

# 差分法と有限要素法によるサンドドレーンの一次元圧密解析

飯沼 孝一<sup>\*1</sup> 杜 磊<sup>\*2</sup> 赤石 勝<sup>\*3</sup> 杉山 太宏<sup>\*4</sup>

## One-Dimensional Consolidation Analysis for Sand Drains Calculated with Finite Difference Method and Finite Element Method

by

Koichi IINUMA<sup>\*1</sup>, Lei DU<sup>\*2</sup>, Masaru AKAISHI<sup>\*3</sup> and Motohiro SUGIYAMA<sup>\*4</sup>

(Received on Sep.30, 2013 and accepted on Jan.9, 2014)

### Abstract

In order to accelerate the process of consolidation settlement for the construction of structures on soft ground, the convenient and useful technique of building sand drains can be used. Barron (1948) presented and studied the two extreme cases of free strain and equal strain and showed that the average consolidation obtained in these cases is nearly the same. Therefore, it is said that the approximate solution based on the equal strain hypothesis gives satisfactory results compared to the rigorous free strain hypothesis. In this paper, the influence on the consolidation time curve by means of two extreme cases and the stiffness of sand drains is examined by both the laboratory test of sand drains and the numerical analysis using a finite difference method and a finite element method.

**Keywords:** Sand drains, One-dimensional consolidation analysis, Equal strain, Free strain, Stress concentration

### 1. 緒 言

圧密促進効果を期待するサンドドレーンは、沈下阻止効果を期待するサンドコンパクションパイルと異なり、緩詰め砂柱であり、その圧縮性は考慮されない。したがって、サンドドレーンを打設した軟弱地盤の圧密を考える場合、サンドドレーンの剛性を全く考慮せず排水面のみを有する中空円柱と仮定される。この実際と異なる仮定は、軟弱地盤の圧密挙動に大きく影響すると考えられる<sup>1)</sup>。サンドドレーンやサンドコンパクションパイルのように砂柱を打設した軟弱地盤の圧密解析では、砂柱とその周囲の粘土地盤の変形特性に着目した圧密ポテンシャルを考慮する重要性が吉国によって指摘されている<sup>2)</sup>。圧密ポテンシャルは、直応力とひずみに比例する量との和で、せん断応力には依存しない圧密能力を表わす量と定義される<sup>2)</sup>。圧密荷重一定条件下においては過剰間隙水圧の変化を意味し、サンドドレーンに関しては、砂と粘土の剛性の違いによる過剰間隙水圧変化に影響する圧密能力であると吉国は説明している。

砂柱、周囲の粘土地盤そして載荷重としての盛土、それぞれの剛性の違いにより、圧密中の地盤全体の変形挙動は複雑である。一次元圧密後、砂柱部は陥没あるいは隆起することなく、旧地表面は等ひずみで沈下すると考えられているが<sup>3)</sup>、圧密中自由ひずみ条件に近い状態で

圧密沈下が発生している可能性もある。しかし、実地盤の動態観測では、砂柱周辺部を含む旧地表面の沈下挙動が測定されることはないので、ドレーン周辺地盤の変形状態は不明である。さらに、サンドドレーン工法には、この工法自体、圧密理論通りの圧密促進効果を期待できないとする意見もある<sup>4)</sup>。したがって、サンドドレーンの圧密促進効果には、吉国が指摘するように剛性の異なる砂、粘土そして盛土で構成される複合地盤の変形挙動が影響している可能性がある。サンドドレーンで改良された軟弱地盤の圧密沈下量やその沈下速度を予測するには、複合地盤を構成する土の変形特性の把握が重要と考えられる。なお、サンドドレーン打設地盤のひずみ条件に関しては、自由ひずみと等ひずみの区分・呼称が Barron の論文以来利用されており、その定義は次章で示す。

このような砂柱を設置した軟弱地盤の圧密解析には、Barron の圧密方程式が広く利用されている<sup>5)</sup>。Barron は拡散型圧密方程式の自由ひずみと等ひずみ両方の解を与えたが、Barron が自由ひずみとした今日広く利用される Barron 解は、自由ひずみではなく等ひずみに対するものであることが吉国によって明らかにされている<sup>2)</sup>。しかし、実際の工事条件に Barron 解をそのまま適用できない場合には、差分法や有限要素法のような近似解法を利用する必要があるが、サンドドレーンの解析には、自由ひずみ条件の方が荷重の載荷方法などの点で等ひずみ条件よりも計算が容易である。有限要素法では砂と粘土の境界部においてひずみの連続性などの問題はあがあるが、砂柱部や盛土の剛性を評価することも可能である。

\*1 ㈱オオバ東京支店設計部係長

\*2 工学研究科土木工学専攻修士課程

\*3 東海大学名誉教授

\*4 工学部土木工学科教授

この論文は、まず吉国ら<sup>6)</sup>が行った等ひずみ条件の室内圧密試験結果を利用して差分法と有限要素法による一次元圧密解析を行い、等ひずみの Barron 解と比較した。次に、直径あるいは剛性の異なるドレーンを設置した等ひずみ条件下の一次元圧密試験を行って、圧密沈下量や沈下速度に及ぼす影響を調べるとともに数値解析によってドレーンの圧密促進効果について検討した。

