

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1181

September 2008

砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程に関する基礎的研究

高橋 英紀

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要旨	3
1. まえがき	4
2. サンドコンパクションパイル工法に関する過去の研究と現行設計法	8
2.1 概説	8
2.2 SCP工法の概要	8
2.3 改良地盤の安定性に関する過去の研究事例	19
2.4 安定性評価に関する現行設計法	27
2.5 結語	32
3. 大型遠心模型実験装置を用いた埋立載荷実験	35
3.1 概説	35
3.2 遠心模型実験の概要	35
3.3 着底型SCP改良地盤における載荷実験結果	43
3.4 浮き型SCP改良地盤における載荷実験結果	56
3.5 遠心模型実験と円弧すべり計算の比較	61
3.6 結語	65
4. 限界状態の変形モードに着目した数値シミュレーション	68
4.1 概説	68
4.2 数値シミュレーションの概要	68
4.3 模型実験断面を想定した数値シミュレーション	72
4.4 地盤条件を変化させたパラメトリック・スタディ	95
4.5 結語	101
5. 限界状態での変形モードを考慮した極限平衡法による安定解析	104
5.1 概説	104
5.2 極限平衡法による安定性の検討方法	104
5.3 模型実験断面を想定した極限平衡解析結果	114
5.4 改良条件を変化させたパラメトリック・スタディ	118
5.5 結語	124
6. 限界状態における地盤変形量に着目した弾・粘塑性有限要素法解析	126
6.1 概説	126
6.2 有限要素法解析の概要	126
6.3 着底型SCP改良地盤の限界状態での変形特性	132
6.4 浮き型SCP改良地盤の限界状態での変形特性	143
6.5 結語	152
7. 結論	154
8. あとがき	155
謝辞	155

Fundamental Study on the Failure Process of Ground Composed of Sand Piles and Cohesive Soil

Hidenori TAKAHASHI*

Synopsis

Clay ground improved by the sand compaction pile (SCP) method is a composite of compacted sand piles and a soft clay layer. This type of composite ground shows complicated failure processes under backfill loading. This study was performed to determine the failure process of low replacement SCP ground under inclined loading through centrifuge model tests and numerical analyses based on the elasto-plastic constitutive model.

First, two types of improved ground where sand piles did or did not reach a stiff layer with an underlying soft clay layer were subjected to many centrifuge model tests to investigate the deformation and failure patterns under various improvement conditions. Second, undrained FEM analyses based on the elastic-perfectly plastic constitutive model were performed to examine the failure mechanism of improved ground under the limit state. Next, the method of ground stability analysis by the limit equilibrium method was proposed by modeling the balanced condition of improved ground based on the model tests and elasto-plastic analyses. The accuracy of this model was examined by comparison with the model tests and FEM analyses, and the model ground stability was assessed by a new method different from the present design procedure. Finally, the ground deformation under the limit state on the failure process is described. The mechanism of failure of improved ground subjected to the limit state was examined by soil/water coupling FEM analyses based on the elasto-viscoplastic constitutive model.

Key Words: SCP method, landfill, centrifuge model test, limit equilibrium method, FEM analysis

* Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-8445055 Fax : +81-46-8418098 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程に関する基礎的研究

高橋 英紀*

要 旨

サンドコンパクションパイル工法（締め固め砂杭工法）によって低～中改良率の砂杭・粘性土複合地盤が海底に造成された後、岸壁背後に地盤の埋め立てを行って傾斜荷重が加えられた際に発生する複合地盤での破壊過程を、遠心力場での模型実験および弾塑性型の土の力学モデルに基づく数値解析を通じて明らかにすることを本研究の目的とする。

初めに、砂杭を粘性土層下の基礎砂層に着底させた改良地盤（着底型）と着底させない改良地盤（浮き型）について遠心力場で模型実験を行い、幅広い改良パターン下で改良地盤の変形特性やモードを調べた。次に、排水を考慮しない有限要素法による弾塑性解析によって極限平衡状態を超えた限界状態での改良地盤の挙動を再現し、地盤の破壊過程をより詳細に調べた。さらに、模型実験や弾塑性解析において明らかとなった挙動特性をモデル化し、砂杭・粘性土地盤の極限平衡状態モデル（極限平衡法）を用いた安定性解析手法を提案した。このモデルの計算精度を検証し、現在設計で使われている安定性評価手法以外の評価手法を検討した。最後に、破壊に至る限界状態での地盤変形量についても議論を広げた。ここでは、土・水連成の有限要素法による弾・粘塑性解析を実施し、限界状態での地盤挙動を再現し、地盤の変形特性について検討した。

キーワード：SCP 工法，埋め立て，遠心模型実験，極限平衡法，FEM 解析

* 地盤・構造部 地盤研究領域 地盤改良研究チーム
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5055 Fax：046-841-8098 e-mail：takahashi-h@pari.go.jp

1. まえがき

1.1 研究の背景と目的

四方が海に囲まれ、国土の大部分が山岳地帯であるわが国では、河口付近に広がるわずかな平野部の土地に人口が密集し、都市を形成している。1960年ごろに重工業関連施設の建設が多くなされた時代においては、都市部において新たな広い土地を確保することは難しく、沿岸海域の埋め立てが進んだ。1970年ごろになると、さらに沖合いの海域に埋立人工島が建設されるようになり、火力発電所やコンテナ埠頭などの建設が多く行われた。1980年代以降になると、沿岸海域の埋立地は上記施設以外にも利用されるようになり、居住空間や商業空間、海上空港等として活用されている。このように時代とともに利用形態は変化してきたが、沿岸海域の埋立地としての利用は常に注目されてきた。将来においても、より沖合いへと埋立展開がなされることが確実である。

沿岸海域において埋立地が建設される場所は河口付近の軟弱な沖積層であることが多く、軟弱層が厚く堆積しているのが一般的である。このため、埋め立てによって生じる地盤の変形や破壊、圧密沈下などの地盤工学的問題が山積している。これらの問題への対処法として多く用いられてきたのが、軟弱な地盤を改良することである。载荷に伴う地盤変形量を低減し、破壊に対する安定性を高めることを目的として、多くの地盤改良技術が開発されてきた。その中で、最もよく利用されている技術にサンドコンパクションパイル工法（Sand Compaction Pile Method, 締固め砂杭工法）（以下、SCP工法）が挙げられる。これは、軟弱地盤に大口径の砂杭を締固めて打設することにより、地盤のせん断抵抗力を増大させ、粘土層の圧密を増進させる工法である。この工法は1960年ごろに技術先行的に開発されたが、その信頼性の高さ、コストパフォーマンスの良さ、自然砂を用いることによる環境負荷の低減等を理由に施工量は増大の一途を辿っている。この期間、施工機械および施工技術、施工システムは著しく発展し、現在では、海面下70mの大深度に及ぶ軟弱地盤へも施工が可能となっている。

一方で、SCP工法を施された地盤の挙動については、本格的な理論研究がなされないままに現場に適用されている。本工法が適用された地盤は砂杭と粘性土で形成された複合地盤であり、その変形や破壊過程は複雑である。このため、設計において基本となる安定性評価方法ですら手探り状態であった。施工実績が増えるとともに、この工法に対する実験や解析的な研究が本格化し、安定性に関する研究は1970年代～1990年代前半にピークを迎

えている。1990年代からは、変形問題や耐震・液状化抑制効果、環境問題などの研究が増えている。安定性評価方法の研究過程を見直すと、村山朗郎博士が仮定した滑り面上でのせん断抵抗力の考え方が基礎となり、他の多くの研究者による成果が加わって現在の安定性評価手法へと発展している。しかしながら、過去に実施された模型実験における地盤変形図や砂杭の破壊写真などを見直すと、盛土や埋め立てによる偏載荷重が改良地盤に作用する場合には滑り面が観察された事例がない。このことから、滑り面を仮定せずに実現象を忠実にモデル化するようなまったく新しい安定性評価手法の開発が着想される。さらに近年では、経済的観点から地盤改良率を低減したり、改良範囲を縮小することが試みられている。これは、地盤改良に要する費用が全体工費に占める割合は一般的に高く、改良率や改良範囲を縮減するメリットが大きいためである。改良率や改良範囲を縮減すると当然のことながら地盤安定性は低下し、変形量も大きくなる。実際に改良範囲を縮減したことによって、施工時に比較的大きな変形が生じた事例も報告されている。このため、安定的に施工を実施できるという実績を有する現在の安定性評価手法だけに頼るのではなく、より精度の高い安定性評価手法の開発を行うことが重要と考える。

現在では、地盤構造物に対しても変形照査型の性能設計法の導入が急がれており、SCP工法に関しても同様の動きがある。このため、改良地盤の安定性を評価するのみでなく、改良域の破壊過程を詳細に把握し、限界状態に至る地盤の変形量を推定できることが重要になってきている。なお、本研究における破壊や限界状態などの定義については次節にまとめている。ここでは、SCP改良地盤を設計することを想定して、変形照査による性能設計法を行う利点について考えてみる。改良地盤が盛土や埋立土によって载荷されると地盤の変形量は増し、载荷荷重と変形量の関係は非線形である。改良地盤を载荷した場合の荷重～変位関係の概念図を図-1.1に示す。図には、非排水条件下で载荷した場合と排水を許して载荷した場合の荷重～変位関係を例示している。排水を許す場合には地盤強度が増すために、荷重に対する変位勾配を無限大にしていない。砂杭と粘性土の複合地盤では排水が速いために、盛土や埋立载荷時における荷重～変位関係は排水を許した関係に近いと考えられる。改良地盤の安定性を評価する場合、粘土層は完全非排水状態であると仮定して限界状態に達する荷重を求め、安全率で除して設計荷重とすることが多い。このため、粘土層を完全非排水とした限界状態に達する荷重は最も安全側の値であり、いわば設計荷重の下限值と言えるものである。こ

れに対して変形照査による性能設計法の場合、有限要素法解析などを用いて荷重～変位関係を予測し、構造物の性能を満足する許容変形量を超えないように設計荷重が決められる。この荷重は粘土層における排水による強度増加を考慮しているために、非排水として求めた設計荷重よりも大きくなる場合が多い。将来の設計体系としては、非排水を仮定した数値解析によって設計荷重の下限値を設定し、より効率的な設計を行うケースでは、粘土層の排水による強度増加を考慮した変形照査によって設計荷重を求めるシナリオが考えられる。変形照査を適切に行うためには、SCP改良地盤の破壊過程を把握し、限界状態に至る地盤の変形特性を精度よく評価できることが必要不可欠である。

これらの背景を踏まえ、本研究では初めに、遠心模型実験装置によってSCP改良地盤を模した砂杭と粘性土の複合地盤に対して埋立荷重実験を実施した。中・低改

良率の地盤や砂杭を粘土層内に留めた改良地盤に対して荷重実験を行い、幅広い条件下で改良地盤の変形特性を調べる。次に、有限要素法解析を利用した数値シミュレーションによって改良地盤の破壊挙動を再現し、より詳細な改良地盤の破壊過程を調べる。さらに、模型実験や数値シミュレーションにおいて明らかとなった挙動特性をモデル化し、極限平衡解析法を用いた安定性解析手法を提案する。この手法による計算精度の高さを検証し、現在の安定性評価手法以外の評価手法を検討することの重要性を示す。最後に、破壊過程における限界状態での地盤変形量についても議論を広げる。ここでは、土・水連成の有限要素法解析を実施し、限界状態に至る地盤挙動を再現し、限界状態における変形量に対する計算精度の検証を行う。また、変形モードの違いが変形特性に与える影響についても検討する。

1.2 地盤の破壊過程について

地盤上に岸壁を築造して背後を埋め立てる場合のように、地盤全体を部分的に荷重して破壊に至らしめる過程を考える。荷重時における荷重（例えば埋立荷重）と地盤変形量（例えば岸壁下の原地盤の水平変位）の関係の概念図を図-1.2に示す。初めに、図(a)のように荷重中に地盤の強度が増加しない場合を想定する。荷重の初期段階では地盤は弾性挙動を示して、荷重～変形量の関係はほぼ線形的となる。荷重が進むに連れて地盤が局部的に塑性化し始め、荷重～変形量の関係も非線形的となる。さらに荷重を進めると、荷重に対して地盤がそれ以上の抵抗力を発揮できずに変形量は急増し、グラフ上で荷重～変形量の勾配はほぼ0となる。この場合、変形量は大幅に大きくなり、被害は甚大となる。本研究では、変形

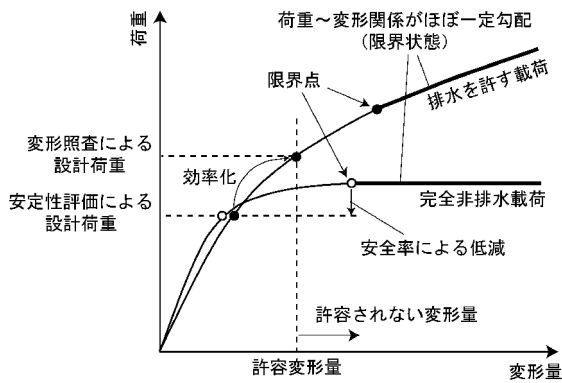
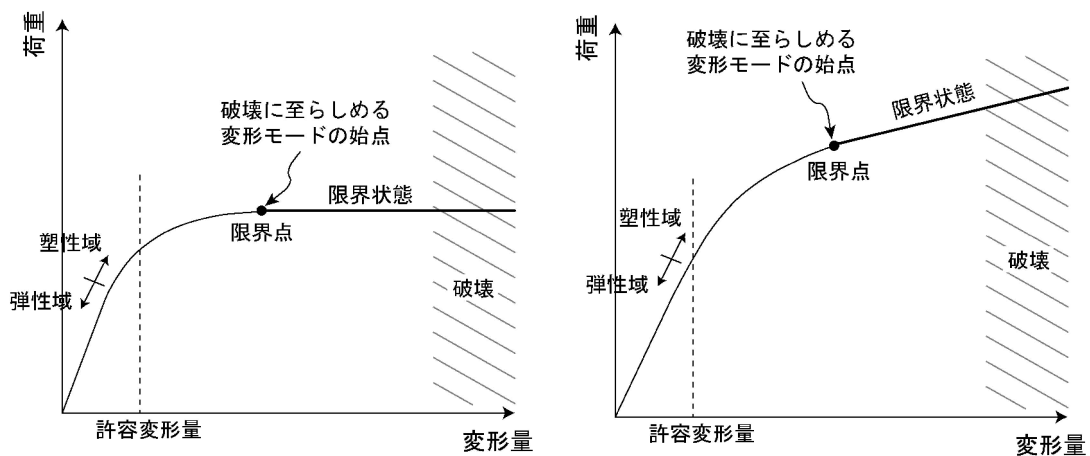


図-1.1 荷重と変位関係の概念図



(a) 強度増加しない場合

(b) 強度増加する場合

図-1.2 破壊過程の概念図（荷重～変形の関係）

量が構造物の寸法に比して大幅に大きく、除荷しても変形が戻らないような不可逆的な挙動を破壊と定義する。また、破壊という終局状態に至らしめる支配的な変形モードが出現した点を限界点と定義し、限界点以降の地盤を限界状態と定義する。限界状態において地盤強度が増加しない場合、グラフ上で荷重～変形量の関係はほぼ水平な直線となる。一方、実際の地盤では、載荷中に粘性土で排水現象が生じたりして図(b)のように強度が増加することも多い。このような場合でも、破壊に至らしめる変形モードが出現すると、この変形モードが卓越していると荷重～変形量の関係に急変が生じずにグラフ上で直線的になると考えられる。そこで、強度増加する場合においても、破壊に至らしめる変形モードが生じた点を限界点とし、荷重～変形量の関係で後半の直線部を限界状態とした。

このように破壊過程を考えると、地盤全体の破壊への始点である限界点は地盤の安定性を評価するための重要なパラメータであり、限界状態での変形モードや変形特性は安定性を推定する上で重要なファクターである。そこで本研究では、破壊への始点である限界点、地盤を破壊に至らしめる変形モード、限界状態での変形特性を中心に議論を進める。

1.3 論文の構成

上述のような研究の背景と目的を踏まえ、実験的および解析的アプローチによって砂杭と粘性土の複合地盤での破壊過程を追究する。本論文は図-1.3に示した流れで構成されており、各章の概要は以下のとおりである。

第2章では、SCP工法の概要や過去の研究事例などについて述べている。まず、SCP工法の原理や改良効果、低コスト化への取り組み、その施工事例などについて示している。また、改良地盤の安定性に関する過去の研究事例について調査を行い、現行設計法についても概説している。

第3章では、遠心場で実施した砂杭と粘性土の複合地盤への埋立載荷実験について述べている。まず、SCP改良地盤を模擬した地盤の作製方法、埋立載荷実験の方法、改良地盤の物性などについて整理している。そして、種々の改良率、改良範囲、杭径で埋立載荷実験を行い、限界状態に至る地盤の変形挙動について実験的に検討している。大型の遠心模型実験装置を用いていることや、過去では例が見られない現場に近い改良率(50%)での載荷実験にも挑戦していることも本研究の特徴である。さらに、模型地盤を想定した断面で円弧滑り計算を実施し、パラメトリックに土質パラメータを変化させて実験結果

と計算結果を比較している。

第4章では、有限要素法解析を利用した数値シミュレーションによって埋立載荷実験を再現し、複合地盤である改良地盤の破壊過程について詳細に検討している。一般的には変形問題に多用される有限要素法解析によって地盤の破壊過程を再現しているという点も本研究の特徴の1つである。遠心模型実験では得られない詳細な地盤内応力特性などを基に、SCP改良地盤の破壊過程を明らかにしている。さらに、種々の地盤強度や改良条件が地盤挙動へ与える影響について調べている。

第5章では、模型実験や数値シミュレーションの結果を踏まえてSCP改良地盤で想定される変形モードを整理し、種々のモードを考慮した極限平衡法による数値解析手法を提案している。提案手法による計算結果を模型実験や数値シミュレーションでの挙動特性と比較することによって、提案解析手法の妥当性を検証している。また、地盤強度や改良条件の安定性への感度分析を行い、種々の地盤・改良条件が安定性に与える影響について検討した。盛土や埋立荷重が作用するSCP改良地盤での安定性評価式に多種の変形モードを適用した例は過去になく、本研究成果は現行の安定性評価手法へ一石を投じるとともに、高度な安定性評価手法への礎になると期待している。なお、この提案解析手法は粘土層を非排水状態とした場合の安定性評価であるために設計荷重の下限値を算出することとなる(図-1.3参照)。つまり、この安定性評価のみを行う設計は、低次の性能照査と言える。

第6章では、地盤の破壊過程における限界状態での地盤変形特性を調べるために、土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を実施している。模型実験と比較して、限界状態における変形特性の計算精度を検証している。有限要素法解析では、4,5章のように粘土層を非排水状態として求めた設計荷重を超えても変形量が有限値に収まるケースを示し、変形照査による性能設計の有益性を説いている。砂杭と粘性土の複合地盤における限界状態での変形量について検討した例はほとんどなく、変形照査による性能設計法を行うための重要な基礎研究と考える。なお、土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を用いて変形照査を行うことによって、設計荷重は粘土層を非排水として求めた設計荷重の下限值よりも一般的に大きくなり、より効率的な設計が可能となる(図-1.3参照)。このため、安定性評価に加えて変形照査を行う設計は、高次の性能照査と言える。

第7章では、結論として本論文で得られた成果を取りまとめている。

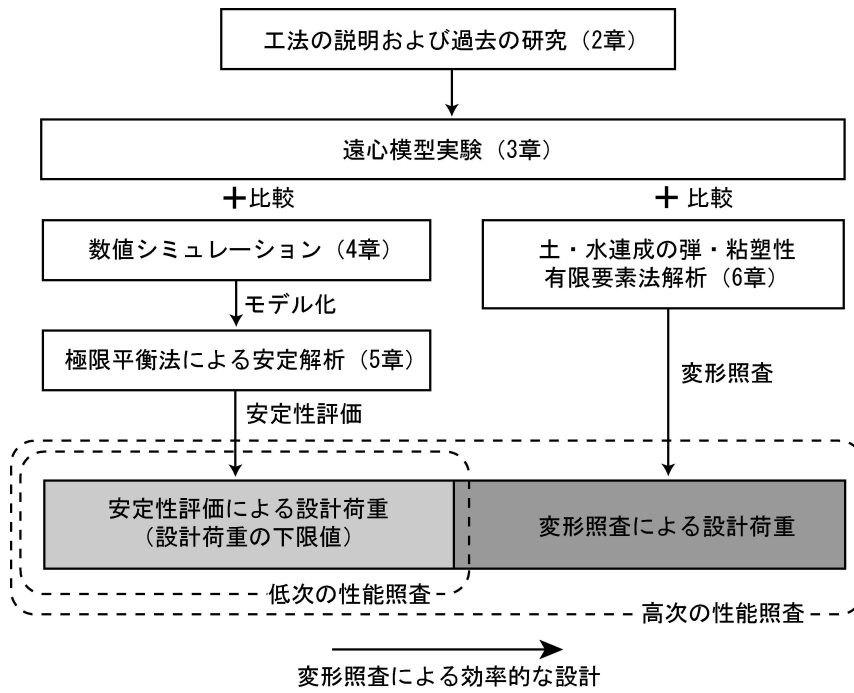


図-1.3 論文の構成および流れ

2. サンドコンパクションパイル工法に関する過去の研究 と現行設計法

2.1 概説

サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法）は、締め固めた大口径の砂杭を軟弱粘土層に打設することによって地盤のせん断抵抗力を増大させるとともに、粘土層の圧密を増進させる工法である。SCP工法を適用することによって、支持力の増大や滑り破壊の防止、側方変位の抑制、地盤の安定性の向上、圧密沈下量の抑制などを期待できる。近年では、砂地盤に対してもSCP工法が適用されており、液状化対策工法としても用いられている。

SCP工法は技術先行的に発展してきたために、多くの施工実績を有しているにもかかわらず、改良地盤の安定性や変形挙動に関しては未解明な点が多い。これは、SCP改良地盤が特性の大きく異なる砂杭と粘土層によって形成されており、複合地盤として複雑な地盤挙動を示すためである。また、砂杭を締め固めることによって杭間の粘土層や周辺粘土層を乱すことも地盤挙動を複雑にする大きな要因である。現場での地盤の安定性を評価するという点で現行設計法は大きな役割を果たしてきたが、地盤挙動の解明とともに設計法についても更なる検討が必要であろう。

本章では、初めにSCP工法の概要と施工方法について述べる。また、現場では改良率や改良範囲の削減に取り組まれており、より精度の高い安定性評価手法の必要性について述べる。次に、SCP改良地盤の安定性に関する過去の研究を取りまとめ、SCP改良地盤の安定性評価手法がどのように検討されてきたのかを調査した結果を示す。最後に、現行設計法について説明し、その計算結果の特徴について述べる。

2.2 SCP工法の概要

(1) SCP工法の施工目的と方法

a) 施工目的

SCP工法は、軟弱粘土地盤や緩い砂地盤に対して振動等によって締め固めながら砂杭を造成する地盤改良工法である。SCP工法を含めて、我が国でよく用いられる地盤改良工法とその改良原理の一覧を表-2.1に示している。表に示すように、改良原理で地盤改良工法を分類すると、置換、圧密、締め固め、固結、載荷圧低減の6種類となる。SCP工法は置換と締め固めに属する。強制的に軟弱地盤全体を置換する方法や予め地盤を締め固める方法、載荷圧を低減する方法などの古典的な地盤改良工法に続き、1960

年代から用いられているSCP工法は高度な施工技術が必要な近代的な地盤改良工法と言える。

軟弱層に締め固めた砂杭を打設することで、軟弱層が粘土層の場合には粘土と砂杭の複合地盤として強度増加を期待でき、軟弱層が緩い砂地盤の場合には密度増加による地盤強度や液状化強度の増大を期待できる。SCP工法の主な改良効果をまとめると図-2.1のようになる。粘土地盤へ適用する場合と緩い砂地盤へ適用する場合で、改良効果は大別できる。SCP工法を粘土地盤へ適用する場合の改良効果としては地盤強度の増加や沈下量の低減、受働土圧の増加、主働土圧の低減、杭や矢板への水平抵抗力の増加などが挙げられる。SCP工法を緩い砂地盤へ適用する場合の改良効果としては地盤強度の増加や沈下量の低減、液状化の抑制などが挙げられる。本研究では、地盤強度の増加を目的とした粘土層に対するSCP工法を対象としている。

b) 施工実績

SCP工法は、我が国で開発されて発展した地盤改良工法である。1957年に「ハンマーリングコンポーザー工」（建設省、1957）として開発され、1966年には「強制置換工法」（運輸省、1966）として海上工事にも適用されるようになった。その後、施工機械および施工技術、施工システムは著しく発展し、現状で施工可能な最大深度は約70mに達している。図-2.2に示すように1970年代から急激に総施工量が増大し、2001年における国内の施工量は $\phi 700$ mmの砂杭に換算して350,000 kmにも達している。SCP工法は施工後の環境への負荷が小さく、高品質・低価格であり、多くの施工実績を有しているため、今後も主要な地盤改良工法として利用されると考えられる。また、近年では砂質土以外の改良材として鉄鋼スラグや再生砕石、造粒石炭灰などのリサイクル材も用いられるようになり、その有用性は高まっている。

安定性の向上や、支持力の増大、沈下量の低減、土圧軽減、液状化抑制などを主目的として、SCP工法が陸上や海上に適用された例を図-2.3と図-2.4に示す。陸上においては、盛土、ビル・工場などの建築構造物、橋台、河川堤防などに対して、それらの下部軟弱層を改良することを目的として用いられている。また、トンネルなどの地下構造物の周辺地盤に対しても適用されている。海上では、防波堤や岸壁、栈橋などの下部地盤に多く用いられている。本研究では、重力式岸壁下部にSCP工法を適用する断面（図-2.4(d)参照）を検討対象としている。ただし、埋め立てや盛土築造を行う他の構造物においても載荷状況は類似しており、研究成果は他の構造物にも広く適用できる。

表-2.1 地盤改良工法と改良原理の一覧（運輸省，1999 に加筆修正）

改良の原理	工学的的方法	工法例	導入時期																		
			1930	1940	1950	1960	1970	1980	1990	2000											
置換	掘削による置換	液流置換工法																			
	強制的置換	サンドコンパクションパイル工法					1966														
圧密	予備圧密	プレローディング工法		1928																	
	パーティカルドレーンによる圧密促進	サンドドレーン工法				1952															
		パックドレーン工法							1967												
		ボードドレーン工法							1963												
	脱水	ディープウェル工法			1944																
		ウェルポイント工法					1953														
		真空圧密工法								1971											
化学的脱水	生石灰パイル工法						1963														
締固め	脱水/締固め	置換と振動による締固め					1957														
		グラベルコンパクションパイル工法					1965														
	振動締固め	パイプロローテーション工法					1955														
	衝撃締固め	動圧密工法							1973												
固結(添加剤)	攪拌混合	浅層混合処理工法							1972												
		深層混合処理工法								1974											
	噴射混合	噴射混合工法								1981											
載荷圧低減	荷重分散	敷そだ工法																			
		シート，ネット敷設工法						1962													
		サンドマット工法																			
	表層固化処理工法								1970												
荷重の均衡	押え盛土工法																				

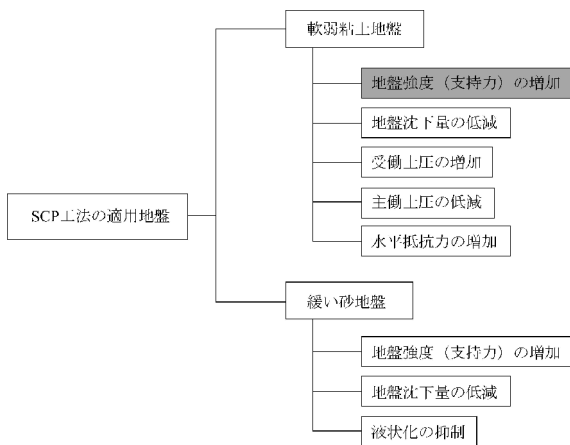


図-2.1 SCP工法の改良効果 (Kitazume, 2005 に加筆修正)

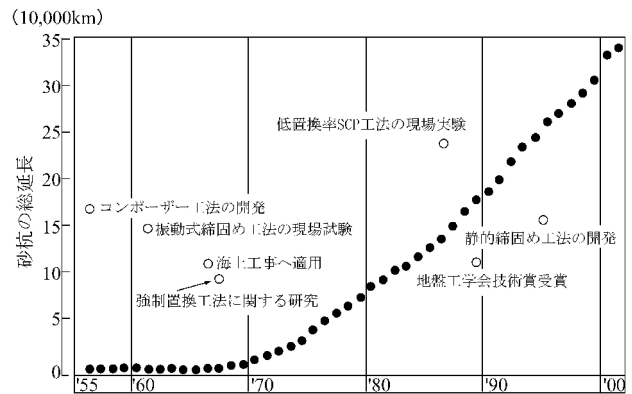


図-2.2 SCP工法の施工量(φ700mmの砂杭に換算)*

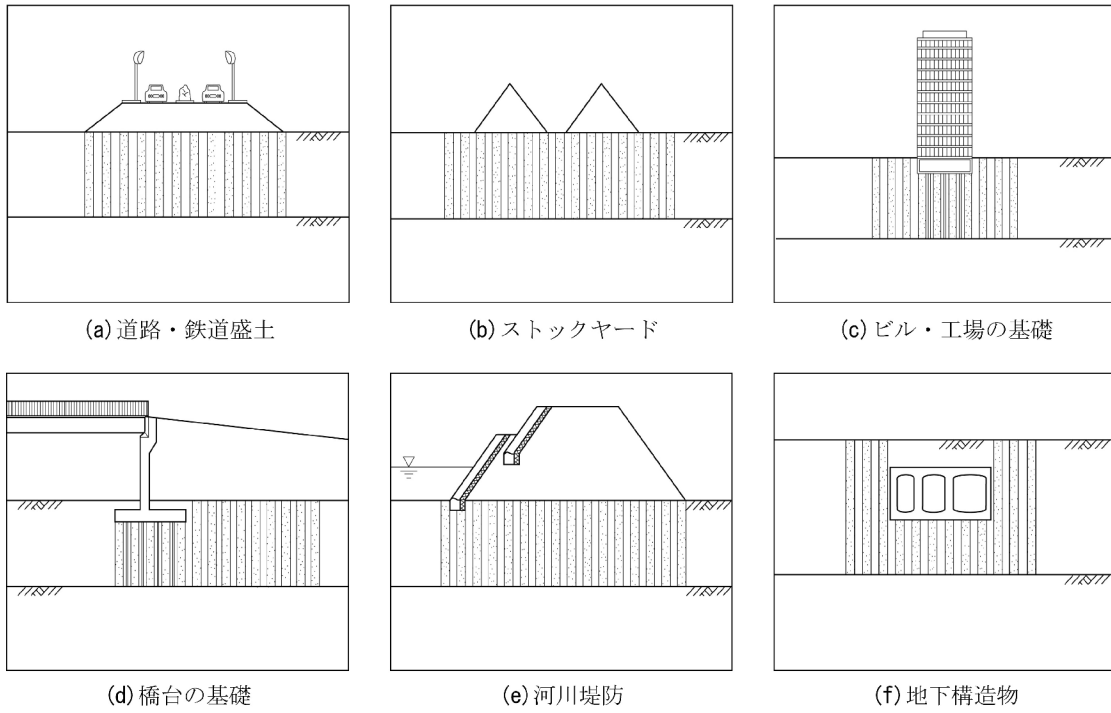


図-2.3 陸上工事への適用事例 (Kitazume, 2005 に加筆修正)

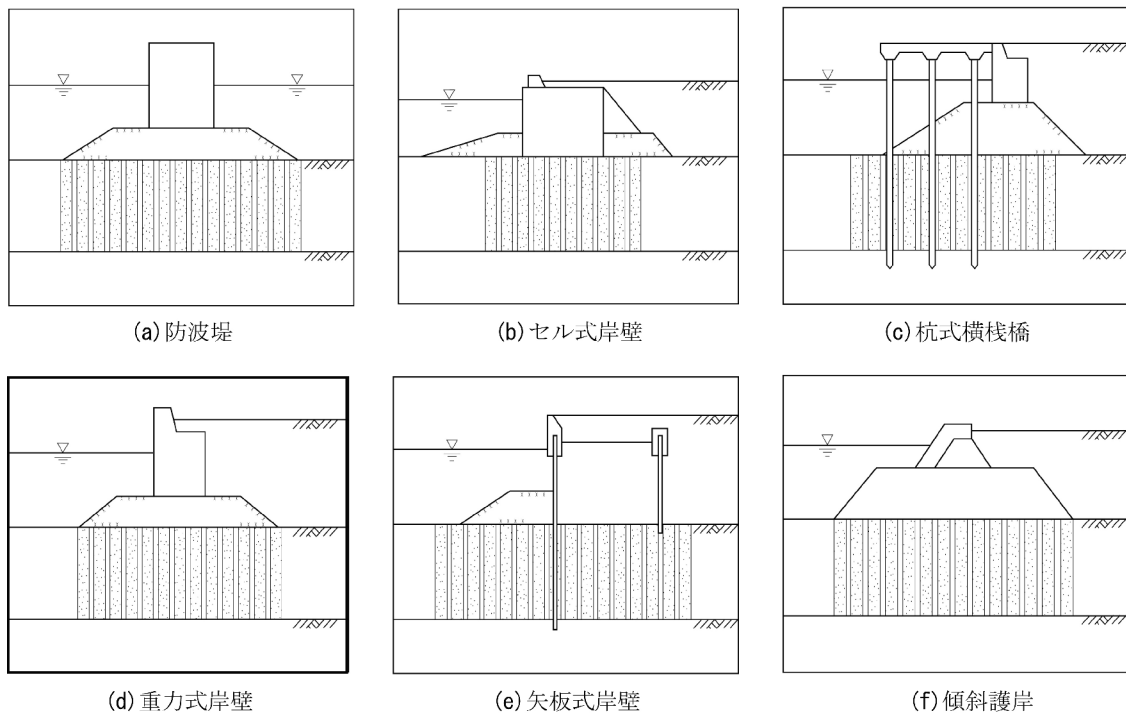
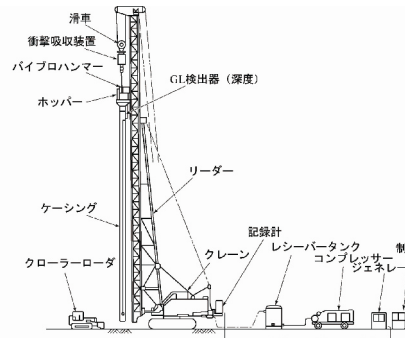
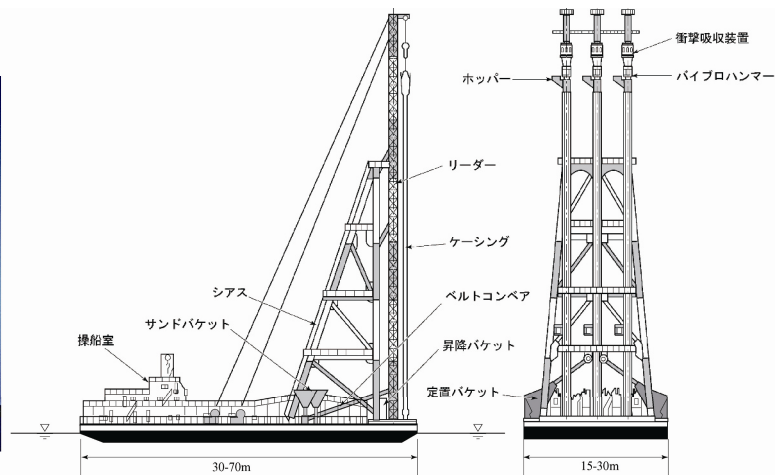
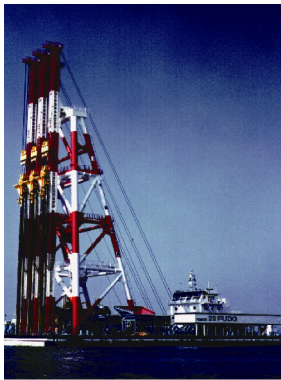


図-2.4 陸上工事への適用事例 (Kitazume, 2005 に加筆修正)



(a) 陸上工事用



(b) 海上工事用

図-2.5 SCP 施工機械*

c) 施工方法

主要な SCP 工法の施工方式には、大別して「落錘締固め式 (Hammering compaction technique)」、「振動締固め式 (Vibrating compaction technique)」、「静的締固め式 (Static compaction technique, non-vibrating compaction technique)」の 3 種類がある。初めに開発された施工方式は錘を落下させて砂杭を締固める落錘締固め式であったが、施工機械の損傷や、高品質な砂杭造成の難しさ、衝撃騒音など多くの問題があり、現在ではほとんど使われなくなっている。その後、多くの施工に用いられていた方式は、振動機を用いて砂杭を締固める振動締固め式である。この方式の開発によって施工能力が大幅に向上し、砂杭造成の自動管理や水中施工が可能となった。この方式は陸上工事と海上工事の両方に用いられており、さらに「鉛直振動締固め式」、「鉛直・水平振動締固め式」、「先端の振動装置による方式」の 3 種類に細分化できる。落錘締固め式ならびに振動締固め式に次いで開発された方式が静的締固め式である。この方式では、ケーシングパイプを回転させながら貫入・引き抜きを行って砂杭を締固めるために、振動や騒音が発生しにくい。現在では、陸上工

事においてはほとんどこの工法が用いられており、海上工事においてもその使用が増えている。

陸上と海上で用いられる SCP 施工機械を図-2.5 に示している。一般的に陸上工事ではφ400～500 mm のケーシングパイプを用いるため砂杭の造成径はφ700 mm 程度の場合が多く、海上工事ではφ800～1200 mm のケーシングパイプを用いるため造成径はφ1000～2000 mm 程度の場合が多い。図-2.6 には、最も施工実績が多い振動締固め式（鉛直振動締固め式）の施工手順を示している。施工手順は以下のとおりである。

- i) ケーシングパイプを施工位置へ移動させる。
- ii) ケーシング上部の振動装置によって振動させながらケーシングパイプを地盤内へ挿入する。また、ケーシングパイプを挿入しながら、パイプ上部からパイプ内に砂を投入する。
- iii) 所定の深度（設計深度）までケーシングパイプが到達した後に、ケーシングパイプを約 1 m だけ引き戻し、圧縮空気によって地盤内に砂を供給する。
- iv) ケーシングパイプを鉛直方向に振動させることに

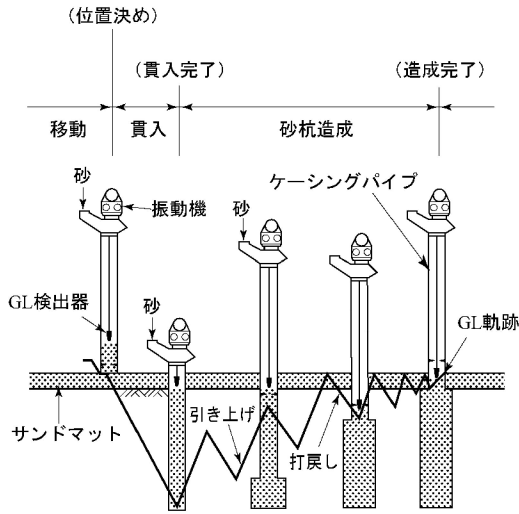


図-2.6 砂杭の打設手順*

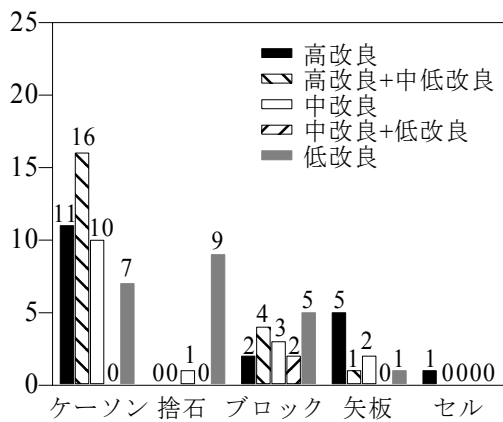
よって、地盤内に投入した砂を締固める。締固められることによって砂杭の直径は増し、その増加量によって締固めの程度を決定する。

- v) 所定の直径に達するまで砂杭を締固めた後に、ケーシングパイプを再び約 1 m だけ引き戻し、圧縮空気によって地盤内に砂を供給する。砂地盤を振動によって締固める。
- vi) ケーシングパイプ内に追加で砂を投入し、砂杭の上端が地表面に達するまで i)~v) の作業を繰り返す。砂杭打設中はケーシングパイプの深度とパイプ内の砂の位置を常に計測し、品質管理を行う。

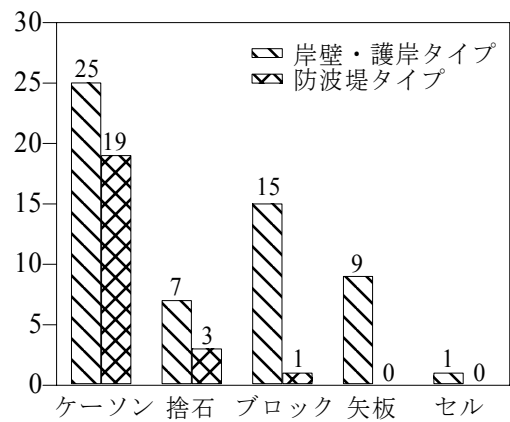
(2) 地盤改良コストの縮減化への取り組み

a) 上部構造物の種別と改良率の関係

神田と寺師（1990）が調べた港湾地域での既往の施工事例の頻度を図-2.7 に示している。これは、1990 年までの全国での港湾事業を対象に SCP 工法の施工事例をアンケート形式で調べたものであり、82 件の事例が検討に用いられている。なお、各事例での施工延長や規模などの施工量は考慮されておらず、施工の件数のみが検討されている。図 (a) には上部構造物の施工頻度を示しているが、防波堤タイプでの施工はケーソン式が圧倒的に多いことが分かる。これは、我が国の防波堤の建設においては、ケーソン式混成堤が好まれるためである。また、護岸・岸壁タイプにおいても約半数近くがケーソン式を採用している。このように、ケーソン式の構造物が全体の施工事例に占める割合は大きい。図 (b) には各上部構造物における改良率の頻度を示しており、高改良率（置換率 70% 以上）、中改良率（置換率 40~70%）、低改良率（置換率 40% 未満）としている。この区分は、現行設計法においてせん断強度表示式の選択に用いられているものであり、境界の数字に物理的な意味はない。また、各事例では必ずしも単一の改良率で施工されておらず複合断面も多い。図に示すように、ケーソン式では高改良率の施工が相対的に多いが、捨石やブロック式では低改良率や中改良率の施工も行われていることが分かる。このように、ケーソンなどの重力式壁体を有する構造物を建設する場合、高改良率で SCP 工法を用いるのが一般的であった。低改良率とする場合は、局所的な箇所の安定性確保や不同沈下の軽減のみを目的に行う場合が多く、高改良率の SCP 工法と組み合わせた事例が多い。また、低改良率の工法



(a) 上部構造物



(b) 改良率

図-2.7 上部構造物と改良率の施工頻度（神田と寺師，1990 に加筆修正）

のみで地盤改良を行う事例は、改良地盤への載荷荷重が小さい傾斜護岸などに限られてきた。

b) 改良率の低減化

i) 現場載荷試験による検討

a) で述べたように、防波堤や岸壁の建設においては高改良率を基本とするケーソン式のものが占める割合が高かったために、経済的観点からケーソン式構造物における低改良率の工法を適用することへの潜在的な需要が大きかった。このために、1980年代後半から多少の変形を許容するケーソン式構造物に対して低改良率SCP工法を適用する試みが行われた。旧運輸省は3年間にも及ぶ現場破壊実験を実施し、低改良率（置換率25%）のSCP工法の破壊特性ならびに応力分担機構などについて調べている（柳生ら, 1989; 岡田ら, 1989）。現場破壊実験では、図-2.8に示すように軟弱な沖積粘土層（ $q_u = 4.9 \sim 58.8 \text{ kN/m}^2$ 程度）に対してSCPを低改良率となるように打設した後に、鋼製ケーソンによって載荷した。地盤への載荷は2段階に分けられ、1回目の載荷はケーソンに注水することによって行われ、2回目の載荷はケーソンに中詰め砂、鋼製水槽に水を投入することによって行われた。ケーソンからの載荷圧力は1回目の載荷で 33.3 kN/m^2 、2回目の載荷で 106.6 kN/m^2 であった。

ケーソンの荷重～沈下曲線における初期直線と後期直線の交点を極限状態の載荷圧力とすると、 103.9 kN/m^2 程度であった。寺師ら（1990）は現場試験での断面を対象として円弧滑り計算を行っており、円筒形の滑り面を仮定した計算において応力分担比を $n = 3 \sim 4$ とすると極限状態での安全率がほぼ1.0となることを示した。図-2.9には、地盤の破壊挙動を観察するために、地盤の水平変

位量の深度方向差分を示している。差分が大きい深度はせん断変形が大きいことを表しており、ここで滑り破壊したと推定できる。図に示すように、K1線ではせん断変形が明確に卓越している深度があり、滑り面が生じたことが推測される。K2～K4線においてもK1線ほど明確ではないがせん断変形が卓越している深度があり、滑り面が生じたと推測される。これらの滑り面はほぼ円弧状であった。また、滑り破壊していると考えられる深度は最小安全率となる円弧滑り計算ともほぼ一致していた。上記の知見以外にも、この現場試験によって複合地盤の安定問題に関して多くの知見が得られ、設計法やその後の研究に多大な影響を与えた。

ii) 遠心模型実験による検討

寺師ら（1990）は、遠心模型実験によって低改良率SCP改良地盤の破壊特性を調べた。図-2.10に示すように、深度方向にせん断強度が増すカオリン粘土層に対して改良率が28%となるように締固砂杭を打設し、50gの遠心場で模型ケーソンによって改良地盤を載荷した。改良地盤への載荷は2段階で行っており、水面を急激に低下させることによって模型ケーソンの浮力を小さくして1回目の載荷が行われ、載荷ジャッキで模型ケーソンを一定速度（4.5 mm/min）で下部へ押すことによって2回目の載荷が行われた。

2 ケースの鉛直載荷試験が実施されており、模型ケーソンの荷重～沈下曲線から求めた極限状態での載荷圧力は $56.8 \sim 58.8 \text{ kN/m}^2$ であった。極限状態での模型ケーソン沈下量は3～5 mmであり、ケーソン幅に対して3～5%の鉛直変位量であった。図-2.11には、載荷実験後に模型地盤を掘り起こして砂杭の破壊状況を調べた写真を示

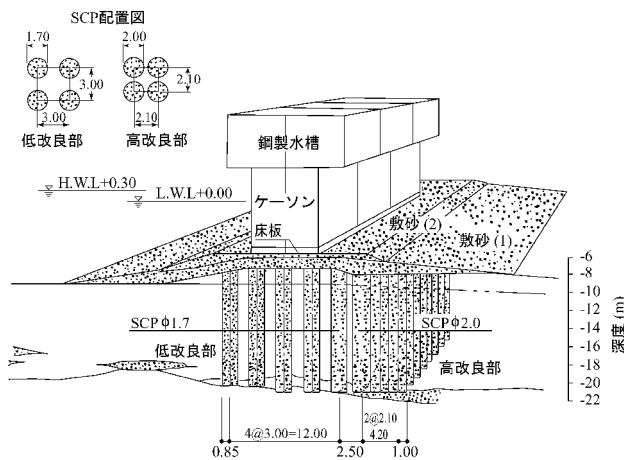


図-2.8 現場試験の概要
(岡田ら, 1989 に加筆修正)

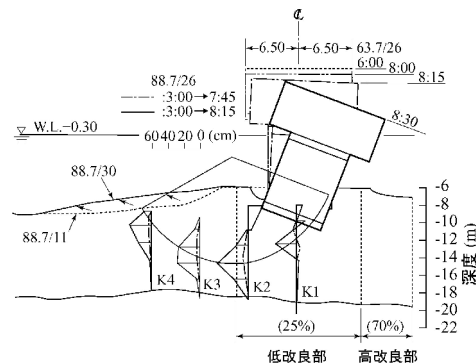


図-2.9 水平変位量の深度方向差分
(岡田ら, 1989 に加筆修正)

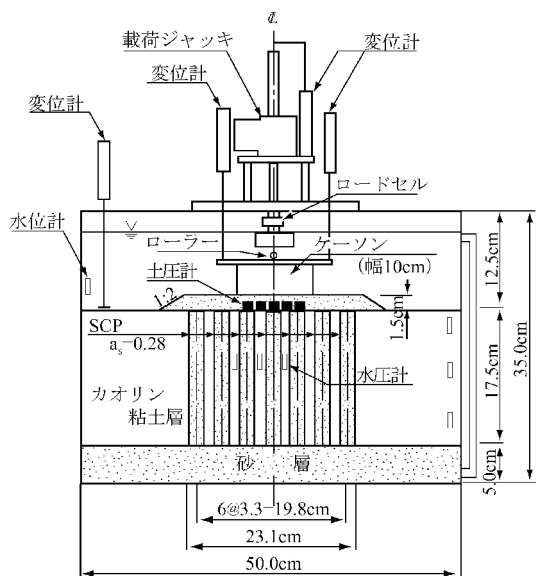


図-2.10 模型地盤の概略図
(寺師ら, 1990 に加筆修正)



図-2.11 改良地盤の破壊状況
(寺師ら, 1990 に加筆修正)

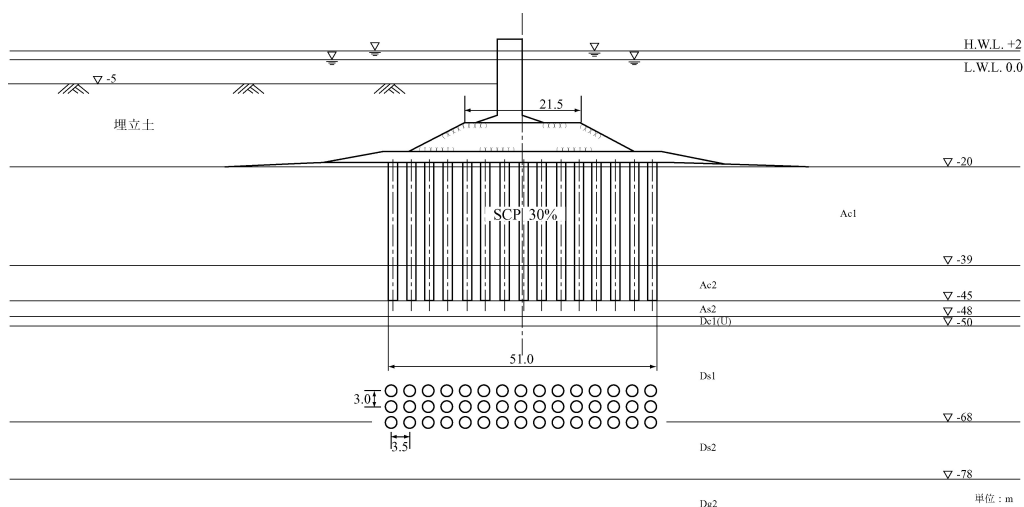


図-2.12 低改良率の SCP 工法適用例 (神奈川県 U 埋立護岸) **

している。図に示すように、くさび状の領域が模型ケーソン下部に現れ、くさび周辺の改良部を水平方向に大きく変位させ、くさび周辺部の砂杭を押し曲げていることが分かる。このように、均一地盤で見られるようには滑り面が地盤全体には広がらず、実験条件内では SCP 改良地盤は全般破壊には至らず局所的な破壊を呈することが示された。さらに、寺師ら (1990) は遠心模型実験での模型断面を対象として円弧滑り計算を行っており、複合地盤のせん断強度を砂杭と杭間粘土の強度の面積平均で表現することによって、遠心模型実験結果をよく説明で

きることを示した。

iii) 現場への適用事例

現場試験や遠心模型実験による検討結果に基づいて、実際の現場においてもケーソン式構造物に低改良率の SCP 工法が用いられた例がある。神奈川県 U 埋立護岸では護岸の安定性ならびに圧密促進を目的として、SCP 工法による地盤改良が低改良率で行われた。施工断面の概略図を図-2.12 に示している。SCP の杭径は $\phi 2$ m で、配置ピッチが杭心間で $3.5\text{ m} \times 3.0\text{ m}$ とされており、地盤改良率は 30% に相当する。この現場では比較的長期間に

わたって段階的に施工が行われていることも助けとなつて、現場での施工は安定的に行われている。

このように現場での施工事例があり、現場実験や模型実験による技術的な検討も進んでいるが、実際には重力式構造物に対して低改良率のSCP工法を用いることはあまり一般的になっていない。この原因としては、公共事業においては常に安全側となるように性能レベルが高い設計（変形を許容しない設計）が必要以上にわれやすいことや、施工実績が少ないことによる設計上の不安感などが挙げられる。さらに、岸壁や護岸タイプの構造物に対して低改良率のSCP工法を適用した場合の地盤挙動の検討が進んでおらず、防波堤タイプでの検討結果をそのまま適用できるかについては不明である。この点も低改良率工法が現場で普及しない原因として挙げられる。そこで、改良率を低減し経済化を図るためには、特に岸壁や護岸タイプの構造物に対して低改良率のSCP工法を適用する場合の検討が必要であると考えられる。また、円弧滑り計算以外にも、より精度の高い安定性評価手法を開発することが低改良率工法の普及に寄与するものと考えられる。本研究では、低改良率SCP工法をケーソン式岸壁に適用した場合の地盤挙動を調べるとともに、円弧滑り計算以外の安定性評価手法を提案することを目的とする。

c) T型SCP工法

i) 工法の概要

b)で述べたように、改良率の低減化については1980年代後半から積極的に検討されてきた。その後の1990年代後半から、経済化を図る他の方法として改良域の縮減化について検討が行われている。この工法についても、多少の変形を許容する防波堤や護岸に対して適用されている。改良域を縮減することによって経済化が図れる他に、工期を短縮できるなどの長所がある。

改良域を縮減する代表的な例としてT型SCP工法があり、従来から用いられている矩形型改良断面における袖下部を未改良とする方法である(図-2.13参照)。T型SCP工法の設計では、円弧滑り計算で安定性評価を行えるという仮定の基に、円弧滑り計算での安全率が確保できる条件内で袖下部を未改良とする。なお、矩形型改良工法よりもT型SCP工法での変形量が大きくなることが実験および現場計測によって確認されており、変形を許容できる構造物に対してT型SCP工法の適用は徐々に増えつつある。

国土交通省近畿地方整備局他(2004)は、T型SCP工法を採用した全国の防波堤や護岸、岸壁に対して調査を行い、粘土層厚と改良域の縮減量との関係を調べている。

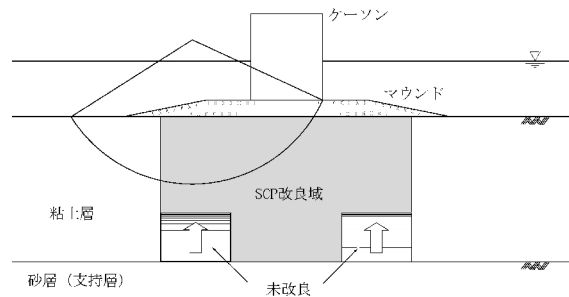


図-2.13 T型SCP工法の概念図

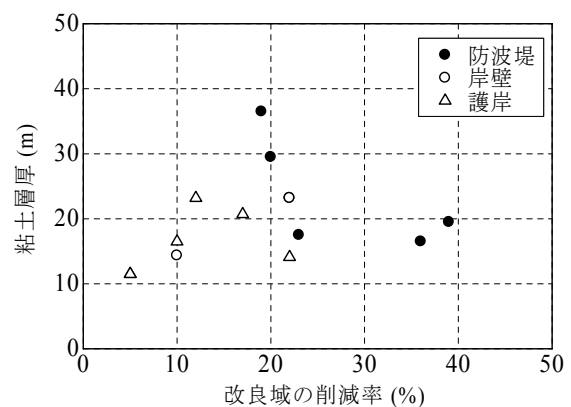


図-2.14 粘土層厚と改良域縮減量の関係 (国土交通省近畿地方整備局他, 2004に加筆修正)

これを図-2.14に示す。ここでは、各事例での施工延長や規模などの施工量は考慮されておらず、施工の件数のみが検討されている。図に示すように、T型SCP工法が採用された防波堤では粘土層厚が16~36mであり、岸壁と護岸では粘土層厚が10~24mであった。これから考えると、広範囲の厚さの地盤に対してT型SCP工法は適用されていることが分かる。また、背後地盤によって傾斜荷重を受ける岸壁や護岸よりも、防波堤において改良域の削減率が大きい傾向があることが分かる。

ii) 現場への適用事例

T型SCP工法の特徴を詳細に検討し施工を行った例として、兵庫県K防波堤が挙げられる(国土交通省近畿地方整備局他, 2004; 田中ら, 2004)。ここでは、安定性ならびに圧密促進を目的として、T型SCP工法による地盤改良が行われた。この防波堤は最も外洋側に面している第一線のものであるが、第一線の防波堤でT型SCP工法が採用されたのはこの事例が初めてであった。施工断面の概略図を図-2.15に示している。図に示すように、防

波堤直下の領域での改良率は50~70%と高く、その脇の領域での改良率は25%と低くなっている。SCPの杭径は $\phi 2\text{m}$ であった。設計段階での検討は円弧滑り計算やFEM計算などで行われており、これらの手法において安定性を確保した設計となっている。

実際の施工は安定的に行われ、地盤の破壊には至っていない。この現場では長期にわたって地盤の変位量が計測された。施工前に実施された数値解析結果では改良断面を矩形からT型に縮減することによって沈下量の増大が見込まれ、実測の沈下量もT型とした場合の計算結果とほぼ整合性が取れていた。改良断面をT型とすることで水平変位も増加することが見込まれた。水平変位に関

しては実測結果と解析結果が定量的には合っていないが、T型にすることによって水平変位が増加するという傾向は一致していた。

T型SCP工法によって改良範囲を縮減し、更に改良率も低減した例もある。図-2.16に示しているのは、愛知県T防波堤での施工断面概略図である。ここでは、安定性向上を目的として、T型・低改良率でSCP工法による地盤改良工事が行われた。SCPの杭径は $\phi 2\text{m}$ 、砂杭配置はひし形で対角線の長さは4.2mと5.0mとされており、地盤改良率は30%に相当する。この現場においても、実際の施工は安定的に行われ、地盤の破壊には至っていない。

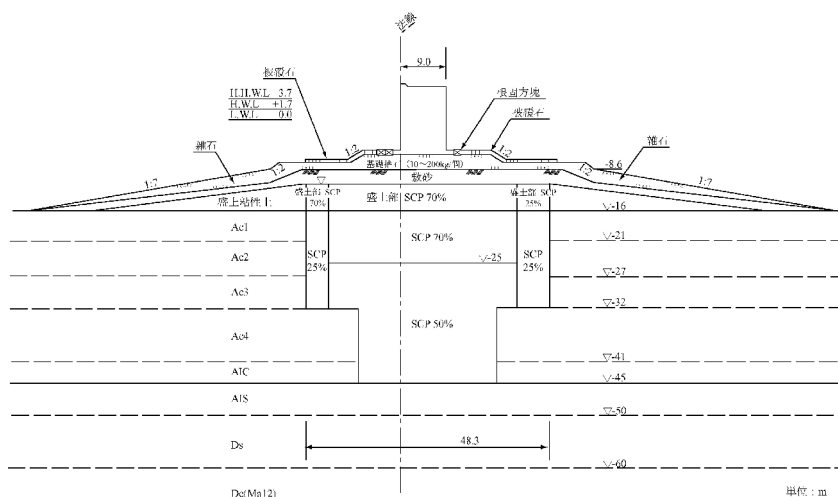


図-2.15 T型SCP工法の適用例（兵庫県K防波堤）**

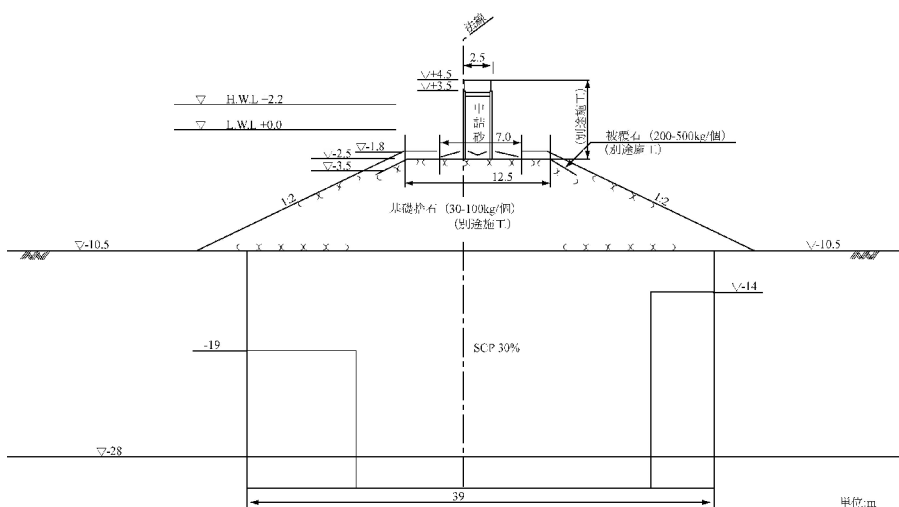


図-2.16 T型SCP工法の適用例（愛知県T防波堤）**

上記のいくつかの施工事例で明らかになった点は、改良断面をT型とすることでケーソン沈下量や地盤の水平変位量が増大するが、地盤全体は破壊に至らないということである。ただし、施工実績が少ないために現場条件によっては必ずしも安定的に施工できるかは不明である。また、円弧滑り計算やFEM解析でT型工法の安定性を精度よく評価できるのかどうかは不明である。このため、より精度よく安定性評価を行うためには、模型実験などによってT型SCP改良地盤の破壊特性を把握し、今後より詳細な検討を加える必要がある。

d) 浮き型SCP工法（未貫通SCP工法）

i) 工法の概要

他の改良範囲を縮減する工法の代表例としては、軟弱層下部の強固な層に砂杭を支持させずに、砂杭を粘土層内に留めた浮き型SCP工法（あるいは、未貫通SCP工法）が挙げられる（図-2.17参照）。現行設計法で用いられている円弧滑り計算によって安定性を評価できると仮定して、安全率が確保できる範囲内で改良深さを浅くする。T型SCP工法と同様に、強固な層に砂杭が支持した着底型SCP改良地盤よりも浮き型SCP改良地盤での地盤の変形量は大きくなる。しかしながら、この工法によると施工費の経済化が図れるだけでなく、施工機械の打設可能な深度を超えるような大深度の軟弱層へも適用できる。また、空域制限があるような場所において、施工機械の高さが制限される現場にも適用できる。

SCP工法と似た工法として、排水効果を期待するサンドドレーン工法（以下、SD工法）がある。SD工法とは、粘土層内に砂杭を打設するがSCP工法のように締固めを伴わないものであり、粘土層の圧密を促進することによって沈下促進および強度増加を図るものである。SD工法が開発されたのは1930年頃と古く、浮き型形式についても検討が行われている。例えば、常陸ら（1994）は、ドレーンの透水性や改良仕様、層厚などの諸因子が圧密速度に与える影響をFEM解析によって調べ、圧密速度を推定する簡便計算法を提案した。これは東京国際空港沖合展開事業に適用されている。このように、支持層に着底していないSD改良地盤での圧密挙動については過去にいくらか検討されてきた。しかしながら、浮き型形式のSCP改良地盤については検討された事例がほとんどない。

他のSCP工法と似た工法として深層混合処理工法（以下、DMM工法）がある。DMM工法とは、石灰やセメント系の固化材を粘土層に供給し、固化処理土による杭を軟弱粘土層内に形成する工法である。DMM工法は固化処理土による排水効果は期待できないが、軟弱粘土層内

に高剛性のパイルを形成して安定性向上と変形抑制を図るという点でSCP工法と共通している。DMM工法でも浮き型形式が検討されており、その安定性および変形挙動に関する研究事例には以下のようなものがある。北詰（1994）は、防波堤を設置し波浪荷重を受ける場合を対象として遠心模型実験を実施している。ここでは、各実験過程において着底型と浮き型形式の改良体に作用する土圧が調べられている。自重圧密過程においては、粘土層の沈下に伴う改良体周辺粘土からの摩擦力が浮き型形式とすることで小さくなり、改良体底部に作用する土圧は大きくならないことを示している。水平荷重の作用時では、局所的な支持力破壊が改良体の滑動破壊や転倒破壊に先行して生じることが観察されているが、現行設計法では局所的な支持力破壊を考慮していないために、設計法による極限水平荷重は実験値よりも大きくなることが示されている。大野ら（2000）は、杭式DMM改良地盤上に盛土を築造することを対象として、模型実験を実施している。ここでは、浮き型形式であっても盛土下部の地盤における側方変位を抑制でき、盛土の即時沈下量や盛土周辺地盤の隆起を低減できることが示されている。軟弱粘土層内に浮き型形式で高剛性の改良地盤が形成されているという点でDMM工法とSCP工法は共通しており、上記のような外部安定問題に関しては浮き型DMM工法での知見が浮き型SCP工法にも適用できる可能性が高い。一方、内部安定問題に関しては、改良体であるセメント改良杭と締固め砂杭の特性が大きく異なるために、DMM工法とSCP工法では特性が異なると考えられる。

ii) 遠心模型実験による検討

浮き型SCP工法は2000年ごろから検討が開始され、著者の研究グループは浮き型SCP改良地盤に対する鉛直載荷時の破壊特性を遠心模型実験で調べた（高橋ら、2005）。実験では、寺師ら（1990）の模型実験と地盤条件および改良条件を類似させて鉛直載荷実験を行い、浮き

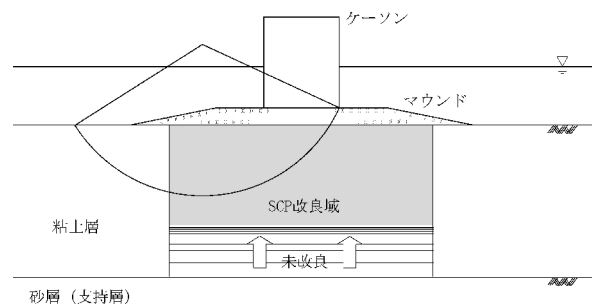
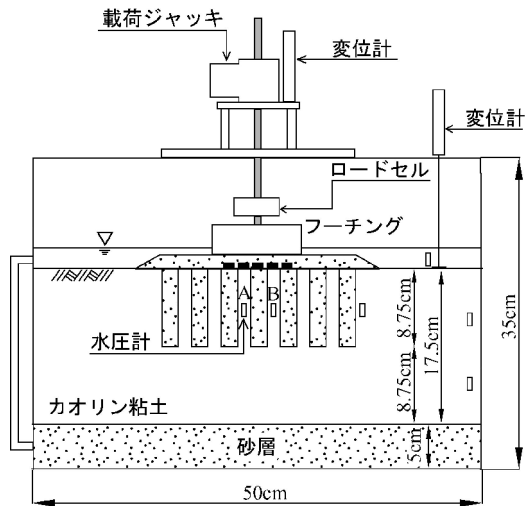


図-2.17 浮き型SCP工法の概念図



(a) 模型実験概略図



(b) 砂杭の破壊状況

図-2.18 浮き型 SCP 改良地盤に対する鉛直载荷実験 (高橋ら, 2005)

型形式とすることによる破壊特性の違いを調べた。模型実験断面を図-2.18(a)に示しており、模型砂杭の長さは粘土層厚の半分である。また、寺師らの実験と同様に、深度方向にせん断強度が増すカオリン粘土層に対して改良率が28%となるように締め付けた砂杭を打設し、50g場で模型ケーソンによって改良地盤を载荷した。改良地盤への载荷は载荷ジャッキで模型ケーソンを一定速度(17.0 mm/min)で下部へ押しすることによって行った。

著者らの研究での定義に従って寺師らの実験での鉛直支持力を求めると約59 kN/m²となる。これに対して、浮き型 SCP 改良地盤における鉛直支持力は約51 kN/m²であった。模型砂杭の長さを半分まで小さくしたのにもかかわらず、鉛直支持力の低下率は14%程度に収まっていた。当然のことながら、地盤条件や改良条件、改良深さなどによって鉛直支持力の低下率は異なるが、この模型実験結果によって浮き型形式であっても地盤の安定化を図れる可能性が示された。図-2.18(b)には、载荷実験後に模型地盤を掘り起こして砂杭の破壊状況を調べた写真を示している。写真から判断すると、くさび状の領域が模型ケーソン下部に現れており、くさび両脇の改良部を水平方向外側に大きく変位させていた。また、浮き型形式においても、均一地盤で見られるように滑り面が全体に広がらず、着底型と同様に全般破壊には至らず局所的な破壊を呈していた。

iii) 現場への適用事例

浮き型 SCP 工法の現場への適用例は少ないが、先駆的に行った施工事例として宮城県のI岸壁がある(北詰ら, 2005; 渡邊ら, 2005)。ここでは、安定性ならびに圧密促進を経済的に施工することを目的として浮き型 SCP 工法

による地盤改良が行われ、浮き型 SCP 工法が重力式岸壁に適用された初めての事例となった。施工断面の概略図を図-2.19に示す。図に示すように、現場での粘土層は約60 mと厚いために、浮き型 SCP 工法を採用することによる地盤改良コストの縮減率は大きい。ケーソン直下での改良率は75%と比較的高く、さらに下部の領域での改良率は25%と低く設定された。SCPの杭径はφ2 mであった。設計段階での安定性や変形量の検討は円弧滑り計算やFEM計算などで行われており、従来から用いられている安定性評価手法の範囲内では地盤安定性を確保した設計となっている。

設計段階から変形量が大きくなることが予想されたため、施工中の変位量が詳細に計測されている。最終の埋め立てが終了した後の測線(岸壁法面から16 m)での水平変位分布を図に示している。SCP改良域および下部粘土層における側方変位分布は海側へ凸型であり、側方変位の最大値は0.3 m程度であった。逆に、基礎捨石(マウンド)より上部においては埋立側へ変位しており、その変位量は天端において0.6 mと最大になっていた。浮き型 SCP 改良地盤を重力式岸壁に初めて適用したこともあり、施工当初から動態観測による入念な情報化施工が行われた(渡邊ら, 2004)。具体的には、計測された水平変位量や沈下量を用いて松尾・川村の方法(1977)や栗本・一本の方法(1977)などで地盤の安定性を逐次評価し、危険な状態に近づくと埋立速度を遅らせて施工を行った。この結果、施工は安定的に行われ、地盤の破壊には至らなかった。

