

# 東京国際空港における袋詰めサンドドレーンの安定性に関する実験及び解析

片山 忠\*・八尋明彦\*\*・北詰昌樹\*\*\*・  
中ノ堂裕文\*\*\*\*

東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区では、浚渫直後の地盤における打設時および盛土施工時のドレーンの連続性の確保のために袋詰めサンドドレーンの適用が計画されている。本研究は、遠心載荷実験により袋材の効果を調べ、その限界打設長および袋材の引張りに対する安全性の検討を行った。その結果、当地区的施工条件に対して袋材の使用が有効であり、地盤改良工法として採用することとした。

**Key Words :** soil stabilization, continuity of sand drain, high water-content clay, stability, fabri-packed sand drains, critical driving length

## 1. まえがき

サンドドレーンの浚渫粘土における砂杭の自立性・健全性については、液性指数  $I_L$  を指標とし、室内実験や施工実績を参考に判定する方法がとられることが多い。しかし、この方法は必ずしも理論的に十分な根拠により裏付けされているわけではなく、また、全ての浚渫粘土に対して同じ  $I_L$  が適用できるかどうかかも明確ではない。そこで、東京国際空港沖合展開事業<sup>1), 2)</sup>の第Ⅲ期地区浚渫粘土 ( $A_{c1}$  層) における砂杭の自立性・健全性の評価基準決定の目安を得るために、当地区的浚渫粘土を用いて模型実験を行った。実験は港湾技術研究所の遠心載荷実験装置を使用し、打設時、打設後の盛土施工時の砂杭の自立性・健全性と浚渫粘土の含水比や  $I_L$  との関係を調べた。

また、砂杭の自立限界、袋材の健全性について解析を行い、遠心実験結果との比較を行うとともに、施工時の限界含水比や限界打設長などについて検討を加えた。

## 2. 現地の状況

第Ⅲ期地区は、図-1に示す太線で囲まれた部分に位置している。また、今回実験に用いた粘土は図-1中の●で囲まれた部分で採取した。代表的な土質柱状図を図-2に示す。土質の構成は、上層に建設残土 ( $B_s$  層)、セメント処理された固化盤、浚渫によって埋め立てられたヘドロ等、含水比が液性限界  $w_L$  を越える非常に軟弱

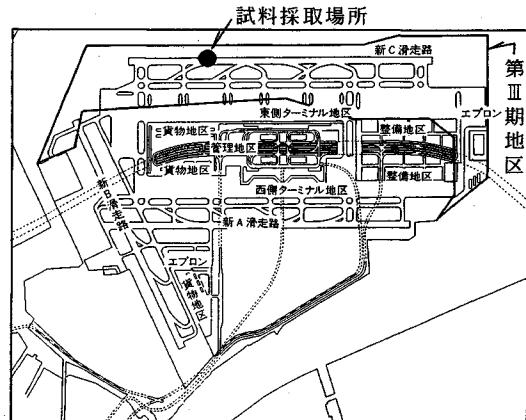


図-1 東京国際空港整備基本計画図

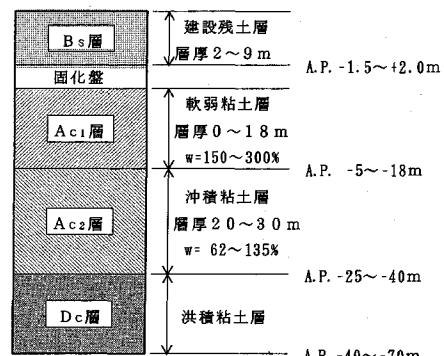


図-2 土質柱状図

\* 正会員 工修 運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所・所長  
(〒144 東京都大田区羽田空港 3-3-1)  
\*\* 正会員 工修 運輸省港湾建設局建設課  
\*\*\* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所土質部地盤改良研究室・室長  
\*\*\*\* 正会員 工博 復建調査設計(株)

で未圧密な粘土層 ( $A_{c1}$  層)、沖積粘土層 ( $A_{c2}$  層) よりなり、その下に洪積世に堆積した洪積粘土層 ( $D_c$  層) となっている。

今回の検討対象となった  $A_{c1}$  層の含水比は、150%~300% の間でバラツキが大きく、特に上層部では、200%~300% と高い値を示している。

