

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)
E-mail: ka.haku@mail.penta-ocean.co.jp

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が一体となって挙動する場合には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^(例えば 3),4)。また著者らはグラウンドアンカー等を用いた耐震補強対策に関する研究⁵⁾⁻¹¹⁾も行

ってきている。しかし、文献¹²⁾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)」¹³⁾が発表されているが、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¹⁴⁾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。

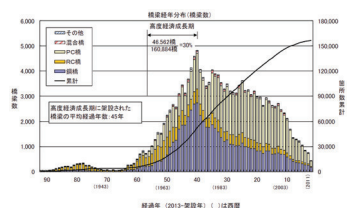


図-1 既設橋梁建設後の経過年数¹⁵⁾

さらに、図-1 に示すように、建設から数十年経過した橋梁は非常に多い¹⁵⁾。この中には本研究で対象としているような橋台構造物も含まれていると考えられる。40年以上前に建設された橋梁は液状化に対する設計がなされていないものもあり、既設橋梁の耐力を精度良く評価する手法や補強方法の開発が必要であるとされている¹⁶⁾。

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^{例えば 17)}や鋼矢板を用いるもの^{例えば 18)}等あるが、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、グラウンドアンカー工法と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)を液状化対策工として選定することとした。グラウンドアンカー工法は、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。また深層混合処理工法は、液状化地盤における対策工法として実績は非常に多く、また地盤を固化させるため、少ない施工範囲でも十分な効果が発揮されるものと考えられる。今回は、少ない交通制限で適用できる工法を対象とすることから、施工範囲が少ないと考えられる本工法を対象として選定した。

本検討では、上記工法による対策効果について模型振動実験により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 年前前に設計されたものであり、現行基準¹⁴⁾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-2 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¹⁴⁾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φ800 mm で杭長は 31.5 m である。

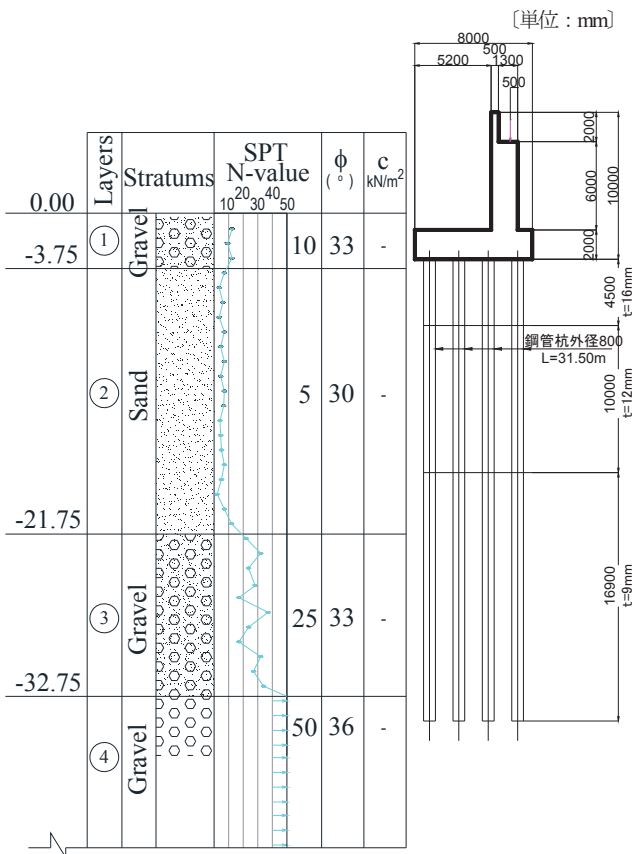


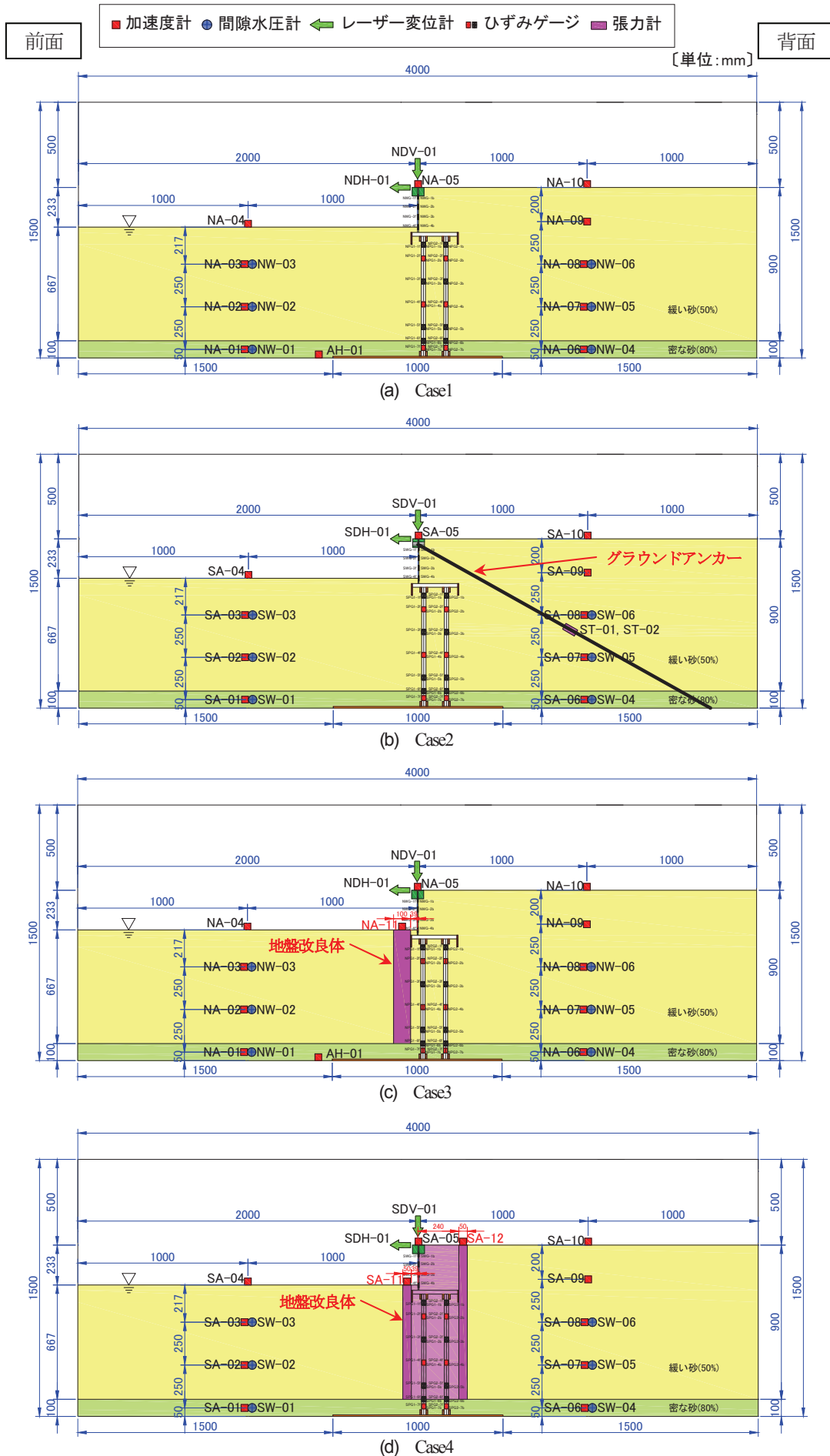
図-2 対象橋台と地盤条件

(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¹⁹⁾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

