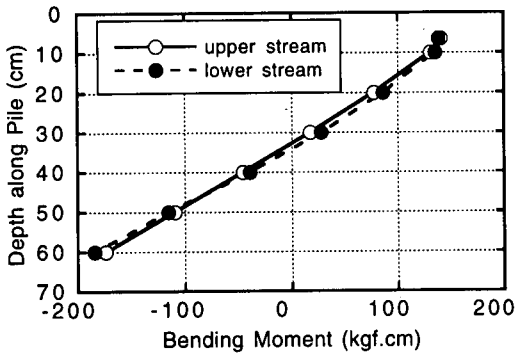
と下流側のそれぞれに関する杭体外力を同時に示してある。それぞれの杭体外力と側方流動速度の時刻歴変化ならびに最大値が発生する時刻が概略一致する。このことは、筆者が先に検討⁵⁾したように側方流動による杭体外力の大きさが側方流動の速度に依存することを示している。

一方、杭体外力の大きさに関しては、ケース1においては、上流側と下流側の杭体外力の大きさはほぼ同じである。ケース2では、下流側の杭体外力の方が上流側のそれよりも大きい。ケース3では、ケース2の逆の傾向になっている。これらの結果だけからは上流側と下流側の杭体外力の大きさに関する一定の傾向は読みとれない。このように各ケース間で傾向が異なる理由として；①杭の曲げひずみ測定に含まれる計測上の誤差，②各ケース間の上流側と下流側の杭の間における側方流動発生状況が必ずしも均一でなかったこと、などが考えられる。

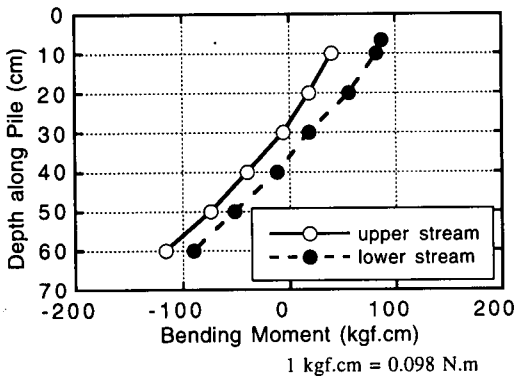
Fig.11は上流側と下流側のそれぞれの杭の加振後



(a) Case 1



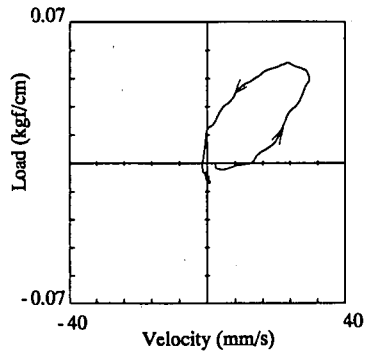
(b) Case 2



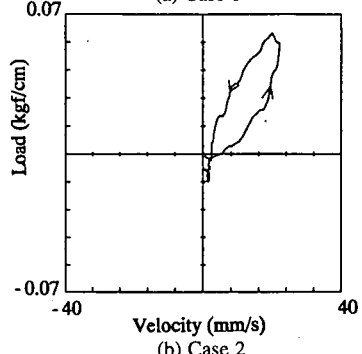
(c) Case 3

Fig.11 Vertical distribution of peak bending moment at the same time section

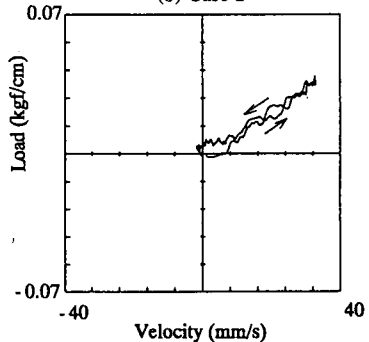
約1.2秒における等時刻最大曲げモーメントを示している。とくにケース1とケース2では、上流側と下流側の杭の曲げモーメントはほとんど一致している。また、今回検討している洞道と杭の構造形式に対しては、Fig.9で示したように杭の曲げモーメントに占める洞道側壁外力の割合が大きい。このようなことから、Fig.10で見られたような上流側と下流側の杭体外力の違いは、結局のところ杭の曲げモーメントに対して大きな影響を及ぼさない。



(a) Case 1



(b) Case 2



1 kgf/cm = 0.98 kN/m

(c) Case 3

Fig.12 Correlation between external force on pile and lateral flow velocity (F2)

