

独立行政法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

VOL.47      NO.2      June 2008

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 47 卷 第 2 号 (Vol. 47, No. 2), 2008 年 6 月 (June 2008)

## 目 次 (CONTENTS)

- 太平洋北東岸GPS波浪計観測網が捉えた大水深域における海象特性  
.....永井 紀彦・清水 勝義・佐々木 誠..... 1  
(Characteristics of the Observed Offshore Data by the Northern Pacific GPS Buoys  
..... Toshihiko NAGAI, Katsuyoshi Shimizu, Makoto Sasaki)
- T型あるいは浮き型SCP工法によって改良された粘性土地盤の支持力特性  
.....高橋 英紀・市川 栄徳・北詰 昌樹..... 53  
(Bearing Capacity of T-shaped or Floating-type Sand Compaction Pile Improved Ground  
..... Hidenori TAKAHASHI, Eitoku ICHIKAWA, Masaki KITAZUME)
- 混成堤における根固方塊および被覆ブロックの合理的な形状とその設計法  
.....下迫健一郎・久保田真一・浜口正志・松本 朗・半沢 稔・中野史丈.....89  
(A Rational Design of Foot-Protection Block and Armor Block Covering Rubble Mound  
of Composite Breakwaters  
..... Ken-ichiro SHIMOSAKO, Shin-ichi KUBOTA, Masashi HAMAGUCHI,  
Akira MATSUMOTO, Minoru HANZAWA, Fumitake NAKANO)
- 産業副産物(製鋼スラブ・フライアッシュ・高炉スラブ)を有効利用したコンクリートの品質  
および耐久性に関する研究  
.....審良 善和・山路 徹・濱田 秀則.....111  
(Research on Quality and Durability of the By-Products Concrete Using Steel Making Slag,  
Fly ash and Blast Furnace Slag  
..... Yoshikazu AKIRA, Toru YAMAJI, Hidenori HAMADA)

## T型あるいは浮き型 SCP 工法によって改良された 粘性土地盤の支持力特性

高橋 英紀\*・市川 栄徳\*・北詰 昌樹\*\*

### 要 旨

サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法）は比較的安価な費用で大きな地盤改良効果が得られる工法として、多くの地盤改良工事に用いられている。一方、経済性の追求や施工上の問題から、SCP工法に関しても改良率の低減や改良断面の縮小が求められている。例えば、軟弱粘土層下部の支持層まで砂杭を着底させない浮き型改良地盤や、改良断面裾下部を浮き型にしたT型改良地盤などが検討されている。このような改良断面縮小型の地盤改良工を適用した場合、着底型改良地盤に比べて地盤の安定性が低下したり変形量が増大したりすることが危惧されている。しかしながら、このような改良地盤の破壊挙動に関してはほとんど研究が進んでいないのが現状である。そこで本研究では、模型実験および数値解析手法を用いて、T型あるいは浮き型SCP工法によって改良された粘性土地盤の破壊メカニズムおよび支持力特性を防波堤構造物を対象に調べた。

研究の結果、鉛直載荷時にフーチング直下の改良域に剛性くさびが形成され、これをくさび下部および側方部の地盤が支持する機構が観察された。また、剛性くさび下部および側方部の地盤からの鉛直および受働抵抗力が期待できる範囲内では、改良域を縮小しても支持力がそれほど低下しないことが分かった。円弧滑り計算では、模型実験での地盤強度を忠実に再現すると支持力を過大評価する傾向があったが、現行設計法で規定する強度を用いれば精度よく支持力を再現することができた。さらに、FEM解析は模型実験の支持力特性を精度よく再現できた。受働部においては、砂杭が屈曲するとともに杭間粘土層が単純せん断破壊することが解析的に検証された。この破壊メカニズムと地盤の支持力を関連付け、T型あるいは浮き型SCP改良地盤の支持力の考え方を示した。

キーワード：T型 SCP 工法、浮き型 SCP 工法、支持力、遠心模型実験、円弧滑り計算、FEM 解析

---

\* 地盤・構造部地盤改良研究室

\*\* 特別研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 電話：046-844-5055 Fax：046-841-8098 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

## **Bearing Capacity of T-shaped or Floating-type Sand Compaction Pile Improved Ground**

**Hidenori TAKAHASHI\***

**Eitoku ICHIKAWA\***

**Masaki KITAZUME\*\***

### **Synopsis**

The sand compaction pile (SCP) method has been used in many construction sites to improve soft clay layers. SCP is one of the most commonly used methods due to its cost advantage for improvement performance. However, there is a need to further narrow down the improved area because of economic constraints and construction restrictions. The T-shaped and floating-type SCP improvement methods, where sand piles penetrate partially into clay ground, are used. However, low stability and large degrees of ground deformation can occur in the T-shaped or floating-type improved ground. As there have been few studies on these types of improved ground, the effects of improvement depth on stability are not yet clear. In this study, T-shaped and floating-type SCP improved ground was subjected to a variety of model tests and numerical analyses modeling breakwaters in order to investigate the failure mechanism and bearing capacity.

The results of centrifuge model tests showed that wedge shaped rigid-soil was formed under the loading plate by vertical loading. The rigid-soil was supported from beneath and laterally in the improved area. This bearing mechanism indicates that the bearing capacity of T-shaped or floating-type SCP improved ground does not decrease when the resistance beneath and lateral to the improved area is ensured. Circular slip analyses tended to overestimate the bearing capacity of SCP improved ground if the actual shear strength of the model was used for the analyses. However, circular slip analyses using the shear strength presented in the current design method could estimate reasonable bearing capacity. FEM analyses could simulate the properties of bearing capacity observed in the model ground tested. The results of FEM analyses clearly showed in passive soil areas that sand piles bent outward and clay layers between piles had simple shear. This failure mechanism of T-shaped and floating-type SCP improved ground was found to be related to the bearing capacity.

**Key Words:** T-shaped SCP improvement, floating-type SCP improvement, bearing capacity, centrifuge model test, circular slip analysis, FEM analysis

---

\* Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\* Director for Special Research

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-8445055 Fax : +81-46-8418098 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	53
1. まえがき .....	57
2. 過去に実施された着底型SCP改良地盤での実験 .....	57
2.1 模型実験条件 .....	57
2.2 過去の実験で得られている知見 .....	57
2.3 円弧滑り計算による検討 .....	59
3. 遠心力場における改良地盤への载荷実験 .....	60
3.1 模型実験条件 .....	60
3.2 着底型改良地盤での実験結果 .....	65
3.3 T型改良地盤での実験結果 .....	66
3.4 浮き型改良地盤での実験結果 .....	67
4. 修正フェレニウス法による円弧滑り計算 .....	73
4.1 数値解析条件 .....	73
4.2 着底型改良地盤での計算結果 .....	73
4.3 T型改良地盤での計算結果 .....	74
4.4 浮き型改良地盤での計算結果 .....	75
5. 有限要素法による安定解析 .....	78
5.1 数値解析条件 .....	78
5.2 着底型改良地盤での計算結果 .....	79
5.3 T型改良地盤での計算結果 .....	83
5.4 浮き型改良地盤での計算結果 .....	84
6. 結論 .....	86
7. あとがき .....	86
謝辞 .....	86
参考文献 .....	87

## 1. まえがき

サンドコンパクションパイル工法(以下、SCP工法)は、軟弱地盤中に砂杭を締固めながら打設し、軟弱地盤を改良する工法である。緩い砂質土盤に対しては、締固めた砂杭によって密度を増加させることで、支持力・せん断力の増加や液状化の防止などの改良効果が期待できる。粘性土盤に対しては、砂杭と粘土からなる複合地盤を形成することで、支持力・せん断力の増加や矢板等に対する水平抵抗力の増加が見込まれ、砂杭を排水経路として圧密を促進させることで、粘土の強度増加や沈下の低減などの改良効果も期待できる。SCP工法は、比較的安価な費用で大きな地盤改良効果が得られる工法として、多くの地盤改良工事に用いられている。

一方で、近年では公共事業費削減の気運の高まりから経済的な設計・施工が望まれており、地盤改良工法に関しても改良率の低減や改良断面の縮小が求められている。また、施工上の制約から改良断面を縮小する場合もある。SCP工法においては、軟弱粘土層下部の支持層まで砂杭を着底させない浮き型工法や、改良断面裾下部を浮き型にしたT型工法などが検討・施工されている。このような地盤改良工を用いた場合、高改良率着底型改良地盤に比べて地盤の安定性が低下したり変形量が増大したりする。しかし、このような経済的な地盤改良工を施した地盤の挙動に関してはほとんど研究が進んでおらず、現場での設計においては着底型を想定して組み立てられた現行設計法(円弧滑り計算)を流用しているのが実情である。

本研究は、図-1.1に示すようにT型あるいは浮き型SCP工法が防波堤下の粘性土地盤に適用された場合の地盤の破壊メカニズムおよび支持力を明確にすることを目的とする。改良地盤は砂杭と粘性土の複合地盤であるためにその地盤挙動は複雑であり、複合地盤としての破壊特性を数値解析にも十分取り入れられていないのが現状である。論文の前半では遠心模型実験によってT型および浮き型SCP改良地盤をモデル化し、改良範囲の縮小が支持力特性に与える影響について検討した。実験では、複合地盤としてのSCP改良地盤の破壊モードを詳細に調べ、モードと支持力との関連を検討した。論文の後半では、実験結果を対象として円弧滑り計算を実施し、その計算精度を検証した。また、模型実験に対してFEM解析を適用し、問題を一般化している。FEM解析では、模型実験で計測できない地盤内応力状態からSCP改良地盤の破壊メカニズムについて検討を加えた。さらに、円弧滑り計算とFEM解析で等しい強度パラメータを与えた結果を比較することによって、円弧滑り計算の適用性について調べた。

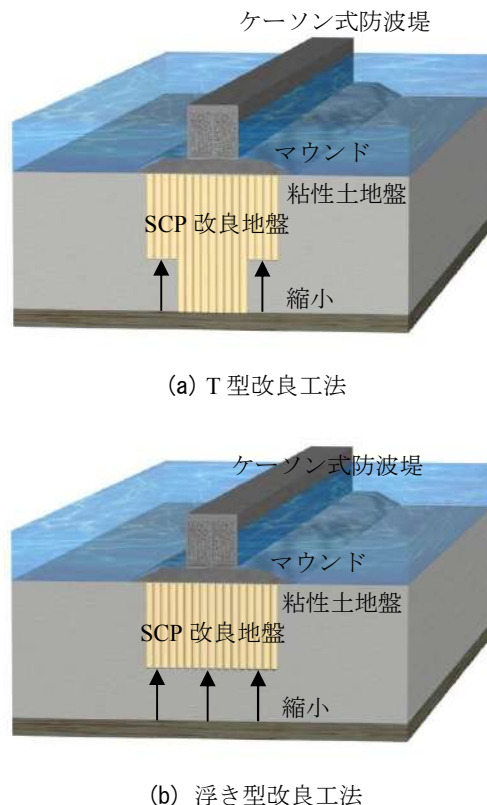


図-1.1 改良断面縮小型のSCP改良工法の例

## 2. 過去に実施された着底型SCP改良地盤での実験

### 2.1 模型実験条件

本研究で実施した模型実験は過去に実施された類似の実験(寺師・北詰, 1990)に従っている。これは、寺師・北詰の研究では、荷重速度や荷重方法について詳細に調べており、実験条件を似せることで今回の実験に対する荷重速度や荷重方法の影響の検討を省略するためである。ここでは、過去に行われた実験結果について、必要最小限の結果のみについて述べておく。図-2.1に示すように、断面積で28%に相当する砂杭が打設された粘性土地盤を対象に、50Gの遠心力場で模型ケーソンによって改良地盤を荷重している。基礎実験として、砂杭の相対密度、改良幅/荷重幅比( $W/B$ )、荷重速度を変えて鉛直荷重実験を行っている(表-2.1参照)。基礎実験の結果に基づいて、本実験としてプレロード荷重した地盤を対象に鉛直荷重実験および傾斜荷重実験を行っている(表-2.2参照)。

### 2.2 過去の実験で得られている知見

過去に行われた着底型改良地盤に対する荷重実験結果について、以下にまとめて示す。

#### (1) 砂杭の相対密度の影響

模型砂杭の相対密度の影響に関して検討されており、

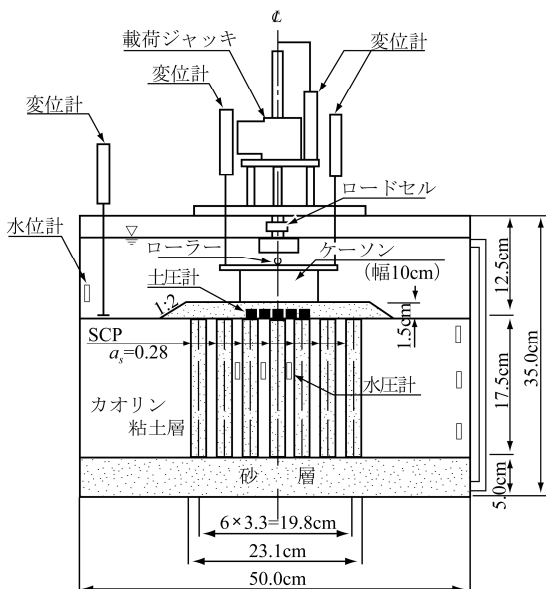


図-2.1 模型地盤概略図 (寺師・北詰, 1990)

表-2.1 実験ケース (基礎実験)

パラメータ 目的	相対密度 $D_r$ (%)	改良幅/ 載荷幅比 $W/B$	載荷速度 (mm/min)
相対密度の影響評価実験	15	2.3	0.68
	45		
	100		
改良幅/載荷幅比の影響評価実験	100	1.0	0.68
		2.3	
載荷速度の影響評価実験	60	2.3	0.85
			5.3
			17.0

表-2.2 実験ケース (本実験)

	プレロード 載荷幅 (cm)	プレロード 強度 ( $\text{kN/m}^2$ )	載荷方法	鉛直圧力 $p_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )
No.1	10	9.8	鉛直載荷	-
No.2	10	19.6		-
No.3	10	9.8	水平載荷	9.8
No.4	10	9.8		28.4
No.5	10	9.8		44.1
No.6	23	29.4	鉛直載荷	-

相対密度を  $D_r = 15, 45, 100\%$  と変化させて鉛直載荷実験を行っている。改良幅  $W$  と載荷幅  $B$  の比 ( $W/B$ ) は 2.3, 載荷速度は  $0.68\text{mm/min}$  の排水条件の実験である。

排水条件下では、相対密度の違いによらず鉛直圧力と鉛直変位の関係は類似したものであり、応力分担比は相対密度の増加に伴って大きくなる傾向が見られている。なお、応力分担比とは杭間粘土に作用する応力に対する砂杭に作用する応力の比であり、設計上重要なパラメータである。

(2) 改良幅/載荷幅比 ( $W/B$ ) の影響

改良幅/載荷幅比 ( $W/B$ ) の影響に関する検討では、 $W/B = 1.0, 2.3$  と変化させて鉛直載荷実験が行われている。載荷速度は  $0.68\text{mm/min}$  の排水条件とし、 $D_r = 100\%$  の密な砂杭が用いられている。

$W/B$  が小さい場合、ケーソン下部に発生する剛性くさびに対する側方の拘束が小さいために、支持力は小さくなっている。この実験から、 $W/B$  が異なると変形モードが大きく異なることも分かっている。

(3) 載荷速度の影響

載荷速度の影響に関する検討では、載荷速度を  $0.85\text{mm/min}, 5.3\text{mm/min}, 17.0\text{mm/min}$  に変化させて鉛直載荷実験が行われている。なお、砂杭の相対密度は  $D_r = 60\%$ , 載荷幅比は  $W/B = 2.3$  である。

砂杭間の粘土層での過剰間隙水圧と粘土表面の土圧の関係から、載荷速度が  $17.0\text{mm/min}$  の場合、過剰間隙水圧と土圧はほぼ同じ割合で増加しており、杭間粘土の中心部ではほぼ排水が進んでいないことが示されている。一方、載荷速度が  $0.85\text{mm/min}$  の場合、土圧が増加しても過剰間隙水圧はそれほど増加せず、ほぼ排水状態である。また、鉛直圧力と鉛直変位の関係から、載荷速度が遅くなるほど初期の地盤剛性や鉛直支持力が大きくなる傾向が見られている。

(4) 鉛直載荷実験

鉛直載荷に対する検討では、重量調整した模型ケーソン (No.6ではプレロード体) をマウンドに着底させ、水面を急激に低下させることによって、模型ケーソンに働く浮力を小さくし、1回目の載荷 (プレロード) が行われている。その後、鉛直載荷装置で模型ケーソンを下降させることによって2回目の載荷が実施されている。

鉛直圧力と鉛直変位の関係から判断すると、プレロードの載荷幅と載荷荷重を大きくすることによって、杭間粘土が圧密して、地盤の鉛直支持力が大きくなる傾向が見られている。1回目の載荷荷重を  $9.8\text{kN/m}^2$  とした場合の実験ケース (No.1) において、載荷実験後に地盤側面を解体して砂杭の変形状況を確認されている。この写真を図-2.2に示す。模型ケーソン下部にはくさび型の滑り面が確認でき、くさび両脇の砂杭は途中で外側に屈曲するように変位している。

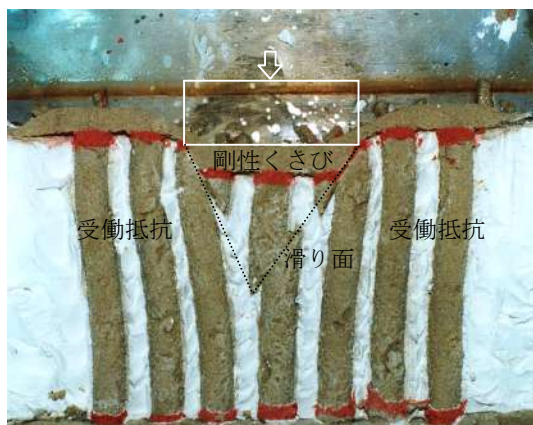


図-2.2 着底型改良地盤の変形状況 (No.1)  
(寺師・北詰, 1990)



図-2.3 着底型改良地盤の変形状況 (No.5)  
(寺師・北詰, 1990)

#### (5) 傾斜載荷実験

傾斜載荷に対する検討では、重量調整した模型ケーソンをマウンドに着地させて、種々の鉛直圧力下で、模型ケーソンが水平に載荷されている。

鉛直圧力が44.1kN/m<sup>2</sup>の場合の水平載荷実験 (No.5) において、遠心模型実験後に模型側面を解体して砂杭の変形状況を確認されている。この写真を図-2.3に示す。模型ケーソン下部の前趾側の砂杭は水平載荷によって滑り面が生じ、それより前趾側の砂杭は途中から屈曲している。一方、ケーソン下部の中央部より後趾側の砂杭はほとんど変位しないようである。さらに、水平荷重と水平変位の関係から、水平支持力は載荷時の鉛直圧力の大きさによって変化している。

### 2.3 円弧滑り計算による検討

上述の着底型改良地盤に対する模型実験を対象に、今回新たに修正フェレニウス法による円弧滑り計算を適用

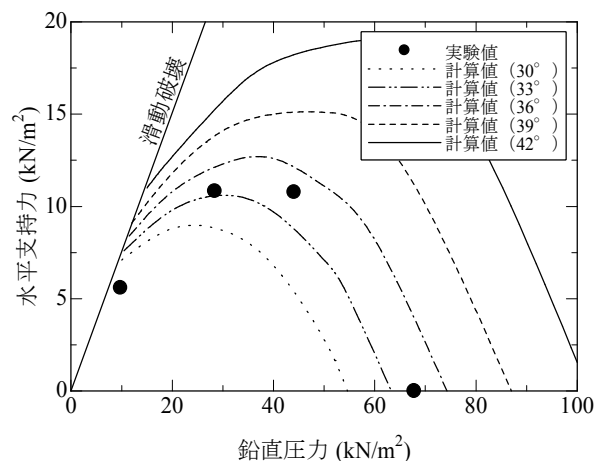


図-2.4 着底型改良地盤の支持力曲面

した。今回行った円弧滑り計算の詳細な手法については、後述の4.1を参照されたい。円弧滑り計算では、応力分担比を $n=3$ に固定して、砂杭の内部摩擦角を $\phi_s = 30, 33, 36, 39, 42^\circ$ と5種類に変化させ、プレロードによるせん断強度の増加も考慮した。

