

複合地盤の準三次元圧密変形解析

石崎 仁*

杭状のドレーン材を含む複合地盤の圧密変形解析を行うために、ドレーン材の剛性、ドレーンによる排水効果および透水係数の劣化を考慮した有限要素法の計算手法を提案し、砂杭と正規圧密粘土より成る複合地盤の圧密変形を解析した結果、間隙水圧の消散過程を妥当に計算できることを示した。さらに、圧縮率および置換率の異なる複合地盤を解析し、沈下量、圧密速度および応力分担比などについて考察した。

Keywords : composite ground, FEM, vertical drain, consolidation

1. ま え が き

深い軟弱地盤の代表的な地盤改良工法であるサンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法は、原地盤土より剛性および強度の大きい改良体に多くの応力を分担させることによって、支持力の増加や沈下量の低減を図る工法である。これらの改良工事では、杭状改良形式がよく用いられるが、杭状改良地盤ではいかなる荷重下においても三次元応力状態にある。多様な実際地盤を解析するには、有限要素法などの数値解析に頼らざるを得ないが、三次元解析は多大な記憶容量と演算時間が必要となる。そこで、帯状荷重を受ける杭状改良地盤用に限定されるが、幾つかの変位モードの拘束によって、経済的に計算できる準三次元有限要素「マルチリンク・エレメント」を提案した¹⁾。この「マルチリンク・エレメント」は、材料の構成式(応力・ひずみ関係式)を限定しないので、任意の構成式(ただし、三次元表示されているもの)を用いて解析できるが、構成式の特性によって解析結果がかなり異なる。また、改良杭に砂杭を用いて、正規圧密粘土より成る軟弱地盤を改良する場合(たとえば、サンドコンパクションパイル工法)、土材料特有のダイラタンシー特性や中間主応力の影響を適切に表現できる構成式を用いれば、合理的に解析できることを要素実験より検証した²⁾。以上の検討結果より、構成式として、砂杭にSMP*モデル、粘土に t_{ij} -clayモデルを用いて、プロフィールの異なるモデル地盤の非排水解析を行い、支持力、応力分担比および破壊パターンの特性的について調べた³⁾。本文では、サンドコンパクションパイル工法のように改良杭(砂杭)がドレーンとして作用し、原地盤土の間隙水圧の消散(圧密)を促進させる地盤改

表-1 SMP*モデルの
パラメータ

| | | |
|------------------|------------------------|------------------------|
| λ^* | 0.9 | |
| μ^* | 0.27 | |
| μ'^* | 0.41 | |
| γ_{oi}^* | γ_{oi}^* | 0.10 % |
| | C_d^* | 0.066 % |
| | σ_{no} | 98.0 kN/m ² |
| $C_o/(1+e_o)$ | 0.928 % | |
| $C_s/(1+e_o)$ | 0.578 % | |
| K_o | 0.45 | |
| ν_o | 0.3 | |
| $\phi_{(comp.)}$ | 40.0° | |
| $\gamma_{sat.}$ | 19.4 kN/m ³ | |

表-2 t_{ij} -clayモデルの
パラメータ

| | |
|-------------------|------------------------|
| $\lambda/(1+e_o)$ | 5.08 % |
| $\kappa/(1+e_o)$ | 1.12 % |
| α | 0.7 |
| ν_o | 0.0 |
| $\phi_{(comp.)}$ | 33.7° |
| K_o | 0.47 |
| $\gamma_{sat.}$ | 18.1 kN/m ³ |

良工法の解析を行うために、改良杭のドレーン効果を表現する方法を誘導する。そして、数種のモデル地盤の解析を行い、地盤材料(改良杭と原地盤土)の剛性や置換率が圧密変形特性に及ぼす影響について述べる。

2. 改良杭および原地盤土の構成式

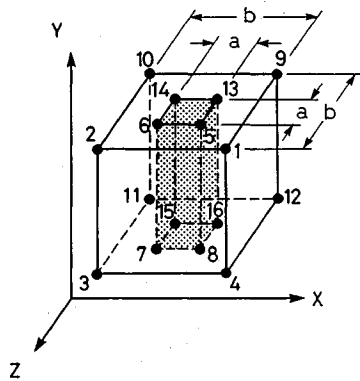
本文では、改良杭は砂杭、原地盤土は正規圧密粘土より成る杭状改良地盤を取り上げる。これまでの一連の解析結果¹⁾⁻³⁾より、砂杭にSMP*モデル⁴⁾、粘土に t_{ij} -clayモデル⁵⁾を用いるものとする。両モデルはダイラタンシー特性や中間主応力の影響を良く説明できる弾塑性構成式で、表-1, 2に材料パラメータを示す。

砂杭は透水性が極めて高いとして、常に排水状態にあると仮定する。表-2の粘土モデルの透水係数 k は、間隙比増分 Δe との間に次式の関係がある。

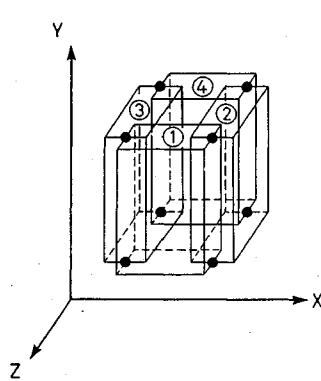
$$k = k_0 \cdot \exp\left(\frac{\Delta e}{C_k}\right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 C_k : 透水係数指数 $C_k = 0.199$
 k_0 : 初期透水係数 $k_0 = 1 \times 10^{-5} \text{cm/min}$
 ただし、基準間隙比 $e_0 = 0.828$
 圧密応力 $p = 78.4 \text{kN/m}^2 (= 0.8 \text{kgf/cm}^2)$

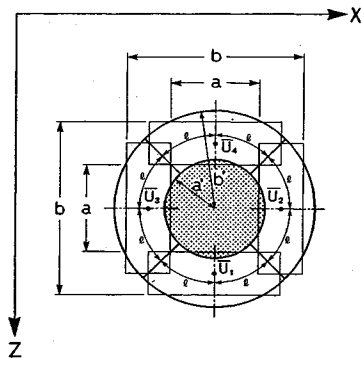
*正会員 工博 住友セメント(株)中央研究所セメント・コンクリート研究所 土質研究室長
 (〒274 千葉県船橋市豊富町 585)



