

小径杭と土のうを併用した基礎模型の地震時応答に及ぼす 地盤条件の影響

押田 直之¹・土井 達也²・山田 聖治³・室野 剛隆⁴

¹正会員 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 修士（工学） （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 博士（工学） （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

⁴正会員 博士（工学） （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

表層地盤が比較的軟弱な地盤上に構造物を構築する場合、杭基礎により支持力を確保するのが一般的である。しかし杭基礎は、地震時における構造物の慣性力に抵抗する部材として設計されるため、杭の大口径化や杭頭の過密配筋が問題となることがある。そこで著者らは、表層地盤がやや軟弱な地盤を対象として、図-1 に示す小径杭と土のうを併用した基礎構造に関する研究を行っている。本基礎構造は小径杭の杭頭に土のうを敷設した上に構造物を構築するものであり、杭頭と土のうを非接合とすることにより杭の小口径化と杭頭接合部の簡素化を目指している。また、一般的に直接基礎は、地震時にフーチングが浮き上がることで構造物天端の加速度が頭打ちとなる¹⁾ことが知られており、本工法では小径杭と土のうを併用して直接基礎化を行うことにより、こうした効果も期待している。

著者らは既報²⁾において、ある一定の地盤条件に対し、小径杭と土のうを併用した基礎構造模型を用いた振動台実験による地震時応答の確認を行った。その結果、小径杭と土のうを併用した基礎構造を有する橋脚は、支持地盤上の橋脚と同程度の鉛直支持性能を有することを確認した。

以上を踏まえ本稿では、本基礎構造の実用化に向けた追加検討を実施した。具体的には、①振動台実験の再現解析モデルを構築し、伝達関数、応答加速度等において実験結果と比較検討することで、解析モデルの妥当性を検証するとともに、②作成した解析モデルを使用して、地盤密度を既往の実験よりも

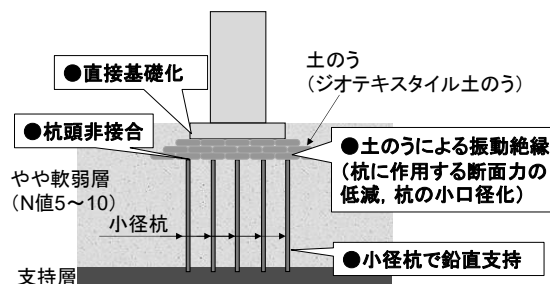


図-1 基礎構造の概略図

軟弱な条件に変更したときの、模型橋脚の動的挙動を解析的に検証した。以下に、その結果について報告する。

2. 振動台試験の概要

実験の再現解析について述べる前に、振動台実験の概要を示す。なお、詳細は既報²⁾を参考にされたい。実験装置は、1G 場において、実物の 1/25 スケールの橋脚模型を 2 基設置して同時加振した。実験状況写真を図-2 に示す。地盤条件としては、軟弱層に東北硅砂 6 号 (Dr80%) を使用した。計測項目は、橋脚天端や周辺地盤の水平加速度、橋脚の水平変位及び鉛直変位、小径杭の曲げモーメント及び軸力とした。

実験は、小径杭のみを設置した基礎 (Case1) と、小径杭と土のうを設置した基礎 (Case2) について実施した。入力波形は、最大加速度 100gal のホワイトノイズ、L2 地震動スペクトル I 波形 (G3 地盤)³⁾ (最大加速度 100gal から 900gal まで 100gal 刻みで

