

1. はじめに

本文では、軟弱地盤内に砂杭（サンドコンパクションパイル）による改良を施された複合地盤の短期支持力問題を取り扱う。複合地盤に載荷される場合、砂杭が先にピーク強度に達し軟化を起し、その後複合地盤の最大支持力が発揮されると考えられる。そこでまず、砂と粘土の硬化・軟化を含む応力～ひずみ関係を2本の双曲線で近似し、置換率をパラメタとして組合せ、複合土の硬化・軟化型構成モデルを作成した。またひずみ軟化挙動を安定して解析するため、有限要素解析に仮想粘性法を導入した<sup>1)</sup>。以下の2つの問題について従来から用いられその妥当性が実証されつつある円弧すべり計算結果（現行設計法）と、覆らによって提案されている一般化極限解析法（GLEM）<sup>2)</sup>との比較を行った。

- ①代表的な地盤定数を想定した複合地盤において、上記三つの方法で支持力・すべり線等の比較を行う。
- ②また深度方向の最適な改良仕様を見出すため、低置換改良地盤(As = 25%)に対し上部のみ増杭を打設した地盤(As = 50%)を考え、増杭打設深さZa をパラメタにして計算を行い支持力の増加をみる。

2. 複合土の硬化・軟化型構成モデル

まず、複合地盤中の砂・粘性土の構成モデルを次式のように全応力で記述する。

砂 硬化時	$\frac{q_s}{p_s} = \frac{\gamma_s}{a_s + b_s \gamma_s} \equiv f(\gamma_s)$	砂 軟化時	$\frac{q_s}{p_s} = \chi \frac{\gamma_s}{a_s' + b_s' \gamma_s} \equiv f'(\gamma_s)$
... (1)			
粘性土 硬化時	$\frac{q_c}{p_0} = \frac{\gamma_c}{a_c + b_c \gamma_c} \equiv g(\gamma_c)$	粘性土 ピーク後	$\frac{q_c}{p_0} = \text{const} \equiv g'(\gamma_c)$

ここに、添字sは砂、cは粘土を表す。 $q = \sqrt{3/2} S_{11} S_{11}$ ,  $p = 1/3 \sigma_{kk} \delta_{11}$ ,  $\gamma = \sqrt{2/3} e_{11} e_{11}$ ,  $\gamma$ :せん断ひずみ,  $S_{11}$ ,  $e_{11}$ は偏差応力, 偏差ひずみテンソルである。今、図-1の複合要素においては、 $q_s = \sigma_{vs} - \sigma_h$ ,  $q_c = \sigma_{vc} - \sigma_h$ ,  $p_s = (\sigma_{vs} + 2\sigma_h) / 3$ ,  $p_0$ :粘性土の初期拘束圧である。

ここで図-1において次の2つの仮定を設ける。

- 仮定①:  $\sigma_h = \sigma_{hs} = \sigma_{hc}$
- 仮定②:  $\varepsilon_{1s} = \varepsilon_{1c}$  (等軸ひずみ仮定)

さらに複合要素では次式がいつでも成立している。

$$\sigma_v = A_s \sigma_{vs} + (1 - A_s) \sigma_{vc} \quad \dots (2)$$

図-1の実験の実験結果を $q \sim \gamma$ 関係で整理したのが図-2である。図によれば、 $\gamma_{SCP} = \gamma_s = \gamma_c$ 。図-1 複合土がマクロに成立している。

以上の仮定を基に $q_{SCP} = \sigma_v - \sigma_h$ ,  $p_{SCP} = (\sigma_v + 2\sigma_h) / 3$ を用いて、(2)式を変形していくと、次の複合土の構成モデルが得られる。

$$\frac{q_{SCP}}{p_{SCP}} = \frac{(3 - f(\gamma_{SCP})) (1 - A_s) g(\gamma_{SCP})}{3 - (1 - A_s) f(\gamma_{SCP})} \cdot \frac{p_0}{p_{SCP}} + \frac{3 A_s f(\gamma_{SCP})}{3 - (1 - A)} \quad \dots (3)$$

実際の解析では、せん断剛性 $G = dq_{SCP} / d\gamma_{SCP}$ , ポアソン比 $\nu = 0.499$  (等体積変形仮定)によって計算を進める。また、(3)式において $f, g$ はピーク前後で $f', g'$ に変化する。

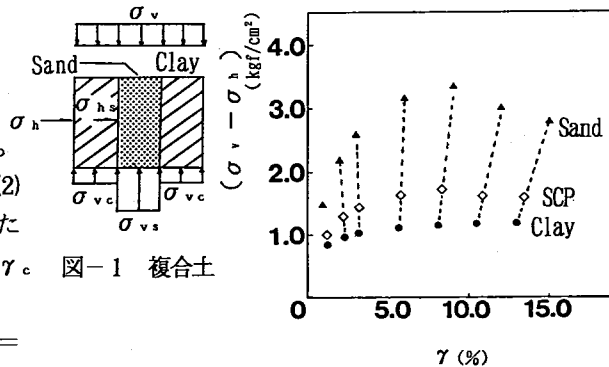


図-2 実験結果

A Bearing Capacity analysis on Composit Ground Improved by SCP :E. Ichimoto, A. Watanabe, and M. Nozu (FUDO CONSTRUCTION CO., LTD)

