

液状化地盤における既設橋台杭基礎の 各種補強対策の効果に関する動的遠心模型実験

楊 勇¹・谷本 俊輔²・桐山 孝晴³

¹正会員 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 専門研究員

(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: y-yang55@pwri.go.jp

²正会員 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (同上)

E-mail: s-tanimoto@pwri.go.jp

³正会員 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 耐震研究監 (同上)

E-mail: kiriyama-t673bs@pwri.go.jp

本研究では、液状化層が厚い地盤条件で耐震補強対策の有無及びその工法を実験パラメータとして動的遠心模型実験を実施し、既設橋台杭基礎の各種耐震補強対策の効果を調べた。鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策は、液状化地盤の流動を有効に抑制できることにより既設杭の作用土圧を低減したため、橋台の変位・回転及び既設杭の断面力を大きく軽減することが確認できた。一方で、斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策は、液状化層が厚い地盤条件で既設や増設杭ともに大きな土圧を受けたため、増設杭による橋台の変位や回転への抑制効果が十分に発揮できなかった。また、それに加えて加振中に既設杭や増設杭ともに降伏した結果となり、側面一体型の補強対策の効果は液状化層が厚い地盤条件において限定的であったことが分かった。

Key Words: existing bridge abutment, liquefaction damage, dynamic centrifuge model test, seismic retrofit

1. はじめに

橋梁基礎は地盤の液状化に伴う側方流動が発生すると被害を受ける可能性があり、平成7年(1995年)兵庫県南部地震や平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震の際にも側方流動が疑われる被害が発生している。地盤の液状化による橋梁被害が発生すると、地震後に通行時の速度制限が行われたり緊急車両の通行が妨げられたりすることが想定される。また、橋梁基礎の復旧には多大な時間や多くのコストを要する。そのため、膨大な数の既設道路橋に対して、特に地震直後にも緊急輸送道路としての役割を果たす橋梁には、液状化に伴う側方流動による被害を減らすことが非常に重要であると考えられる。

これまで、土木研究所構造物メンテナンス研究センターでは、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の既設橋台の耐震性能評価手法や耐震補強対策の提案を目的として、液状化地盤上の橋台を対象とした一連の動的遠心模型実験や振動台実験による検討を行ってきた¹⁾²⁾。検討対象としている耐震補強対策のイメージを図-1に示す。

補強対策①は、前面地盤に増設する鋼管矢板壁により、液状化地盤の前面への流動を防止し、既設杭に作用する流動力を遮断あるいは軽減することを狙った工法である(以下、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策と呼ぶ)。過去の振動台実験¹⁾においては、橋台の変位抑制効果と既設杭の断面力低減効果が確認され、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果が明らかになっている。

補強対策②は、既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設したものである。鋼管矢板壁により、基礎の剛性を高めて躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が損傷した場合でも補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力を確保することを目的としている(以下、鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策と呼ぶ)。過去の振動台実験¹⁾においては、鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策から橋台躯体の変位抑制効果が確認されるとともに、既設杭が降伏した場合でも鋼管矢板壁が弾性状態内にとどまり、地震後に鋼管矢板壁による鉛直支持能力を期待できる結果が得られている¹⁾²⁾。

これらの他、補強対策としては、③のように既設フーチ

ング側面に新たにフーチングと斜杭を増設した方法も考えられる（以下、斜杭による側面一体型の補強対策と呼ぶ）。杭の曲げ剛性抵抗だけでなく杭軸方向の斜角による軸剛性で水平作用力を抵抗するため、既設橋台杭基礎の剛性向上や変形抑制が期待される。ただし、地盤液状化による流動力に対しての補強効果は、特に液状化層厚が厚い地盤条件において不明確な点が残されている。

なお、過去の振動台実験^{1) 2)}における地盤条件としては、液状化層厚が橋台高さと同程度であった。液状化層厚が橋台高さより遥かに大きい場合、上記の鋼管矢板壁による前面分離型及び側面一体型の補強対策の適用性やその補強効果はまだ十分に検証されていない。

以上を踏まえ、本報では、液状化層厚が厚い地盤条件において、実施した無補強および補強対策①～③を有する橋台杭基礎の動的遠心実験を対象に、橋台や周辺地盤の地震時挙動を分析するとともに、上記3種の補強対策の効果を検証した結果を報告する。

2. 動的遠心模型実験の概要

(1) 実験ケースの設定

本報の報告対象とした実験ケースを表-1に示す。これらの実験ケースは、旧基準³⁾で設計された杭基礎に支持される可動支承側の逆T字型橋台を対象に、耐震補強対策の有無及びその工法を実験パラメータとした。Case2は無補強ケースである。Case3-2は、6本の鋼管杭（杭径1.8m）から構成される前面分離型の鋼管矢板壁による対策を行ったケースである。Case3-2における鋼管杭の諸元は道路橋示方書⁴⁾に規定される橋脚基礎に作用させる流動力を載荷したときに、鋼管が弾性範囲内

に収まるように設定した。Case4は片側に3本の鋼管杭を斜杭（斜角10°、杭径0.6m）として設置される側面一体型の補強対策を有するケースである。Case5は、片側に4本の鋼管杭（杭径0.8m）より構成される側面一体型の鋼管矢板壁による対策を行ったケースである。Case4と5における補強鋼管の諸元は道路橋示方書⁴⁾に規定される液状化地盤における橋台基礎の設計手法に準じ、レベル2地震動に対する基礎の応答塑性率が許容塑性率以下となるように設定した。なお、各実験ケースにおける既設橋台高さは、5mと設定した。既設杭基礎は、PHC杭（杭径0.6m）による杭列3×6の群杭とした。各実験ケースにおいて、盛土層、液状化層および支持層の層厚は、一様でそれぞれ5m、18mおよび3.6mとした。また、上記4ケースにおける既設杭基礎や増設部材における杭断面の詳細及び力学特性を表-2示す。軸力が0の場合の降伏曲げモーメントは、PHC杭（既設杭）で486kN・m、杭径1.8mの鋼管杭（前面分離型）で19220kN・m、杭径0.6mの鋼管杭（斜杭）で572kN・m、杭径0.8mの鋼管杭（側面一体型）で1028kN・mである。