表-1 適用相似則¹⁹⁾

パラメータ	$\lambda = \text{実物} / \text{模型}$	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



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。ただし、本研究における実験で用いた水は、容量の関係から粘性流体ではなく水道水である。粘性流体を使用していないことから、地盤が液状化する際の水圧の上昇および加振後の水圧の消散については正しく表現できないが、今回は加振時に地盤が液状化する際の対策の効果について着目するため、液状化の上昇過程および消散過程の違いについてはさほど影響がないものと考えている。

(3) 検討ケースおよび実験模型

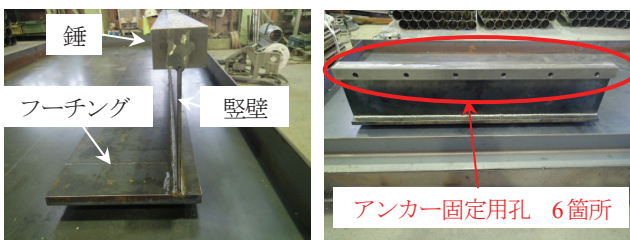
本研究で検討する実験断面図を図-3 に示す。無対策のケース（以下、Case1 と呼ぶ）の他に、アンカーを用いて対策を行ったケース（以下、Case2 と呼ぶ）およびセメント固化改良を想定した地盤改良により対策を行ったケース（以下、Case3, Case4 と呼ぶ）を今回検討する。

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。また実験台では杭本数が 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²⁰⁾等で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。またアンカー工法であれば、先述したように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)に堅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²¹⁾²²⁾が整備され、地盤改良工法としての実績は豊富である。施工に関しても、橋台周辺の施工については基本的にマニュアル²¹⁾²²⁾に基づいて行うことが可能であるが、橋台前面については桁下空間での施工となるため、低空頭もしくは小型の処理機を用いる等の注意が必要となる。また液状化対策工として本工法を今回対象としているが、以下で説明する Case4 のように橋台背後の地下水位以浅においても適用



(a) 橋台模型側面 (b) Case2 の模型
写真-1 橋台模型

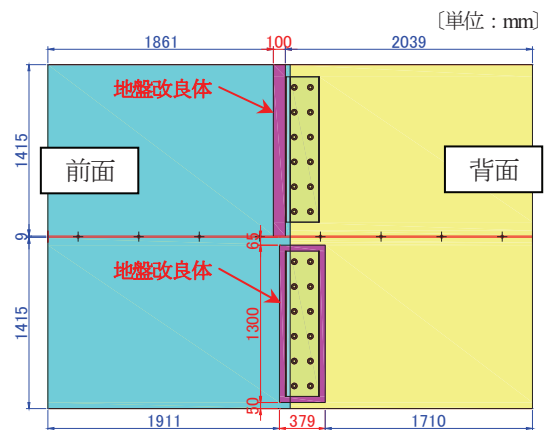


図4 模型平面図 (Case3, Case4)

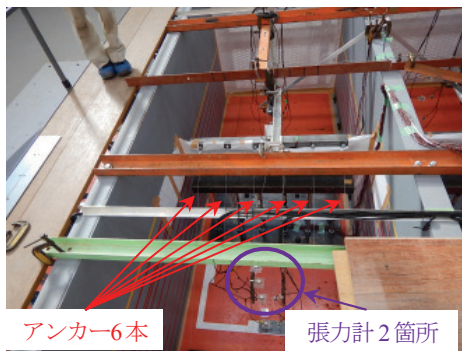
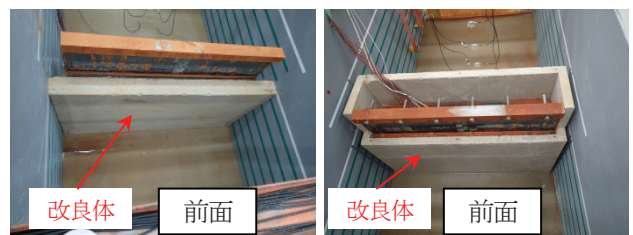


写真-2 アンカー設置状況



(a) Case3 (b) Case4
写真-3 改良体製作および設置状況

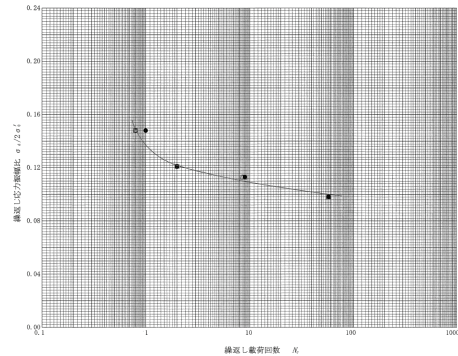
することが可能である。また本研究において本工法を選定した理由は先述した通り、セメントを使用し地盤を固化させるため、少ない施工範囲での変位抑制効果が高いためである。検討ケースとして、供用可能な施工方法を考えた場合に、橋台前面側の改良がまず考えられるため、そのケースを **Case3** とした。改良幅は実スケールで約 3 m である。また、橋台背面側については施工時に交通制限を行う必要があるため、最低限の施工を前提に、橋台周辺を囲う工法を考案した。このケースを **Case4** とする。この場合の改良幅は実スケールで約 1.5 m で、この幅で周囲を囲うものとする。周囲を囲って拘束することで側方移動量を低減するだけでなくせん断変形を抑制し、過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果がある。なお、**Case3** および **Case4** 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。事前解析の結果については次章にて説明する。**Case3** と **Case4** の平面図を図-4 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。改良体の強度は、一軸圧縮強さが 1931.3 kN/m²、変形係数が 705.5 MN/m² であった。今回は改良体がほぼ剛体であるが、実際に想定される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、液状化強度の高い地盤(以下、密な地盤と称する)と液状化強度の低い地盤(以下、緩い地盤と称する)を作製する。まず密な地盤は相対密度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100mm毎に砂投入重量と地盤高さを計測して行った。密な地盤は気中にて作製した。その後注水を行い、緩い地盤の作製となる。緩い地盤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。密度管理は密な地盤と同様である。なお、実験に際して相対密度50%および80%の液状化強度試験を実施しており、それぞれの液状化強度曲線を図-5に示す。