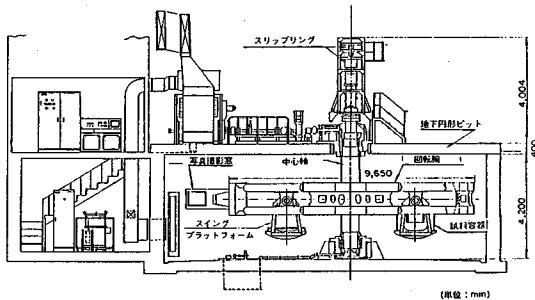


図-3 遠心載荷装置（港湾技術研究所）

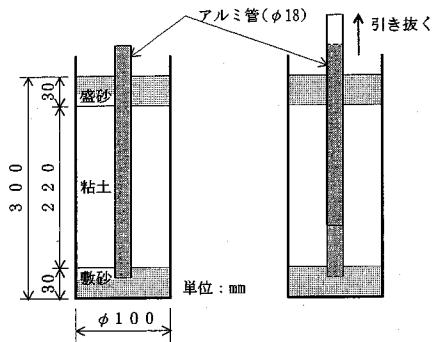


図-4 砂杭の打設方法

### 3. 遠心模型実験

#### (1) 実験装置

実験に使用した港湾技術研究所所有の遠心載荷実験装置<sup>3)</sup>は、図-3のごとく、主軸にボルト結合された回転腕、駆動部、空調器ならびに安全管理装置により構成されている。また、装置の有効半径 3.8 m、最大加速度 110 G、最大搭載質量は 2.7 ton である。

#### (2) 実験材料

粘土は第Ⅲ期地区より搬入した凌濛粘土で、ドレーン材および盛砂には豊浦標準砂を用いた。粘土の物理特性を表-1に示す。

#### (3) 実験ケースおよび実験方法

本実験では、砂杭の自立安定性の検討を砂杭打設時および打設直後の盛土施工時の 2 ケースについて、いくつかのシリーズに分けて行った（表-2）。

##### a) 砂杭打設時の安定性検討実験

砂杭の自立安定性に影響を及ぼす主要因となる粘土層の含水比、砂杭に作用する拘束圧、盛砂の有無に着目して、3 シリーズを行った。

シリーズ 1.1 は 1 G 場の実験で、盛砂のある状態で砂杭を打設した。シリーズ 1.2, 1.3 では、砂杭を打設した後、25 G の遠心加速度まで一気に加速し、現地の応力状態を再現した。シリーズ 1.2 では盛砂のない条件を、シリーズ 1.3 では盛砂のある状態を再現した。各シ

表-1 粘土の物理特性

|                |       |
|----------------|-------|
| 比重 $G_s$       | 2.683 |
| 液性限界 $W_L$ (%) | 96.1  |
| 塑性限界 $W_P$ (%) | 36.9  |
| 塑性指数 $I_P$     | 59.2  |

表-2 実験ケース

| ケース      | シリーズ* | モデル             | 遠心力場 | 盛砂                                     | 粘土層含水比               |
|----------|-------|-----------------|------|--|----------------------|
| 1) 砂杭打設時 | 1.1   | 二次元<br>アクリル円筒使用 | 1 G  | あり                                     | $w=170 \sim 230\%$   |
|          | 1.2   |                 | 25 G | なし                                     | $w=160 \sim 200\%$   |
|          | 1.3   |                 | 25 G | あり                                     | $w=170 \sim 210\%$   |
| 2) 盛土施工時 | 2.1   | 二次元             | 50 G | 偏載盛砂 (2cm)<br>1m相当                     | $w=150\%$<br>(一様含水比) |
|          | 2.2   |                 | 50 G | 偏載盛砂を<br>2段階載荷<br>(4cm→8cm)<br>2m→4m相当 | 上部: 162%<br>下部: 144% |

リーズとも、粘土層の含水比を変化させて実験を行い、砂杭の安定性を検討した。

- ① 実験は図-4のように、アクリル円筒中に設置した敷砂の上に砂を詰めたアルミパイプを立て所定の含水比の粘土を投入する。
- ② アルミパイプを静かに引き上げ砂杭の打設を行う。
- ③ モデル地盤全体を凍結し、その後解体して砂杭の状態を観察する。シリーズ 1.2, 1.3 の 25 G 場での実験では、アクリル円筒容器を遠心実験容器に入れ、5 分程度遠心力を付加した後、モデル地盤全体を凍結、解体して砂杭の状態を観察する。

##### b) 盛土施工時の砂杭の安定性検討実験

現地では砂杭打設直後、盛土するが、盛土の撒き出し時に偏載荷重により地盤の流動変形を生じる恐れがある。そこで、本実験では、地盤が流動変形を生じた場合の変形挙動を調べるために、偏載盛砂を敷いて遠心載荷実験を行った。