円弧滑り計算による鉛直圧力と水平支持力の関係を図-2.4に示す。同図には実験結果も併せて示しており、実験での鉛直圧力と水平支持力の関係に注目すると、24~42kN/m<sup>2</sup>の鉛直圧力でピークとなっている。円弧滑り計算においても、実験結果と同様に凸な形状となっていた。実験と円弧滑り計算で得られた支持力曲面を比較すると、円弧滑り計算の内部摩擦角を33~36°程度とした場合に近い値となった。現行設計法では内部摩擦角を30~35°とすることになっており、設計法で指定されている内部摩擦角を用いることによって、安定性を精度よく求められることが分かった。



### 3. 遠心力場における改良地盤への载荷実験

#### 3.1 模型実験条件

##### (1) 遠心模型実験装置

港湾空港技術研究所が所有する遠心模型実験装置 (Mark II) を用いて実験を行った。図-3.1に装置の外観を示す。遠心模型実験装置は、1/Nに縮小した模型地盤に  $Ng$  の遠心加速度を作用させることによって、模型地盤内に実スケール地盤と同じ応力状態を再現できるものである。表-3.1に遠心模型実験装置の諸元を、表-3.2に遠心模型実験における相似則の関係を示す。装置および周辺機器の詳細については文献を参照されたい (北詰, 1995)。本研究では、50Gの遠心力場の下で実験を行っており、実



図-3.1 遠心模型実験装置

表-3.1 遠心模型実験装置諸元

最大遠心加速度	113G
最大搭載質量	2.76 ton
有効回転半径	3.8 m
最大回転数	163 rpm
主電動機容量	DC 450 kW

験寸法の50倍の実スケールの地盤での地盤挙動を再現できることになる。

##### (2) 試料容器

実験に用いた試料容器は、内寸法で高さ35cm×幅50cm×奥行20cmの剛性の高いものである。試料容器前面には透明の亚克力板が取り付けられており、実験中の模型地盤の挙動を遠心力場で観察できるようになっている。

##### (3) 鉛直载荷装置

鉛直载荷装置は、ケーソンを模した幅10cm (実物換算で5m) のフーチングが先端に取り付けられており、22.8mm/min (実物換算で1.14m/min) の速度で鉛直方向に载荷することができる。鉛直载荷装置にはロードセルと鉛直変位計が取り付けられており、実験中はこれらの値を計測することで、フーチング底面が地盤から受ける反力とフーチングの変位量の関係を求めることができる。

##### (4) 水平载荷装置

水平载荷装置は、3.7mm/min (実物換算で0.185m/min) の速度で水平方向に模型ケーソンを载荷することができる。水平载荷装置においてもロードセルと水平変位計が取り付けられており、水平载荷荷重とケーソンの水平変位量の関係を求めることができる。

##### (5) 実験ケース

表-3.3に実験ケースの一覧を、図-3.2に模型地盤の概

表-3.2 遠心模型実験装置相似則

項目	模型/実物
長さ	1/N
加速度	N
質量	1
応力	1
ひずみ	1
時間 (圧密)	1/N <sup>2</sup>

表-3.3 実験ケース一覧

ケース名	実験ケース名	改良率 $a_s$ (%)	改良形式	着底部改良深度 (cm)	浮き部改良深度 (cm)	上部改良幅 (cm)	下部改良幅 (cm)	载荷方法	鉛直圧力 $p_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
ケース1	SCPS183	28	着底型	18.0	-	21.8	21.8	鉛直载荷	-
ケース2	SCPS181		T型		13.5		8.6		
ケース3	SCPS182				4.5				
ケース4	SCPS161	50	浮き型	-	9.0	-			
ケース5	SCPS171				4.5		9.5		
ケース6	SCPS172				4.5		24.5		
ケース7	SCPS173				9.0		9.5		
ケース8	SCPS163	28			9.0	21.8	水平载荷	37.1	
ケース9	SCPS164				9.0			27.9	

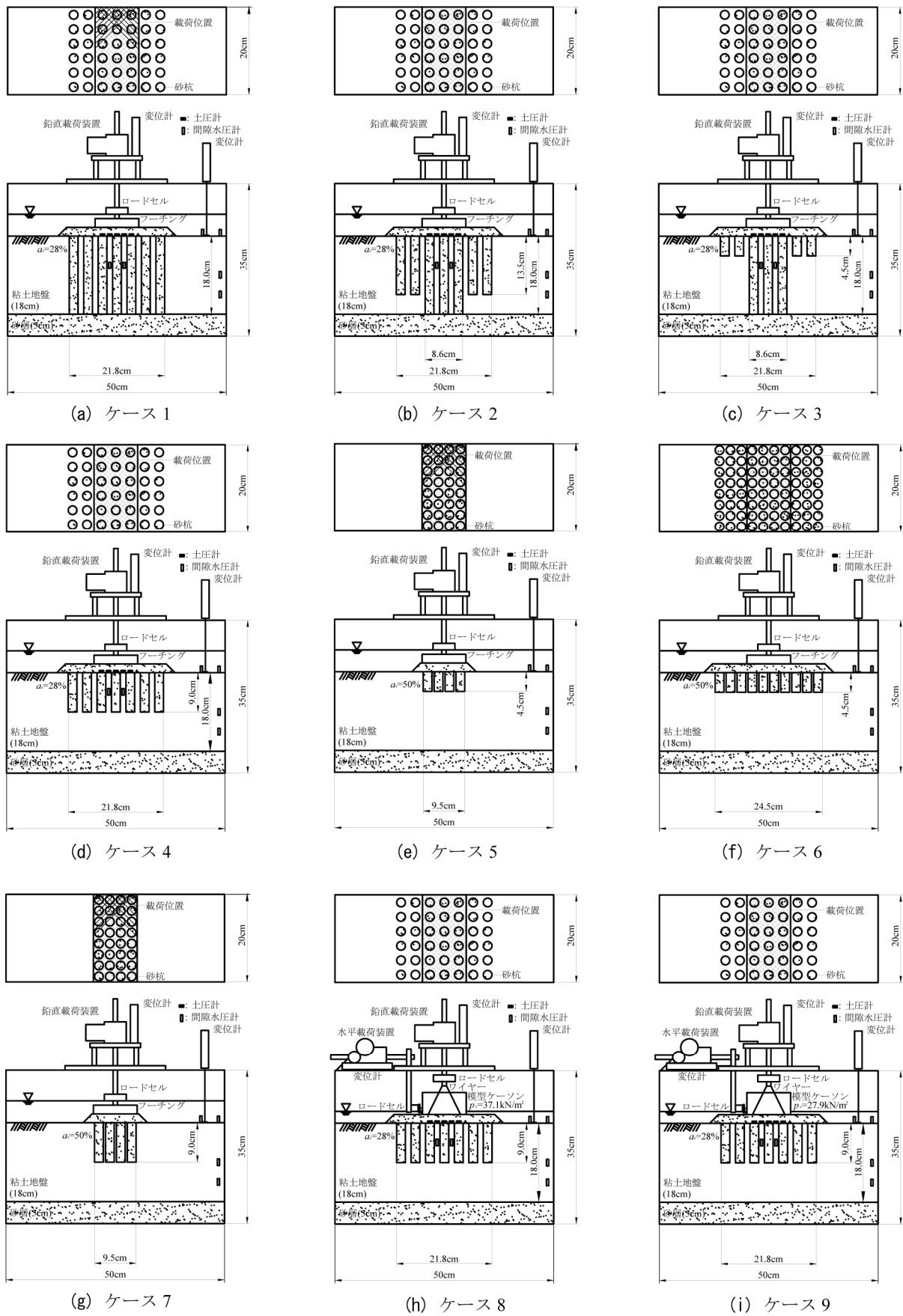


図-3.2 模型地盤の概略図

表-3.4 カオリン粘土の物性

土粒子密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.72
液性限界	$w_L$ (%)	59.3
塑性限界	$w_p$ (%)	26.3
塑性指数	$I_p$	33.0
圧密係数	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /min)	0.15
圧縮指数	$C_c$	0.49
膨張指数	$C_s$	0.12
強度増加率	$c_u/p$	0.46

表-3.5 豊浦砂の物性

土粒子密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.66
50%粒径	$D_{50}$ (mm)	0.24
均等係数	$U_c$	1.5
最大間隙比	$e_{max}$	0.979
最小間隙比	$e_{min}$	0.623

略図を示す。改良深さ、改良幅、改良率、载荷方法が地盤の支持力や変形モードに与える影響を検討するために、それらを変えた9ケースの実験を行った。ケース2と3での改良断面の形状はT型である。T型SCP工法は着底型改良断面裾下部の砂杭を支持層まで到達させない工法であり、T型袖部の改良深度による支持力への影響を調べた。ケース4は改良域を基礎砂層から浮かせた浮き型であり、改良域を浮かせたことによる支持力への影響を調べた。ケース5~7は、浮き型において改良幅と改良深度が支持力へ与える影響を調べるための実験である。ケース8と9は、浮き型において傾斜载荷時の水平支持力を調べるための実験である。

(6) 地盤試料

粘土地盤については、カオリン粘土（MCクレイとAXカオリンの乾燥重量比1:1の混合土）を用いた。カオリン粘土は一般的な海成粘土に比べて圧密係数が大きく、圧密に要する時間が短くなる利点がある。表-3.4にカオリン粘土の物性を示す。粘土層下部の基礎砂層やSCP砂杭、マウンドには豊浦珪砂を用いた。表-3.5に豊浦珪砂の物性を示す。

(7) 模型地盤の作製および実験方法

模型地盤の作製と载荷実験は図-3.3に示すフローによって行った。模型地盤の作製と载荷実験の手順を以下に示す。

a) 基礎砂層の作製

容器底面上に豊浦珪砂を用いて厚さ5cmの基礎砂層を作製した。複数のフルイを通過させて砂を堆積させる多重フルイ法によって目標相対密度を80%として基礎砂層を作製した。基礎砂層を作製した後に、容器底部側面に

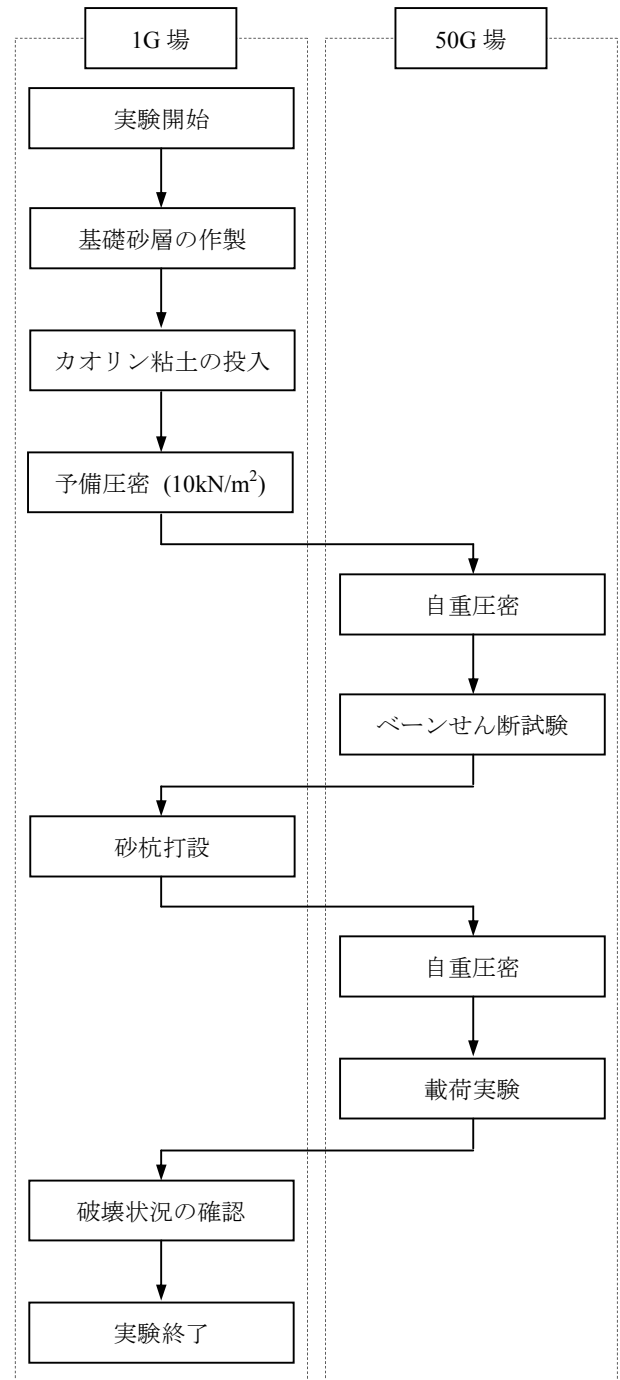


図-3.3 実験フロー

設置している通水口から水を浸透させた。この基礎砂層は、粘土地盤の圧密中には透水層として機能し、载荷実験中には支持層として機能する。

b) 粘土地盤の作製

真空状態で攪拌してスラリー状にした含水比120%のカオリン粘土を試料容器内に気泡が入らないように注意して投入した。投入後、ペロフラムシリンダーを用いて圧力10kN/m<sup>2</sup>で予備圧密を行い、3t法によって圧密の終了を

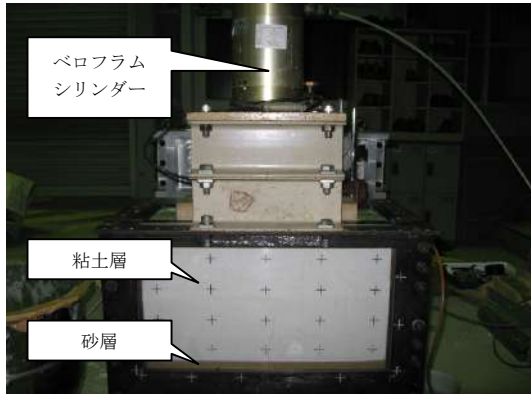


図-3.4 予備圧密状況

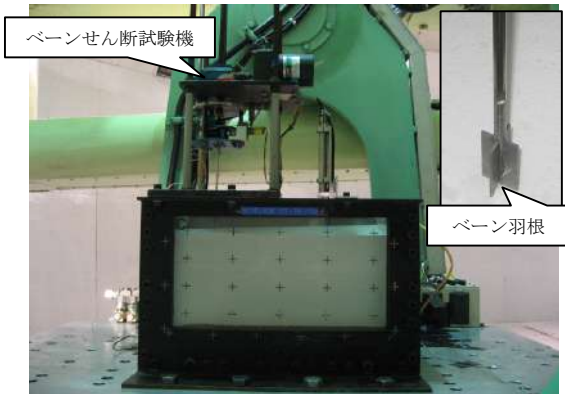


図-3.5 模型地盤とベーンせん断試験機

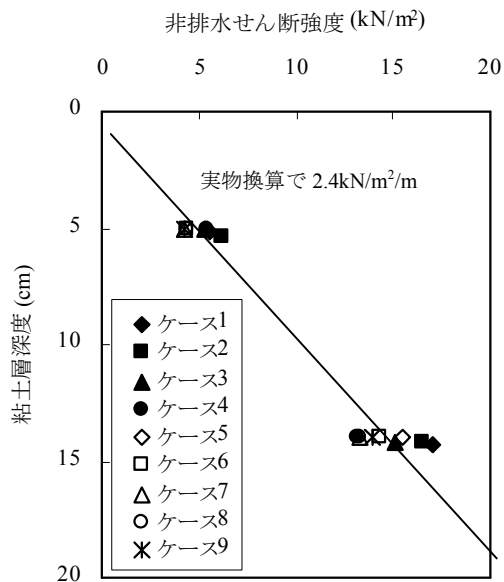


図-3.6 粘土地盤における非排水せん断強度の深度分布

確認した。図-3.4に予備圧密の状況を示す。予備圧密の終了後、遠心模型実験装置を用いて遠心力場で自重圧密を行い、 $\sqrt{t}$ 法によって90%以上の圧密を確認した。自重圧密後、遠心力場で作動するベーンせん断試験機を用いて地盤強度の計測を行った。図-3.5に自重圧密前の模型



図-3.7 凍結砂杭

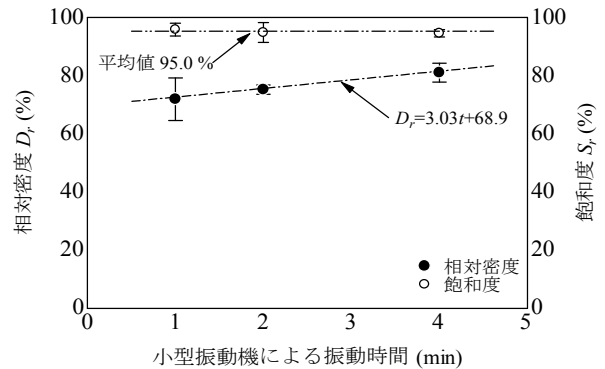


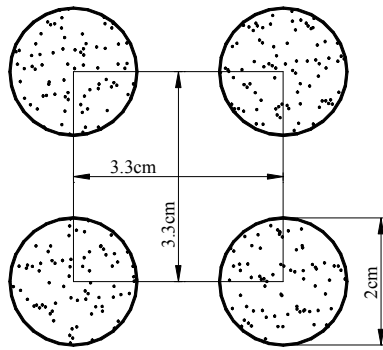
図-3.8 振動時間と砂杭の相対密度および飽和度の関係

地盤とベーンせん断試験機の外観を示す。また、図-3.6にベーンせん断試験によって求めた模型地盤の非排水せん断強度の深度分布を示す。図に示すように、深度方向に非排水せん断強度が増加する粘土地盤が作製されたことが確認できる。なお、図中には後述の円弧滑り計算とFEM解析で用いた強度の増加勾配を併せて示している。数値解析では増加勾配を実物スケール換算で $2.4\text{kN/m}^2/\text{m}$ とした。

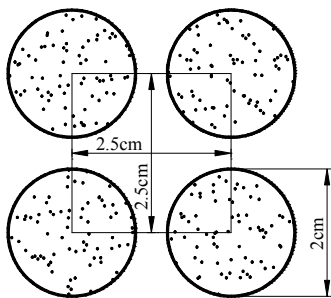
#### c) 改良地盤の作製

模型砂杭の地盤材料には豊浦珪砂を用いた。現場でのSCP改良工法は、粘土地盤中にケーシングを打設し、ケーシングから砂を排出して締固めながら行う。しかし、この方法では各砂杭の密度を同一にすることや密度を管理することが困難である。そこで、現地での打設方法にこだわらず、均一で密度管理された砂杭を作製することを優先した。

内径2cmの円筒形の亚克力パイプの内側に潤滑油を塗布し、脱気した豊浦珪砂をパイプ内に投入した。次に、振動機を用いて2分間の振動を砂杭に加えて締固めた。その後、冷凍庫で凍結させた後、凍結砂杭をパイプから押し抜いて模型砂杭とした。図-3.7に凍結砂杭の写真を示す。なお、実験に先立ち改良地盤に用いる砂杭の相対密度を予備試験によって求めている。図-3.8に小型振動機による振動時間と砂杭の相対密度および飽和度の関係を示す。同図から、振動時間を長くするほど砂杭の相対密度が大きくなるが、2分間の振動を加えることによって砂杭の相対密度のばらつきが比較的小さくなる傾向にある。



(a) 28%改良



(b) 50%改良

図-3.9 砂杭打設配置図

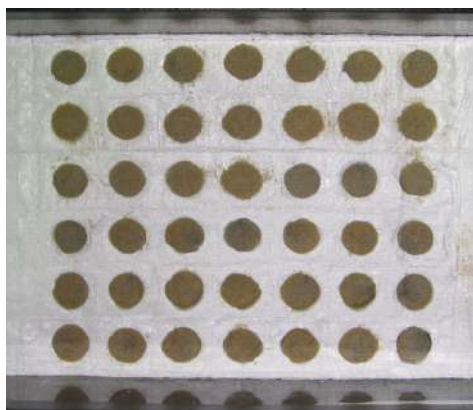
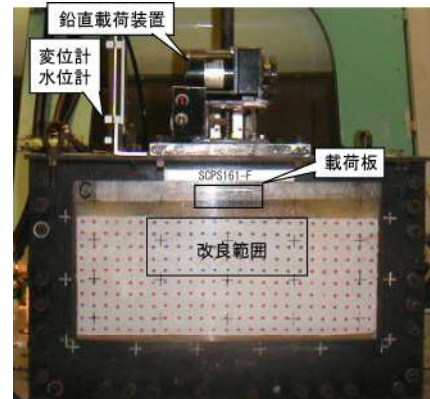


