

既設橋台の液状化地盤における 耐震補強対策に関する模型振動実験

宇野 州彦¹・安 同祥²・清宮 理³・白 可⁴

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所（〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1）

E-mail:kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 早稲田大学客員上級研究員 理工学術院総合研究所（〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1）

E-mail:antongxiang@aoni.waseda.jp

³フェロー会員 早稲田大学教授 創造理工学部社会環境工学科（〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1）

E-mail:k9036@waseda.jp

⁴正会員 五洋建設株式会社 技術研究所（〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1）

液状化地盤上にある既設橋台は、地震時に大きな被害をもたらすことが過去の震災から明らかとなり、現行基準の要求性能を満足しない場合には早急な補強対策を講じる必要がある。本研究では、液状化対策工としてグラウンドアンカー工法と地盤改良工法を対象に、供用しながらまたは少ない交通制限で適用できる工法について提案し、模型振動実験によりその効果を検証した。実験結果から、橋台の応答変位抑制という点では、アンカー工法が優れていることが示された。ただし背後地盤の沈下量が大きくなることから、別途その対策を行う必要があることも分かった。また地盤改良工法について、特に橋台を改良体で囲う工法については橋台と改良体の間に適切な隔離を設けなければ逆効果となる可能性も示唆された。

Key Words: bridge abutment, liquefaction, seismic strengthening measures, ground anchor, soil improvement, shaking table test

1. はじめに

液状化地盤における橋梁は、これまでに震災により大きな被害が発生してきた。1964 年新潟地震での落橋事例をはじめとして、1995 年兵庫県南部地震においても、液状化による杭基礎の損傷、またその損傷による上部構造の落橋等があり被害分析がなされているが、緊急交通路としての役割を担う橋梁が使用できない状況では、人命救済を始め緊急物資や人員の輸送が難しくなり、災害復旧や復興活動に大幅な遅れが生じることとなる。2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震においても、液状化や側方流動による基礎の被害が複数発生している。地震による損傷が特に基礎等の地中部に生じる場合、橋としての機能を回復させるためには長い時間が必要となり、周辺住民の生活に大きな影響を与えることとなる。著者の一人は、文献¹⁾を踏まえ、液状化地盤の特に液状化層と非液状化層の層境界における橋梁杭基礎の被害に着目し研究を行ってきた^{例え 3)}。また著者らはグラウンドアンカー等を用いた橋梁の耐震補強対策に関する研究⁹⁾も行ってきた。しかし、文献¹⁰⁾では特に橋台に

おいてはまだ課題も多く残されていると指摘されている。

軟弱地盤における橋台の対策については、土木研究所より 2010 年に「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討（その 2）」¹¹⁾が発刊されているが、橋台の地震時挙動については言及されていない。また道路橋示方書¹²⁾においては、橋台が地震時に移動することで中間橋脚部等に影響を与える場合には、耐震性を向上させることが望ましい旨が記載されている。そのような中、2016 年熊本地震においても橋台の移動および背面地盤の沈下により交通制限が発生しており、既設橋台の液状化対策工の確立は急務である。

橋脚の液状化対策としては、周辺地盤改良の他に、増杭を行うもの^{例え 13)}や鋼矢板を用いるもの^{例え 14)}等があるが、橋台は背後に地盤を有する構造であり、その背後地盤への対策を考えた場合には、供用しながら、または極力交通制限の少ない対策工を行うことが重要となる。

そこで本研究は、液状化対策工としてグラウンドアンカー工法と地盤改良工法を対象に、供用しながらまたは少ない交通制限で適用できる工法について提案し、模型振動実験によりその効果を検証することとする。

2. 実験概要

(1) 対象橋台

本検討に用いた橋台は、2 径間鋼床版橋の橋台である。本橋台は、約 25 年前に設計されたものであり、現行基準¹²⁾でのレベル 2 地震動を満足する設計はなされていない。図-1 に橋台の形状寸法および地盤条件を示す。建設地点の耐震設計上の基盤面は平均 N 値が 50 以上の砂礫層の上面で、表層地盤は上から順に平均 N 値が 10 程度で厚さが 3.75 m の砂礫層、N 値が 5 程度で厚さが 18.0 m の砂層と N 値が 25 程度で厚さが 11.0 m の砂混じり礫層からなり、地盤全体の固有周期は 0.89 s で、耐震設計上の地盤種別は III 種地盤である。また、液状化判定として砂層の液状化に対する抵抗率は、レベル 2 地震動のタイプ I で 0.3 程度、タイプ II で 0.2 程度であった。道路橋示方書¹²⁾に従って、地下水位（フーチングの下面）以下深さ約 20 m までの地盤は地震時に液状化が生じる恐れがある。

橋台の支持している上部構造荷重は 4000 kN である。全高が 10.0 m の RC 橋台は逆 T 式で鋼管杭で支持されている。堅壁の厚さは 1.8 m である。フーチングの厚さは 2.0 m で橋軸方向と橋軸直角方向の幅はそれぞれ 8.0 m と 18.0 m である。杭基礎は 24 本の鋼管杭からなり、橋軸方向には 2 m ピッチで 4 本、橋軸直角方向には 3.2 m ピッチで 6 本配置してある。杭径は $\phi 800$ mm で杭長は 31.5 m である。

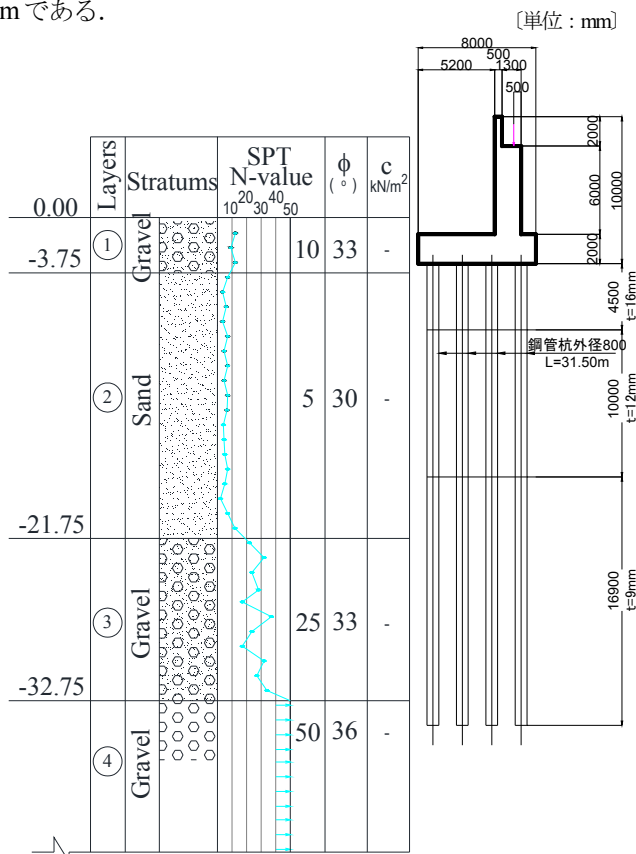


図-1 対象橋台と地盤条件

(2) 縮尺と相似則

模型の縮尺は、モデル化範囲と土槽の大きさを考慮して 1/30 とした。相似則は、表-1 に示すように、井合により提案されている 1G 場における相似則¹⁵⁾を適用した。この相似則は、現象を支配する方程式に基づいて求められている。方程式としては、飽和した地盤の方程式、杭や矢板などの構造物の方程式、および水の方程式に大別される。これらにより求められた相似則のうち、長さのパラメータを縮尺の基準として、加速度を縮尺比 1、密度を縮尺比 1、ひずみを縮尺比の 0.5 乗に比例するとし、他のパラメータの縮尺比を算出している。

