

地震時土圧と側面摩擦力を考慮した応答変位法による杭応力評価

－ 液状化地盤上に乾燥砂層が存在するケース －

EVALUATION OF PILE STRESS BASED ON SEISMIC DEFORMATION METHOD WITH
EARTH PRESSURE AND SIDEWALL FRICTION ACTING ON EMBEDDED FOOTING

－ Case of dry sand layer on liquefied soil －

田村 修次*, 肥田 剛典**

Shuji TAMURA and Takenori HIDA

Seismic deformation method with earth pressure and sidewall friction acting on an embedded footing has been developed, to evaluate pile's stress during soil liquefaction. To verify the effectiveness of the proposed method, the dynamic centrifuge tests were conducted. The following conclusions were reached: (1) The bending moment at the pile head, estimated by the proposed method, showed good agreement with the centrifuge tests results; (2) The estimated amplitudes of the resultant force of earth pressure and sidewall friction, and the phase difference between the resultant force and the structure inertia force agreed well with the experimental results.

Keywords: *Pile foundation, Seismic earth pressure, Seismic deformation method, Centrifuge test, Liquefaction*

杭基礎, 地震時土圧, 応答変位法, 遠心実験, 液状化

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、液状化地盤で多くの杭基礎が被害を受けた^{1)~3)}。その被害事例の検討から、基礎の根入れ効果、すなわち基礎部の主働・受働面に作用する土圧が杭応力に大きな影響を及ぼすことが指摘されている⁴⁾。基礎構造設計指針(2001)⁵⁾では、液状化地盤での建築物の杭の設計法として、応答変位法が推奨されている。杭応力を精度良く推定するためには、基礎の根入れ効果を考慮した応答変位法が必要と考えられる。

根入れされた基礎部に作用する土圧に関する検討は、1980年代に多く行われた^{例えば6), 7)}。1985年には「地震力に対する建築物基礎の設計指針(日本建築センター)⁸⁾」が発行された。この設計指針では、基礎周辺地盤の受働抵抗が上部構造物の慣性力の一部を負担するとしている。その後、数値解析^{9)~11)}およびシリコン地盤模型を用いた振動台実験¹²⁾から、基礎部に作用する土圧の効果は、上部構造物の固有周期と地盤の固有周期によって異なることが報告された。

筆者は大型振動台実験で基礎根入れ部に作用する土圧を評価¹³⁾するとともに、地震時土圧理論による土圧評価法の提案¹⁴⁾を行った。また、上部構造物慣性力と土圧合力の位相差は、上部構造物の固有周

期、地盤の卓越周期のみならず、地盤変位と基礎部変位の影響を受けることを示した^{15), 16)}。さらに、遠心載荷実験で土圧のみならず基礎部の側面摩擦力を計測し、その評価法の提案を行った¹⁷⁾。しかし、基礎部の根入れ効果を考慮して杭応力を算定する手法は確立していない。その要因として、基礎部変位の推定が難しいことが挙げられる。

そこで、本研究では、地震時土圧・側面摩擦力の評価法を応答変位法に組み込み、上部構造物と基礎部の慣性力、地盤変位の深度分布、杭条件等から、基礎部変位、土圧合力・側面摩擦力の大きさ、構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差を推定する手法を示すとともに、それらを考慮した杭応力評価法を提案する。さらに、地盤条件、杭剛性、上部構造物固有周期をパラメーターにした遠心載荷実験を行い、提案手法の妥当性を検討する。

2. 実験概要

実験は、京都大学防災研究所の遠心載荷装置を用いて40g場で行った。実験ケースを表1に、地盤－杭基礎模型および基礎部断面図を図1に示す。実験は、地盤の相対密度、杭の曲げ剛性および上部構造物の固有周期をパラメーターにした。地盤は豊浦砂を用い、Case 1~4

* 京都大学防災研究所 准教授・博士(工学)

** 東京理科大学 助教・博士(工学)

Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Dr. Eng.

Assistant Prof., Tokyo University of Science, Dr. Eng.

表 1 実験ケース

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6
杭タイプ	高剛性杭	低剛性杭	高剛性杭	低剛性杭	高剛性杭	低剛性杭
上部構造物 固有周期	0.0075 s (実大スケール:0.3s)		0.125 s (5.0 s)		0.0075 s (0.3s)	
地盤の 相対密度	30%				80%	

表 2 杭の諸元

	高剛性杭	低剛性杭
材質	ステンレス棒	アルミ管
断面寸法 (実大スケール)	$\phi=8\text{mm}$ ($\phi=32\text{cm}$)	$\phi=8\text{mm}$, $t=0.8\text{mm}$ ($\phi=32\text{cm}$, $t=3.2\text{cm}$)
曲げ剛性 (実大スケール)	$3.85 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($9.86 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)	$0.84 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($2.14 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)

