

液状化による側方流動時の杭基礎の設計外力と対策工法

樋口 俊一 佐藤 清
松田 隆**Proposal for evaluation model of design force for pile foundation against
liquefaction-induced lateral spread of sandy ground, and development of
new counter-measures**Shunichi Higuchi Kiyoshi Sato
Takashi Matsuda**Abstract**

The purposes of this study were to evaluate the external force acting on a pile installed in a liquefaible sandy ground during an earthquake, as well as to propose a counter measure to reduce the effect of lateral spread of ground induced by liquefaction. In this study, a series of shaking table tests on the liquefable sandy ground were first performed under a 30g centrifugal gravity field. Then, a simple method was proposed to evaluate the response of the pile installed in severely liquefied ground based on the results of these tests. In addition, it was shown that movement of the non-liquefiable surface layer could be a major factor to in causing damage to piles during lateral spread. Basing on this finding, counter-measures to reduce the effect of the non-liquefiable layer were proposed. Performances of these counter measures were investigated by both centrifuge experiments and 1g shaking table tests.

概 要

本研究は側方流動現象による液状化地盤から杭に作用する外力（側方流動力）の評価モデルを提案するとともに、流動力評価において得られた知見に基づいた杭基礎の側方流動対策工法を提案し、その効果を実験的に評価したものである。流動力モデルの提案では、遠心載荷実験により液状化発生から側方流動に至る一連の過程における杭の挙動を調べた。その結果、完全液状化時の地盤を粘性流体と見なして側方流動地盤から杭に作用する流体力の特性を評価し、杭基礎に作用する流動力の推定モデルを提案した。一方対策工法の提案、評価においては、側方流動時の杭基礎に影響を及ぼす主要要因が、液状化地盤の流動力よりもその上部に存在する非液状化層の移動であるとの知見から、非液状化層の影響を低減する対策工法を提案した。さらに、提案した対策工法の効果を定量的に把握する目的で、遠心載荷振動実験及び大型振動台実験を実施した。

1. はじめに

地震時の液状化に伴う地盤の側方流動現象は、1964年の新潟地震において構造物基礎に被害をもたらす現象であることが認識され、近年では1995年に発生した兵庫県南部地震において、ポートアイランドや六甲アイランドにおいて液状化現象が発生し、港湾施設や橋梁基礎等が大きな被害を受けたことは記憶に新しい。一方、側方流動現象に対する合理的耐震設計の実現とその対策という観点からは、現行の各種耐震基準で示されている側方流動現象の取り扱いとは十分とは言えない。このような観点から、本研究は側方流動現象による液状化地盤から杭に作用する側方流動力（以下、流動力とする）評価モデルを提案するとともに、流動力評価において得られた知見に基づいた杭基礎の側方流動対策工法を提案し、その効果を実験的に検証した。Table 1に本論文で取り上げる検

討項目と内容、及び検討に用いた模型実験について簡単に整理した。

2. 側方流動地盤の流動外力モデルの提案**2.1 目的**

杭基礎の破壊に至るまでの挙動を解明し、合理的耐震設計を実現するには、杭の破壊に至るまでの物性を明らかにする必要がある。

Table 1 本論文の検討項目と内容、検討用模型実験

Contents of this Report

検討項目	内容	実験（記述する章）
側方流動力	流動力評価モデルの提案とその検証	単杭の実験 (2.2) 群杭の実験 (2.4.2) 杭基礎の実験(2.5)
側方流動対策	対策工法の提案と検証実験	遠心模型実験 (3.3) 大型振動台実験(3.4)

かにすると共に、地盤から杭に作用する外力を明らかにすることが必要である。これまで液状化地盤中の杭の挙動に関する研究は多く行われているが、統一的に作用外力の評価を試みた例は少ない。このような観点から、本研究では液状化地盤から杭に作用する外力を評価するために、遠心载荷実験により液状化発生から側方流動に至る一連の過程における杭の挙動を調べ、流動力特性の評価を試みたものである。

2.2 遠心模型実験の概要

2.2.1 実験ケース 本実験では遠心重力30g (294m/s²) 場において模型地盤を加振し、側方流動現象を発生させた。Table 2に実験ケースを示す。実験パラメータとして地盤の液状化の程度に影響を及ぼすと考えられる地盤の密度と入力加振波の最大振幅・波形形状を設定した。また、杭の挙動に大きな影響を及ぼす非液状化層の有無についても検討した。

2.2.2 模型地盤 Fig. 1に模型地盤・計測項目および計測点を示す。地盤は8号珪砂で作製し、長さ、幅ともに1000mm、層厚はスロープ上部で300mm、下部で200mmの傾斜地盤である。地表面勾配は10%で、地下水位は250mmである。液状化により杭に作用する流動力に着目することから、模型地盤の地表面傾斜方向と加振方向は直交方向とした。間隙流体には水を使用した。

地盤内部および地表面には液状化時の地盤の応答性状と応答変位を把握するため、加速度センサーと間隙水圧計、レーザー変位計を設置した。液状化時の地中の変位分布については実際に計測された例が少ないことから、この実験ではFig. 1(c)のように耐圧型LVDT (差動トランス型変位計)を用いた地中変位時刻歴の計測を試みた。

2.2.3 模型杭 Fig. 2に模型杭を示す。模型杭はステンレス (SUS304) 製中空パイプで、外径20mm、肉厚0.5mmである。境界条件を明確にするため杭先端部にフランジを溶接し、土槽底板にボルトで固定した。杭には側方流動方向に対し、上下流6断面のひずみを計測した。また、杭の表面に大きな凹凸が出来ないように、これらのひずみゲージは杭の内面に取り付けた。

Table 2 実験ケース

Conditions of Centrifuge Experiment

ケース	1	2	3	4	5
地盤構成*	A	A	A	A	B
相対密度Dr (%)	40	40	80	40	40
入力波形**	1	1	1	2	2
最大入力加速度 (gal)	400	150	400	400	400