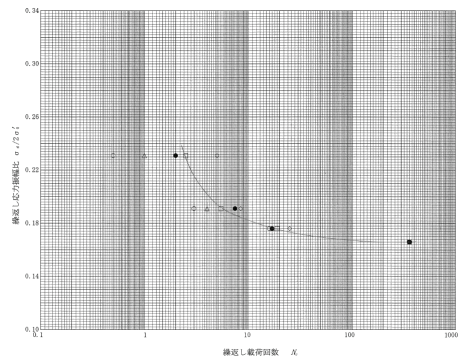
また、加振装置には振動台テーブルの直径5.5mの大型水中振動台を使用した。実験土槽は長さ4.0m、高さ1.5m、奥行き1.4mの箱型の鋼製枠である。土槽による水の反射を防ぐため、加振方向に直角な土槽の面にはエ

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

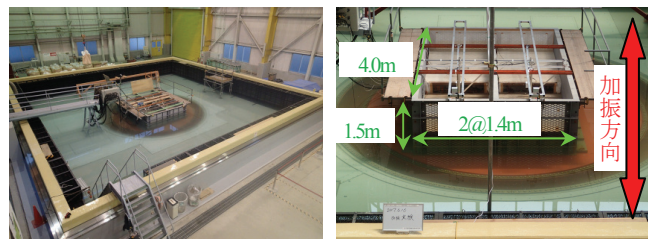


(a) 相対密度 50% (圧密応力 98 kN/m²) $R_{L20} : 0.105$



(b) 相対密度 80% (圧密応力 98 kN/m²) $R_{L20} : 0.175$

図-5 飯豊硅砂6号の液状化強度曲線



(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

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。

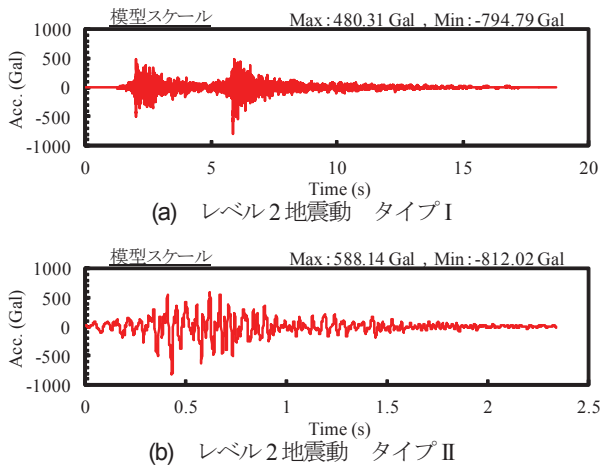


図-6 加振波

(4) 加振波

加振波は、道路橋示方書¹⁴⁾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、相対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-6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-7にひずみゲージの貼付位置を示す。縦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-8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-3に示す計測機器により測定した。なおCase4については改良体内の水圧変化を計測することが望ましいが、配線等の関係から物理的に間隙水圧計の設置が困難であった。事前解析においては改良体内の地盤が液化化に至っても側方移動は抑制されていることを確認したが、定量的評価については今後の課題としたい。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-3や図-7、図-8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

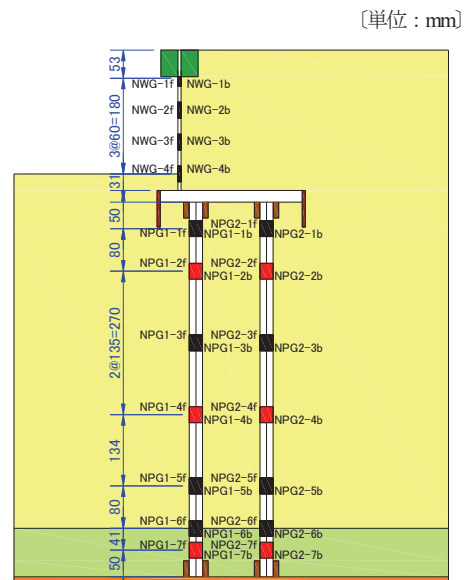


図-7 ひずみゲージ貼付位置

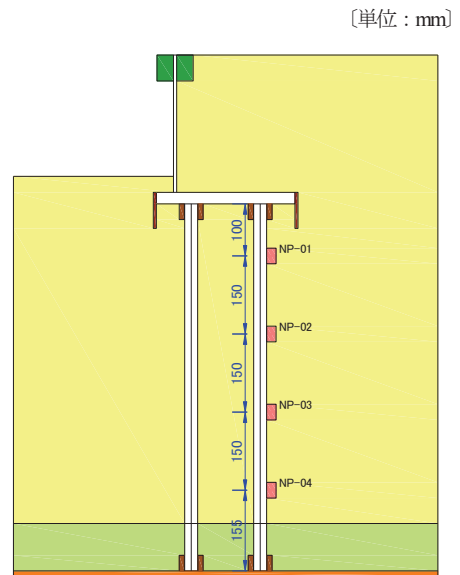


図-8 土圧計取付位置

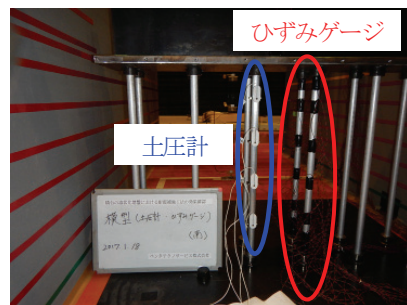


写真-5 ひずみゲージ・土圧計設置状況

様にCase3は北側配置、Case4は南側配置である。またAH-01は振動台の加速度を計測するものであり、実際に入力された加振波を確認するためのものである。振動台の計測ということで、図-3のCase1およびCase3にのみ記載している。

3. FLIPによる事前解析

(1) 解析条件

加振実験に際して事前に地震応答解析を実施し、改良体の範囲を決定した。解析には解析コード FLIP²³⁾を使用した。FLIPは有効応力法に基づく二次元有効応力解析プログラムであり、特に液状化による地盤の破壊現象を予測できることから港湾施設の解析を中心に広く利用されている²⁴⁾。

解析モデル(無対策: Case1)を図-9に、Case3の橋台周辺のメッシュ図を図-10に、Case4の橋台周辺のメッシュ図を図-11にそれぞれ示す。図-10および図-11については、最終的に改良幅を決定したモデル図を示している。地盤物性値については表-3に示す。物性値については等価N値を相対密度から Meyerhof の式で変換して求め、その等価N値に基づき、FLIPの簡易設定法(改定版)²⁵⁾から設定している。今回は橋台天端の応答に着目し、簡易的な検討としたため、橋台堅壁および杭については線形部材でモデル化している。地盤はマルチスプリング要素²⁶⁾にてモデル化しているが、密な地盤については本検討では液状化パラメータは設定していない。緩い地盤の液状化パラメータは簡易設定法²⁵⁾にて求めた。なお過剰間隙水圧モデルは井合モデル²⁷⁾を用いている。改良体については線形平面要素としてモデル化した。密度やポアソン比については周辺地盤と同じ値としているが、ヤング係数については400,000 kN/m²とした。一般に想定する深層混合処理の強度よりも大きい値となっているが、今回の検討ではあくまで剛体として挙動することを念頭に置いたため、上記の設定としている。