## 2. 放射状排水の圧密方程式と圧密過程の数値解法

上下 y 方向の圧密排水がなく、放射状排水のみを考える Terzaghi の圧密方程式は式(1)で表される<sup>7)</sup>。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (1)$$

ここに、 $u$  は過剰間隙水圧、 $t$  は圧密時間、 $r$  は半径方向の距離、 $c_h = k_h / (m_v \cdot \gamma_w)$  で  $c_h$  は水平方向の圧密係数、 $m_v$  は鉛直方向の体積圧縮係数、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量である。

サンドドレーンに関する圧密理論は Barron<sup>5)</sup>によって提案され、後に Richart<sup>8)</sup>によって纏められた。サンドドレーンの圧密は自由ひずみと等ひずみの二つに分類され、それぞれ以下のように説明されている。

**自由ひずみ**；地表面にたわみ性等分荷重が作用し、地表面に不均等沈下が発生する。

**等ひずみ**；地表面に剛性な分布荷重が作用し、地表面全体に均等沈下が発生する。すなわち、剛性な荷重の場合には接触圧力分布は不均等になる。

両ひずみの定義から明らかなように、地表面全体の沈下が均等か否かが自由ひずみと等ひずみの違いである。この呼称は、Barron の論文で定義されて以来利用されている。したがって本論文でもこの呼称を用いるが、複合地盤における局所的なひずみを意味するものではない。

圧密促進効果を期待するサンドドレーンは、緩詰め砂柱でその圧縮性は考慮されず、砂柱部は中空円柱状態であると仮定される。透水係数無限大の中空円柱に近いところから圧密が進めば、圧密によるひずみは排水距離に影響される。サンドドレーンを打設した軟弱地盤上の盛土荷重は剛体でないので、地表面全体が均等に沈下するとは考えにくい。しかし、サンドドレーンを打設した軟弱地盤の一次元圧密解析には、等ひずみ条件を仮定した Barron 解が利用されており、砂柱部中心から距離  $r$  の過剰間隙水圧  $u$  は式(2)で表わされる<sup>5)</sup>。

$$u = \frac{u_{av}}{\lambda r_e^2} \left[ r_e^2 \ln \left( \frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

ここに、 $r_e$  は等価円の半径 ( $=d_e/2$ )、 $r_w$  はサンドドレーンの半径 ( $=d_w/2$ )、 $n=r_e/r_w$ 、 $u_{av}$  は平均過剰間隙水圧である。載荷重増分に等しい初期過剰間隙水圧  $u_i$ 、

時間係数  $T_h = t \cdot c_h / d_e^2$  とすれば、平均圧密度  $U$  は式(3)で表わされる。

$$U = 1 - \frac{u_{av}}{u_i} = 1 - \exp \left( -8 \frac{T_h}{\lambda} \right) \quad (3)$$

ここに、 $u_{av} = u_i \cdot \exp(-8T_h/\lambda)$  で、ある時間  $t$  における圧密層水平方向全体の平均過剰間隙水圧である。

圧密方程式(1)を差分法で解く場合、式(4)の初期条件と境界条件を利用する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } u(r_e \geq r > r_w, t=0) = u_i (= \Delta p) \\ \text{境界条件: } u(r=r_w, t>0) = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial r}(r=r_e, t>0) = 0 \end{array} \right\} \quad (4)$$

式(5)は、式(1)を差分表示したもので、圧密方程式の差分解法に関する多くの既往の研究と同様、取り扱いが容易な陽的差分式を用いた。

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t} + \alpha \left[ (u_{i+1,t} - 2u_{i,t} + u_{i-1,t}) + \frac{\Delta r}{2r_i} (u_{i+1,t} - u_{i-1,t}) \right] \quad (5)$$

ここに、 $\alpha = c_h \cdot \Delta t / \Delta r^2 = 0.25$  とした。下付き添え字  $i$  は位置、 $t$  は前述の通り圧密時間である。

よく知られた誘導仮定から明らかなように、式(1)では変形条件が考慮されていない。流出入水量の差が体積変化に等しいとする連続条件である。差分法の計算では、各節点において圧密に伴い増加する有効応力に対応する体積ひずみが鉛直ひずみに等しいと仮定した。載荷直後、圧密荷重増分に等しく発生する初期過剰間隙水圧は圧密に伴い減少する。式(4)の初期・境界条件による差分法の計算では、圧密に伴いドレーン部からの距離に応じて異なる初期過剰間隙水圧の減少量が各点の鉛直有効応力増分となり、それに対応する各点の圧密量を計算するため自由ひずみが算出される。また等ひずみ条件の計算を差分法で行うのは容易でないが、間隙水の消散と粘土骨格の変形の連成効果を取り込んだ有限要素法では容易に計算することができる。サンドドレーンの透水係数や剛性を入力して、砂柱部への応力集中を考慮する吉国の圧密ポテンシャル<sup>1)</sup>の変化も評価可能である。次章において、載荷面の変形条件が圧密過程に及ぼす影響を検討する。

