

液状化地盤に建つ杭頭半剛接合構法を採用した建物の 遠心模型振動実験

フーチングが地盤に根入れされていない試験体の実験結果とその分析

石崎 定幸^{*1}・時松 孝次^{*2}・長尾 俊昌^{*1}

Keywords : pile, semi-rigid pile head connection, liquefaction, centrifuge model test, dynamic interaction, damping

杭, 杭頭半剛接合構法, 液状化, 遠心模型振動実験, 動的相互作用, 減衰

1. はじめに

合理的な杭頭部の接合方法として杭頭半剛接合構法を開発し、多くのプロジェクトに実施適用している^{1,2)}。杭頭半剛接合構法は、杭頭部の回転を許容することにより杭頭接合部への応力の集中をさけ、杭基礎の耐震性を向上させる構法である。杭頭半剛接合構法を採用した場合、杭や基礎梁の断面積を縮小することが可能となり、コスト縮減や掘削残土の低減等のメリットがある。筆者らは、杭頭半剛接合構法を採用した建物の地震時挙動を解明する目的で、乾燥砂地盤における杭基礎建物模型の振動実験を実施した^{3,4)}。実験結果から、杭頭半剛接合構法の杭被害軽減効果を確認した。また、杭頭半剛接合構法を採用した建物と地盤の動的相互作用の影響により、杭頭せん断力の分担が杭位置ごとに異なること、上部構造物加速度が若干減少し基礎の変形が増加する傾向が確認された。このことから、地盤と建物の動的相互作用の影響が顕著となる液状化地盤等で杭頭半剛接合構法を採用する際には、その影響を十分考慮した設計が必要となる。本研究の目的は、液状化地盤等の超軟弱地盤において杭頭半剛接合構法を採用した建物の地震時挙動を解明することである。本論文では、基礎（フーチング）が地盤に根入れされていない杭基礎建物模型を用いた「液状化地盤-杭基礎建物系の遠心模型振動実験」について述べる。

2. 実験概要

実験は、技術センターにおける遠心載荷装置を用い、

*1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室

*2 東京工業大学大学院

50g 場で実施した。試験体は、杭頭を剛接合とした試験体（以下、剛接合試験体と称す）と半剛接合とした試験体（半剛接合試験体と称す）の2種類である。

2.1 模型試験体

模型試験体を図—1に示す。せん断土槽は、加振方向 560mm×奥行き 210mm×深さ 400mm（実物換算：28m×10.5m×20m）である。地盤材料には豊浦砂を使用し、液状化層と下層から成る2層地盤を作製した。液状化層は相対密度（ Dr ）60%，下層は Dr 90%を目標として作製した。液状化層の加振直前の Dr は、剛接合試験体:約 60%，半剛接合試験体:約 65%であり、半剛接合試験体の液状化層は剛接合試験体と比較して若干締まっていた。間隙水には、粘性が水の 50 倍のシリコンオイルを用いた。

上部構造物と基礎の質量は、それぞれ 5.2kg・2.7kg である。微小加振時における上部構造物の固有周期は 0.003 秒（実物換算 0.15 秒）であった。杭にはステンレスパイプ（ ϕ 16mm, $t=1$ mm, $E=1.97 \times 10^8$ kN/m²）を用い、加振方向 2 本×奥行き方向 2 本＝合計 4 本杭とした。剛接合試験体では、二つ割したパイルキャップで杭頭部を挟み込みボルトで固定した。半剛接合試験体では、実物同様に¹⁾、杭頭にパイルキャップを載せただけの構造とした。杭先端はピン接合とした。

杭-基礎模型に対し、一定鉛直荷重のもと杭先端に水平変位を作用させた予備実験を実施し、杭頭接合部の回転性能を把握した（図—2）。半剛接合試験体では、その回転性能が軸力に依存する。そのため、鉛直荷重を長期軸力 1kN（実物換算：2.5MN）の他、0.4kN（同：1.0MN）および 1.6kN（同：4.0MN）として、実験を実施した。予備実験より得られた杭頭の曲げモーメントと回転角の関係を実物スケールにて図—2に示

す。半剛接合試験体の曲げモーメントと回転角の関係は、載荷時と除荷時でほぼ同一点を通る弾性挙動を示すが、剛接合試験体と比較して、初期剛性が小さく、曲げモーメントに頭打ちが生じていた（以下、非線形弾性的な挙動と示す）。図には次式で表される各軸力時の最大抵抗モーメント（ M_u ）を合わせて示す。

$$M_u = D/2 \cdot N \quad (1)$$

ここで、 D ：杭径、 N ：杭頭軸力である。半剛接合試験体の曲げモーメントは M_u に漸近している。

2.2 計測項目

センサーの配置を図-1に示す。計測項目は、地盤の水平加速度、地盤の間隙水圧、杭のひずみ、基礎の水平・上下加速度、上部構造物の水平加速度、杭頭とパイルキャップの相対変位等である。杭頭回転角は、杭の加振方向前後で計測した杭頭とパイルキャップの相対変位の差を、その測定位置間の距離で除して求めた。また、構造物および地盤の水平変位は、加速度を2回積分して評価した。

2.3 入力地盤波

入力地震波は南関東地震を想定して作られた臨海波とし、本加振ではその最大加速度を 200cm/s^2 （実物スケール）に調整して用いた。また、試験体の初期の振動特性を把握する目的で微小加振を実施した。

3. 実験結果

本加振の実験結果について、剛接合試験体と半剛接合試験体の比較を行う。実験結果は全て実物スケールで示す。半剛接合試験体における加振前の杭頭軸力を表-1に示す。各杭に概ね均等に軸力が作用していた。