(3) 検討ケースおよび実験模型

本研究で検討する実験断面図を図-2 に示す。無対策のケース（以下、Case1 と呼ぶ）の他に、アンカーを用いて対策を行ったケース（以下、Case2 と呼ぶ）およびセメント固化改良を想定した地盤改良により対策を行ったケース（以下、Case3、Case4 と呼ぶ）を今回検討する。

まずケース全般について説明する。橋台模型を写真-1 に示す。橋台の堅壁は曲げ剛性が相似則を満足するように厚さ 6 mm の鋼板とした。堅壁天端には上部工重量を考慮するため、錘を付加した。フーチングは剛体とみなし、重量が相似則を満足するように厚さ 22 mm の鋼板とした。ただしフーチング側面は地盤の側方土圧の影響を受けるため、必要となるフーチング高さを表現するためにフーチングの前後に図にあるように鋼板を設置している。杭基礎は曲げ剛性が相似則を満足するように、杭径 25 mm、厚さ 2 mm のアルミパイプとした。また実橋台では杭本数が 24 本であったが、模型では材料や杭配置の関係から 12 本に集約している。なお、使用したアルミパイプは事前に引張試験を実施し、0.2 % 永久ひずみから降伏強度は 90 N/mm²であった。

Case2 はアンカーを用いた補強工法である。アンカーを用いた設計や施工に関しては、例えば文献¹⁶⁾等でその基準が示されており、工法としては確立されたものである。

表-1 適用相似則¹⁰⁾

パラメータ	λ = 実物 / 模型	縮尺
長さ	λ	30
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82
応力	λ	30
間隙水圧	λ	30
変位	$\lambda^{1.5}$	164.32
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	4,436,553
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	4,930

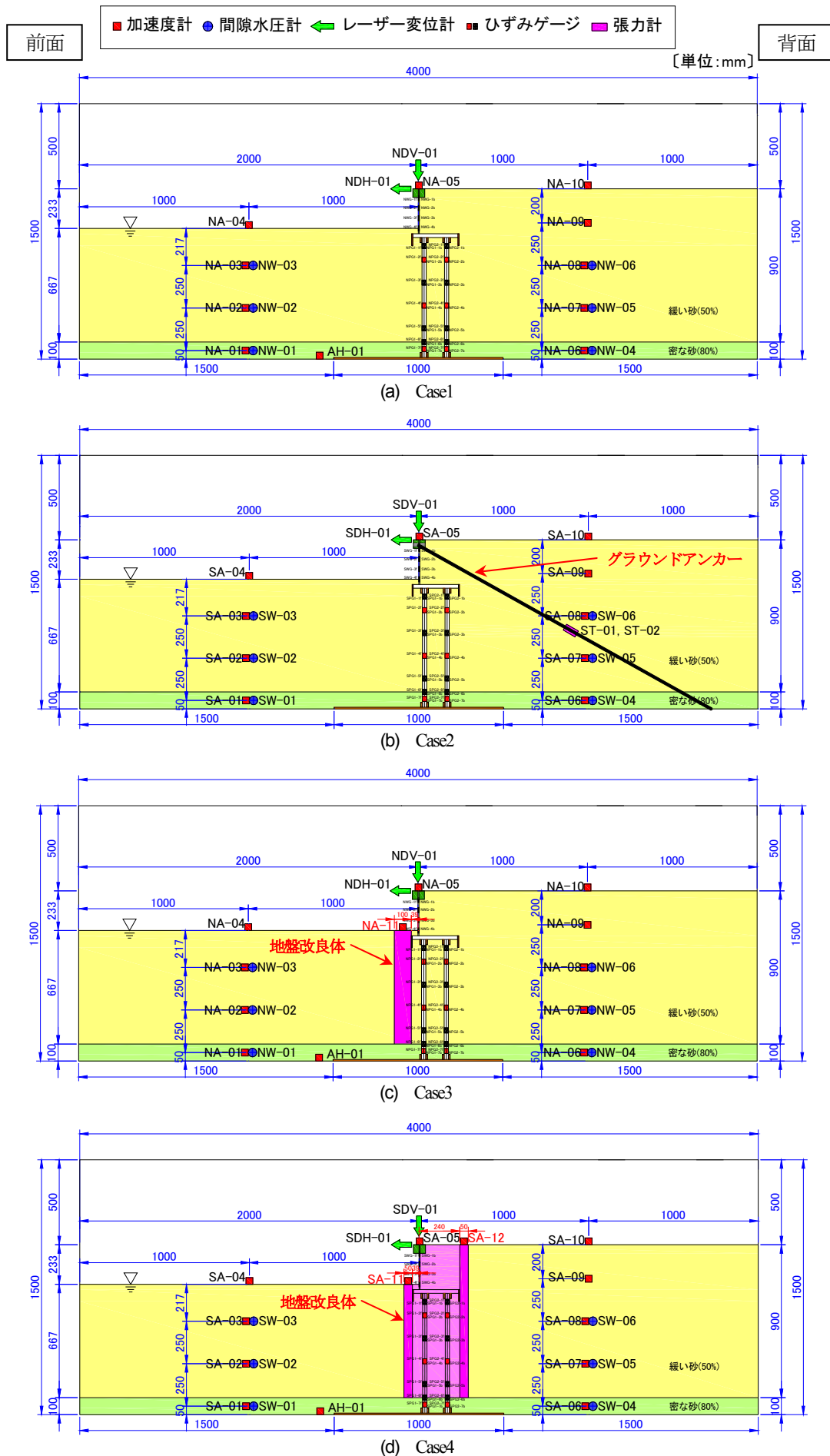
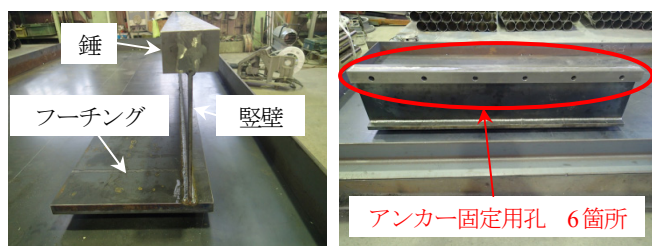


図-2 模型断面図



(a) 橋台模型側面 (b) Case2の模型

写真-1 橋台模型

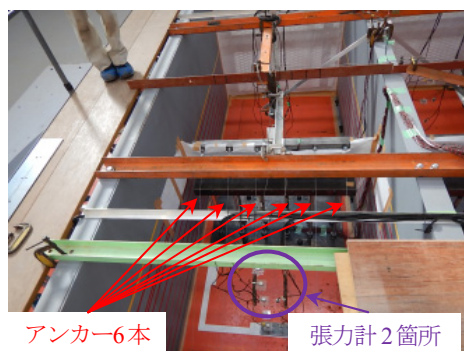


写真-2 アンカー設置状況

る。またアンカー工法であれば、橋台の前面側から施工が可能のため、交通制限を行うことなく供用しながら施工を行うことができる。写真-1(b)に縦壁天端の錘の位置に孔が開いている模型を示しているが、ここにアンカー取付治具を設置し、アンカー上端を固定する。アンカー本数および角度については事前に地震応答解析を実施することで最適配置を検討し、本数6本、水平からの角度を30度としている。またアンカー模型として、相似則により直径が1.5 mmの鋼線ワイヤ（切断強度1.38 kN）を用いた。アンカー取付状況を写真-2に示す。なおアンカーの下端は土槽底面に固定した。