図一 杭状改良単位の概要図



図二 「マルチリンク・エレメント」の内部要素



図三 「マクロ・エレメント法」併用の説明図(平面図)

3. 杭状改良地盤解析用の有限要素

(1) 「マルチリンク・エレメント」¹⁾

改良杭径 a 、分担径 b の杭状改良単位を、図一のような16節点の変位で表せる三次元ブロックで考える。図中で、中央の斑点の4角柱が改良杭、周辺部が原地盤土に対応する。このブロックを図二に示すように5個の内部要素に分割する。すなわち、中央の改良杭の4角柱と4個の周辺要素(図二の①～④)である。周辺の内部要素は図中の●の節点変位でリンクして要素剛性を組み立てる。さらに、Z方向に対する対称性、Z方向の両側面は変位しないことや幾つかの変位間に内挿関係を仮定することによって、最終的に、図一の節点1～8の変位で杭状改良単位を表現できる。

(2) 間隙水圧との連成問題

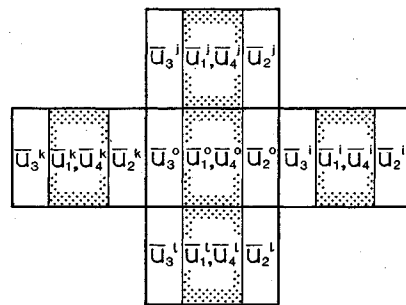
ここでは、改良杭は常に排水状態にあると考えているので、間隙水圧は原地盤土にのみ生ずる。「マルチリンク・エレメント」を用いる場合、周辺の各内部要素毎(図二の①～④)に間隙水圧が定義される。したがって、連続の式も各内部要素が隣接する要素に対して、計算されなければならない。連続の式は、要素内の平均間隙水圧を要素中心に割当て、隣接要素間の流量収支とダルシー則により計算される^{6),7)}。「マルチリンク・エレメント」の場合、関係する隣接要素が、通常の二次元要素の場合と異なるので注意が必要である。

a) 平面(X-Z面)内

「マルチリンク・エレメント」では、各内部要素間でも間隙水の移動がある。図三に示すように、各内部要素を等価な平面面積を持つ1/4リング要素に置き換えて連続の式を立てると、内部要素①から内部要素②に流入する単位時間当たりの流量 Q は、次式で与えられる。

$$Q = \frac{k_1 \cdot k_2}{\gamma_w \cdot (k_1 + k_2) \cdot l} \cdot (\bar{u}_1 - \bar{u}_2) \cdot B \cdot H \dots (2)$$

ここに、 k_1, k_2 : 内部要素①, ②の透水係数



図四 「マルチリンク・エレメント」における隣接要素の配置例

表三 要素oの内部要素の対応する隣接要素

| 内部要素 | 上接要素 | 左接要素 | 下接要素 | 右接要素 |
|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| \bar{u}_1^o | \bar{u}_1^j | — | \bar{u}_1^i | — |
| \bar{u}_2^o | \bar{u}_2^j | — | \bar{u}_2^i | \bar{u}_3^j |
| \bar{u}_3^o | \bar{u}_3^j | \bar{u}_2^k | \bar{u}_3^i | — |
| \bar{u}_4^o | \bar{u}_4^j | — | \bar{u}_4^i | — |

\bar{u}_1, \bar{u}_2 : 内部要素①, ②の平均間隙水圧

H : X-Y面内の要素高さ

γ_w : 間隙水の単位体積重量

$B = b' - a', l = \pi \cdot (a' + b') / 8$

a' はドレーン半径、 b' は影響半径で、図一の a, b を $1/\sqrt{\pi}$ 倍したものである。式(1)をすべての内部要素について、積算すると次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} s_{12} + s_{13} & -s_{12} & -s_{13} & 0 \\ & s_{12} + s_{24} & 0 & -s_{24} \\ & & s_{13} + s_{34} & -s_{34} \\ \text{sym.} & & & s_{42} + s_{34} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \\ \bar{u}_3 \\ \bar{u}_4 \end{Bmatrix} \dots (3)$$

ここに、 $s_{ij} = \frac{k_i \cdot k_j}{\gamma_w \cdot (k_i + k_j) \cdot l} \cdot B \cdot H$