このように、浮き型 SCP 工法に関しては多少の検討が行われ、挑戦的に現場での施工が行われてきた。しかし

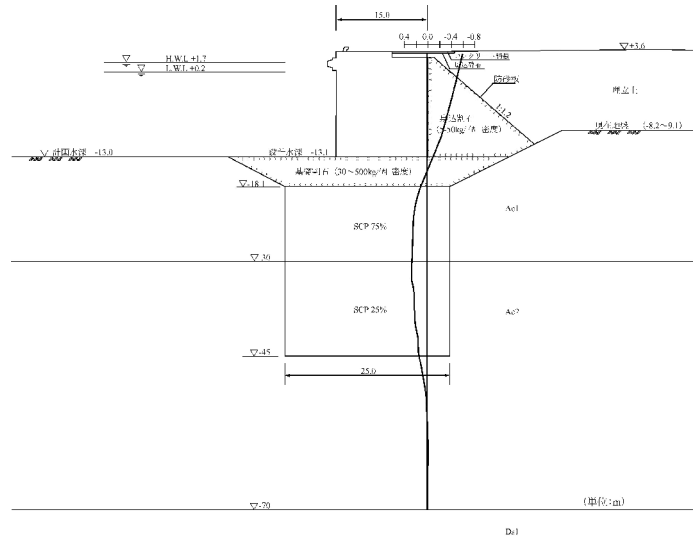


図-2.19 浮き型 SCP 工法の適用例 (宮城県 I 岸壁) **

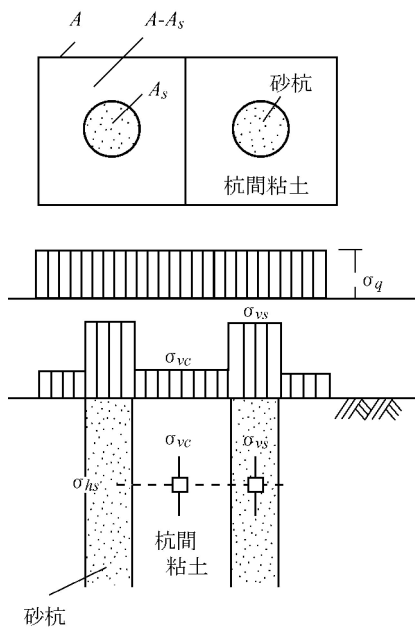


図-2.20 複合地盤表層部の支持力特性

ながら、浮き型 SCP 改良地盤の破壊過程に関してはほとんど現象が解明されていないのが現状である。本研究では、浮き型 SCP 改良地盤に対して埋立載荷実験を行うとともに数値解析を実施し、その改良地盤の破壊過程について検討した。

2.3 改良地盤の安定性に関する過去の研究事例

(1) SCP 改良地盤の安定性評価法に関する検討

岡田ら (1989) や寺師ら (1990) の研究に加え、鉛直載荷時における SCP 改良地盤のせん断強度や安定性評価

手法に関しては数多くの研究が行われてきた。1960 年頃から研究が開始され、SCP 工法の施工量が急激に増大した 1980 と 1990 年代には当研究分野の研究数がピークに達した。ここでは、代表的な研究を幾つか取り上げる。

a) 複合地盤のせん断強度の検討

村山 (1957, 1962) は、粘土層と砂杭の複合地盤の安定性を初めて検討し、大別すると以下の 2 点を示した。

i) 複合地盤の表層部分の支持力

図-2.20 に示すように、鉛直載荷時において砂杭が主働状態にあるとして、砂杭に作用する鉛直応力 σ_{vs} と砂杭から杭間粘土への水平応力 σ_{hs} には以下の関係があるとした。

$$\sigma_{hs} = \sigma_{vs} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \quad (2.1)$$

ここに、 ϕ : 砂杭の内部摩擦角である。

杭間粘土では、鉛直載荷時において砂杭から作用する水平応力 σ_{hs} によって水平方向に圧密変形とクリープ変形が生じるとした。クリープ変形が有限で止まり、杭間粘土が安定する条件を以下の式で与えている。

$$\sigma_{hs} - \sigma_{vc} \leq 0.7q_u \quad (2.2)$$

ここに、 q_u : 杭間粘土の一軸圧縮強度、 σ_{vc} : 杭間粘土に作用する鉛直応力である。杭間粘土が受働状態(式(2.2)で等号の場合)にあると仮定して、式(2.1)と(2.2)から σ_{vs} と σ_{vc} には以下の関係があるとした。

$$\frac{\sigma_{vs}}{\sigma_{vc}} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left(1 + \frac{0.7q_u}{\sigma_{vc}} \right) \quad (2.3)$$

式(2.3)における σ_{vs} と σ_{vc} の比を応力分担比 m と称した。また、鉛直荷重 P と σ_{vc} の関係は以下のように表せる。

$$P = A_s \sigma_{vs} + A_c \sigma_{vc} = (A_s m + A_c) \sigma_{vc} \quad (2.4)$$

ここに、 A_s : 砂杭の断面積、 A_c : 杭間粘土の断面積である。ただし、その後の研究において、網干ら (1971) は杭間粘土を受働状態と仮定すると粘土での水平変位が鉛直変位よりも大きくなるという問題点を指摘している。
ii) 複合地盤の滑り面上のせん断強度

砂杭と粘土層の複合地盤内の滑り面上のせん断抵抗力 T を次式で与えた。

$$T = N \tan \phi^* + c^* (A - A_s) \sec \theta \quad (2.5)$$

ここに、 N : 滑り面に作用する垂直力、 ϕ^* 、 c^* : 砂杭と粘土層が同時に滑動する際の強度定数、 θ : 滑り面と水平面のなす角、 A : 砂杭の水平分担面積である。また、滑り面に作用する鉛直力 V と垂直力 N を次式で与えた。

$$\begin{aligned} V &= A_s \sigma_z \\ N &= V \cos \theta \end{aligned} \quad (2.6)$$

ここに、 σ_z : 土被り圧である。なお、せん断抵抗力 T は、砂杭と杭間粘土が同一のせん断ひずみ (複合地盤として最大せん断応力を発揮する時のひずみ) を示す時の抵抗力としている。

これらの村山の研究は、SCP 改良地盤のせん断強度に関する基本的な研究であると同時に、以降の研究課題の基礎となっている。また、研究の中で用いられた以下の 2 つの仮定は、現行設計法における支持力と安定性評価式にも用いられている。

- A) 応力分担比 (σ_s/σ_c) を一定と仮定してせん断強度を定式化する。
- B) 砂杭と杭間粘土のせん断強度をそれぞれ面積比に応じて配分し、合算した値を複合地盤の平均せん断強度とする。

これらの研究の後、村山ら (1972, 1973) は砂杭の応力～ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析をテーマとして研究を進めたが、土の応力～ひずみ関係の構成則に関する

研究は発展途上であり、理論的な応力分担比が実験や実測値と同程度であることを示す程度に留まっている。

茨木 (1965) は、直接せん断試験によって鉛直応力とせん断強度の関係を求め、砂杭への応力集中を考慮した複合地盤のせん断強度 S_0'' を次式で表した。

$$S_0'' = A_c \tau_{fc} + A_s \tau_{fs} = A_c (c_0 + \sigma_{vc} \tan \phi_c) + A_s \sigma_{vs} \tan \phi_s \quad (2.7)$$

ここに、 τ_{fs} : 砂杭のせん断強度、 τ_{fc} : 杭間粘土のせん断強度、 c_0 : 杭間粘土の粘着力、 $\tan \phi_s$: 砂杭のせん断抵抗係数、 $\tan \phi_c$: 杭間粘土のせん断抵抗係数、 A_c : 杭間粘土の分担面積 ($A - A_s$) である。また、複合地盤におけるせん断変形の過程を弾性応力状態と仮定し、式(2.7)の σ_{vs} と σ_{vc} を次式で表した。

$$\sigma_{vs} = \frac{P_v E_s}{E_s A_s + E_c A_c}, \quad \sigma_{vc} = \frac{P_v E_c}{E_s A_s + E_c A_c} \quad (2.8)$$

ここに、 P_v : 複合地盤の平均鉛直力 ($=\sigma_{vs} A_s + \sigma_{vc} A_c$)、 E_s : 砂杭の弾性係数、 E_c : 杭間粘土の弾性係数である。式(2.8)において砂杭と杭間粘土の弾性係数が分かれば、応力分担比を求めることができるが、弾性応力状態のみで応力分担比を考えることには限界がある。

松尾ら (1967, 1969) は砂杭を含む粘土の供試体 (複合地盤の供試体) に対して三軸圧縮試験などを行い、複合地盤の力学特性について調べた。この研究の中で、せん断特性に関しては以下の 2 点を示した。

- i) 複合地盤の軸差応力

砂と粘土の単体の供試体に対して三軸圧縮試験を行い、軸差応力～軸ひずみ関係において同一軸ひずみ ϵ_1 に対する軸差応力が砂で $(\sigma_1 - \sigma_3)_s$ 、粘土で $(\sigma_1 - \sigma_3)_c$ であったとする。この場合、複合地盤に対して同じひずみ ϵ_1 が生じた場合の複合地盤の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{sc}$ は以下の式で近似できるとした。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{sc} = \frac{\alpha_a (\sigma_1 - \sigma_3)_s A_s + (\sigma_1 - \sigma_3)_c A_c}{A} \quad (2.9)$$

ここに、 α_a は導入された係数であり、非圧密非排水条件では $\alpha_a \cong 1/2$ 、圧密非排水条件では $\alpha_a \cong 1$ とした場合に試験結果とよく合うことを示した。

ii) 砂杭と杭間粘土への鉛直応力

複合地盤のせん断強度に関して、2次元弾塑性問題として厚肉中空円筒の考え方を適用するのは各種現象から判断して問題が多いことを指摘し、試験中の間隙水圧の計測結果からせん断過程中の砂杭と杭間粘土への鉛直応力を次式で提案した。

$$\begin{aligned} \sigma_{vs} &= \left\{ 3 \Delta u_s + (\sigma_{1sc} + 2\sigma_{3sc}) + 3\sqrt{2} A_{as} (\sigma_{1sc} - \sigma_{3sc}) \right\} \\ &\quad / \left\{ (1 + 2K_1) + 3\sqrt{2} A_{as} (1 - K_1) \right\} \\ \sigma_{vc} &= \left\{ \sqrt{2} \Delta u_c + (\sqrt{2} + 6 A_{ac}) \sigma_{1sc} + (\sqrt{2} - 3 A_{ac}) \sigma_{3sc} \right. \\ &\quad \left. - (\sqrt{2} - 3 A_{ac}) K_1 \sigma_{vs} \right\} / \left\{ \sqrt{2} + 6 A_{ac} \right\} \end{aligned} \quad (2.10)$$

ここに、 σ_{1sc} : 複合地盤の最大軸応力、 σ_{3sc} : 複合地盤の最小軸応力、 K_1 : 土圧係数のようなもの ($= \sigma_i / \sigma_{vs}$, σ_i は砂杭を通して粘土に伝わる水平応力)、 Δu_s : 砂杭内の過剰間隙水圧、 Δu_c : 杭間粘土内の過剰間隙水圧、 A_{as} : 砂杭の間隙水圧係数、 A_{ac} : 杭間粘土の間隙水圧係数である。式(2.10)によると、応力分担比 $m (= \sigma_{vs} / \sigma_{vc})$ は 2.5 ~ 6.0 になる。

b) 調査および感度分析による検討

曾我部 (1981) は、SCP 改良地盤のせん断強度の評価式を整理し、せん断強度の評価式を以下の 5 つにまとめている。

$$\tau = (1 - a_s)(c_0 + k z + \mu_c \Delta \sigma_z c_u / p U) + (\gamma_s z + \mu_s \Delta \sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (2.11)$$

$$\tau = (1 - a_s)(c_0 + k z) + (\gamma_m z + \Delta \sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (2.12)$$

$$\tau = (\gamma_m z + \Delta \sigma_z) \tan \phi \cos^2 \theta \quad (2.13)$$

$$\tau = (\gamma_m z + \Delta \sigma_z) \tan \phi_m \cos^2 \theta \quad (2.14)$$

$$\begin{aligned} \tau_s &= (\gamma_s z + \mu_s \Delta \sigma_z) \tan \phi_s \cos^2 \theta \\ \tau_c &= c_0 + k z \end{aligned} \quad (2.15)$$

ここに、

- a_s : 砂杭による置換率
 c_0 : 地表面での粘土のせん断強度 (kN/m²)

- c_u / p : 拘束圧に対するせん断強度の増加勾配
 k : 粘土のせん断強度の深度方向の増加勾配 (kN/m³)
 n : 砂杭と杭間粘土の応力分担比 $n = \sigma_s / \sigma_c$
 U : 上載圧の増分に対する杭間粘土の圧密度
 z : 深度 (m)
 $\Delta \sigma_z$: 鉛直荷重の増分 (kN/m²)
 γ_s : 砂杭の単位体積重量 (kN/m³)
 γ_m : 改良地盤での平均単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_m = \gamma_s a_s + \gamma_c (1 - a_s)$
 θ : 滑り面が水平方向となす角度
 μ_s : 外力増分に対する砂杭への応力集中係数
 $\mu_s = \frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{n}{1 + (n-1)a_s}$
 μ_c : 外力増分に対する杭間粘土への応力低減係数
 $\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n-1)a_s}$
 σ_s : 砂杭への鉛直応力 (kN/m²)
 σ_c : 杭間粘土への鉛直応力 (kN/m²)
 τ : 改良地盤の平均せん断強度 (kN/m²)
 ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角
 ϕ : 高置換率の改良地盤を均一砂地盤と仮定する場合の仮想的な内部摩擦角
 ϕ_m : 改良地盤の平均内部摩擦角
 $\phi_m = \tan^{-1}(\mu_s a_s \tan \phi_s)$

曾我部らは上記の 5 つの評価式の特徴を述べ、海上 (289 件) と陸上 (352 件) での施工事例における評価式の使用頻度を調べている。その結果、陸上では改良率が 30 % 以下の施工事例が多くを占めており、使用された評価式はほとんど式(2.11)であった。海上では式(2.11)と他の式の使用例が約半々となっていた。また、実際の施工事例に対して各評価式を適用し、それぞれの式で計算される安全率を比較している。

神田と寺師 (1990) も曾我部と同様の研究を行い、円弧滑り計算において SCP 改良地盤での種々のせん断抵抗評価式について検討を加えている。この研究では、上記の曾我部の研究における式(2.11)~(2.14)の 4 つが港湾構造物の設計に用いられていることを示し、これらの評価式の相違点を調べている。また、収集した港湾地域の施工事例から設計に使用された評価式や設計定数の選定方法、適用安全率の実態などを詳細に整理している。これらの研究結果は、現行設計法においてせん断抵抗力評価式を選定する際に、重要な参考資料となっている。さら

に、港湾地域で今後も用いられることが予想される構造物と改良地盤の仮想断面に対して円弧滑り計算を適用し、設計定数の感度分析を実施している。この検討結果については後述する。

c) FEM 解析による検討

石崎ら (1990) は、松岡・中井の構成式を用いて砂杭には SMP モデル、杭間粘土には t_{ij} -clay モデルを適用し、さらに柴田・関口のマクロエレメントを導入して複合地盤の構成式を提案している。また、杭状改良地盤の 2 次元近似解析法として「複合要素」を提案し、その解析精度を 3 次元解析で検証した。

一本 (1991) は、ひずみ軟化を考慮した構成式を砂と粘土に導入して弾塑性 FEM 解析を行っている。SCP 改良地盤の支持力問題を対象として弾塑性 FEM 解析と剛塑性理論の比較を行い、概ね両者は整合性が取れていることを示している。

浅岡ら (1992) は、SCP 改良地盤に荷重が急激に作用する際には砂杭が非排水状態にあると考えた。非排水状態の砂杭がせん断応力を受けた場合、ダイレイタンスーによって負圧 (負の過剰間隙水圧) が働き、排水状態とするよりも大きな支持力を発揮する可能性を示した。また、この研究では弾塑性 FEM 解析によって砂の締固めの影響や改良率、改良深さが支持力に及ぼす影響を系統的に調べている。

このように、円弧滑り計算以外の数値解析によっても SCP 改良地盤の安定性評価や破壊特性が徐々に調べられつつあり、今後の発展が期待されている。

(2) 埋立や盛土による偏荷重下の地盤安定性に関する検討

SCP 改良地盤上の護岸背後の埋め立てや改良地盤上の盛土築造に対して実物スケールでの破壊試験を行った例はなく、実際の施工事例においても完全な地盤崩壊に至

ったケースはない。過去の研究においては、主に遠心模型実験と数値計算によって地盤全体の破壊挙動が調べられてきた。また、破壊に至っていない現場での施工事例を取り上げて安定性を検討している研究もある。ここでは、これらの研究のうち代表的なものを幾つか取り上げる。

a) 遠心模型実験による検討

SCP 改良地盤に対して盛土や埋立載荷実験が多く行われ始めたのは 1980 年代に入ってからである。三笠ら (1984) は、大阪南港粘土に室木砂を突き棒で締め固めながら打設し改良地盤 (改良率は 15, 30 %) を作製し、遠心場で盛土載荷実験を実施している。1g 場で作製した盛土に遠心加速度を加えることによって地盤を破壊させている。遠心加速度を増加させても破壊しない場合には、地盤全体を傾斜させて破壊させている。地盤全体が破壊した時点での変位ベクトル図を図-2.21 に示す。三笠らは図に示したターゲットの変位に注目し、初期段階では地盤全体が単純せん断的変形し、破壊が近づくにつれて一面せん断的変形が卓越し、最終的な破壊形状はほぼ円弧状になると結論付けている。しかしながら、図 (a) に示した地盤上の実線 (地盤側面に設置したソーメンの動きによって計測したもの) に注目すると、主働域にくさび状の落ち込みが確認でき、改良域および受働域は受働側へ傾斜するように破壊しているように見える。図 (b) の地盤上の実線に注目しても、改良域および受働域は傾斜するように破壊している。このことは、SCP 改良地盤が円弧状以外の破壊形状を呈した可能性を示していると著者は推測する。

Almeida *et al.* (1985) は、上層 40 mm が Gault 粘土、下層 120 mm が Kaolin 粘土の粘土層に対して遠心場で盛土載荷実験を実施した。実験では、無改良地盤と改良率が 5 % の SCP 改良地盤に対して載荷実験が行われている。100g

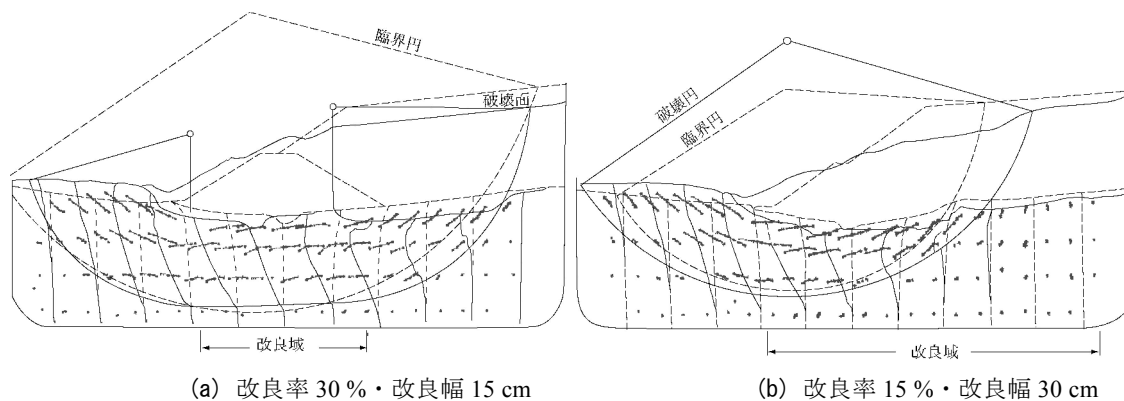


図-2.21 改良地盤の破壊状況 (三笠ら, 1984)

の遠心場で自重圧密を行った後に 1g 場でベーン試験やターゲットの設置, Leighton Buzzard 砂の杭を作製し, 再び 100g の遠心場で自重圧密を行い, 改良地盤に対して盛土載荷している. 最終の盛土を行った後の水平変位分布をコンター図で図-2.22 に示している. Almeida *et al.* は, 無改良地盤に関しては盛土の法尻付近を中心に土塊が回転するように変位して地盤が破壊していると述べているが, 改良地盤に関しては明確な完全破壊に至っていないと結論付けている. 図(a)を見ると, 盛土法尻下部の粘土地盤において水平変位が 5 mm 以下と 15 mm 以上の領域が接近しており, 等高線の間隔が狭くなっている. これは, 等高線が狭くなっている箇所では滑り面が生じているためである. 図(b)を見ると, 最大の水平変位量は 8 mm (実物スケール換算で 80 cm) 程度であり無改良地盤よりも小さくなっている. ここでは等高線の間隔が比較的広く, 滑り面は生じていないと考えられる. Almeida *et al.* は地盤が破壊していないと述べているが, 法尻での水平変位量が実物スケールで 80 cm にも達していることから, 改良域が傾斜して破壊しているとも考えることもできる.

飯島 (1989) らは, 豊浦砂で作製した凍結砂杭を川崎粘土層に挿入して SCP 改良地盤 (改良率は 0, 15, 25 %) を作製し, 遠心場で盛土載荷実験を実施した. 地盤側面のターゲットの変位から推測すると, 無改良地盤では滑り面が生じていた. 一方, SCP 改良地盤では無改良地盤ほど明確な滑り面が確認できず, 地盤全体において連続的に変位していることが示されている. また, 改良率が 15 % と 25 % の実験を比較して, この程度の改良率の違いによる安定性の差異は小さいことが述べられている. 飯島らと同じ研究グループの大塚ら (1989) は, 盛土載荷の代わりにケーソンと埋立土を用いて, 遠心場で埋立載荷実験を行っている. この結果についても飯島らの研究結果とほぼ同じで, 改良地盤には明確な滑り面が確認されなかったことが述べられている. 渡部ら (1990) は上記の飯島らと大塚らの研究を引き継ぎ, 同じ地盤材料

で SCP 改良地盤 (改良率は 25, 50 %) を作製し, 遠心場で埋立載荷実験を実施した. この実験の特徴は, 目視でも地盤全体が明確に破壊したことを確認できるように, 比重の大きいジルコン砂で埋め立てを行い, 大きな荷重で載荷を行っていることである. 完全に地盤が破壊したことを確認した後に載荷実験を終了し, 実験後に地盤を掘り起こして撮影した写真を図-2.23 に示す. 改良幅をケーソン幅の 2 倍とした図(a)では改良域上部左側において局所的な滑り面が確認できる. また, 図(a)と(b)において全体的には砂杭が折れ曲がって破壊している様子が分かる.

Takemura *et al.* (1991) は, 豊浦砂で作製した凍結砂杭を川崎粘土に挿入して SCP 改良地盤 (改良率は 0, 10 %) を作製し, 遠心場で盛土載荷実験を実施した. この実験においても, 地盤が完全な破壊に至るように比重の大きいジルコン砂で盛土を作製している. 実験の結果, 無改良地盤では明確な滑り面が確認されている. 一方, 改良幅を変化させた一連の実験において, 改良域がある程度の幅を有していると改良域内には円弧滑り面が確認できないことを示している. 完全に地盤が破壊したことを確認した後に載荷実験を終了し, 実験後に地盤を掘り起こして撮影した写真を図-2.24 に示す. この写真からも, 砂杭には滑り面が確認できずに, 砂杭が折れ曲がって破壊している様子が分かる. また, Takemura *et al.* は盛土による載荷圧力 (以下, 盛土圧力) と盛土法尻での水平変位量の関係を図-2.25 のように示している. 盛土圧力を増加させると水平変位量は大きくなり, 地盤全体は限界状態に達して水平変位量が急激に増大し, 地盤全体が破壊している. 興味深い点は, 限界状態における地盤の水平変位量の増加率が無改良地盤よりも改良地盤の方が小さいことである. この差は, 無改良地盤と改良地盤における破壊モードが異なるために生じたものと推測される.

高田ら (1990) と Shinsha *et al.* (1991) の研究グループは, 豊浦砂で作製した凍結砂杭を川之石粘土に挿入して SCP

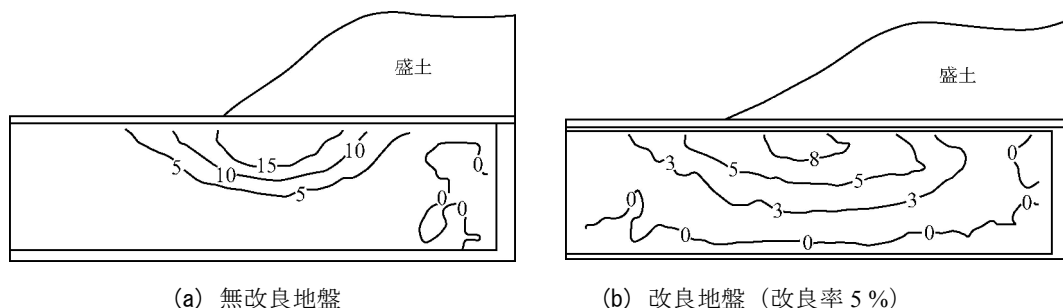


図-2.22 無改良地盤と改良地盤の破壊状況 (Almeida *et al.*, 1985)

改良地盤(改良率は0.0, 8.0, 12.5, 20.0, 30.0%)を作製し、遠心場で盛土載荷実験を実施した。実験での遠心加速度は50gであり、盛土の築造はサンドホッパーによって遠心場で行っている。いずれの論文においても破壊モードに関する記述はないが、両者の論文中に示されているターゲットから読み取った変位分布から判断すると、この研究グループの実験においても改良域内に明確な滑り面は確認できない。

Ng *et al.*(1998)は、シンガポールで採取された海成粘土層に対して遠心場でSCPを打設した後に、盛土載荷実験を実施した。この実験の特徴は、砂杭の打設を現場を再現して遠心場で遠隔操作によって行っていることである。遠心場で砂杭を打設することによって、現場における砂杭打設時の杭間粘土の乱れを再現できると記されている。

載荷実験では、1g場でSCP改良地盤上が法面となるように盛土を作製し、遠心加速度を増加させる過程で地盤を破壊させている。なお、無改良地盤に対しても盛土載荷実験が行われている。地盤が破壊した後に、遠心場で撮影された写真を図-2.26に示している。図(a)に示した無改良地盤では、遠心加速度が40gまで増加した際に滑り面が生じ始め、40gの時点で写真に示すように明確な滑り面が確認できる。一方、図(b)に示した改良地盤では、遠心加速度を150gまで増加させても改良域には明確な滑り面は生じておらず、改良域が傾斜するように地盤が破壊している。

Rahman *et al.*(2000)は、豊浦砂で作製した凍結砂杭を有明粘土層に挿入してSCP改良地盤(改良率は30, 50%)を作製し、遠心場で埋立載荷実験を実施した。埋立土に



(a) 改良率 25%・改良幅 10 cm



(b) 改良率 25%・改良幅 5 cm

図-2.23 改良地盤における砂杭の破壊状況(渡部ら, 1990)

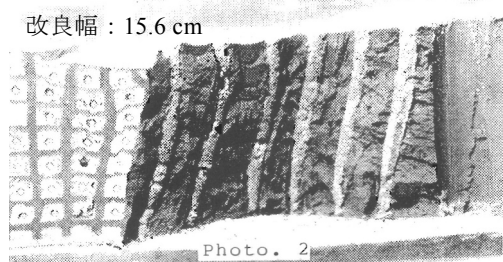
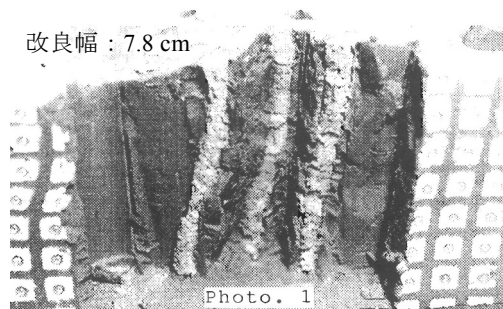


図-2.24 砂杭の破壊状況

(Takemura *et al.*, 1991 に加筆修正)

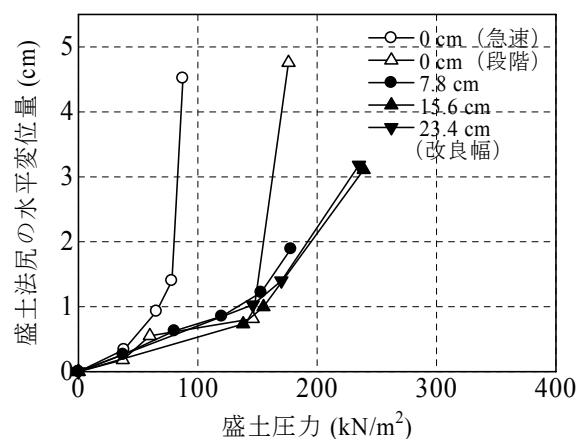


図-2.25 盛土圧力と水平変位量の関係

(Takemura *et al.*, 1991 に加筆修正)

はジルコン砂を用いている。この実験では、埋立後の長期にわたる変形挙動についても検討対象としており、埋立载荷によって完全な破壊に至らせることを目標としていない。実験結果によると、ケーソン設置時および埋立载荷中の短期的な変形が大きく、埋立後の長期的な変形は比較的小さいことが示されている。なお、埋立中において明確な破壊は観察されていない。

このように、過去に実施された改良地盤への盛土や埋立载荷実験を見ると、ある程度の改良率と改良幅がある SCP 改良地盤においては無改良地盤で見られるような滑り破壊は生じていない。改良域は単純せん断的な変形をするか砂杭が屈曲するように破壊することが模型実験結果から確認できる。また、Takemura *et al.*(1991)の実験で示されているように、改良地盤が限界状態に至っても無改良地盤のように急激に水平変位は増大せず、地盤の強度が増す傾向を示している。これらのことから考えると、SCP 改良地盤の破壊モードは現行設計法で仮定しているような円弧状の滑り破壊ではなく、他のモードで破壊する可能性がかなり高い。また、限界状態においても特有の変形特性を有すると考えられる。

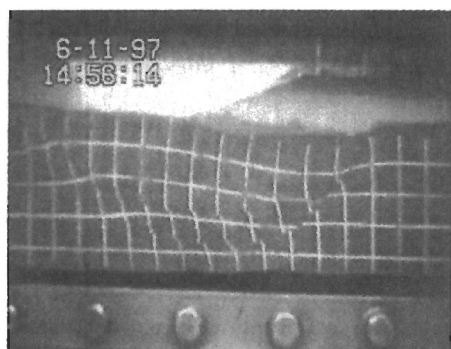
b) 数値計算による検討

三笠ら(1984)は、前述の遠心模型実験を対象として円弧滑り計算を実施している。円弧滑り計算では設計で一般的に用いられる土質定数が使われており、盛土の内部摩擦角 $\phi_i=30$ 度、砂杭の内部摩擦角 $\phi_s=30$ 度、応力分担比 $n=4$ とされている。三笠らは粘土地盤および盛土において大変形が目視で確認された時点を地盤の破壊と定義しており、この破壊時における円弧滑り計算による安全率は1.0を下回っているとされている。最終的には、砂杭のせん断強度を $\phi_s=30$ 度と低めに設定した場合、円弧

滑り計算によって安定性のある程度評価できると結論付けられている。

中ノ堂ら(1984)は、SCP改良地盤に対して盛土载荷を行うことを対象として、円弧滑り計算およびFEM解析を実施した。研究ではSCPの打設位置を変化させた一連の計算が行われている。最小安全率となる円弧滑り面とFEM解析における破壊要素の計算結果の一例を図-2.27に示している。図(b)に示すように、FEM解析による破壊領域はほぼ円弧状となっているが、円弧滑り面はFEM解析における破壊領域よりも多少大きい。ただし、他の計算ケースを含めて総合的に判断すると、円弧滑り面と破壊領域の位置や大きさはほぼ等しいと結論付けられている。しかしながら、FEM解析における破壊領域の端部において滑り面が生じるという保証はないために、円弧滑り破壊が必ずしも生じるかは定かではなく、円弧滑り計算およびFEM解析における破壊モードの一致までは確認できていない。また、FEM解析においては粘土層に対して変形過程を追うことを得意とした修正Cam-Clayモデルを用いているため、円弧滑り計算とFEM解析における地盤の安定性についての定量的な比較は避けられている。

Almeida *et al.*(1985)は、前述の遠心模型実験を対象として円弧滑り計算を実施している。円弧滑り計算において計測した間隙水圧から有効応力解析を行っている点が特徴と言える。なお、改良域において一様化した地盤に置き換えて計算を行っている。計算での土質定数としては、上層で用いたGault粘土の内部摩擦角を $\phi'=25$ 度、Kaolin粘土の内部摩擦角を $\phi'=23$ 度とし、砂杭の名内部摩擦角を $\phi_s=45$ 度としており、改良域における平均的な内部摩擦角を上層で $\bar{\phi}'=28.5$ 度、下層で $\bar{\phi}'=26.8$ 度とし



(a) 無改良地盤



(b) 改良地盤 (改良率 20%)

図-2.26 無改良地盤と改良地盤の破壊状況 (Ng *et al.*, 1998)

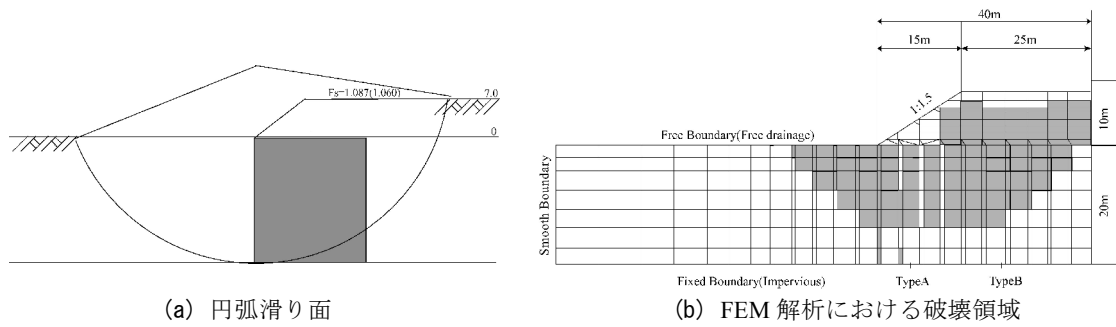


図-2.27 円弧滑り面とFEM解析による破壊領域（中ノ堂，1984に加筆修正）

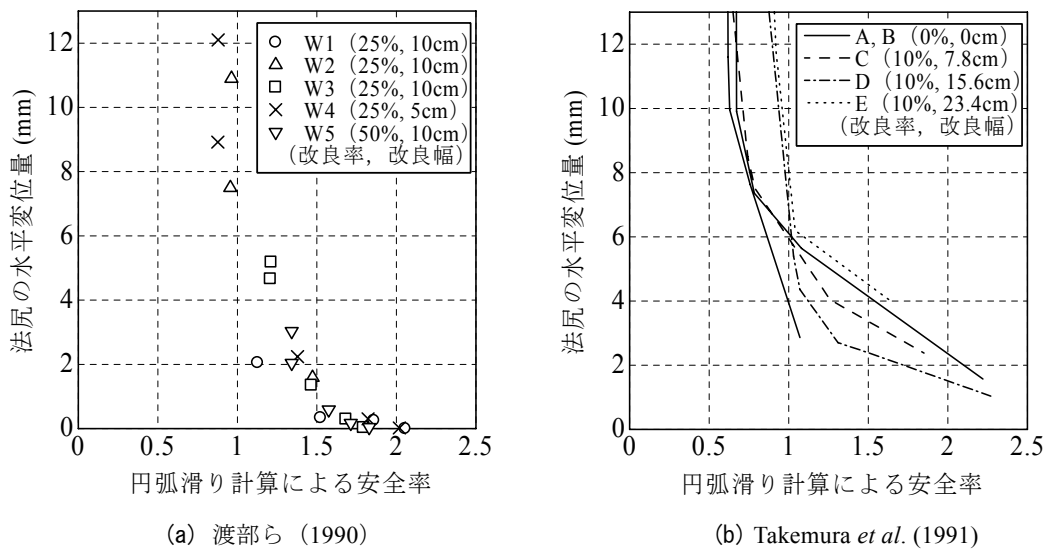


図-2.28 安全率と盛土法尻での水平変位量の関係（遠心加速度 100g）

ている．実験では段階的に盛土築造を行っており，粘土層での過剰間隙水圧の消散を無視できない程度に各ステップにおいて比較的長い時間間隔を空けている．最も長い時間間隔は 130 min（実物スケールで 903 日間）である．計算の結果，盛土築造を行っている全期間にわたって改良地盤での安全率は無改良地盤でのものよりも大きかった．無改良地盤では安全率が 1.2 以下になると水平変位が急激に大きくなり，安定性が低下することを示している．改良地盤に関しては地盤が破壊に至っていないとされており，安全率との比較は行われていない．この研究成果は，現場において段階施工を行う場合，安定性をより詳細に検討するためには有効応力解析を行う必要性を提言している．

渡部ら（1990）と Takeumra *et al.*(1991)の研究グループは，前述の遠心模型実験を対象として円弧滑り計算を実施している．どちらの研究においても，埋立土の内部摩擦角 $\phi_d=34$ 度，砂杭のせん断強度 $\phi_d=40$ 度，応力分担比

$n=3$ として円弧滑り計算を行っている．円弧滑り計算による安全率とケーソンあるいは盛土法尻の水平変位量との関係を図-2.28 に示している．ただし，比較しやすいように両者の研究における水平変位量のスケールを合わせた．図(a)に示した渡部らの研究では，安全率が 1.4 を下回ると水平変位が急増している．図(b)に示した Takemura *et al.*の研究においては，安全率が大きい場合にも比較的大きな水平変が発生しているが，SCP改良を行った実験ケース（SCP-D, -E）においては安全率が 1.3 程度を下回るとほぼ渡部らの実験結果と重なる．すなわち，安全率が 1.3 程度を下回ると水平変位が急増している．水平変位の急増が地盤全体の限界状態を表していると考えると，安全率が 1.0 よりも大きな地盤で限界状態に達する可能性があり，円弧滑り計算は地盤の安定性を大きく見積もる可能性を示唆している．

高田ら（1990）と Shinsha *et al.*(1991)の研究グループも，前述の遠心模型実験を対象として円弧滑り計算を実

施している。円弧滑り計算では、盛土の内部摩擦角 $\phi_d=35.0$ 度、砂杭のせん断強度 $\phi_s=41.4$ 度、応力分担比 $n=2$ あるいは3としている。高田らと *Shinsha et al.*は、地盤の大変形を目視で確認できる点と砂杭の頭部での鉛直土圧が極大となる点の2点から地盤の破壊を定義している。この定義に従うと、地盤の破壊あるいは非破壊は円弧滑り計算による安全率とよく対応しているという結論に至っている。しかしながら、地盤が大変形している時点で力の釣り合い点は過ぎていていると考えられ、円弧滑り計算は地盤の安定性を大きく見積もっているのではないかと推測する。

Rahman et al.(2000)は、前述の遠心模型実験を対象として円弧滑り計算を実施している。*Rahman et al.*による遠心模型実験は、他の研究とは異なって地盤を破壊させることを目標としていないために、各実験ケースにおいて破壊時の安全率を検討することはできない。そこで、この研究では全6ケースの実験断面における安全率とケーソンの水平変位量との関係を調べている。これを図-2.29に示す。ただし、円弧滑り計算では、埋立土の内部摩擦角 $\phi_d=39.7$ 度、砂杭のせん断強度 $\phi_s=40.0$ 度、応力分担比 $n=3$ としている。図に示すように、ケーソンの水平変位量は安全率に対してほぼ一意な関係にあり、円弧滑り計算による安全率が1.2を下回る実験ケースではケーソンの水平変位量は大きくなるが示されている。

模型実験断面を対象に過去に行われた円弧滑り計算から判断すると、以下のようなことが言える。目視によって大変形を確認できた時点を破壊と定義する場合、円弧滑り計算によって安定性をある程度評価できる。ただし、地盤が大変形している時点で力の釣り合い状態は過ぎていていると考えられ、モーメントの釣り合い点を破壊として安全率を求める円弧滑り計算とは破壊条件が合わない。このことから、円弧滑り計算は地盤の安定性を大きく見積もっている可能性が高い。ケーソンや盛土法尻での水平変位と安全率の関係においては、安全率が1.2~1.4程度で水平変位量の急激な増加が確認される傾向があった。すなわち、安全率が1.0よりも大きな地盤で地盤が破壊する可能性を示唆している。これらから考えると、円弧滑り計算は改良地盤の安定性を過大に評価する可能性が高い。

c) 現場での施工事例および現場実験による検討

井上ら(1984)は、低改良率のSCP工法を適用した幾つかの事例を取り上げ、現場で計測した盛土法尻付近での地盤の水平変位分布と円弧滑り計算による滑り面の位置を比較している。広島県大竹市、福山市、竹原市、広島市東部地区の4つの現場で計測した水平変位分布は全

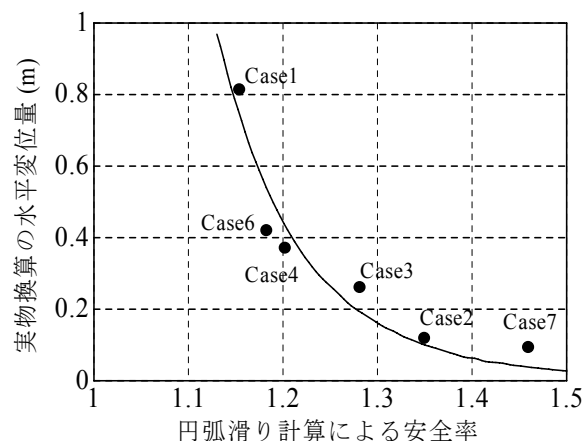


図-2.29 安全率とケーソンの水平変位量の関係
(遠心加速度 100g)
(*Rahman et al.*, 2000 に加筆修正)

て海側へ凸型であった。いずれの現場においても最大の水平変位が生じた深度は比較的浅く、円弧滑り計算による滑り面はかなり深部にあることが示されている。現場では地盤が破壊に至っておらず、極限状態に近づく下部に滑り面が現れる可能性はあるが、現状の観測データでは明確でないことが述べられている。

内田ら(1999)は、SCP改良地盤に対して現場載荷実験を行っている。実験では、マウンド盛土上にコンクリートブロックなどの載荷体を設置して地盤を載荷している。最終的には 137.3 kN/m^2 の圧力で載荷しており、その時点での水平変位分布および最小安全率となる円弧滑り面を図-2.30に示している。図から判断すると、改良域には明確な滑り面は生じず、改良域内で地表面に近い箇所ほど水平変位が大きくなる結果であった。論文では破壊に至らなかったと結論付けているが、マウンド盛土の法肩下部の改良域表面での水平変位は14.3 cmに達しており、かなり限界状態に近いと推測される。このことから、SCP改良地盤での破壊モードは円弧滑り破壊ではなく改良域が折れ曲がる破壊である可能性が高いと考えられる。

2.4 安定性評価に関する現行設計法

(1) 安定性評価手法

a) 改良地盤のせん断強度

港湾構造物の現行設計法(運輸省, 1999)では、「改良地盤のせん断強度は、安定解析手法、置換率などを考慮し、適切に決定する」となっており、以下の4式を適切に使い分けるとなっている。

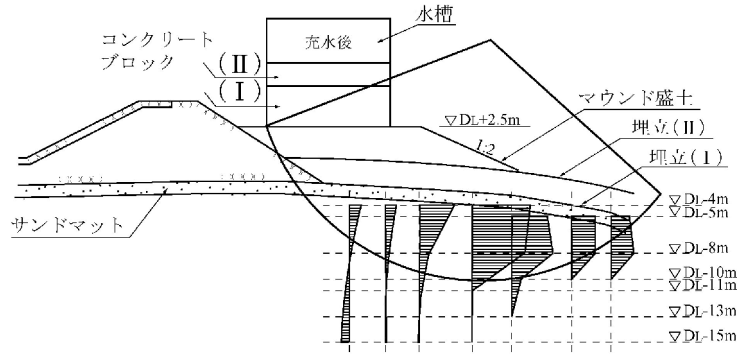


図-2.30 現場実験において計測した水平変位量と円弧滑り面の関係
(内田ら, 1999 に加筆修正)

$$\tau = (1 - a_s)(c_0 + kz + \Delta\sigma_z \mu_c \Delta c / \Delta p U) + (\gamma_s z + \mu_s \Delta\sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (2.16)$$

$$\tau = (1 - a_s)(c_0 + kz) + (\gamma_m z + \Delta\sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (2.17)$$

$$\tau = (\gamma_m z + \Delta\sigma_z) \tan \phi \cos^2 \theta \quad (2.18)$$

$$\tau = (\gamma_m z + \Delta\sigma_z) \tan \phi_m \cos^2 \theta \quad (2.19)$$

ここに,

a_s : 砂杭による置換率 (1本の砂杭断面積/1本の砂杭に対する有効断面積)

c_0 : 地表面 ($z=0$) における粘土の非排水せん断強度 (kN/m^2)

$c_0 + kz$: 原地盤の粘土の非排水せん断強度 (kN/m^2)

k : 深さ方向への強度増加率 (kN/m^3)

n : 砂杭と杭間粘土の応力分担比 $n = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_c$

U : 平均圧密度

z : 鉛直座標 (m)

τ : 滑り線の位置で発揮する平均せん断強度 (kN/m^2)

μ_s : 砂杭への応力集中係数

$$\mu_s = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta\sigma_z} = \frac{n}{1 + (n-1)a_s}$$

μ_c : 杭間粘土への応力低減係数

$$\mu_c = \frac{\Delta\sigma_c}{\Delta\sigma_z} = \frac{1}{1 + (n-1)a_s}$$

γ_s : 砂杭の単位体積重量 (kN/m^3) (地下水面以下では有効単位体積重量)

γ_c : 杭間粘土の単位体積重量 (kN/m^3) (地下水

面以下では有効単位体積重量)

ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角 (度)

θ : 滑り面が水平面となす角度 (度)

$\Delta\sigma_z$: 対象とする滑り面位置での鉛直応力増分の平均値 (kN/m^2)

$\Delta\sigma_s$: 対象とする滑り面位置での砂杭への鉛直応力増分 (kN/m^2)

$\Delta\sigma_c$: 対象とする滑り面位置での杭間粘土への鉛直応力増分 (kN/m^2)

$\Delta c / \Delta p$: 原地盤粘性土の強度増加率

γ_m : 改良地盤での平均単位体積重量 (kN/m^3)

$$\gamma_m = \gamma_s a_s + \gamma_c (1 - a_s)$$

ϕ : 高置換率の改良地盤を均一砂地盤と仮定する場合の仮想的な内部摩擦角

ϕ_m : 高置換率の改良地盤を一様地盤と仮定する場合の平均内部摩擦角

$$\phi_m = \tan^{-1}(\mu_s a_s \tan \phi_s)$$

設計に最もよく用いられるものは式(2.16)であるが、使用される設計定数には幅がある。設計定数は、原地盤の強度や適用安全率、適用する安定解析方法、施工速度などを考慮して設定するべきとされている。既往の設計施工事例から逆解析を行って得られた標準的な応力分担比と内部摩擦角は以下のとおりである。

$$a_s \leq 0.4 \quad n = 3 \quad \phi_s = 30 \text{ 度}$$

$$0.4 < a_s \leq 0.7 \quad n = 2 \quad \phi_s = 30 \text{ 度}$$

$$0.7 < a_s \quad n = 1 \quad \phi_s = 35 \text{ 度}$$

改良率が 70 % を超える場合は式(2.16)において第 1 項を無視する。また、改良材としてスラグなどを用いることがあるが、この場合には比較的大きい内部摩擦角を期待

できることがあり、応力分担比に注意しながら実測に近い内部摩擦角を用いてもよいことになっている。改良率が60%以下の中低改良率の地盤においては、ほとんどの事例で式(2.16)が用いられているが、式(2.17)と(2.18)が用いられた例も幾らかある。式(2.18)と(2.19)は高改良率の地盤を対象として考案されたものであり、改良率が60%以上の地盤においては式(2.18)と(2.19)も用いられている。

b) 安定解析法

港湾構造物の現行設計法では、「安定解析は、既往の施工事例を参考に適切な円弧滑り解析法により行う」となっており、修正フェレニウス法（チェボタリオフ法）による円弧滑り計算によって安定性を検討することを標準としている。修正フェレニウス法による安全率は以下のように計算される。また、各計算定数の説明図を図-2.31に示している。

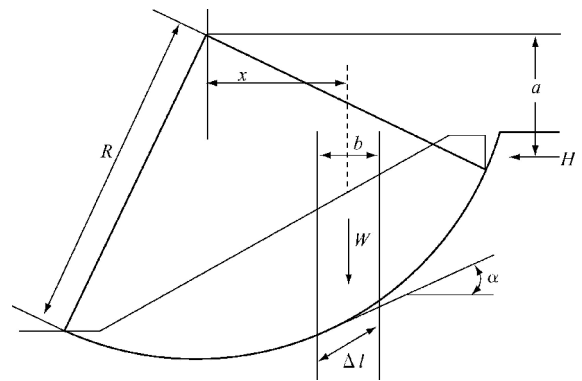


図-2.31 修正フェレニウス法における各計算定数

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{起動モーメント}} \\
 &= \frac{R \sum (c \Delta l + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W x + \sum H a} \\
 &= \frac{\sum (cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a}
 \end{aligned}
 \tag{2.20}$$

ここに、

- F_s : 修正フェレニウス法による円弧滑り計算による安全率
- R : 滑り円弧の半径 (m)
- c : 土の粘着力 (kN/m²)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
- Δl : 分割片の底辺長さ (m)
- W' : 分割片の有効重量 (kN/m) (土の有効重量と載荷重の和)
- W : 分割片の全重量 (kN/m)
- α : 分割片の底辺が水平面となす角度 (度)
- x : 分割片の重心と滑り円弧の中心間の水平距離 (m)
- H : 滑り円内の土塊に作用する水平外力 (kN/m) (水圧、地震力、波圧など)
- a : 外力 H の作用点と滑り円弧の中心間の鉛直距離 (m)
- b : 分割片の幅 (m)

修正フェレニウス法では、地盤および上部構造物を幾つ

かに分割して各分割片間の不静定力を無視することによって静定化している。分割片内の原地盤へ働く上載荷重については、原地盤上部からの外力のみを考慮する方法（スライス法）と原地盤上部からの外力をブシネスクの解にしたがって分散させる方法（応力分散法）があるが、現行設計法ではどちらの方法も許容している。

一般的には、式(2.16)と応力分散法を併用するケースが多く、施工中の安定性も含めて安全率は1.2～1.4が採用されている。ただし、設計土質定数やせん断強度評価式の選定によって安全率は大きく変化するために、それぞれの組み合わせに対する既往の設計施工事例に配慮する必要があるとされている。

(2) 港湾構造物への適用状況

神田と寺師（1990）はSCP改良地盤を対象とした現行設計法（円弧滑り計算）の適用状況を調べており、この研究成果について簡単に述べる。調査はアンケート形式で行われ、85件の回答が得られている。この研究が発表されたのは1990年であり、調査結果は多少古い。しかしながら、調査が行われた後も設計法が大きく変わっていないことと、以降のほとんどの港湾構造物の設計においてこの研究結果を参考にしていることから、現状においてもほぼ同様の傾向で設計が行われていると考えられる。調査結果は工事の規模（施工延長など）は考慮されておらず、事例数のみで調べられている。

以下には、現行設計法の適用状況を各項目毎にまとめている。

A) せん断強度の評価式

複合地盤として強度を評価することが重要である中低改良率の地盤では式(2.16)の使用頻度が最も多く、次いで式(2.17)が比較的多く用いられている。高改良率の地盤で

は式(2.19)の使用頻度が多く、次いで式(2.17)、式(2.16)の順となっている。式(2.19)は杭間粘土の粘着力の影響を無視した式であるにもかかわらず、中改良率の地盤にも用いられている。また、式(2.18)の使用頻度は少ない。

B) 円弧滑り計算法

多くの既往の設計事例では、適切と思われる設計定数と安全率を設定して、特定のせん断評価式と円弧滑り計算法を組み合わせで行われている。代表的な組み合わせとしては、式(2.16)とスライス法あるいは式(2.16)と応力分散法が挙げられる。この組み合わせは、改良率の大小にかかわらず多く用いられている。他の代表的な組み合わせとしては、式(2.17)とスライス法がある。この組み合わせは主に高改良率の地盤に用いられている。

C) 砂杭の内部摩擦角

ほとんどの設計事例において砂杭の内部摩擦角を30～35度と設定しており、中低改良率で30度、高改良率で35度とした例が多い。設計に用いられた特殊な内部摩擦角としては、高改良率地盤の脇に補助的に用いられた低改良率地盤での内部摩擦角が挙げられる。この低改良率地盤は、局所的な沈下対策や安定性確保を目的とするために積極的に締固められておらず、この砂杭での内部摩擦角は25度と設定されていた。

D) 応力分担比

式(2.16)をせん断強度の評価式として用いた事例では、低改良率で応力分担比を3、中改良率で2～2.5、高改良率で1を用いる傾向があった。式(2.17)を評価式とした事例では、改良率に関係なく1または2の応力分担比が多く用いられており、応力分担比に応じた設計安全率が設定されていた。

E) 杭間粘土（改良域外の粘土を含む）の評価

砂杭の打設に伴う杭間粘土の強度低下を考慮した事例は、強度低下に関する項目で回答のあった68例のうち4例だけであった。杭間粘土の強度が安定計算結果に大きく影響を与える低改良率の事例において、圧密による強度増加を考慮した事例は22例中12例であった。低改良率工法を採用した事例の約半数が圧密による強度増加を考慮していることが分かる。

F) 設計安全率

式(2.16)をせん断強度の評価式として用いた事例では、目標安全率を1.2～1.3としたものが多かった。式(2.17)を評価式とした事例では、応力分担比を2とした場合には目標安全率を1.2に、応力分担比を1とした場合には目標安全率を1.1としたものが多かった。

G) 既往の事例に対する式(2.16)による逆解析

調査した全事例において現場で大きな変状が確認され

ていないために、実際の現場での安全率は不明である。また、安定計算法や目標安全率は多種にわたっているために統一が取れていない。そこで、最も実績がある式(2.16)を用いて安全率の再計算を行い、各事例での安全率の比較を試みた。標準断面や地盤条件などの情報が揃っている26事例を再計算の対象としており、その結果を図-2.32に示している。逆解析の結果、施工途中の安全率の平均値は1.30（最大値1.79、最小値0.98）、最終安全率の平均値は1.20（最大値1.78、最小値0.61）であった。極端に低い最終安全率0.61のデータを除くと、その平均値は1.22となる。低改良率の地盤でのばらつきが大きい、安全率が1.20～1.30程度となる断面で設計が行われたことが分かった。

(3) 設計諸定数が安全率へ及ぼす影響

神田と寺師（1990）は現行設計法による設計定数の感度分析も行っており、この研究成果について簡単に述べる。感度分析を行った設計定数は応力分担比 n 、砂杭の内部摩擦角 ϕ_s 、杭間粘土の圧密による強度増加を代表する $U \cdot c_u / p$ である。応力分担比を1～4、砂杭の内部摩擦角を30と35度、 $U \cdot c_u / p$ を0, 0.15, 0.30と変化させている。 $U \cdot c_u / p$ に関しては、 $c_u / p = 0.3$ である粘土層において圧密度 U が0, 50, 100%となることを想定している。これらの設計定数の幅は、従来の設計で用いられてきた定数の変動範囲に相当する。

計算の対象とした仮想断面を図-2.33に示す。改良地盤が地盤全体の安定性に大きな役割を果たし、上部工に対して過大でも過小でもない改良条件となる仮想的な断面とした。神田と寺師の研究では、防波堤タイプと護岸タイプの両方について計算が行われているが、ここでは本論文の対象としている護岸タイプの結果のみを取り上げる。図に示すように、護岸タイプとして傾斜護岸とケーソン式護岸を想定し、一般的な設計定数において常時の安全率が1.3となるように改良範囲等を決定している。

図-2.34に、修正フェレニウス法（スライス法）において設計定数を変化させた場合の安全率を示す。図の縦軸は、計算安全率を設計法に準じて求めた基準安全率で除した値である。横軸は設計定数であるが、枠組みで示した定数の組み合わせを基準として、枠外の着目した定数のみを変化させている。図に示すように、各土質定数を変化させた場合の安全率の変動する程度（感度）は、式の種別や対象断面の改良率によっても影響を受けていることがわかる。

砂杭のせん断強度 ϕ_s に対する感度は式の違いによって大きく相違しないが、改良率が大きいほど感度が高くなる傾向がある。また、粘性土の強度増加に関する感度

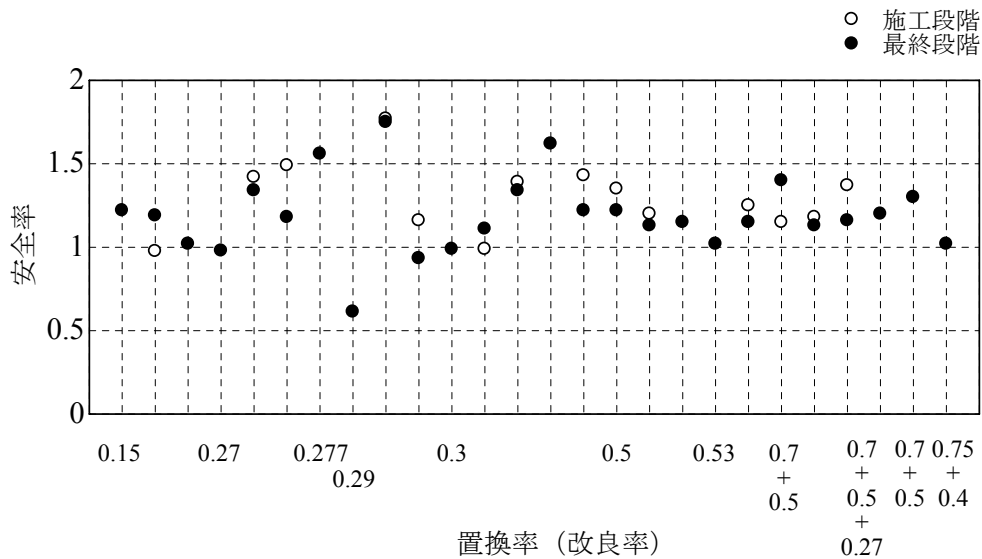


図-2.32 既往の事例の逆解析 (神田と寺師, 1990 に加筆修正)

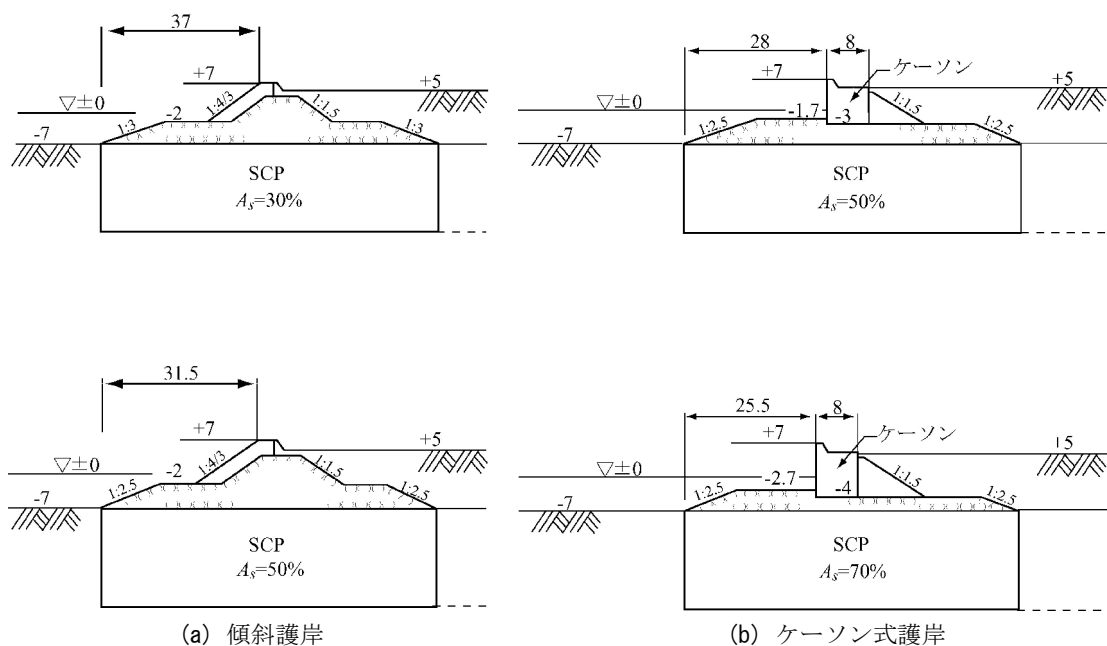


図-2.33 想定された地盤断面 (神田と寺師, 1990 に加筆修正)

に着目し, 粘性土の強度を表示式に含む式(2.16)と含まない式(2.17)を比較すると, 式(2.17)では $U \cdot c_u / p$ に影響を受けない. 式(2.16)では $U \cdot c_u / p$ に対して敏感であり, 改良率が低いほど感度が高い.

応力分担比 n については, 式(2.17)と式(2.19)では同一の ϕ 成分の表示を取っているために, 感度にほとんどの差がない. 両者の結果に多少の差があるのは, せん断強度に c 成分を含むか含まないかの違いであり, n の影響

を受けない c 成分を含む式(2.17)の感度がやや小さくなっている. n に対する式(2.16)と式(2.17)の感度は改良率によらずほぼ一定であるが, 式(2.17)の感度は式(2.16)の感度よりも常に高い. これは, 式(2.17)では自重応力に対しても応力集中係数が掛け合わされていることと, 式(2.16)では応力分担比が応力低減係数を介して粘土の強度増加に影響し, ϕ 成分の変化が c 成分の変化を打ち消す方向に作用することが原因であると考えられる.

