

柱列状改良体を用いた橋台の土圧低減効果に関する一考察

東日本旅客鉄道 正会員 ○池本 宏文・藤原 寅士良
フェロー 高崎 秀明
鉄道総合技術研究所 正会員 佐名川 太亮・西岡 英俊

1. はじめに 筆者らは、橋台の背面盛土内に軌道に沿って柱列状に地盤改良体（以下、改良体と称する）を造成し、橋台に作用する土圧を低減させる耐震補強工法を提案している。これまでに、橋質量の異なる橋台模型を用いた振動台実験を行い、改良体設置による土圧低減効果を確認してきた^{1), 2)}。本稿では、これまでの振動台実験の結果から、土圧低減量と背面盛土の最大せん断ひずみの関係を分析し、土圧低減のメカニズムを考察した内容について報告する。

2. 振動台実験の概要 実験は表-1に示す桁質量、および改良体の有無を変えた4ケースを実施した。模型縮尺は1/15とし、実物で8m程度の重力式橋台を想定している。橋桁は軽量桁と重量桁の2つの場合を設定し、橋台上部に重錘を設置することでモデル化した。図-1にCase4の模型概要、および計測機器配置を示す。改良体はCase2, Case4ともに土槽奥行に3枚設置している。なお、実験条件の詳細な内容については文献2)を参照されたい。加振波形は正弦波5Hz, 10波とし、入力加速度は50gal, 100galそれぞれ以降は1ステップ100gal間隔で段階的に増加させ、崩壊形態が明確になるまで加振した。

3. 実験結果および考察 図-2は、Case2, Case4の最終加振後の崩壊状況のスケッチ図を示したものである。いずれのケースも最終加振では改良体間にすべり面が生じて崩壊に至ったが、改良体自体の変位は極めて小さかった。

図-3は、各加振ステップにおける土圧合力、および背面盛土の最大せん断ひずみと基礎地盤の最大加速度（加速度計Aの最大値）の関係を示したものである。土圧合力は、橋台に作用する土圧の水平成分と慣性力の合力が最大となる時刻における土圧の水平成分である。背面地盤の最大せん断ひずみは、中島ら³⁾の提案する土留め構造物の滑動変位、転倒角度から平均的な最大せん断ひずみを評価する方法により求めた。

表-1 実験ケース

	ケース	断面
軽量桁	Case1	橋台
鋼桁 25m相当	Case2	改良体
重量桁	Case3	橋台
コンクリート桁 20m相当	Case4	改良体

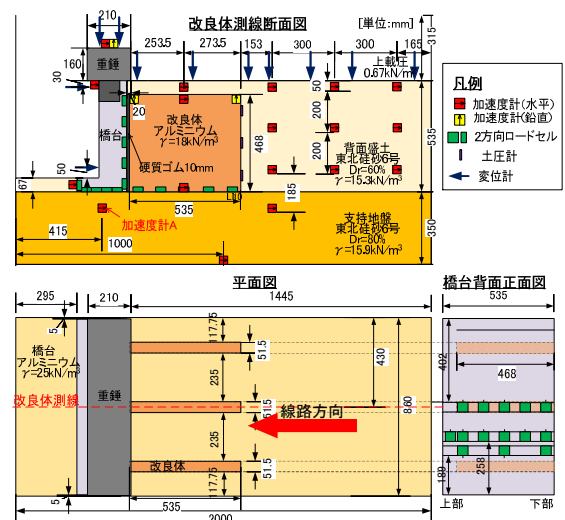
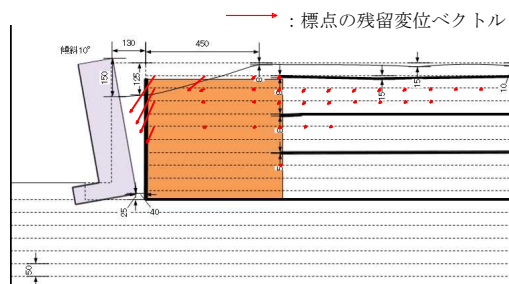
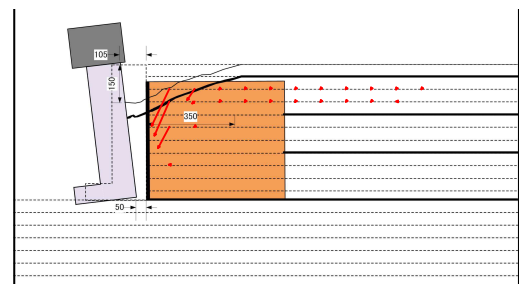


図-1 模型概要図 (Case4)



(a) Case2 (1000gal 加振後)



(b) Case4 (800gal 加振後)

図-2 最終加振後の崩壊形態

キーワード 橋台 地震時土圧 振動台実験 地盤改良体

連絡先 〒110-0005 東京都台東区上野七丁目1番1号 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 上野工事区 TEL03-3845-8757

また、図中には、土槽の亚克力面に設置した色砂に明瞭なすべり面が確認された時点を矢印にて示している。図-3 から、加振前（基礎地盤の最大加速度 0gal）の土圧合力を比較すると、無補強の Case1, Case3 よりも改良体を設置した Case2, Case4 は小さい。これは、改良体が橋台と接する範囲に土圧が作用しないためである。また、加振時は、軽量桁では Case1 よりも Case2 は小さく、重量桁では Case3 よりも Case4 は小さくなっており、改良体設置に伴い土圧が低減される傾向が確認できる。