* 地盤構成A：全層液状化層，地盤構成B：下部液状化層 + 上部非液状化層

** 入力波形1：60HzSin波振幅漸増，入力波形2：60Hz Sin波一定振幅

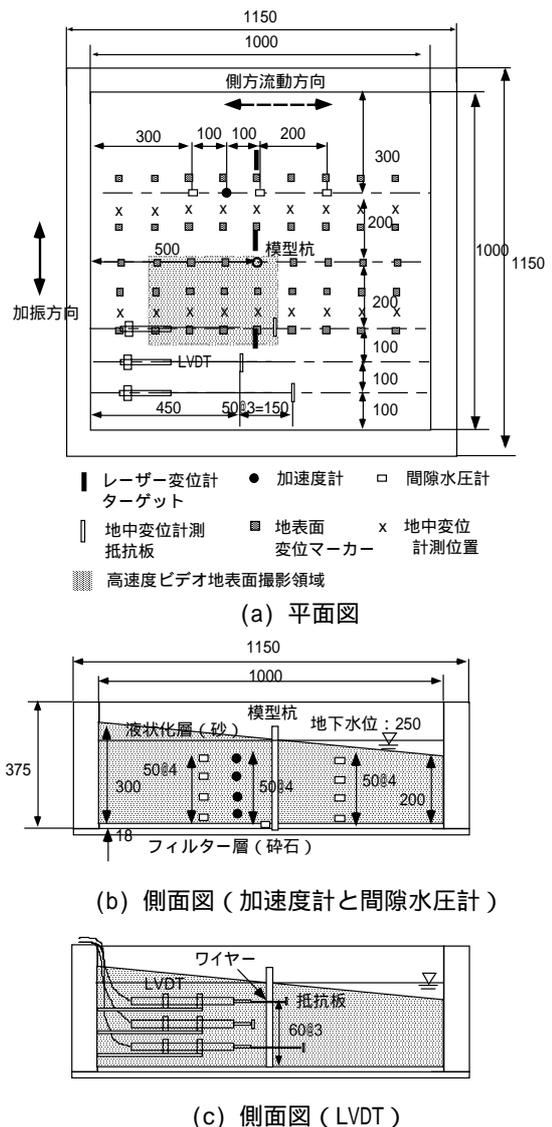


Fig. 1 遠心実験模型地盤と計測機器配置 Overview of the Centrifuge Model

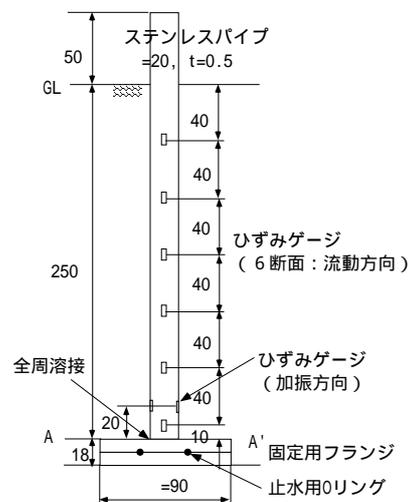


Fig. 2 模型杭とひずみゲージ配置 Model Pile and Strain Gauge Arrangement

2.3 実験結果

Fig. 3に代表的な実験結果の1例として、地盤が完全に液状化したケース1の入力加速度、過剰間隙水圧比、杭の曲げモーメント、地盤地表面変位の時刻歴を示す。これより約0.4秒付近から間隙水圧が上昇を始め、0.57秒に完全液状化していることが分かる。曲げモーメントはほぼ完全液状化する時間に最大値となっている。地表面の変位は間隙水圧が上昇し始める時刻から増大し、完全液状化するとその増加割合は小さくなっている。このように、過剰間隙水圧比（液状化の程度）と地盤の側方流動変位及び杭に作用する流動力の間には密接な関係がある。

Table 3に、それぞれの実験ケースにおける最大過剰間隙水圧比 PPR_{max} 、最大地盤変位 DG_{max} (mm)、杭頭最大変位 D_{pmax} (mm)、杭基部の最大曲げモーメント M_{max} (Nm)及び最大曲げモーメント発生時刻における地盤変位 DGM_{max} (mm)、杭頭残留変位 DPR_m (mm)を示した。

Table 3より以下の特徴が判明した。

側方流動変位は緩い地盤（ケース1）と比較して締め固めた地盤（ケース3）では半分程度となる。過剰間隙水圧比が1.0に達しない場合（ケース2）でも側方流動が発生したが、流動変位は小さい。

緩い地盤では側方流動地盤が杭をすり抜けるが、締め固めた地盤では地盤が杭を完全にはすり抜かず、杭に残留変位が生じる。過剰間隙水圧比が1.0に達しない場合も杭に残留変位が生じる。

地盤が杭をすり抜ける場合（ケース1）でも、杭が拘束される場合でも（ケース3）杭基部には同じ程度の最大曲げモーメントが生じる。

間隙水圧が徐々に上昇する場合（ケース1）と即座に上昇する場合（ケース4）でも、杭基部最大曲げモーメントはほぼ等しく、地盤の流動変位もほぼ等しい。

液状化層上の非液状化層は杭を拘束し、側方流動時に杭に大きな強制変位を生じさせる。

2.4 杭に作用する側方流動力モデルの提案

2.4.1 単杭に作用する側方流動力のモデル化 濱田らは、流動中の液状化土は流体としての性質を有すると指摘している¹⁾。ここでは完全液状化した地盤が流体であるとの立場で液状化地盤から単杭に作用する流動力特性を分析し、流動力モデルを提案する。なお、ここからは地盤が完全に液状化したと見なせるケース1及びケース4の実験結果に基づいて分析を実施する。

(1) 側方流動地盤の流速分布 Fig. 1(c)に示した地中変位計と地表面のレーザー変位計より側方流動地盤の地中流速分布を求めた。Fig. 4にケース1の流速時刻歴を示す。Fig. 5は各流速時刻歴より、地盤が完全に液状化したと考えられる数点の時刻断面（過剰間隙水圧比が1を超え、かつ杭の最大曲げモーメント発生時刻前後）における地盤の流動速度分布を、地表面速度で正規化して示したものである。これより流速分布は深さ方向にsin分布していることを見なせることから、土槽内部の側方

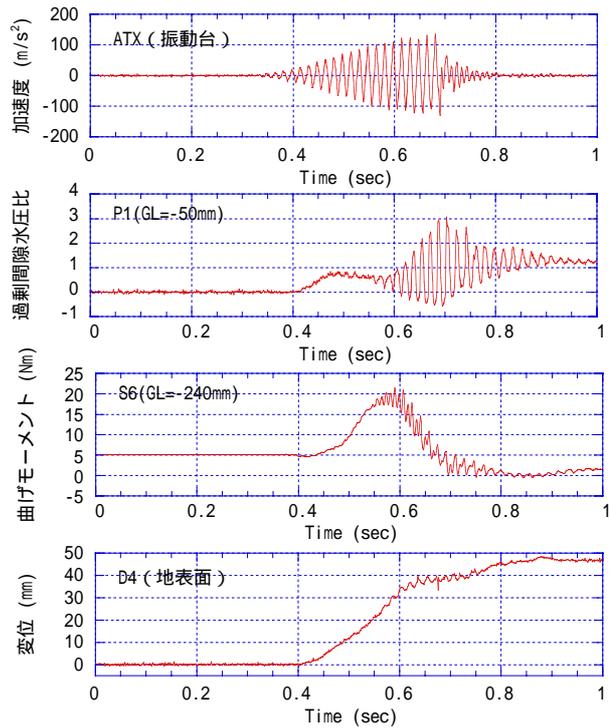


Fig. 3 加振加速度，過剰間隙水圧比，杭の曲げモーメント，地表面変位の時刻歴（ケース1）

Time Histories of Acceleration, Excess Pore Pressure Ratio, Bending Moment of the Pile and the Ground Surface Displacement

