

複合地盤要素の圧密時の砂杭への応力集中

STRESS CONCENTRATION ON SAND COLUMN DURING ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION OF COMPOSITE GROUND

榎 明潔*・八木則男**・矢田部龍一***

By Meiketsu ENOKI, Norio YAGI and Ryuichi YATABE

The stress and strain states of the Composite Ground composed of soft clay and sand columns during one-dimensional consolidation, are studied by experiments and numerical analyses. The experiments are carried out on a model ground which includes a sand column and clay around it. Horizontal or vertical stresses and strains in sand and clay can be obtained separately in the experiments. The analytical model for the Ground are proposed and analyzed numerically. The results from the experiments agree well with ones of the analyses. It is clarified that the behaviors of the Ground can not be explained unless taking horizontal interaction of a sand column and clay into consideration.

Keywords : composite ground, one-dimensional consolidation, stress concentration

1. 緒論

締固め砂杭で軟弱粘性土地盤を改良した複合地盤の力学的な最大の特徴は、等鉛直ひずみ条件下での砂杭への応力集中現象であり、これによって、上載荷重に対する複合地盤の支持力増加効果と圧密沈下量低減効果が有効に生じると考えられる。

ところが、このように重要な意味をもつ応力集中の機構は、この工法の普及から約30年経過した現在に至るまで明確にされていない。このため、著者らが指摘してきた¹⁾ように、現行の複合地盤の設計法は、経験的な色彩の強い、理論的には矛盾の多い方法となっている。たとえば、砂杭への鉛直応力の集中を表わす応力分担比n ($n = \Delta\sigma_{vs}/\Delta\sigma_{vc}$: $\Delta\sigma_{vs}$ は砂杭に作用する鉛直応力の土被り圧からの増分、 $\Delta\sigma_{vc}$ は杭間の粘性土地盤に作用する鉛直応力の土被り圧からの増分) に関しては影響する因子が不明のため、たとえば、 $n=3\sim 5$ などが条件にあまり関係なく用いられている。著者らは複合地盤要素(円柱状の粘土中に1本の砂杭を含み自重を無視できる

程度の厚みの要素) の一次元圧密時の応力集中の機構を実験的・塑性平衡論点に研究してきたが^{1), 2)}、ここでは一次元圧密時の複合地盤要素に対するモデルを提案し、このモデルの挙動を数値的に解析する方法と、解析結果を述べる。また、複合地盤要素に対する圧縮・圧密試験を行い数値解析結果との比較も行った。なお、この試験の特徴は砂杭の体積変化と砂杭と粘土の境界面に作用する応力の測定を可能にし、砂杭と粘土の変形形態および応力状態を明確にしたことである。

なお、砂杭の造成法には排除型(地盤土を押しのけて砂杭を造る方法)と非排除型(あらかじめ穿孔して砂杭を造る方法)があり、高置換率(後述)の締固め砂杭は前者によるのが普通で、サンドドレンの場合のみ後者によることがある。排除型による複合地盤の場合には造成時のかく乱の影響のため、初期状態が不明である¹²⁾。

本研究の数値解析法、実験法は原理的にはどちらの造成法による複合地盤にも適用できるが、ここでは非排除型の初期状態(砂杭、地盤土とともに K_0 状態)を用いているため、厳密には、得られた結論は非排除型の場合に限定される。しかし、排除型の場合でも若干の室内実験および現場観測^{15), 16)}からは、置換率によって異なるかもしれないが初期状態が K_0 と等方の中間であるという結果も得られているので、排除型の場合に対してもかなり

* 正会員 工博 愛媛大学助教授 工学部海洋工学科
(〒790 松山市文京町3)

** 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部海洋工学科(同上)
*** 正会員 工修 愛媛大学助手 工学部海洋工学科(同上)

適用できる可能性も強い。

2. 一次元圧密時の複合地盤要素のモデル化

複合地盤の応力状態を塑性平衡論的に論じた研究は、村山³⁾に始まり Aboshi et al.⁴⁾, Hughes et al.⁵⁾などいくつかみられる。たとえば村山は、砂杭と粘土との境界面に作用する応力を σ_h として、砂杭が主働破壊を粘土が受働破壊をするとして両者の破壊条件を表わす次の 2 式

$$\frac{\sigma_{vs}}{\sigma_h} = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \quad (1)$$

$$\sigma_h - \sigma_{vc} = q \quad (2)$$

から n の値として次式を示している。

$$n = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \left(1 + \frac{q}{\sigma_{vc}} \right) \quad (3)$$

ただし、 ϕ_s は砂の内部摩擦角で、 q としては粘土のクリープ破壊を考慮して一軸圧縮強度の 0.7 倍をとっていい。ただし、式 (3) における応力分担比 n は考えている深度での土被り圧も含めた応力全体について定義されているので 1. で述べた設計で用いられている n とは異なる。そこで、ここで応力全体について新たに応力分担比 n' を定義し以下では両者を区別して扱う。

ところで、これらの研究には次の 2 つの問題があった。第一は砂杭と粘土の破壊形態が主働か受働かを仮定せねばならないという問題である（主働：三軸圧縮試験の破壊形態に相当、受働：伸張試験に相当）。たとえば複合地盤要素の一次元圧密において、載荷直後の変形は、粘土は主働（非排水条件のため）であるから前述の式を適用できないことは明らかである。また、圧密完了時の粘土の変形は、体積変化を伴っているため、主働、受働の別を一概には論じられない。第二は円柱状の複合地盤要素内の応力をどのように推定するかという問題である。たとえば、粘土内の応力の推定には、しばしば内圧を受ける厚肉中空円筒の平面ひずみ状態での弾塑性解が用いられてきたが、これには松尾が指摘した⁶⁾ように自由面である地表面の存在が考慮されていないという難点があ

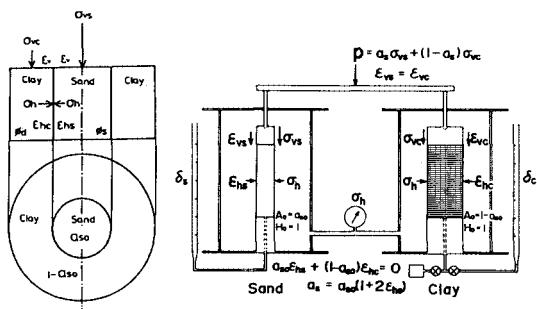


Fig. 1 Schematic diagram of Composite Ground.