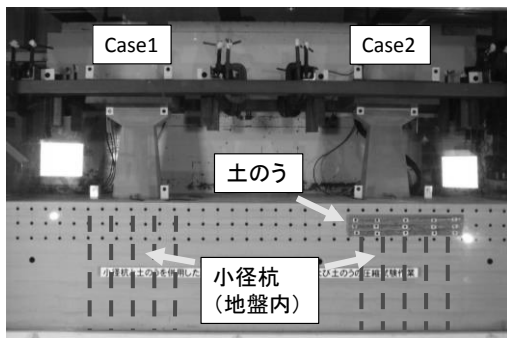


図-2 実験状況写真

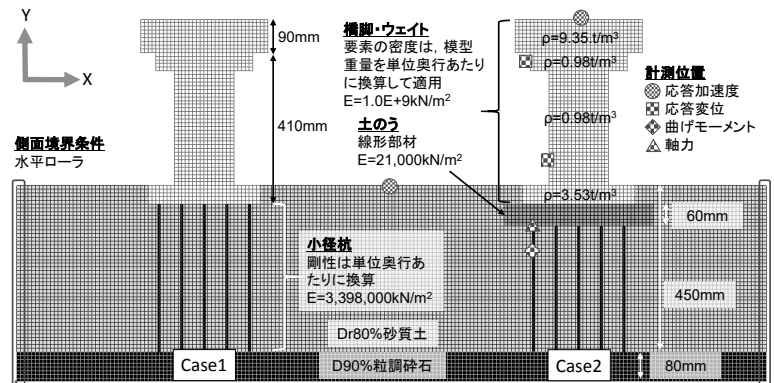


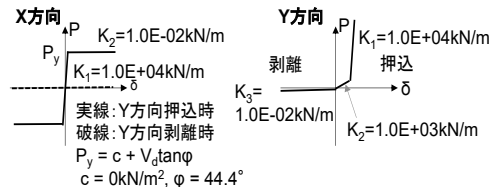
図-3 解析モデル

表-1 地盤のパラメータ

地表面からの層厚	$\gamma 0.5$	変形係数 E (kN/m ²)
0.2m ~ 0.25m	6.210E-05	36062.9

C1(0)	1.000	C2(∞)	2.500
C1(∞)	0.350	α	1.153
C2(0)	3.500	β	2.735

フーチング底面と地盤・杭・土のうの結合…ジョイント要素



フーチング側面と地盤の結合…非線形ばね要素

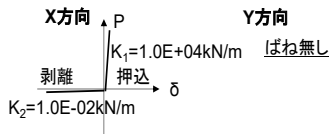


図-4 解析モデルのばね設定

①初期ホワイトノイズ加振時の伝達関数から、1次モードの固有振動数を設定

②部材毎に減衰定数を設定し、ひずみエネルギー比例減衰によりモード減衰定数を算出

③要素別レイリー減衰により、減衰マトリクスを設定

ばね、ジョイント要素

ばね、ジョイント以外の要素

減衰ゼロ

①、②より右上図のように設定

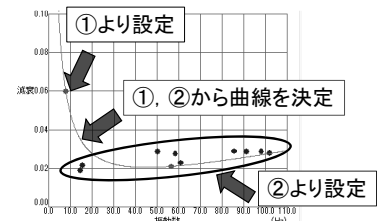


図-5 レイリー減衰の設定方法

段階加振、相似則を考慮して時間軸を調整)、5Hzの正弦波(最大加速度 100gal, 300gal, 500gal, 750galの順に段階加振)とした。

3. 再現解析モデルによるFEM解析

(1) 解析モデル及び解析条件

a) 解析モデル

2章に示した実験の再現解析にあたっては、2つの試験体及び地盤を、2次元有限要素モデルで一体的にモデル化することとし、このモデルを用いて動的非線形解析を実施した。解析モデル全体を図-3に示す。なお、後述する解析結果については、提案する基礎構造であるCase2についてのみ示している。

地盤領域のサイズは、実験の土槽スケールに合わせて幅2080mm×高さ530mmとし、境界条件は、下端でXY方向固定、側面はY方向のみ固定とした。小径杭は梁要素、それ以外については全て平面ひずみ要素とした。橋脚・ウェイトの密度、小径杭の断面積は単位奥行あたりに換算し、橋脚・ウェイトは十分高

い剛性とした。

フーチング底面と地盤・杭・土のうはジョイント要素により結合し、フーチング側面と地盤はX方向に押込み側のみ高い剛性を有するばね要素により結合し、Y方向にはばね要素無しとした(図-4)。その他の各部材の結合部は、全て十分高い剛性のばね要素とした。