Table 3 各実験ケースでの計測値

Maximum Values at Typical Instrumentation

ケース	1	2	3	4	5
PPR_{max}	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0
DG_{max}	47.1	13.6	24.1	51.1	17.0
DP_{max}	1.8	0.6	1.3	1.8	7.0
M_{max}	19.2	8.3	18.3	20.5	42.0*
DGM_{max}	27.6	13.0	20.5	24.9	3.5*
DP_{Rm}	0.0	0.3	0.9	0.0	4.0

*杭の応答が塑性域に入ったため、弾性限界での値

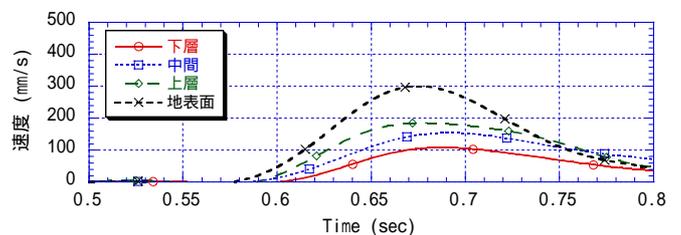


Fig. 4 側方流動地盤の流速時刻歴（ケース1）

Time History of the Velocity of the Liquefied Soil

流動地盤は1次元の粘性流体の流れとしてモデル化する。ここで時刻 t の地盤内流速 $V_t(z)$ を次式で定義する。

$$V_t(z) = V_{st} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (1)$$

ここで、

z : 基盤層からの高さ, V_{st} : 地表面流速, H : 液状化層厚

(2) 杭に作用する流動力の深度分布 Fig. 6は、ひずみゲージより計測した杭の曲げモーメントの深度分布の1例である。ここで、時刻 t の曲げモーメントの分布形状を次式で近似する。

$$M_t(z) = M_{tb} \left(1 - \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right)\right) \quad (2)$$

ここで、

z : 基盤層からの高さ, M_{tb} : 時刻 t での基部曲げモーメント, H : 液状化層厚

杭に作用する分布外力を求めるには、曲げモーメントを z で2回微分すれば良い。式(2)の2回微分は次式となる。

$$q_t(z) = M_{tb} \cdot \left(\frac{\pi^2}{4H^2}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (3)$$

(3) 粘性係数の算定と非線形性 杭に作用する流動外力が流体のみであると考え、流動地盤と杭表面の相互作用力としてせん断応力 を次式で仮定する。

$$\tau = \mu \dot{\gamma} \quad (4)$$

ここで、

μ : 粘性係数, $\dot{\gamma}$: ひずみ速度

ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ として地表面速度 V_{st} を層厚 H で除した液状化層の平均的なせん断ひずみ速度を用いて、各ケースから選定した複数の時間断面における側方流動地盤の平均的な粘性係数 μ を算定する。すなわち、杭基部のせん断力 Q_{tb} と杭全表面に作用するせん断力に、

$$Q_{tb} = \mu_t \dot{\gamma}_t \pi D H = -M_{tb} \frac{\pi}{2H} \quad (5)$$

μ_t : 時刻 t での粘性係数, $\dot{\gamma}_t$: 時刻 t でのひずみ速度 (V_{st}/H), D : 杭径

なる関係を仮定する。実験より得られた杭基部のせん断力 Q_{tb} と(5)式より粘性係数を算定し、粘性係数 μ とひずみ速度 $\dot{\gamma}$ の関係を整理したところ、Fig. 7のように粘性係数はひずみ速度の増大に伴って小さくなることが明らかとなった。これは濱田らにより指摘されている、側方流動地盤の疑似塑性流体の性質¹⁾によるものである。

このように、杭に作用する外力より推定した側方流動地盤の粘性係数の範囲は $4,500\text{Pa}\cdot\text{s} \sim 18,000\text{Pa}\cdot\text{s}$ となった(水の粘性係数は $0.001\text{Pa}\cdot\text{s}$)。これは、濱田らが遠心載荷実験において側方流動地盤の流動速度から推定した粘性係数 ($1,000\text{Pa}\cdot\text{s} \sim 40,000\text{Pa}\cdot\text{s}$)²⁾の範囲にある。図中に示した曲線は、粘性係数 μ とひずみ速度 $\dot{\gamma}$ の関係を2次双曲線で最小二乗近似したもので、

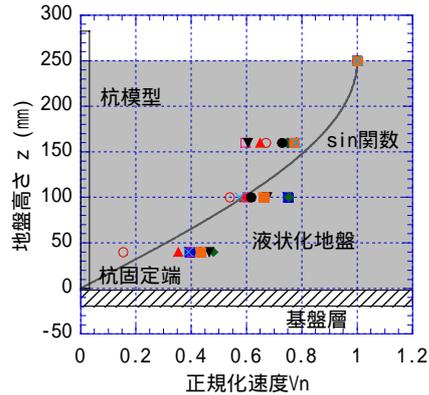


Fig. 5 正規化した地盤内流速分布

Normalized Velocity Distribution of Liquefied Soil

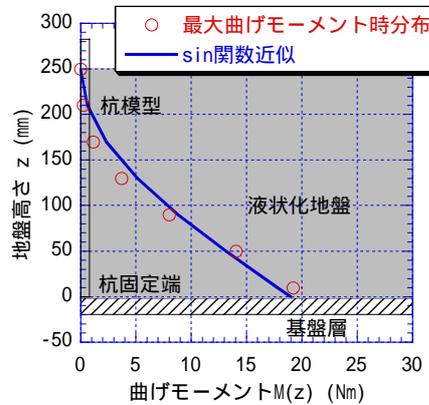


Fig. 6 杭の曲げモーメント分布 (ケース1)

Bending Moment Distribution throughout the Pile

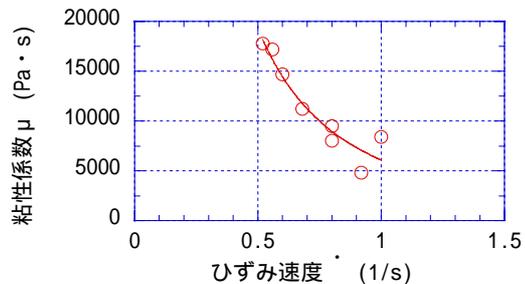


Fig. 7 実験結果より推定した粘性係数 μ とひずみ速度 $\dot{\gamma}$ の関係

Experimentally Determined Relation between Viscosity and Shear Strain Velocity

$$\mu = \frac{\mu_0}{\left(1 + \frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_r}\right)^2} \quad (6)$$

μ_0 : 初期粘性係数, $\dot{\gamma}_r$: 基準ひずみ速度である。ここで、 $\mu_0=398,400(\text{Pa}\cdot\text{s})$, $\dot{\gamma}_r=0.1411(1/\text{s})$ である。

2.4.2 群杭基礎に作用する流動力 前項では液状化地盤中の単杭に作用する流動力に関する流動力モデルを提案した。本項では一般的な群杭基礎への適用を念頭に、流動力モデルを拡張する。