Case3 および Case4 はセメント固化改良による地盤改良工法（深層混合処理工法）である。深層混合処理工法もアンカー工法と同様にマニュアル^{17),18)}が整備され、地盤改良工法としての実績は豊富である。供用可能な施工方法を考えた場合に、橋台前面側の改良がまず考えられるため、そのケースを Case3 とした。改良幅は実スケールで約3 mである。また、橋台背面側については施工時に交通制限を行う必要があるため、最低限の施工を前提に、橋台周辺を囲う工法を考案した。このケースを Case4 とする。この場合の改良幅は実スケールで約1.5 mで、この幅で周囲を囲うものとする。なお、Case3 および Case4 とともに改良幅は事前の地震応答解析により決定している。囲われた橋台直下については特に改良を行わないため、地震時に液状化することが考えられるが、周囲を改良体で囲まれているため、液状化による側方移動は低減できるものと考えられる。Case3 と Case4 の平面

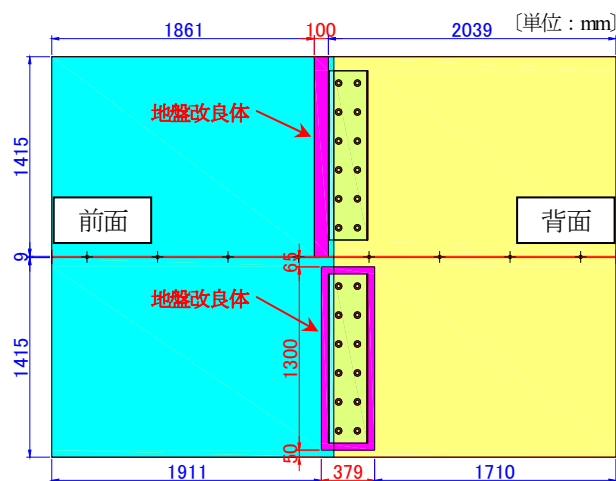
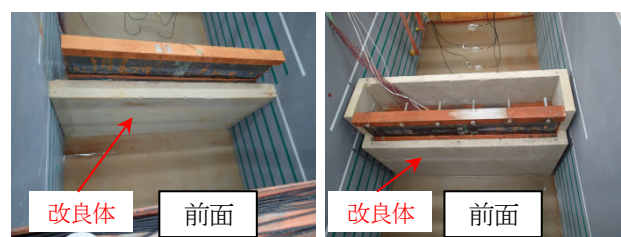


図-3 模型平面図 (Case3, Case4)



(a) Case3 (b) Case4

写真-3 改良体製作および設置状況

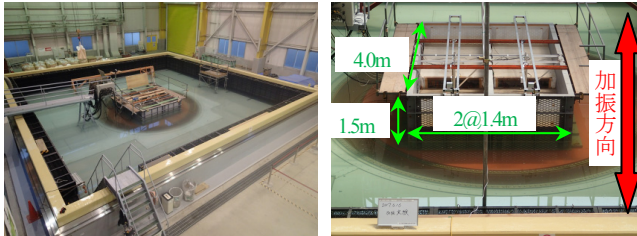
図を図-3に示す。また改良体作製時の状況を写真-3に示す。実験模型における改良体については、実験スペースおよび製作方法の都合上、写真にあるように周辺地盤作製前に製作している。改良体については、Case3は設置場所にて型枠を建込んだ後に打設を行い養生後脱型し、Case4は設置場所外にて型枠建込み後に打設した後、型枠を養生後に脱型してから所定の位置に吊り込み設置している。そのため、吊り込み時の引張強度も必要となることから、改良体の強度については相似則に基づいて低減させることが困難であり、相対的に強度の大きなものとなっている。今回は改良体がほぼ剛体であるが、実際の強度における対策効果等については、今後解析等で検討を行う予定である。

全てのケースにおいて、地盤は飯豊硅砂（山形県産）を使用した。表-2に飯豊硅砂6号の物理特性を示す。この飯豊硅砂6号にて、非液状化地盤と液状化地盤を作製する。まず非液状化層は相対密度80%を管理しながら所定の高さまで、投入・締固め・均しを行う。密度管理は、層厚100 mm毎に砂投入重量と地盤高さを計測して行った。非液状化層は気中にて作製した。その後注水を行い、液状化層の作製となる。液状化層は水中落下法により砂を静かに投入し相対密度50%の地盤を作製する。密度管理は非液状化層と同様である。

また、加振装置には振動台テーブルの直径5.5 mの大型水中振動台を使用した。実験土槽は長さ4.0 m、高さ1.5 m、奥行き1.4 mの箱型の鋼製枠である。土槽による水の反射を防ぐため、加振方向に直角な土槽の面にはエ

表-2 飯豊硅砂 6 号の物理特性

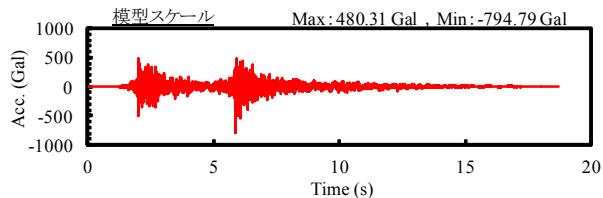
土粒子密度	G_s (g/cm ³)	2.654
最大間隙比	e_{max}	0.897
最小間隙比	e_{min}	0.547
均等係数	U_c	1.45
曲率係数	U_c'	1.00
中央粒径	D_{50} (mm)	0.28



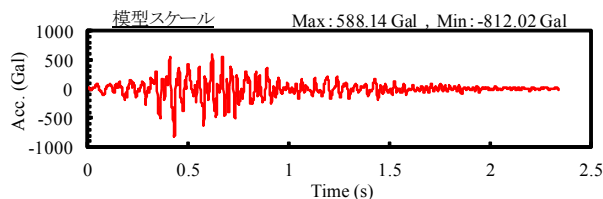
(a) 水中振動台全景

(b) 2断面土槽

写真4 実験土槽設置状況



(a) レベル2地震動 タイプ I



(b) レベル2地震動 タイプ II

図4 加振波

キスバンドメタルに不織布を貼付したものを土槽として使用し、土槽境界での水の流入出を可能にしている。なお、今回の実験では写真4にあるように、振動台上に2断面の土槽を設置している。それぞれのケースにおいて入力される実際の加振波が極力違うことのないよう、最初の加振実験で Case1 および Case2 の2断面同時加振、その後 Case3 および Case4 の2断面同時加振の実験を行っている。

(4) 加振波

加振波は、道路橋示方書¹²⁾に掲載されているレベル2地震動タイプ I で 2011 年東北地方太平洋沖地震において開北橋周辺地盤上で観測された EW 成分の標準波(I-I-2)およびレベル2地震動タイプ II で 1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台地盤上で観測された NS 成分の標準波(II-I-1)の2波を用いた。対象となる地盤は先述したように III 種地盤であるが、非液状化層で相対

[単位: mm]

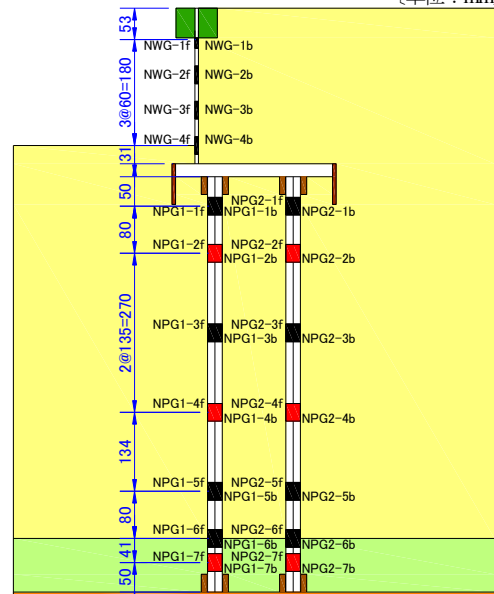


図5 ひずみゲージ貼付位置

[単位: mm]