二次元解析であるため、橋台周囲を囲う Case4 のモデル化については以下のように検討した。奥行き方向に改良体が続いている橋台前面および背面については線形平面要素でモデル化をしているが、橋台部分については、改良体とその内部の地盤を考慮しなければならない。このような三次元形状を擬似的に二次元でモデル化するため、図-11のように改良体と地盤の要素を重ねるように貼り合わせた。お互いの要素が属する節点は分離し、独立に挙動出来るようにしているが、前面および背面の改

改良体とその内部の地盤を考慮しなければならない。このような三次元形状を擬似的に二次元でモデル化するため、図-11のように改良体と地盤の要素を重ねるように貼り合わせた。お互いの要素が属する節点は分離し、独立に挙動出来るようにしているが、前面および背面の改

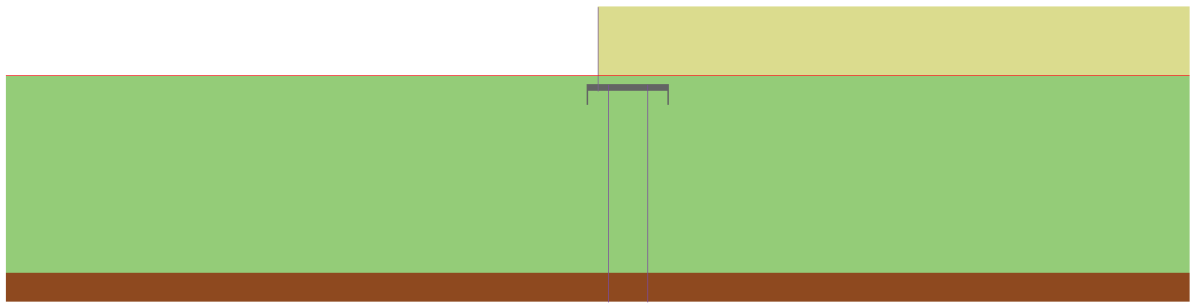


図-9 解析モデル図(無対策: Case1)

表-3 地盤物性値

土層区分	密度 ρ (t/m ³)	基準せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m_G, m_K	ポアソン 比 ν	間隙率 n	水の体積 弾性係数 K_w (kN/m ²)	内部 摩擦角 Φ_f (°)	最大 減衰定数 h_{max}	変相角 Φ_p (°)	液状化パラメータ				
											S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
50%地盤(気中)	1.8	68,765	179,328	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	36.5	0.24						
50%地盤(水中)	2.0	68,765	179,328	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	36.5	0.24	28	0.005	1.1	0.47	1	1.47
80%地盤	2.0	114,830	299,459	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	41.2	0.24						

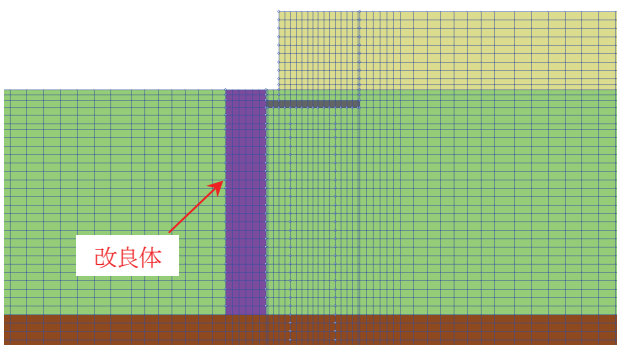


図-10 Case3 解析モデル(橋台周辺)

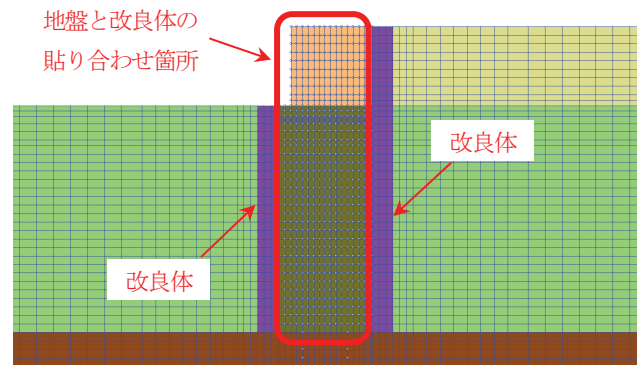


図-11 Case4 解析モデル(橋台周辺)

良体要素のところで節点を結合している。

解析条件として剛土槽をモデル化するため、側方境界は鉛直ローラー、底面境界は固定としている。また wilson θ 法 ($\theta=1.4$) により計算を実施し、Rayleigh 減衰は $\alpha=0$, $\beta=0.001$ とした。FLIP では計算安定化のために Rayleigh 減衰の β を適用しており、自由地盤部の 1 次元モデルにおいて最大応答変位が収束する際の値を用いることで過大な減衰設定が地盤や構造物の地震時挙動に影響を与えないようにしている。

(2) 改良幅の選定

改良幅に関しては、一般に改良体径が実スケールで約 1.5 m 前後ということから、1.5 m の倍数にて設定することとした。また改良幅の決定に際しては、地震時に橋台天端の応答変位が 6 mm 以内 (実スケールで約 1 m 以内) となるケースとした。応答変位としては実スケールで考えると大きな値であるが、事前の検討で非常に小さな変位 (例えば 1 mm) に抑えるケースを対策ケースとすると、実スケールで考えれば現実的なオーダーではあるものの、実験時に 1 mm 未満の変位が生じた場合に計測誤差に埋もれてしまう可能性が想定される。そのため、対策としては発生変位が大きいものの、無対策 (Case1) に比べ応答低減効果が見られ、かつ実験を想定した場合に変位量として計測可能な値ということで上記の条件で検討することとした。なお、変位設定に際しては、事前に無対策 (Case1) の地震応答解析を実施し、6 mm 以上の変位が発生することを確認している。

(3) 解析結果

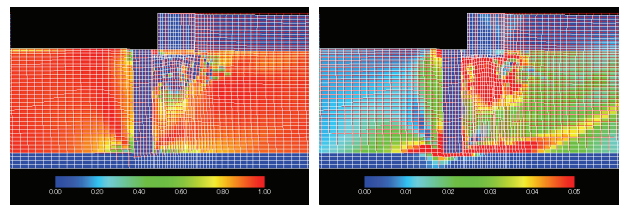
解析結果として、橋台天端における水平変位の残留値を表-4 に示す。結果から Case3 においては前面側を 1.5 m の幅で改良するのみでは応答変位が 6 mm 以上となり応答低減効果が小さい。そこで 2 倍の 3 m の幅 (改良体 2 列) としたところ、タイプ I 地震動入力で 6.0 mm、タイプ II 地震動入力で 4.2 mm となった。Case4 においては 1.5 m の幅で周囲を囲う場合、タイプ I 地震動入力で 2.9 mm、タイプ II 地震動入力で 2.1 mm となった。以上の結果から、本検討では Case3 の改良幅は 3 m、Case4 の改良幅は 1.5 m とする。