3.1 地盤の加速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴

地盤の加速度・変位・過剰間隙水圧、振動台加速度の時刻歴を図-3に示す。両試験体において、深度1.1mおよび5.1mにおける過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達し、深度7.1m以浅の層（図-1中の液状化層）が液状化した。深度5.1mにおける過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達する時刻は、半剛接合試験体の方が剛接合試験体と比較して遅い。これは、半剛接合試験体の液状化層の Dr が、剛接合試験体と比較して、若干高かったためと考えられる。その結果、地盤加速度が液状化の影響により減少する時刻は、半剛接合試験体の方が剛接合試験体より遅い。

深度9.6mにおける過剰間隙水圧は、30秒付近において初期有効上載圧に達するが、加振中にも水圧が

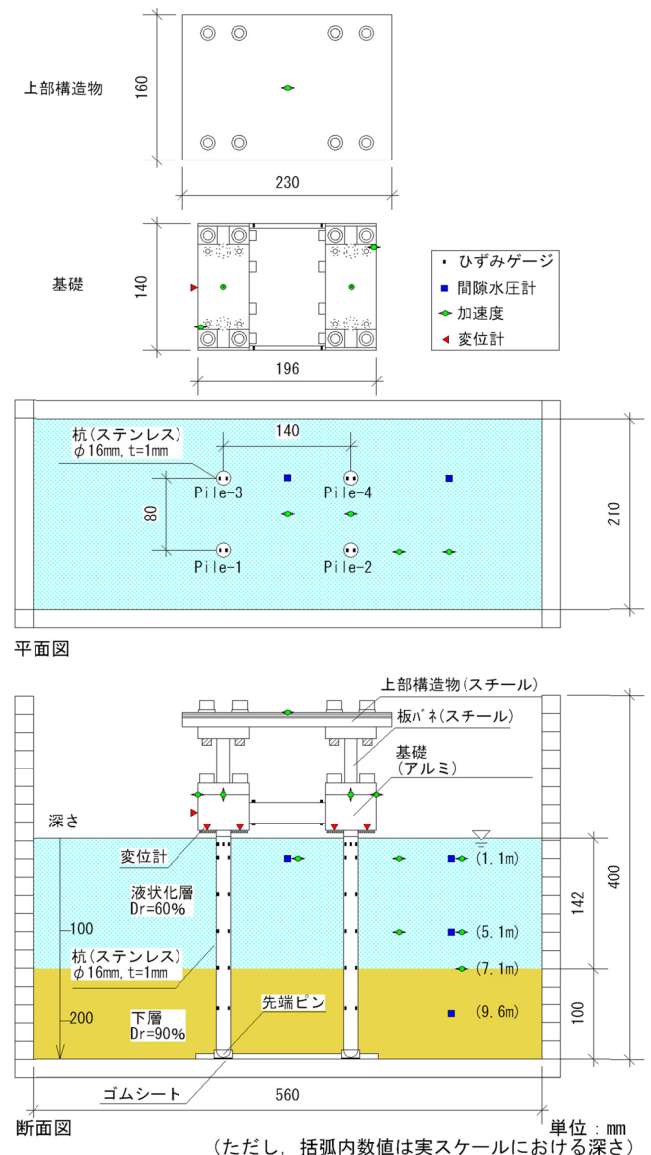


図-1 地盤-杭基礎-建物模型
Fig.1 Model of soil-pile-structure system

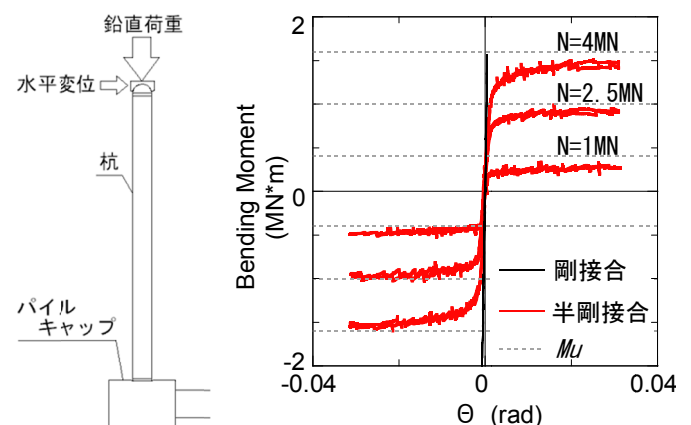


図-2 杭頭接合部の回転性能に関する予備試験
Fig.2 Specimen and rotation characteristics at pile heads in preliminary tests

徐々に消散していた。

深度1.1mにおける地盤変位は地盤の液状化と伴に急

激に増加した。特に 80 秒前後では、10cm 前後の地盤変位が繰返し生じていた。

3.2 上部構造物の加速度、基礎の変位、杭頭曲げモーメント、回転角の時刻歴

上部構造物の加速度、基礎の変位、Pile1 の杭頭曲げモーメントおよび杭頭回転角の時刻歴を図一4に示す。半剛接合試験体と剛接合試験体における上部構造物加速度の振動特性は、20 秒以前において、概ね対応していた。半剛接合試験体の加速度応答値が剛接合試験体と比較して若干大きいことは、過剰間隙水圧の上昇が剛接合試験体と比較して遅く（図一3(e)）、入力地震動の短周期成分が上部構造物により多く入力したためと考えられる。一方、地盤がほぼ液状化した 23 秒以降において、半剛接合試験体の上部構造物加速度は剛接合試験体と比較して減少し、その位相が遅れていた。25 秒以降、上部構造物に生じた最大加速度は、剛接合試験体： 1.09m/s^2 、半剛接合試験体： 0.47m/s^2 であり、半剛接合試験体におけるその最大値は剛接合試験体と比較して4割程度に減少していた。

基礎変位において、20 秒付近まで、両試験体間の違いは少ない。しかし、20 秒以降、特に 77～88 秒において、半剛接合試験体の基礎変位は剛接合試験体と比較して振幅が大きくなり、その位相が遅れていた。20 秒以降において、半剛接合試験体の基礎変位は深度 1.1m における地盤変位と対応していた（図一3(b)）。