実験は、1) 偏載盛砂厚を 2 cm とした場合と、地盤の流動変形により厳しい条件となる 2) 偏載盛砂厚を 4 cm + 4 cm の 2 段階載荷した場合の 2 シリーズについて行った。遠心加速度場は 50 G としており、偏載盛砂厚 2 cm および 4 cm はそれぞれ実際の現場の 1 m および 2 m の盛土厚に相当する。

##### シリーズ 2.1: 偏載盛砂 2 cm (図-5)

- ① 二次元モデル容器 (60×70×20 cm) に敷砂し、凍結砂杭 (φ20 mm) を打設するためのアルミパイプを敷設する。その後、含水比 160% の粘土を静かに投入する。
- ② あらかじめ作成しておいた凍結砂杭をパイプの中に挿入し、パイプを静かに引き抜く。

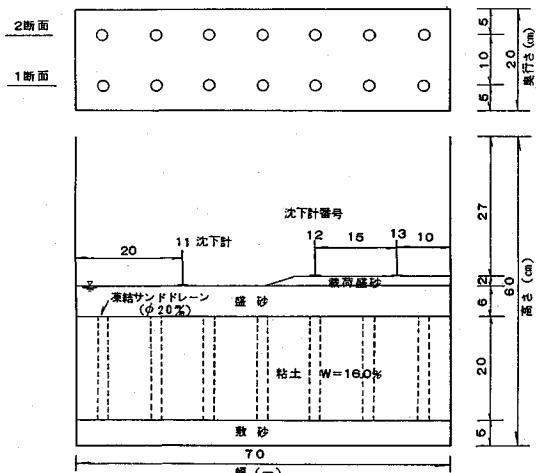


図-5 載荷盛砂を2cmとしたときのモデル地盤(シリーズ2.1)

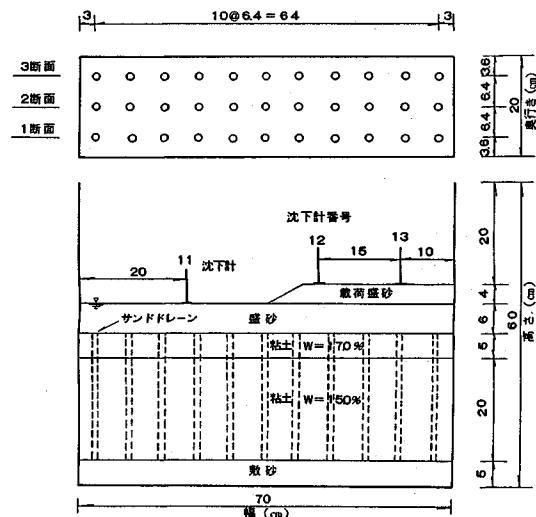


図-6 載荷盛砂を4cmとしたときのモデル地盤(シリーズ2.2)

- ③粘土地盤上に、厚さ6cmの盛砂を敷く。  
 ④盛砂上の中中央から、のり勾配1:3で2cmの載荷盛砂を敷く。  
 ⑤沈下計を設置する。なお、地盤の水位は、盛砂上面とした。  
 ⑥遠心加速度を1Gから50Gまでたち上げ、地盤の変形状況を観察する。
- シリーズ2.2: 偏載盛砂 4cm+4cm (図-6)
- ①載荷盛砂厚を2cmとした場合とほぼ同様な実験方法ではあるが、現場のA<sub>c1</sub>層の上層部は、下層部と比較して高含水比であるため、投入する粘土の含水比を、敷砂上面より20cmを150%、その上5cmを170%とした。  
 ②アルミパイプ(Φ12.5mm)に砂を詰め、パイプを静かに引き上げて砂杭を作成した。

表-3 砂杭打設時の安定性検討結果

| シリーズ | 遠心力場 | 盛砂 | 粘土層含水比(上段)・I L(下段) |      |      |      |      |      |      |
|------|------|----|--------------------|------|------|------|------|------|------|
|      |      |    | 160%               | 170% | 180% | 190% | 200% | 210% | 230% |
| 1.1  | 1G   | あり |                    | ○    |      | ○    |      | ○    | ×    |
| 1.2  | 25G  | なし | ○                  | ○    | ×    | ×    | ×    |      |      |
| 1.3  | 25G  | あり |                    | ○    | ○    | ○    | ×    | ×    |      |

