

大型せん断土槽を用いた「土のう擁壁」の実大振動台実験

国土交通省国土技術政策総合研究所 二木 幹夫
 独立行政法人建築研究所 井上 波彦
 名古屋工業大学 正会員 松岡 元
 ソルパック協会 正会員 三上和久 , 佐藤雅宏 , 辰井俊美

1. はじめに

本研究は、従来から仮設資材として用いられてきた「土のう」を建築基礎地盤や土構造物等に使用することや、建設材のリサイクルを行うために使用することなど、「土のう」の幅広い利用を計ることを目的としている。

本報告では、「土のう」によって築造された擁壁に作用する土圧、接地圧および変形挙動を調べ、地震時の安定性について検討した。

2. 実験装置および試験体

実験には、せん断フレーム、油圧アクチュエータ、土砂自動搬送装置および計測システムからなる大型せん断土槽を用いた。本装置は、17 段の積層フレーム内に長さ（加振方向）10m、深さ 5m、幅 3.6mの地盤を作製し、地震時の地盤の振動を再現することができる。この大型せん断土槽は、加振テーブル上に設置されており、せん断土槽積載時総重量（4410kN）の慣性負荷に対して最大速度 20kine の加振性能を有する油圧アクチュエータによって加振される。油圧アクチュエータは、コンピュータ指令の油圧自動制御によって、基本波形および実地震波形の入力が可能である。大型せん断土槽の概要を図 1 に示す。

試験体は、せん断土槽内に高さ 5.0m、幅 3.6m、長さ 8.0mの実物大の盛土を築造した。擁壁は、擁壁高 5.0m（50 段）、天端幅 1.2m（土のうを奥行き方向に 3 列）とし、のり勾配を 1:0.3（のり面角度 73°）とした。また、基礎地盤の状態は碎石地盤とした。（写真 - 1 参照）

3. 盛土材料および盛土施工

盛土材料は、栃木県産の日光硅砂 6 号を使用した。本材料は、細粒分 3%、平均粒径 0.25mm、均等係数 2.3 の細粒分まじり砂{S-F}に分類される。盛土材料の物理および力学的特性を表 1 に示す。

盛土施工は、撒き出し厚さを概ね 50cm として均一に敷き均したのち、振動パイプロを用いて所定の密度に締固めた。盛土の密度管理は、コアカッター法を用いて各層毎に密度測定を行うとともに動的平板載荷試験により各層毎に盛土地盤の均一性を確認した。盛土施工時の土の締固め度は最大乾燥密度の 85%であった。また、盛土終了後には盛土地盤の地盤強度を確認するために連続貫入試験を行い、平均 Nd 値は 7 回であった。

4. 計測内容および加振条件

計測は、図 - 2 に示すように地震時の挙動が把握できるように計測器を配置し、擁壁直下部に水平・鉛直荷重計、盛土直下に土圧計（接地圧分布）、地盤内にせん断ひずみ計、地盤内・土のう内・振動台に加速度計、せん断土槽フレーム・地表面に変位計、潜在的な主働崩壊位置を確認するための帯状の張力計を設置した。

加振は、スイープ加振およびステップ加振を行った。スイープ加振は、試験体の共振振動数を求めるため、20gal 程度の振幅一定の正弦波を 0.1Hz~10Hz に変化させて基礎に入力し、応答加速度を確認した。またステップ加振は、入力加速度振幅の大きさを増加させる段階加振とし、正弦波および地震波（TAFT 1952, EW）を入力した。

キーワード 擁壁, 土のう, 振動台

連絡先 〒300-3257 茨城県つくば市筑穂 2-2-6 (株)テクノソール TEL 0298-64-8499

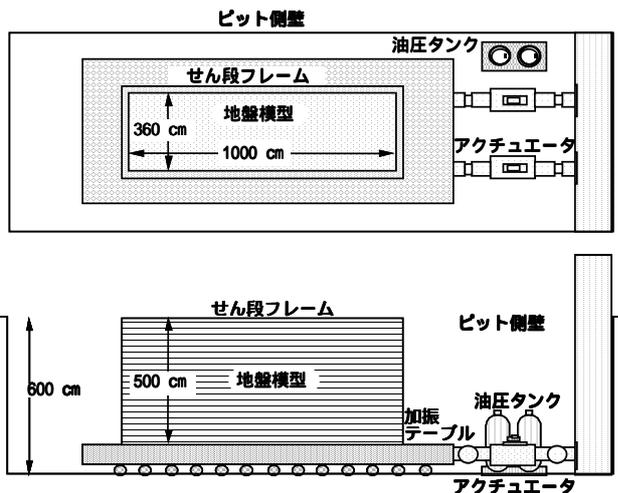


図-1 大型せん断土槽の概要



写真 1 試験体の状況

表-1 盛土材料の物理・力学特性

項目	性質	備考
自然含水比 w	%	4
最大粒径	mm	0.85
礫 分 2~75mm	%	0
砂 分 75μm~2mm	%	97
細粒分 75μm未満	%	3
均等係数 Uc		2.3
粘着力 c'	kN/m ²	0
内部摩擦角 φ	度	33

細粒分混じり砂 {S-F}
Dr=30%
圧密非排水条件

5. スウィープ加振結果

スウィープ加振結果を図-3に示す。同図は、振動台加速度に対する地表面各部位の応答スペクトル比を整理した結果である。スウィープ加振結果によると、試験体の共振周波数は4.9Hz程度に認められる。また、振動台に対する背面盛土および土のうの応答特性はほとんど合致しており、ほぼ同じ挙動を示していることが分かる。

