

I-485

裏込めにセメント安定処理土を用いた橋台の模型振動実験

日本道路公団
フジタ工業(株)

正会員 安松敏雄 小畑陽康 佐藤 孝
正会員 ○中野浩之 池見 拓 岸下崇裕

1. はじめに

筆者らはセメント安定処理土を橋台裏込めに適用することに関して一連の実験¹⁾を行なっているが、本文では地震時における安定効果や動特性の把握のために実施した動的模型実験の結果を報告する。

2. 実験方法

実験模型の概要を図-1に示す。模型は振動台上の土槽内に作製された厚さ1mの地盤部(利根川砂, $\gamma_t=1.55 \text{ tf/m}^3$, $\omega=13\%$)上に逆T式の橋台模型を設置し、高さ1mの裏込め盛土を行なったものである。安定処理土の実験の場合、裏込め部の盛土材は、小名浜砂¹⁾に乾燥重量比で5%のセメントと5%の水を加え攪拌混合したものであり、一般盛土部は含水比を5%に調整した小名浜砂である。これらの盛土材をそれぞれ所定の巻き厚ごとに転圧し裏込めを作製の後、安定処理土は48時間養生をした。一方、非安定処理土の実験の場合は裏込め部すべてが含水比5%の小名浜砂でできている。裏込め部の盛土の湿潤単位体積重量は前者で 1.50 tf/m^3 、後者で 1.52 tf/m^3 であった。また、弾性波試験の結果から各材料のせん断波速度は地盤材で約85m/s、セメント安定処理土で約273m/s、非安定処理土で約83m/sと推定される。計測器は橋台背面の深さ方向に9点の土圧計(10cm毎に上からE1~9)を埋め込んだ。また、盛土過程・実験過程の橋台および裏込め部の変位を測定するため、計6点の変位計が設置してある。加速度計は図-1に示した各位置に計8点(A1~8)設置した。加振実験は振動数7Hzで時間に比例して振幅の増大するラッパ状の波形を60秒間加えた。60秒経過時点での入力加速度振幅は446galであった。実物と模型との縮尺比を10:1とするとこの加振振動数は実物では約1.3Hzに対応している²⁾。

3. 実験結果

表-1に非安定処理土、安定処理土の両実験での各点における最大加速度の比較を示す。また、図-2には両者の加速度波形の1例を示す。これから地盤部および裏込め部後方のA1~3の加速度は両者でほぼ同じ値を示しているが、橋台天端(A6)および橋台近傍の裏込め(A8)では安定処理土の値が非安定処理土の値に対し約0.8倍となっている。上下方向の加速度についてこの傾向はより強く、安定処理土では非安定処理土の0.4~0.5倍の値である。図-3に入力加速度(A1)に対する橋台天端(A6:水平動, A7:上下動)での加速

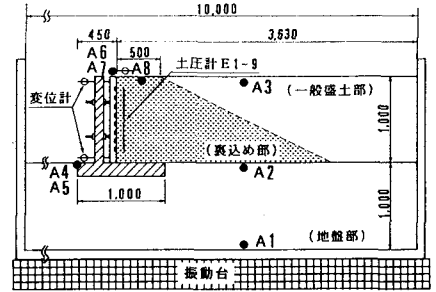


図-1 実験模型概要

表-1 最大加速度比較

	非安定 処理土	安定 処理土
A 1	4 4 6	4 5 5
A 2	5 0 1	4 6 5
A 3	5 8 4	5 9 3
A 4	4 8 8	4 9 1
※ A 5	1 7 9	8 4
A 6	6 6 8	5 3 1
※ A 7	1 6 1	6 4
A 8	6 1 3	5 2 5

※印は上下動

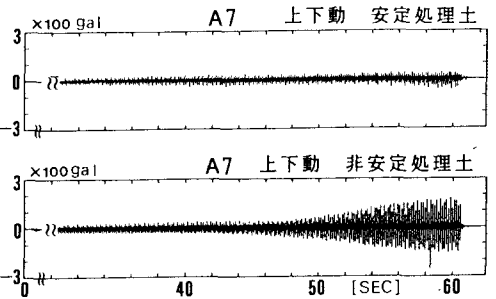


図-2 加速度波形の比較

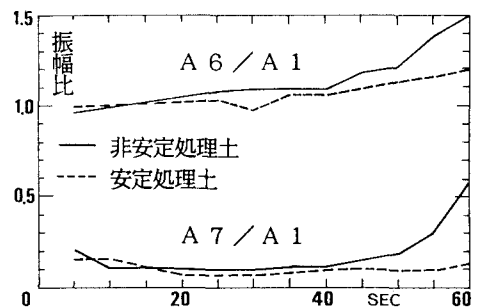


図-3 加速度振幅比(橋台/入力)