Fig. 2 Proposed model for Composite Ground.

る。本研究では、圧密時の複合地盤要素を次のようにモデル化しこれらの問題を解決している。Fig. 1 は等ひずみ条件での一次元圧密時の複合地盤要素の模式図である。砂杭の鉛直ひずみを ϵ_{vs} 、側方ひずみを ϵ_{hs} 、粘土の鉛直ひずみを ϵ_{vc} ($= \epsilon_{hs} = \epsilon_v$)、半径方向のひずみを ϵ_{rc} 、円周方向のひずみを ϵ_{oc} とすると砂と粘土の体積ひずみ δ_s 、 δ_c は、次式で求められる。

$$\delta_s = \epsilon_v + 2 \epsilon_{hs} \quad (4)$$

$$\delta_c = \epsilon_v + (\epsilon_{rc} + \epsilon_{oc}) \quad (5)$$

ϵ_{rc} と ϵ_{oc} は r の関数である。ところが複合地盤要素の断面積を A 、砂杭の初期断面積を A_{so} 、粘土の初期断面積を A_{co} 、置換率を a_{so} ($= A_{so}/A$) とすると Fig. 1 より

$$\int_{A_{so}} \delta_s dA + \int_{A_{co}} \delta_c dA = A \epsilon_v \quad (6)$$

である。ここで、リング状の粘土内の ϵ_{rc} 、 ϵ_{oc} を平均的な水平方向のひずみ ϵ_{hc} と簡略化して表わす、すなわち、次式の ϵ_{hc} を定義すると、

$$\epsilon_{hc} = \frac{1}{A_{co}} \int_{A_{co}} (\epsilon_{rc} + \epsilon_{oc}) dA \quad (7)$$

ϵ_{hc} と ϵ_{hs} には式 (6) より次の関係がある。

$$\epsilon_{hc} = \frac{a_{so}}{1 - a_{so}} \epsilon_{hs} \quad (8)$$

ここで強引ではあるがリング状の粘土が軸ひずみ ϵ_v 、側方ひずみ ϵ_{hc} を与えられた三軸試験の供試体と同じと考えると、複合地盤要素は Fig. 2 に示すモデルに変換される。すなわち、側圧 σ_h が砂杭と粘土の相互作用によって決まるような断面積の異なる 2 つの三軸試験の供試体に等しい鉛直ひずみを与えるというモデルである。ただし、Fig. 2において両三軸セル内の液体の出入りは ϵ_{vs} および ϵ_{hc} のみによって決まり、 ϵ_{vs} および ϵ_{vc} には影響されない。また、 σ_{vs} および σ_{vc} はピストンのみから与えられ、液圧には影響されないとする。

3. 複合地盤要素モデルの定性的挙動

前述した複合地盤要素モデルの応力状態を変形状態（ひずみ状態）から推定する方法を用いることにより、複合地盤要素の挙動を定性的に論じることができる。まず、初期置換率 a_{so} 、および砂杭と粘土のダイラタンシーや圧密による体積圧縮 δ_s 、 δ_c 等の大小が n' の存在範囲に与える影響を調べてみる。

載荷直後には $\delta_c = 0$ だから少しでも鉛直ひずみ ϵ_v が生じたら粘土は主働状態である。一方、砂杭は $\epsilon_v - \epsilon_m$ (ここで $\epsilon_m = (\epsilon_v + 2 \epsilon_{hs})/3$) の正負によって主働・受働の別がわかるが、 $\epsilon_{hc} = -\epsilon_v/2$ と式 (8) より、 $0 < a_{so} \leq 1/3$ で受働、 $1/3 \leq a_{so} < 1$ で主働となり、 $0 < a_{so} \leq 1/3$ では

$$\frac{1 - \sin \phi_s}{1 + \sin \phi_s} \cdot \frac{1}{1 + 2 c_u / \sigma_h} \leq n' \leq 1 \quad (9)$$

$1/3 \leq a_{so} < 1$ では

$$\frac{1}{1+2c_u/\sigma_h} \leq n' \leq \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \quad \dots \dots \dots (10)$$

を得る。ただし、載荷直後の鉛直ひずみは一般に微小であるから c_u や ϕ_s のモビライズの程度は小さく、 n' が主働・受働の限界値をとることはないであろう。また、圧密完了時には $\delta_s < \delta_c$ で $\delta_s = 0$ と近似できるなら、 $0 < a_{so} \leq 2/3$ で、

$$\frac{1-\sin\phi_d}{1+\sin\phi_d} \leq n' \leq \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \quad \dots \dots \dots (11)$$

$2/3 \leq a_{so} < 1$ で、

$$1 \leq n' \leq \frac{(1+\sin\phi_d)(1+\sin\phi_s)}{(1-\sin\phi_d)(1-\sin\phi_s)} \quad \dots \dots \dots (12)$$

を得る。ここで、 c_u は粘土の非排水せん断強度、 ϕ_s 、 ϕ_d は砂と粘土（排水条件）の内部摩擦角である。なお、密な砂のようにせん断によって δ_s が膨張側の大きな値をとる場合には式 (11) と (12) の境界となる a_{so} が $2/3$ より小さくなることは明らかである。