6. 実験結果

(1) 応答加速度特性

図-4は土のうおよび背面盛土地盤の振動台加速度に対する地表面応答加速度を示したものである。土のうおよび背面盛土の地表面加速度は振動台加速度に対して位相差がみられるものの、これら各地表面での応答加速度はほぼ同じ応答特性を示していることから、土のうおよび背面盛土はほぼ一体化した挙動をしていることが分かる。

(2) 基礎部に作用する接地圧

図-5は加振時に作用する基礎部の接地圧分布を示したものである。地震時に基礎に働く接地圧は、常時の接地圧に対して加振方向により増減する傾向を示している。加振終了後の接地圧の大きさは、盛土直下では加振前の常時接地圧の大きさとほぼ等しく、加振に伴って接地圧が残留する傾向は見られなかったが、擁壁直下部では増加する傾向が見られた。

(3) 壁面の変形挙動

図-6は壁面変位の変化量を深度分布で示したものである。変位量は250gal程度の地表面加速度に対して20mm程度であり、加振後の壁面残留変位は約10mmであった。

(4) 地震時主働崩壊線

図-7は帯状の張力計に作用する張力分布を示したものである。常時（加振前）および加振時における張力分布の最大位置はほとんど変わらないことから、地震時においても主働崩壊線が背面側に移行しないと考えられる。

7. 最後に

今後は、土のうの摩擦およびせん断特性・荷重～変形特性の検討、さらに、動的特性についての検討を進めていく予定である。

付記

本実験は、国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所および名古屋工業大学の共同研究の一環として実施したものである。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会 道路土工擁壁工指針 平成11年3月

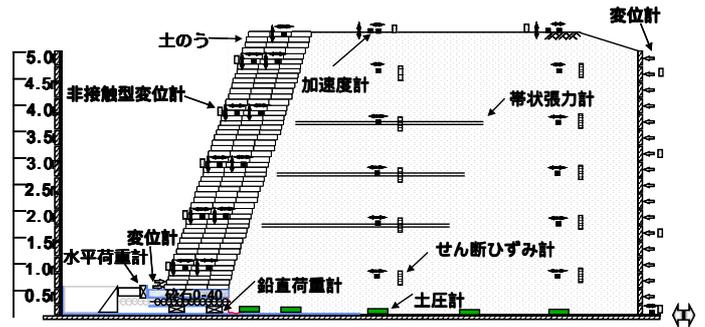


図 2 計測内容および計測位置図

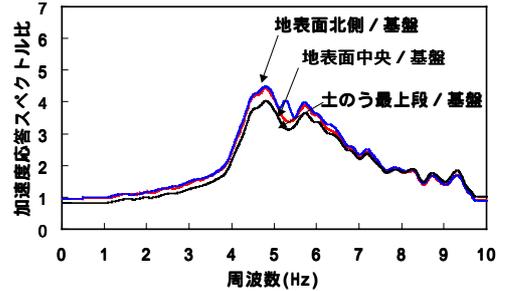


図 3 スウィープ加振結果

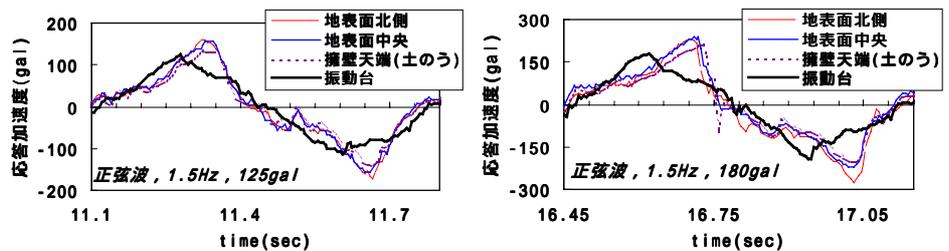


図 4 地表面の応答加速度

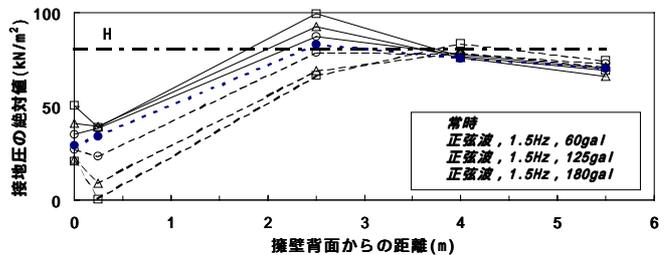


図 5 接地圧分布

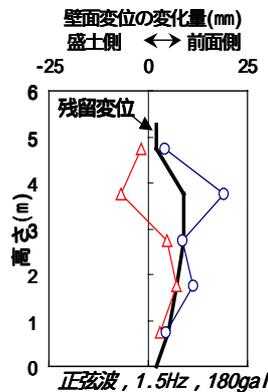


図 6 壁面変位分布

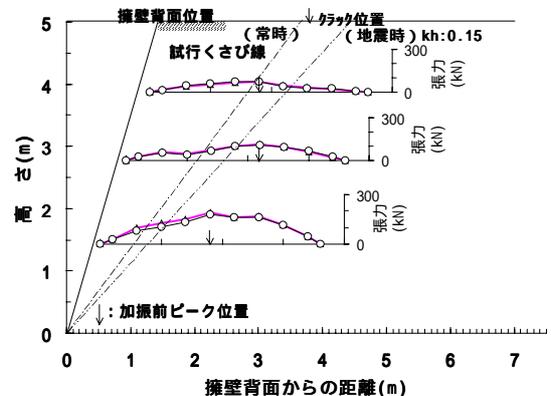


図 7 主働崩壊位置