b) 断面(X-Y面)内

図四は、「マルチリンク・エレメント」同士が隣接する場合の対応配置図である。各内部要素が間隙水の流

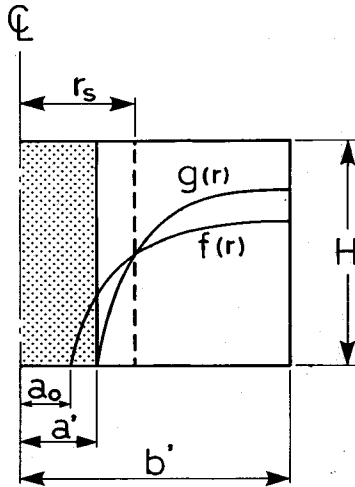


図-5 粘土部内の間隙水圧分布の考え方

出入に関係する隣接要素は、たとえば中央の要素oの場合には表-3のようになる。これらの隣接要素間に式(2)と同様の連続の式(B, lは異なる)を立てればよい。

(3) 改良杭のドレーン効果

改良杭が砂杭のように透水性の高い材料の場合には、改良杭がドレーンとして作用し、周辺部の間隙水圧の消散を促進させることが期待される。関口らは、改良杭の剛性を無視できる場合について、改良杭のドレーン効果を表現できる「マクロ・エレメント法」⁸⁾を提案している。「マルチリンク・エレメント」に「マクロ・エレメント法」を併用すれば、改良杭の剛性を考慮したドレーン効果を表現できる。さて、サンドコンパクションパイル工法のように砂杭を地盤に圧入する場合、砂杭周辺の原地盤土が攪乱されて、透水係数が低下することが知られている。この問題(smear problem)は、Barron⁹⁾により検討され、以後幾つかの研究が行われている(たとえば、文献10, 11)など。ここでは、「マクロ・エレメント法」を改良杭打設時の攪乱による透水係数の劣化を考慮できるように拡張する。図-5に示すように、ドレーン半径a', 影響半径b', 攪乱領域(a' ≤ r ≤ r_s)の透水係数k_s, 不攪乱領域(r_s ≤ r ≤ b')の透水係数k_hのモデルを考える。ただし、攪乱領域の剛性(たとえば、体積圧縮係数m_v)の劣化は考えない。さて、透水係数の劣化による不攪乱領域の間隙水圧消散の遅れを、ドレーン径が減少した場合と等価であると仮定し、仮想ドレーン半径a_0を導入する。間隙水圧の形状関数f(r)は、「マクロ・エレメント法」と同式を用いる。すなわち、

$$f(r) = \ln\left(\frac{r}{a_0}\right) - \frac{r^2 - a_0^2}{2b'^2} \dots\dots\dots(4)$$

ただし、r_s ≤ r ≤ b'である。一方、攪乱領域の間隙水圧の形状関数g(r)を次式とする。

$$g(r) = A \cdot \left\{ \ln\left(\frac{r}{a'}\right) - \frac{r^2 - a'^2}{2b'^2} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、A: 比例係数ただし、a' ≤ r ≤ r_sである。

以上から、不攪乱領域の間隙水圧分布u(r)は、次式で表される。

$$u(r) = f(r) \cdot u^* \dots\dots\dots(6)$$

ここに、u*: 代表間隙水圧

攪乱領域の間隙水圧分布u(r)は、f(r)をg(r)に置き換えればよい。さて、攪乱領域と不攪乱領域の境界面(r = r_s)において、間隙水の流速は等しくなければならないから、次式が成り立つ。

$$k_s \cdot \frac{\partial g(r)}{\partial r} \Big|_{r=r_s} = k_h \cdot \frac{\partial f(r)}{\partial r} \Big|_{r=r_s} \dots\dots\dots(7)$$

式(4), (5), (7)より、A = k_h/k_sが得られる。

さらに、同境界面上の間隙水圧も等しいから、f(r_s) = g(r_s)より次式が得られる。

$$A \cdot \left\{ \ln(s) - \frac{s^2 - 1}{2n'^2} \right\} = \ln\left(\frac{s}{\delta}\right) - \frac{s^2 - \delta^2}{2n'^2} \dots\dots\dots(8)$$

ここに、n': ドレーン径比 n' = b'/a'

$$s = r_s/a' \text{ ただし、} 1 \leq s < n'$$

$$\delta = a_0/a' \text{ ただし、} 0 < \delta \leq 1$$

係数δは、初期値δ=1より微小減少させながら、式(8)を満足する値として得られる。たとえば、n=5, s=1.2, k_h/k_s=10の場合では、δ=0.206となる。

さて、原地盤土から改良杭へ流入する単位時間当たりの間隙水の流量Qは、次式で表される。

$$Q = \Omega \cdot \frac{k_s}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u(r)}{\partial r} \Big|_{r=a'} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、Ω: 流出面積、γ_w: 間隙水の単位体積重量

式(9)に式(5)の微分式を代入すると、次式が得られる。

$$Q = \Omega \cdot \frac{k_s}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{a'} \left(1 - \frac{1}{n'^2}\right) \cdot u^* \dots\dots\dots(10)$$

なお、「マルチリンク・エレメント」では、各内部要素の連続の式を1/4リング要素で考えているので、式(10)のQは次のように表される。

$$Q = \frac{\pi}{2} \cdot a' \cdot H \cdot \dots\dots\dots(11)$$

さて、前項までの間隙水の移動は平均間隙水圧ūの勾配で計算されているので、式(10)のu*を平均間隙水圧ūで表す必要がある。平均間隙水圧ūを式(4), (5)の空間平均とすると、次式で計算される。

$$\bar{u} = \frac{\frac{\pi}{2} \left\{ \int_{a'}^{r_s} g(r) r dr + \int_{r_s}^{b'} f(r) r dr \right\} u^*}{\pi(b'^2 - a'^2)/4} \dots\dots\dots(12)$$

具体的に計算すると次式となる。

$$\frac{\bar{u}}{u^*} = \frac{n'^2}{n'^2 - 1} \left[\frac{A}{n'^2} \left\{ s^2 \cdot \ln(s) - \frac{1}{4} (s^2 - 1) \left(2 + \frac{s^2 - 1}{n'^2} \right) \right\} \right]$$

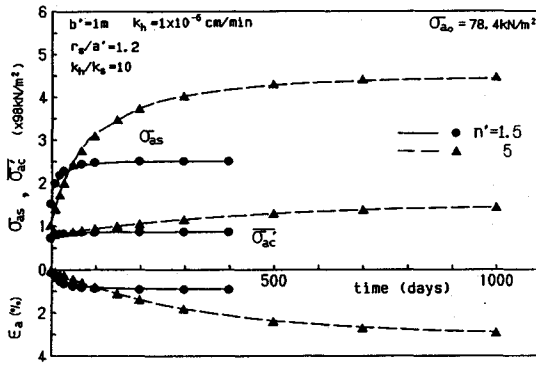


図-6 攪乱された杭状改良単位の軸応力～時間～軸ひずみ関係

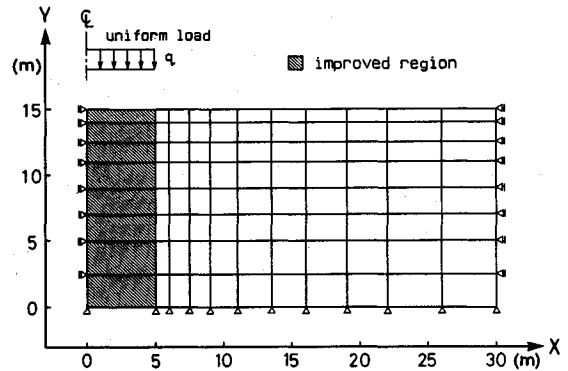


図-7 解析モデルの有限要素分割

$$-\frac{s^2}{n'^2} \ln\left(\frac{s}{\delta}\right) + \ln\left(\frac{n'}{\delta}\right) + \frac{1}{4} \left(1 - \frac{1}{n'^2}\right) \left(3 - \frac{2\delta - s^2}{n'^2}\right) \quad (13)$$