以上の考察から通常問題にされる圧密完了時の n' については次の推定ができる。

- (1) 砂杭が主働、粘土が受働変形をする場合が大きな n' を得る。
- (2) a_{so} が大きいほど、また、砂のダイラタンシーが大きいほど粘土の変形が受働に近付くために n' は大きい。
- (3) ϕ_d 、 ϕ_s 、 c_u 等の強度定数が大きいほど n' は大きい。

なお、ここで述べたように変形状態から応力状態が確定できるのは、厳密には砂杭および粘土が初期に等方応力状態である場合に限られる。

4. 複合地盤要素モデルの定量的挙動

ϕ_d 、 ϕ_s 、 c_u 等の強度定数の動員の度合がひずみの大きさに関係すると考える、すなわち、砂と粘土の応力～ひずみ関係を導入することによって、一次元圧密時の砂と粘土の応力、ひずみの状態を数値的に解析することができる。たとえば、排水条件での解析に中井・松岡⁷⁾の 3 主応力の空間で平均的に土粒子が最も滑動しやすい面を表わす SMP 上での応力～ひずみ関係を用いた場合には、砂杭の鉛直ひずみ、水平ひずみ、粘土の鉛直ひずみ、水平ひずみそれぞれの増分に対して次の式が 4 通り書ける（添字 i として vs, hs, vc, hc を形式的に入れればよい）。

$$d\varepsilon_i = d\varepsilon_i^s + d\varepsilon_i^f = (a_i \cdot d\varepsilon_{smp}^{*s} + b_i \cdot d\gamma_{smp}^{*s}) + \left[\frac{0.434 C_c}{3(1+e_0)} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \cdot a_i \cdot d\varepsilon_{smp}^{*c} + b_i \cdot d\gamma_{smp}^{*c} \right] \quad \dots \dots \dots (13)$$

ここで、 a_i 、 b_i は SMP 法線の方向余弦などの応力状

Table 1 Properties of soils.

	Sand		Clay
	Dense	Loose	
e_0	0.68	0.80	—
C_c	1.56×10^{-2}	1.82×10^{-2}	2.34×10^{-1}
C_s	0.97×10^{-2}	1.10×10^{-2}	3.2×10^{-2}
$\phi(\text{cmp})$	40°	35°	34°
λ^*	0.9	0.9	—
μ^*	0.27	0.42	—
μ^{**}	0.41	0.60	—
γ_s^*	0.1%	0.3%	3.3%
C_s^*	0.066%	0.001%	0.0%
σ_m	1.0 kgf/cm^2	1.0 kgf/cm^2	—

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$$

態に関係する係数である。 $d\varepsilon_{smp}^{*s}$ 、 $d\gamma_{smp}^{*s}$ 、 $d\varepsilon_{smp}^{*c}$ 、 $d\gamma_{smp}^{*c}$ は応力および応力増分の関数である。

さらに、上載荷重 dp の砂杭と粘土への分配を表わす次式がある。

$$dp = a_s d\sigma_{vs} + (1-a_s) d\sigma_{vc} \quad \dots \dots \dots (14)$$

ここで、 a_s は砂杭の変形による置換率の a_{so} からの変化を考慮した、ある時点での置換率で次式で表わされる。

$$a_s = a_{so}(1-2\varepsilon_{hs}) \quad \dots \dots \dots (15)$$

これらに式 (8) を加えた合計 7 個の式は $\varepsilon_v (= \varepsilon_{vs} = \varepsilon_{vc})$ 、 ε_{hs} 、 ε_{hc} 、 σ_{vs} 、 σ_{vc} 、 σ_h 、 a_s の 7 変数を未知数とする 7 元非線形連立方程式であるから解くことができる。以下の数値解析においては次節で述べる実験で用いた藤の森粘土および豊浦標準砂に対応した Table 1 に示す物性定数を用いた。また、非線形連立方程式の数値解析においては Newton-Raphson 法に基づいた反復法を用いて、1 ステップ ($0.01 \text{ kgf/cm}^2 = 0.98 \text{ kPa}$) の載荷圧力の増分に対して式 (13) で求めた各ひずみ増分が 10^{-4} %以下の変化量となったら収束したと判定している。なお、粘土および砂杭は初期に K_0 状態にあると仮定して計算を行っている。数値解析の詳細は参考文献 8) を参照されたい。

このような複合地盤要素の圧密時の挙動の数値解析は村山・末松・松岡ら^{9), 10)}が以前に試みており、本解析と異なる点は、粘土内のひずみを半径の関数と扱っていること、松岡¹¹⁾の 3 主応力の空間でそれぞれ 2 主応力から求めた平均的に土粒子が最も滑動しやすい 3 個の平面を表わす CMP を用いた応力～ひずみ関係を用いていること等である。また、後述するような実験値との比較やストレスパスについての考察もないで、ここでもう一度類似の解析を行い結果を論じることは意味あると考えられる。

5. 複合地盤要素に対する一次元圧密試験の方法

本試験の特徴は砂杭の体積変化の測定（砂杭と粘土の側方ひずみも計算で求められる）を可能にし、従来仮定

されていた主働・受働の別を変形形態から調べられること、また、砂杭と粘土の境界面に作用する応力を調べられることである。実験に用いた装置は Fig. 3 に示す内径 12 cm、高さ 11 cm の円形土槽で、内部に直径 5 cm の砂杭を設置する。また初期置換率 a_{so} (砂杭面積/土槽面積) を変えるには砂杭の直径を変えず、土槽の内径を小さくしているが、 a_{so} が 0.8 のように大きい場合にはドーナツ状の粘土の厚さが極端に薄くなり実験が不可能なので、 $a_{so}=0.168$ (土槽内径 12 cm のとき) と $a_{so}=0.335$ (土槽内径 8.6 cm のとき) の二通りのみの実験となっている。砂杭は三軸試験のように上下をキャップとペデスタル (土槽の底盤に埋込まれている) で挟まれゴムスリーブで被われている。このため砂杭の体積変化は独立して測定することができる。ゴムスリーブの中央部は二重になって薄い水の層を挟んでおり、この水の層に生じた水圧をビニールパイプで外部に導いて測定することで砂杭と粘土の境界面に作用する応力 σ_h を知ることができる。ゴムスリーブの外には排水用のドレーンペーパーを巻き、粘土は放射状排水をさせた。

