

III-B 334

補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その3）

－補強材の張力に関する検討－

建設省土木研究所 正会員 堤 達也
松尾 修
林 裕士

1. はじめに

筆者らは、補強土壁の耐震設計法の検証を目的として、模型振動台実験¹⁾及び既往のマニュアル²⁾を用いた安定計算³⁾を行った。本報では、主に補強材の張力に注目して上記実験データの分析を行ったので報告する。

2. 補強材の張力分布

図1に3つの実験模型の最終変形図を示す。これらの模型を対象に、補強材の張力分布について実測値とマニュアルによる計算値とを比較した結果を図2に示す。なお、実測値は各補強材の長さ方向に数点測定したうちの最大張力を採用している。またマニュアルでは、深さ方向に等間隔に補強材を敷設した場合、補強材に発生する引張力の深さ方向の分布は図3に示すように常時は三角形分布、地震時の増分は等分布になると仮定している。点線が計算値、実線が実測値を表すが、いずれのケースもほぼ中段を境に盛土上部では計算値の方が大きく、下部では実測値の方が大きくなる傾向が見られる。地震時の増分のみに着目した場合にも同様の傾向である。これらの傾向は壁面に作用する土圧の実測値とも対応している¹⁾。下部において実測値が計算値より大きいのは、現行設計法が危険側であることを示唆する。これは、破壊すべり面が最下部の補強材付近から発生しており、補強材先端が定着し完全に引き抜けていないのに対し、その他の補強領域は一体となって比較的自由に動けるため、補強土壁が主働崩壊するときに最下部のみに受働側の土圧が作用したためと考えられる。

3. 壁面土圧と補強材張力の変化

最下部の壁面に作用する土圧荷重と補強材の張力との関係を各加振ステップごとの最大値についてプロットしたものを図4に示す。点線は両者が等しいことを表す。各ケースとも大きな変形が生じない加振ステップでは比例的に増加しているが、ケース1、2では最終ステップにおいて張力が頭打ちとなり、土圧が急激に増加していることがわかる。これは図1に示すように、最終ステップにおいて最下部の補強材に沿ったすべり線が発生したことによると考えられる。一方、ケース3では最終ステップにおいて最下部の補強材を横切るすべり線が発生し、定着長を残している。点線とのずれは、補強材の張力により巻き込まれた砂により、局所的に土圧が増加したこと及び土圧の一部を壁面底部の摩擦力で負担したことによると考えられる。図5は補強材全長にわたる引抜けに対する抵抗力（以下、引抜け抵抗力）の計算値²⁾と壁面に作用する土圧荷重の実測値の関係を各加振ステップごとにプロットしたものである。各ケースとも、加振加速度が大きくなると土圧荷重がほぼ増加していく。図中の点線は1:1及び1:0.5を表し、ケース1、2の最終ステップのプロットが2点線の間、ケース3のプロットが1:0.5の線より下となっている。この結果と上述した模型の変形状況を比較すると、壁面に作用する土圧荷重が引抜け抵抗力の $\frac{1}{2}$ 以上となると、補強材に沿ったすべり線が発生するような破壊モードが生じるのではないかと推察される。

4. まとめ

- (1) 補強材に発生する深さ方向の張力分布は、ほぼ中段を境に盛土上部では実測値より計算値の方が大きく、下部では計算値より実測値の方が大きくなる傾向が見られた。このことは現行設計法の地震時張力分布を見直す必要があることを示唆する。
- (2) 壁面土圧と補強材張力の関係における傾向とすべり線の発生形態との間に比較的良好な相関が見られた。

また、壁面に作用する土圧荷重が引抜け抵抗力の α 以上となると、補強材に沿ったすべり線が発生するような破壊モードが生じると推察される。

なお、上記の詳細なメカニズムについては現時点では不明であり、今後さらに検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 林ら：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その1）、土木学会第51回年次学術講演会（投稿中）
- 2) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、土木研究所資料第3117号、1992.
- 3) 松尾ら：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その2）、土木学会第51回年次学術講演会（投稿中）