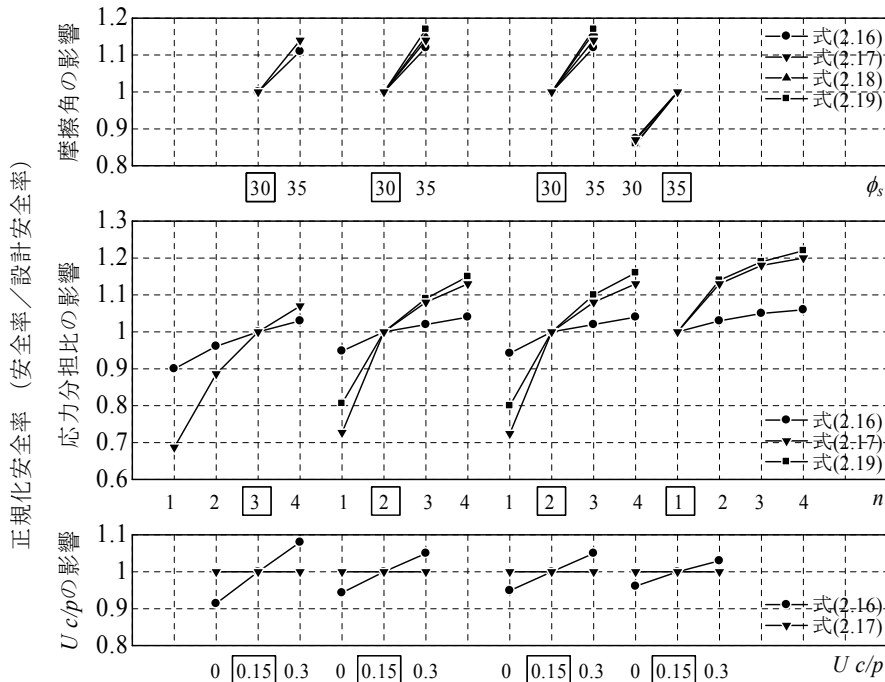


図-2.34 現行設計法における設計定数の感度分析結果
(神田と寺師, 1990 に加筆修正)

2.5 結語

本章では、初めに SCP 工法の概要と最近の取り組みについて述べた。次に、SCP 改良地盤に関する過去の研究を取りまとめ、安定性評価手法の変遷や改良地盤の破壊特性を見た。最後に、現行設計法について説明し、その評価手法の特徴を述べた。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 1960 年代に開発された SCP 工法は、軟弱層に締固めた砂杭を打設することによって強度増加や沈下量の低減、圧密の促進などの改良効果が見込める。この工法は、粘土層のみならず緩い砂地盤へも適用範囲が広がっており、現場での施工量は年々増加している。施工方法としては、振動によって砂杭を締め固める振動締固め式が主流であったが、近年はケーシングパイプを回転しながら締め固める静的締固め式が普及しつつある。
- 2) 陸上での SCP 改良地盤の改良率は比較的低い、海上での改良率は中程度以上のものが多い。これは、ケーソン式の重力式構造物が好まれて用いられてきたためである。経済的観点から、1980 年代後半から、多少の変形を許容する構造物に対して低改良率とする試みが行われている。また、矩形の改良断面において袖下

部を改良しない T 型 SCP 工法や、改良範囲を軟弱層内に留めた浮き型 SCP 工法に関しても検討が行われてきた。しかしながら、これらの経済的な地盤改良工法にはあまり施工実績がなく、現行設計法をそのまま適用できるのかわからない。現場へ普及するためには、現行設計法の適用性を検討するとともに、より精度の高い安定性評価手法が必要であると考えられる。さらに、変形照査による性能設計法に移行しつつあり、完全な破壊に至るまでの限界状態での変形量についても検討が必要である。

- 3) 過去の SCP 改良地盤に関する研究では、砂杭と粘性土の複合地盤の応力分担機構やせん断強度特性について検討が重ねられ、円弧滑り計算による安定性評価手法へと発展してきている。1980 年代になると、SCP 改良地盤の挙動を調べるために多くの遠心模型実験が行われた。これらによると、無改良地盤では滑り破壊が観察されるのに対して、SCP 改良地盤では滑り破壊には至らず改良域が傾斜か屈曲して生じる破壊が観察された。遠心模型実験結果を円弧滑り計算で評価すると、過大評価している可能性が高い。また、無改良地盤に比べて、限界状態における SCP 改良地盤での変位量の増加率は小さかった。
- 4) 現行設計法では、修正フェレニウス法による円弧滑り

計算によって SCP 改良地盤の安定性を検討することとなっている。改良域のせん断強度の評価式は 4 式が主に用いられており、改良条件等によって使い分けられている。また、円弧滑り計算による系統的な感度分析が行われ、設計定数の決定法についての資料が用意されている。

2章の参考文献

- 網干寿雄, 吉国洋, 一本英三郎, 原田邦夫 (1971): 複合地盤の沈下特性について, 第 15 回土質工学シンポジウム論文集, pp. 75-80.
- 飯島興二, 竹村次朗, 廣岡明彦, 中瀬明男 (1989): 盛土荷重を受けた SCP 地盤の安定性について, 第 24 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1895-1896.
- 石崎仁 (1990): 杭状改良地盤における構成式および解析手法の適用性, 第 35 回土質工学シンポジウム論文集, pp. 31-38.
- 一本英三郎 (1991): 複合地盤の安定解析法に関する研究, 京都大学学位論文, pp. 92-141.
- 井上年行, 向井雅司, 小場善助 (1984): 低置換率のサンドコンパクションで改良された地盤の変形特性, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 129-134.
- 茨木龍雄 (1965): 複合土の直接せん断試験による実験的研究 (第 1 報), 土と基礎, Vol. 13, No. 3, pp. 19-24.
- 内田滋, 野口俊介, 福島英晃, 野津光夫, 濱里青史 (1999): SCP 改良地盤上の大型載荷実験による改良効果の評価, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1125-1126.
- 運輸省 (1966): 軟弱地盤の新置換法の研究, 応用科学技術研究補助.
- 運輸省 (1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 514p.
- 大塚寿一, 岡留孝一, 竹村次朗, 中瀬明男 (1989): SCP 地盤上の重力式護岸の安定性に関する研究, 第 24 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1897-1898.
- 大野真希, 三木博史, 古本一司, 井戸俊, 清水良純 (2000): 表層安定処理を併用したフローティング式深層混合処理工法に関する実験 (その 1), 第 55 回土木学会年次学術講演会講演集, III-B222.
- 岡田靖夫, 柳生忠彦, 幸田勇二 (1989): 低置換率サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の現地破壊実験, 土と基礎, Vol. 37, No. 8, pp.57-62.
- 神田勝己, 寺師昌明 (1990): 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—, 港湾技術研究所資料, No. 669, 52p.
- 北詰昌樹 (1994): 深層混合処理工法による改良地盤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所資料, No. 774, 73p.
- 北詰昌樹, 渡邊孝, 村木高 (2005): 低改良地盤に構築されたケーソン式岸壁の変形解析, 土木学会東北支部技術研究発表会講演集, pp. 418-419.
- 栗原則夫, 一本英三郎 (1977): 道路盛土工における実施例, 土木学会関西支部講習会テキスト (動態観測の活用—情報と施工—), pp. 71-81.
- 建設省 (1957): コンポーザー工法の試作研究, 建設工業技術研究補助.
- 国土交通省近畿地方整備局神戸港湾空港技術調査事務所, 沿岸技術研究センター (2004): T 型 SCP 改良地盤に関する技術資料, 159p. (内部資料)
- 曾我部隆久 (1981): サンドコンパクションパイル工法の設計・施工の技術的課題, 第 36 回土木学会年次学術講演会, pp. 39-50.
- 高田公一, 藤井斉昭, 榊原渉, 木村靖治 (1990): 遠心装置を用いた SCP 地盤の盛土載荷実験, 第 25 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1877-1880.
- 高橋英紀, 中村健, 北詰昌樹 (2005): 遠心場における浮き型 SCP 改良地盤の支持力に関する実験的検討, 第 50 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 311-318.
- 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.
- 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.
- 常陸壮介, 山本浩, 池田直太, 及川研, 中ノ堂裕文 (1994): 未貫通パーチカルドレーンによる圧密, 第 29 回土質工学研究発表会講演集, pp. 2107-2110.
- 松尾稔, 久我昂, 前川行正 (1967): 砂柱を含む粘土の力学的性質に関する研究, 土木学会論文集, No. 141, pp. 42-55.
- 松尾稔 (1969): 引揚力を受ける基礎と複合地盤の支持力に関する研究, 京都大学学位論文, pp. 136-211.
- 三笠正人, 高田直俊, 大島昭彦, 河本憲二, 東祥二 (1984): 砂杭によって改良した粘性土地盤の変形, 破壊特性,

- 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. 113-118.
- 村山朔郎 (1957): Sand Compaction Pile による軟弱地盤の改良 (コンポーザー工法), 大阪建設業協会講演集, pp. 1-11.
- 村山朔郎 (1962): 粘性土に対するヴァイプロ・コンポーザー工法の考察, 建設の機械化, No. 150, pp. 10-15.
- 村山朔郎, 末松直幹, 松岡元 (1972): 砂柱の応力～ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析, 第7回土質工学研究発表会講演集, pp. 721-724.
- 村山朔郎, 松岡元, 加茂一郎 (1973): 土の応力～ひずみ関係にもとづいた複合地盤の解析 (第2報), 第8回土質工学研究発表会講演集, pp. 407-410.
- 柳生忠彦, 幸田勇二 (1989): 海上における低 SCP 改良地盤現地破壊実験, 第24回土質工学研究発表会, pp. 1891-1894.
- 渡邊孝, 北詰昌樹, 足立雅樹 (2005): 低改良地盤に構築されたケーソン式岸壁の動態観測及び情報化施工, 土木学会東北支部技術研究発表会講演集, pp. 482-483.
- 渡部要一, 竹村次朗, 廣岡明彦, 末政直晃, 中瀬明男 (1990): SCP 地盤上の護岸の裏込め盛土に対する安定性について, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp. 1885-1886.
- Almeida, M.S.S., Davis, M.C.R. and Parry, R.H.G. (1985): Centrifuge Tests of Embankments on Strengthened and Unstrengthened Clay Foundations, Geotechnique, Vol. 35, No. 4, pp. 425-441.
- Asaoka, A., Matsuo, M. and Kodaka, T. (1994): Bearing Capacity of Clay Improved with Sand Compaction Piles, Proceedings of 13th ICSMFE, Vol. 2, pp. 763-766.
- Kitazume, M. (2005): The Sand Compaction Pile Method, Balkema, pp. 4-5.
- Matsuo, M. and Kamamura, K. (1977): Diagram for Construction Control of Embankment on Soft Ground, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 37-52.
- Ng, Y.W., Lee, F.H. and Yong, K.Y. (1998): Development of an In-flight Sand Compaction Piles (SCPs) Installer, Proceedings of Centrifuge 98, pp. 837-843.
- Rahman, Z., Takemura, J., Kouda, M. and Yasumoto, K. (2000): Experimental Study on Deformation of Soft Clay Improved by Low Replacement Ratio SCP under Backfilled Caisson Loading, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 5, pp.19-35.
- Shinsha, H., Takata, K., Kurumada, Y. and Fujii, N. (1991): Centrifuge Model Tests on Clay Ground Partly Improved by Sand Compaction, Proceedings of Centrifuge 91, pp. 311-318.
- Takahashi, H., Nakamura, T. and Kitazume, M. (2006): Effect of SCP Improvement Depth on Stability under Backfill Loading, Proceedings of GeoShanghai, pp. 103-110.
- Takemura, J., Tean, L.B., Suemasa, N., Hirooka, A. and Kimura, T. (1991): Stability of Soft Clay Improved with Sand Compaction Piles under a Fill, Proceedings of GEO-COAST 91, pp. 399-404.
- * 株式会社不動テトラのご好意によって使用させていただきました。
- ** 国土交通省の各地方整備局ならびに各地方自治体のご好意によって使用させていただきました。

3. 大型遠心模型実験装置を用いた埋立載荷実験

3.1 概説

本章では、遠心場で実施した SCP 改良地盤への埋立載荷実験について述べている。遠心模型実験では最大有効回転半径が 3.8 m の大型の遠心装置を用いており、遠心模型実験の中では大型に分類される実験を実施した。FEM 解析に代表される境界値問題を解くような数値解析では構成則に多くの仮定が含まれていることに加えて、これまでの研究で明らかになっていない地盤物性・条件が多くあることから、必ずしも実際の地盤挙動を再現し得るとは限らない。このため、数値解析に先立って現場実験や模型実験を行い地盤挙動特性を把握することは重要である。現場実験に比べて小さな地盤で載荷実験を行えるという点で、遠心模型実験は非常に有力なツールである。ただし、遠心模型実験特有の地盤作製方法や実験手法が多くあり、精度の高い実験を行うためには高度な実験技術が必要である。

初めに、SCP 改良地盤を模擬した砂杭と粘性土の複合地盤の作製方法、埋立載荷実験の方法、改良地盤の物性などについて整理している。そして、種々の改良率、改良範囲、杭径で埋立載荷実験を行い、それぞれの改良条件における地盤変形挙動や安定性を詳細に観察している。さらに、模型地盤を想定した断面で円弧滑り計算を実施し、実験結果との比較を行っている。

3.2 遠心模型実験の概要

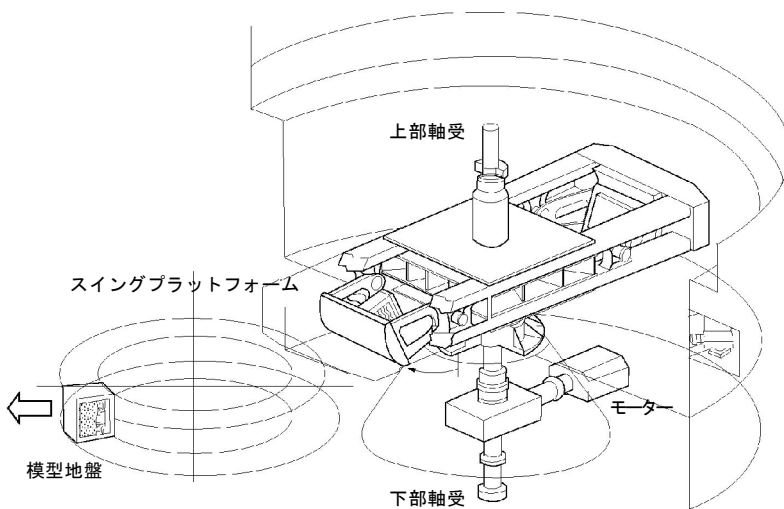
(1) 模型実験の概要

a) 遠心模型実験装置

実物スケールの構造物や材料の自重による応力を縮尺模型で再現するためには、回転装置（遠心模型実験装置）を利用して遠心加速度をかけることが最も便利である。この提案は 1930 年代になされたが、この手法の重要性が認識されたのは 1960 年代に入ってからであり、Schofield および三笠のグループの業績 (Avgherinos and Schofield, 1969; Mikasa, 1969) によるところが大きい。その後、40 年あまりで多くの遠心模型実験装置が整備され、地盤工学における多くの分野で精力的に実験研究が行われている。遠心模型実験の意義や限界、装置の開発などについては、Schofield (1980), Terashi (1985), 北詰 (1995) など詳しい。

表-3.1 遠心模型実験装置の諸元

アーム直径	9.65 m
最大有効回転半径	3.8 m
最大遠心加速度	113 g
最大搭載重量	2760 kg
最大容量	312 g・tons
最大回転数	163 rpm
主モーター	DC 450 kW



(a) 概略図



(b) 装置の写真

図-3.1 遠心模型実験装置

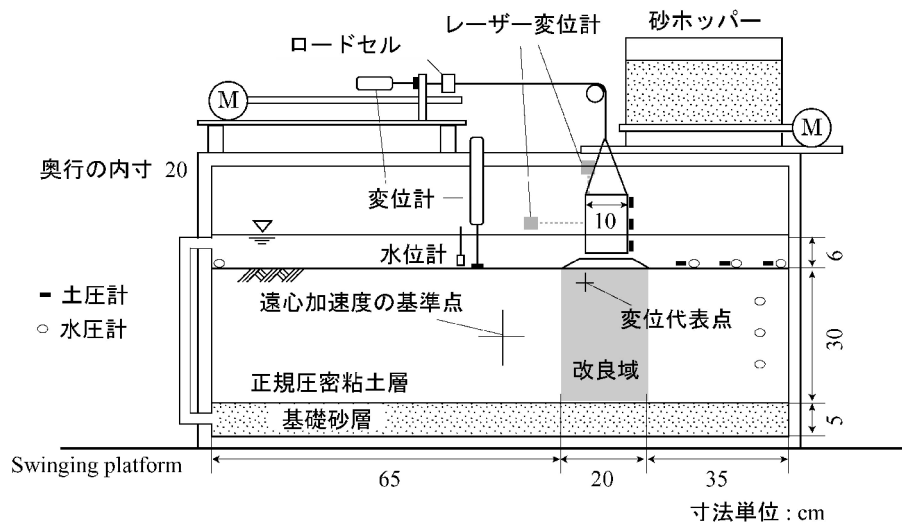


図-3.2 模型地盤の概略図 (Case. E50-1)

本研究の埋立載荷実験は、港湾空港技術研究所が所有する大型の遠心模型実験装置 (PARI Mark II) によって実施した。主要な諸元を表-3.1 にまとめ、装置の概略図および写真を図-3.1 に示している。装置に関する詳細な情報は文献 (北詰, 1995) を参照されたい。この実験装置は国内外で最も大型の装置の 1 つであり、大きな有効回転半径で寸法の大きな模型地盤を用いることができる。大きな回転半径で実験を行うことによって、地盤内の上部と下部での遠心加速度の差を相対的に小さくでき、大きな模型地盤を用いることによって寸法効果が地盤挙動に与える諸影響を小さくできる。また、杭式改良地盤のような複雑な形式の模型地盤を実験対象とする場合、小さな模型地盤を作るのは技術的に困難であるために小模型・大加速度で実験を行うことは難しい。模型地盤をある程度大きくできることによって、複雑な形式の地盤を作成でき、遠心実験が可能となる。

b) 模型地盤と実験ケース

図-3.2 には、模型地盤と実験装置の概略図を示している。実験に用いた試料容器の内寸法は横幅 120 cm × 深さ 60 cm × 奥行き 20 cm であり、資料容器は鉄製で剛性が非常に大きい。この試料容器内に基礎砂層と粘土層 (粘土層の一部に砂杭を打設) を作製した。粘土層の寸法は横幅 120 cm × 層厚 30 cm であり、遠心加速度 50 g で実験を行ったので実物寸法換算では横幅 60 m × 層厚 15 m に相当する。地盤内には各寸法が 1 cm に収まる超小型の土圧計や間隙水圧計を埋め込んであり、実験中の土圧や間隙水圧を計測できる。

改良地盤の自重圧密が終了した後に、電動モーターで

作動する実験装置によってアクリル製の模型ケーソンを吊り下げて改良域上部に設置した。模型ケーソン内部に重りを入れることによってケーソンの重量を調整できる。ケーソン吊り下げ装置にはロードセルが取り付けられており、ロードセルでの引張荷重が急激に減少することによってケーソンの地盤への接地を確認できる。模型ケーソンを設置した後に、砂ホッパーによって短い間隔で段階的に砂を降らせて模型ケーソンの背後を埋め立てた。砂ホッパーは、砂を満載したタンクと装置底面の 2 枚のスライド板、スライド板を動かす電動モーターから成っている。2 枚のスライド板には多数の孔が開けてあり、孔の位置を合わせることによってタンクの砂を下方へ降らせることができる。

表-3.2 に示す計 8 ケースの埋立載荷実験を実施した。表に示すように、改良域における改良率、改良幅、改良深さ、砂杭径を変化させた一連の実験を行った。

図-3.3 には、各実験ケースにおける改良域の平面図と断面図を示している。図に示すように、改良率が 50% の地盤では千鳥式に砂杭を配置し、改良率が 28% と 11% の地盤では矩形に砂杭を配置した。また、改良域の中心から海側に 8 mm の箇所に模型ケーソンの中心が来るように、ケーソンを設置した。

c) 地盤作製と実験手順

地盤作製と模型実験の手順を示したフローチャートが図-3.4 である。港湾地域でよく見られる正規圧密粘土地盤を想定して、深度方向にせん断強さが増す粘土層を以下のように作製した。試料容器底面の基礎砂層上にスラリー状のカオリン粘土を投入し、10 kN/m² の圧力で予備

表-3.2 模型実験ケース一覧

ケース名	改良率	改良幅	改良深さ	砂杭径	ケーソン重量
E50-1 (着底)	50 %	20 cm (10 m)	30 cm (15 m)	2 cm (1 m)	2.70 kg
E50-2 (浮き)			15 cm (7.5 m)		
E50-3 (浮き)			7.5 cm (3.75 m)		
E50-4 (着底)		27 cm (13.5 m)	30 cm (15 m)		
E50-5 (浮き)			15 cm (7.5 m)		
E28-1 (着底)	28 %	20 cm (10 m)	30 cm (15 m)	4 cm (2 m)	
E28-2 (着底)					
E11-1 (着底)	11 %			2 cm (1 m)	1.38 kg

※括弧内は実物寸法に換算した値

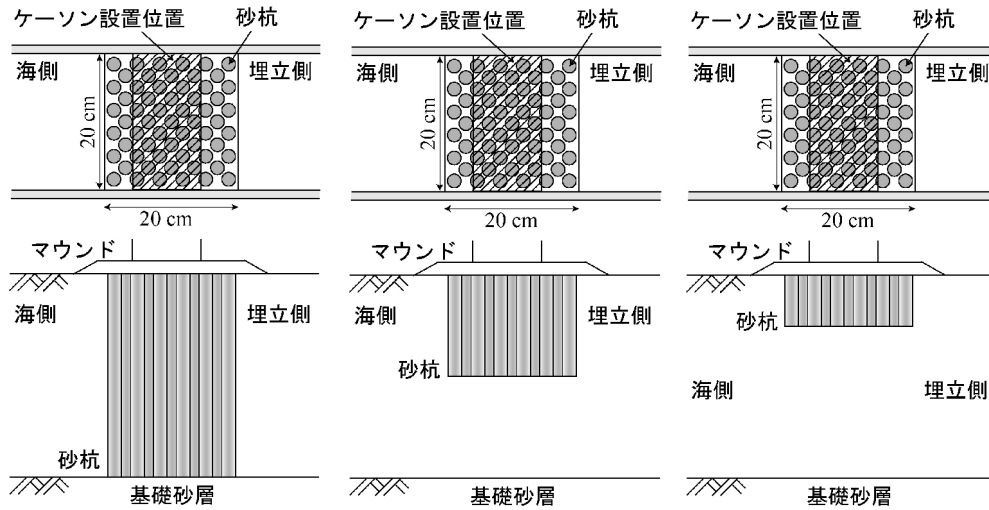
圧密を行い、圧密終了は $3t$ 法によって確認した。予備圧密を終了した粘土地盤を $50g$ の遠心場で自重圧密させ、 \sqrt{t} 法によって90%以上の圧密終了を確認した後に遠心場でベーン試験を実施した。ベーン試験終了後に模型地盤を $1g$ 場に戻し、深度方向に強度が増す粘土地盤を作製した。

粘土地盤の作製と並行して、模型砂杭を以下の手順で作製した。内径が2 cmあるいは4 cmの亚克力パイプ内に湿潤させた豊浦珪砂を投入した後に、小型の振動機を用いて2分間振動させて締固めた。締固めた砂杭を冷凍庫内で凍結させ、十分に凍結したことを確かめた後に亚克力パイプから砂杭を抜いて、模型凍結砂杭とした。

粘土地盤へ模型凍結砂杭を以下の手順で挿入した。粘土地盤に肉厚の薄いアルミパイプを挿入してパイプ内の粘土を抜き出し、パイプを抜いた後に出来た穴に凍結砂杭を挿入した。この作業を繰り返し行うことによってSCP改良地盤を作製した。他のSCP改良地盤を作製する方法としては、現場での締固め工程を再現して突き棒で締固めながら砂を入れる方法(例えば三笠ら, 1984)や遠心場でSCP施工機械を模した装置で締固めながら砂を打設する方法(例えばNg *et al.*, 1998)がある。しかしながら、これらの方法では砂杭打設中に粘土地盤を大きく乱すために粘土地盤の物性を把握できないことに加えて、形成された砂杭の相対密度も不明確であることから、実験の品質管理が極めて困難である。これに比べて、凍結砂杭を打設する方法によると杭間粘土および砂杭の物性を比較的精度よく把握でき、実験結果を解釈しやすい長所がある。本研究では、複合地盤であるSCP改良地盤の変形・破壊特性を調べて解析的な検討も加えるために凍結砂杭を打設する方法が適していると考えられるので、

この方法を採用した。改良地盤を作製した後に、試料容器側面が上を向くように傾斜させて側面のガラス窓を取り外し、画像解析用のターゲットを設置した。ターゲット設置後、土圧計や水圧計などのセンサーや砂ホッパー、ケーソン吊降ろし機を設置した。

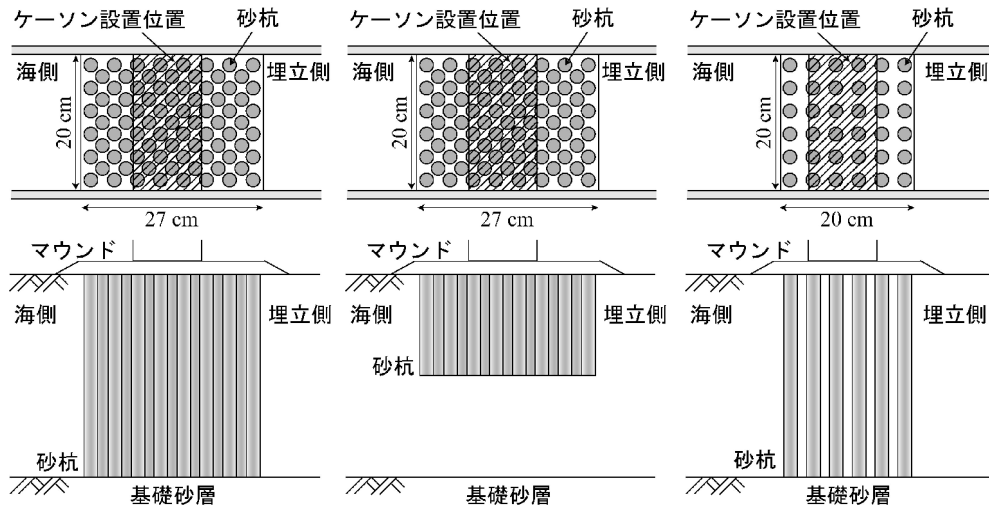
模型地盤を $50g$ の遠心場で再び自重圧密させ、 \sqrt{t} 法によって90%以上の圧密終了を確認した後に埋立載荷実験を実施した。初めに、ケーソン吊降ろし機によって模型ケーソンを降下させて、ケーソンのマウンドへの設置を確認してから60 sec後に背後の埋め立てを開始した。埋め立ては、5 sec間の砂降らし期間と25 sec間(Case. E50-2のみ45 sec)の放置期間を1サイクルとして、合計15~16サイクルの埋め立てを行った。1サイクルで埋立部表面の高さは約1 cm上昇する。なお、Barronによる理論式(Barron, 1948)に従うと、改良率50%で90%圧密が終了する時間は約30 secであり、杭間粘土層において排水を許す載荷速度である。砂杭への水平方向の過剰間隙水圧消散をモデル化したBarron式によって、圧密度を求めると図-3.5のようになる。埋立載荷を3段階に分け、各段階での圧密度を足し合わせて全体の圧密度としている。模型実験での圧密係数($c_v = 456 \text{ cm}^2/\text{day}$)、砂杭径(1 m)、埋立期間(8.2 day (50 kN/m^2 までの増加期間))を用いて求めた圧密度と、現場で想定される圧密係数($c_v = 50 \text{ cm}^2/\text{day}$)と砂杭径(2 m)を用いたものを示している。現場を想定した圧密度は、埋立期間を300, 30, 12 dayの3種類とした場合のものである。横軸は時間を埋立期間で除したものであり、埋立終了時間に1となる。図に示すように、模型実験での載荷速度は、現場では300 day程度で埋め立てる場合に相当し、現実的な載荷速度であ



(a) Case. E50-1

(b) Case. E50-2

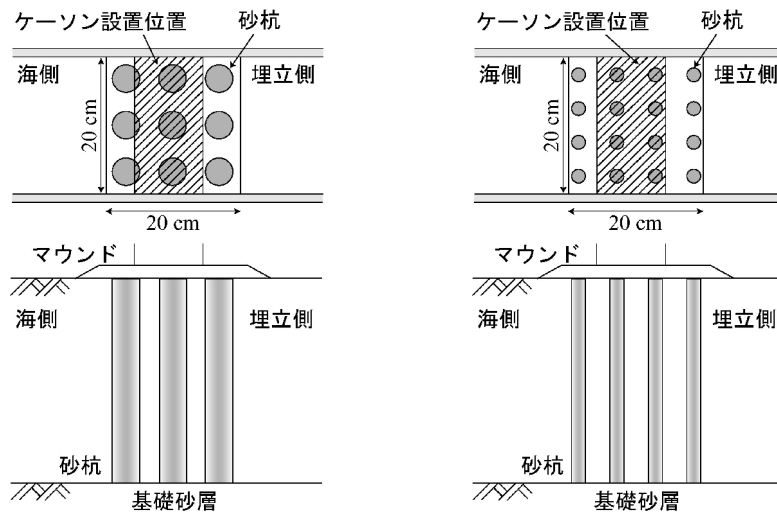
(c) Case. E50-3



(d) Case. E50-4

(e) Case. E50-5

(f) Case. E28-1



(g) Case. E28-2

(h) Case. E11-1

図-3.3 各実験ケースでの改良域の平面図と断面図

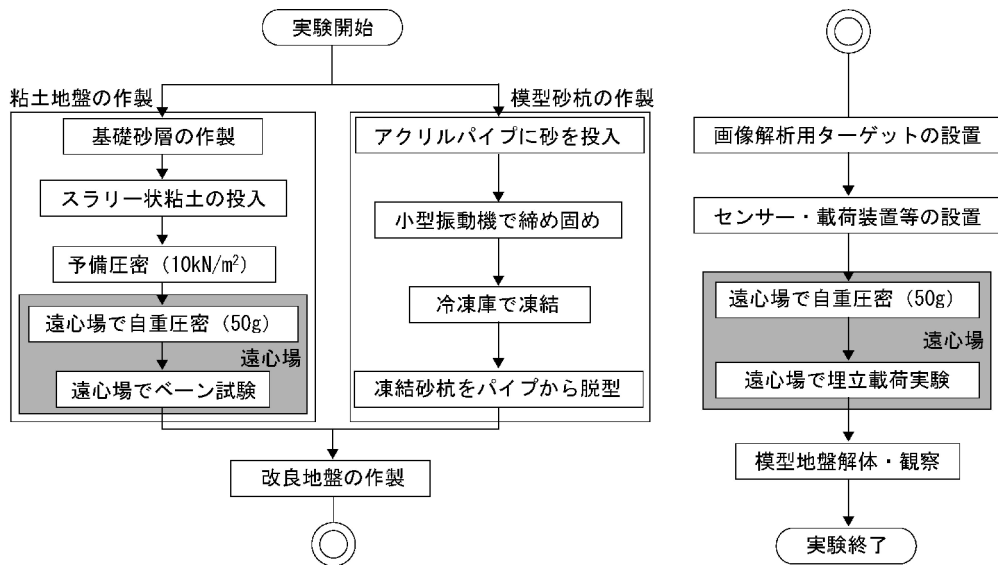


図-3.4 模型実験手順のフローチャート

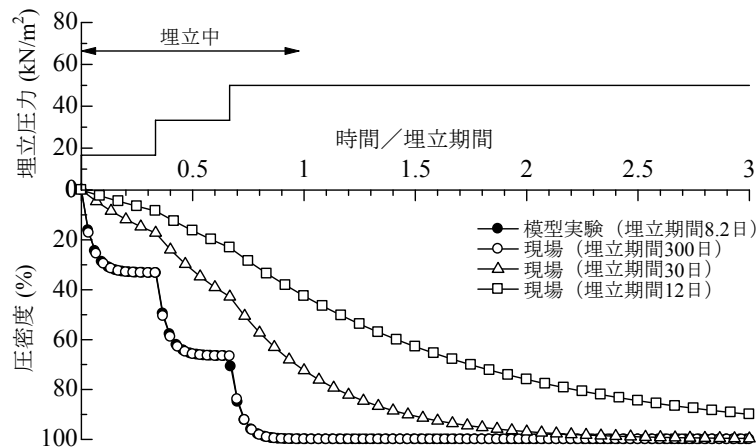


図-3.5 模型実験と現場での圧密速度の比較

ることが分かる。埋立中には、センサーによる土圧や水圧、変位の計測に加えて、実験後に行う画像解析用の写真を撮影した。埋め立てが終了した後に、直ちに遠心模型実験装置を停止させて、模型地盤を $1g$ 場へ戻した。

$1g$ 場に戻した模型地盤の埋立土の形状等を計測した。その後、傾斜台に試料容器を載せて側面のガラス窓を取り外し、砂杭を乱さないように粘土層を削り取り、砂杭の変状を確認した。

(2) 模型地盤の物性

a) 粘土層

粘土地盤にはMCクレーとAXカオリンを乾燥重量1:1で混合したカオリン粘土を用いており、その物性を表-3.3に示している。カオリン粘土の圧密係数は $456 \text{ cm}^2/\text{day}$ (有効上載圧が 55 kN/m^2 の場合) であり、一般的な海成粘土の圧密係数よりも大きい。このために、模

型実験において圧密に要する時間を大幅に短縮でき、実験を効率化できる。また、カオリン粘土に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験結果を図-3.6に示しており、内部摩擦角は $\phi' = 23.2$ 度であった。

前述のように、 $1g$ 場において 10 kN/m^2 の圧力で予備圧密を行った後に、 $50g$ の遠心場で自重圧密を行って粘土地盤を作製した。自重圧密終了後に遠心場で作動するペーン試験機で計測した非排水せん断強度の深度分布を図-3.7に示す。図には、自重圧密前後に測定した含水比と湿潤密度も併せて示している。非排水せん断強度の深度分布を見ると、深度方向にほぼ線形的にせん断強度が増加している。 $1g$ 場で 10 kN/m^2 の圧力で予備圧密を行ったために、約 1.3 cm の深度までの表層部分は遠心場において過圧密状態となるが、それより深い粘土層は正規圧密状態となる。含水比の深度分布については、自重圧

表-3.3 カオリン粘土の物性

ρ_s g/cm ³	最大粒径 mm	w_L %	w_P %	I_P %	粒径分布		
					砂分 %	シルト分 %	粘土分 %
2.72	0.106	59.3	26.3	33.0	0	21	79

C_c	C_s	c_u/p	c_v cm ² /day ($\sigma_v' = 55 \text{ kN/m}^2$)	k cm/day ($\sigma_v' = 55 \text{ kN/m}^2$)	ϕ' 度
0.47	0.09	0.46	456	7.94×10^{-2}	23.2

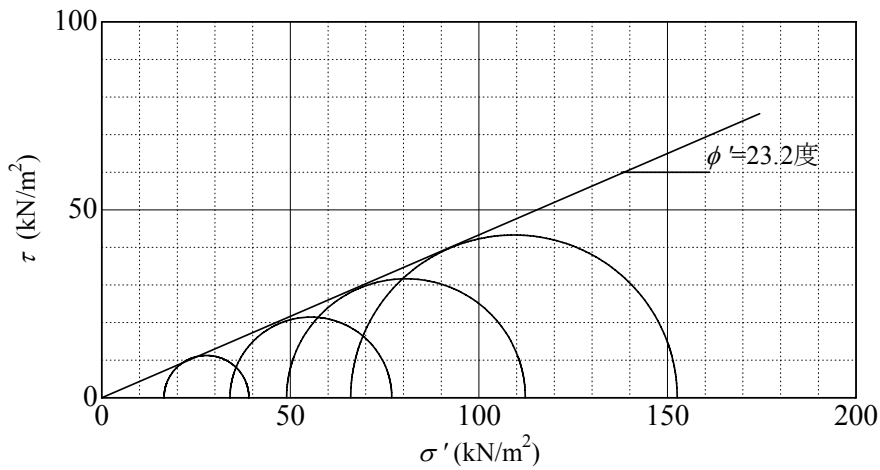


図-3.6 カオリン粘土の圧密非排水三軸圧縮試験結果

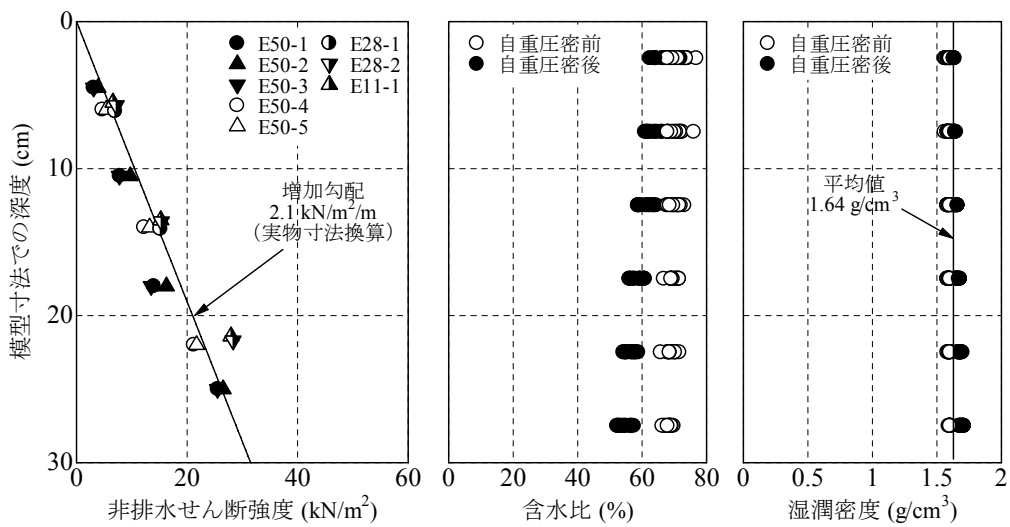


図-3.7 全実験ケースにおける粘土地盤の土質条件

密を行うことによって深層ほど含水比が大きく低下しており、粘土層の下部ほど圧密が進んだことがわかる。そのため湿潤密度は深度方向に増加している。浅層から深層までの湿潤密度は $1.59 \sim 1.68 \text{ g/cm}^3$ 程度であった。含水比や湿潤密度に関しても実験ケースの違いによるばらつきは小さく、各ケースにおいてほぼ同様の粘土層を作製できたと考えられる。

後述する全応力解析では、非排水せん断強度の深度分布を直線で仮定している。地表面でのせん断強度を 0 kN/m^2 とし、ベーン試験結果を参考にして、深度方向の増加率を $2.1 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ とした。三軸試験結果 $c_u/p=0.46$ を用いて $K_0=0.61$, $\gamma=6.3 \text{ kN/m}^3$ として求めた深度方向の増加率も $2.1 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ であり、遠心実験結果と整合性が取れている。また、湿潤密度は深度方向の変化量が小さいために、平均値 (1.64 g/cm^3) を定数として数値計算に用いた。

b) 砂杭

SCP を模擬した砂杭には豊浦珪砂を用いており、豊浦珪砂の物性を表-3.4 に示している。せん断抵抗角については、要素試験による研究が過去に数多く行われている。文献(地盤工学会, 2000)には、鉛直方向の応力が $100 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ での三軸圧縮試験ならびにねじりせん断試験結果が示されており、間隙比が 0.80 と 0.70 の場合のせん断抵抗角は約 38 と 42 度(主応力方向とせん断面の法線が成す角度が $45 \sim 50$ 度の場合)である。後述する一連の数値計算では、模型砂杭の間隙比を参考にしてせん断抵抗角を決定した。

模型実験では、小型の振動機によって締固めた模型砂杭を凍結させて粘土地盤へ打設した。砂杭の間隙比はせん断抵抗角に大きな影響を与えるために、載荷実験結果にも影響を与えると考えられた。そこで、遠心模型実験を行う前に砂杭の間隙比を以下のように調べた。内径が 2 cm のアクリルパイプ内に湿潤した豊浦珪砂を投入し、小型の振動機でアクリルパイプを振動させて砂杭を締固めた。振動時間は $1, 2, 4$ 分間の3種類として、それぞれの振動時間に対して5個ずつ供試体を作製した。所定の時間で振動させた後に、遠心模型実験での砂杭の作製手

表-3.4 豊浦珪砂の物性

ρ_s g/cm^3	D_{50} mm	U_c	e_{\max}	e_{\min}	ϕ_a 度 ($e=0.80$)	ϕ_a 度 ($e=0.71$)
2.66	0.24	1.5	0.979	0.623	38	42

順を踏まえて一回の凍結と解凍を行った。十分に供試体が解凍したことを確かめ、砂杭の湿潤重量 W_s+W_w (W_s : 土粒子の重量, W_w : 間隙水の重量) と体積 $V_s+V_w+V_v$ (V_s : 土粒子の体積, V_w : 間隙水の体積, V_v : 空隙の体積) を測定した。その後、供試体を炉乾燥させて砂杭の乾燥重量 W_s を測定した。これらの測定値から、1本の砂杭の平均間隙比と平均飽和度を以下の式から求めた。

$$e = \frac{V_w + V_v}{V_s} = \frac{(V_s + V_w + V_v) - V_s}{V_s} = \frac{(V_s + V_w + V_v) - \frac{W_s}{G_s}}{\frac{W_s}{G_s}} \quad (3.1)$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_v} = \frac{V_w}{(V_s + V_w + V_v) - V_s} = \frac{(W_s + W_w) - W_s}{(V_s + V_w + V_v) - \frac{W_s}{G_s}} \quad (3.2)$$

ここに、 e : 間隙比, S_r : 飽和度, G_s : 土粒子密度である。

試験で求められた模型砂杭の間隙比と飽和度を図-3.8 に示している。なお、表-3.4 に示した最大・最小間隙比を用いて、間隙比を相対密度で表している。図中には、全供試体に対する平均値をプロットしており、測定値の最大と最小をエラー・バーで表している。

図に示した相対密度に注目すると、振動時間が長いほど砂杭は締固まり、相対密度は増加している。試験を行った振動時間内では、時間に対して相対密度はほぼ線形的に増加している(図中の一点鎖線を参照)。模型実験では振動時間を2分間としたので、この試験結果から推定すると相対密度は75%程度である。なお、この相対密度を間隙比で表すと $e = 0.71$ である。また、幾つかの供試

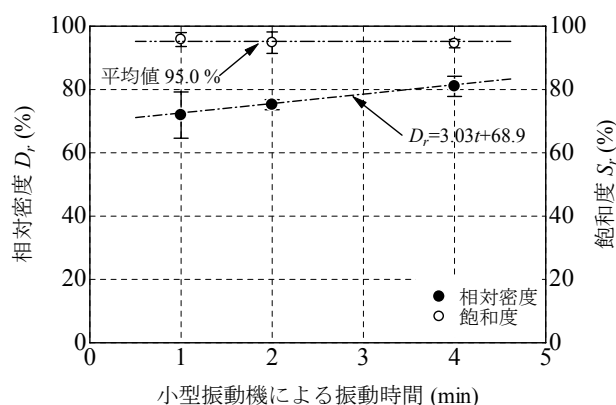


図-3.8 振動時間に対する相対密度と飽和度の変化



(a) 振動後



(b) 折った砂杭

図-3.9 色砂を介在させた砂杭

体については、砂杭を凍結させる前に相対密度を測定したが、この値は解冻後の相対密度とほぼ等しく、凍結・解冻の作業による相対密度の変化は無視できることを確認している。図に示した飽和度に注目すると、振動時間を長くしても飽和度はほとんど変化していない。二点鎖線で示すように、飽和度の平均値は95.0%であった。

いくつかの実験ケースでは、埋立载荷によって生じる砂杭の変状を観察しやすいように、試料容器のガラス面側（遠心実験後に解体する側）の砂杭に色砂を介在させた。色砂を介在させた砂杭とそれを凍結した状態で折り曲げた砂杭の様子を図-3.9に示している。図を見てわかるように、砂杭に色砂を介在させることによって曲がりの状況がよく確認できる。

c) 基礎砂層

粘土層下部の基礎砂層には豊浦珪砂を用いており、空中落下法によって砂層を作製した。空中落下法によると、目標とする相対密度で砂地盤を均一に作製できることが寺師ら（1989）によって調べられている。重量と体積から測定した基礎砂層の相対密度は約80%であり、圧密中および载荷中には支持層として機能する。また、基礎砂層と粘土層上部の水域とは試料容器両端でプラスチック・パイプによって導通させており、基礎砂層は排水層としても機能する。

d) 埋立土

ケーソン背後の埋立土の作製にも豊浦珪砂を用いた。実験手順でも述べたように、自重圧密の終了後に砂ホッパーによって空中落下させて地盤を作製した。砂ホッパー下面における穴の数密度を調整して、遠心場での埋立

中に埋立土表面が水平になるようにした。また、模型ケーソンには左右に貫通する穴を多数開けて導通させ、埋立土内の水面とケーソン前面での水面を等しくするように工夫した。

本研究では、粘土層表面が埋立土から受ける有効上載圧を地盤への载荷荷重の代表値として取りまとめている。本研究では、この载荷荷重を埋立圧力と呼ぶ。遠心模型実験では、埋立圧力を直接計測することを念頭に粘土層表面に土圧計と間隙水圧計を設置し、両者の増分の差を埋立圧力とすることを試みた。この粘土層表面の土圧計と間隙水圧計の設置位置を図-3.10に示しており、土圧計による計測値はばらつくことが多いために3箇所を設置した。Case. E28-1とE28-2を例として、このセンサーで計測した埋立圧力を図-3.11に示している。土圧計1~3と示しているものがこの手法で計測したものであるが、ケースに関係なく値がばらついていることが分かる。そこで、粘土層表面から7cmの粘土層内に埋め込んだ間隙水圧計と水位計の増分の差を埋立圧力とした。地盤内の間隙水圧計と水位計の位置を図-3.10に示している。埋立载荷中（10min以下）には粘土層での排水はほとんど進まないために、粘土層内の過剰間隙水圧は埋立部からの上載圧にほぼ等しい。ただし、埋立土を水面下に投入することで水位が上昇するために、間隙水圧計での静水圧も増加する。このため、水位計の増分値を間隙水圧計の増分から引いて、埋立圧力とした。この方法で計測した埋立圧力を図-3.11に示している。この値はケースに関係なく安定しており、この手法で計測した値を埋立圧力と定義した。

3.3 着底型 SCP 改良地盤における载荷実験結果

(1) 埋立载荷による改良地盤の変形特性

a) 埋立中の地盤変形挙動

砂杭が基礎砂層に着底している改良地盤に対して埋立载荷した。実験 Case. E28-1 (改良率 28%) と Case. E11-1 (改良率 11%) における埋立载荷前と埋立途中の地盤側面写真をそれぞれ図-3.12 と図-3.13 に示す。図中に格子状にターゲットを打っている白色部分がカオリン粘土層であり、粘土層下部に豊浦珪砂で作製した基礎砂層、粘土層上部に豊浦珪砂で作製したマウンド、アクリル製の模型ケーソンが確認できる。また、粘土層内に見える点が地盤側面に埋め込んだ変位計測用のターゲット、2 本線が砂杭の打設位置を示したターゲットである。実験終了後に画像解析を行い、ターゲットの変位を調べる。

図-3.12(a)を見ると、1g 場で膨張した粘土層に砂杭を

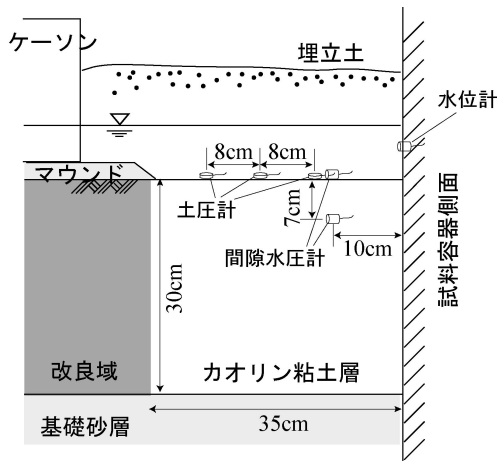
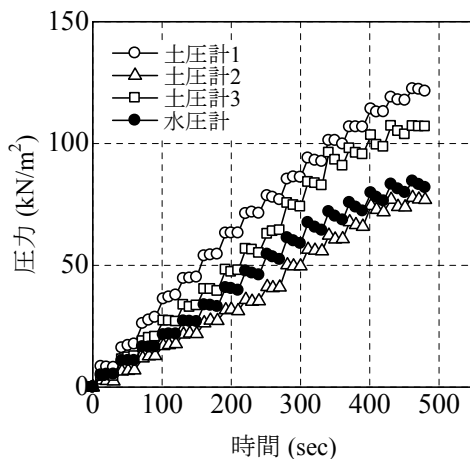
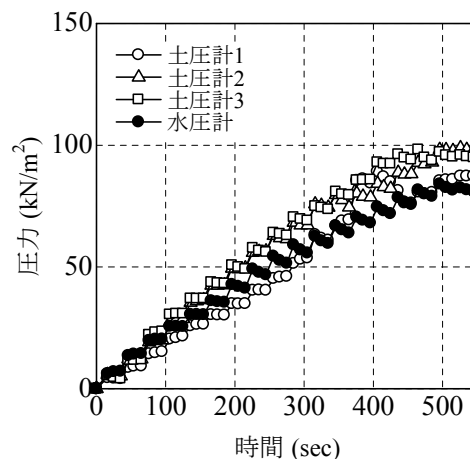


図-3.10 粘土層表面の土圧計および地盤内の水圧計の位置図



(a) Case. E28-1



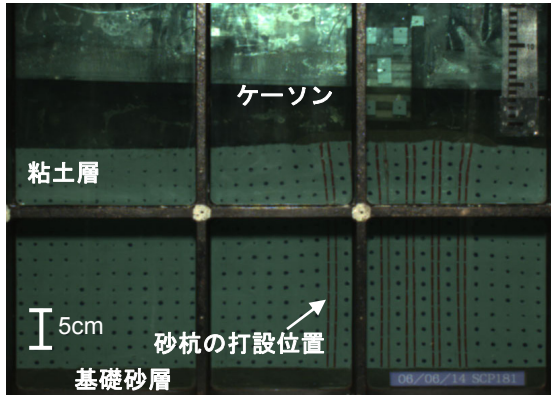
(b) Case. E28-2

図-3.11 土圧計および水圧計の計測値

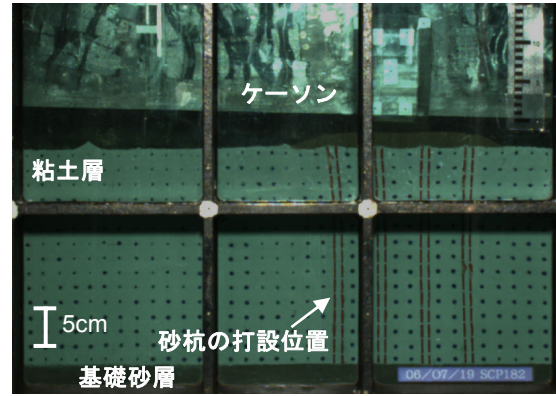
打設しているために、再び遠心場で自重圧密することによる改良域での沈下量は未改良域でのものよりも少ない。また、改良域両端の砂杭の上部は、周辺粘土層の沈下によって改良域外側へ多少引き込まれている。これらの現象は実験の都合で生じたものであり、実験結果の考察を行う際に念頭においておく必要がある。ケーソン背後を埋め立てる最中の写真を図-3.12(b)に示しているが、改良域下部ではターゲットがほとんど変位しないことがわかる。これに対して、改良域上部では地表面に近いほどターゲットが海側へ大きく変位しており、改良域は海側へ倒れこむように変形することが分かる。なお、改良域を通過するような滑り面は確認できない。ただし、埋立土下部の粘土地盤が沈下することによって、改良域右側上部の 2 cm 程度は局所的に滑り面が発生して埋立土側へ引き込まれている。

図-3.13(a)に示すように、改良率が 11% と小さい場合には改良域と未改良域での沈下量には大きな差が生じていない。これは、改良率が 28% から 11% と低くなることによって改良域においても沈下量が比較的大きくなるためである。また、改良域と未改良域での沈下量の差が小さいために、改良域両端上部の砂杭が外側へ引き込まれる変位量も小さい。図-3.13(b)に示した埋立中の写真に注目すると、改良率が 28% の場合と同様に改良域は海側へ倒れこむように変位している。ただし、改良率が 28% の場合に比べて改良率が 11% の場合には、改良域上部の海側への変位量は大きくなっている。なお、改良率を 11% に低減しても改良域を通過するような滑り面を確認できない。

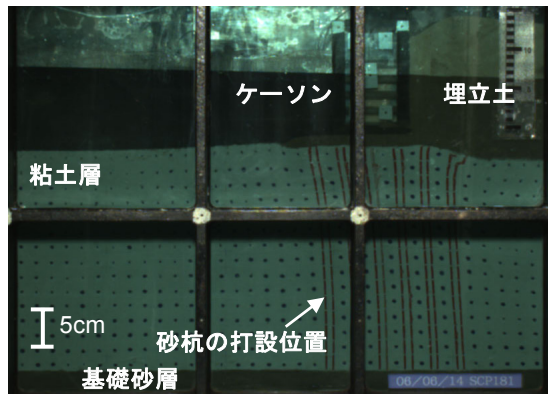
地盤の変形挙動をより詳細に検討するために、着底型



(a) 埋立載荷前

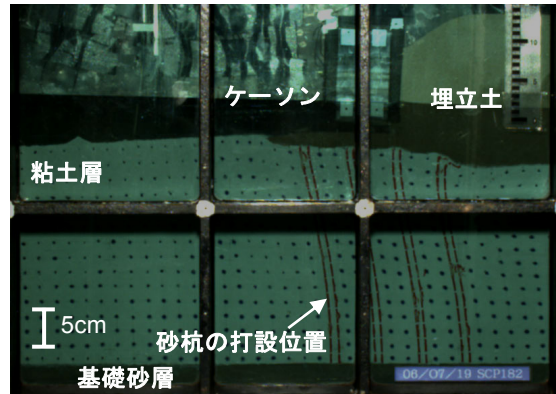


(a) 埋立載荷前



(b) 埋立圧力 66 kN/m²

図-3.12 地盤側面写真 (Case. E28-1)
(改良率 28%)



(b) 埋立圧力 81 kN/m²

図-3.13 地盤側面写真 (Case. E11-1)
(改良率 11%)

SCP 改良地盤の全実験ケース (5 ケース) における変位ベクトル図を調べた。埋め立てを開始して変形量が十分大きくなるまでの変位ベクトル図を図-3.14 に示す。改良率 50%・改良幅 20 cm の Case. E50-1 (図-3.14(a)) の変位ベクトル図に注目すると、改良域は主に海側へ水平変位し、下部ほど水平変位量は小さくなっている。改良域外の埋立側粘土層 (主働域) は海側下部方向へ変位し、海側粘土層 (受働域) は海側上部方向へ変位している。このことから、改良域は曲がるように変形し、改良域外部の粘土層は改良域の変形に追随するように変位することが分かった。これらの変位特性は、過去に他機関で実施された模型実験結果と一致した傾向である。改良率 50%・改良幅 27 cm の Case. E50-4 (図-3.14(b)) においても、改良域が曲がるように変形している。ただし、改良域外の埋立側粘土層 (主働域) は海側下部方向へ変位しているが、海側粘土層 (受働域) は主に水平方向に変位している。これは改良幅を広くしたことによる効果であると考えられる。改良幅が 20 cm で改良率を 28% や 11% と小さくした場合 (図-3.14(d)~(f)), 改良率が 50% の場合と同様に改良域が曲がるように変形し、改良

域外の埋立側粘土層は海側下部へ変位し、海側粘土層は海側上部へ変位している。これらから、改良率や改良幅に関係なく改良域は曲がるように変形することが分かった。

b) 地表面の鉛直変位

着底型 SCP 改良地盤の全実験ケース (5 ケース) における埋立載荷時の地表面変位について調べた。地表面から 1 cm の深さに設置したターゲットを画像解析して求めた鉛直変位分布を図-3.15 に示す。図には、種々の埋立圧力における鉛直変位を表している。改良率が 50% の Case. E50-1 (図-3.15(a)) の鉛直変位に注目すると、埋立圧力が増加するほど改良域外の埋立側の粘土層は沈下し、海側の粘土層は隆起している。改良域内においては埋立側が沈下して海側が隆起しているが、その量は比較的小さい。

Case. E50-4 (図-3.15(b)) のように改良率 50% で改良幅 27 cm と広い場合、上述したように改良域外の埋立側の粘土層はあまり隆起していない。また、73 kN/m² の埋立圧力の場合に改良域上端面の埋立側は 5 mm ほど沈下しており、改良域上端面は埋立側へ傾斜している。改良

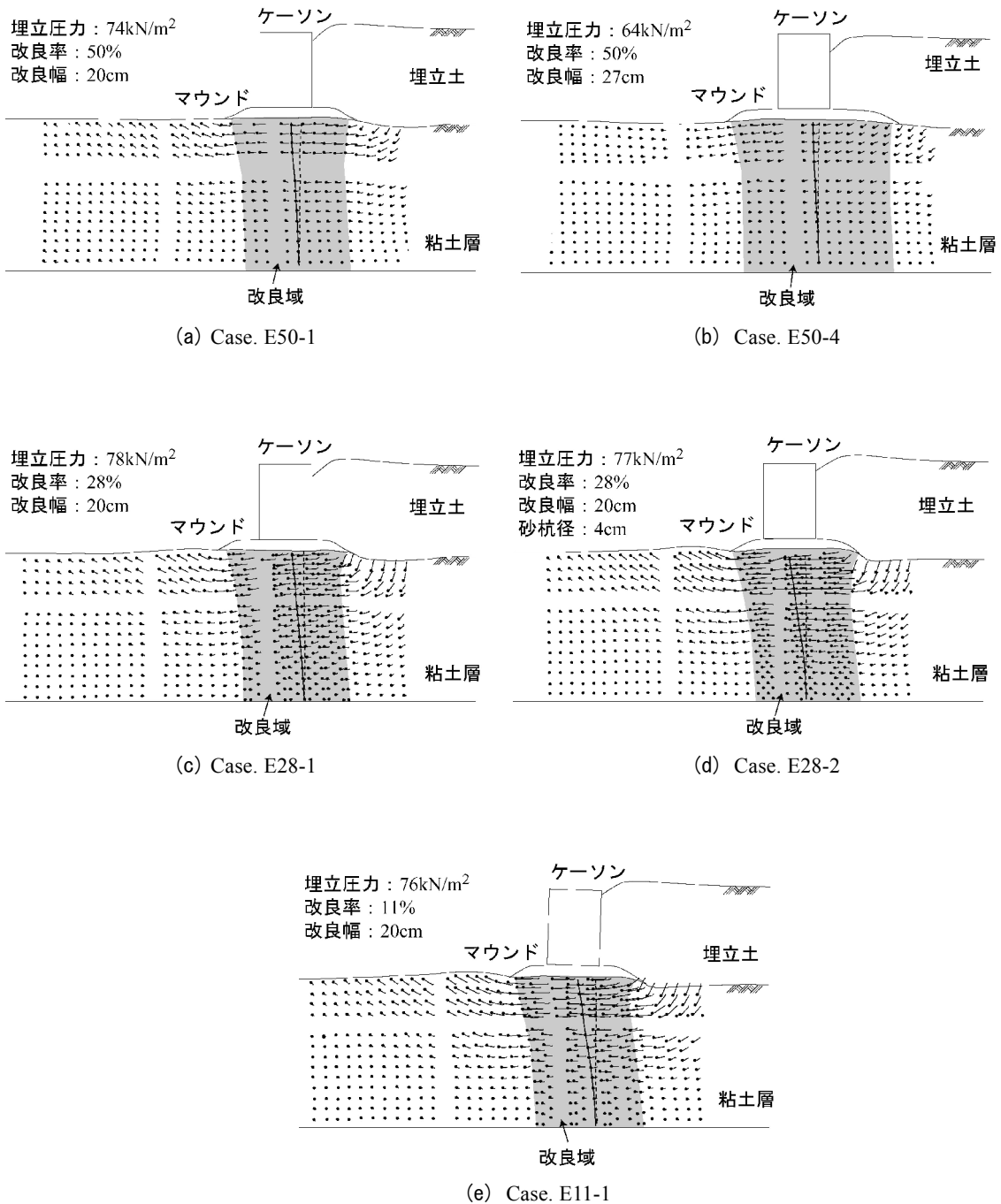


図-3.14 載荷時における変位ベクトル図 (着底型 SCP 改良地盤)

幅が広い場合には改良域内の埋立側が埋め立てによる鉛直荷重に対して抵抗し、他の改良幅の実験での変形特性とは多少異なっていると推測される。

Case. E28-1, E28-2, E11-1 (図-3.15 (c) ~ (e)) のように改良幅 20 cm で改良率 28 % や 11 % と小さくした場合、同じ改良幅で改良率 50 % の地盤とほぼ同様の地表面変位が確認できる。すなわち、埋立圧力が増加すると改良域外の埋立側の粘土層は沈下し、海側の粘土層は隆起す

る。ただし、改良率を 50 % から 28 % や 11 % に減少させると、改良域内の埋立側が比較的大きく沈下するようになる。これは、SCP 改良地盤が 28 % や 11 % のような低改良率の場合、改良域の海側への変位が大きくなり埋立部下部の粘土層での沈下量が大きくなるためと考えられる。

c) 改良域の水平変位

着底型 SCP 改良地盤の全実験ケース (5 ケース) にお

ける埋立載荷時における改良域での水平変位について調べた。模型ケーソンの左右端面直下の改良域内の水平変位分布に着目した。これを図-3.16 に示している。図には、種々の埋立圧力における水平変位分布を示している。改良率 50% の Case. E50-1 (図-3.16(a)) での水平変位分布に注目すると、改良域内の左側と右側に関係なく改良

域が曲がるように海側へ変位していることが分かる。画像解析結果には多少のばらつきが含まれているために動きは明確ではないが、改良域はある曲率を持って海側へ曲がるのではなく、改良域内で屈曲していると考えられる。また、中央付近の深度 (15 cm 程度) において、改良域内の左側よりも右側において水平変位が大きくなっ

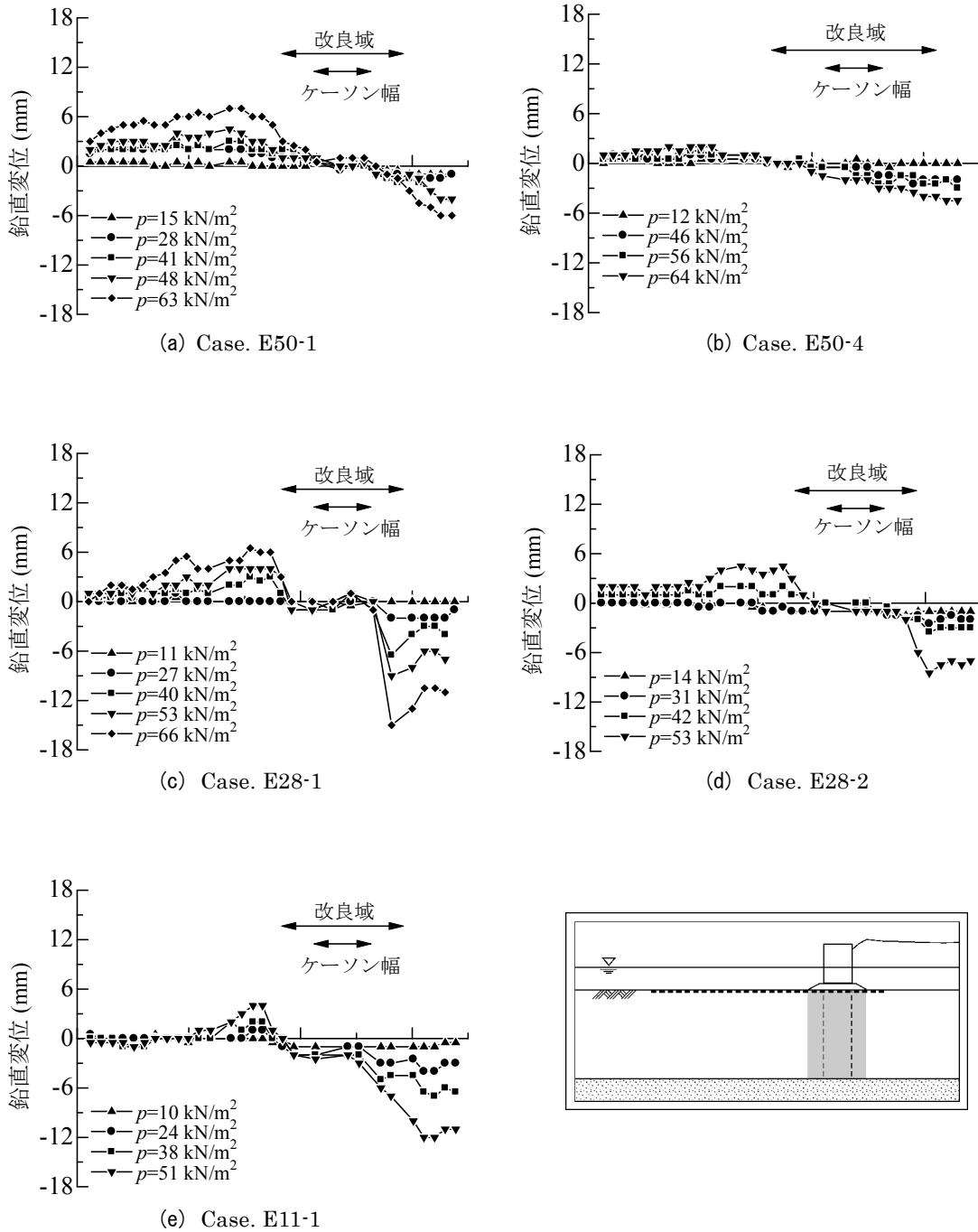
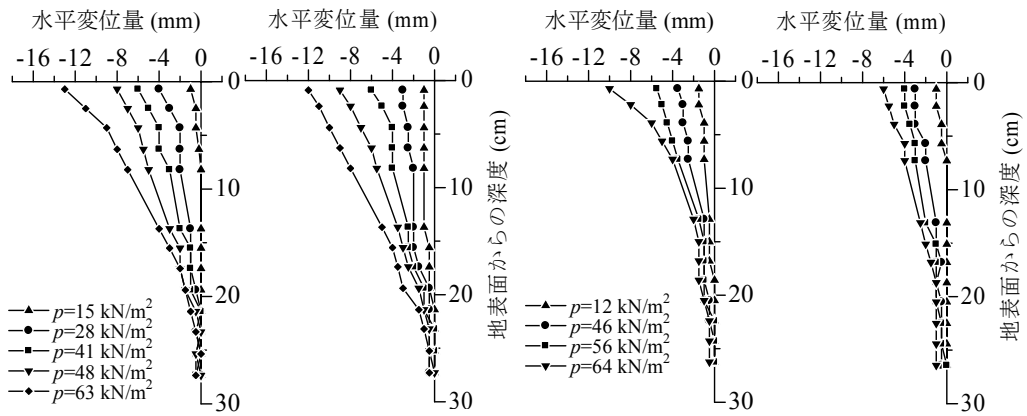
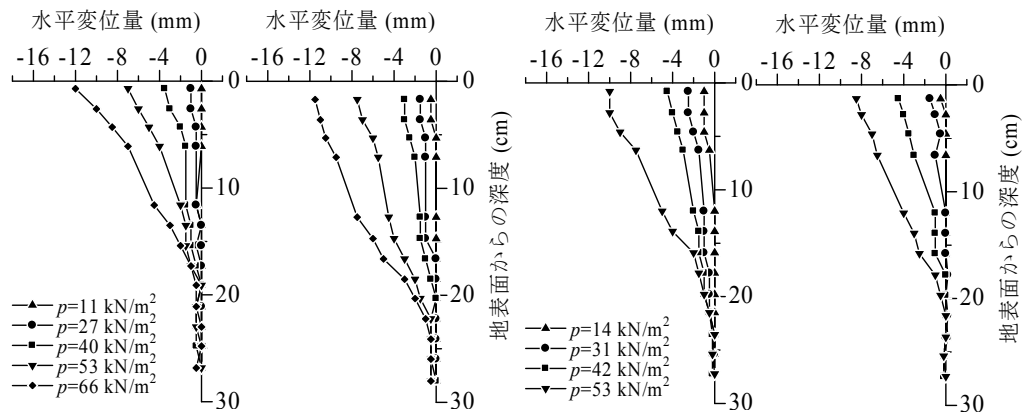


図-3.15 載荷時における鉛直変位分布 (着底型 SCP 改良地盤)



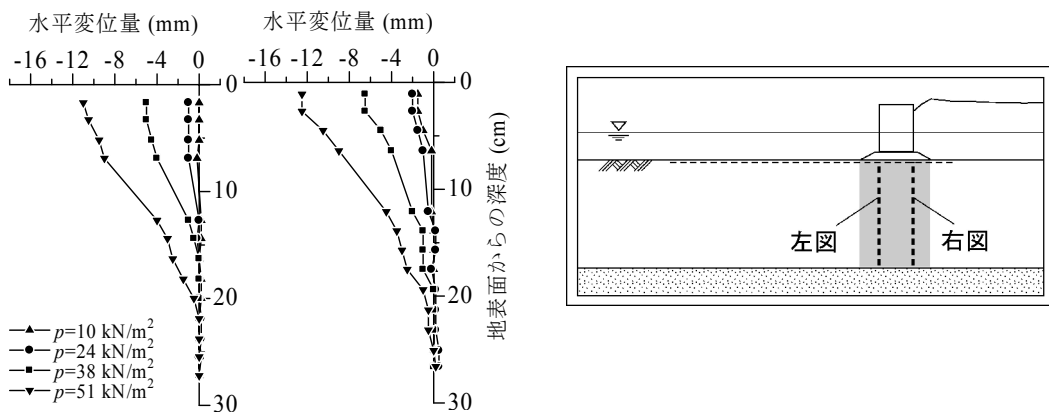
(a) Case. E50-1

(b) Case. E50-4



(c) Case. E28-1

(d) Case. E28-2



(e) Case. E11-1

図-3.16 載荷時における水平変位分布 (着底型 SCP 改良地盤)

ている。つまり、改良域左側では浅部の変位が深部の変位よりも卓越するが、改良域右側では深部まで比較的大きな変位が生じている。

Case. E50-4 (図-3.16(b)) のように改良率 50% で改良幅が 27 cm と広い場合、Case. E50-1 と同様に改良域内の左側や右側に関係なく改良域が曲がるように変位している。また、中央付近の深度 (15 cm 程度) において、改良域内の左側よりも右側において大きな水平変位を確認できる。このケースでの水平変位分布を Case. E50-1 でのものと比較すると、浅部での水平変位が深部でのものよりも卓越する傾向が見られる。これは、改良域を埋立部下部まで広げることによって埋め立てからの鉛直荷重に抵抗することができ、ケーソン下部の改良域への水平荷重が小さくなるためと推測される。Case. E28-1, E28-2, E11-1 (図-3.16(c) ~ (e)) のように改良率を 28% や 11% に減少させても、改良率が 50% の改良地盤と同様に、改良域が曲がるように変形している。

着底型 SCP 改良地盤に対して埋立荷重を行う場合、今回の実験条件内では改良率や改良幅に関係なく改良域が曲がって海側に傾斜するように変形していた。つまり、埋め立てに伴って、マウンド直下の改良域の上部ほど海側へ大きく水平変位する。そこで、地盤全体が限界状態となる埋立圧力を調べるために、埋立圧力と改良域上部

の水平変位量の関係を見てみる。図-3.17 には、着底型 SCP 改良地盤の全実験ケース (5 ケース) における埋立圧力と水平変位量 (図-3.2 に示した変位代表点における変位量) の関係を示している。図に注目すると、全ての実験ケースにおいて埋立圧力を大きくすると水平変位量は増加しており、圧力～変位関係における勾配は徐々に増加している。ただし、水平変位の急増は確認できない。後半の圧力～変位関係の勾配はほぼ一定となっていることから考えると、埋立荷重に伴って改良地盤の強度は収束せずに増し続けていることが分かる。この結果は Takemura *et al.* (1991) の実験結果とも一致している。

着底型 SCP 改良地盤においては、グラフ上での埋立圧力～水平変位量の関係において明確なピーク値が表れない。このような場合、限界点の算出方法については過去に多くの手法が提案されているが、明確に限界点を求める方法や基準は定まっていない。実験においては圧力～変位関係の後半部分は直線的となり、圧力～変位関係が急変しないため、終局へ向かう変形モードが出現したと言える。このため、後半の直線部分の始点を限界点と定義した。この方法は、杭の押し込み試験や引き抜き試験において第 2 限界荷重を算出する手法であり、杭周辺地盤の抵抗力が極限状態に達し、杭底面下の地盤が塑性化して締固められて荷重～沈下関係が定常状態に移行する

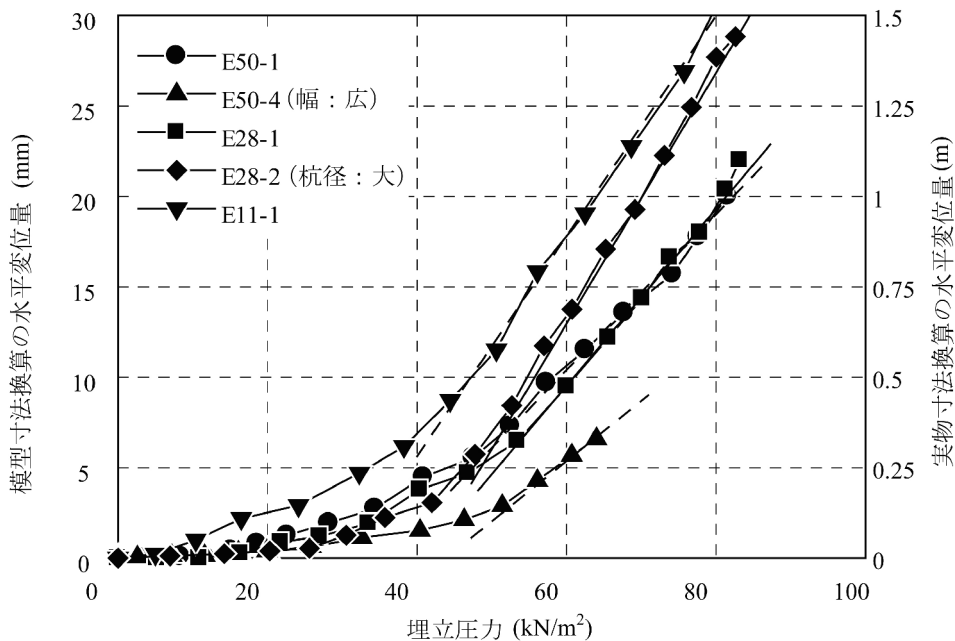


図-3.17 埋立圧力と変位代表点の水平変位の関係 (着底型 SCP 改良地盤)

ときの荷重とされている。このように、ここでは便宜上限界点を定義するが、着底型の実験においては限界点よりも大きな埋立圧力を加えても変位が急激に増加する破壊現象は生じないことに注意したい。定義に従って限界点での埋立圧力（以下、限界埋立圧力）を求めると表-3.5 のようになる。表には、埋め立ての初期段階（地盤全体が弾性状態）における線形グラフ上で直線部分の勾配と限界点での水平変位量を併せて示している。埋め立ての初期段階における直線の勾配（以下、初期接線勾配）は、埋立圧力の増加に対する改良域の変形量の増加傾向を示しており、改良地盤全体の剛性を表しているものである。

Case. E50-1, E28-1, E11-1 における初期接線勾配を比較すると、改良率が 50 % から 28 % に低下しても接線勾配はそれほど変化しないが、改良率が 11 % まで低下すると接線勾配は 2.3 ~ 3.1 倍程度大きくなっている。これは、改良率が低すぎると改良地盤全体の剛性が大幅に低下することを示している。Case. E50-1 と E50-4 での初期接線勾配を比較すると、改良幅を 20 cm から 27 cm に広くすることによって接線勾配は 3.9 倍程度小さくなっている。これから、改良幅を 7 cm と少し広げるだけでも地盤全体の剛性を大幅に増加させられることが分かった。Case. E28-1 と E28-2 での初期接線勾配を比較するとほぼ等しく、砂杭径の違いは地盤全体の剛性には大きな影響を与えないと考えられる。

Case. E50-1, E28-1, E11-1 における限界埋立圧力に着目すると、改良率が 50 % から 28 % に低下しても限界埋立圧力はそれほど変化しないが、11 % まで低下することによって限界埋立圧力は減少し、埋立载荷に対する地盤の

安定性が低下することが分かる。すなわち、改良率を 28 % から 11 % まで低下させると限界埋立圧力は 17 % 低下しており、地盤の安定性はかなり低下する。このように、改良率を極端に低下させると安定性は低下することが分かった。改良率に対して、限界埋立圧力が比例的に増減するわけではない。Case. E50-1 と E50-4 での限界埋立圧力を比較すると、改良幅を 20 cm から 27 cm に広げても限界埋立圧力はそれほど変化しなかった。これから、今回の実験での改良幅の範囲内では、改良幅を広げると地盤剛性が増加するが、安定性の向上はそれほど期待できない可能性が高いことが分かった。また、Case. E28-1 と E28-2 での限界埋立圧力はほとんど等しく、砂杭径を 4 cm と太くしても有意な差が認められなかった。ただし、限界状態での圧力～変位勾配は Case. E28-2 の方が急であり、杭径を大きくすることによって限界点以降の変位量の増加が大きく進む傾向が見られた。

限界点での改良域上部の水平変位量を見ると、特に地盤剛性が大きい Case. E50-4 を除くと水平変位量は 6.6 ~ 8.7 mm（実物寸法換算で 33.0 ~ 43.5 cm）程度であった。これは、ケーソン幅に対して 6.6 ~ 8.7 % であり、現場において許容される以上の変位が生じたと言える。

(2) 限界状態における変形モードに関する考察

a) 埋立载荷による砂杭の挙動

改良地盤上のケーソン背後に埋め立てを行い続けると改良域は限界状態に至って、最終的には破壊する。ここでは、破壊過程における限界状態の変形モードについて見てみる。前述のように、改良率や改良幅が異なっても改良域の変形挙動は類似していた。そこで、変形量

表-3.5 着底型 SCP 改良地盤の限界埋立圧力

ケース	改良率	改良幅	砂杭径	初期接線勾配	限界埋立圧力	限界点での水平変位量
E50-1	50 %	20 cm (10.0 m)	2 cm (1 m)	5.4×10^{-5} m/kN/m ²	53 kN/m ²	7.4 mm (37.0 cm)
E50-4	50 %	27 cm (13.5 m)	2 cm (1 m)	1.4×10^{-5} m/kN/m ²	56 kN/m ²	4.3 mm (21.5 cm)
E28-1	28 %	20 cm (10.0 m)	2 cm (1 m)	5.4×10^{-5} m/kN/m ²	53 kN/m ²	6.6 mm (33.0 cm)
E28-2	28 %	20 cm (10.0 m)	4 cm (2 m)	4.0×10^{-5} m/kN/m ²	53 kN/m ²	8.4 mm (42.0 cm)
E11-1	11 %	20 cm (10.0 m)	2 cm (1 m)	1.2×10^{-4} m/kN/m ²	44 kN/m ²	8.7 mm (43.5 cm)

※括弧内は実物寸法に換算した値

が大きく砂杭の動きをよく観察できる Case. E28-1, E28-2, E11-1 での砂杭部分の動きを調べた。限界状態に達した時および実験において最大の埋立圧力を作用させた時の砂杭を図-3.18 に示す。図示した砂杭の位置は、砂杭の打設位置に相当する地盤側面に設置した破線のターゲット(図-3.12 と図-3.13 を参照)を画像解析して求めたものである。

図-3.18(a)の砂杭の位置を見ると、海側5本の砂杭は曲がって海側へ傾斜している。海側へ傾斜するのは、埋立部からの荷重によるものである。最も埋立圧力が大

きい場合の砂杭の位置を見ると、砂杭が曲がる深度は深くなり、全体的に海側へ倒れ込んでいる。また、最も埋立側の砂杭は上端で埋立側へ引きずりこまれている。この上端付近では、上述の実験写真(図-3.12)で示したように局所的な滑り面も発生しており、整合性が取れている。

砂杭径を大きくした Case. E28-2(図-3.18(b)参照)や改良率を低下させた Case. E11-1(図-3.18(c)参照)においても、砂杭は海側へ曲がり傾斜している。改良率が低い Case. E11-1 においては、より顕著に屈曲している。ま