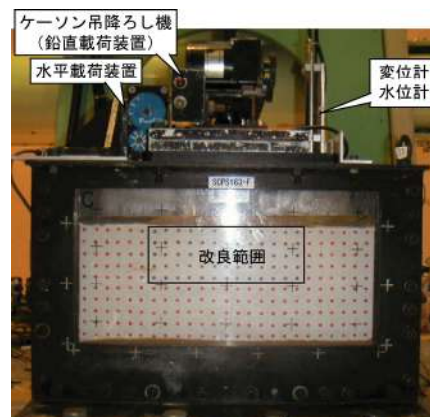
図-3.10 砂杭打設後の改良地盤 (28%改良)

そこで、振動時間として2分間を採用した。その場合の相対密度は約75%である。また、凍結・解凍による密度の変化はほぼないことを確かめている。

自重圧密後の粘土地盤に対して、凍結砂杭を打設して改良地盤を作製した。粘土地盤に外径2cmの薄肉パイプを貫入し、パイプ内の粘土を排出してパイプを引き抜き、所定の長さに調整した凍結砂杭を粘土地盤にできた孔に押し込んだ。この作業を繰り返すことによって、正方形配置となるように所定の本数の砂杭を打設した。図-3.9に28%改良と50%改良の砂杭の打設配置図を示す。例として、図-3.10に28%改良で砂杭を打設した地盤の写真



(a) 鉛直載荷実験 (ケース 4)



(b) 傾斜載荷実験 (ケース 8)

図-3.11 模型地盤と載荷装置

を示す。

d) 計測センサーと載荷装置の設置

改良地盤の作製後、試料容器前面の亚克力板を取り外し、粘土地盤側面に画像解析用ターゲットを設置した。再度亚克力板を試料容器に取り付けた後、所定の位置に土圧計および間隙水圧計を設置して、改良域上に豊浦珪砂で高さ2cm、法勾配1:1のマウンドを作製した。その後、載荷装置を試料容器上面に設置した。図-3.11に遠心模型実験前の模型地盤と載荷装置を示す。

e) 載荷実験

準備を完了した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載して、50Gの遠心加速度を作用させた。ただし、粘土地盤を作製する際に行った自重圧密後、砂杭打設やターゲット設置のために1G場へ応力開放しており、粘土地盤が膨張している。このため、50Gの遠心力場で再度自重圧密を行った。粘土地盤の作製時と同様に、自重圧密中は地表面での沈下を測定して $\sqrt{t}$ 法によって90%以上の圧密を確認した。自重圧密終了後、載荷装置を用いて改良地盤に載荷を行った。鉛直載荷および傾斜載荷実験の方法は次

の通りである。

鉛直載荷実験においては、鉛直載荷装置を用いて幅100mmのフーチングを下降させて強制的に地盤を載荷した。鉛直載荷中には、3～5秒間隔でフーチング底面への地盤反力や変位量、地盤内の土圧・間隙水圧を計測し、さらに画像解析用の写真を撮影した。

傾斜載荷実験においては、鉛直載荷装置のジャッキ先端に重量を調整した模型ケーソンを吊り下げておき、自重圧密終了後に模型ケーソンをマウンド上に設置した。模型ケーソンがマウンドに着地した直後に水平載荷装置を作動させて、模型ケーソンの下端付近を水平載荷した。水平載荷中には、5秒間隔で水平荷重やケーソンの水平変位量、地盤内の土圧・間隙水圧を計測し、画像解析用の写真を撮影した。

### 3.2 着底型改良地盤での実験結果

T型および浮き型工法による改良効果を調べるのに先立ち、比較対象として着底型改良地盤に対して鉛直載荷実験を行った。以下に、その実験結果を述べる。

#### (1) 改良地盤の変形状況

ケース1（着底型）において、幅100mmのフーチングの鉛直変位量が30mmまで進んだ時点での変位ベクトル図を図-3.12に示す。30mmという変位は大きいですが、これは十分に地盤を変形させて終局状態の変状を観察するためである。図に示すように、改良地盤を鉛直方向に載荷すると、フーチング直下の改良域内にはくさび状の滑り面が発現し、その両脇の改良域は外側に変位していることが分かる。くさび両脇の改良域には滑り面は発現せずに屈曲しており、全体としては局所せん断破壊を呈している。また、改良域（破線部）外の粘土層においても変形しており、載荷による影響が波及していることが分かる。

#### (2) 砂杭の変状

遠心模型実験後にアクリル面側の地盤を解体して砂杭の変形状況を確認した。これを図-3.13に示す。図に示すように、フーチング下部の砂杭にくさび形状の滑り面が確認でき、剛性くさびを形成していることが分かる。また、くさび両脇の砂杭に注目すると、途中で外側に屈曲するように変位している。これは、くさびに対して受働抵抗する砂杭はモーメント荷重を受けて、屈曲しながら抵抗するためと考えられる。

#### (3) フーチング変位量と鉛直圧力の関係

フーチング底面が受ける鉛直方向の圧力とフーチングの鉛直変位量の関係を図-3.14に示す。ここで、鉛直圧力とはロードセルで計測した荷重をフーチング底面の面積で除したものである。また、図に示した曲線は初期の弾

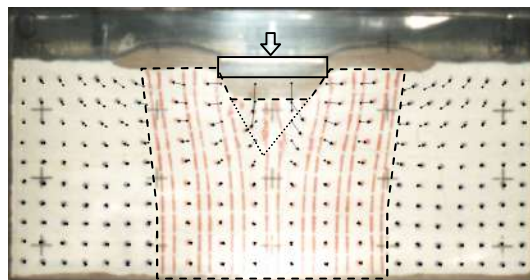


図-3.12 着底型改良地盤の変位図（ケース1）

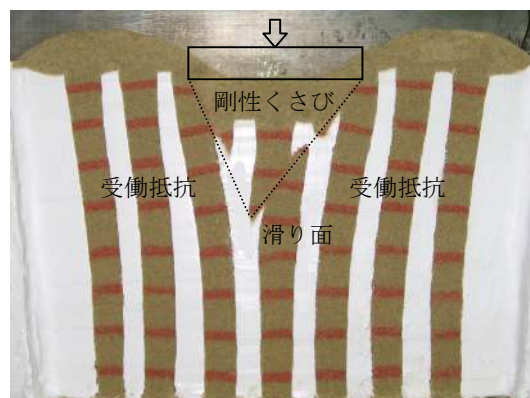


図-3.13 着底型改良地盤の変状（ケース1）

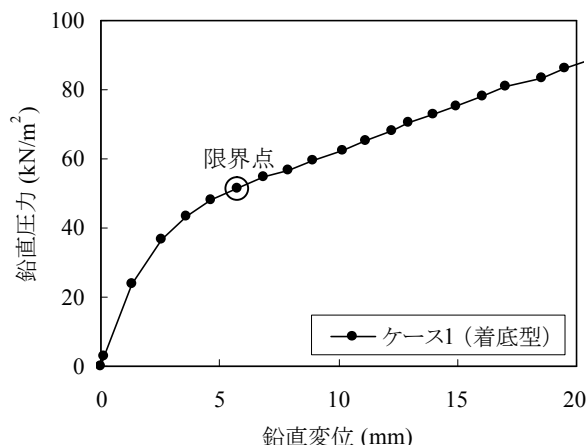


図-3.14 着底型改良地盤の鉛直変位と鉛直圧力

性領域における直線を延長し、初期値の補正を行っている。図に示すように、圧力～変位関係においてはピーク値が現れない。載荷初期にはフーチング鉛直変位量に対して急速に圧力が増加し、鉛直変位が5 mm程度より大きくなると鉛直圧力が緩やかに増加する傾向に変化することが分かる。後半の緩やかに増加する直線関係の始点を地盤がフーチングを支持できる限界点と定義して、その時点でのフーチング底面に作用する鉛直圧力を便宜的に地盤の鉛直支持力とすると、支持力は51.6kN/m<sup>2</sup>となった。このように限界支持力を決定する方法は、杭の載荷試験（地盤工学会，1999）や現場の平板載荷試験（地盤工学

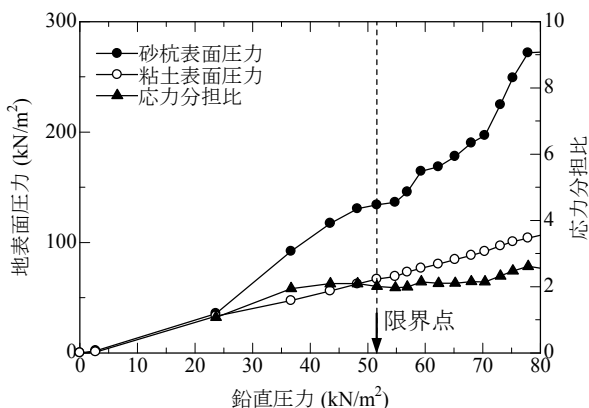


図-3.15 着底型改良地盤の応力分担比 (ケース 1)

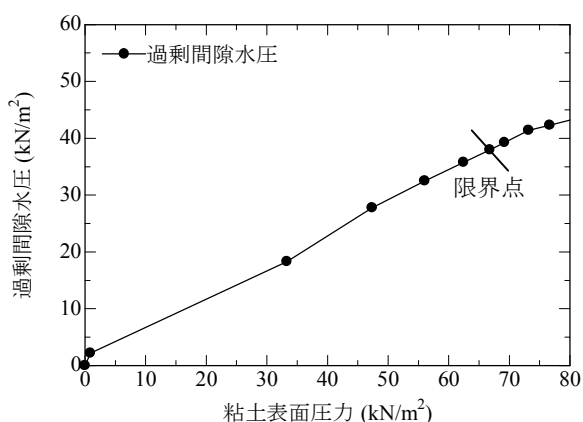


図-3.16 着底型改良地盤の過剰間隙水圧 (ケース 1)

会, 2004) などで利用されるものである。地盤の支持力機構において後半の直線部分が限界状態を表していると考えられている。

(4) 鉛直荷重時の応力分担比

鉛直荷重時における応力分担比について調べた。砂杭表面・粘土層表面で計測した土圧とフーチング底面での鉛直圧力の関係を図-3.15に示す。同図には砂杭表面の圧力を粘土層表面の圧力で除して求めた応力分担比も併せて示している。また、センサーの設置位置は図-3.2を参照されたい。図に示すように、鉛直圧力が大きいほど砂杭表面の圧力と粘土層表面の圧力が大きくなるのが分かる。限界点での応力分担比は2.0である。一般的に計測した応力分担比のばらつきは大きく、支持力に対する感度もそれほど高くない(地盤工学会, 2000)。これから考えると、低置換率の場合において応力分担比を3とする現行設計法とほぼ整合性が取れていると言える。

(5) 鉛直荷重時の排水状況

鉛直荷重時における排水状況について検討した。砂杭間の粘土層中心部で計測した過剰間隙水圧と粘土表面で計測した土圧の関係を図-3.16に示す。図に示すように、

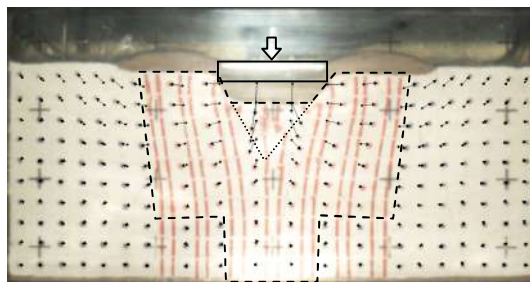


図-3.17 T型改良地盤の変位図 (ケース 2)

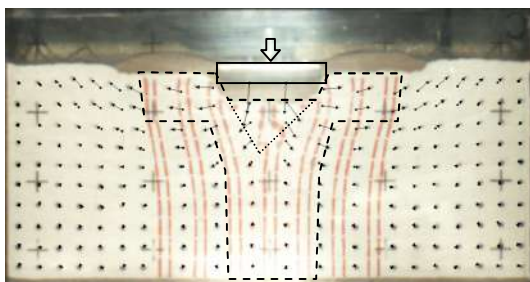


図-3.18 T型改良地盤の変位図 (ケース 3)

杭間粘土での過剰間隙水圧は粘土表面圧力の半分程度であり、鉛直荷重中に排水が多少進んでいる結果となった。この結果は、ほぼ同じ位置で水圧を計測している過去の実験結果(寺師・北詰, 1990)とは異なる特性であり、相違の原因は不明である。

3.3 T型改良地盤での実験結果

着底型の裾下部を未改良とし、T型形状に改良した地盤に対して鉛直荷重実験を行った。ここでは、着底型とT型改良地盤(袖部の改良深度が深い場合と浅い場合)での実験結果を比較し、T型袖部の改良深度が支持力特性に与える影響について検討した。

(1) 改良地盤の変形状況

ケース2(T型・袖部深)およびケース3(T型・袖部浅)において、フーチングの鉛直変位が30mmでの変位ベクトル図をそれぞれ図-3.17および図-3.18に示す。前掲の図-3.12のケース1(着底型)でのベクトル図と比較すると、ケース2(T型・袖部深)では、ほぼ同じ傾向で変位している。すなわち、フーチング直下の改良域内にはくさび形状の滑り面が発現し、その両脇の改良域は外側に変位している。一方、ケース3(T型・袖部浅)においては、くさび形状の滑り面が現れる現象は等しいが、袖部下部の粘土地盤で大きくせん断変形していた。

(2) 砂杭の変状

実験後にアクリル面側の地盤を解体して砂杭の変状を確認した。これを図-3.19および図-3.20に示す。前掲の図-3.13のケース1(着底型)での変状と比較すると、ケース2(T型・袖部深)とケース3(T型・袖部浅)でもフ

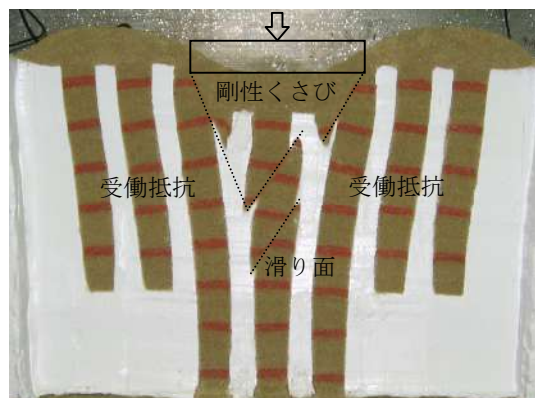


図-3.19 T型改良地盤の変状 (ケース2)

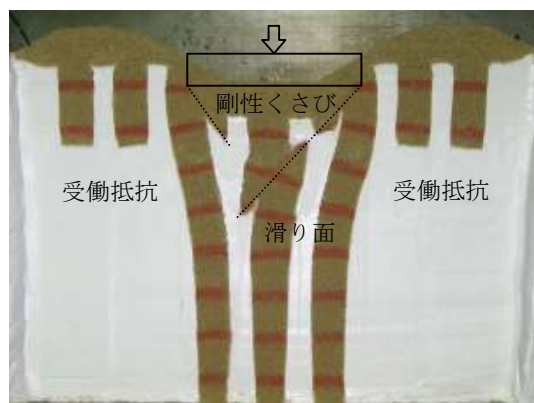


図-3.20 T型改良地盤の変状 (ケース3)

ーチング下部に滑り面が確認できる。滑り面は周辺部へ広がっておらず、地盤全体が局所せん断破壊をしていることが分かる。また、受働抵抗している両脇の砂杭に注目すると、ケース2 (T型・袖部深) ではケース1 (着底型) と同様に両脇の砂杭が外側に屈曲するように変位している。一方、ケース3 (T型・袖部浅) では、両脇の砂杭は鉛直を保ったまま側方に水平変位している。これは、受働抵抗する袖部の砂杭に対して、砂杭下部の粘土層が大きくせん断したため、砂杭が水平に押しやられたと考えられる。

### (3) フーチング変位量と鉛直圧力の関係

フーチング底面が受ける鉛直圧力とフーチングの鉛直変位量の関係を図-3.21に示す。図にはケース1 (着底型) での実験結果も併せて示してある。T型改良地盤においても圧力～変位関係にピーク値が現れていない。荷重初期に鉛直圧力は急速に増加し、変位が5 mmより大きくなると鉛直圧力が緩やかに増加する傾向に変化していた。また、初期の荷重弾性域内での圧力～変位勾配を比較すると、T型袖部の改良深度が深いほど勾配が僅かに大きくなった。地盤が限界状態に達すると、ケース1 (着底型) とケース2 (T型・袖部深) で圧力～変位勾配はほぼ等しくなり、ケース3 (T型・袖部浅) では小さくなった。すな

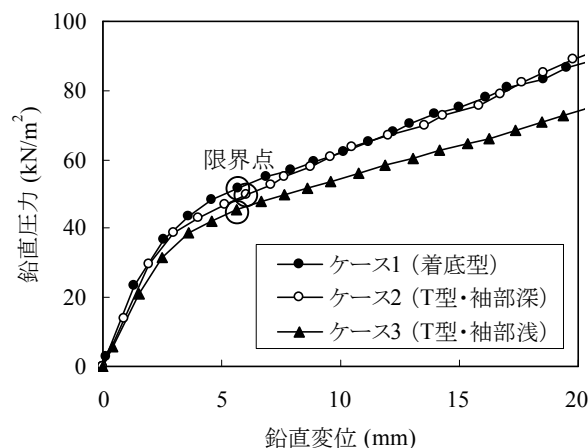


図-3.21 T型改良地盤の鉛直変位と鉛直圧力

わち、ケース3 (T型・袖部浅) のように袖部を極端に浅くすると、初期剛性や限界点以降の強度増加率が小さくなっていた。鉛直支持力は、ケース2 (T型・袖部深) で  $49.9\text{kN/m}^2$  (ケース1の97%)、ケース3 (T型・袖部浅) で  $45.5\text{kN/m}^2$  (ケース1の88%) となり、ケース3 (T型・袖部浅) のみが多少小さいことが確認できる。これは、フーチング直下の剛性くさびに対するT型袖部の受働抵抗力の違いによって生じた差と考えられる。これらのことから、T型袖部の改良域がくさび下端よりもある程度深ければ、着底型と同様の鉛直支持力が保てることが分かった。

### (4) 鉛直荷重時の応力分担比

砂杭表面・粘土層表面で計測した土圧とフーチング底面での鉛直圧力の関係を図-3.22および図-3.23に示す。センサーの設置位置を図-3.2に示す。T型も着底型と同様に、鉛直圧力が大きくなるほど砂杭表面の圧力や粘土層表面の圧力が大きくなることが分かる。限界点での応力分担比はケース2 (T型・袖部深) では2.7、ケース3 (T型・袖部浅) では2.1であり、前述のように計測する応力分担比のばらつきが大きいことから考えると、ケース1～3での応力分担比には優位な差があるとは言えない。

### (5) 鉛直荷重時の排水状況

砂杭間で計測した過剰間隙水圧と粘土表面で計測した土圧の関係を図-3.24および図-3.25に示す。T型の場合も着底型と同様に、杭間粘土での過剰間隙水圧は粘土表面圧力の半分程度であり、鉛直荷重中に排水が進んでいる結果となった。

## 3.4 浮き型改良地盤での実験結果

### (1) 改良深さを浅くした実験結果

支持層に砂杭を着底させない浮き型改良地盤について、鉛直荷重実験を行った。ここでは、着底型と浮き型での



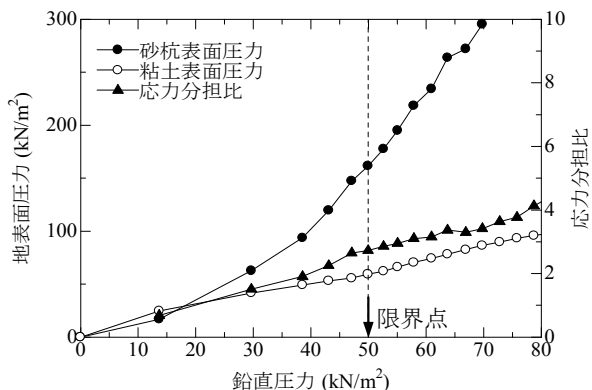


図-3.22 T型改良地盤の応力分担比 (ケース 2)

