

袋詰めサンドドレーンによる改良地盤の 遠心模型実験

片山 忠*・常陸壮介**・北詰昌樹***・
相原直浩****

羽田沖合展開事業第Ⅲ期地区は高含水比の超軟弱地盤であるため、砂杭を繊維素材の袋で包み込んだ袋詰めサンドドレーン工法の適用が計画されている。本研究では、遠心模型実験装置を用いた模型実験を行い、改良地盤の圧密挙動に及ぼす袋の引張り剛性の影響を検討した。その結果、袋詰めサンドドレーンが超軟弱地盤中で安定性に優れ、砂杭への応力集中も比較的小さいことなどが分かった。

Key Words : model test, soft ground, sand drain, geotextile, consolidation

1. まえがき

東京国際空港沖合展開事業は現在の空港の沖合側に空港用地を拡張し、そこに滑走路、旅客ターミナルを含めた空港機能の中核を移行するためのもので、東京都が実施している廃棄物埋立地を利用するものである (Fig.1)^{1)~3)}。事業は3期に大別され、新A滑走路の建設 (第Ⅰ期, 昭和63年完成)、ターミナルビルの建設 (第Ⅱ期, 平成5年完成予定) が実施されている。第Ⅲ期工事では空港の最も沖合側に位置する新C滑走路の整備及び東側ターミナル地区の整備が主に進められている。

第Ⅲ期地区は、層厚約20~30mの正規圧密粘土層 (Ac₂層)の上に、層厚約0m~18mの未圧密粘土層 (Ac₁層) が堆積している超軟弱地盤である。特にAc₁層は含水比が150%~300%と高含水比であるため、通常のスンドドレーン工法では打設した砂杭が粘土地盤中に自立しないことが危惧された。さらに、圧密中の大きな沈下によって砂杭が大変形が生じ、砂杭が破断し排水機能が確保出来なくなることも危惧された。そこで、砂杭をジオテキスタイルなどの繊維素材の袋で包み込んだ袋詰めサンドドレーン工法の適用が考えられた。袋詰めサンドドレーンは、繊維素材の効果で砂杭の安定性は向上するものと思われる。しかし、繊維素材によってドレーンの剛性が大きくなると、圧密圧力がドレーンに集中して粘土地盤の圧密が十分に進まないことが心配された。

そこで、筆者らは袋詰めサンドドレーンの適用性につ

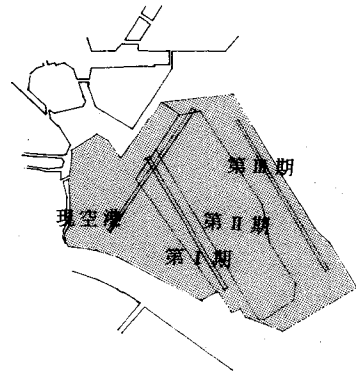


Fig.1 Tokyo/Haneda Expansion Project

いて一連の研究を開始し、超軟弱な地盤での袋詰めサンドドレーンの必要性について検討を行った^{4),5)}。本研究では、東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区の地盤条件を対象とした遠心模型実験を行い、袋詰めされたドレーンの安定性と応力集中に及ぼす袋の引張り剛性の影響を検討したのでここで報告する。

2. 現地の状況

Fig.2にはⅢ期地区の代表的な土質柱状図を示した。下位の層より見ていくと、地盤最下層の洪積粘土のDc₁層の上位に沖積粘土からなるAc₂層が層厚20m~30mにわたって堆積している。Ac₂層は一部を除いて正規圧密状態で、含水比は62%~135%である。Ac₂層の上位には浚渫ヘドロ (Ac₁層) が層厚0m~18mにわたって埋立てられている。Ac₁層は埋立てられてからの期間が短く、未圧密状態で含水比は150%~300%の非常に軟弱な状態にある。Ac₁層の表層部には、建設残土による埋立て時のトラフィカビリティーの確保のために、セメント処理された固化盤が分布している。固化盤上には建設残土が厚さ2m~9mにわたって盛土されている。

*正会員 修士 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 学士 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所・所長

***正会員 修士 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 学士 北海道庁札幌土木現業所滝川出張所河川係技師

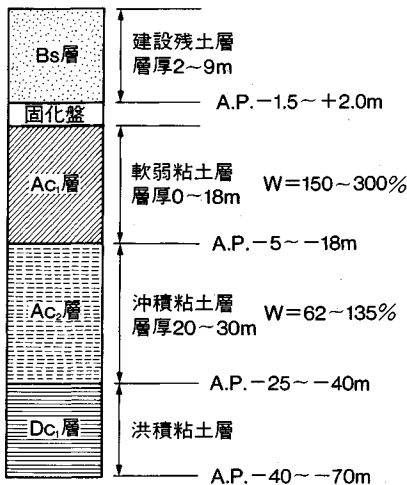


Fig.2 Soil Layer Chart of the Site



Fig.3 Fabri-Packed Sand Drain

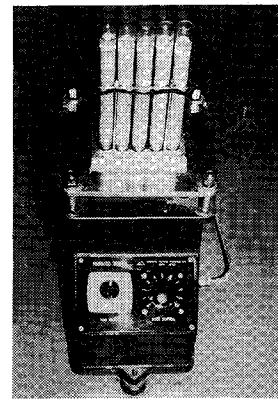
Ac₁層の圧密促進のため、口径50cmの袋詰めサンドドレーンを最大深度A.P. -28mまで打設することが計画された(Fig.3)。サンドドレーンは、Ac₂層中では袋部のない通常のサンドドレーンとしてAc₂層未貫通の状態被打設され、Ac₁層中では袋詰め状態になっている。サンドドレーンの打設間隔は2.5mの正方形配置で打設される計画となっている。