以上の断面諸元を有する橋台杭基礎を対象に、相似則を満足するように動的遠心実験模型を設計した。耐震補強対策を有するCase3-2を例として設計した実験模型の概要を図-2示す。実験模型は、縮尺率1/60の半断面模型とした。同図に示すように、地盤や橋台杭基礎の模型以外に、桁模型も設置して橋台模型との間に遊間を設けることにより、加振中に橋台のたて壁が前面側に移動して桁と接触する現象が再現できるようにした。

入力地震動はH29道示⁵⁾に規定されるレベル2地震動（タイプI）の動的解析用時刻歴波形2-II-3（図-3）を相似則に基づいて補正した波形とした。

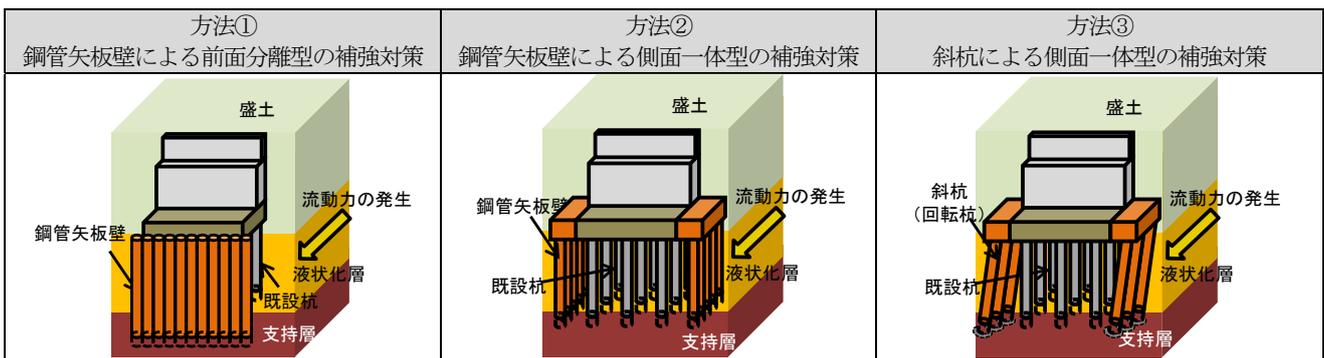
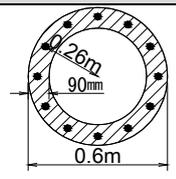
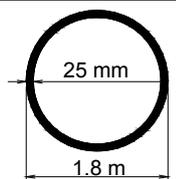


図-1 耐震補強対策のイメージ

表-1 実験ケース（実寸）

Case	盛土層厚 (橋台高さ)	液状化層厚	支持層厚	既設橋台 杭基礎	耐震補強対策
2	5m	18m	3.6m	PHC杭 (杭列3×6) (杭径0.6m)	無補強
3-2					鋼管矢板壁による前面分離型 (杭列1×6、杭径1.8m)
4					斜杭による側面一体型 (片側の杭列3×1、杭径0.6m)
5					鋼管矢板壁による側面一体型 (片側の杭列4×1、杭径0.8m)

表-2 杭断面の詳細及び力学特性 (実寸)

杭断面の詳細	杭の力学特性
既設 PHC 杭	
 <p>PC 鋼材量 1884mm²</p>	<p>材料特性</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートの圧縮強度 80 kN/mm² ・PC 鋼材の降伏強度 1275 kN/mm² ・有効プレストレス 10 kN/mm² <p>曲げ降伏モーメント 486 kN・m (軸力=0)</p>
増設鋼管杭	
 <p>杭径が 0.6 や 0.8 m の 場合：厚さ 9mm</p>	<p>鋼管の降伏強度</p> <ul style="list-style-type: none"> ・杭径 1.8m の場合：315 kN/mm² ・杭径 0.6m の場合：235 kN/mm² ・杭径 0.8m の場合：235 kN/mm² <p>降伏曲げモーメント (軸力=0)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・杭径 1.8m の場合：19220 kN・m ・杭径 0.6m の場合：572 kN・m ・杭径 0.8m の場合：1028 kN・m

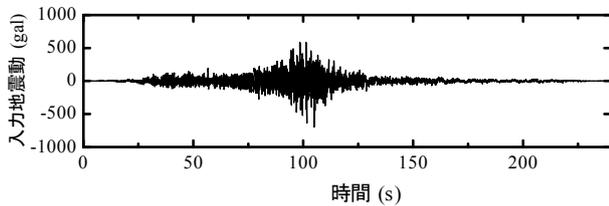


図-3 入力地震動

(2) 地盤模型の材料と作製

各実験ケースの地盤模型の材料については、支持層には 7 号珪砂 (土粒子密度 $\rho_s = 2.653 \text{ g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} = 0.149 \text{ mm}$ 、細粒含有率 $FC = 3.5\%$ 、均等係数 $U_c = 1.58$) を使用し、相対密度 $Dr = 95\%$ を目標とした。一方で、各実験ケースにおける背面盛土や液状化層には、宇部珪砂 6 号 (土粒子密度 $\rho_s = 2.647 \text{ g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} = 0.29 \text{ mm}$ 、細粒含有率 $FC = 0.7\%$ 、均等係数 $U_c = 2.08$) を使用し、相対密度 $Dr = 50\%$ を目標とした。

地盤模型の作製順序としては、まず、気乾状態の 7 号珪砂を用い、1 層当たり 20 mm ピッチで、締固め法により支持層を作製した。次に、杭模型を土槽に設置した状態で、気乾状態の宇部珪砂 6 号を用い、1 層当たり 25 mm ピッチで、締固め法により液状化層を作製した。最後に、支持層や液状化層からなる水平地盤を飽和してから、気乾状態の宇部珪砂 6 号を用い、1 層当たり 25 mm ピッチで締固め法により盛土層を作製した。盛土形状は、河川堤防を想定して土槽奥行き方向に一様とした (図-2 の平面図参照)。