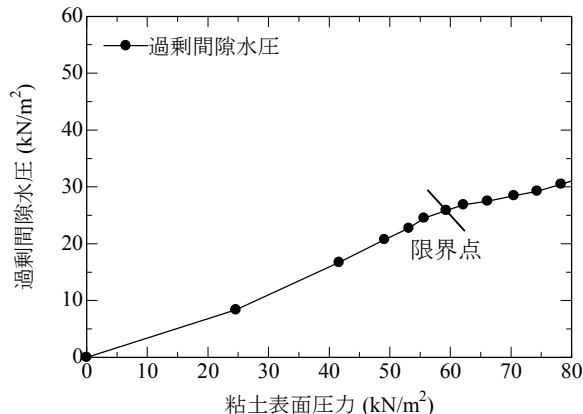


図-3.24 T型改良地盤の過剰間隙水圧 (ケース 2)

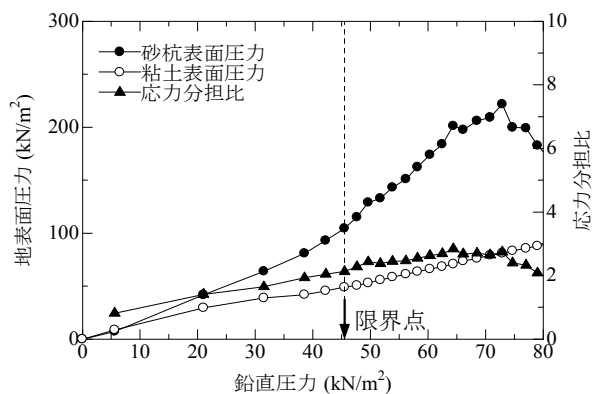


図-3.23 T型改良地盤の応力分担比 (ケース 3)

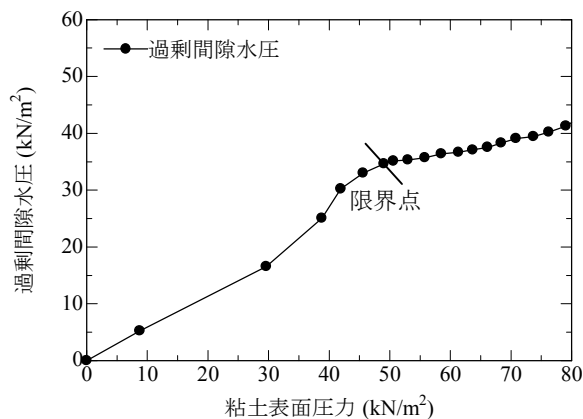


図-3.25 T型改良地盤の過剰間隙水圧 (ケース 3)

実験結果を比較し、改良域の改良深度が支持力特性に与える影響について検討した。

a) 改良地盤の変形状況

ケース4 (浮き型) におけるフーチングの鉛直変位が15mmでの変位ベクトルを図-3.26に示す。前掲の図-3.12に示したケース1 (着底型) での変位ベクトルと比較すると、ケース4 (浮き型) においても着底型と同様にフーチング直下の改良域内にはくさび状の滑り面が発現していた。ただし、剛性くさびの両脇の改良域は水平変位し、改良域下部の粘土地盤において大きくせん断変形していた。これらのくさび両脇での変形特性は、T型改良地盤の袖部の改良深度が浅い場合と類似していた。

b) 砂杭の変状

ケース4 (浮き型) において、遠心模型実験後にアクリル面側の地盤を解体して砂杭の変状を確認した。これを図-3.27に示す。前掲の図-3.13のケース1 (着底型) での砂杭の変状と比較すると、ケース4 (浮き型) においてもフーチング下部にくさび形状の滑り面が確認できるが、中央の砂杭まで滑り面が連続していなかった。これは、

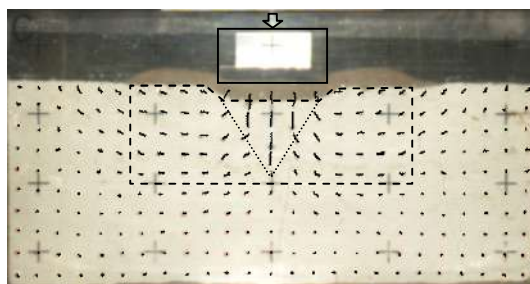


図-3.26 浮き型改良地盤の変位図 (ケース 4)

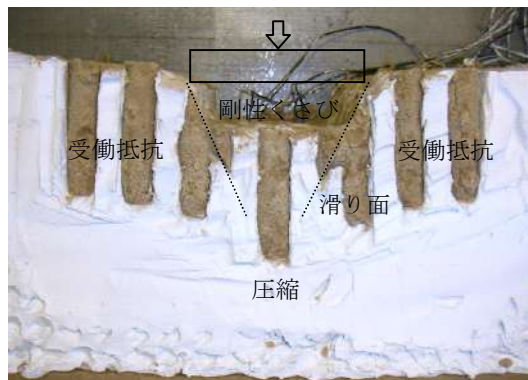


図-3.27 浮き型改良地盤の変状 (ケース 4)

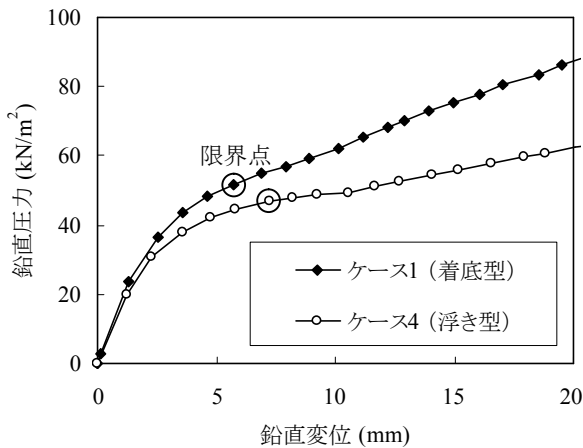


図-3.28 浮き型改良地盤の鉛直変位と鉛直圧力  
(改良率 28%)

中央の砂杭が滑りによってせん断破壊する前に軟弱な粘土層にめり込んだためと考えられる。くさび両脇の砂杭は鉛直を保ったまま水平変位しながら受働抵抗している。これは、くさびに対して受働抵抗する両脇の砂杭に対して、砂杭下部の粘土層が大きくせん断したため、砂杭が水平に押しやられたと考えられる。このくさび両脇での変形特性は、T型改良地盤の袖部の改良深度が浅い場合と類似していた。

c) フーチング変位量と鉛直圧力の関係

ケース4 (浮き型) において、フーチング底面が受ける鉛直圧力とフーチングの鉛直変位量の関係を図-3.28に示す。同図には、ケース1 (着底型) の実験値も併せて示している。ケース4 (浮き型) においても圧力～変位関係にはピーク値が現れず、鉛直圧力は載荷初期に急速に増加し、鉛直変位が5mm程度より大きくなると緩やかに増加する傾向に変化する。また、圧力～変位関係の勾配は、載荷初期および破壊後ともにケース4 (浮き型) の方が小さくなった。すなわち、ケース4 (浮き型) のように改良域を浅くすると、初期剛性や限界点以降の強度増加率が小さくなる。地盤の鉛直支持力についても、ケース4 (浮き型) では46.8kN/m<sup>2</sup> (ケース1の約91%) となり、小さくなるのが分かった。このように剛性や強度が低下するのは、フーチング直下に形成される剛性くさびを支持する周辺部の違いに起因している。ただし、改良深度を半分と大幅に縮小したことに對して、鉛直支持力は1割程度しか低下しておらず、浮き型でもあっても急激に支持力が減少することはなかった。

d) 鉛直載荷時の応力分担比

砂杭表面および粘土層表面で計測した土圧と、フーチング底面での鉛直圧力の関係を図-3.29に示す。センサー

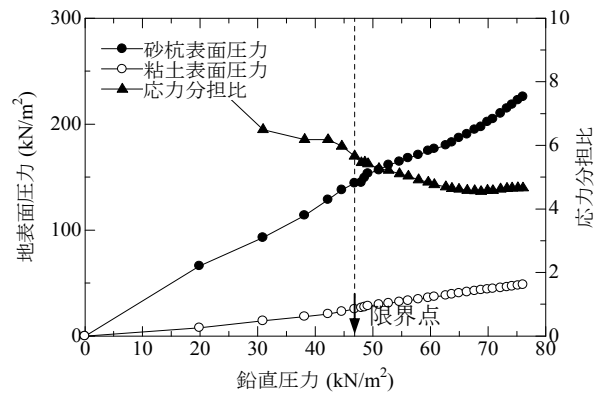


図-3.29 浮き型改良地盤の応力分担比 (ケース4)

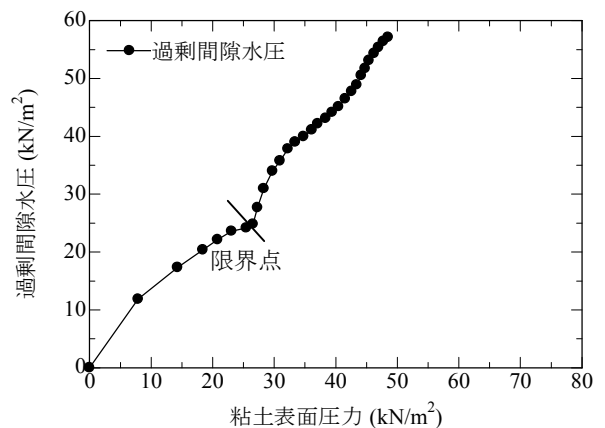


図-3.30 浮き型改良地盤の過剰間隙水圧 (ケース4)

の設置位置を図-3.2に示す。ケース4 (浮き型) の場合も他のケースと同様に、鉛直圧力が大きいほど砂杭表面圧力や粘土表面圧力が大きくなる。ただし、限界点での応力分担比は5.7と非常に大きな値となった。この値は、応力分担比のばらつきを考慮したとしても、他のケースでの分担比と優位な差があると言える。他のケースと比較すると、粘土層表面に設置した土圧計の計測値が極端に小さく、土圧計を設置する際に粘土層表面が乱されるなどして、本来の土圧を計測できなかった可能性が考えられる。

e) 鉛直載荷時の排水状況

砂杭間で計測した過剰間隙水圧と粘土表面で計測した土圧の関係を図-3.30に示す。図に示すように、ケース4 (浮き型) の場合には杭間粘土での過剰間隙水圧と粘土表面圧力はほぼ等しくなっている。これは、上記のように横軸の粘土層表面の土圧の計測値が極端に小さかったためと考えられ、実際には他のケースと同様にかなりの排水が進んでいた可能性が高い。

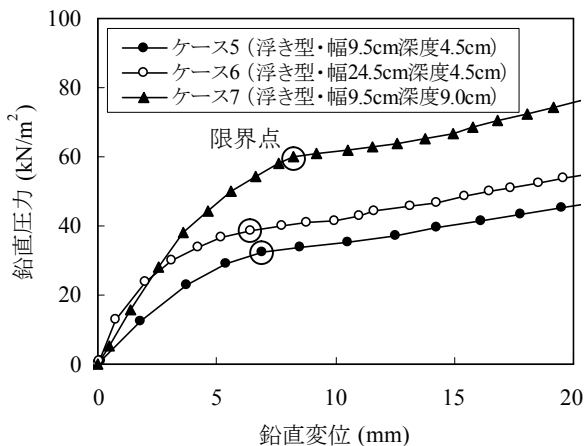


図-3.31 浮き型改良地盤の鉛直変位と鉛直圧力 (改良率 50%)

(2) 改良幅および深度を変化させた実験結果

浮き型改良地盤について、改良範囲を変化させた鉛直載荷実験を行った。ここでは、改良域の改良幅と改良深度が支持力特性に与える影響について検討した。

a) フーチング変位量と鉛直圧力の関係

浮き型改良地盤が鉛直載荷に対して支持力を発揮するメカニズムを検討するために、改良幅と改良深度を変化させた載荷実験を行った。ここで実施した実験は3ケースで、着底型で剛性くさびが表れる付近のみを改良したケース5 (幅9.5 cm・深度4.5 cm)、ケース5の両脇を改良したケース6 (幅24.5 cm・深度4.5 cm)、ケース5の下部を改良したケース7 (幅9.5 cm・深度9.0 cm) である。これらのケースにおいて、フーチング底面が受ける鉛直圧力とフーチングの鉛直変位量の関係を図-3.31に示す。図に示すように、剛性くさびに相当する付近のみを改良したケース5 (幅9.5 cm・深度4.5 cm) において圧力～変位関係の初期勾配が最も小さくなるのが分かる。次に、ケース5に対して改良幅を広げたケース6 (幅24.5 cm・深度4.5 cm) の圧力～変位関係を見ると、初期勾配が増して剛性が大きくなっている。ただし、圧力～変位関係における後半の直線部分の勾配はそれほど変わらず、くさび両脇のみの改良は限界点以降の強度増加には寄与しないことが分かった。ケース5に対して改良深度を増したケース7 (幅9.5 cm・深度9.0 cm) に注目すると、このケースでも初期勾配が増して剛性が大きくなっている。ただし、後半の直線部分の勾配も他のケースと変わらず、くさび下部の改良も限界点以降の強度増加には寄与しないことが分かった。着底型とT型 (袖部深) 改良地盤において他のケースよりも後半の直線部分の勾配が大きいことから考えると、くさび両脇の袖部下部の改良が限界点以降の強度増

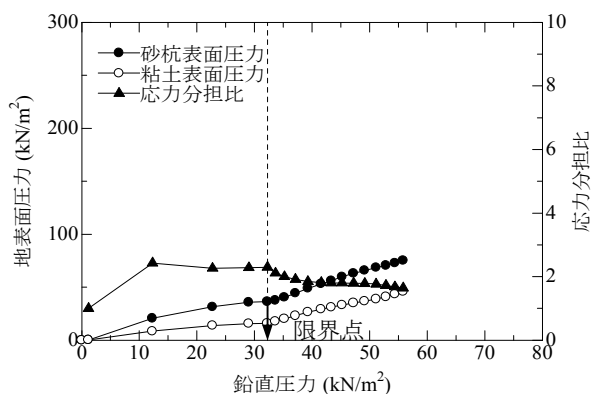


図-3.32 浮き型改良地盤の応力分担比 (ケース 5)

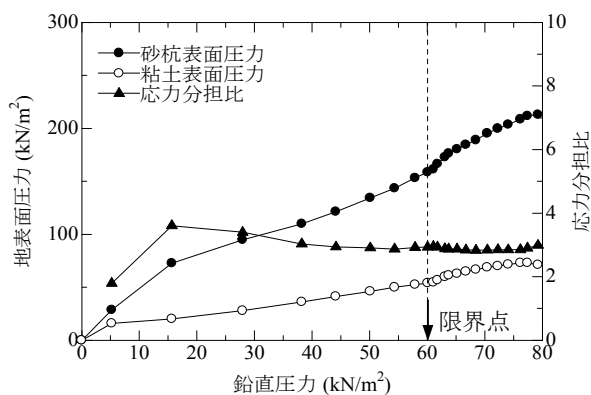


図-3.33 浮き型改良地盤の応力分担比 (ケース 7)

加に寄与していると考えられる。

b) 鉛直支持力

地盤の鉛直支持力については、ケース5 (幅9.5 cm・深度4.5 cm) で32.2kN/m<sup>2</sup>、ケース6 (幅24.5 cm・深度4.5 cm) で38.6kN/m<sup>2</sup>、ケース7 (幅9.5 cm・深度9.0 cm) で60.1kN/m<sup>2</sup> となり、改良深度を深くしたケース7 (幅9.5 cm・深度9.0 cm) の鉛直支持力がかなり大きいことが分かる。このことから、剛性くさび両脇の改良よりも、くさび下部の改良が支持力に大きく寄与することが確認された。

c) 鉛直載荷時の応力分担比

ケース5 (幅9.5 cm・深度4.5 cm)、ケース7 (幅9.5 cm・深度9.0 cm) において、砂杭表面および粘土層表面で計測した土圧と、フーチング底面での鉛直圧力の関係を図-3.32および図-3.33に示す。センサーの設置位置は図-3.2に示してある。これらのケースにおいても、鉛直圧力が大きくなるほど砂杭表面の圧力や粘土層表面の圧力は大きくなるのが分かる。限界点での応力分担比は、ケース5 (幅9.5 cm・深度4.5 cm) で2.3、ケース7 (幅9.5 cm・深度9.0 cm) で2.9であった。

(3) 傾斜載荷での実験結果

浮き型改良地盤について、傾斜載荷実験を行った。比較対象としての着底型改良地盤での傾斜実験については、寺師・北詰（1990）の実験結果を引用している。

a) 改良地盤の変形状況

浮き型のケース8（重いケーソン）において、模型ケーソンの水平変位が10mmとなった時点での変位ベクトル図を図-3.34に示す。図に示すように、水平方向に模型ケーソンを載荷すると、前趾側が沈下して模型ケーソンは傾く。また、前趾側の浅部での地盤変形量が他の部分よりも相対的に大きかった。この変形領域は鉛直載荷時において大きく変形する領域よりも浅い箇所に限定されており、水平載荷に対する支持力は表層部で決まると推測される。

b) 砂杭の変状

ケース8（重いケーソン）およびケース9（軽いケーソン）において、遠心模型実験後にアクリル面側の地盤を解体して砂杭の変状を確認した。これを図-3.35および図-3.36に示す。前掲の図-2.3に示した過去に実施されている着底型改良地盤での変状と比較すると、浮き型改良地盤では模型ケーソン下部の前趾側の砂杭において滑り面は確認できなかった。ただし、ケース8（重いケーソン）では模型ケーソン下部の前趾側の砂杭が改良地盤下部の粘土地盤にめり込んでいた。この現象は、模型ケーソンの自重が比較的小さいケース9（軽いケーソン）では確認できなかった。また、ケース8（重いケーソン）とケース9（軽いケーソン）の模型ケーソンの傾きを比較すると、ケース8（浮き型・重いケーソン）の模型ケーソンの傾きの方が大きい。これらのことから、模型ケーソンが重い場合には、着底型と浮き型に関係なく水平載荷時において前趾側の砂杭に大きな鉛直荷重が加わると考えられる。模型ケーソン前面の砂杭は一樣に傾斜しながら受働抵抗しており、模型ケーソン下部の中央部より後趾側の砂杭は着底型と同様にほとんど変位していなかった。

c) ケーソンの水平変位と水平荷重の関係

ケース8（重いケーソン）およびケース9（軽いケーソン）において、ケーソンの底面積で正規化した水平荷重と模型ケーソンの水平変位量の関係を図-3.37に示す。過去に行った着底型の場合と同様に、荷重～変位関係にピーク値は現れず、載荷初期には水平変位量に対して急速に水平荷重が増加し、さらに水平変位が大きくなると水平荷重が緩やかに増加する傾向に変化することが分かる。また、ケース8（重いケーソン）とケース9（軽いケーソン）の結果を比較すると、ケーソン重量に関係なく水平変位量に対する水平荷重の増加率はほぼ等しくなった。