3. 実験装置及び試料

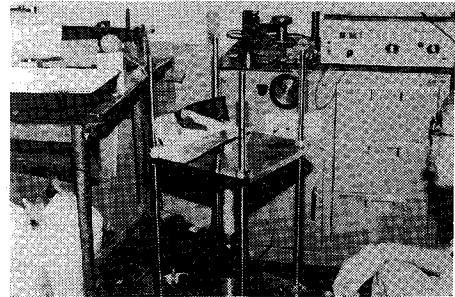
(1) 実験装置

a) 遠心模型実験装置

軟弱地盤中に打設された砂杭の破断あるいは砂杭への応力集中は、周囲の粘土地盤より砂杭に作用する拘束圧の影響を大きく受けるものと考えられる。そこで、本実験では遠心模型実験装置を用いて、現地と同じ応力条件を再現した。装置は有効半径3.8m、最大加速度110g、



(a) Vibrator for Densifying Sand Pile



(b) Extraction Jack

Fig.4 Preparation of Sand Pile

最大搭載質量2.7tonである。装置の詳細については寺師⁶⁾を参照されたい。

b) 砂杭作製装置

現地でのサンドドレーンの打設は、ケーシングを地盤中に貫入し、引き上げ時に砂を投入して行われる。模型実験で同様の方法を採用しても、均一で再現性の高い砂杭を作製することが困難である。そこで、本研究では密度コントロールと再現性を考え、砂を詰めるためのアクリルパイプ(直径2cm、長さ25cm)、砂の密度コントロールのための振動台及び凍結した砂杭を押し出すための押し出し装置を用いて作製した(Fig.4)。

c) 試料容器

現地では多数の砂杭が打設されるが、本研究では実験準備の容易さ等を考慮して、その内から1本のサンドドレーンと周辺の粘土地盤を再現することとした(Fig.5)。これは、本研究では、一次元的な圧密変形が卓越して生じると考えられる場合を対象にしたためである。なお、盛土端部では盛土荷重による流動化やせん断変形が生じる可能性が高く、このような状況での砂杭の安定性に関しては別途検討を行った^{4),5)}。また、実験装置の制約、砂杭の作製のしやすさ等も考慮して模型地盤の縮尺を1/25とし、直径10.9cmのアクリル円筒容器の中に直径2cmの砂杭を再現した。この時の等価有効円の直径

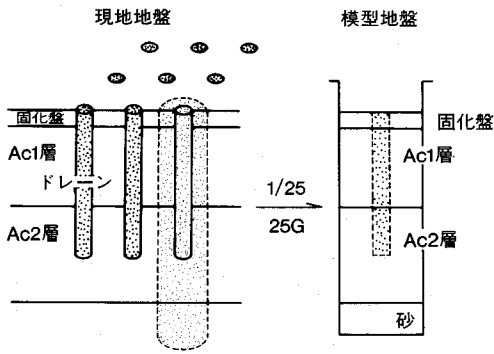


Fig.5 Modeling of Prototype in Centrifuge

Table 1 Major Properties of Kawasaki Clay

比重	コンシステンシー特性 (X)			粒度特性 (X)		
	W_L	W_P	I_P	砂分	シルト分	粘土分
2.688	83.4	38.6	44.8	2.7	44.8	52.2

強度増加率	圧密係数	圧縮係数	膨潤係数
C_u/P	$C_v(\text{cm}^2/\text{min})$	C_c	C_s
0.30	0.03	0.59*	1.275**

* 等方圧密試験結果
** 遠心模型実験結果

(d_e) と砂杭の直径 (d_w) の比 (d_e/d_w) は 5.45 で、現地 (5.65) とほぼ同じである。用いた試料容器は長さ 32 cm のアクリル円筒容器であるが 2 本の容器を上下に連結して長さ 64 cm の容器として使用した。

d) 沈下計

実験中の圧密の進行を把握するために、盛土地表面の杭間粘土及び砂杭の 2 ケ所に沈下計をセットし地表面の鉛直変位を測定した。用いた沈下計は差動トランス型で、ストロークが 5 cm のものである。

e) 間隙水圧計及び土圧計

圧密の進行状況ならびに砂杭への応力集中を計測するために、模型地盤内に間隙水圧計及び土圧計をセットした。間隙水圧計は直径 0.5 cm、長さ 1 cm の小型のもので、土圧計は直径 1 cm、厚さ 0.5 cm の円盤状のものである。なお、容量はいずれも 2 kgf/cm² (0.196 MPa) である。