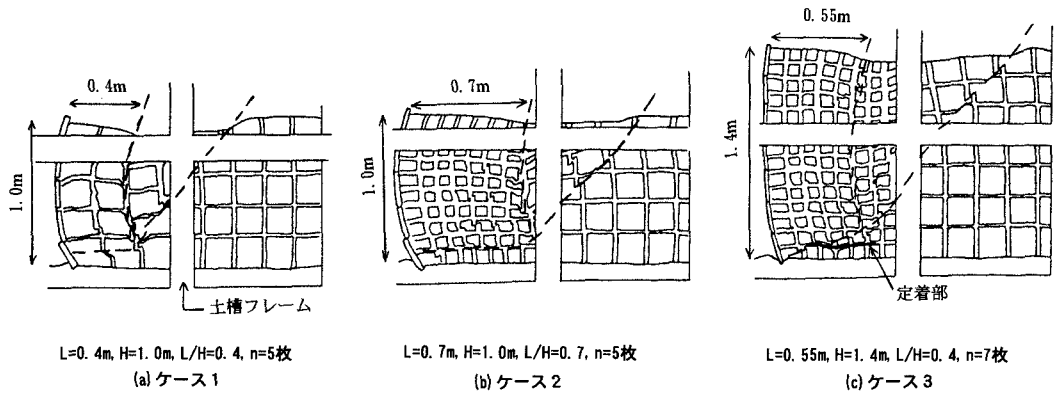


図1 実験模型の最終変形図

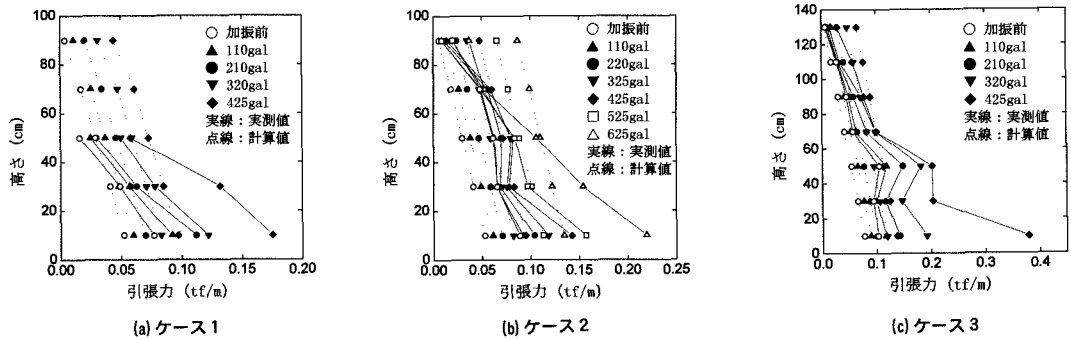


図2 補強材の張力分布

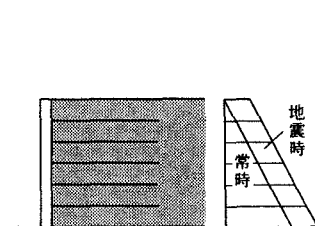


図3 マニュアルにおける張力分布

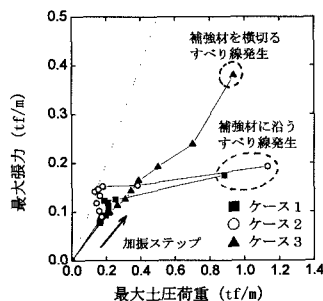


図4 最下部壁面に作用する土圧荷重と張力の関係

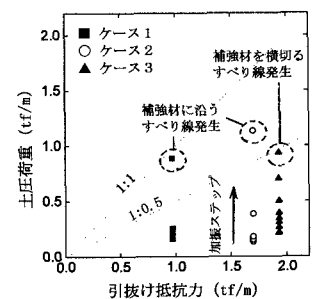


図5 最下部補強材の引抜け抵抗力と土圧荷重の関係