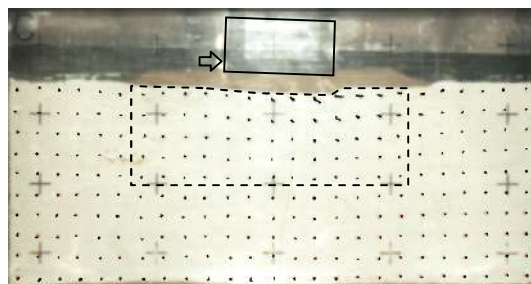


図-3.34 浮き型改良地盤の変位図（ケース8）

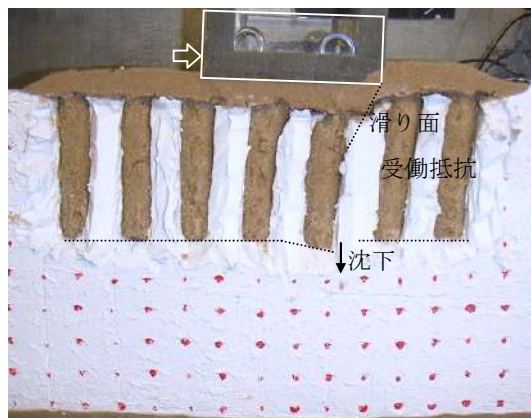


図-3.35 浮き型改良地盤の変状（ケース8）

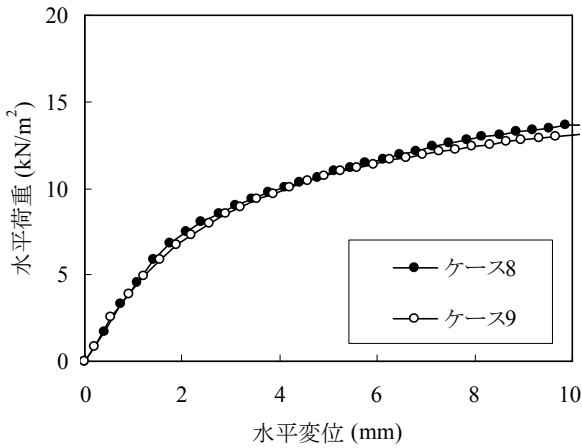


図-3.36 浮き型改良地盤の変状（ケース9）

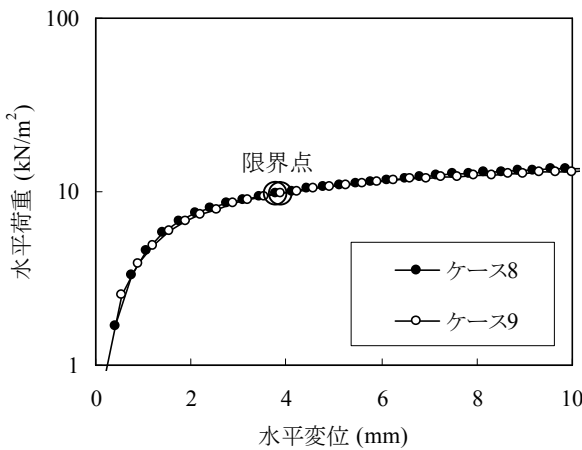
図-3.37(a)に示した線形グラフ上では、荷重～変位関係において後半の直線部分が不明瞭であったため、傾斜載荷実験においては片対数グラフ上での後半の直線部分の始点を便宜上限界点とし、水平支持力を求めた。この場合、ケース8（重いケーソン）とケース9（軽いケーソン）の支持力は共に $9.7\text{kN/m}^2$ となり、等しかった。

(4) 鉛直圧力と水平支持力の関係

着底型と浮き型改良地盤に対して鉛直荷重と水平荷重を作用させた場合の支持力曲面について調べた。着底型改良地盤（過去の実験ケース）と浮き型改良地盤（ケー



(a) 線形グラフ



(b) 片対数グラフ

図-3.37 浮き型改良地盤の水平変位と水平荷重

ス4, ケース8, ケース9) での鉛直圧力と水平支持力の関係を図-3.38に示す。なお、過去の実験と今回の実験での粘土層や砂層の強度はほぼ等しいことを確かめており、直接比較することが可能と考える。図に示すように、鉛直圧力を大きくすることによって水平支持力は増大するが、鉛直圧力が大きくなりすぎると鉛直载荷に対して地盤が破壊する。このために、改良地盤の支持力曲面はある鉛直圧力でピークを持つ上に凸な形状になる。着底型と浮き型の支持力曲面のピーク値を比較すると、浮き型の方が小さい。この原因としては、過去に行った着底型の実験では载荷前にプレロードされており、地盤の圧密強度が増加していたことが挙げられる。この圧密強度増加を考慮すると、両者の差はさらに小さくなり、着底型と浮き型の水平支持力の差は比較的小さいと言える。水平载荷によって地盤が限界状態に達する場合、前述のように地盤の表層部のみが変形しており、水平支持力は主に表層部の支持力機構によって決まると推測できた。表

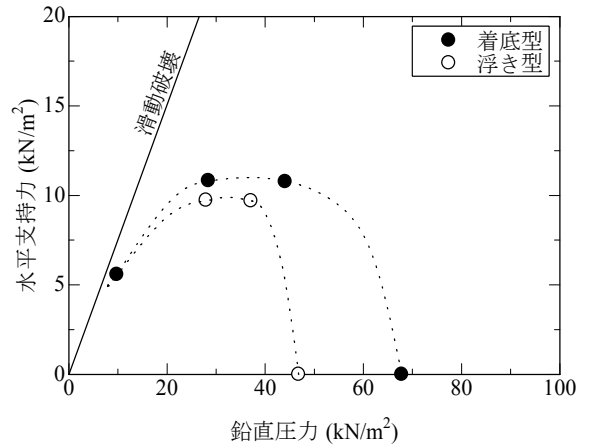


図-3.38 改良地盤の支持力曲面

層部は着底型と浮き型に関係なく等しい改良率で改良されているために、水平支持力の差が小さかったと考えられる。鉛直圧力が鉛直支持力に近くなると水平支持力に差が生じているが、これは鉛直支持力が異なるためである。これらのことから、着底型と浮き型の水平荷重に対する安定性の違いは小さいことが確認できた。

4. 修正フェレニウス法による円弧滑り計算

4.1 数値解析条件

遠心模型実験での模型寸法を実物スケールに換算した断面を対象に、円弧滑り計算を実施した。円弧滑り計算は、地盤内に円弧状の滑り面を仮定して滑動モーメントと抵抗モーメントの釣り合いから安定性を検討する計算法である。本研究では、現行設計法（日本港湾協会，2007）に従って修正フェレニウス法を用いた。上載荷重については、ブシネスクの解に従い粘土層表面より上部の荷重に対して応力分散を考慮する方法を用いた。また、砂杭と粘土層の複合地盤であるSCP改良域における平均的なせん断強度 $\tau$ を、以下の式で表現した。

$$\tau = (1 - a_s)(c_u + \Delta c_u) + (\gamma_s z + \mu_s \Delta \sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (1)$$

$$\begin{cases} \Delta c_u = \mu_c \Delta \sigma_z \frac{c_u}{p} U \\ \mu_s = \frac{n}{1 + (n-1)a_s} \\ \mu_c = \frac{1}{1 + (n-1)a_s} \end{cases}$$

ここに、

- $a_s$  : 地盤改良率
- $c_u$  : 粘土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Delta c_u$  : 圧密による粘着力の増分 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_s$  : 砂杭の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $z$  : 仮定した滑り面までの深度 (m)
- $\mu_s$  : 砂杭への応力集中係数
- $\mu_c$  : 粘土層への応力低減係数
- $\Delta \sigma_z$  : 外力による鉛直応力増分 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi_s$  : 砂杭の内部摩擦角 (度)
- $\theta$  : 仮定した滑り面が水平面となす角 (度)
- $c_u/p$  : 粘土の応力増分に対する強度増加率
- $U$  : 圧密度
- $n$  : 応力分担比

表-4.1に、円弧滑り計算に用いた土質パラメータを示す。粘土層のせん断強度は前掲の図-3.6に示した遠心模型実験でのペーンせん断試験結果から求めたものであり、マウンドの内部摩擦角は推定値である。円弧滑り計算で用いる土質パラメータの中で、支持力に大きな影響を与えて、かつ模型実験内での直接の計測が困難なパラメータとしては砂杭の内部摩擦角が挙げられる。そこで、砂杭の内部摩擦角を $\phi_s = 30, 33, 36, 39, 42^\circ$ と5種類に変化さ

表-4.1 土質パラメータ

	単位体積重量	せん断強度	応力分担比
粘土層	$\gamma = 6.2 \text{ kN/m}^3$	$c_u/\gamma = 2.4 \text{ kN/m}^2/\text{m}$	$n = 3$
砂杭	$\gamma = 9.5 \text{ kN/m}^3$	$\phi_s = 30^\circ, 33^\circ, 36^\circ, 39^\circ, 42^\circ$	
マウンド	$\gamma = 8.3 \text{ kN/m}^3$	$\phi_s = 37^\circ$	-

※粘土層のせん断強度は深度方向の増加勾配

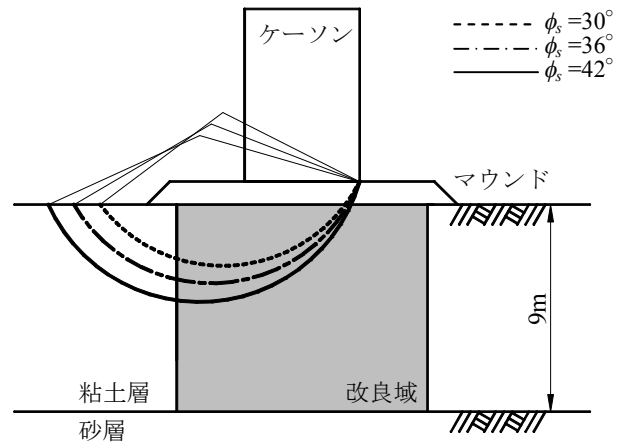


図-4.1 円弧滑り面 (ケース1)

せて計算を行った。なお、文献（地盤工学会，2000）によると三軸圧縮試験および平面ひずみ圧縮試験（主応力方向と鉛直軸のなす角度 $\alpha = 45 \sim 50^\circ$ ）から求めた内部摩擦角は相対密度75%で $\phi_t = 40 \sim 42^\circ$ であった。実験結果および現行設計法を勘案して応力分担比を $n = 3$ に固定した。鉛直荷重に対する計算では、鉛直圧力を変化させながら、最小安全率となる円弧滑り面で滑動モーメントと抵抗モーメントが釣り合う時点での鉛直圧力を鉛直支持力とした。また、傾斜荷重に対する計算では、所定の鉛直圧力において水平荷重を変化させて、滑動と抵抗のモーメントが釣り合う時点での水平荷重を水平支持力とした。

4.2 着底型改良地盤での計算結果

(1) 円弧滑り面

ケース1（着底型）の実験に対して、砂杭の内部摩擦角を30, 36, 42 $^\circ$ とした場合の釣り合い時の円弧滑り面を図-4.1に示す。図に示すように、円弧滑り面はマウンドおよび改良域を通過し、改良域側面から未改良の粘土層内に入り、地表面まで達している。また、砂杭の内部摩擦角が大きくなるほど円弧の半径が大きくなり、滑り面の最下端の深度が深くなる傾向があった。

(2) 実験結果と円弧滑り計算結果の比較

遠心模型実験での鉛直圧力～変位関係に円弧滑り計算結果を描き足したものを図-4.2に示す。砂杭の内部摩擦

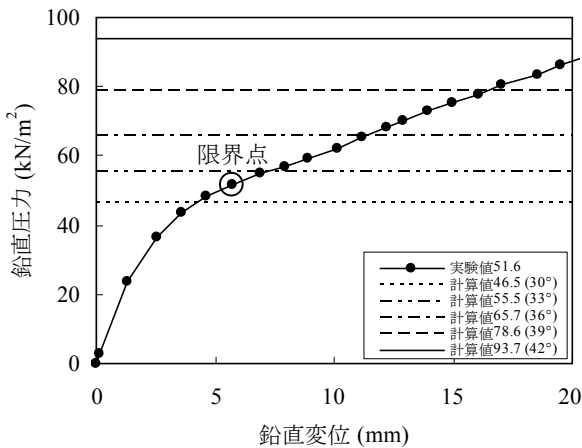


図-4.2 実験結果と計算結果 (ケース 1)

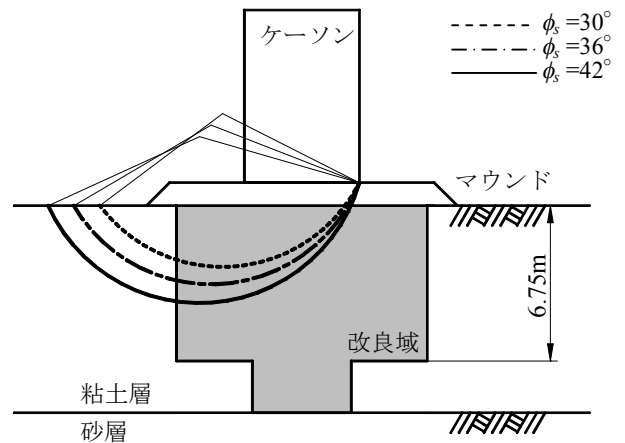


図-4.3 円弧滑り面 (ケース 2)

角が大きくなるほど、改良地盤の鉛直支持力も大きくなり、内部摩擦角の鉛直支持力への感度も高いことが分かる。また、実験での鉛直支持力（限界点）は、円弧滑り計算において砂杭の内部摩擦角を30～33°程度とした場合の支持力に近い。現行設計法では砂杭の内部摩擦角を30～35°とすることとなっており、この内部摩擦角を用いると模型実験での支持力を比較的精度よく求められることが分かる。一方、前述したように文献による砂杭の内部摩擦角は $\phi_a = 40 \sim 42^\circ$ であり、内部摩擦角はかなり大きい（地盤工学会，2000）。円弧滑り計算において砂杭の内部摩擦角を例えば $42^\circ$ とした場合には鉛直支持力が $93.7 \text{ kN/m}^2$ であり、模型実験での限界点よりもかなり大きく、その載荷圧力でのフーチング変位量は $24 \text{ mm}$ （実物スケールで $1.2 \text{ m}$ ）と明らかに釣り合い点を過ぎて破壊が大きく進行している。このように、円弧滑り計算が鉛直支持力を過大評価する原因としては、実験ではくさび両脇の砂杭は屈曲して受働抵抗するのに対して、円弧滑り計算では滑り面が生じることを仮定しており、両者の破壊モードが大きく異なるためと推測される。

### 4.3 T型改良地盤での計算結果

#### (1) 円弧滑り面

ケース2 (T型・袖部深) およびケース3 (T型・袖部浅) の実験に対して、砂杭の内部摩擦角を $30, 36, 42^\circ$ とした場合のつり合い時の円弧滑り面を図-4.3および図-4.4に示す。ケース2 (T型・袖部深) の滑り面はT型袖部の改良域内を通過しており、図-4.1に示したケース1 (着底型) での滑り面の形状と等しい。一方、ケース3 (T型・袖部浅) の滑り面はT型袖部下部の粘土地盤内を通過しており、円弧の半径はケース1 (着底型) およびケース2 (T型・袖部深) よりも小さくなっていった。

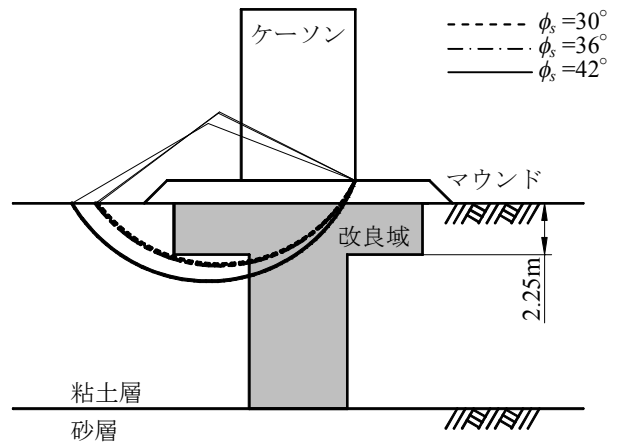


図-4.4 円弧滑り面 (ケース 3)

#### (2) 実験結果と円弧滑り計算結果の比較

遠心模型実験での鉛直圧力～変位関係に円弧滑り計算結果を書き足したものを図-4.5および図-4.6に示す。ケース1 (着底型, 図-4.2) とケース2 (T型・袖部深, 図-4.5) の計算結果は等しく、砂杭の内部摩擦角が大きくなるほど改良地盤の鉛直支持力も大きくなる。内部摩擦角の鉛直支持力への感度は高い。ケース1 (着底型) とケース2 (T型・袖部深) の計算結果が等しいのは、前述のように円弧滑り面および滑り面が通過する箇所の地盤強度が等しいためである。ケース2 (T型・袖部深) の場合も、円弧滑り計算において砂杭の内部摩擦角を $30 \sim 33^\circ$ 程度とすると、実験と計算の整合性が取れる。また、要素試験結果 (内部摩擦角 $\phi_a = 40 \sim 42^\circ$ ) に従うと、円弧滑り計算は支持力を過大評価していた。

ケース3 (T型・袖部浅) での計算結果を見ると、計算による鉛直支持力はケース1 (着底型) よりも小さい。また、砂杭の内部摩擦角が大きくなるほど鉛直支持力も

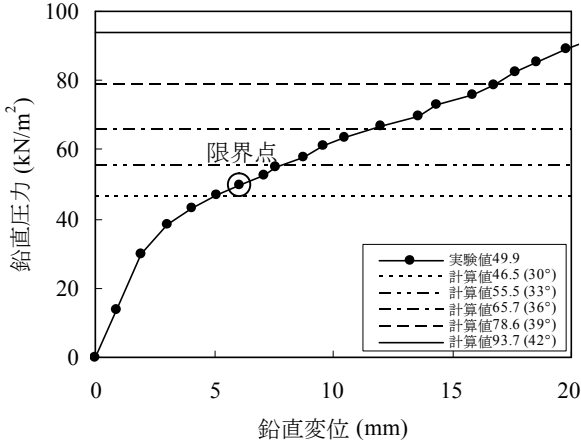


図-4.5 実験結果と計算結果 (ケース 2)

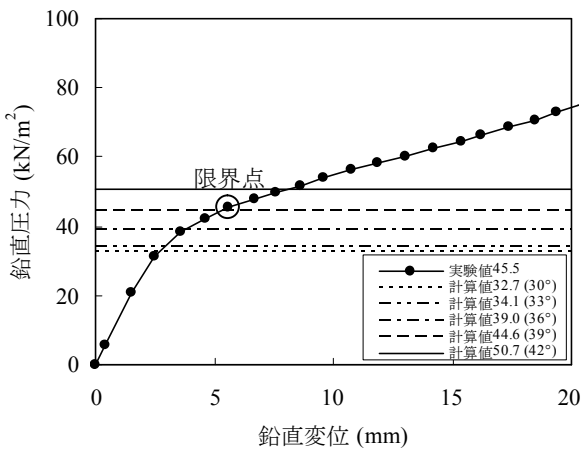


図-4.6 実験結果と計算結果 (ケース 3)

大きくなるが、その感度は比較的低い。これは、滑り面が T 型袖部下部の粘土地盤内を通過するために、砂杭のせん断強度が支持力に与える影響が相対的に小さくなるためである。砂杭の内部摩擦角を 39° とすると、遠心模型実験での限界点と近い値となった。この内部摩擦角は要素験での値 ( $\phi_t = 40 \sim 42^\circ$ ) と近く、袖部の改良域が浅い場合には円弧滑り計算の計算精度が高いことが分かる。このように袖部の改良域が浅い場合に計算精度が高い原因は、模型実験で述べたようにケーソン下部に滑り面が生じて袖部下にはせん断歪みが集中しており、局所化するせん断歪み領域が連続する挙動が円弧滑り計算で仮定している滑り破壊および支持力機構と類似しているためと推測される。

#### 4.4 浮き型改良地盤での計算結果

##### (1) 鉛直载荷に対する計算結果

##### a) 円弧滑り面

ケース4 (浮き型) において、砂杭の内部摩擦角を 30, 36, 42° とした場合のつり合い時の円弧滑り面を図-4.7 に示す。

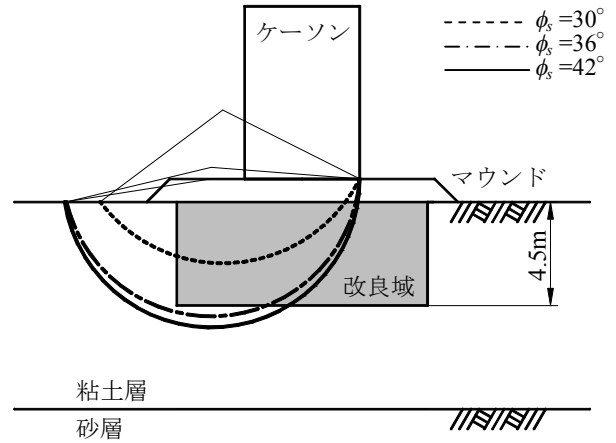


図-4.7 円弧滑り面 (ケース 4)

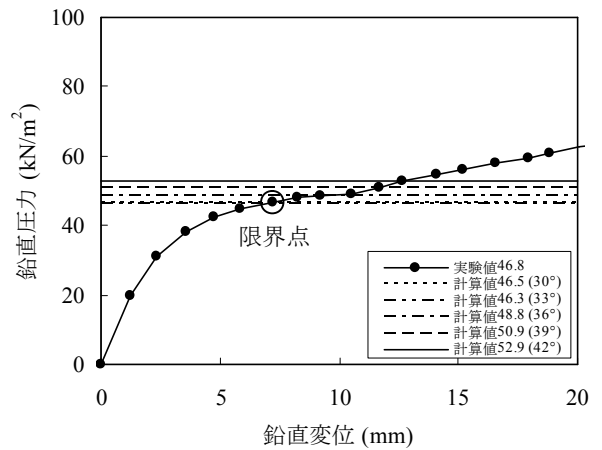


図-4.8 実験結果と計算結果 (ケース 4)