(1) 群杭基礎の流動力に関する遠心実験 群杭基礎に作用する流動力を定量化するために、Fig. 8に示す群杭基礎の遠心模型振動実験を実施した。この模型は地盤中央部に杭間隔2.5D (50mm)の群杭基礎(3本杭)を設置するとともに、群杭基礎から離れた位置に単杭基礎を設置し、それぞれの杭に作用する側方流動力を計測することで、各杭に作用する流動力に対する杭位置の影響を調べたものである。各杭にはFig. 2と同じ配置でひずみゲージを設置している。流動地盤の深さは杭位置で200mmである。

(2) 液状化側方流動地盤における群杭効果 Fig. 9に流動地盤中の各杭で計測された最大曲げモーメント分布を示すが、単独杭と比較して群杭の断面力が低減することがわかった。この理由は、群杭の周囲では地盤の流れが阻害され、流速が低下することが一因である。また、群杭でも流動方向上流の杭(前面杭)と下流の杭(背後杭)では背後杭のほうが断面力は小さくなった。これは、前面杭と背後杭に挟まれた地盤が流動しにくくなった結果、杭と実際に流動する地盤との接触面積が減少したからと考えられる。単独杭に対する群杭の断面力の比をTable 4に整理した。Table 4の曲げモーメント比

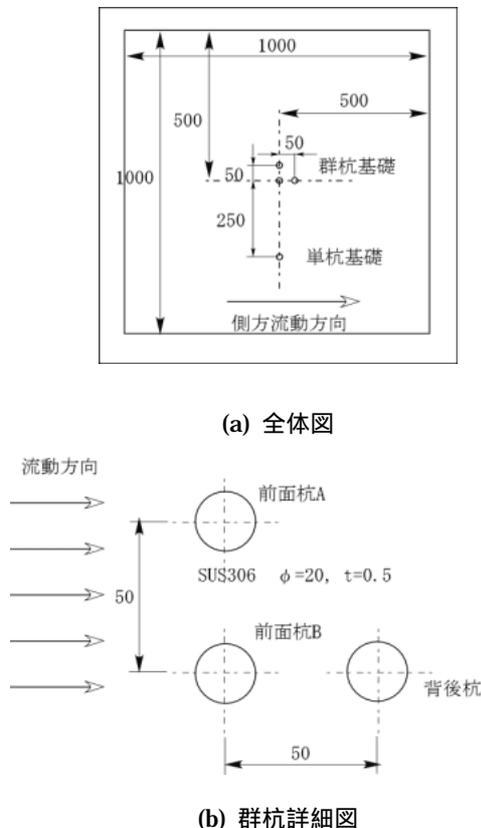


Fig. 8 群杭基礎の側方流動実験模型
Centrifuge Model for the Group Pile Effect

(群杭係数)を用いることで、群杭基礎の各杭に作用する曲げモーメントの最大値を、単杭の曲げモーメントから推定することができる。Fig. 10に群杭基礎の各杭に作用する曲げモーメントの最大値推定手順を示す。

2.5 流動力モデルの検証

2.4.1で算定した側方流動地盤の粘性係数を用いて、側方流動地盤中の杭基礎の応答をシミュレーションした。検証対象としたのは、Fig. 11に示す矢板護岸背後の単杭基礎の遠心模型振動実験である。

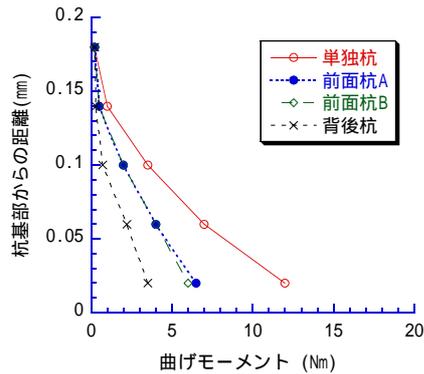


Fig. 9 群杭基礎の最げモーメント分布
Bending Moment Distribution throughout the Pile

Table 4 単独杭に対する群杭の曲げモーメント比
Ratio of the Bending Moment at the Pile Bottom
between the Single Pile and the Group Piles

杭位置	曲げモーメント比
前面杭A, B	0.54
背後杭	0.29

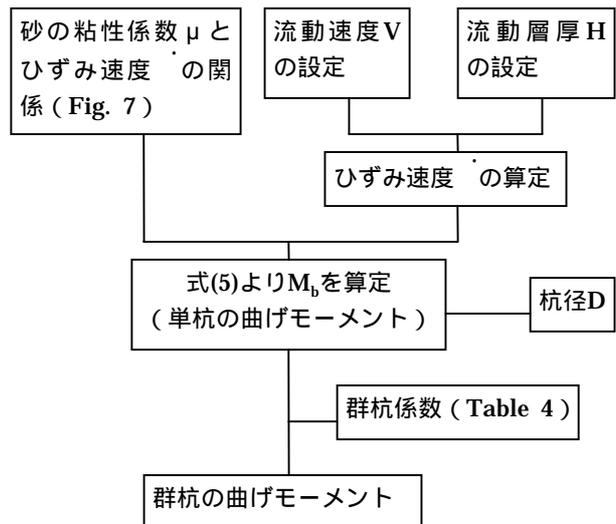


Fig. 10 群杭基礎に作用する曲げモーメントの最大値推定手順
Flow for Evaluation of the Maximum Bending Moment of the Pile Group

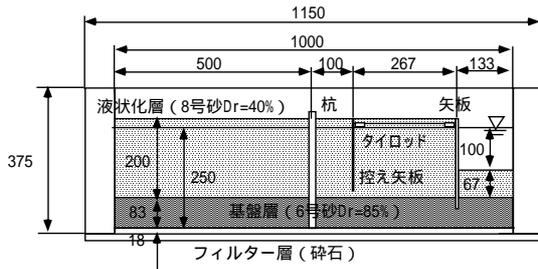


Fig. 11 矢板護岸遠心実験模型
Centrifuge Model (Quay Wall Model)

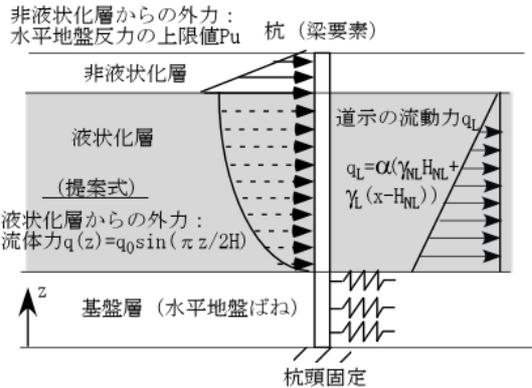


Fig. 12 側方流動力シミュレーションモデル
Frame Model for Simulation

Fig. 12に解析モデルを示す。解析モデルは杭を梁要素で、下部基盤層を地盤ばねでモデル化したフレームモデルとした。解析は最大曲げモーメントの発生時刻を対象に実施した。実験結果より得た解析時刻での地表面速度 $V_s=104\text{mm/s}$ から、ひずみ速度は $\dot{\epsilon}=104/167$ (液状化層厚: mm) $=0.632(1/\text{s})$ となり、(6)式の関係より粘性係数 $\mu=13,300(\text{Pa}\cdot\text{s})$ が求まる。杭に作用する外力はこの粘性係数を(5)式に代入して M_b を求め、(3)式の外力分布を用いて算定した。解析では上部非液状化層には解析時刻の地表面流動変位が 12mm と大きいことから道示の降伏地盤反力を、液状化層には流体力を節点力として流動方向に入力した。また、基盤層の水平地盤ばねは道路橋示方書³⁾ (以下、道示とする)の方法で設定した。

