軟弱地盤上に構築したアンカー式補強土壁工法の変形挙動に関する遠心力載荷実験

土木研究所寒地土木研究所 正会員 ○橋本 聖

正会員 西本 聡

正会員 林 宏親

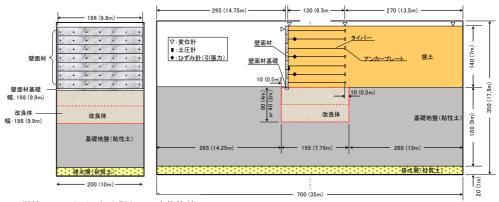
1. はじめに

壁面を有する補強土壁工法を軟弱地盤上に構築する場合、堅固な支持層まで深層混合処理工法などで改良するケースが多く、補強土壁工法の特徴である柔な構造が活用されない。一方、補強土壁工法の各マニュアルでは壁面変位量を規定しているが、沈下に関する規定はない。しかし、土構造物の性能規定化の移行に際し、構造物の重要度によって沈下をある程度許容するケースが想定される。本検討は、浮き型式の地盤改良上に構築した補強土壁工法の変形挙動に関する遠心力

載荷実験結果について述べる。

2. 実験概要

模型実験の概要図を図-1 に示す。壁面を有する補強土壁工法のうちアンカー式補強土壁工法を対象とした理由は、補強材のモデル化が容易なためである。模型地盤は幅 700mm、深さ 350mm、奥行き 200mmの剛性土槽内に、すべての



単位:mm. ()内は50Gでの実物換算

図-1 各 Case の断面図ならびに計測機器配置図

Case において、軟弱地盤厚 180mm、補強土壁高 140mm、補強材長 130mm となるよう作製し、Case1 は改良地盤なし、Case2 は改良深度 40mm、Case3 は改良深度 80mm とした。Case2,3 は円弧すべり Fs>1.2 を確保している。計測はレーザ変位計と盛土側面のメッシュで補強領域の変形を観察した。また、タイバーにひずみ計を設置し張力を計測した。

3. 遠心力載荷模型実験

材料物性を表-1 に示す。模型の作成手順として、スラリー 状のカオリン粘土を剛性土槽に投入し、ベロフラムシリンダ ーを用いた 7 段階の段階載荷によって一次元圧密を実施した (p=1,3,6,10,15,20,60kN/m²)。

 $p=1\sim10$ kN/ m^2 では載荷時間を 60 分間、p=15,20kN/ m^2 では 30 分間、p=60kN/ m^2 では 1,000 分間とした。 Case 2,3 は完成した軟弱地盤に改良体(改良率 $a_p=100$ %,トレンチャー式撹拌工法による矩形改良を想定)を設置し、p=60kN/ m^2 で 20 時間程度再圧密して地盤を完成させた。

完成した地盤に対して、各 Case とも所定の高さ (h=140mm) まで壁面材 (図-3) を設置した。その後、盛

土材(仕上がり層厚 2cm)を小型ランマによる締固めと補強材(図-2)の設置作業を所定の高さまで繰り返した。完成した実験土槽を遠心力載荷装置へ搭載して計測機器を設置し、遠心加速度を段階的(10,22,29,36,43,50G)に上昇させた。各遠心加速度の保持時間は10G で2 分間、最終段階(50G)で5 分間、その他は4 分間とした。

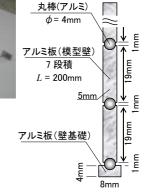
#水層 豊浦標準砂(*D*,= 90%) 飽和状態
軟弱地盤 カオリン粘土(1.5*W*_L)、7日養生
盛土 豊浦標準砂:カオリン粘土(乾燥重量比)= 8:2(*D*,=85%)
カオリン粘土(1.5*W*_L) + 普通ポルトランドセメント
_{ダ uck} = 200kN/m²(7日強度)
アルミ板(セラmm、高さ・奥行き:20mm×196mm)
壁面間 アルミ丸棒(φ=4mm、奥行き:196mm)
補強材 壁面材基礎 アルミ板(縦×横×奥行き:44m×8mm×196mm)

『アノ線(φ=0.6mm、L=130mm)