## 3. 吉国らのサンドドレーンの模型実験結果<sup>9)</sup>による検討

### 3.1 計算に用いる土質定数

吉国らが行った等ひずみ条件のサンドドレーンの模型実験で得られた圧密量-時間曲線を利用し、等ひずみの Barron 解、差分法と有限要素法による計算結果と比較する。計算に使用した土質定数は Table 1 のとおりで、ヤング係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  と透水係数  $k$  は吉国らの論文から引用した。体積圧縮係数と圧密係数は、圧密荷重増分 98.1 kPa から著者らが計算した。砂柱の直径  $d_w=3.7$

Table 1 Soil parameters

$E$ (kPa)	$\nu$	$k$ (cm/min)	$m_v$ (1/kPa)	$c_v (=c_h)$ (cm <sup>2</sup> /min)	$k$ ※ (cm/min)
598	0.323	$1.04 \times 10^{-5}$	$1.15 \times 10^{-3}$	0.092	0.1

※ sand

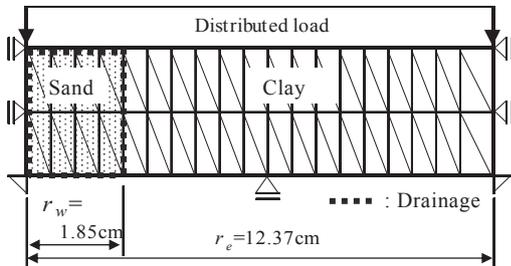


Fig.1 Mesh diagram for FE analysis

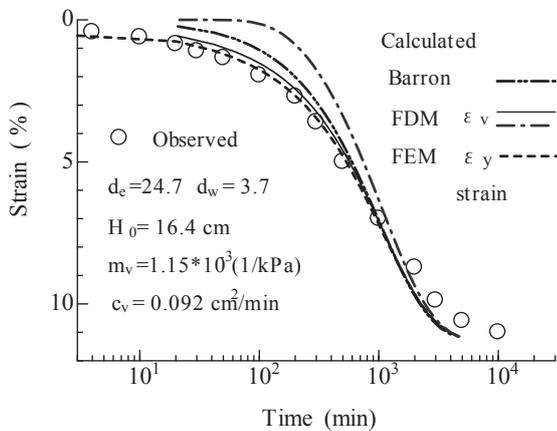


Fig.2 Comparisons of observed<sup>4)</sup> and calculated consolidation time curves

cm, 有効径  $d_e=24.74$ cm, 粘土供試体の初期高さ  $H_0=16.4$  cm である。

有限要素法プログラム CRISP<sup>9)</sup> による解析には, 吉国・住岡のサンドドレーンの模型実験をモデル化した Fig.1 の要素図を用いた。CRISP は, ケンブリッジ大学で開発された FE 解析プログラムで地盤工学の研究に広く利用されており, 高次要素を採用しているため, 少数要素でも信頼できる計算結果を得られることが知られている。差分法では, Fig.1 の粘土部を 10 分割した  $\Delta r=1.052$  cm ( $\Delta t=3.007$ min, 繰返し回数 1800 回)で計算した。

### 3.2 実験結果と計算結果の比較

等ひずみの Barron 解による鉛直ひずみの計算結果を二点破線, 自由ひずみの差分法と有限要素法による計算結果を実線と破線で, 等ひずみ条件で行われた実験値を白丸印でそれぞれ Fig.2 に示した。Fig.2 の有限要素法では供試体上端変位を高さで除した値を鉛直ひずみ  $\varepsilon_y$  とし, 差分法では初期過剰間隙圧の減少から体積ひずみ  $\varepsilon_v$  を計算し, 一次元で鉛直ひずみ  $\varepsilon_y$  に対応させた。差分法では, 砂柱部分を中空円柱(排水面)と仮定し自由ひずみ条件で計算するのに対して, 有限要素法では砂柱部のヤング係数  $E_s$  を粘土のヤング係数  $E_c$  と同じにして

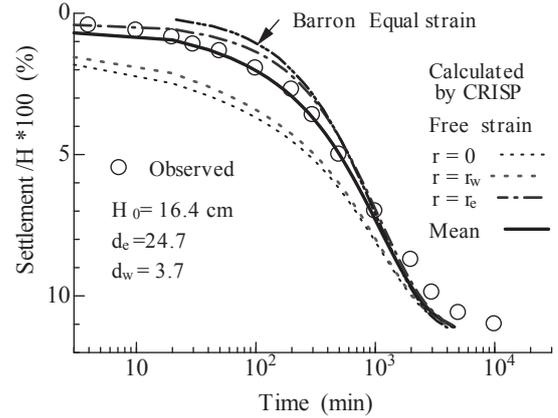


Fig.3 Calculated consolidation time curves by the finite element method with difference in distance from center of sand drains