本実験の範囲内では、上流側と下流側の杭体外力の大きさの違いを明確に示すだけの実験データは得られていない。しかし、今後、杭間隔を充分広くしたモデルを用いた実験等により側方流動の流動方向に対する上・下流側の杭体外力の特性、すなわち、上流側の杭の存在による側方流動の乱れが下流側の杭体外力に与える影響を調べる必要がある。

Fig.12は振動台加振時間(2.6秒)における杭体外力と測点F2(深さ28.4cm)における側方流動の速度との相関関係を描いたものである。杭体外力と側方流動速度の間には、位相差があるものの比例的な関

係のあることが認められる。すなわち、側方流動の速度が最大となる際には、杭体外力も概略最大値を示す。

筆者は杭のような円柱に対する側方流動の外力は抗力によって推定可能なことを既に示している⁵⁾。この検討においては、液状化した地盤の粘性係数ならびに抗力係数とレイノルズ数の関係などを実験的に求めた。さらに、これらの特性を利用して側方流動によって変形を受けた地中構造物模型（上部構造を有さない杭模型）の外力を抗力により推定できることを示し、抗力評価の妥当性を確認した。つまり、側方流動の外力評価に抗力を適用するためには、液状化した地盤の粘性係数ならびに抗力係数とレイノルズ数の関係などに関する実験値を把握することが必要であった。

本実験結果においても、Fig.10あるいはFig.12に示したように杭体外力の大きさは側方流動の速度に依存していることが示されている。この結果から、本研究においても、側方流動の挙動を粘性流体にモデル化した抗力による評価が外力推定に適用できそうである。抗力による側方流動の外力評価の事例を積重ねることは抗力評価の適用性を検討するために重要な事項である。そこで、既往の検討⁵⁾で把握した液状化地盤の粘性係数ならびに抗力係数とレイノルズ数の関係を用いた場合、どの程度の精度で本実験で得られた杭体外力を抗力によって推定できるものかを調べることにした。

抗力 f （単位長さあたりの力）は式(3)で表せる。

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

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 ：杭と側方流動の相対速度、 D ：杭の外径である。

杭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は、理論的に

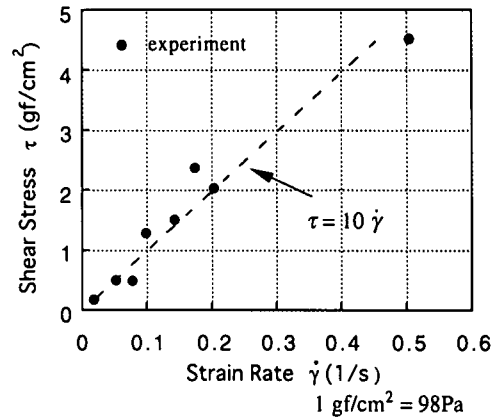
$$C_D = 8\pi / R_e [0.5 - \alpha - \ln(R_e / 8)] \quad (4)$$

で与えられる¹²⁾。ここで、 R_e ：レイノルズ数、 α ：オイラーの定数 (0.5772) である。

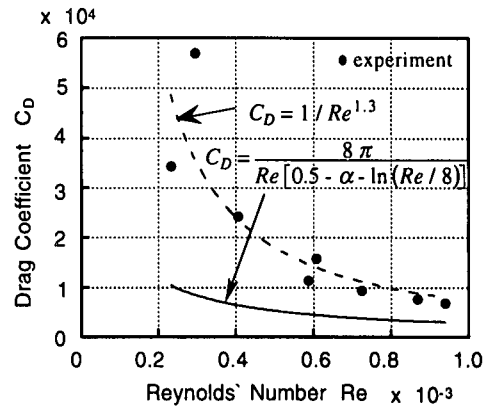
さらに、レイノルズ数は式(5)で表せる。

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

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



(a) Viscosity of liquefied sand



(b) Relation between drag coefficient and Reynolds' number

Fig.13 Viscous properties of liquefied sand⁵⁾

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

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

既往の検討⁵⁾においては、液状化地盤の粘性係数を実験的に求めるため、上向き浸透流によって液状化させた土槽内砂地盤（砂は岐阜産系の山砂を使用して相対密度は約50%）において、直径3cmの鋼球を引上げる実験を行った。鋼球の引上げ速度と引上げ荷重を測定し、ストークスの法則に基づいて、これらのデータをそれぞれ鋼球まわりのせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ とせん断応力 τ に換算した。また、液状化した地盤の粘性特性は式(7)にしたがうニュートン流体と仮定した。