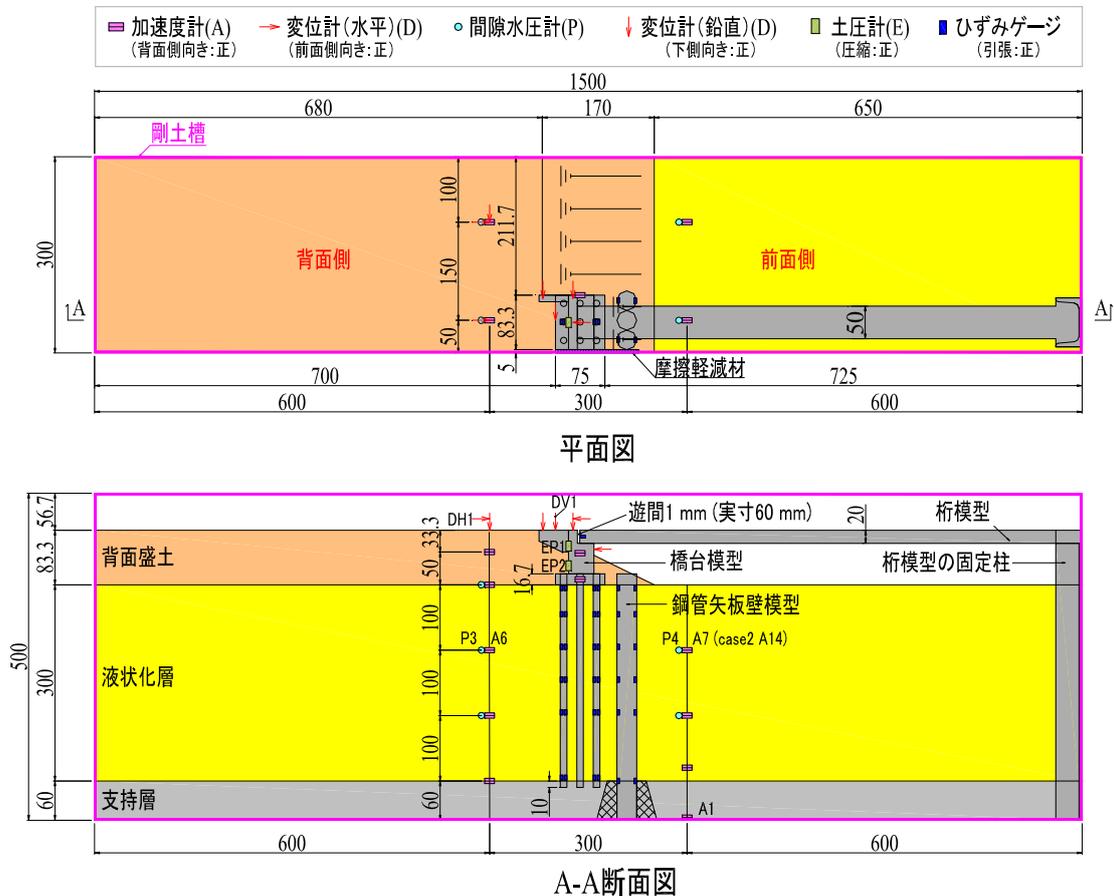


図-2 実験模型の概要 (Case3-2、単位:mm)

なお、支持層と液状化層は、真空脱気槽を用いて負圧法により飽和させ、地下水位を前面地盤の地表面と一致させた。地盤飽和に使用した間隙流体は、透水性に関する相似則を満足させるため、水の60倍の粘度に調整したメトロゾ水溶液とした。

(3) 橋台杭基礎模型の詳細

a) 橋台

縮尺率が1/60とする橋台の半断面模型の詳細を図4に示す。いずれの実験ケースにおいても、橋台模型のフーチング底面までの高さは、83.3 mm とし、橋台模型の大きさは、75 mm (橋軸方向) × 83.3 mm (橋軸直角方向) とした。ただし、Case4 と 5 における橋台模型は、側面の増設部材と一体化させるため、橋軸直角方向の幅をそれぞれ 55.8 mm と 50 mm の拡幅を行った。なお、全ての実験ケースにおける橋台の材質は、アルミニウムとした。

b) 杭

既設・増設の杭基礎杭模型の詳細を図5に示す。杭列配置を橋台模型に合わせて図4に示す。全ての実験ケースにおいて、既設基礎の杭模型は、半断面模型となる杭列の配置が3×3列で、杭間隔を2.5D (D: 杭径) とした。杭の曲げ剛性と地盤からの受圧面積に関する相似則を満足するように、アルミ製パイプの断面寸法 (外径10 mm、厚さ0.73 mm) を設定した。

前面分離型の補強対策を有する Case3-2 において増設した鋼管矢板壁は、既設杭と同様にアルミ製パイプ (外径30 mm、厚さ1.3 mm) を用いて製作し、フーチング前面から33.3 mm 離れた位置に設置した。

側面一体型の補強対策を有する Case4 においては、斜杭として (斜角 10°) の増し杭をアルミ製パイプ (外径10 mm、厚さ0.47 mm、) で製作し、杭間隔を2.5D としてフーチング側面から45.8 mm 離れた位置に設置した。また、側面一体型の補強対策を有する Case5 における鋼管矢板壁模型は、アルミ製パイプ (径10 mm、厚さ0.46 mm) を用いて製作し、フーチング側面から33.3 mm 離れた位置に設置した。

橋台や杭基礎模型を組み立て土槽に設置した後の様子を図6に示す。杭模型の固定条件については、全ての

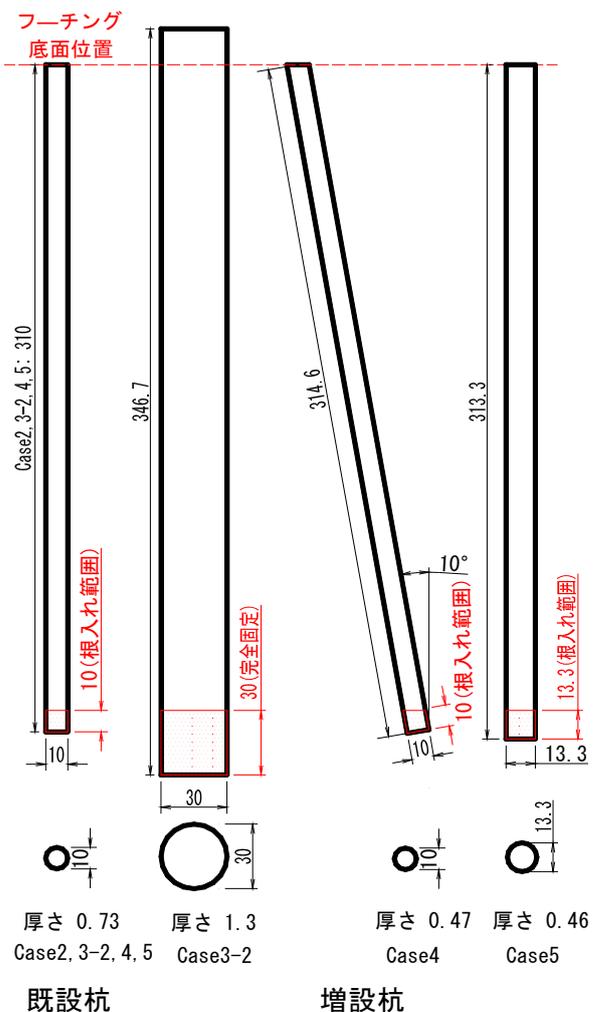


図5 杭模型 (単位:mm)