自由ひずみ条件で計算した。図から, 自由ひずみ条件の差分法と有限要素法による計算結果が, 等ひずみの Barron 解よりも実測値に近いことがわかる。10<sup>3</sup> 分以降の圧密末期における計算結果と実測値の食い違いは, 二次圧密によるものと考えられる。一点鎖線は差分法による最大排水距離  $r=r_e$  における体積ひずみの経時変化で, この位置で圧密が開始されるのは荷重後 100 分程度経ってからとなる。等ひずみ条件ではこの時間よりも前に数%のひずみを荷重全面に発生させる必要があり, このためには実際の盛土荷重よりも大きく過剰な荷重が必要となる。サンドドレーンを打設した軟弱地盤の地表面の変形挙動として, このように等ひずみ条件の変形が現実的かどうかは疑問である。

自由ひずみ条件で計算した有限要素法による圧密量-時間曲線を示したのが Fig.3 である。砂柱部分のヤング係数は粘土と同じ ( $E_s=E_c$ ) とした。点線で示した  $r=0$  と  $r=r_w$  の砂柱部の沈下は粘土の圧密による沈下遅れの影響を受け, 差分法のように荷重直後には最終沈下量になることはなく, 粘土のごとく逆 S 字の経時変化を示している。一点鎖線で示した最大排水距離  $r=r_e$  では荷重後 10 分を過ぎてから沈下が始まっている。これは, Fig.2 の差分法の計算結果よりもかなり早く, 解析法による差異と考えられる。すなわち, 有限要素法による計算において砂に接する粘土は, 荷重直後に過剰間隙水圧がゼロになっても, 最終圧密量が計算されないことに起因する結果である。

これらの計算結果から, 平均圧密度と時間係数の関係を求めたのが Fig.4 である。自由ひずみの圧密速度は Barron 解よりも速いことが知られており, 自由ひずみの差分法と有限要素法による計算結果はこれに対応している。しかし, 圧密度 50% 以降は両曲線の差が次第に減少して, 供試体表面の変形条件, すなわち自由ひずみか等ひずみかの影響は消失していく。地盤工学の実用的視点からは, 荷重面における変形条件の影響を考慮しなくても大きな差異はないと言えそうである。

Fig.5 は, 差分法による自由ひずみ条件と有限要素法による等ひずみ条件で計算した最大排水距離  $r=r_e$  の過剰間隙水圧比の経時変化である。等ひずみ条件の計算は,

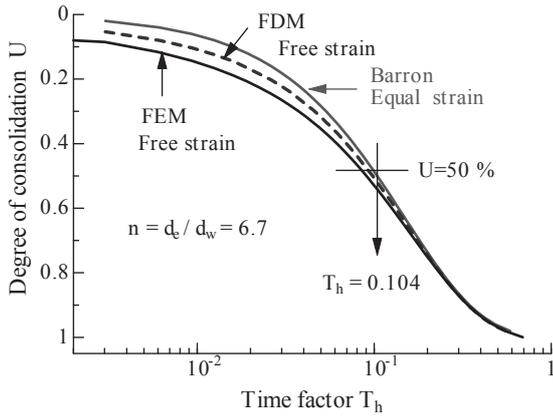


Fig. 4 Relationships between the average degree of consolidation and time factor

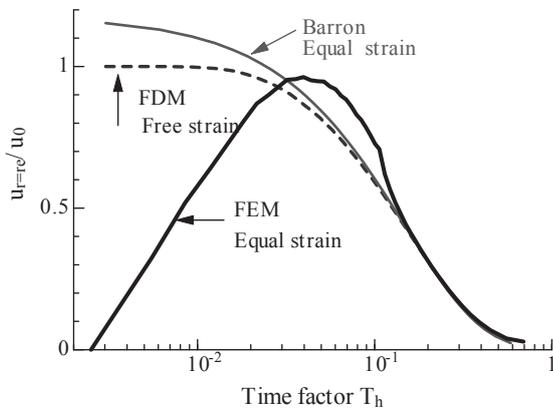


Fig. 5 Comparisons of calculated excess pore water pressure time curves by free strain and equal strain

Fig. 3, Fig. 4 に示した Barron 解の沈下量と対応する時間ごとに強制変位として与えた。図のように、有限要素解析では、不均等時間で漸増分布荷重を作用させる影響が明確に表れている。これは、式(4)の条件で瞬間荷重後圧密が進行する自由ひずみの計算結果（破線）とは大きく異なるものである。一方 Barron 解では、荷重直後、排水面から離れた水圧の消散が始まっていない地点にも均等変位が与えられる。これにより過剰な応力が発生するため、過剰間隙水圧比が 1 以上になる点が注目される。また、Barron 解による水圧比と、Barron 解で計算した等ひずみの経時変化を与えた有限要素解析の結果が全く異なる点は大変興味深いものである。いずれの計算結果が実地盤の過剰間隙水圧挙動に近いのか、三軸圧密試験など基礎的な実験を通して確認する必要がある。

#### 4. 砂柱への応力集中に関する検討

##### 4.1 室内模型実験

###### (1) 試料ならびに実験方法

Table 2 は、実験に使用した粘土と砂の物理的性質である。実験には、圧密リング直径 20cm、高さ 7cm の大型圧密試験機を用いた。液性限界以上の含水比で練り返した粘土試料を予圧密圧力 16.7kPa で 1 週間圧密した。荷重板を外して、供試体中央を所定の直径  $d_w=2.4, 3,$