半剛接合試験体の杭頭曲げモーメントに頭打ちが生じており、その時刻には杭頭回転角が増加していた。

3.3 杭頭曲げモーメントと回転角の関係

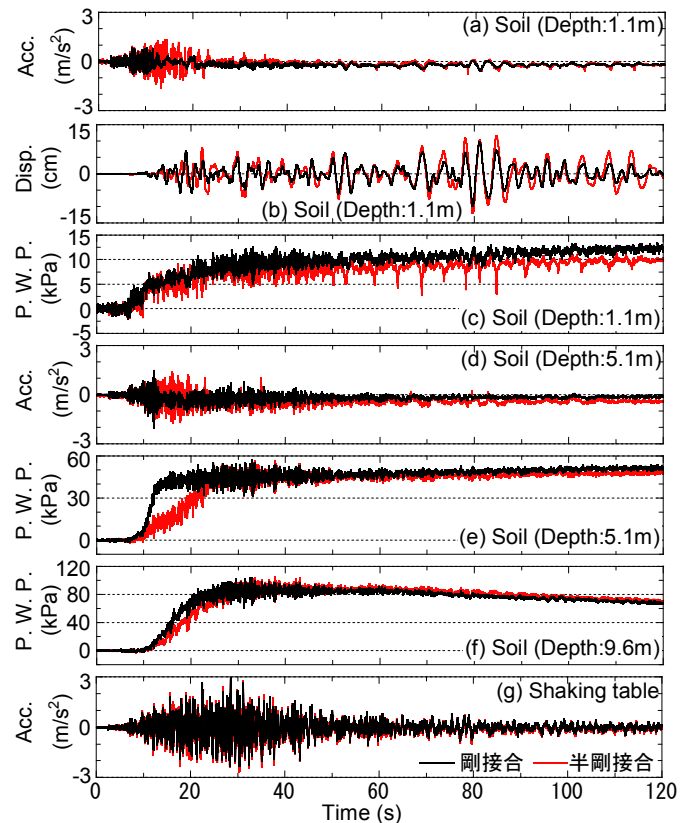
杭頭曲げモーメントと回転角の関係を図一5に示す。半剛接合試験体のその関係は、予備実験同様に、初期剛性が小さく非線形弾性的な挙動を示していた。また、

その杭頭曲げモーメントは、剛接合試験体と比較して、大きく低減していた。

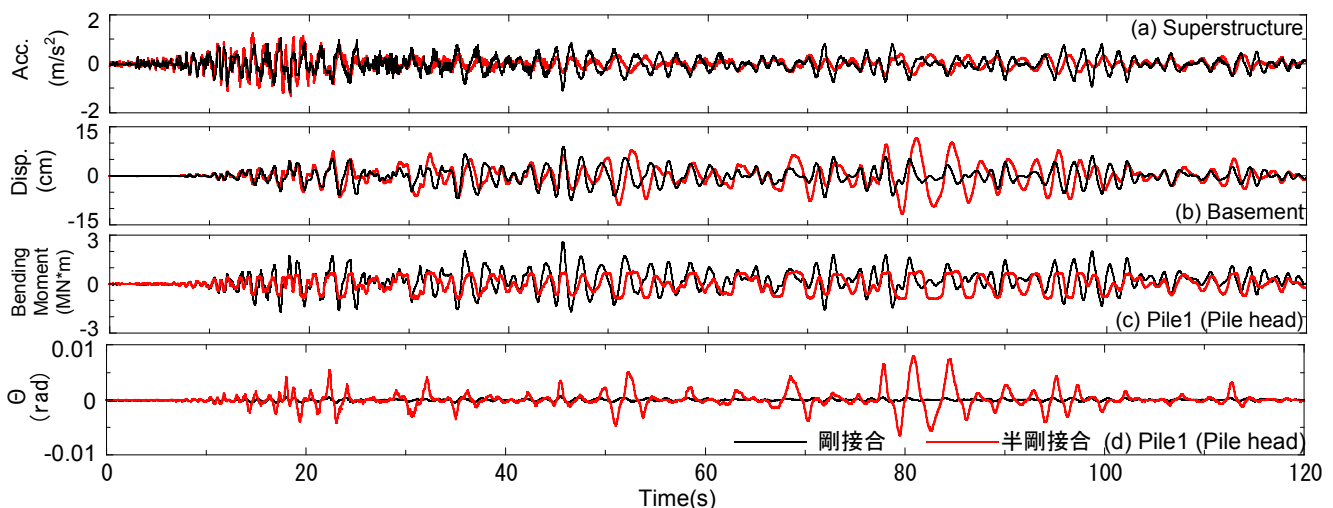
表一 杭頭半剛接合試験体の初期軸力

Table 1 Initial axial forces on pile heads in semi-rigid pile head connection model

杭記号	初期軸力	杭記号	初期軸力
Pile3	2,100kN	Pile4	2,320kN
Pile1	2,350kN	Pile2	2,200kN



図一3 地盤の加速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴
Fig.3 Time histories of acceleration, displacement and excess pore water pressure of soil



図一4 上部構造物の加速度、基礎の変位、杭頭曲げモーメント、杭頭回転角の時刻歴
Fig.4 Time histories of acceleration of superstructure, displacement of foundation, bending moment and rotation angle of pile heads

3.4 杭の曲げモーメント分布

杭頭に作用する構造物からの慣性力（以下、建屋慣性力と称す）は、上部構造物と基礎の慣性力の和により算定できる。液状化過程（ $t=18.0s$ ）および液状化後（ $t=77.9s$ ）における杭の曲げモーメント分布を図－6、7に、その時刻の建屋慣性力を表－2に示す。両時刻において、両試験体の建屋慣性力は概ね等しい。