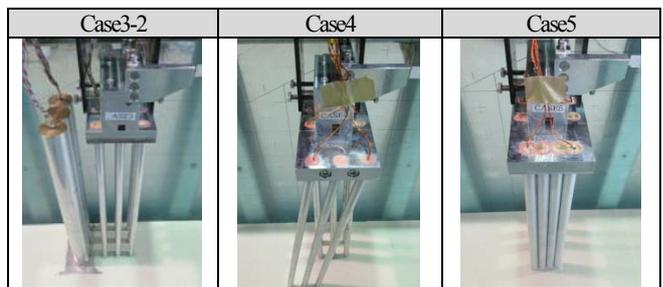


図6 半断面の橋台杭基礎模型の様子 (液状化層設置前)

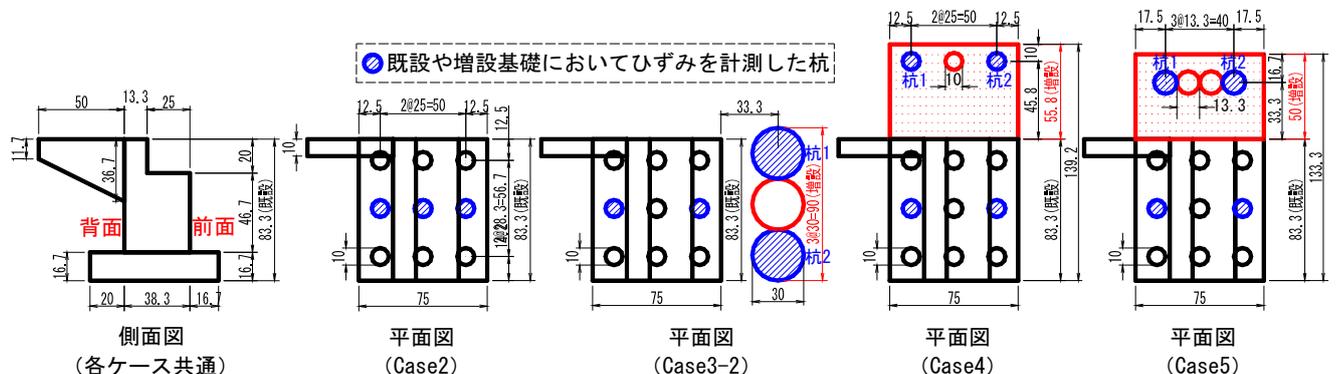


図4 半断面の橋台模型 (単位:mm)

実験ケースの既設杭、Case4 の増設杭、及び Case5 の増設鋼管矢板の模型は、杭頭をフーチングと剛結させ、杭先端の支持層への根入れを 1.0D とした。一方で、Case3-2 の増設鋼管矢板模型の先端は、支持層に十分に根入れされていると想定し、土槽底面に完全に固定した。

(4) 実験方法

遠心加速度上昇が橋台の前面への水平変位 (約 0.7 mm) に与える影響を考慮した上で、たて壁と桁の遊間を、遠心加速度上昇前に約 2mm に調整した。

遠心加速度を 60G まで上昇させた後に、図-3 に示す入力地震動を用いて加振を実施した。加振中に、橋台の前背面地盤の加速度・変位・水圧・土圧や橋台たて壁の変位 (計測センサーの位置を図-2 に示す)、また、橋桁の端部や杭の軸方向のひずみ (計測対象杭を図-4 に、ひずみゲージの位置を図-16~17 に示す) を計測した。加振後の水圧消散過程においても、加速度以外の地盤や橋台杭基礎の応答を続けて計測した。

また、地盤表面や側面に色砂によるメッシュや標点を設置し (設置後の様子は図-11 参照)、地盤全体の残留変形を観察した。

3. 動的遠心模型実験の結果と考察

加振中の計測データを分析対象とし、整理した液状化地盤上の橋台杭基礎地震時挙動や補強効果に関する実験結果を以下に示す。また、以降に示す実験結果の数値は、特に記述しない限り、相似則に基づき実物スケールに換算した値である。

(1) 周辺地盤の加速度応答と液状化の発生状況

Case2 を代表として前背面地盤の加速度応答及び過剰間隙水圧の時刻歴 (計測位置は図-2 参照) を、それぞれ図-7 と図-8 に示す。

前背面地盤の液状化層における加速度 (図-7) は、土槽底面位置の加速度と比べ、あまり増幅していないことが分かる。これは、地震動による繰返しせん断に伴い、地盤の液状化による剛性低下が生じたことを示すものであり、特に有効拘束圧が小さい前面地盤において、その影響が顕著に現れたものと解釈される。

また、液状化層の過剰間隙水圧 (図-8) は、前背面地盤ともに約 25 秒で増加し始めた。過剰間隙水圧比は、前背面地盤ともに加振中に 1.0 に到達したが、有効拘束圧が小さい前面地盤の方が背面地盤より早く 1.0 に到達した。

なお、上記の地盤の加速度応答や過剰間隙水圧の変化傾向は、Case3-2、4、5 においても同様に確認できた。

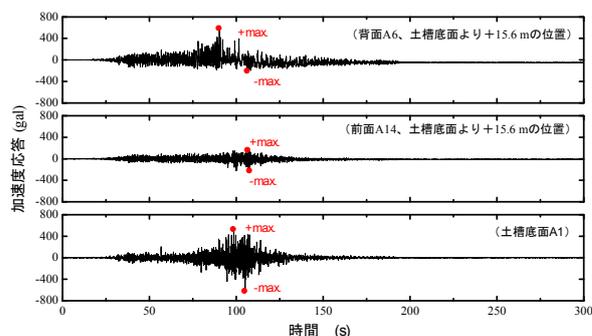


図-7 前背面地盤における加速度応答 (Case2)