土要素は、2次元平面ひずみのソリッド要素とし、その非線形モデルは、マルチスプリングとGHE-Sモデル⁴⁾を組み合わせたモデルを用いた。GHE-Sモデルのパラメータは、Dr80%東北砂の三軸試験の実験データからGHE-Sモデルのパラメータは、フィッティングして算出した。また、変形係数は、同実験データの初期せん断剛性を基準値とし、Dr80%の砂層を9層に分け、実験の平均拘束圧と各層の平均拘束圧の比を0.5乗して補正した。規準ひずみについては、同実験データの内部摩擦角からせん断強度を算出し、基準となる規準ひずみを求めたのちに、変形係数算出時と同様の補正をした。表-1に、GHE-Sモデルのパラメータと、9層中の代表値として中間

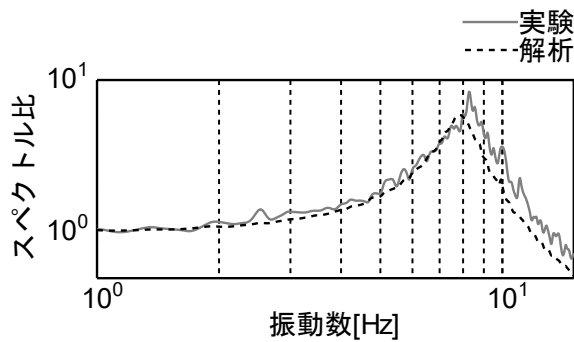


図-6 地表面に対する橋脚天端の伝達関数

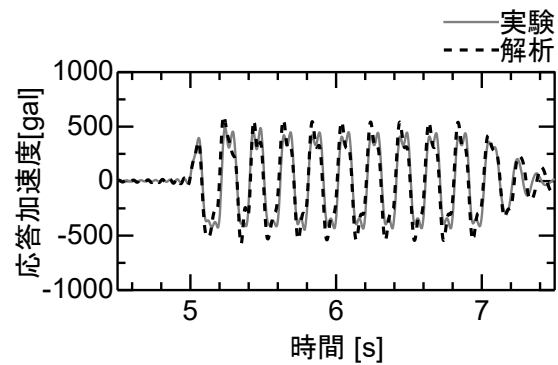


図-7 橋脚天端の応答加速度

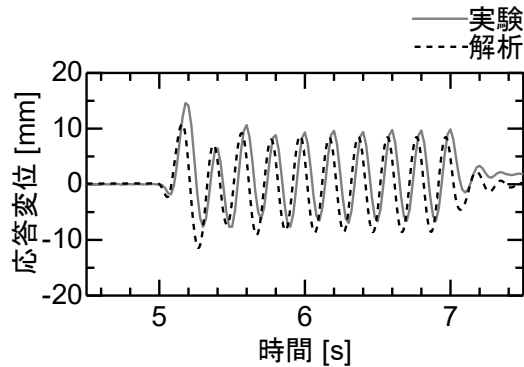


図-8 橋脚天端の応答変位

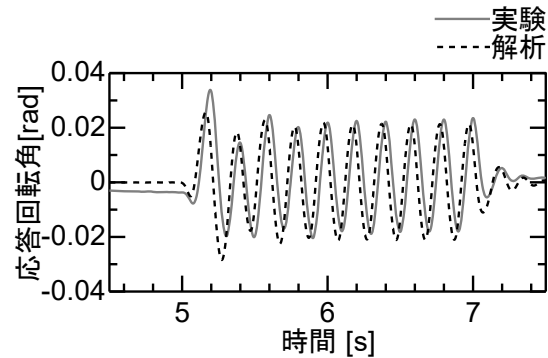


図-9 橋脚天端の応答回転角

部1層の規準ひずみと変形係数の値を示す。

減衰について、ばね要素及びジョイント要素は減衰をゼロとした。それ以外の要素は、設計標準³⁾を参考に地盤、橋脚、ウェイト、土のうのそれぞれで3%とし、図-5に示すように要素別レイリー減衰として減衰マトリクスを設定した。

b) 解析条件

解析手法は Newmark β 法を用い、積分時間間隔は 0.002 秒とした。入力波形は、振動台実験で最初に加振を行った最大加速度 100gal のホワイトノイズ波（以下、初期 WN）と、各最大加速度 100gal, 300gal, 500gal, 750gal の 5Hz 正弦波 10 波（以下、正弦波 5Hz750gal 等）とした。なお、実験及び解析結果には、全て 20Hz のローパスフィルタ処理を施した。