次に土圧合力のグラフ形状を比較する。無補強の Case1, Case3 は理論値である修正物部岡部式と概ね同様の傾向となっている。それに対して、改良体を設置した Case2, Case4 では、ある加速度（以下、遷移加速度とする）までは加振前の土圧合力と同程度の値を示し、遷移加速度以降に土圧合力が増加する傾向となっている。遷移加速度は、Case2 は 500gal, Case4 は 300gal 程度であり、その加速度では最大せん断ひずみは 0.01 程度となる。また、背面盛土に明瞭なすべり面が確認されたのは、最大せん断ひずみが 0.04~0.06 程度となる。この挙動は最大せん断ひずみの増加に伴い、背面盛土に 1 次主働すべり面⁴⁾が形成され、それ以降の加振において土圧が増加する傾向（すべり面においてひずみ軟化しピーク強度から残留強度に低下）となったものと推測される。

図-4 に土圧低減効果におけるイメージ図を示す。遷移加速度に至る前は、改良体に挟まれた背面盛土は、改良体側面のせん断抵抗力によって、すべり面の発生が抑制されるため、土圧は増加しなかったものと推定される。それに対して、1 次主働すべり面の形成後は、改良体がすべり土塊の挙動を抑制することができないため、土圧は増加する。その傾向は、無補強の土圧合力に漸近するのではなく、すべり土塊は改良体側面のせん断抵抗力を受けるため、ある一定の土圧低減効果が働いて無補強の土圧合力と概ね並行なグラフ形状となる。

また、Case2 と Case4 は、改良体の条件は同じであるが、遷移加速度は Case4 のほうが小さく、土圧合力のグラフ形状は異なる。これは、Case4 は Case2 よりも慣性力が大きいいため、加速度の小さい段階において、橋台が変位して、1 次主働すべり面が形成されるためであると考えられる。

4. まとめ 本稿で得られた知見を以下に示す。

- ・改良体の設置により、遷移加速度までは土圧の増加はなく、遷移加速度以降は土圧が増加する傾向となる。
- ・遷移加速度以降は、ある一定の土圧低減効果が働き無補強の土圧合力と概ね並行なグラフ形状となる。

参考文献 1)池本, 高崎, 藤原: 橋台背面盛土の沈下抑制工法に関する実験的検討, STRUCTURAL ENGINEERING DATA, No.46, pp.44-53, 2015 2)池本, 高崎: 桁質量の異なる橋台における耐震補強効果の実験的検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会, pp.623-624, 2015. 3)中島, 古関, 渡辺, 舘山: 擁壁の地震時変位量評価手法と鋼矢板による耐震補強効果の検証, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.2, pp.235-251, 2015. 4)国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012.

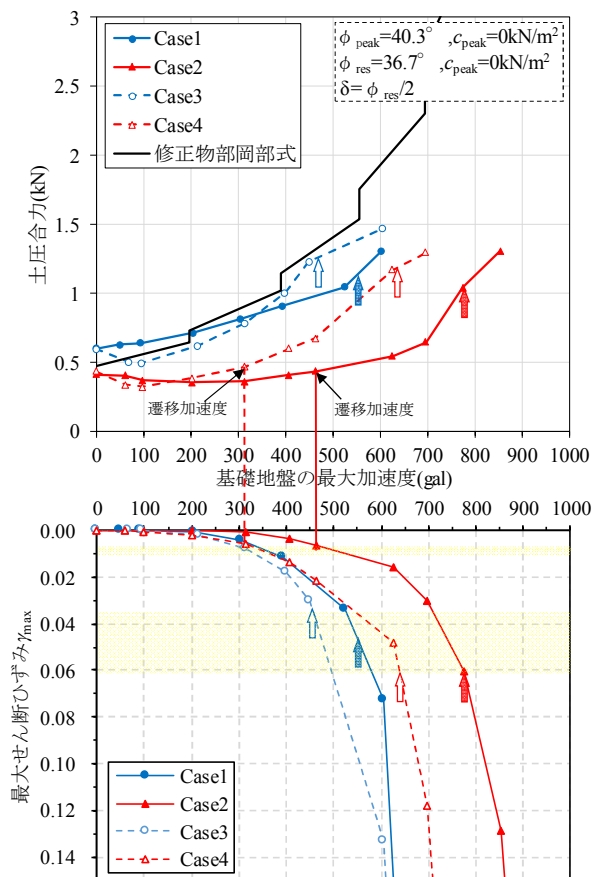


図-3 模型概要図 (Case4)

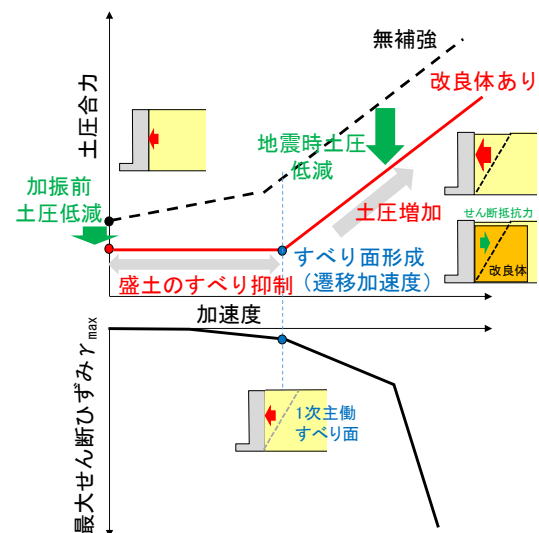


図-4 土圧低減効果のイメージ図