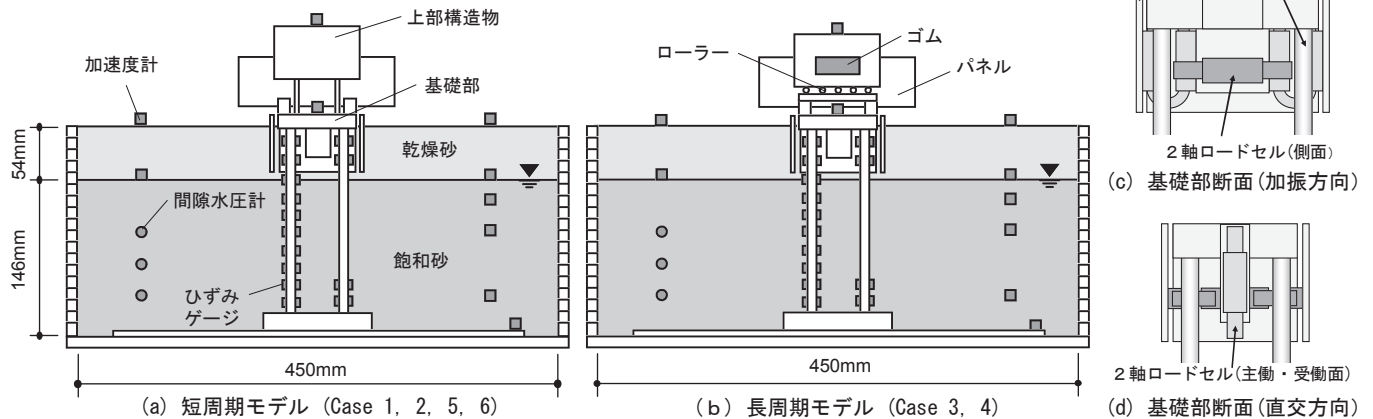


図 1 実験模型およびセンサー配置

の相対密度は30%, Case 5, 6の相対密度は80%である。豊浦乾燥砂を空中落下させた後、土槽を脱気槽に入れて脱気し、土槽下部から水の40倍の粘度を持つメトロゾ溶液を注入して飽和させることで、地盤モデルを作製した。水位は基礎部の直下 (GL. -54mm) である。微小加振における地盤の卓越周期から1/4波長則で算定した地盤の平均S波速度は、相対密度 (D_r) が30%で127m/s, $D_r=80\%$ で138m/sである。地盤のS波速度が鉛直有効応力の0.25乗に比例すると仮定すると、地盤のS波速度の深度分布は図2 (a) となる。さらに、次式のS波速度とN値の関係¹⁸⁾からN値を推定すると図2 (b) となる。

$$V_s = 80 \cdot N^{1/3} \quad (1)$$

杭の諸元を表2に示す。杭は全て直径8mm、長さ176mmである。2×2の4本杭とし、杭頭および杭先端は剛接合とした。Case 1, 3, 5は高剛性の杭 (ステンレス棒) で、曲げ剛性は $3.85 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ である。Case 2, 4, 6は低剛性の杭 (アルミニウムパイプ) で、曲げ剛性は $0.841 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ である。基礎部の大きさは、長さ90mm、幅68mm、高さ55mmで、基礎部の主働・受働面 (加振方向と直角な面) および側面 (加振方向と平行な面) に2軸ロードセルを設置し (図1 c, d), 受圧板を介して土圧と壁面摩擦力および側面摩擦力と側圧の計測を行った。基礎部の根入れ深さは48mmである。なお、基礎部の各面には豊浦砂を塗布し、粗い表面とした。

Case 1, 2, 5, 6は短周期の上部構造物モデルで、上部構造物を板バネで支持した。基礎固定時の固有周期は0.0075s (実大スケールで0.3s) である。Case 3, 4は長周期の上部構造物モデルで、上部構造物の底面をローラーで支持し、基礎部に固定したパネルと上部構造物の間にゴム板を設置し反力とした。基礎固定時の固有周期は0.125s (5.0s) である。長周期の上部構造物モデルの詳細は、文献¹⁹⁾を参照されたし。基礎部の質量は0.99kg, 上部構造物の質量は2.0kgである。

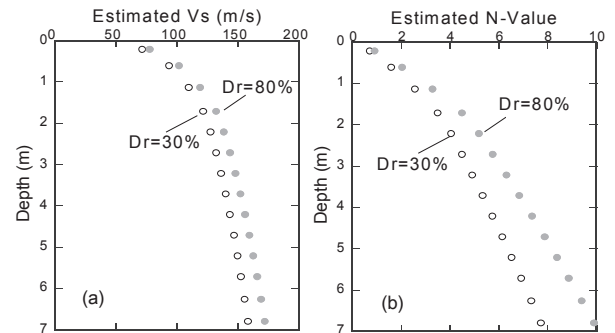


図 2 地盤の固有周期から推定されたS波速度およびN値の深度分布

計測は、前述の基礎部に作用する土圧や側面摩擦力とともに、基礎部、上部構造物および地盤の加速度、地盤の過剰間隙水圧、杭のひずみについて行った。入力波は、長周期成分を多く含むHachinohe 1968 NSを用い、最大加速度を実大スケールで300cm/s²程度にした。以下、実験結果は全て実大スケールに換算して示す。

3. 実験結果

Case 1 (短周期モデル・高剛性杭) およびCase 3 (長周期モデル・高剛性杭) における過剰間隙水圧比、上部構造物加速度、基礎部加速度、地表面加速度、入力加速度および地表面と基礎部の変位の時刻歴を図3, 4に示す。地表面と基礎部の変位は、加速度波形の2階積分で算定した。Case 1とCase 3の地表面加速度の波形は良く一致しており、地盤応答の再現性は高いことが分かる。両ケースともに、加振開始後16秒付近から過剰間隙水圧が上昇し、20秒付近で液状化した。液状化とともに、地表面加速度は長周期化する。その卓越周期は3秒程度であり、Case 3の上部構造物固有周期 (5秒) よりも短い。上部構造物の加速度はCase 1とCase 3で大きく異なる。Case 3の上部構