タイパ

図-2 補強材(タイバー, アンカープレート)



縦×横:6mm×14mm) 1段×7列(30mmピッチ)

図-3 補強材(壁面材の構成)

キーワード:アンカー式補強土壁工法、浮き型式の地盤改良、圧密沈下、せん断変形 連絡先:(〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号・011-841-1709・011-841-7333)

4. 実験結果

図-4 a),b),c) に各 Case の遠 心力載荷試験後の軟弱地盤お よび補強土壁の状況写真、実験 前後の地盤と補強土壁の形状 を図-4 d),e),f) に示す。

Case1は、補強領域部が大きく沈下し、当初の位置より大きく前面に変位している(図・4d))。段階的に遠心加速度を上昇させることにより換算壁高が高くなるため、ある壁高以上になると基礎地盤の支持力不足になる。そのため、基礎地盤の圧密沈下およびせん断変形が大きくなるに伴って、壁面に大きな水平変位が生じ、補強領域背面にすべり面が発生したと考えられる(図・4 a))。

一方、Case2,3 は Case1 と 比較して補強領域ならびに補 強領域背面部の沈下が小さい ことがわかる (図-4 b),c))。ま た、壁面の水平変位も改良地盤 厚が深くなるほど小さくなる (図-4 e),f))。

しかし、Case1のようにすべり 面は明確ではないが、補強土壁 全体の変形モードは補強領域

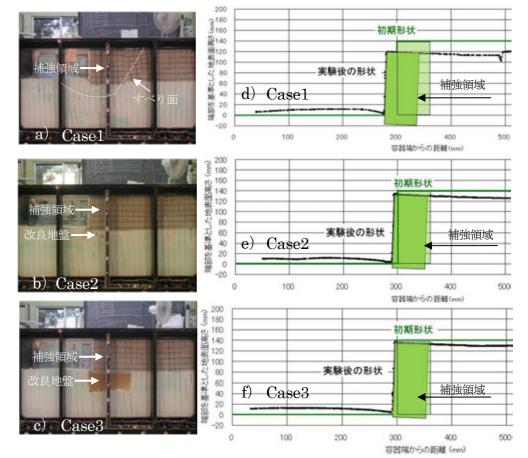
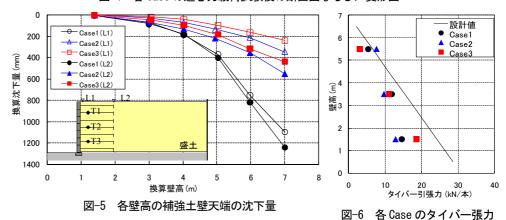


図-4 各 Case の遠心力載荷試験後の断面図ならびに変形図



が沈下しながら壁前面に変位し、補強領域背面地盤のすべり込む挙動が確認された。

図-5 は各 Case のそれぞれの壁高における補強土壁天端の各位置(L1,L2)の沈下量を示す。Case1 は換算壁高 4m までは L1,L2 の沈下量はほぼ同様であるが、換算壁高が 5m を越えると急激に沈下量が大きくなる。一方、Case2,3 は急激に沈下量が大きくならないものの、換算壁高が低い段階より L2 より L1 の沈下量が相対的に低く、換算高さが高くなるほど L1,L2 の沈下量の差違が大きくなる傾向にある。Case2,3 はすべり安全率 Fs>1.2 を満足するにも関わらず、補強領域の基礎地盤だけを地盤改良(浮き型改良)しても、基礎地盤のせん断変形の抑止には至らないと考えられる。

図-6 は各 Case の換算壁高 7m における各段 (T1,T2,T3) のタイバー引張力を示す。Case2 の壁上段で設計値を若干上回っているが、他はすべて設計値内である。これは補強領域に大きな沈下や水平変位が生じても、内的安定が確保されることを示している。

5. まとめ

補強領域直下の浮き型式の地盤改良は、改良深度が深いほど沈下および水平変形の抑制効果が得られることが確認された。ただし、この改良形式では基礎地盤の圧密沈下とせん断変形の複合的な挙動を抑止するには至らない。過大なせん断変形を生じさせず、沈下量だけを抑制する改良パターンを構築する必要がある。