

# 杭状改良地盤の非排水載荷時の応力・変形解析\*

石崎 仁\*\*

杭状改良地盤の変形・強度特性を、二次元近似有限要素法および三次元有限要素法により解析した結果、二次元近似有限要素法は、非排水時の支持力に幾つかの問題点があることが明らかになった。さらに、三次元効果を組み込んだ準三次元有限要素法により、種々の杭状改良地盤の非排水解析を行い、変形、支持力、杭状地盤特有の破壊パターンや改良杭と原地盤土の応力分担などについて考察した。

**Keywords :** composite ground, FEM, constitutive equation, undrained strength

## 1. まえがき

深い軟弱地盤では、サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法などによる杭状の地盤改良がよく行われる。これらの工法の現行設計法では、改良杭と原地盤土の応力分担比を設定して、支持力や沈下量を求めている。この応力分担比は経験的な値(サンドコンパクション工法では3~5)が用いられているが、実測値とはかなり異なるケースも幾つか報告されている<sup>1)</sup>。このような複合地盤では、改良杭と原地盤土の応力~ひずみ関係は三次元状態でつり合っている。したがって、複合地盤を合理的に解析するためには、改良杭と原地盤土の応力~ひずみ関係の相互作用を考慮する必要がある。著者は、複合地盤要素として「砂杭を含む粘土」の実験を行い、個々の構成材料(砂杭と粘土)の応力~ひずみ関係式による解析値と比較した<sup>2)</sup>。その結果、個々の構成材料の応力~変形特性を妥当に表現できる構成式を用いれば、複合地盤要素全体の変形挙動を良く表せることを示した。さらに、帯状荷重を受ける杭状改良地盤のモデル解析を行い、この場合でも用いる構成式によって解析値が大きく異なることを示し、杭状改良地盤解析において構成式が備えていなければならない特性について述べた<sup>3)</sup>。さて、杭状改良地盤はいかなる荷重下においても三次元応力下にあるにもかかわらず、二次元問題に近似して解析することがよく行われている。しかし、二次元近似した解析結果が、元来の三次元解析結果と比べてどの程度の違いがあるかについては、ほとんど述べられていない。本文では、従来よく行われる二次元近似解析法の1つを取り上げ、三次元解析との相違について述べる。

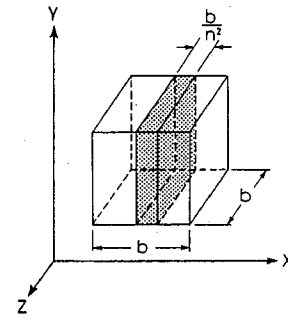


図-1 「二次元複合要素」の概要図

さらに、帯状荷重を受ける杭状改良地盤用に開発した有限要素「マルチリンク・エレメント」を用いて、モデル地盤の非排水解析を行い、地盤構成材料(改良杭と原地盤土)の剛性および改良形式の相違が、非排水支持力に及ぼす影響について報告する。

## 2. 二次元近似解析法の検討

### (1) 「二次元複合要素」

杭状改良地盤を二次元問題に近似して解析する方法は幾つかあるが、ここでは、改良杭径  $a$ 、分担径  $b$  の杭状改良単位を、図-1 に示すような平面ひずみ要素によるサンドイッチ構造で表す方法を取り上げる。図中の斑点部分の板要素が改良杭に、両側の部分が原地盤土に相当する。斑点部分の体積が改良杭の体積と等しいとすると、板幅  $t$  は次式で与えられる。

$$t = b/n^2 \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $n$ ; 径比  $n = b/a$

なお、改良杭の置換率  $A_s = 1/n^2$  で表される。本文では、図-1 の要素を「二次元複合要素」と呼ぶことにする。なお、以下の解析では両側の原地盤土要素を  $X$  方向に各々2分割(合計5列の要素より成る)して計算している。

\* 本研究の内容の一部は既発表<sup>3)</sup>であるが、本文はその後の研究成果を加えて取りまとめたものである。

\*\* 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)

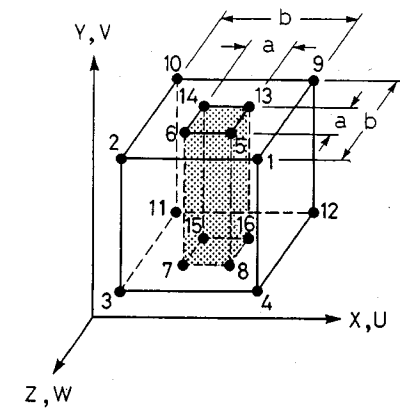


図-2 「マルチリンク・エレメント」の概要図

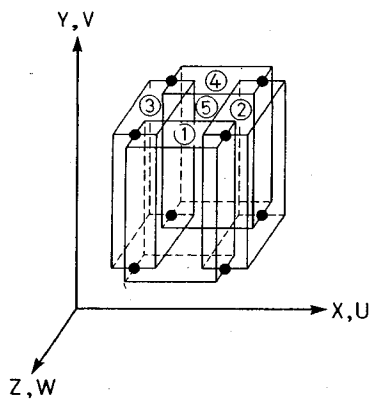


図-3 内部要素の分割図

(2) 「マルチリンク・エレメント」<sup>3)</sup>

上記の「二次元複合要素」は、三次元変形(図-1ではZ方向の変形)を考慮できない。そこで、杭状改良単位を図-2に示すように、16節点の変位で表わせる要素を考える。この図で、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。さて、杭状改良単位を図-3のように5個の直方体要素に分割した場合を考え(中央に改良杭の4角柱がある)、各直方体要素を内部要素と呼ぶことにする。図中の座標軸上のU, V, Wは各々X, Y, Z方向の変位を意味する。図-3で、周辺部の内部要素同士で重なる部分があるが、各内部要素の剛性を交点(図-3中の●)の節点変位でリンクすることによって、杭状改良単位全体の要素剛性を組立てる。そして、幾つかの変位に対する拘束条件(たとえば、Z方向の対称性や杭状改良単位のZ方向の両側面は変位しないなど)や内挿関係を導入することによって、交点の節点変位を図-2に示す16節点変位で表わせるようにし、最終的に8節点20自由度まで縮約する。節点変位の縮約式の一部を示すと、以下ようになる。

1) 平面中心(X軸に平行)に関する対称性を仮定する。

表-1 材料パラメータ (SMP\*モデル)