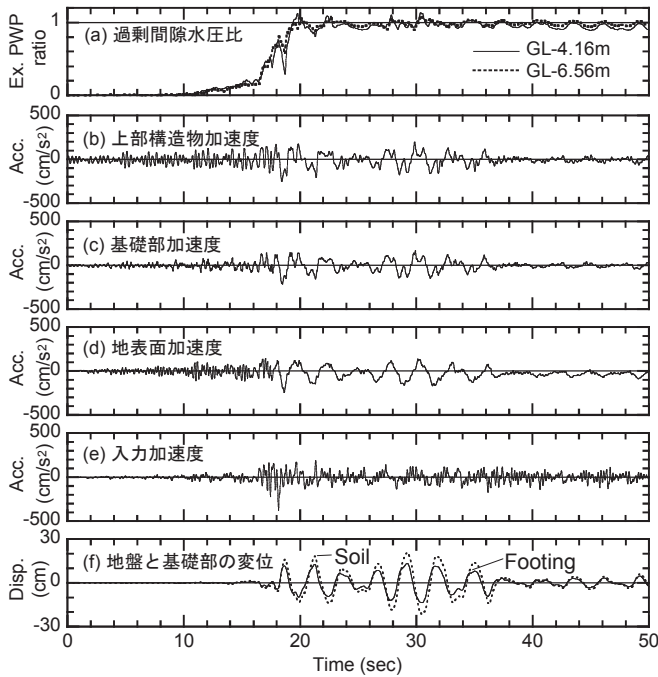


図3 上部構造物、基礎部および地盤の応答
(Case 1, 短周期モデル, 高剛性杭, $\Delta t=30\%$)

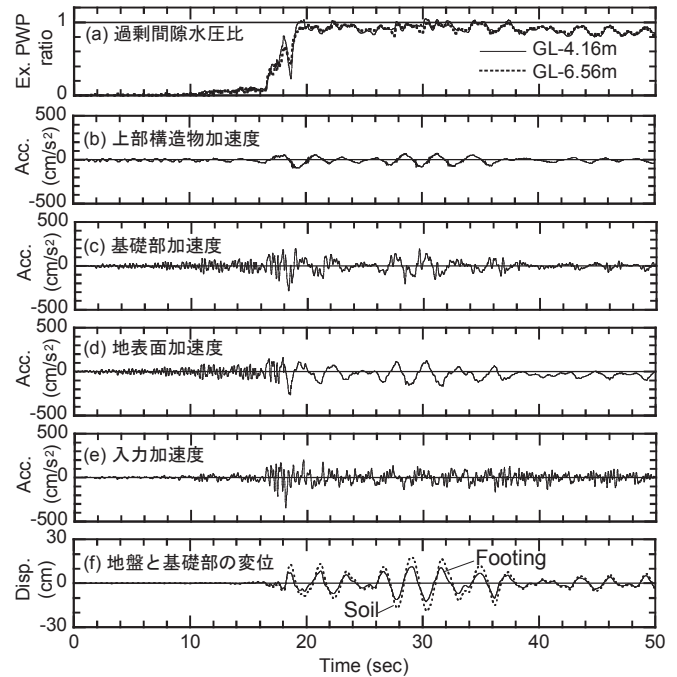


図4 上部構造物、基礎部および地盤の応答
(Case 3, 長周期モデル, 高剛性杭, $\Delta t=30\%$)

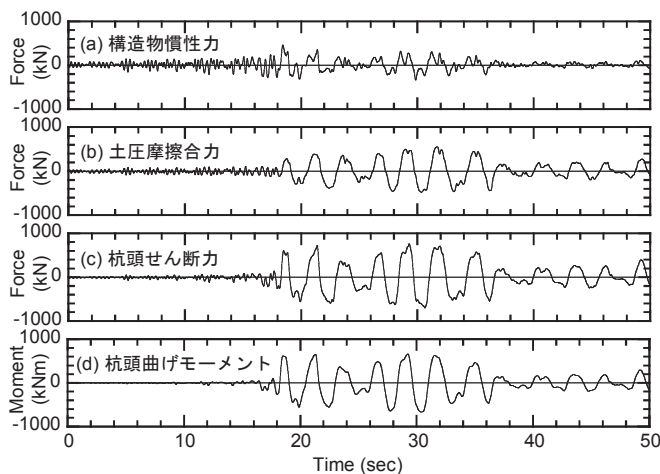


図5 構造物慣性力, 土圧摩擦合力および杭の曲げモーメント
(Case 1, 短周期モデル, 高剛性杭, $\Delta t=30\%$)

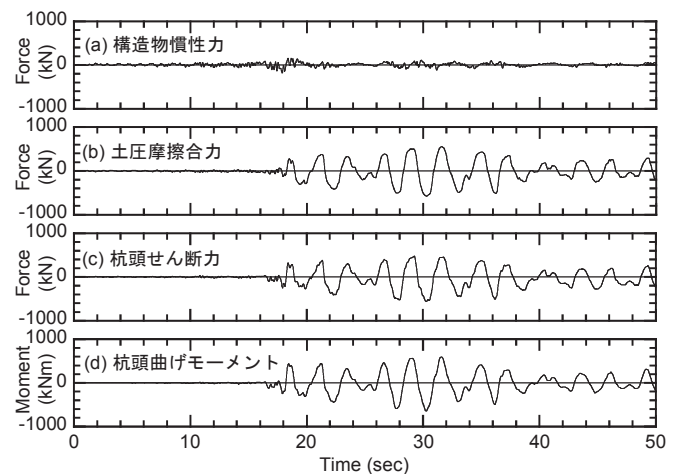


図6 構造物慣性力, 土圧摩擦合力および杭の曲げモーメント
(Case 3, 長周期モデル, 高剛性杭, $\Delta t=30\%$)

造物加速度は, Case 1に比べて長周期成分が卓越し, かつ最大加速度も 95cm/s^2 と小さい。両ケースともに地表面と基礎部の変位は, 液状化の進行とともに急増する。地表面変位は基礎部変位よりも大きい。