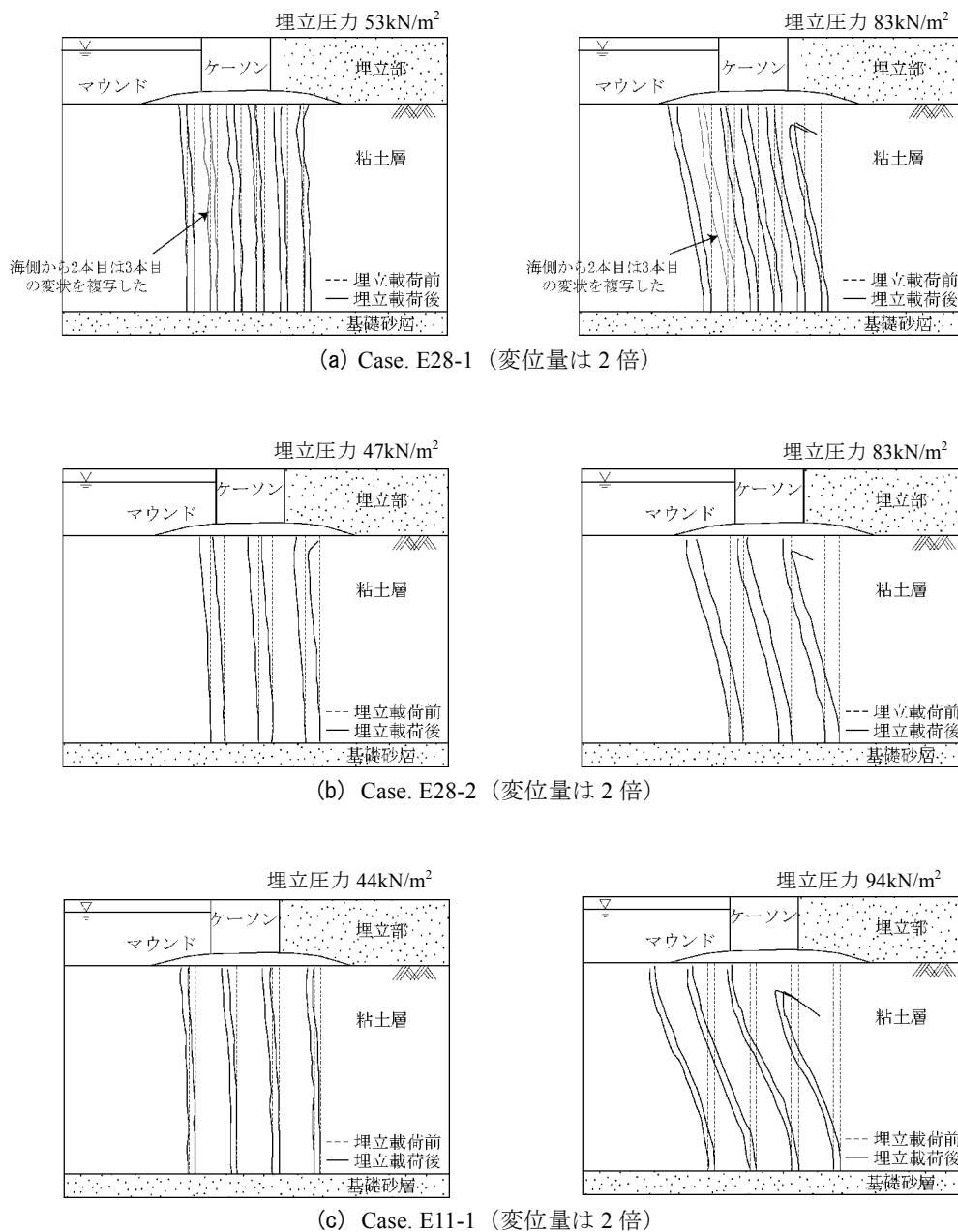


図-3.18 種々の埋立圧力における砂杭の変形挙動(着底型 SCP 改良地盤)

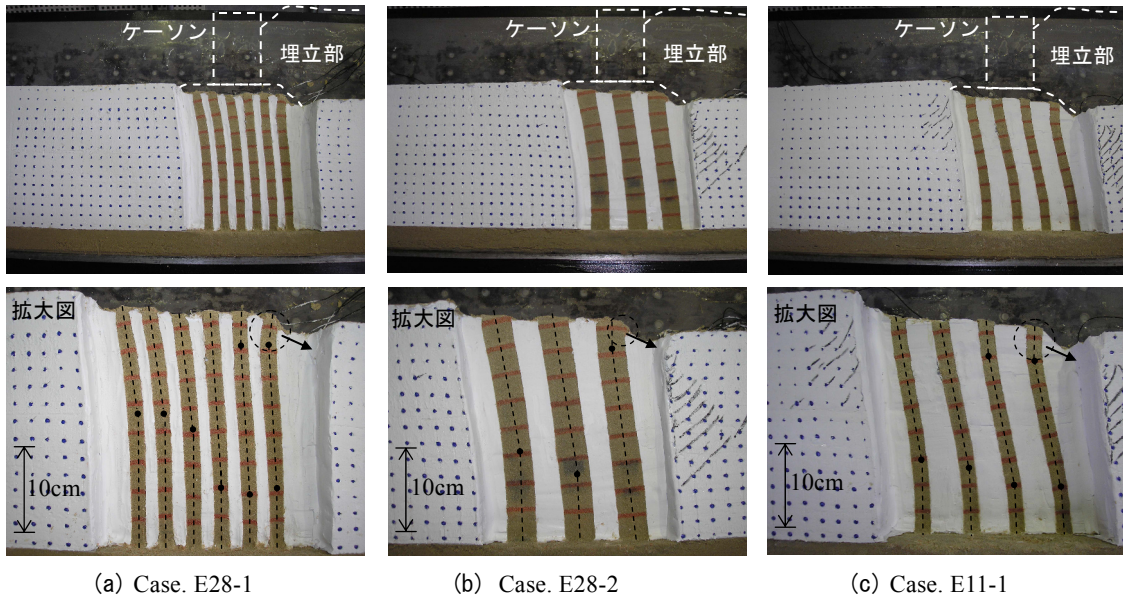


図-3.19 実験終了後の砂杭の破壊状況

た、水平変位量が大きい Case. E11-1 では、砂杭の上端付近における水平変位量が小さくなり、砂杭は S 字形となっている。これは、改良域上部のマウンドが水平変位を抑制する効果を発揮したためと考えられる。

今回実験を行ったいずれの実験ケースにおいても、砂杭が曲がって大きな変形が生じた後には、滑り面のような別の変形モードは観察できなかった。このため、改良地盤全体の安定性を評価するためには少なくとも砂杭が途中で曲がる変形モードを考慮する必要があると考えられる。

より詳細に砂杭の変状を観察するために、遠心場での載荷実験終了後に 1g 場で模型地盤を解体して砂杭の変状を確認した。変形量が大きかった Case. E28-1, E28-2, E11-1 における載荷実験後の砂杭の写真を図-3.19 に示している。砂杭の破壊挙動を観察できるように着色した砂を砂杭内に水平方向に介在させ、載荷実験後に砂杭の変形状況を観察した。

Case. E28-1 (図-3.19(a)の拡大図) では、砂杭は途中で曲がり、砂杭上部は海側へ傾斜している。傾斜した砂杭上部の色砂に注目すると、埋立載荷前には水平であった色砂も斜めになっており、軸方向と垂直を保っていない。すなわち、砂杭上部は単純せん断変形したのではなく、砂杭の途中で曲がり海側へ倒れこんだことが分かる。また、海側の砂杭ほど倒れこむ傾斜角は大きく、砂杭が曲がる深度は埋立側ほど深くなっている。埋立側 2 本の砂杭の上端付近は埋立部下部の粘土地盤に引きずり込まれ、埋立側へ変位している様子が見られる。Case. E28-2 と Case. E11-1 (図-3.19(b)と(c)の拡大図) においても、海

側の砂杭は途中で曲がり、砂杭上部は傾斜していることがより顕著に分かる。これらの実験ケースにおいても埋立側の砂杭上端付近は埋立側へ引きずり込まれている。

Case. E11-1 について、図-3.19(c) に示した写真から各砂杭と粘土層における境界面での曲率を求めた。この深度分布を図-3.20 に示す。海側の 2 本と埋立側の 2 本を分けて示しており、右側に凸な曲率を正とした。海側の 2 本の砂杭では、粘土層表面から 17 ~ 23 cm の深度で 2 m^{-1} 以上の曲率が生じており、広い範囲において比較的大きな曲率が生じていることがわかる。これは前述のように、砂杭が曲がるためである。埋立側の 2 本の砂杭では、21 ~ 25 cm の深度で 2 m^{-1} 以上の曲率が生じており、曲率が大きい箇所が多少深くなっている。また、最も埋立側の砂杭では、8 cm より浅いにおいて $2.7 \sim 5.4 \text{ m}^{-1}$ と大きな曲率が生じている。これは、埋立側の砂杭上端部が沈下に伴って埋立側へ引き込まれたためである。このように、埋立載荷に伴って、比較的深部の砂杭が曲がって $2 \sim 3 \text{ m}^{-1}$ 程度の曲率が生じていた。最も砂杭内の歪み量が小さくなる場合の仮定として、砂杭が全体的に伸縮せず側方にひずみが生じていないとすると、砂杭の左右境界付近での軸歪みは 2 ~ 3 % となる。密に詰まった豊浦珪砂の歪みレベルから考えると、砂杭の両端で十分に塑性化していると言える。このことから、埋立載荷に伴って砂杭はある深度で圧縮・伸張によって塑性化して折れ曲がり、海側へ倒れこんでいるものと考えられる。粘土地盤内の鋼管杭の水平載荷問題では、杭が粘土層をすり抜ける現象が生じることが指摘されている。本研究では、砂杭を含んだ複合地盤全体を一様に載荷しているた

めに、砂杭がすり抜ける可能性は低い、念のためにすり抜け現象が生じていないことを確認しておく。ここでは、ターゲットと砂杭の動きが等しいことを見る。埋立载荷中の砂杭変位を直接計測していないので、実験後に撮影したターゲットと地盤を掘り起こして撮影した砂杭の位置を重ねて比較した。これを図-3.21に示す。

図(a)に注目すると、実験後においては砂杭とターゲット

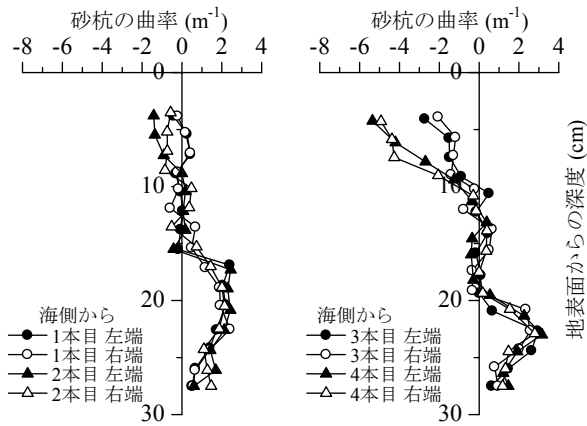
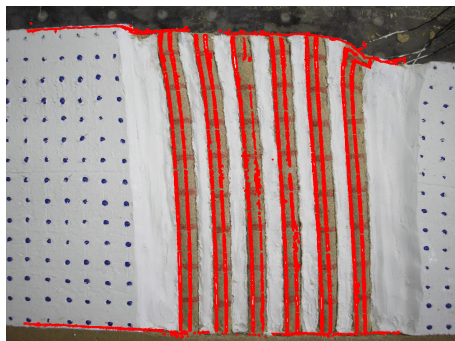


図-3.20 Case. E11-1における砂杭の曲率の深度分布

ト(2本線)の位置がほぼ重なっていることが分かる。図(b)と(c)においても砂杭とターゲットの位置は重なっており、特に変位が大きかった図(c)においてその傾向をよく確認できる。このように、奥行き方向に同じ位置にある砂杭と地盤側面のターゲットはほぼ同一の動きをしていることが分かった。

b) 埋立载荷による杭間粘土層の挙動

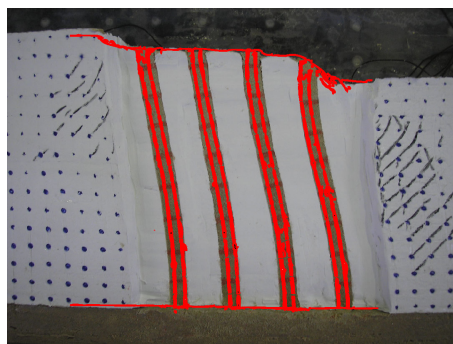
埋立载荷時における砂杭の挙動を見てきたが、ここでは杭間粘土層の変状について検討する。前述のように、改良率や改良幅が異なっても改良域の変形挙動は類似していた。そこで、杭間粘土層の動きをよく観察できるように、砂杭間の距離が広いCase. E28-2を取り上げて杭間粘土層の動きを調べた。埋立载荷前および地盤が限界状態に達した後の地盤側面写真を図-3.22に、せん断ひずみ分布を図-3.23に示している。なお、図-3.23に図示した実験結果は、地盤側面に設置したターゲットを画像解析して求めたものであるが、一部のターゲットが試験容器の補強枠で隠れているためにひずみを計算できない。このため、ケーソン直下の砂杭とその陸側の砂杭付近に限定して分布図を示した。なお、4つのターゲットで形成される四角形から2辺を選び、2辺で挟む角の変量からせん断歪みを求め、それを2辺の交点付近のせん



(a) Case. E28-1

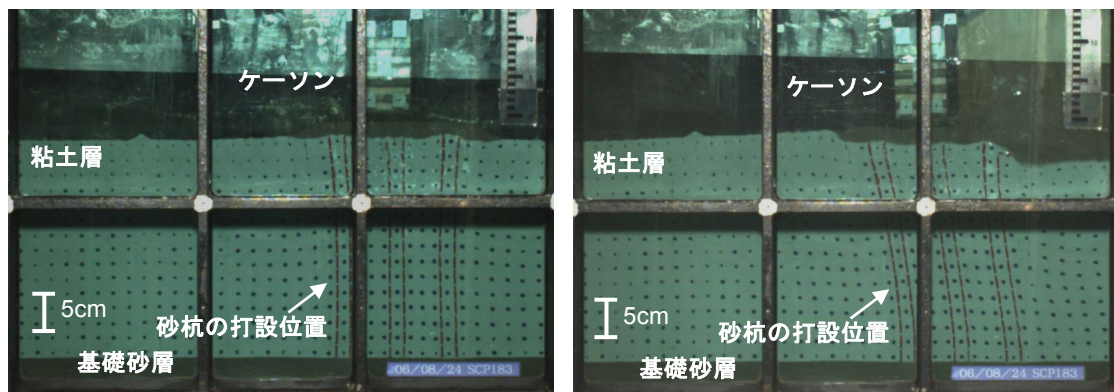


(b) Case. E28-2



(c) Case. E11-1

図-3.21 地盤側面の変位と砂杭変位の関係



(a) 埋立載荷前

(b) 埋立圧力 83 kN/m²

図-3.22 埋立載荷時における地盤側面の写真 (Case. E28-2)

断歪みとした。1つの四角形を4分割し、分割片のせん断歪みは最も近い2辺の交点での歪みとした。

図-3.22 (b) から判断すると、埋立載荷時においては砂杭は曲がるように変形している。また、杭間粘土層のターゲットの位置に注目すると、水平方向に単純せん断変形している様子が分かる。図-3.23 に示した 83 kN/m² の埋立圧力でのせん断ひずみ分布に注目すると、砂杭の部分でのせん断ひずみは比較的小さい。これは、改良域が一様に単純せん断するのではなく、砂杭と粘土層では異なる挙動が生じていることを示している。杭間粘土層では最大で 20% 以上の大きなせん断ひずみが発生していた。これは、上述のように杭間粘土層は単純せん断変形しているためである。圧密非排水三軸圧縮試験によるとカオリン粘土の完全なせん断破壊レベルは軸歪みで 10~15% 程度であり、非排水状態であるとする杭間粘土層は十分にせん断破壊している。排水状態であっても十分に塑性化していると言える。このように、砂杭は途中で曲がり上部が倒れこみ、杭間粘土層は大きく単純せん断し、改良域が限界状態に達している。以下では、この限界状態を屈曲モードと呼ぶことにする。

(3) 改良域内の応力分担特性

a) 応力分担比に関する過去の研究

砂杭と粘土層の複合地盤である SCP 改良地盤に対して載荷を行うと、剛性が大きい砂杭には応力が集中する。砂杭と粘土層に発生する応力の比を応力分担比と言うが、この応力分担比は SCP 改良地盤の安定性に大きな影響を与える。ここでは鉛直方向からの荷重に対する応力分担比について述べる。

過去の研究においても鉛直方向の応力分担比はよく調べられており、平尾と松尾 (1986) は現場において防波堤下の SCP 改良地盤における応力分担比を計測してい

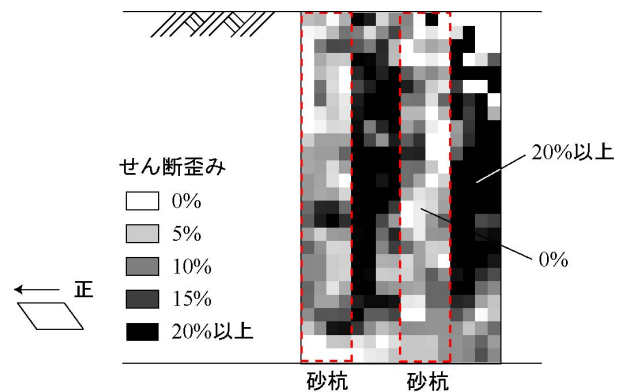


図-3.23 埋立載荷時におけるせん断ひずみ分布 (埋立圧力 83 kN/m²) (Case. E28-2)

る。その出現頻度分布は図-3.24 のようになる。これは、現場実験と既往の施工事例での応力分担比の出現頻度分布を示したものであり、沈下低減係数 β から $\beta = 1 / \{1 + (m-1)a_s\}$ の関係を用いて応力分担比を算定している。

図-3.24 (a) に示すように、現場実験での応力分担比 n は平均値で 3.9 であり、 $n=1 \sim 7$ の範囲で大きくばらついている。既往の施工事例の実測データから得られた応力分担比を図-3.24 (b) に示しているが、改良率が比較的低い場合の応力分担比の平均値は 4.7 で、改良率が高い場合のそれは 4.0 である。このことから、改良率が高い場合には応力分担比が多少小さくなる傾向があることが分かる。他の多くの理論的研究や実験結果から、応力分担比はほぼ 3~6 の範囲内にあると推測されている。

本研究での遠心模型実験では、砂杭に相対密度が約 75% の豊浦珪砂を、粘土層に正規圧密状態のカオリン粘土層を用いている。寺師と北詰 (1990) は着底型 SCP 改

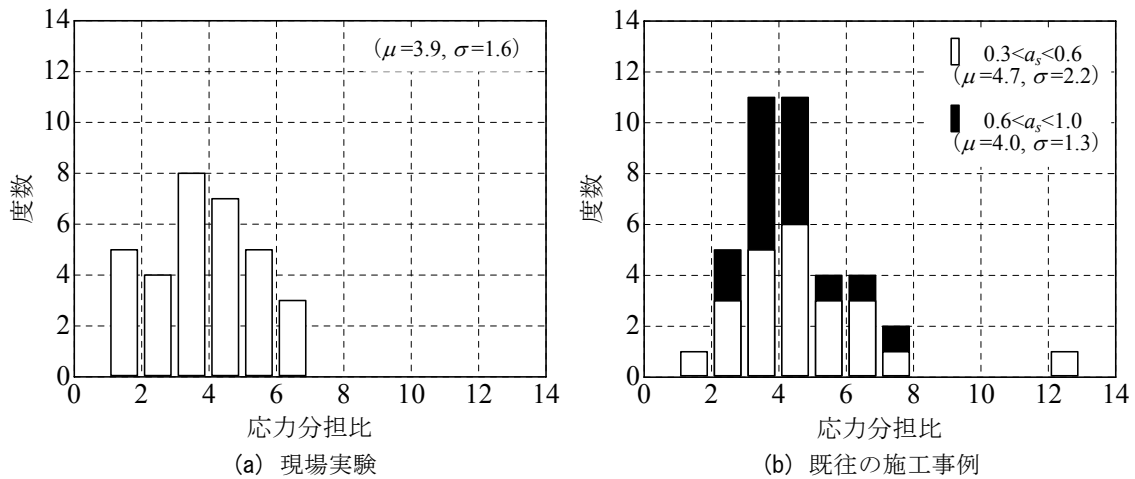


図-3.24 現場で計測された応力分担比 (平尾と松尾, 1986 に加筆修正)

良地盤を対象に、著者ら (2005) は浮き型 SCP 改良地盤を対象に、本研究とほぼ同じ条件で作製した改良地盤に対して鉛直載荷実験を実施している。砂杭上端と粘土層表面に設置した土圧計から計測した応力分担比を図-3.25 に示す。

図に示した着底型 SCP 改良地盤での応力分担比に注目すると、鉛直圧力が大きくなるのにしたがって応力分担比は小さくなっている。14 kN/m² の鉛直圧力の場合に $n = 4.3 \sim 5.3$ であった応力分担比が限界状態に達した時点では $n = 2.7 \sim 3.4$ まで減少している。浮き型 SCP 改良地盤の応力分担比についても、鉛直圧力が大きくなると応力分担比は $n = 6.7$ から 5.0 へと小さくなっており、着底型と浮き型での減少傾向は一致している。浮き型 SCP 改良地盤に対する載荷実験では、限界状態に達した後に応力分担比が急激に小さくなる傾向が見られた。これらの鉛直載荷実験から得られた地盤が限界状態に至った時点での応力分担比は $n = 2.7 \sim 5.0$ とばらついているが、平尾と松尾 (1986) が指摘するように、応力分担比が 3 ~ 6 の範囲にあるという見解と整合性が取れている。

b) 実験で計測した応力分担比

本研究においても、改良率 28 % と 11 % の実験ケースについては砂杭上端と粘土層表面に土圧計を設置して鉛直応力を計測している。改良率 50 % での遠心模型実験では、杭間粘土の断面積よりも土圧計の寸法の方が大きいため、砂杭と杭間粘土での鉛直応力は計測していなかった。遠心載荷前から埋立終了後までの鉛直応力増分(遠心力載荷および水位変動による水圧変動分は差し引いてある)の時刻歴を図-3.26 に示す。なお、ケーソンを設置するまでの粘土層の圧密過程とケーソン設置から埋立

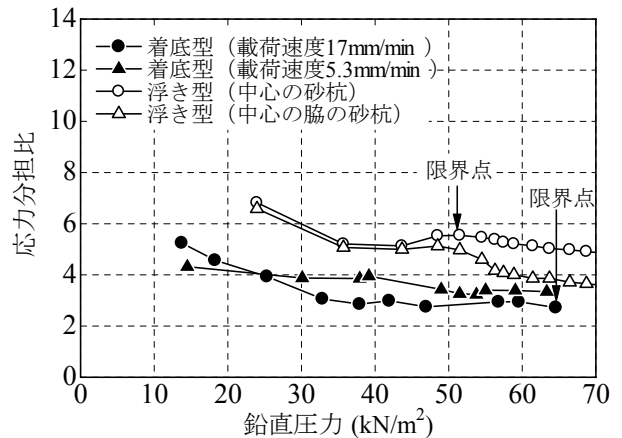


図-3.25 鉛直載荷実験での応力分担比 (高橋ら, 2005 に加筆修正)

終了までの載荷過程を図の左右に分けて示しており、見やすくするために左右の時間軸のスケールを変えてある。また、ケーソン設置時からの鉛直応力増分から求めた応力分担比も図に併せて示している。実験では数箇所の鉛直応力を計測しているために、得られた鉛直応力から算出される最大と最小の応力分担比を図に示している。

図-3.26(a)に示すように、遠心加速度を加えることによって鉛直応力が 8 ~ 14 kN/m² 程度だけ増加している。土圧計の上部には豊浦砂でマウンドを作製しており、遠心載荷時に鉛直応力が増加するのはマウンドの自重による荷重が増加したためである。なお、砂杭上端と粘土層表面での鉛直応力には大きな差はなく、マウンドからの荷重に関しては砂杭に対して応力集中していなかった。これは豊浦砂で作製したマウンドには上載圧が作用しておらず、剛性がかなり小さかったためと推測される。ケ

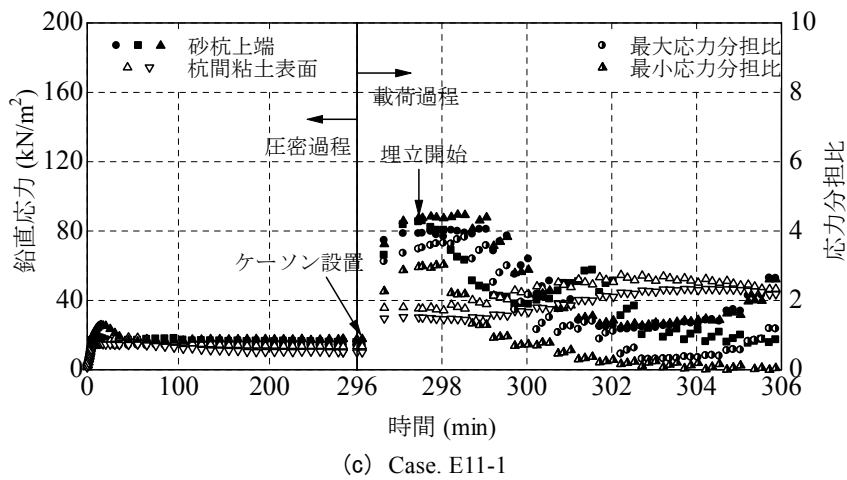
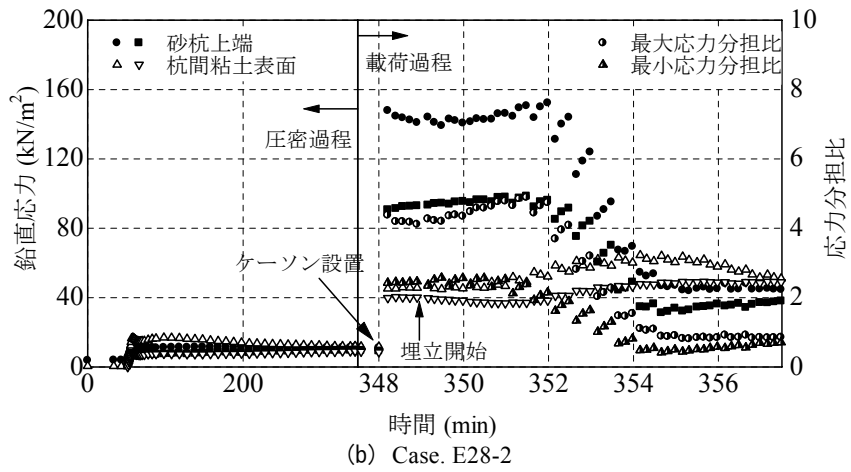
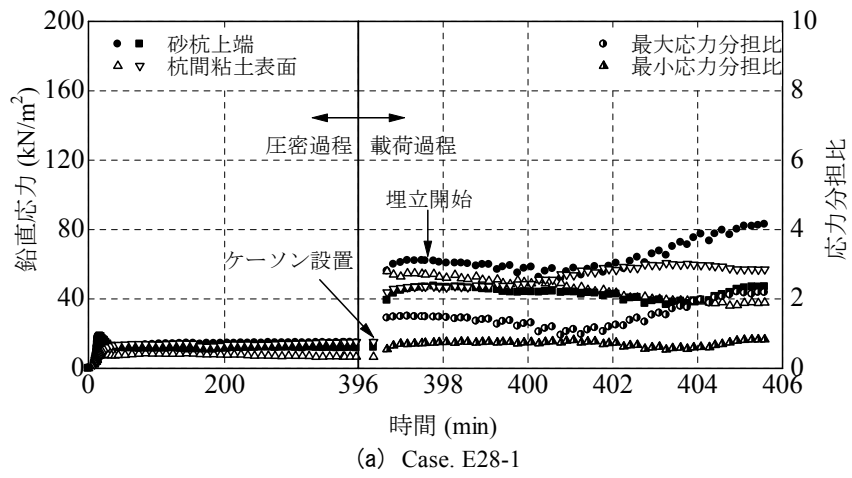


図-3.26 砂杭上端と杭間粘土層表面での鉛直応力および応力分担比

ケーソンの剛性が大きいことから常識的には砂杭へ応力集中すると考えられるが、この実験ケースでは応力集中を計測できなかつた。埋立圧力を増すことによる鉛直応力の増加はほとんど確認できなかつた。これは、ケーソン下部の土圧計から比較的離れた箇所に埋立土があり、埋立圧力はケーソン下部へあまり伝わらないためと考えられる。

図-3.26(b)に注目すると、図-3.26(a)と同様に遠心加速度を加えることによって鉛直応力が8~16 kN/m²程度だけ増加している。ケーソン設置時に鉛直応力が急激に増加しているが、この実験ケースについては砂杭への応力集中が確認できる。計測結果にばらつきがあるが、ケーソン設置後の応力分担比は2.5~4.8程度であった。このケースにおいても埋立圧力を増すことによる鉛直応力の増加はほとんど確認できなかつた。また、実験経過時間が352分を過ぎると、砂杭上端で計測した土圧は急激に減少し始める。354分を過ぎると粘土層表面での値よりも小さくなる。これは、上述のように354分を過ぎると砂杭上部が海側へ傾斜し、土圧計の向きが斜めに向くためと考えられる。図-3.26(c)での計測結果は図-3.26(b)での結果とほぼ同様の傾向であった。ケーソン設置に伴って生じる応力分担比は3.0~3.6程度であり、

埋め立てが進むと砂杭で計測した土圧は急激に減少していた。

3.4 浮き型 SCP 改良地盤における載荷実験結果

(1) 埋立圧荷による改良地盤の変形特性

a) 埋立中の地盤変形挙動

近年、地盤改良に要する建設コストの縮減を目的として改良域を支持層に着底させない浮き型形式の SCP 工法が検討されている。また、軟弱粘土層が厚く施工機械の打設可能な深度を超えている場合や空域に制限があるために大深度用の施工機械を用いることができない場合においても、浮き型 SCP 工法が適用されている。ここでは、砂杭が基礎砂層に着底していない改良地盤に対して埋立圧荷を行い、その破壊過程を調べた。

浮き型 SCP 改良地盤の全実験ケース (3 ケース) における変位ベクトル図を調べた。埋め立てを開始して変形量が十分大きくなるまでの変位ベクトル図を図-3.27 に示す。図には改良域に相当する箇所を灰色で示している。改良深さが粘土層厚の 1/2 である Case. E50-2 (図-3.27(a)参照) の変位ベクトル図に注目すると、改良域がほぼ一体となって大きく海側へ水平変位するとともに、改良域内の右側は下部へも変位している。すなわち、改

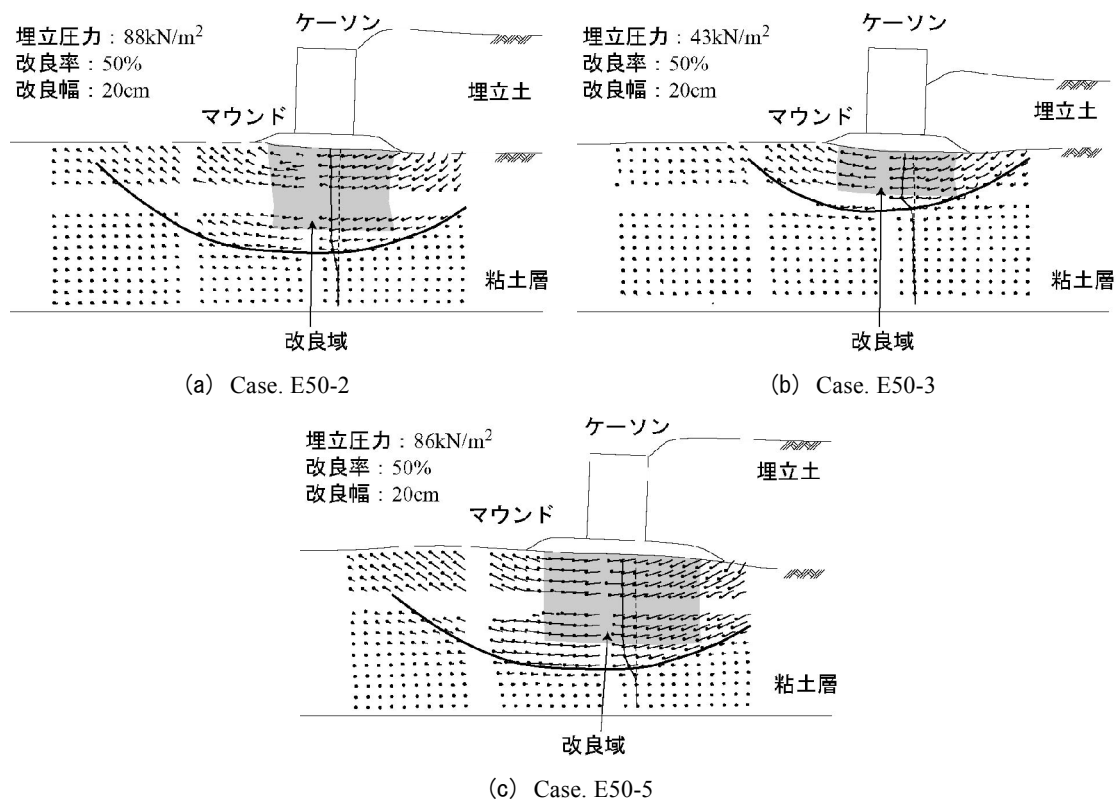


図-3.27 載荷時における変位ベクトル図 (浮き型 SCP 改良地盤)

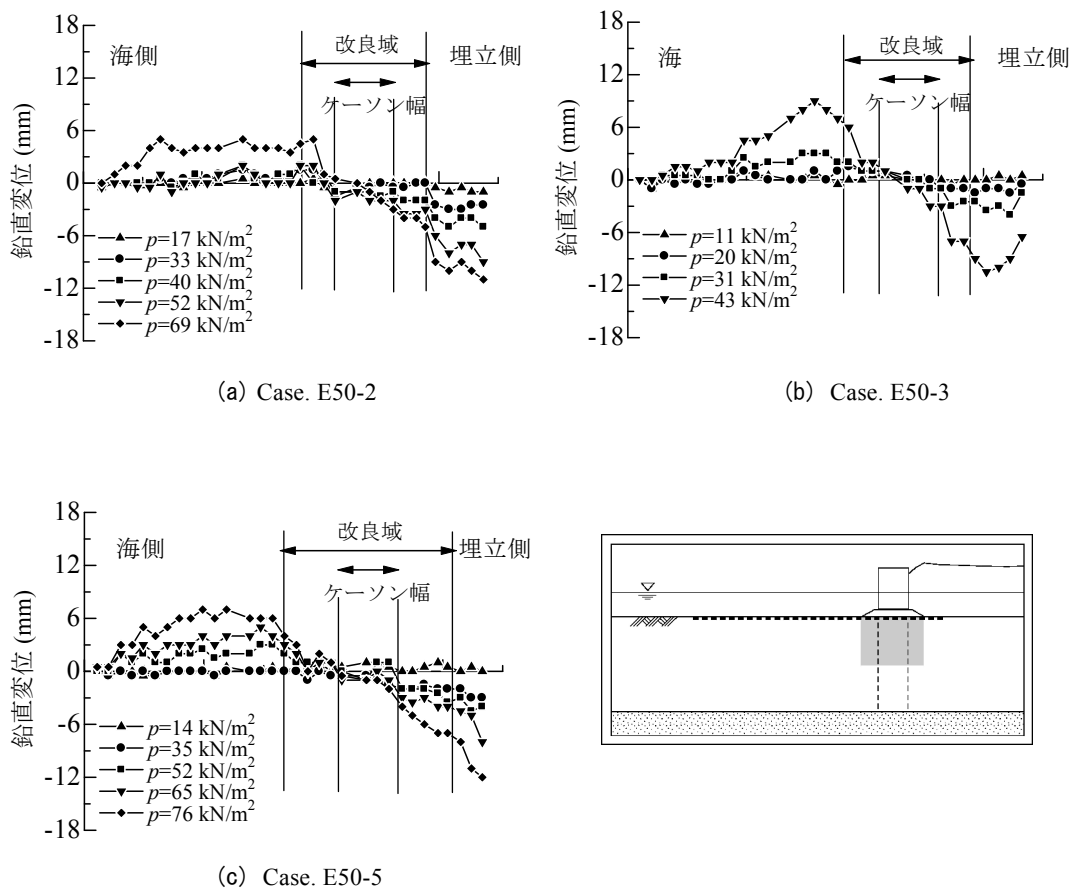


図-3.28 載荷時における鉛直変位分布（浮き型 SCP 改良地盤）

改良域全体は回転しながら海側へ水平変位している。また、改良域直下の粘土層も改良域に追従して大きく水平変位していた。さらに深部を見ると、ある深度以下での水平変位量は急激に小さくなり、その深度以下の粘土層はほとんど水平変位していない。改良域外の埋立側の粘土層は海側下方に、海側の粘土層は海側上方に変位しているが、ここでもある深度以下の粘土層はほとんど水平変位していない。改良域および両外側の粘土層のように変位量が大きい領域と小さい領域には明確な境界面が確認でき、改良域下部において滑り面が生じていることが分かる。改良域下部に滑り面が発生することによって地表面はさらに傾斜し、ケーソンが埋立部へ倒れこんでいた。

改良深さが粘土層厚の 1/4 である Case. E50-3（図-3.27(b)参照）においても、改良域がほぼ一体となって回転しながら海側へ水平変位し、改良域下部の粘土層においてはある深度より以深ではほとんど変位していない。変位が大きい領域と小さい領域には明確な境界面があり、

改良域下部において滑り面が生じていることが分かる。また、滑り面が生じることによって地表面が傾斜し、ケーソンも埋立側へ倒れこんでいる。改良幅を 27 cm に広げた Case. E50-5（図-3.27(c)参照）においてもほぼ同様の变形特性が確認でき、改良域下部で滑り面が生じ、ケーソンは倒れこんでいる。これらのことから、今回の実験条件では埋立側で荷重すると改良域周辺部において滑り面が生じ、改良域が回転しながら海側へ大きく水平変位することが分かった。

b) 地表面の鉛直変位

浮き型 SCP 改良地盤の全実験ケース（3 ケース）における埋立側荷重時の地表面変位について調べた。地表面から 1 cm の深さに設置したターゲットを画像解析して求めた鉛直変位分布を図-3.28 に示す。

改良深さが粘土層厚の 1/2 である Case. E50-2（図-3.28(a)参照）での分布に注目すると、埋立側圧力が増加するほど改良域外の埋立側の粘土層は沈下して海側の粘

土層は隆起している。埋立圧力が 40 kN/m^2 を超えると改良域内の埋立側が沈下し、改良域の表面は傾斜している。これは、浮き型 SCP 改良地盤では改良域下部でのせん断ひずみが徐々に局所化し、最終的には地盤内に滑り面が生じるためである。前述のように、着底型 SCP 改良地盤では改良域の表面はそれほど傾斜していないことから、改良域表面が傾斜するのは浮き型 SCP 改良地盤に限られた変形特性であると考えられる。

改良深さがさらに浅くなった Case. E50-3 (図-3.28(b) 参照) の分布に注目すると、小さな埋立圧力であってもより顕著に改良域内の埋立側は沈下して改良域表面は傾斜している。また、改良域外の埋立側の地盤は沈下し、海側の地盤は隆起している。Case. E50-5 (図-3.28(c) 参照) においてもほぼ同様に地表面は鉛直方向に変位して

いる。このように、浮き型 SCP 改良地盤に対する埋立圧力を大きくすることによって改良域の表面は傾斜することが分かった。また、改良域表面が傾斜することによって、改良域上部のケーソンも倒れこむ。

c) 改良域の水平変位

浮き型 SCP 改良地盤の全実験ケース (3 ケース) における埋立圧荷時の改良域での水平変位について調べた。模型ケーソン左右端の下部の改良域における水平変位分布を図-3.29 に示す。これらは、地盤側面に設置したターゲットの動きから画像解析して求めたものである。

改良深さが粘土層厚の $1/2$ である Case. E50-2 (図-3.29(a) 参照) での水平変位分布に注目すると、埋立圧力が 33 kN/m^2 以下の場合には約 10 cm の深度付近で改良域が屈曲するように変位していることが分かる。これは

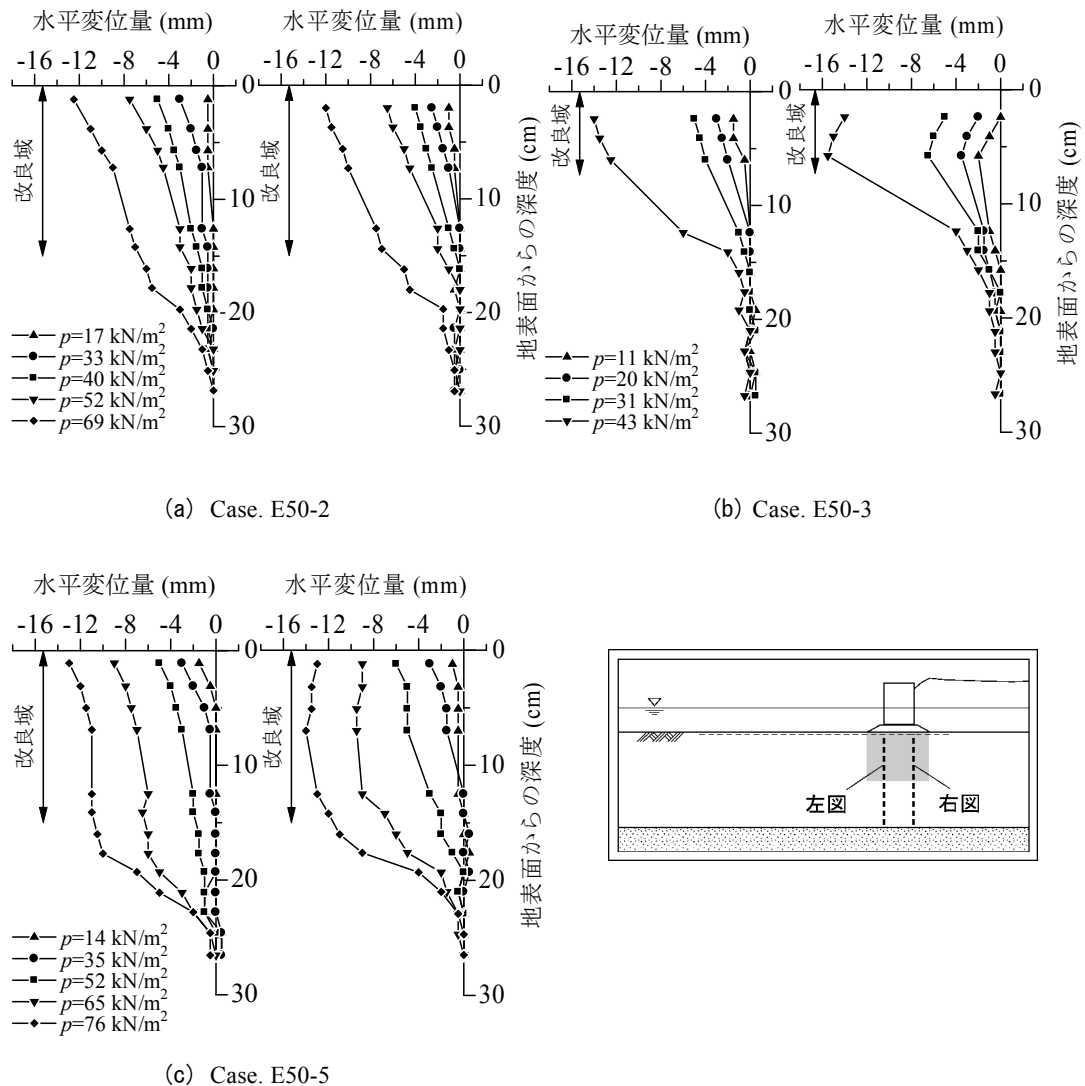


図-3.29 荷荷時における水平変位分布 (浮き型 SCP 改良地盤)

改良域内の左右に関係なく改良域全体で生じる現象である。さらに埋立圧力が大きくなると、改良域全体が海側へ傾斜するようになり、埋立圧力が 69 kN/m^2 となると約 19 cm の深度以上の部分での水平変位量が卓越している。これは改良域下部の約 19 cm の深度付近で滑り面が生じたためである。このことから、埋立圧力が大きくなるにつれて改良域は傾斜し、最終的には改良域下部に滑り面が発生することが分かった。

改良深さが粘土層厚の $1/4$ である Case. E50-3 (図-3.29(b)参照)での水平変位分布では、埋立圧力が 31 kN/m^2 以上になると、約 10 cm の深度で改良域左側が海側へ傾斜した後に、改良域下部で滑り面が生じている。改良深さが 7.5 cm と極端に浅くなると、比較的小さな埋立圧力であっても改良域下部で滑り面が生じていた。

改良幅を 27 cm に広げた Case. E50-5 (図-3.29(c)参照)の水平変位分布では、埋立圧力が 35 kN/m^2 以上になると改良域内の左右で約 7 cm の深度で改良域が曲がるのが分かる。その後、 52 kN/m^2 の埋立圧力で改良域は傾斜しており、 65 kN/m^2 の埋立圧力以上では改良域下部で滑り面が生じていることを確認できる。このことから、改良幅を 27 cm と広くしても Case. E50-2 とほぼ同様の傾向で地盤が変形することが分かった。

浮き型 SCP 改良地盤に対して埋立载荷を行う場合、改良域が屈曲したり傾斜した後に、最終的には改良域周辺

部の粘土層で滑り面が発生した。すなわち、埋め立てに伴って、マウンド直下の改良域上部が海側へ水平変位する。そこで、地盤全体が限界状態に達する埋立圧力を調べるために、埋立圧力と改良域上部の水平変位量の関係を見た。図-3.30には、浮き型 SCP 改良地盤の全実験ケース (3 ケース) における埋立圧力と水平変位量 (図-3.2 に示した変位代表点における変位量) の関係を示している。図に注目すると、全ての実験ケースにおいて埋立圧力が増すにつれて水平変位量は増加しており、ある埋立圧力よりも大きくなると水平変位量は一定の増加傾向を示す。この状態において既に水平変位量は大きく、限界状態に至っていると考えられる。その後、特定の埋立圧力に達すると、水平変位量が急増した。この時の変位量は非常に大きく、地盤全体が完全な破壊に至ったと言える。

上述のように、ある特定の値まで埋立圧力が大きくなると水平変位量が急激に増大するのは、浮き型 SCP 改良地盤では改良域下部において歪みが局所化し、滑り面が発達するためである。しかし、それよりも小さな埋立圧力段階において圧力～変位勾配が一定となるのは、改良域が屈曲するか傾斜して既に限界状態に至っているためと考えられる。そこで、圧力～変位勾配が一定となる直線の始点を限界点と定義した。着底型の場合と同様にこの限界点よりも大きな埋立圧力を加えても変位が急激に

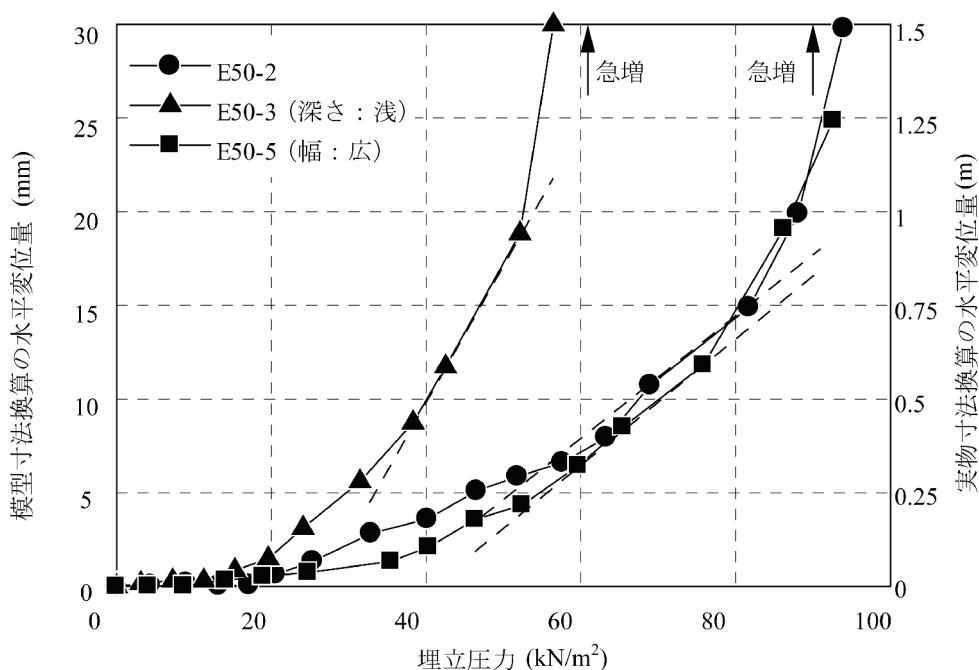


図-3.30 埋立圧力と変位代表点の水平変位の関係 (浮き型 SCP 改良地盤)

増大するわけではない。定義に従うと各々の限界埋立圧力は表-3.6に示すようになる。表には、埋め立ての初期段階（弾性状態）におけるグラフ上で直線部分の勾配と限界点での水平変位量を併せて示している。埋め立ての初期接線勾配は、埋立圧力の増加に対する改良域の変形量の増加傾向を示しており、改良地盤全体の初期剛性を表している。

各実験ケースにおける初期接線勾配を比較すると、改良幅が20 cmから27 cmに広がっても接線勾配はそれほど変化しないが、改良深さを15.0 cmから7.5 cmに浅くすると接線勾配は1.7倍程度小さくなっている。Case. E50-2での埋立載荷速度が他のケースよりも多少遅いために、排水による強度増加の効果も考えられるが、浮き型改良地盤においては改良幅よりも改良深さを大きくすることが地盤の剛性を高められる可能性が高い。改良深さが15.0 cmのCase. E50-2における限界埋立圧力は55 kN/m²であり、同じ改良幅および改良率で砂杭を支持層に着底させたCase. E50-1における限界埋立圧力とほぼ等しかった。ただし、Case. E50-3のように改良深さ7.5 cmまで浅くすると、限界埋立圧力は38 kN/m²と大きく低下

している。このことから、ある程度の改良深さがある場合、改良形式を浮き型としても地盤全体の安定性を保てるが、極端に浅くすることは危険であることが分かった。Case. E50-5での限界埋立圧力は55 kN/m²であり、これについても着底型SCP改良地盤での値とほぼ等しかった。限界点での改良域上部の水平変位量を見ると、水平変位量は5.0~8.7 mm（実物寸法換算で25.0~43.5 cm）程度である。これも着底型SCP改良地盤での値と同程度であり、現場において許容される以上の変位が生じたと言える。

(2) 限界状態における変形モードに関する考察

前述の変位ベクトル図や水平変位分布で示したように、浮き型SCP改良地盤では最終的に改良域周辺部の粘土層で滑り面が生じていた。ここでは、改良地盤のせん断ひずみ分布から改良域周辺部の粘土層での挙動について見てみる。せん断ひずみが集中する箇所が試料容器に隠れていないCase. E50-5において、滑り面が発現した後のせん断ひずみの分布を図-3.31に示している。なお、図-3.31に図示した実験結果は、地盤側面に設置したターゲットを画像解析して求めたものであるが、一部のター

表-3.6 浮き型SCP改良地盤の限界埋立圧力

ケース	改良率	改良幅	改良深さ	初期接線勾配	限界埋立圧力	限界点での水平変位量
E50-2	50 %	20 cm (10.0 m)	15.0 cm (7.5 m)	5.0×10^{-5} m/kN/m ²	55 kN/m ²	6.3 mm (31.5 cm)
E50-3	50 %	20 cm (10.0 m)	7.5 cm (3.75 m)	8.3×10^{-5} m/kN/m ²	38 kN/m ²	8.7 mm (43.5 cm)
E50-5	50 %	27 cm (13.5 m)	15.0 cm (7.5 m)	4.3×10^{-5} m/kN/m ²	55 kN/m ²	5.0 mm (25.0 cm)

※括弧内は実物寸法へ換算した値

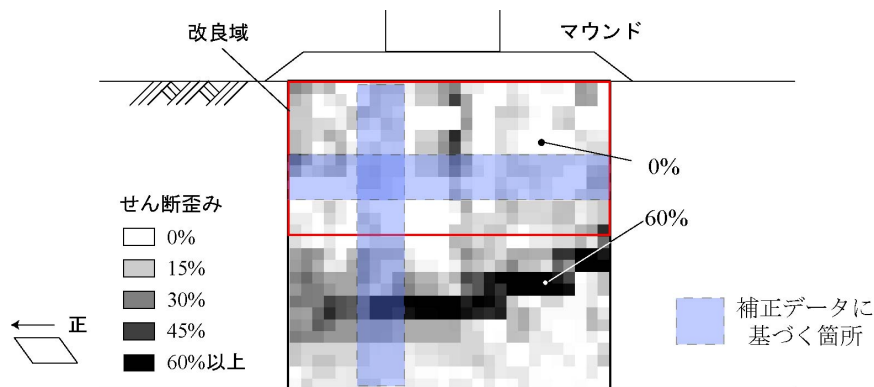


図-3.31 埋立載荷時におけるせん断ひずみ分布（埋立圧力 86 kN/m²）（Case. E50-5）

ゲットが試料容器の補強枠で隠れているためにせん断ひずみを算定できない。このため、両側のターゲットの動きを参考に推定値で補った。

図に示したせん断ひずみ分布に注目すると、改良域はマスとしての剛性が大きく、黒枠で示した改良域では大きなせん断ひずみは局所的にしか発生していない。この局所的なせん断ひずみは、ターゲットの補正誤差や画像解析誤差によって算定されたものと考えられる。これに対して、改良域下部の粘土層には、せん断ひずみが60%と大きな領域が帯状にある。圧密非排水三軸圧縮試験によると非排水状態のカオリン粘土のせん断破壊レベルは10~15%程度であり、帯状の領域は完全にせん断破壊している。これから、この領域においてひずみが局所化して滑り面が生じていることが分かる。また、滑り面は改良域右下部を通過し、左側下方へ円弧状につながっている。すなわち、改良域下端直下において水平方向に滑り面が発生するのではなく、滑り面は円弧状に発生することが分かった。

3.5 遠心模型実験と円弧滑り計算の比較

(1) 地盤の変形挙動と円弧滑り面

遠心模型実験においては着底型 SCP 改良地盤で滑りモードが生じなかった。このため、円弧滑り計算で安定性を精度よく評価することは難しいと考えられるが、現行設計法においては円弧滑り計算で安定性を評価することとなっている。ここでは遠心模型実験と円弧滑り計算の結果を比較してみた。なお、浮き型 SCP 改良地盤の実験断面に対しても円弧滑り計算を実施し、実験結果と円弧滑り計算結果と比較している。円弧滑り計算に用いたせん断強度の算定式は、幅の広い改良率で用いることが可能で使用頻度が最も多い以下の式(2.16) (再掲)を用いた。

$$\tau = (1 - a_s)(c_0 + k z + \Delta\sigma_z \mu_c \Delta c / \Delta p U) + (\gamma_s z + \mu_s \Delta\sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (2.16)$$

各パラメータの説明は2章を参考にされたい。円弧滑り計算に用いた土質定数は表-3.7のとおりである。単位体積重量 γ および粘着力 c_0 、 k は模型実験で計測した値を参考に設定し、内部摩擦角 ϕ には模型実験で計測した相対密度から推定した値を用いた。なお、応力分担比は3(現行設計法を参照)と統一し、杭間粘土において圧密による強度増加は考慮しなかった。

限界埋立圧力 p_f 以上の圧力が作用した際の変位ベクト

表-3.7 円弧滑り計算における土質定数

	γ (kN/m ³)	c_0 (kN/m ²)	k^* (kN/m ³)	ϕ (Degree)
ケーソン	4.7 [*]	-	-	-
マウンド	9.5	0.0	0.0	33.0
埋立土	9.5 (水面上は17.0)	0.0	0.0	33.0
粘土層	7.0	0.0	2.1 ^{**}	0.0
砂杭	9.5	0.0	0.0	42.0

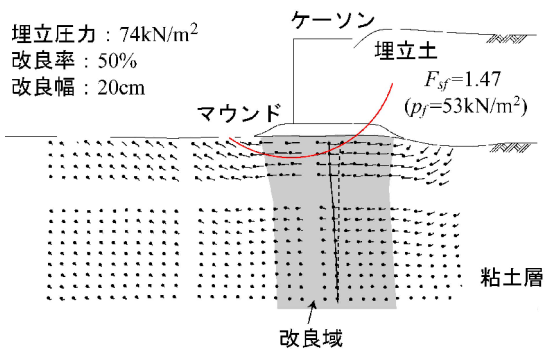
* E11-1 に相当する計算では2.5

** 深度方向への粘着力の増加勾配

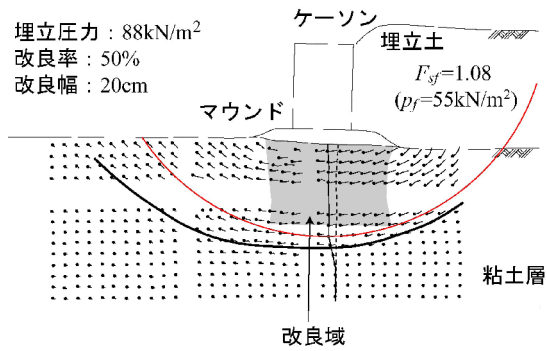
ル図を図-3.14 と図-3.27 に示したが、それぞれのケースで最小安全率を与える円弧滑り面(細線)を変位ベクトル図に重ねて図-3.32 に示す。なお、円弧滑り面は前述の定義で求めた限界埋立圧力が作用した際のものであり、図にはこの時の安全率も併せて示している。

図-3.32(a)に示した着底型 SCP 改良地盤での円弧滑り面に注目すると、滑り面はケーソン背後の埋立土およびマウンドを貫き、改良域の上端から左端へと通過している。このように、着底型 SCP 改良地盤における円弧滑り面は比較的浅い箇所を通過している。遠心模型実験においては着底型 SCP 改良地盤で滑り面を確認できない。また、圧力~変位関係から求めた限界埋立圧力における安全率は1.47と大きく危険側の評価となった。これは、実験では滑り面が生じるよりも先に小さな埋立圧力で屈曲モードによって限界状態に達しているためと考えられる。

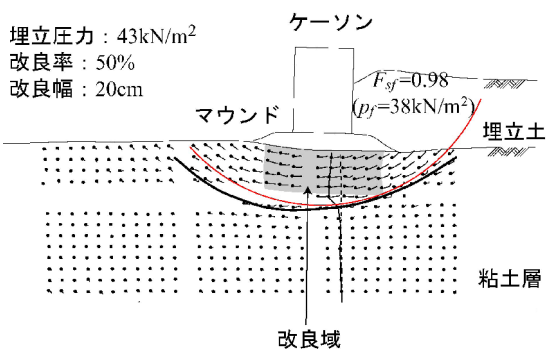
図-3.32(b)に示した浮き型 SCP 改良地盤での円弧滑り面に注目すると、せん断強度が粘土層よりも大きい改良域を避けるように滑り面は改良域下部の粘土層を通過している。変位ベクトルの大きさが深度方向に急激に変化しており、実験においても滑り面が発生している。この滑り面と計算された円弧滑り面の位置は近い。また、圧力~変位関係から求めた限界埋立圧力における安全率は1.08であり、着底型 SCP 改良地盤と比較すると安全率は1.0に近づく。図-3.32(c)に示した極端に改良域が浅い浮き型 SCP 改良地盤においても、滑り面は改良域下部の粘土層を通過している。また、変位ベクトルから観察される滑り面と計算された円弧滑り面はよく一致している。実験で得られた限界埋立圧力が改良地盤に作用した場合の安全率は0.98であり、1.0に近かった。このように、浮き型の実験ケースに対しては、円弧滑り計算に



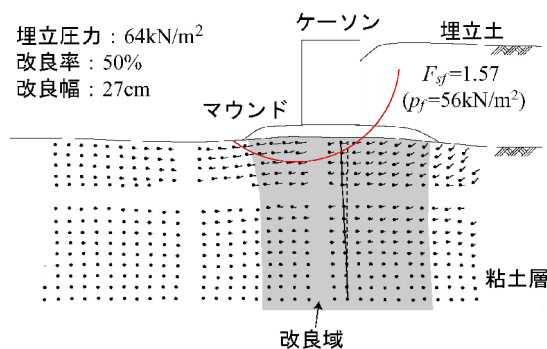
(a) Case. E50-1



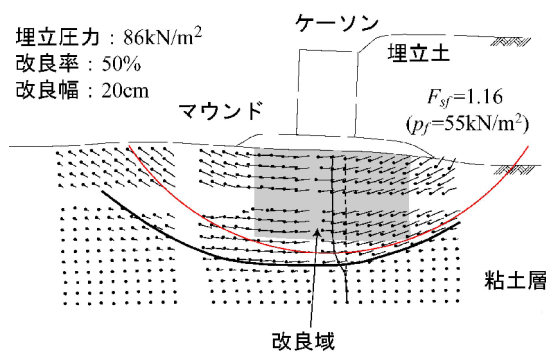
(b) Case. E50-2



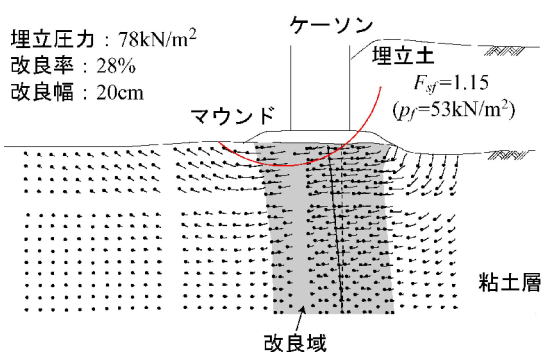
(c) Case. E50-3



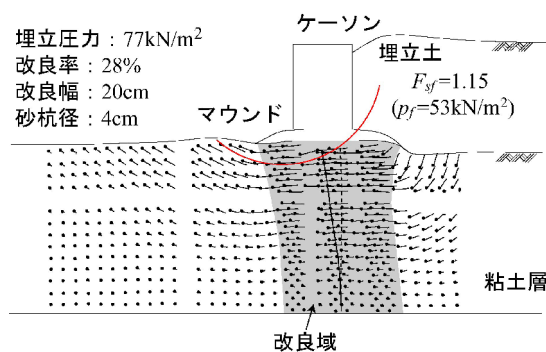
(d) Case. E50-4



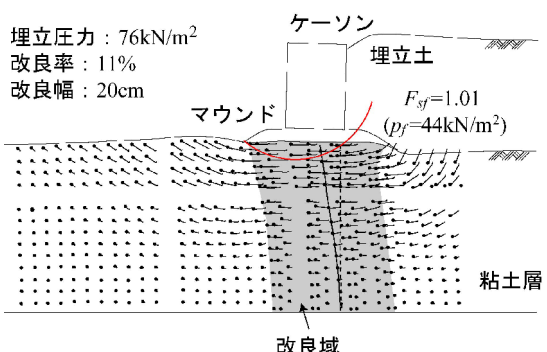
(e) Case. E50-5



(f) Case. E28-1

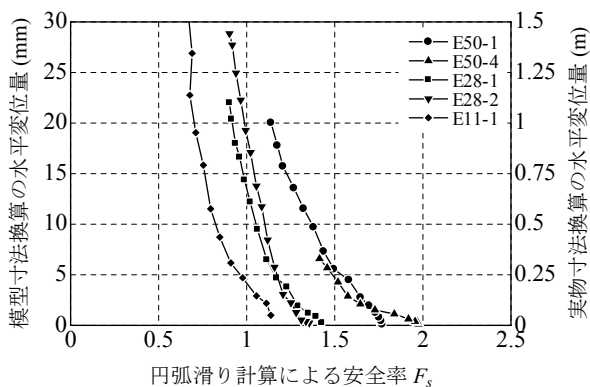


(g) Case. E28-2

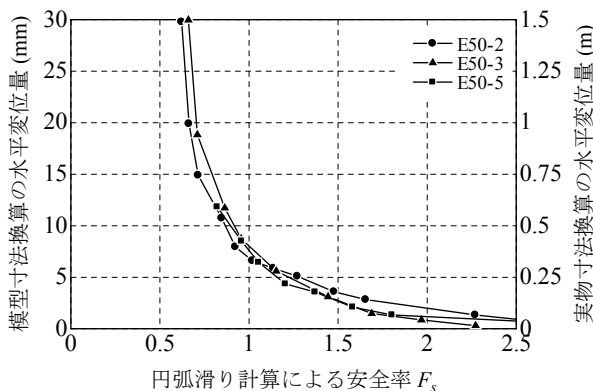


(h) Case. E11-1

図-3.32 限界埋立圧力作用時に最小安全率となる円弧滑り面



(a) 着底型 SCP 改良地盤



(b) 浮き型 SCP 改良地盤

図-3.33 変位量と円弧滑り計算による安全率の関係

よって安定性を精度よく評価できた。

図-3.32(d)に示した改良幅が広い着底型 SCP 改良地盤においては、図-3.32(a)の場合と同様に円弧滑り面は比較的浅い箇所を通過しているが、やはり遠心模型実験では滑り面を確認できなかった。遠心模型実験では、円弧滑り計算で仮定している滑り面が生じずに、改良域が屈曲して限界状態に達した。圧力～変位関係から求めた限界埋立圧力における安全率は 1.57 と大きく危険側の評価となった。図-3.32(e)に示した改良幅が広い浮き型 SCP 改良地盤においては、実験における滑り面と円弧滑り面の位置はよく一致している。ただし、安全率は 1.16 であり、安定性を多少大きく見積もっていた。この差は、滑り面が生じるよりも先に小さな埋立圧力で屈曲モードによって限界状態に達しているためと考えられる。

図-3.32(f)に示すように改良率を 28 %と小さくした場合においても、改良率 50 %の場合と同様に円弧滑り面は比較的浅い箇所を通過している。圧力～変位関係から求めた限界埋立圧力における安全率は 1.15 と大きいが、

改良率が 50 %の場合の安全率 (1.47 と 1.57) よりも 1.0 に近い。改良率を小さくすると、円弧滑り計算による限界埋立圧力は極端に小さくなるが、実験で観察された屈曲モードによる限界埋立圧力はそれほど小さくならない。このため、改良率が小さいほど円弧滑り計算および屈曲モードによる限界埋立圧力の差が縮まり、結果的に円弧滑り計算による安全率は 1.0 に近づく。図-3.32(g)に示すように杭径を 2 倍にしても、円弧滑り面は比較的浅い箇所を通過している。

図-3.32(h)に示すように改良率を 11 %まで小さくすると、他の着底型のケースと同様に円弧滑り面は浅い箇所を通過しているが、安全率は 1.01 と 1.0 にかかなり近くなっている。これは、改良率を 11 %まで小さくすると滑りモードによる限界埋立圧力はかなり減少し、実験で観察された屈曲モードによる限界埋立圧力とほぼ等しくなるためと考えられる。ただし、実験では滑りは生じずに、改良域が屈曲する現象のみが生じていた。これは、屈曲と滑りのモードが同時に生じずに、何らかの要因で屈曲モードが卓越したためと考えられる。

(2) 水平変位量と安全率の関係

着底型と浮き型に関係なく、地盤が限界状態に達すると改良域上部の海側への水平変位が増加することを示した。そこで、種々の埋立圧力における改良域上部での水平変位量と円弧滑り計算による安全率の関係を調べた。円弧滑り計算の精度が高いならば、安全率 1.0 付近で変位量が急増するはずである。水平変位量と安全率の関係を図-3.33 に示す。図(a)には着底型 SCP 改良地盤での関係を、図(b)には浮き型 SCP 改良地盤での関係を示している。

図(a)に示した着底型 SCP 改良地盤での水平変位量と安全率の関係に注目すると、実験ケースに関係なく安全率が小さくなると水平変位量は増大している。改良率が低いほど水平変位量と安全率の関係はグラフ上で左側に位置しており、水平変位量が急激に増加する際の安全率には統一性がない。これは、上述のように改良率が大きいほど円弧滑り計算は安全率を大きく見積もる傾向があるためである。

図(b)に示した浮き型 SCP 改良地盤においても、実験ケースに関係なく安全率が小さくなると水平変位量は増大している。各ケースにおいて安全率が 1.5 程度よりも小さくなると水平変位量は大きくなり始め、安全率が 1.0 よりも小さくなると水平変位量は急激に増加している。この傾向は各実験ケースにおいて統一性がある。これは、浮き型 SCP 改良地盤では改良域が屈曲や傾斜した後改良域周辺部において滑り面が生じるため、最終的な変

形モードが円弧滑り計算での仮定と一致しているためと考えられる。なお、安全率が 1.0 に達した際に直ちに水平変位量が大きくなり、力の平衡状態よりも多少大きな埋立圧力が作用した状態で地盤変位が急増していた。

(3) 円弧滑り計算による安全率の感度分析

砂杭の内部摩擦角や応力分担比などの土質定数を固定して、遠心模型実験と円弧滑り計算を比較してきた。円弧滑り計算において、砂杭の内部摩擦角や応力分担比は計算結果に大きな影響を与える。そこで、各実験断面に対して砂杭内部摩擦角と応力分担比を変化させて円弧滑り計算を行った。得られた安全率を図-3.34 に示している。なお、遠心模型実験において地盤が限界状態に至る埋立圧力が改良地盤に作用したとして安全率を求めた。

また、粘土層の強度が地盤安定性に与える影響を調べるために、粘土層の深度方向の強度増加勾配 k を 1.0 ~ 4.0 に変化させた計算結果を示している。

着底型 SCP 改良地盤 (E50-1, E50-4, E28-1, 2, E11-1) の安全率は、いずれの粘土層の強度勾配においても砂杭の内部摩擦角に大きく影響を受けており、内部摩擦角に対して安全率はほぼ線形的に変化している。また、改良幅が狭く改良率が低いほど、粘土層の強度勾配の違いによる安全率の違い (3 つの実線の間隔) は大きくなっている。これは、改良幅と改良率が小さいほど、粘土層のせん断強度が分担する抵抗モーメントの割合が大きいためである。現場では中程度以上の改良率 (40%以上) が多く用いられている。改良率 50% (E50-1, E50-4) での

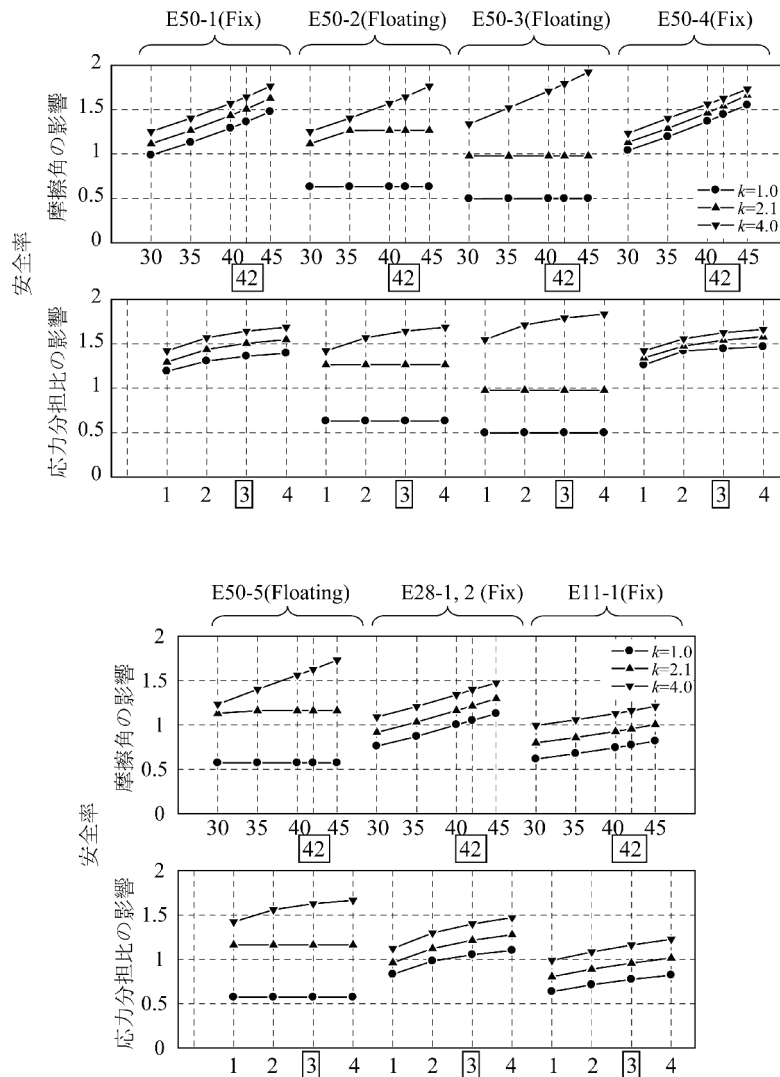


図-3.34 限界埋立圧力作用時の安全率

実験結果 ($k=2.1$) を見ると、現行設計法で示されている内部摩擦角 30 度での安全率は 1.1 であり、1.0 (限界点) に近い。このことから、現行設計法に従って設計した SCP 改良地盤が実際には破壊していない理由の 1 つとして、砂杭の内部摩擦角を小さく評価していることが可能性として考えられる。次に、着底型 SCP 改良地盤の安全率が応力分担比に受ける影響を見ると、応力分担比が小さいほど安全率も低くなっており、特に応力分担比を 1 とすると安全率は急激に減少している。