(2) 解析モデルの妥当性の検証

a) 地表面と橋脚天端の伝達関数

初期WN加振時の地表面に対する橋脚天端の伝達関数を図-6に示す。なお、フーリエスペクトルを算出する際は、Parzenウィンドウにより平滑化している。図-6より、実験及び解析とも8Hz前後で伝達関数のピークとなり、概ね整合していると言える。

b) 橋脚の応答加速度・応答変位・応答回転角

5Hz 正弦波 750gal 加振時の橋脚天端の応答加速度を図-7、応答変位を図-8、応答回転角を図-9 に示す。なお、ここでの応答変位とは、基盤面からみた橋脚天端の相対変位である。

図-8 及び図-9 より、加振開始直後の 1 波目の応答では解析より実験の方が値が大きくなっている。一方で、2 波目以降の応答については、実験及び解析で、天端応答変位が $\pm 9\text{mm}$ 前後（実験 max : 10.677mm, min : -8.073mm 解析 max : 9.174mm, min : -9.105mm）、応答回転角は $\pm 0.02\text{rad}$ 前後（実験 max : 0.0246rad, min : -0.0204rad 解析 max : 0.0228rad, min : -0.0225rad）で推移しており、概ね実験を再現できていると言える。

図-7 より橋脚天端の応答加速度は、最大振幅辺りの波形に差異がみられるが、全体的な波形の周期特性は概ね再現できている。最大振幅付近の波形が異なることにより、最大加速度は、実験では 500gal 程度であるのに対し、解析では 600gal 程度となっている。

図-10 に、入力した正弦波の各加速度における橋脚天端の最大加速度を示す。実験と同様に、天端加速度が頭打ちになる傾向を確認することができ、参考文献⁹⁾に示されている実験結果に近い挙動を、解析において再現できていると考えられる。

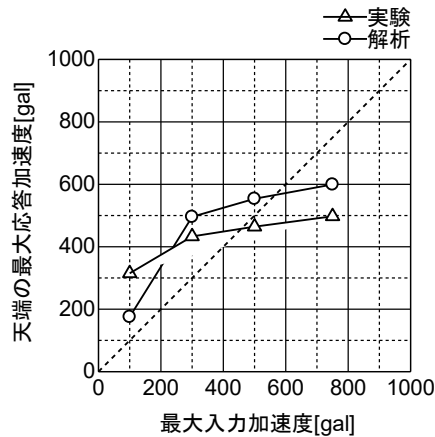


図-10 正弦波 5Hz における
入力加速度と橋脚天端の最大加速度

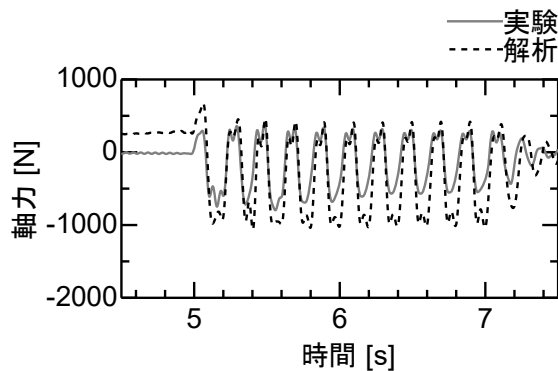


図-12 小径杭の軸力

c) 小径杭の曲げモーメントと軸力

5Hz 正弦波 750gal 加振時の小径杭の曲げモーメントを図-11、軸力を図-12 に示す。対象とした杭は、図-3 の左端の杭としている。なお、図-11 及び図-12 では、実験結果を単位奥行あたりに換算している。