式 (13) を式 (10) に代入し、式 (3) の連続の式に計算すれば、ドレーンの集水効果を連成解析として表現できる。

以上の関係式を「マルチリンク・エレメント」に組み込んだ連成解析法の妥当性を、1層モデルの圧密解析により検証しよう。固定条件は、攪乱径比 $s(=r_s/a')=1.2$ 、透水係数比 $k_h/k_s=10$ 、影響半径 $b'=1$ m とし、ドレーン径比 $n'=1.5, 5$ (置換率 $As=44.4\%, 4\%$) の場合について計算する。初期応力は砂杭、粘土とも軸応力 $\sigma_a=78.4$ kN/m² (=0.8 kgf/cm²)、半径応力 $\sigma_r=39.2$ kN/m² (=0.4 kgf/cm²) とし、砂杭と粘土は等軸ひずみ変形とする。なお、透水係数比 k_h/k_s を一定に保つために、不攪乱部の水平方向透水係数 $k_h=1 \times 10^{-5}$ cm/min 一定とした。比較する厳密解は、粘土部を半径方向に細分割 (攪乱部を4分割、不攪乱部を6分割) した軸対称FEM結果で、間隙水圧の消散はBiotの圧密式により計算している。ここでは、荷重 $q=98$ kN/m² (=1 kgf/cm²) を非排水状態で載荷 (砂杭は排水状態) し、その後の間隙水圧消散による応力・変形の経時変化を計算する。

図-6は、砂杭の軸応力 σ_{as} 、粘土の有効平均軸応力 σ_{ac} ～軸ひずみ ϵ_a ～時間関係で、図中の実線および破線は軸対称FEMによる厳密解、プロットは本提案法による計算値である。図より、計算値は厳密解と良く一致しており、本提案法の妥当性が示されている。

4. 複合地盤の圧密変形特性

図-7はモデル地盤の要素分割図で、左右対称と考えて半断面だけを解析する。図中の斜線部が改良領域で、砂杭の置換率 $As=12.6\%, 28.3\%, 50.2\%$ の三種類とし、表-4に諸元を示す。解析断面中心 (図-7中のCL) 上は杭間中心に位置し、砂杭はない。ここで、改良部に

表-4 改良領域の諸元

| CASE No. | 置換率 As(%) | 砂杭径 a(m) | 分担保径 b(m) | ドレーン径比 n' | 杭列 | 載荷荷重 q(kN/m ²) | 降伏荷重 q _v (kN/m ²) |
|----------|-----------|----------|-----------|-----------|----|----------------------------|--|
| 1 | 12.6 | 0.886 | 2.5 | 2.82 | 2 | 29.4 | 31.4 |
| 2 | 12.6 | 0.443 | 1.25 | 2.82 | 4 | 29.4 | 31.4 |
| 3 | 28.3 | 0.886 | 1.666 | 1.88 | 3 | 39.2 | 44.1 |
| 4 | 50.2 | 0.886 | 1.25 | 1.41 | 4 | 98.0 | 102.9 |

表-5 モデル地盤の初期態データ

| 層 | 砂杭応力 (kN/m ²) | | 粘土応力 (kN/m ²) | | 初期透水係数 k _o (m/day) | 初期間隙比 e _o | 透水係数指数 C _v |
|---|---------------------------|----------------|---------------------------|----------------|-------------------------------|----------------------|-----------------------|
| | σ _v | σ _h | σ _v | σ _h | | | |
| 1 | 4.80 | 2.17 | 4.17 | 1.96 | 1.514×10 ⁻³ | 1.108 | 0.199 |
| 2 | 16.81 | 7.57 | 14.58 | 6.85 | 5.571×10 ⁻⁴ | 0.989 | |
| 3 | 31.21 | 14.04 | 27.08 | 12.72 | 3.393×10 ⁻⁴ | 0.930 | |
| 4 | 48.02 | 21.61 | 41.65 | 19.58 | 2.364×10 ⁻⁴ | 0.886 | |
| 5 | 67.23 | 30.25 | 58.31 | 27.41 | 1.822×10 ⁻⁴ | 0.856 | |
| 6 | 88.44 | 38.90 | 74.97 | 35.24 | 1.489×10 ⁻⁴ | 0.832 | |
| 7 | 108.05 | 48.62 | 93.72 | 44.04 | 1.248×10 ⁻⁴ | 0.811 | |
| 8 | 132.06 | 58.43 | 114.54 | 53.83 | 1.064×10 ⁻⁴ | 0.792 | |

「マルチリンク・エレメント」、非改良部は通常の二次元平面要素を用いている。荷重はたわみ性荷重とし、排水境界は地表面および砂杭との境界面とする。ここでは、まず非排水状態で載荷し、その後の間隙水圧の消散による圧密変形を、「マルチリンク・エレメント」では前節の手法、二次元平面要素ではBiotの式により計算する。ただし、非排水載荷時でも、「マルチリンク・エレメント」の砂杭は排水状態とする。表-4の載荷荷重は、降伏荷重 (log(ρ)～log(q)より決定³⁾)より少し低い値とした。地盤はすべて地下水位以下にあるとし、表-5に示す初期応力はK₀正規圧密状態として計算したものである。また、透水係数は式(1)より得られたもので、ドレーン打設による透水係数の劣化は考慮しない。