載荷は空圧シリンダーの推力を砂杭部分はキャップに、粘土部分はドーナツ状の剛性板に与えて等ひずみ条件で行った。そしてキャップにかかる荷重を別にロードセルで測定してそれにかかった荷重を求めた。砂杭の側方ひずみはペデスタルからの排水量と軸ひずみから、粘土の側方ひずみは砂杭の側方ひずみから式 (8) で求めた。使用した試料は藤の森粘土および豊浦標準砂で、まず砂杭の代わりに 5 cm 径の鋼棒を入れた土槽に練り返した粘土を入れ初期圧密圧力 σ_{co} (0.5, 1.0, 2.0 kgf/cm²) で圧密したのち、鋼棒を取り出して高さを 11 cm とし、砂杭 ($e_{so}=0.68, 0.80$) を作成し複合地盤要素とした。この粘土の予圧密時の $e-\log p$ 関係が標準圧密の場合と大差ないことから、土槽内面と粘土との摩擦の影響はあまりないと考えられる。そして、原則として、粘土に元の σ_{co} を与え、粘土・砂杭の両方が K_0 状態となるようにしてしばらく落ち着かせてから、載荷圧

力の一段階の増加量 Δp を 0.5 kgf/cm² として一次元圧密試験を行った。ただし、この初期条件を正確に設定することは難しいので、後述の実験結果にはかなり異なる初期条件のものも含んでいる。このような初期条件を選んだのは既知の状態から試験を始めるためだけでなく砂杭の上面とキャップの接触状態が試験結果に影響するのを防ぐためでもある。しかし、この初期条件は実際の複合地盤の条件とは異なる可能性がある¹²⁾。

6. 複合地盤要素の一次元圧密についての実験と数値解析の結果

(1) 各種の応力とひずみ

実験条件の組合せの中で最も硬い複合地盤に相当する、初期置換率 $a_{so}=33.5\%$ 、粘土の初期圧密圧力 $\sigma_{co}=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、砂杭の初期間隙比 $e_{so}=0.68$ の場合の実験と数値解析の結果を Fig. 4(a), (b) に示す。また、逆に最も軟らかい複合地盤に相当する、 $a_{so}=16.8\%$ 、 $\sigma_{co}=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $e_{so}=0.80$ の場合の実験と数値解析の結果を Fig. 5(a), (b) に示す。横軸 Δp は初期圧密圧力からの增加上載圧、縦軸は砂杭に作用する鉛直応力 σ_{vs} 、粘土に作用する鉛直応力 σ_{vc} 、境界面に作用する水平応力 σ_h 、砂の主応力比 σ_{vs}/σ_h 、粘土の主応力比 σ_{vc}/σ_h 、鉛直ひずみ ϵ_v 、砂杭の体積ひずみ δ_s 、粘土の体積ひずみ δ_c 、さらに砂杭への応力の集中を表わす応力分担比 n より n' であり、数値解析の排水条件に対応した圧密終了時の値である。また、図には後述する慣用計算法による鉛直ひずみ ϵ'_v も示した。

両図から数値解析と実験の結果は実験精度を考えると定量的にもほぼ一致しており Fig. 2 のモデル化は妥当であると考えられる。

ϵ_v は Fig. 4 の方が Fig. 5 よりかなり小さいのは当然であるが、ともに慣用計算法による計算値より小さい。

鉛直応力 σ_{vs} 、 σ_{vc} 、水平応力 σ_h はともに Δp の増加に対しほぼ直線的に増加する。しかし、砂の主応力比 σ_{vs}/σ_h は小さな Δp でほぼ主働破壊状態に対応した値に近づきその後はほぼ一定値をとるのに対し、粘土の主応力比 σ_{vc}/σ_h は初期の値から若干の低下を示し、わずかではあるが、受働状態に向かっている (Fig. 5(a) では再び主働側へ向かっているが初期条件の影響であろう)。

応力全体についての応力分担比 n' は Δp の増加に対し砂の主応力比 σ_{vs}/σ_h とほぼ同じ傾向で変化している。これは、これらの条件下では砂杭への応力集中がほとんど砂杭の応力状態 (破壊条件) で決まっていることを意味している。初期圧密圧力からの応力増分についての応力分担比 n は Δp が小さい間は大きいが、やがて当然 n に漸近する。もちろん、 n' 、 n ともに砂杭が密なほど大きい。 n は Δp が小さい間を除けば一般に使われてい

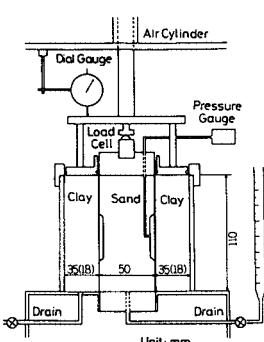


Fig. 3 One-dimensional consolidation apparatus.