図-12 より、実験と解析の軸力は、概ね整合している。一方、図-11 より、曲げモーメントについては、解析は実験より最大値がかなり小さい。この原因として、橋脚が浮上り状態から地表面に着地した際に杭に伝わる衝撃力や、浮き上がった際の杭軸力の偏心によるモーメントが、解析では再現しきれていないことが考えられる。この原因究明については、今後の課題である。

4. 地盤条件を変更したときの動的挙動の検証

3章において、既往実験を概ね良好に再現するモデルを構築した。そこで本章では、3章の解析モデルを用いて、地盤を変更した場合の動的挙動について検証する。

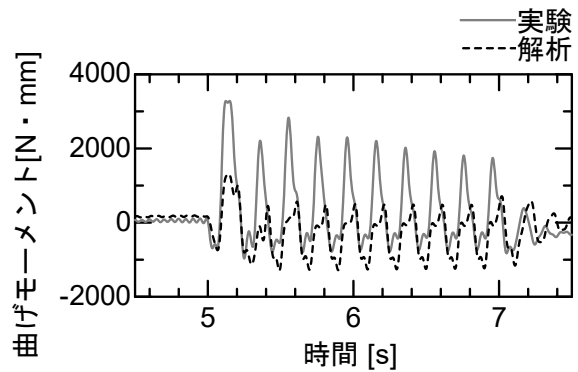


図-11 小径杭の曲げモーメント

表-2 地盤のパラメータの変更

地表面からの層厚	$\gamma 0.5$	変形係数 E (kN/m ²)
0.2m ~ 0.25m	6.210E-05 $\Rightarrow$ 7.506E-05	36062.9 $\Rightarrow$ 23010.1

C1(0)	1.000 (変更なし)	C2(∞)	2.500 (変更なし)
C1(∞)	0.350 $\Rightarrow$ 0.250	α	1.153 (変更なし)
C2(0)	3.500 $\Rightarrow$ 2.500	β	2.735 (変更なし)

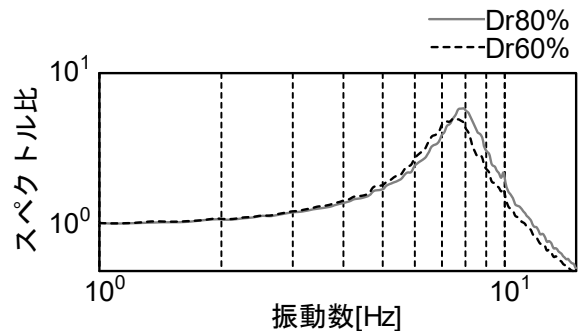


図-13 地表面に対する橋脚天端の伝達関数

(1) 解析モデルの条件変更

3 章で作成した解析モデルの地盤条件は、既往実験の条件に合せて Dr80%としている。これを、より軟弱な地盤条件を想定し、Dr60%の条件に変更した。変更したパラメータの値を表-2 に示す。GHE-S モデルのパラメータは、3 章と同様に Dr60%東北硅砂の三軸試験の実験データからフィッティングし、規準ひずみと変形係数については、Dr60%の条件で算出した。その他の解析条件については、3 章で示した解析モデルから変更していない。

(2) 地盤条件の違いによる動的挙動の比較検証

a) 地表面と橋脚天端の伝達関数

初期WN加振時の地表面に対する橋脚天端の伝達関数を図-13に示す。図-13より、Dr80%の伝達関数のピーク時の振動数が8Hz程度であったのに対して、Dr60%のピーク時の振動数が若干低くなっており、地盤の剛性が低下した影響が表れているものと考えられる。