$t=18.0s$ （液状化過程）における剛接合試験体の曲げモーメント分布は杭頭部と深度9.4mでピークをとるが、杭頭部の値は地中部における値と比較してかなり大きい。半剛接合試験体では、杭頭の回転を許容しているため、第一ゼロ点や地中部に最大曲げモーメントが発生する深度が剛接合試験体と比較して浅い。半剛接合試験体における地中部の曲げモーメントの最大値は、その杭頭曲げモーメントより大きく、また剛接合試験体の地中部曲げモーメントよりも大きい。

$t=77.9s$ （液状化後）における建屋慣性力は、 $t=18.0s$ と比較して、4割程度に減少していた。しかし、 $t=77.9s$ における剛接合試験体の杭頭曲げモーメントは $t=18.0s$ と比較して若干減少した程度であった。この主な要因は、液状化により地盤剛性が低下したことである。この事は、曲げモーメント分布における第一ゼロ点が、液状化過程におけるそれと比較して、深くなったことから確認できる。半剛接合試験体における地中部の曲げモーメントは、その杭頭曲げモーメントと比較して小さく、 $t=18.0s$ における分布形状と異なる。この要因は、液状化により地盤剛性が低下したこと、および建屋慣性力が $t=18.0s$ と比較して小さいことである。

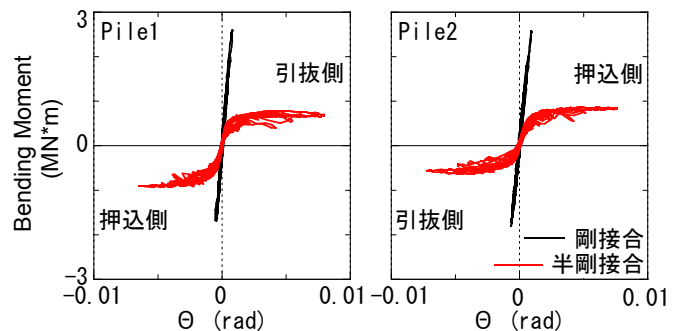
3.5 杭の最大曲げモーメント分布

液状化前（25.0秒以前）および液状化後（25.0秒以降）において、杭に生じた最大曲げモーメントの深度分布を図－8、9に示す。また、同時刻における建屋

慣性力の最大値を表－3に示す。

液状化前において、剛接合試験体の最大曲げモーメント分布は杭頭部と深度9.4mでピークをとるが、杭頭部の最大曲げモーメントが極端に大きい。半剛接合試験体の杭頭部における最大曲げモーメントは、剛接合試験体と比較して、5割程度に低減していた。また、半剛接合試験体における地中部の最大曲げモーメントは、その杭頭曲げモーメントを若干上回るか、それと同程度であった。

剛接合試験体において、液状化後における杭頭曲げモーメントの最大値は液状化前と比較して大きく増加していた。剛接合試験体における建屋慣性力の最大値は、液状化前後で概ね等しいことから、この主な要因は、液状化による地盤剛性の低下と考えられる。半剛接合試験体において、液状化後における地中部の最大曲げモーメントは、液状化前と比較して、むしろ減少



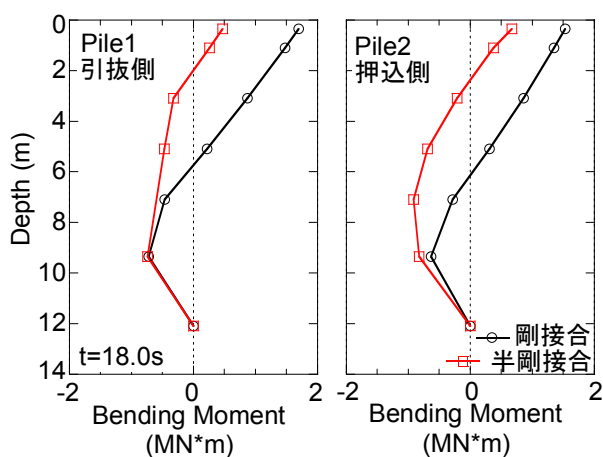
図－5 杭頭曲げモーメントと回転角の関係

Fig.5 Relations between bending moment and rotation angle at pile heads

表－2 建屋慣性力

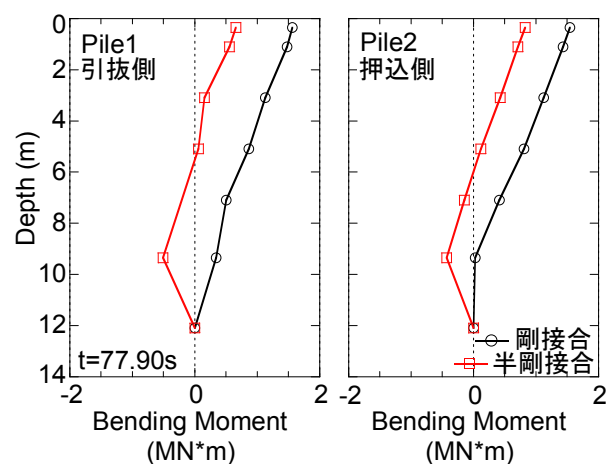
Table 2 Inertia forces at $t=18.0s$ and $77.9s$

	剛接合試験体	半剛接合試験体
液状化過程（ $t=18.0s$ ）	1,035kN	1,072kN
液状化後（ $t=77.9s$ ）	433kN	420kN



図－6 液状化過程における杭の曲げモーメント分布

Fig.6 Distributions of bending moment of piles before liquefaction



図－7 液状化後における杭の曲げモーメント分布

Fig.7 Distributions of bending moment of piles during liquefaction

していた。この要因は、液状化により地盤剛性が低下したこと、および建屋慣性力が液状化前と比較して大きく減少したことである。その結果、液状化前後を通じて、半剛接合試験体の杭に生じた最大曲げモーメントは剛接合試験体と比較して4割以下に低減した。