$\lambda^*$	0.9	
$\mu^*$	0.27	
$\mu'^*$	0.41	
$\gamma_o^*$	$\gamma_{oi}^*$	0.10%
	$C_d^*$	0.066%
	$\sigma_{mi}$	98kN/m <sup>2</sup> (1kgf/cm <sup>2</sup> )
$C_c / (1+e_o)$	0.928%	
$C_s / (1+e_o)$	0.578%	
$K_o$	0.45	
$v_e$	0.3	
$\phi$ (comp.)	40.0°	

表-2 材料パラメータ ( $t_{ij}$ -clayモデル)

$\lambda / (1+e_o)$	5.08%
$\kappa / (1+e_o)$	1.12%
$\alpha$	0.7
$v_e$	0.0
$\phi$ (comp.)	33.7°

これより、杭状改良単位全体の節点変位に関して、次の関係が生ずる。

$$u_{i+8} = u_i \dots \dots \dots (2)$$

$$v_{i+8} = v_i \dots \dots \dots (3)$$

$$w_{i+8} = -w_i \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $i=1\sim 8$ である。なお、下添字は図-2の節点番号を表す。

2) Z方向に関してマクロ的に平面ひずみである。

この場合、杭状改良単位のZ方向側面の節点変位は、次式で表される。

$$w_1 \sim w_4 = 0 \dots \dots \dots (5)$$

$$w_9 \sim w_{12} = 0 \dots \dots \dots (6)$$

その他内部要素の節点変位と杭状改良単位全体の節点変位の関係式については、文献3)を参照されたい。ただし、図-2の節点1~4の変位はX, Y変位、節点5~8はX, Y, Z変位であるので、要素の両側に平面ひずみ要素を接続することができる。本文では、このように縮約した要素を「マルチリンク・エレメント」と呼ぶ。ここで、各内部要素毎に独立した応力やひずみなどが計算されることに注意を要する。したがって、間隙水圧との連成解析では、各内部要素毎に間隙水圧および体積変化が定義される。

(3) 改良杭および原地盤土の応力~ひずみ関係式

ここでは、改良杭に砂杭、原地盤土に正規圧密粘土を想定し、砂杭にはSMP\*モデル<sup>4)</sup>を、粘土には $t_{ij}$ -clayモデル<sup>5)</sup>を用いる。両モデルは土材料特有のダイレタンシー特性や中間主応力の影響を表現できる弾塑性構成式であり、砂杭を含む粘土の要素試験およびモデル解析においても合理的な解析値を与える<sup>2),3)</sup>。特にSMP\*モデルは密詰め砂のせん断時の正のダイレタンシーや高い応力比の異方圧密時に生ずる体積膨張を、 $t_{ij}$ -clayモデル

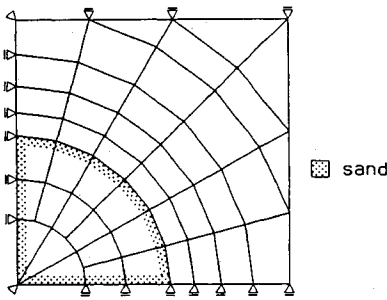


図-4 三次元解析の要素分割 (平面図,  $A_s=25\%$ )

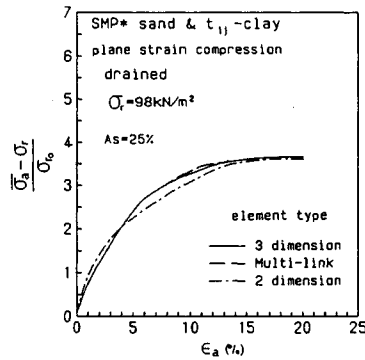


図-5 平面ひずみ圧縮排水試験の正規化軸差応力-軸ひずみ関

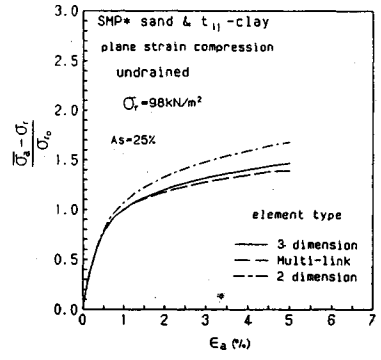


図-6 平面ひずみ圧縮非排水試験の正規化軸差応力-軸ひずみ関係

は正規圧密粘土のせん断時の負のダイレタンシーを妥当に表現できる。さらに、両モデルによる相異なる三主応力下の変形特性は、実験結果と良く一致している。また、両モデルによる“砂杭を含む粘土”の変形解析では、応力状態（たとえば、一次元圧密や三軸圧縮・伸張状態）により砂杭と粘土の応力分担率が異なることが示されるが、これらの現象は実験結果と良く対応している。計算に用いた材料パラメータは、文献2), 3), 4), 5)と同じ値で、それらを表-1, 2に示す。さて、砂杭と粘土より成る杭状改良地盤では、両者の応力・変形特性の違いにより、排水せん断では砂杭が、非排水せん断では粘土が先に破壊応力に達する。したがって、杭状改良地盤の解析では、破壊応力に達した要素は破壊応力状態を維持したまま、計算が続行されなければならない。ここで用いた構成式は、付録に示す操作により破壊応力比を維持しながら計算することができる。

(4) 杭状改良単位の平面ひずみ圧縮解析

ここでは、杭状改良単位の平面ひずみ圧縮解析により、「マルチリンク・エレメント」と「二次元複合要素」の妥当性を調べる。なお、比較解は、図-4に示すように細分割された三次元要素による1/4モデル（深さ方向は1層）の解析結果とする。解析は側圧 ( $\sigma_r$ ) 一定、砂杭の置換率  $A_s=25\%$ 、粘土と砂杭は等軸ひずみ変形するとして計算している。なお、初期応力は粘土および砂杭とも  $\sigma=98 \text{ kN/m}^2 (=1 \text{ kgf/cm}^2)$  の等方応力状態とした。

a) 排水解析

砂杭部および粘土部とも排水状態（間隙水圧を考慮しない）で計算する。図-5は、正規化軸差応力 ( $\bar{\sigma}_a - \sigma_r$ ) /  $\sigma_{r0}$  - 軸ひずみ  $\epsilon_a$  関係である。ここに、 $\bar{\sigma}_a$  は砂杭と粘土の平均軸応力、 $\sigma_{r0}$  は初期側圧である。「マルチリンク・エレメント」の結果（図中の破線）と「二次元複合要素」の結果（図中の一点鎖線）は、三次元解析結果（図中の実線）とほとんど同じである。