(1) 圧密沈下量～時間関係

図-8は地表面沈下量 (CL線上) ρ～時間関係であり、改良部の間隙水圧がほぼ0になる (200日後) まで計算している。置換率 $As=12.6\%$ の場合に注目すると、砂杭径 $a=0.886$ m (杭列2列、図中の実線) の場合の200日後沈下量は、砂杭径 $a=0.443$ m (杭列4列、図中の破線) より大きい。これは以下のように考えられる。「マルチリンク・エレメント」は、砂杭と粘土の等

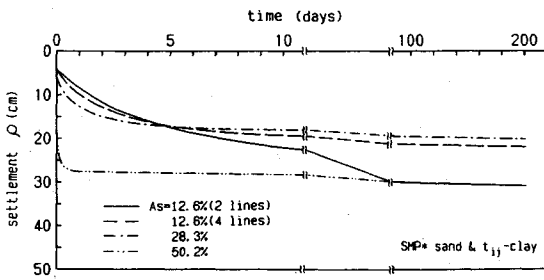


図-8 地表面沈下量～時間関係

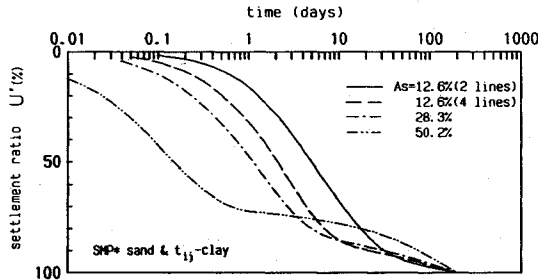


図-9 圧密沈下比～時間関係

軸ひずみ条件を課していないので、たわみ性荷重下では、地表面は不陸状態となり、粘土の軸変位は砂杭より大きい。砂杭径 $a=0.886\text{ m}$ の杭列間隔（表-4 の分担径と等しい）は、 $a=0.443\text{ m}$ の場合の2倍であるから、地表面勾配が同じ場合には、不陸による沈下量も2倍になる。さらに、本解析モデルのように荷重幅と支持地盤深さの比 ($B/H=1/3$) が小さい場合は、一次元圧密変形よりせん断変形（荷重端外側への側方流動）が卓越するため、杭列数が少ない方が、砂杭と粘土の不陸も大きくなると考えられる。しかし、サンドコンパクションパイル工法の現行設計法では、置換率が同じであれば沈下量も同じになるが、それは砂杭と粘土の等軸ひずみおよび一次元変形を仮定しているからである。

本解析のようなモデル地盤では、非改良部の間隙水圧が完全に消散して、初めて圧密沈下が完了するが、それまでには多大な時間を要する。ここでは、圧密度に相当する無次元量として、次式で表される圧密沈下比 U' を用いる。

$$U' = \frac{\rho(t) - \rho_0}{\rho_{200} - \rho_0} \dots (14)$$

ここに、 $\rho(t)$: 時刻 t の地表面沈下量

ρ_0 : 非排水載荷直後 ($t=0$) の地表面沈下量

ρ_{200} : 200日後の沈下量

すなわち、式(14)は改良部の間隙水圧消散に対する圧密度と同義である。

図-9は圧密沈下比 U' ～時間関係である。図で、砂杭径 $a=0.886\text{ m}$ の場合（図中の実線、一点および二点

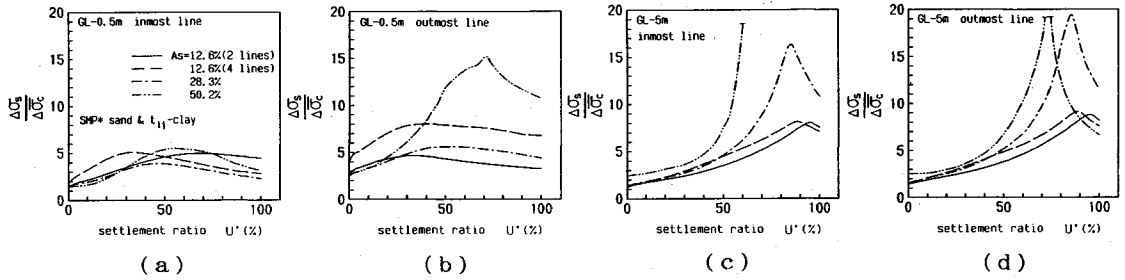
鎖線）、置換率 As が大きいほど圧密が速く進行している。これは、砂杭径が同じ場合、置換率が大きいほど（ドレーン径比 n' が小さいほど）影響半径は小さくなり、間隙水圧が速く消散するからである。図-9の実線と破線は、置換率 $As=12.6\%$ （ドレーン径比 $n'=2.82$ ）で、影響半径 b' は2倍異なるから、Barronの理論によると同じ圧密度に達する時間は4倍異なるはずであるが、図中の実線と破線の時間差は3倍程度である。この差は前述したように、解析モデルはせん断変形が卓越することや砂杭と原地盤土が等軸ひずみ変形していないことが原因と考えられる。また、図-9で、各置換率とも逆S字カーブの後半部分に二次圧密に似た直線部分が見られるが、解析に用いた構成式はInviscid modelであるので、二次圧密による変形は表現できない。この疑似的な二次圧密は、改良部の間隙水圧が消散した後の非改良部の間隙水圧の遅れ消散による変形である。実際工事の現場計測による時間～沈下関係で、「二次圧密部分が現れたので一次圧密は終了した」という記述が幾つか見られるが、その二次圧密部分には非改良部の“遅れ一次圧密”も含まれている。したがって、本解析のように、せん断が卓越するモデルにおいて、時間～沈下量関係をカーブフィッティングして最終沈下量を推定する場合には、注意が必要である。