なお、Case3 および Case4 で改良幅が確定したケースの解析最終ステップにおける過剰間隙水圧比と最大せん断ひずみのコンターを図-12~図-15 にそれぞれ示す。それぞれのコンターには残留変位をあわせて示しており、変形倍率は 2 倍としている。Case3 ではフーチング直下で最大せん断ひずみが大きくなっており水圧があまり上昇していない。またタイプ I 地震動入力においては杭下端および改良体近傍においても同様の傾向が見られる。さらに改良体前面では改良体上方および下方で最大せん

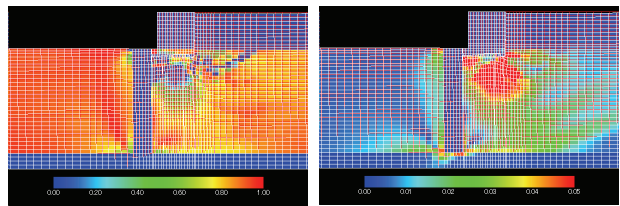
断ひずみの増加および水圧の減少が見られることから、改良体が踏ん張ることで橋台変位を抑制していることが窺える。Case4 では改良体内の地盤が液状化しているに関わらず変位が抑制されていることが分かる。また前面側改良体の前面側、改良体下端、および背面側改良体の背面側で最大せん断ひずみが大きくなっている。このことから改良体が一体となって地震動に抵抗している様子を見ることができる。

表-4 橋台天端の水平変位残留値 [単位: mm]

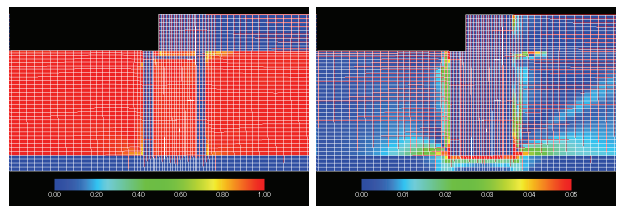
検討ケース	Case1	Case3	Case4
改良幅	—	1.5m	3m
タイプI地震動	20	12	6.0
タイプII地震動	9.0	8.2	4.2



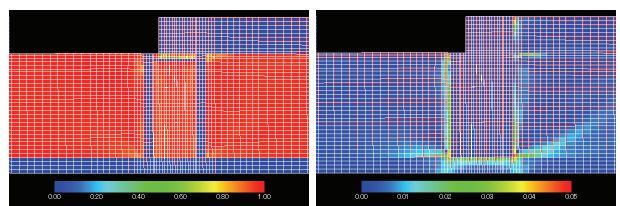
(a) 過剰間隙水圧比 (b) 最大せん断ひずみ
図-12 残留変形図およびコンター (Case3 タイプ I)



(a) 過剰間隙水圧比 (b) 最大せん断ひずみ
図-13 残留変形図およびコンター (Case3 タイプ II)



(a) 過剰間隙水圧比 (b) 最大せん断ひずみ
図-14 残留変形図およびコンター (Case4 タイプ I)



(a) 過剰間隙水圧比 (b) 最大せん断ひずみ
図-15 残留変形図およびコンター (Case4 タイプ II)

4. 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。橋台背面側の密な地盤に設置した NW-04 および緩い地盤に設置した NW-06 の時刻歴を図-16 に示す。

レベル 2 地震動タイプ I 加振の場合には、緩い地盤だけでなく、密な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。緩い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緩い地盤までは 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 加振の場合には、緩い地盤は完全液状化に至っているが、密な地盤は平均で約 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。密な地盤の液状化の有無が橋台の挙動に与える影響については、今後解析により検証を行う予定である。

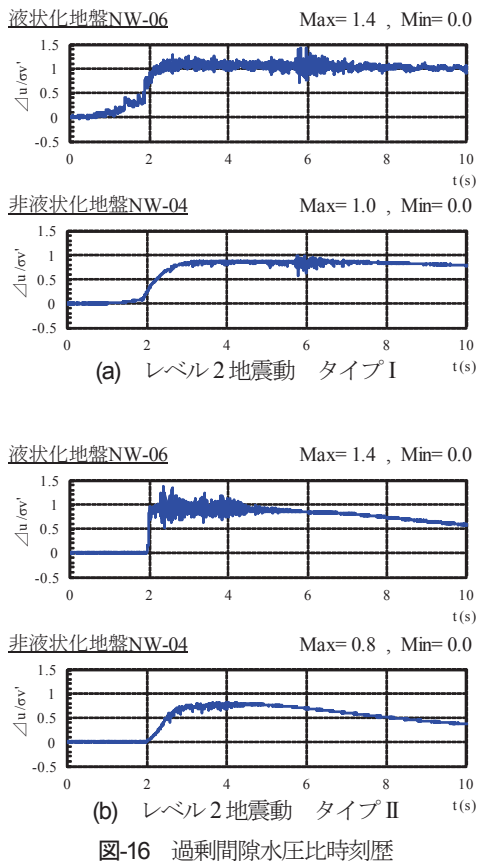


図-16 過剰間隙水圧比時刻歴

(2) 加速度

図-17 に橋台天端における応答加速度の時刻歴を示す。あわせて振動台で計測された(実際に入力された)加速度時刻歴も示す。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、改良体がない場合の橋台の固有振動数と比較して若干変化が生じ、振動が励起されやすくなった可能性が考えられる。固有振動数の変化については、以下に方法で確認した。入力された加速度と橋台の応答加速度のそれぞれのスペクトルの比をとり、改良体がない場合、すなわち Case1 と前面側に改良体がある Case3 のそれぞれ最も卓越したスペクトル比を示す振動数を比較した。結果から Case1 は 19.3 Hz, Case3 は 23.7 Hz であり、固有振動数が変化したことが推察される。また入力された地震動に着目すると、タイプ I 加振は Case1,2 および Case3,4 でほぼ同じ地震動が入力されたことが確認できる。

タイプ II 加振に関しては、Case2 ではタイプ I 加振ほど応答が低減していない。アンカーを用いた対策工法はタイプ II のような衝撃型の地震動の場合には、加速度低減効果は少ない可能性が示唆される。ただし後述するが変位応答はタイプ I 加振、タイプ II 加振ともに低減している。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。なお入力された地震動に着目すると、タイプ II 加振では Case1,2 に比べ Case3,4 の方が若干大きくなっている。このことを考慮すると、Case1 と Case3 ではほぼ同程度の応答を示した、もしくは Case3 の方が若干応答が低減したとも言える。一方で 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-18 に Case4 における改良体天端の応答加速度時刻歴 (SA-11, SA-12) を示す。また比較として Case3 についても改良体天端の応答加速度時刻歴 (NA-11) をあわせて示す。結果から、Case4 の橋台天端以上に改良体の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と推察される。Case3 では Case4 と異なり、改良体の応答に比べ橋台天端の応答が大きくなっている。なお、本検討では Case4 の改良体内地盤の水圧を計測することができなかったため、改良体内地盤の液状化が橋台の応答にどのような影響を与えるのかについては今後解析等により検証を行う予定である。