砂杭の内部摩擦角を 30° とした場合、ケース4 (浮き型) の滑り面は改良域内を通過しており、ケース1 (着底型) とケース4 (浮き型) の円弧の形状は等しい。しかしながら、杭の内部摩擦角を 36, 42° とした場合、ケース4 (浮き型) の滑り面は改良域下部の粘土地盤内を通過しており、大きく円弧の半径は異なる。

##### b) 実験結果と円弧滑り計算結果の比較

ケース4 (浮き型) において、遠心模型実験での鉛直圧力～変位関係に円弧滑り計算結果を描き足したものを図-4.8 に示す。砂杭の内部摩擦角を 30° とした場合、ケース1 (着底型) とケース4 (浮き型) の計算結果は等しくなるが、砂杭の内部摩擦角を 30° より大きくすると、計算による鉛直支持力はケース1 (着底型) での値よりも小さくなる。また、砂杭の内部摩擦角に対する鉛直支持力の感度は着底型や T 型よりもかなり低い。これは、滑り面が改良域下部の粘土地盤内を通過し、砂杭のせん断強度が円弧滑り計算による支持力に与える影響が小さいためである。計算で求めた鉛直支持力は 46.3～52.9 kN/m<sup>2</sup> の範囲にあり、



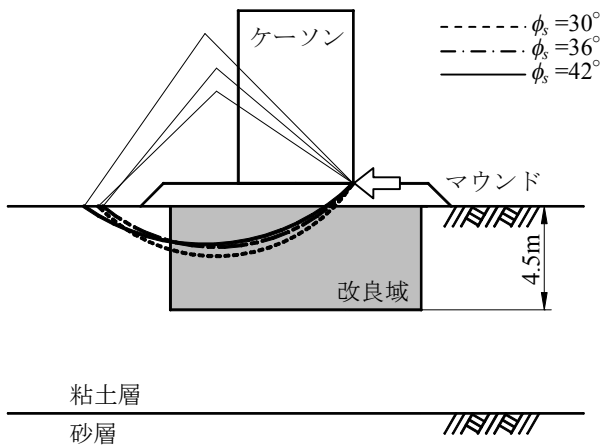


図-4.9 円弧滑り面 (ケース 8)

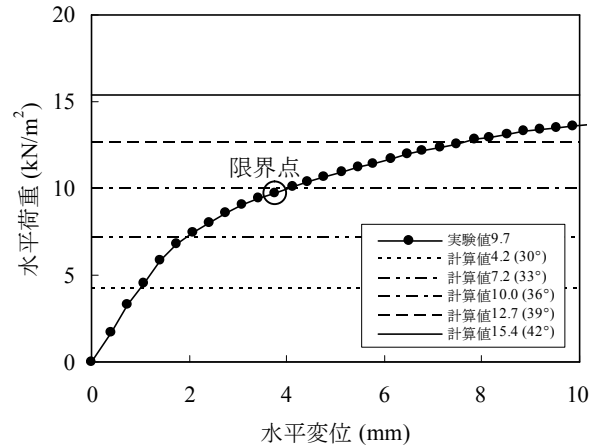


図-4.11 実験結果と計算結果 (ケース 8)

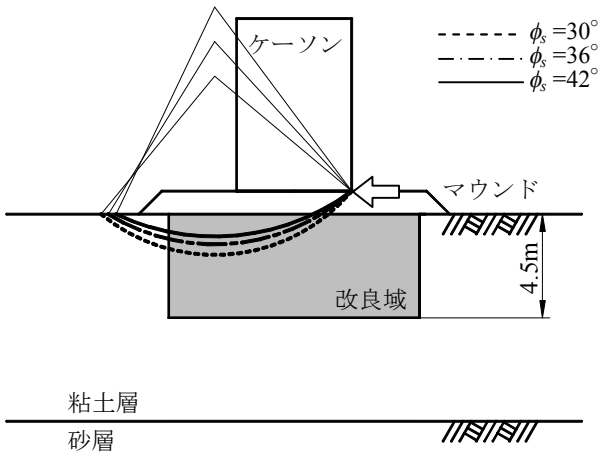


図-4.10 円弧滑り面 (ケース 9)

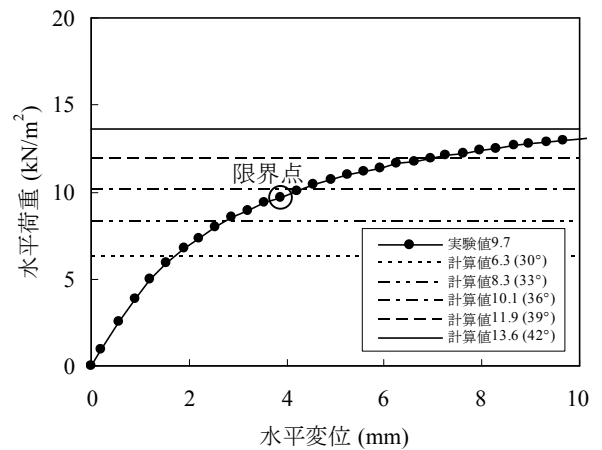


図-4.12 実験結果と計算結果 (ケース 9)

模型実験における限界点 (46.8 kN/m<sup>2</sup>) と比較的近い値であった。このように円弧滑り計算の精度が高い要因は、模型実験で述べたようにフーチング直下にくさび型の滑り面が発現し、くさび両脇の改良域下部にはせん断歪みが集中しており、局所化するせん断歪み領域が連続する挙動が円弧滑り面で仮定する滑り破壊と類似しているためと推測される。

(2) 傾斜荷重に対する計算結果

a) 円弧滑り面

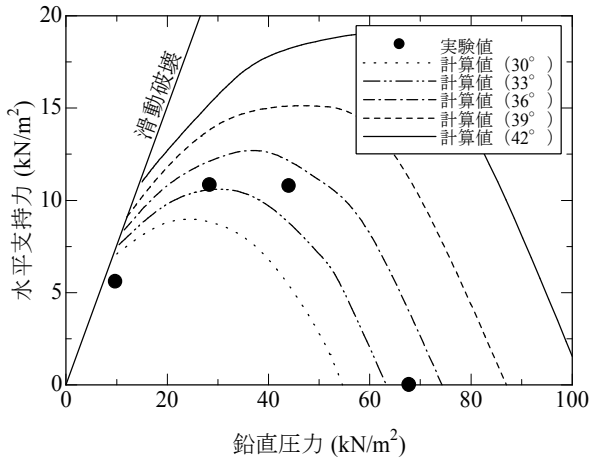
ケース8 (浮き型・重いケーソン) およびケース9 (浮き型・軽いケーソン) において、砂杭の内部摩擦角を30, 36, 42°とした場合のつり合い時の円弧滑り面を図-4.9および図-4.10に示す。両者ともに円弧滑り面は改良域内を通過しており、砂杭の内部摩擦角を大きくすると円弧の半径は多少大きくなり、滑り面最下端の深度が浅くなる傾向にある。ただし、円弧滑り面は改良域下部に至るまでに

は深部へ移動していない。

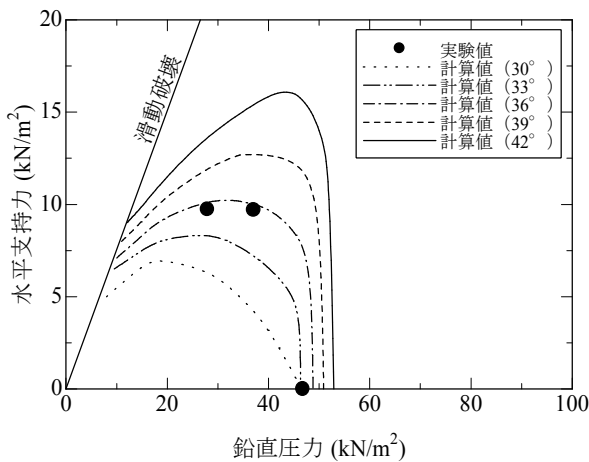
b) 実験結果と円弧滑り計算結果の比較

ケース8 (浮き型・重いケーソン) およびケース9 (浮き型・軽いケーソン) において、遠心模型実験での水平荷重とケーソンの水平変位の関係に円弧滑り計算結果を描き足したものを図-4.11および図-4.12に示す。ケース8 (浮き型・重いケーソン) およびケース9 (浮き型・軽いケーソン) では、砂杭の内部摩擦角が大きくなるほど改良地盤の水平支持力も大きくなっており、内部摩擦角の水平支持力への感度は高い。

水平荷重に対する円弧滑り計算では、砂杭の内部摩擦角を33~36°と要素試験結果よりも多少小さく見積もることによって実験と計算の整合性が取れる。すなわち、この場合においても、円弧滑り計算は水平支持力を過大評価する傾向があった。これは、模型実験では前趾側の砂杭は一樣に傾斜しながら受働抵抗していたが、円弧滑り



(a) 着底型 (再掲)



(b) 浮き型

図-4.13 改良地盤の支持力曲面

計算では滑り面が生じることを仮定しているためと推測される。

(3) 鉛直圧力と水平支持力の関係

浮き型改良地盤 (ケース4, ケース8, ケース9) について, 遠心模型実験での限界点での鉛直圧力と水平荷重の関係に, 円弧滑り計算結果を描き足したものを図-4.13に示す. 図-2.4に示した着底型での支持力曲面も再掲している. この実験結果は過去の実験によるものであり, 計算結果は実験条件を考慮して今回再度求めたものである. 浮き型での支持力曲面に注目すると, 着底型改良地盤に対する円弧滑り計算と同様に, 図上で上に凸な形状になっている. しかしながら, 浮き型改良地盤の場合は鉛直圧力が鉛直支持力に近くなると, 水平支持力が急激に小さくなる. これは, 前述のように水平荷重がない場合の浮き型改良地盤の鉛直支持力は着底型改良地盤の鉛直支持力より小さいためである. また, 模型実験結果に基づく支持力曲面は円弧滑り計算において砂杭の内部摩擦角

を33~36°程度とした場合の値に近かった. 内部摩擦角を33~36°とすると実験と円弧滑り計算の整合性が取れる点は, 着底型と浮き型で共通していた. 内部摩擦角を30~35°とする現行設計法に従うと, 実験結果を比較精度よく再現できることを示している. 一方, 要素試験結果では砂杭の内部摩擦角は40~42°であり, この値で円弧滑り計算によって支持力曲面を求めると, 実験結果よりも大きくなることが分かった.

## 5. 有限要素法による安定解析

### 5.1 数値解析条件

#### (1) 解析プログラム

SCP改良地盤の破壊挙動をさらに詳細に検討することを目的として、有限要素法解析（以下、FEM解析）を実施した。FEM解析には、小林（1984）を中心にした港湾技術研究所（現・港湾空港技術研究所）のグループが開発した解析コードGeoFemを用いた。一般的には、FEM解析は地盤の変形問題を解くことに多用される。これに対して、GeoFemでは破壊状態に近い条件での計算を可能にし、支持力問題や斜面の安定問題にも適用範囲を広げている。支持力や斜面安定問題に対するFEM解析の適用性に関しては、小林（1984）や土田・水野（2002）がまとめているので参照されたい。支持力や斜面安定問題をFEM解析で解く場合、地盤が破壊状態に近い条件で計算を行うので、破壊条件に達した要素において計算が収束せずに発散してしまう。このような問題に対して、GeoFemでは仮想的な弾・粘塑性アルゴリズムに基づく計算法（以下、仮想粘性法）が導入されている（Zienkiewicz *et al.*, 1974; 小林, 1984）。仮想粘性法では、破壊条件に達した要素に過剰に集中した応力を、粘性計算アルゴリズムを用いた繰り返し計算によって未破壊領域に再分配する。これによって、破壊領域の応力緩和を図ることができ、地盤が破壊状態に近い条件であっても安定的に計算を行うことができる。

#### (2) 有限要素メッシュ

SCP改良域を含んだ地盤に対してFEM解析を行う場合、どのようにSCP改良域をモデル化するかが問題となる。過去の研究で用いられた手法としては、剛性と強度が粘土層よりも大きい均一な地盤に置き換える方法（例えば、関口ら（1988）や建設コンサルタンツ協会近畿支部（1983））が多い。FEM解析は変形問題に用いられる場合が一般的であり、SCP改良域を均一な地盤に置き換える方法の妥当性についても、変形量という観点で検討されることが多い。最近では、田中ら（2004）や水野ら（2005）によっても均一化法が用いられており、変形量において精度が高いことが示されている。これに対して、地盤の破壊挙動を解析する場合の計算精度は十分に検討されてこなかった。例えば、一様な滑り面が改良域内に生じるような破壊を想定する場合、滑り面上でのせん断抵抗力は砂杭と杭間粘土層のせん断抵抗力の和となるために、改良域を均一な地盤に置き換えることができると考えられる。しかしながら、遠心実験で観察された屈曲モードのように砂杭と粘土層が異なる破壊形態を生じる

場合には、改良域を均一な地盤に置き換えると計算精度が低下すると考えられる。

本研究では、柱状の砂杭を壁状の砂質土に置き換えて計算する方法（例えば、中ノ堂ら（1984）、水野ら（2005））を採用した。これは、砂杭を想定した壁状の改良部分と杭間粘土を想定した壁状の未改良部分を交互に介在させて改良域をモデル化するものである。この方法では、改良部と未改良部を交互にモデル化するために有限要素メッシュが細かくなってしまったり、改良壁の幅をどのように設定すればよいか明確になっていないことなどの問題点がある。しかしながら、砂杭と杭間粘土の土質定数を直接入力できることや、複合地盤特有の変形モード（例えば、屈曲モード）を再現できることなどから、この方法を採用するメリットは多い。

有限要素メッシュ図を図-5.1に示す。遠心模型実験における模型寸法に対して遠心加速度を掛けたものが実物スケール寸法であり、計算は実物スケール寸法で実施した。図-5.1に示した計算断面は改良率が29%（実験では28%）、改良幅が10.2m（模型スケールでは20.4cm）の改良地盤である。T型や浮き型SCP改良地盤を想定した計算を行う場合、下部の改良壁の土質定数を粘性土のものに置き換えた。各有限要素は8節点で構成されており、4つの応力積分点を含んでいる。

#### (3) 土質パラメータと載荷方法

FEM解析によって安定問題を解く場合、土要素をMohr-Coulombの破壊基準に従った弾塑性体としてモデル化するのが一般的である。これは、変形問題で多用されるCam-Clay系の弾塑性モデルでは破壊現象に対する計算の妥当性が十分に検証されていないためと、粘着力と内部摩擦角を用いて安定性を評価する従来からの極限平衡法（円弧滑り解析法など）とMohr-Coulomb破壊基準による計算結果は直接比較しやすいためである。弾塑性モデルを用いる場合、破壊基準の他に流動則と硬化則を規定しなければならない。流動則に関しては、非関連流動則を仮定した。この場合、Mohr-Coulombの破壊基準式における内部摩擦角をダイレイタンシー角 $\phi$ に置き換えたものを塑性ポテンシャル関数として用いる。計算ではダイレイタンシー角 $\phi$ を0としたので、ダイレイタンシーも0となる。硬化則に関しては、塑性状態において粘着力と内部摩擦角が変化しない完全塑性状態を仮定したので、硬化則は不要である。なお、FEM解析では、土の応力～歪み関係を求めるために強度定数以外に変形係数とポアソン比が必要になる。変形係数とポアソン比は安定解析結果に大きな影響を及ぼさないことが先に調べられているので、変形係数やポアソン比に対してはパ

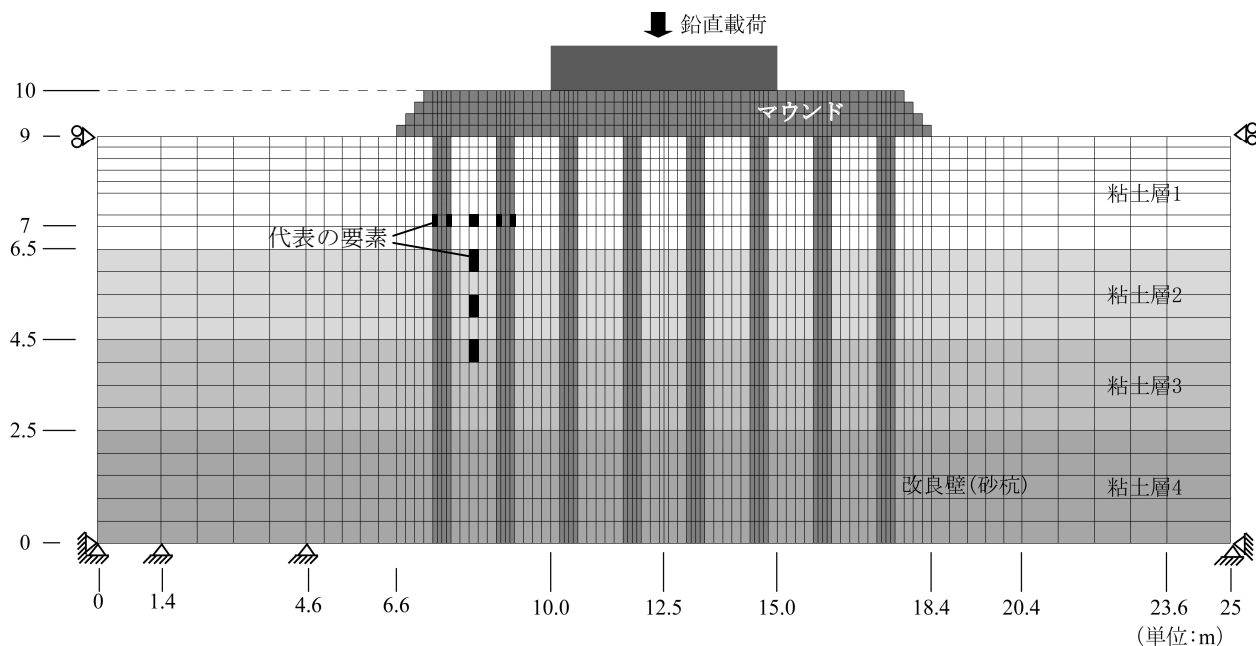


図-5.1 有限要素メッシュ図の一例 (着底型改良)

表-5.1 土質パラメータ (FEM 解析)

	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta c/\Delta y^*$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)
粘土層	0.31~1.9	0.49	6.2	0.0	2.4	0.0
粘土層 (表層 0.5m)	0.31	0.49	6.2	1.3	0.0	0.0
改良壁	30.0	0.33	9.5	0.0	0.0	42.0
マウンド	8.0	0.33	8.3	2.0	0.0	37.0
フーチング	1000.0	0.17	漸増	—	—	—

\*深度方向への強度増加勾配

ラメトリックな計算を行っていない。

計算に用いた土質パラメータを表-5.1に示す。粘土層の非排水せん断強度は遠心力場で実施したベーンせん断試験結果から求めた値である。粘土層の変形係数は、各要素の中心における非排水せん断強度を100倍して求めた。改良壁の内部摩擦角は実験における砂杭の相対密度での要素試験結果を文献より引用したもの(ばらつきがあるので42°を採用)であり、改良壁の変形係数は拘束圧の大きさから推定した値である。なお、単位体積重量とせん断強度は3章で述べた円弧滑り計算での値と等しくしている。計算では、フーチングを想定した要素の単位体積重量を徐々に増加させて、改良地盤に対する鉛直载荷を再現した。計算において荷重制御としたのは、変位制御とすると限界点以降における計算が不安定になり、圧力～変位関係における直線関係が計算値のばらつきの中で隠れてしまう不都合があるためである。

## 5.2 着底型改良地盤での計算結果

### (1) 改良地盤の変形特性

着底型 SCP 改良地盤への鉛直载荷実験をモデル化した FEM 解析を実施し、改良域の破壊モードを調べた。図-5.2には、実験ケース1(着底型、改良率28%)を想定した計算の結果を示している。これは、フーチングが0.3m沈下した時点での地盤変形図であり、変形挙動を見やすくするためにマウンドと改良壁、ケーソンに相当する要素を色付けして示している。また、改良域内の変形が分かりやすいように、改良域部分のみを拡大した。

図に示したフーチング下部の改良域に注目すると、ほとんど歪みが生じていないくさび型の領域が見られる。このくさび周辺部にはせん断歪みが集中している箇所が確認できる。今回用いた FEM 解析では歪み軟化の現象をモデル化していないなどの理由のために、歪みが局所化して滑り面が発生することを再現できない。しかしながら、くさび周辺部にはせん断歪みが集中しており、歪