○: 砂杭は自立、×: 砂杭は沈下し埋没

③載荷盛砂は、のり勾配1:2で層厚4cm敷き、遠心実験を行い、一旦、遠心装置を止め、再び載荷盛砂を4cm追加して再度遠心実験を行う。

#### 4. 実験結果

##### (1) 砂杭打設時の安定性に関する検討実験

表-3は本実験の結果である。表中の○は、実験後の観察で、砂杭が自立安定し均一な杭径の砂杭が形成されたもので、×は砂杭が粘土地盤中で自立せず埋没したものをそれぞれ表している。また、試験後、解体したときの砂杭の自立および自沈している状況の代表的な例を図-7, 8に示す。

表より、1Gでの実験の方が25Gでの実験に比べて、より高い含水比まで自立可能であることがわかる。これは、加速度が小さい場合には、自重の効果よりも粘土の粘着力の効果がより大きく作用したためと考えられる。また、盛土の有無については、盛土のあるケースの方が砂杭の自立性に優れていることもわかる。

##### (2) 盛土施工時の砂杭の安定性検討実験

###### a) シリーズ2.1: 偏載盛砂厚 2cm

図-9は、シリーズ2.1の試験結果の内、図-5の1断面である。図中の点線は実験後の盛砂の状態を表している。図からわかるように、盛砂端部から下部にかけて砂杭は蛇行しているが破断には至っておらず、安定性は保持されている。しかしながら、本実験の粘土地盤の初期含水比は160%であり、現地でのA<sub>c1</sub>層の含水比が150%~300%であることを考えると、サンドドレンによって安定しやすい含水比である。また、実験中には、非排水条件であることから、載荷盛砂は地盤の流動変形に伴って水中に埋没していくため沈み込んだ浮力分だけ偏載荷重は徐々に小さくなり、粘土地盤の流動変形も小さくなる。

###### b) シリーズ2.2: 偏載盛砂厚 4cm+4cm

本シリーズでは、粘土地盤の含水比をより現地の状況に近づけるために、粘土層上部の初期含水比を170%に、下部を150%とした。また、偏載盛砂の水中への埋没による実質の偏載荷重の低下を考慮して、載荷盛砂厚を4cm+4cmとした。

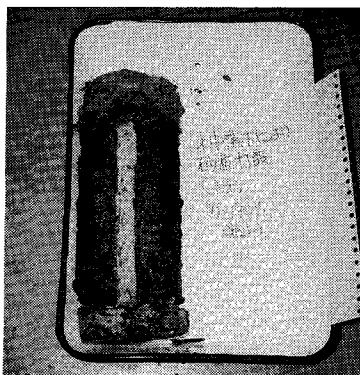
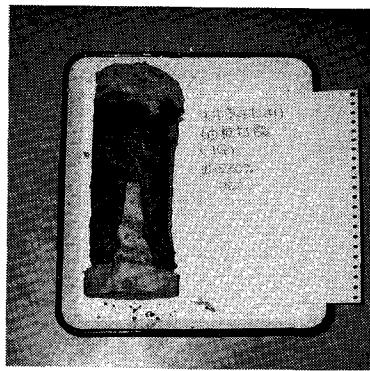
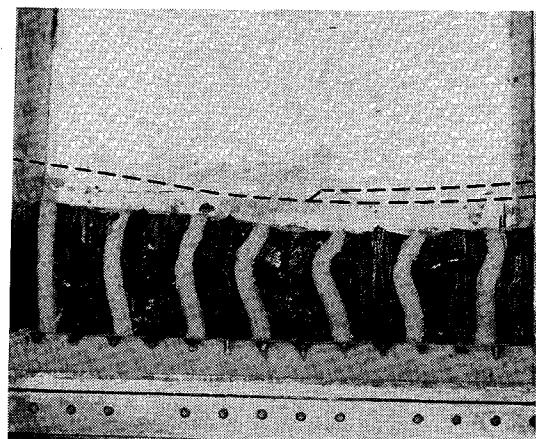
図-7 砂杭自立状況 (1 G,  $w=190\%$ )図-8 砂杭自立状況 (1 G,  $w=230\%$ )

図-9 モデル地盤解体状況 (シリーズ 2.1, 1 断面)

