

補強土擁壁の動的遠心模型実験

武蔵工業大学 学生会員 渡辺 貴士

同上 学生会員 市川 智史 正会員 末政 直晃

独立行政法人産業安全研究所 正会員 豊澤 康男

強化土エンジニアリング（株）フェロー 島田 俊介

1.はじめに

補強土擁壁工法とは、盛土あるいは地山に引張り抵抗力を有する補強材を埋設し、地盤を内部から強化する工法である。この工法の長所として、工期の短縮、工費の節約、耐震性が挙げられているが、その原理については明確でないのが現状である。そこで本研究では遠心場で加振実験を行い、壁面の剛性及び補強材特性が補強土擁壁の地震時安定性に及ぼす影響について検討した。

2.実験概要

2-1 実験方法

図-1 に高さ 4.5m の常時の標準設計断面にほぼ相当する模型地盤の概略図を示す。試料には豊浦砂を用い、相対密度 80%程度となるように空中落下法で幅 20cm×高さ 15cm×奥行き 10cm の模型地盤を作製した。その際、補強土全体の滑動防止のため底面に布やすりを貼付し、側面には、摩擦軽減のためゴムメンブレンをグリースで貼り付けた。この模型土槽を加振台の上に設置し、遠心加速度 30g のもと、正弦波 20 波で加振させた。その際に生じる壁面の水平変位を LVDT で測定した。壁面の内側中央部分には土圧計を設置し、壁面土圧を計測した。また、地盤中に加速度計を 4 個設置し、加振によって地盤に生じる加速度を計測した。

2-2 実験条件

実験条件を表-1 に示す。壁面にはアルミ 1 枚の一体型と高さ 3cm のアルミ板を 5 段積み上げたパネル式の 2 種類を使用した。また、補強材には真鍮製の鉄筋グリッド式補強材（図-2）と支圧アンカー式補強材（図-3）を用いた。これは本実験では補強材による影響を考慮しないため、従来の塩ビ製に比べ強固なものとなっている。いずれの補強材も材長を 10cm とし、鉄筋グリッド式補強材には横鉄筋を 2cm 間隔で 4 本配置し、支圧アンカー式補強材には先端部に一辺の長さ 0.8cm の正方形アンカープレートを取り付けた。これらの補強材の寸法は参考文献¹⁾のデータを用いて、遠心模型の

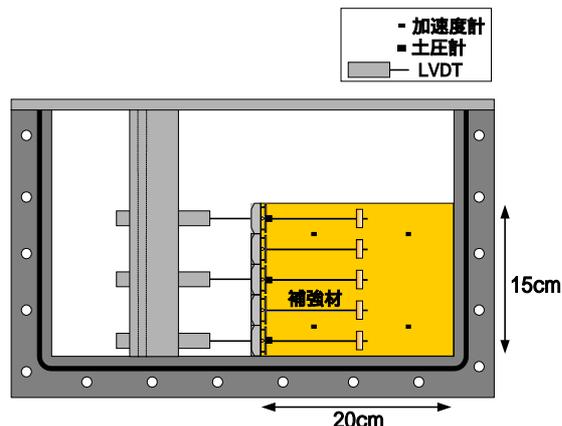


図-1 模型地盤概略図（パネル式）

表-1 実験条件

CASE	壁面の種類	補強材の種類
1	パネル式	鉄筋グリッド式
2	パネル式	支圧アンカー式
3	一体型	支圧アンカー式

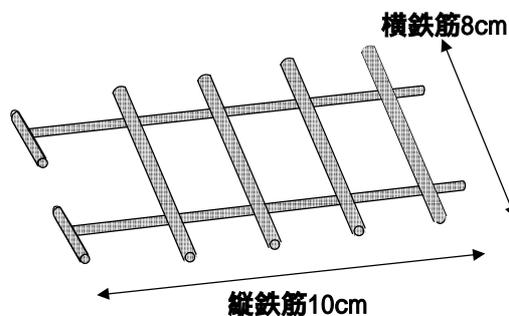


図-2 鉄筋グリッド式補強材

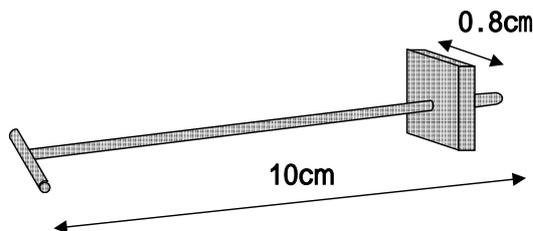


図-3 支圧アンカー式補強材

キーワード：遠心模型実験，補強土，擁壁

連絡先：〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学地盤環境工学研究室 Tel&Fax 03-5707-2202

相似則に基づいて決定した。実験では、振動数を 50Hz に固定し、最大入力加速度を 2~10g（水平震度 $k_h=0.07\sim 0.33$ ）に変化させた。

