

III-532

深層混合処理地盤における変位についての一考察

建設省 豊岡事務所

田中 貢

// 土木研究所 申請中

梅本 健児

小野 田 ケ ミ コ

// ○田中 信哉

1. はじめに

土木構造物を軟弱地盤上に建造する場合、地盤の安定及び、側方流動抑止等のために、深層混合処理工法による地盤改良が行われることがある。しかし、本工法は、施工機械の開発が先行したため、改良地盤の挙動及び、強度の評価法等に関して未解明な点が多く、改良地盤の側方流動抑止効果に関して多くの報告¹⁾²⁾がなされているが未だ問題点が多い。そこで、深層混合処理地盤の変位抑止効果を調べるために、遠心力载荷装置を用いた模型実験を実施した結果及び、改良地盤の変位推定の試みについて報告する。

2. 実験方法

実験モデルの概要及び、改良地盤模型を図-1に示す。改良地盤はソイルセメントとし、一軸圧縮強さ (q_u) 10kgf/cm^2 の、2次元化した壁状改良体を用い、配置は1列、2列及び、4列とした。また、2列配置

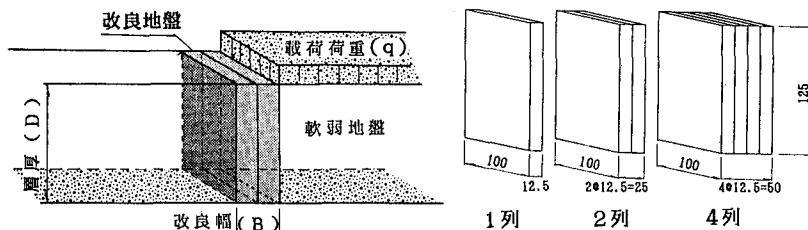


図-1 実験モデル及び、改良地盤模型の概要

においては、改良体間の摩擦の効果を調べるために、シリコン グリースを塗布して摩擦を低減した場合の実験も実施した。

軟弱地盤は、試料土（市販の粉末乾燥粘土）を含水比80%に調整した後、試料容器に投入し、予備圧密を行い、80Gの遠心力場で自重圧密させて作成した。载荷は、試料容器上部に取り付けたサンドホッパーにより、砂鉄を段階的に自由落下させて行った。

3. 実験結果

図-2に、改良体を2列配置した場合の、改良体間の摩擦を変化させた（グリース塗布のせん断抵抗は、 $\tau_g = 0.065\text{kgf/cm}^2$ ）実験結果を示す。これより、改良体の水平変位が始まる载荷段階は、ほぼ同じと考えられるが、その初期勾配は異なり、改良体間の摩擦が寄与していることが分かる。また、接縁式において、改良体に折れが確認された载荷段階は7段階目（ 0.889kgf/cm^2 ）で、以後の水平変位～荷重関係に明かな変化が見られた。

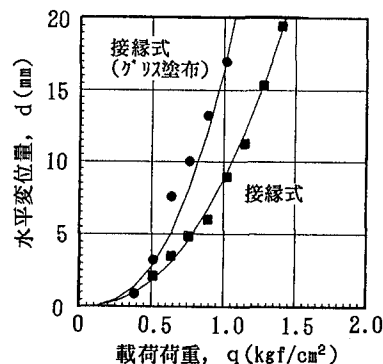


図-2 水平変位量と载荷荷重の関係

4. 変位量の推定

図-3に示すように、改良部の水平力 P に対する抵抗を改良体同士及び、改良体と地盤のずれによる抵抗と考え、かかと端を中心とした転倒に対する抵抗モーメント M_R で表す。まず、改良体頭部の水平変位量を d とした場合、深さ x 位置での改良体と地盤のずれ S_x は、 $S_x = B \cdot \sin \theta - x (1 - \cos \theta)$ ---(1)

ここに、 $\sin \theta = d/D$ 、 $\cos \theta = \sqrt{(D^2 - d^2)}/D$

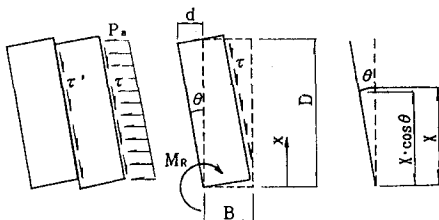


図-3 改良部の水平抵抗力

また、ずれによる抵抗は、図-4に示すような弾塑性で表されると仮定すると、転倒に対する抵抗モーメントはせん断バネ係数 k_s を用いて次式で表せる。

$\Delta S_x < S_1$ において、

$$M_R = B \int k_s \cdot \{B \cdot \sin \theta - x(1 - \cos \theta)\} dx \quad \text{---(2)}$$