(2) 試料

a) 粘土試料

現地の地層構成は複雑で地層ごとに非常に大きくばらけているため、代表的な粘土試料を採取することは困難であった。そこで、現地の粘土の代りに、本研究室で長年用いられ、特性値も良く調べられている川崎粘土を Ac₁ 層、Ac₂ 層の材料として用いた。Table 1 に川崎粘土の物理特性及び力学特性⁷⁾を示す。

Table 2 Major Properties of Geotextile

	日本ハイロン H-81015	旭化成アイエル E1020	旭化成アイエル A1030	現地 (計画)
引張り強さ (kgf/5cm)	1.08	8.67	11.7	102.0
	縦 織 方 向	1.61	1.77	5.55
破断伸び (%)	8.4	16.6	20.5	41.3
	縦 織 方 向	4.8	29.6	29.0
引張り剛性 (kgf/5cm/%)	0.128	0.522	0.571	9.4
	縦 織 方 向	0.335	0.060	0.191

* 試験法 JIS L 1095 カットストリップ法
試料幅 5 cm
つかみ間隔 10 cm
試験機 定速伸張型

Table 3 Test Cases

	シリーズ 3						
	1	2	3	4	5	6	7
固化盤	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
Ac ₁ 層	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
含水比	150%	150%	150%	150%	150%	150%	150%
Ac ₂ 層	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
袋材	E1020	H-81015	A1030	A1030	E1020		E1020
剛性(kgf/5cm/%)	1.5	8.8	14.0	14.0	16.0	1.5
	水平方向	16.0	17.5	5.0	5.0	1.5
引張強度	44.3	40.3	293.0	293.0	217.0	44.3
	水平方向	217.0	27.0	139.0	139.0	44.3
土圧ピーク時の砂杭の圧縮率 (%)	36.1	33.9	29.2	32.5	31.1	29.3	

b) 砂試料

基盤層、排水層及び盛土として豊浦標準砂を用いた。

c) 繊維素材

模型実験で使用される袋は、本来は現地で使用する袋と同じ素材で厚さが 1/25 に縮尺されたものを用いるのが最良であるが、通常はこのような材料を見つけることは非常に困難である。現地の繊維素材は孔径が 2~3 mm 程度のネット状のもので、繊維に期待される機能は砂杭の補強機能であり、繊維面内及び直角方向の透水性ではない。そこで、本研究では引張り特性に着目し、素材自体の持つ引張り剛性と厚さとの積 (単位幅あたりの引張り剛性) を現地の 1/25 に縮尺したものを採した。

数種類の素材の不織布を入手して、模型実験前に各不織布について引張り試験を実施した。その結果を Table 2 に、現地の袋についてのデータとあわせて示した。各素材とも、繊維方向によって強度特性が非常に異なっている。模型と現地との関係を見るには、表に示した値を 25 倍する必要がある。今回選定した素材の引張り強度は現地スケールで 27~292.5 kgf/5 cm (265~2867 N/5 cm)、引張り剛性は 1.5~14.28 kgf/5 cm/% (14.7~140 N/5 cm/%) と現地の値を大きく内包する様になっている。

4. 実験方法

(1) 実験ケース

実験では袋の引張り剛性が改良地盤の圧密挙動にどの

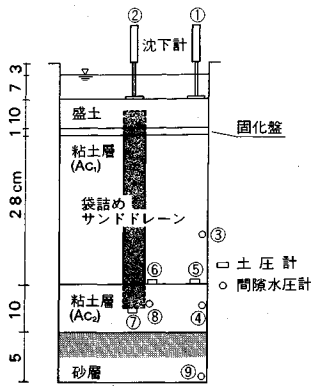


Fig.6 Setup of Centrifuge Model Ground

ような影響を与えるのかを検討するため、Table 3 に示した様に通常のサンドドレーンのケース (6) も含めて合計 7 ケースの実験を行った。

(2) 実験方法

Fig.6 には模型地盤のセットアップ図を、Table 4 には模型地盤と現地との対応の概要をそれぞれ示した。

a) 袋詰めサンドドレーンの作製

水中で攪拌、脱気を行った砂を内径 2 cm、長さ 25 cm のアクリルパイプ内に投入した。アクリルパイプを振動台にセットして加振し (Fig.4 参照)、所定の相対密度 ($D_r=60\%$) に調整した後、冷凍庫に入れ砂杭を凍結させた。凍結にあたっては、底部がアルミ製で厚さ 1 cm のアクリルカバーを持つパイプ台を用い、砂杭の底部より徐々に凍るように工夫した。凍結した砂杭は電気モーター式の押し出し装置によりアクリルパイプから押し出した (Fig.4 参照)。押し出された砂杭を 2 本連結し、その後全体の長さが 37 cm になるように両端を整形した。