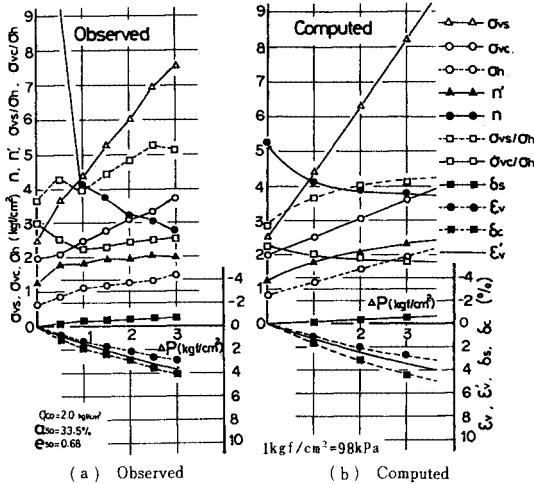


Fig. 4 Stresses and strains in hard Composite Ground during consolidation.

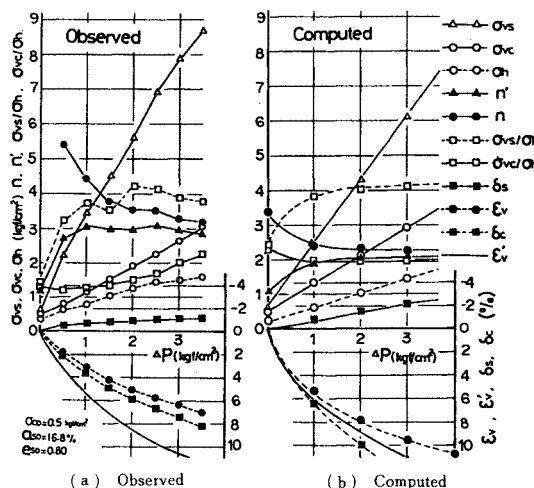


Fig. 5 Stresses and strains in soft Composite Ground during consolidation.

る3~5の範囲にほぼ入る。

砂杭の体積変化は、 Δp の増加に対し三軸圧縮試験の場合と似た傾向をみせるがその増加量は比較的小さい。これは、拘束圧 σ_h の増加による体積減少が同時に生じたためである。一方、粘土の体積変化は鉛直ひずみによるものより大きく、砂杭の膨張によって側方からも圧密されたことがわかる。

各種の要因が複合地盤要素の一次元圧密挙動に与える影響を数値解析の結果から考えると次のとおりである。

<置換率 a_{so} の影響>

置換率 a_{so} の影響を調べるために $\sigma_{v0}=1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $e_{so}=0.68$ で a_{so} のみを 10, 40, 80% の 3 通りに変化させたときの解析結果を Fig. 6, 7, 8 に示す。なお、

Fig. 7 は以後の比較の基準としている。

a_{so} の増加とともに沈下量が減少するのは当然である。 a_{so} が大きいほど粘土の状態が主働から受働へ向かう、換言すると砂杭の側方拘束が強まり砂杭が破壊にくくなる。そのため、砂と粘土の主応力比と n' , n は Δp の増加に対して緩慢に限界値に近づく。

砂杭の体積変化の傾向もこれを裏づけており a_{so} が大きいほどダイレイテンシーによる膨張を等方圧の増加による収縮が打ち消すため膨張量が少なくなる。

したがって a_{so} が 80% のように大きい場合砂杭と粘土の両方の破壊状態に対応する応力分担比 n' の最大値は式 (12) のように非常に大きな値となるが、実際にはそれほどの載荷を行わないから、載荷とともに n' も n も増加する。

なお、 a_{so} が 80% の場合でも沈下に対応する複合地盤

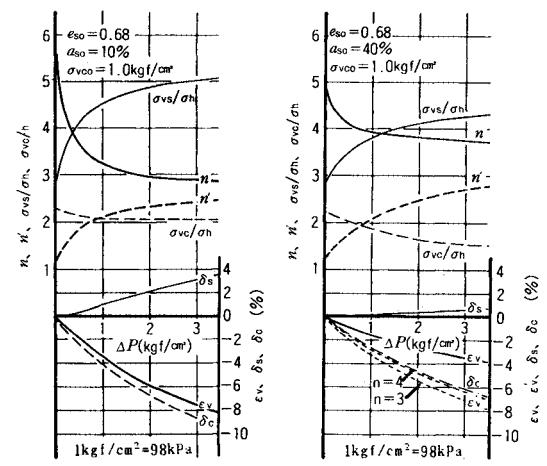


Fig. 6 Calculated values for low a_{so} .

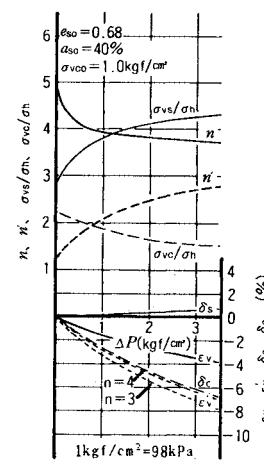


Fig. 7 Calculated values for medium a_{so} .

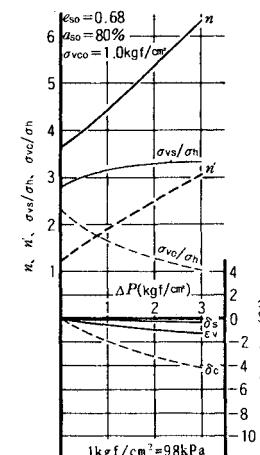


Fig. 8 Calculated values for high a_{so} .

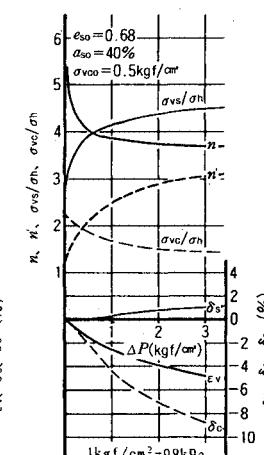


Fig. 9 Calculated values for low σ_{v0} .