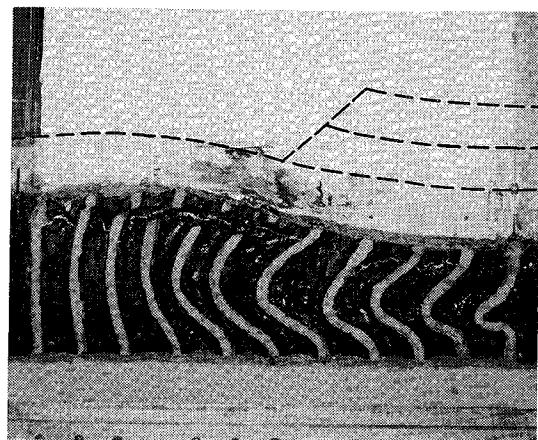


図-10 モデル地盤解体状況 (シリーズ 2.2, 2 断面)

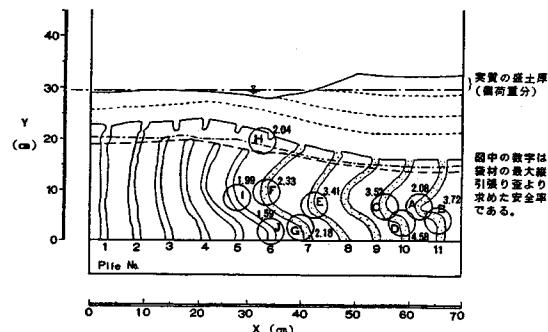


図-11 2断面の砂杭の変形状況 (シリーズ 2.2)

### 5. 解析検討

#### (1) 打設時の砂杭の安定性に関する解析検討

本解析の目的は、砂杭打設時の自立限界となる粘土地盤の含水比を求ることである。

図-12に示すような、打設直後の砂杭の深さ  $Z$  における釣り合い条件を考える。鉛直応力  $\sigma_1'$  および水平応

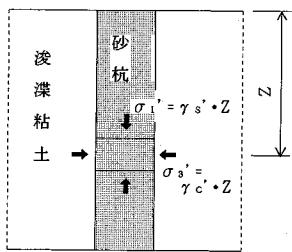


図-12 砂杭の静的釣り合い条件

表-4 砂杭の自立に必要な粘土の有効重量

$$\gamma_{s'} = 0.9 \text{ tf/m}^3 (8.8 \text{ kN/m}^3)$$

| φ' (度)                            | 25    | 30    | 35    | 40    |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| $\frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'}$ | 0.406 | 0.333 | 0.270 | 0.217 |
| 砂杭自立に必要な<br>粘土の有効重量<br>(tf/m³)    | 0.365 | 0.300 | 0.243 | 0.195 |
| 限界含水比 w (%)                       | 135   | 172   | 221   | 284   |

力  $\sigma_3'$  は式 (1) となる。

$$\sigma_1' = \gamma_{s'} \cdot Z, \quad \sigma_3' = k_0 \cdot \gamma_{c'} \cdot Z \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに,  $\gamma_{s'}$ : 砂杭の水中単位体積重量,

$\gamma_{c'}$ : 粘土の水中単位体積重量,

$k_0$ : 静止土圧係数

であり, 現地の浚渫粘土は液状であるため  $k_0=1$  とした。

釣合条件は, 現地のサンドドレンの打設が動的であることや打設時に隣接砂杭が水平方向の変形を受けるなどの悪条件が考えられるため, 通常の安定検討と同様に, 安全率  $F_s$  を考慮し, また, 粘土の強度は非常に小さく無視することとすると式 (2) となる。

$$\sigma_3' = \frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} \sigma_1' \cdot F_s \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

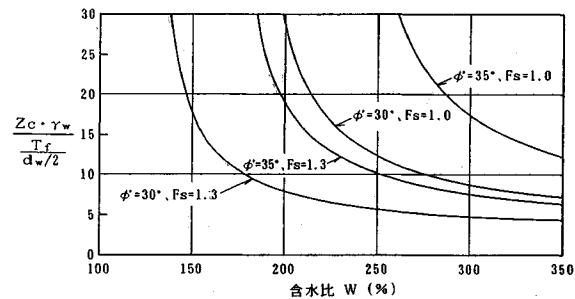
式 (1) より,

$$\gamma_{c'} = \frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} \gamma_{s'} \cdot F_s \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

であり, 左辺  $\gamma_{c'}$  が右辺よりも大きい場合に砂杭は安定であると考えられる。

$F_s=1$  で砂杭の  $\phi'$  を  $30\sim35^\circ$  とすると, 袋無しの砂杭が自立できる粘土の限界含水比は  $170\sim220\%$  程度である(表-4). 遠心実験では, 粘土の含水比が  $170\sim210\%$  が砂杭の自立限界であった. 実験時の砂杭の打設は  $F_s=1$  の状態(静的)であり, この解析結果とほぼ一致する. また,  $F_s=1.3$  とすると, 砂杭は限界含水比が  $120\%$  ( $\phi'=30^\circ$ )  $\sim 160\%$  ( $35^\circ$ ) で破断するという結果が得られた.