袋詰めドレーンの袋は、不織布を帯状に切取った後、両端を接着剤でとめて作製した。その後、準備した凍結砂杭を袋に挿入して袋詰めサンドドレーンの準備が完了する。完成した袋詰めサンドドレーンは、模型地盤中に打設するまで冷凍庫中に保管した。

b) 支持砂層及び Ac₂ 層の作製

試料と容器との摩擦を極力抑えるため、まずアクリル円筒容器の内側にシリコンオイルを十分に塗布した後、飽和した砂をよく突き固めて層厚約 10 cm の基盤砂層を作製した。次に約 100% の含水比に調整した粘土スラリーを投入し、ベロフラムシリンダーを用いて 0.4 kgf/cm² (39.2 kPa) の圧力の下で予備圧密を行った。なお、現地の Ac₂ 層の厚さは 20 m~30 m であり、1/25 に縮尺しても 80~120 cm の厚さになる。しかし、試料容器の深さの制約から模型では層厚を 10 cm (遠心場で 2.5 m) とした。これは、今回の研究対象が主に袋詰めサンドドレーンの改良対象である Ac₁ 層であるため、

Table 4 Comparison of Model and Prototype

地盤	現場 (皿期地区)	模 型
盛土 材料 圧力	建設残土 10~12 t/m ²	豊浦標準砂 鉛散弾 36.05 gl/cm ² (9.02 tf/m ²)
固化盤 材料	化学安定処理地盤	アクリル板
Ac ₁ 層 材料 層厚 含水比	液凍ヘドロ 約 7 m 上層 110% 以上 中層 70~110% 下層 70% 以下 $\gamma' = 0.32 \sim 0.5 \text{ tf/m}^3$	川崎粘土 28 cm (7 m) 初期含水比 150% または 100%
Ac ₂ 層 材料 層厚	沖積粘土 正規圧密地盤 (一部過圧密) $\gamma' = 0.4 \sim 0.7 \text{ tf/m}^3$ 20~30 m	川崎粘土 0.4 kgf/cm ² で予圧密 10 cm (2.5 m)
ドレーン	CFドレーン	
袋 材料 引張強度 よこ よこ(接合部) 破断時の伸び よこ よこ(接合部) 砂杭 材料	ポリエチレン 51.6 kgf/5 cm 34.1 kgf/5 cm 59.0% 57.0%	不織布 1.61 kgf/5 cm (40.25 kgf/5 cm) 2.18 kgf/5 cm (54.5 kgf/5 cm) 4.8% (4.8%) 51.5% (51.5%) 豊浦標準砂 凍結して作製 Dr=60%
直径 (Dw) 打設間隔 等価有効円 直径 (De) n=De/Dw	40 cm~50 cm 2.5 m 2.825 m 5.65	2 cm (50 cm) (2.43 m に相当) 10.9 cm (2.725 m) 5.45 (5.45)

() 内は 25 g への換算値

Ac₂ 層全層をモデル化する必要がないと判断したためである。

c) 砂杭打設と Ac₁ 層の作製

予備圧密の終了した Ac₂ 層表面に直径 2 cm、深さ 5 cm の孔をあけ、あらかじめ準備しておいた袋詰めサンドドレーン (砂杭は凍結状態) をその孔に自立させた。次に、含水比を 150% に調整した粘土スラリーを砂杭周辺へ気泡が入らないように静かに投入した (Fig.7)。Ac₁ 層の層厚は 28 cm で、遠心場では 7 m に相当する。

d) 固化盤の設置~敷砂投入

現地の Ac₁ 層の表層はトラフィカビリティ確保のため、セメント混合処理による固化盤が 2 m~4 m の厚さで形成されている。袋詰めサンドドレーンは、この固化盤を打抜いて打設する計画である。固化盤は不透水層で、そのため粘土地盤中に発生した間隙水圧はサンドドレーンを通してのみ上部に排水されると考えられる。実験では、外径約 10 cm、内径約 2 cm、厚さ 1 cm のドーナツ状のアクリル板で固化盤を再現した。そのため、圧密沈下にもなって砂杭は飛び出すような挙動を示す可能性があるが、粘土地盤部は一樣な沈下が生じる。アクリル板を Ac₁ 層上部にセットした後、Fig.8 に示す様に豊浦標準砂ならびに鉛散弾を静かに投入して盛土を作製した。

e) 計測器の設置

模型地盤中には Fig.6 に示したように多数の間隙水圧計、土圧計及び沈下計を設置した。地盤表面に設置した 2 台の沈下計 (①と②) は改良粘土内に袋で拘束された砂杭があることで粘土の圧密にともない地盤と砂杭に凹

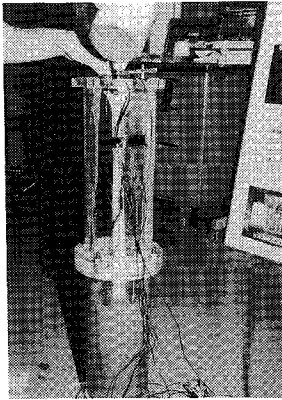


Fig. 7 Modeling of Ac₁ Deposit

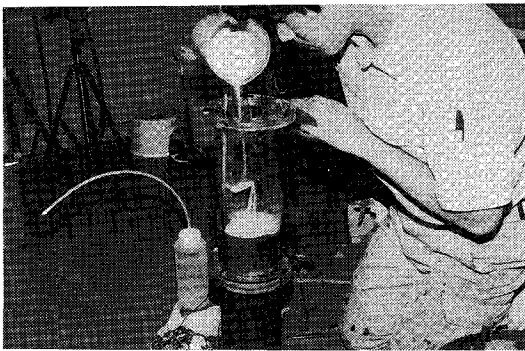


Fig. 8 Modeling of Sand Fill

凸を生じて沈下することが考えられたためである。

Ac₁層及びAc₂層中にセットした間隙水圧計③と④は、各層の圧密の進行状況を観察するものである。また、砂杭直下に設置した土圧計⑦は砂杭に作用する鉛直応力を計測するもので、Ac₁層底部に設置した⑤と⑥の土圧計との計測値とあわせて地盤内の土圧分布ならびに粘土地盤と砂杭との応力分担の割合を求めることができる。

