# E-ディフェンスを用いた液状化地盤における橋台の大規模振動台実験(その2 橋台の応答)

国立研究開発法人土木研究所 正会員 〇高橋 宏和, 谷本 俊輔, 中田 光彦, 大住 道生, 非会員 七澤 利明

### 1. はじめに

前報<sup>1)</sup>では,液状化地盤における橋台を対象とした振動台実・ 験の概要および地盤の応答について報告した.本報では,橋台・ の応答について報告する.

# 2. 実験対象とした橋台および補強工法

実験対象とした橋台は、液状化の影響を考慮していない時代 に設計された、既製 RC 杭に支持される可動支承側の橋台であ る.各実験ケースで想定している橋台の諸元を表-1 に示す、実 験では、この2ケースの供試体を一つの土槽内に半断面ずつ設 置した模型を用いた<sup>1)</sup>.模型の諸元は、橋台高 1.78m, RC 杭  $\phi$ 101.6mm (4×3 列)、鋼管矢板壁  $\phi$  100mm (4本)、桁とたて壁の 遊間 10mm であり、たて壁とフーチングは鋼材により作製した.

| 表-1 各実験ケースの橋台諸元(実寸) |               |                                 |                  |                            |
|---------------------|---------------|---------------------------------|------------------|----------------------------|
| Case                | 橋台の諸元         | 基礎の諸元                           | 補強工法             | 備考                         |
| 無補強                 | 逆T式橋台<br>h=8m | 既製RC杭<br><i>ф</i> 450mm<br>8×3列 | 補強無し             | 桁とパラ<br>ペットの<br>遊間<br>50mm |
| 補強                  |               |                                 | 鋼管矢板壁<br>(側面一体型) |                            |



また、今回採用した補強工法は、図-1に示すように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、地震時に液状化地盤から受ける流動力に対し、既設杭と鋼管矢板壁全体で抵抗するものである.この工法は、 仮に既設杭が損傷した場合でも鋼管矢板壁により地震後の橋台の鉛直支持力を確保できることに加え、通行機能を 確保しつつ側面から補強工事を実施することができる利点もある.

### 3. 振動台実験により得られた橋台の地震時挙動

#### 3.1 橋台の時刻歴応答

実験では、橋台の地震時挙動を確認するために、たて壁には土圧計と変位計を設置し、加振により橋台に作用する土圧や水平変位、回転を計測するとともに、桁端部にロードセルを設置し、桁とたて壁が接触した際の桁反力も計測した.図-2に地盤の過剰間隙水圧と加速度、桁反力、たて壁に作用する背面土圧、フーチング下面の水平変位、たて壁の回転角(橋軸直角軸まわりと鉛直軸まわり)の経時変化を示す.100%加振時では、いずれの応答値も地盤の



キーワード 液状化,振動台実験,既設橋台,杭基礎,耐震補強,鋼管矢板壁 連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (国研) 土木研究所 CAESAR TEL. 029-879-6773 過剰間隙水圧が上昇し始めた 45s 以降で増加が顕著となり,桁反力が最大となった 53.5s の時に最大値を示した.一方 150%加振時では,桁とたて壁が接触した状態から加振され,いずれの応答値も 100%加振時の残留値からさらに増加している.ただし,桁反力については,計測に用いたロードセルの最大容量が 100kNであったため,それ以上は計測できていない.以下,それぞれの応答について詳述する.

#### 3.2 桁とたて壁の衝突および背面土圧

100%加振時では、桁とたて壁が接触し始めてから、その後の振動により衝突 を繰り返しており、補強供試体では無補強供試体に対し、接触し始める時刻が早 く、桁反力の最大値も大きい(図-2 参照).その理由としては、図-3 に示す桁反 力とたて壁水平変位の履歴曲線から、補強供試体の遊間は模型の据付誤差等によ り、無補強供試体に比べて小さかったためと考えられる.また、背面土圧は桁と たて壁の衝突に呼応する形で増減しており、その大きさは有効上載圧 5.8kPa に 対して補強供試体では 5.8 倍、無補強供試体では 7.6 倍であった.150%加振時で はさらに背面土圧が上昇し、有効上載圧に対して補強供試体、無補強供試体とも に 10 倍以上に達していた.たて壁頭部の水平変位が桁に拘束されていること、 またその土圧の大きさから、背面土は受働状態となっていると解される.

## 3.3 橋台の水平変位および回転

たて壁頭部が桁に拘束された状態で大きな背面土圧を受けたため、フーチング には前面側に向かう水平変位が累積するとともに、たて壁橋軸直角軸まわりの回 転が後転側に累積した.その概念図を図-4に示す.ただし、無補強供試体と補強 供試体では殆ど差は生じていない.

一方,たて壁鉛直軸まわりの回転については,補強供試体の方が大きくなった. 図-5 に加振後の残留変位を示した平面図を示す.図-5 より,橋台は桁との接触 面を中心に回転しており,補強供試体の回転角の最大値は100%加振時で1.1度, 150%加振時で2.2度(いずれの加振時も無補強供試体の1.4倍)である.補強供試 体の鉛直軸まわりの回転が無補強供試体に比べて大きくなった原因としては,既 設フーチング側面に新たに増設したフーチングと鋼管矢板壁による受圧面積の 増加により,液状化層から受ける流動力が増えたこと,さらに桁との接触位置は 変わらずにフーチングを増設した分だけ接触位置からのアーム長が大きくなり, 流動力による鉛直軸まわりのモーメントが大きくなったためと考えられる.

以上より,液状化地盤における既設橋台の地震時挙動を評価するにあたっては, 図-4 で示すような挙動に対する影響や,補強を行うことでより多く流動力を受け ることの影響について,それらの影響程度を解析等でも確認し,今後評価手法お よび補強工法の検討を行うことが必要である.











#### 4. まとめ

本報では、E-ディフェンスによる大規模振動台実験の結果に基づき、液状化地盤からの流動力に対する橋台の 応答について報告した.橋台基礎の応答については、次報<sup>2)</sup>に示す.

参考文献 1) 谷本俊輔,中田光彦,高橋宏和,大住道生,七澤利明,河又洋介:E-ディフェンスを用いた液状化 地盤における橋台の大規模振動台実験(その1 実験概要および地盤の応答),土木学会第73回年次学術講演会講 演概要集,2018.8.(投稿中),2)中田光彦,谷本俊輔,高橋宏和,大住道生,七澤利明:E-ディフェンスを用い た液状化地盤における橋台の大規模振動台実験(その3 基礎の応答),土木学会第73回年次学術講演会講演概要 集,2018.8.(投稿中)