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

さらに、実験で得られたデータは、Fig.13(a)に示すようにプロットされ、これらに対して直線回帰を行

い、その勾配から $\eta = 10 \text{ gf} \cdot \text{s} / \text{cm}^2$ (980 Pa·s) を得ている。

また、粘性係数測定のための実験と同様な手段によって、液状化地盤中に置かれた直径2.4cm、長さ20cmの鋼棒を引上げる実験により、鋼棒に作用した抗力を直接測定し、式(1)により抗力係数を逆算した。さらに、すでに把握した粘性係数の値を利用してレイノルズ数との関係を調べてFig.13(b)に示すような結果を得た。これに基づき、抗力係数とレイノルズ数との関係について、

$$C_D = 1 / R_e^{1.3} \quad (8)$$

のような実験式⁵⁾を提案している。

Fig.13(a)と(b)で示した実験結果ならびに式(8)を用いて、杭体外力を推定した結果を以下に示す。この場合、液状化地盤の粘性係数、密度については、それぞれ $10 \text{ gf} \cdot \text{s} / \text{cm}^2$ (980 Pa·s)⁵⁾、 $1.8 \text{ gf} / \text{cm}^3$ ($17.6 \text{ kN} / \text{m}^3$) とした。相対速度については、側方流動の変位(計測点F2)と杭体外力を載荷して得られる杭の変位から相対変位を求め、それを時間微分したものをを用いた。

Fig.14は上流側の杭に対する抗力と杭体外力の比較を示している。抗力による推定結果はオーダーレベルでは杭体外力と対応するものの、杭体外力を2倍程度、過大に評価する結果となった。なお、参考までに式(4)の抗力係数とレイノルズ数との間の理論的な関係を利用して推定した抗力もFig.14に示した。この結果より、今回の検討では、式(4)の抗力係数を用いると杭体外力と抗力それぞれの最大値同士は近くなるのがわかる。

以上の検討により、Fig.13に示した既往実験データを利用した場合には、抗力による推定精度はオーダーレベルとなった。しかし、前回と今回の検討との間では、加振条件、側方流動の状況、杭の周囲の状況、杭頭条件などが大きく異なっている。このような条件の違いに含まれる誤差を考えると、Fig.14に示した結果は、基本的には抗力による外力推定が可能であることを示唆していると考えられる。したがって、今回の実験結果に対しても、側方流動を粘性流体にモデル化して、その外力を抗力として扱うことができるものと思われる。しかし、今後さらに抗力評価による検証事例を積重ねる必要があり、これを踏まえた上で側方流動の外力評価に対する抗力の適用性について評価を与えるべきであろう。

杭体外力の最大値についても、洞道側壁外力と同様にその大きさを土圧係数 K で評価した。Fig.15とFig.16は上流側と下流側の杭体外力に対して、土圧係数をそれぞれ $K = 1.0, 0.3, 0.15$ とした場合の全

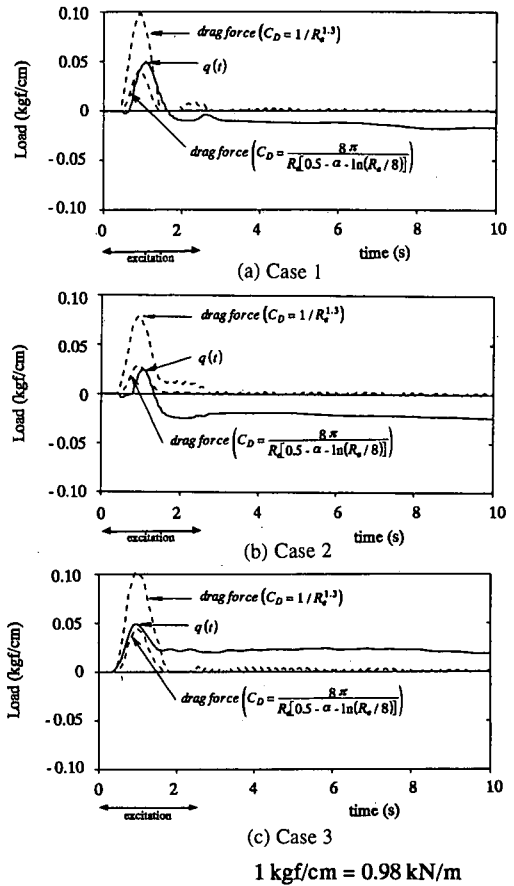
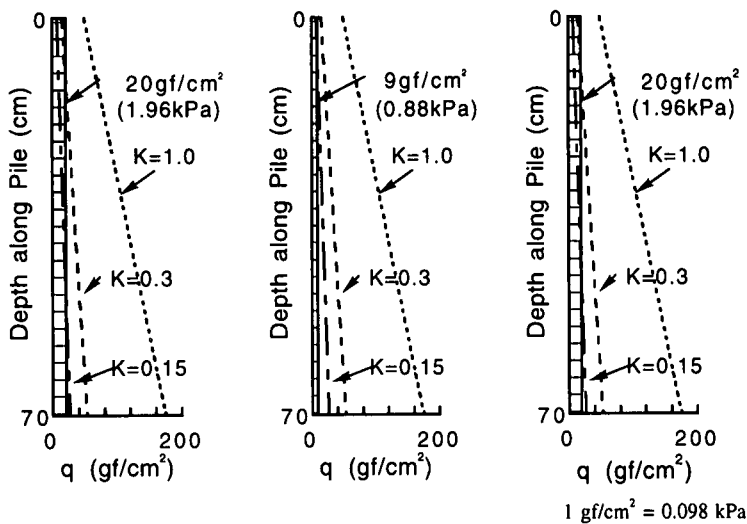