の体積変化 $\epsilon_v \times 1$ の主要な成分を粘土の体積変化 $\delta_c \times (1 - a_{so})$ が占めていることは興味深い。

<初期圧密圧力 σ_{co} の影響>

Fig. 9, 10 に Fig. 7 と同条件で粘土の初期圧密圧力をそれぞれ $0.5, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ に変えたときの同様のグラフを示す。初期圧密圧力が小さいほど沈下量（鉛直ひずみ）が大きい。体積変化についても、粘土は初期圧密圧力が小さいほど大きな減少を示す。一方、砂杭は初期圧密圧力が小さいほど大きな増加を示している。これは粘土の初期圧密圧力が大きいほど粘土の圧縮性が小さいので砂杭に対する側方拘束が増すためである。この側方拘束の大小に対応して砂の主応力比は粘土の初期圧密圧力が小さいほど載荷圧力に対し急激に増加して破壊状態に至る。一方、粘土の主応力比は砂杭の側方膨張により初めの K_0 状態から等方状態に近づくが初期圧密圧力が小さいほど載荷圧力の増加に対し急激に近づく。応力分担比 n' は砂の主応力比を粘土の主応力比で割った値なので、上述の理由から粘土の初期圧密圧力が小さいほど載荷圧力の増加とともに急激に増加して砂の破壊状態に對応した 4.5 度の値に至る。

増加応力についての分担比 n は初期圧密圧力が小さいほど載荷圧力の増加とともに急激に減少して n' に漸近する。

<砂杭の間隙比 e_{so} の影響>

Fig. 11 に Fig. 7 と同条件で砂杭の間隙比のみを緩詰め ($e_{so}=0.8$) に変えたときの同様のグラフを示す。

同じ載荷圧力に対する沈下量（鉛直ひずみ）は、この条件では砂杭の間隙比によってあまり大きな影響を受けず、密詰めの場合が緩詰めの場合より 2 割程度小さいとどまっている。また、緩詰めの場合でも Fig. 11 に示

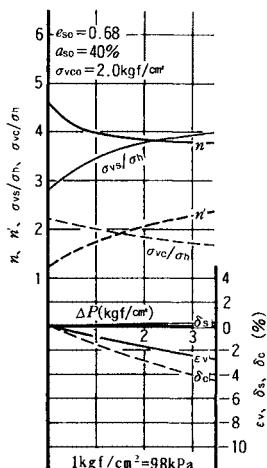


Fig. 10 Calculated values for high σ_{vco} .

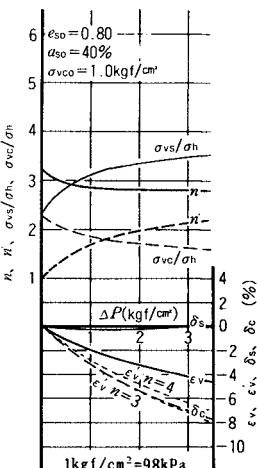


Fig. 11 Calculated values for low e_{so} .

したように従来の設計法による値とは大きく異なる。

載荷圧力の増加に従いどちらの場合も砂杭は破壊状態に達し、砂の主応力比は密詰めの場合 4.5、緩詰めの場合 3.7 に達する。一方、どちらの場合も粘土の主応力比は砂杭の側方膨張により初めの K_0 状態からほぼ同じように等方状態に近づく。

応力全体についての分担比 n' は緩詰めの場合は密詰めの場合の 8 割程度である。

(2) ストレスパス

Fig. 12, 13 に載荷に伴う砂と粘土のストレスパスについての実験・解析結果の一部を示す。これらから、 a_{so} が大きいほど、砂杭のダイレイタンシーが大きいほど、粘土の初期圧密圧力が小さいほど、粘土は載荷により主働破壊状態から遠ざかること、砂杭の応力状態は載荷直後からほぼ破壊線上を走ることなどがわかる。

(3) 経時変化

以上の考察は 0.5 kgf/cm^2 ステップの載荷圧力増加の

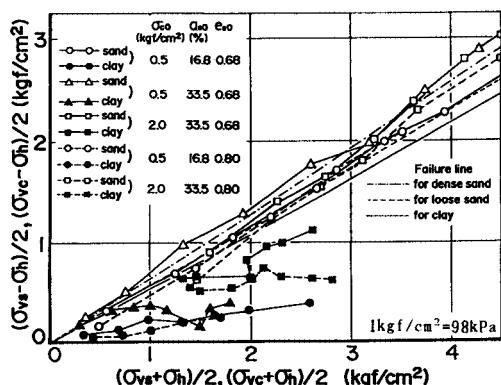


Fig. 12 Observed stress paths of sand and clay in Composite Ground during consolidation.

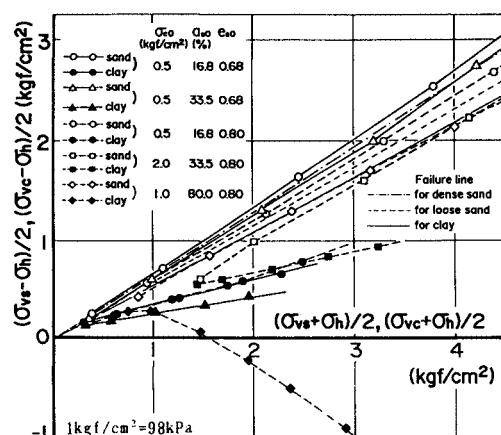
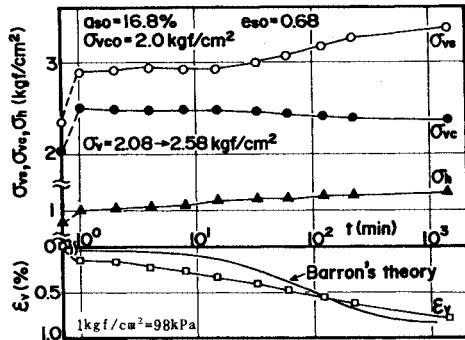


Fig. 13 Calculated stress paths of sand and clay in Composite Ground during consolidation.