以上のように, 粘土地盤の含水比が  $170\%$  程度以上ではサンドドレンが破壊しないように袋材が必要であると考えられる.

図-13 含水比と  $Z_c \cdot \gamma_w / (T_f / (d_w/2))$  の関係

## (2) 袋材の効果に関する解析検討

袋材を使用するに当たって, その効果がどの程度であるか, 袋材を用いた砂杭の限界打設長, 圧密時の袋材の円周方向の引張り, 砂杭の曲がりによる縦引張りについて検討した.

### a) 袋材を使用した場合の限界打設長

袋を使用する場合は, 砂杭には粘土の拘束圧の他に, 袋の円周方向の引張り抵抗が付加される. この場合の安定条件は, 式 (2) において  $\sigma_1'$  および  $\sigma_3'$  を次のように置くことにより導かれる.

$$\sigma_1' = \gamma_{s'} \cdot Z_c, \quad \sigma_3' = \gamma_{c'} \cdot Z_c + T_f / (d_w/2) \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

ここに,  $Z_c$ : 袋材の限界打設長,

$T_f$ : 袋材の単位幅当たりの引張り強さ,

$d_w$ : 砂杭直径

で,  $T_f / (d_w/2)$  が砂杭に対する拘束圧として付加される. 式 (4) を式 (2) に代入して無次元化すると,

$$\frac{Z_c \cdot \gamma_w}{T_f / (d_w/2)} = \frac{1}{1 - \sin\phi' \cdot \frac{\gamma_{s'}}{\gamma_w} \cdot \frac{F_s - 1}{F_s}} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

を得る. 図-13 に式 (5) より求めた結果を含水比との関係で示した. 例えば, 安全率を 1.3 とすると含水比が  $200\%, 300\%$  程度の場合, 第Ⅲ期地区で使用する袋材の引張り強度  $T_f = 32(\text{kgf}/5\text{cm}) = 0.64(\text{tf}/\text{m}) (62.7 \text{ N/cm})$  (ひずみ速度  $10\%/\text{min}$ ), 袋材の直径  $d_w = 50\text{ cm}$  を用いると限界打設長は  $20\text{ m}, 12\text{ m}$  程度となることがわかる.

### b) 圧密時の袋材の円周方向引張りに対する検討

圧密により砂杭は鉛直に圧縮される. 既往の模型実験の結果<sup>5)</sup>によると, 砂杭は圧縮され杭径が大きくなると同時に蛇行を生じるが, ここでは最も危険な状態を想定し, 圧密による圧縮がすべて杭径の増加に寄与するものとし, このときに生じる袋材の円周方向(横方向)の引張りひずみについて検討を行った.

砂杭の体積変化がないものとすると, 以下の関係式が成立する.

表-5 圧密変形による杭径の太りに対する袋材の安定検討

| 軸ひずみ $\varepsilon_h$ % | 5    | 10   | 15   | 20   | 25   | 30   | 35   | 40   | 45   | 50   | 60   |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 沈下量 m                  | 0.55 | 1.10 | 1.65 | 2.20 | 2.75 | 3.30 | 3.85 | 4.40 | 4.95 | 5.50 | 6.60 |
| 横ひずみ $\varepsilon_r$ % | 2.6  | 5.4  | 8.5  | 11.8 | 15.5 | 19.5 | 24.0 | 29.1 | 34.8 | 41.4 | 58.1 |
| F <sub>s</sub>         | 23.1 | 11.1 | 7.06 | 5.08 | 3.87 | 3.07 | 2.50 | 2.06 | 1.72 | 1.17 | 1.03 |