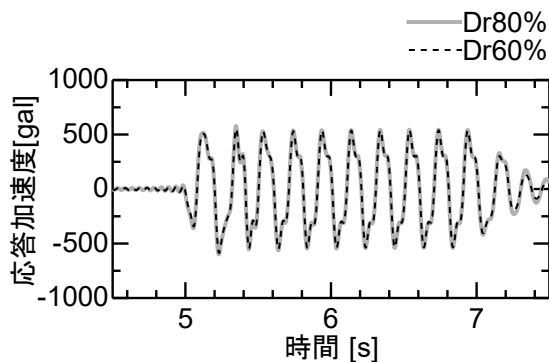


図-14 橋脚天端の応答加速度

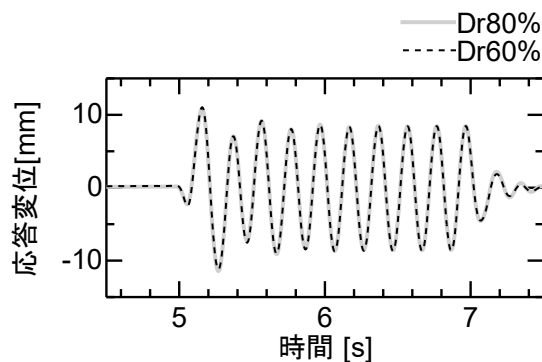


図-15 橋脚天端の応答変位

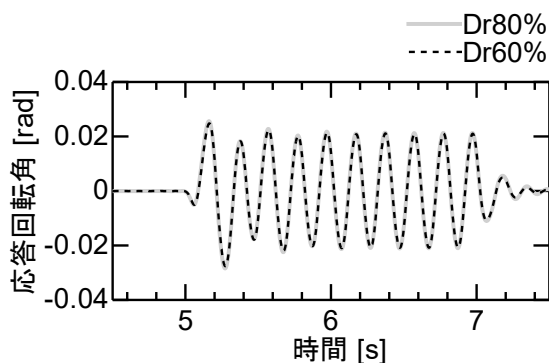


図-16 橋脚天端の応答回転角

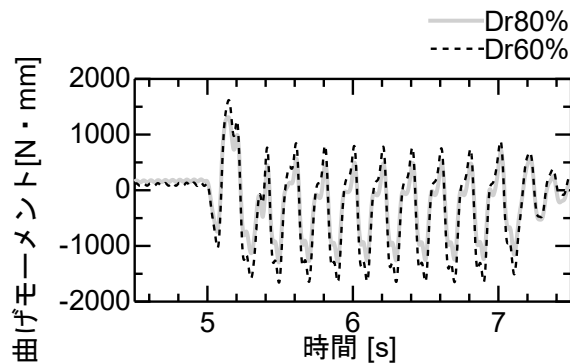


図-17 小径杭の曲げモーメント

表-3 橋脚天端の最大加速度 (L2Spcl 時)

入力加速度 (L2Spcl)	Dr80%	Dr60%	Dr60% / Dr80%
100gal	140.2 gal	121.9 gal	86.9%
300 gal	307.3 gal	287.7 gal	93.6%
500 gal	376.5 gal	359.1 gal	95.4%
700 gal	449.0 gal	417.7 gal	93.0%
900 gal	508.0 gal	477.7 gal	94.0%

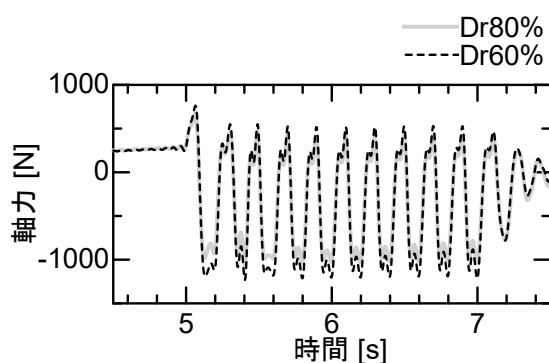


図-18 小径杭の軸力

表-4 小径杭の断面力の最大値・最小値

曲げモーメント (N・mm)

軸力 (N)

	Dr80%	Dr60%
Max	1313.01	1619.64
Min	-1295.77	-1660.34

	Dr80%	Dr60%
Max	671.789	762.132
Min	-1061.88	-1231.61

b) 橋脚の応答加速度・応答変位・応答回転角

5Hz 正弦波 750gal 加振時の橋脚の応答加速度を図-14、応答変位を図-15、応答回転角を図-16 に示す。図-14～図-16 より、Dr80%と Dr60%を比較したときに、応答加速度、応答変位及び応答回転角について、両者はほぼ同等であることがわかる。つまり、本解析条件においては、地盤が橋脚自体の動的挙動に与える影響は少ないと言える。ただし、これは図-13 に示す伝達関数において、Dr80%と Dr60%の値の差がほとんどないことが原因と考えられる。