Case 1およびCase 3における構造物慣性力(上部構造物慣性力と基礎部慣性力の和), 土圧摩擦合力(基礎根入れ部に作用する土圧と側面摩擦力の和), 杭頭せん断力(各杭の和)および杭頭曲げモーメント(各杭の平均値)の時刻歴を図5, 6に示す。土圧および側面摩擦力は基礎部に設置したロードセルで直接計測した。Case 3の構造物慣性力は極めて小さい。長周期モデルでは, 上部構造物慣性力と基礎部慣性力が逆位相になったためである¹⁹⁾。両ケースともに, 過剰間隙水圧の上昇に伴って, 土圧摩擦合力, 杭頭せん断力, 杭頭曲げモーメントの振幅が急激に大きくなる。Case 1の杭頭せん断力は土圧摩擦合力よりも大きい。一方, Case 3の杭頭せん断力は土圧摩擦合力とほぼ一致する。これは, 構造物慣性力が極めて小さいためである。両

ケースの杭頭せん断力および杭頭曲げモーメントの波形は, 構造物慣性力の波形と異なり, 土圧摩擦合力の波形と類似している。土圧摩擦合力が杭頭せん断力, 杭頭曲げモーメントに大きな影響を与えていることが分かる。

各ケースの杭頭曲げモーメント最大時における構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図7に示す。第1, 3象限は構造物慣性力と土圧摩擦合力が同位相, 第2, 4象限はそれらが逆位相であることを示す。Case 1, 2では構造物慣性力と土圧摩擦合力が同位相である。Case 3, 4も構造物慣性力と土圧摩擦合力が同位相であるが, 構造物慣性力は極めて小さい。Case 5, 6では構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相である。これは, 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期よりも短く, 地盤の相対密度が高く, 地盤変位が基礎部変位よりも小さいため^{15), 16)}と考えられる。

4. 基礎根入れ部に作用する土圧・側面摩擦力

4.1 土圧摩擦合力の実測値

図8はCase 1～4($D_r=30\%$)、Case 5, 6($D_r=80\%$)において遠心載荷実験で計測された地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力ピークの関係である。全てのケースで相対変位とともに土圧合力が大きくなる傾向を示す。Case 2, 4の土圧摩擦合力は、Case 1, 3のそれより小さい。これは、低剛性杭で支持された基礎部は地盤変位に追従し、地盤と基礎部の相対変位が小さくなったためである。Case 5～6では、密な砂であるにもかかわらず土圧合力は小さい。これは、基礎部が地盤に拘束され、相対変位が小さくなったためである。

4.2 土圧と側面摩擦力の理論値

基礎根入れ部の主働・受働面に作用する土圧合力 P_E は、次式から算定する¹⁴⁾。

$$P_E = P_{Ep} - P_{Ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 B (K_{Ep} - K_{Ea}) \quad (2)$$

ここに、 P_{Ep} 、 P_{Ea} は受働側、主働側の土圧、 γ は地盤の単位体積重量、 H は基礎の根入れ深さ、 B は主働・受働面の基礎幅である。 K_{Ep} および K_{Ea} は受働側および主働側の土圧係数であり、Zhang et al.の地震時土圧理論²⁰⁾で算定した。

基礎根入れ部の側面（加振方向）に作用する側面摩擦力 P_F は、バイリニアモデルとし、次式から算定した。

$$P_F = \mu P_0 D_{re} / D_{\max} \quad (D_{re} \leq D_{\max}) \quad (3)$$

$$P_F = \mu P_0 \quad (D_{re} > D_{\max}) \quad (4)$$

$$P_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 L K_0 \quad (5)$$

ここに、 μ は地盤と基礎の摩擦係数、 P_0 は静止土圧、 D_{re} は地盤と基礎部の相対変位、 $D_{\max}$ は側面摩擦力が最大になる相対変位、 L は加振方向の基礎幅、 K_0 は静止土圧係数でJakyの式で算定した。摩擦係数は基礎部表面の粗いことから、砂のせん断強度を考慮し $\mu = \tan \phi$ とした¹⁷⁾。なお、土圧合力と側面摩擦力は同位相とした¹⁶⁾。

提案手法の妥当性を検討するため、(2)～(5)式で算定された相対変位と土圧摩擦合力、相対変位と土圧合力の関係を図8に示す。主働土圧および受働土圧に達する地盤と基礎部の相対変位は、砂の相対密度によって異なる。そこで、既往の研究^{20), 21)}に基づき、相対密度

30%および80%における主働土圧に達する地盤と基礎部の相対変位は基礎根入れ高さの0.5%, 0.1%とし、受働土圧に達する相対変位を基礎根入れ高さの4%, 1%とした。地盤の水平震度は0.2, 砂の内部摩擦角 ϕ を相対密度30%で 34° , 相対密度80%で 42° , 壁面摩擦角を 0.5ϕ と仮定した。側面摩擦力が極限値に達する相対変位 $D_{\max}$ は、遠心載荷実験で得られた相対変位と側面摩擦力の関係¹⁷⁾から0.3cmとした。地盤の相対密度によらず、土圧合力の理論値は実測値より小さい。一方、土圧摩擦合力の理論値は実測値と概ね対応する。以上から、土圧のみならず、側面摩擦力を考慮することで基礎の根入れ効果を説明できることが分かる。

5. 土圧・側面摩擦力を考慮した応答変位法

5.1 土圧摩擦合力を考慮した応答変位法のモデル

基礎根入れ部に作用する土圧・側面摩擦力を考慮した応答変位法を模式図で図9に示す。杭頭固定度を考慮するため、基礎部と杭頭の間に回転バネを設置した。地盤の無い状態で基礎部に水平力を加えて、基礎部変位と水平力の関係を計測し、杭頭および杭先端の回転バネを評価した。回転バネは杭頭および杭先端部ともに、高剛性杭で 1.41×10^6 (kNm/rad), 低剛性杭で 1.65×10^5 (kNm/rad) とした。基礎部に、(2)～(5)式に基づいて土圧摩擦合力を作用させた。杭に作用する水平地盤反力は、杭と地盤の相対変位から基礎構造設計指針に基づいて非線形性を考慮して算定した。なお、本研究で用いたモデルでは、