度振幅比の時間変化を示す。全加振時間を通して、安定処理土では非安定処理土よりも増幅率が小さくなっている。また、加振加速度（時間の経過）が大きくなるにつれ振幅比が増加している。これは地盤材の非線形性による軟化現象に伴って、模型の固有周期が低下したことによるものと推察される。

図-4に橋台天端（A6）の加速度波形の比較を示す。非安定処理土では7Hzの波の他に裏込め部の特性と思われる15Hz程度の波がのってきているのに対し、安定処理土では裏込めが比較的剛なため、セメント安定処理土がローパスフィルター的な役割を果たし、裏込め部での増幅がほとんどないことがわかる。

図-5には加振中における橋台の残留変位（主動側）の変化を示す。非安定処理土では橋台の下部変位が上部変位を上回る形で約0.7mm 壁が変位しているのに対し、安定処理土ではその1/10の量の約0.07mm壁が平行に変位している。また変位し始める入力加速度も両者それぞれ160gal、320galであり安定処理土の方が安定している。次に加振中の土圧の変化を示したのが図-6である。時刻ゼロでの土圧は加振前の状態を表わしており、土圧の変化は土圧波形の中心線のシフト成分を取り出したものである。非安定処理土の土圧は浅部のE1、E2で加振とともに土圧が増加していくのを除けば他は全て加振とともに減少している。また、土圧の変化量は深部の土圧計ほど大きくなっている傾向がある。一方、安定処理土の土圧は初期土圧のままほとんど変化していないことがわかる。非安定処理土の場合に土圧が下がるのは、図-5に示した橋台の残留変位に伴い、裏込めが主動化するためであり、土圧の変化する時刻は橋台の残留変位のものとは一致している。図-7には、60秒経過時点での動土圧振幅の比較を示す。非安定処理土では全点（E1～9）で動土圧が生じた。一方、安定処理土の場合は浅部（E1～3）でわずかに動土圧が生じたものの深部（E4～9）ではほぼゼロであり、その値は非安定処理土に比較して小さかった。加速度や動土圧とともに安定処理土の場合、非安定時の結果より小さめとなっているが、これらは橋台の残留変位に依存している。変位量が少ないのは橋台と裏込めが一体となって挙動しているためと思われる。

4. おわりに

橋台裏込めにセメント安定処理土を用いることにより、一つの固まりとなった裏込め土と橋台の地震時の動的挙動について基礎的な振動実験を行ない、定性的にその優位性を確認した。最後に、本実験を行なうにあたりご指導を頂いた東京大学生産技術研究所の片山恒雄教授、佐藤暢彦元助手に謝意を表します。

〔参考文献〕1) 安松、佐藤ら：セメント安定処理土の橋台裏込めへの適用に関する模型実験，第44回年次学術講演会，1989。

2) 香川：土構造物の模型振動実験に置く相似則，土木学会論文報告集，第275号，1978年7月

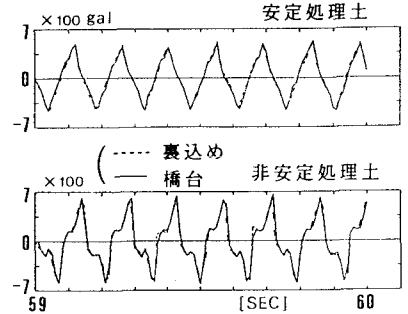


図-4 橋台天端の加速度波形比較

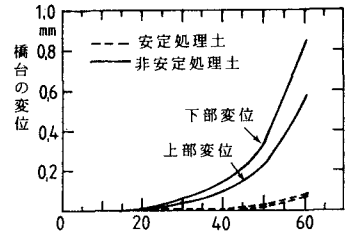


図-5 橋台の残留変位

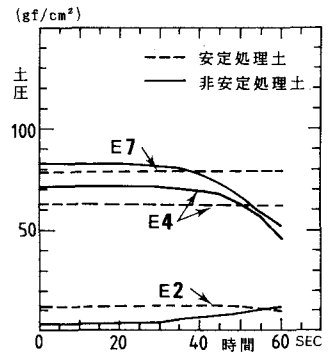


図-6 土圧の変化

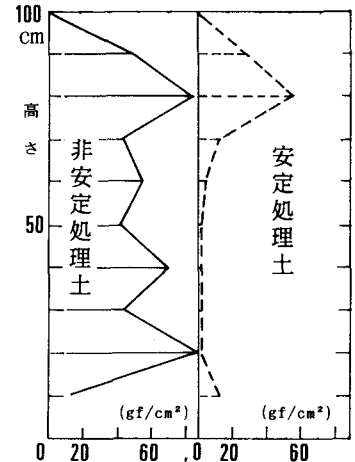


図-7 動土圧振幅の分布