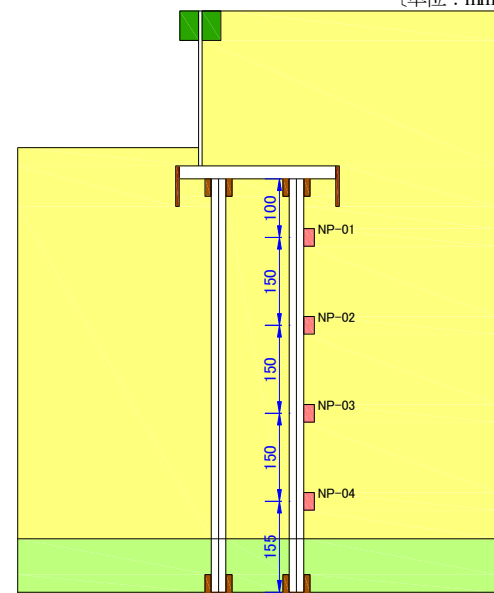


図6 土圧計取付位置



写真5 ひずみゲージ・土圧計設置状況

密度の高い底面から入力するため、I 種地盤用の地震波を使用することとした。加振波を図4に示す。相似則により、実際の地震波よりも継続時間を縮めている。実験は、タイプ I の加振を行った後にタイプ II の加振を続けて行った。

(5) 計測項目

図-5 にひずみゲージの貼付位置を示す。堅壁および杭の曲げひずみを計測するが、図の赤色ハッチングで示した箇所のみ軸ひずみも計測する。次に図-6 に土圧計の取付位置を示す。橋台背後からの土圧が大きくなることを想定して、背面側の杭に土圧計を設置した。ひずみゲージおよび土圧計の設置状況を写真-5 に示す。

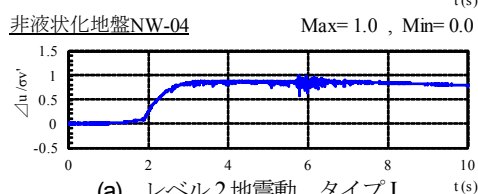
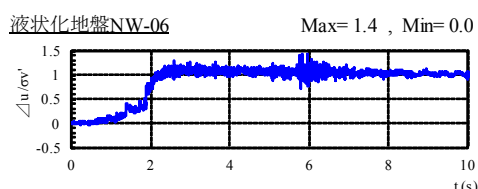
その他、橋台、改良体および地盤の加速度と変位、地盤の過剰間隙水圧、アンカーの張力を図-2 に示す計測機器により測定した。地表面の残留変形形状は、実験前後におけるターゲット座標の計測結果から求めた。

なお、図-2 や図-5 の各計測番号の最初に N や S が記載されているが、これは 2 断面土槽をどのように配置したのかを示しており、最初の 2 断面では Case1 を北側に設置したので計測番号は全て N から始まり、Case2 は南側に設置したため計測番号は全て S から始まる。同様に Case3 は北側配置、Case4 は南側配置である。

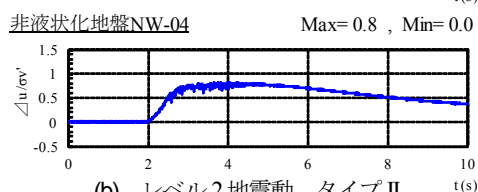
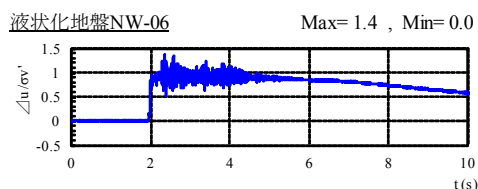
3. 実験結果

(1) 過剰間隙水圧

Case1～Case4 における地盤の過剰間隙水圧の傾向はほぼ全て同様であったため、ここでは Case1 に着目する。橋台背面側の非液状化地盤に設置した NW-04 および液状化地盤に設置した NW-06 の時刻歴を図-7 に示す。



(a) レベル 2 地震動 タイプ I



(b) レベル 2 地震動 タイプ II

図-7 過剰間隙水圧比時刻歴

レベル 2 地震動タイプ I 加振の場合には、液状化地盤だけでなく、非液状化地盤も水圧比が平均約 0.9 となっており、ほぼ液状化した状況である。これは、まず地震動が非常に大きなこと、そして継続時間の長いことが要因の一つと考えられる。液状化地盤よりも水圧比の上昇スピードはやや遅いが、最終的には液状化するところまで水圧が上昇している。さらに計測器 NW-04 を設置したところから液状化地盤までは 50 mm しかなかったため、液状化しやすい状況であったことも要因と推察される。レベル 2 地震動タイプ II 加振の場合は、液状化地盤は完全液状化に至っているが、非液状化地盤は平均で約 0.7～0.8 程度であった。地震動の強さはタイプ I と同等であるが、地震波の継続時間が短かったことが理由にあると考えられる。なお、橋台前面側に設置した間隙水圧計でも同様の傾向が得られていた。

(2) 加速度

図-8 に橋台天端における応答加速度の時刻歴を示す。タイプ I 加振では無対策の Case1 と比較して、Case2 および Case4 で応答が低減していることが分かる。特に Case4 では大幅に応答が低減している。一方で Case3 では応答がやや増加していることも分かった。最大加速度で約 1.4 倍となっているが、橋台前面の改良地盤が橋台フーチングと接触していることから、固有振動数に若干変化が生じ、振動が励起されやすくなった可能性が考えられる。タイプ II 加振もほぼ同様の結果である。Case3 はタイプ I 加振ほどではないものの、無対策の Case1 に比べ若干応答加速度が大きくなっている。また Case4 は大幅に応答が低減している。Case4 はいずれにおいても大幅に応答が低減しているが、ここで橋台を囲んでいる改良体の天端の応答加速度に着目する。図-9 に Case4 における改良体天端の応答加速度時刻歴を示す。橋台背面側の改良体天端に設置した SA-12 の時刻歴である。結果から、無対策の橋台天端以上に応答加速度が大きくなっていることが分かる。このことから、非常に大きな応答を示す改良体とその内外にある応答加速度の小さい液状化地盤の影響で、橋台との地震時相互作用によって橋台の応答が低減した可能性があるかと推察される。

(3) 変位

図-10 に橋台天端における水平変位の応答時刻歴を示す。まずタイプ I 加振では、無対策の Case1 で前面側に向かって最大約 20 mm の変位が生じているが、アンカー工法の Case2 では約 1/10 程度に応答変位が低減できている。一方で前面側のみ改良の Case3 では、Case1 と最大応答変位がほぼ同じである。ただし、Case1 では最初の主要動でほぼ最大の変位量が発生しているが、Case3 では最初の主要動では約 10 mm 程度の変位が発生し、