Fig.14 Comparison of external force on pile (upper stream) and drag force

水平土圧と比較したものである。杭体外力は等分布荷重となっているが、 $K = 1.0$ と $K = 0.3$ の全水平土圧より明らかに小さく、 $K = 0.15$ の全水平土圧に包絡されていると見て良い。

Fig.7, Fig.15, Fig.16で示したように8倍程度の違いがある杭の曲げ剛性にもかかわらず、洞道側壁外力と杭体外力の最大値は土圧係数0.15の全水平土圧に対応する。この実験事実は側方流動の影響を考慮した耐震設計法を考える上で重要と考えられる。

すなわち、完全に液状化したことを条件にすれば、次のような観点から側方流動の外力設定の合理化に寄与できると考えられるからである：①現行では、側方流動の外力設定については応答変位法を適用する例¹³⁾が多い。この場合には地盤変位と液状化に伴う地盤ばね定数の低減に関する情報が必要とされる。しかし、これらを精度良く予測することは一般的に困難である。これに対して、本研究の検討結果によれば、常時設計でも一般的に用いられる全水平土圧

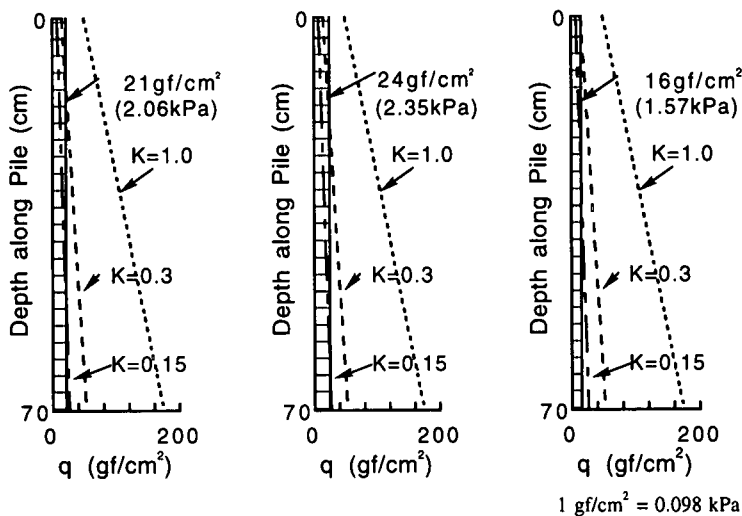


(a) Case 1

(b) Case 2

(c) Case 3

Fig.15 Peak external force (upper stream) and total lateral earth pressure



(a) Case 1

(b) Case 2

(c) Case 3

Fig.16 Peak external force (lower stream) and total lateral earth pressure

に対して係数を乗じるだけで外力設定が可能になる。
 ②土圧係数の大きさについても、それは通常考えられている剛な壁体等に作用する土圧係数1.0まで達することはなく、いたずらに側方流動の外力を過大に見積ることを避けられる。なお、ここで得た知見は洞道・杭系がすべて液状化層に存在するケースについてのものである。非液状化層が洞道・杭系の周辺地盤に存在するような場合についての外力特性については、今後の課題としたい。