Fig. 14 Changes of σ_{vs} , σ_{vc} , σ_h and ϵ_v during consolidation.

圧密終了時の応力状態に関するものであるが、各段階での圧密進行に伴う応力状態の変化について考える。Fig. 14 に $a_{s0}=16.8\%$, $\sigma_{c0}=2.0 \text{ kgf/cm}^2$, $e_{s0}=0.68$ の場合の実験の第1段階の載荷 (0.5 kgf/cm^2) に対応した応力状態の経時変化を示す。図中の時刻 0 での値は載荷前のものである。式(9)で推定したとおり、粘土が非排水条件と考えられる載荷直後にはそのステップの上載圧の増分は粘土部分に応力集中するが、圧密の進行に従って砂杭へ応力集中していくため、 σ_{vc} は減少傾向を σ_{vs} は増加傾向をたどる。時間～沈下曲線と同じものである ϵ_v の経時変化は、図中に示したように Barron のサンドドレーン理論で表わされるものより圧密初期で速く、終期で遅いが、全体としては Barron の理論で計算してもよいようである。ただし、この計算ではドレンーペーパーを用いた三軸圧密時の水平方向圧密係数 c_h を用いている。

7. 慣用計算法の問題点

従来の複合地盤の設計法は、普通、排除型の砂杭を用いた複合地盤で用いられているが、その設計理論では複合地盤の初期状態やかく乱の影響を積極的に取り上げておらず、せいぜい定数の選択時に考慮する程度である。すなわち、非排除型の砂杭を用いた複合地盤の設計法と原理的な相違はない。したがって、前章の実験・解析結果が適用できるのは厳密には非排除型の場合に限定されるが、この結果と慣用設計法の基本的な考え方を比較して慣用設計法の問題点を考えることも意味のあることである。

まず、圧密沈下量の推定に関しては、慣用計算法は次の仮定に基づいている。

(1) 粘土の鉛直方向の一次元圧密のみを考慮し、対象とする応力は粘土の鉛直応力 σ_{vc} のみである。

(2) 粘土の鉛直応力 σ_{vc} は次式で求められる。

$$\sigma_{vc} = \mu_c \cdot \Delta p \quad \dots \dots \dots (16)$$

ただし、 μ_c は砂杭打設による粘土部分への応力の低減

を表わす率で、式(14)の増分形から、 $\mu_c = 1/(1+(n-1)a_s)$ と求められる。

(3) n は経験的に初期置換率 a_{s0} に対応して、たとえば、 $a_{s0} \leq 0.3$ で 3~5, $0.3 < a_{s0} \leq 0.7$ で 1~3, $a_{s0} > 0.7$ で 1 などが用いられる。

(4) 沈下に伴う幾何形状の変化（砂杭の断面積の増加、 a_s の増加など）は考慮しない。

そして、通常の一次元圧密と同様に $e \sim \log p$ 関係または体積圧縮係数 m_v を用いて沈下を求めており、ここで、6. での比較に用いた式を示す。

$$e_v = \frac{C_c}{1+e_{c0}} \log \frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vc0}} \quad \dots \dots \dots (17)$$

n の値については、砂杭の間隙比 e_{c0} 、初期置換率 a_{s0} などだけでなく、粘土の初期圧密圧力（一般には土被り圧） σ_{vc0} や荷重増分の大きさ Δp に影響されることは 6. で述べたとおりである。

ところで、Fig. 4, 5 に示された鉛直ひずみの慣用計算法による計算値と実測あるいは解析値を比べると計算値がかなり大きいことが明らかである。しかも、この計算値が実測あるいは解析で求めた n を用いて計算されていることを考慮すると慣用計算法で特に問題なのは n の値よりは仮定(1)と(4)であると考えられる。しかし、砂杭の側方変形を厳密に考慮して粘土の三次元圧密を解くには、たとえば 4. で述べたようなかなり面倒な計算が必要でありこれは実用的でない、理論的にも許容でき、しかも実用的な複合地盤の圧密沈下量計算法の開発が今後の課題である。

なお、複合地盤上の盛土などの実測沈下量が慣用計算法による計算値とかなり一致しているという報告がよくみられるが¹³⁾、これは排除型の造成法に起因する初期応力状態等の影響、 n 、 C_c 、軟弱層厚などの圧密に関する諸定数の選択と過不足が打ち消しあった結果ではないかと考えられる。

次に、複合地盤のせん断抵抗 s については従来の慣用計算法はすべり面上で直接せん断が生じると仮定し砂杭と粘土のせん断抵抗を面積比例で加えた次式を用いる¹⁴⁾。

$$s = a_{s0}(\gamma_s z + \mu_s \Delta p) \tan \phi_s \cos^2 \theta + (1-a_{s0})c_u \quad \dots \dots \dots (18)$$

ここで、 $\gamma_s z$ は土被り圧、 $\mu_s \Delta p$ は砂杭への載荷圧力の集中を示し $\mu_s = n/(1+(n-1)a_{s0})$ 、 θ はすべり面が水平面となす角度、 c_u は粘土の非排水せん断強度である。

式(18)では砂杭への応力集中の度合いが強く n が大きいほど複合地盤のせん断抵抗 s が増加する。しかし、すべり面において面を拘束した直接せん断的な破壊が生じないで、単純せん断などのように面を拘束しない要素としての破壊が生じるとすれば、全く逆になる。すなわち、この式は砂杭への応力集中の度合いが大きいほどせん断抵抗が増加するが、実際にはそれが必ずしも成り立たない。

ち、6.(2)で述べたように、圧密中の砂杭への応力集中によって n が大きい場合ほど砂杭は破壊状態に近く、さらに付加されるせん断応力にはほとんど抵抗できることになる。