b) 非排水解析

粘土部は非排水状態、砂杭部は排水状態として計算する。図-6は、正規化軸差応力-軸ひずみ関係である。

図より、「マルチリンク・エレメント」の結果（図中の破線）は、三次元解析結果（図中の実線）と良く一致しているが、「二次元複合要素」（図中の一点鎖線）は、強度を過大評価することがわかる。これは以下の理由による。「二次元複合要素」では、砂杭部および粘土部は平面ひずみ状態で変形するが、用いた構成式は中間主応力の影響を考慮しており、砂や粘土は平面ひずみ状態付近で内部摩擦角（排水状態時）が最大になる。この解析は側圧一定であるため、砂杭は平面ひずみ状態付近で最も大きい排水せん断強度を示す。一方、粘土の非排水せん断強度は負のダイレタンシーにより、砂の排水せん断強度よりかなり小さい。したがって、砂杭と粘土より成る“杭状改良単位”としてのせん断強度は、砂杭の排水せん断強度が大きく影響する。「二次元複合要素」の砂杭はZ方向に対して平面ひずみ状態であるが、「マルチリンク・エレメント」の砂杭は、XおよびZ方向に伸張するので、平面ひずみ状態よりは三軸圧縮状態に近いと考えられる。したがって、同じ側圧下では、「二次元複合要素」の砂杭の排水せん断強度は「マルチリンク・エレメント」の砂杭より大きいため、“杭状改良単位”のせん断強度は「二次元複合要素」のほうが大きくなる。

(5) モデル解析

図-7は、杭状改良されたモデル地盤の有限要素メッシュである。ここでは、左右対称と考えて半断面だけを計算する。図中の斜線部が改良領域で、砂杭の置換率  $A_s=12.6\%$ ,  $28.3\%$ ,  $50.2\%$  の3種類とし、表-3にそれらの諸元を示す。「マルチリンク・エレメント」を用いた解析では、図-7の改良部に「マルチリンク・エレメント」を、原地盤土部に平面ひずみ要素を用いている。初期応力は  $K_0$  正規圧密状態とし、砂の単位体積重量は、 $19.4 \text{ kN/m}^3 (=1.98 \text{ tf/m}^3)$ 、粘土は  $18.1 \text{ kN/m}^3 (=1.85 \text{ tf/m}^3)$  とした。なお、地盤はすべて地下水位以下で飽

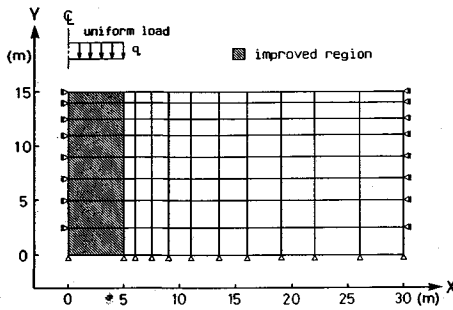


図-7 モデル解析の有限要素メッシュ分割図

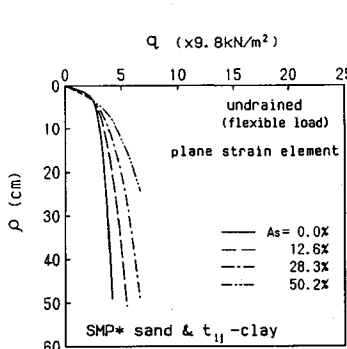


図-8 「二次元複合要素」による荷重～沈下量関係

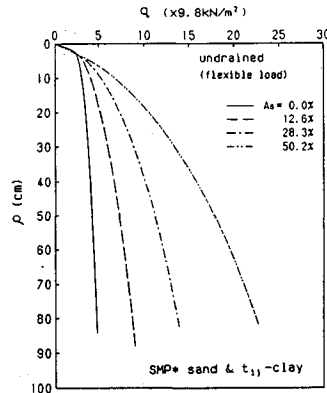


図-9 「マルチリンク・エレメント」による荷重～沈下量関係

和状態にあると考えると、初期応力は水中重量で計算した(表-4)。載荷荷重はたわみ性の等分布荷重とし、急速載荷を想定して粘土部は非排水状態として計算している。ただし、砂杭は透水性が極めて良いと仮定して排水状態(間隙水圧は生じない)とした。

図-8は、改良領域に「二次元複合要素」を用いた場合の荷重 $q$ ～地表面沈下量( $CL$ 線上) $\rho$ 関係であり、図-9は、「マルチリンク・エレメント」を用いた場合の同関係である。ここに、 $CL$ 線とはモデル図の対称中心線(図-7左端の一点鎖線)を表している。一般に、速度形の弾塑性解析において、本モデル地盤のように初期応力が深さ方向に増加する場合には、明確な強度(無限大の変形が生ずる荷重値)が得られない。しかし、地盤の強度が大きいほど荷重～沈下曲線より求めた降伏荷重も大きいから、本文では、地盤の強度の相対的な大小関係を降伏荷重の比較で考察する。表-5は、 $\log(q) \sim \log(\rho)$  曲線の折れ曲がり点より求めた降伏荷重で、両解析法とも置換率 $A_s$ が大きくなるにつれて降伏荷重が増加している。しかし、「二次元複合要素」による降伏荷重は、「マルチリンク・エレメント」によるものよりかなり小さく、置換率 $A_s$ が小さい場合にはあまり改良効果が見られない。「マルチリンク・エレメント」では、 $Z$ 方向の両側面にも粘土要素がある(図-2)ために

表-3 改良領域の諸元

置換率 $A_s(\%)$	改良杭径 $a(m)$	改良板厚 $b/n^2(m)$	影響径 $b(m)$	杭列数
12.6	0.886	0.315	2.5	2
28.3	0.886	0.471	1.666	3
50.2	0.886	0.628	1.25	4

表-4 モデル地盤の初期応力状態

層	砂杭応力 (kN/m <sup>2</sup> )		粘土応力 (kN/m <sup>2</sup> )	
	$\sigma_v$	$\sigma_h$	$\sigma_v$	$\sigma_h$
1	4.80	2.17	4.17	1.96
2	16.81	7.57	14.58	6.85
3	31.21	14.04	27.08	12.72
4	48.02	21.61	41.65	19.58
5	67.23	30.25	58.31	27.41
6	86.44	38.90	74.97	35.24
7	108.05	48.62	93.72	44.04
8	132.06	59.43	114.54	53.83

表-5 各解析ケースにおける降伏荷重 ( $\times 9.8 \text{ KN/m}^2$ )

置換率 $A_s(\%)$	0	12.6	28.3	50.2
二次元複合要素	2.25	2.4	2.5	3.3
マルチリンク・エレメント	2.25	3.2	4.5	10.5