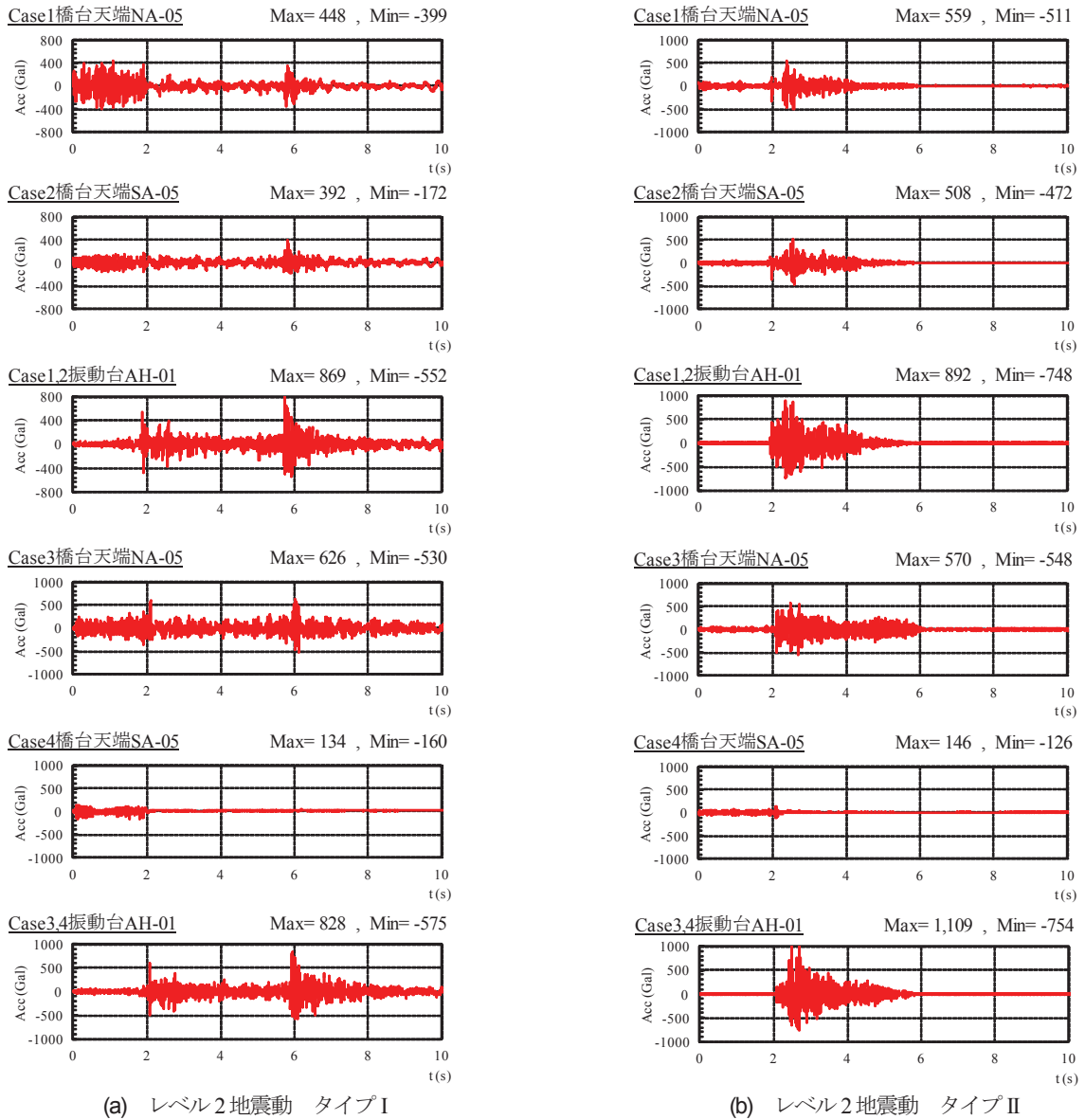


図-17 橋台天端および振動台の加速度時刻歴

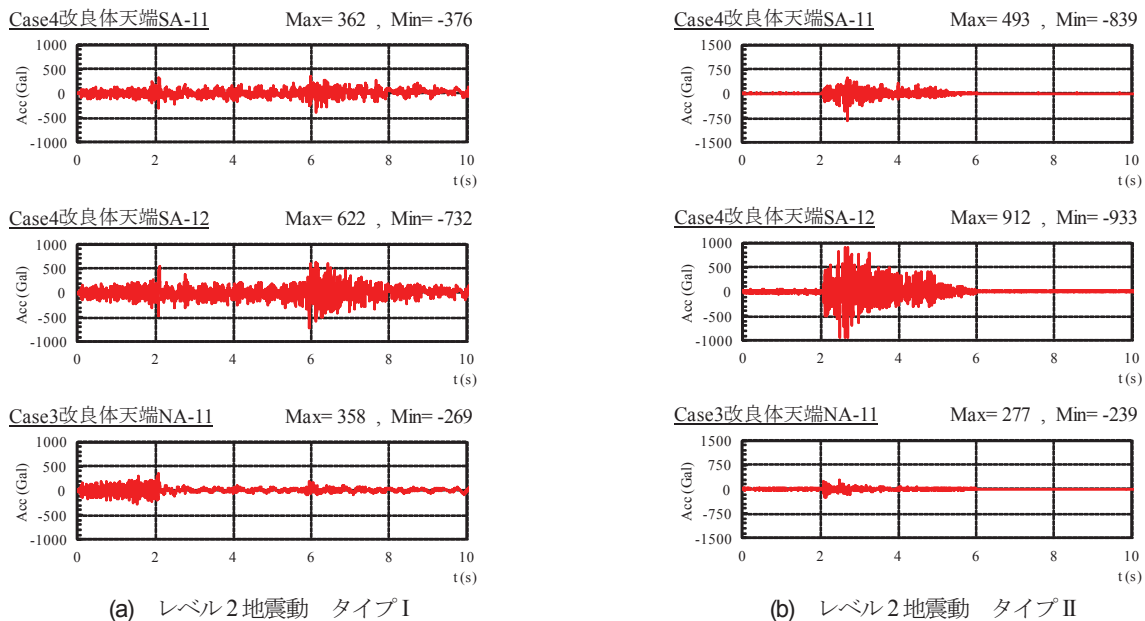


図-18 改良体天端の加速度時刻歴

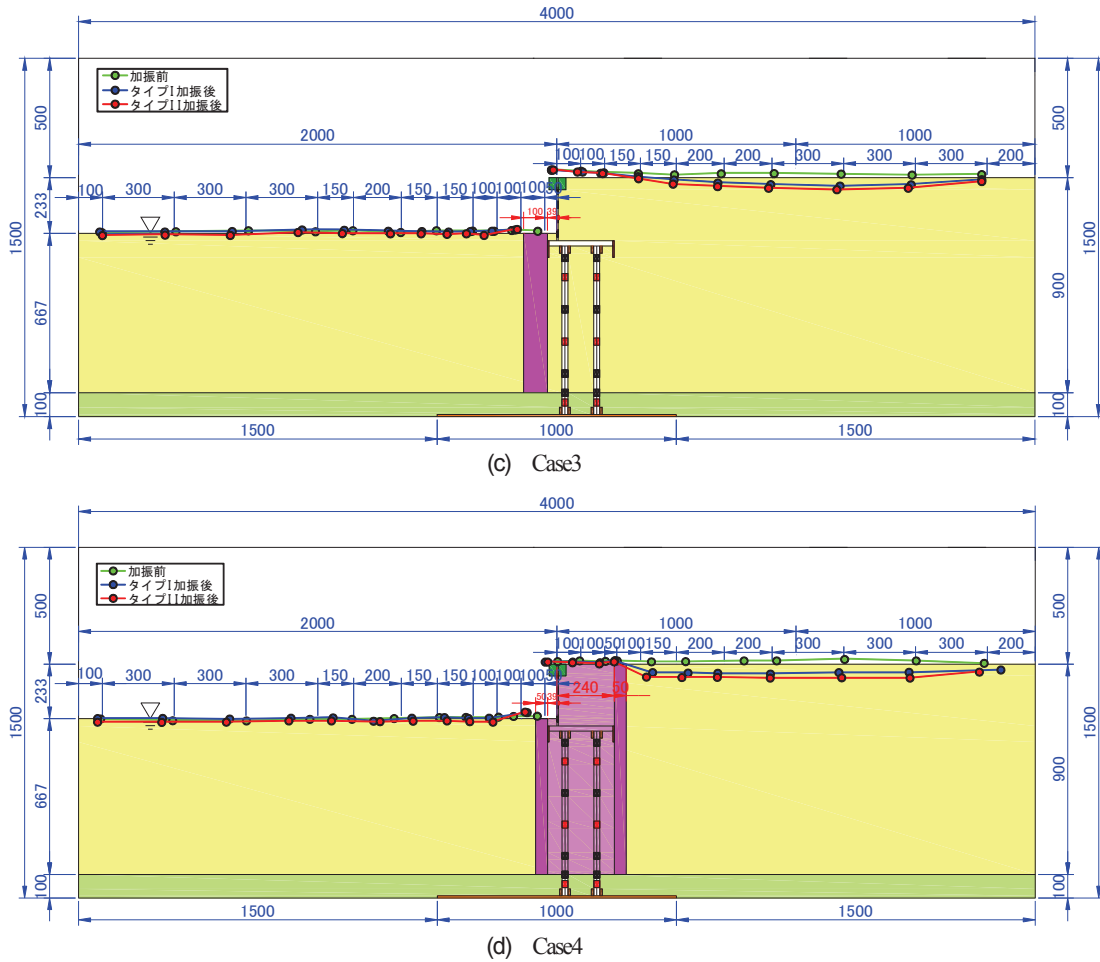


図-20 加振後の橋台、改良体および地表面の形状

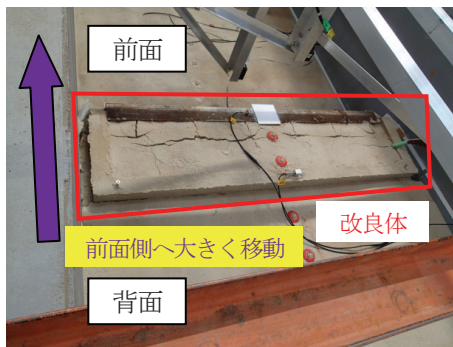


写真-6 加振直後の改良体の状況 (Case4)

(3) 変位

図-19 に橋台天端における水平変位の応答時刻歴を示す。タイプ II 加振の Case1 および Case3 の応答については、波形全体にノイズがのっているため、40 Hz のローパスフィルターにより除去することとした。応答の生波形は緑色、フィルターによるノイズ除去後の波形については赤色で重ねて示す。またグラフの上方に記載している最大値、最小値に関して、タイプ II 加振の Case1 および Case3 はノイズ除去後の値を記載している。

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、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-20 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。