

ジオテキスタイル拘束土壁工法の耐震特性に関する振動台実験

福井大学技術部 正会員 ○伊藤 雅基*
 福井大学工学部 正会員 小嶋 啓介*
 前田工織(株) 正会員 伊藤 修二**
 前田工織(株) 正会員 辻 慎一朗**
 元福井大学 非会員 藤田 俊輔

1. はじめに

ジオテキスタイル拘束土壁工法(以下、拘束土壁)は、ジオテキスタイルで土質材料を拘束した構造体を積層し、躯体の幅を通常のジオテキスタイル補強土壁工法に比べて小さくすることができるため、掘削の難しい堅固な地山が近接する箇所に多く適用されている。これまで施工された拘束土壁は、地震動を受けたことによる大きな被害はないが、地震時の挙動は明確になっていない。そこで、本論文では、拘束土壁の模型を製作して振動台実験を行い、地震時における耐震性および破壊メカニズムを確認するとともに、従来の擁壁設計法を用いて妥当性の検討・評価を行った。

2. 実験概要

振動台実験は、高さ70cm、幅90cm、奥行き25cmの剛製土槽に、実物の1/10スケールの模型を製作し正弦波による加振実験を行う。図1に振動台実験における拘束土壁模型の概要を示す。壁面材は鋼製の目合い3.1mmの平織り金網を、ジオテキスタイルは目合い4×5mmのポリプロピレン製のネットを使用した。拘束土壁は、実際の施工手順と同様に、壁面材とジオテキスタイルの敷設後、土を撒き出してジオテキスタイルで巻き込む手順で補強ユニットを形成し、所定の高さまで積層した。基礎及び裏込め地盤の土質材料には、珪砂7号を用い、空中落下法により一定の高さから撒き出す方法で形成した。表1は珪砂7号の密度、相対密度及び一面せん断試験から求めた強度定数の一覧であり、表2は拘束土壁材料の特性を示している。拘束土壁は、壁面勾配1:0.2、高さ48cm(高さ6cmのユニットを8段積層)とした。ここでは、拘束土壁の底面幅を20cmとしたCASE1及び10cmとしたCASE2の

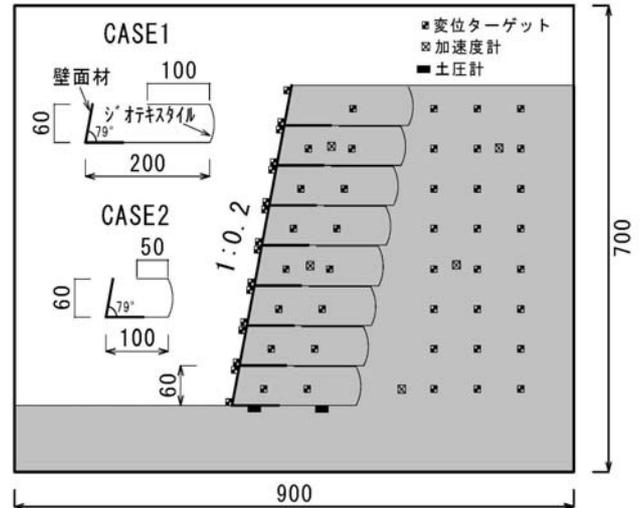


図1 拘束土壁模型の概要

表1 珪砂7号の材料物性値

落下高さ	密度	間隙比	相対密度	内部摩擦角	粘着力
10cm	1.36g/cm ³	0.9	0.33	44.3°	0

表2 拘束土壁の使用材料・引張強度

材料	材質	引張強度
壁面材	金網(鉄)	1427N/cm
ジオテキスタイル	ポリプロピレン製	51N/cm

試験結果を報告する。また、土圧計は拘束土壁最下層の壁面材とジオテキスタイルの下に2個、加速度計は裏込め地盤内に5個と振動台に1個、変位ターゲットは地盤内と壁面材前面に設置した。実験は入力地震動として、周波数4Hz、最大振幅100~800galの正弦波で20秒間ずつ加振し、試験体が破壊するまで実験を繰り返した。加振中の土圧及び加速度の経時変化と、加振前後のターゲット写真から地盤内部の変位を求めるとともに、三角形平面ひずみ要素の仮定により、ひずみ分布の分析を行った。

キーワード：ジオテキスタイル拘束土壁工法、振動台実験、主ひずみ分布、耐震設計法

* 連絡先：〒910-8507 福井県福井市文京3-9-1 福井大学工学部建築建設工学科

** 連絡先：〒919-0422 福井県坂井市春江町沖布目38-3 前田工織株式会社 斜面補強土推進部

3. 実験結果

図2は、完全崩壊する1段階前の加振実験、すなわちCASE1では600gal、CASE2では400galでの加振後の、変位ベクトル及び主ひずみ分布図である。拘束土壁部分の変位に着目すると、最下端では変位が小さく上部ほど大きく、拘束土壁全体が法先を中心として転倒するようなモードであることがわかる。一方、地盤内部の変位は、全体的に法先に向かうとともに、上部ほど大きくかつ水平方向成分が大きい。ひずみが大きい領域にすべり面が通っていると仮定すると、図に示すようにCASE1では法先から斜め上方に向かうすべりが、またCASE2では法先に加え、斜面中段から斜め上方に向かうすべり面も発生し、不安定性が高いように類推される。CASE1では加速度が800galの加振時に破壊したが、CASE2では500galで破壊しており、拘束土壁の耐震性は、躯体幅に依存すると考えられる。