$XY$ 面内のせん断変形が抑制される。これに対して、「二次元複合要素」は $XY$ 面内で容易にせん断変形できるために要素内のせん断応力の増加が著しくなり、小さな上載荷重でも破壊に至ると考えられる。図-10, 11は、置換率 $A_s=28.3\%$ の場合の両解析法による降伏荷重付近の変形図である。「二次元複合要素」による結果(図-10)では、原地盤土と砂杭の変形差(地表面の不陸)が、「マルチリンク・エレメント」(図-11)より大きくなっており、上記の考察を裏付けている。これらの解析結果は、たわみ性荷重の場合に得られたものである。したがって、ある程度の剛性を考慮できる盛土荷重の場合には、「二次元複合要素」を用いても表-4以上の改良効果を期待できるが、「マルチリンク・エレメント」との機構的な差は依然残る。なお、表-5の置換率 $A_s=0\%$ は未改良の原地盤を意味している。

以上、杭状改良単位の平面ひずみ圧縮解析および杭状改良地盤のモデル解析において、「二次元複合要素」と「マルチリンク・エレメント」の妥当性を検討した結果、「二次元複合要素」を用いる場合は幾つかの注意すべき点があることが示された。すなわち、「二次元複合要素」は砂杭周囲の粘土の抵抗を適切に表現できないので、三次元解析に比べて、平面ひずみ圧縮解析では高めの強度を、モデル解析では逆に低めの降伏荷重を示す結果になる。

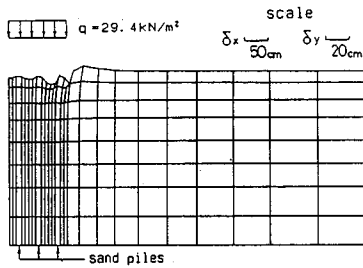


図-10 「二次元複合要素」による要素変形図

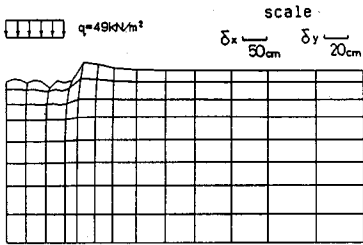


図-11 「マルチリンク・エレメント」による要素変形図 ( $A_s=28.3\%$ )

一方、「マルチリンク・エレメント」が妥当な結果を示すのは、砂杭の周辺要素とりわけ図-3の内部要素①と④の剛性を考慮しているからである。二次元近似解法で、上記のような砂杭の周辺要素①と④の剛性を表現するのは難しい。「マルチリンク・エレメント」は、直接に砂杭および粘土の三次元応力～ひずみ関係式を用いるので構成式の種類を選ばない。しかし、基本的には三次元要素であるので「二次元複合要素」より記憶容量および演算時間は多くなるが、純粋な三次元解析に比べれば1桁以上小さい。

### 3. 標準条件下の杭状改良地盤の応力状態

本文では、2.(5)で解析したモデル地盤を標準条件の杭状改良地盤と定め(以下、標準モデル地盤と呼ぶ)、次章以降のプロフィールの異なる改良地盤の変形挙動と比較するが、この章では標準モデル地盤の安全率分布および応力分担比について述べる。

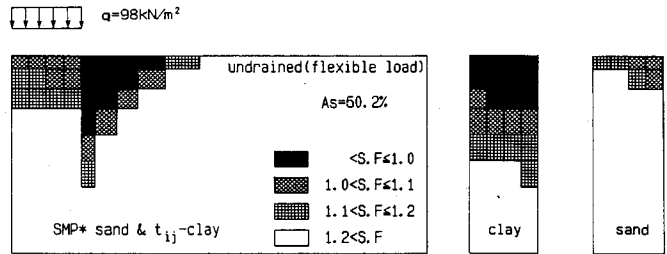
#### (1) 地盤内の安全率分布

図-12は、置換率  $A_s=50.2\%$  の場合の「マルチリンク・エレメント」による降伏荷重付近  $q=98 \text{ kN/m}^2 (=10 \text{ tf/m}^2)$  の要素安全率分布図である。安全率  $S.F$  は、空間滑動面 (Spatial mobilized plane) 上のせん断・垂直応力比  $X = \tau_{SMP} / \sigma_{SMP}$  を用いて、次式で定義する。

$$S.F = \frac{X_f}{X} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 $X_f$ :破壊時の応力比

図-12 (b) および (c) は、改良部の「マルチリンク・エレメント」の粘土部および砂杭部の安全率を示したも



(a)要素全体 (改良部は砂杭と粘土の体積平均) (b)粘土 (c)砂杭

図-12 要素安全率分布図 ( $A_s=50.2\%$ )

ので、図-12 (a) は「マルチリンク・エレメント」の粘土部と砂杭部の安全率を、式 (8) で体積平均したものである。すなわち、次式で表される。

$$S.F = A_s \cdot S.F_s + (1 - A_s) \cdot \overline{S.F_c} \dots \dots \dots (8)$$