3.6 地盤と建物の連成系の一次固有周期

振動台加速度に対する上部構造物加速度のフーリエスペクトル比を、微小加振時、本加振における液状化過程の初期（5.1～18.0 秒）、本加振における液状化後（25.0 秒以降）について図—10に示す。ただし、微小加振および液状化後におけるフーリエスペクトル比については、バンド幅 0.14Hz のハニングウィンドウで平滑化を行なった。微小加振におけるフーリエスペクトル比は剛接合試験体と半剛接合試験体で類似しており、そのピークを示す周期（以下、地盤と建物の連成系の一次固有周期： T_1 と称す）は 0.45 秒であった。また、液状化過程の初期（5.1～18.0 秒）では、地盤剛性の低下の影響によりその連成系は長周期化したが、 T_1 は両試験体でほぼ等しかった。

一方、液状化後（25.0 秒以降）の T_1 は、剛接合試験

体：2.0 秒、半剛接合試験体：2.7 秒であり、半剛接合試験体における連成系がより長周期化していた。半剛接合試験体の杭頭曲げモーメントは液状化過程の初期から低減していた（図—4(c)）。従って、半剛接合試験体の連成系がより長周期化したことは、地盤の液状化により、杭頭半剛接合構法が建物全体の水平挙動に与える影響が明確に表れた結果と考えられる。

また、液状化後における半剛接合試験体の T_1 付近におけるフーリエスペクトル比は剛接合試験体と比較して平らである。このことから、半剛接合試験体における連成系の減衰が、より大きかったと考えられる。

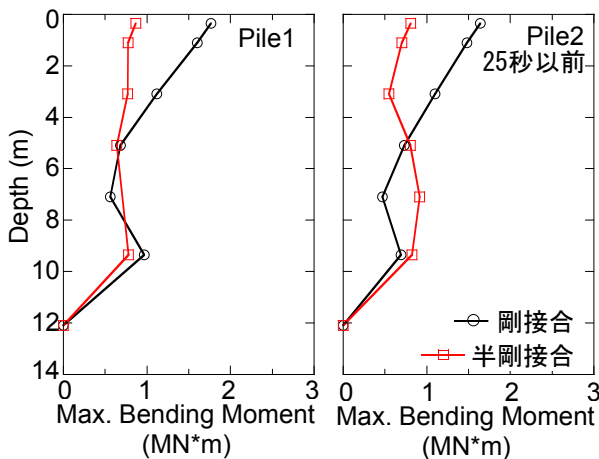
3.7 建屋慣性力と基礎変位の関係

建屋慣性力と基礎変位の関係を、液状化過程の初期（0～18.0 秒）、液状化過程の後期（18.0～25.0 秒）、液状化後（25.0 秒以降）に分けて図—11 に示す。また、