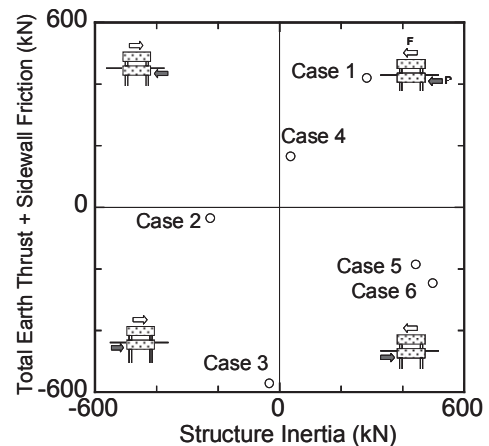


図7 構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係

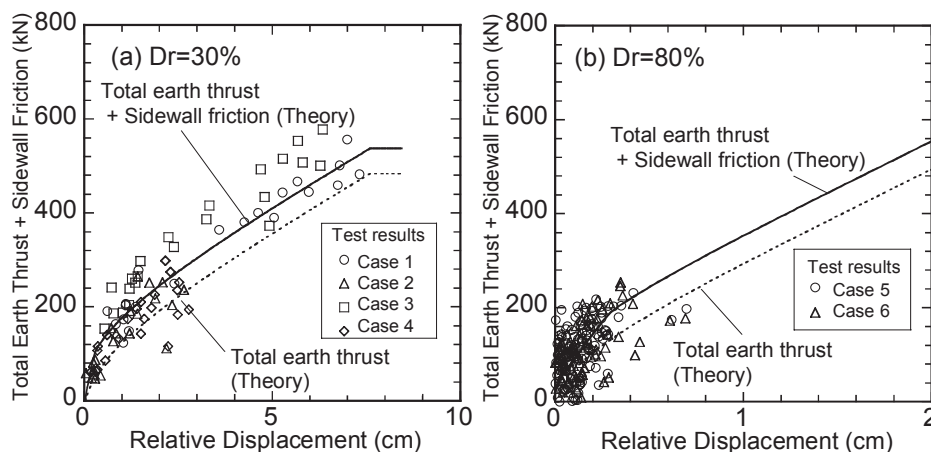


図8 地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力

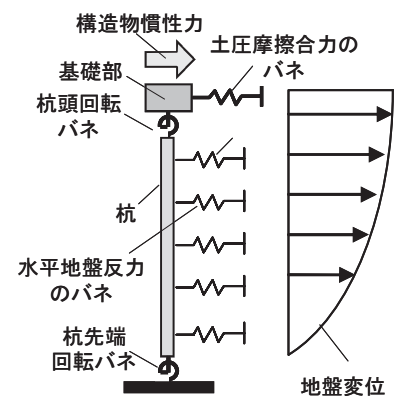


図9 基礎の根入れ効果を考慮した応答変位法（模式図）

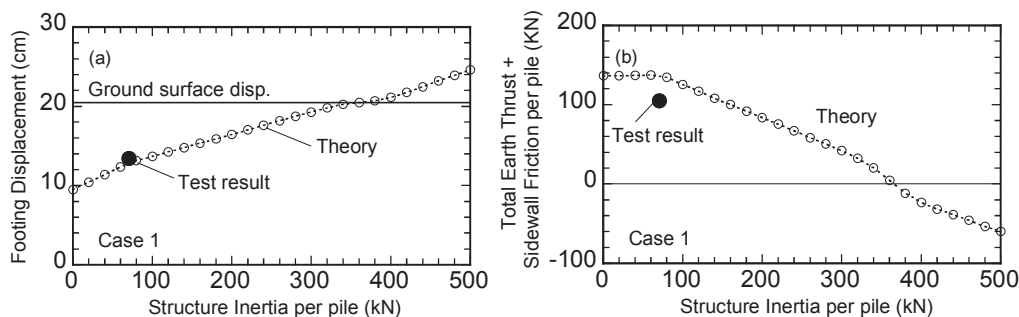


図10 構造物慣性力と基礎部変位・土圧摩擦合力の関係(Case 1)

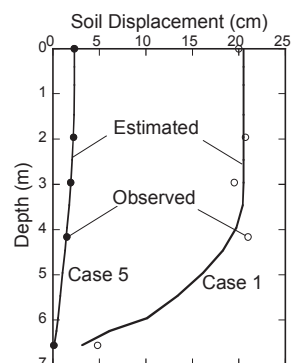


図11 地盤変位の深度分布

ロードセルを設置している基礎部内が空洞であるため、その部分に相当する水平地盤反力はゼロとした。構造物慣性力と地盤変位は同時載荷とし、増分法で杭応力を算定した。

5.2 構造物慣性力が基礎部変位と土圧摩擦合力に及ぼす影響

土圧摩擦合力の大きさ、構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相差を評価するためには、与えられた地盤・杭条件、構造物慣性力から基礎部変位を精度良く推定する必要がある。提案手法で算定した構造物慣性力と基礎部変位の関係を図10(a)に、構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図10(b)に示す。構造物慣性力を0kNから500kNまで変化させ、杭は高剛性杭、地表面変位はCase 1の杭頭曲げモーメント最大時のものを用いた。地表面変位は20.5cmとし、地表面からGL-3mまで同一変位、その以深でCOS分布である。地表面変位は、地表面とGL-2mの加速度波形の2階積分で算定した。水平地盤反力は、推定N値(図2(b))から基礎構造設計指針に基づいて算定した。液状化に伴う塑性水平地盤反力の低減係数 α^β 、水平地盤反力係数の補正係数 β^β は0.2とした。土圧摩擦合力の正符号は構造物慣性力と同位相、負符号は逆位相を示す。なお、構造物慣性力、土圧摩擦合力は杭1本当たりのものである。