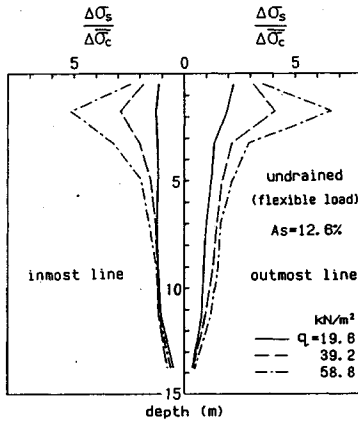
ここに、 $S.F_s$ :砂杭の安全率

$\overline{S.F_c}$ :粘土部の平均安全率

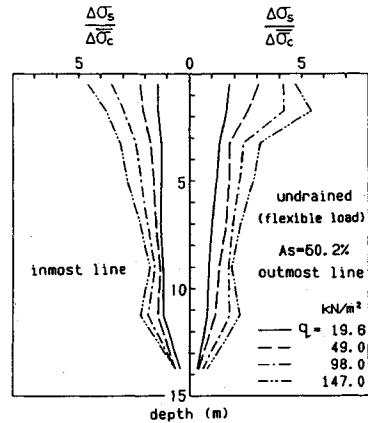
粘土部の平均安全率は、図-3に示す周辺内部要素の安全率の平均値である。図-12 (a)より、杭状改良地盤の破壊は、改良部外側の原地盤土が受働破壊することによって生ずるのがわかる。三笠ら<sup>6)</sup>は、遠心力載荷装置を用いて、砂杭で改良された模型地盤の実験を行い、地盤内のせん断ひずみを観察している。その中で、破壊時には受働域に大きなせん断ひずみが生ずるが、改良部のひずみはあまり大きくないと報告しているが、このことは、図-12 (a)の結果に対応している。図-12 (b), (c)は、改良部の粘土部および砂杭の安全率 (式 (3) の  $S.F_s$ ,  $\overline{S.F_c}$ ) の分布である。両図より、粘土部はかなりの部分が破壊 ( $S.F \leq 1$ ) しているのに対して、砂杭は破壊に達していない。砂杭とその周辺粘土部はほぼ同じ拘束圧でのせん断状態にあるので、砂杭の排水強度は粘土の非排水強度より大きい。だから、杭状改良地盤は粘土部が破壊しても、砂杭が破壊するまでは荷重増加に耐えられる。そして、砂杭が破壊すると急激に変形が増大し、地盤全体が破壊に至る。このことから、杭状改良地盤の解析では要素が局部的に破壊しても、破壊状態を維持しながら計算が続行されなければ、杭状改良地盤特有の変形・強度特性を表現できないことが言える。三笠らの実験は遠心力載荷終了後の模型実験の変形分布であるので、粘土部の間隙水圧はかなり消散されていると想像され、粘土部を非排水状態として載荷する本解析とは、排水条件の点で差があると思われる。しかし、改良部外側の受働破壊は、粘土部が非排水に近い状態でせん断された時に生じたものであり、間隙水圧消散後もほぼ残ると考えて、三笠らの実験結果と比較した。

#### (2) 応力分担比

杭状改良地盤の設計においては、応力分担比は支持力および沈下量を求めるのに重要な因子である。



図一13 応力分担比の深度分布 ( $A_s=12.6\%$ )



図一14 応力分担比の深度分布 ( $A_s=50.2\%$ )

応力分担比は、次式で定義される。

$$\text{応力分担比} = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_c \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $\Delta\sigma_s$  : 砂杭の鉛直応力増分

$\Delta\sigma_c$  : 粘土の鉛直応力増分

ただし、「マルチリンク・エレメント」では、周辺粘土部の平均値  $\Delta\sigma_c$  を用いて、応力分担比を計算する。

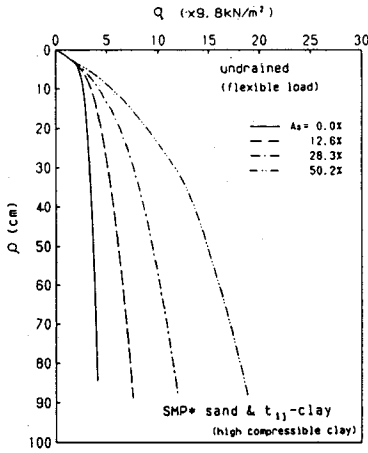
図一13は、置換率  $A_s=12.6\%$  の場合の応力分担比の深度分布である。図中の左側は中央に最も近い杭列の応力分担比を、右側は最も外側（荷重端側）の応力分担比を、荷重レベル  $q=19.6, 39.2, 58.8 \text{ kN/m}^2 (=2, 4, 6 \text{ tf/m}^2)$  別に示している。図一13によると、荷重  $q=19.6 \text{ kN/m}^2$  では応力分担比は地表面近くがやや大きいものの、どの深さにおいてもほぼ同じであるが、荷重  $q=39.2 \text{ kN/m}^2$  以上では深さ 2 m 付近（地表面から 2 層目の要素）の応力分担比が著しく大きい。これは、第 1 層目が水平方向に大きく変形したために、その下層の第 2 層目に応力が集中したからである。“砂杭を含む粘土”の実験結果<sup>2)</sup>では、砂杭の応力分担は“砂杭を含む粘土”が側方に変形しない場合（たとえば、一次元圧密）のほうが側方に伸張する場合（たとえば、側圧一定の三軸圧縮試験）より大きくなっている。モデル解析において、要素が水平方向に大きく変形すると砂杭の応力分担が小さくなることは、上記の実験結果と対応している。モデル地盤の第 1 層目は、初期応力が小さいため剛性が低くなる（用いた構成式は、剛性が初期応力に依存する）ので変形しやすい。したがって、盛土荷重のように剛性のある荷重下では、地表面の水平変位が拘束されるので、地表面付近の応力分担比が最大となる場合も考えられるが、とにかく、非排水状態（砂杭は排水状態）においては地表面付近の応力分担比が最大となり、ある深さ以下では砂杭の応力集中はあまり期待できない。現行設計法では、円弧すべり安定計算がよく行われるが、最小安全率のすべり円が地表面よりかなり深い地盤内部を横切る

ケースが少なくない。このような場合、地盤深部の応力分担比を大きく採ると、砂杭の分担するせん断抵抗を大きく見積ることになるので、過大な許容荷重を計算することになる。したがって、地表面近くで測定された応力分担比を、深さにかかわらず一定として用いると、危険側の設計を行う可能性がある。

図一14は、置換率  $A_s=50.2\%$  の場合の同関係であるが、この図でも置換率  $A_s=12.6\%$  の場合と同じことが言える。両図において、置換率  $A_s=12.6\%$  での荷重  $q=39.2 \text{ kN/m}^2 (=4 \text{ tf/m}^2)$ 、 $A_s=50.2\%$  での  $q=98 \text{ kN/m}^2 (=10 \text{ tf/m}^2)$  は、各々の降伏荷重付近である。標準モデル地盤の降伏荷重レベルにおける地表面付近の応力分担比は 3~4 で、現行設計法で通常用いられている値に近い。ここでの応力分担比に関する考察は、たわみ性荷重が、砂杭部は排水状態で、粘土部は非排水状態で作用する場合の計算結果である。なお、図一13, 14において、第 2 層目以下で深部の応力分担比  $\Delta\sigma_s/\Delta\sigma_c$  の分布が凸凹するのは、要素分割が粗いことによるロッキングが原因と考えられる。

#### 4. 圧縮性の大きい杭状改良地盤の応力・変形特性

3. で検討した標準モデル地盤の粘土は、わが国に一般的な沖積粘土に比べてかなり圧縮性が小さい。応力集中は改良杭と原地盤土の剛性の違いにより生ずることを考えると、粘土の圧縮性が異なれば 3. とはかなり異なる結果が得られる可能性がある。この章では、粘土の圧縮指数  $\lambda$  および膨潤指数  $\kappa$  を、表一2に示す値の 2 倍にして 3. と同様の解析を行った結果について述べる。本文で用いている粘土の構成式 ( $t_{ij}$ -clay モデル) では、粘土の膨潤指数と圧縮指数の比  $\kappa/\lambda$  を一定にして  $\kappa$  と  $\lambda$  を変化させても、強度増加率  $c_u/p$  は変わらない。そして、標準モデル地盤と粘土の圧縮率が大きい地盤の初