浮き型 SCP 改良地盤 (E50-2, E50-3, E50-5) の安全率に注目すると、粘土層の強度勾配が大きい場合には砂杭の内部摩擦角の影響を受けるが、粘土層の強度勾配が小さい場合には摩擦角の影響を受けていない。粘土層の強度勾配が大きい場合、改良域下部の粘土層よりも改良域内を通過する円弧滑り面での安全率が小さくなる。このため、安全率は改良域のせん断強度を決定する砂杭の内部摩擦角の影響を受けている。また、改良域内を滑り面が通過するために、安全率は着底型 SCP 改良地盤での傾向と等しくなっている。一方、粘土層の強度勾配が小さい場合、改良域内よりも改良域下部の粘土層を通過する円弧滑り面での安全率が小さい。このため、安全率は改良域のせん断強度 (砂杭の内部摩擦角) の影響を受けていない。浮き型 SCP 改良地盤の安全率が応力分担比に受ける影響を見ると、砂杭の内部摩擦角による影響と同様に、粘土層の強度勾配が大きい場合には応力分担比の影響を受けるが、粘土層の強度勾配が小さい場合には応力分担比の影響を受けていない。この理由は、上記のように改良域内を通過するか否かによるものである。粘土層の強度勾配が大きく円弧滑り面が改良域内を通過する場合、応力分担比が小さいほど安全率も低くなっており、応力分担比が 1 となると安全率は急激に減少している。

砂杭の内部摩擦角や応力分担比が、改良範囲や改良率の相違によって変化する様子を見やすくするために、図-3.34 に示した安全率を正規化して表す。これを図-3.35 に示している。なお、図-3.34 に示した安全率を基準の土質定数 (図-3.34 に四角で囲った値) で算定される安全率で除したものを正規化安全率としている。

着底型 SCP 改良地盤 (E50-1, E50-4, E28-1, 2, E11-1) の正規化安全率に注目すると、粘土層の強度勾配が小さくなると砂杭の内部摩擦角に対する感度は若干高くなる。これは、粘土層の強度勾配が小さいと杭間粘土層の強度も小さくなり、砂杭のせん断抵抗力が分担する抵抗モーメントの割合が大きいためである。また、改良率が低い場合には、砂杭の内部摩擦角に対する感度も低くなっている。これは、改良率が低い場合には砂杭のせん断抵抗

力が分担する抵抗モーメントの割合が小さいためである。着底型 SCP 改良地盤の正規化安全率が応力分担比に受ける影響を見ると、改良率 28 % の場合に感度が高くなっていた。この傾向は改良域内のせん断応力の大小だけでは説明できず、円弧滑り面の位置による違いも含まれていると考えられる。これと同様の傾向は、神田と寺師 (1990) の研究 (図-2.34 参照) においても確かめられている。

浮き型 SCP 改良地盤 (E50-2, E50-3, E50-5) の正規化安全率を見ると、粘土層の強度勾配が大きい場合には円弧滑り面が改良内を通過するために、着底型とほぼ同じ感度となっている。一方、粘土層の強度勾配が小さい場合には円弧滑り面が改良域下部を通過するために、砂の内部摩擦角や応力分担比の影響を受けておらず、それらの値に対する感度はない。

3.6 結語

本章では、SCP 改良地盤を模した砂杭と粘性土の複合地盤に対して実施した遠心模型実験の手順と地盤特性、実験結果について順に示した。次に、模型地盤の断面を対象とした円弧滑り計算を実施して実験結果と比較するとともに、パラメトリック・スタディを行った。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 遠心模型実験の中では大型に分類される模型寸法で載荷実験を実施した。実験では SCP 改良地盤上のケーソン背後に埋め立てを行い、複合地盤を限界状態に至らしめた。深度方向にほぼ線形的に強度が増す正規圧密粘土層を自重圧密によって作製し、1g 場で凍結砂杭を打設し、再び自重圧密して SCP 改良の模型地盤とした。粘土地盤のせん断強度は深度方向への増加勾配で表すと約 $2.1 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ で、砂杭の相対密度は約 75 % であった。載荷実験では、模型ケーソンを設置した後にサンドホッパーによって埋め立てた。
- 2) 砂杭を粘土層下部の基礎砂層に着底させた改良地盤に対して埋立載荷実験を行った。改良条件としては、改良幅 (20 cm, 27 cm) および改良率 (50 %, 28 %, 11 %) を変化させて実験を行った。その結果、改良幅と改良率に関係なく、改良域が屈曲して海側へ傾斜する状態で限界状態に達した。実験後に観察した砂杭の変状や載荷中のせん断ひずみ分布から、砂杭は途中で曲がって上部が海側へ倒れこみ、杭間粘土は単純せん断していた。ただし、埋め立てが進んでも変位が急増することはなく、圧力～変位関係において一定の勾配が認められた。また、改良幅や改良率を大きくすることによって地盤の剛性や安定性が増すことを実験的に確認で

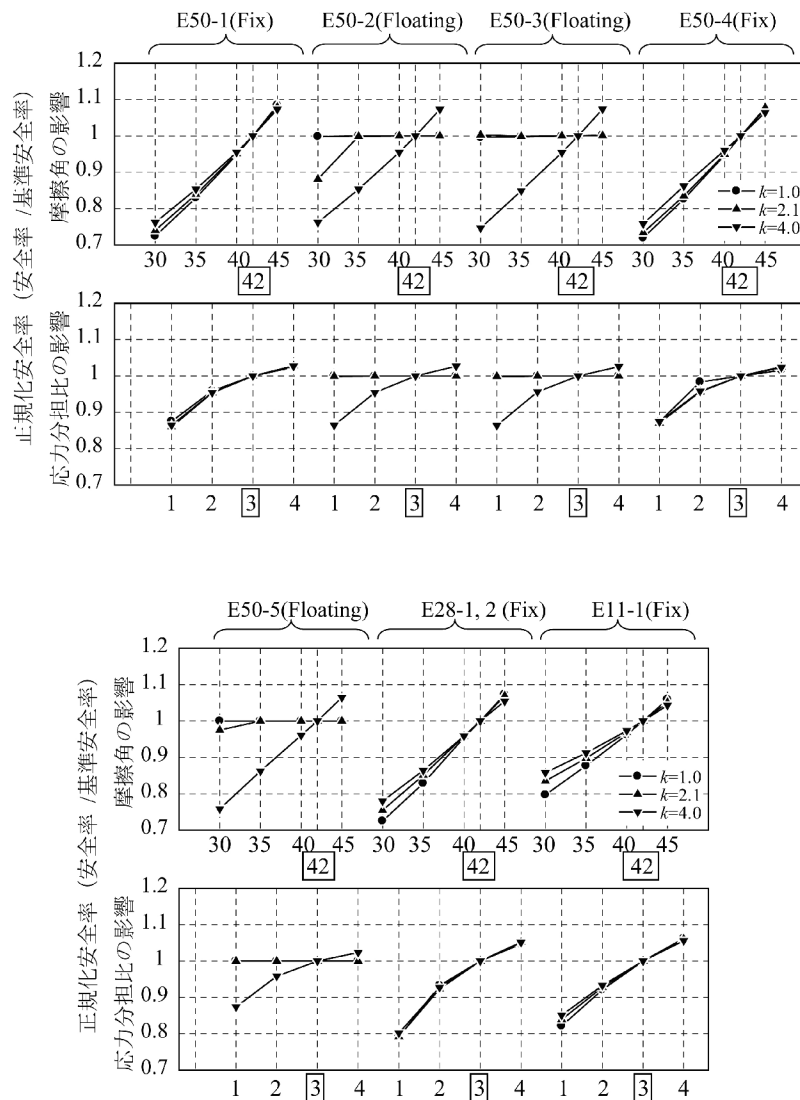


図-3.35 限界埋立圧力作用時の正規化安全率

きた。さらに、砂杭と杭間粘土への鉛直応力を計測して応力分担比を調べたが、応力分担比は2.5～4.8程度であった。ただし、埋立荷重によるケーソン下部の砂杭での応力増加は確認できなかった。

- 3) 砂杭を粘土層下部の基礎砂層に着底させない浮き型SCP改良地盤に対しても埋立載荷実験を行った。改良率を50%で一定として、改良深さを15cm(粘土層厚の1/2)と7.5cm(粘土層厚の1/4)に変化させて実験を行った。その結果、改良深さ15cmの場合には、最初に改良域が海側へ曲がった後に、改良域下部の粘土層で滑り面が生じた。圧力～変位関係において一定の勾配が確認できた後に、変位量が急増して完全に破壊した。改良深さ7.5cmの場合には、比較的小さな埋立

圧力において改良域下部で滑り面が生じ、変位量が急増していた。改良深さを30cm(着底)から15cm(浮き型)に浅くしても限界点で比較した地盤安定性はそれほど低下しないが、15cmから7.5cmと極端に浅くすると地盤安定性は低下した。これは、改良深さが15cmの場合には支配的な変形モードが着底型と同じであるが、7.5cmの場合には滑りモードが支配的であるためと考えられる。

- 4) 実験模型断面を対象に円弧滑り計算を実施した。着底型SCP改良地盤においては最小安全率となる円弧滑り面はマウンドおよび改良域内部を通過し、改良地盤において比較的浅部に位置していた。着底型では、改良率や改良幅が大きい地盤ほど、円弧滑り計算が模型実

験での限界点から判断した地盤安定性を過大評価していた。一方、改良率 50% の浮き型 SCP 改良地盤においては、最小安全率となる円弧滑り面は改良域下部の粘土層を通過していた。浮き型では最終的に改良域下部において滑り面が生じたために、円弧滑り計算は比較的精度よく実験結果を評価できていた。各実験ケースにおいて、実験で計測した改良域上部の水平変位と円弧滑り計算での安全率の関係を見ると、着底型の各ケースの結果には統一性がない。すなわち、水平変位が急増する安全率は共通していない。浮き型の各ケースの結果にはある程度の統一性があり、安全率が 1.5 程度になると水平変位量は大きくなり始め、安全率が 1.0 よりも小さくなると急増していた。このように、円弧滑り計算は実験結果を必ずしも精度よく評価できておらず、滑り面以外の変形モードを考慮した安定解析法が必要であると考えられる。

- 5) 実験模型断面を対象とした円弧滑り計算において、土質定数の感度分析を行った。着底型 SCP 改良地盤では、砂杭の内部摩擦角に対する感度が高かった。また、応力分担比が 1 となると安全率は急激に減少する傾向があった。浮き型 SCP 改良地盤では、粘土層の強度勾配が大きい場合には、円弧滑り面が改良域内を通過するために、着底型と同様の感度分析結果となった。浮き型 SCP 改良地盤において粘土層の強度勾配が小さい場合には、円弧滑り面が改良域下部を通過するために、改良域の土質定数に対する感度はなかった。

3 章の参考文献

- 神田勝己, 寺師昌明 (1990) : 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―, 港湾技術研究所資料, No. 669, 52p.
- 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.
- 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.
- 高橋英紀, 中村健, 北詰昌樹 (2005) : 遠心場における浮き型 SCP 改良地盤の支持力に関する実験的検討, 第 50 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 311-318.
- 寺師昌明, 遠藤敏雄, 北詰昌樹 (1989) : 遠心模型実験の計画と結果の信頼性―支持力に関する国際比較実験例―, 港湾技術研究所報告, No. 28, Vol. 3, pp. 59-79.
- 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.

- 寺師昌明, 北詰昌樹, 久保慎一 (1992) : 遠心模型実験による複合地盤の受働土圧実験, 第 27 回土質工学研究発表会講演集, pp. 2159-2162.
- 平尾寿雄, 松尾稔 (1986) : 地盤改良に伴う粘性土地盤表面の隆起部分の特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 376/III-6, p.280.
- 三笠正人, 高田直俊, 大島昭彦, 河本憲二, 東祥二 (1984) : 砂杭によって改良した粘土地盤の変形, 破壊挙動, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 113-118.
- Avgherinos, P.J. and Schofield, A.N. (1969): Drawn Failure of Centrifuge Models, Proceedings of 7th ICSMFE, Vol. 2, pp. 497-505.
- Barron, R.A. (1948): Consolidation of fine-grained soils by drain wells, Trans. of ASCE, pp.113-718.
- Mikasa, M. et al. (1969): Centrifugal Model Test of Rockfill Dam, Proceedings of 7th ICSMFE, Vol. 2, pp. 325-339.
- Ng, Y.W., Lee, F.H. and Yong, K.Y. (1998): Development of an In-flight Sand Compaction Piles (SCPs) Installer, Proceedings of Centrifuge 98, pp. 837-843.
- Schofield, A.N. (1980): Cambridge Geotechnical Centrifuge Operation, Geotechnique, Vol. 30, No. 3, pp. 227-268.
- Takemura, J., Tean, L.B., Suemasa, N., Hirooka, A. and Kimura, T. (1991): Stability of Soft Clay Improved with Sand Compaction Piles under a Fill, Proceedings of GEO-COAST 91, pp. 399-404.
- Terashi, M. (1985): Development of PHRI Geotechnical Centrifuge and its Application, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 24, No. 3, pp. 73-122.

4. 限界状態の変形モードに着目した数値シミュレーション

4.1 概説

本章では、埋立載荷時における SCP 改良地盤の安定性や限界状態での変形モードを調べるために、有限要素法解析（全応力 FEM 解析）を利用した数値計算を行った。複雑な境界条件を持つ地盤に対して、任意の応力～ひずみ関係を取り込んで変形問題を解く場合に FEM 解析を用いることが一般的である。安定問題に対して FEM 解析があまり用いられてこなかった理由は、土要素が破壊に近づくにつれて構成関係が正則でなくなり、通常の FEM 解析では計算の続行が不可能となるからである。この計算上の問題に対して、釣り合いを満足するまで仮想的な粘性計算を繰り返すことによって安定的に解を得る手法（仮想粘性法）が開発されている。本研究ではこの手法を取り入れた全応力 FEM 解析によって数値シミュレーションを行い、SCP 改良地盤の安定性や変形モードについて評価を試みた。本章の計算では弾・完全塑性体として地盤をモデル化し、全応力で解析しているために、支配的な変形モードが表れると他のモードを卓越して破壊に至る。このため、地盤を破壊に至らしめる支配的な変形モードを特定しやすい。

初めに、仮想粘性法を取り入れた FEM 解析の概要と計算条件等について整理している。次に、遠心模型実験を再現した数値計算を実施し、実験結果と解析結果を比較することによって全応力 FEM 解析の安定性や限界状態での変形モードに関する計算精度について検証する。さらに、地盤が限界状態に至るまでの応力状態について調べ、SCP 改良地盤の破壊過程について検討を加えている。最後に、改良条件をパラメトリックに変化させた一連の計算を行い、各改良条件が地盤の安定性に与える影響について感度分析を実施している。

4.2 数値シミュレーションの概要

(1) モール・クーロンの破壊基準に従う計算法

a) 仮想粘性法の概要

複雑な境界条件を持つ地盤の変形問題には、任意の応力～ひずみ関係を組み込んだ FEM 解析が用いられることが現場でも一般的になってきた。一方、地盤が破壊に近づいた場合の極限状態を解く安定問題に FEM 解析が用いられることは少ない。これは、要素が破壊に近づく構成関係が正則でなくなり、従来の FEM 解析においては計算が不安定化し、計算が続行できなくなるためである。従来の FEM 解析では計算を安定化させるために、

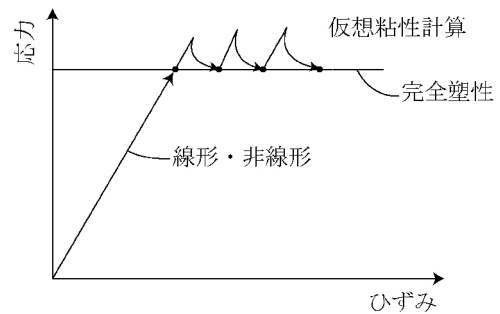


図-4.1 仮想粘性法を用いた計算手法の説明図

ひずみ硬化型の構成則を用いるのが一般的であった。近年はひずみ軟化を考慮した FEM 解析も精力的に研究されており、地盤の安定解析にも FEM 解析が用いられるようになってきた。ここでは完全塑性型やひずみ軟化型の応力～ひずみ関係であっても安定的に計算を行う手法の 1 つである仮想粘性法について概説する。

仮想粘性法とは、接線剛性勾配が 0 や負になる領域（ひずみ軟化域）においても、見かけ上は剛性が正になる計算を行い、釣り合い状態となるまで仮想的な粘性計算を繰り返す手法である。この方法は Zienkiewicz and Corneau (1974) によって提案され、計算手順が簡単で安定した解が得られる特徴がある。Zienkiewicz and Corneau は、土の塑性的な応答が時間の経過とともに現れると仮定して、定常状態に達した時点の計算結果を連ねることによって弾塑性計算を行う手法を提案した。ここでの時間経過は、弾塑性計算を行うために仮想的に導入されたものであり、実際の時間経過とは無関係である。また、計算では時間経過を仮想のものとして考え、収束計算によって得られた定常状態の解のみに意味を持たせる。小林 (1984) は、この仮想粘性法を FEM 解析に適用し、地盤の安定解析も行えることを示した。小林は Zienkiewicz and Corneau の手法に改良を加え収束計算の安定性をさらに向上させた。この仮想粘性法を取り入れた FEM 解析では、図-4.1 に示すようにある破壊基準を厳密に満足する応力状態を探索する。本研究でもこの方法に従って計算を行っており、以下では具体的な計算方法について説明する。

b) 計算方法

地盤の安定解析を行う場合、土をモール・クーロンの破壊基準に従う材料とするのが一般的である。これは、モール・クーロンの破壊基準で用いられる強度定数が粘着力 c と内部摩擦角 ϕ だけで簡便であることと、これらの強度定数と現場試験結果の関係がよく調べられているためである。本研究では、モール・クーロンの破壊基準および仮想粘性法を適用した弾塑性プログラムを用いて

解析を行った。

弾塑性理論によって解析を行う場合、破壊基準の他に塑性ポテンシャルならびに硬化条件式を定義する必要がある。近年の研究によって、土の塑性ポテンシャルを簡単な関数形で表せないことが分かっている。さらに本研究では、完全な破壊に至るまでの正確な変形量よりもいつ破壊が生じるのかという点に着目している。このため、塑性ポテンシャルとして複雑な関数は定義せずに直交性を仮定し、塑性ポテンシャルを破壊基準式と一致させた。また、強度定数 c と ϕ は応力～ひずみ関係には影響を受けないとしたので、硬化条件式は不要である。

上記のような仮定に従って仮想粘性法を取り入れた場合、有限要素法解析は次のように定式化できる。初めに、応力不変量 σ_m 、 $\bar{\sigma}$ 、 θ を以下のように定義する。

$$\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3 \quad (4.1)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{(s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) / 2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2} \quad (4.2)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3} J_3}{2 \bar{\sigma}^3} \right) \quad \left(-\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6} \right) \quad (4.3)$$

ここに、 $J_3 = s_x s_y s_z + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{zx}^2 - s_z \tau_{xy}^2$ であり、

$$s_x = \sigma_x - \sigma_m, \quad s_y = \sigma_y - \sigma_m, \quad s_z = \sigma_z - \sigma_m$$

である。このように応力不変量を定義すると、モール・クローンの降伏関数 F 及び塑性ポテンシャル Q は次式で与えられる。

$$F = Q = \sigma_m \sin \phi + \bar{\sigma} \cos \theta - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \sin \phi \sin \theta - c \cos \phi \quad (4.4)$$

上述のように、本研究での FEM 解析においては弾塑性計算を安定的に行うために仮想粘性法（仮想的な時間を考えた弾・粘塑性理論）を採用している。この方法においては、粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が次式のように表される。

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \frac{d\epsilon_{vp}}{dt} = \beta(\sigma) \quad (4.5)$$

ここに、 $\beta(\sigma)$ は降伏関数および塑性ポテンシャルから定

義される応力の関数であり、具体的な式については後述する。粘塑性計算においては、ある計算時刻における既知の値をもとにして、時間増分 Δt の新しい時刻に対する値を求める。ひずみ増分 $\Delta \epsilon$ から応力増分 $\Delta \sigma$ を求めるためには次式を用いる。

$$\Delta \sigma = \bar{\mathbf{D}} (\Delta \epsilon + \Delta t \beta_0) \quad (4.6)$$

ここに、 β_0 は $\Delta t = 0$ に対応する既知の β であり、 $\bar{\mathbf{D}}$ は

$$\bar{\mathbf{D}} = [\mathbf{D}^{-1} + \Delta t \mathbf{S}_0]^{-1} \quad (4.7)$$

となる。ただし、 \mathbf{D} は弾性応力マトリックスであり、 \mathbf{S}_0 は $\Delta t = 0$ に対応する既知の $\mathbf{S} = (\partial \beta / \partial \sigma)$ を表している。式(4.6)を用いると、弾塑性計算において解が発散せずに計算の安定性が良い。なお、この式を用いるためにはマトリックス \mathbf{S} を計算しなければならない。 β は次の式で表されるものを用いた。

$$\beta = \gamma \left\langle \frac{F}{F_0} \right\rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (4.8)$$

ここに、 γ は粘塑性ひずみ速度を表す定数で時間の逆数の次元を持つものであり、 F_0 は降伏関数 F を無次元化するものである。また、記号 $\langle \rangle$ はその中の正負によって値が変化するものであり、次式のような意味を持つ。

$$\frac{F}{F_0} > 0 \quad \text{ならば} \quad \left\langle \frac{F}{F_0} \right\rangle = \frac{F}{F_0} \quad (4.9)$$

$$\frac{F}{F_0} \leq 0 \quad \text{ならば} \quad \left\langle \frac{F}{F_0} \right\rangle = 0$$

粘塑性ひずみを考慮して計算するのは、地盤が降伏した場合（ $F > 0$ ）のみであるので、 \mathbf{S} を求めると次式が得られる。

$$\mathbf{S} = \frac{\partial \beta}{\partial \sigma} = \frac{\gamma}{F_0} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma} + F \frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma^2} \right\} \quad (4.10)$$

したがって、 \mathbf{S} を求めるためには $(\partial F / \partial \sigma)$ 、 $(\partial Q / \partial \sigma)$ 、 $(\partial^2 Q / \partial \sigma^2)$ の値を求めなければならない。前の2項目に関しては通常の有限要素法の教科書に式が載せられてい

るが、3 項目の $(\partial^2 Q / \partial \sigma^2)$ は複雑な形となるので通常は定式化されていない。この値をマトリックス \mathbf{M} とすると、 \mathbf{M} の (i, j) 成分 \mathbf{M}_{ij} は次式で与えられる。

$$\mathbf{M}_{ij} = \left(\cos\theta - \frac{\sin\phi \sin\theta}{\sqrt{3}} \right) \mathbf{A}_1 - \bar{\sigma} \left(\cos\theta + \frac{\sin\phi \sin\theta}{\sqrt{3}} \right) \frac{\partial \theta}{\partial \sigma_i} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma_j} - \left(\sin\theta + \frac{\cos\theta \sin\phi}{\sqrt{3}} \right) \left(\mathbf{A}_2 + \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_i} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma_j} + \frac{\partial \theta}{\partial \sigma_i} \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_j} \right) \quad (4.11)$$

ただし、 \mathbf{A}_1 および \mathbf{A}_2 は対称マトリックスであり、次式で表される。

$$\mathbf{A}_1 = \frac{\partial}{\partial \sigma_j} \left(\frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_i} \right) = \frac{1}{2\bar{\sigma}^2} \left(\bar{\sigma} \mathbf{C}_1 - \frac{s_i s_j}{2\bar{\sigma}} \right) \quad (4.12)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{A}_2 = & \left(\frac{3\sqrt{3}}{2\bar{\sigma}^4 \cos 3\theta} - \frac{27J_3 \sin 3\theta}{4\bar{\sigma}^7 \cos^3 3\theta} \right) \left(\frac{\partial J_3}{\partial \sigma_i} \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_j} + \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_i} \frac{\partial J_3}{\partial \sigma_j} \right) \\ & + \frac{3\sqrt{3}J_3}{2\bar{\sigma}^4 \cos 3\theta} \mathbf{A}_1 - \frac{\sqrt{3}}{2\bar{\sigma}^3 \cos 3\theta} \mathbf{C}_2 \\ & + \frac{9\sin 3\theta}{4\bar{\sigma}^6 \cos^3 3\theta} \frac{\partial J_3}{\partial \sigma_i} \frac{\partial J_3}{\partial \sigma_j} \\ & + \left(\frac{8J_3^2 \sin 3\theta}{4\bar{\sigma}^8 \cos^3 3\theta} - \frac{6\sqrt{3}J_3}{\bar{\sigma}^5 \cos 3\theta} \right) \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_j} \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \sigma_i} \end{aligned} \quad (4.13)$$

ただし、 \mathbf{C}_1 および \mathbf{C}_2 は定数で構成されたマトリックスであり、平面ひずみおよび軸対称応力条件では次式で与えられる。

$$\mathbf{C}_1 = \begin{pmatrix} 2/3 & -1/3 & -1/3 & 0 \\ -1/3 & 2/3 & -1/3 & 0 \\ -1/3 & -1/3 & 2/3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 \end{pmatrix} \quad (4.14)$$

$$\mathbf{C}_2 = \begin{pmatrix} 2s_x/3 & 2s_z/3 & 2s_y/3 & 2\tau_{xy}/3 \\ 2s_z/3 & 2s_y/3 & 2s_x/3 & 2\tau_{xy}/3 \\ 2s_y/3 & 2s_x/3 & 2s_z/3 & -4\tau_{xy}/3 \\ 2\tau_{xy}/3 & 2\tau_{xy}/3 & -4\tau_{xy}/3 & -2s_z \end{pmatrix} \quad (4.15)$$

実際に式(4.6)を用いて計算する場合、最初は時間増分 $\Delta t = 0$ として弾性計算を行い、次に適当な時間増分を与えて計算を続行する。この際の時間増分を以下のようにパラメータ τ を用いて計算した。

$$\Delta t = \tau \left[\frac{\bar{\varepsilon}}{\bar{\dot{\varepsilon}}_{vp}} \right]_{\min}^{\frac{1}{2}} \quad (4.16)$$

ここに、 $\bar{\varepsilon}$ は平均的ひずみであり、 $\bar{\dot{\varepsilon}}_{vp}$ も粘塑性ひずみ速度に関して同様の考え方を用いたものであり、次式で与えられる。

$$\bar{\varepsilon} = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2 + 2\varepsilon_{xy}^2 + 2\varepsilon_{yz}^2 + 2\varepsilon_{zx}^2} \quad (4.17)$$

$$\bar{\dot{\varepsilon}} = \sqrt{\dot{\varepsilon}_x^2 + \dot{\varepsilon}_y^2 + \dot{\varepsilon}_z^2 + 2\dot{\varepsilon}_{xy}^2 + 2\dot{\varepsilon}_{yz}^2 + 2\dot{\varepsilon}_{zx}^2} \quad (4.18)$$

また、式(4.16)の $[]_{\min}$ はすべての積分点における最小値を Δt として用いることを意味している。今回の計算においては、パラメータ τ の値としては、0.1 ~ 1.0 を用いた。さらに、仮想的な弾・粘塑性理論を用いて計算を行う場合は、途中段階は必要なく定常状態に達した値のみが必要となる。式(4.16)で計算した時間増分に対する不平衡力が加えた荷重の内積に対して 0.1% 以下になった場合、計算が定常状態に達したと判断した。

(2) 数値解析条件

a) 改良域のモデル化と計算断面

SCP 改良地盤を含んだ 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改良域のモデル化手法としては、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て計算する方法（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。均一な地盤に置き換える方法では、地盤剛性を表す λ と κ や地盤強度を表す M といったパラメータを表-4.1 のように設定すればよいとされている。

一様な地盤に置き換える方法は、主に限界状態には至らない改良地盤の変形特性を調べるために使われており、砂杭と粘性土の複合地盤である改良域の剛性や強度を平均的な値に設定して計算が行われている。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、変形解析においては精度が高いことが示

されている。これに対して、限界状態に至る地盤の解析においてはその計算精度は十分に検討されてこなかった。滑りモードのように改良域全体がせん断破壊状態になることを想定する場合、改良域をある強度を持った均一地盤に置き換えることができる。しかしながら、改良域を均一地盤に置き換える方法では、遠心模型実験で観察されたような砂杭の曲がる現象を再現できない。このために、解析において高い精度を期待できないと予想できる。

一様地盤に置き換える以外の SCP 改良域のモデル化手法としては、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））がある。ここでは、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 SCP 改良域をモデル化するものである。この方法では、断面方向の砂杭と等しい数の改良壁をモデル化するためには計算メッシュが多少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、この方法を採用するメリットは大きい。

3次元FEM解析によって柱状の砂杭を再現した例もある。例えば、若井ら（2001）の研究があり、砂杭単体の挙動の検討や改良域内での限られた範囲内での改良域の挙動の検討が行われている。このような3次元FEM解

表-4.1 SCP改良域を一様地盤に置き換える場合の土質パラメータ

	関口ら（1988）	建設コンサルタンツ協会近畿支部（1983）	田中ら（2004）	水野ら（2005）
λ	$\xi\lambda$	$(1-a_s)\lambda$	$\beta\lambda$	$\beta\lambda$
κ	$\xi\kappa$	$(1-a_s)\kappa$	$\beta\kappa$	$\beta\kappa$
M	原地盤と同じ	2.5 ($a_s = 0.5$) 3.5 ($a_s = 0.7$)	原地盤と同じ	2.5 ($a_s = 0.5$) 3.5 ($a_s = 0.7$)
ν	原地盤と同じ	原地盤と同じ	原地盤と同じ	原地盤と同じ
α	$\xi\alpha$	原地盤と同じ	原地盤と同じ	$\beta\alpha$
\dot{v}_0	$\xi\dot{v}_0 \times 10$	原地盤と同じ	原地盤と同じ	原地盤と同じ
p_y	原地盤と同じ	原地盤と同じ	砂杭と粘土の平均重量から算出	原地盤と同じ
K_0	原地盤と同じ	原地盤と同じ	原地盤と同じ	原地盤と同じ
k_x	$\xi k_x \times 10$	$(2.5 \sim 3.0) \times (\Delta x/H)^2 (2.5k_0)$	Barron の式と神田・寺師の圧密補正係数を用いて補正	原地盤と同じ*
k_y	$\xi k_y \times 10$			原地盤と同じ*
備考	$\xi = 1 - a_s$		$\beta = 1 / \{1 + (n-1)a_s\}$ ($a_s < 0.5$) $\beta = 1 - a_s$ ($a_s \geq 0.5$)	$\beta = 1 / \{1 + (n-1)a_s\}$ ($a_s < 0.7$) $\beta = 1 - a_s$ ($a_s \geq 0.7$)

* SCP改良域内に鉛直方向の排水節点を設定

析による砂杭のミクロ的な挙動の検討は一定の成果を挙げているが、計算能力の限界から岸壁における埋立載荷問題に対して3次元FEM解析はほとんど用いられていない。また、3次元FEM解析における土の構成則などの開発は発展途上であり、必ずしも計算精度が向上する保証はない。さらに、遠心模型実験で観察された砂杭が屈曲するモードは2次元FEM解析によっても再現可能であり、3次元化して殊更に計算を複雑化させる必要はないと考える。

そこで本研究では、SCP改良域を壁状に改良したと仮定して2次元的に解析した。計算に用いた代表的な計算メッシュ図を図-4.2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、図に示すように実物スケール寸法によって計算を行った。図(a)に示した計算断面は改良率が50%、改良幅が10m(模型スケールでは20cm)の改良地盤である。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て計算を行った。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。図(b)と(c)には、それぞれ改良率が29%(実験では28%)と11%の計算断面を示しており、これらによって遠心模型実験での改良率と同程度の改良地盤に対して計算を行った。

改良壁の厚さが1.0mとは異なる断面(0.5mと2.0m)に対しても計算を行った。この計算メッシュ図を図-4.3に示している。これらの計算結果によって砂杭径の違いが地盤の安定性に与える影響について検討した。

b) 計算ケース

全応力FEM解析を行った計算断面での改良条件を表-4.2に示す。表(a)に示した計算断面は遠心模型実験と全応力FEM計算の結果を比較するためのものであり、模型実験とほぼ同じ改良条件となるように諸元を設定した。なお、改良壁の厚さは基本的に1.0mとしたが、改良率が11%の計算断面については0.5mとした。これは、改良率を11%として改良壁の厚さを1.0mとすると、改良断面において改良壁が1つとなり上載圧に対する支持機構としてバランスが悪いためである。表(b)には、砂杭径の違いが地盤の安定性に与える影響について調べるための計算断面の改良条件を示している。これらは、改良率や改良範囲については共通であるが、改良壁の厚さだけを変化させている。

c) 土質パラメータ

全応力FEM解析に用いた土質パラメータを表-4.3に示す。粘土層の非排水せん断強度は遠心場で実施したベーン試験結果から求めた値であり、各層の中心における

非排水せん断強度の100倍の値を粘土層の変形係数とした。改良壁の内部摩擦角は実験における砂杭の相対密度から推定した値であり、改良壁の変形係数は拘束圧の大きさを考慮して深さ方向に増加させた値を用いた。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用いた値と等しくしている。計算では、ケーソンを設置した後に、3層に分割した埋立部の単位体積重量を徐々に増加させて、改良地盤に対する埋立載荷を再現した。

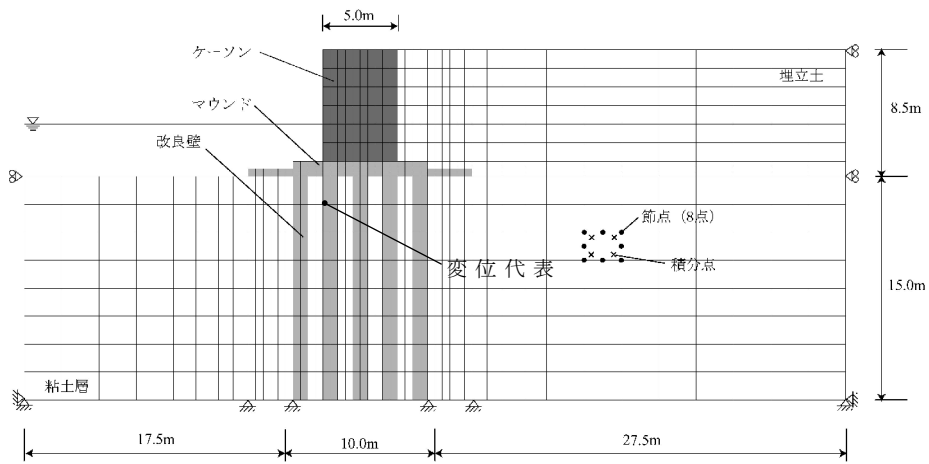
4.3 模型実験断面を想定した数値シミュレーション

(1) 着底型SCP改良地盤

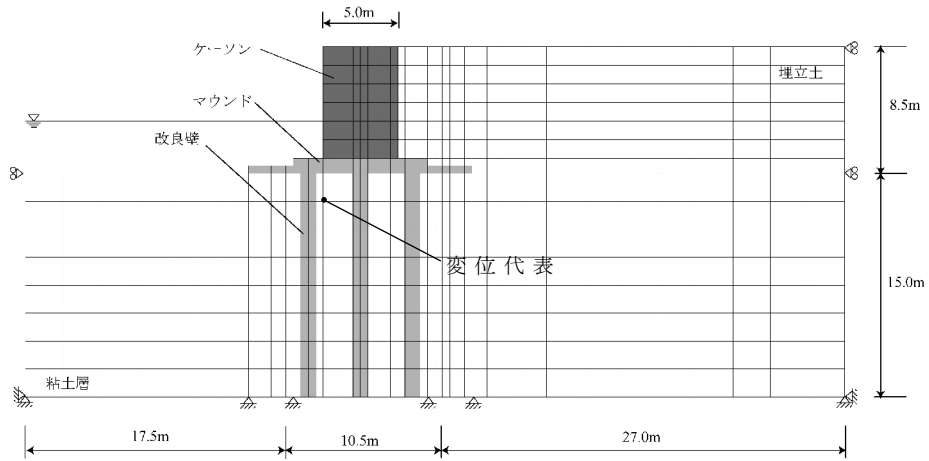
a) 改良地盤の変形挙動

遠心模型実験での断面に対して数値シミュレーションを実施し、その変形挙動について調べた。なお、前述のように実物スケールで計算を行っており、ここでは着底型SCP改良地盤に対して載荷した場合の結果について述べる。計算では、3層に分割した埋立部の下層から徐々に単位体積重量を増加させて埋立載荷を行った。図-4.4には、実験Case.E50-1を想定した全応力FEM解析による変形図を示しており、それぞれケーソン設置前と設置後、埋立圧力が43と48kN/m²の時点における変形図である。なお、変形挙動が分かりやすいように、マウンドと改良壁(砂杭に相当)、ケーソンをモデル化した要素に色付けしてある。

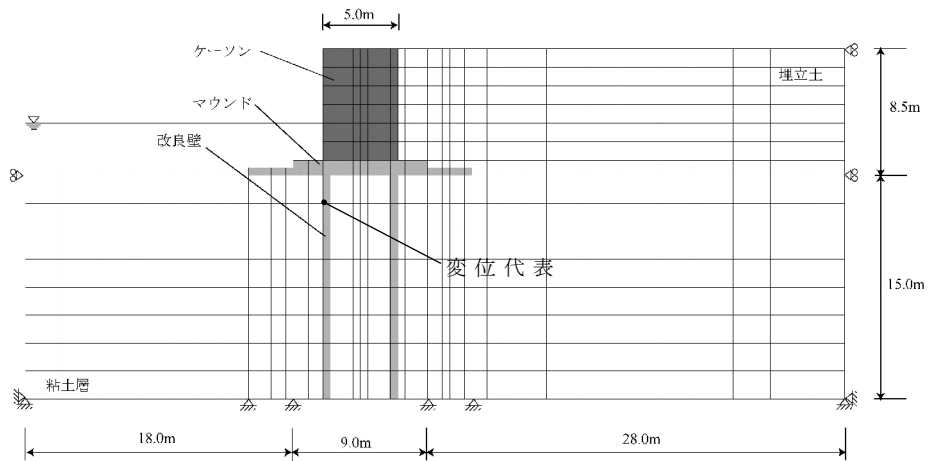
遠心模型実験では、自重圧密過程において改良域以外の粘土地盤が沈下し、改良域両端の砂杭の上部が改良域外側へ変形していた。これに対して、計算では計算条件を簡単にするために、改良壁を実験条件のように変形させずに直立させている(図-4.4(a)参照)。図-4.4(b)に示すように、ケーソンを改良域上部に設置することによって地盤が微小に変形するが、地盤が破壊しないようにケーソンの重量を設定していることもあり、ケーソン設置時における地盤変形量は小さい。図-4.4(c)に示した埋立開始後では、改良域より埋立側の粘土地盤は沈下して、海側の粘土層は隆起している。改良域内に注目すると、改良壁(SCPに相当)は4~7mの深度で曲がり、改良壁上部は海側へ傾斜している。この改良壁が曲がる現象は、海側の改良壁ほど顕著に表れている。さらに埋立圧力を大きくした図-4.4(d)では、改良壁の曲がりをより明確に確認できる。また、改良壁が曲がる深度は埋立側のものほど深くなる傾向があり、改良壁上部の傾斜角は埋立側のものほど緩い傾向がある。改良壁間の粘土層の変形を見ると、傾斜している改良壁間の粘土層は単純せん断変形していることが分かる。これらの傾向は、遠心模



(a) C50-10 (改良率 50%・改良幅 10 m)

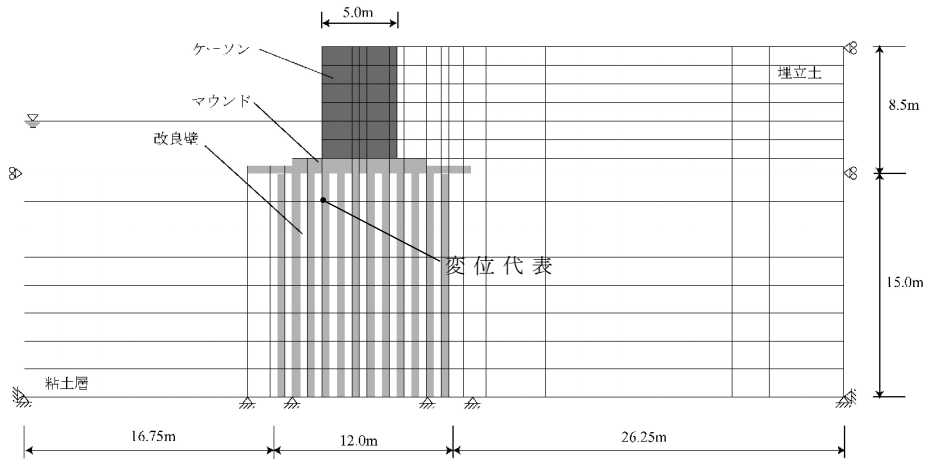


(b) C29-10 (改良率 29%・改良幅 10 m)

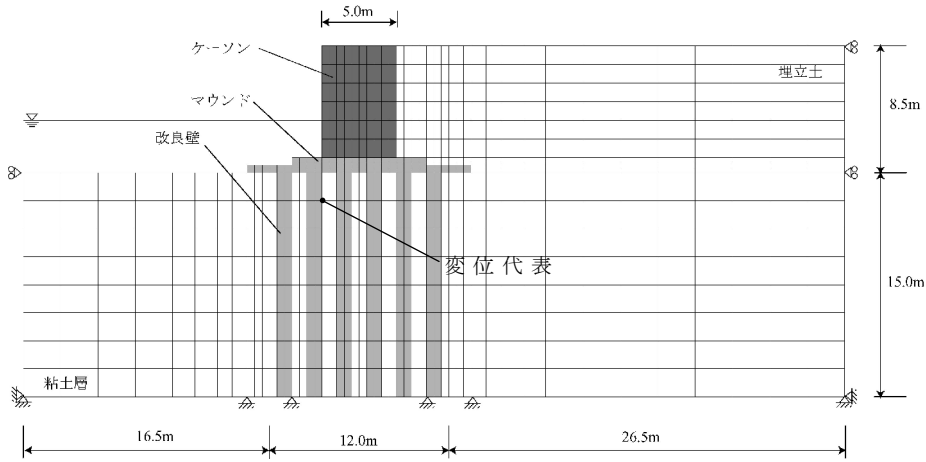


(c) C11-10 (改良率 11%・改良幅 10 m)

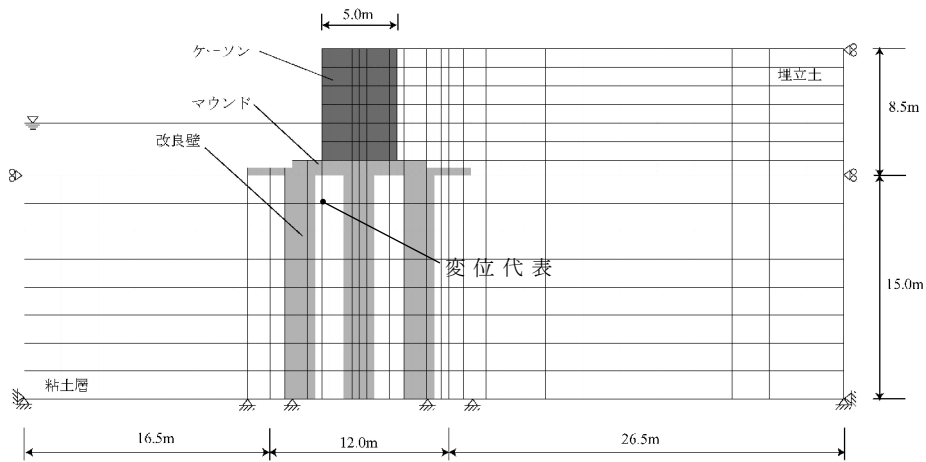
図-4.2 全応力 FEM 解析に用いた標準計算メッシュ



(a) C50-12-n (改良壁の幅 0.5 m・改良率 50%・改良幅 12 m)



(b) C50-12 (改良壁の幅 1.0 m・改良率 50%・改良幅 12 m)



(c) C50-12-w (改良壁の幅 2.0 m・改良率 50%・改良幅 12 m)

図-4.3 改良壁の幅を変化させた計算メッシュ

表-4.2 全応力 FEM 計算のケース一覧

(a) 実験断面を想定した計算

計算断面名	相当する実験のケース名	改良率 (%)	改良幅 (m)	改良深さ (m)	改良壁の厚さ (m)
C50-10	E50-1, -2, -3	50	10	15.0, 7.5, 3.75	1.0
C50-14	E50-4, -5		14	15.0, 7.5	1.0
C29-10	E28-1, -2	29	10	15.0	1.0
C11-10	E11-1	11			0.5

(b) 砂杭径の影響評価計算

計算断面名	相当する実験のケース名	改良率 (%)	改良幅 (m)	改良深さ (m)	改良壁の厚さ (m)
C50-12-n	-	50	10	15.0	0.5
C50-12	E50-1, -2, -3				1.0
C50-12-w	-				2.0

表-4.3 全応力 FEM 計算に用いた土質パラメータ (標準計算用)

(a) 粘土層

地表面からの深さ (m)	E_u (kN/m ²)	ν_u	γ' (kN/m ³)	c_{u0} (kN/m ²)	k^* (kN/m ³)	ϕ_u (Degree)
0.0 ~ -3.75	390	0.49	7.0	0.0	2.1	0.0
-3.75 ~ -7.5	1180					
-7.5 ~ 11.25	1970					
-11.25 ~ 15.0	2760					

* 深度方向への粘着力の増加勾配

(b) 改良壁 (SCP)

地表面からの深さ (m)	E' (MN/m ²)	ν'	γ' (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (Degree)
0.0 ~ -3.75	14.7	0.33	9.5	0.0	42.0
-3.75 ~ -7.5	18.6				
-7.5 ~ 11.25	22.5				
-11.25 ~ 15.0	25.5				

(c) マウンドとケーソン

	E' (MN/m ²)	ν'	γ' (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (Degree)
マウンド	6.9	0.31	9.3	0.0	33.0
埋立土	2.9	0.31	漸増	0.0	33.0
ケーソン	9800	0.17	4.7 **		

** 実験 Case. E11-1 に相当する計算では 2.5 とした。

型実験結果と整合性がよく取れている。

図-4.5には、改良率を28%、11%と小さくした場合の地盤の変形図を示している。それぞれ比較的大きな変形が確認できた時点(36と31 kN/m²)と極端に変形が大きくなった時点(41と33 kN/m²)での図である。

図-4.5(a)に示すように改良率を28%とすると、ケーソン設置に伴って中央の改良壁上部が膨らんでおり、局部的に支持力破壊が生じている可能性が高い。強制的にこの要素の計算を収束させて次ステップに計算を進めると、改良率が50%の場合と同様に改良壁が曲がり、海側へ傾斜している様子が分かる。埋立圧力を大きくした図-4.5(b)に注目すると、より顕著に改良壁は曲がり、埋立側の改良壁ほど深い箇所まで屈曲する傾向がある。また、傾斜した改良壁間の粘土層は単純せん断変形している。図-4.5(c)に示す改良率が11%の変形図を見ると、改良率28%の地盤と同様に改良壁上部が多少膨らんでおり、局部的に支持力破壊が生じている可能性が高い。埋め立

てを開始すると、改良率が50%と28%の場合と同様に改良壁は曲がり、改良壁上部は海側へ傾斜している。

このように、砂杭が曲がる現象やその傾向、改良壁間粘土層におけるせん断変形など、全応力FEM解析を用いた数値シミュレーションでの変形特性は遠心模型実験における変形特性と類似することが確認できた。

b) 埋立圧力と変位量の関係

着底型SCP改良地盤に対して埋立载荷を行うと、改良壁が曲がって改良壁上部が傾斜するように変形していた。そこで、限界埋立圧力を求める際の代表点として図-4.2に示したマウンド直下の節点を選び、その水平変位量と埋立圧力の関係を調べた。なお、計算での変位代表点の位置は遠心模型実験における代表点の位置とほぼ等しい。埋立圧力と水平変位量の関係を図-4.6に示す。図には、着底型の全実験ケースに相当する計算結果と、代表として実験Case. E50-1, E11-1での結果を併せて示している。

図の計算結果に注目すると、計算ケースに関係なく埋

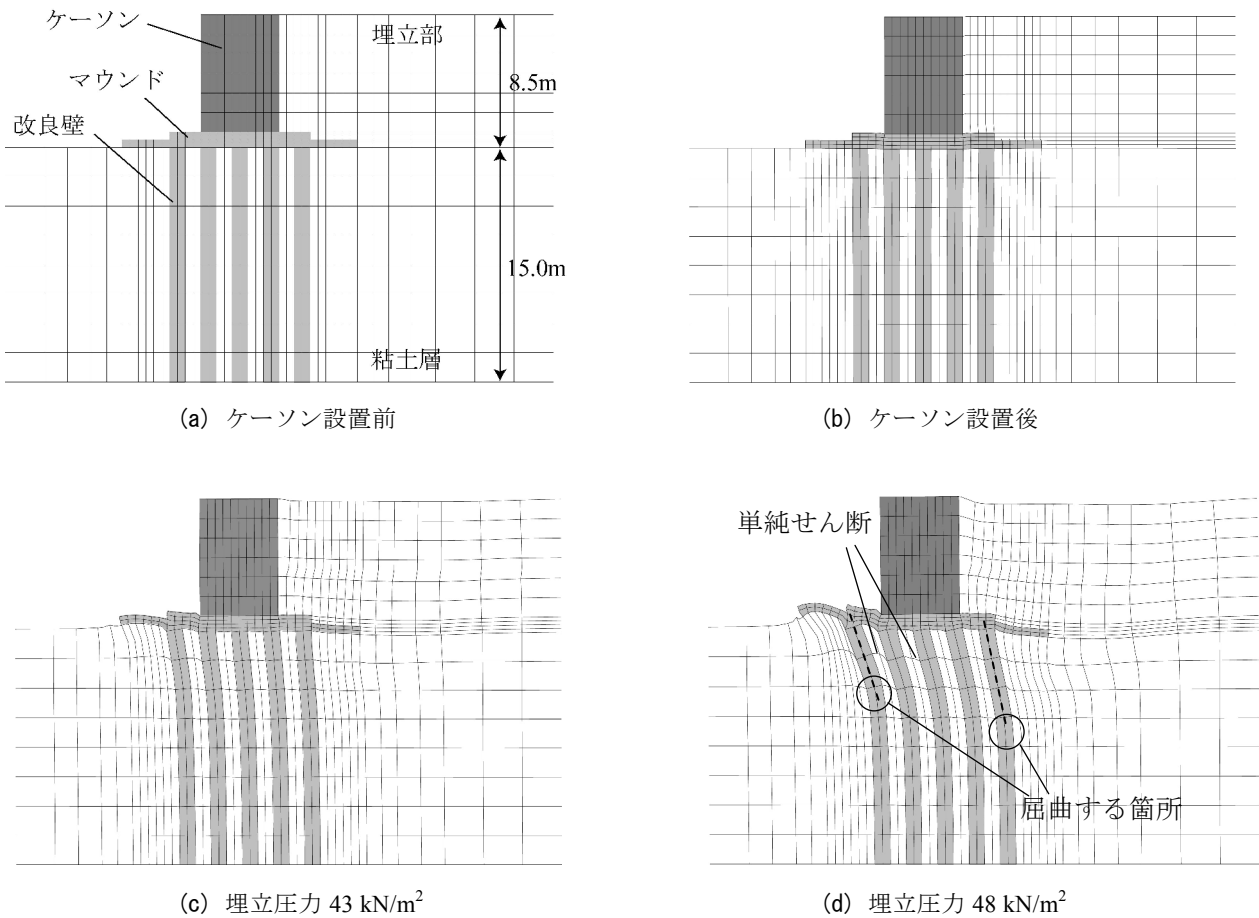


図-4.4 全応力FEM計算による地盤変形図(実験Case. E50-1に相当)

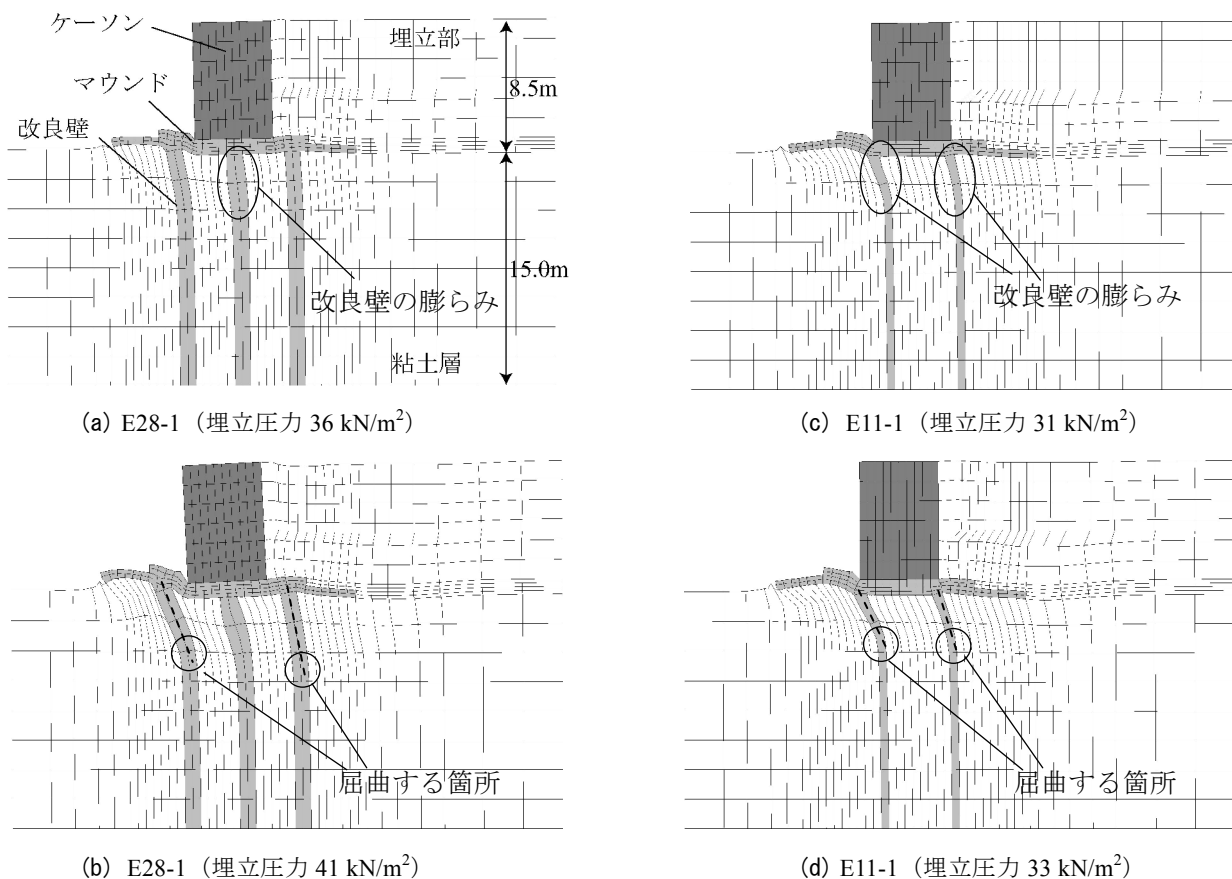


図-4.5 全応力 FEM 計算による地盤変形図 (実験 Case. E28-1, E11-1 に相当)

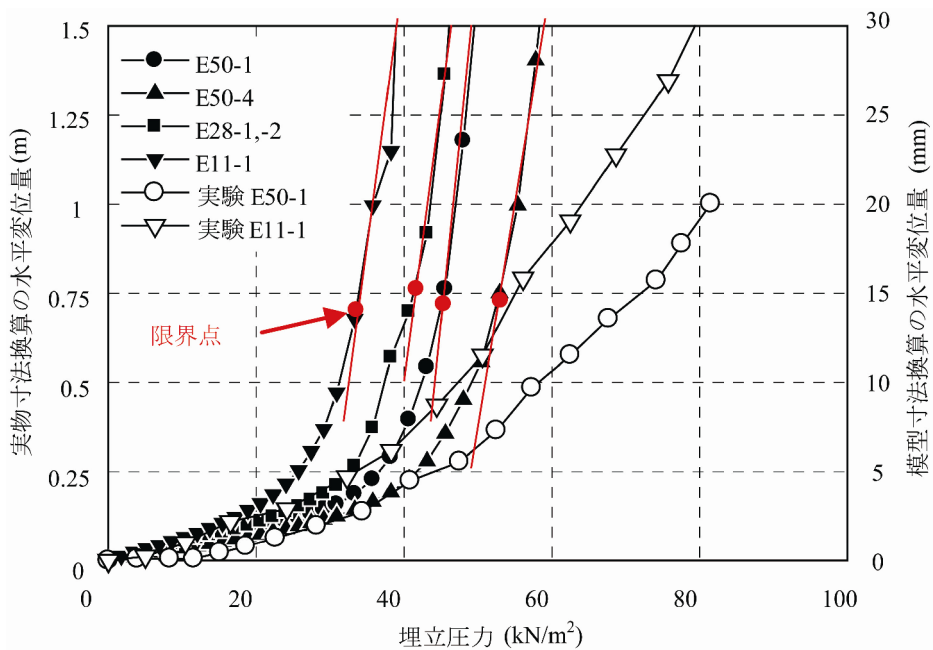


図-4.6 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係 (着底型 SCP 改良地盤)

表-4.4 着底型 SCP 改良地盤の限界埋立圧力

計算断面名	相当する実験ケース	改良率	改良幅	限界埋立圧力	模型実験での限界埋立圧力
C50-10	E50-1	50 %	10 m (20 cm)	46 kN/m ²	53 kN/m ²
C50-14	E50-4	50 %	14 m (28 cm)	53 kN/m ²	56 kN/m ²
C29-10	E28-1, E28-2	29 %	10 m (20 cm)	42 kN/m ²	53, 53 kN/m ²
C11-10	E11-1	11 %	10 m (20 cm)	34 kN/m ²	44 kN/m ²

※括弧内は模型寸法に換算した値

立初期段階においては埋立圧力と水平変位の関係が線形的であり、弾性的に地盤全体が挙動していることが分かる。改良率を小さくすると初期の接線勾配は大きくなり、地盤全体の剛性が相対的に小さくなることを確認できる。埋立圧力が大きくなると水平変位量は非線形的に増加し始め、最終的にはグラフ上で急な勾配となり変位が急増している。埋立最終段階での圧力～変位勾配はほぼ一定であり、この時には地盤全体は限界状態にあると言える。なお、図に示すように、遠心模型実験においても埋立最終段階では圧力～変位関係の勾配が一定となっているが、解析結果よりもかなり小さい勾配である。この差の原因については、全応力 FEM 解析においては粘土層を非排水条件としているため、载荷中に強度が増加しないためと考えられる。

解析において限界点を算出する際、模型実験と整合性を取ることを念頭において実験で用いた定義をそのまま用いた。すなわち、グラフ上において後半の直線部分の始点を限界点と定義した。この方法によって求めた限界埋立圧力を表-4.4 に示す。表には、模型実験結果も併せて示している。全応力 FEM 解析および遠心模型実験で得られた限界埋立圧力を比較すると、計算での限界圧力は実験でのそれよりも 3～11 kN/m² 小さくなっている。これは全応力 FEM 解析では強度増加を見積もっていないことが原因と考えられる。ただし、改良幅を広げたり、改良率を低下させた場合の限界圧力の増加傾向に関しては、全応力 FEM 解析と遠心模型実験の整合性は取れており、計算は着底型での安定性を定性的に精度よく表現できることが確認できた。

c) 埋立载荷時に塑性化する領域の進行

上述のように、埋立载荷に伴う着底型 SCP 改良地盤の変形特性や安定性に関して、全応力 FEM 解析は遠心模型実験を比較的精度よく再現できていた。ここでは、埋

立载荷によって地盤が塑性化する過程を全応力 FEM 解析によって検討する。図-4.7 には、実験 Case. E50-1 を想定した計算において、せん断破壊条件に達した有限要素内の積分点を点で示している。それぞれ、埋立圧力を 10, 21, 31, 43 (限界点付近), 48, 53 kN/m² とした場合の破壊要素の位置を示している。

図-4.7(a) に示すように埋立圧力が 10 kN/m² と小さい場合、粘土層および改良壁内で破壊条件に達している要素は少ないが、改良域内中央部の壁間粘土において破壊条件に達している領域がある。この領域は、地盤全体が限界状態に達する時の破壊領域の位置とは異なり、弾性計算において最大せん断応力が大きくなる領域と一致している。図-4.7(b) と (c) のように埋立圧力を 21, 31 kN/m² と大きくすると、改良域内海側中央部の壁間粘土における破壊領域は主に下部方向に広がり、埋立部下部の粘土層内にも埋立側下部方向に領域が発達する。図-4.7(d) に示すように埋立圧力を 43 kN/m² (地盤の限界点付近) まで増加させると破壊領域の形状は大きく変化し、改良域両外側の粘土層および改良域内上部の壁間粘土において要素が破壊条件に達している。ケーソン背後や埋立部、改良域外の埋立側粘土層は完全な主働破壊状態となり、改良域外の海側粘土層は完全な受働破壊状態となること分かる。改良域内の破壊領域に注目すると、改良域内下部の壁間粘土において破壊していた要素が、応力が多少開放されて弾性域に戻っている。また、地表面から 4～7 m の深度付近で改良壁が破壊条件に達しており、改良壁間の粘土層において 11 m の深度以浅の領域全部が破壊に達している。図-4.4 に示したように、地表面から 4～7 m の深度は改良壁が屈曲する深度でもあり、要素が破壊して改良壁が屈曲したと考えられる。また、改良壁が曲がる深度以浅の改良壁間の粘土層は単純せん断変形しているが (図-4.4 参照)、この要素はせん断破壊状態で

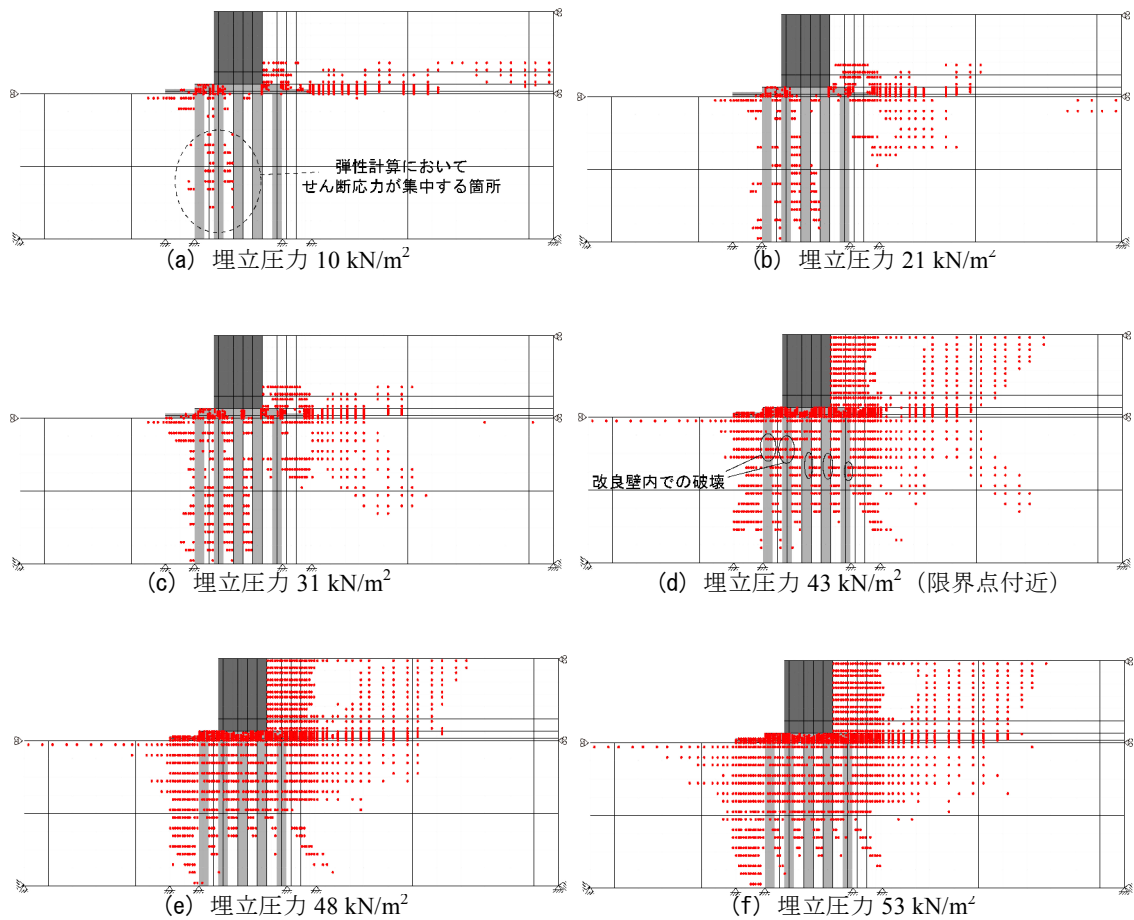


図-4.7 種々の埋立圧力での破壊領域図 (実験 Case. E50-1 に相当)

あることが分かった。図-4.7(e)と(f)のように埋立圧力を48, 53 kN/m²とさらに大きくすると、粘土層および改良壁内の破壊領域が徐々に広がることが確認できる。

図-4.7に示した破壊領域の発達の様子から考えると、埋立圧力を大きくしていくと弾性計算に対応した破壊領域から極限解析に対応した破壊領域へと変化する。このため、埋め立ての途中段階における破壊領域の形状は複雑になっている。このように破壊領域が変化していく様子は小林(1984)が指摘しており、一様粘土地盤に対して実施した支持力解析から同様の変化傾向を示している。図-4.8に、小林が実施した支持力解析における破壊領域を示す。なお、種々の基礎の沈下量 S に対応する破壊領域を示している。

図-4.8(a)に示すように、弾性計算を行った場合に最大せん断応力が生じる領域は基礎を直径とする半円であり(図中の破線)、計算による破壊領域と近い位置となっている。基礎の沈下量を大きくすると、破壊領域の形状は大きく変化する。図-4.8(b)で破壊していた領域が図-4.