Table 2 Physical property of samples

Sample	Gs	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
Clay A	2.79	73	32	23	60	17
Clay B	2.65	81	41	12	73	15
Sand	2.76	D <sub>10</sub> =0.08mm, D <sub>60</sub> =0.98mm		91	6	3

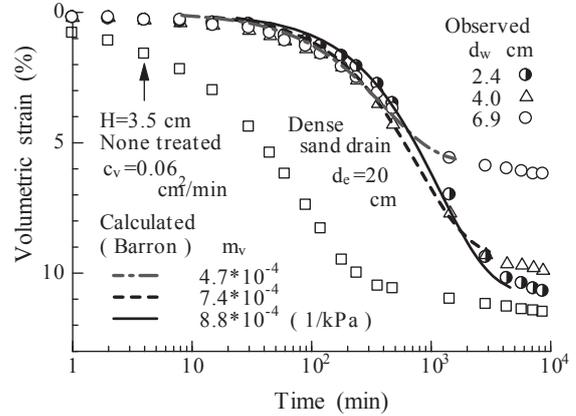


Fig. 6 Comparisons of observed and calculated consolidation time curves with difference in diameter of sand drains (Clay A)

4, 5.2 および 6.9 cm の金属円筒で穿孔しドレーン材を設置した。ドレーン材は緩詰め砂（間隙比  $e=0.78$ ）と密詰め砂（ $e=0.45$ ）以外に、圧縮性の異なる材料として濾紙と綿を選定した。ドレーン材設置後、粘土供試体上部表面には遮水のためにゴムシートを置き、上部は非排水とした。放射状排水条件のもと圧密圧力増分 114.8kPa を荷重して沈下量の経時変化を測定した。剛性の高い鋼製の荷重盤を用いているため、荷重は等ひずみ条件が満足される。砂柱への応力集中が粘土の圧密および強度増加に及ぼす影響を比較するために、圧密試験終了後、ドレーンから約 2 cm 以上離れた地点の粘土試料で一軸圧縮試験を実施した。また、解析に必要な圧密定数を定めるために粘土単体（排水距離 3.5 cm）で同一の荷重条件による圧密試験を行った。

###### (2) 実験結果と考察

粘土 A に対して、三種類の直径の密詰め砂柱を設置した供試体の圧密量-時間曲線が Fig. 6 である。密詰め砂柱の存在によって供試体の圧密量は減少しており、その減少割合は直径が大きいほど顕著である。□印で示した粘土単体の試験結果から求めた体積圧縮係数  $m_v=9.0 \times 10^{-4}$  1/kPa、圧密係数  $c_v=0.06$  cm<sup>2</sup>/min である。砂柱の沈下軽減効果が大きいので、同じ試料高さ、荷重条件で行った粘土単体の沈下量よりも沈下量は減少している。そこで、ドレーンを設置した試験の沈下量は便宜的に体積圧縮係数を減少させた Barron 解による計算結果を併記した。図のように、計算結果は実測値とよく整合している。以上の結果から密詰め砂柱は沈下量を減少させるが、圧密沈下速度には影響しないことが示唆される。

ドレーン材の違いによる圧密量-時間曲線を比較して示したのが Fig. 7 である。ドレーンの直径はいずれも 4 cm

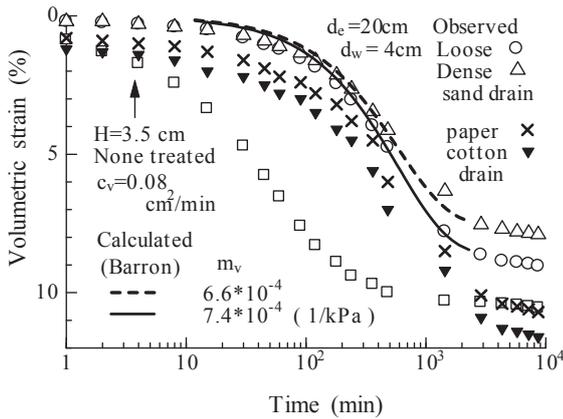


Fig.7 Comparisons of observed and calculated consolidation time curves with difference in drain materials (Clay B)

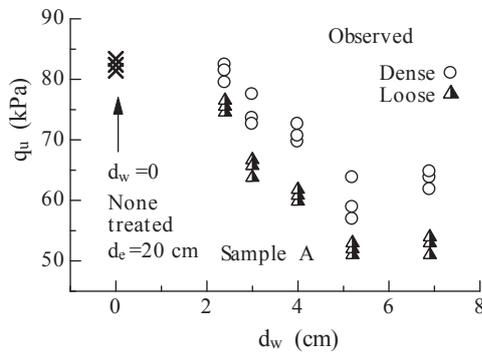


Fig.8 Unconfined compression strength distribution of the clay around the sand drains (Clay A)