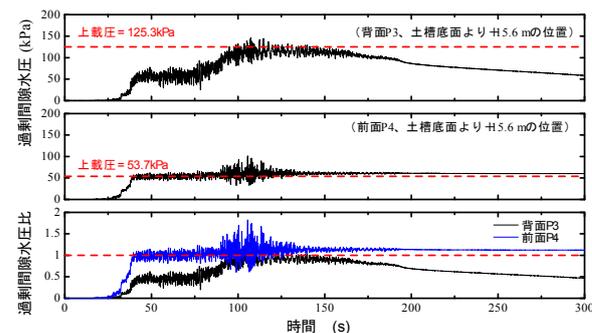


図-8 前背面地盤における過剰間隙水圧 (Case2)

(2) 前背面地盤の変位応答

計測した背面地盤表層の水平変位 DH1 と沈下 DV1 の時刻歴 (計測位置を図-2 に参照) を、それぞれ図-9 と図-10 に示す。また、水圧消散後の地盤残留変位の分布を図-11 に示す。

図-9 及び図-10 に示すように、鋼管矢板壁による前面分離型 Case3-2 においては、無補強 Case2 と比べると、背面の水平変位 DH1 や橋台背面地盤の沈下 DV1 への抑制効果が明らかに発揮できたことが分かる。特に、入力地震動最大値の付近 (図-3 参照、100~150 秒) に、地盤の水平変位や沈下を有効に低減された。なお、斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case4 と Case5 においては、加振中の地盤の水平変位や沈下は、無補強 Case2 とほぼ同程度であった。

地盤残留変形については、図-11 に示すように、斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case4 と 5 は、無補強の Case2 とほぼ同程度の地盤残留変形を有した一方で、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を有する Case3-2 における地盤残留変形は、明らかに抑制されたことがわかる。これらの地盤残留変形の結果は、前述した水平変形 DH1 や沈下 DV1 の計測結果と概ね対応している。