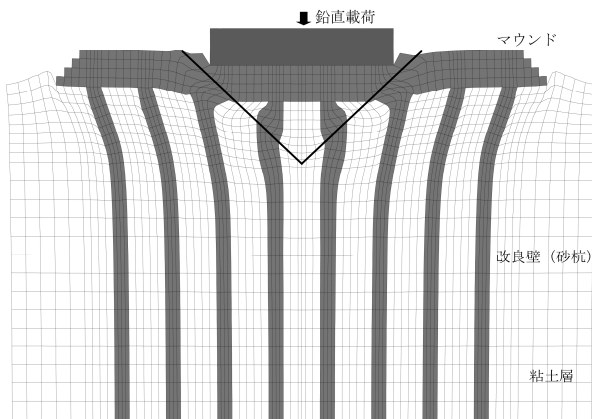


図-5.2 FEM 変形図 (ケース 1, 着底型)

みが局所化する実際の地盤では滑り面に発展すると考えられる。くさびの両脇の改良域では、改良壁が屈曲し、壁間粘土層は単純せん断している様子が分かる。砂杭が屈曲する特性は遠心模型実験で観察されたものとよく類似しており、破壊に至る地盤の挙動に関して FEM 解析の計算精度が高いことが分かる。

#### (2) フーチングの沈下量と鉛直圧力の関係

改良地盤の鉛直支持力を調べるために、フーチングの沈下量とフーチングからの鉛直圧力の関係を調べた。これを図-5.3に示す。鉛直圧力は、フーチングが地盤に与える力を載荷面積で除して求めた。また、比較のために、ケース 1 (着底型, 改良率 28%) の実験結果, 砂杭の内部摩擦角を 42, 30°とした場合の円弧滑り計算結果, 改良壁の内部摩擦角を 30°とした場合の FEM 解析結果を併せて示している。

実験ケース 1 を想定した FEM 解析結果に注目すると、フーチングの沈下量が小さい載荷初期段階においては、鉛直圧力は沈下量に対して比例的に増している。沈下量がある程度大きくなると、沈下量と圧力の関係は非線形的となり、沈下量に対する圧力の増加率は小さくなる。沈下量と圧力の関係が非線形となるまでの FEM 解析と遠心模型実験結果はほぼ一致しており、計算精度が高いことが窺える。ただし、圧力～変位関係の後半部分の直線勾配は模型実験でのものの方が大きく、模型実験においては限界点以降の強度増加が大きいことが分かった。これは、模型実験では載荷中に杭間粘土層で排水が進み、強度増加していることが 1 つの可能性として挙げられる。杭の載荷試験 (地盤工学会, 1999) や現場の平板載荷試験 (地盤工学会, 2004) では、フーチングの沈下量と載荷圧の関係における後半の直線部分の始点を地盤が抵抗できる限界点 (支持力) と定義している。本研究もこの

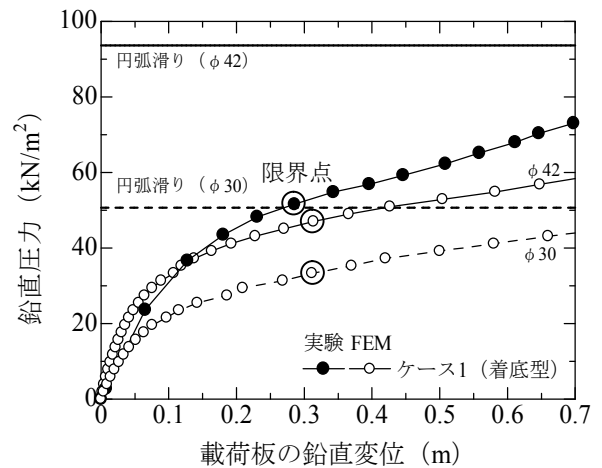


図-5.3 載荷圧力と変位量の関係 (ケース 1, 着底型)

定義に従うと、改良地盤の支持力は  $46\text{kN/m}^2$  (フーチングの沈下量は  $0.3\text{m}$ ) となり、この鉛直支持力は遠心模型実験での値とそれほど大きな違いはなかった。

円弧滑り計算と FEM 解析を比較してみる。計算での砂杭 (改良壁) の内部摩擦角が  $42^\circ$  あるいは  $30^\circ$  のどちらにおいても、円弧滑り計算の鉛直支持力は FEM 解析のものよりも大きい。このように、等しい土の強度パラメータを用いても、円弧滑り計算と FEM 解析の計算結果には大きな差がある。前述のように、遠心模型実験と実験の土質パラメータを再現した FEM 解析は変形特性および支持力という点でよく一致しており、実験や FEM 解析とは異なった破壊モードである改良域内に一様な滑り面が生じることを仮定した円弧滑り計算は地盤の安定性を大きく見積もる傾向であった。

#### (3) 受働抵抗する改良域の挙動

フーチングの沈下量と鉛直圧力の関係から、フーチングが  $0.3\text{m}$  沈下した時点で地盤は限界点に達していると考えられた。また、(1) で示した限界点での変形図では、フーチング直下の剛性くさびが改良域にめり込み、くさび両脇の改良域が受働抵抗していることが分かった。さらに、受働抵抗している改良域内では改良壁が屈曲し、壁間粘土層が単純せん断していた。このように改良域が屈曲しながら受働抵抗することは今までに十分に明らかにされていない。ここでは土の応力状態を調べて、受働抵抗する改良域内の改良壁および壁間粘土層の挙動を調べた。

(1) で述べたように、受働抵抗する改良域内では改良壁は屈曲し、壁間粘土層は単純せん断していた。砂杭が屈曲する挙動は遠心模型実験でも観察された。改良壁が屈曲する原因を調べるために、改良壁内の水平応力と鉛直

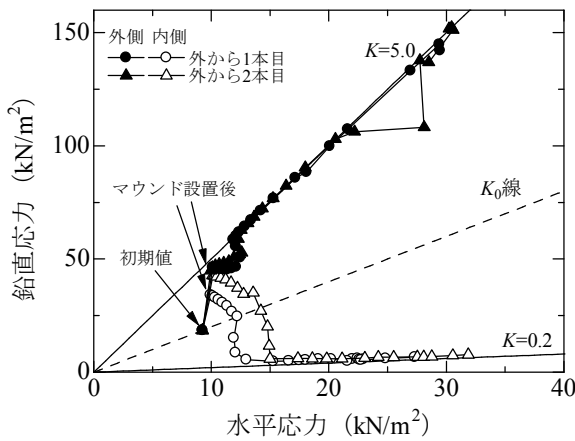


図-5.4 改良壁内の鉛直応力と水平応力の関係

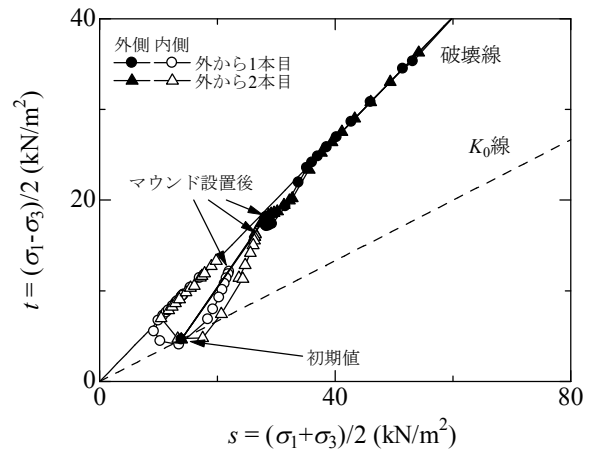


図-5.5 改良壁内要素の応力経路

応力の関係を求めた。これを図-5.4に示す。図には、粘土層表面から1.9mの深度における外側から1本目と2本目の改良壁左右境界面付近の要素での応力経路を示している(詳細な要素の位置は図-5.1を参照)。図に示すように、載荷前には初期の $K_0$ 線上にプロットされるが、載荷とともに水平応力が増し、徐々に鉛直応力が増加あるいは減少する。改良壁内のフーチングより外側の要素では鉛直応力が増し、内側の要素では鉛直応力が減少している。すなわち、改良壁の外側と内側では圧縮と伸張が生じており、曲げ応力が発生していることが分かる。

図-5.4と同じ要素での応力経路をMIT法( $s-t$ 図)で示すと、図-5.5のようになる。横軸に最大と最小主応力の平均値を、縦軸に最大と最小主応力差を2で除した値を示している。図中の黒抜きと白抜きのプロットは、フーチングに対してそれぞれ外側と内側の改良壁での応力経路である。図に示した改良壁外側の応力経路に注目すると、載荷前には初期の $K_0$ 線上にプロットされるが、載荷を開始すると、平均主応力は増加して軸差応力は減少する傾向が見られる。載荷を続けると、平均主応力は引き続き増加するが、軸差応力は増加し始める。これは、前述のように砂杭に曲げ応力が働き、フーチングの外側において鉛直応力が増すためである。最終的には要素の応力状態がせん断破壊条件に達している。一方、図に示した改良壁内側の応力経路に注目すると、載荷を開始した初期段階では平均主応力は増加して軸差応力は減少している。載荷を続けると軸差応力が増加に転じてせん断破壊条件に達する。これは、前述のように砂杭に曲げ応力が働いたために、フーチングに対して内側における鉛直応力が減少するためである。これらのことから、受働抵抗する改良域内の改良壁では曲げ破壊が生じて、ある深

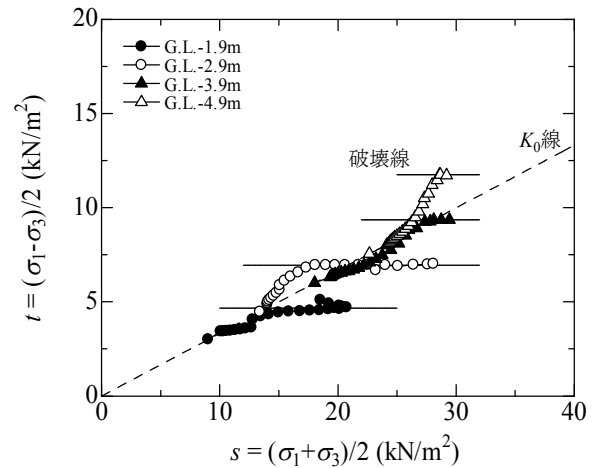


図-5.6 壁間粘土層の応力経路

度でせん断破壊状態となっていた。この深度では、せん断強度以上の応力を発揮できないために、改良壁が屈曲して破壊に至ることが分かった。

図-5.6には、受働抵抗している改良域内の壁間粘土層での応力経路をMIT法( $s-t$ 図)で示している。これは1.9, 2.9, 3.9, 4.9mの深度における粘土層の応力経路であり、詳細な位置は図-5.1を参照されたい。図に示すように、各深度における応力経路は載荷初期段階でせん断破壊条件に達していることが確認できた。

これらのことから、フーチング直下のくさびに対して受働抵抗する改良域では、改良壁は曲げ破壊を生じて屈曲し、壁間粘土層はせん断破壊状態であることが分かった。この破壊モードは、円弧滑り計算で仮定しているような一般的な滑り面による破壊とはまったく異なり、円弧滑り計算とFEM解析の計算の差異の原因となっている可能性が高い。

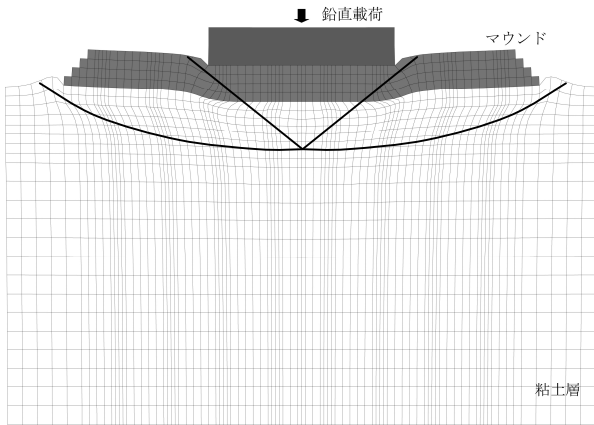


図-5.7 FEM 変形図 (無改良)

(4) パラメトリック・スタディ

本研究で実施した遠心模型実験および FEM 解析では、砂杭と粘土層の剛性や強度は限られている。そこで、改良域の土が異なる土質パラメータを持つ場合、改良域の破壊特性がどのように異なるかを検討した。具体的には、改良壁のパラメータを粘性土のものと同じにした無改良を想定した計算、粘性土の強度を深さ方向に一定とした計算を行った。

初めに、改良壁のパラメータを粘性土のものと同じにした場合の計算結果を図-5.7 に示す。これは、フーチングが 0.3m 沈下した時点での地盤変形図であり、変形挙動を見やすくするためにマウンドとケーソンに相当する要素を色付けして示している。図に示したフーチング下部に注目すると、ほとんど歪みが生じていないくさび型の領域が見られ、このくさび周辺部にはせん断歪みが集中している箇所が確認できる。また、くさび先端から左右方向にせん断帯が広がっており、せん断帯はフーチング右下端を起点とする円弧状に広がっている。これは、均一な粘性土地盤に対する鉛直载荷であり、一般的に言われるように円弧滑りに近い破壊が起こっている。言い換えると、SCP 改良地盤では改良壁のせん断強度が大きいため、一様な滑り面が生じなかったと言える。この計算ケースおよび実験ケース 1 に相当する計算ケースにおける圧力～変位関係を図-5.8 に示す。図には、FEM 解析と等しい強度パラメータを使った円弧滑り計算も示している。図の無改良に相当する円弧滑り計算と FEM 解析結果を比較すると、FEM 解析における限界点と円弧滑り計算結果はほぼ一致しており、整合性が取れている。これは両者の破壊モードが一致するためと考えられる。一方、実験ケース 1 に相当する円弧滑り計算と FEM 解析を比較すると、前述のように円弧滑り計算は支持力を

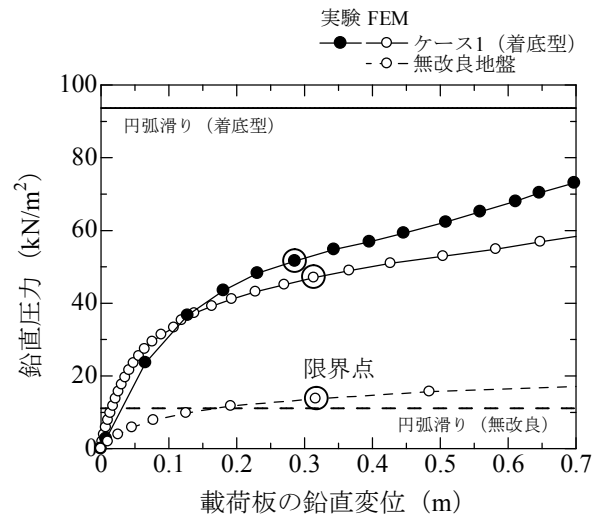


図-5.8 载荷圧力と変位量の関係 (無改良)

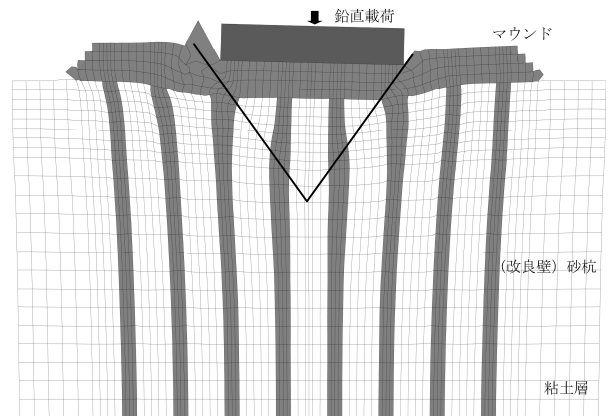


図-5.9 FEM 変形図 (粘土層が一様な強度)

過大評価している。このように、改良壁が粘性土に介在すると地盤の破壊モードが変化して、円弧滑り計算の精度が落ちると考えられる。

次に、粘性土の強度を深さ方向に一定とした計算結果を図-5.9 に示す。同じく、フーチングが 0.3m 沈下した時点での地盤変形図である。図に示したフーチング下部にはくさびが発生し、くさびの両脇の改良域では、改良壁が屈曲し、壁間粘土層は単純せん断している。この特性は、実験ケース 1 のような粘性土の強度が深さ方向に増す場合の変形特性と一致している。ただし、くさび先端および両脇の改良壁の屈曲点の深度については、粘性土の強度が深さ方向に増すケースよりも一定としたケースの方が深くなっていた。

### 5.3 T型改良地盤での計算結果

#### (1) 改良地盤の変形特性

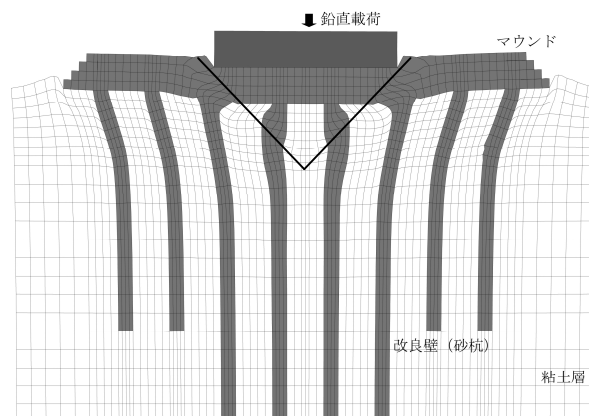
改良範囲の裾下部を未改良としたT型SCP改良地盤への鉛直載荷実験をモデル化したFEM解析を実施し、改良域の破壊モードを調べた。図-5.10には、実験ケース2（T型、袖部深い）と実験ケース3（T型、袖部浅い）を想定した計算の結果を示している。これは、フーチングが0.3m沈下した時点での地盤変形図である。

図-5.10(a)に示したフーチング下部の改良域に注目すると、大きな歪みが生じていないくさび型の領域が見られる。このくさび周辺部に歪みが集中している箇所が確認でき、歪みが局所化する実際の地盤では滑り面が生じると考えられる。くさび両脇の改良域では改良壁が屈曲し、壁間粘土層は単純せん断している様子が分かる。模型実験において、くさび両脇の砂杭が屈曲する特性とよく類似している。また、着底型SCP改良地盤をモデル化したFEM解析結果とも類似している。このことから、裾下部をある程度未改良としても、鉛直載荷に伴う破壊挙動は変化しないことが分かった。一方、図-5.10(b)に注目すると、フーチング下部の改良域にはくさび型の領域が現れ、くさび両脇の改良域では、改良壁が傾斜して外側へ倒れこんでいる。すなわち、くさびから受ける水平荷重に対して袖部の改良壁が耐えられずに転倒している。模型実験においては、くさび両脇の改良域（袖部改良域）では、剛性くさびからの荷重に対して砂杭が水平変位し、袖部下部の粘土層においてせん断歪みが集中していることが観察された。このように、FEM解析と模型実験の変形特性は異なっていた。この受働抵抗の機構については以下の(3)で詳しく述べる。

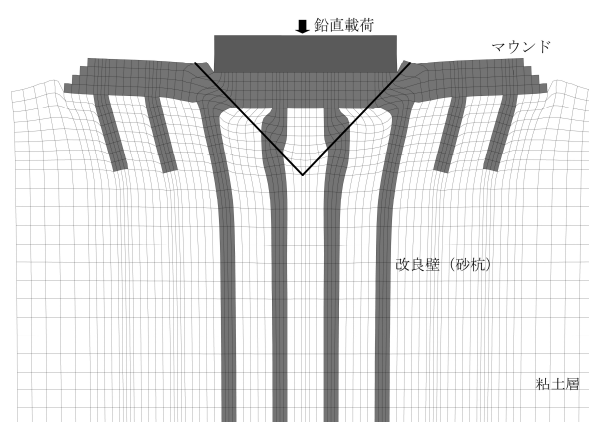
#### (2) フーチングの沈下量と鉛直圧力の関係

T型改良地盤に対しても、フーチングの沈下量とフーチングからの鉛直圧力の関係を調べた。これを図-5.11に示す。また、比較のために、実験ケース1,2,3の圧力～変位関係と、実験ケース1に相当するFEM解析結果、ケース3に相当する円弧滑り計算も併せて示している。