この問題は実際のせん断メカニズムに対する調査や複合地盤要素に対する注意深いせん断試験によって解決する必要がある。

なお、式(18)を設計に用いた盛土などで事故がほとんどないことによりこの式の妥当性を論じることには意味が少ないと考えられる。なぜなら、式(18)では実際にはゼロとは考えられない鉛直すべり面のせん断抵抗をゼロとしているし、強度定数 ϕ_s 、 c_u などもかなり安全側の値が用いられ、さらに安定解析法も安全側の安全率を与える Fellenius 法が用いられることが多いからである。

8. 結 論

等ひずみ条件での一次元圧密時の複合地盤要素の挙動を実験と数値解析によって調べ、砂、粘土それぞれの変形状態、応力状態を明らかにした。また、複合地盤の挙動を特徴づける砂杭への応力集中を表わす応力分担比に影響する要因を調べた。この結果、砂杭と粘土が一次元的変形でなく三次元的変形をしており、両者の相互作用を抜きにしては挙動を論じられないことが明らかになった。そして、次の結論が得られた。

(1) 複合地盤要素は Fig.2 の力学モデルに置き換えることが可能である。

(2) 粘土の側方ひずみ ϵ_{hc} は砂杭の側方ひずみ ϵ_{hs} に $-a_{so}/(1-a_{so})$ を乗じて得られるから、初期置換率 a_{so} や砂のダイレイタンシーが大きいほど、粘土の変形は主働から受働に近づく。

(3) 載荷圧力の増加に伴う砂杭への応力集中により、砂杭は急速に破壊状態に近づく。一方、粘土は置換率および砂のダイレイタンシーが小さいときにはほぼ K_0 状態を維持するが、それらが大きいときには受働破壊状態にまで至る。

(4) 土被り圧からの増加応力についての応力分担比 n は載荷圧力の増加とともに減少してやがて一定値に落ち着く。一方、応力全体についての応力分担比 n' は載荷圧力の増加とともに増加してやがて一定値に落ち着く。一定値に落ち着くのは砂杭が破壊するからである。

(5) こうして落ち着いたときの n 、 n' の値は砂の ϕ_s 、初期置換率が大きいほど大きい。

(6) 粘土の初期圧密圧力が小さいほど圧縮性が高く沈下が大きいため、砂杭は早く破壊に近づく。

さらに、複合地盤に対する従来の慣用設計法とこれらの結果を比較すると次の問題が明らかになる。

(1) 圧密沈下についての慣用計算法は過大な沈下量を与える。

(2) 砂杭は圧密中に破壊状態に近づいているので、せん断抵抗についての慣用計算法の考え方はせん断面を拘束しないせん断メカニズムに対しては危険となる可能性がある。

(3) 従来一定と扱われている n の値は、砂杭の間隙比 e_{so} 、初期置換率 a_{so} などだけでなく、粘土の初期圧密圧力（一般には土被り圧） σ_{vco} や荷重増分の大きさ Δp に影響される。

これらの問題についての実用的な解決法の開発は今後の課題である。

中井・松岡の応力～ひずみ関係を用いるにあたっては、両氏の懇切なご協力を得た。ここに、感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 八木則男・榎 明潔・矢田部龍一：砂杭を用いた複合地盤の力学特性に関する模型実験、複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集、pp.147～152、1984.
- 2) 榎 明潔・八木則男・矢田部龍一・彦坂章仁：複合地盤要素の圧密時の砂杭への応力集中、第20回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1649～1650、1985.
- 3) 村山朔郎：粘性土に対するバイブル・コンポーザー工法の考察、建設の機械化、No.150、pp.10～15、1962.
- 4) Aboshi, H. et al. : The "Compozer", A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns, Proc. 1st. ICRS, pp.211～216, 1979.
- 5) Hughes, J. M. O. et al. : A Field Trial of the Reinforcing Effect of a Stone Column in Soil, Geotechnique, Vol. 25, No. 1, pp.31～44, 1975.
- 6) 松尾 稔：引揚力を受ける基礎と複合地盤の支持力に関する研究、京都大学学位論文、1969.
- 7) 中井照夫・松岡 元：任意応力経路下の土の変形挙動に関する統一的解釈、土木学会論文報告集、第306号、pp.23～34、1981.
- 8) 榎 明潔・八木則男・矢田部龍一：複合地盤要素の圧密挙動の数値解析、愛媛大学工学部紀要、第11巻1号、pp.343～352、1986.
- 9) 村山朔郎・末松直幹・松岡 元：砂柱の応力～ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析、第7回土質工学研究発表会発表講演集、pp.399～402、1972.
- 10) 村山朔郎・松岡 元・加茂一郎：砂柱の応力～ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析（第2報）、第8回土質工学研究発表会発表講演集、pp.407～410、1973.
- 11) Matsuoka, H. : Stress-Strain Relationships of Sands Based on the Mobilized Plane, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 41～61, 1974.
- 12) 榎 明潔・八木則男・矢田部龍一：複合地盤のせん断性に関する一考察、土木学会第40回年次学術講演会講演

- 概要集, pp. 597~598, 1986.
- 13) 粟原則夫・柄木 博: 実測値からみた S.C.P. による複合地盤の変形特性, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 135~138, 1984.
- 14) 曽我部隆久: サンドコンパクションパイプ工法の設計・施工の技術的課題, 土木学会第 36 回年次学術講演会研究討論会資料, pp. 39~50, 1981.
- 15) 木村 保ほか: コンパクションパイプ打設地盤の K_0 値について, 第 21 回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1863~1866, 1986.
- 16) 末松直幹・竹原有二: 基礎のための地盤改良工法, 橋梁と基礎, Vol. 11, No. 12, pp. 21~25, 1977.
(1986. 5. 24・受付)