8(d)で再び弾性域に戻る様子も確認できる。最終的には、図-4.8(f)に示すように破壊領域の形状はPrandtlの滑り線形状(図中の破線)と近いものとなる。このように、支持力解析において弾性計算に対応した破壊領域から極限解析に対応した破壊領域へと変化する傾向が確認でき、本研究での全応力FEM解析の結果と整合性が取れている。

図-4.9には、改良率を29%, 11%と小さくした場合の塑性化した要素の位置を示している。それぞれ埋立初期段階および限界点における破壊領域図である。図-4.9(a)と(b)には実験 Case. E28-1に相当する計算結果を示しているが、埋立圧力が21 kN/m²と小さい場合(図-4.9(a)参照)、改良域海側上部と下部の壁間粘土層において破壊が生じている。また、埋立圧力が小さい場合においても、海側の改良壁において多少の破壊が生じている。これは、海側の改良壁上部にはケーソンがなく改良壁内の拘束圧が小さいために、改良壁の強度が小さくなっていることが原因と考えられる。

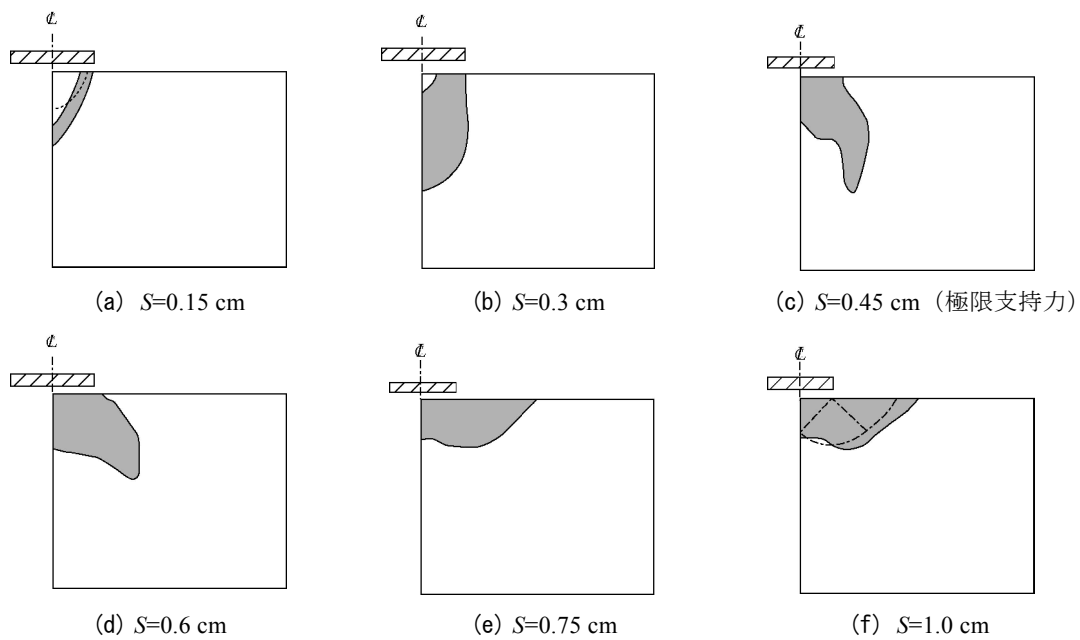


図-4.8 支持力解析における破壊領域の発達の様子 (小林, 1984 に加筆修正)

図-4.9(b)のように埋立圧力が限界圧力付近まで増加すると、改良域両外側の粘土層および改良域内上部の壁間粘土において要素が破壊条件に達している。ケーソン背後や埋立部、改良域外の埋立側粘土層は完全な主動破壊状態となり、改良域外の海側粘土層は完全な受働破壊状態となることが分かる。改良域内では、地表面から1~5 mの深度付近で改良壁が破壊条件に達しており、6 mの深度以浅の壁間粘土層が破壊に達している。改良壁内の破壊領域の深度は改良壁が曲がった深度と近く、改良壁が破壊して屈曲したと考えられる。また、改良域下部の壁間粘土での破壊領域は再び弾性域に戻っていた。

図-4.9(c)と(d)には、実験 Case. E11-1 に相当する計算結果を示している。図-4.9(c)に示した埋立圧力が15 kN/m²の場合の破壊領域図に注目すると、改良率が50%と29%の場合とは異なって改良域海側下部の壁間粘土層において破壊が生じておらず、比較的浅い領域のみで破壊が生じている。図-4.9(d)のように埋立圧力が限界圧力付近まで増加すると、ケーソン背後や埋立部、改良域外の埋立側粘土層は完全な主動破壊状態となり、改良域外の海側粘土層は完全な受働破壊状態となっている。改良域内では、地表面から3 mの深度までの改良壁が破壊条件に達しており、4 mの深度以浅の壁間粘土層が破壊に達している。他の改良率の場合と同様に、改良壁内の破壊領域の深度は改良壁が曲がった深度と近く、改良壁が破壊して曲がったと考えられる。

d) 限界点に至るまでの地盤内応力の変化特性

着底型 SCP 改良地盤が限界状態に至るまでの応力状態をより詳細に調べるために、実験 Case. E50-1 に相当する計算結果における応力経路図を見てみる。図-4.10には注目した要素と積分点の位置を、図-4.11には各要素の積分点における応力経路図を示す。図-4.10に示すように、改良域外側の粘土層、海側から2つ目と4つ目の改良壁、海側から3つ目と4つ目の改良壁に挟まれた粘土層における応力経路に注目する。図-4.11の応力経路図はMIT法($s-t$ 図)で示しており、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-4.11(a)に示した海側の改良壁の海側側面での応力状態に注目すると、改良壁の K_0 値を0.5と設定したことから、ケーソンを設置する前の初期状態においては全ての深度での応力状態は $K_0=0.5$ の直線上にある。ケーソンを設置することによって平均主応力および軸差応力は急激に増大する。埋め立てを開始すると平均主応力は増加するが、最も深い要素以外の要素では軸差応力が減少している。これは、埋立载荷を行うことによって埋立側から改良域への水平土圧が増加するためである。埋立圧力を徐々に増加させると、引き続き平均主応力は増加するが、軸差応力は再び増加している。粘土層表面から3.4 mの深度においては、限界点に至ると要素の応力状態がせん断破壊条件に達している。

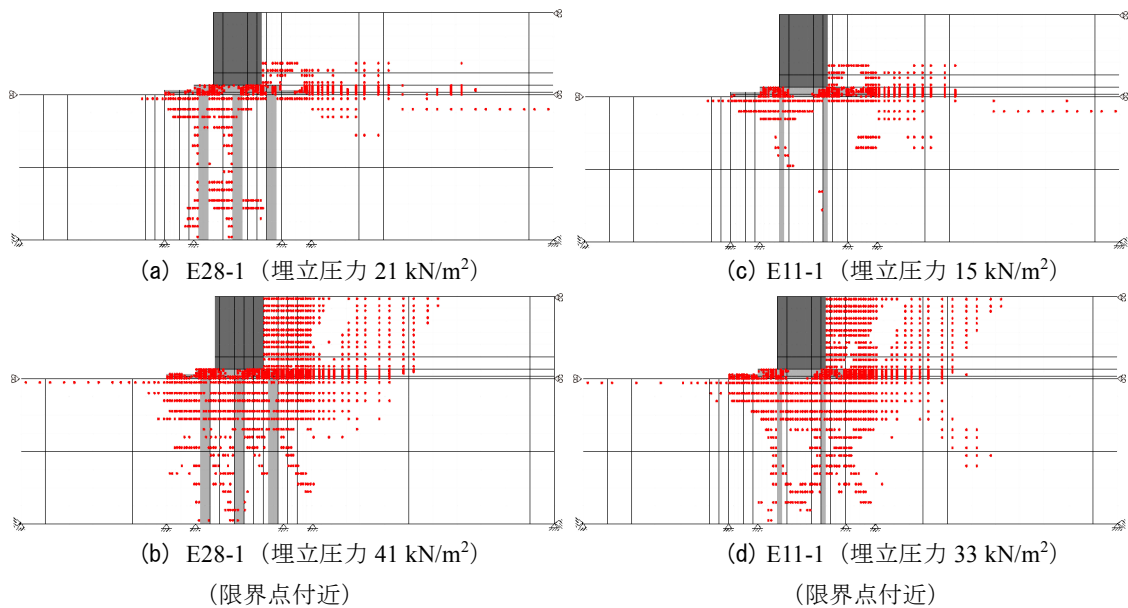


図-4.9 種々の埋立圧力での破壊領域図（実験 Case. E28-1, E11-1 に相当）

図-4.11 (b) に示した海側改良壁の埋立側側面での応力状態を見ると、海側側面での応力状態と同様に、ケーソンを設置することによって平均主応力および軸差応力は $K_0=0.5$ の直線上から増加しており、埋立開始によって平均主応力は増加して軸差応力は減少している。しかし、埋立圧力をさらに増加すると平均主応力および軸差応力は減少し始め、途中で軸差応力のみが再び増加してせん断破壊条件に達している。すなわち、ケーソン設置と埋立時における応力経路はループを描いて破壊条件に達している。粘土層表面から 3.4, 5.2 m の深度においては、限界点において要素の応力状態がせん断破壊条件に達している。このように、改良壁内の海側と埋立側では大きく応力経路が異なっている。また、3.4 m や 5.2 m の深度の改良壁内が海側と埋立側で破壊する時点で地盤が限界点に達しており、この深度での破壊が地盤全体を限界状態にしていると考えられる。

図-4.11 (c) および (d) に示した埋立側の改良壁内の応力状態を見ると、海側改良壁内での応力状態と同様の傾向で変化している。すなわち、図-4.11 (c) に示した海側側面においては、 $K_0=0.5$ の直線上にあった初期応力状態がケーソン設置および埋立载荷によって平均主応力および軸差応力が増加する方向に変化していく。また、図-4.11 (d) に示した埋立側側面においては、応力経路がループを描いて破壊条件に達している。

図-4.11 (e) に示した改良域海外側の粘土層での応力状態に注目すると、4 層に分割した粘土層での K_0 値を浅部から順に 1.0, 0.56, 0.5, 0.5 と設定しており、初期状態の

応力状態がそれぞれの K_0 線上であることを確認できる。ケーソン設置および埋立载荷を行うことによって、応力状態はせん断破壊条件に達しており、地盤が限界状態に達した時点で改良域海外側粘土層は完全にせん断破壊状態であることが分かる。図-4.11 (f) と (g) に示した改良壁間および改良域埋立外側の粘土層においても、改良域埋立外側の粘土層深部を除いて地盤が限界状態に至った時点で応力状態がせん断破壊条件に達していることが分かった。

着底型 SCP 改良地盤での応力状態の変化について通観すると、ケーソン設置や埋立载荷によって改良域外側や改良壁間の粘土層がせん断破壊した後に、改良壁が一部の深度でせん断破壊状態に達していた。また、改良壁が一部の深度でせん断破壊状態に達した際に、地盤は限界点に達していた。

改良域内での破壊状況をさらに詳細に調べるために、改良壁および壁間粘土層での鉛直方向と水平方向の応力の関係を見てみる。これを図-4.12 に示しており、改良壁については 3.4 m と 5.2 m の深度での応力を、壁間粘土層については 1.5, 5.2, 9.0, 12.7 m の深度での応力をプロットしている。

図-4.12 (a) に示した海側改良壁内の応力経路に注目すると、全ての要素の初期応力状態は $K_0=0.5$ の直線上にあり、ケーソンを設置することによってほぼ鉛直応力のみが増加している。 K 値は 0.5 から 0.2~0.26 まで減少している。

埋め立てを開始すると水平土圧が増加するので、初期

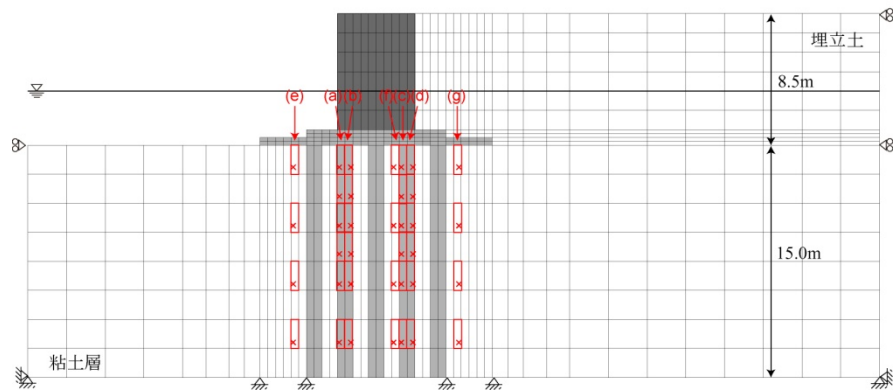
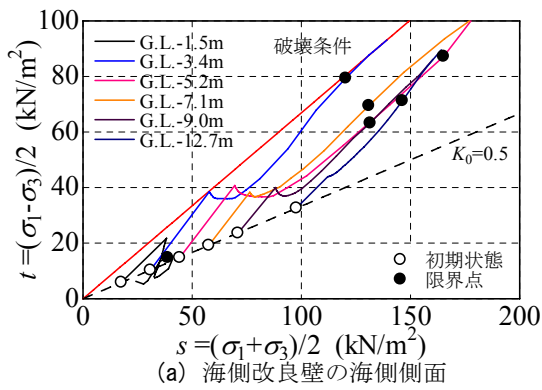
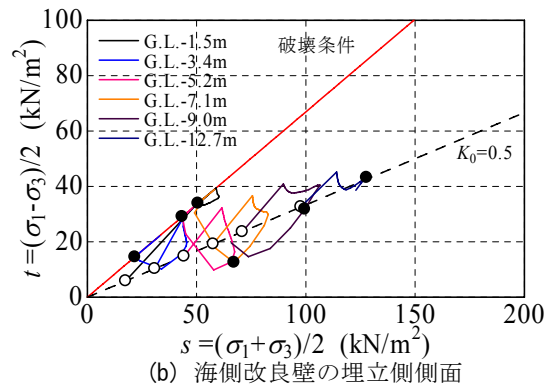


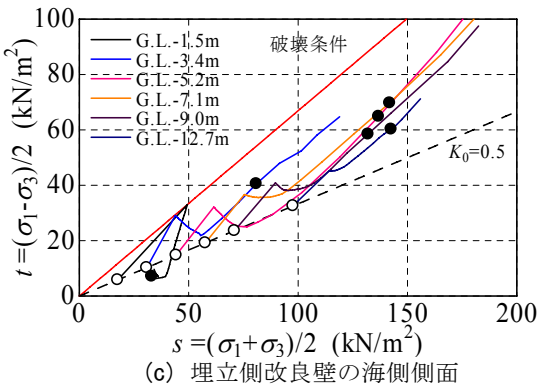
図-4.10 応力経路図を示す代表的な要素および積分点（実験 Case. E50-1 に相当）



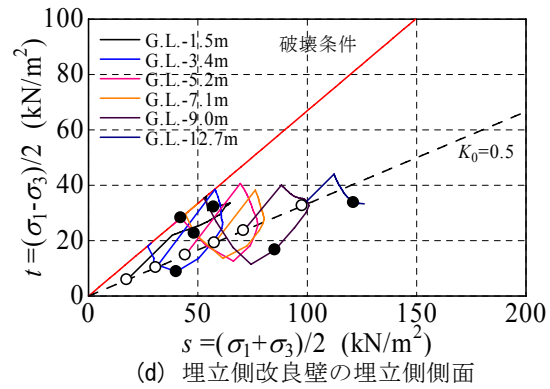
(a) 海側改良壁の海側側面



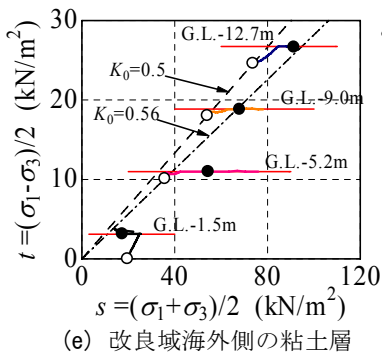
(b) 海側改良壁の埋立側側面



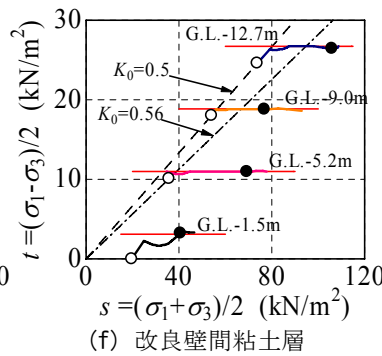
(c) 埋立側改良壁の海側側面



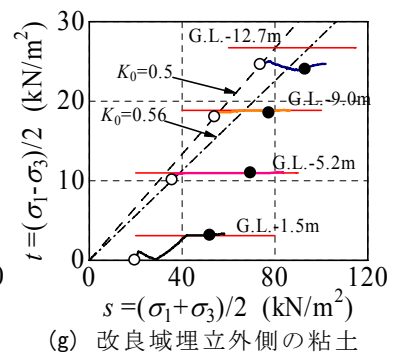
(d) 埋立側改良壁の埋立側側面



(e) 改良域海外側の粘土層



(f) 改良壁間粘土層



(g) 改良域埋立外側の粘土層

図-4.11 各代表要素での応力経路図（s-t 図）（実験 Case. E50-1 に相当）

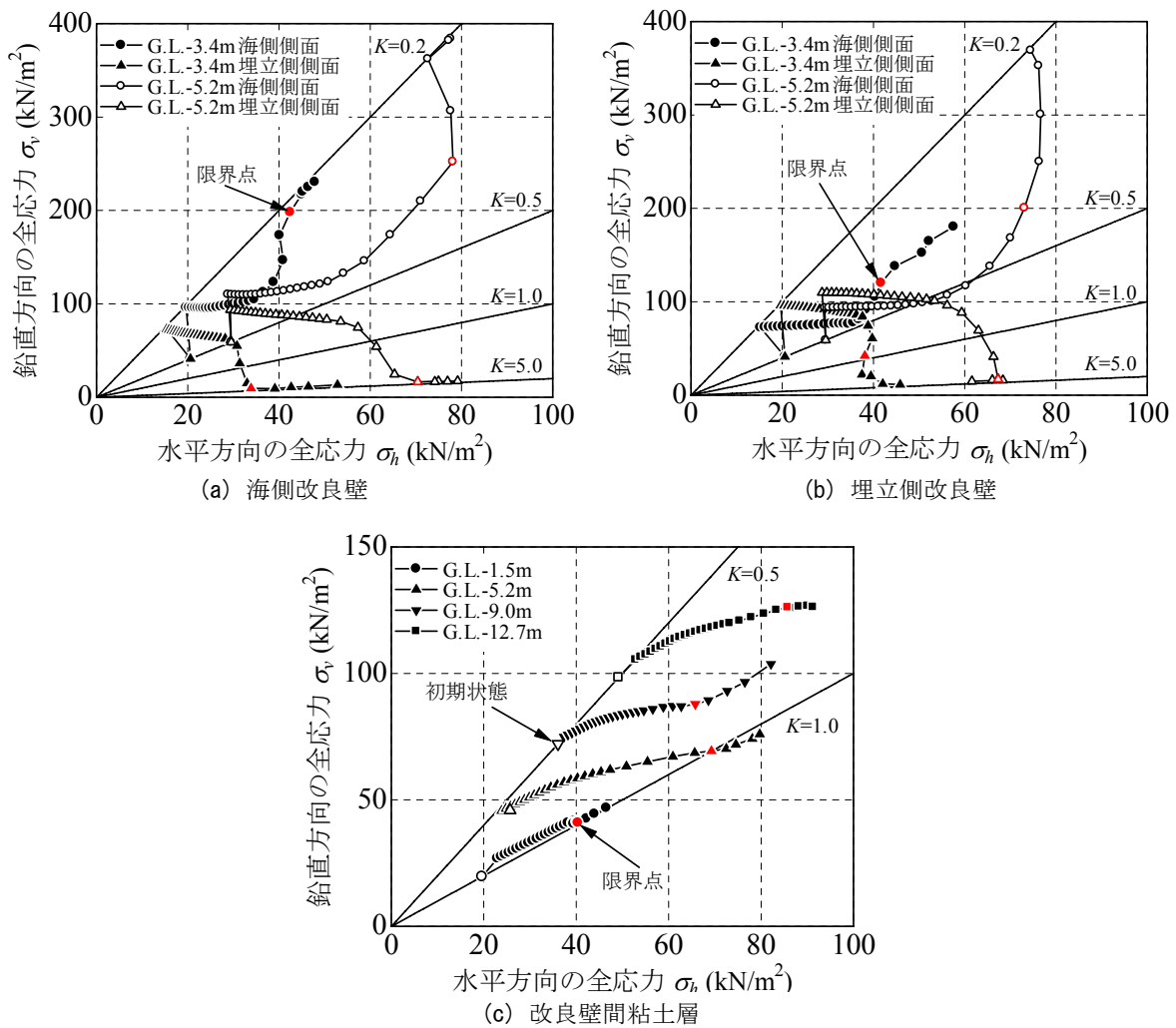


図-4.12 鉛直方向と水平方向の応力の関係 (実験 Case. E50-1 に相当)

段階においては主に水平応力が増加している。埋立圧力が大きくなると、海側側面での鉛直応力は徐々に大きくなり、埋立側側面での鉛直応力は徐々に小さくなっている。地盤の限界点が近づくと、それぞれの鉛直応力の増加傾向あるいは減少傾向はより顕著になっている。最終的に地盤が限界状態に達した後は、海側側面の応力状態は $K=0.2$ の直線上にあり、埋立側側面の応力状態は $K=5.0$ の直線上にある。これらの K 値は、鉛直と水平方向が主応力方向であると考え、内部摩擦角 42 度に相当するせん断破壊条件であり、改良壁はせん断破壊していることが分かる。なお、土圧差によって改良域全体に曲げモーメントが発生しており、改良壁にも曲げモーメントが発生しているために、改良壁内の海側・埋立側で鉛直応力が増加・減少すると考えられる。これらのことから、改良壁内の海側では鉛直応力が増加してせん断破壊状態となり、埋立側では鉛直応力が減少してせん断破

壊状態となることが分かった。この破壊によって、改良壁が曲がると考えられる。

図-4.12(b)に示した埋立側改良壁内の応力経路を見ると、海側改良壁内と同様の傾向で応力が変化している。ケーソンを設置することによって鉛直応力のみが増加し、埋め立てを開始すると水平土圧が増加し始めている。地盤の限界点が近づくにつれて、海側側面での鉛直応力は徐々に大きくなり、埋立側側面での鉛直応力は徐々に小さくなっている。したがって、改良壁の位置が海側か埋立側のどちらであっても、改良壁内の海側・埋立側で鉛直応力がそれぞれ増加・減少することが分かる。

図-4.12(c)に示した改良壁間粘土層での応力経路を見ると、深度に関係なく埋立荷荷によって鉛直応力と水平応力は共に増加している。また、水平応力の増加量が鉛直応力の増加量よりも卓越しており、 K 値は荷荷とともに増加している。ただし、地盤が限界状態に達しても K

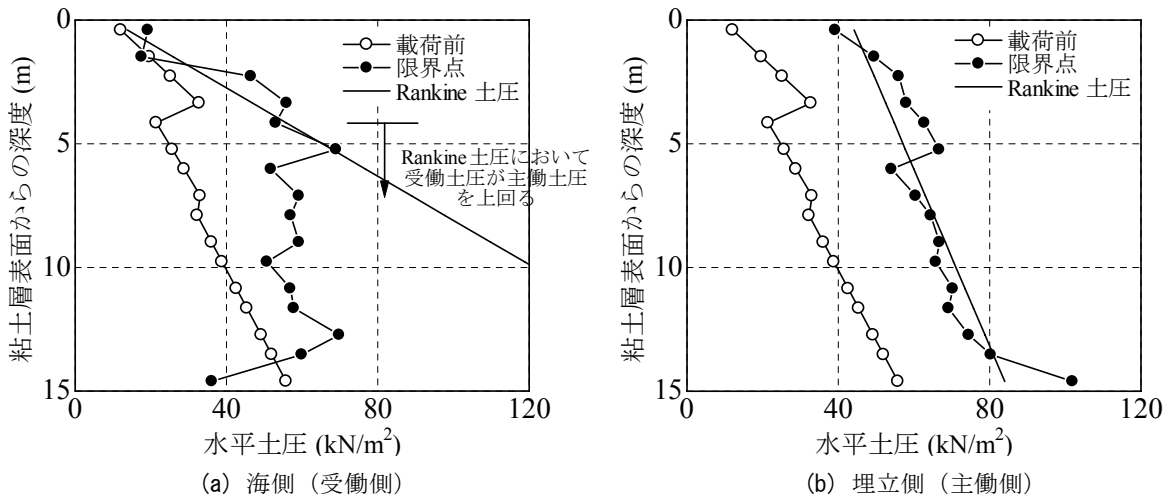


図-4.13 改良域の両側面に働く水平土圧分布 (実験 Case. E50-1 に相当)

値は 1.0 よりは大きくなり、水平応力が鉛直応力よりも大きくなることはなかった。

e) 外部の粘土層から改良域に作用する水平土圧

上述したとおり、埋立载荷によって地盤が限界状態に至った時に、改良域両側の粘土層が破壊していた。ここでは、改良域の両側面に働く土圧について確認しておく。図-4.13 には、地盤の限界点において改良域側面に作用する海側および埋立側からの水平土圧分布を示している。図には、比較のために Rankine 土圧も併せて示している。図-4.13(a) に注目すると、マウンド直下の粘土層表層での K_0 値を大きくしたために、地表面から 3.5 m までの静止土圧が大きくなっている。埋立载荷を行うと、改良壁の海側側面に作用する水平土圧は 2.3 ~ 12.7 m の深度で大きくなっている。前述のように地盤の限界点においては海側の粘土層は受働破壊状態となっており、5.5 m 程度の深度までは受働土圧分布が Rankine 土圧分布とほぼ一致していることが分かる。5.5 m より深部では Rankine 土圧よりも小さくなっているが、5.5 m よりも上部の受働土圧によって主動土圧に抵抗できるために、それより深部の土圧が理論値よりも小さくなっていると考えられる。図-4.13(b) に注目すると、埋立载荷を行うと改良壁の埋立側側面に作用する水平土圧は全層で大きくなっている。前述のように地盤の限界点においては埋立側の粘土層は主動破壊状態となっており、主動土圧分布が Rankine 土圧分布とほぼ一致していることが分かる。

f) 実験での水平変位量と安定性指標の関係

種々の埋立圧力における改良域上部での水平変位量と全応力 FEM 計算による安全性指標の関係を調べた。これを図-4.14 に示しており、横軸には計算による安全性

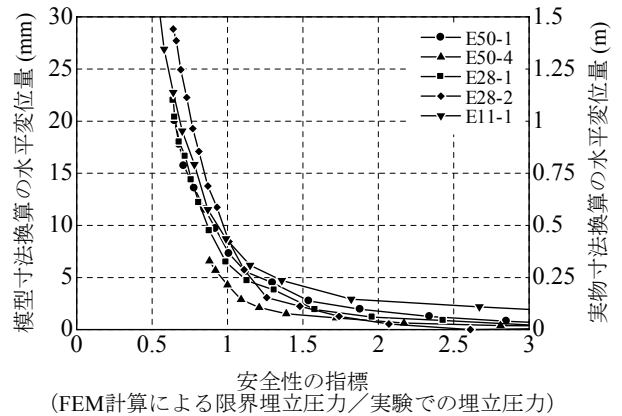


図-4.14 水平変位量と全応力 FEM 解析による安全性指標の関係 (着底型 SCP 改良地盤)

指標を示している。この指標は計算によって求めた限界埋立圧力を種々の埋立圧力で除した値と定義した。この図は図-3.33(a) に示した水平変位量と円弧滑り計算による安全率の関数に相当しており、全応力 FEM 解析の計算精度が高いならば安全性指標が 1.0 になると変位が急増するはずである。図に示すように、全ケースにおいて安全性指標が 1.5 程度よりも小さくなると水平変位量は大きくなり始め、1.0 よりも小さくなると水平変位量は急激に増加して地盤全体は破壊している。水平変位量が急激に増大する安全性指標は各実験ケース間で統一性がある。この点は、円弧滑り計算による安全率で水平変位量をまとめた場合と異なっており、変形モードを考慮できる全応力 FEM 解析の精度が高いことを示している。

(2) 浮き型 SCP 改良地盤

a) 改良地盤の変形挙動

浮き型 SCP 改良地盤に対して埋立载荷した場合の計算結果について見てみる。計算では、3層に分割した埋立部の下層から徐々に単位体積重量を増加させて埋立载荷を模擬した。図-4.15には、実験 Case. E50-2を想定した全応力 FEM 解析による変形図を示しており、それぞれケーソン設置前後および埋立圧力 43, 50 kN/m²の時点における変形図である。なお、変形挙動が分かりやすいように、マウンドと改良壁(砂杭に相当)、ケーソンをモデル化した要素に色付けしている。

図-4.15(a)に示したように、計算条件を簡単にするために計算では改良壁を直立させてモデル化している。図-4.15(b)のようにケーソンをマウンド上部に設置すると地盤が多少沈下しており、その沈下量は着底型での設置時における沈下量よりも多少大きかった。これは、着底型よりも浮き型において地盤全体の剛性が小さいためと考えられる。図-4.15(c)に示した埋立開始後の変形図を見ると、改良域より埋立側の粘土地盤は沈下して、海側の粘土層は隆起している。改良域内に注目すると、最も海側の改良壁は地表面から4m程度の深度で曲がって上部が傾斜しており、他の改良壁は全体的に海側へ傾斜し

ている。図-4.15(d)に示すように埋立圧力が限界圧力 50 kN/m²になると、全ての改良壁は屈曲するとともに全体的に傾斜している。改良壁が曲がる深度は埋立側のものほど深くなる傾向があり、屈曲点より上部の改良壁の傾斜角は埋立側のものほど緩い傾向がある。改良壁が傾斜するのは改良壁全体を回転させようとする曲げモーメントに改良壁周辺の地盤が抵抗できないためと考えられる。遠心模型実験においても改良域が曲がりながら傾斜しており、実験結果と計算結果の整合性が取れている。改良壁間の粘土層の変形を見ると、概ね単純せん断変形していることが分かる。なお、遠心模型実験では埋立圧力を非常に大きくすると改良域下部に滑り面が発生したが、全応力 FEM 解析では滑り面が発現せずに改良壁での屈曲および傾斜によって大変形が生じていた。これは、解析では埋立中における地盤の強度増加を考慮していないことが原因と推測される。

図-4.16には、改良深さをさらに浅くした場合と改良幅を広げた場合の地盤変形図を示している。それぞれ比較的大きな変形が確認できた時点と極端に変形が大きくなった時点での図である。

図(a)と(b)には、実験 Case. E50-3を想定した全応力 FEM 計算による変形図を示している。

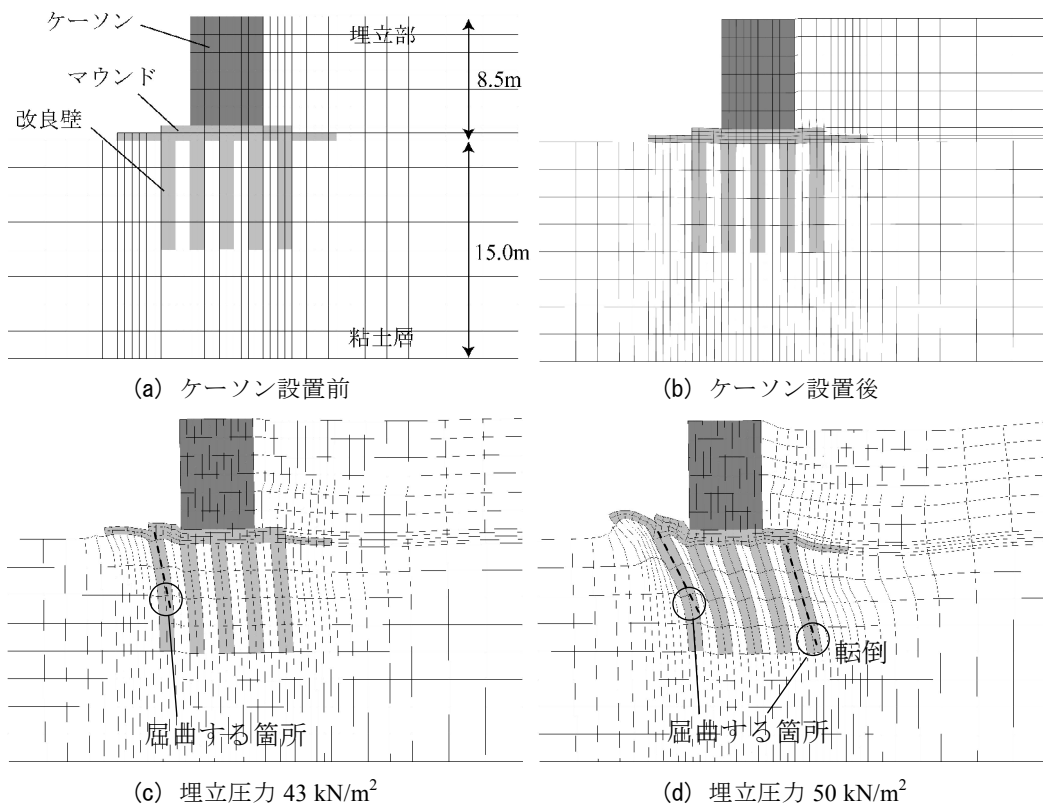


図-4.15 全応力 FEM 計算による地盤変形図 (実験 Case. E50-2 に相当)

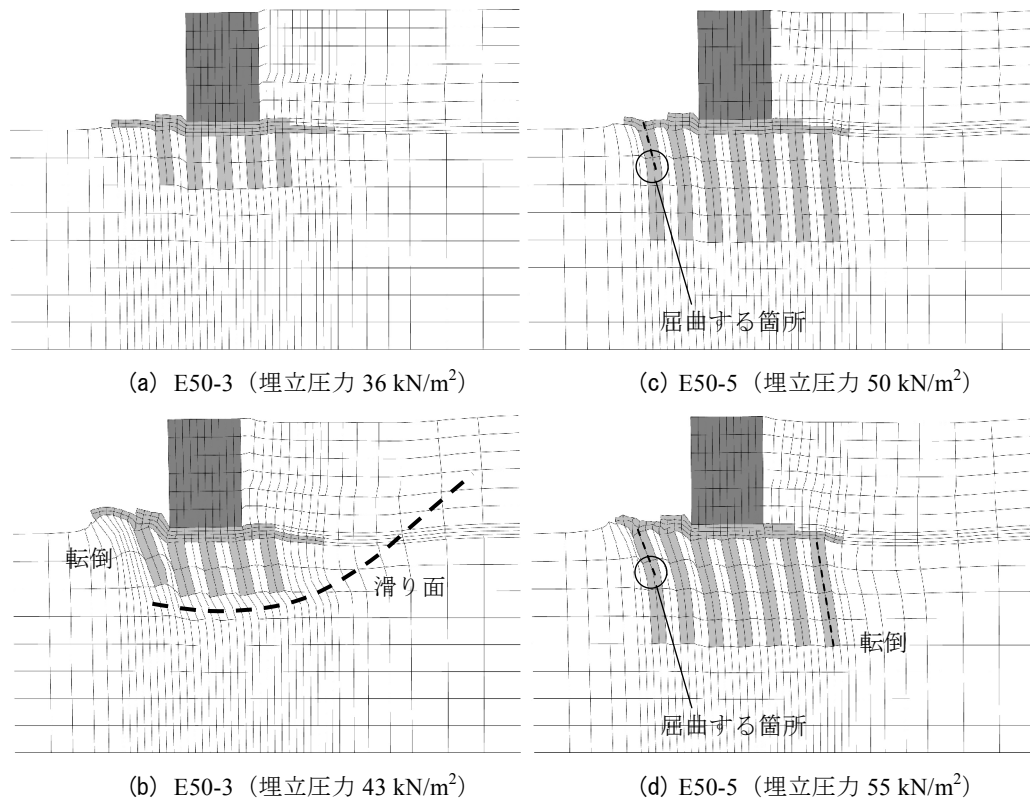


図-4.16 全応力FEM計算による地盤変形図（実験 Case. E50-3, E50-5 に相当）

図-4.16(a)に示すように、ケーソンの設置によって地盤が沈下しており、その沈下量は改良深さが着底している場合（E50-1）や粘土層厚の1/2とした場合（E50-2）よりも大きくなっている。これも、地盤全体の剛性が小さいためと考えられる。また、海側の改良壁ほど海側へ大きく傾斜している。さらに埋立圧力を大きくした図-4.16(b)を見ると、全ての改良壁は海側へ傾斜しており、海側の改良壁ほど傾斜角が大きい。上述のように、改良壁が傾斜するのは改良壁周辺の地盤が改良壁への曲げモーメントに抵抗できないためと考えられる。また、改良域下部の粘土層から埋立土にかけて大きくせん断変形していることが確認できる。FEM解析ではひずみを局所化させて滑り面を忠実に再現することは難しいが、実際の地盤では変形図に表れている大きなせん断変形領域において滑り面が生じると考えられる。遠心模型実験においても改良域が傾斜した後に改良域下部に滑り面が生じており、実験結果と計算結果の整合性が取れている。

図-4.16(c)と(d)には、実験 Case. E50-5を想定した計算による変形図を示している。図(c)に示すように、最も海側の改良壁は曲がって上部が傾斜しており、他の改良壁は全体的に海側へ傾斜している。埋立圧力を大きくした図(d)の変形図を見ると、海側に近い改良壁が曲がり、

全ての改良壁は全体的に傾斜している。改良壁が屈曲する深度は埋立側のものほど深く、屈曲点より上部の改良壁の傾斜角は埋立側のものほど緩い。また、改良壁間の粘土層の変形を見ると、傾斜している改良壁間の粘土層は単純せん断変形している。これらの傾向は、改良幅が狭いE50-2の挙動とほぼ等しかった。

b) 埋立圧力と変位量の関係

浮き型SCP改良地盤に対して埋立荷重を行うと、改良壁が屈曲するあるいは転倒するために改良壁上部が傾斜して、改良域上部が海側へ水平変位した。そこで着底型SCP改良地盤と同様に、限界埋立圧力を求める際の代表点として図-4.2に示したマウンド直下の節点を選び、その水平変位量と埋立圧力の関係を調べた。なお、計算での変位代表点の位置は遠心模型実験における代表点の位置とほぼ等しい。埋立圧力と水平変位量の関係を図-4.17に示す。図には、浮き型の全実験ケースに相当する計算結果と、代表として実験 Case. E50-2, E50-3での結果を併せて示している。

図の計算結果に注目すると、着底型と同様に、計算ケースに関係なく埋立初期段階においては埋立圧力と水平変位の関係が線形的であり、弾性的に地盤全体が挙動していることが分かる。改良幅が広いと初期の接線勾配は小

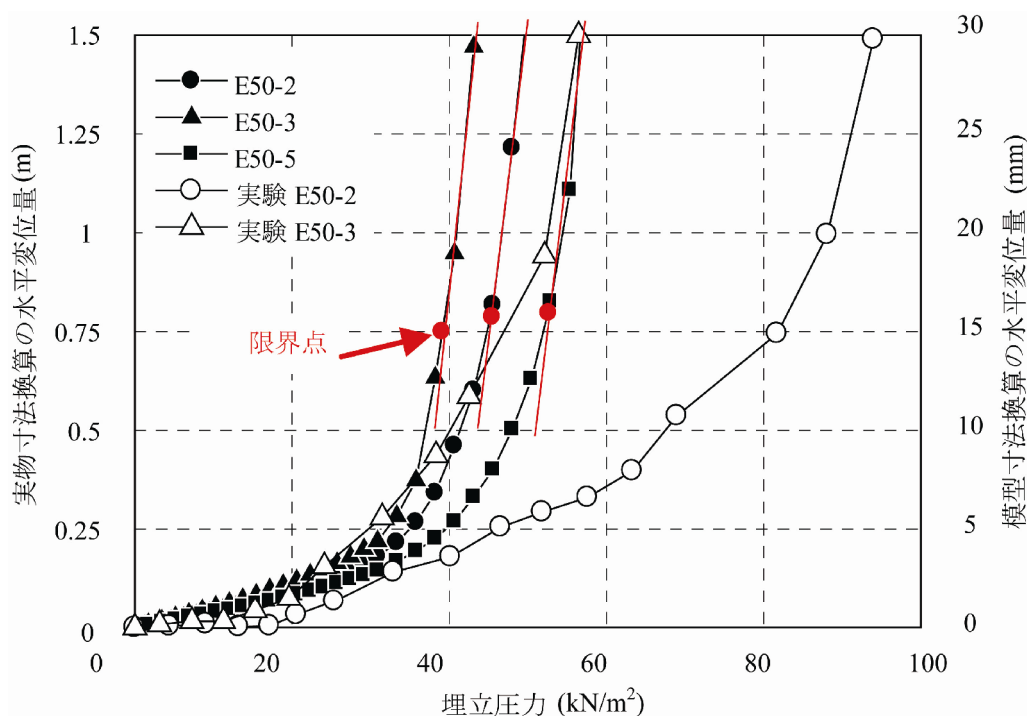


図-4.17 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係
(浮き型 SCP 改良地盤)

表-4.5 浮き型 SCP 改良地盤の限界埋立圧力

計算断面名	相当する 実験ケース	改良深さ	改良幅	限界埋立 圧力	模型実験での 限界埋立圧力
C50-10	E50-2	7.5 m (15 cm)	10 m (20 cm)	45 kN/m ²	55 kN/m ²
C50-10	E50-3	3.75 m (7.5 cm)	10 m (20 cm)	39 kN/m ²	38 kN/m ²
C50-14	E50-5	7.5 m (15 cm)	14 m (28 cm)	53 kN/m ²	55 kN/m ²

※括弧内は模型寸法に換算した値

さく、地盤全体の剛性が大きい。埋立圧力が大きくなると水平変位量は非線形的に増加し始め、最終的にはグラフ上で急な勾配となり変位が急増している。埋め立ての最終段階での圧力～変位勾配はほぼ一定であり、この時には地盤は限界状態にあると言える。なお、図に示すように、遠心模型実験においては、限界埋立圧力を超えても圧力～変位関係の勾配は小さいが、最終的には変位が急増している。つまり、全応力 FEM 解析では限界状態に達するとすぐに変位が急増するが、遠心模型実験では屈曲モードや転倒モードで限界状態に達した後は変位の増加率は小さく、滑りモードが生じると変位が急増する。

この差の原因は、全応力 FEM 解析においては粘土層を非排水条件としているため、载荷中に強度が増加しないためと考えられる。

グラフ上において後半の直線部分の始点を限界点と定義した。この方法によって求めた限界埋立圧力を表-4.5に示す。表には、模型実験結果も併せて示している。Case.E50-2 を想定した全応力 FEM 解析と模型実験での限界埋立圧力を比較すると、全応力 FEM 解析の方が 10 kN/m² ほど限界圧力が小さかった。これは解析では強度増加を見積もっていないことなどが原因と考えられる。しかしながら、他のケースについてはほぼ等しい限界圧

力となっており、全応力 FEM 解析は浮き型 SCP 改良地盤の安定性を定性的に精度よく表現できた。

c) 埋立载荷時に塑性化する領域の進行

上述のように、浮き型 SCP 改良地盤の変形モードや安定性に関して、全応力 FEM 解析は遠心模型実験を比較的精度よく再現できた。埋立载荷によって地盤が塑性化する過程を検討する。図-4.18 には、実験 Case. E50-2 を想定した計算において、せん断破壊条件に達した有限要素内の積分点を点で示している。それぞれ、埋立圧力を 10, 21, 31, 41, 46 (限界点付近), 50 kN/m² とした場合の塑性化した要素の位置を示している。

図-4.18 (a) に示すように埋立圧力が 10 kN/m² と小さい場合、粘土層および改良壁内で破壊条件に達している要素は少ないが、改良域内の壁間粘土において多少の破壊領域がある。図-4.18 (b), (c), (d) のように埋立圧力を 21, 31, 41 kN/m² と大きくすると、壁間粘土における破壊領域は主に下部方向に広がる。この破壊領域は、地盤全体が限界状態の際の破壊領域の位置とは異なり、弾性計算において最大せん断応力が大きくなる領域と一致している。また、埋立部下部の粘土層内においても破壊領域が発達している。図-4.18 (e) に示すように埋立圧力を

46 kN/m² (地盤の限界点付近) まで増加させると、改良域両外側の粘土層および改良域内において破壊領域が広がっている。ケーソン背後や埋立部、改良域外の埋立側粘土層は完全な主働破壊状態となり、改良域外の海側粘土層は完全な受働破壊状態となる。改良域内の破壊領域に注目すると、改良壁間の粘土層は全体的に破壊しており、海側の改良壁においても地表面から 1~5 m の深度付近で地盤が破壊している。図-4.15 に示したように、地表面から 4 m の深度で改良壁は屈曲しており、要素が破壊して改良壁が曲がったと考えられる。また、改良壁が屈曲する深度で浅い改良壁間の粘土層は単純せん断変形していたが、この要素はせん断破壊状態であることが分かる。図-4.18 (f) のように埋立圧力を 50 kN/m² とさらに大きくすると、破壊領域はさらに広がることが確認できる。ただし、改良域下部の粘土層における破壊領域は連続的になっておらず、滑り面が生じないことが分かる。

図-4.19 には、実験 Case. E50-3 を想定した全応力 FEM 解析による破壊領域図を示している。このケースでは、改良深さをケース E50-2 よりも半分と浅くしている。それぞれ、埋立圧力が 10, 21, 36 (限界点付近), 41 kN/m² での塑性化した要素の位置を示している。

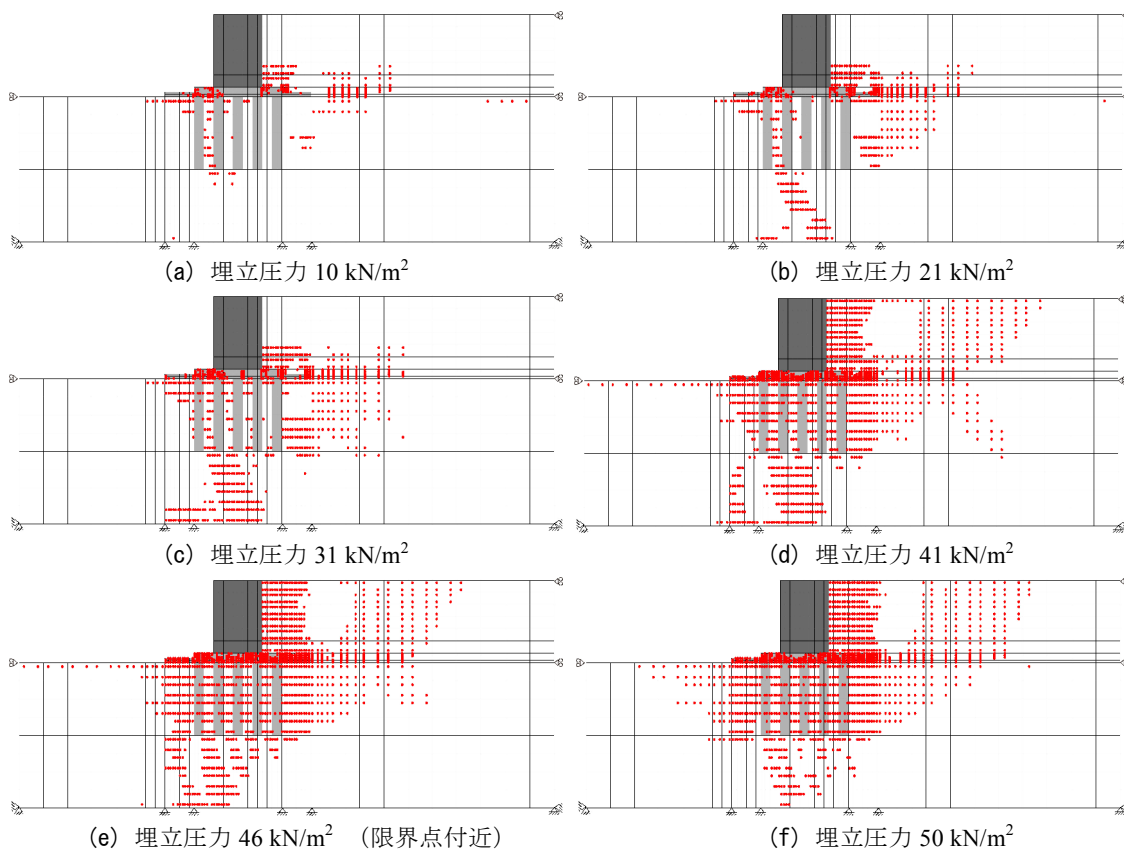


図-4.18 種々の埋立圧力での破壊領域図 (実験 Case. E50-2 に相当)

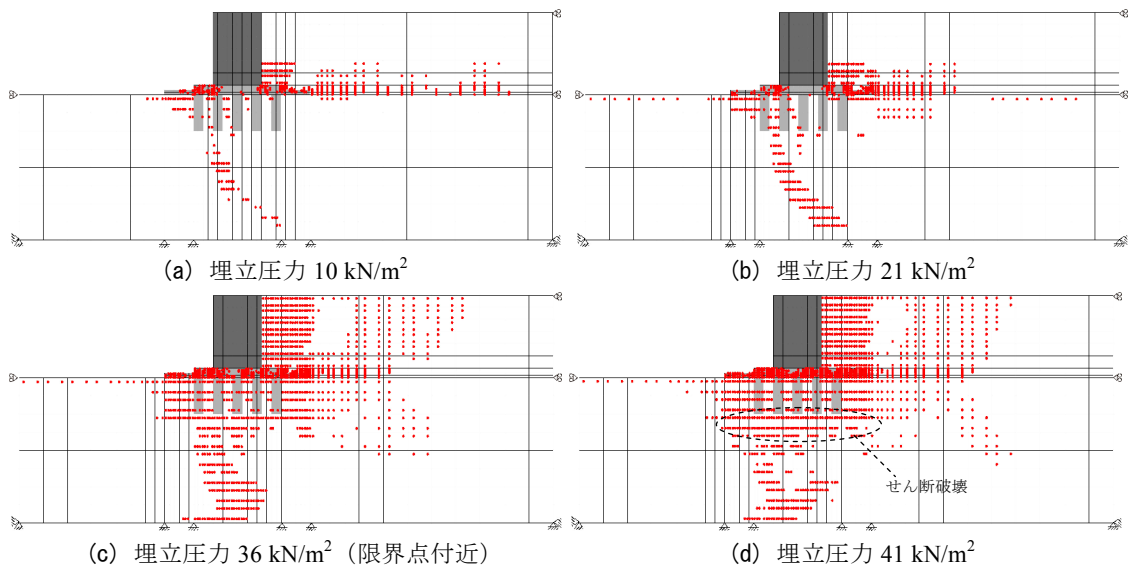


図-4.19 種々の埋立圧力での破壊領域図 (実験 Case. E50-3 に相当)

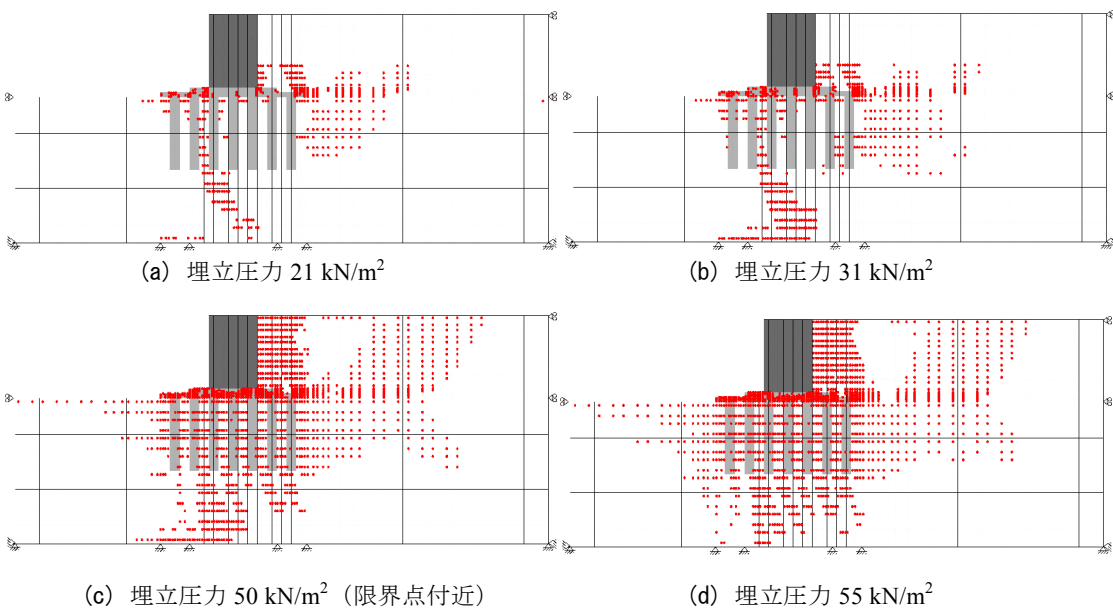


図-4.20 種々の埋立圧力での破壊領域図 (実験 Case. E50-5 に相当)

図-4.19 (a)と (b)に示すように、埋立圧力が小さい場合には、改良域下部の粘土層で埋立側下部方向へ破壊領域が広がっている。図-4.19 (c)に示すように埋立圧力を 36 kN/m^2 (地盤の限界点付近)まで増加させると、改良域周辺部の粘土層および改良域内において破壊領域が広がっている。ケーソン背後や埋立部、改良域外の埋立側粘土層は完全な主動破壊状態となり、改良域外の海側粘土層は完全な受働破壊状態となる。改良域内の破壊領域に注目すると、改良壁間の粘土層は全体的に破壊してお

り、改良壁の一部も破壊している。図-4.16 (b)に示すように改良壁は転倒して粘土層は単純せん断変形しているが、この壁間粘土層はせん断破壊状態であることが分かった。図-4.19 (d)に示すように埋立圧力を 41 kN/m^2 まで増加させると、粘土層および改良壁内の破壊領域が徐々に広がることを確認できる。改良域下部の粘土層におけるせん断破壊領域も連続的となっており、滑り面が生じることが推測される。

図-4.20 には、実験 Case. E50-5 を想定した全応力 FEM

解析による破壊領域図を示している。このケースでは、改良幅をケース E50-2 よりも 1.4 倍大きくしている。それぞれは、埋立圧力が 21, 31, 50 (限界点付近), 55 kN/m² での塑性化した要素の位置を示している。図に示すように、このケースでの破壊領域の発達過程は、ケース E50-2 のものとほぼ同じである。すなわち、壁間粘土での破壊領域は下部方向へ広がり、地盤が限界状態に達した時点で改良域両外側と杭間粘土層、改良壁内の一部で破壊している。また、埋立圧力を 55 kN/m² としても改良域下部での破壊領域は連続しておらず、滑り面は発生していない。

d) 限界点に至るまでの地盤内応力の変化特性

浮き型 SCP 改良地盤が限界状態に至るまでの応力状態をより詳細に調べるために、実験 Case. E50-2 に相当する計算結果における応力経路図を見てみる。図-4.21 には注目した要素と積分点の位置を、図-4.22 には各要素の積分点における応力経路図を示す。図-4.21 に示すように、海側から 2 つ目の改良壁、改良域外側の粘土層、海側から 3 つ目と 4 つ目の改良壁間の粘土層、改良域下部の粘土層における応力経路を見てみる。

図-4.22 (a) に示した改良壁の海側側面付近での応力状態に注目すると、初期状態において $K_0=0.5$ の直線上にある応力状態はケーソンを設置することによって平均主応力および軸差応力が増大する。埋め立てを開始すると粘土層表面から 1.5 ~ 5.2 m の深度では軸差応力が減少するが、埋立圧力を徐々に増加させると 3.4, 5.2 m の深度において平均主応力と軸差応力が共に増加する傾向にある。粘土層表面から 3.4 m と 7.1 m の深度においては、地盤が限界状態に至った時点において要素の応力状態がせん断破壊条件に達している。5.2 m の深度においても平均主応力と軸差応力が増加しながらせん断破壊条件に近づいている。図-4.22 (b) に示した改良壁の埋立側側面付近では、海側側面での応力状態と同様にケーソンの設置によって平均主応力および軸差応力は $K_0=0.5$ の直線上から増加している。埋め立てを開始すると 1.5 m の深度を除いて軸差応力は減少し始め、途中で軸差応力のみが増加するが平均主応力は減少する。最終的には、せん断破壊条件に達している。つまり、3.4 ~ 7.1 m の深度では応力経路はループを描いて破壊条件に達している。このように改良壁内の海側と埋立側では大きく応力経路が異なっており、これらの応力経路の傾向は、着底型 SCP 改良地盤における改良域上部で見られた傾向 (図-4.11 (a)~(d) 参照) と等しかった。

図-4.22 (c) に示した改良域の海外側の粘土層では、埋立载荷によって限界点が近づくと軸差応力が増加する傾

向にあり、1.5 ~ 5.2 m の深度では限界点においてせん断破壊状態であることが分かる。図-4.22 (d) と (e) に示した改良壁間および改良域埋立外側の粘土層においても、図に示した改良深さまでの全域において限界点でせん断破壊条件に達していた。

図-4.22 (f) に示した改良壁下部の粘土層では、ケーソンの設置時に軸差応力が一度大きくなり、せん断破壊状態に近づいている。しかしながら、埋め立てを開始すると軸差応力が多少減少しており、海側から 2 つ目の改良壁下部を除けば限界点においてせん断破壊状態に至っていなかった。一方、図-4.22 (g) に示した改良壁間粘土下部の粘土層では、ケーソン設置後および埋立時において常にせん断破壊状態であった。これらのことから、改良域下部においては全域でせん断破壊状態となっておらず、滑り面も生じないことが分かった。

改良範囲が深い浮き型 SCP 改良地盤での応力状態の変化を総合的に考えると、地盤の限界点では、改良域両外側や改良壁間の粘土層がほぼ全域でせん断破壊状態となり、改良壁の一部もせん断破壊状態に達していた。また、改良域下部の粘土層においては、改良壁直下の粘土層がせん断破壊状態とならないために、滑り面は生じなかった。

改良深さをさらに浅くした場合の応力状態を調べるために、実験 Case. E50-3 に相当する計算結果における応力経路図についても見てみる。図-4.23 には注目した要素と積分点の位置を、図-4.24 には各要素の積分点における応力経路図を示す。

図-4.24 (a) に示した改良壁の海側側面付近では、ケーソンを設置することによって平均主応力および軸差応力が増大する。埋め立てを開始すると軸差応力が一度減少する傾向があるが、限界点が近づくと再び軸差応力は増加している。しかしながら、限界点では改良壁はせん断破壊条件までには至っていなかった。図-4.24 (b) に示した改良壁の埋立側側面付近においては、1.5 m の深度では軸差応力は減少した後に再び増加し、せん断破壊に至っている。3.4 m の深度では軸差応力が減少した後に増加しておらず、せん断破壊には至っていなかった。このように、改良壁内の海側と埋立側側面での応力状態の変化傾向にそれほど大きな違いがないことは、着底型や改良深さが比較的深い浮き型での傾向と大きく異なっていた。

図-4.24 (c)~(e) に示した改良域両外側および壁間粘土層では、図に示した改良深さまでの全域において、限界点ではせん断破壊状態に至っている。図-4.24 (f) に示した改良壁下部の粘土層では、ケーソンの設置時に軸差

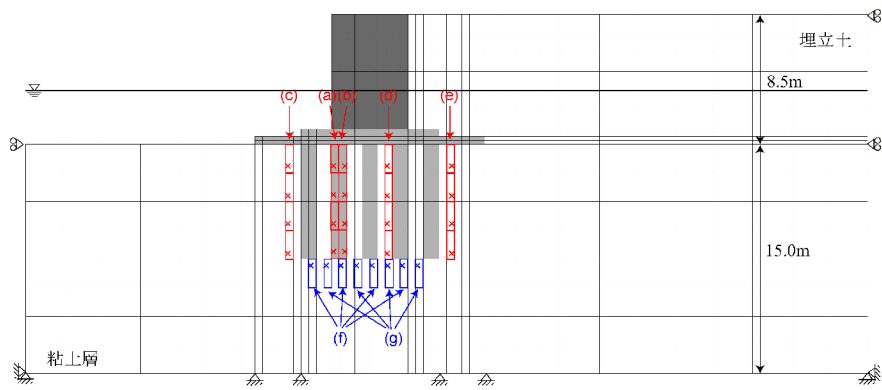


図-4.21 応力経路図を示す代表的な要素および積分点（実験 Case. E50-2 に相当）

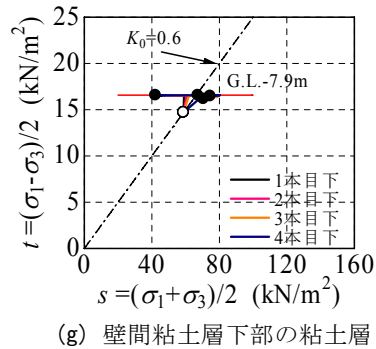
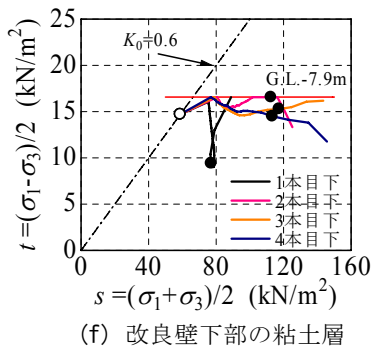
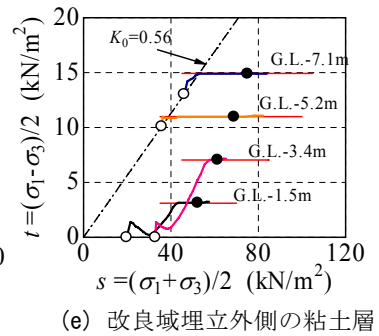
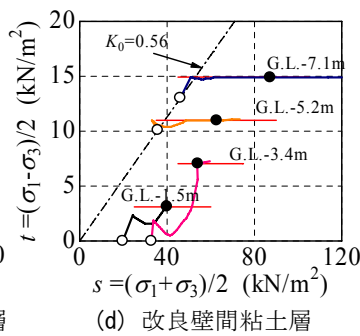
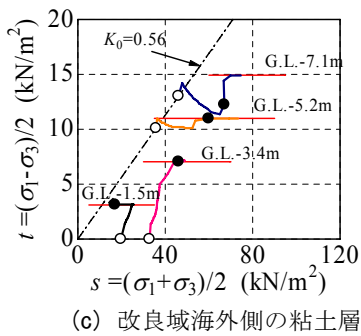
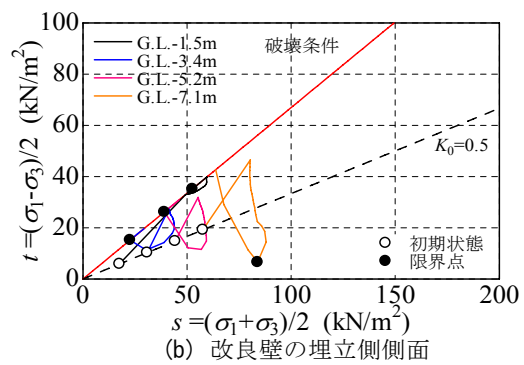
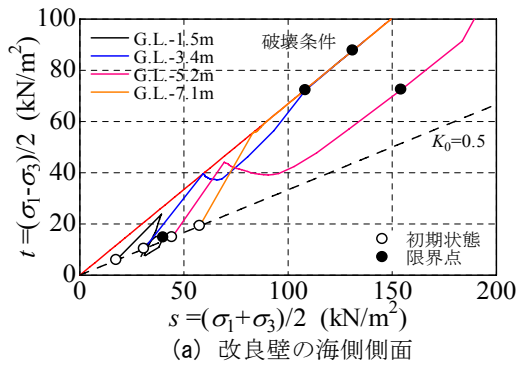


図-4.22 各代表要素での応力経路図 ($s-t$ 図) (実験 Case. E50-2 に相当)

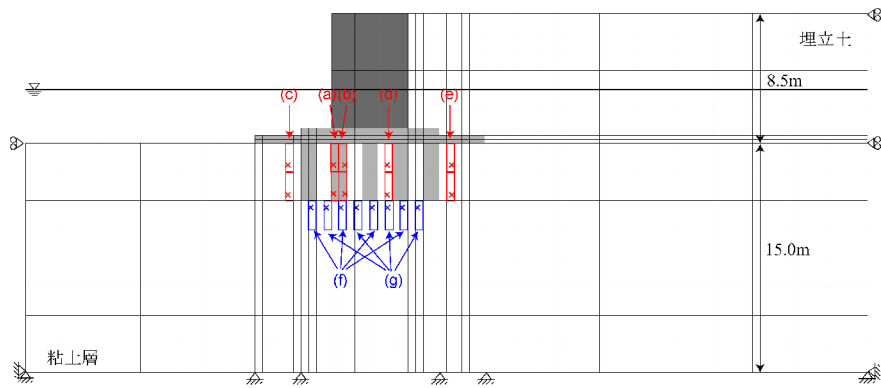
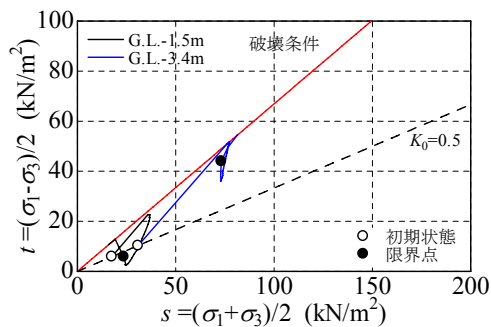
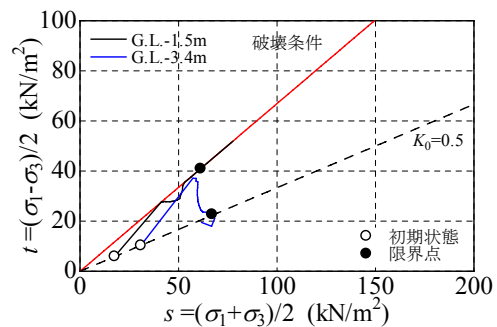


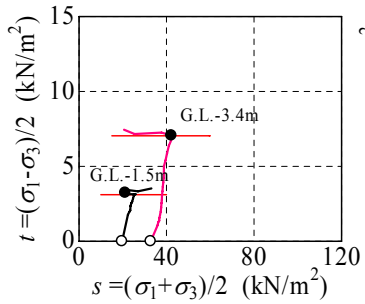
図-4.23 応力経路図を示す代表的な要素および積分点（実験 Case. E50-3 に相当）



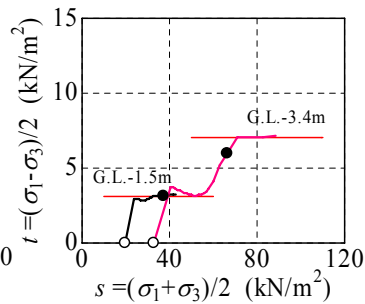
(a) 改良壁の海側側面



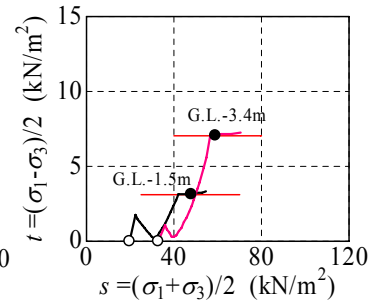
(b) 改良壁の埋立側側面



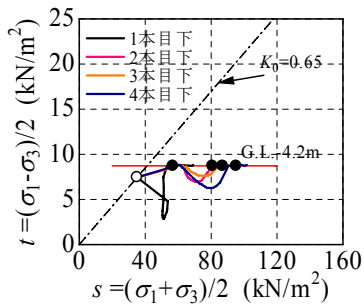
(c) 改良域海外側の粘土層



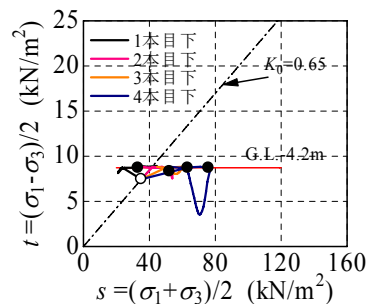
(d) 改良壁間粘土層



(e) 改良域埋立外側の粘土層



(f) 改良壁下部の粘土層



(g) 壁間粘土層下部の粘土層

図-4.24 各代表要素での応力経路図 ($s-t$ 図) (実験 Case. E50-3 に相当)

応力が大きくなるが、埋め立てを開始すると軸差応力は減少している。埋立圧力をさらに大きくして限界点が近づくと軸差応力は再び増加して、限界点では改良壁下部の粘土層も破壊している。図-4.24(g)に示した改良壁間粘土下部の粘土層では、ケーソン設置後および埋立時において常にせん断破壊状態であった。これらから、改良域下部においては全域でせん断破壊状態であり、改良域下部で滑り面が生じ得る状態であることが分かった。

改良深さが比較的浅い浮き型 SCP 改良地盤での応力状態の変化を総合的に考えると、地盤の限界点では改良域両外側や改良壁間、改良域下部の粘土層がほぼ全域でせん断破壊状態となるが、改良壁はほぼせん断破壊していないことが分かった。

改良域内での破壊状況をさらに詳細に調べるために、実験 Case. E50-2 と E50-3 に相当する計算における改良域内での鉛直方向と水平方向応力の関係を見てみる。改良

深さまでの改良壁および壁間粘土層での応力経路を図-4.25に示している。

図-4.25(a)に示した E50-2 での改良壁内の応力経路に注目すると、ケーソンを設置することによって鉛直応力のみが増加し、 K 値は 0.5 から 0.2 ~ 0.3 程度まで減少している。埋め立てを開始すると主に水平応力が増加し、埋立圧力をさらに大きくすると海側側面において鉛直応力が大きくなり、埋立側側面では鉛直応力が小さくなる。最終的に地盤が限界状態に達した後は、海側側面の応力状態は $K=0.2$ の直線上にあり、埋立側側面の応力状態は $K=5.0$ の直線上にある。着底型 SCP 改良地盤での応力経路の箇所でも述べたように、改良壁の海側と埋立側側面で鉛直応力の増減が異なるのは、改良壁にも曲げモーメントが発生するためである。また、図-4.22(a)と(b)に示したように改良壁はせん断破壊しており、改良壁内の海側では鉛直応力が増加してせん断破壊状態となり、

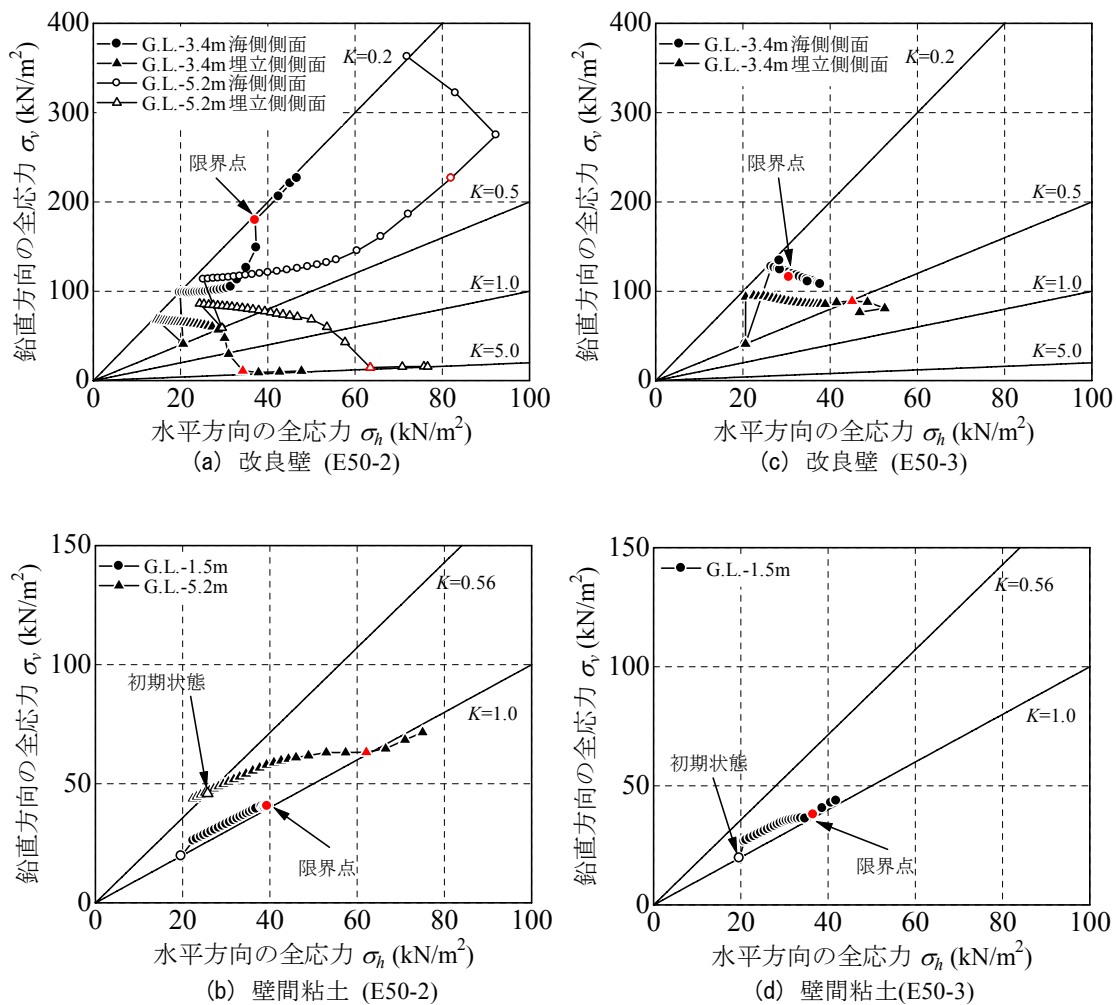


図-4.25 鉛直方向と水平方向の応力の関係 (実験 Case. E50-2, E50-3 に相当)

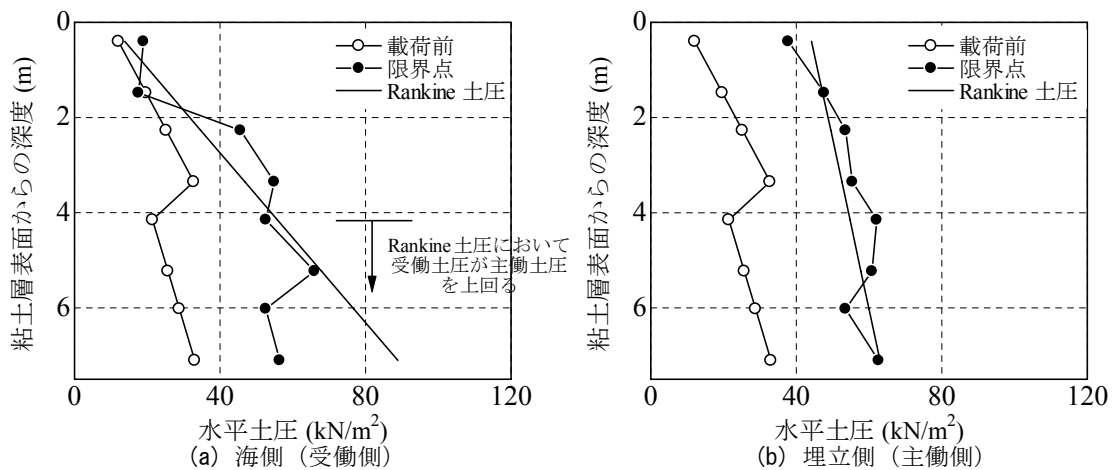


図-4.26 改良域の両側面に働く水平土圧分布（実験 Case. E50-2 に相当）

埋立側では鉛直応力が減少してせん断破壊状態となることが分かった。この破壊によって改良壁は屈曲すると考えられ、これらの傾向は着底型 SCP 改良地盤での傾向と一致していた。