Fig. 13に解析結果を示す。2.4で提案した方法による計算結果とともに、図中に示す、道示の流動力算定式³⁾を用いた計算結果も示している。なお道示の方法では流動力の作用幅 B を群杭最外縁の杭間幅としているため、ここでは単杭周辺地盤の影響を比較するため杭径 D の1倍と3倍について計算した。解析の結果、粘性流体力による方法で求めた側方流動時の杭の曲げモーメント分布は大きさにおいて実験値を多少上回るが、おおむね一致することが示された。固定端付近で解析値と実験値の曲率が異なるのは、実験では加振による基盤層自体のせん断変形が生じたためと考えられる。一方、道示の方法では $B=D$ とした場合は実験値とよく合ったが、 $B=3D$ の場合

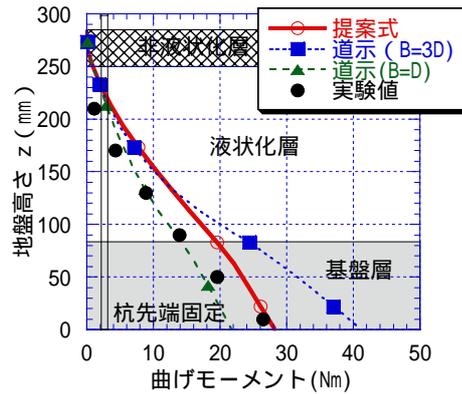


Fig. 13 フレーム解析による杭の曲げモーメント分布
Result of the Frame Analysis

は流動力が過大に評価された。

3. 新しい側方流動対策工法の提案

3.1 目的

合理的な側方流動対策工法を提案するために、3種類の対策工法を選定し、遠心模型振動実験および $1g$ 場での振動台実験により、その被害低減効果を評価した。実験対象とした対策工法は、いずれも非液状化層の流動力の低減に着目した工法である。遠心模型振動実験では、未対策モデルおよび3種類の対策工法について、効果の比較とメカニズムの分析を行った。続いて、遠心模型実験の結果を元に、効果的な対策工法を1つ選択し、 $1g$ での振動台実験に対策効果の実証を行った。

3.2 対策工法の選定

対策工法として選定したのは、「ドレーン工法」、「土留工法」、「フーチングの形状を流線形にする工法」の3種である。Fig. 14に各対策工法の概念図を示す。

ドレーン工法では、基礎構造物周辺に配置したドレーン杭により、地下水位面以下の液状化を防止し、さらに下部層からの排水を地下水位面以上に供給することにより、上部非液状化層の剛性の低下、すなわち流動力の低減を期待する。土留工法では、基礎構造物背面にトレンチを掘削し、解放面を土留により保持する。これにより、基礎構造物に作用する上部非液状化層の流動力が直接遮断される。フーチングの形状による対策工法では、フーチングの内陸側(上流側)の面を三角形(流線形)にする工法である。この形状により、フーチングに作用する流動力が上下に分散されることを期待する。本報ではこの工法を「流線形」と称す。

3.3 遠心模型振動実験による効果の検証

3.3.1 実験方法 Fig. 15に実験模型の断面図および平面図を示す。実験は $50g$ 場の遠心重力場で実施した。

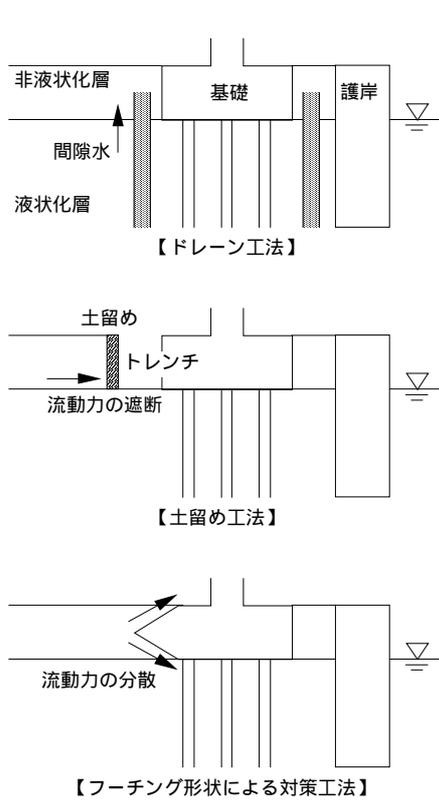


Fig. 14 側方流動対策工法
The Countermeasures for Lateral Flow

長さ190cm×幅80cm×高さ60cmの大型鋼製剛土槽を4区画に分割し、「未対策」および3種の対策工モデル（ドレーン工法、土留工法、流線形）の模型を各区画に作製した。各模型を同時に加振することができるので、各工法の性能を直接比較できるメリットがある。

模型は護岸とその背後地盤、および杭基礎構造物によって構成した。側方流動は背後地盤の液状化と、護岸の海側への移動によって発生させた。背後地盤は厚さ6cm（実物換算3m；以下、括弧内は実物換算値）の非液状化層（ $\gamma_{dry}=130\text{kN/m}^3$, $Dr=58\%$ ）、厚さ24cm（12m）の液状化層（ $\gamma_{sat}=16.7\text{kN/m}^3$, $Dr=7\%$ ）からなり、どちらも8号砂⁴⁾を空中散布して作製した。間隙水には脱気水を使用し、間隙空気を二酸化炭素に置換したのちに注水した。液状化層の下には、ソイルモルタルにより厚さ20cm（10m）の支持層を設けた。

杭基礎構造物は厚さ3mの鋼製フーチング（中実）と、フーチングに剛結したステンレス杭（SUS304）とし、杭は支持層に18cm（9m）根入れした。杭の外径は20mm（1m）、肉厚0.5mm（25mm）である。

対策工モデルのうち「ドレーン工法」は、粒径1mm（50mm）の粗粒砂により20mm（1m）のドレーン杭を地盤中に作製した。杭は構造物周りにピッチ5cm（2.5m）で32本配置した。ドレーン杭は液状化層下端から上