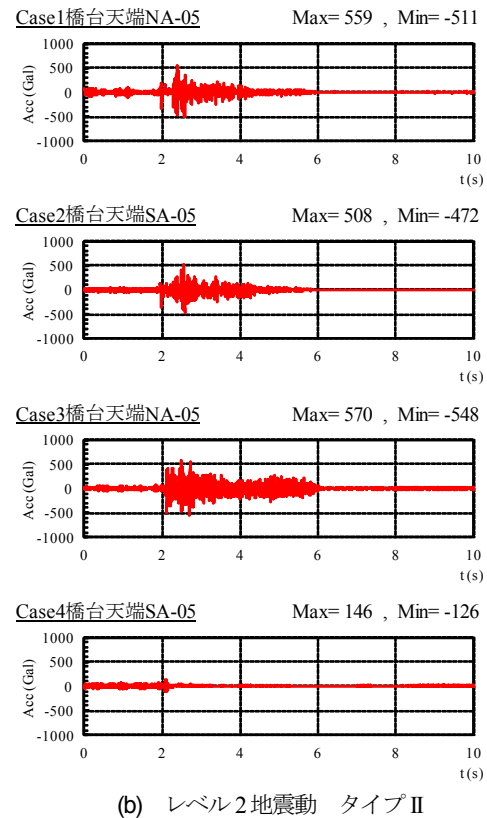
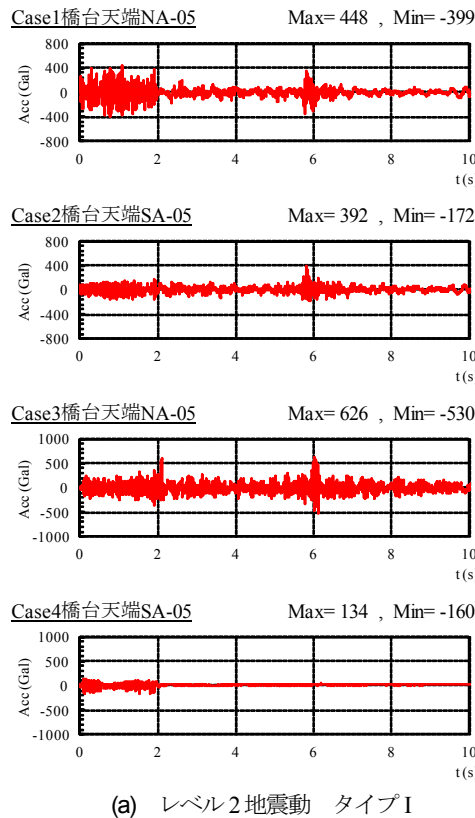


図-8 橋台天端の加速度時刻歴

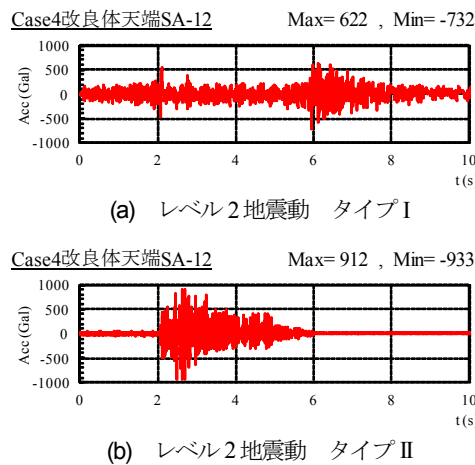


図-9 改良体天端（橋台背面側）加速度時刻歴

次の主要動でさらに約 10 mm 変位し、結果的に Case1 の変位量と同等の結果となっている。Case4 については Case1 の約 1.5 倍の変位が生じる結果となった。先述したように応答加速度は非常に低減されていたものの、応答変位は最初の主要動から断続的に増加していることが分かる。これは周囲の改良体との関係もあると考えられるため、ターゲット計測結果と合わせてあらためて考察する。

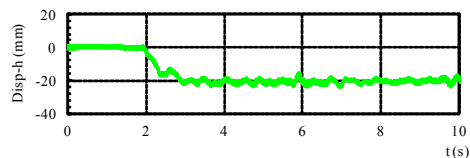
タイプ II 加振では、Case1 と比較して Case2 および Case4 で応答変位が低減している。特に Case2 はタイプ I 加振と同様に応答低減効果が非常に高いことが示された。Case4 においてもタイプ I 加振と違い応答が低減できて

いるが、この結果についてもターゲット計測結果と合わせて考察する。

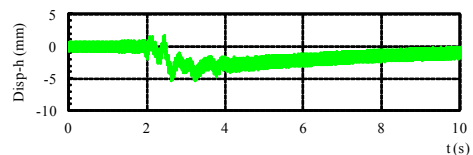
図-11 に地表面に設置したターゲットによる地表面形状の結果を示す。まず地盤の地表面形状に着目すると、前面側については全てのケースでほとんど沈下および隆起が発生しなかった。土槽近傍で若干の隆起が見られるが、これは土槽で締め切られている影響であると考えられる。背面側については、加振毎に沈下が進行している結果となった。また特に Case2 では沈下しながら前面側へ移動するような傾向が見られることから、側方移動が発生しているものと考えられる。一方、Case3 および Case4 においては沈下量があまり大きくなかった。これは橋台近傍に改良体があるため、杭間をすり抜けるような側方移動が制限されたためであると推察される。

次に Case4 の改良体の移動に着目すると、橋台とほぼ同程度の移動量が発生していることから、橋台と改良体が一つの大きなケーソンのようになって移動した可能性が推察される。改良体が橋台を挟み込んだ状態で非液状化地盤上で滑動し、橋台も含んでいることから慣性力も大きくなっているため、タイプ I 加振で応答変位が大きくなったと考えられる。写真-6 に加振直後の改良体周辺の状況を示す。写真からも橋台と改良体が一体となって挙動したであろうということが確認できる。一方でタイプ II 加振で応答が小さかったのは、タイプ I 加振後に改良体下端が非液状化地盤にめり込んだためであると考