構造物慣性力がゼロの場合、地盤変位によって基礎部が9.2cm変位する。構造物慣性力が380kN未満の場合、基礎部変位は地盤変位より小さい。土圧摩擦合力は構造物慣性力と同位相で、基礎部に外力として作用する。構造物慣性力が大きくなると土圧摩擦合力は小さくなる。基礎部変位が地盤変位に近づき、両者の相対変位が小さくなるためである。構造物慣性力が380kN以上になると、基礎部変位が地盤変位より大きくなる。土圧摩擦合力は構造物慣性力と逆位相になり、基礎部に反力として作用する。図中の「●」は、杭頭曲げモーメント最大時($t=29.25s$)における構造物慣性力と基礎部変位、土圧摩擦合力の実測値を示している。実測値と理論値は概ね対応している。

図12は杭頭曲げモーメント最大時における実測された基礎部変位と提案手法で算定された基礎部変位の関係である。実測された基礎部変位は、2.5cm(Case 5)から26.0cm(Case 2)である。基礎部変位の理論値は、ほぼ実測値と対応する。特に $\alpha, \beta=0.2$ で基礎部変位の理論値と理論値が良く対応する。図中の「●」は、実測された地盤変位である。地盤変位と基礎部の相対変位が、実測値、理論値ともにCase 1,3で極めて大きい。高剛性杭では地盤変位が大きくなると、基礎部変位が地盤に追従できないためである。

5.3 基礎部変位・土圧摩擦合力の理論値と実測値

提案手法による土圧摩擦合力の妥当性を、Case 1~6を対象に検討

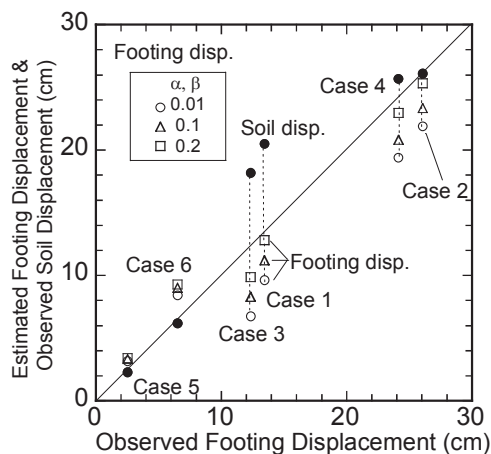


図12 基礎部変位の実測値と理論値および地盤変位の実測値(杭頭曲げモーメントの最大時)

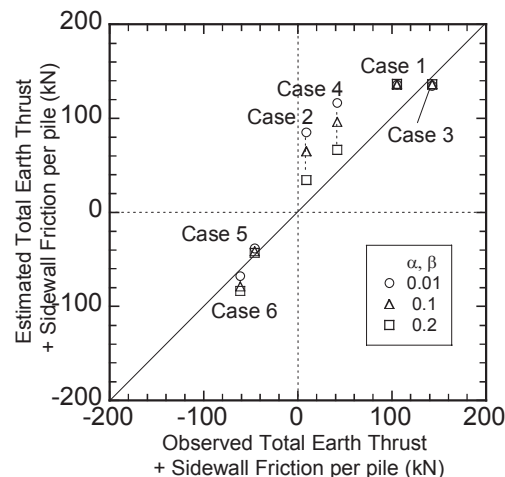


図13 土圧摩擦合力の実測値と理論値(杭頭曲げモーメントの最大時)

する。構造物慣性力と表層地盤変位は、杭頭曲げモーメント最大時における実測値を用いた。地盤変位の深度分布は、実験結果を参考にCase 1~4では地表面からGL-3mまで同一変位、Case 5,6では地表面からGL-1mまで同一変位、その以深でCOS分布とした。図11は、Case 1, 5の杭頭曲げモーメント最大時における地盤変位深度分布である。両ケースともに想定した地盤変位と実測した地盤変位が概ね対応している。飽和砂層における水平地盤反力の低減係数 α, β は0.2, 0.1, 0.01とし、全ての深度で同じ値を用いた。ただし、Case 5, 6では、過剰間隙水圧の上昇時に杭頭曲げモーメントが最大になった。この場合、水平地盤反力の低減係数 α, β は深度方向で大きく変化していると考えられる。そこで、飽和砂層が液状化したと考える20秒以降における杭頭曲げモーメント最大時を検討対象とした。

図12は杭頭曲げモーメント最大時における実測された基礎部変位と提案手法で算定された基礎部変位の関係である。実測された基礎部変位は、2.5cm(Case 5)から26.0cm(Case 2)である。基礎部変位の理論値は、ほぼ実測値と対応する。特に $\alpha, \beta=0.2$ で基礎部変位の理論値と理論値が良く対応する。図中の「●」は、実測された地盤変位である。地盤変位と基礎部の相対変位が、実測値、理論値ともにCase 1,3で極めて大きい。高剛性杭では地盤変位が大きくなると、基礎部変位が地盤に追従できないためである。

図13はCase 1~6の杭頭曲げモーメント最大時における土圧摩擦合力の実測値と理論値の関係である。土圧摩擦合力の正符号は、土圧摩擦合力と構造物慣性力が同位相、負符号は逆位相であることを示