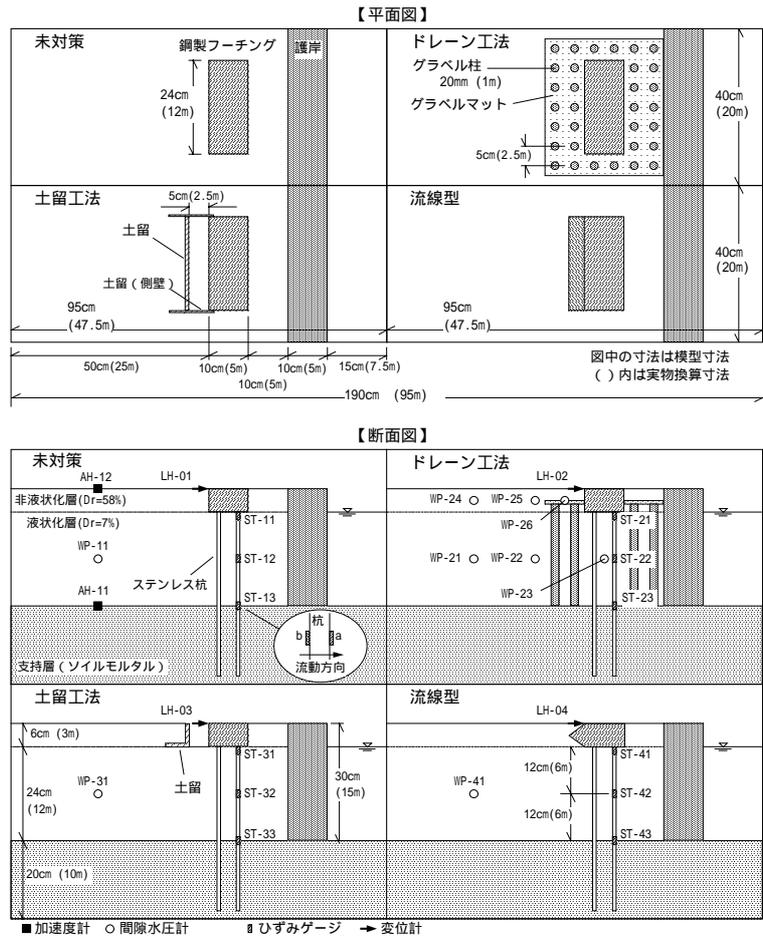


Fig. 15 遠心実験模型（平面図および断面図）
Centrifuge Models (Plane View and Side View)

部非液状化層の途中まで作製し、非液状化層内に作製したグラベルマットと一体化した。「土留工法」では、フーチングの内陸側に幅5cm（2.5m）のトレンチを作製し、6cm×6cmの鋼製アングルによって土留とした。今回の実験では理想的な状態を再現するために、鋼製アングルはワイヤーにより土槽に固定し、フーチング側へ移動しないようにした。

計測は加速度（AH-11他）、間隙水圧（WP-11他）、フーチング水平変位（LH-01他）、および杭のひずみ（ST-11他）である。ひずみゲージは杭頭部、中間部、および支持層境界部に表裏2枚ずつ貼付した。

3.3.2 実験結果 ここからは、実験結果を実物換算値で示す。加振波は振幅 $600(\text{cm/s}^2)$ を目標に、 $1.2(\text{Hz}) \cdot 20$ 波の正弦波を入力した。Fig. 16に支持層上面での加速度波形を示す。

Fig. 17に加振中のフーチング水平変位時刻歴を示す。変位は(-)側が護岸方向である。「ドレーン工法」における7秒以降のデータ、および「流線形」における14～19秒のデータは、計器不調のため得られていない。

フーチングの護岸側への変位は入力開始から始まり、10秒前後から内陸側へ戻る傾向が見られる。これは液状化

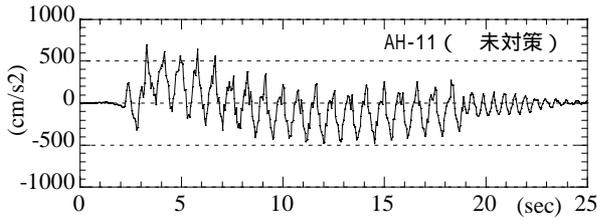


Fig. 16 入力加速度波形
Input Motion (AH-11)

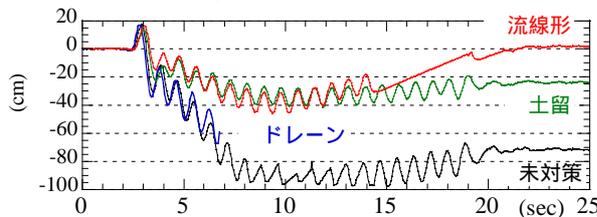


Fig. 17 フーチング水平変位
Lateral Displacement of Footings

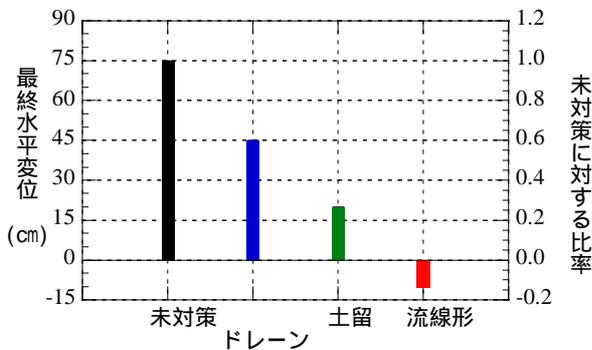


Fig. 18 フーチングの残留水平変位の比較
Comparison of Lateral Residual Displacement

により地盤剛性が低下し、杭基礎への拘束力が喪失することにより、杭の曲げモーメントの反発として復元したと考えられる。加振中の最大変位、残留変位はいずれも「未対策」が最も多く、「土留工法」と「流線形」では変位抑制の効果が顕著である。

Fig. 18は、各ケースのフーチングの残留水平変位量を比較している。「未対策」に対して、3種類の対策工法はいずれも水平変位が抑制された。最も変位が少ない「流線形」では、「未対策」の12%となっているが、地盤が液状化した時点でのリバウンドが大きく、最終的に内陸側に変位している。

Fig. 19に、「ドレーン工法」における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。ドレーン杭から遠いWP-21では値が1.0に達し、地盤が液状化していることがわかる。杭基礎構造物から離れた位置については、他の工法(WP-11, 31, 41)でも同様に液状化した。一方、フーチング直下のWP-23では過剰間隙水圧比が1.0に達しておらず(振動成分を除いた場合)、ドレーンの効果を確認することができる。グラベルマット上に配置されたWP-26では、7秒以降に水圧が急増しており、ドレーン杭によりフーチング周

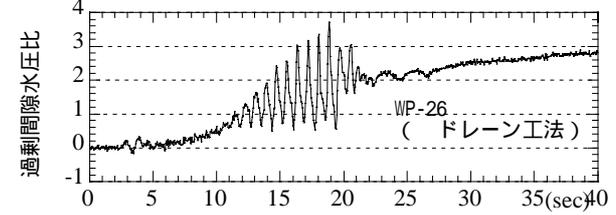
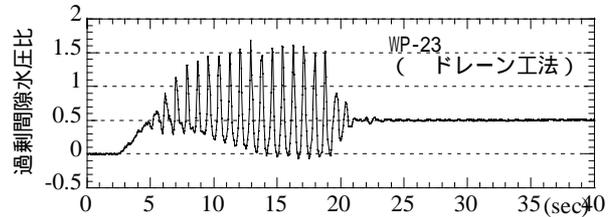
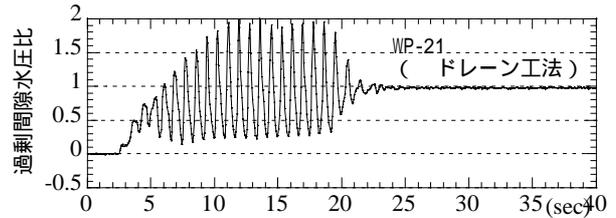