図一15 圧縮性の大きい改良地盤の荷重～沈下量関係

表一6 地盤条件の違いにおける降伏荷重 (×9.8 KN/m²)

置換率 As(%)	0	12.6	28.3	50.2
圧縮性地盤	2.25	3.2	5.0	11.0
標準モデル地盤	2.25	3.2	4.5	10.5

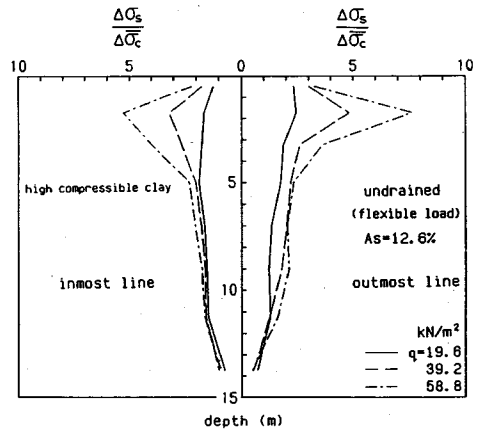
期応力が同じであれば、両地盤の初期“p”（この場合、初期応力による土被り圧）が同じであるから、両地盤の粘土部の非排水せん断強度  $c_u$  は等しくなる。すなわち、粘土部の非排水せん断強度  $c_u$  が同じで、圧縮率が異なる場合の影響を調べることができる。

(1) 荷重～沈下量関係

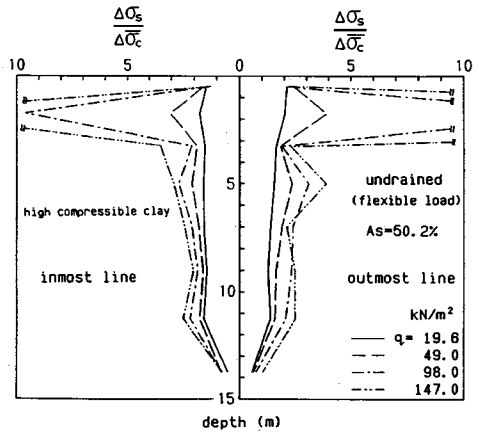
図一15は、各置換率における荷重  $q$ ～地表面沈下量 (CL線上)  $\rho$  関係である。標準モデル地盤の同関係 (図一9) と比べると、同じ荷重レベルにおける沈下量は、粘土の圧縮性の大きい地盤の場合の方が大きい。ここでは、粘土部は非排水状態で計算しているので、粘土の圧縮指数の変化は体積変化には影響しないはずである。しかし、粘土の構成式  $t_{11}$ -clay モデルでは、せん断弾性係数  $G$  を膨潤指数  $\kappa$  より次式で計算している。

$$G = \frac{3(1-\nu_e)}{2(1+\nu_e)} \frac{1+e_0}{\kappa} p \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\nu_e$ : ポアソン比,  $e_0$ : 初期間隙比,  $p$ : 平均主応力 (10) より、膨潤指数  $\kappa$  が2倍になればせん断弾性係数  $G$  は1/2になるので、せん断変形は大きくなる。すなわち、水平変位が大きくなるが、非排水状態ゆえに沈下量も大きくなるのである。なお、ここでは、 $\lambda$  および  $\kappa$  を2倍したが、 $\kappa/\lambda$  は同じなので強度増加倍率  $c_u/p$  は、標準モデル地盤の粘土と同値であることを補足しておく。表一6は、各置換率別の降伏荷重であるが、標準モデル地盤 (表一5の「マルチリンク・エレメント」の値) とほぼ同じで、粘土の圧縮性の影響はほとんどない。表一6で、圧縮性地盤の降伏荷重が標準モデル地盤より大きくなっているが、これらの差は整理法 ( $\log(q)$



図一16 応力分担比の深度分布 ( $A_s=12.6\%$ , 高圧縮性地盤)

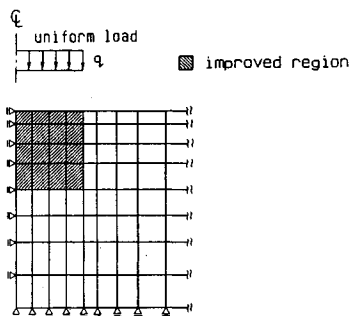


図一17 応力分担比の深度分布 ( $A_s=50.2\%$ , 高圧縮性地盤)

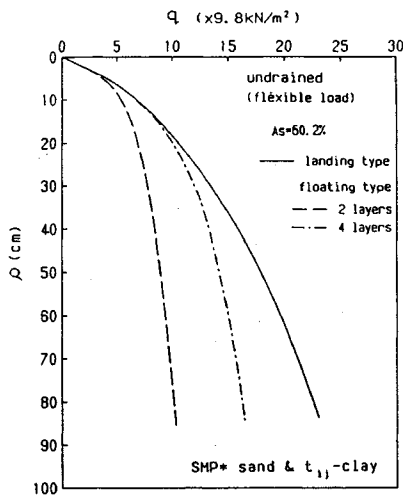
～ $\log(\rho)$  の誤差によるもので、両者の降伏荷重はほぼ同じであると考えてよい。これらの結果によれば、非排水載荷時の降伏荷重は砂杭の内部摩擦角と粘土の強度増加倍率でほぼ決まることになる。

(2) 応力分担比

図一16は、置換率  $A_s=12.6\%$  の場合の応力分担比である。標準モデル地盤 (図一13) と比べると、やや応力分担比の値が大きいくだけで深さ方向の分布は同じである。一方、図一17は、置換率  $A_s=50.2\%$  の場合の応力分担比である。荷重  $q=98 \text{ kN/m}^2, 147 \text{ kN/m}^2$  の場合 (図中の一点線と二点鎖線)、地表面より2層目の応力分担比は10以上となっている。この場合の応力分担比が、標準モデル地盤 (図一14) の場合より著しく大きいのは、砂杭が、ほとんどの荷重を受け持つからである。置換率  $A_s=12.6\%$  (図一16) との比較から、この現象は砂杭の置換率がかなり大きい場合に生ずると考えられる。すなわち、非排水状態 (砂杭は排水状態) の応力分担比は、改良杭と原地盤土の剛性差および置換率に影響されると言えるが、影響を受ける深度は浅い部分である。