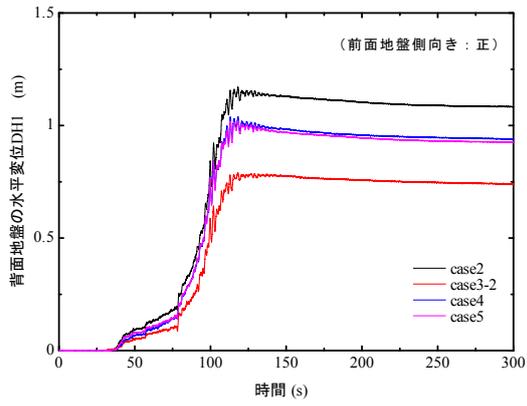


図-9 背面地盤の水平変位 DHI

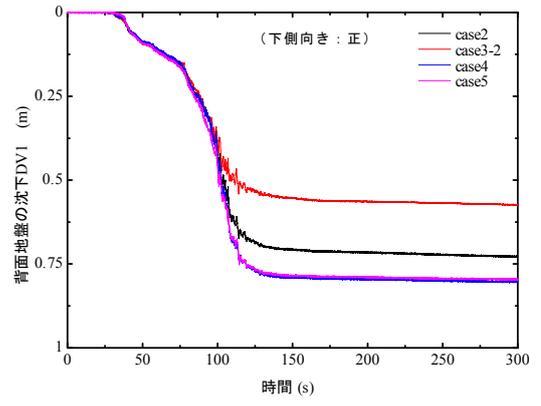


図-10 背面地盤の沈下 DV1

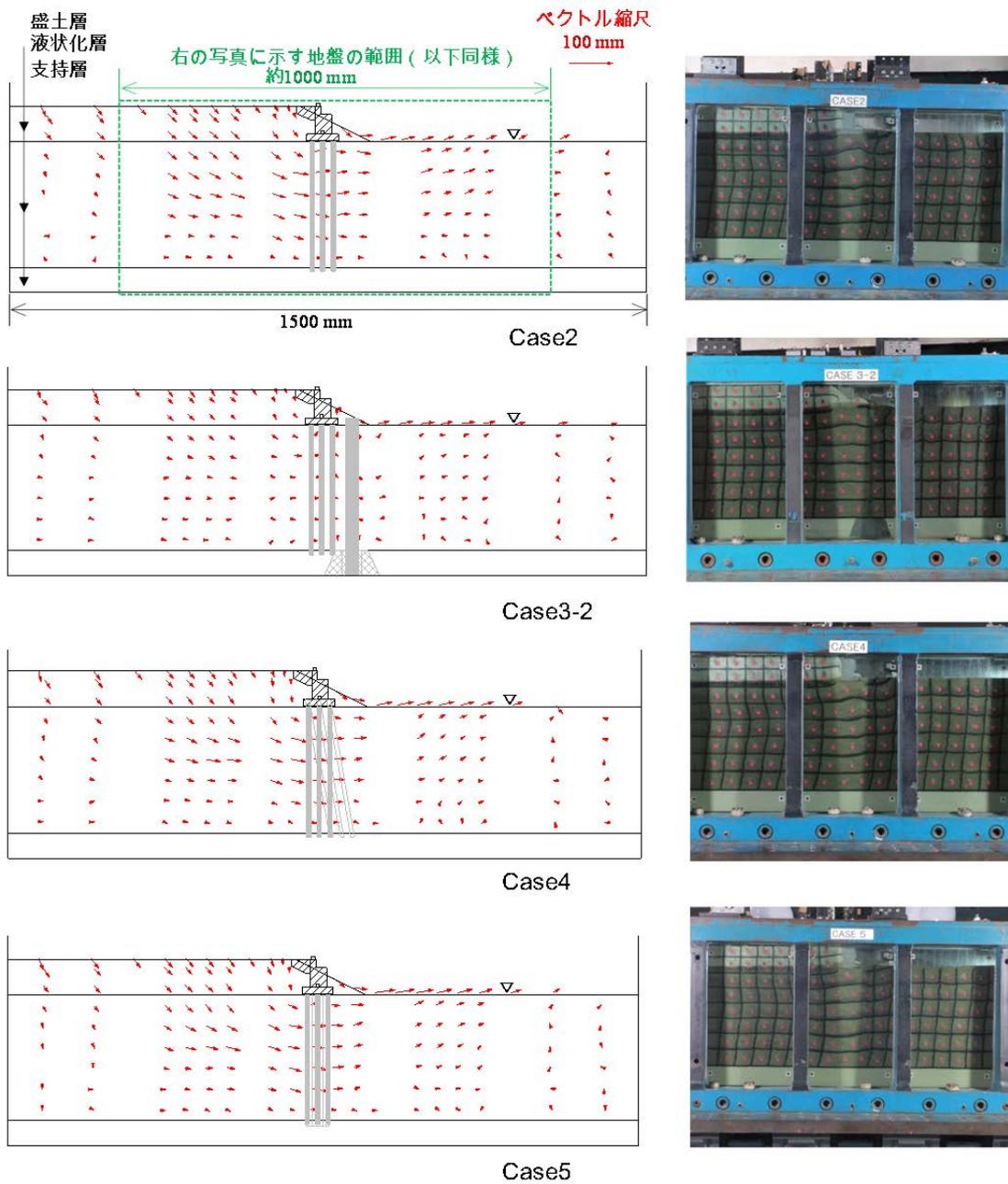


図-11 地盤の残留変形 (左: ベクトル図; 右: 残留変形が生じた橋台周辺地盤の様子)

(3) 橋台の水平変位と回転角

実験データに基づき求めた橋台天端とフーチング底面の水平変位を、それぞれ図-12 と図-13 に示す。また、橋台の回転角を図-14 に示す。

図-12 に示すように、いずれの実験ケースにおいても橋台天端の水平変位は、増加した後に減少した傾向が見られる。つまり、橋台挙動としては、まず、加振とともに背面盛土による偏土圧が作用している橋台が前面に変位して桁と接触し、次に、地盤液状化とともに杭の作用土圧が増加するため、橋台が背面へ回転して天端の水平変位が減少したことが考えられる。ただし、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を有する Case3-2 においては、橋台天端の背面への水平変位が他のケースより小さかった。それに対して、斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case4 と 5 においては、地盤流動化への抑制効果が発揮できないため、無補強 Case2 と同様に橋台天端が大きく背面へ変位した。

一方で、図-13 に示すように、いずれのケースにおいてもフーチング底面の水平変位は、地盤液状化による土圧が杭に作用したため前面へ大きく増加し、橋台天端の水平変位の変化傾向と異なった。前面分離型の補強対策を有する Case3-2 においては、フーチング底面の水平変位が大きく抑制された。

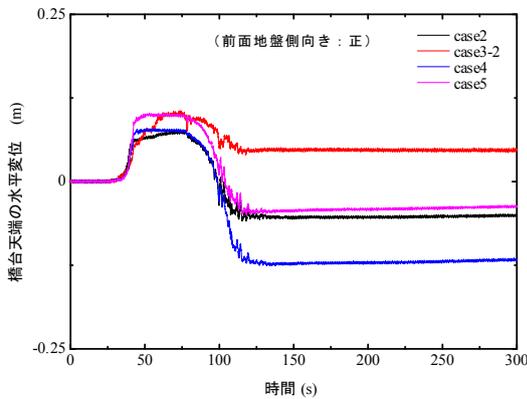


図-12 橋台天端の水平変位

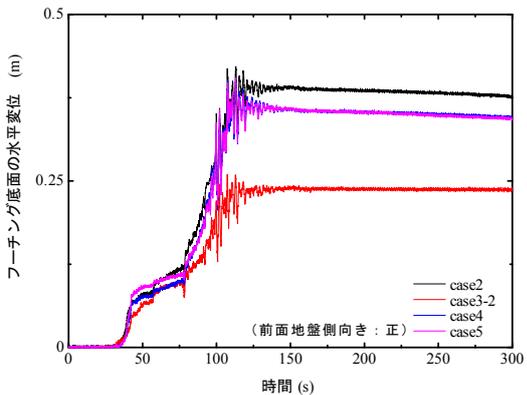


図-13 フーチング底面の水平変位

また、図-14 に示すように、いずれの実験ケースにおいても橋台が背面へ回転し、橋台天端やフーチング底面の水平変位の変化傾向と対応した。前面分離型の補強対策を有する Case3-2 における回転角は、地盤流動化への抑制効果が発揮できない Case4 と 5 や、無補強 Case2 より明らかに抑制された。

(4) 橋台杭基礎における外力と内力の関係

Case2 を例として、桁との接触により橋台上部の前面への変位が抑制された状態において橋台杭基礎の

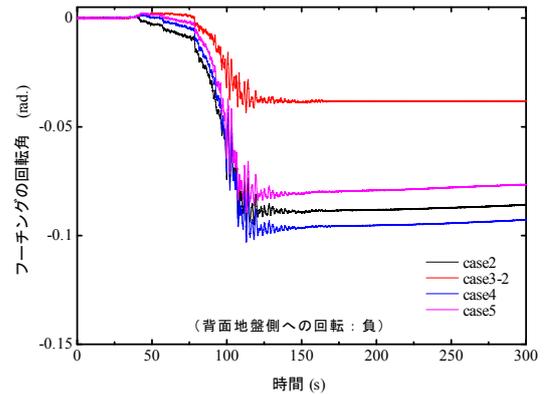
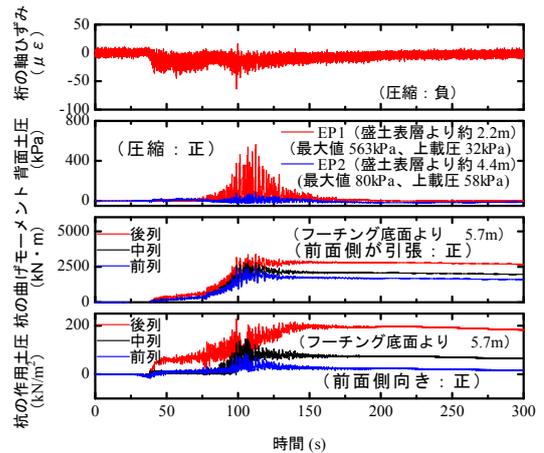
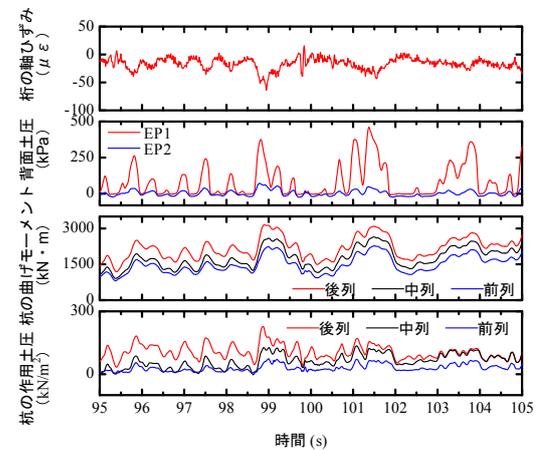


