

ては、#5.0mmのふるいの目を通過した碎石を使用し、更に豊浦砂で目潰しをした。また橋台底部にはサンドペーパーを貼り付けて、底面の摩擦が十分に発揮できるようにした。

橋台設置後、気乾状態の豊浦砂を落下高さ 40cm、散布速度一定で相対密度 $D_r = 75\%$ を目標として空中落下法により盛土を作成した。このとき、模型背面土の変形状態が確認できるようにガラス面に沿って高さ 2.5cm毎に色砂でラインを入れた。また、横方向にも 2.0cm間隔で目印を付けた。この後、軌道荷重（1 tf/m²）に相当するサーチャージ（10gf/cm²）を散弾で設置し、所定の計測機器を設置した。計測機器の配置は図1を基本とし、変位計、加速度、壁体応力について概ね60点を同時サンプリングした。

振動実験は、模型構築後に加振周波数 5 Hzの正弦波加振で、50galづつステップ加振した。なお1ステップの加振時間は 10秒間（約50波）であり、橋台背面土に明確なすべり線が確認されたところで終了した。

3. 実験ケース

図4に実験ケースを示す。今回報告する実験は、①背面盛土を全く強化していない無対策盛土、②粒調碎石によるアプローチブロックを有するケース、③セメント改良土をアプローチブロックに用いた盛土で、橋台の後ろフーチング（踵）があるケース、④後ろフーチングが無いケースの4ケースである。この他、補強土橋台についても3ケースの実験を実施したが、この報告の対象としない。

このうち、②については鉄道の一般的な対策方法であり、実験では自然乾燥した粒調碎石を模型地盤と同じ方法で突き固めて作成した。③④については新幹線の対策工として用いられているものであり、実際には粒調碎石に対して目標強度 20kgf/cm²でセメント安定処理が行われる。ここでは相似則を勘案し、関東ロームを 2 kgf/cm²の強度になるようにセメント配合して作成した。

4. 破壊形態

図5に実験終了時点での変形状況のスケッチを示す。補強を行わない無対策（ケース1）では、基盤加速度が 450gal付近で後ろフーチングから垂直な面（いわゆる仮想背面）に対して約60°～70°の角度をもって楔状のすべり面が発生し、橋台を前に押し出した。粒調碎石の場合（ケース2）は、550gal付近でアプローチブロックが割裂し、盛土材が割裂に落ち込むことによって一挙に沈下し、橋台も大きく押し出された。これに対して安定処理したケース③については、改良土そのものの変形は生じないものの、橋台がロッキングし、550gal付近で改良土2カ所でクラックが生じ、それに伴い背面土が大きく変形した。ケース4の後ろフーチングの無い場合には、加振を進めても背面土は全く安定していたが、500gal付近で橋台だけが徐々に水平移動をはじめ、完全に背面土を離れてしまった。

それぞれの評価については、文献¹⁾で詳しく説明する。

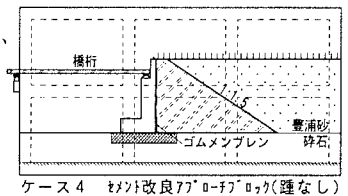
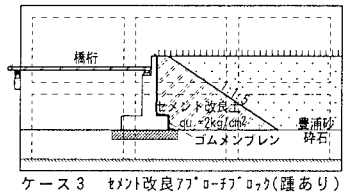
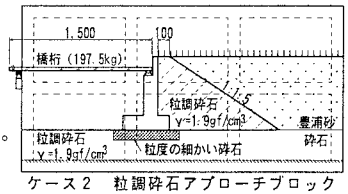
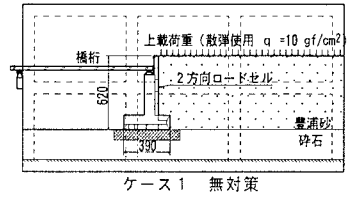


図4 実験ケース

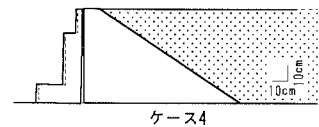
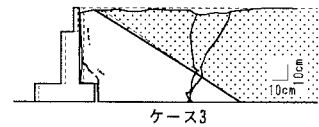
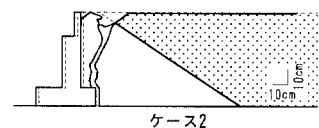
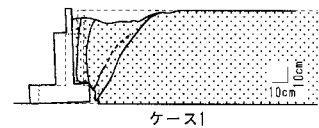


図5 実験終了後の変形状況

＜参考文献＞ 1) 青木, 米澤, 館山, 木村, 北川, 伊藤：橋台背面盛土の地震時沈下に関する模型振動実験の考察, 第53回土木学会年次学術講演会, 1998. 9