

水平高圧噴射攪拌による橋台背面改良の地震時沈下抑制に関する実験的検討

前田建設工業(株) 正会員 ○金城 力 川西 敦士
西日本旅客鉄道(株) 正会員 濱田 吉貞 小湊 祐輝
(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 佐名川太亮 中島 卓哉

1. はじめに

筆者らは、旧式橋台の背面盛土を対象としたゆるみ領域の解消として、橋台背面から水平方向に高圧噴射攪拌混合を用いた改良工法(図-1参照)を提案している¹⁾など。今回、本工法について、地震時に生じる橋台背面盛土の沈下を抑制する効果を把握するため、縮小モデルによる振動台実験を実施した結果を報告する。

2. 実験概要

(1) 模型概要: 図-2 および図-3 に実験模型の概要図

(改良体有り)を示す。橋長 20m の RC 橋台を想定した 1/15 縮小模型であり、相似則に従って諸元を決定した。支持地盤および背面の地盤材料は豊浦砂で相対密度 80%とした。なお、比較対象として補強無し²⁾の振動台実験²⁾を過去に実施しており、橋台諸元などの詳細内容は文献²⁾を参照されたい。水平高圧噴射攪拌による改良体については、前方改良体は軽量モルタル製、後方改良体は塩化ビニール製のものと各々模擬した。これは実際の改良体の密度と背面盛土の密度の比が、今回の模型での比と一致するように使用材料を選択したことによる。橋台模型と改良体の接続は全ネジボルト(3カ所)で結合、橋台の変形(回転)に対して、背面地盤の隆起が発生する可能性があることから橋台模型と接する面は半円状とし、緩衝材として 5mm のゴムシートを貼り付けた。前方改良体と後方改良体はヒンジ(蝶番)を設置してボルト結合した。計測機器の設置概要を図-3 に示す。

(2) 実験ケースおよび基盤入力波形: 過去に実施した改良体無し(CASE0)と比較する。改良体と橋台躯体を連結した CASE1, 連結しない CASE2 を実施した。基盤の入力波形は正弦波(10Hz, 5Hz)とし、100gal より加振、崩壊形態が明確になるまで 1 ステップ 100gal 間隔で段階的に増加させた。これらの実験ケースを表-1 に示す。

キーワード 橋台 高圧噴射攪拌工法 耐震補強 振動台実験

連絡先 〒102-8151 東京都千代田区富士見 2-10-2 前田建設工業(株) 土木設計部 TEL 03-5276-5166

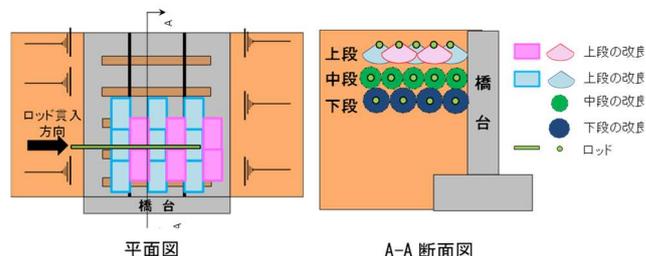


図-1. 橋台背面改良(水平高圧噴射攪拌攪拌)の概要

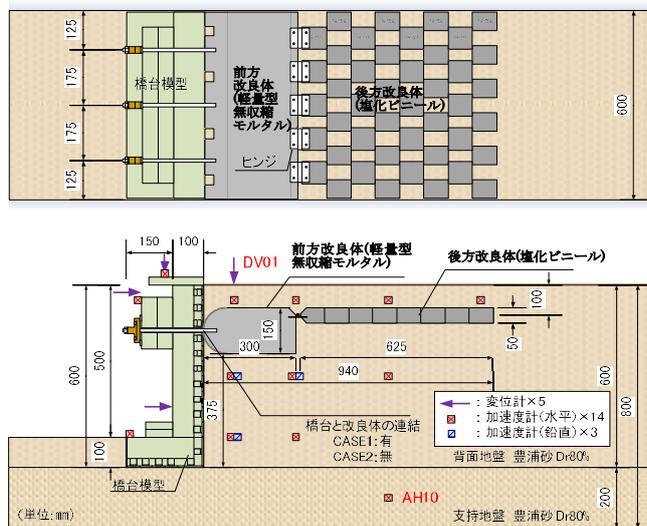


図-2. 模型概要図(上: 平面図, 下: 側面図)