(4) 外力の位相遅れについて

Fig.5やFig.10に示したように側方流動速度と洞道側壁外力、杭体外力の関係を時刻歴でみると、杭の曲げ剛性が相対的に小さいケース1とケース2においては、両者の間に位相差のあることが観察された。すなわち、外力のピークが側方流動速度のそれよりも遅れていた。また、位相遅れの程度は杭の曲げ剛性が相対的に小さい方が顕著であった。ここでは、このような現象が生じた原因について考察する。

側方流動の変位が作用している間の杭の変形は弾

性的な挙動であった。これは、たとえば、Fig.4(d)の杭の曲げモーメント時刻歴波形より確認できる。すなわち、側方流動変位が停止すれば杭の曲げモーメントはゼロに復元している。一方、既往の検討⁵⁾では、Fig.13(a)で示したように完全に液状化した地盤を粘性流体にモデル化し、その粘性係数を把握した。さらに、Fig.14において、本実験結果に対しても、液状化した地盤の側方流動を粘性流体にモデル化した抗力が杭体外力の推定に基本的には、適用できることを示した。このような実験条件下において、杭体外力が側方流動の速度に対して位相遅れの特性を示していた。このため、外力の位相遅れが生じたひとつの原因として、杭の変形に関する弾性と液状化地盤の粘性の影響により、洞道・杭系が粘弾性的な挙動をしていたことが考えられる。

粘弾性的な特性を有する系に外乱（力または応力）が与えられた場合には、系の応答（変位またはひずみ）は、ある時間遅れを伴うことが知られている¹⁴⁾。本実験における洞道・杭系の挙動に粘弾性力学モデルをあてはめた場合は、Fig.5やFig.9などに示した結果に対応させて、外乱は側方流動の速度に、応答は杭体外力に対応すると考えることができよう。ところで、側方流動の速度は（3）で検討したように抗力として杭に作用していたと考えることができる。つまり、側方流動の速度と抗力の時刻歴は同位相である。一方、杭体外力は杭の曲げモーメントの2回微分によって求めたものである。しかも、杭の曲げモーメントならびに変位の時刻歴変化は同調するので、杭体外力は杭の変位時刻歴の特性にあてはめることができる。

以上の点を考慮して、本検討では、洞道・杭系の挙動を粘弾性の力学モデルとして考えるにあたって、外乱を抗力、応答を杭の変位として考察を進めることとした。以下の分析では、①側方流動を受けている洞道・杭系の挙動は粘弾性モデルで説明できるかどうか、②粘弾性モデルに用いる物性値として杭の曲げ剛性や液状化地盤の粘性係数を用いて説明可能か、などの2点を調べることにする。

なお、洞道側壁外力は基本的には洞道側壁の土圧であり、杭の変形に関する粘弾性挙動とは、直接は関係ないといえる。しかし、Fig.5で示したように洞道側壁外力は側方流動の速度に対して位相遅れを示していたわけであり、これは洞道と杭頭を完全に固定したことに伴って洞道が杭頭変位とともに水平移動していたためと考えられる。すなわち、洞道の水平移動に杭の粘弾性的な曲げ変形の効果が及んでいたためである。

Fig.6とFig.12で示したように位相遅れの程度を示す洞道側壁外力ならびに杭体外力と側方流動速度と

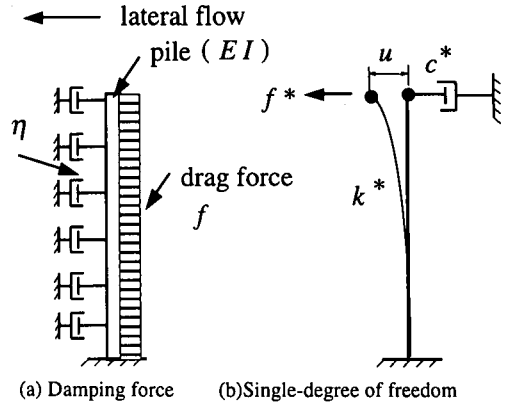


Fig.17 Mechanics model of visco-elastic performance on pile deformation

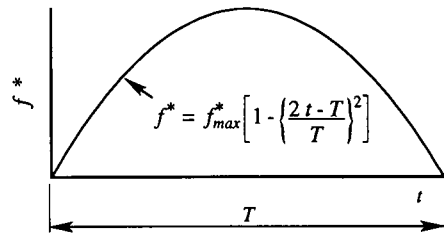


Fig.18 Time history of drag force for analysis

の相関関係の履歴ループ形状は、杭の曲げ剛性が同じであれば、ほとんど一致している。このことから洞道側壁外力の時刻歴変化の挙動は杭の変位と同調していたと考えられる。したがって、洞道側壁外力の時刻歴変化についても見かけ上、粘弾性的な挙動が現れたと判断する。このため、以下では、杭体外力を対象にして分析を進める。