表-6 砂杭の変形から求めた砂杭の安全率

| 主要点            | A    | B    | C    | D    | E    | F     | G     | H     | I     | J     |
|----------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Pile No.       | 11   | 11   | 10   | 10   | 8    | 7     | 7     | 6     | 6     | 6     |
| X cm           | 61.7 | 65.5 | 55.0 | 58.8 | 41.6 | 32.7  | 40.3  | 33.8  | 27.8  | 34.4  |
| Y cm           | 6.3  | 4.5  | 6.1  | 3.7  | 6.7  | 10.2  | 3.2   | 20.0  | 6.9   | 1.2   |
| R cm           | 1.1  | 1.7  | 2.5  | 1.9  | 2.1  | 3.6   | 3.2   | 4.7   | 4.4   | 2.5   |
| 曲引張ひずみ %       | 43.9 | 29.1 | 19.9 | 26.6 | 23.8 | 13.8  | 15.8  | 10.6  | 11.5  | 20.2  |
| 軸圧縮ひずみ %       | 10.3 | 10.3 | 11.3 | 11.3 | 3.3  | -16.3 | -16.3 | -23.7 | -23.7 | -23.7 |
| 合成引張ひずみ %      | 33.6 | 18.8 | 8.6  | 15.3 | 20.5 | 30.1  | 32.1  | 34.3  | 35.2  | 43.9  |
| F <sub>s</sub> | 2.08 | 3.72 | 3.52 | 4.58 | 3.41 | 2.33  | 2.18  | 2.04  | 1.99  | 1.59  |

$$\left. \begin{aligned} H \cdot \pi \cdot r^2 &= H_0 \cdot \pi \cdot r_0^2 \\ r = r_0(1 + \varepsilon_r) & \\ H = H_0(1 - \varepsilon_h) & \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここに、  $H_0$ 、  $H$ ：初期および変形後の砂杭の高さ、  
 $r_0$ 、  $r$ ：初期および変形後の砂杭の半径、  
 $\varepsilon_r$ 、  $\varepsilon_h$ ：砂杭の横ひずみおよび軸ひずみ  
 であり、上式を整理すると式（7）となる。

$$\varepsilon_r = \sqrt{1/(1 - \varepsilon_h) - 1} \quad (7)$$

第Ⅲ期地区で使用する袋材の横方向引張り試験で得られた最大横ひずみは、ひずみ速度 10%/min で 60% 程度であり、第Ⅲ期地区の A<sub>c1</sub> 層の層厚を 11 m として、この最大ひずみに対して安全率を求めるとき、表-5 となる。代表的な圧密沈下の例として、層厚 11 m の場合の沈下量は 2.9 m であり、縦ひずみは 26% である。このときの袋材に発生する引張り横ひずみに対して、表-5 より、安全率は 3 以上が確保されており、袋材が破断する恐れはないと考えられる。

### c) 砂杭の曲げに対する袋材の検討

曲げおよび圧縮を受ける袋材の、縦引張りに対するひずみについて検討を行う。シリーズ 2.1, 2.2 の盛土施工時の砂杭の安定性検討実験から、高含水比の粘土が大きく変形することによって、砂杭は圧縮変形だけでなく曲がりも生じる。袋材は砂杭の連続性を確保するのが目的であるから、周囲の粘土が圧密によってある程度の強度を持つに至るまでは、砂杭の曲げによって軸方向の引張りで破断を生じないことが必要である。この砂杭の曲がりによる袋材の引張りひずみは、図-14 に示すように、軸圧縮ひずみと曲げ引張りひずみを合成することによって求めることができる。

砂杭の曲がりの状態は偏載荷重による遠心載荷実験の、実験後に撮影した地盤断面の写真より、各砂杭中心線の座標を読みとることによって求めた（図-11、シリ－

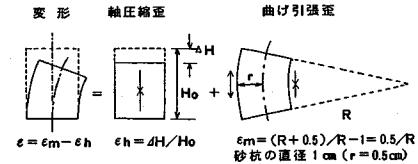


図-14 曲げと軸圧縮を受ける砂杭の袋材の引張りひずみ

ズ 2.2 解体後 2 断面）。圧縮ひずみは一つの砂杭で深さ方向に必ずしも一様でないが、写真からこの分布を読みとることができないので、各砂杭について試験後の長さから平均的な値を計算し、合成引張りひずみを求めた。

この合成引張りひずみから、羽田第Ⅲ期地区で使用する袋材の引張り試験（ひずみ速度 1%/min）より得られた最大縦引張りひずみ（70% 程度）を対応させ安全率を求めた。袋材破断の危険性の高い部分の結果を表-6 に示す。表中の主要点 A～J は図-11 の記号と一致し、図中の数字は安全率を示している。計算結果は、非排水状態で行った実験に基づくものであるが、圧密時の変形に対しては、圧縮ひずみがこれより大きくなるので引張りひずみは緩和される。したがって、曲げによる袋材の引張りに対する検討は、地盤の非排水変形について行えば十分である。