図一18 “浮き基礎形式”改良地盤の要素分割図 ( $A_s=50.2\%$ , 4層)



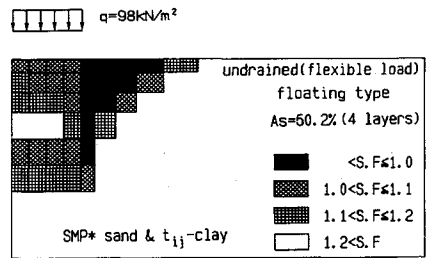
図一19 荷重～沈下量関係 (着底式, 浮き基礎形式)

### 5. 浮き基礎形式の杭状改良地盤の応力・変形特性

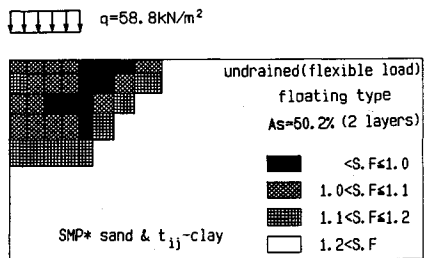
これまでの考察から、非排水状態（砂杭は排水状態）の改良杭への応力集中は浅い部分にしか及ばないことがわかった。そうすると、改良杭を支持地盤まで打設しなくても、所要支持力を得られることが予想される。ここでは、改良杭を原地盤の途中まで打設した“浮き基礎形式”の杭状改良地盤を解析し、その変形特性を述べる。この章では、図一7に示すモデルにおいて、地表面から2層および4層までを改良した場合を考える。図一18に、4層まで改良した解析モデルを示す。ただし、置換率  $A_s=50.2\%$  とする。

#### (1) 荷重～沈下量関係

図一19に、2層および4層まで改良した場合と支持地盤まで改良した場合の荷重  $q$ ～沈下量  $\rho$  関係を示す。同図より、2層まで改良した場合（図中の破線）の降伏荷重は  $q=53.9 \text{ kN/m}^2$  ( $=5.5 \text{ tf/m}^2$ ) であるが、4層まで改良した場合（図中の一点鎖線）と支持地盤まで改良し



図一20 要素安全率分布図 (4層まで改良)



図一21 要素安全率分布図 (2層まで改良)

た場合は（図中の実線）ともに、 $q=102.9 \text{ kN/m}^2$  ( $=10.5 \text{ tf/m}^2$ ) が得られた。すなわち、置換率  $A_s=50.2\%$  では、4層以上改良しても非排水載荷時の降伏荷重の増加は期待できない。

#### (2) 地盤内の安全率分布

図一20は、4層まで改良した場合の荷重  $q=98 \text{ kN/m}^2$  ( $=10 \text{ tf/m}^2$ ) における要素安全率分布である。ただし、改良部の安全率は、砂杭と粘土の体積平均したものである（式（3）参照）。図一20によると、この場合も図一12 (a)と同様に改良部外側の原地盤土が受働破壊しており、この破壊形態は改良深さの影響を受けないと言える。しかし、図一20において、改良部直下の原地盤土の要素（地表面より5層目）の安全率が、 $1 < S.F. \leq 1.1$  とかなり低くなっており、改良底面下で押し込み破壊が起こっていると考えられる。図一21は、2層まで改良した場合の要素安全率分布であるが、この図では改良部底面下の要素（3層目）の安全率に明確に表れている。このことは、荷重～沈下曲線より得られる降伏荷重が同じであっても、改良形式によって、地盤内の局所的な応力分布および破壊パターンは異なるということの意味している。したがって、浮き基礎形式の杭状改良地盤の非排水支持力は、荷重下の改良部およびその外側の原地盤土の受働破壊と改良部底面下の押し込み破壊の2つの破壊パターンを検討する必要がある。寺師ら<sup>7)</sup>は、セメント混合処理された杭状改良地盤の模型実験結果より上記と同様の考察をしているが、セメント混合処理土より剛性および強度の低い砂杭による杭状改良地盤でも同じ破壊パターンが生ずることは興味深い。寺師らの実験は剛性基礎による載荷であるので、たわみ性荷重とする本解析



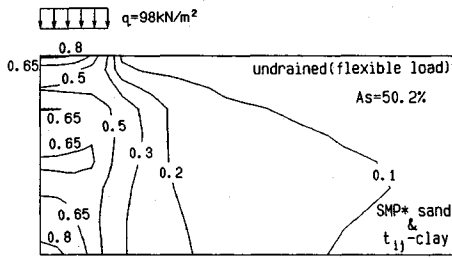


図-22 正規化間隙水圧  $u/q$  分布図 (支持地盤着底式)

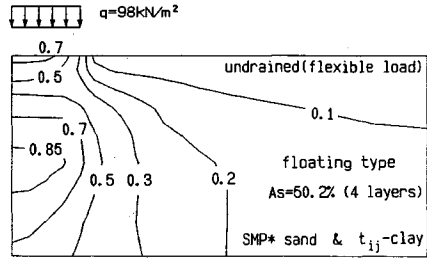


図-23 正規化間隙水圧  $u/q$  分布図 (浮き基礎形式)

とは、载荷形式で異なる。しかし、図-11の要素変形図によると、改良部の第2層以下はほぼ一様に沈下しているから、これ以深の応力・変形に着目するならば、地表面の荷重がたわみ性でも剛性基礎载荷でも大差ないと考えられる。

(3) 間隙水圧分布

図-22は支持層まで改良した場合、図-23は4層まで改良した場合の正規化間隙水圧  $u/q$  の分布である。図-22では、改良部の間隙水圧がほぼ一様 ( $u/q \approx 0.65$ ) なのに対して、図-23では改良底面下に間隙水圧が集中している。この改良部底面下は原地盤土であるから、浮き基礎形式の杭状改良地盤は、圧密排水によって大きな沈下を生ずることになる。すなわち、地盤途中までの改良で支持力は満足できても、沈下や変形に対しては問題がある。したがって、ある深さまで大きな置換率で改良し、それ以深では低置換率の改良杭を打設することによって、圧密による沈下や変形を低減することができるが、この方法は地盤材料の強度が深さ方向に増加する場合に限り適用できることに注意が必要である。

本文では、非排水载荷時の変形特性に着目しているので、間隙水圧の消散による圧密変形については考察していないが、「マルチリンク・エレメント」に関口らの「マクロ・エレメント法」<sup>8)</sup>を併用すれば、砂杭によるドレーン排水効果を考慮した圧密連成解析が可能である。