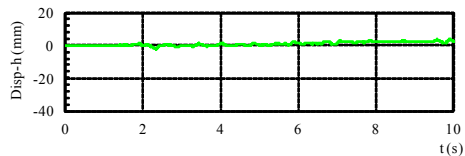
Case1橋台天端NDH-01 Max= 1.5 , Min= -24.1



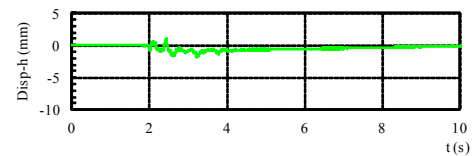
Case1橋台天端NDH-01 Max= 1.8 , Min= -5.3



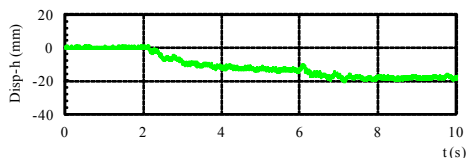
Case2橋台天端SDH-01 Max= 3.7 , Min= -2.2



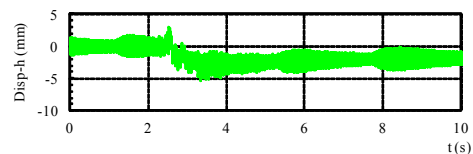
Case2橋台天端SDH-01 Max= 1.2 , Min= -1.9



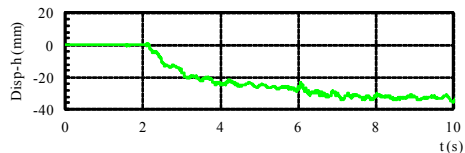
Case3橋台天端NDH-01 Max= 1.5 , Min= -20.6



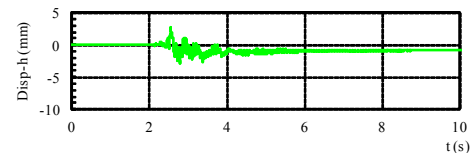
Case3橋台天端NDH-01 Max= 3.0 , Min= -5.4



Case4橋台天端SDH-01 Max= 1.4 , Min= -35.4



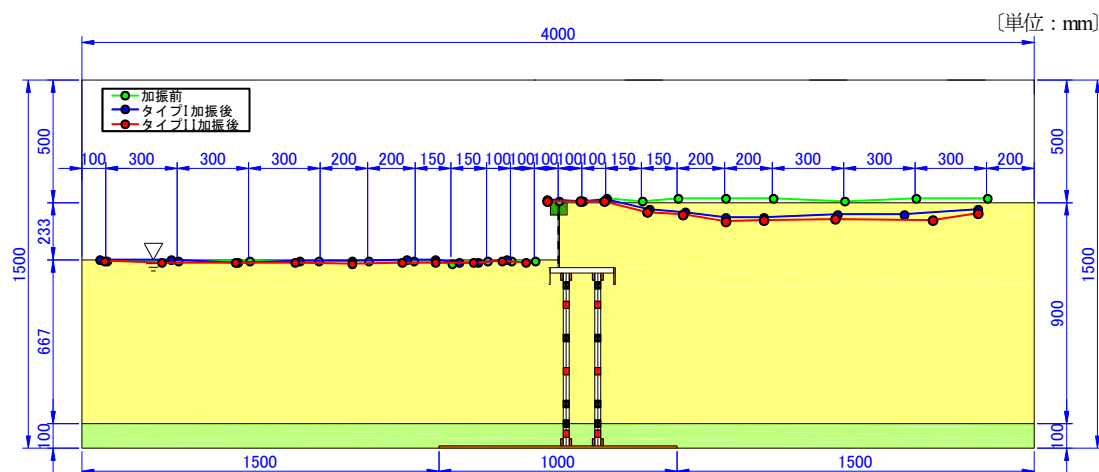
Case4橋台天端SDH-01 Max= 2.7 , Min= -2.8



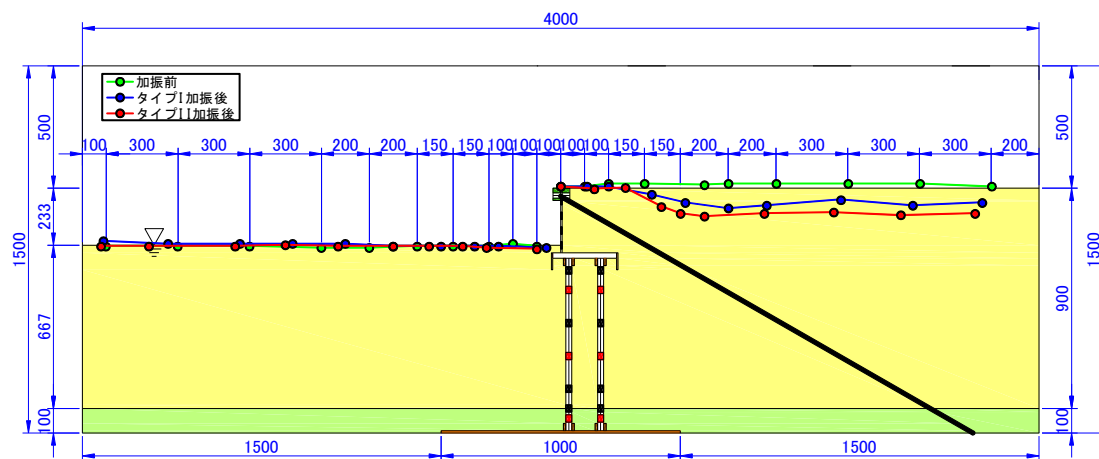
(a) レベル2地震動 タイプI

(b) レベル2地震動 タイプII

図-10 橋台天端の水平変位時刻歴 (正値：背面側への移動, 負値：前面側への移動)



(a) Case1



(b) Case2

図-11 加振後の橋台, 改良体および地表面の形状

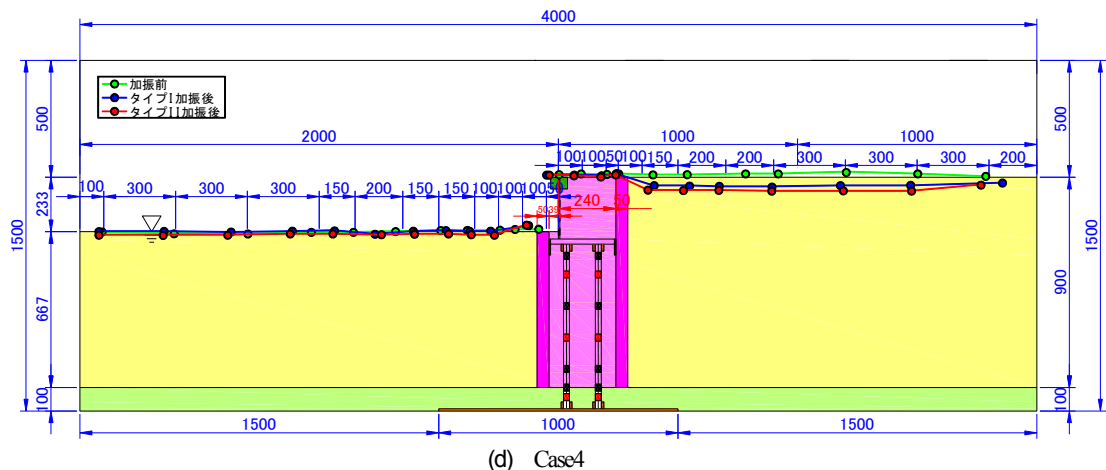
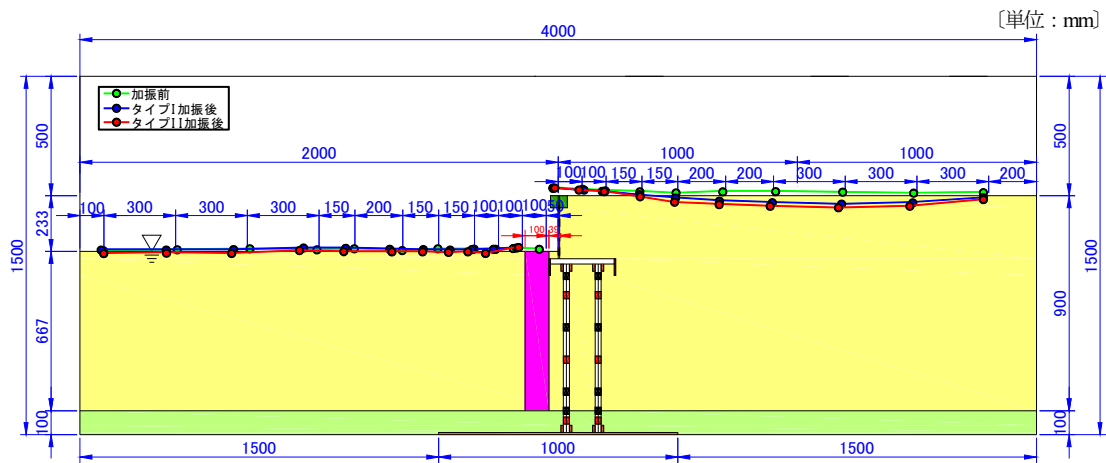