で、濾紙と綿をドレーン材に使用した場合（×、▼印）には実験後直径が4cmから約3cmまでほぼ均等に減少していた。この2ケースの沈下量が□印の沈下量より大きくなったのは、ドレーン方向すなわち水平方向への変形量によるものと考えられる。緩詰め砂柱の場合でも等ひずみの圧密では、砂柱の剛性による圧密沈下量の軽減が認められる。Barron 解による計算結果は、Fig.6 と同じように体積圧縮係数を減少させることで、実測値に近づけることができる。

砂柱の存在によって全圧密量が減少するのは、砂柱への応力集中が要因と考えられるが、今回の実験では粘土あるいは砂の内部応力を直接計測していない。砂柱への応力集中があれば、粘土部分に作用する圧密圧力は減少することになるため、圧密試験終了後、砂柱周囲の粘土を切り出し一軸圧縮強度  $q_u$  を比較した。砂柱中央からの距離  $r$  による  $q_u$  を示したのが Fig.8 である。図の×印は砂柱のない粘土単体での  $q_u$  を表している。砂柱周囲では、距離  $r$  が 3 cm 以上になると砂柱の状態（緩詰め、密詰め）によらず顕著な  $q_u$  の低下が観察される。 $q_u$  の低下は圧密圧力の低下と同義であり、この結果から砂柱の存在により粘土部分に作用する圧密荷重が減少することが推察される。

#### 4.2 砂柱の剛性と応力集中に関する有限要素解析

Table 3 は、粘土 B の試験結果から有限要素法による弾性解析用に決定した土質定数である。ポアソン比

Table 3 Soil parameters

Sample	Poisson's ratio $\nu$	$E$ (kPa)	Coef. of permeability $k$ (m/s)
Clay B	0.333	744	$1.2 \times 10^{-9}$
Sand	0.333	744, 7440	$1.0 \times 10^{-3}$

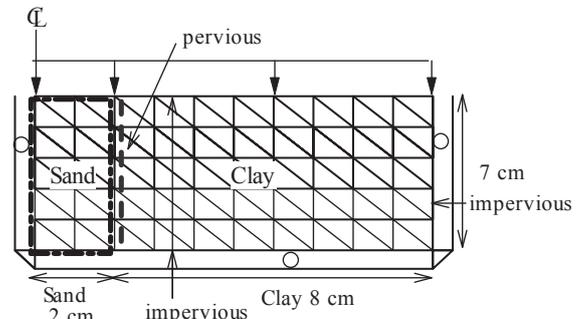


Fig.9 Mesh diagram for the finite element analysis

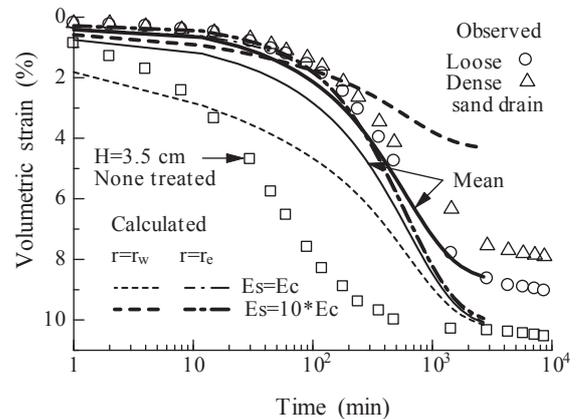


Fig.10 Comparisons of observed and calculated consolidation time curves with difference in a stiffness of sand drains

$\nu=0.333$  と仮定し体積圧縮係数  $m_v$  ( $=9.0 \times 10^{-4}$  1/kPa) からヤング係数  $E_c$  を、圧密係数  $c_v$  から透水係数  $k$  をそれぞれ求めた。砂のヤング係数  $E_s$  を粘土と同じとした場合、あるいはその 10 倍と仮定した。有限要素法による計算には、模型実験の再現を行うため Fig.9 に示す 5 行 10 列の三角形要素を使用した。

##### (1) 自由ひずみ条件

自由ひずみ条件で供試体表面に分布荷重 114.8 kPa を載荷した解析結果と実測値を比較したのが Fig.10 である。細破線は粘土と砂の境界節点 ( $r=r_w$ )、一点細鎖線は最大排水距離 ( $r=r_e$ )、細実線は粘土供試体表面沈下量の平均鉛直ひずみで、砂柱と粘土のヤング係数を等しく ( $E_s=E_c$ ) した計算結果である。2700 分の最終沈下量は、土質定数を求めた粘土単体  $H=3.5\text{cm}$  の実測値 (□印) と一致している。鉛直ひずみの計算値を緩詰め砂の実測値 (○印) に近づけるため、砂のヤング係数  $E_s$  を粘土の 10 倍でも計算し太線で図中に示した。太実線で示した平均鉛直ひずみの経時変化は、緩詰め砂の実測値とほぼ等しくなるが、粘土との境界面  $r=r_w$  では粘土の 10 倍に設定した砂柱の剛性により沈下量が著しく減少している。