f) 遠心模型実験

まず、遠心模型実験装置に試料容器とカウンターバランスを搭載し、25gの遠心加速度の下で盛土及び粘土地盤による自重圧密させた。圧密中は模型地盤表面の沈下量、地盤内の間隙水圧及び土圧の変化を計測した。沈下量及び間隙水圧の変化から90%以上の圧密を確認した後、遠心装置を停止させ実験を終了した。

g) 模型地盤の解体

圧密実験終了後、砂杭近傍と容器壁面付近の2ヶ所について深度方向に含水比分布を測定した。ここで測定された含水比から圧密応力を推定し、土圧計で得られる粘土地盤中の圧力分布と対比した。含水比測定後、模型地盤をアクリル容器ごと凍結させ、その後アクリル容器から模型地盤を注意深く取り出し砂杭の変形状態を観察した。

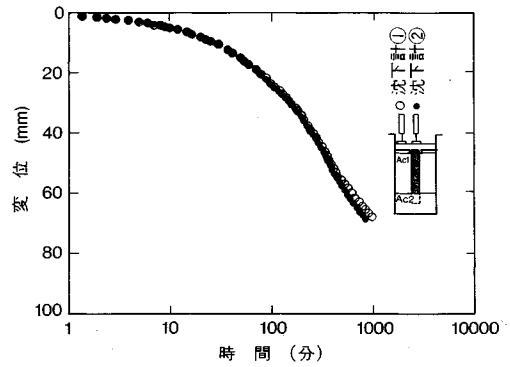


Fig. 9 Time Settlement Curves

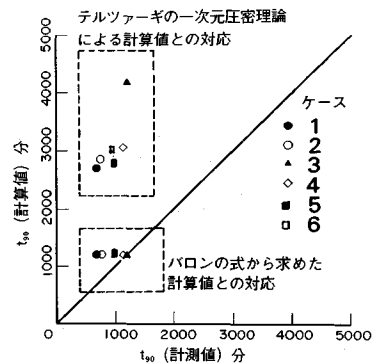


Fig. 10 Comparison of Consolidation Speed

5. 実験結果と考察

(1) 沈下～時間関係

Fig. 9は、ケース1での地盤表面の沈下と時間の関係を示したものである。図中、沈下計①は杭間粘土の沈下状況を、沈下計②は砂杭頭部の沈下状況をそれぞれ示している。両者は圧密初期より圧密終了までほぼ同じ値を示しており、地盤表面が一樣に沈下したことが分る。この様な傾向は他のケースの実験についても見られた。

時間～沈下関係より \sqrt{t} 法で t_{90} を求め、バロン式による計算値と比較したのがFig. 10である。図中、横軸は計測値で、縦軸はサンドドレーンの圧密解析でよく用いられるバロンの式による計算値と、サンドドレーンの存在を無視して(サンドドレーンの透水性が確保できなかったとして)テルツァギーの一次元圧密理論で求めた計算値をそれぞれ表している。バロン式での計算値と比較すると、実験値と計算値とはほぼ45°の勾配の直線上に位置し、両者が比較的良い一致を示していることが分る。一方、一次元圧密理論との比較では、プロットは45°の直線より大きく上に位置しており、本計算法が実際の圧密時間を過大評価していることが分る。これは計算での「サンドドレーンの透水性が確保できない」との仮定自体が誤っていることを示している。以上の検討よ