図-14 フーチングの回転角



(a) 0~300秒の区間



(b) 95~105秒の区間の拡大

図-15 橋台杭基礎における外力と内力の変化 (Case2)

外力と内力の関係を分析する。桁の軸ひずみ、たて壁の背面土圧、杭断面の曲げモーメントと杭の作用土圧を図-15に示す。なお、杭の作用土圧は、曲げモーメントの計測値を用いて菊池の方法⁹⁾より求めた。

図-15(a)より、桁の軸ひずみ、たて壁の背面土圧、杭断面の曲げモーメント及び杭の作用土圧の応答は、加振とともに徐々に大きくなっていくことが分かる。また、同図の95~105秒の区間の時刻歴を拡大する(図-15(b))と、各部の土圧や断面力はほぼ同時にピークになったことがわかる。

盛土表層に近いEP1位置における土圧は、上載圧より明らかに大きい結果となった。計算したEP1位置における土圧係数は、入力地震動のピーク付近に20に近い結果となった。その原因は、加振中にたて壁の水平変位が桁で拘束されている状態において、たて壁と背面地盤との相対変位が大きくなり、たて壁付近の背面盛土の応力状態が受働状態となったことが考えられる。

また、液状化の影響を大きく受けた後列杭には、中列や前列より大きい曲げモーメントや作用土圧が発生した。加振終了後も、杭の作用土圧や曲げモーメントが大きく残留した。

(5) 杭の曲げモーメントと作用土圧の深さ方向分布

既設杭の曲げモーメントが最大値を示す時刻における杭の曲げモーメント及び作用土圧の分布を、それぞれ図-16及び図-17に示す。ただし、本実験においては、実

杭の降伏モーメントに相当する断面力を超過しても模型杭が弾性挙動を示すため、降伏モーメントを超える曲げモーメントや、それに対応した作用土圧が得られている。

既設杭の曲げモーメントの大きさに着目すると、図-16に示すように、Case3-2における既設杭の曲げモーメントは、無補強のCase2と比べて大きく低減された。特に、後列杭における中央位置の曲げモーメントは、Case2の約1/3となった。その原因は、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を有するCase3-2においては、地盤流動化を有効に抑制されたために、既設杭の作用土圧を大きく軽減されたことである(図-17)。同図に示すように、後列杭の作用土圧の深さ方向の最大値は無補強のCase2において約400 kN/m²であったのに対し、Case3-2ではその半分以下となった。過去の振動台実験¹⁾と比べて、本実験においては大きな補強効果が得られていることが分かる。ただし、Case3-2の増設杭においては、実杭の降伏モーメント以上の断面力が発生し、模型杭の補強効果が実杭より大きく発揮された可能性が考えられる。

斜杭による側面一体型の補強対策を有するCase4においては、地盤の流動力への低減効果が発揮しないために、既設杭の曲げモーメント(図-16)や作用土圧(図-17)が無補強のCase2とほぼ同程度であった。また、Case4における増設杭にも大きさ土圧が作用したため、増設杭の曲げモーメントが降伏モーメントを超過した。