6. 結 論

本文では、理想的な応力状態 (正規  $K_0$  圧密応力状態) での杭状改良地盤の変形・強度解析について述べたが、まとめれば、以下のようなになる。

- 1) 平面ひずみ要素による「二次元複合要素」は、要素試験およびモデル解析において、厳密な三次元解析とかなり異なる結果を示す。
- 2) 杭状改良地盤 (支持地盤まで改良) の破壊は、改良部外側の原地盤土の受働破壊が先行する。
- 3) 改良杭と原地盤土の剛性差および置換率は、地表面近くの間隙水圧比に影響するが、深部には影響しない。
- 4) 支持地盤まで改良しない“浮き基礎形式”の杭状改良地盤の支持力は、改良部底面下の原地盤への押し込

み破壊についても検討する必要がある。

5) “浮き基礎形式”の杭状改良地盤の改良部底面下には間隙水圧が集中するので、大きな圧密沈下が生ずる可能性がある。

ただし、2)~5)は粘土部を非排水状態として解析した結果である。

本文中のモデル解析は、砂杭および粘土の初期応力が  $K_0$  圧密 ( $K_0 < 1$ ) にあるとして行われているが、実際の改良地盤の初期応力は、砂杭の圧入により水平方向応力がかなり大きくなっている。したがって、本文中の解析結果の中で実際の改良地盤の変形特性と異なる場合がある。

謝 辞：本文で用いた土の構成式 (SMP\*モデルおよび  $t_{ij}$ -clay モデルと付録) は、名古屋工業大学社会開発工学科中井照夫教授より御教示戴いたことを記し、ここに深謝致します。

付 録

本論では、破壊状態に達した要素の応力~ひずみ関係式をせん断に対してほとんど抵抗できないように修正することによって計算を続行している。

SMP\*モデルおよび  $t_{ij}$ -clay モデルでは、破壊は空間滑動面 (Spatial mobilized plane, 略して SMP) のせん断・垂直応力比  $X = \tau_{SMP} / \sigma_{SMP}$  が一定値に達した場合としている。両モデルとも生ずる塑性ひずみは、応力比の増加による塑性ひずみ成分と拘束応力 (SMP\*モデルでは平均主応力  $\sigma_m$ ,  $t_{ij}$ -clay モデルでは SMP 面上の垂直応力  $t_N$ ) の増加による塑性ひずみ成分の和で表される。したがって、せん断に対してほとんど抵抗できないようにするためには、微小応力比増分  $dX$  に対して著しく大きな塑性ひずみ成分が生ずればよい。そこで、破壊応力比に達すると、応力比増分  $dX$  により生ずる塑性ひずみ成分のみを 1000 倍して、応力~ひずみ関係式を計算すればよい。すなわち、応力比増分  $dX$  により生ずる塑性ひずみ成分  $de_{ij,s}$  は、次式で表せる。

$$de_{ij,s} = \beta \cdot f(\sigma_{kl}, k) \cdot dX \dots \dots \dots (A-1)$$

ここに、 $f(\sigma_{kl}, k)$  : ポテンシャル勾配関数

$\sigma_{kl}$ : 応力テンソル

$k$ : 硬化パラメータ

$$\beta = \begin{cases} 1 & (1 \leq S.F) \\ 1000 & (S.F < 1) \end{cases}$$

この操作によって得られる特長は、破壊応力比に達した後、応力比は破壊応力比をほぼ保ちながら応力値（たとえば、平均主応力  $p$  など）の増減を表現できることである。すなわち、せん断に対してはほとんど抵抗しないが、圧密（拘束応力の増加）に対しては抵抗できる。

さらに、 $t_{ij}$ -clay モデルでは、塑性体積ひずみ増分  $d\varepsilon_{ij}^p$  を 0 になるように修正する。塑性ひずみ増分成分（応力比増分  $dX$  によるものと拘束応力  $t_N$  によるものの和） $d\varepsilon_{ij}^p$  は、次式のように一般表示される。

$$d\varepsilon_{ij}^p = C_{ijkl} \cdot d\sigma_{kl} \dots \dots \dots (A-2)$$

したがって、塑性体積ひずみ増分  $d\varepsilon_{ij}^p$  は、次式となる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \delta_{mn} \cdot C_{mnlk} \cdot d\sigma_{kl} \dots \dots \dots (A-3)$$

ここに、 $C_{ijkl}$ : コンプライアンス

$d\sigma_{kl}$ : 応力増分テンソル

$\delta_{mn}$ : クロネッカーのデルタ

塑性体積ひずみ増分は等方的であるから、式 (A-2) より  $d\varepsilon_{ij}^p/3$  を差し引けばよい。すなわち、

$$d\varepsilon_{ij}^p = \left( C_{ijkl} - \frac{\delta_{mn}}{3} C_{mnlk} \right) \cdot d\sigma_{kl} \dots \dots \dots (A-4)$$

以上の修正により、非排水せん断時に破壊応力比に達した後、間隙水圧を増減させずに破壊応力比線上に停滞す

ることができる。すなわち、Cam-clay モデルなどで云う Critical state を表現できる。

参 考 文 献

- 1) 一本英三郎・末松直幹：深い地盤改良の実際と問題点を考える，土と基礎，Vol.31, No.5, pp.83~90, 1983.
- 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400号，pp.113~121, 1988.
- 3) 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.
- 4) Nakai, T. and Matsuoka, H: Constitutive 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) 三笠正人・高田直俊・大島昭彦・河本憲二・東祥二：砂杭によって改良した粘土地盤の変形，破壊挙動，複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム論文集，pp.113~118, 1984.
- 7) 寺師昌明・田中洋行：深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性，港湾技術研究所報告，第22巻，第2号，pp.213~266, 1983.
- 8) 関口秀雄・柴田徹・藤本朗・山口博久：局部載荷を受けるパーチカル・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.

(1991.7.9 受付)

DEFORMATION ANALYSIS OF COMPOSITE GROUND UNDER UNDRAINED CONDITION

Hitoshi ISHIZAKI

Composite ground which is improved by sand piles such as the sand compaction pile method is deformed three-dimensionally under any loading condition, approximated analysis by two-dimensional methods are performed usually. In this paper, composite grounds are analyzed by the two-dimensional FEM and the quasi- three-dimensional FEM with the special element called 'Multi-link element' which takes account of three-dimensional deformation between soils and piles. As a result, the two-dimensional FEM cannot express strength of composite ground well. Then various composite grounds under undrained condition are calculated with 'Multi-link element'. Consequently, interesting characteristics for failure pattern and stress share are obtained.