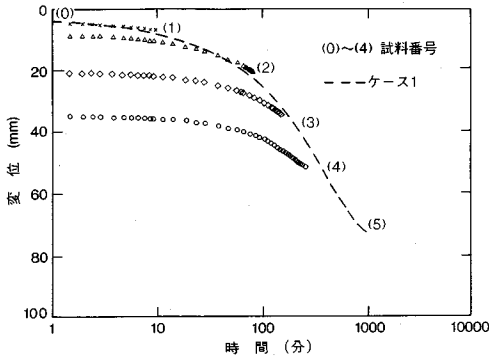


Fig.11 Time Settlement Curves

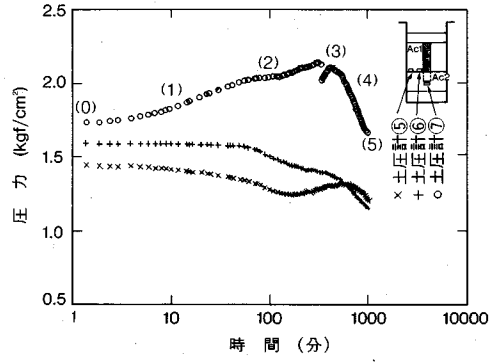


Fig.13 Time Earth Pressure Curves

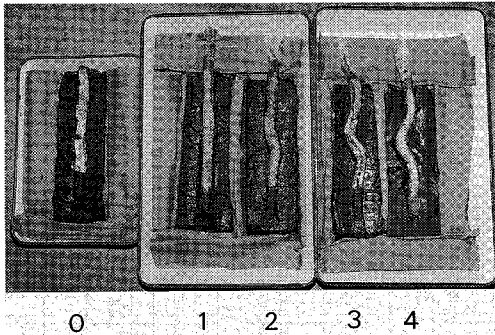
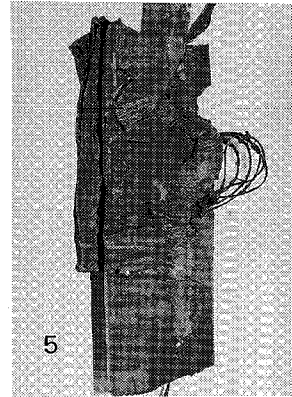


Fig.12 Progress of Sand Pile Deformation



り、圧密によって砂杭は大きく曲がりくねって変形するものの (Fig.12 参照)、排水機能は確保されていることが確認された。

(2) 地盤の圧密沈下と砂杭の変形状態

Table 3 に示した実験ケースのうちケース7は、圧密中の砂杭の変形過程を詳細に観察するために行ったものである。実験では、ケース1と同じ地盤条件の模型地盤を5台用意して、一斉に遠心場で自重圧密させた。先に行ったケース1の沈下～時間関係を参考にして、地盤表面の沈下量より圧密度を推定し、圧密度が10%に達した時点で一旦遠心装置を停止し、一台の模型地盤を遠心装置より取り外した。その後、残りの模型地盤を25gの加速度に再度立ち上げ、圧密を続行させた。そして、圧密度が20%、40%、70%に達した時に一台ずつ遠心装置から取り外した。取り外した模型地盤は凍結させ、各段階での砂杭の変形状況を観察した。なお、5台の模型地盤のうちの1台は、遠心場での圧密を行わずに模型地盤を解体し、砂杭の初期の状態を観察した。

Fig.11 には、ケース7での沈下～時間関係を示した。図中、時間は実験開始時よりの通算の時間ではなく、各模型地盤ごとについて最終的に25gに到達した時点からの経過時間で表している。また、破線は同一の地盤条

件であるケース1の実験結果を表している。図より、各模型の圧密終了時の沈下はほぼ破線上に位置しており、各模型が同一の地盤の圧密段階ごとの変形を再現していることが確認できる。

実験で得られた圧密中の砂杭の変形状況を Fig.12 に示した。図中の数字は Fig.11 に示した圧密段階を示している。また、圧密度90%の時の砂杭の状態はケース1のものである。図より、遠心実験前((0))及び圧密初期((1))には、まっすぐに自立していた砂杭が、圧密の進行にともない粘土地盤内で徐々に曲りくねる変形を生じ((2)→(4))、実験終了時((5))には大きく曲がりくねる変形を生じている様子が明瞭に見られる。粘土地盤は十分に練り返したスラリーを使用したため、載荷初期にはきわめて均一な地盤と推定できる。しかし、Ac₁層の圧密沈下量は、模型地盤作製時から実験終了時までまでに約11cmで初期層厚(28cm)の40%にも達する大きなものである。そのため、砂杭が拡幅する一次的な圧縮変形だけではこの様な大きな圧密沈下を吸収することができず、図示した様な曲がりくねる変形が生じたものと思われる。同様の傾向は袋詰めしていないケースも含めて、すべてのケースで見られた。なお、いずれのケースでも砂杭の変形による袋の破断等は見られな

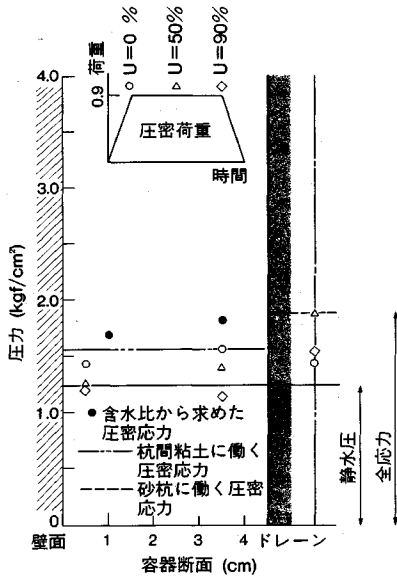


Fig.14 Pressure Distribution in Ground

かった。

(3) 地盤中の土圧挙動

ケース1で得られた土圧～時間関係を Fig.13 に示した。砂杭直下の土圧 (⑦) は、圧密開始時には約 1.8 kgf/cm² (0.176 MPa) の圧力を示しているが、圧密の進行に伴い増加する傾向を示し、約 370 分後には 2.2 kgf/cm² (0.216 MPa) のピーク値を示している。その後、圧力は約 1.9 kgf/cm² (0.186 MPa) にまで減少する傾向を示している。一方、粘土地盤に作用する土圧は圧密中ほぼ一様に減少する傾向が見られている。さらに、土圧の再配分が生じていると考えられる 370 分以降も、⑤の土圧計の計測値は一時的に増加しているがその増加傾向は小さく、土圧計設置深度での全体の荷重も減少する傾向を示している。この原因の詳細は不明であり、今後の課題である。しかしいずれにせよ、全般的には砂杭へ集中した圧密圧力が砂杭の変形の進行にともない再配分していくと考えても良いと思われる。