(2) 応力分担比

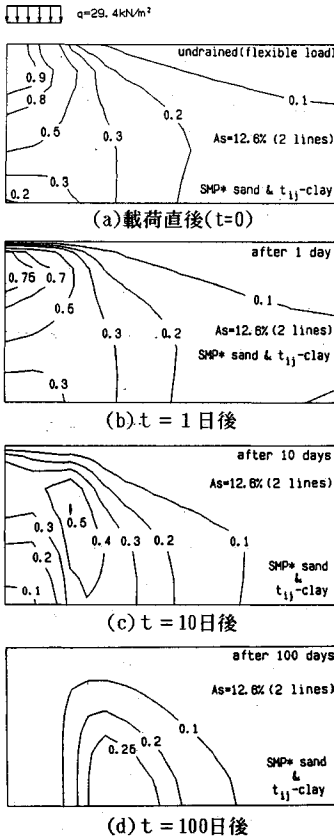
図-10は置換率別の応力分担比 $\Delta\sigma_s/\Delta\sigma_c$ ～圧密沈下比 U' 関係である。ここに、 $\Delta\sigma_s$ は砂杭の鉛直応力増分、 $\Delta\sigma_c$ は「マルチリンク・エレメント」の周辺粘土部の鉛直応力増分の平均値である。図-10の(a)は第1層の要素 (GL-0.5 m) のうちで中央に最も近い杭列の応力分担比、(b)は荷重端下の杭列の応力分担比である。両図とも、応力分担比は圧密度の増加とともに大きくなり、圧密中頃でピークに達する。その後、一定値に落ち着く傾向が見られるが、その値は荷重端下の杭列のほうが大きい。また、図-10(c)は第4層目 (GL-5m) のうちで中央に最も近い杭列の応力分担比、(b)は荷重端下の杭列の応力分担比を示している。(c)の置換率 $As=50.2\%$ （図中の二点鎖線）を除けば、応力分担比は圧密後期にピークに達し、その値は(a)、(b)に比べてかなり大きい。これらは、非排水載荷時の応力分担比の挙動（地表面付近で最大値を示す³⁾）と対照的である。一方、応力分担比が圧密時にピークを持つ現象は、現場計測値にも見られる¹²⁾。上記の結果より、応力分担比は置換率、圧密経過および深さによって異なる値を持つことがわかる。

(3) 間隙水圧分布

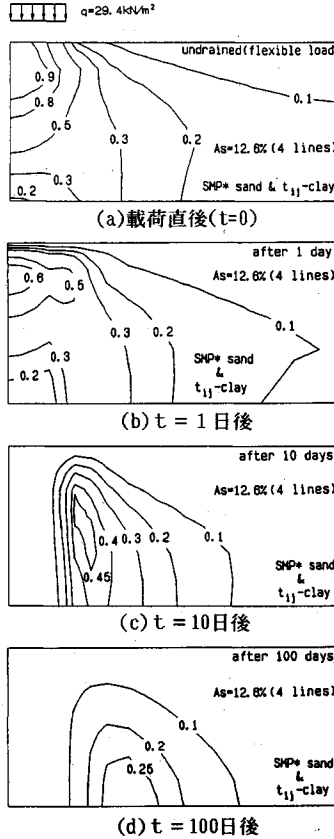
図-11, 12, 13は置換率 $As=12.6\%$ （杭列2列）、 12.6% （杭列4列）、 50.2% の場合の正規化間隙水圧 u/q （間隙水圧 u を載荷重 q で除したもの）分布の経時



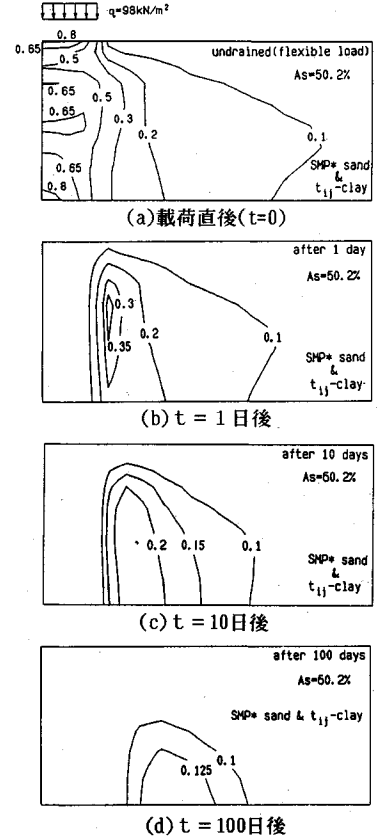
図—10 応力分担比～圧密沈下比



図—11 正規化間隙水圧分布の経時変化 (As=12.6%, 杭列2列)



図—12 正規化間隙水圧分布の経時変化 (As=12.6%, 杭列4列)



図—13 正規化間隙水圧分布の経時変化 (As=50.2%)

変化で、各図の (a) は非排水荷重直後 ($t=0$ 日), (b) は 1 日後, (c) は 10 日後, (d) は 100 日後のものである。各置換率のモデル地盤とも改良部の間隙水圧が速く消散し、改良部と非改良部の境界面下方付近の間隙水圧が最後まで残る様子が見られる。図—11 と図—12 は同じ置換率 $A_s=12.6\%$ (ドレーン径比 $n'=2.82$) でも、影響半径 b' が異なるので、間隙水圧の消散速度は違うが、間隙水圧分布の変化がほとんど同じであることは興味深い。

(4) 要素安全率分布

本文で用いている構成式、すなわち SMP*モデルおよび t_{ij} -clay モデルのせん断特性は空間滑動面上のせん断・垂直応力比 X ($=\tau_{SMP}/\sigma_{SMP}$) に支配されるので、安全率 $S.F$ を次式で定義する。

$$S.F = \frac{X_f}{X} \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 X_f :破壊時の応力比 X

図—14, 15 は置換率 $A_s=12.6\%$ (杭列2列), 50.2% の場合の要素安全率分布である。各図の (a), (b) は

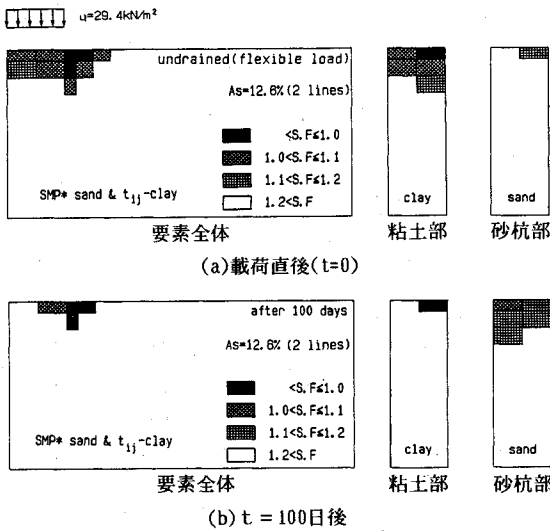


図-14 要素安全率分布の経時変化 ($As=12.6\%$, 杭列2列)