$\Delta S_x > S_1$ においては、

$$M_R = B \int \tau dx = B \cdot \tau \cdot D \quad \text{---(3)}$$

以上の改良部及び、地盤とのずれによる抵抗を、 $k_s = 3000 \text{ tf/m}^3$ 、 $\tau_a = 0.3$ 、 $\tau_b = 2.0 \text{ tf/m}^2$ （地表面及び、底面での地盤のせん断強さ）及び、 $\tau_g = 0.65 \text{ tf/m}^2$ （ガリス塗布）とした場合の、2列及び、4列配置の計算結果を図-5に示す。これより、改良幅が増すと水平力 P に対する抵抗力が大きくなり、せん断抵抗の違いも表せることが分かる。しかし、その抵抗力は、4列の場合で約 0.09 kgf/cm^2 と、かなり小さい。

次に、図-6に示すように、改良体を剛体と考えて、改良体頭部の水平変位量の推定を試みた。盛土荷重 (q) による側方土圧増加 (P_s) は等分布に、 $0.7 \cdot q$ で作用すると仮定し、改良体の転倒に対する抵抗力として、受働側地盤を地盤反力 k_H のバネを持つ弾性体とする。また、改良体の自重と、改良体と地盤及び、改良体間のずれによる摩擦抵抗も考える。 k_H は地表面で0、底面で k_H とし、吉田の式³⁾を用いて自重圧密終了後のベーンせん断試験結果より求め、道路橋下部構造設計指針⁴⁾に準じた変位量に対する補正を行う。これらを、かかと端を中心とした抵抗モーメントで表す。まず、自重による抵抗モーメント M_W は、

$$M_W = W' \cdot (B/2 \cdot \cos \theta - D/2 \cdot \sin \theta) \quad \text{---(4)}$$

また、 k_H による x 位置での抵抗モーメント M_{KX} は、

$$M_{KX} = \{k_H \cdot (D-X)/D\} \cdot (d \cdot X/D)^{-1/2} \cdot (d \cdot X/D) \cdot X \quad \text{---(5)}$$

となる。これより、試算した結果を図-7に示す。改良体配置を1、2、及び、4列とした場合の実験結果と併せて示したもので、列数が増えた場合に、実験値と計算値の差が大きいたことが分かる。これは、実験では改良体間の摩擦が大きく、改良体のずれが殆ど無かったためと考えられる。図-8にブロック式の計算結果と実験結果を示す。これより、接縁式改良において、改良体間の摩擦が大きいと、改良幅が増した場合の挙動は、ブロック式に近いことが分かる。

5. おわりに

改良地盤を剛体とみなし、かかと端のモーメントの釣合いより載荷荷重と頭部の水平変位量の推定を試みた結果、接縁式改良の改良体間摩擦を地盤とのせん断強度と同じとして計算したため、不十分な結果となった。今後、改良体間の摩擦力の評価法を考える必要がある。

〈参考文献〉

- 1) 黒田・境・奈須：側方土圧を受ける深層混合処理地盤の変位推定法について、第45回年次学術講演(第3部)
- 2) 奈須・境・梅本：深層混合処理工による側方流動抑止工、第26回土質工学研究発表会
- 3) 吉田信夫：ベーン系地盤改良の原理から施工まで、土木施工 22-6 PP97~104 1981
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説

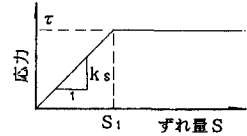


図-4 ずれ抵抗

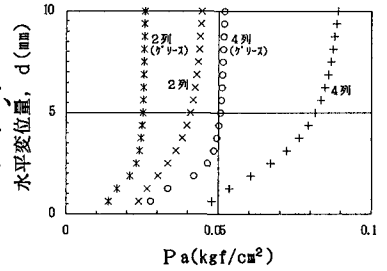


図-5 改良部及び、地盤とのずれ抵抗

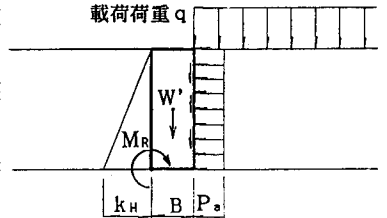


図-6 計算モデル

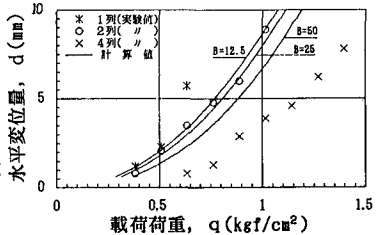


図-7 変位～荷重関係（接縁式）

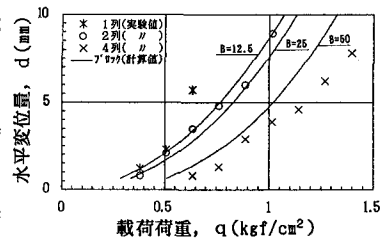


図-8 変位～荷重関係（ブロック式）