袋材の縦ひずみは、盛土下部は砂杭の蛇行による曲げ引張りによるものであり、盛土の外側は地盤の側方流動と盛り上がりに伴うまげと伸びによるものである。まず、大きく蛇行している盛土中央部のドレーンについてみると、袋材の伸びひずみは蛇行部分の曲率の最も大きい部分で最大値を生じ、この場所（A 点）での引張りひずみに対する安全率は 2.08 である。

次に、盛土端部では、砂杭の破断を生じていない Pile No. 7 は 2.18 ～ 3.89、また破断を生じている Pile No. 6 では 1.59 ～ 2.95 であり、袋材の連続性は確保されるという結果を得た。しかしながら、本解析では軸ひずみは

各砂杭について一様としており、砂杭の破断を生じた部分での実際の局所的な伸びひずみはこれより大きくなり、袋材の破断の可能性が生じる。この点についての検討は不十分であるが、袋材の引張り試験のひずみ速度は1%/minであり、実際の盛土施工に伴う砂杭の変形はこれよりも遅く最大ひずみは70%よりも大きくなることや、盛土中央部の場合と同様に、圧密の進行とともに圧縮ひずみが生じ引張りは緩和されることが考えられる。いずれにしても、盛土の撒き出しは、厚さによる管理を注意深く行う必要がある。

## 6. 結 論

本研究では、東京国際空港第Ⅲ期地区のA<sub>c1</sub>層を対象として、サンドドレーンの安定性および袋詰めサンドドレーンの袋材の効果について、遠心載荷実験、解析検討を行った。その結果をまとめると以下のとおりとなる。

- 1) 実験および解析結果から、打設時の砂杭（袋無し）は、粘土地盤の含水比が170%程度以上になると安定性が損なわれ、袋材が必要であると考えられる。
- 2) 盛土載荷時には、粘土地盤は流動変形を生じ、砂杭は盛砂外側で破断した。また、盛砂下部では破断しなかったものの大きな変形を生じた。
- 3) 羽田第Ⅲ期地区で使用の袋材の場合、袋詰めサンド

ドレーンの限界打設長は、解析結果より、 $w=200\%$ で10m、 $w=300\%$ で6mであった。

- 4) 圧密時に生じる袋材への円周方向引張りは、袋材が破断するほど大きなものではない。
- 5) 袋材の軸方向引張り破断は、盛土端部～外側で発生する可能性が高く、盛土施工時には厚さ管理を注意深く行う必要がある。

## 参 考 文 献

- 1) 高見之孝：東京国際空港の沖合展開、土木学会誌、第69巻、第11号、pp.16~19、1984。
- 2) 田中洋行・豊田奉節・足立二雄：東京国際（羽田）空港沖合展開地区的土質特性について、第22回土質工学研究発表会、pp.167~170、1987。
- 3) 寺師昌明：遠心載荷実験手法とその適用例—深層混合処理改良地盤の挙動—、港湾技術研究所講演会講演集、pp.119~184、1987。
- 4) 寺師昌明・北詰昌樹：低置換率SCP工法により改良された粘性土地盤の支持力、港湾技術研究所報告、Vol. 29, No. 2, pp.119~148, 1990. 6.
- 5) 北詰昌樹・相原直浩・寺師昌明・丸山隆英：超軟弱地盤中の袋詰めサンドドレーンの挙動に関する遠心実験、土木学会、ウォーターフロント開発シンポジウム論文講演集、pp.197~202、1992. 1.

(1993.2.4受付)

## ANALYSIS AND EXPERIMENTAL STUDY ON FABRI-PACKED SAND-DRAINS' STABILITY IN TOKYO INTERNATIONAL AIRPORT EXTENSION PROJECT

Tadashi KATAYAMA, Akihiko YAHIRO, Masaki KITAZUME and Hirofumi NAKANODO

The third stage development area of Tokyo International Airport Extension Project is required to undergo soil stabilization by sand drain immediately after its reclamation by dredged clay of high water content. The centrifuge loading tests were conducted to check the satability of sand drains during driving and under embankment loading, and the necessity of using fabri-packed sand drains i.e. wrapping of geotextile envelopes, in such a clay was clarified. In this study the critical driving length of fabri-packed sand drains and the tensile strength of wrapping material against compression and bending of sand drains were investigated. As a result it was confirmed that the method can be used under practically estimated construction conditions without rapture of wrapping material securing the continuity of sand drain and consequently the method is adopted for the present area.