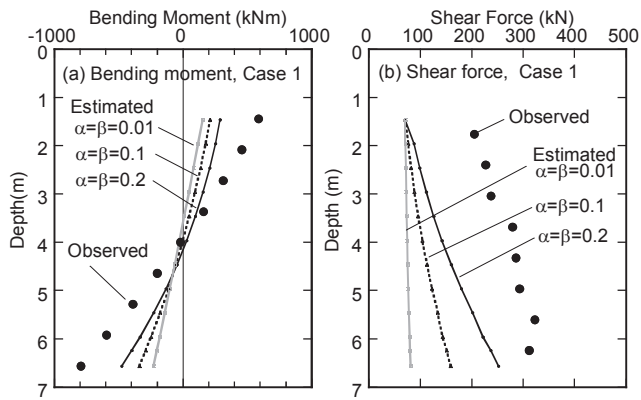


図14 杭の曲げモーメントの深度分布（土圧摩擦合力を無視）

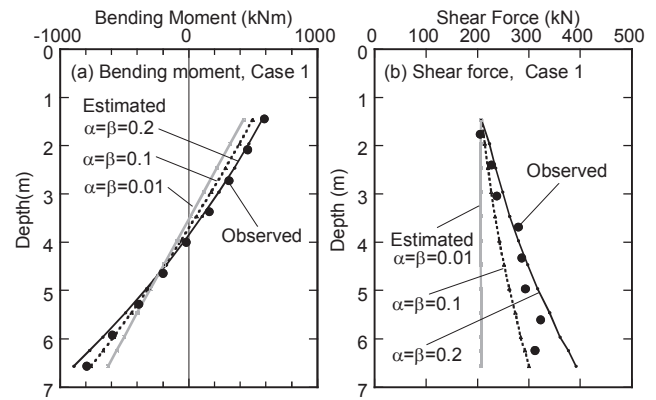


図15 杭の曲げモーメントの深度分布（土圧摩擦合力を考慮）

す。提案手法による理論土圧摩擦合力と構造物慣性力の位相差は、 α 、 β によらず実験結果（図7）と同じである。すなわち、Case 1～4では土圧摩擦合力が構造物慣性力と同位相、Case 5, 6では逆位相になる。Case 1, 3では、全ての α 、 β で土圧摩擦合力の理論値がほぼ同じ大きさとなる。これは、地盤と基礎部の相対変位が大きく（図12）、土圧がほぼ受働状態に達しているためである。以上から、適切な α 、 β を用いれば、提案手法で基礎部変位、土圧摩擦合力の大きさ、土圧摩擦合力と構造物慣性力の位相差を推定できることが分かる。

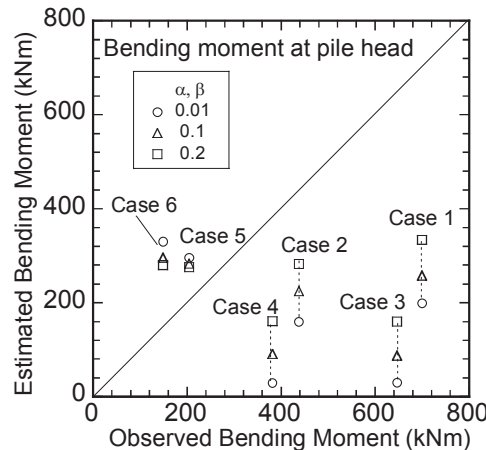


図16 杭頭曲げモーメントの実測値と理論値（土圧摩擦合力を無視）

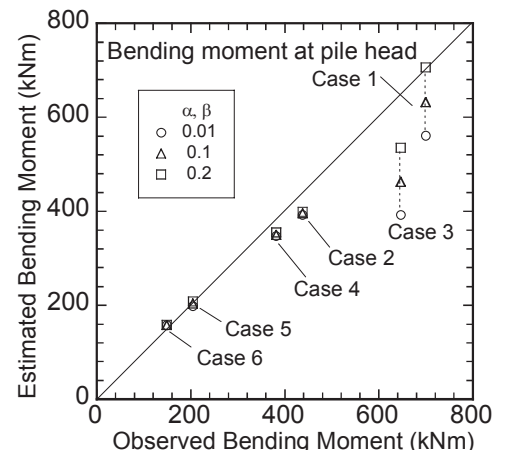


図17 杭頭曲げモーメントの実測値と理論値（土圧摩擦合力を考慮）

5.4 土圧摩擦合力が杭応力に及ぼす影響

土圧摩擦合力を無視して算定したCase 1の曲げモーメントとせん断力の深度分布を、実験結果とともに図14に示す。杭頭曲げモーメントが最大になる時間を対象とし、構造物慣性力、地盤変位、水平地盤反力の設定は前節までと同じである。杭の曲げモーメントの実測値は杭頭と杭先端で大きく、杭せん断力の実測値は、杭頭から杭先端部に向けて大きくなる傾向を示す。このことは、液状化地盤が杭に外力として作用していることを示唆している。杭の曲げモーメントおよびせん断力の理論値は、全ての α 、 β で実測値よりも小さい。

次に土圧摩擦合力を考慮して算定したCase 1の曲げモーメントとせん断力の深度分布を、実験結果とともに図15に示す。推定された杭の曲げモーメントの深度分布は、実験結果と良く対応する。杭上部では α 、 $\beta=0.2$ 、杭下部では α 、 $\beta=0.1$ の理論杭曲げモーメントが実測値と極めて良く対応する。杭のせん断力の深度分布も α 、 $\beta=0.1\sim0.2$ で理論値が実測値と良く対応する。

5.5 杭頭曲げモーメントの理論値と実測値

土圧摩擦合力を無視して算定したCase 1～6の杭頭曲げモーメントの理論値と実測値の関係を図16に示す。Case 1～4では、理論値が実測値より小さい。これは、土圧摩擦合力が構造物慣性力と同位相であり（図7）、基礎の根入れ効果を無視することで杭頭曲げモーメントを過小評価したと考えられる。

一方、Case 5, 6では、理論値は実測値よりも大きい。これは、土圧摩擦合力が構造物慣性力と逆位相であり（図7）、基礎の根入れ効果を無視することで杭頭曲げモーメントを過大評価したと考えられる。