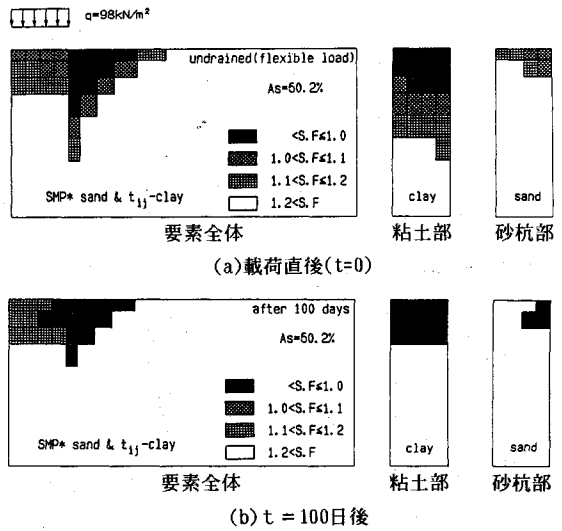


図-15 要素安全率分布の経時変化 ($As=50.2\%$)

非排水載荷直後 ($t=0$ 日) と100日後の分布図である。図中の地盤全体の要素安全率で、改良部の安全率は「マルチリンク・エレメント」の砂杭と周辺粘土部各々の安全率を体積平均したもの、非改良部は要素単独の安全率である。なお、改良部の安全率は、次式で表される。

$$S.F. = As \cdot S.F_s + (1-As) \cdot S.F_c \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 $S.F_s$: 砂杭の安全率

$S.F_c$: 周辺粘土部 (杭間粘土) の平均安全率

また、各図の右側に改良部の粘土部 (杭間粘土) および砂杭の安全率も示す。図-14, 図-15において、非排水載荷により改良部外側の原地盤土が受働破壊 ($S.F \leq 1$) しているが、この部分の破壊は圧密が進行しても回復しないのがわかる。これは、改良部の圧密沈下に引きずられて、せん断変形も増加するからである。しかし、破壊に達していない ($S.F > 1$) 原地盤土は、時間経過とともに安全率が上がっている。同様の現象は、改良部の粘土部 (杭間粘土) にも見られる。一方、砂杭に関しては、荷重端下の砂杭の安全率は時間経過とともに減少している。これは、砂杭が杭間粘土の圧密沈下に伴うネガティブフリクションによりせん断されるからと考えられるが、圧密の進行とともに砂杭が主働破壊するという一般的考察と一致している。

5. 圧縮性の大きい複合地盤の圧密変形特性

ここでは、粘土の圧縮指数 λ および膨潤指数 κ を表-2に示す値の2倍にして、4. と同じ条件で解析し、原地盤土の圧縮性が沈下量や応力分担比に及ぼす影響について述べる。なお、圧密係数-間隙比関係を4. と同じにするために、式(1)の初期透水係数 k_0 および透水係数指数 C_k を2倍にしている。

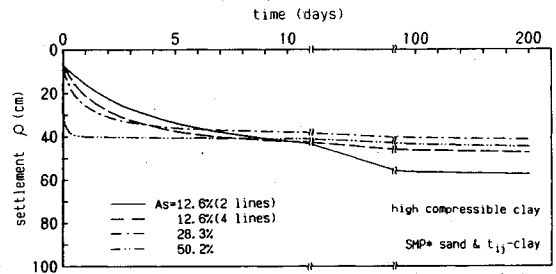


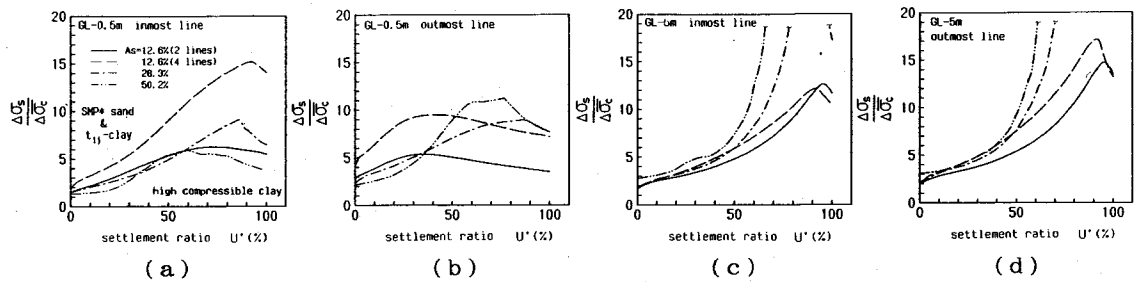
図-16 地表面沈下量～時間関係 (高圧縮性地盤)

表-6 圧縮性の異なる複合地盤の沈下量 (200日後)

| CASE No. | 置換率 As(%) | 杭列 | 載荷荷重 (kN/m ²) | 沈下量(cm) | | 比率 5./4. |
|----------|-----------|----|---------------------------|---------|------|----------|
| | | | | 4. | 5. | |
| 1 | 12.6 | 2 | 29.4 | 30.8 | 57.4 | 1.86 |
| 2 | 12.6 | 4 | 29.4 | 21.9 | 47.3 | 2.16 |
| 3 | 28.3 | 3 | 39.2 | 20.1 | 41.4 | 2.06 |
| 4 | 50.2 | 4 | 98.0 | 30.1 | 44.7 | 1.49 |