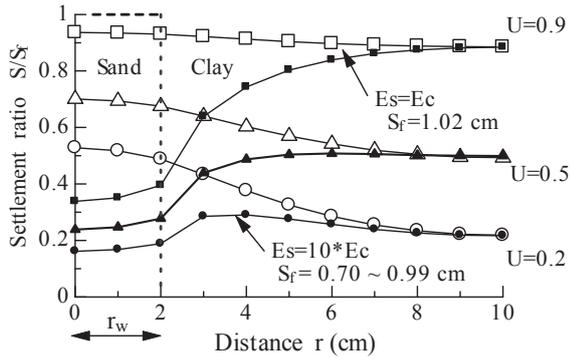


Fig. 11 Distribution of settlement ratio  $S/S_f$

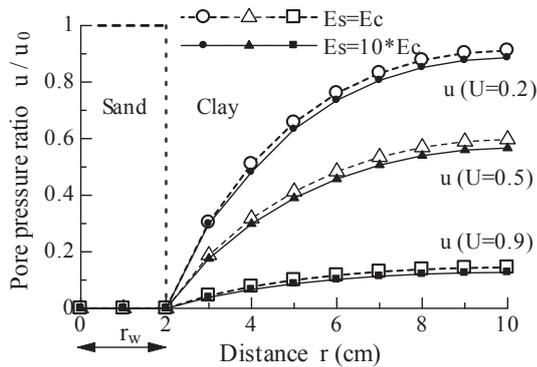


Fig. 12 Distributions of pore water pressure ratio  $u/u_0$

しかし、砂柱の沈下軽減効果は最大排水距離  $r=r_e$  (一点鎖線) までは及ばずに  $E_s=E_c$  の結果と一致した。

Fig. 11 と Fig. 12 は、荷重載荷面の圧密度  $U$  が 0.2, 0.5, 0.9 の時の沈下量比と間隙水圧比の分布を比較して示したものである。  $E_s=E_c$  の結果を白記号で、  $E_s=10 \cdot E_c$  を黒記号でそれぞれ表している。 Fig. 11 において  $E_s=E_c$  とした砂柱部の沈下量は、透水係数が大きくても粘土の圧密沈下に影響されて、荷重直後に最終沈下量にはならない。これは、 Fig. 3 でも説明したとおりである。一方、  $E_s=10 \cdot E_c$  とした黒印では、砂柱の剛性による沈下軽減効果が表れて、砂柱近傍の粘土の沈下量は  $U=0.9$  において  $E_s=E_c$  のその 1/2~1/3 にまで低下する。しかしながら、実際の地盤ではこれほどまで沈下が低減するとは考えにくい。自由ひずみ条件とした荷重方法がこの結果の要因のひとつと考えられる。 Fig. 11 の計算結果から、砂柱部の剛性をどのように評価あるいは設定するかが、粘土部の沈下量分布に大きく影響することが明らかである。しかし、 Fig. 12 に示した過剰間隙水圧比の分布では、砂柱の剛性による影響は圧密期間を通して少ないという興味深い計算結果となっている。

(2) 等ひずみ条件

サンドドレーンを打設した軟弱地盤の一次元圧密は、等ひずみ条件に近いと考えられている。盛土荷重による等沈下条件の有限要素解析は容易に実施可能だが、その荷重変化をどうするか、計算結果から有用な情報が得られるのかなど不明な点が少なくない。ここでは、砂柱への応力集中について調べるために、等ひずみ条件の有限要素解析を行う。 Fig. 10 に太実線で示した平均ひずみの経

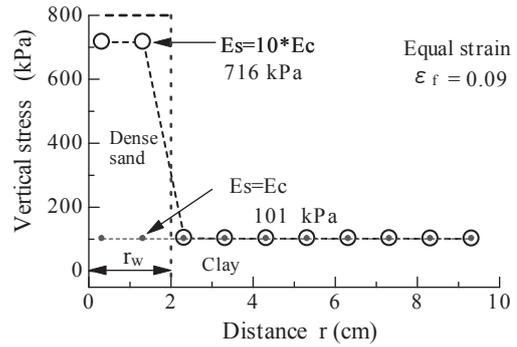


Fig. 13 Stress concentration by means of stiffness of sand drain

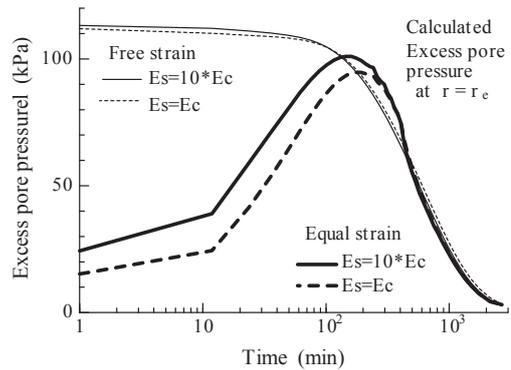


Fig. 14 Comparisons of calculated excess pore water pressure time curves by free strain and equal strain

時変化は、緩詰めの実測値を上手く再現している。そこでこの計算結果を利用して、圧密度 2 %毎に供試体上端に等変位を与えた。圧密荷重 115kPa で 10.3 %の圧密量 (Fig. 10 参照) となる粘土試料 B に与えた最終等ひずみ量は 9 %である。砂のヤング係数はこれまでと同様  $E_s=E_c$  と  $E_s=10 \cdot E_c$  に設定し、緩詰め砂柱に対する応力集中について調べた。