図3は、一連の加振実験の加振前後における拘束土壁の下の土圧の変化を示す。金網製の壁面材の下の土圧は、柔らかいジオテキスタイルの下の土圧より常に大きく、土圧が上部構造の剛性に依存していることが観測された。加振による土圧の増加量は、壁面材側で大きく、ジオテキスタイル側で小さい。また、CASE2ではジオテキスタイル側の土圧が減少している。これらの結果から、拘束土壁は、背後の裏込め地盤が前面に押し出され、転倒モードで崩壊に至っていることが類推される。

図4は、設計水平震度係数ごとの、擁壁の滑動および転倒に対する安全率を示す。拘束土壁8段を1つの擁壁と仮定し、地震力を考慮したCoulombの主働土圧理論を用いて転倒・滑動に対する安全率を算出した。安全率が1を下回る設計水平震度係数は、CASE1では転倒・滑動ともに0.6から0.7、CASE2で転倒が0.26、滑動で0.5となっている。図中の△印は大きな変状が認められた加速度レベル、×印は破壊時のレベルを示す。両ケースとも試験体が破壊する限界水平震度(k_{hcr})は、設計で想定するレベル2地震動の水平震度である0.2程度の地震動を上回っていることが確認できた。また、拘束土壁を崩壊させる加速度振幅と、転倒・滑動に対する設計水平震度係数は対応しており、拘束土壁の耐震性は従来の擁壁の耐震設計法で概ね評価できることが確認された。

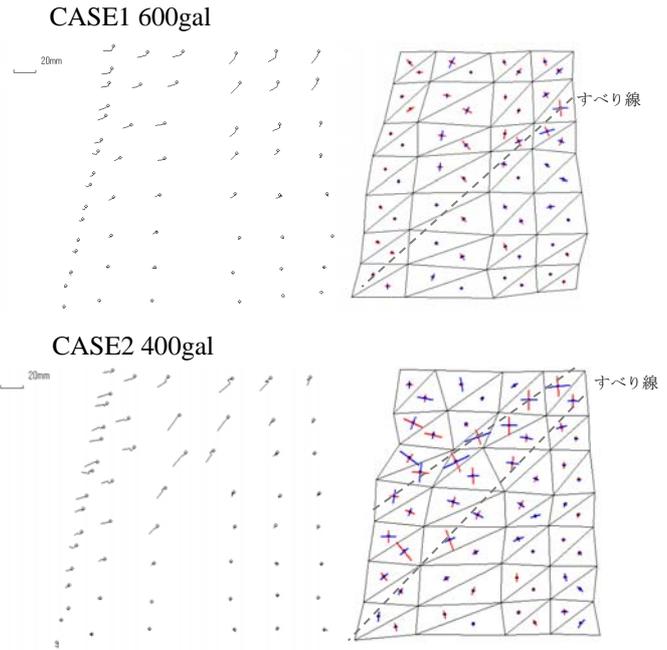


図2 変位ベクトル(左)と主ひずみ分布図(右)

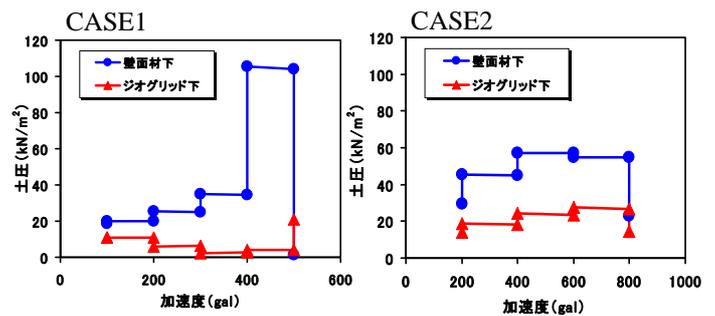


図3 加振加速度ごとの土圧の変化

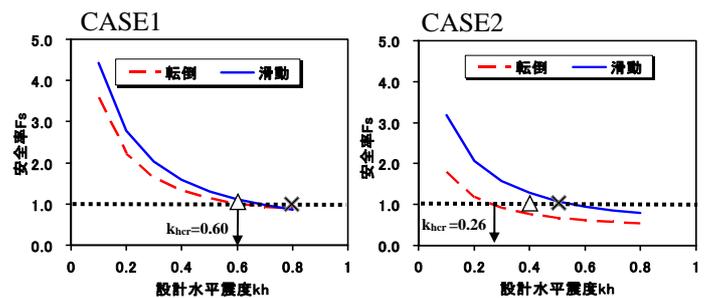


図4 転倒・滑動に対する安全率と設計水平震度の関係

4. おわりに

ジオテキスタイル拘束土壁工法の地震時挙動及び耐震設計法を検討するために振動台実験を行った。その結果、拘束土壁は転倒モードが卓越し、その耐震性は躯体幅に依存するとともに、従来の擁壁設計法を用いて概ね評価できることを確認した。今後は、動的有限要素法解析により、試験体および実際の拘束土壁の地震時挙動を検討する予定である。