図には Fig.12 に示した砂杭の状態に対応する (1)～(5) の番号もあわせて示している。砂杭の変形状況と比較しながら土圧の変化を検討する。まず、圧密初期には粘土地盤中には過剰間隙水圧が発生し砂杭への応力集中は発生していない。初期の圧密過程 ((1)→(2)) では、砂杭は袋の効果によって変形を抑制されるため、砂杭へ圧密荷重が集中する。しかし、地盤の圧密沈下が進むと砂杭に曲がりくねる変形が生じ始め、ある程度変形が進むと ((3)→(4)) 砂杭全体としての圧縮剛性が減少して地盤内の圧密圧力の再配分が生ずるものと考えられる。その後は、砂杭は大きく曲りくねり圧縮剛性が小さくなるため圧力の再配分も加速され、砂杭に作用する土圧は

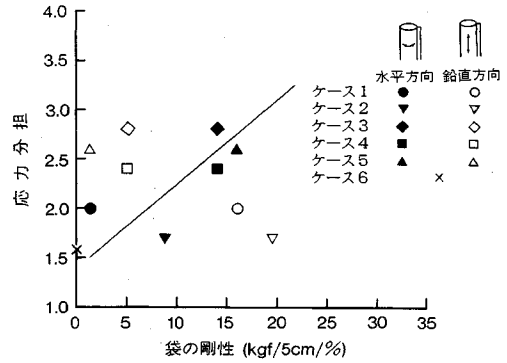


Fig.15 Relationship Between Stress Concentration Ratio and Tensile Rigidity

急速に減少するものと考えられる。

圧密圧力が再配分し始める時の砂杭の見かけの長さ減少率を圧縮率 (沈下量/Ac₁層初期層厚) と定義し Table 3 に示した。表より、圧縮率は袋の剛性にはほとんど関係なく地盤作製時より加算して 30%～35% であった。

(4) 応力分担比

土圧計⑦は、⑤、⑥の土圧計に比べ約 2.5 cm 深い位置にセットされている。そこで、⑦の計測値から 2.5 cm 分に相当する全応力を差し引いて⑤、⑥と同じ Ac₁ 層底部の深度に換算し、地盤内の圧力分布を Fig.14 に示した。図中、縦軸は圧力を、横軸は容器壁面から砂杭方向への距離をそれぞれ表している。圧密開始時 (U=0%) には、粘土及び砂杭に作用している土圧はほぼ 1.5 kgf/cm² (0.147 MPa) で一定である。圧密の進行にともない砂杭に作用する土圧は増加し、逆に粘土層の土圧は徐々に減少する傾向が見られる。図には、実験終了後に測定した含水比分布より e～log P 関係を用いて推定した圧密圧力も ●印であわせて示している。これらの値より砂杭及び粘土層に作用している平均的な圧力を求め、破線及び一点鎖線でそれぞれ示した。これらの値から静水圧分に相当する圧力を引いて有効圧力を求め、その比を応力分担比と定義すると、図示したケースでは 2.0 の値が得られた。

ケース 2～6 についても同様の整理を行い、応力分担比と袋の引張り剛性との関係を Fig.15 にまとめて示した。図の縦軸には応力分担比を、横軸には袋の引張り剛性をそれぞれ示している。なお、袋を用いないケース 6 も、袋の剛性を 0 として図に示している。実験で用いた袋は繊維の方向で引張り剛性及び強度が異なっているため、図では砂杭の鉛直方向ならびに水平方向の剛性の 2 つについて示している。先に示したように砂杭は大きく曲がるため砂杭には曲げ引張りが生じ、その結果として鉛直方向の剛性の影響が大きく表れることが予想され

た。Fig.15を見ると(○, ▽, ◇, □, △印), 鉛直方向の剛性の増加につれて応力分担比が2.5から1.5程度まで減少していくようにも見られるが, 袋のないケース6の値(×印)が約1.6と小さいことを考えると, これは後に述べる水平方向の剛性の影響が現われた結果と見る方が良くと考えられる(これは用いた繊維素材が繊維方向で引張り特性が異なっているためである)。このように, 砂杭の鉛直方向の引張り剛性の影響が小さかったのは, 砂杭が曲りくねる変形とともに圧縮変形が生じたためと考えられる。

一方, 水平方向の引張り剛性との関係について見ると(●, ▼, ◆, ■, ▲印), データに多少のばらつきは見られるが, 袋のないケースから剛性の増加につれ応力分担比もほぼ直線的に増加する傾向が見られた。また, 袋詰めしていない砂杭の場合にも, 1.4~1.6程度の応力集中が生ずることも分った。