図-11 加振後の橋台、改良体および地表面の形状

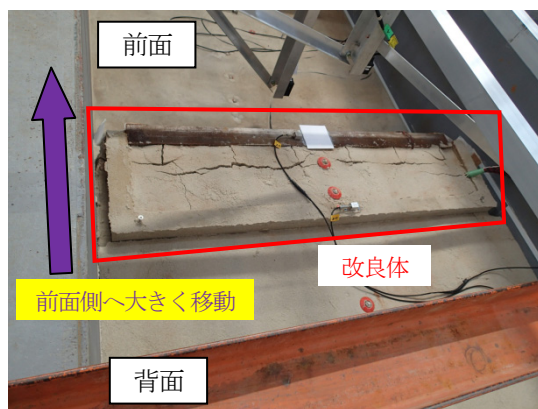


写真-6 加振直後の改良体の状況 (Case4)

えられる。実験終了後に周辺地盤を撤去して改良体を確認したところ、改良体の沈下と前面への傾斜が確認できた。ただし先述したように非液状化地盤においてもレベル 2 地震動の加振時には過剰間隙水圧が上昇していたことから、タイプ II のように継続時間の短い地震波ではなく、タイプ I のような地震波であればさらに変位が生じていた可能性も考えられる。

(4) 杭の曲げモーメント

図-12、図-13に杭に発生した曲げモーメントの分布図

を示す。なお杭の降伏モーメントおよび全塑性モーメントについては、杭の引張試験から得られた耐力値を用いて算出し、降伏モーメントが $69.32 \text{ N} \cdot \text{m}$ 、全塑性モーメントが $95.46 \text{ N} \cdot \text{m}$ となった。

タイプ I 加振では、全てのケースにおいて杭頭部周辺では前面側へ凸となるような形状となっている。これは堅壁に水平変位が大きく発生したためと考えられる。Case2 については堅壁の応答変位はそれほど大きくなかったものの、曲げモーメントは Case1 よりも大きく Case4 と同等になっている。これは堅壁頂部をアンカーで固定されているため、背面側からの地盤変位による外力を杭頭部周辺で集中的に受けることとなったためと考えられる。Case3 については無対策の Case1 とほぼ同等ということから、杭の断面力低減につながる補強にはなりにくいと言える。Case4 は Case2 と同様に Case1 よりも大きな断面力が発生している。杭下端で曲げモーメントが大きくなっているのは、先述したように加振時に改良体が橋台を挟んだまま滑動するような挙動を示したと思われ、液状化地盤と非液状化地盤の層境界で杭がせん断されるような現象が生じたためと考えられる。なお全てのケースの残留値に関して、Case1, Case3 の杭頭部では降伏モーメントを超え、Case1, Case3 の杭下端および

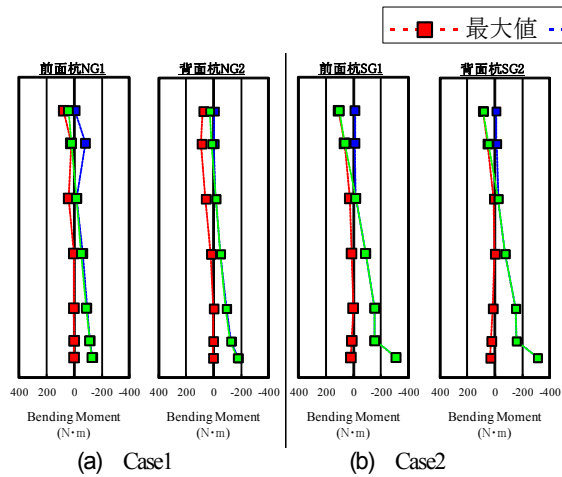


図-12 杭の曲げモーメント分布（レベル2地震動タイプI）
（正值：前面側へ凸，負値：背面側へ凸）

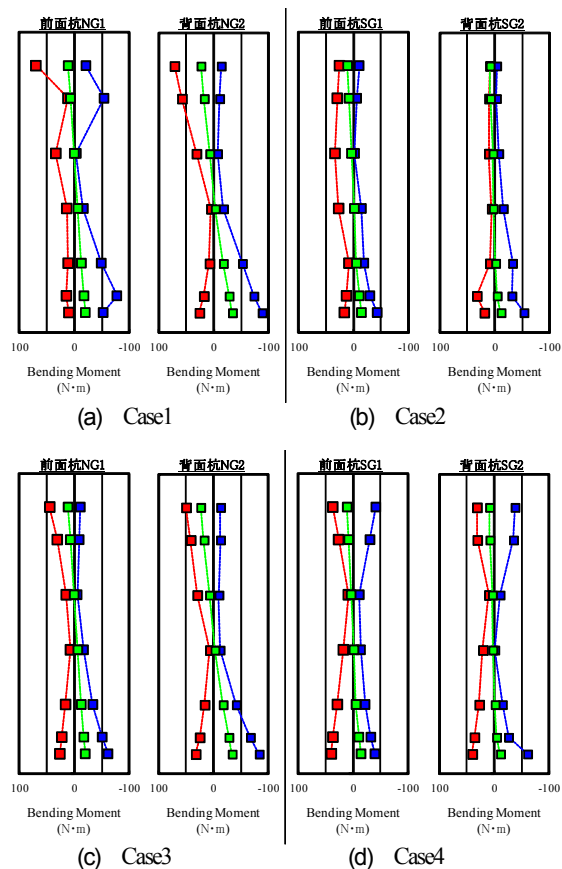


図-13 杭の曲げモーメント分布（レベル2地震動タイプII）
（正值：前面側へ凸，負値：背面側へ凸）

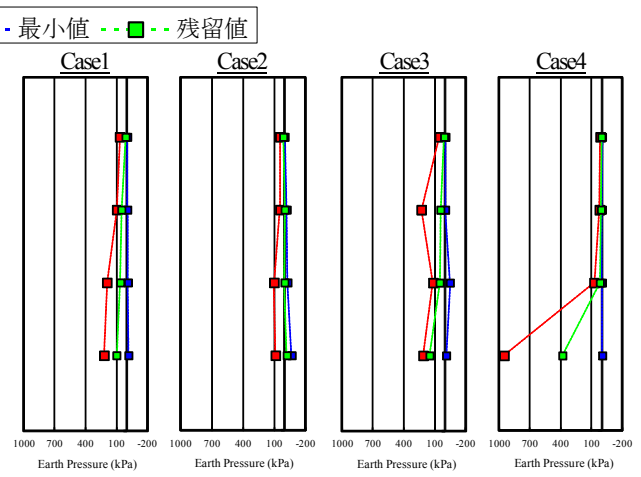


図-14 杭に作用する土圧分布（レベル2地震動タイプI）

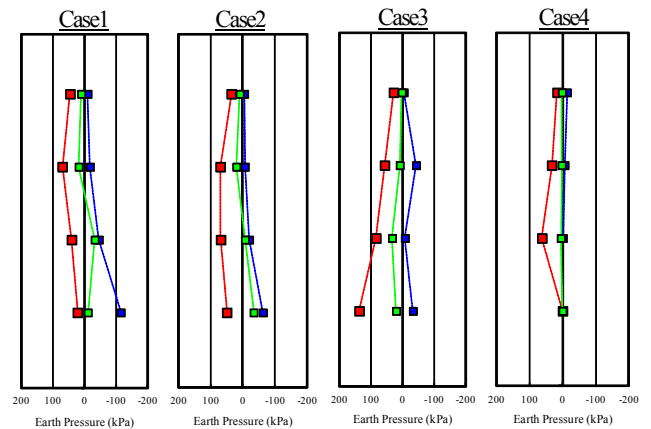


図-15 杭に作用する土圧分布（レベル2地震動タイプII）

Case2, Case4 の杭頭部および杭下端において全塑性モーメントを超える結果となった。

タイプII加振では，タイプI加振と同様に Case1 と Case3 はほぼ同じ分布を示している。一方，Case2 および Case4 についてはほとんど残留値が生じなかった。なお，加振時の最大値や最小値で降伏モーメントを超えることがあったが，残留値はいずれのケースも降伏モーメントを超えるものはなかった。