(1) 圧密沈下量～時間関係

図-16は地表面沈下量 (CL線上) ρ ～時間関係、表-6は4. および5. で計算された200日後の沈下量をまとめたものである。各置換率の沈下量を見ると、 $As=50.2\%$ 以外は4. の約2倍であり、沈下量と圧縮率はほぼ比例する。一方、置換率 $As=50.2\%$ の場合は次のように考えられる。4. および5. では砂杭の剛性を変えずに計算しているため、砂杭の変形量は4. と5. ではあまり差がない。砂杭の置換率 As が大きいほど粘土部の体積が小さくなるから、粘土部の変形量は改良地盤全体の变形量に対する影響が少なくなる。したがって、砂杭の剛性が変化しない場合、置換率が大きいほど粘土の圧縮率と改良地盤の沈下量の比例関係が成り立たなく



図一七 応力分担比～圧密沈下比（高圧縮性地盤）

なる。

現行設計法のように原地盤土の圧縮性と複合地盤の沈下量が比例するのは、砂杭の剛性が無視できる場合あるいは砂杭と原地盤土の圧縮率が相似に変化する場合（すなわち、砂杭と原地盤土の剛性比が同じ場合）である。このことは、沈下量の低減率から応力分担比を逆算しても、その値は砂杭と原地盤土の剛性比が同じである複合地盤に限定して適用できることを意味している。

(2) 応力分担比

図一七は複合地盤内の応力分担比 $\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_c \sim$ 圧密沈下比 U' 関係であるが、(a), (b), (c), (d) は図一十と同じデータ整理である。図一十と比較すると、ピークを示す曲線の形状は似ているが、応力分担比の値は図一七の方が概ね大きい。これらより、原地盤土の圧縮性は応力分担比の値に影響を与えると言えるが、図一十と図一七の原地盤土と砂杭の剛性比は異なっていることから、応力分担比は置換率および砂杭と原地盤土の剛性比を考慮して設定する必要がある。

間隙水圧分布および要素安全率分布およびそれらの経時変化は、4. と 5. では有意な差は無い。これは、載荷荷重値および圧密係数の変化率を同じにして計算しているからで、粘土の圧縮性の違いはあまり影響しない。

6. 結 論

本文では、砂杭で改良された複合地盤の圧密変形解析について述べたが、まとめると以下ようになる。

(1) 「マクロ・エレメント法」を攪乱による透水係数の劣化を考慮できるように拡張した。それを、「マルチリンク・エレメント」に組込んで解析した結果、ドレーン材の剛性と集水効果を考慮した圧密過程を妥当に解析できることが示された。

(2) せん断変形が卓越する（すなわち、荷重幅と支持地盤深さの比 B/H が小さい）モデル地盤では、置換率が同じであっても、杭列数や杭径が異なれば圧密沈下量も異なる。

(3) 置換率が大きい場合、砂杭の剛性が相似変化しなければ、原地盤土の圧縮率と複合地盤の圧密沈下量は比例しない。

(4) 応力分担比は圧密度とともに変化し、ピークを示す。また、置換率や原地盤土の圧縮性にも影響される。

(5) 圧密の進行に伴って、砂杭の安全率は低下し、杭間粘土の安全率は上昇する。

本文では、理想的な初期応力状態にある複合地盤の応力・変形解析について述べたが、実際の改良地盤は砂杭の圧入により著しく複雑な応力状態にある。また、乱れにより粘土地盤の透水係数も劣化する。したがって、複合地盤の変形挙動を精度良く予測するためには、このような初期状態も把握しておかなければならないので、地盤改良後の原位置試験データの充実が望まれる。

参 考 文 献

- 1) 石崎仁：杭状改良地盤における構成式および解析手法の適用性，第35回土質工学シンポジウム，pp.31～38，1990.
- 2) 石崎仁・松岡元・中井照夫：“砂杭を含む粘土”の軸対称応力下の応力・変形特性，土木学会論文集，第406号，pp.127～136，1989.
- 3) 石崎仁：杭状改良地盤の非排水載荷時の応力・変形解析，土木学会論文集，第448号，pp.53～62，1992.
- 4) Nakai, T. and Matsuoka, H. : Constitution equation for soils based on the extended concept of “Spatial mobilized plane” and its application to finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.87～105, 1983.
- 5) Nakai, T. and Matsuoka, H. : A generalized elasto-plastic constitutive model for clay in three dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.81～98, 1986.
- 6) 赤井浩一・田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文集，第269号，pp.95～104，1978.
- 7) 石崎仁：有限要素法による圧密連成解析の再検討について，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.1107～1110，1986.
- 8) 関口秀夫・柴田徹・藤本朗・山口博久：局部載荷を受けるパーティクル・ドレーン打設地盤の変形解析，第31回土質工学シンポジウム論文集，pp.111～116，1986.
- 9) 最上武雄編著：土質力学，技報堂出版，pp.412～416，1969.
- 10) Onoue, A. : Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration, Soils & Foundations, Vol.28, No.4, pp.165～174, 1988.
- 11) 小林正樹・水上純一・土田孝：粘性土の水平方向圧密係数の決定法，港湾技術研究所報告，第29巻，第2号，pp.63～83，1990.

- 12) 井上年行・向井雅司・小場善助：低置換率のサンドコン
パクションで改良された地盤の変形特性，複合地盤の強
度および変形に関するシンポジウム，(社)土質工学会，

pp.129~134, 1984.

(1992.6.30 受付)

DEFORMATION OF COMPOSITE GROUND DURING CONSOLIDATION

Hitoshi ISHIZAKI

A numerical method by FEM is proposed in order to analyze the consolidation of composite ground improved by sand piles such as sand compaction pile method. The proposed method takes into account the stiffness of piles and the drainage through sand piles which is called 'vertical drain effect'. This method can express the influence of decreased permeability in smeared zone. Then composite grounds having such properties are analyzed by the proposed method with 'Multi-link element' which is a quasi-three-dimensional FEM for composite ground. Consequently the proposed method describes well the influence of diameter and pitch of pile on consolidation degree. The distribution of safety in ground and the change of stress share accompanying pore-pressure dissipation are also obtained.