土圧摩擦合力を考慮して算定したCase 1～6の杭頭曲げモーメントの理論値と実測値の関係を図17に示す。基礎の根入れ効果を考慮することで理論値と実測値が概ね対応する。Case 1, 3では、 α 、 β によって杭頭曲げモーメントが異なり、本実験では α 、 $\beta=0.2$ における杭頭曲げモーメントの理論値が実測値と最も対応した。それ以外のケースでは、 α 、 β によらず、杭頭曲げモーメントの理論値と実測値は概ね対応した。以上から、土圧摩擦合力を無視した場合、液状化に伴う水平地盤反力の低減係数 α 、 β の大きさによらず、杭頭曲げモーメントを精度良く推定することは難しい。一方、土圧摩擦合力を考慮した場合、水平地盤反力の低減係数 α 、 β を0.1～0.2程度に設定し、構造物慣性力と地盤変位を同時に作用させることで、杭頭曲げモーメントを精度良く推定できる。したがって、基礎部が根入れされた杭の曲げモーメントを推定する場合、土圧摩擦合力を考慮する必要があると考えられる。

6. まとめ

本研究では、基礎根入れ部に作用する土圧・側面摩擦力の評価法を応答変位法に組み込み、上部構造物と基礎部の慣性力、地盤変位の深

度分布、杭条件等から、基礎部変位、土圧摩擦合力の大きさ、土圧摩擦合力と構造物慣性力との位相差を推定する手法を示すとともに、それらを考慮した杭応力評価法を提案した。さらに、地盤条件、杭剛性、上部構造物固有周期をパラメーターにした遠心載荷実験を行い、液状化した後に杭頭曲げモーメントが最大になる条件に対して提案手法の妥当性を検討し、以下の結果を得た。

- (1) 土圧合力・側面摩擦力を考慮し、構造物慣性力と地盤変位を同時に作用させて算定した基礎部変位は、遠心載荷実験の結果と良く対応した。また、推定した土圧摩擦合力の大きさ、土圧摩擦合力と構造物慣性力との位相差は、遠心載荷実験の結果と良く対応した。
- (2) 土圧摩擦合力を無視して推定した杭頭曲げモーメントは、液状化に伴う水平地盤反力の低減係数 α 、 β の大きさにかかわらず実験結果と対応しなかった。一方、低減係数 α 、 β を0.1～0.2程度に設定し、基礎部に作用する土圧摩擦合力を考慮して推定した杭頭曲げモーメントは、実験結果と良く対応した。したがって、基礎部が根入れされた杭の曲げモーメントを推定する場合、土圧摩擦合力を考慮する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996. 7
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編－4，建築基礎構造，1998
- 3) BTL委員会：兵庫県南部地震における液状化・側方流動に関する研究報告書，1998
- 4) Fujii, S., Iseimoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T. and Tokimatsu, K.: Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, Soils and Foundations, Special issue on geotechnical aspects of the 1995 Hyogoken Nambu earthquake, No. 2, pp. 179-192, 1998. 9
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001
- 6) 三浦賢治，伊藤幸爾郎，北川良和，杉村義広，水野二十一：地震時の基礎根入れ部土圧と杭応力に関する模型実験（その1 実験概要）日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.619-620, 1980
- 7) 杉村義広，平出務：基礎根入れによる水平力低減効果に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.2409-2410, 1984
- 8) 建設省住宅局建築指導課 監修：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，日本建築センター，1984
- 9) 徐挺，杉村義広：単純化モデルによる地盤と構造物の地震時動的相互作用のメカニズムに関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.43B, pp.433-440, 1997. 3
- 10) 西村昭彦，室野剛隆，永妻真治：軟弱地盤における杭基礎の耐震設計法に関する実験的研究（その1～その3），第32回地盤工学研究発表会，Vol.1, pp.961-966, 1997
- 11) 小林勝巳，森伸一郎：基礎構造の耐震設計と相互作用を考慮した地震荷重，第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，日本建築学会，pp.107-120, 1998. 5
- 12) 今岡克也，徳武茂隆，青山邦男，福和伸夫，飯場正紀，多賀直恒：シリコン地盤模型を用いた動的根入れ効果に関する研究，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol.2, pp.1653-1658, 1998. 11
- 13) 田村修次，時松孝次，宮崎政信，八幡夏恵子，土屋富男：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧，日本建築学会構造系論文集，No.554, pp.95-100, 2002. 4
- 14) 時松孝次，田村修次，宮崎政信，吉澤睦博：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力の評価，日本建築学会構造系論文集，No.570, pp.101-106, 2003. 8
- 15) 田村修次，時松孝次，内田明彦，船原英樹，阿部秋男：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係，日本建築学会構造系論文集，No.559, pp.129-134, 2002. 9
- 16) 田村修次：遠心載荷実験における基礎の根入れ効果が杭頭水平力に及ぼす影響と液状化層厚－上部構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差一，日本建築学会構造系論文集，No.625, pp.409-415, 2008. 3
- 17) Tamura, S., Imayoshi, T. and Sakamoto T: Earth pressure and sidewall friction acting on an embedded footing in dry sand based on centrifuge tests, Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, Vol. 47, No. 4, pp.811-819, 2007. 8
- 18) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002
- 19) 肥田剛典，田村修次：液状化地盤における杭剛性が免震構造物の応答と杭応力に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，Vol. 75, No. 650, pp.825-830, 2010. 4
- 20) Zhang, Jian-Min, Shamoto, Y. and Tokimatsu, K: Evaluation of earth pressure under any lateral deformation, Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, Vol. 38, No. 1, pp.15-33, 1998. 3
- 21) Fang, Y. S., Ho, Y. C. and Chen, T. J.: Passive earth pressure with critical state concept, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 128, No.8, pp.651-659, 2002. 8

(2011年7月9日原稿受理，2011年9月6日採用決定)