粘弾性の力学モデルを構築するにあたって、まず、杭の質量あるいは周辺地盤を含んだ付加質量などの影響は無視することにした。このような条件で側方流動による杭の曲げ変形の状況をFig.17(a)のようにモデル化した。このモデルは抗力による杭の曲げ変形に対して杭周囲の液状化地盤の粘性係数がダッシュポット型の減衰力として作用することを示している。ここで、粘性係数は深さ方向に一様に分布するものと仮定した。本研究では、Fig.13(a)に示したように液状化地盤の粘性特性はニュートン流体としてモデル化している。この場合には、粘性係数をいわゆるダッシュポットとしてモデル化することが妥当なことは連続体の力学の分野¹⁴⁾でも認められている。また、液状化地盤の粘性係数を実験的に求めて、それを減衰力として扱った研究例¹⁵⁾は他にも見られる。

杭の曲げ変形に対する粘弾性の力学挙動モデルはFig.17(b)に示すように杭頭水平変位のみに着目した

1自由度系モデルに縮約することとした。なぜなら、側方流動に対する杭の変位方向は明らかに下流側方向への1方向だからである。1自由度系モデルを構築するにあたって、杭の剛性と液状化地盤の粘性係数に起因する減衰係数は次のような手段によって定義した。

まず、杭の変位形状関数 $\psi(z)$ として3次の Hermite 公式

$$\psi(z) = \{1 - 3(z/L)^2 + 2(z/L)^3\} \quad (9)$$

を仮定する。ここで、 z ：式(1)と同じ定義の座標、 L ：杭の長さ(70cm)、である。式(9)の変位形状関数を z について1回微分した、たわみ角の形状関数において、 $z=0$ 、すなわち杭頭におけるたわみ角はゼロとなるので、式(9)は本実験における杭頭回転拘束の境界条件を満足できる。式(9)を用いれば、1自由度系モデルに縮約した場合の抗力 f^* 、杭の剛性 k^* 、液状化地盤の減衰係数 c^* などはそれぞれ、杭の曲げ剛性 EI 、液状化地盤の粘性係数 η などに基いて、

$$f^* = \int_0^L f \psi(z) dz \quad (10)$$

$$k^* = \int_0^L EI \left| \frac{d^2 \psi(z)}{dz^2} \right|^2 dz \quad (11)$$

$$c^* = \int_0^L \eta |\psi(z)|^2 dz \quad (12)$$

として求めることができる¹⁶⁾。

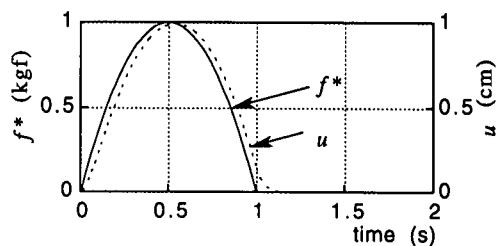
以上のような縮約化を行えば、Fig.17(b)に示すような1自由度系モデルが構築できる。このモデルにおいて、縮約された抗力 f^* が作用した時の杭の曲げ変形に関する力の釣合は、杭頭変位を u として

$$k^* u + c^* \frac{du}{dt} = f^* \quad (13)$$

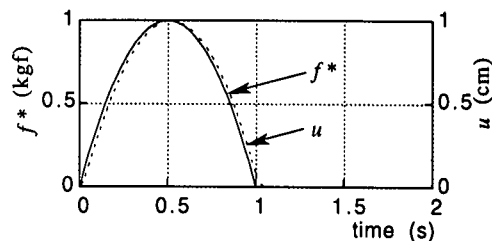
となる。

式(13)を u について解き、それを外力である f^* と比較すれば、粘弾性力学モデルにおける外力と応答の時間遅れ(位相差)の程度を評価できる。すなわち、 f^* は側方流動速度の2乗に比例するので側方流動の速度の時刻歴波形と相似形であり、また u は Fig.10における杭体外力の時刻歴波形と相似形とみなすことができる。