### 3. 複合地盤の極限支持力解析

#### ①複合地盤の代表的な断面における現行設計法, GLEM, FEMの比較

図-3に地盤条件, および現行設計法, GLEMのすべり線と支持力解を示す。FEMの支持力値と変位図を図-4に示す。

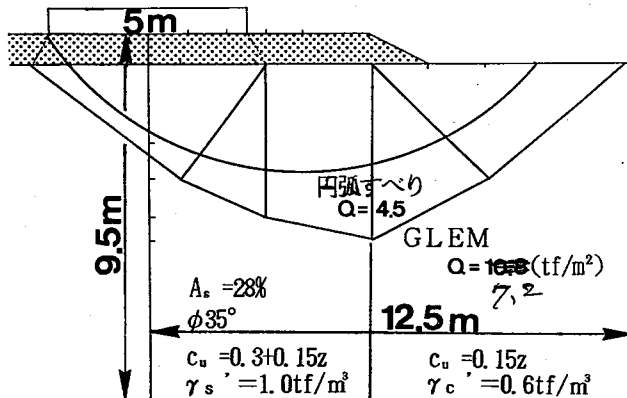


図-3 地盤条件

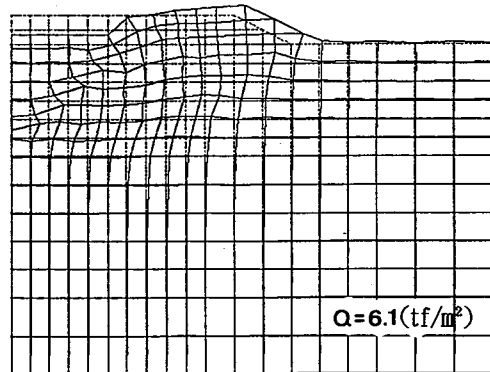


図-4 FEMの変位図

#### ②深度方向の最適な改良仕様

軟弱粘性土地盤は深さ方向に $c_u$ が増加しているのが普通である。したがってすべり破壊の破壊面は浅部を通ろうとする傾向があり、深さ方向の改良域の分布という点では、浅部の改良を重点的に行い、深さとともに置換率が減少するような断面配置が効率的であると考えられる。深度方向の最適改良仕様を求めため、図-5中の断面において上から増杭を打設し置換率 $A_s$ を50%に上げていく場合を考える。さらに増杭打設深さ $Z_a$ をパラメータにして、円弧すべり法・GLEM・FEMの3種の計算を行い、支持力の増加を比較した。その結果を図-5に示す。有限要素法の計算では、浅部改良の効果が明瞭に現れており、地表からわずか3mほど増し打ちしただけで、地盤の支持力が1.5倍以上になっている。また、荷重直下全深さ(25m)にわたって増杭を打設しても、地盤の支持力は2.5倍にしかならないのに対し、上部1/3の改良率を上げるだけで支持力は約2倍にも達しており、浅部改良は重要であることがわかる。一方、円弧すべり計算結果は、上記有限要素解析結果とは様相を異にする。すなわち、地盤の浅い部分を改良することに伴う支持力の急激な増大はみられず、浅部改良の効果は検出されない。これは、円弧すべり解析の特徴でもある最も抵抗の弱いすべり線を探査するという手法に起因すると思われる。

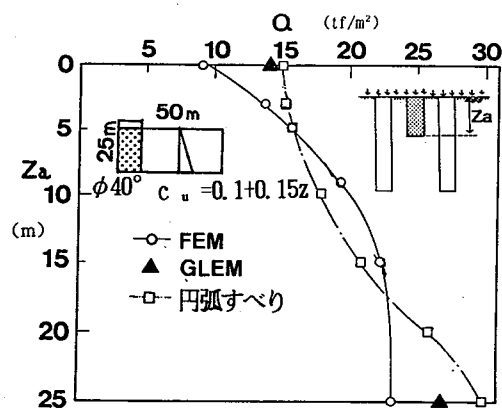


図-5 増し杭打設深さと支持力の関係

### 4. おわりに

複合地盤の支持力解析手法として新たに、砂杭の破壊を考慮した有限要素解析手法を開発し、現行設計法, GLEMの結果と比較した。また、深さ方向の最適改良仕様について考察を行い、地盤浅部の改良の効果が定量的に得られた。今後、実測値との比較を通して解析手法の妥当性, 適用性を検証する所存である。

参考文献 1) 一本・奥山・野津・太田・飯塚(1990): ひずみ軟化を示す地盤の安定と変形の解析手法, 第25回土質工学研究発表会 2) 榎・八木・一本(1989): 極限平衡法の物理的意味, 土木学会第44回年次学術講演概要集Ⅲ, pp. 964-965