Fig. 19 過剰間隙水圧比時刻歴
Time History of Excess Pore Water Pressure Ratio

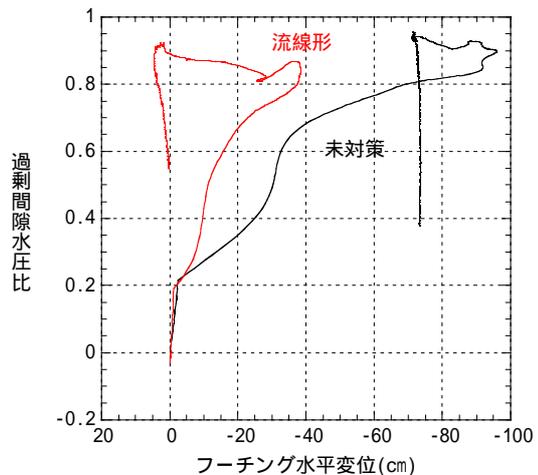


Fig. 20 過剰間隙水圧比とフーチング水平変位の関係
Relationship between the Excess Pore Water Pressure Ratio and Footing Displacement

辺の不飽和層に間隙水が供給されたことがわかる。

ただし、Fig. 17に示されるように、WP-26の水圧が上昇し始めた時(7秒)には、フーチングの水平変位はほぼ最大値に達している。したがって、液状化層の水圧が、今回よりも早い段階で上部層に伝達される材料をドレーン杭に用いれば、フーチングの水平変位をより小さくできると考えられる。

Fig. 20は「未対策」と「流線形」について、液状化層の過剰間隙水圧比とフーチングの水平変位の関係を示したものである。ただし、水圧比と変位はどちらも

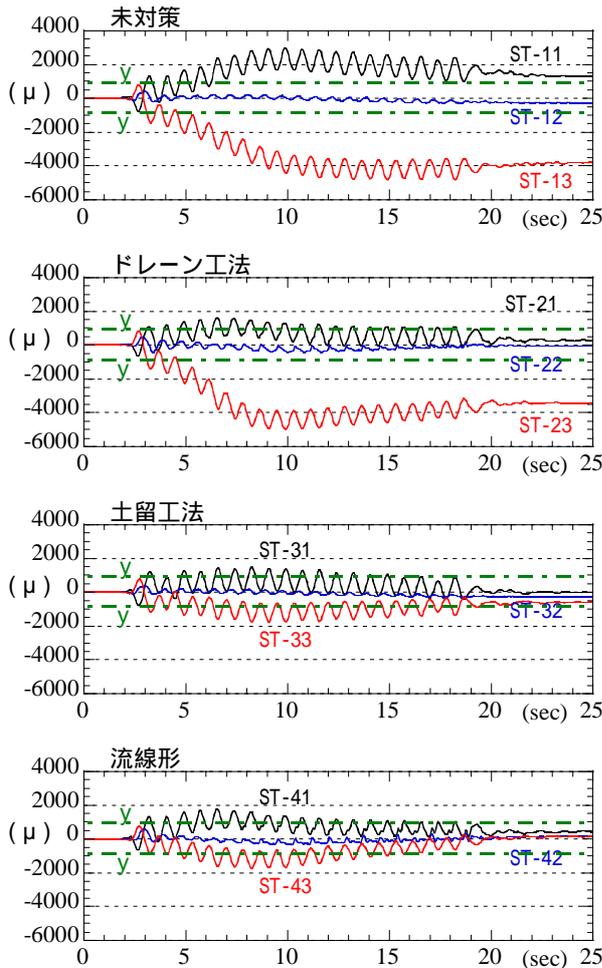


Fig. 21 杭の曲げひずみ時刻歴

Time History of Bending Strain of Piles

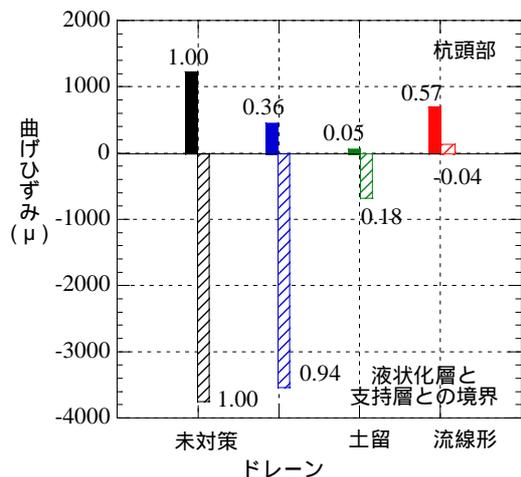


Fig. 22 残留曲げひずみの比較

Comparison of Residual Bending Moment

0.4Hz以上の振動成分を除去している。「未対策」と「流線形」のいずれも、過剰間隙水圧の上昇と共にフーチングが護岸側(-側)に変位するが、過剰間隙水圧比が0.2まではほとんど変位していない。どちらのモデルも、最大変位の50%が生じるときの過剰間隙水圧比は約0.7であり、その後の水圧上昇に伴い水平変位が大き

く進行する。水圧比が0.9になった時点で最大水平変位が生じ、その後、水平変位は内陸側へリバウンドする。過剰間隙水圧の消散時は、微小であるが護岸側へ変位が進行する。「未対策」と「流線形」における変位量の差は、水圧比0.2~0.9において生じる変位量の差であり、特に水圧比が0.7以上の時に変位の抑制効果が高い。

Fig. 21に各モデルの杭の曲げひずみを示す。図には降伏ひずみ(=1400μ; 降伏応力を280N/mm², ヤング率196kN/mm²として算出)の概略値を一点鎖線で示した。「未対策」では杭頭部で2000μ, 支持層と液状化層の境界で4000μを超える曲げひずみが発生しているのに対して、「土留工法」および「流線形」でひずみの低減が顕著であり、降伏ひずみ以下となっている。

Fig. 22に各モデルの残留曲げひずみを比較する。図中には、「未対策」の値を1.0とした時の、各工法での値を示した。杭頭部のひずみについては、いずれの対策工法も「未対策」の60%以下に抑制されている。液状化層と支持層の境界部については、「ドレーン工法」ではほとんど効果が見られないが、「土留工法」および「流線形」のように非液状化層の流動力を効果的に低減することで、ひずみを「未対策」の20%以下に抑制できることがわかる。