表—3 建屋慣性力の最大値

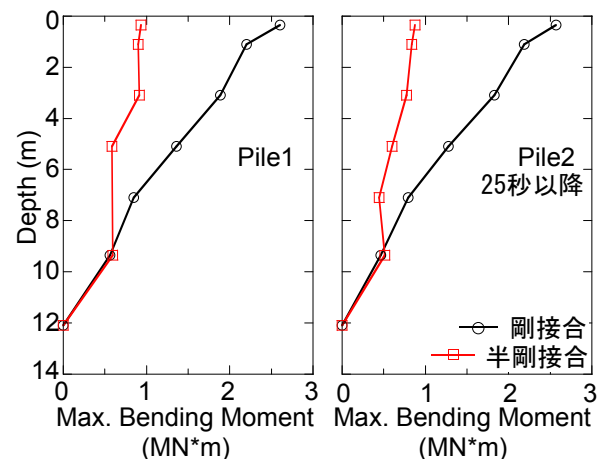
Table 3 Maximum inertia forces

Period	剛接合試験体	半剛接合試験体
0-25s	1,056kN	1,074kN
25s-120s	1,200kN	439kN



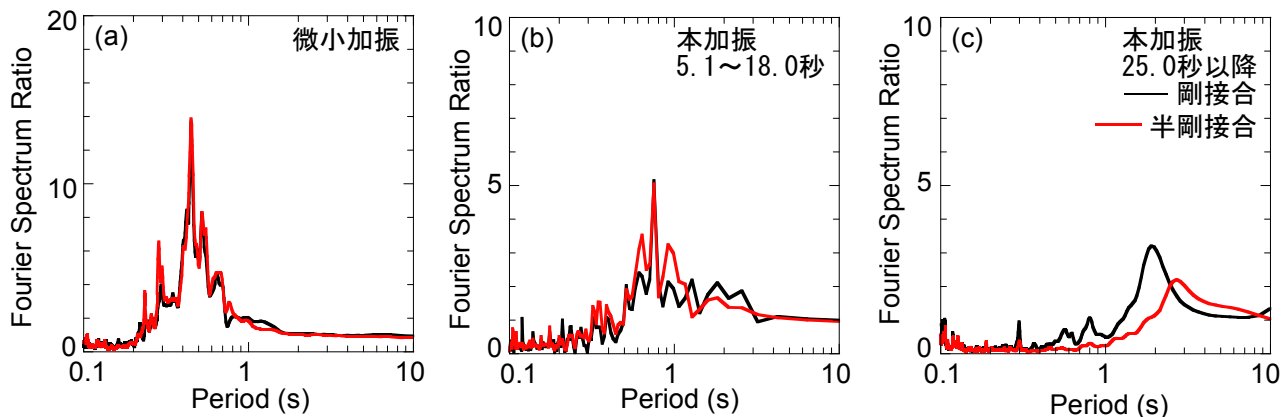
図—8 杭の最大曲げモーメント分布（液状化前）

Fig.8 Distributions of maximum bending moment of piles before liquefaction



図—9 杭の最大曲げモーメント分布（液状化後）

Fig.9 Distributions of maximum bending moment of piles during liquefaction



図—10 振動台に対する上部構造物加速度のフーリエスペクトル比

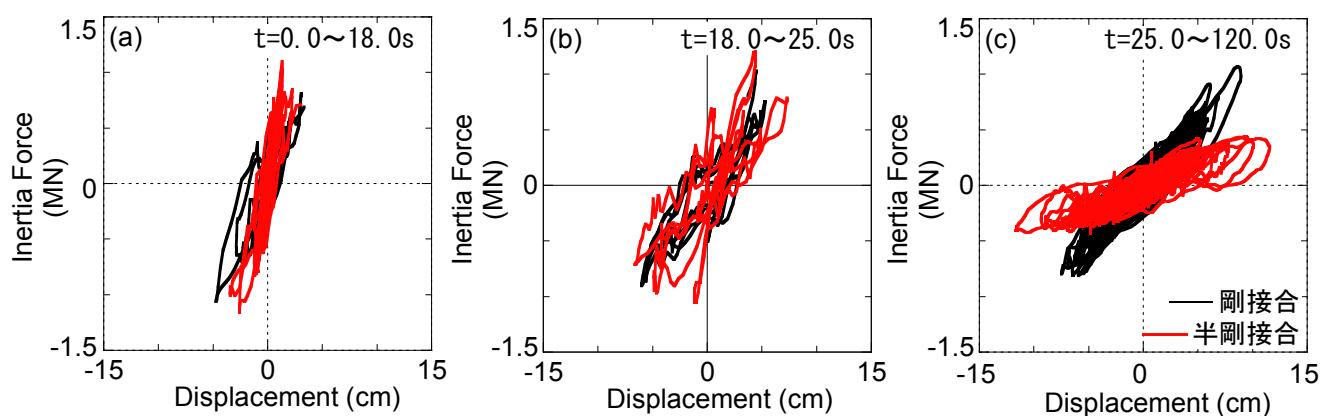
Fig.10 Fourier spectrum ratios of superstructure acceleration to shaking table acceleration

対応する時刻における Pile1 の杭頭曲げモーメントと回転角の関係を図一 1 2 に示す。液状化過程の初期において、半剛接合試験体の杭頭曲げモーメントに頭打ちが生じていた (図一 1 2 (a))。しかし、建屋慣性力と基礎変位の関係の傾き (以下: K_s と称す。これは、建屋慣性力に対する杭基礎の水平抵抗を表すものと考えられる) は、半剛接合試験体の方が若干大きい、両試験体で概ね対応していた (図一 1 1 (a))。液状化過程の後期では、過剰間隙水圧の上昇に伴い地盤の剛性が低下したため、両試験体の K_s が徐々に減少していた (図一 1 1 (b))。半剛接合試験体では、杭頭曲げモーメントに頭打ちが生じていたため、杭頭回転角が増加し、剛接合試験体と比較して K_s が減少する傾向が確認できる (図一 1 1 (b), 図一 1 2 (b))。液状化後では、地盤剛性が大きく低下した結果、この傾向が顕著となる。すなわち、半剛接合試験体では、杭頭回転角の増加と共に基礎変位がより一層増加し、剛接合試験体と比較して K_s が明確に低減していた (図一 1 1 (c), 図一 1 2 (c))。これらの結果から、杭頭半剛接合試験体における杭基礎の水平抵抗のメカニズムについて、以下に説明を記す。液状化過程の初期における半剛接合試験体

では、杭頭曲げモーメントに頭打ちが生じたが、地盤反力が大きいため杭変位が剛接合試験体と比較して増加せず、剛接合試験体と同程度の水平抵抗を有していたと考えられる。このことは、液状化過程の初期において、地盤の影響を含んだ TI が両試験体でほぼ等しいことと対応する (図一 1 0 (b))。一方、地盤剛性が極端に低下した液状化後では杭変位の増加に対して抵抗する地盤反力が減少したため、杭頭曲げモーメントに頭打ちが生じた半剛接合試験体ではその水平抵抗が剛接合試験体と比較して明確に低下したものと考えられる。このことが、液状化後において、半剛接合試験体の連成系が剛接合試験体と比較して明確に長周期化した理由と考えられる (図一 1 0 (c))。