3.実験結果及び考察

図中の 図-1 のような凡例の番号は図-1 に示したセンサーの位置に対応している。

図-4 に水平変位量～最大入力加速度の関係を示す。これより、いずれの高さにおいても、壁面においては一体型よりパネル式の方が、補強材においては鉄筋グリッド式より支圧アンカー式の方が大きな水平変位を得た。また、今回の補強土壁は常時の標準設計断面であるにも関わらず $k_h=0.07$ 、 0.17 （地震時設計水平震度は中規模地震動対応で $k_h=0.15$ ）ではほとんど変位しなかった。しかし、 $k_h=0.33$ では上段、中段の順に大きく変位した。これは、 $k_h=0.17$ 以下ではすべり線が補強領域内に発生し、補強材の引き抜き抵抗力が発揮されたことで変位が抑制されたのに対し、 $k_h=0.33$ では無補強領域に発生したことで、補強材の引き抜き抵抗力が発揮されず、大きな変位が生じたことが考えられる。

図-5 に CASE1 での 図-6 に CASE2 での 図-7 に CASE3 での地盤深さに対する壁面土圧の分布図を示す。なお地震時土圧にはクーロンの土圧理論式を用いた。

図-5 より、鉄筋グリッド式では $k_h=0.17$ 、 0.33 とともに中段において理論値より大きな値を示した。これは、下段の上側にすべり線が発生したため、このすべり線上のせん断応力によるものと考えられる。また、 $k_h=0.17$ では残留値と最大値は近い値を示したが、 $k_h=0.33$ では残留値は最大値に比べだいぶ小さくなった。これは $k_h=0.33$ では水平変位が生じたため、残留土圧が減少したと考えられる。

図-6 より、支圧アンカー式でも中段において理論値より大きな値を示した。また、鉄筋グリッド式に比べ支圧アンカー式のほうが大きな水平変位が得られたため土圧は作用しなかったことが分かる。

図-7 より、一体型では上段においても理論値より大きな値を示した。これは一体型は壁面が変形できないので、土圧を分散させることができないためである。これより、一体型は変位を抑制するが、過大な土圧が作用することが分かった。

4.まとめ

鉄筋グリッド式は変位を抑制するが、土圧は大きく作用するのに対し、支圧アンカー式は土圧を抑制するが、変位は大きく作用する。

一体型は変位を抑制するが、上段においても過大な土圧が作用することが分かった。

<参考文献>

1)補強土工法・タス協会：タス工法・設計施工マニュアル，平成 11 年 4 月

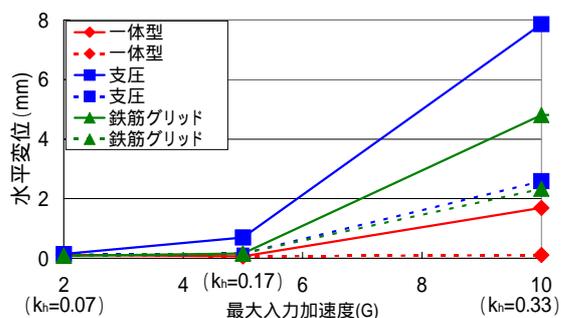


図-4 最大入力加速度～水平変位量

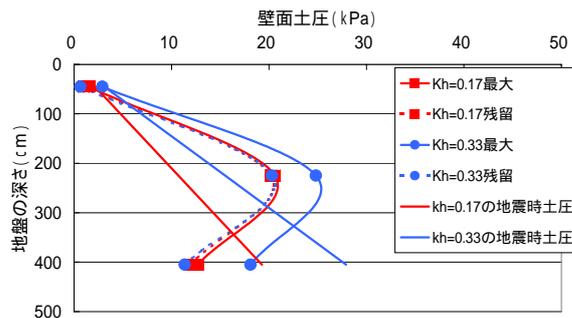


図-5 地盤の深さ～壁面土圧 (CASE1)

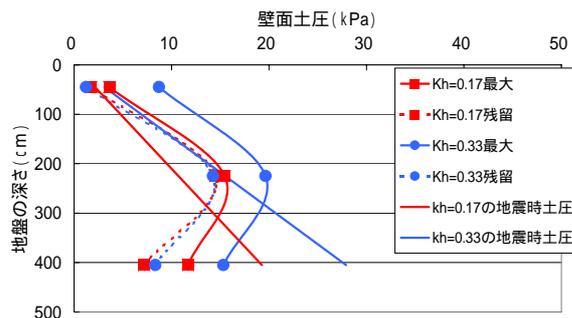


図-6 地盤の深さ～壁面土圧 (CASE2)

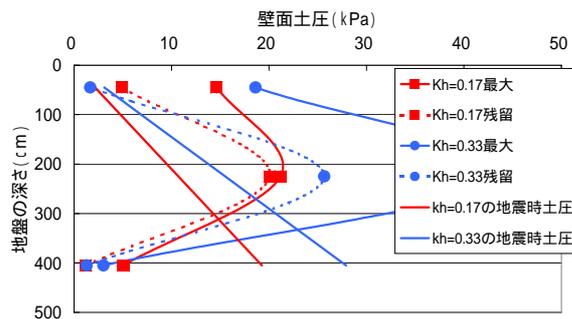


図-7 地盤の深さ～壁面土圧 (CASE3)