図-4.25 (b) に示した E50-2 での改良壁間粘土層では、埋立载荷によって鉛直応力と水平応力は共に増加している。また、水平応力の増加量が鉛直応力の増加量よりも卓越しており、 K 値は载荷とともに増加している。ただし、地盤が限界状態に達しても K 値は 1.0 程度であり、水平応力が鉛直応力よりも大きくなることはなかった。

図-4.25 (c) に示した E50-3 での改良壁内の応力経路に注目すると、E50-2 の場合と同様にケーソンを設置することによって鉛直応力のみが増加し、 K 値は 0.5 から 0.2 程度まで減少している。埋め立てを開始すると主に水平応力が増加している。ただし、E50-2 の場合とは異なって、埋立圧力を大きくしても鉛直方向の応力はあまり増減せずに限界点に至っている。すなわち、改良壁にはそれほど大きな曲げモーメントは生じておらず、改良壁も曲がっていない。

図-4.25 (d) に示した E50-3 での改良壁間粘土層では、E50-2 と同様に水平応力の増加量が鉛直応力の増加量よりも卓越しており、 K 値は载荷とともに増加している。この計算ケースでも、限界点での K 値は 1.0 程度であり、水平応力が鉛直応力よりも大きくなることはなかった。

e) 改良域に作用する水平土圧

地盤が限界状態に至った時点で、浮き型 SCP 改良地盤であっても改良域両側の粘土層が破壊状態になることを述べた。ここでは、地盤の限界点において改良域の両側面に働く土圧について検討する。図-4.26 には、改良域

側面に作用する海側および埋立側からの水平土圧分布を示している。図には、比較のために Rankine 土圧も併せて示している。図-4.26 (a) に注目すると、マウンド直下の粘土層表層での K_0 値を大きくしたために、地表面から 3.5 m までの静止土圧が大きくなっている。埋立载荷を行うと、改良壁の海側側面に作用する水平土圧は 2.3 m 以下の深度で大きくなっている。

前述のように、限界点において海側の粘土層は受働破壊状態となっており、5.5 m 程度の深度までは受働土圧分布が Rankine 土圧分布とほぼ一致している。5.5 m より深部では Rankine 土圧よりも小さくなっているが、これは 5.5 m よりも上部の受働土圧が主働土圧に抵抗できるためだと考えられる。図-4.26 (b) に注目すると、埋立载荷を行うと改良壁の埋立側側面に作用する水平土圧は全層で大きくなっている。前述のように限界点においては埋立側の粘土層は主働破壊状態となっており、主働土圧分布が Rankine 土圧分布とほぼ一致していることが分かる。

f) 実験での水平変位量と安定性指標の関係

浮き型 SCP 改良地盤においても、種々の埋立圧力における改良域上部での水平変位量と全応力 FEM 計算による安全指標の関係を調べた。これを図-4.27 に示しており、前述のように横軸の安全性指標は全応力 FEM 計算によって求めた限界埋立圧力を種々の埋立圧力で除した値と定義した。この図は図-3.33 (b) に示した水平変位量と円弧滑り計算による安全率の関係に相当している。

図に示すように、全ケースにおいて安全性指標が 1.5 程度よりも小さくなると水平変位量は徐々に大きくなり始め、1.0 よりも小さくなると水平変位量は急激に増加

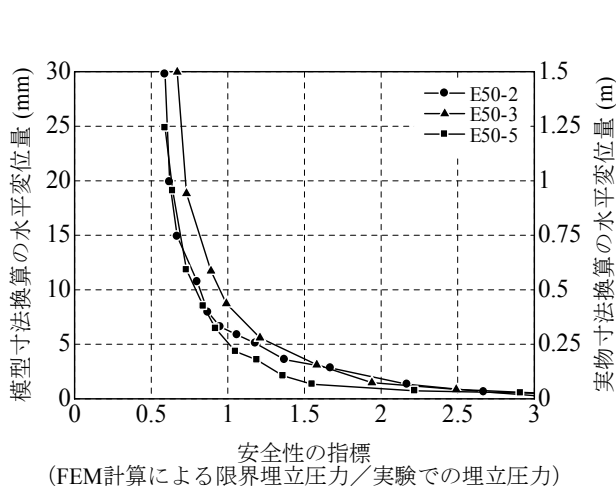


図-4.27 水平変位量と全応力 FEM 解析による安全性指標の関係 (浮き型 SCP 改良地盤)

して地盤全体が限界状態に達していた。水平変位量が急激に増大する安全性指標には各実験ケース間で統一性がある。また、図-4.14 に示した着底型 SCP 改良地盤での安全性指標と水平変位量の関係とも概ね一致している。これから、変形モードを考慮できる全応力 FEM 解析では、着底型および浮き型 SCP 改良地盤の安定性を精度よく評価できることが確認できた。

4.4 地盤条件を変化させたパラメトリック・スタディ

(1) 改良範囲および改良率が安定性に与える影響

a) 改良深さによる影響

遠心模型実験では 1 ケースの実験を行うのに多大な時間と手間を要するために、実際に実験を行える改良範囲や改良率などの改良条件は限られる。一方、本研究で実施した全応力 FEM 解析は遠心模型実験での安定性を精度よく再現できていた。そこで、改良範囲をパラメトリックに変化させた計算を実施し、改良範囲が地盤の安定性に与える影響について検討した。

ここでは、改良深さを変化させた場合の改良地盤の安定性について述べる。図-4.28 に、全応力 FEM 解析による改良深さと限界埋立圧力の関係を示している。また、円弧滑り計算結果 (破線) および遠心模型実験結果 (プロット) も図に併せて示している。なお、円弧滑り計算および全応力 FEM 解析では改良深さを 3.75 m (粘土層厚の 1/8) ずつ変化させて限界埋立圧力を求めており、3 次スプライン関数で計算値間を補っている。

図に示すように、計算方法や改良幅に関係なく改良深さを大きくすれば限界埋立圧力は増加していた。全応力

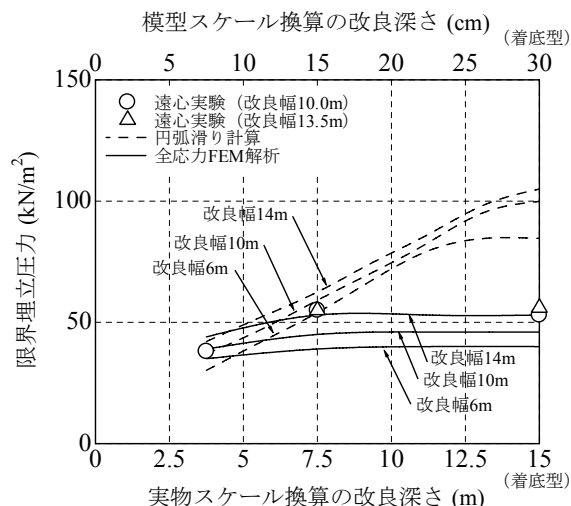


図-4.28 改良深さと限界埋立圧力の関係

FEM 解析結果 (図中の実線) に注目すると、3 つの改良幅においてほぼ同様の傾向で改良深さに対して限界埋立圧力が増加していた。これは、改良幅が異なっても地盤の支配的な変形モードは変化しないためと考えられる。また、改良深さに対する限界埋立圧力の増加率は、深く改良するほど小さくなっている。これは、改良域の比較的上部で改良壁が屈曲することによって、深部の改良深さが限界埋立圧力に与える影響が小さくなっているためと考えられる。

円弧滑り計算結果 (図中の破線) においては、改良深さが 11 m 程度までは改良深さの増加に対して限界埋立圧力が大きく増加している。この増加傾向は改良幅に関係なく、各改良幅において限界埋立圧力がほぼ線形的に増加している。改良深さが 11 m よりも浅い場合には滑り面が改良域の下部を通過するために、改良深さが大きいほど円弧滑り面はより下部の粘土層を通過する。深部ほど粘土層の強度は大きいので、円弧滑り計算による限界埋立圧力も増加している。改良深さが 11 m よりも深くなると、改良幅 6 m の地盤において改良深さが限界埋立圧力に影響を与えなくなる。これは、改良域下部を通過する円弧滑り面よりも改良域内を通過する滑り面での安全率が低くなり、改良深さを変化させても円弧滑り面の位置は変化しなくなるためである。

円弧滑り計算と全応力 FEM 解析、模型実験の 3 種類の結果を比較する。改良深さ 15 m の着底型 SCP 改良地盤での遠心模型実験と円弧滑り計算結果を比較すると、円弧滑り計算結果は実験結果の 1.9 倍 (改良幅 10, 14 m) であり、円弧滑り計算は地盤安定性を過大評価している。

遠心模型実験と全応力 FEM 解析を比較すると、解析結果は実験結果の 0.9 倍（改良幅 10, 14 m）であり、安定性を多少小さく見積もっているものの円弧滑り計算よりはかなり精度がよい。これは、遠心模型実験と全応力 FEM 解析での支配的な変形モードが共通しているためと考えられる。改良深さ 7.5 m で粘土層厚の 1/2 まで改良した浮き型 SCP 改良地盤では、円弧滑り計算結果は実験結果の 1.1 倍（改良幅 10, 14 m）であり、着底型での場合と同様に安定性を多少大きく見積もっていた。しかしながら、円弧滑り計算結果と実験結果の差に関しては、着底型よりも浮き型でのものがかなり小さくなっている。遠心模型実験と全応力 FEM 解析を比較すると、解析結果は実験結果の 0.8 倍（改良幅 10 m）と 1.0 倍（改良幅 14 m）であり、比較的精度よく安定性を評価できている。改良深さ 3.75 m で粘土層厚の 1/4 まで改良した浮き型 SCP 改良地盤では、円弧滑り計算と全応力 FEM 解析結果は遠心模型実験結果と近かった。

改良深さに対する限界埋立圧力の変化傾向を比較すると、円弧滑り計算では限界埋立圧力の変化率を実験結果よりも大きく見積もっている。一方、全応力 FEM 解析では限界埋立圧力の変化率は比較的小さく、実験結果とも整合性が取れている。特に、改良深さを 7.5 m 以上としても安定性が向上しない点などについては、計算の再現性が高い。

b) 改良幅による影響

改良幅が SCP 改良地盤の安定性に及ぼす影響について検討する。図-4.29 に、全応力 FEM 解析による改良幅と限界埋立圧力の関係を実線で示している。また、円弧

滑り計算結果（破線）および遠心模型実験結果（プロット）も図に併せて示している。円弧滑り計算および全応力 FEM 解析では改良幅を 2 m ずつ変化させて限界埋立圧力を求めており、3 次スプライン関数で計算値間を補っている。

図に示すように、計算方法や改良深さに関係なく、改良幅を大きくすれば限界埋立圧力も増加していた。全応力 FEM 解析結果（図中の実線）に注目すると、いずれの改良深さであっても改良幅に対する限界埋立圧力の変化傾向は等しく、ほぼ線形的な関係である。解析による着底型と浮き型での支配的な変形モードについては、着底型と粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した浮き型の場合には屈曲モードであり、粘土層厚の 1/4 の深度まで改良した浮き型の場合には転倒モードであった。今回計算を行った改良幅の範囲内では、改良幅が変化してもモードは変化しないために、改良幅に対する限界埋立圧力の増加傾向はほぼ一定であったと考えられる。

円弧滑り計算結果（図中の破線）に注目して、改良幅の増加に対する着底型と浮き型での限界埋立圧力の増加傾向を比較すると、着底型での増加傾向の方が多少大きかった。前述のように、円弧滑り計算における滑り面と改良域の位置関係は、着底型では滑り面が改良域内にあり、浮き型では滑り面が改良域下部の粘土層にあった。このように着底型と浮き型で滑り面の位置が異なっており、改良幅に対する限界埋立圧力の変化率が異なっていると考えられる。すなわち、着底型では滑り面が改良域内を通過するために、せん断強度が大きい改良域の幅の影響を大きく受ける。一方、浮き型では滑り面が改良域下部を通過するために、改良域の幅が広がっても円弧滑り面の半径が多少大きくなる程度であり、改良幅の影響をあまり受けていないと考えられる。

円弧滑り計算、全応力 FEM 解析、実験の 3 種類の結果を比較すると、着底型に対する円弧滑り計算による限界埋立圧力が遠心模型実験による値よりもかなり大きくなっていた。この差異については前述したので、ここでは改良幅に対する限界埋立圧力の変化傾向について述べる。円弧滑り計算において改良幅を 10 m から 13.5 m に広げると、限界埋立圧力は着底型で 10 kN/m^2 、浮き型（1/2 改良）で 4 kN/m^2 増加している。これは、円弧滑り計算においては、浮き型よりも着底型において限界埋立圧力に対して改良幅が大きな影響を与えるためである。解析では、着底型と浮き型（1/2 改良）に関係なく 7 kN/m^2 増加していた。着底型と浮き型（1/2 改良）において限界埋立圧力の変化傾向が異なる理由は、両者の変形モードが共に屈曲モードと等しいためと考えられる。こ

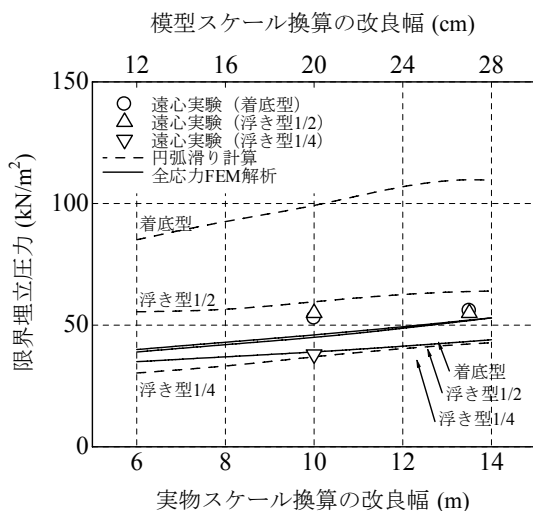


図-4.29 改良幅と限界埋立圧力の関係

のように、円弧滑り計算および全応力 FEM 解析では、多少は改良幅を広げれば地盤の安定性は増す。一方、遠心模型実験では改良幅が変化しても安定性はほとんど変化しなかった。詳細な理由は不明であるが、安定性が増すとしても全応力 FEM 解析によると 7 kN/m^2 程度であり、地盤の多少の違いなどの実験誤差に安定性の差異が埋もれている可能性が高い。

c) 改良率による影響

改良率が SCP 改良地盤の安定性に及ぼす影響について検討する。図-4.30 に、全応力 FEM 解析による改良率と限界埋立圧力の関係を実線で示している。また、円弧滑り計算結果(破線)および遠心模型実験結果(プロット)も図に併せて示している。全応力 FEM 解析結果と円弧滑り計算結果は 3 次スプライン関数で補っている。

図に示すように、計算方法や改良深さに関係なく、改良率を大きくすれば限界埋立圧力も増加していた。全応力 FEM 解析結果(図中の実線)に注目すると、改良率を増すと着底型と浮き型に関係なく限界埋立圧力も緩やかに増加しており、着底型と浮き型(1/2 改良)での限界埋立圧力の増加傾向は類似している。これは、前述のように、全応力 FEM 解析による着底型と浮き型(1/2 改良)での支配的な変形モードは、同じ改良壁が屈曲する変形モードであるためである。一方、浮き型(1/4 改良)では改良率に対する限界埋立圧力の増加勾配は小さい。これは、着底型や浮き型(1/2 改良)とは変形モードが異なるためと考えられる。

円弧滑り計算結果(図中の破線)に注目すると、着底型では改良率の増加に対して限界埋立圧力が単調に増加している。これは、着底型での円弧滑り面は改良域内を通過しており、改良率が大きくなるほど改良域内でのせん断強度が比例して大きくなるためである。一方、粘土層厚の 1/2 と 1/4 の深度まで改良した浮き型では、それぞれの改良率が 27% と 17% よりも大きくなると限界埋立圧力は一定となっていた。浮き型では、最小安全率となる円弧滑り面は改良率が小さい場合には改良域内を通過し、改良率が大きい場合には改良域下部を通過する。円弧滑り面が改良域内を通過する場合には着底型と等しい限界埋立圧力となるが、改良域下部を通過する場合には改良域外に位置するために改良率から影響を受けていない。

円弧滑り計算結果と実験結果を比較すると、浮き型での円弧滑り計算と実験結果は比較的近いが、着底型でのそれらはかなり異なっている。この差異については前述したので、ここでは改良率に対する限界埋立圧力の変化傾向について述べる。円弧滑り計算では改良率を 50% から

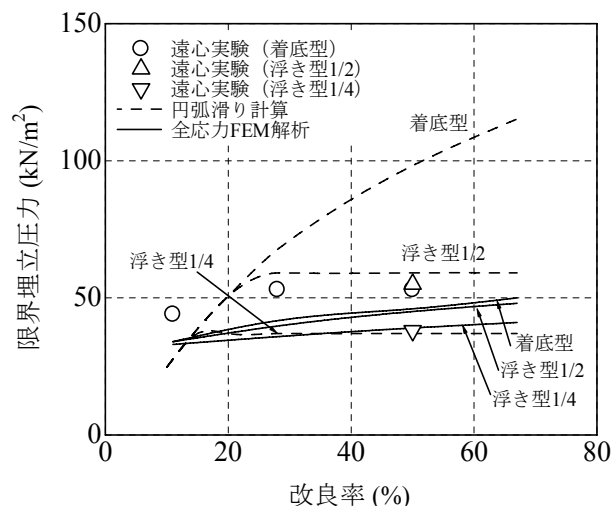


図-4.30 改良率と限界埋立圧力の関係

ら 11% に減少すると限界埋立圧力は 0.29 倍になり、改良率に対する限界埋立圧力の変化傾向は大きい。これに対して遠心模型実験では、着底型での改良率を 50% から 11% に減少すると限界埋立圧力は 0.83 倍程度しか小さくならなかった。このことから、円弧滑り計算と遠心模型実験での改良率に対する限界埋立圧力の変化傾向は異なることが分かった。

全応力 FEM 解析と実験結果を比較する。解析において着底型での改良率を 50% から 11% に減少させると、限界埋立圧力は 0.74 倍程度小さくなっていた。この値は、遠心模型実験での減少率に比較的近い。解析結果は遠心模型実験結果よりも全体的に小さいが、改良率に対する限界埋立圧力の変化傾向については整合性が取れていた。

(2) 砂杭の直径が安定性に与える影響

遠心模型実験と全応力 FEM 解析で示したように、着底型 SCP 改良地盤や改良範囲が深い浮き型 SCP 改良地盤では砂杭(改良壁)が屈曲して地盤全体が限界状態に達していた。全応力 FEM 解析では改良壁内の応力状態を調べ、改良壁の海側では鉛直応力が増加し、埋立側では鉛直応力が減少して改良壁が曲がることを示した。これは、埋め立てを行うことによって改良壁に曲げモーメントが生じ、改良壁の一部の深度においてせん断破壊状態となったためと考えられた。これから、改良壁の厚さが大きいほど、曲げモーメントによる改良壁内の鉛直応力の増減量は小さいと考えられ、砂杭径は地盤安定性に影響を及ぼしていると推測される。そこで、全応力 FEM 解析によって改良壁の厚さ(砂杭径に相当)をパラメトリックに変化させて、限界埋立圧力がどのように変化するかを調べた。

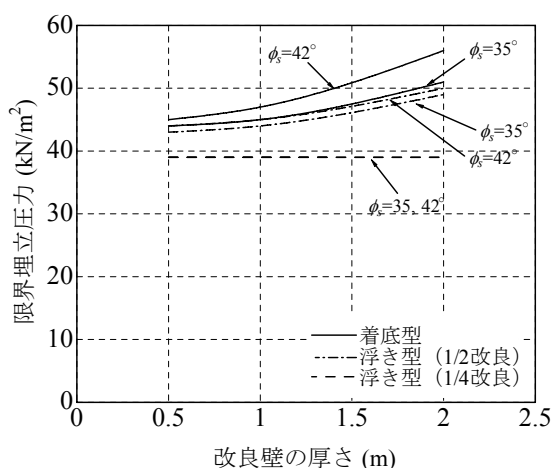


図-4.31 地盤壁の厚さと限界埋立圧力の関係
(全応力 FEM 解析)

図-4.31 に、改良率 50%での改良壁の厚さと限界埋立圧力の関係を示している。図-4.3 に示した計算メッシュ図を用いて、改良壁の厚さ 0.5、1.0、2.0 m での限界埋立圧力を求めており、3 次スプライン関数で計算値間を補っている。なお、改良壁の内部摩擦角が 35 度と 42 度の場合について計算している。

図に示した着底型での限界埋立圧力に注目すると、改良壁が厚いほど限界埋立圧力は大きくなっており、この傾向は内部摩擦角が大きいほど顕著に表れている。内部摩擦角が 42 度の場合、改良率を一定に保って改良壁を 0.5 m から 2.0 m へと 4 倍にすると、限界埋立圧力は約 1.24 倍に増加している。粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した浮き型においても、改良壁が厚いほど限界埋立圧力は大きくなっていった。これは、浮き型であっても、改良深さがある程度大きいと屈曲モードが支配的となっており、着底型と同様の傾向を示すためである。一方、粘土層厚の 1/4 の深度まで改良した浮き型では、限界埋立圧力は改良壁の厚さに影響を受けていない。これは、極端に改良深さを浅くした浮き型では、改良壁の厚さに影響を受けない転倒モードおよび改良域下部の滑りモードが支配的となるためである。これらのことから、着底型 SCP 改良地盤のように屈曲モードが支配的となる場合には、改良壁の厚さ（砂杭径）は地盤安定性に影響を与えることが分かった。ただし、遠心模型実験では砂杭径を変えても限界埋立圧力は変化しなかった。これは、実験では杭径が小さいほど杭間粘土層において排水が進んでいるために強度増加もしており、杭径の効果と排水の効果が

相殺したためと推測される。

(3) 地盤の強度が安定性に与える影響

遠心模型実験では、1 ケースの実験を行うのに多大な時間と手間を要するために、実際に実験を行える改良条件は限られる。また、実験で作製できる地盤条件も限られている。そこで、全応力 FEM 解析において土質定数を変化させて、土質定数の違いが地盤安定性に与える影響について検討した。各実験断面に対して砂杭内部摩擦角を変化させて行った計算結果を図-4.32 に示す。なお、粘土層の強度が地盤安定性に与える影響を調べるために、粘土層の深度方向の強度増加勾配 k を 1.0 ~ 4.0 に変化させた計算結果を示している。この図は、円弧滑り計算による図-3.35 に相当する全応力 FEM 解析結果である。

着底型 SCP 改良地盤 (E50-1, E50-4, E28-1, 2, E11-1) の限界埋立圧力に注目すると、いずれの粘土層の強度勾配においても限界埋立圧力は砂杭の内部摩擦角に影響を受けており、内部摩擦角の変化に対して限界埋立圧力はほぼ線形的に変化している。改良幅が異なる E50-1 と E50-4 を比較すると、改良幅を広くすれば限界埋立圧力は大きくなり、改良幅が広いほど内部摩擦角に対する感度がよい傾向がある。改良率が異なる E50-1 と E11-1 を比較すると、改良率を低くすると限界埋立圧力が小さくなるとともに、内部摩擦角に対する感度も低くなっている。これは、改良率が低い場合、埋立载荷に対する地盤全体の抵抗力に改良壁の抵抗力が占める割合が減少するためである。

浮き型 SCP 改良地盤 (E50-2, E50-3, E50-5) の限界埋立圧力に注目すると、着底型と同様に内部摩擦角に対して限界埋立圧力はほぼ線形的に変化している。粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した E50-2 と E50-5 においては、内部摩擦角に対する限界埋立圧力の変化率は着底型でのものとほぼ等しい。一方で、粘土層厚の 1/4 の深度まで改良した E50-3 においては、内部摩擦角に対する限界埋立圧力の変化率は着底型に対して比較的小さい。解析における浮き型 (1/4 の深度まで改良) での変形モードは、改良壁が転倒するモードおよび改良域下部における滑りモードであり、改良壁内部の強度に影響を受けるモードではないためだと考えられる。

(4) 着底型 SCP 改良地盤の強度特性と変形モードの関係

a) 改良壁 (SCP) の強度による影響

遠心模型実験で用いた粘土地盤は、国内の現場でよく見られるような深度方向に非排水せん断強度が増す地盤である。また、砂杭は拘束圧に対してせん断強度が増す ϕ 材である。このように、深度方向に強度が増す粘土層

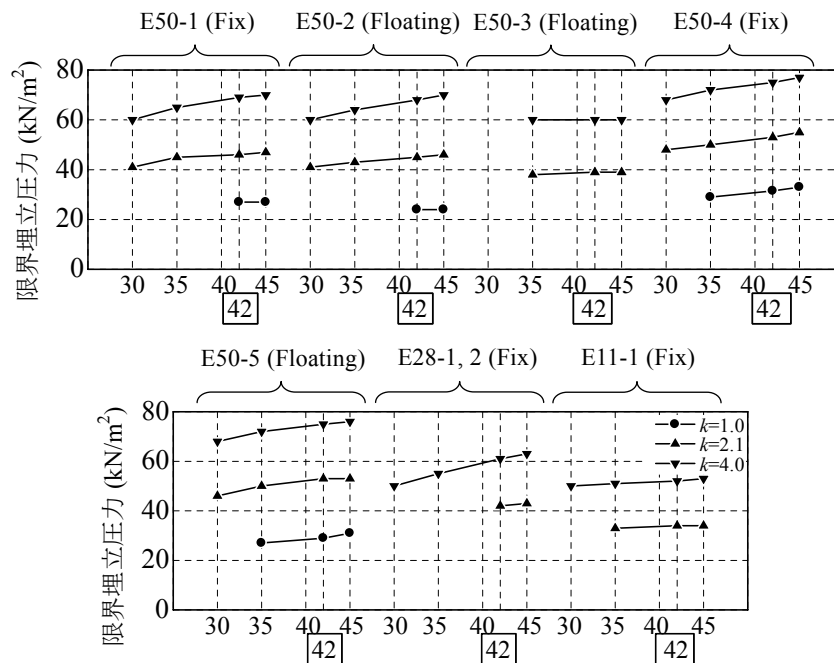


図-4.32 地盤強度と限界埋立圧力の関係（全応力 FEM 解析）

およびφ材である砂杭によって形成された複合地盤を限界状態に至らせる場合、遠心模型実験ならびに全応力 FEM 解析から屈曲モードが支配的になることを示した。ここでは、粘土層および砂杭における強度特性が上記のものとは異なる場合に着底型 SCP 改良地盤でどのような変形モードが生じるかを全応力 FEM 解析によって調べた。具体的には、改良壁（砂杭に相当）や壁間粘土層（杭間粘土層に相当）での地盤強度および分布をパラメトリックに変化させて地盤の変形モードを調べた。

全応力 FEM 解析において改良壁の強度分布を変化させた。図-4.33 に、改良壁の強度分布を変化させた場合の限界点での変形図を示している。なお、改良壁に対して任意のせん断強度を与えるために、改良壁におけるせん断強度を粘着力によって表現した。なお、改良壁の強度を大きくしたケースでは、改良域よりも先にマウンドが破壊して計算が発散するために、マウンドのせん断強度を便宜的に大きくした。

図-4.33(a) は、改良壁をφ材とした場合に期待できるせん断強度を粘着力として与えた場合の変形図である。改良壁、マウンド、ケーソンに相当する要素にグレーで色付けしている。図に示している改良域の変形状況を見ると、改良壁は上部で曲がり、壁間粘土が単純せん断変形している。この改良域の変状は図-4.4 に示したものと

よく類似しており、粘着力によってせん断強度を表しても変形モードを再現できることを確認できた。

図-4.33(b)には、着底型における改良壁下端でのせん断強度を図-4.33(a)でのものと等しく保って、改良域上端でのせん断強度を 0 kN/m²とした場合の限界点の変形図を示している。図に示す改良域の変形状況を見ると、マウンド直下の改良域上端付近でせん断変形が卓越している様子が分かる。この計算ケースでは、改良域上部のせん断強度がほとんどないために、上部でせん断破壊したと考えられる。実際の地盤では、この箇所では滑り面が生じることが推測される。

図-4.33(c)には、改良壁下端でのせん断強度を図-4.33(a)でのものと等しく保って、深度方向に等しいせん断強度を与えた場合の限界点の変形図を示している。図に示すように、この計算ケースにおいても改良壁が上部で曲がり、壁間粘土は単純せん断変形している。この改良域の破壊状況は図-4.33(a)に示したものと類似しており、粘土層よりも改良壁のせん断強度が大きく、地表面での強度がある程度強い場合に改良壁が屈曲する変形モードが生じることが分かった。

図-4.33(d)には、改良壁のせん断強度を粘土層の中央部におけるせん断強度と等しくした場合の限界点での変形図を示している。図に示すように、図-4.33(a)と(c)

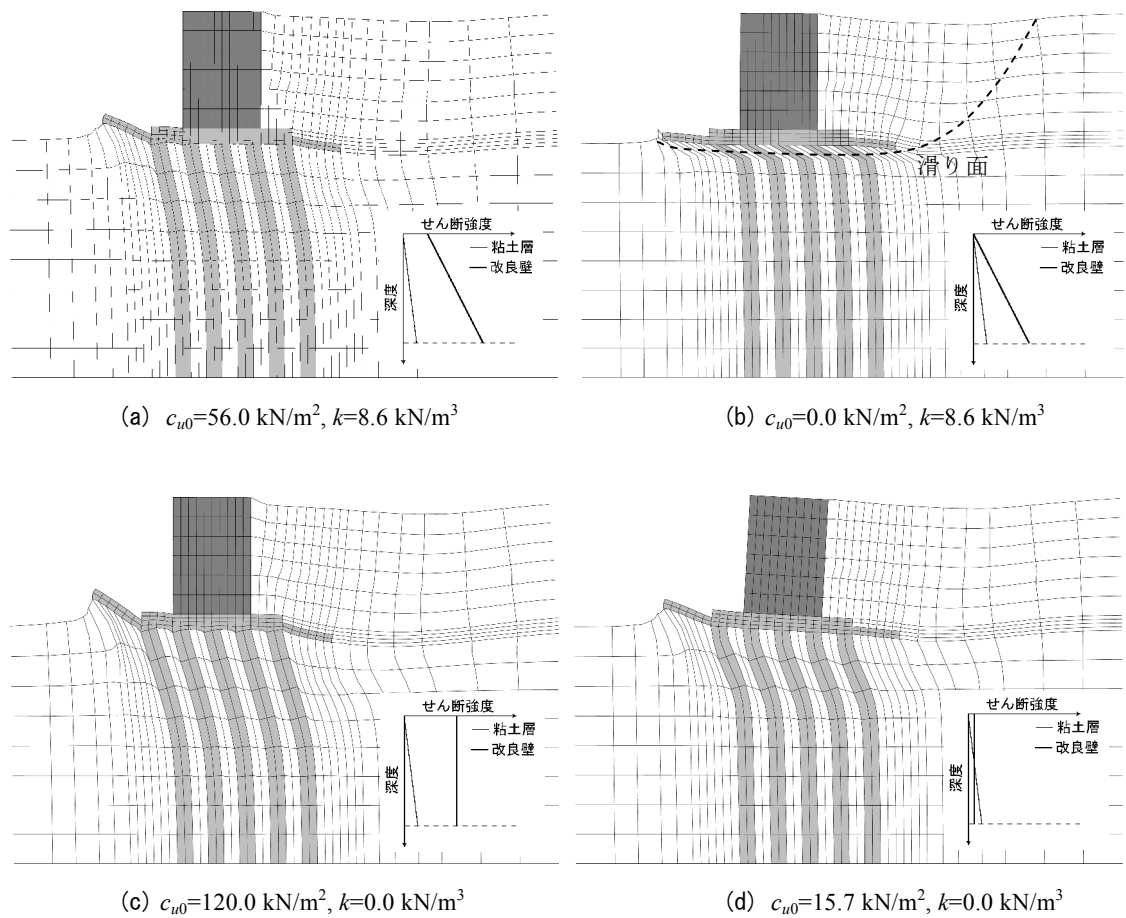


図-4.33 改良壁の強度と変形モードの関係

と同様に改良壁上部が曲がって壁間粘土が単純せん断変形しているが、改良壁が曲がる箇所は粘土層中央部よりも浅かった。これは、粘土層よりも改良壁のせん断強度が大きい上部のみで屈曲モードが生じるためと考えられる。

b) 壁間粘土層（杭間粘土層）の強度による影響

全応力 FEM 解析において壁間粘土層の強度分布を変化させた。図-4.34 に、壁間粘土層の強度分布を変化させた場合の限界点での変形図を示している。改良壁、マウンド、ケーソンに相当する要素にグレーで色付けしている。

図-4.34(a)には、深度方向に対するせん断強度の増加勾配を一定に保ち、粘土層の全深度におけるせん断強度を 10 kN/m^2 だけ一様に増加させた場合の限界点での変形図を示している。図に示す改良域の変形状況を見ると、この計算ケースにおいても改良壁が上部で曲がり、壁間

粘土は単純せん断変形している。この変形状況は、図-4.33(a)に示した標準の強度分布とした条件での変形状況と類似しており、粘土層のせん断強度が一様に増加しても変形モードはほとんど変化しないことが分かる。

図-4.34(b)には、粘土層下端でのせん断強度を図-4.33(a)でのものと等しく保って、深度方向に等しいせん断強度を与えた場合の限界点での変形図を示している。図に示すように、この計算ケースにおいても改良壁は曲がり壁間粘土は単純せん断変形しているが、改良壁が屈曲する箇所は改良壁の下端付近となっている。粘土層のせん断強度を深度方向に一定とすることで地表面付近でのせん断強度も大きくなり、改良壁を海側へ傾斜させない方向に壁間粘土層のせん断力が作用する。また、改良域左右端に作用する主働土圧と受働土圧の差分も浅部で小さくなり、改良壁上部を海側へ傾斜させる力も小さくなる。これらのことから、改良壁が屈曲する箇所は下部

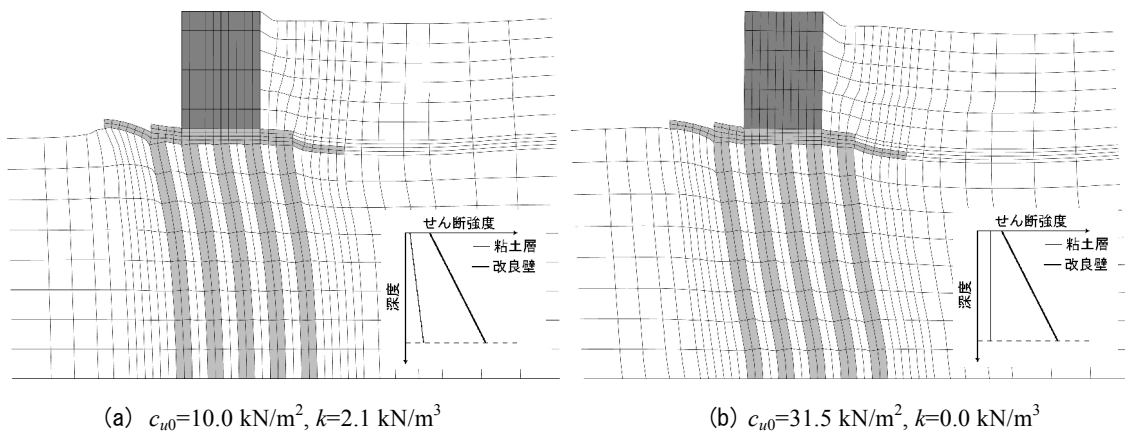


図-4.34 壁間粘土層の強度と変形モードの関係

へ移動すると考えられる。

c) 改良壁および壁間粘土層の強度の相対的關係による影響

全応力 FEM 解析において改良壁および壁間粘土層の強度分布を変化させた。図-4.35 に、改良壁と壁間粘土層の強度分布を変化させた場合の限界点での変形図を示している。

図-4.35(a)には、改良壁と粘土層のせん断強度が深度方向に一定で、それらの強度が等しい場合の限界点での変形図を示している。改良壁と粘土層のせん断強度が等しいために、改良域は強度が強いものが含まれる複合地盤ではなく、一様な強度を持つ地盤となる。図に示すように、地盤の下端付近でせん断変形が卓越しており、せん断破壊している様子が分かる。実際の地盤では、この箇所ですり面が生じると考えられる。このように最も地盤下部でせん断破壊が生じる理由は、埋立载荷によって生じるせん断応力は深部ほど大きいために、深部から地盤がせん断破壊条件に達するためである。

図-4.35(b)には、改良壁と粘土層のせん断強度が深度方向に一定で、改良壁のせん断強度を大きくした場合の限界点での変形図を示している。図に示すように、改良壁が下端付近で曲がり、壁間粘土は単純せん断変形している。この変形状況は、図-4.34(b)に示した改良壁におけるせん断強度が深度方向に増加する場合での変形状況と類似している。このことから、粘土層よりも改良壁でのせん断強度が大きく、粘土層のせん断強度が深度方向に一定の場合には、改良壁でのせん断強度の分布形状には関係なく改良壁が下端付近で屈曲することが分かった。

図-4.35(c)には、改良壁と粘土層での地表面におけるせん断強度が共に 10 kN/m^2 であり、深度方向に等しく増

加する場合の限界点での変形図を示している。この計算ケースについても、改良壁と粘土層のせん断強度が等しいために、改良域は強度が強いものが含まれる複合地盤ではなく、一様な強度を持つ地盤となる。図に示すように、粘土層表面から $1.9 \sim 3.8 \text{ m}$ の深度においてせん断変形が卓越しており、せん断破壊している様子が分かる。実際の地盤では、この箇所ですり面が生じると考えられる。せん断変形が卓越している箇所は改良域の海側と埋立側にも広がっており、この領域は円弧状となっている。すなわち、この地盤強度の条件の場合、円弧状のすり面が生じて地盤全体が破壊することが分かった。

4.5 結語

本章では、全応力 FEM 解析を利用した数値シミュレーションによって地盤の安定性や限界状態での変形モードについて調べた。地盤の破壊に近い場合の FEM 解析手法と SCP 改良地盤のモデル化、解析結果について順に示した。解析結果を遠心模型実験結果と比較することによって全応力 FEM 解析の安定性に関する計算精度を検証するとともに、埋立载荷時における改良地盤内の応力状態について調べた。また、改良範囲や地盤強度などの改良条件を変化させたパラメトリック・スタディを行い、改良条件が安定性に与える影響を調べた。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 着底型 SCP 改良地盤での遠心模型実験を想定した全応力 FEM 解析を実施した。その結果、埋立圧力を大きくすると、いずれの改良率においても改良壁(砂杭に相当)が途中で屈曲し、壁間粘土層(杭間粘土層に相当)が単純せん断変形して、地盤全体が限界状態に

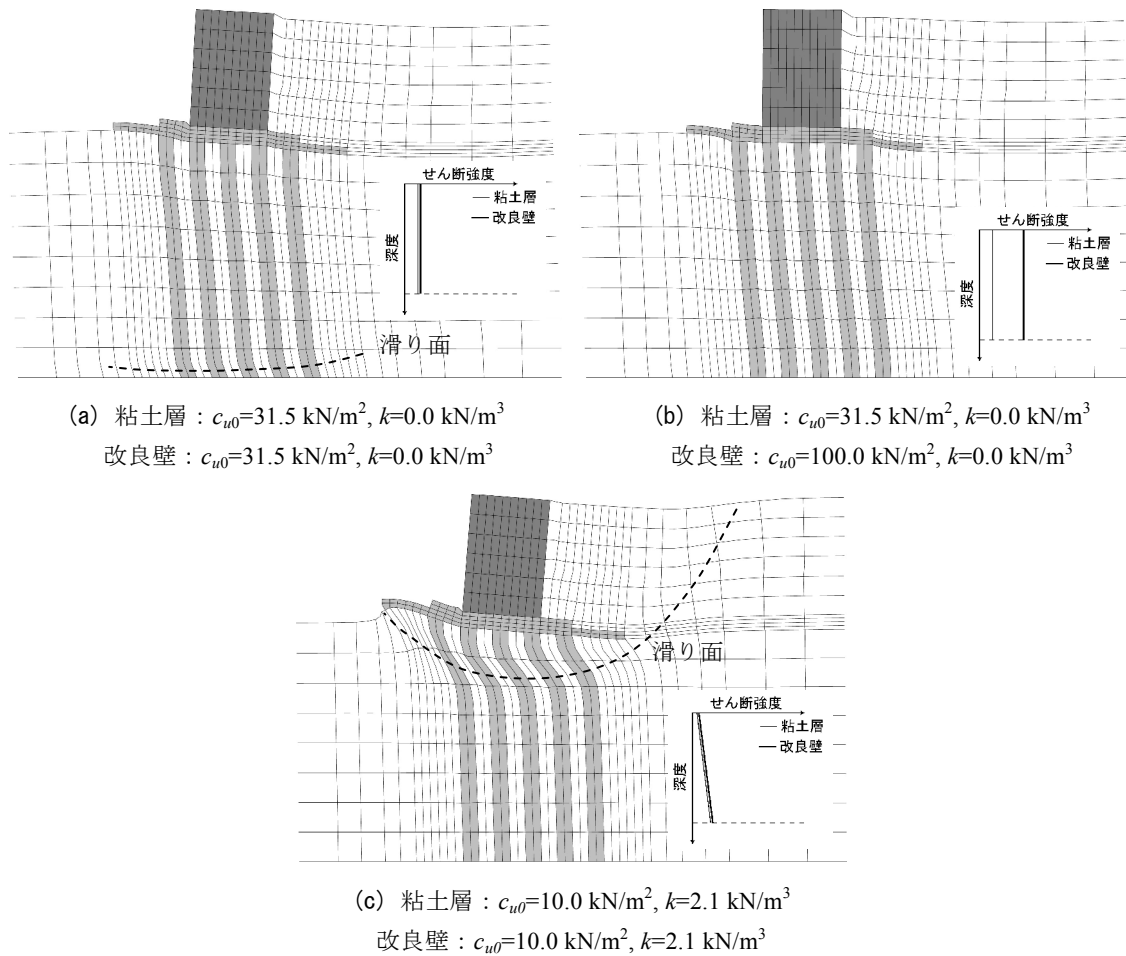


図-4.35 改良壁および壁間粘土層の強度関係が変形モードに及ぼす影響

達していた。改良域において屈曲モードが生じる点は、遠心模型実験での結果と整合性がよく取れている。また、限界埋立圧力に関しては、遠心模型実験よりも全応力 FEM 解析での値が小さかったが、各実験ケース間の限界埋立圧力の差については比較的精度よく再現できていた。

- 2) 着底型 SCP 改良地盤での破壊過程を全応力 FEM 解析で調べた。埋立圧力を大きくすると、改良域の両外側粘土層と壁間粘土層が破壊条件に達した後に、一部の深度において改良壁が破壊条件に達していた。破壊条件に達する改良壁内では、海側で鉛直応力が増加して破壊しており、埋立側で鉛直応力が減少して破壊していた。これは、改良壁に作用する曲げモーメントによって改良壁が破壊して曲がることを示している。また、破壊状態にある改良域両側の粘土層から改良域へ主働土圧と受働土圧が作用するが、それぞれの土圧分

布は Rankine 土圧分布とほぼ等しかった。

- 3) 浮き型 SCP 改良地盤での遠心模型実験を想定した全応力 FEM 解析を実施した。粘土層厚の 1/2 まで改良した地盤では、埋立圧力を大きくすると改良壁が曲がりながら上部が傾斜し、改良壁全体も傾斜して破壊していた。つまり、屈曲モードと転倒モードがほぼ同時に生じていた。粘土層厚の 1/4 まで改良した地盤では、埋立圧力を大きくすると改良壁は傾斜し、その後に改良域下部においてせん断歪みが集中していた。つまり、転倒モードとほぼ同時に改良域下部の粘土層における滑りモードが生じていた。これらの浮き型での特性は、遠心模型実験におけるモードの出現特性と類似していた。また、限界埋立圧力に関しては、着底型の場合と同様に遠心模型実験よりも全応力 FEM 解析での値が小さかったが、各実験ケース間の限界埋立圧力の差については精度よく再現できていた。

- 4) 浮き型 SCP 改良地盤での破壊過程を全応力 FEM 解析で調べた。埋立圧力を大きくすると、改良域の両外側粘土層と壁間粘土層が先に破壊条件に達した後に、地盤全体が限界状態に達していた。粘土層厚の 1/2 まで改良した地盤では、着底型の場合と同様に、改良壁内の海側で鉛直応力が増加して破壊し、改良壁内の埋立側で鉛直応力が減少して破壊していた。これは、改良壁が曲がって破壊することを意味する。一方、粘土層厚の 1/4 まで改良した地盤では、改良壁内の海側と埋立側における応力経路に大きな違いはなく、改良壁自体は必ずしも破壊していないことが分かった。また、改良域両側へ作用する主動土圧と受働土圧は、それぞれ Rankine 土圧分布とほぼ等しかった。
- 5) 改良範囲と改良率、改良壁の厚さ（砂杭径に相当）が限界埋立圧力に及ぼす影響について、全応力 FEM 解析を用いてパラメトリック・スタディを行った。改良範囲が深くなるほど限界埋立圧力は大きくなるが、その増加傾向は徐々に小さくなっていった。全応力 FEM 解析での改良深さに対する限界埋立圧力の変化傾向は、遠心模型実験でのものと類似していた。改良幅を大きくすると、限界埋立圧力はほぼ線形的に増加しており、遠心模型実験とも整合性が取れていた。改良率を増加させると限界埋立圧力は徐々に増加しており、改良率による影響についても遠心模型実験と整合性が取れていた。改良壁の厚さを大きくすると、改良壁内で屈曲モードが生じる改良地盤では、限界埋立圧力が大きくなっていった。一方、屈曲モードが支配的でない改良地盤では、改良壁の厚さは限界埋立圧力に影響を及ぼしていなかった。ただし、この傾向は遠心模型実験では観察されていない。
- 6) 遠心模型実験断面を想定した計算メッシュにおいて、改良壁と粘土層の強度をパラメトリックに変化させて限界埋立圧力を求めた。その結果、屈曲モードが支配的である改良地盤では、改良壁および粘土層の強度が限界埋立圧力に影響を及ぼしていた。一方、屈曲モードが支配的でない改良地盤では、改良壁での強度は限界埋立圧力に対してあまり影響を及ぼしておらず、粘土層の強度による影響度が大きかった。
- 7) 仮想的に改良壁と粘土層の強度を変化させて変形モードを調べた。その結果、粘土層よりも改良壁の強度が大きく、地表面での強度も大きい場合、改良壁が屈曲するモードが卓越することが分かった。粘土層において深度方向への強度増加が大きいほど、改良壁上部で改良壁が屈曲する傾向があった。また、改良壁と粘土層における強度が等しい場合や、地表面付近の強

度が 0 に近い場合には、滑り面が生じることが分かった。

4 章参考文献

- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 若井明彦, 北詰昌樹, 久野慶太 (2001): 水平力を受ける SCP 改良地盤中の単杭の遠心模型実験と解析, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp. 1661-1662.
- 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.

5. 限界状態での変形モードを考慮した極限平衡法による安定解析

5.1 概説

本章では、模型実験や全応力 FEM 解析による数値シミュレーションの結果を踏まえて SCP 改良地盤で想定される変形モードを整理し、種々の変形モードを考慮した極限平衡法による数値解析手法を提案している。極限平衡法は変形モードを仮定して検討を行うために支配的な変形モードを推定しやすく、安定性を把握する上で有効なツールである。また、支配的な変形モードが分かることによって、実際の現場においても対策を立てやすい。さらに、FEM 解析に比べて検討結果に解析者の解釈による個人差が生じにくく、実際の設計にも有効である。本研究では、滑り以外の変形モードについてもモデル化を行い、極限平衡法によって SCP 改良地盤の安定性について評価を試みた。

初めに、模型実験や全応力 FEM 解析による数値シミュレーションなどで観察された変形モードや想定される変形モードを整理している。次に、埋立圧力を大きくすると支配的に生じるモードをモデル化し、極限平衡法による安定解析を行った。模型実験や全応力 FEM 解析の結果と極限平衡法による安定解析の結果を比較すること

によって、提案解析法の妥当性を検証している。最後に、極限平衡解析法を用いて地盤強度や改良条件をパラメトリックに変化させた一連の計算を行うことによって感度分析を行い、円弧滑り計算と全応力 FEM 解析における感度分析結果と比較検討を行っている。

5.2 極限平衡法による安定性の検討方法

(1) 極限平衡法による安定解析

a) SCP 改良地盤の変形モードの整理

着底型 SCP 改良地盤に対する遠心模型実験では、現行設計法で仮定しているような滑りモードではなく改良域が屈曲するモードが卓越していた。2章で述べたように、過去に他機関で実施された着底型 SCP 改良地盤に対する模型実験においても、改良域が屈曲することが確認できた。浮き型 SCP 改良地盤では、改良域が曲がった後に、改良域下部の粘土層を通過するように滑りモードが生じていた。しかしながら、実験条件が異なれば別の変形モードで地盤が限界状態に達する可能性もある。ここでは、改良域において想定される種々の変形モードを整理した。

砂杭が途中で破壊する代表的なモードは図-5.1 のようにまとめられる。図(a)に示す変形モードは、砂杭のある深度においてせん断破壊が生じ、歪みが局所化することによって滑り面が発生するモードである。図(b)に示す

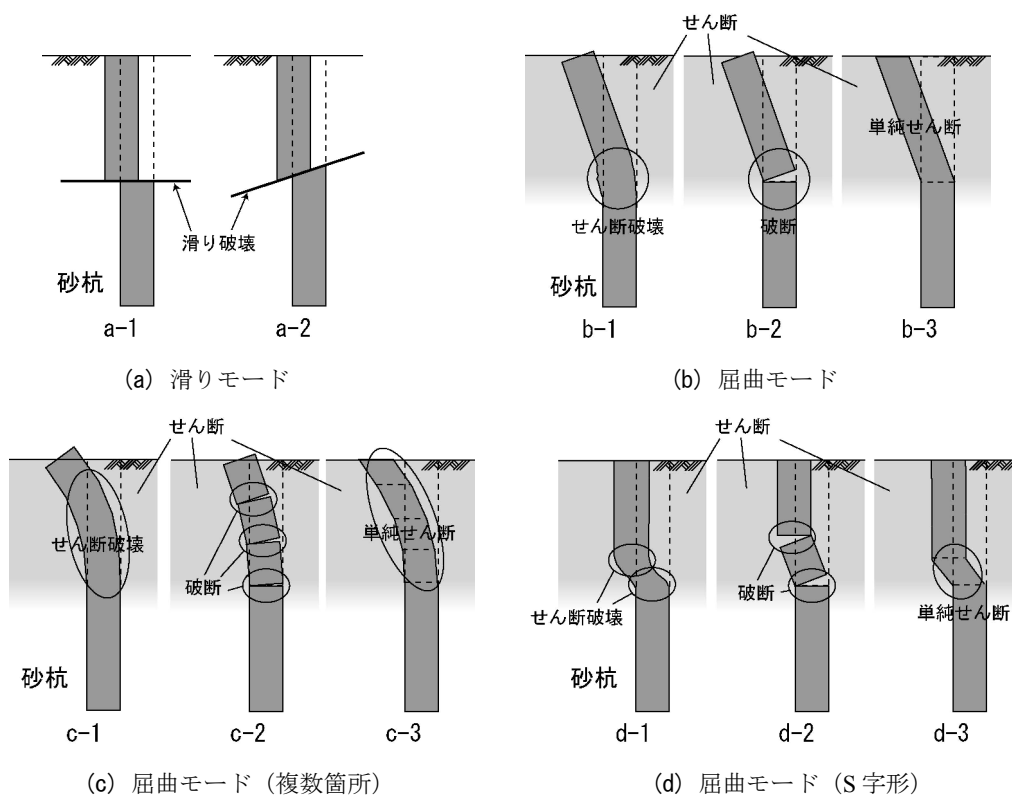


図-5.1 砂杭が途中で破壊する代表的なモード

変形モードは、ある深度において砂杭が曲がり、砂杭の上部が倒れこむモードである。図(c)に示す変形モードは、複数箇所で砂杭が曲がり、ある曲率を持って曲がるモードである。図(d)に示す変形モードは、複数箇所で砂杭が反対方向に曲がり、S字形になるモードである。

砂杭が支持層に着底していない浮き型 SCP 改良地盤では、砂杭内で破壊するモード以外にも砂杭の下部地盤が破壊する可能性がある。この場合の変形モードは図-5.2 に示す概念図のようにまとめられる。図(a)に示すモードは、砂杭の下部粘土層において滑り面が発現するモードである。図(b)に示すモードは、砂杭の下端まで粘土層がせん断破壊して砂杭が傾斜するのを支持できずに転倒するモードである。

図-5.1 と図-5.2 に代表的な変形モードをまとめたが、これらの変形モードの中で支配的となるモードを示したものが図-5.3 である。埋立圧力を徐々に大きくすると、初めに1箇所以上で破壊が生じる。このことから、複数の箇所で破壊を伴うc-1～c-3やd-1～d-3の変形モードよりもb-1～b-3のモードがより支配的である。また、砂質

土の粘着力をほぼ期待できないために砂杭には引張強度がほとんどなく、b-2のように引張破断が生じるよりもb-1のようにせん断破壊によって破壊することが支配的であると考えられる。この点については後述する。さらに、b-3のように砂杭上部がせん断破壊して単純せん断するためには、砂杭上部全体がせん断破壊条件を満たすことが条件となる。しかしながら、全体がせん断破壊条件を満たすよりも先に1箇所の深度においてせん断破壊条件を満たすと考えられ、a-1のように一部がせん断破壊するモードの方が支配的である。この点についても後述する。なお、ここで言う支配的とは、埋立圧力を徐々に大きくして先に破壊条件に達することを指している。これらのことから、砂杭内の途中で破壊を生じる場合はa-1とb-1の2つのモードが支配的であることが分かる。砂杭の下部で破壊するe-1とf-1のモードについては地盤条件によってどちらも支配的となり得る。したがって、地盤の安定性を評価するためには、a-1, b-1, e-1, f-1の4つの変形モードをモデル化し、それぞれの限界埋立圧力を比較検討する必要がある。

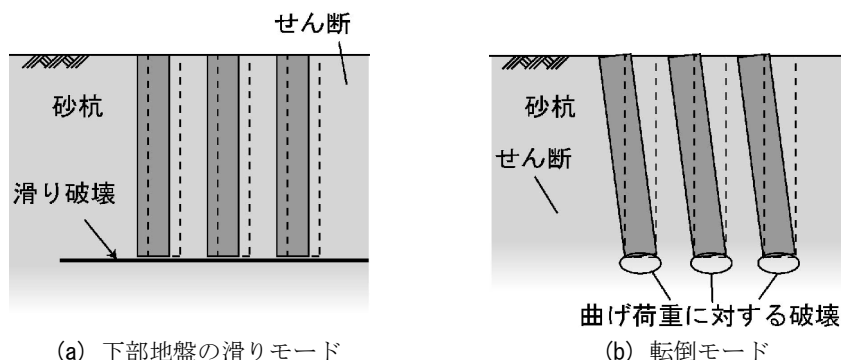


図-5.2 砂杭下部で破壊する代表的なモード

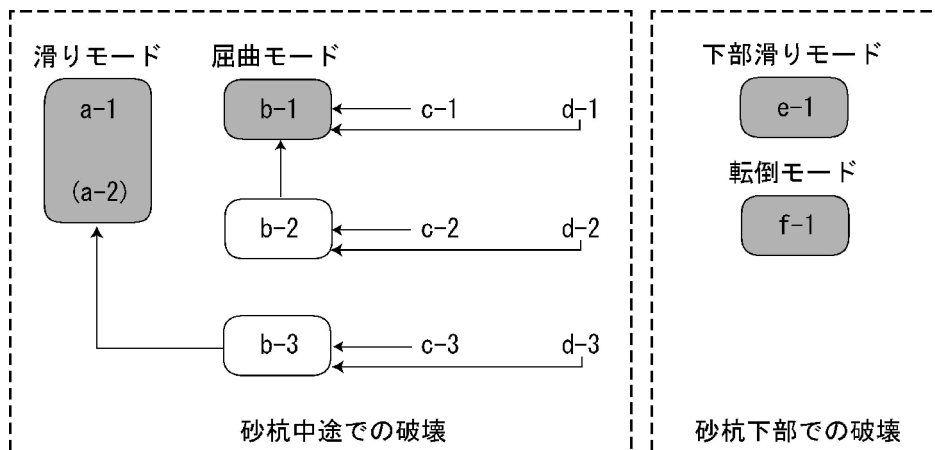


図-5.3 支配的な限界状態の変形モード

b) 改良域への外力のモデル化

SCP改良地盤に対する埋立载荷圧力を徐々に大きくしていくと、埋立側から改良域に作用する水平方向の土圧が増大してある深度において改良域が破壊する。埋立荷重に対して抵抗している改良域が破壊することによって、地盤全体も破壊する。ここでは、SCP改良地盤の安定性を評価するために、改良地盤が破壊する時点における改良域および砂杭内の応力状態についてモデル化する。屈曲等の破壊が生じる深度よりも浅い深度 d までの改良域を考えると、これに作用する外力は図-5.4 のようになる。改良域側面には周辺粘土層からの土圧が作用し、上端にはマウンドからの载荷重が作用する。また、改良域の自重や深度 d 以深からの地盤反力も作用する。

遠心模型実験および全応力 FEM 解析結果に基づくと、改良域において屈曲点までの深度では、改良域両外側の粘土層はせん断破壊状態であった。これから、改良域埋立側の粘土層は完全な主働破壊状態で、海側の粘土層は完全な受働破壊状態であると考えられる。改良域側面には破壊状態にある粘土層から土圧が作用する。粘性土の土圧特性は複雑であるために不明な点が多いが、全応力 FEM 解析によると改良域側面に作用する土圧は Rankine 式とほぼ等しかった。そこで、簡便な Rankine 式 ($\phi = 0$ 度を仮定) に従って、深度 x において改良域側面へ作用する主働土圧 p_a と受働土圧 p_p を以下のように設定した。

(主働土圧)

$$p_a(x) = w - 2c + \int_0^x \gamma dh = p_b - 2c_{u0} + (\gamma_c - 2k)x \quad (5.1)$$

(受働土圧)

$$p_p(x) = w + 2c + \int_0^x \gamma dh = 2c_{u0} + (\gamma_c + 2k)x \quad (5.2)$$

ここに、

$p_a(x)$: 深さ x の改良域に作用する主働土圧 (kN/m²)

$p_p(x)$: 深さ x の改良域に作用する受働土圧 (kN/m²)

w : 地表面上部から作用する単位面積当りの载荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

p_b : 埋立部からの粘土層表面への载荷圧力 (埋立圧力) (kN/m²)

c_{u0} : 粘土層表面での粘着力 (kN/m²)

γ_c : 粘土層の単位体積重量 (kN/m³)

k : 粘土層の粘着力の深度方向増加勾配 (kN/m³)

これらの主働土圧および受働土圧は改良域両端に垂直に作用する。ただし、改良域の破壊に伴って改良域は海側へ傾斜するために、改良域両外側の粘土層からせん断応力が作用すると考えられる。遠心模型実験や全応力 FEM 解析で示したように改良域両外側の粘土層はせん断破壊しており、粘土層からのせん断応力は粘着力に等しいと仮定した。

改良域上端には、ケーソンとマウンド、埋立土から上載荷重が作用する。実際には改良域上端の位置によって異なる上載荷重が作用するが、ここでは問題を単純化する

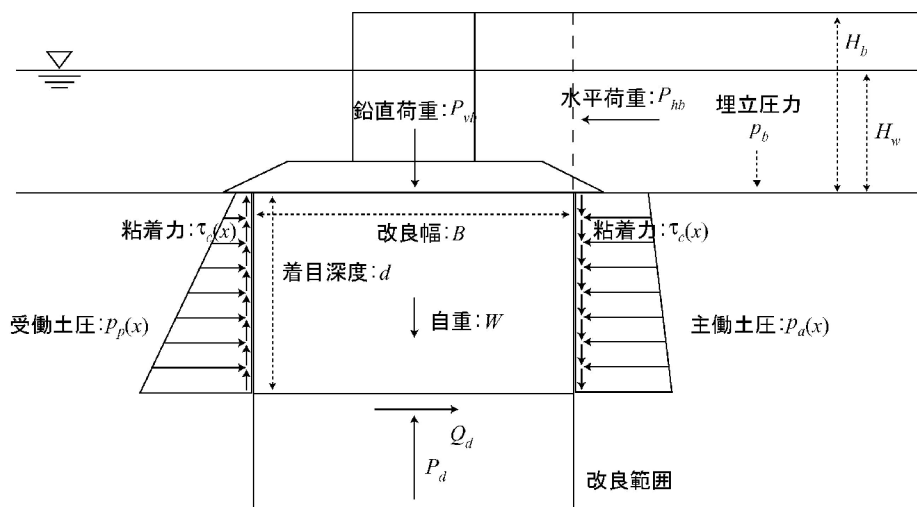


図-5.4 改良域へ作用する外力図

るために改良域に対して一様な上載荷重が作用すると仮定した。改良域上端へ作用する上載荷重は鉛直方向の荷重 P_{vb} と埋立部からの土圧による水平方向の荷重 P_{hb} がある。改良域右端の上部の埋立土内に仮想的な壁面があると仮定して、上載荷重を以下の計算式から求めた。

(鉛直方向の上載荷重)

$$P_{vb} = W_c + W_m + W_b \quad (5.3)$$

(水平方向の上載荷重)

$$P_{hb} = K_a \int_0^{H_b - H_w} \gamma_b x dx + K_a \int_{H_b - H_w}^{H_b} \{ \gamma_b (H_b - H_w) + \gamma'_b (x - H_b + H_w) \} dx = \frac{1}{2} K_a \{ \gamma_b (H_b^2 - H_w^2) + \gamma'_b H_w^2 \} \quad (5.4)$$

ここに、

- W_c : ケーソンによる粘土層への有効上載荷重 (kN/m)
- W_m : マウンドによる粘土層への有効上載荷重 (kN/m)
- W_b : 仮想壁面より海側の埋立土による粘土層への有効上載荷重 (kN/m)
- K_a : 主働土圧係数

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_b}{2} \right)$$
- ϕ_b : 埋立土の内部摩擦角
- H_b : 粘土層表面から埋立土表面までの高さ (m)
- H_w : 粘土層表面から水面までの高さ (m)
- γ_b : 水面より上部の埋立土の単位体積重量 (kN/m³)
- γ'_b : 水面より下部の埋立土の有効単位体積重量 (kN/m³)

鉛直方向の上載荷重は、ケーソンおよびマウンドの重量、仮想的な壁面より海側の範囲内にある埋立土の重量を足し合わせたものとした。水平方向の上載荷重は、仮想的な壁面に作用する水平土圧を足し合わせたものとした。なお、埋立部は主働破壊状態にあると考えて、水平土圧には Rankine 式を用いた。

深さ d の改良域断面には、断面より下部の改良域から鉛直方向の地盤反力および水平方向のせん断抵抗力が作用する。深さ d までの改良域を 1 つのマスとして考える

と、水平方向の力の釣り合いからせん断抵抗力 Q_d は以下のようになる。

(水平方向の釣り合い)

$$Q_d = P_{hb} + \int_0^d p_a(x) - p_p(x) dx$$

$$\Leftrightarrow Q_d = \frac{1}{2} K_a \{ \gamma_b (H_b^2 - H_w^2) + \gamma'_b H_w^2 \} + \int_0^d \{ p_b - 4c_{u0} - 4kx \} dx$$

$$\Leftrightarrow Q_d = \frac{1}{2} K_a \{ \gamma_b (H_b^2 - H_w^2) + \gamma'_b H_w^2 \} + (p_b - 4c_{u0})d - 2kd^2 \quad (5.5)$$

水平方向の釣り合い式は、改良域上端へ作用する上載荷重、改良域側面に働く主働土圧および受働土圧、深さ d におけるせん断抵抗力によって構成されている。

c) 砂杭内の応力状態のモデル化

上述のように、破壊が生じるよりも浅い深度 d までの改良域を 1 つのマスとして力の釣り合いを考えると、深度 d の改良断面に働く水平方向のせん断力 Q_d を求めることができた。次に、破壊が生じるよりも浅い深度 d までの砂杭を 1 つのマスと考えて、これに働く外力をモデル化し、深度 d での砂杭断面における内部応力を定式化する。砂杭単体に作用する外力は図-5.5 のようになる。砂杭側面には杭間粘土層からの土圧およびせん断抵抗力、砂杭の自重、砂杭上端には鉛直方向と水平方向の上載荷重が働く。また、深度 d の砂杭断面には鉛直方向の反力 P_{ds} およびせん断抵抗力 Q_{ds} 、曲げモーメント M_{ds} が働く。

1 本の砂杭上端面に作用する上載荷重 p_{vb} は、応力分担比 n を考慮すると以下のように表せる。

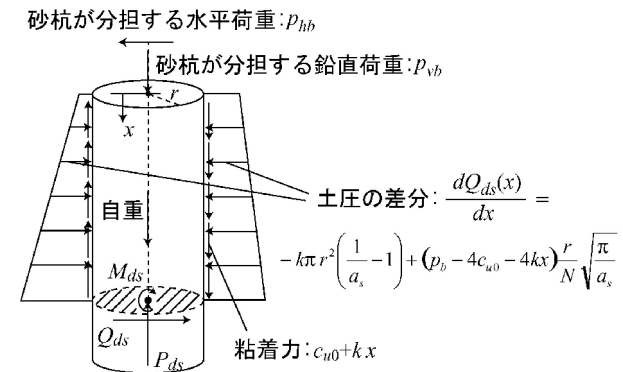


図-5.5 砂杭単体へ作用する外力図

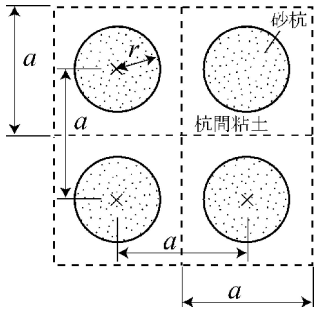
$$p_{vb} = \frac{aP_{yb}}{N} \frac{n}{1/a_s + (n-1)} \quad (5.6)$$

$$= \frac{rP_{yb}}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} \cdot \frac{n}{-1/a_s + (n-1)}$$

ここに、

a : 正方形配置とした場合の砂杭の中心間距離 (m)
(下図参照)

r : 砂杭の半径 (m) (下図参照)



P_{vb} : 単位奥行あたりの鉛直方向の上乗荷重 (kN/m)
(式(5.3)参照)

N : 正方形配置とした場合の岸壁断面上の砂杭の本数 (本)

n : 砂杭への応力分担比 (砂杭と杭間粘土層への平均鉛直応力の比)

a_s : 改良率 (砂杭による置換率)

砂杭への鉛直方向の上乗荷重と砂杭の自重、深度 d の砂杭断面での地盤反力の力の釣り合いから、1本の砂杭断面に働く鉛直方向の地盤反力 P_{ds} は以下のように与えられる。

$$P_{ds} = p_{vb} + \pi r^2 d \gamma'_s \quad (5.7)$$

$$= \frac{rP_{yb}}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} \cdot \frac{n}{1/a_s + (n-1)} + \pi r^2 d \gamma'_s$$

ここに、

γ'_s : 砂杭の有効単位体積重量 (kN/m³)

砂杭への水平方向の上乗荷重と水平土圧、深度 d の砂杭断面でのせん断抵抗力の釣り合いから、1本の砂杭断面に働く水平方向のせん断抵抗力 Q_{ds} は以下のように与えられる。

$$Q_{ds} = \frac{aQ_d}{N} - (c_{u0} + kd) \cdot a^2(1 - a_s)$$

$$= \frac{r}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} \left[\frac{1}{2} K_a \{ \gamma_b (H_b^2 - H_w^2) + \gamma'_b H_w^2 \} + (p_b - 4c_{u0})d - 2kd^2 \right]$$

$$- (c_{u0} + kd) \cdot \pi r^2 \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) \quad (5.8)$$

砂杭側面の深度 x に作用する水平方向の土圧は、式(5.8)に示した砂杭断面に働くせん断抵抗力 Q_{ds} の深度 d に対する微分形で与えられるので、この水平土圧による深度 d での砂杭断面の中心回りのモーメント M_{ds-p} は以下のように定式化できる。

$$M_{ds-p} = \int_0^d \left\{ \frac{dQ_{ds}}{dx} (d-x) \right\} dx$$

$$= \int_0^d \left\{ \frac{r}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} (p_b - 4c_{u0} - 4kx) - k\pi r^2 \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) \right\} (d-x) dx$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{r}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} (p_b - 4c_{u0}) - k\pi r^2 \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) \right\} d^2 - \frac{2r}{3N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} kd^3 \quad (5.9)$$

遠心模型実験および全応力 FEM 解析結果に基づくと、破壊が生じる深度よりも浅い杭間粘土層はせん断破壊状態であった。そこで、砂杭側面に作用する杭間粘土層からのせん断力は粘着力に等しいと仮定すると、粘着力による砂杭断面の中心回りのモーメント M_{ds-c} は以下のようになる。

$$M_{ds-c} = 2 \int_0^d \int_0^\pi (r \sin \theta) (c_{u0} + kx) r d\theta dx \quad (5.10)$$

$$= 4r^2 \left(c_{u0}d + \frac{1}{2} kd^2 \right)$$

砂杭上端には埋立部の水平土圧による水平方向の上乗荷重が作用するが、この力による深度 d での砂杭断面の中心回りのモーメント M_{ds-e} は以下のように表せる。

$$M_{ds-e} = d \left\{ \frac{r}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} P_{hb} - c_{u0} \pi r^2 \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) \right\} \quad (5.11)$$

ここに,

P_{hb} : 単位奥行あたりの水平方向の上乗荷重 (kN/m)
(式(5.4)参照)

杭間粘土から砂杭側面へ作用する水平土圧とせん断力によるモーメント (M_{ds-p} と M_{ds-c}), 水平方向の上乗荷重によるモーメント M_{ds-e} から, 深度 d の砂杭断面に発生する曲げモーメント M_{ds} は以下のようなになる.

$$\begin{aligned} M_{ds} &= M_{ds-p} - M_{ds-c} + M_{ds-e} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{r}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} (p_b - 4c_{u0}) - k\pi r^2 \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) \right\} d^2 \\ &\quad - \frac{2r}{3N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} kd^3 - 4r^2 \left(c_{u0}d + \frac{1}{2}kd^2 \right) \\ &\quad + d \left\{ \frac{r}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} P_{hb} - c_{u0}\pi r^2 \left(\frac{1}{a_s} - 1 \right) \right\} \end{aligned} \quad (5.12)$$

式(5.7), 式(5.8), 式(5.12)の3式のように, 深度 d における砂杭断面での鉛直地盤反力, 水平せん断力, 曲げモーメントが表せる.

d) 改良域内の破壊条件

全応力 FEM 解析によると, 着底型 SCP 改良地盤や改良範囲が深い浮き型 SCP 改良地盤では, 埋立圧力を大きくすることによって改良域以外の粘土層や埋立部が破壊状態となり, 最終的に改良域内も破壊状態となって地盤全体が限界状態に達する. すなわち, 改良域内の破壊条件はそのまま改良地盤の破壊条件となる. ここでは, 改良域内の破壊条件について述べる.

i) 滑りモード (モード a-1, a-2)

図-5.1(a)に示したモード a-1 のように, ある深さ d で砂杭に水平方向の滑り面が発現し, 地盤が限界状態に至る場合を考える. 式(5.8)に示すように, 埋立圧力が大きくなるほど砂杭内に発生するせん断力も大きくなり, 砂杭内のせん断力がせん断強度と等しくなる場合に滑り面が生じる. したがって, 水平方向の滑り面が発生する条件は, 砂杭に作用するせん断力 Q_{ds} が以下に示すせん断強度 $Q_{ds,ult}$ と等しくなる場合である.

$$\begin{aligned} Q_{ds,ult} &= P_{ds} \tan \phi_s \\ &= \left\{ \frac{rP_{vb}}{N} \sqrt{\frac{\pi}{a_s}} \cdot \frac{n}{1/a_s + (n-1)} + \pi r^2 d \gamma'_s \right\} \tan \phi_s \end{aligned} \quad (5.13)$$

ここに,

ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角 (度)

モード a-2 のように改良域内に斜めに滑り面が生じることを想定する場合, 任意の滑り面を仮定して安定計算を行う必要がある. ただし, 任意の滑り面を仮定した計算結果は円弧滑り計算とほぼ一致していると考えられることに加えて, モード a-1 とも類似していることから, ここでは新たなモデル化を省略した.

ii) 塑性的な曲がりによる屈曲モード (モード b-1)

図-5.1(b)に示したモード b-1 のように, 深さ d で砂杭が曲がって屈曲を生じる条件を考える. ここでは, 梁や鋼管杭の曲げ破壊に対して用いられる弾塑性力学の考え方 (例えば, 吉田, 1997) を応用した. 式(5.12)に示すように, 埋立圧力を大きくすることによって砂杭内に発生する曲げモーメントは大きくなる. ある深度の砂杭内での曲げモーメントが極限值に達する場合, その深度でのたわみが進行していわゆる塑性関節となり曲げ破壊が生じる.