そこで、実験で使用した L2 地震動スペクトル I 波形 (G3 地盤)³⁾を入力した時の橋脚天端の最大加速度を表-3 に示す。なお、この入力地震動は模型のスケール効果を考慮して時間間隔を調整している。表-3 から、100gal 加振を除けば、Dr60%の応答は Dr80%に比べて概ね 5%程度低減しており、図-13 に示す伝達関数の差が表れているものと考えられる。また、Dr60%の場合にも、実験のような加速度応答の頭打ちの傾向が確認できる。これらのことから、土のうと小径杭を併用した基礎構造は、杭基礎構造と同等の支持性能を有している。

c) 小径杭の曲げモーメントと軸力

5Hz 正弦波 750gal 加振時の小径杭の曲げモーメントを図-17、軸力を図-18 に示す。また、表-4 に図-

17, 図-18 の最大値, 最小値を示す. 曲げモーメントについては, 前述のように実験結果の再現性に課題があるため, 参考的な比較となるが, 図-17 及び表-4 より, Dr60%の曲げモーメントの最大値・最小値は, Dr80%に比べて 2 割強大きくなっている. また, 図-18 及び表-4 より, Dr60%の軸力の最大値・最小値は, Dr80%に比べて 1~2 割程度大きくなっている. これらのことより, 地盤が軟弱になると, 小径杭に作用する断面力は増加することがわかる.

5. おわりに

本稿では, 小径杭と土のうを併用した基礎構造の適用性拡大を目標に, ①再現解析モデルを作成し, 実験結果と比較しモデルの妥当性を検証するとともに, ②作成した解析モデルを使用して, 地盤密度を既往の実験よりも軟弱な条件に変更したときの模型橋脚の動的挙動を検証した. 得られた結果を以下に示す.

① について

- ・小径杭と土のうを併用した基礎構造を有する橋脚の動的挙動, 小径杭の断面力について, 概ね模擬できる解析モデルを構築することができた.
- ・ただし, 小径杭の曲げモーメント, 加振後1波目の橋脚の応答変位, 応答回転角において, 実験と解析に差異が見られた. これらは今後の課題である.

② について

- ・地盤が軟弱になることにより, 伝達関数のピーク振動数が小さくなる.

- ・L2 地震動スペクトル I 波形 (G3 地盤) 入力時においては, 加速度応答が低減する傾向がある. また, 地盤が軟弱な条件においても加速度応答の頭打ちの傾向が確認でき, 土のうと小径杭を用いた基礎が, 杭基礎と同等の支持性能を有していることが要因と考えられる.
- ・地盤が軟弱になることにより, 小径杭の断面力 (曲げモーメント, 軸力) は増加する.

以上のことより, 既往の実験よりも軟弱な地盤上においても, 小径杭と土のうを併用した基礎の橋脚の動的挙動は, 支持地盤上の橋脚と同等であることがわかり, 提案構造の適用性を確認された. 但し, 地盤が軟弱な場合には, 橋脚から伝わる荷重に対して杭の負担する割合が増えることなどによって, 小径杭に発生する断面力は増加すると考えられるため, 小径杭の必要量は, 地盤条件を考慮した検討が必要である.

参考文献

- 1) 西村隆義, 本山紘希, 井澤淳, 室野剛隆: 地盤改良併用型直接基礎の免震効果に関する実験的検討, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), 2012.
- 2) 土井達也, 押田直之, 豊岡亮洋, 室野剛隆: 小径杭と土のうを併用した基礎の地震時応答 (その1 振動台試験), 土木学会年次講演会, 2018 (投稿中).
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012
- 4) 野上雄太, 室野剛隆: S 字型履歴曲線の形状を考慮した土の応力~ひずみ関係, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp494-497, 2006.