(5) 応力集中の沈下への影響

これまでの実験的検討ならびに簡便計算³⁾より, 砂杭への応力の集中は袋の水平方向の引張り剛性に比例して増加する傾向が分った。そこで, ここでは応力集中による沈下への影響について, 地表面での力の釣り合い条件より検討した。この方法はSCP改良地盤の沈下低減率の計算に用いられている式と同じである⁹⁾。

SCP改良地盤の沈下の計算では, まず砂杭のない場合の沈下量を一次元圧密理論より求め, それに沈下低減率 β を掛合わせて改良地盤の沈下を求めている。沈下低減係数 β は, 応力分担比と砂杭の置換率との関数で下式で表される⁸⁾。

$$\beta = 1 / (1 + (n-1) * A_s) \dots \dots \dots (1)$$

ここに, β : 沈下低減率

n : 応力分担比

A_s : 砂杭の置換率

実験で求められた応力分担比を用いて沈下低減率を求めると, 下の値が得られる。

$$\beta = 0.98 \quad (n=1.5, A_s=0.034)$$

$$\beta = 0.94 \quad (n=3.0, A_s=0.034)$$

現地で計画されている袋の引張り剛性は模型スケールで3.6 kgf/5 cm/% (35.3 N/5 cm/%)で, Fig.15より1.7程度の応力分担比が予想される。しかし, β の値は式(1)より97.7%程度と計算され, 沈下阻止には大きな影響を及ぼさないことが分った。また, 沈下阻止を5%以内に抑えるためには($\beta > 95\%$), 袋の引張り剛性を340 kgf/5 cm/% (3.32 kN/5 cm/%)以下(現地スケール)(応力分担比を2.55以下)であれば良いことも分った。

6. 結 論

本研究で得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 袋詰めサンドドレーンおよび袋詰めしていないサンドドレーンともに, 圧密沈下にもとめない非常に大きく曲がりくねる変形が見られた。今回の実験条件の範囲では, 砂杭や袋に破断は見られず, 排水機能も確保され, その圧密速度はバロンの式による計算値と良く一致した。
- 2) 軟弱地盤中に打設された砂杭には圧密荷重が集中する。応力分担比は袋の水平方向の引張り剛性にほぼ比例して増加する。しかし, サンドドレーンでは一般に砂杭の占める面積が小さいため, 沈下阻止を5%以内に抑えるためには, 袋の引張り剛性を340 kgf/5 cm/% (3.32 kN/5 cm/%)程度以下(現地スケール)であれば良いことが分った。
- 3) 袋詰めサンドドレーンが超軟弱地盤中でも安定性にも優れ, 砂杭への応力集中も比較的小さいことが確認され, 本工法の超軟弱地盤への適用性が確認された。

あ と が き

本研究では羽田第三期地区の地盤を対象に袋詰めサンドドレーンの挙動の確認及びその適用性を検討した。本実験結果を基に羽田沖合展開事業第三期地区の地盤改良には袋詰めサンドドレーンが採用され, 現在地盤改良工事が実施されている。今後現地での施工データ, 圧密挙動データの集積が行われ, 本工法の適用性についての検討がなされる予定である。

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, 1984年11月。
- 2) 高見之孝: 運輸省羽田沖地盤改良工法の現況と展望, 基礎工, 1985年8月。
- 3) 田中洋行・豊田奉節・足立二雄: 東京国際(羽田)空港沖合展開地区の土質特性について, 第22回土質工学研究発表会, pp.167~170, 1987年6月。
- 4) 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, 土木学会ウォータフロント開発シンポジウム講演論文集, pp.197-202, 1992年1月。
- 5) 中ノ堂裕文・若槻好孝: 東京国際空港上部袋詰めサンドドレーン適用性検討調査, 復建技報, Vol.17, pp.129~138, 1992年10月。
- 6) 寺師昌明: 遠心力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, 1985年12月。
- 7) 北詰昌樹・遠藤敏雄・寺師昌明: 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, Vol.27, No.3, pp.185~203, 1988年9月。
- 8) 北詰昌樹・寺師昌明・相原直浩・片山忠: 袋詰めサンドドレーンの超軟弱地盤への適用性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.32, No.1, 1993年3月。

- 9) 神田勝己・寺師昌明：粘性土地盤を対象とする SCP 工
法の実用設計法—感度分析と実態調査—, 港湾技研資料

No. 669, pp. 3-52, 1990年3月.

(1993.1.8 受付)

CENTRIFUGE MODEL TESTS ON SOFT CLAY IMPROVED BY FABRI-PACKED SAND DRAIN

Tadashi KATAYAMA, Sosuke HITACHI, Masaki KITAZUME and Naohiro AIHARA

A sea reclamation has been performed using dredged clay for the Haneda International Airport expansion project. Since the thick ground has an extremely high water content, fabri-packed sand drains, which are sand drains wrapped by envelopes of geotextile, are planned to be used. A series of centrifuge tests was performed changing the tensile rigidity of the geotextile to investigate the effect on the consolidation behavior of the ground. The study shows that the fabri-packed sand drain functions well as a drain even in the extremely soft soil. And also revealed is that the anticipated concentration of the fill pressure remains small if an appropriate geotextile is selected.