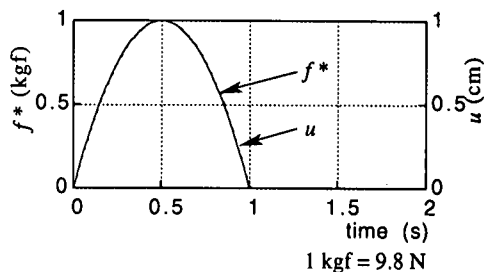
f^* については、Fig.18に示すような



(a) $\lambda = 0.04$ s



(b) $\lambda = 0.02$ s



(c) $\lambda = 0.004$ s

Fig.19 Time histories of drag force and pile head displacement

$$f^* = f_{max} \left[1 - \left\{ \frac{2t - T}{T} \right\}^2 \right] \quad (14)$$

の経時変化の形式を考えた。ここで、 f_{max} ：1自由度系に対する抗力の最大値、 t ：抗力の経過時間、 T ：抗力の全継続時間である。ここでの検討では、 $f_{max} = 1.0$ kgf (9.8N)、 $T = 1.0$ 秒(本実験における側方流動速度の実質的な継続時間)とした場合の杭頭変位を求めることとした。

杭頭変位を求めるにあたっては、液状化地盤の粘性係数による減衰係数と杭の剛性の比 $\lambda = c^*/k^*$ (s) をパラメータとした。ここで、式(12)における η については、Fig.13(a)に示したような筆者が実験的に求めた $10\text{gf}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$ ($980\text{Pa}\cdot\text{s}$)⁵⁾を用いた。一方、式(11)の EI には、Table 1に示した杭の断面諸元から算定される杭の曲げ剛性を用いた。この結果、ケース1、ケース2、ケース3に対応して、それぞれ、 $\lambda = 0.04\text{s}$ 、 0.02s 、 0.004s となった。これらの場合の

それぞれについて杭頭変位を求めることとした。

式(13)を u について解き、抗力と杭頭変位それぞれの時刻歴を比較したものがFig.19である。Fig.10で見られた結果ほど顕著ではないが、 λ が大きいほど、すなわち、杭の曲げ剛性が小さいほど両者の間に位相差が現れてくる傾向が認められる。したがって、側方流動を受ける場合の杭の曲げ変形を粘弾性の力学モデルで近似することにより、実験結果に見られた杭体外力の位相遅れは基本的に説明できる。さらに、ここでの検討に用いた液状化地盤の粘性係数の値は土槽内の液状化地盤の粘性的性質を特徴づける値としては概ね妥当であったと考えられる。

4. 結論

地中洞道が杭基礎に支持されている条件を対象として、洞道と杭体に作用する完全に液状化した地盤の側方流動の外力について実験的に検討した。本実験は1g場の模型振動実験であり、実地盤における側方流動挙動や構造系の変形に関する相似性がすべて満足されているとはいえない。このような制限はあるにせよ、本実験結果は、完全液状化を前提にした場合の実規模洞道・杭系に対する側方流動の外力設定を行う上で考慮すべき事項をいくつか提供できたといえる。得られた結果をまとめると以下のようになる。

(1) 杭が最大変形する時の側方流動によって生じた洞道側壁の上流側土圧は下流側のそれを上回った。これは振動台実験では、砂層が泥水状態となって流動したため、洞道側壁の上・下流面で圧力差が生じたことに起因する。上流側と下流側の洞道側壁土圧の差が杭の変形を促進する実質的な洞道側壁外力であり、その大きさは側方流動の速度に比例的であることがわかった。

(2) 本実験で設定した杭の曲げ剛性の範囲内においては、洞道側壁外力の最大値の特性には、杭の曲げ剛性の影響が見られなかった。すなわち、杭の曲げ剛性が異なる実験ケース間においても、2点の土圧計の計測位置における洞道側壁外力の最大値はほとんど同じであり、これらは洞道側壁に沿う土圧係数0.15の全水平土圧に対応することがわかった。なお、洞道側壁外力の最大値の深さ方向分布の特性に関しては、土圧計の計測点が2点であったため、今回の実験結果からだけは評価できない。

(3) 杭体外力の大きさについても、洞道側壁外力と同様に側方流動の速度に比例的であることがわかった。これに対して筆者が既検討⁵⁾において実験的に把握した液状化地盤の粘性係数； $10\text{gf}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$ ($980\text{Pa}\cdot\text{s}$)、抗力係数とレイノルズ数の関係など

