

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载荷実験（その2）

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

筆者らは補強土壁の補強領域直下に浮き型式の地盤改良を施した遠心力载荷実験を行ったが、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かった¹⁾。そこで、より補強土壁の変形挙動を拘束する改良形式として、補強領域および補強領域背面部直下を浮き型にて改良する形式（以後、浮き型式地盤改良）と、改良体スラブと部分的に着底した矩形改良体を複合した改良形式（以後、部分着底式地盤改良）により、これらの改良形式上に構築した補強土壁工法の変形挙動に関する遠心力载荷実験を行った。

2. 実験概要

模型実験の概要図を図-1に示す。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Caseにおいて軟弱地盤厚180mm、補強土壁高100mm、となるよう作製し、Case1は改良地盤なし、Case2は補強領域および補強領域背面部に改良深度

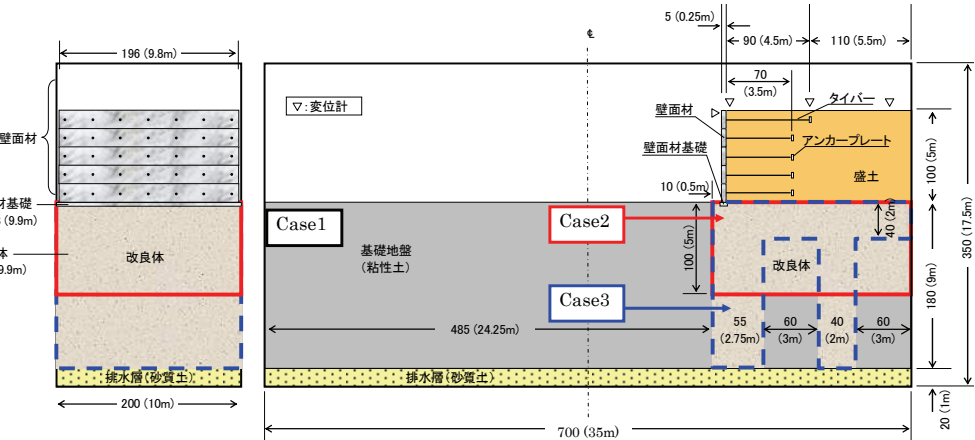


図-1 各 Case の断面図ならびに計測機器配置図

100mmの浮き型式地盤改良（図-1中に赤で表示）Case3は補強領域および補強領域背面部の直下は改良深度40mmの改良体スラブ（非着底部）、その下は改良深度140mm、幅40mmと50mmの矩形改良体（着底部）による部分着底式地盤改良である（図-1中に青で表示）。Case2,3は同じ改良ボリュームであり、円弧すべり法によりそれぞれ $F_s > 1.2$ 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。

3. 遠心力载荷模型実験

材料物性を表-1に示す。地盤および盛土の作製手順は既往の報告¹⁾と同様である。改良地盤はセメントスラリーに液性限界の2倍（ $2w_L = 83\%$ ）に含水比調整したカオリン粘土をミキサーで攪拌、混合し、あらかじめ作成したCase2、3の軟弱地盤に、改良体の形状に掘削した箇所（図-1中の赤、青で囲んだ部分）へセメントスラリーを打設する。その後、 $p=60\text{kN/m}^2$ で20時間程度再圧密して地盤を完成させた。地盤を構築した後、所定の高さ（ $h=100\text{mm}$ ）まで壁面材を設置し盛土材の締固めを行う。これらの作業方法は既往の報告¹⁾と同様である。完成した実験土槽を遠心力载荷装置へ搭載して計測機器を設置し、遠心加速度を5段階（10,20,30,40,50G）で上昇させた。

4. 実験結果

図-2 a), b), c) に各 Case の遠心力载荷試験前後の地盤と補強土壁の形状を示す。Case1は補強領域部が大きく沈下し、当初の①より大きく前面に変位している（図-2 a)）。未改良地盤においてこのような変形モードが生じるのは、既往