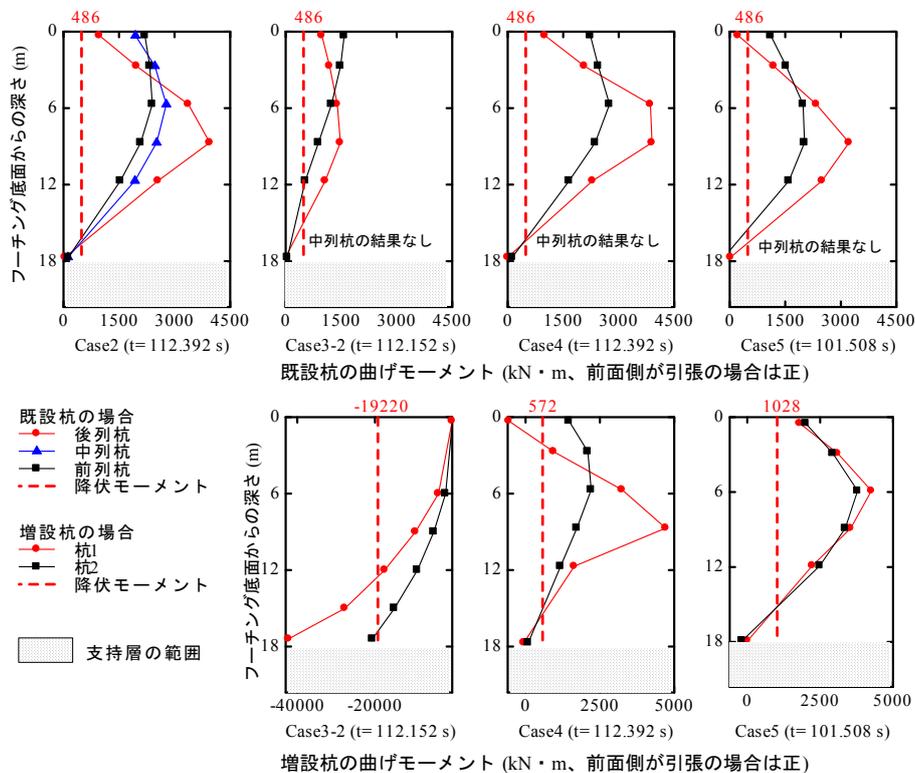


図-16 杭の曲げモーメントの最大値

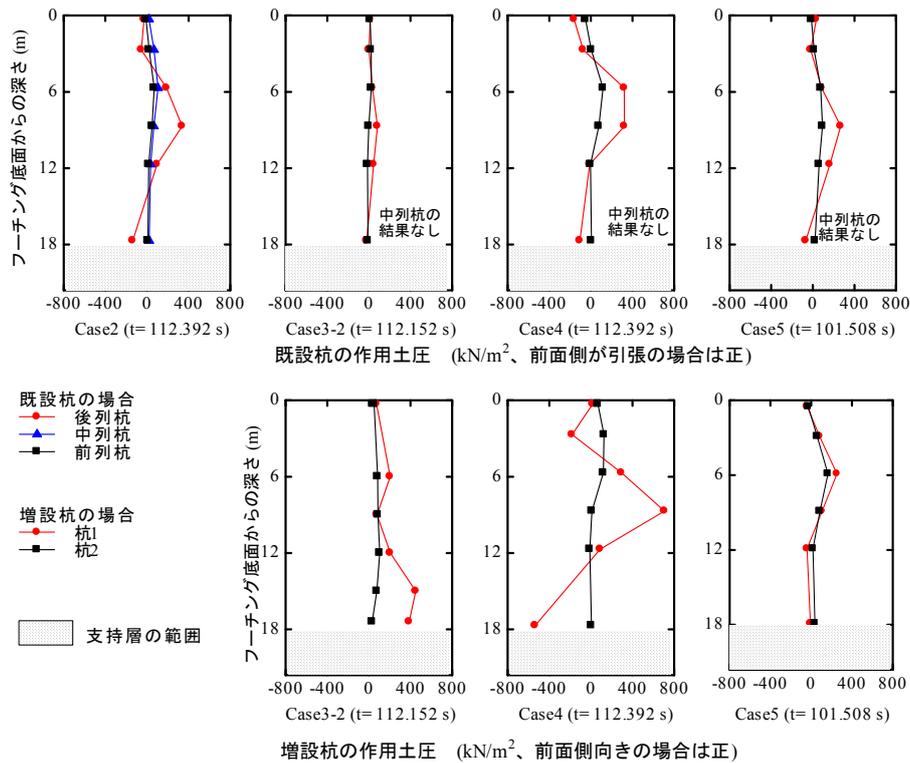


図-17 杭の曲げモーメントが最大値となった時刻における作用土圧

鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case5 においては、Case4 と同様に既設杭の曲げモーメントや作用土圧が無補強の Case2 とほぼ同程度であった。また、増設杭における曲げモーメントは、過去の振動台実験¹⁾²⁾の結果と異なり、降伏モーメントを超過した。その原因の一つは、本実験において液状化層厚が厚い地盤条件を設定し、大きな土圧が発生したことが考えられる。鋼管矢板壁による側面一体型の耐震補強対策の効果に対しては、液状化層厚に応じて更なる検討する必要があると考えられる。

4. まとめ

本研究では、液状層が厚い地盤条件で行った動的遠心載荷試験より、液状化地盤における既設橋台基礎や周辺地盤の地震時挙動を分析するとともに3種の補強対策の効果を検証し、得られた知見を以下に示す。

- 橋台の前背面地盤においては、地震動による繰返しせん断に伴い、過剰間隙水圧が上昇し、液状化による地盤のせん断抵抗剛性が低下し、特に有効拘束圧が小さい前面地盤においてその影響が顕著に現れた。

- 橋台杭基礎の挙動としては、桁との接触により橋台上部の前面への変位が抑制された一方で、液状化の影響で杭頭位置に前面への水平変位が大きく発生し、橋台が大きく背面へ回転した。また、加振中に橋台杭基礎における各部の内力や作用土圧の応答は、入力地震動と共に

大きくなり、近い位相を有した。

- 鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を有する橋台杭基礎においては、液状化層が厚い地盤条件で液状化地盤の流動を有効に抑制できたため、橋台の変位・回転角・杭の断面力だけでなく、杭の作用土圧も大きく低減され、既往の振動台実験より大きな補強効果が確認された。

- 液状化層が厚い地盤条件において、斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する橋台杭基礎は、杭頭位置の水平変位をやや抑制されたが、橋台回転への抑制効果が十分に発揮できなかった。また、既設や増設杭の曲げモーメントは、大きな土圧を受けたため、それぞれの降伏モーメントを超過し、既往の振動台実験において確認された補強鋼管が概ね弾性範囲内に留まった結果と異なった。

以上のように、液状化地盤上の既設道路橋の各種補強対策の効果が地盤条件により異なる可能性が示唆している。今後、振動台や動的遠心模型実験より得られた知見に基づき、各種補強対策の効果を地盤条件に応じて定量に評価した上で、それぞれの適用範囲を検討する必要がある。また、部材が降伏を超えた場合の挙動が遠心実験より確認できていないため、上記の各種補強対策の効果を、部材の降伏後の挙動が考慮できる条件において更なる検証する必要もあると考えられる。

謝辞

本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）「レジリエントな防災・減災機能の強化」（管理法人：JST）の一環として実施したものである。また、東京工業大学大学院高橋章浩教授、ならびに（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施したものである。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 中田光彦，谷本俊輔，石田修一，大住道生：液状化地盤における既設橋台基礎の耐震対策工に関する実験的検討，第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，2017.7.
- 2) 中田光彦，谷本俊輔，高橋宏和，大住道生，七澤利明，河又洋介：液状化地盤における既設橋台基礎の非線形挙動を考慮した大規模振動台実験，第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，2018.7.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.3.
- 4) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2017.
- 5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2017.
- 6) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1039，2003.

CENTRIFUGE MODELLING FOR SEISMIC RETROFIT EVALUATION OF BRIDGE ABUTMENT PILE FOUNDATION IN LIQUEFIED GROUND

Yong YANG, Shunsuke TANIMOTO and Takaharu KIRIYAMA

In this study, dynamic centrifuge model tests were carried out to investigate the seismic retrofitting effect for existing bridge abutment pile foundations in liquefied ground with large thickness. The seismic retrofit of bridge abutment was designed with three different methods. It was confirmed that when the steel pile wall was constructed at the front side of the existing bridge abutment, the lateral flow of liquefied ground as well as the earth pressure on piles was effectively suppressed and thus, the abutment displacement, rotation and the pile bending moment were significantly reduced. On the other hand, when the battered steel pile or the steel pile wall was constructed at the two sides of existing bridge abutment, due to the large earth pressure of the liquefied layer with large thickness, the abutment displacement and rotation could not be effectively restrained and the large bending moment occurred on piles, showing the limited retrofit effect.