を用い、抗力によって杭体外力の推定を試みた。この結果、抗力は本実験で得られた杭体外力を2倍程度過大に評価する傾向となった。しかし、既検討の実験と今回の実験条件の違いに伴う誤差等を考慮すれば、今回の実験においても液状化地盤を粘性流体にモデル化でき、側方流動の外力を基本的に抗力によって推定可能なことを示すことができたと考えられる。なお、今後さらに抗力の適用事例を積重ねることが必要である。また、上流側と下流側の杭体外力の最大値の違いについては、今回、明らかにすることはできなかった。今後異なる構造系で上流側と下流側で杭体外力が異なるものかどうかについて調べる必要がある。杭体外力の特性評価に関しては、以上のような課題がいくつか残されている。しかし、杭の曲げ剛性が異なっても、杭体外力の最大値は洞道側壁外力の最大値の特性と同様に概ね土圧係数0.15の全水平土圧に包絡されることが判明した。

(4) 今回対象とした洞道・杭系に対しては、洞道側壁外力と杭体外力の最大値は杭の曲げ剛性によらず土圧係数0.15の全水平土圧に対応することを示した。この実験事実は；①側方流動の変位を予測することに比べれば、実務になじみやすい常時設計で一般的に用いられる全土圧に基づいて外力設定できること、②土圧係数0.15の全水平土圧は剛な壁体等に作用する土圧係数1.0の全水平土圧に比べて相当小さく、いたずらに側方流動外力を過大に設定しなくて良いこと、などの観点で今後の側方流動の影響を考慮した耐震設計を合理的に行うことができる可能性があることを示唆している。しかし、異なる構造形式の洞道・杭系に対する外力の特性や非液状化層が存在する場合の外力特性評価は今後の課題である。

(5) 時刻歴で観察すると、洞道側壁外力と杭体外力は側方流動速度に対して位相遅れとなることが認められた。これに関して、実験時の杭の曲げ変形に対して液状化地盤の粘性係数が減衰力として作用すると仮定し、粘弾性の力学モデルを用いて考察した。その結果、液状化地盤の粘性係数が $10\text{gf}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$ ($980\text{Pa}\cdot\text{s}$)であれば、杭の曲げ剛性に依存した外力の位相遅れの傾向は概ね説明できることを示した。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Bea, R. G. and Aurora, R. P. : Design of Pipelines in Mudslide Areas, *14th Offshore Technology Conference* (OTC.4411), pp.401-414, 1982.
- 3) Swanson, R.C. and Jones, W. T. : Mudslide Effects on Offshore Pipelines, *Journal of Transportation*

- Engineering, ASCE*, Vol. 108, TE6, pp.585-601, 1982.
- 4) 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.
 - 5) 大友敬三: 地中構造物に及ぼす地盤側方流動の荷重特性評価, 土木学会論文集, No.519/1-43, pp.283-297, 1998.
 - 6) 川村幸延, 川村哲也, 当麻純一: 液状化時における開削洞道の安定性について, 電力土木, No.196, pp.34-45, 1985.
 - 7) 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, 土木学会論文報告集, No.736, III-6, pp.211-220, 1986.
 - 8) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: 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, 1992.
 - 9) Towhata, I., Y., Tokida, K., Matsumoto, H. Tamari, Y. and Yamada, K.: Prediction of Liquefied Ground by Means of Minimum Energy Principle, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 3, pp.97-116, 1992.
 - 10) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp.105-118, 1989.
 - 11) 杭基礎の設計法とその解説編集委員会: 杭基礎の設計法とその解説, 地盤工学会, p.513, 1985.
 - 12) Fillugge, W.: *Handbook of Engineering Mechanics*, McGraw-Hill, pp.81/22-81/24, 1962.
 - 13) 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.
 - 14) 棚橋隆彦: 連続体の力学(3)-物質の構成方程式-, 理工図書, pp.12-14, 1986.
 - 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) Clough, R. W. and Penzien, J. (大崎順彦, 渡部丹, 片山恒雄訳): 構造物の動的解析, 科学技術出版社, p.34, 1987.

(1997.7.18受付)

A DISCUSSION ON EXTERNAL FORCE OF LATERAL FLOW ON IN-GROUND DUCT AND SUPPORTING PILE

Keizo OHTOMO

The present paper deals with the external force of liquefaction-induced lateral flow on an in-ground duct and supporting piles. For this purpose, the author conducted a model shake table test and a static load test. The lateral flow occurred like a muddy flow in the soil container. In this reflection, the test results show that the degree of the external forces on the duct and piles are roughly proportional to the lateral flow velocity. Also the external force on the pile can be estimated by drag force utilization. Furthermore, the peak external forces on the duct and pile yield to total lateral earth pressure which can be estimated using the earth pressure coefficient equal to 0.15. This finding is believed to be a lead for developing an earthquake resistant desing practice.