表-1 材料物性

排水層	豊浦標準砂 ($D_r = 90\%$)、飽和状態	
軟弱地盤	カオリン粘土 ($1.5W_L$)、7日養生	
盛土	豊浦標準砂：カオリン粘土(乾燥重量比) = 8:2 ($D_c=85\%$)	
改良地盤	カオリン粘土 ($2.0W_L$) + 普通ポルトランドセメント ($W/C = 1.0$, 添加量 230kg/m^3) $q_{ack} = 200\text{kN/m}^2$ (3日強度)	
補強材	壁面材	アルミ板 ($t = 5\text{ mm}$, 高さ $\times$ 奥行き: $20\text{ mm} \times 196\text{ mm}$)
	壁面間	アルミ丸棒 ($\phi = 4\text{ mm}$, 奥行き: 196 mm)
	壁面材基礎	アルミ板 ($t = 4\text{ mm}$, 幅 $\times$ 奥行き: $8\text{ mm} \times 196\text{ mm}$)
	タイバー	ピアノ線 ($\phi = 0.6\text{ mm}$, 長さ = 70 mm (最上段: 90 mm))
	アンカープレート	アルミ板 (厚さ: 1 mm , 縦 $\times$ 横: $6\text{ mm} \times 12\text{ mm}$) 1段 $\times$ 7列 (30 mm ピッチ)

キーワード：補強土壁工法、遠心力载荷実験、地盤改良
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)

の報告りと同様である。一方、Case2,3は補強領域ならびに補強領域背面部の沈下、壁面の水平変位が生じているものの、Case1と比較すると小さな変形に抑えられている(図-2 b), c)。

図-3は各Caseのそれぞれの実物換算壁高(計測値に遠心加速度を乗じた値)における盛土天端の各位置(L1, L2, L3)の実物換算沈下量(同)、図-4は同じく壁面上部(L4)の実物換算水平変位量(同)を示す。Case1において、実物換算壁高が低い段階ではL2, L3の沈下挙動がほぼ同様であることから、補強領域が一体化して剛体的な挙動を示したと考えられる。一方、実物換算壁高が高くなるに従って補強領域の沈下ならびに壁面の水平変位は急激に増加していることから、地盤のせん断破壊が卓越し始めることを示唆している。

Case2は実物換算壁高が高くなるに従って沈下量は増加しているが、L1, L2, L3の沈下量はほぼ同じ値を示すことから、補強領域ならびに補強領域背面が均等に沈下したと考えられる。また、アンカー式補強土壁の許容水平変位量はマニュアル²⁾では壁高の3%以内であるが、壁面の換算水平変位量は最大で許容変位量1/2程度と、壁前方への変形挙動は小さいことがわかる。これは、補強領域ならびに補強領域背面直下全体に改良体を打設した効果であると考えられる。

Case3の補強領域(L2, L3)の沈下量は、実物換算壁高5mで50~60mm程度であった。一方、L1では実物換算壁高5mになると、L2, L3と比較して若干の沈下量の増大がみられる。これは、改良体スラブ後端部にクラックが発生したことが原因と推測される。また、壁面の実物換算水平変位量は、最大で許容変位の1/3程度とCase2よりさらに壁前方への変形挙動が抑止されたことから、同じ改良ボリュームであれば、部分着底式地盤改良が補強土壁の変形抑止に効果的であると考えられる。

5. まとめ

浮き型式地盤改良を補強領域および補強領域背面直下の全面に施すことにより、補強土壁全体が均等に沈下する傾向を示した。また、部分着底式地盤改良は補強土壁の沈下、壁面の水平変位の抑止に効果的であることがわかった。今後の課題として、非着底部の厚さや着底部間のスパンによっては、改良体に曲げ引張り応力が作用し引張り破壊を生じる可能性があるため、これらを考慮した設計法を整理する必要がある。