圧密がほぼ終了した 2700 分で供試体底部各要素の鉛直有効応力の分布を示したのが Fig. 13 である。砂と粘土のヤング係数が等しい  $E_s=E_c$  の計算結果は、当然ながら砂部、粘土部とも 101 kPa で等しく、砂柱部への応力集中は生じない。緩詰め砂柱を想定し  $E_s=10 \cdot E_c=7440$  kPa とした場合には、砂柱部への著しい応力集中が生じている。しかし、粘土部の応力は場所によらず 101 kPa と一定で、これは Fig. 8 に示した粘土の一軸圧縮強度低下と対応しない。サンドドレーン打設軟弱地盤の一次元圧密は、等ひずみ条件であるか否か、現場観測によって確認する必要がある。

Fig. 14 は最大排水距離  $r=r_e$  における過剰間隙水圧の経時変化である。細実線と細破線は自由ひずみ条件の計算結果で、砂柱部のヤング係数が変化しても過剰間隙水圧には影響されないことがわかる。一方、太実線と太破線は等ひずみ条件の結果で、時間とともに供試体上端に与えられる等変位に応じて過剰間隙水圧は上昇し、圧密によって水圧は消散する。砂柱部のヤング係数の違いによる水圧の差は 10~20 kPa で、鉛直有効応力の差と比較するとそれほど大きなものではない。図に示した全ての計算結果は圧密度 50%以降ほぼ等しくなり、これは自由

ひずみと等ひずみの圧密度-時間係数が圧密度 50 %以降でほぼ等しくなることに対応している<sup>7)</sup>。

サンドドレーンを施工した実地盤への載荷重は多くが盛土によるもので、さらに漸増条件で載荷される。自由ひずみに近い状態で地表面の圧密沈下が発生したとしても、地表面の不等沈下量はそれほど大きくないであろう。いずれにしても現場観測で確かめる必要がある。

## 5. 結 言

サンドドレーン工法に関する模型実験<sup>9)</sup>と差分法と有限要素法による数値解析から、載荷面の変形条件ならびに砂柱の剛性が圧密沈下量-時間関係に及ぼす影響を検討して得られた結果は、次のように要約される。

まず、差分法と有限要素法の比較から、

- 1) 等分布荷重による自由ひずみ条件の差分法と有限要素法による計算結果は、等ひずみで行われた吉国・住岡のサンドドレーンの模型実験結果とほぼ一致した。等ひずみの Barron 解の方が実測値との差が大きかった。

次に、載荷面の変形条件から、

- 2) 載荷面の変形条件は圧密度 50%以降の圧密度と時間係数の関係にほとんど影響しない。圧密度 50%以前への影響も大きくない。実用的には、数値解析の容易な自由ひずみ条件による圧密解析で不具合ないと判断される。

最後に、サンドドレーンの模型実験と数値解析の結果から、以下 4 つの結果が得られた。

- 3) 密詰め時の砂柱直径が大きなものほど圧密沈下量は減少する。しかし沈下速度には影響しない。
- 4) 等ひずみ条件の圧密では、緩詰め状態でも砂柱への応力集中によって圧密沈下量が減少する。粘土部の体積圧縮係数のみを減少させて計算した Barron 解に

よる沈下曲線は、実測値とよく一致する。

- 5) 緩詰め、密詰めに関わらず、等ひずみ圧密終了後に切り出した粘土の一軸圧縮強度  $q_u$  は、圧密荷重に対応した強度より小さい。砂柱部への応力集中によるものと推測される。
- 6) 等ひずみ条件の有限要素解析では、砂のヤング係数を粘土よりも大きく設定することで、緩詰め砂柱への応力集中効果が計算される。サンドドレーンの有限な透水係数と圧縮性を考慮できる有限要素解析の有用性を指摘した。

## 参考文献

- 1) 吉国洋：三次元圧密の基礎理論，土木学会論文報告集，No.201,pp.87-98,1972.
- 2) 吉国洋：パーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂出版，1979.
- 3) 最上武雄編：土質力学第 4 章圧密，1969.
- 4) 持永龍一郎：土質調査試験結果の解釈と適用例，第 7 章圧密試験，土質工学会，pp.239-276,1970.
- 5) 吉国洋・住岡宣博：パーチカルドレーンによる粘土の圧密変形メカニズムに関する実験的研究，土木学会論文集，No.463,III-22,pp.125-132,1993.
- 6) Barron,R.A. : Consolidation of fine grained soils by drain wells, Trans. ASCE,113,pp.718-742,1948.
- 7) Terzaghi,K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc.,New York,1943.
- 8) Richart, F.E. : Review of the theories for sand drains, Trans, ASCE,Vol.124,pp.709-736,1959.
- 9) Britto, A.M. and Gunn, M.J. : Critical state soil mechanics via finite elements, ELLIS HORWOOD LIMITED,1987.