前面側は緩い地盤の上方に上載荷重が存在せず拘束圧が低いため、加振時に一時的な変動があっても密になりにくいいため加振終了後には図のようにほとんど沈下が見られないような状況になっていると推察される。なお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、橋台と改良体一つの大きなケーソン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密な地盤上で滑動し、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密な地盤にめり込んだためであると考えられる。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密な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-21、図-22 に杭に発生した曲げモーメントの分布図を示す。凡例は両図で共通するため、図-21 の上方のみ示す。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 N・m、全塑性モーメントが 95.46 N・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

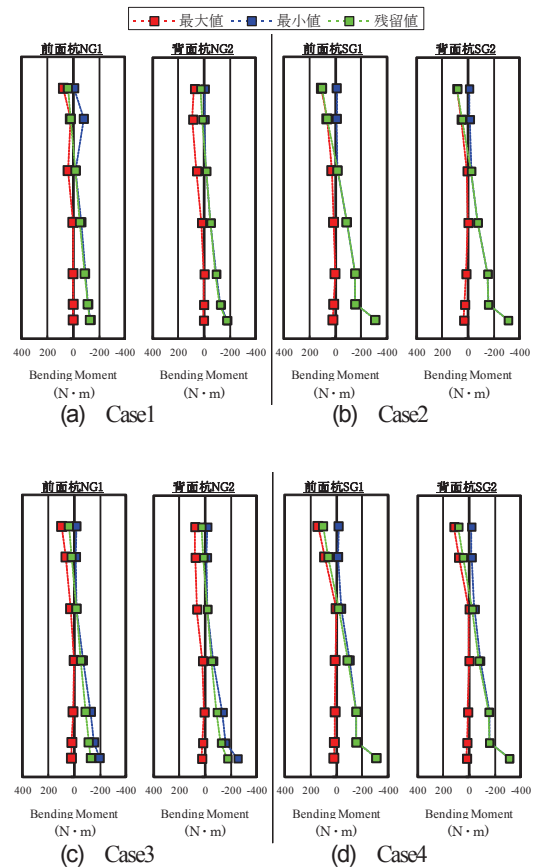


図-21 杭の曲げモーメント分布 (レベル 2 地震動タイプ I) (正值：前面側へ凸，負値：背面側へ凸)