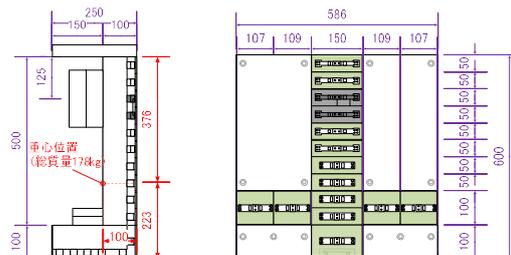


図-3. 橋台躯体概要図(左: 側面図, 右: 背面図)

表-1. 実験ケース一覧

実験ケース	改良体	改良体と橋台との連結	模型地盤	
			地盤材料	相対密度 D_r (%) ^{*1}
			支持地盤	前面・背面地盤
CASE0	無	—	豊浦砂 (空実状態)	80
CASE1	有	有		
CASE2	有	無		

*1 $\rho_s=2.644\text{g/cm}^3$, $e_{\max}=0.963$, $e_{\min}=0.620$ より算出した

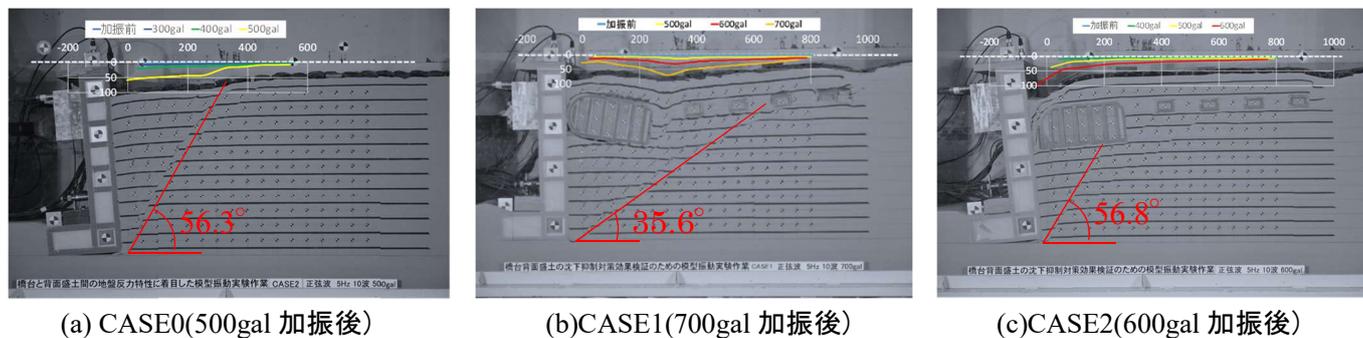


図-4. 背面地盤の沈下分布

3. 実験結果および考察

(1) 橋台・背面盛土の崩壊形状：図-4 に各ケースにおける最終的な背面盛土の崩壊形状を示す。CASE0(改良無し)と改良体を橋台と連結していない CASE2 では橋台が転倒するモードになっているが、改良体と橋台を連結した CASE1 は橋台の転倒が抑えられている。これは橋台上部と連結された改良体が土圧に対して引抜抵抗が発揮されたためと考えられる。橋台背面土の最終的な滑り面(図中)は、CASE0 と CASE2 ではほぼ同じ(水平面からのすべり面角度 $56^{\circ} \sim 57^{\circ}$)であるが、CASE1 では 35.6° と小さな角度となった。CASE1,2 では、加振により 1 つの滑り面が発生するが、地表面との間に改良体があることにより、滑り面が地表面まで発達せず、以降の加振により他の箇所新たな滑り面が発生し、これを繰り返すことで複数の滑り面が発生している。CASE1 では、改良体全体が包含される程度まで滑り面角度が小さくなった段階で大きな滑りが発生したのに対して、CASE2 では改良体同士の連結部のヒンジを支点として、反時計回りで土塊が滑り、主たる滑り面角度は CASE0 と同じとなったと考えられる。