ケース1,2,3を想定したFEM解析結果に注目すると、フーチングの沈下量が小さい荷初期段階においては、鉛直圧力は沈下量に対して比例的に増している。沈下量がある程度大きくなると、沈下量と圧力の関係は非線形的となり、沈下量に対する圧力の増加率は小さくなる。ただし、実験結果とは異なり、3つのケースの違いがほとんど現れていない。FEM解析による圧力～変位関係後半の直線勾配が実験ケース3に近いことから考えると、実験ケース1,2では荷中に強度増加している。これは、着底型のところでも述べたように、模型実験では荷中



(a) ケース 2, 袖部深い



(b) ケース 3, 袖部浅い

図-5.10 FEM 変形図 (T型)

に杭間粘土層で排水が進み、強度増加している可能性が1つの可能性として挙げられる。ケース2,3での改良地盤の支持力は共に $46\text{kN/m}^2$ （フーチングの沈下量は0.3m）であり、ケース間の差は表れていないが、これらの計算結果は実験結果に比較的近かった。

円弧滑り計算とFEM解析結果を比較してみる。ケース2については着底型と同様の傾向であるので、図および説明は省略する。ここでは、ケース3に相当するFEM解析と円弧滑り計算結果を比較する。図-5.11に示すように、内部摩擦角を $42^\circ$ として求めた円弧滑り計算の結果は、FEM解析による鉛直支持力と近くなった。これは、FEM解析ではくさび両脇の改良壁が転倒するという破壊モードであり、円弧滑り計算で仮定する破壊モードとは異なったが、両者のモードでの限界点が比較的近かったためと考えられる。

#### (3) 受働抵抗する改良域の挙動

受働域においては、T型袖部が深い場合には着底型とほぼ同様の変形挙動となり、極端に浅い場合には改良壁



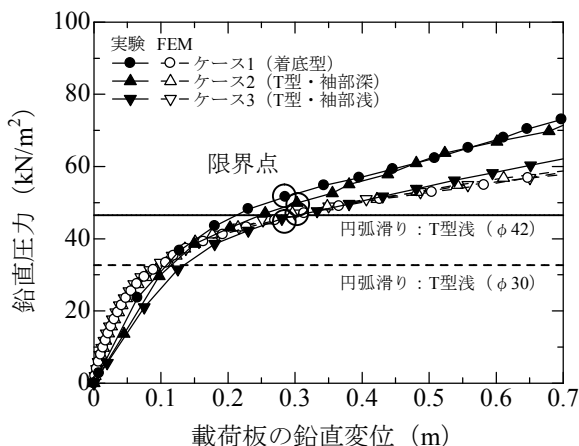


図-5.11 載荷圧力と変位量の関係 (T型)

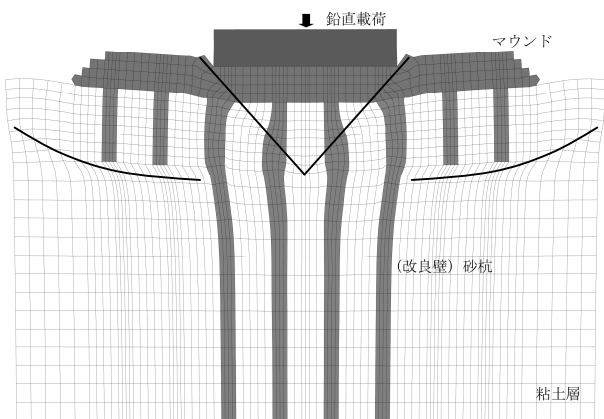


図-5.12 FEM 変形図 (T型, 壁間粘土の強度大)

が転倒した。T型袖部が深い場合に改良壁が屈曲し、壁間粘土層が単純せん断する特性は着底型と共通するものである。ここでは説明を省略する。T型袖部が極端に浅い場合に受働域で生じている現象について考えてみる。模型実験では載荷に伴って砂杭はほぼ鉛直を保ったまま水平変位しており、FEM解析とは異なる結果であった。FEM解析において改良壁が転倒した理由としては、壁間粘土層のせん断強度を小さく見積もった可能性が想像される。すなわち、前述の実験結果で示したように模型実験では載荷中に砂杭間の粘土層において排水が進み、せん断強度が増加していると考えられるが、FEM解析ではこの効果を見込んでいない。そこで、マウンド直下の壁間粘土層のせん断強度を仮想的に大きくした試算を行った。計算では、袖部の改良深さと等しい深度2mまでの粘土層のせん断強度を10kN/m<sup>2</sup>大きくした。フーチングが0.3m沈下した時点での地盤変形図を図-5.12に示している。図に示すように、改良壁は外側に転倒せずに、袖部下部の粘土層においてせん断歪みが集中しているこ

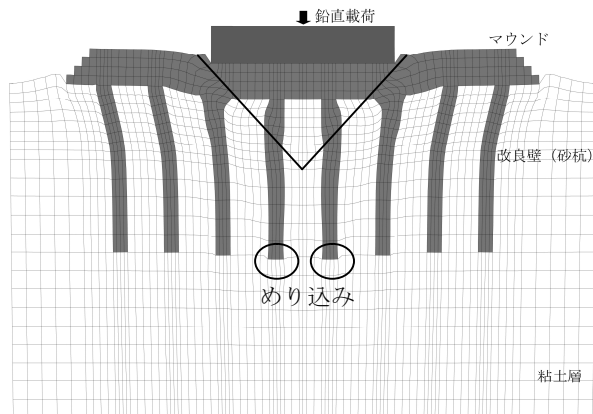


図-5.13 FEM 変形図 (ケース4, 浮き型)

とが分かる。すなわち、改良壁が転倒するモードよりも袖部下部の粘土層がせん断破壊するモードが卓越している。この変形挙動は模型実験と一致しており、壁間粘土層の強度増加が模型実験とFEM解析の差異の原因の1つとして考えられることが分かった。なお、実験と解析の差異を特定するためには、より詳細な検討が必要である。

#### 5.4 浮き型改良地盤での計算結果

##### (1) 改良地盤の変形特性

改良壁を支持層に着底させない浮き型SCP改良地盤への鉛直載荷実験をモデル化したFEM解析を実施し、改良域の破壊モードを調べた。図-5.13には、実験ケース4(浮き型)を想定した計算の結果を示している。これは、フーチングが0.3m沈下した時点での地盤変形図である。

図-5.13に示したフーチング下部の改良域に注目すると、大きな歪みが生じていないくさび型の領域が見られる。このくさび周辺部に歪みが集中している箇所が確認でき、歪みが局所化する実際の地盤では滑り面が生じると考えられる。また、フーチング直下の中心付近の砂杭は下部の粘土層にめり込んでいる。これらの特性は模型実験結果とよく類似している。くさび両脇の改良域では改良壁が屈曲し、壁間粘土層は単純せん断している様子が分かる。このように、受働部における変形特性については、FEM解析と模型実験で異なっていた。この受働抵抗部の変形特性については後の(3)で詳しく述べる。

##### (2) フーチングの沈下量と鉛直圧力の関係

浮き型改良地盤に対しても、フーチングの沈下量とフーチングからの鉛直圧力の関係を調べた。これを図-5.14に示す。また、比較のために、実験ケース1,4の圧力～変位関係と、実験ケース1に相当するFEM解析結果、

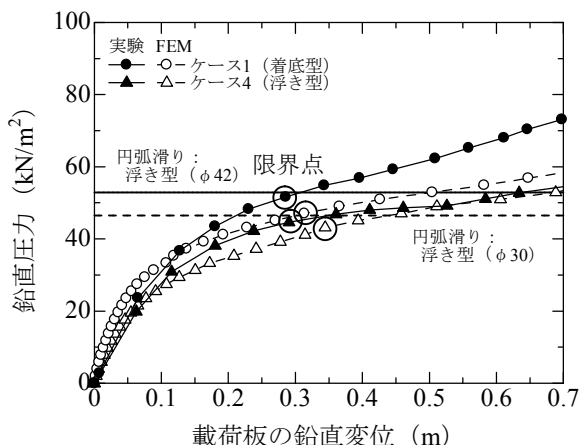


図-5.14 載荷圧力と変位量の関係 (浮き型)

ケース 4 に相当する円弧滑り計算結果(内部摩擦角が 30, 42°)も併せて示している。

ケース 4 を想定した FEM 解析結果においても、フーチングの沈下量が小さい載荷初期段階においては鉛直圧力は沈下量に対して比例的に増し、沈下量が大きくなると沈下量と圧力の関係は非線形的となる。実験ケース 1 (着底型)を想定した FEM 解析結果と比較すると、圧力～変位関係における初期の勾配はケース 4 の方が小さい。これは、初期の地盤剛性が小さいためである。一方、後半の直線勾配には大きな差がなかった。これは、限界点以降の強度増加率に差がないためと考えられる。なお、模型実験においては、圧力～変位関係における後半の直線勾配はケース 4 よりもケース 1 の方が大きく、ケース 1 では限界点以降の強度増加率が増していた。これは、前述のように、くさび両脇の改良域において杭間粘土層が排水によって強度が増加する可能性が挙げられる。ケース 4 での改良地盤の支持力は  $43\text{kN/m}^2$  (フーチングの沈下量は  $0.34\text{m}$ ) であり、この限界支持力は遠心模型実験と近い値であった。

ケース 4 に相当する FEM 解析と円弧滑り計算結果を比較してみる。図-5.14 には、内部摩擦角を 30, 42°とした計算結果を示している。図に示すように、内部摩擦角を 42°とした円弧滑り計算の結果は、FEM 解析による鉛直支持力より多少大きくなり、内部摩擦角を 30°と低めにした円弧滑り計算結果は FEM 解析の支持力と比較的であった。前掲の図-4.7 のように、内部摩擦角を 30°とした場合には、円弧滑り面は改良域の側面から粘土層内に抜け、地表面へ到達していた。この滑り面は着底型や T 型 (袖部深) でのものと共通しており、砂杭の内部摩擦角を低めに見積もることによって円弧滑り計算の精度が上がることに共通していた。一方、内部摩擦角を 42°

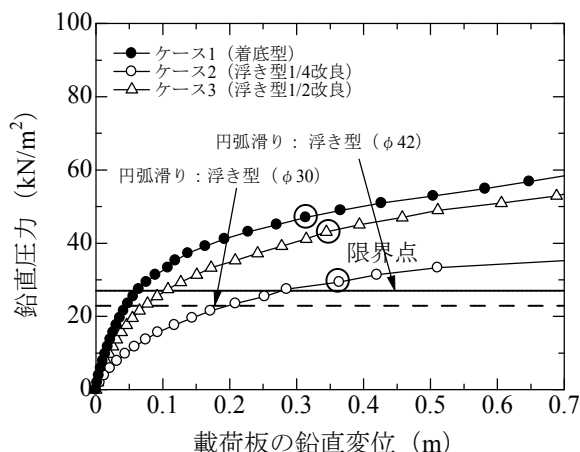


図-5.15 載荷圧力と変位量の関係 (改良深さの影響)

とすると、円弧滑り面が改良域側面から粘土層に抜ける場合よりも程度は低い、円弧滑り計算は支持力を大きく見積もる傾向があった。

ケース 4 よりも改良深さを浅くした断面 (改良深さ 2m) に対して FEM 解析および円弧滑り計算を行った。この場合、載荷が進むとフーチング直下にくさび型の滑りが現れ、くさび両脇の改良壁が転倒しつつも、その改良域下部の粘土層においてせん断歪みが集中する。すなわち、円弧滑り計算での滑り面の仮定と類似する。図-5.15 に、FEM 解析で得られたフーチングの沈下量とフーチングからの鉛直圧力の関係と、円弧滑り計算結果 (内部摩擦角が 30, 42°) を示している。図に示すように、内部摩擦角を 42°とした円弧滑り計算結果は FEM 解析における鉛直支持力に近い値となる。一方、内部摩擦角を 30°とすると、支持力を低めに見積もってしまう。このように、改良域を全体的に浅くすると、FEM 解析と円弧滑り計算の破壊モードは類似し、同じ土質パラメータを用いて求めた両者の支持力が近い値となった。

### (3) 受働抵抗する改良域の挙動

受働域においては、改良域が比較的深い場合には着底型とほぼ同様の变形挙動を示した。すなわち、改良壁が屈曲し、壁間粘土層が単純せん断した。模型実験では載荷に伴って砂杭はほぼ鉛直を保ったまま水平変位しており、FEM 解析とは異なる結果であった。この原因についても、着底型の場合と同様に壁間粘土層のせん断強度を小さく見積もった可能性が考えられる。すなわち、前述の実験結果で示したように模型実験では載荷中に砂杭間の粘土層において排水が進んでいると考えられ、せん断強度が増加して、砂杭の屈曲よりも改良域下部の滑りが卓越した可能性が高い。ただし、実験と解析の差異を特定するためには、より詳細な検討が必要である。

## 6. 結論

SCP改良工法を対象に、改良断面を縮小したT型や浮き型SCP改良地盤の支持力特性について検討を行った。以下に、得られた主要な結論をまとめて示す。

- 1) SCP改良地盤を模した砂杭・粘性土複合地盤に対して、遠心力場で鉛直載荷実験を実施した。遠心模型実験によると、改良形式にかかわらずフーチング直下にくさび型の滑り面が発現し、この剛性くさびが周辺部の地盤を押しやる破壊形態が観察された。着底型および袖部の深いT型では、くさび両脇の砂杭が外側へ屈曲しながら受働抵抗していた。袖部の浅いT型および浮き型では、くさび両脇の砂杭が水平変位し、砂杭下部の粘土層にせん断歪みが集中して受働抵抗していた。
- 2) 載荷圧力とフーチング変位は非線形な関係であったが、圧力にピーク値が現れることはなかった。圧力～変位関係においては後半部分が直線的となり、着底型および袖部の深いT型での後半の直線勾配が他のケースよりも大きかった。これは、これらの実験ケースでの限界点以降の強度増加が大きいためであるが、受働域において砂杭が屈曲する破壊モードが強度増加に寄与しているものと考えられる。
- 3) 砂杭と粘性土に作用する鉛直土圧の比（応力分担比）は2～3程度であり、現行設計法とほぼ整合性が取れていた。また、砂杭間の粘土層では、載荷に伴って発生した過剰間隙水圧が載荷中に減少している様子が観察された。
- 4) 浮き型改良地盤に対して傾斜載荷実験を実施し、過去に実施された着底型での実験結果と比較した。実施した浮き型および過去の着底型の実験では、傾斜載荷時における地盤の変形は比較的上層部に限定されて生じていた。また、模型ケーソンに対する水平荷重とケーソンの水平変位の関係から、着底型を浮き型とすることによる支持力の低下はほとんど見られなかった。
- 5) 各実験ケースに対して、円弧滑り計算を実施した。着底型および袖部の深いT型では、現行設計法で規定される砂杭の内部摩擦角を用いることによって、鉛直支持力を精度よく推定することができた。逆に、要素試験による内部摩擦角を用いると支持力を過大評価していた。袖部の浅いT型では、要素試験による内部摩擦角を用いると支持力を精度よく再現できた。また、今回実験を実施した改良深さでの浮き型では、要素試験による内部摩擦角を用いると支持力を過大評価していた。
- 6) 全応力解析としてMohr-Coulombの破壊基準に従った弾塑性有限要素法解析（弾塑性FEM解析）を実施した。

その結果、改良形式にかかわらずフーチング直下にくさび型のせん断歪み集中部が現れ、剛性くさびが周辺部の地盤を押しやる破壊形態を再現できた。着底型および袖部の深いT型では、くさび両脇の改良壁（砂杭）が外側へ屈曲し、壁間粘土層が単純せん断して受働抵抗することを示した。屈曲する改良壁内の応力状態を調べることによって、曲げ応力が改良壁で生じていることが分かった。袖部の浅いT型および浮き型では、くさび両脇の砂杭が水平変位する現象を再現できずに、改良壁が転倒したり、屈曲する結果となった。ただし、この原因は、載荷中において壁間粘土層のせん断強度が増加していることと推定し、検討を加えている。

- 7) 等しい強度パラメータを用いたFEM解析と円弧滑り計算を比較し、SCP改良地盤においては円弧滑り計算は安定性を過大評価する可能性を示した。ただし、無改良地盤に対して実施したFEM解析と円弧滑り計算は整合性が取れており、粘性土と比べて強度が大きい砂杭が介在することによって、両者の破壊モードが異なることになり、計算結果に差が生じると考えられる。

## 7. あとがき

本研究では、着底型に加えて、T型や浮き型などの改良断面縮小型のSCP改良の安定性について検討を行った。その結果、改良断面縮小型の地盤だけに留まらず、砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程における地盤変形特性について、一般的な知見を広げることができた。また、地盤安定の面からは、部分的に改良断面を縮小できる可能性を示せた。なお、本論文は、T型あるいは浮き型改良地盤の支持力（安定性）を考える上で留意すべき地盤挙動について述べたものであり、現場での改良深さなどを定量的に示したものではないことに注意されたい。また、改良断面縮小型の改良地盤では未改良部での残留間隙水圧が徐々に消散することから、長期的な地盤変形が生じる可能性が高い。このため、設計においては安定性が重要なファクターではあるが、安定性以外にも長期的な圧密変形挙動についても十分に検討することが重要である。今後は、安定性に加えて、長期的な変形挙動についても検討対象を広げて研究を進めていく予定である。

（平成20年3月10日受付）

## 謝辞

本研究を遂行するにあたり、国土交通省関東地方整備局（当時、港湾空港技術研究所）の中村健氏に遠心模型

実験の指導や補助を行っていただいた。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 北詰昌樹 (1995) : 新遠心模型実験装置の開発と研究への適用, 港湾技術研究所資料, No. 812, 35p.
- 建設コンサルタンツ協会近畿支部 (1983) : 弾・粘塑性モデルを用いた地盤の変形予測.
- 小林正樹 (1984) : 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, Vol. 23, No. 1, pp. 83-101.
- 地盤工学会 (1999) : 地盤工学ハンドブック, 地盤工学会, p. 827.
- 地盤工学会 (2000) : 地盤改良効果の予測と実際, 地盤工学会, pp. 153-156.
- 地盤工学会 (2000) : 土質試験の方法と解説 (第一回改訂版), 地盤工学会, p. 626.
- 地盤工学会 (2004) : 地盤調査の方法と解説, 地盤工学会, pp. 499-500.
- 関口秀雄・柴田徹・三村衛・角倉克治 (1988) : 大水深護岸の変形解析, 京都大学防災研究所年報, Vol. 31, B-2, pp. 123-145.
- 田中泰雄・中道正人・中井章・藤井陽介・白石悟・梅木康之 (2004) : 経済的な地盤改良工法 (T型SCP工法) を適用した防波堤の設計及び施工, 第39回地盤工学研究発表会講演集, pp.989-990.
- 土田孝・水野健太 (2002) : 地盤解析汎用プログラム (GeoFem) による支持力解析および斜面安定解析, 港湾空港技術研究所資料, No. 1023, 28p.
- 寺師昌明・北詰昌樹 (1990) : 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.
- 中ノ堂裕文・森脇武夫・山本実 (1984) : サンドパイルの打設位置と複合地盤の支持力, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 159-164.
- 日本港湾協会 (2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (下巻), 日本港湾協会, pp. 733-736.
- 水野健太・松本英雄・土田孝 (2005) : サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に建造されたケーソン式岸壁の圧密変形解析, 第 50 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 385-392.
- Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C. (1974): Visco-Plasticity and Creep in Elastic Solids, A Unified Numerical Solution Approach, International Journal of Numerical Methods in Engineering, Vol. 8, pp. 821-845.

港湾空港技術研究所報告 第47巻第2号

2008.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 大成社

Copyright © (2008) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

## CONTENTS

Characteristics of the Observed Offshore Data by the Northern Pacific GPS Buoys ..... Toshihiko NAGAI, Katsuyoshi Shimizu, Makoto Sasaki .....	1
Bearing Capacity of T-shaped or Floating-type Sand Compaction Pile Improved Ground ..... Hidenori TAKAHASHI, Eitoku ICHIKAWA, Masaki KITAZUME .....	53
A Rational Design of Foot-Protection Block and Armor Block Covering Rubble Mound of Composite Breakwaters ..... Ken-ichiro SHIMOSAKO, Shin-ichi KUBOTA, Masashi HAMAGUCHI, Akira MATSUMOTO, Minoru HANZAWA, Fumitake NAKANO .....	89
Research on Quality and Durability of the By-Products Concrete Using Steel Making Slag, Fly ash and Blast Furnace Slag ..... Yoshikazu AKIRA, Toru YAMAJI, Hidenori HAMADA .....	111