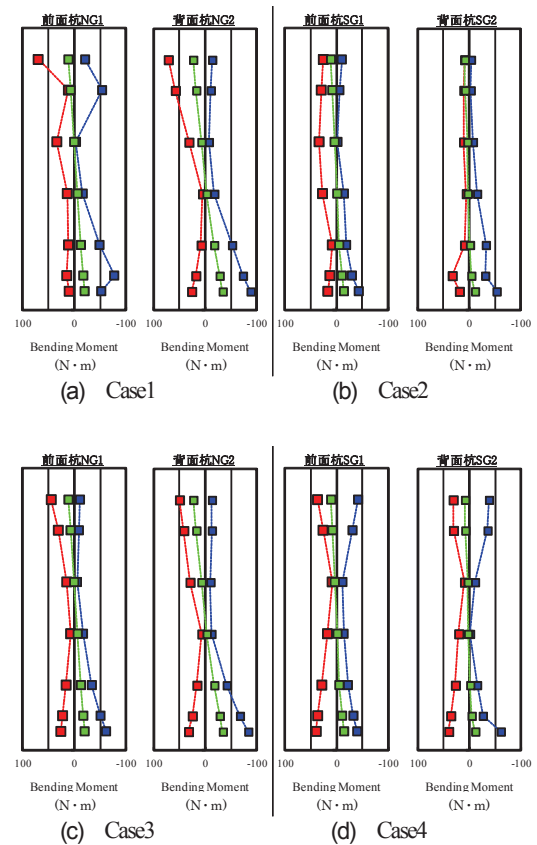


図-22 杭の曲げモーメント分布 (レベル 2 地震動タイプ II) (正值：前面側へ凸，負値：背面側へ凸)

の断面力となった。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る、緩い地盤と密な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。結果としてCase2~4全てにおいてCase1の断面力を低減させる効果が見られなかった。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。タイプII加振ではCase3,4の入力加速度がCase1,2の入力加速度に比べ大きかったことを考えると、Case2~4においてCase1よりも発生断面力を低減できる可能性のあることが示唆される。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。

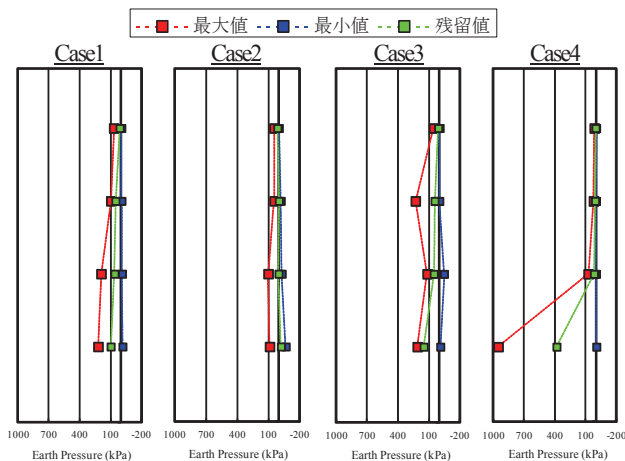


図-23 杭に作用する土圧分布 (レベル2地震動タイプI)

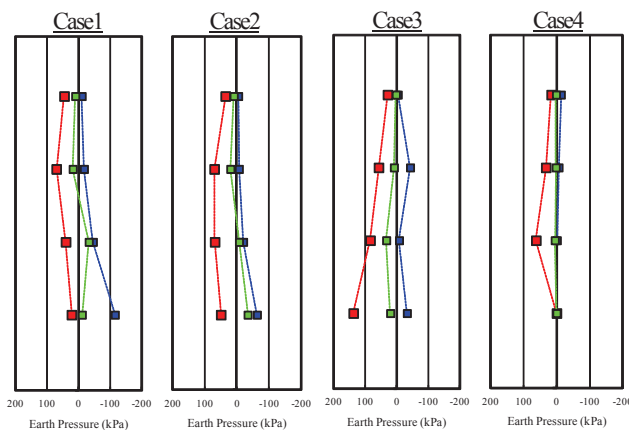


図-24 杭に作用する土圧分布 (レベル2地震動タイプII)

(5) 杭に作用する土圧

図-23, 図-24に杭に作用する土圧の分布図を示す。この両図も凡例は共通するため、図-23の上方にのみ示す。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、おそらく堅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。

5. 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) は橋台応答変位の観点からは無対策のCase1とほぼ同じ結果であったと言える。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。加振時に改良体が橋台と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改良体が動いたとしても改良体とその中の地盤、さらに橋台構造物で相互作用が生じ橋台の応答が低減する可能性も

考えられる。改良体と橋台との間に離隔を設けた場合の効果については、今後解析にて検討する予定である。

- 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、まずタイプ I 加振においては全ての対策ケースにおいて断面力低減効果が見られなかった。一方でタイプ II 加振においては入力加速度の相違が見られるため推察になるが、全ての対策ケースにおいて対策効果があるものと考えられる。Case2 および Case4 については、Case1 よりも明らかに発生断面力が低減している。Case3 については、Case1 と同程度に見えるが、入力された地震動を考慮すると、断面力は低減した可能性が高いと言える。

今後は、振動実験の再現解析を実施し、密な地盤の液状化と改良体内の地盤の液状化が橋台の地震時挙動に与える影響について検証し、より有効な対策工法や各工法の組合せ等につい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) 吉田誠, 清宮理: グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.1, pp.69-88, 2013.
- 6) 吉田誠, 清宮理, 三藤正明, 田代聡一, 合田和哉: グラウンドアンカーで耐震補強した鋼板式岸壁の耐震性に関する振動台実験および有効応力解析, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.63-74, 2011.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) An, T. X. and Kiyomiya, O. : Vibration behavior and seismic performance of an existing bridge retrofitted by ground anchor, *IABSE Conference*, Rotterdam, 2013.
- 10) Trung, N. T., Kiyomiya, O., An, T. X. and Tuyet, N. T. : 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.
- 11) Trung, N. T., Kiyomiya, O., An, T. and Yoshida, M. : 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 15) 玉越隆史, 横井芳輝: 平成 25 年度道路構造物に関する基本データ集, 国土技術政策総合研究所資料, 第 822 号, 2015.
- 16) (一社)日本鉄鋼連盟: 第 21 回土木鋼構造研究シンポジウム—基礎構造物のさらなる耐震・防災技術の向上に向けた取り組み—, 2017.
- 17) 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)
- 18) 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)
- 19) 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.
- 20) (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.
- 21) (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.
- 22) (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.
- 23) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 16-20, 1992.
- 24) 沢田俊一, 小堤治, 井合進: 護岸構造物の残留変形解析—FLIP による解析—, 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.247-256, 1998.
- 25) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 26) Towhata, I. and Ishihara, K. : Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proc. of 5th International Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol. 1, pp. 523-530, 1985.
- 27) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port*

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.