(5) 杭に作用する土圧

図-14，図-15 に杭に作用する土圧の分布図を示す。タイプI加振では，Case1 と Case2 にさほど違いはなかった。杭の曲げモーメントは Case2 の方が大きくなっていたが，おそらく縦壁を地盤が押したことで発生した断面力と考えられるため，杭に直接作用した土圧という点では同等であったものと思われる。Case3 は加振時にやや大きくなるものの，残留値に着目すると Case1 とさほど違いはない。Case4 に関しては特に杭下端で大きな土圧が発生している。これはこれまでの理由と同様に，橋台周囲の改良体が一体となって動き，またその方向が前面側へ移動しながら沈下するような挙動であったため，杭下端の土圧が大きくなったものと推察される。タイプII加振

では、全てのケースにおいてさほど大きな土圧は発生していない。特に Case4 の土圧は小さいが、これは改良体がほとんど動かなかったことにより、その改良体に囲まれている杭にはほとんど土圧が作用しなかったためと考えられる。

4. まとめ

本研究は、液状化地盤における既設橋台を対象に、その液状化対策工としてグラウンドアンカー工法と地盤改良工法による耐震補強効果について模型振動実験により検討を行った。本検討より得られた知見を以下に示す。

- 1) 橋台天端の応答加速度に着目すると、橋台を囲う地盤改良工法 (Case4) 以外では応答低減効果は見られなかった。ただし、Case4 においても橋台天端の応答は小さかったものの、周囲の改良体の応答加速度は非常に大きかった。
- 2) 橋台天端の応答変位を低減させるという点で最も効果があったのはアンカー工法 (Case2) であった。レベル2地震動のタイプ I、タイプ II いずれにおいても変位を大幅に低減している。しかし背後地盤の沈下量は最も大きくなっており、沈下対策等が別途必要になると考えられる。一方で橋台前面側のみを地盤改良する工法 (Case3) は無対策の Case1 とほぼ同じ結果であった。橋台天端の応答変位抑制効果は見られなかったものの、背後地盤の沈下量は Case1 よりも少なくなっている。一方で Case4 においては Case1 よりも大きな変位が発生した。加振時に改良体も一体となって挙動していることがターゲット計測結果や状況写真から推察される。橋台と改良体の間に少し離隔を設けておくと効果があった可能性もある。
- 3) 杭に発生する曲げモーメントや作用する土圧の分布から、まず Case3 の対策方法では杭の断面力低減にはあまり効果がないことが明らかとなった。また Case2 は先述したように応答変位抑制には非常に効果がある方法であるが、堅壁頭部のみを固定しているため、堅壁や杭頭部周辺に背後地盤からの土圧を受け、断面力が大きくなっている。Case4 については先述したような改良体の挙動により、断面力の増加や杭下端に大きな土圧が発生する結果となった。
- 4) 実験結果を総合すると、アンカー工法が耐震補強工法として有効であることが今回示されたが、杭の断面力を低減するために、地盤改良工法との併用も一つの方策であると考えられる。また背後地盤の沈下量は大きくなるため、その対策が別途必要となる。さらに橋台周囲を囲う地盤改良工法も適切な離隔について今後検討する必要がある。

今後は振動実験の再現解析とより有効な対策工法の組合せ等を有効応力解析にて検討していく予定である。

謝辞：本研究は、科学研究費補助金 基盤研究(C) (課題番号：15K06194, 研究代表者：安同祥) の助成を受けて実施したものである。また模型振動実験に関して、元五洋建設(株)の三藤正明博士に貴重な御助言を賜った。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 社本康広, 佐藤正義, 桂豊, 田地洋一, 堀田洋之, 石川裕, 玉置克之：兵庫県南部地震における液状化に伴う地盤被害と杭基礎被害の原因分析, 清水建設研究報告, 第 62 号, pp.75-84, 1995.
- 2) 三輪滋, 池田隆明, 大岡弘：1995 年兵庫県南部地震で液状化した埋立て地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害原因と被害過程の検討, 日本地震工学会論文集, 第 4 巻, 第 1 号, pp.5-22, 2004.
- 3) 宇野州彦, 大塚久哲, 三藤正明：液状化地盤における中間部免震杭基礎の耐震性に関する振動台実験及び有効応力解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp.I_584-I_597, 2012.
- 4) 宇野州彦, 大塚久哲, 三藤正明：杭中間部にゴムを挿入した免震杭基礎の側方流動地盤における有効性に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp.I_1004-I_1017, 2014.
- 5) 梁雨凡, 清宮理, 安同祥：グラウンドアンカーによる補強した既設橋梁の模型振動実験, 第 17 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講演論文集, pp.265-268, 2014.
- 6) 清宮理：港湾でのグラウンドアンカーによる耐震補強, 土木技術, Vol.69, No.6, pp.22-27, 2014.
- 7) An, T.X. and Kiyomiya, O. : Vibration Behavior and Seismic Performance of an Existing Bridge Retrofitted by Ground Anchor, *IABSE Conference*, Rotterdam, 2013.
- 8) Nguyen Thanh Trung, Osamu Kiyomiya, Tongxiang An and Nguyen Thi Tuyet : Dynamic behavior of a steel pipe sheet pile foundation during liquefaction in the revetment, *IALCCE Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*, pp.247-254, 2014.
- 9) Nguyen Thanh TRUNG, Osamu KIYOMIYA Tongxiang AN and Makoto YOSHIDA : Shaking Table Test on Steel Pipe Pile Foundation to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Approach Revetment, 第 17 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講演論文集, pp.525-532, 2014.
- 10) 谷本俊輔, 田辺晶規：橋台の耐震設計に関する課題と取り組み, 土木技術資料, 第 57 巻, 第 12 号, pp.55-56, 2015.
- 11) 中谷昌一, 竹口昌弘, 白戸真大, 原田健二, 野村朋之：橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討 (その 2), 土木研究所資料第 4174 号, 2010.
- 12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・解説 V 耐震設計編, 2012.

- 13) 高耐力マイクロパイル研究会：高耐力マイクロパイル工法，<http://www.jamp-hmp.jp/>（2017年8月1日閲覧）
- 14) 地盤・基礎 21 研究会：In-Cap 工法，<http://jiban-kiso21.gr.jp/>（2017年8月1日閲覧）
- 15) Iai, S. : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988.
- 16) (公社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（JGS4101-2012），2012.
- 17) (一財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，2004.
- 18) (一財)沿岸技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル（改訂版），2008.

(20?? ?? ?? 受付)

SHAKING TABLE TEST FOR SEISMIC STRENGTHENING MEASURES OF EXISTING BRIDGE ABUTMENT IN LIQUEFIED GROUND

Kunihiko UNO, Tongxiang AN, Osamu KIYOMIYA and Ke BAI

It has been known that existing bridge abutment in liquefied ground suffered great damage during past earthquakes. Rapid countermeasures become necessary when bridge abutment can't satisfy performance requirements of current standard. In this research, construction methods which can be conducted simultaneously with transportation or with less restriction based on conventional liquefaction countermeasures, ground anchor method and soil improvement method are discussed, and shaking table test is conducted to verify the strengthening effect. The result showed that ground anchor method performed well at restraint towards displacement of bridge abutment. However, additional countermeasures are still needed to be concerned for great settlement of the back ground. For soil improvement method, especially for the case when bridge abutment is enclosed by soil improvement body, proper space need to be established to avoid the risk of adverse effect.