以上の結果から、「土留工法」と「流線形」の効果が高いことが確認できた。次に「流線形」を選択し、1g場の振動台実験により効果の実証を行うこととした。

3.4 振動台実験による効果の検証

3.4.1 実験方法 Fig. 23に実験模型の断面図および平面図を示す。使用した土槽は大型せん断土槽(長さ4.35m×奥行き2.85m×深さ2.35m)である。地盤は5号硅砂を使用し、全層をDr=40% (d_{ry}=13.6kN/m³)に調整した。支持層には砕石を用いた。地下水位面はGL-0.3mとした。

杭基礎構造物は鋼製フーチング(中空)と、フーチングに剛結した鋼管杭とし、杭は土槽底部の鋼製治具に溶接した。杭の外径は35mm, 肉厚1.2mmである。未対策と流線形の模型は、土槽を区切らずに並列に設置した。
3.4.2 実験結果 ここからは、実験結果を実物換算値で示す。加振波は5.0Hz・20波の正弦波とし、振動台での最大加速度は364(cm/s²)であった。

Fig. 24に「未対策」と「流線形」のフーチングの水平変位時刻歴を示している。残留変位を比較すると、「流線形」では「未対策」の62%まで抑制できている。

Fig. 25は杭頭部における曲げひずみ時刻歴を示し、Fig. 26は残留曲げひずみの分布を示している。図には降伏ひずみ(=1600μ; 降伏応力を315N/mm², ヤング率200kN/mm²として算出)の概略値を一点鎖線で示した。「流線形」では、曲げひずみがいずれの部位でも降伏ひずみ以下に抑えられており、遠心模型実験と同様に、杭の下端で特に高い抑制効果が見られる。

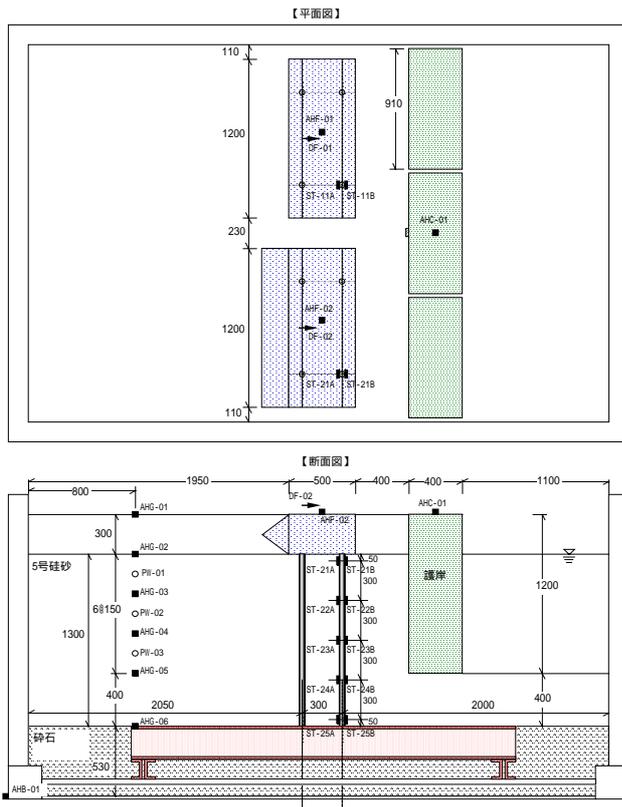


Fig. 23 振動実験模型
1g Shaking Table Test Models

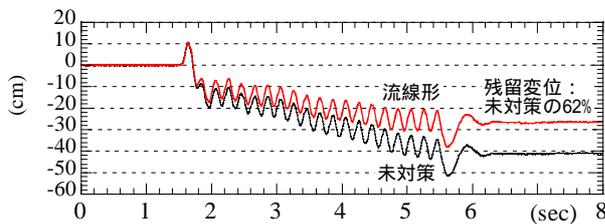


Fig. 24 フーチング水平変位
Lateral Displacement of Footings

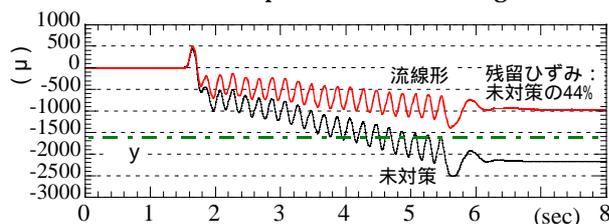


Fig. 25 杭頭部の曲げひずみ
Time History of Bending Strain of Piles

4. まとめ

4.1 側方流動外力のモデル化

- 1) 完全液状化した地盤が流体であると仮定して液状化地盤から杭に作用する外力の特性を分析し、粘性係数 μ と地盤のひずみ速度 の関係を見出した。
- 2) 群杭における杭1本に作用する側方流動力は単杭に作用する外力より低減されることがわかった。

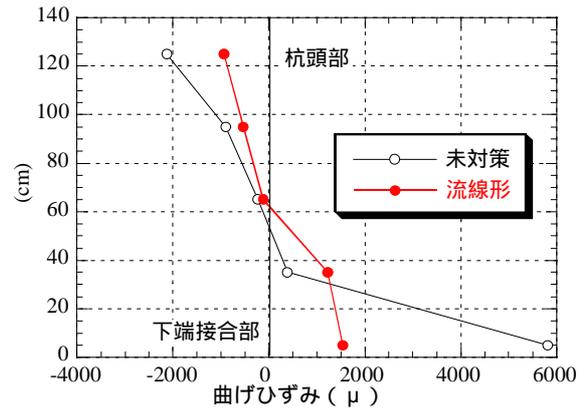


Fig. 26 残留の曲げひずみの比較
Comparison of Residual Bending Strain

また、流動力は流動方向に対する杭の位置や配置に影響を受けることがわかった。

- 3) 流動地盤を粘性流体みなした流動力算定方法を提案し、実験より推定した側方流動地盤の粘性係数を用いて側方流動地盤中の杭基礎の応答をシミュレーションしたところ杭の曲げモーメント分布は実験値とおおむね一致し、応答を推定できることがわかった。

4.2 新しい側方流動対策工法

- 1) 基礎構造物に作用する非液状化層による流動力を低減することにより、基礎構造物の水平変位や杭のひずみを効果的に低減できることがわかった。
- 2) 特に「土留工法」や「流線形」では、基礎の残留水平変位は未対策の30%以下に低減され、杭頭部の曲げひずみは未対策の60%以下、支持層境界部での曲げひずみは同じく20%以下に低減された。
- 3) 「流線形」については、1g場での振動実験によっても、その効果が確認された。
- 4) 「ドレーン工法」では、杭頭部のひずみ低減には効果が見られたが、支持層境界部でのひずみを低減することができなかった。

参考文献

- 1) 濱田政則, 若松加寿江: 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.189-208, 1998
- 2) 濱田政則, 島村一訓, 柳瀬和俊, 中村正樹, 田中淳寛: 液状化土の流動特性に関する研究, 第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.261-266, 2001
- 3) 道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 日本道路協会, 平成14年3月
- 4) 佐藤清, 松田隆: 護岸背後地盤の側方流動と埋設管に関する遠心模型振動実験, 大林組技術研究所報, No.63, pp33-40, 2001