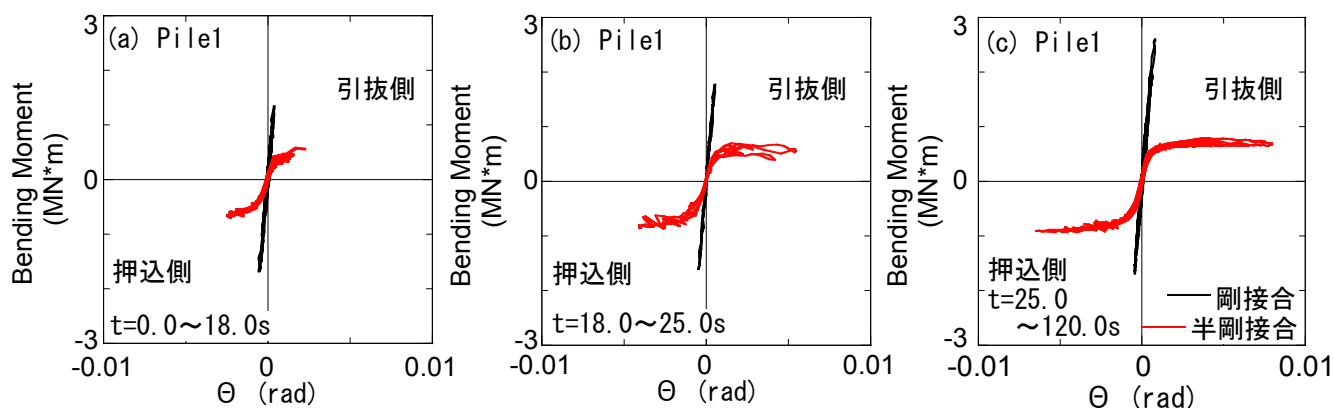
3.8 建屋慣性力と基礎変位の関係における履歴減衰

78~81 秒付近における建屋慣性力と基礎変位の関係を図一 1 3 に示す。剛接合試験体のその関係は紡錘型を示している。一方、半剛接合試験体のそれは平行四辺形に近く、基礎変位の大きい範囲において膨らみが大きい。その関係における履歴減衰定数を、1 ループ中の損失エネルギーと弾性エネルギーの比により評価した⁵⁾。履歴減衰定数は剛接合試験体: 13%, 半剛接



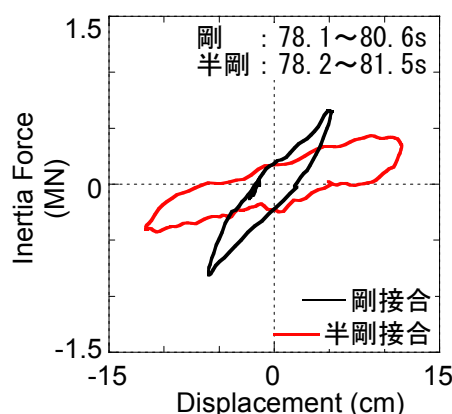
図一 1 1 建屋慣性力と基礎変位の関係

Fig.11 Relations between inertia force from superstructure and displacement of foundation



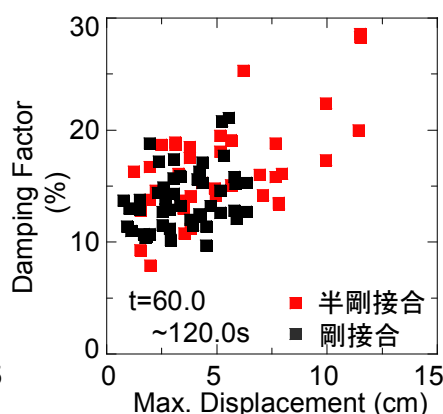
図一 1 2 杭頭曲げモーメントと回転角の関係

Fig.12 Relations between bending moment and rotation angle at pile heads

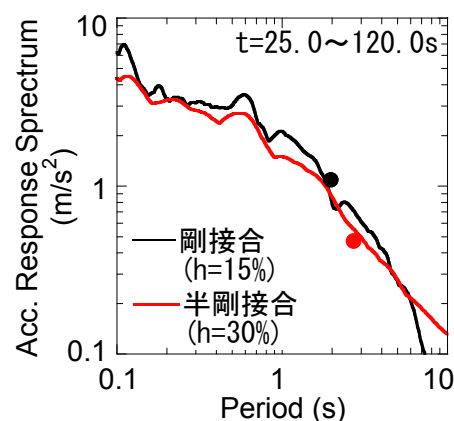


図—1 3 慣性力と基礎変位の関係
($t=78\text{s}\sim81\text{s}$)

Fig.13 Relations between inertia force from superstructure and foundation displacement



図—1 4 履歴減衰定数と基礎変位の関係
Fig.14 Relations between hysteresis damping in soil-pile-foundation system and maximum displacement of foundation



図—1 5 加速度応答スペクトルと
実測された最大加速度

Fig.15 Acceleration response spectrums and observed maximum accelerations

合試験体：27%であり、半剛接合試験体の履歴減衰が剛接合試験体と比較して2倍程度大きい。

杭頭半剛接合部における曲げモーメントと回転角の関係は非線形弾性的な挙動を示すため、その履歴減衰は小さい。液状化後において半剛接合試験体の履歴減衰が増大した要因として、杭基礎の水平抵抗が低下したことと、基礎変位が増加したことが考えられる。そこで、入力地震動に長周期成分が主体的となる60.0～120.0秒における建屋慣性力と基礎変位の関係から、1ループ毎に履歴減衰定数を評価した。ただし、短周期の振動成分の影響を取り除くため、0.9秒のローパスフィルターを施した。得られた減衰定数と各ループの最大基礎変位の関係を図—1 4に示す。半剛接合試験体における履歴減衰定数は基礎変位の増加と伴に増大する傾向が確認できる。一方、剛接合試験体の履歴減衰定数は、基礎変位の小さい範囲において半剛接合試験体とある程度対応するが、基礎変位の増加と伴に増大する傾向は明確でなく、基礎変位の大きい範囲における半剛接合試験体のそれより小さい。このことから、半剛接合試験体の履歴減衰が剛接合試験体と比較して増大した要因は、杭基礎の水平抵抗の低下と基礎変位の増加により、液状化地盤と杭の動的相互作用による履歴減衰が増大したことにあると考えられる。

3.9 加速度応答スペクトルと実測された最大加速度の関係

液状化後(25秒以降)における振動台の加速度記録から求めた加速度応答スペクトルを図—1 5に示す。減衰定数は、3.8における検討結果を基に、剛接合試験体：15%、半剛接合試験体：30%とした。また図には、上部構造物加速度の最大値を、3.6で求めた液状化後の連成系の一次固有周期： $T1$ の位置に、丸印で示した。

両試験体において実測された最大加速度はその加速度応答スペクトルと良い対応を示した。

以上のことから、液状化後に半剛接合試験体の上部構造物加速度が剛接合試験体と比較して4割程度に減少した理由は、杭基礎の水平抵抗の減少により地盤と建物の連成系が長周期化した事、及び水平抵抗の減少と基礎変位の増加により液状化地盤と杭の動的相互作用による履歴減衰が増大した事にあると考えられる。