【参考資料】

- 1) 橋本ら：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試験、第63回土木学会年次講演会第3部門 pp.519-520, 2008.9
- 2) (財)土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第3版 p.142, 2002.10

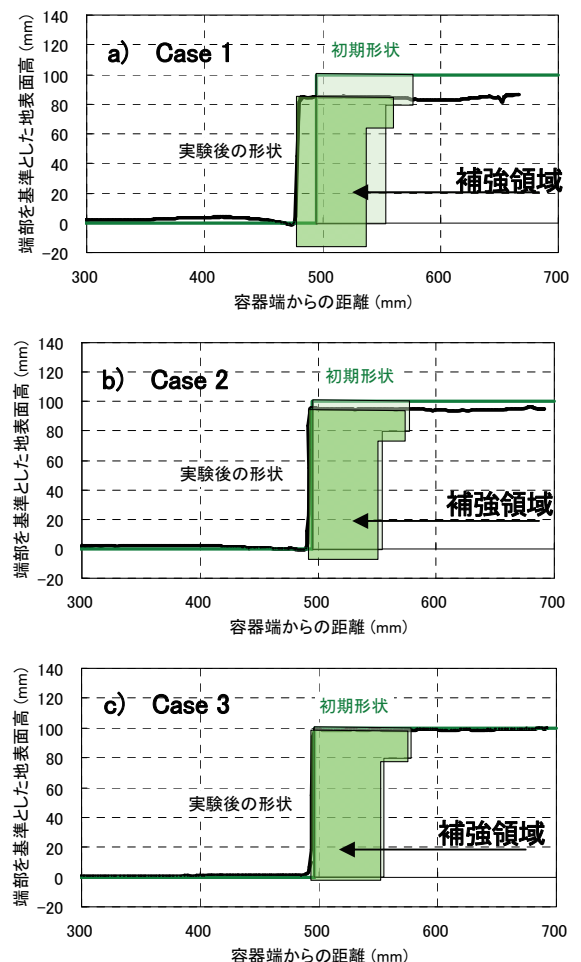


図-2 各Caseの遠心力載荷試験後の変形図

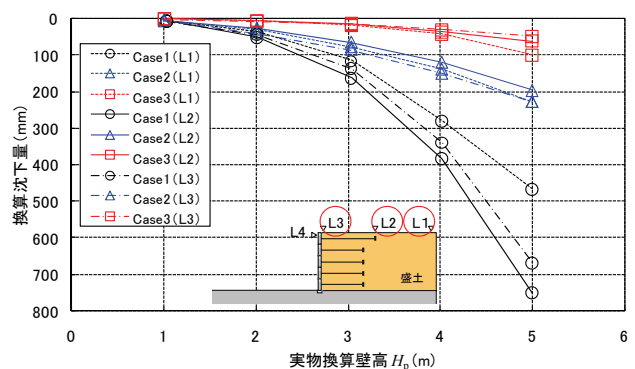


図-3 各壁高の補強土壁天端の沈下量

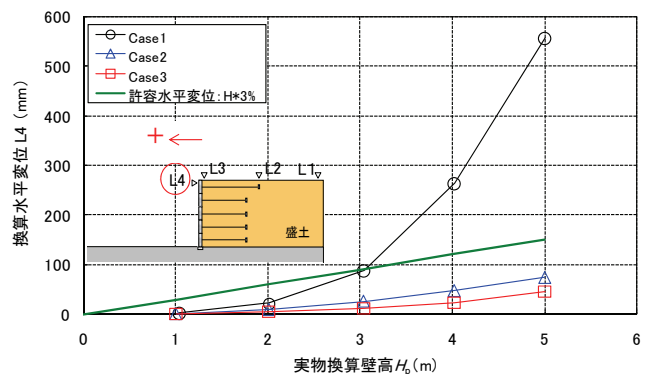


図-4 各Caseにおける補強土壁の水平変位量