(2) 橋台背面の残留変位：図-5 に橋台背面地盤(最大箇所)の残留沈下(鉛直変位)を示す。同じ加振後の状況を比較すると CASE1 < CASE2 < CASE0 の順に沈下量は大きくなる。最終沈下形状には違いがみられ、CASE1 では橋台背面近傍、改良体同士の連結部および後方改良体背面の 3 カ所で同程度の沈下が発生している。一方、CASE2 では後方改良体背面である程度の沈下が生じているが、主として CASE0 と同様に橋台背面近傍で最大沈下を生じている。

(3) 橋台に作用する土圧：図-3 に示す橋台重心位置での震度(最大応答加速度)と橋台に作用した土圧合力の関係を図-6 に示す。各ケースでの土圧を直接的に比較するため、改良体とその上部に作用する土圧は除外し、改良体直下から橋台下面に作用する土圧合力(壁全体に作用する土圧-壁上端から改良体直下に作用する土圧)で整理した。CASE1 では橋台の固定度が高く、震度が小さい加振では橋台はほぼ動かず、土圧は静止土圧の状態になっており、震度が大きくなるにつれて橋台が動くことにより主働土圧に近い土圧が作用していると考えられる。

4. おわりに：水平高圧噴射攪拌による橋台背面盛土改良工法について、振動台実験の結果を報告した。本結果より、橋台背面盛土の沈下抑制には連結材を有する CASE1 が効果的であることが確認できた。今後は連結材を有した後方改良体の長さを変化させたモデルの振動台実験を実施する予定である。

参考文献： 1) 川西ら：高圧噴射攪拌混合による橋台背面盛土のゆるみ対策に関する実証的検討(その2)，土木学会第 72 回年次学術講演会，VI-885, 2018 2) 佐名川ら：橋台における背面地盤との相互特性に関する検討，第 15 回日本地震工学シンポジウム，GO04-01-06, 2018.

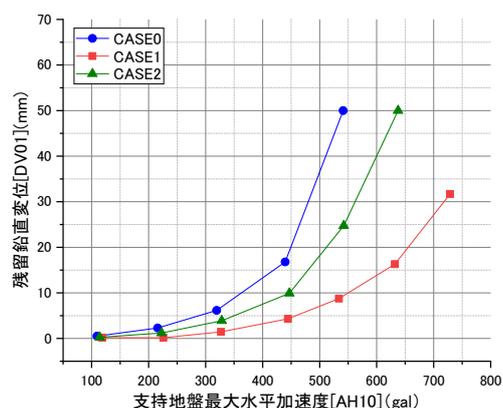


図-5. 橋台背面盛土の残留沈下

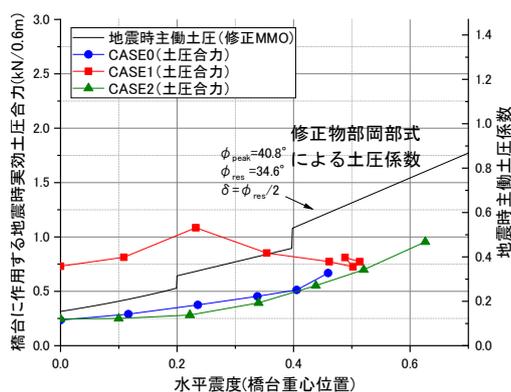


図-6. 橋台震度と土圧合力の関係 (5Hz)