4. 結論

液状化地盤における杭頭半剛接合建物の地震時挙動を解明する目的で、液状化地盤-杭基礎-建物系の遠心実験を実施した。杭頭を剛接合とした実験結果と半剛接合とした実験結果を比較検討し、以下の結論を得た。

- 1) 上部構造物加速度及び基礎変位は、液状化前において、剛接合試験体と半剛接合試験体で概ね対応していた。一方、液状化後では、半剛接合試験体における上部構造物加速度の最大値が剛接合試験体と比較して4割程度に減少し、半剛接合試験体の基礎変位が剛接合試験体より増加する傾向を示した。
- 2) 地盤と建物の連成系の一次固有周期は、液状化過程の初期において、両試験体でほぼ等しかった。一方、液状化後では、連成系は地盤剛性の低下の影響により長周期化するが、半剛接合試験体の連成系は剛接合試験体と比較してより長周期化した。
- 3) 液状化過程の初期において、半剛接合試験体の杭頭曲げモーメントに頭打ちが生じていたが、建屋慣性力と基礎変位の関係における傾きは両試験体で概ね対応していた。これは、地盤反力が大きいため、半剛接合試験体の杭変位が剛接合試験体と比べて明確に増加せ

ず、半剛接合試験体の杭基礎の水平抵抗が剛接合試験体のそれとほぼ等しかったためと考えられる。一方、液状化後では、半剛接合試験体におけるその傾きが剛接合試験体と比べて明確に減少した。これは、地盤の液状化により杭変位の増加に対して抵抗する地盤反力が減少し、半剛接合試験体における杭基礎の水平抵抗が剛接合試験体と比べて減少したためと考えられる。このことが、液状化後に半剛接合試験体の連成系が剛接合試験体と比べて長周期化した要因と考えられる。

4) 振動台に対する上部構造物加速度のフーリエスペクトル比や、建屋慣性力と基礎変位の関係における履歴曲線において、液状化後、半剛接合試験体における減衰が剛接合試験体と比較して大きい傾向を確認した。

5) 半剛接合試験体において、液状化後における建屋慣性力と基礎変位の関係から1ループ毎に求めた履歴減衰定数は、各ループの最大基礎変位の増加と共に、増大する傾向を示した。一方、剛接合試験体においてその傾向は明確でなく、剛接合試験体の履歴減衰定数は基礎変位の大きい範囲における半剛接合試験体の履歴減衰定数より小さかった。このことから、半剛接合試験体において地盤と建物の連成系の減衰が増大した要因は、杭基礎の水平抵抗の減少と基礎変位の増加により、液状化地盤と杭の動的相互作用による履歴減衰が増大したことにありとえられる。

6) 液状化後において、半剛接合試験体における上部構造物加速度の最大値が剛接合試験体と比較して4割程度に減少した理由は、地盤と建物の連成系の固有周期が延びた事、及び液状化地盤と杭の動的相互作用による履歴減衰が増大した事にありとえられる。

7) 液状化前の半剛接合試験体において、杭の曲げモーメント分布は杭頭と地中部においてピークをとるが、地中部における最大曲げモーメントは、杭頭曲げモーメントを若干上回るか、それと同程度であった。液状化前において、半剛接合試験体における最大曲げモーメントは、剛接合試験体の杭頭部に生じた最大曲げモーメントと比較して、5割程度に低減した。

8) 杭頭剛接合試験体において、液状化後に杭頭に生じた最大曲げモーメントは液状化前と比較して大きく増加した。これは、地盤剛性が低下したためと考えられる。一方、半剛接合試験体において、液状化後に杭の地中部に生じた最大曲げモーメントは、液状化前と比較して、むしろ減少した。この要因は、液状化により地盤剛性が低下したこと、及び建屋慣性力が大きく減少したことである。その結果、液状化前後を通じて半剛接合試験体の杭に生じた最大曲げモーメントは、剛接合試験体と比較して、4割以下となった。

9) 液状化地盤において杭頭半剛接合構法を採用した場合、杭頭部あるいは杭地中部に極端に応力を集中させることなく、杭被害を軽減できる可能性を示した。また、液状化地盤と杭頭半剛接合建物の動的相互作用により、地盤と建物の連成系の周期が延び、またその減衰が増大し、建物の応答を低減できる可能性を示した。

大成式杭頭半剛接合構法は、国交省国土技術開発賞(2004年)、日本コンクリート工学協会賞(技術賞、2004年)を受賞しております。

参考文献

- 1) 青島一樹, 安田聡, 石崎定幸, 島田博志, 小室努, 川端一三: 杭頭半剛接合構法「F.T.Pile 構法」の開発, 大成建設技術センター報, Vol.37, pp.11-1~11-8, 2004.
- 2) 青島一樹, 島田博志, 堀井良浩, 小林治男: 杭頭半剛接合構法の開発, 大成建設技術センター報, Vol.42, pp.22-1~22-6, 2009.
- 3) 石崎定幸, 真島正人, 長尾俊昌, 船原英樹, 青島一樹: 杭頭半剛接合構法を採用した杭基礎建物と地盤の模型振動実験, 日本建築学会構造系論文集, 第602号, pp.171-177, 2006.4
- 4) 石崎定幸, 真島正人, 長尾俊昌, 船原英樹, 青島一樹: 杭頭半剛接合構法を採用した杭基礎建物の地震時挙動に関する研究 杭基礎建物-地盤系の模型振動実験とシミュレーション解析, 大成建設技術センター報, Vol.38, pp.39-1~39-8, 2005.
- 5) 杭の鉛直載荷試験方法・同解説編集委員会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 社団法人地盤工学会, 2002.5