砂杭内の曲げモーメントが大きくなる過程での鉛直応力分布の変化を図-5.6に示す.

埋立圧力が小さく砂杭の曲げ変形が微小であるとする, ベルヌーイ・ナヴィアの仮説に従って鉛直応力分布は図(a)のような直線状となり, 砂杭の右側よりも左側での鉛直応力が大きくなる. 埋立圧力が大きくなると砂杭の右端において塑性破壊が生じ始め (図(b)参照), 埋立圧力がさらに大きくなると全域において塑性破壊状態となる (図(c)参照). 図(c)に示した応力状態では, 砂杭の左側領域では増加した鉛直応力によってせん断破壊し, 砂杭の右側領域では鉛直応力が減少して相対的に大きい水平土圧によってせん断破壊している. 砂杭が発揮する曲げモーメントは図(c)に示した全域塑性時に極大値となるので, これ以上の曲げモーメントが作用すると, たわみが進行して塑性関節として折れ曲がる.

図(c)に示した応力状態において, 砂杭内の平均的な鉛直応力 σ_0 よりも小さい砂杭右側での鉛直応力を σ_{f1} とし, 平均的な鉛直応力 σ_0 よりも大きい砂杭左側での鉛直応力を σ_{f2} とする. これらの σ_{f1} と σ_{f2} は, 砂のせん断破壊条件から以下の式で表せる.

$$\sigma_{f1} = \sigma_h \frac{1 + \sin^2 \phi_s}{\cos^2 \phi_s} - \sqrt{\sigma_h^2 \frac{1 + 3 \sin^3 \phi_s - \cos^2 \phi_s}{\cos^4 \phi_s} - \frac{4\tau^2}{\cos^2 \phi_s}} \quad (5.14a)$$

$$\sigma_{f2} = \sigma_h \frac{1 + \sin^2 \phi_s}{\cos^2 \phi_s} + \sqrt{\sigma_h^2 \frac{1 + 3 \sin^3 \phi_s - \cos^2 \phi_s}{\cos^4 \phi_s} - \frac{4\tau^2}{\cos^2 \phi_s}} \quad (5.14b)$$

ここに、

σ_h : 砂杭内の平均的な水平方向の応力 (kN/m²)
 τ : 砂杭内の平均的なせん断応力 (kN/m²)
 (= $Q_{ds} / \pi r^2$)

σ_h は、改良域側面に働く主働土圧および受働土圧の間の値とした。図-5.7 に算出方法の概念図を示している。

改良域の埋立側側面から海側側面まで砂杭が N 本あるとして、 J 番目の砂杭での水平方向の応力を考える。図に示すように、改良域内の水平応力は両側面に作用する主働土圧および受働土圧が均等に分配されると仮定した。また、砂杭部分へ水平方向の応力が集中すると考え、応力集中係数を掛け合わせて砂杭内の水平方向の応力とした。 J 番目の砂杭での水平方向の応力は以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_{h,J} &= \frac{n}{1 + (n-1)a_s} \left(\frac{N-J+0.5}{N} p_a + \frac{J-0.5}{N} p_p \right) \\ &= \frac{n}{1 + (n-1)a_s} \left[\frac{N-J+0.5}{N} \{p_b - 2c_{u0} + (\gamma'_c - 2k)d\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{J-0.5}{N} \{2c_{u0} + (\gamma'_c + 2k)d\} \right] \end{aligned} \quad (5.15)$$

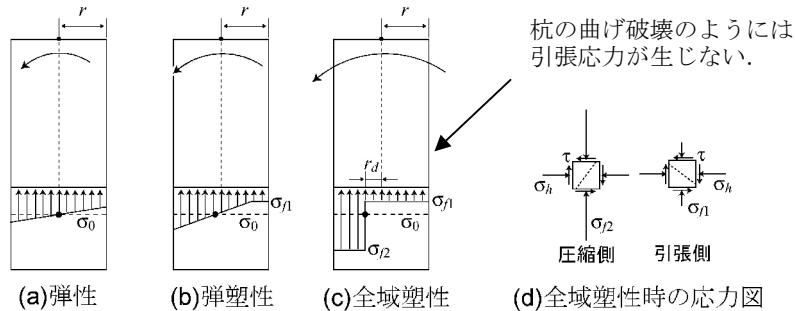


図-5.6 埋立側荷重過程中的の砂杭での鉛直応力分布の変化

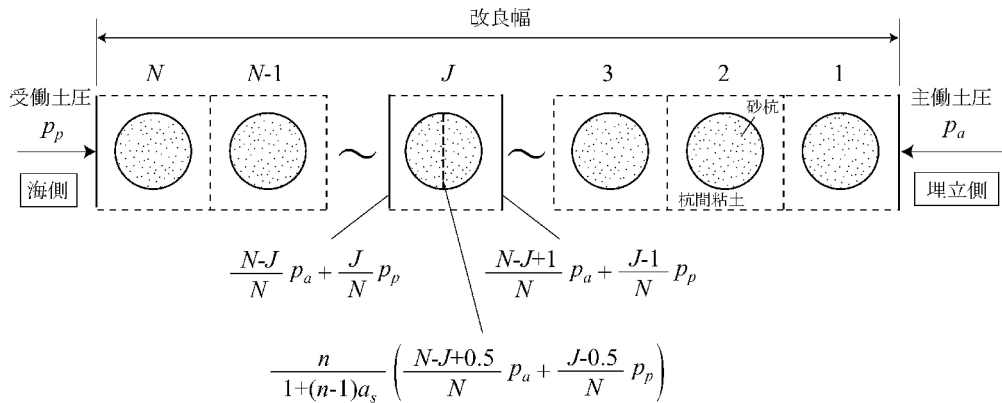


図-5.7 砂杭内の水平土圧の算出方法

ここに,

$\sigma_{h,j}$: 改良域の埋立側側面からの J 番目の砂杭での
水平方向の応力 (kN/m²)

砂杭が塑性的な曲がりを生じて破壊する条件は, 砂杭
に作用する曲げモーメント M_{ds} が図-5.6(c)に示す全域
塑性時の極限モーメント $M_{ds,ult}$ と等しくなる場合である。
 $M_{ds,ult}$ は以下の式から求められる。

$$\begin{aligned} M_{ds,ult} &= \int_{r_d}^r (\sigma_{f2} - \sigma_0) \cdot 2\sqrt{r^2 - x^2} x dx \\ &\quad - \int_0^{r_d} (\sigma_0 - \sigma_{f1}) \cdot 2\sqrt{r^2 - x^2} x dx \\ &\quad + \int_0^{r_d} (\sigma_0 - \sigma_{f1}) \cdot 2\sqrt{r^2 - x^2} x dx \\ &= \frac{2}{3} (r^2 - r_d^2) \sqrt{r^2 - r_d^2} (\sigma_{f2} - \sigma_{f1}) \end{aligned} \quad (5.16)$$

ここに,

r_d : 鉛直応力 σ_{f1} と σ_{f2} の境界から砂杭中心までの
距離 (m) (図-5.6 参照)

r_d は, 鉛直応力 σ_{f1} と σ_{f2} を砂杭内で積分した値が平均的
な鉛直応力 σ_0 に等しいという以下の条件式から求める
ことができる。

$$\begin{aligned} &\frac{\pi r^2}{2} (\sigma_{f1} + \sigma_{f2}) \\ &+ \left\{ r^2 \sin^{-1} \left(\frac{d}{r} \right) + r_d \sqrt{r^2 - r_d^2} \right\} (\sigma_{f1} - \sigma_{f2}) \\ &= \pi r^2 \sigma_0 \end{aligned} \quad (5.17)$$

iii) 引張破断による屈曲モード (モード b-2)

改良杭において引張破断が生じる場合, 図-5.1(b)に示
した b-2 のように改良杭は破断して曲げ破壊的な屈曲を
生じる。Kitazume and Maruyama (2007)は, 引張強度を期
待できるセメント改良杭 (c 材) を粘土地盤に打設して
盛土載荷実験を実施している。また, 杭の引張破断によ
る曲げを考慮した解析方法を提案しており, 曲げを考慮
することによって模型実験での安定性を精度よく評価で
きることを示している。この研究の解析では, 本研究と
同様に改良杭に発生する曲げモーメントを求め, 改良杭
の盛土側端部での引張応力が引張強度に達する場合を破

壊と定義している。

SCP 改良地盤のように改良杭が砂質土 (ϕ 材) の場合,
前述のように埋立圧力を増加させて杭の埋立側端部での
鉛直応力が負 (引張状態) となる前に, 図-5.6 に示した
水平方向の応力によってせん断破壊する。このことから,
砂杭のように改良杭が ϕ 材の場合には変形モード b-2 よ
りもモード b-1 が支配的となり, 変形モード b-1 で地盤
の安定性を評価できる。

iv) 単純せん断による屈曲モード (モード b-3)

ある深度以上の砂杭がせん断破壊して単純せん断変形
する場合, 図-5.1(b)に示した b-3 のように改良杭は見か
け上屈曲を生じる。この変形モードが生じるためには,
屈曲部より上部の砂杭がせん断破壊状態である必要があ
り, 少なくとも屈曲部においてはせん断破壊条件に達し
ている必要がある。当然のことながら, 埋立圧力を大き
くしていくと, 屈曲部より上部の砂杭全体 (屈曲部も含
む) よりも, 屈曲部の方がせん断破壊条件に先あるいは
同時に達する。このことから, 単純せん断による屈曲変
形モード b-3 よりも, 滑り面が生じるモード a-1 が支配
的であり, 変形モード a-1 で地盤の安定性を評価できる。
なお, ここで言う支配的とは, 埋立圧力を徐々に大きく
して先に破壊条件に達することを指している。

e) 改良域下部の破壊条件

改良範囲が浅い浮き型 SCP 改良地盤では, 埋立圧力を
大きくすることによって改良域周辺の粘土層や埋立部が
破壊状態となり, 改良域下部の粘土地盤が改良域を支持
できなくなると地盤全体が破壊する。ここでは, 改良域
下部の粘土層が改良域を支持できなくなる破壊条件につ
いて述べる。

i) 滑りモード

図-5.2(a)に示した変形モードのように, 改良域下の粘
土層において滑り面が発現し, 改良地盤が限界状態に至
る場合を考える。前出の式(5.8)において, 深度 d にお
ける砂杭断面に発生するせん断抵抗力を算出した。この
せん断抵抗力は, 埋立載荷によって増加した埋立側から
の水平荷重に抵抗するために必要なものである。式(5.8)
中の深度 d が改良深さであると考えれば, 式(5.8)は埋立
圧力に抵抗するために必要な砂杭下端面でのせん断抵抗
力を表すものと考えられる。浮き型 SCP 改良地盤
では改良域下は粘土層であり, 砂杭下端面でのせん断抵
抗力が粘土のせん断強度に等しくなる場合, 滑り面が生
じる。したがって, 改良域下の粘土層で滑り面が発生す
る条件は, 式(5.8)での深度 d を改良深さ D に置き換
えて表されるせん断力 Q_{ds} が, 以下に示す深度 D での粘
土層のせん断強度 $Q_{ds,ult}$ に等しくなる場合である。

$$Q_{ds,ult} = (c_{u0} + kD)\pi r^2 \quad (5.18)$$

ii) 転倒モード

図-5.2 (b)に示した転倒モードのように、埋立载荷によって発生したモーメントによって砂杭が転倒して地盤が破壊する条件を考える。前出の式(5.12)において、深度 d における砂杭断面に発生する曲げモーメントを算出した。この曲げモーメントは、埋立载荷による起動モーメントに抵抗するために必要なものである。式(5.12)中の深度 d が改良深さであると考え、式(5.12)は埋立圧力に抵抗するために必要な砂杭下端面での曲げモーメントを表すものと考えることができる。浮き型 SCP 改良地盤では砂杭の直下は粘土層であり、この粘土層が砂杭下端に対して発揮し得る曲げモーメントはほぼ 0 であると推定できる。このことから、砂杭下端において曲げモーメントが生じる場合、砂杭が転倒して転倒モードが生じると考えられることができる。したがって、転倒モードの条件は、式(5.12)での深度 d を改良深さ D に置き換えて表されるせん断力 M_{ds} が、以下のように $M_{ds,ult}=0$ となる場合である。

$$M_{ds,ult} = 0 \quad (5.19)$$

(2) 極限平衡解析条件

a) 計算ケース

極限平衡解析を実施した基本計算ケースを表-5.1 に

示す。これらの計算ケースは遠心模型実験を想定したものであり、表に示したケース以外にもパラメトリック・スタディのための多数の計算を行っている。改良率を 50 %とした遠心模型実験では砂杭の打設位置を千鳥配置とした(図-3.3 参照)。極限平衡解析においては正方形配置を基本としたために、LE50-4 および LE50-5 の改良幅が模型実験のものよりも多少大きくなっている。

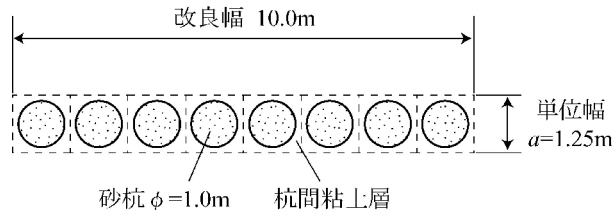
各計算ケースで想定した改良域の平面図を図-5.8 に示している。図(a)と(b)に示した改良率 50 %の地盤では、正方形配置とした場合には砂杭の中心間距離は 1.25 m となる。図(c)に示した 28 %改良地盤では砂杭の中心間距離は 1.68 m に広がり、図(e)の 11 %改良地盤では中心間距離は 2.67 m となる。また、図(d)に示した 28 %改良で砂杭の直径が 2.0 m の場合には、砂杭の中心間距離は 3.35 m となる。

b) 土質定数

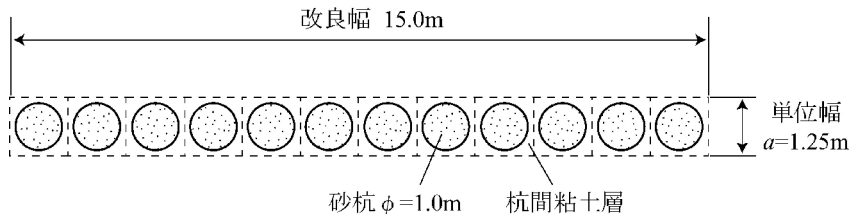
極限平衡解析に用いた計算定数および土質定数を表-5.2 に示す。これらの定数は円弧滑り計算および全応力 FEM 解析で用いた定数を参考に設定しており、円弧滑り計算および全応力 FEM 解析と計算条件がほぼ等しい。ケーソン重量およびマウンド重量は単位奥行あたりの値を示しており、応力分担比は 3 とした。単位体積重量 γ および粘着力 c_0 、 k は模型実験で計測した値を参考に設定し、内部摩擦角 ϕ には模型実験で計測した相対密度から推定した値を用いた。なお、杭間粘土において圧密による強度増加は考慮していない。

表-5.1 極限平衡解析における計算ケース

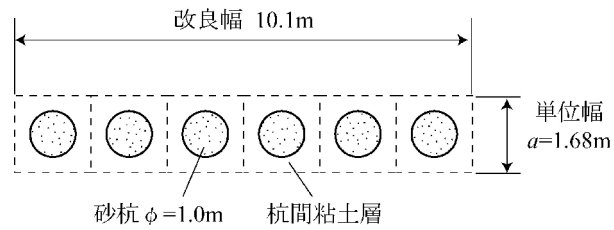
計算ケース名	相当する実験ケース名	改良率 (%)	改良幅 (m)	改良深さ (m)	砂杭直径 (m)	N (本)
LE50-1	E50-1	50	10.0	15.0	1.0	8
LE50-2	E50-2			7.5		
LE50-3	E50-3			3.75		
LE50-4	E50-4		15.0	15.0		
LE50-5	E50-5			7.5		
LE28-1	E28-1	28	10.1	15.0		
LE28-2	E28-2				2.0	3
LE11-1	E11-1	11	10.7		1.0	4



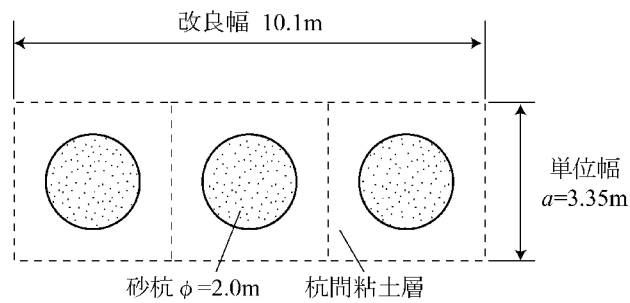
(a) LE50-1 ~ LE50-3



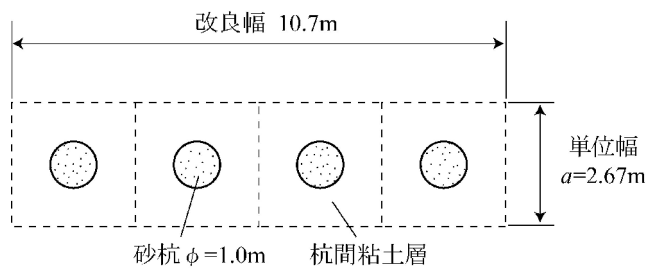
(b) LE50-4, LE50-5



(c) LE28-1



(d) LE28-2



(e) LE11-1

図-5.8 各計算ケースでの改良域の平面図

表-5.2 極限平衡解析における計算条件

(a) 計算定数

ケーソン重量 (kN/m)	マウンド重量 (kN/m)	応力分担比 n
176.3*	95.0	3

* E11-1 に相当する計算では 93.8 kN/m

(b) 土質定数

	γ (kN/m ³)	c_0 (kN/m ²)	k^{**} (kN/m ³)	ϕ (Degree)
埋立土	9.5 (水面 上は 17.0)	0.0	0.0	33.0
粘土層	7.0	0.0	2.1	0.0
砂杭	9.5	0.0	0.0	42.0

** 深度方向への粘着力の増加勾配

5.3 模型実験断面を想定した極限平衡解析結果

(1) 着底型 SCP 改良地盤

a) 改良地盤が破壊する埋立圧力および深度

着底型 SCP 改良地盤（計算 Case. LE50-1, 50-4, 28-1, 28-2, 11-1）における限界点での砂杭内のせん断応力分布と曲げモーメント分布を求めた。これを図-5.9 に示す。なお、図には破壊条件も併せて示している。

着底型 SCP 改良地盤（計算 Case. LE50-1, 50-4, 28-1, 28-2, 11-1）において、せん断応力あるいは曲げモーメントが破壊条件に達した時点を地盤の限界点と定義して、限界埋立圧力および破壊深度を表-5.3 にまとめた。

図-5.9(a) に示すように、曲げモーメント分布と破壊条件は右側に凸形状となるが、曲げモーメント分布の曲率の方が大きいために、一点で破壊条件に接している。せん断応力分布も右側へ凸形状であり、破壊条件は直線で表されるので、この場合も一点で破壊条件に接している。図-5.9(a) と表-5.3 に示すように、計算 Case. LE50-1 では埋立圧力を 41 kN/m² とすると 4.3 m の深度で曲げモーメントが破壊条件に達する。曲げモーメントが破壊条件に達した後も地盤内の応力条件が保たれると仮定すると、埋立圧力が 102 kN/m² まで大きくなると 6.0 m の深度でせん断応力が滑り破壊条件に達している。円弧滑り計算において便宜的にマウンドの強度を強くすると、地表面から 5 m 付近の改良域内を通過する滑り面が最小安全率となり、提案解析法とほぼ整合性が取れる。また、屈曲よりも滑りの破壊条件に達する深度の方が深く、比較的

浅い箇所での屈曲することが分かった。

図-5.9(b) に示した計算 Case. LE50-4 では、埋立圧力を 51 と 116 kN/m² とすると、曲げモーメントとせん断応力が破壊条件に達している。これらの埋立圧力は LE50-1 での値よりも大きく、改良幅を広げることによって限界埋立圧力が大きくなっていることが分かる。また、破壊条件に達する深度は屈曲が 4.0 m、滑りが 5.5 m であり、LE50-1 での深度よりも多少浅くなっていた。

図-5.9(c) に示した計算 Case. LE28-1 では、埋立圧力を 36 と 81 kN/m² とすると、曲げモーメントとせん断応力が破壊条件に達している。これらの埋立圧力は LE50-1 での値よりも小さく、改良率を小さくすることによって限界埋立圧力が小さくなることが分かる。また、破壊条件に達する深度は屈曲が 3.8 m、滑りが 5.3 m であり、LE50-1 での深度よりも浅くなっていた。

図-5.9(d) に示した計算 Case. LE28-2 では、埋立圧力を 43 と 81 kN/m² とすると、曲げモーメントとせん断応力が破壊条件に達している。屈曲モードによる限界埋立圧力は、改良率が等しく砂杭径が小さい LE28-1 での限界埋立圧力よりも大きい。一方、せん断破壊による限界埋立圧力は、LE28-1 での値と等しい。砂杭径を大きくすることによって砂杭が発揮できる抵抗モーメントが大きくなり、屈曲モードにおける地盤安定性は増す。これに対して、改良率が一定の場合には改良域断面積に占める砂杭の面積が変化しないために、その断面でのせん断抵抗力も変化せず、結果として滑りモードに対する地盤安定性も変化しない。破壊条件に達する深度は屈曲が 4.8 m、滑りが 5.3 m であり、屈曲モードによる破壊深度は砂杭径が小さい LE28-1 での深度よりも深くなっていた。

図-5.9(e) に示した計算 Case. LE11-1 では、埋立圧力を 31 と 60 kN/m² とすると、曲げモーメントとせん断応力が破壊条件に達している。これらの埋立圧力は LE28-1 での値よりもさらに小さく、改良率を小さくすることによって限界埋立圧力が小さくなることが確認できる。また、破壊条件に達する深度は屈曲が 2.6 m、滑りが 3.6 m であり、LE28-1 での深度よりも浅くなっていた。

b) 遠心模型実験、円弧滑り計算、全応力 FEM 解析の比較

着底型 SCP 改良地盤（計算 Case. LE50-1, 50-4, 28-1, 28-2, 11-1）における屈曲と滑りによる限界埋立圧力と破壊深度をまとめると、図-5.10 のようになる。図には、遠心模型実験と円弧滑り計算、全応力 FEM 解析結果を併せて示している。なお、破壊深度に関しては、極限平衡解析および全応力 FEM 解析結果のみを示している。なお、遠心模型実験で屈曲した深度は明確でなかったた

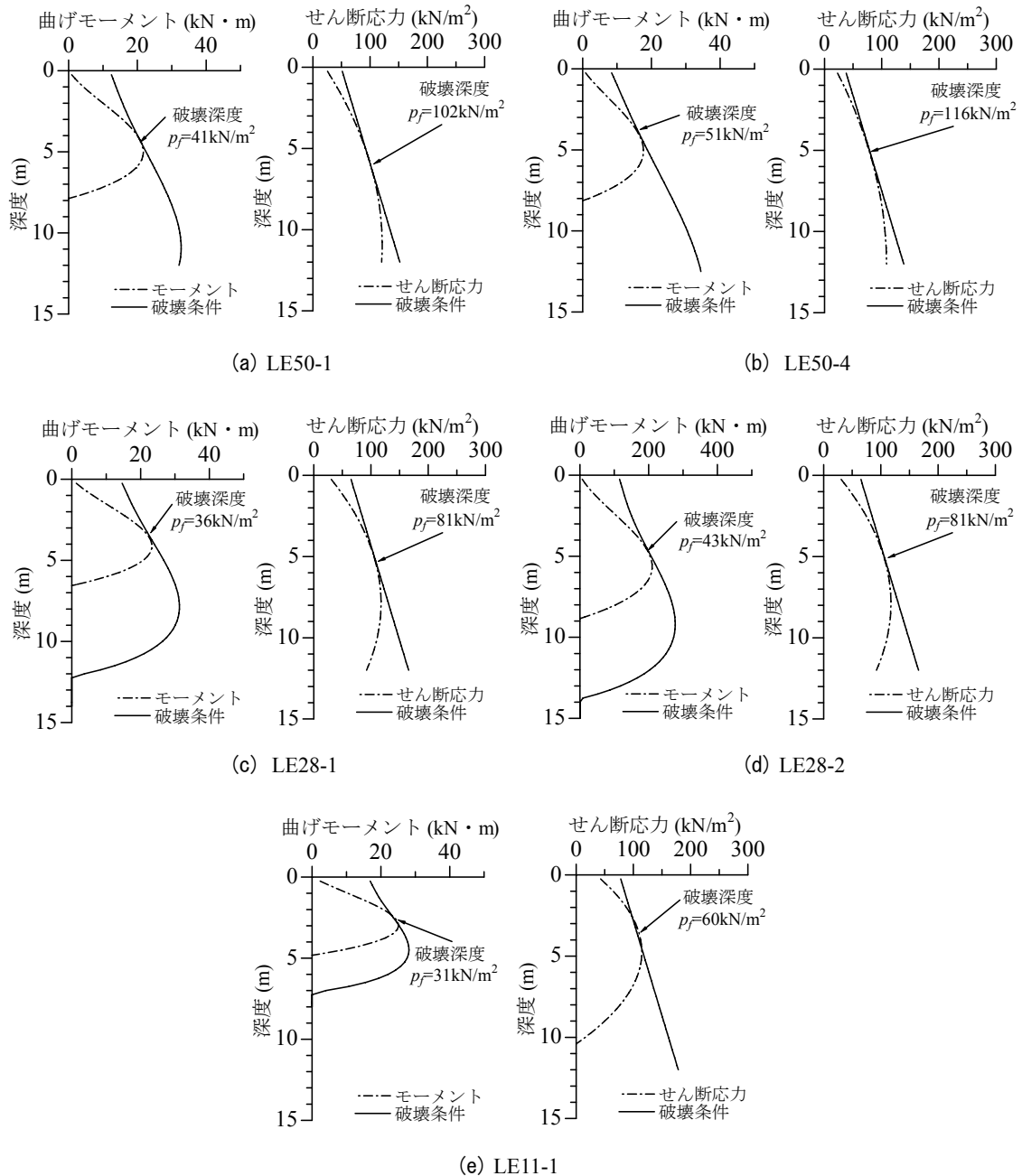


図-5.9 提案解析法によるせん断応力分布および曲げモーメント分布（着底型）

めに図には示していない。また、全応力 FEM 解析においては、海側と埋立側で改良壁が曲がる深度が異なるため、屈曲した深度の最大値と最小値をエラーバーで示している。

図-5.10(a)の屈曲モードを想定した極限平衡解析結果に注目すると、改良幅や砂杭径を大きくすると限界埋立圧力は大きくなり、改良率を低下させると限界埋立圧力は小さくなっている。滑りモードを想定した極限平衡解析では、改良幅を大きくすると限界埋立圧力が大きくな

り、改良率を低下させると限界埋立圧力は小さくなる。屈曲よりも滑りでの改良率に対する限界埋立圧力の変化量が大きい。このため、改良率や改良幅が大きいほど、屈曲と滑りによる限界埋立圧力の差が大きくなっている。

極限平衡解析と円弧滑り計算の結果を比較すると、LE11-1を除いて滑りモードを想定した極限平衡解析と円弧滑り計算による結果は比較的近い値となっている。これは、どちらの計算方法においても改良域内の滑りを仮定しており、変形モードが類似しているためである。

表-5.3 提案解析法による限界埋立圧力と破壊深度（着底型）

計算ケース	屈曲による 限界埋立圧力	屈曲の深度	滑りによる 限界埋立圧力	滑りの深度
LE50-1	41 kN/m ²	4.3 m (8.6 cm)	102 kN/m ²	6.0 m (12.0 cm)
LE50-4	51 kN/m ²	4.0 m (8.0 cm)	116 kN/m ²	5.5 m (11.0 cm)
LE28-1	36 kN/m ²	3.8 m (7.6 cm)	81 kN/m ²	5.3 m (10.6 cm)
LE28-2	43 kN/m ²	4.8 m (9.6 cm)	81 kN/m ²	5.3 m (10.6 cm)
LE11-1	31 kN/m ²	2.6 m (5.2 cm)	60 kN/m ²	3.6 m (7.2 cm)

※括弧内は模型寸法に換算した値

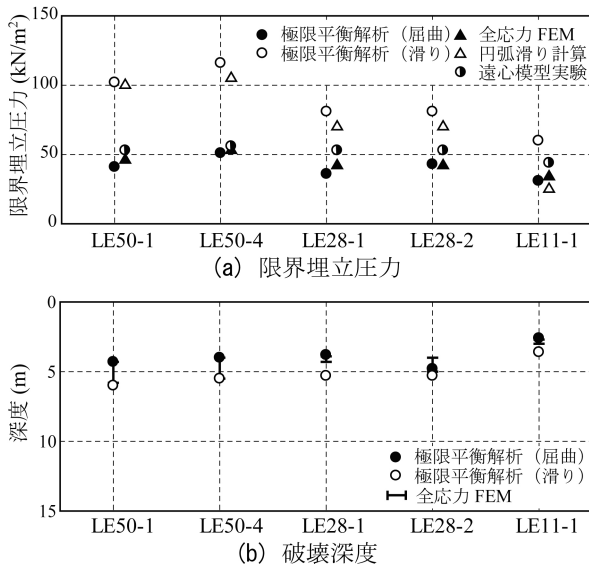


図-5.10 限界埋立圧力および破壊深度の比較（着底型）

一方、遠心模型実験と全応力 FEM 解析結果は、屈曲モードを想定した極限平衡解析結果と近い値となっている。これは、模型実験や全応力 FEM 解析、極限平衡解析では、砂杭（改良壁）が屈曲するモードが支配的であり、変形モードが類似しているためと考えられる。これらから、屈曲モードを考慮した極限平衡解析は遠心模型実験を精度よく推定できることが確認できた。

図-5.10(b)に示した極限平衡解析による破壊深度に注目すると、改良幅や砂杭径が大きい、または改良率が低い場合には破壊深度は浅い。全応力 FEM 解析において改良壁が曲がる深度は海側と埋立側で異なるために多少ばらついているが、改良幅を大きくしたり改良率を低くすると破壊深度は浅くなっており、極限平衡解析と整合

性が取れている。また、滑りモードを想定した極限平衡解析においても、改良幅を大きくしたり改良率を低くすると破壊深度は浅くなっていた。

(2) 浮き型 SCP 改良地盤

a) 改良地盤が破壊する埋立圧力および深度

浮き型 SCP 改良地盤（計算 Case. LE50-2, 50-3, 50-5）における限界点での砂杭内のせん断応力分布と曲げモーメント分布を図-5.11 に示す。なお、図には破壊条件も併せて示している。表-5.4 には、浮き型 SCP 改良地盤における改良域内での滑り、屈曲、改良域下部での滑り、砂杭の転倒を仮定した場合の限界埋立圧力を示している。図-5.11(a)に示すように、改良深度 7.5 m の浮き型 SCP 改良地盤において埋立圧力を 40 kN/m² とすると、砂杭下端での曲げモーメントが 0 となる。これよりも大きな埋立圧力が作用すると、砂杭にはより大きな曲げモーメントが作用し、杭間粘土層の粘着力だけではモーメント荷重に抵抗できずに転倒が生じる。また、埋立圧力を 49 kN/m² とすると、改良深度 7.5 m におけるせん断応力が粘土層の破壊条件に達しており、改良域下部の粘土層において滑り面が生じると考えられる。なお、表-5.3 に示した改良域内での滑りや屈曲による破壊深度は改良深度 7.5 m よりも浅いために、改良深度 7.5 m の浮き型 SCP 改良地盤では改良域内での破壊が支配的となり得る。改良域内での滑りと屈曲による限界埋立圧力は表-5.3 に示したように、102 と 41 kN/m² であり、転倒モード（限界埋立圧力 40 kN/m²）とほぼ同時に屈曲モードが生じる可能性が高い。

図-5.11(b)に示すように、改良深度 3.75 m の浮き型 SCP 改良地盤において埋立圧力を 28 kN/m² とすると、砂杭下端での曲げモーメントが 0 となり、転倒が生じる。

埋立圧力を 33 kN/m^2 に増加させると、改良域下部において粘土層の滑り破壊条件に達し、滑り面が生じる。なお、表-5.3 に示した改良域内での滑りや屈曲による破壊深度は改良深度 3.75 m よりも深いために、改良域内での滑りや屈曲が支配的とはならない。

図-5.11(c) に示すように、改良深度を 7.5 m として改良幅を 10 m から 14 m に広げると、転倒モードと改良域下部での滑りモードが生じる埋立圧力は 49 と 56 kN/m^2 となる。改良域内での滑りと屈曲が生じる埋立圧力は 118 と 51 kN/m^2 であり、この場合も転倒モードとほぼ同時に屈曲モードが生じる可能性が高いことが分かった。

b) 遠心模型実験、円弧滑り計算、全応力 FEM 解析の比較

浮き型 SCP 改良地盤（計算 Case. LE50-2, 50-3, 50-5）における 4 つの変形モード（改良域内での滑り、屈曲、改良域下部での滑り、転倒）による限界埋立圧力をまとめると、図-5.12 のようになる。図には、遠心模型実験と円弧滑り計算、全応力 FEM 解析結果を併せて示している。また、表-5.5 には、限界埋立圧力が小さい変形モードを順に示している。これは支配的となる変形モードを示しているものである。

図に示した LE50-2 の極限平衡解析結果を見ると、改

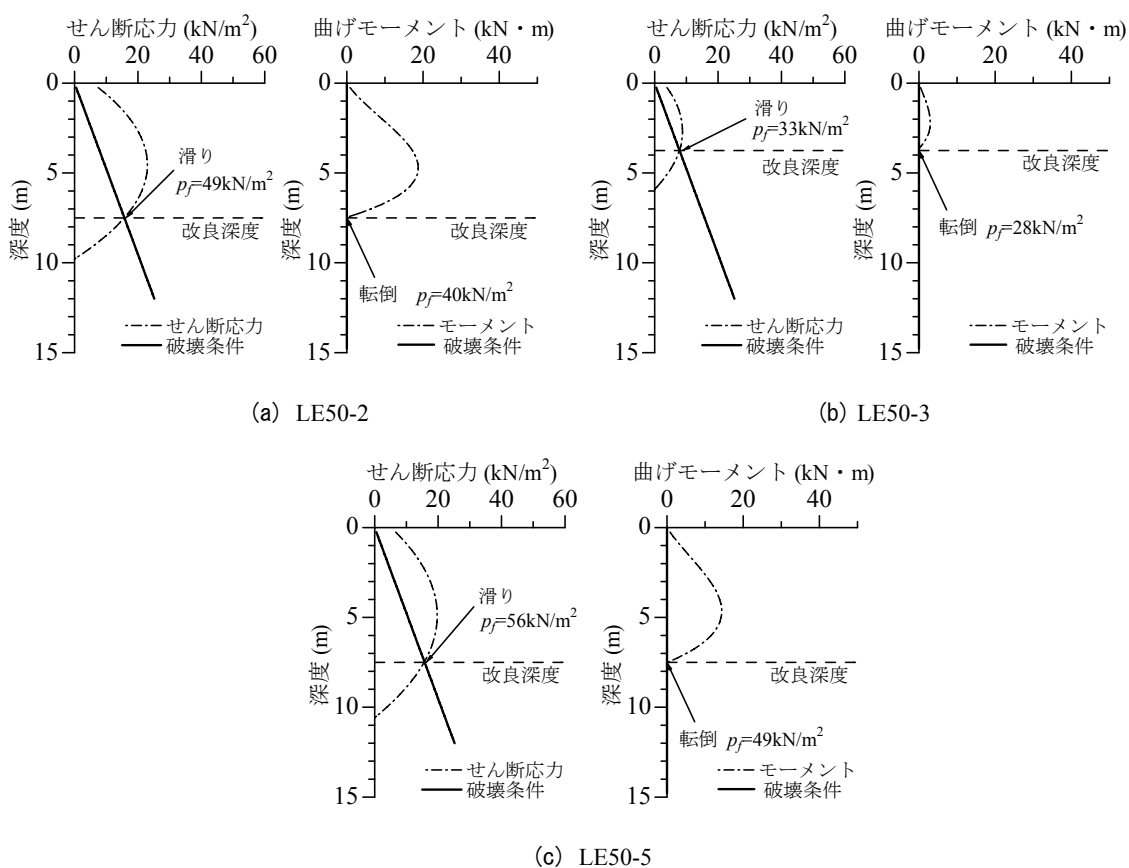


図-5.11 提案解析法によるせん断応力分布および曲げモーメント分布（浮き型）

表-5.4 提案解析法による限界埋立圧力（浮き型）

計算ケース	改良域内滑りモード	屈曲モード	転倒モード	改良域下部滑りモード
LE50-2	102 kN/m^2	41 kN/m^2	40 kN/m^2	49 kN/m^2
LE50-3			28 kN/m^2	33 kN/m^2
LE50-5	118 kN/m^2	51 kN/m^2	49 kN/m^2	56 kN/m^2

良域内の屈曲と転倒を仮定した限界埋立圧力が最も小さく、支配的な変形モードとなっている。次いで、改良域下部の粘土地盤での滑りを仮定した場合の限界埋立圧力が小さい。これらの3種類の変形モードに対して改良域内の滑りを仮定した限界埋立圧力は約2倍の大きさになっている。表-5.5に示すように、遠心模型実験では屈曲モードと転倒モードが生じた後に、改良域下部の粘土地盤において滑りモードが生じており、極限平衡解析は実験での破壊特性をうまく表せていることが分かる。全応力 FEM 解析では屈曲と転倒が同時に生じており、全応力 FEM 解析との整合性も取れていた。円弧滑り計算結果は、改良域下部の粘土層での滑りを仮定した極限平衡解析結果と比較的近い値となっている。これは、それらの変形モードがどちらも滑りを仮定しており、類似しているためと考えられる。

図に示した LE50-3 の極限平衡解析結果を見ると、砂杭の転倒を仮定した限界埋立圧力が最も小さく、辛うじて支配的な変形モードとなっている。ほぼ同じ埋立圧力において、改良域下部の粘土地盤での滑りが生じる。表

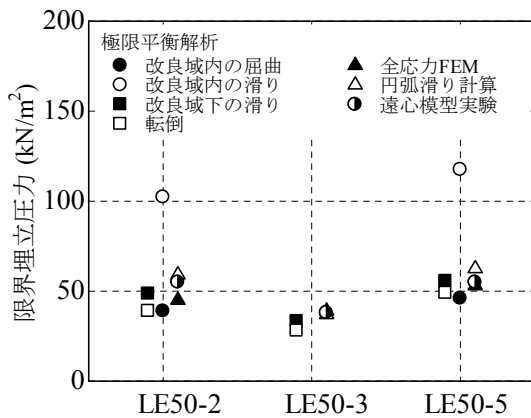


図-5.12 限界埋立圧力の比較 (浮き型)

-5.5に示すように、遠心模型実験では改良域下部の粘土地盤において滑りモードが生じ、転倒モードは観察されなかったが、改良域下部の粘土層における滑りモードが支配的となる点については模型実験と極限平衡解析で整合性が取れていた。全応力 FEM 解析でも転倒モードと滑りモードがほぼ同時に生じており、全応力 FEM 解析との整合性も取れていた。円弧滑り計算結果は、滑りモードが生じた遠心模型実験結果と全応力 FEM 解析結果、改良域下部での滑りモードを仮定した極限平衡解析結果と近い値となっている。これは、それらの変形モードが類似しているためと考えられる。

図-5.12 と表-5.5 に示した LE50-5 の極限平衡解析や遠心模型実験、全応力 FEM 解析等の関係は、LE50-2 とほぼ同様の傾向であった。すなわち、極限平衡解析では改良域内の屈曲と転倒が支配的な変形モードとなり、遠心模型実験や全応力 FEM 解析と整合性が取れていた。また、円弧滑り計算結果は、改良域下部の粘土層での滑りを仮定した極限平衡解析結果と近い値となっていた。

浮き型 SCP 改良地盤においては、改良域下部での滑りモードが支配的な場合や、滑りモードと支配的な変形モードでの限界埋立圧力が近い場合、円弧滑り計算によってある程度精度よく安定性を評価できることが分かった。しかしながら、改良深さがある程度深くなると、改良域内の屈曲モードが支配的となり、円弧滑り計算では安定性を精度よく評価するのは難しいと考えられる。この場合、本研究で述べたような多種の変形モードを想定して安定性を評価する必要がある。

5.4 改良条件を変化させたパラメトリック・スタディ

(1) 改良範囲および改良率が安定性に与える影響

a) 改良深さによる影響

遠心模型実験や、円弧滑り計算、全応力 FEM 解析によって、改良範囲の違いが地盤安定性に与える影響につ

表-5.5 浮き型 SCP 改良地盤における支配的な変形モード

ケース名	遠心模型実験	円弧滑り計算	全応力 FEM 解析	極限平衡解析
E50-2 E50-5	屈曲+転倒 ↓ 下部滑り	下部滑り	屈曲+転倒	屈曲+転倒 ↓ 下部滑り
E50-3	下部滑り	下部滑り	転倒+下部滑り	転倒+下部滑り

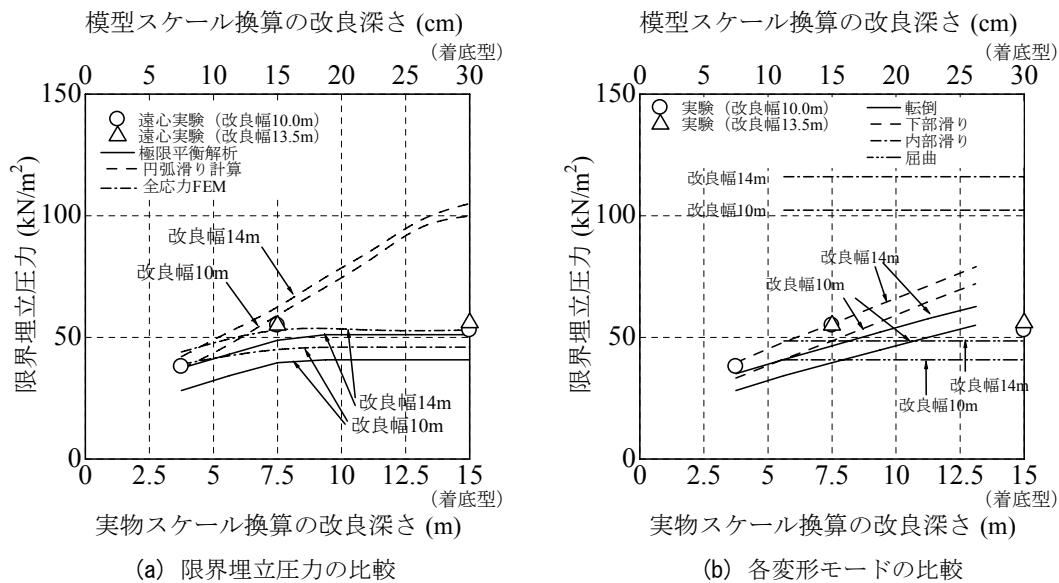


図-5.13 改良深さと限界埋立圧力の関係（極限平衡解析を含む）

いて検討した。提案した極限平衡解析法を用いてパラメトリックに改良範囲を変化させて、地盤の安定性を評価した。これによって提案した極限平衡解析法の精度を検証するとともに、支配的となる変形モードと地盤の安定性の関係を調べる。ここでは、改良深さを変化させた場合の地盤安定性について述べる。

図-5.13には、極限平衡解析による改良深さと限界埋立圧力の関係を示している。図(a)には、極限平衡解析における支配的な変形モードでの限界埋立圧力を実線で示しており、遠心模型実験結果（プロット）と円弧滑り計算結果（破線）、全応力 FEM 解析結果（一点鎖線）も併せて示している。円弧滑り計算と全応力 FEM 解析では離散的に改良深さと限界埋立圧力の関係を求めているために、3 次スプライン関数で計算値間を補っている。また、このグラフは前述の図-4.28 に極限平衡解析結果を書き足したものである。図(b)には、極限平衡解析において仮定した 4 つの変形モード（転倒、改良域下部での滑り、改良域内部での滑り、屈曲）での改良深さと限界埋立圧力の関係を示している。この図には、遠心模型実験結果も併せて示している。

図-5.13(a)に示した極限平衡解析（実線）に注目すると、改良深さ 7.5 m 以下では改良深さを増すと限界埋立圧力は増加するが、改良深さ 7.5 m 以上では限界埋立圧力は改良深さに影響を受けていない。このように、ある程度の改良深さがあると限界埋立圧力が改良深さの影響を受けなくなるのは、遠心模型実験および全応力 FEM 解析と同じ傾向である。また、極限平衡解析による限界埋

立圧力は、遠心模型実験や全応力 FEM 解析による限界埋立圧力よりも多少小さいが、大きくは外れていない。また、着底型では円弧滑り計算よりも極限平衡解析の方が遠心模型実験に近い。これらのことから、多種の変形モードを想定した極限平衡解析は遠心模型実験や特に全応力 FEM 解析での地盤の安定性を精度よく評価できることが確認できた。

図-5.13(b)には、4 つの変形モードによる改良深さと限界埋立圧力の関係を示しているが、一点鎖線で示した改良域内部での滑りモードでの限界埋立圧力は、遠心模型実験結果よりもかなり大きい。この限界埋立圧力は着底型での円弧滑り計算と近い値であり、改良域内に滑り面が生じると仮定すると、地盤の安定性を過大に評価する可能性を示唆している。実線で示した転倒モードと破線で示した改良域下部粘土での滑りモードを比較すると、いずれの改良深さにおいても転倒モードでの限界埋立圧力の方が小さい。また、二点鎖線で示した屈曲モードによる限界埋立圧力は、改良深さに関係なく図中に水平線で表され、比較的小さな値である。

図-5.13(b)において支配的となる変形モードを考える。支配的となるモードの順番は表-5.6 のようになる。改良深さが 3.75 m とかなり浅い場合には転倒が支配的なモードとなり、次いで改良域下部での滑りとなる。改良深さが 7.5 m の場合には、転倒と屈曲がほぼ等しい限界埋立圧力で支配的なモードとなり、次いで改良域下部での滑りとなる。それよりも改良範囲が深い浮き型では、屈曲が支配的なモードとなり、次いで転倒、改良域下部で

表-5.6 改良深さ別の变形モードの順位表 (極限平衡解析)

改良深さ	改良域内 滑りモード	屈曲モード	転倒モード	改良域下部 滑りモード
3.75 m			1	2
7.5 m	4	2	1	3
11.25 m	4	1	2	3
15 m (着底)	2	1		

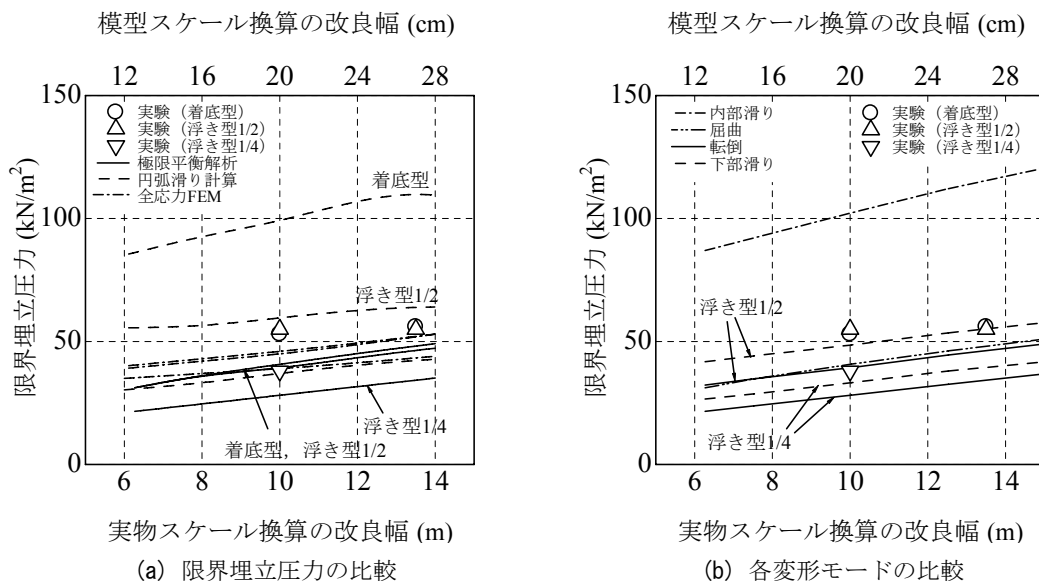


図-5.14 改良幅と限界埋立圧力の関係 (極限平衡解析を含む)

の滑りとなる。着底型では屈曲モードが支配的となることが分かる。これらの支配的な変形モードの順位は、前述のように遠心模型実験や全応力 FEM 解析ともほぼ整合性が取れている。

なお、ここで示した支配的な変形モードの順位やこれらの順位が変化する改良深さは、今回の計算条件下でのものである。当然のことながら、計算条件が変化すれば順位が変動したり、順位が変動する改良深さも変化する。例えば、杭間粘土のせん断強度が大きく改良域下部でのせん断強度が小さい場合、転倒モードと下部での滑りモードの順位が逆転する可能性もある。つまり、実際の設計においては各設計断面において多種の変形モードを想定した安定解析を実施し、支配的な変形モードを把握することが重要である。これによって、設計対象とする断面ではどのような変形モードが生じやすいのかという点や、どのような対策を行えば安定性を高められるのかという点を検討することができる。このような検討を重ねることによって、着底型と浮き型 SCP 改良地盤に対して、

変形モードを考慮した精度の高い地盤安定評価を行うことが可能となる。

b) 改良幅による影響

改良幅を変化させた場合の地盤安定性について述べる。図-5.14 には、極限平衡解析による改良幅と限界埋立圧力の関係を示している。図(a)には、極限平衡解析における支配的な変形モードでの限界埋立圧力を実線で示しており、遠心模型実験結果(プロット)と円弧滑り計算結果(破線)、全応力 FEM 解析結果(一点鎖線)も併せて示している。このグラフは前述の図-4.29 に極限平衡解析結果を書き足したものである。図(b)には、極限平衡解析において仮定した4つの変形モード(転倒、改良域下部での滑り、改良域内部での滑り、屈曲)での改良幅と限界埋立圧力の関係を示している。図には、遠心模型実験結果も併せて示している。

図-5.14(a)に示した極限平衡解析(実線)に注目すると、着底型と浮き型に関係なく改良幅を増すと限界埋立圧力はほぼ線形的に増加している。この傾向は全応力

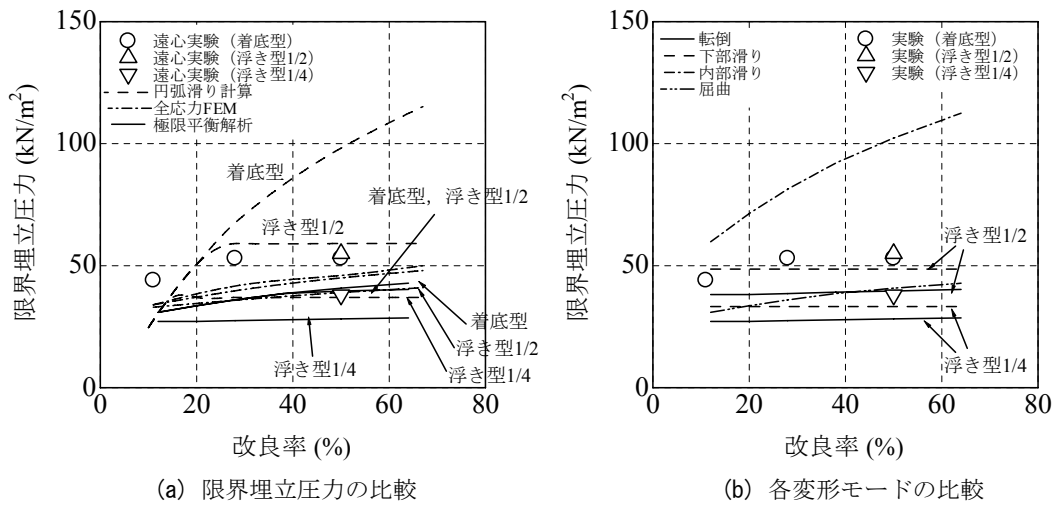


図-5.15 改良率と限界埋立圧力の関係（極限平衡解析を含む）

FEM 解析結果とも整合性が取れている。極限平衡解析と遠心模型実験結果を比較すると、極限平衡解析による限界埋立圧力の方が多少小さいが、両者の差は円弧滑り計算と遠心模型実験との差よりも特に着底型では小さい。これらのことから、改良幅の影響面から見ても、極限平衡解析は遠心模型実験や全応力 FEM 解析での地盤の安定性を精度よく評価できることが確認できた。

図-5.14 (b)には、4 つの変形モードによる改良幅と限界埋立圧力の関係を示している。改良域内での滑りモード（一点鎖線）と屈曲モード（二点鎖線）は、改良深さに影響を受けないので図中に共通の線で表している。転倒モード（実線）と改良域下部の粘土層での滑りモード（破線）は改良深さの影響を受けるので、粘土層厚の 1/2 あるいは 1/4 の深度まで改良した地盤での線は図中に別々に示されている。

改良域内部での滑りモードでの限界埋立圧力は遠心模型実験結果よりもかなり大きく、円弧滑り計算に近かった。また、改良幅の増加に対する限界埋立圧力の増加傾向は、他の変形モードにおける増加傾向よりも大きい。実線で示した転倒モードと破線で示した改良域下部粘土での滑りモードを比較すると、いずれの改良幅においても転倒モードでの限界埋立圧力が小さい。また、粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した地盤では、転倒モードと屈曲モードでの限界埋立圧力は改良幅に関係なくほぼ等しかった。これらから、支配的な変形モードについては、着底型では屈曲、浮き型（1/2 の深度まで改良）では屈曲と転倒、浮き型（1/4 の深度まで改良）では転倒であり、今回の計算した範囲内では改良幅によって支配的な変形モードは変化しなかった。

c) 改良率による影響

改良率を変化させた場合の地盤安定性について述べる。図-5.15 には、極限平衡解析による改良率と限界埋立圧力の関係を示している。図 (a)には、極限平衡解析における支配的な変形モードでの限界埋立圧力を実線で示しており、遠心模型実験結果（プロット）と円弧滑り計算結果（破線）、全応力 FEM 解析結果（一点鎖線）も併せて示している。このグラフは前述の図-4.30 に極限平衡解析結果を書き足したものである。図 (b)には、極限平衡解析において仮定した 4 つの変形モード（転倒、改良域下部での滑り、改良域内部での滑り、屈曲）での改良率と限界埋立圧力の関係を示している。図には、遠心模型実験結果も併せて示している。

図-5.15 (a)に示した極限平衡解析（実線）に注目すると、着底型と粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した浮き型では、改良率の増加に対して限界埋立圧力は増加する。これらの改良率に対する限界埋立圧力の増加傾向は、遠心模型実験での増加傾向とほぼ等しい。一方、粘土層厚の 1/4 の改良深度の浮き型では、改良率に対して限界埋立圧力はほとんど変化していない。

なお、遠心模型実験と極限平衡解析による限界埋立圧力の差は、特に 40 %以上の改良率の場合に円弧滑り計算と遠心模型実験との差よりも小さい。また、全応力 FEM 解析と極限平衡解析での限界埋立圧力は比較的近い値であった。これらから、改良率の影響面から見ても、極限平衡解析は遠心模型実験や全応力 FEM 解析での地盤の安定性を精度よく評価できていることが分かる。

図-5.15 (b)には、4 つの変形モードによる改良率と限界埋立圧力の関係を示している。改良域内での滑りモー

表-5.7 改良率別の変形モードの順位表 (極限平衡解析)

改良形式	改良率	改良域内 滑りモード	屈曲モード	転倒モード	改良域下部 滑りモード
着底型	全改良率	2	1		
浮き型 1/2	40%未満	4	1	2	3
	40%以上	4	2	1	3
浮き型 1/4	全改良率			1	2

ド (一点鎖線) と屈曲モード (二点鎖線) は、改良深さに影響を受けないので図中に共通の線で表している。転倒モード (実線) と改良域下部の粘土層での滑りモード (破線) は改良深さの影響を受けるので、粘土層厚の 1/2 あるいは 1/4 の深度まで改良した地盤での線は図中に別々に示している。改良域内部での滑りモードでの限界埋立圧力は遠心模型実験結果よりもかなり大きく、円弧滑り計算に近かった。また、改良率を変化させても、転倒モードや改良域下部の粘土層での滑りモードによる限界埋立圧力は変化せず、転倒モードでの限界埋立圧力の方が小さい。屈曲モードに関しては、改良率が低下すると徐々に限界埋立圧力の減少傾向は増している。

図-5.15 (b) において支配的となる変形モードを考える。支配的となるモードの順番は表-5.7 のようになる。着底型 SCP 改良地盤では、改良率に関係なく屈曲が支配的なモードとなっている。粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した浮き型 SCP 改良地盤では、改良率が 40 % 以下の場合には屈曲、40 % 以上の場合には転倒が支配的となっている。粘土層厚の 1/4 の深度まで改良した浮き型 SCP 改良地盤では、転倒が支配的なモードである。

前述のように、ここで示した支配的な変形モードの順位やこれらの順位が変化する改良率は、今回の計算条件下でのものである。計算条件が変化すれば結果も変化する。実際の設計においては各設計断面において多種の変形モードを想定した安定解析を実施し、支配的な変形モードを把握することが重要である。これによって、着底型と浮き型 SCP 改良地盤に対して、変形モードを考慮した精度の高い地盤安定評価を行うことが可能となる。

(2) 砂杭の直径が安定性に与える影響

遠心模型実験と全応力 FEM 解析で示したように、着底型 SCP 改良地盤や改良深度が深い浮き型 SCP 改良地盤では砂杭 (改良壁) が屈曲して地盤全体が限界状態に達していた。この屈曲モードを想定した極限平衡解析では、粘土層がせん断破壊し、砂杭での曲げモーメントが

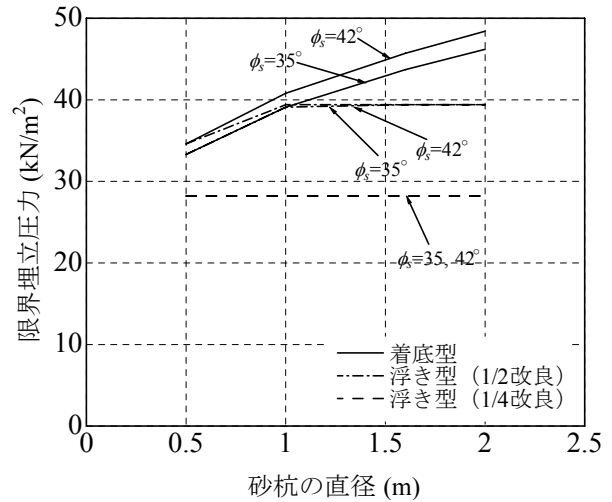


図-5.16 砂杭径と限界埋立圧力の関係 (極限平衡解析)

極限值に達した時点限界点とした。これから、砂杭径が大きいほど抵抗できる曲げモーメントが大きくなると考えられる。ここでは、砂杭径をパラメトリックに変化させて、限界埋立圧力がどのように変化するかを調べた。

図-5.16 に、改良率 50 % での砂杭径と限界埋立圧力の関係を示している。なお、砂杭の内部摩擦角が 35 度と 42 度の場合について計算している。

図に示した着底型での限界埋立圧力に注目すると、砂杭径が大きいほど限界埋立圧力は大きくなっており、内部摩擦角に関係なく同程度の増加傾向であった。内部摩擦角が 42 度の場合、砂杭径を 0.5 m から 2.0 m へと 4 倍にすると、限界埋立圧力は約 1.37 倍に増加している。粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した浮き型においては、砂杭径が 1.0 m より小さい場合には砂杭径が大きくなると限界埋立圧力も大きくなるが、砂杭径が 1.0 m より大きい場合には限界埋立圧力は砂杭径の影響を受けていない。これは浮き型 SCP 改良地盤においてある程度砂杭径が

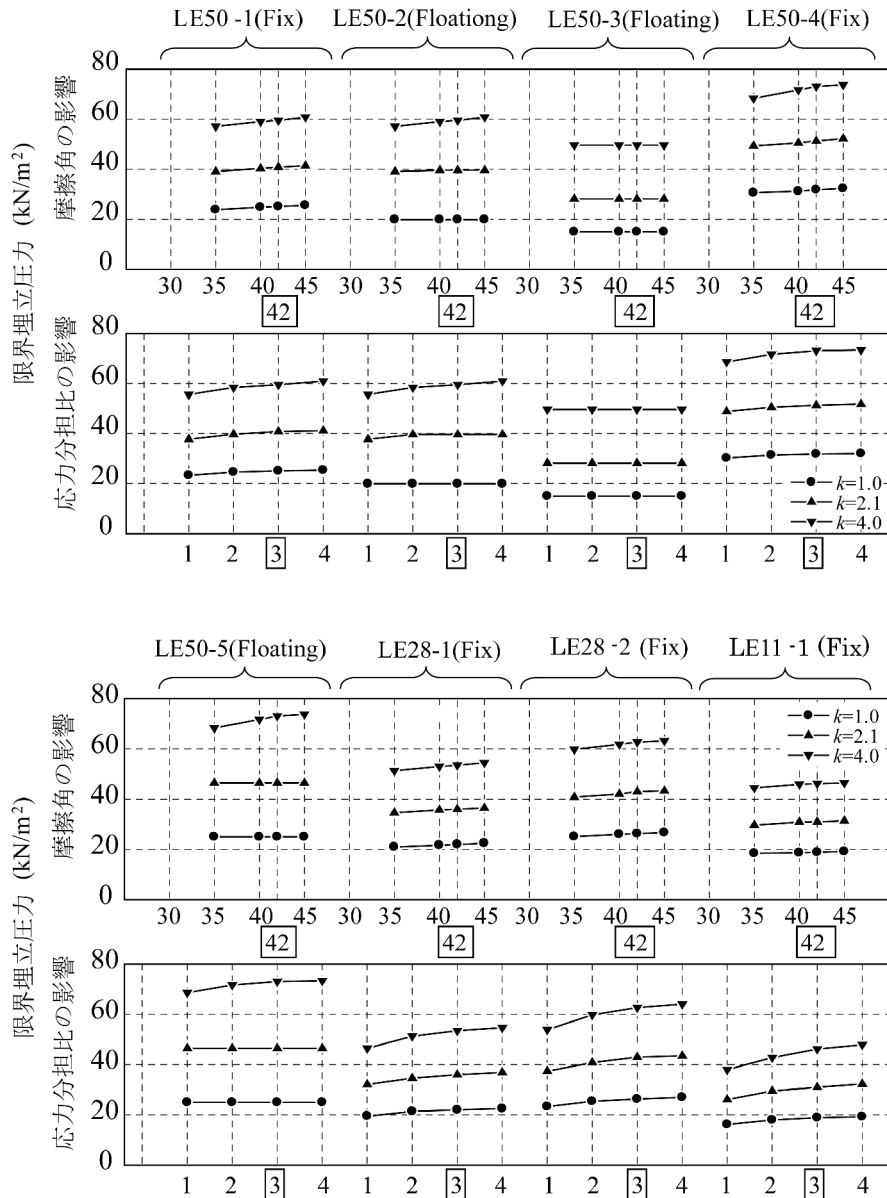


図-5.17 地盤強度と限界埋立圧力の関係（極限平衡解析）

大きくなると、屈曲よりも転倒が支配的なモードになるためである。粘土層厚の 1/4 の深度まで改良した浮き型では、限界埋立圧力は砂杭径に影響を受けていない。これも、極端に改良深さを浅くした浮き型では、砂杭径に影響を受けない転倒が支配的なモードとなるためである。これらのことから、着底型 SCP 改良地盤のように屈曲が支配的となる場合には砂杭径は地盤安定性に影響を与えるが、浮き型 SCP 改良地盤のように屈曲以外のモードが支配的な場合には砂杭径は地盤安定性に影響を与えないことを確認できた。ただし、粘土層において排水を伴う遠心模型実験では、砂杭径による安定性の違いは確認できなかった。

(3) 地盤の強度が安定性に与える影響

極限平衡解析において土質パラメータを変化させて、パラメータの違いが地盤安定性に与える影響について検討した。各実験断面に対して砂杭内部摩擦角および応力分担比を変化させて行った極限平衡解析の結果を図-5.17 に示す。なお、粘土層の強度が地盤安定性に与える影響を調べるために、粘土層の深度方向の強度増加勾配 k を 1.0 ~ 4.0 に変化させた計算結果を示している。この図は、円弧滑り計算による図-3.35 と全応力 FEM 解析による図-4.32 に相当する極限平衡解析結果である。

着底型 SCP 改良地盤 (LE50-1, 50-4, 28-1, -2, 11-1) の内部摩擦角に対する限界埋立圧力の変化特性に注目する

と、いずれの粘土層の強度勾配においても、内部摩擦角の増加に対して限界埋立圧力はほぼ線形的に増加している。改良幅が異なる LE50-1 と LE50-4 を比較すると、改良幅を広くすれば限界埋立圧力は大きくなり、改良幅が広いほど内部摩擦角に対する感度がよい。改良率が異なる LE50-1 と LE11-1 を比較すると、改良率を低くすると限界埋立圧力が小さくなるとともに、内部摩擦角に対する感度も低くなっている。これらの傾向は、全応力 FEM 解析結果とよく整合性が取れている。

着底型での応力分担比に対する限界埋立圧力の変化特性に注目すると、応力分担比が減少すると限界埋立圧力も減少しており、応力分担比が小さいほどその減少傾向は著しくなる。改良幅が異なる LE50-1 と LE50-4 を比較すると、改良幅を広くすれば限界埋立圧力は大きくなるが、応力分担比に対する感度はほぼ等しい。改良率が異なる LE50-1 と LE11-1 を比較すると、改良率を低くすると限界埋立圧力が小さくなるとともに、応力分担比に対する感度は高くなっている。すなわち、改良率が低いほど、応力分担比に対する限界埋立圧力の減少傾向は大きい。

浮き型 SCP 改良地盤 (LE50-2, 50-3, 50-5) の内部摩擦角に対する限界埋立圧力の変化特性について述べる。粘土層厚の 1/2 の深度まで改良した LE50-2 と LE50-5 においては、粘土層での強度勾配が大きい場合、内部摩擦角に対する限界埋立圧力の変化傾向は着底型でのものと等しい。一方、粘土層の強度勾配が小さい場合、限界埋立圧力は内部摩擦角の影響を受けていない。これは、粘土層の強度勾配が小さい場合には転倒が支配的なモードとなり、砂杭の内部摩擦角が地盤の安定性に影響を与えないためである。粘土層厚の 1/4 の深度まで改良した LE50-3 においては、限界埋立圧力は内部摩擦角の影響を受けていない。これについても、支配的な変形モードが転倒であり、砂杭の内部摩擦角が地盤の安定性に影響を与えないためである。

浮き型での応力分担比に対する限界埋立圧力の変化特性に注目すると、内部摩擦角が限界埋立圧力に与える影響とほぼ同じことが言える。すなわち、粘土層の強度勾配が大きい場合には応力分担比に対して限界埋立圧力は着底型と同じように変化するが、強度勾配が小さい場合には限界埋立圧力は応力分担比の影響を受けていない。影響を受けない理由は、支配的な変形モードが転倒であり、応力分担比が地盤の安定性に関係しないためである。

5.5 結語

本章では、遠心模型実験や全応力 FEM 解析による数

値シミュレーションの結果を踏まえて SCP 改良地盤で想定される変形モードを整理し、種々のモードを考慮した極限平衡法による数値解析手法を提案した。模型実験断面を対象として極限平衡解析を実施し、解析精度の検証および改良地盤の破壊特性について検討した。また、改良範囲や地盤強度などの改良条件を変化させたパラメトリック・スタディを行い、改良条件が安定性に与える影響を調べた。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 遠心模型実験結果と全応力 FEM 解析による数値シミュレーション結果を基に SCP 改良域での変形モードを整理した。その結果、改良域が限界点に達するモードについては、改良域内での滑り、屈曲、改良域下部での滑り、砂杭の転倒が支配的になることを示した。これらの 4 つの変形モードを想定した安定性評価式を定式化し、極限平衡解析手法を提案した。
- 2) 着底型 SCP 改良地盤を想定した極限平衡解析結果によると、改良域内での滑りよりも屈曲が支配的であった。滑りモードを想定した極限平衡解析結果は円弧滑り計算結果と近く、屈曲モードを想定した解析結果は遠心模型実験および全応力 FEM 解析と近かった。各実験結果に対する解析結果を比較すると、改良幅、改良率、砂杭径を大きくすることによって限界埋立圧力も大きくなっていた。また、改良率や砂杭径が小さいほど、初めに屈曲の破壊条件に達する砂杭の深度が浅くなっていた。これらの傾向は、遠心模型実験と全応力 FEM 解析と整合性が取れており、極限平衡解析によって精度よく安定性を評価できることが確認できた。
- 3) 浮き型 SCP 改良地盤を想定した極限平衡解析結果によると、改良域内での屈曲の他に砂杭の転倒も支配的なモードになり得ることが分かった。今回の計算条件内では、改良域内での屈曲、砂杭の転倒、改良域下部の粘土層での滑りの 3 つの変形モードが近い限界埋立圧力で生じる解析結果となった。遠心模型実験と全応力 FEM 解析においても、屈曲、転倒、下部での滑りが複合して生じており、極限平衡解析精度の高さが確認された。
- 4) 改良範囲、改良率、砂杭径が限界埋立圧力に及ぼす影響について、極限平衡解析を用いてパラメトリック・スタディを行った。改良範囲が浅い場合には転倒が支配的なモードとなり、改良範囲が深い場合や着底型の場合には屈曲が支配的なモードとなっていた。また、改良深さに対する限界埋立圧力の変化傾向は遠心模

型実験と特に全応力 FEM 解析とよく類似していた。改良幅を増すと限界埋立圧力はほぼ線形的に増加していた。これについても、遠心模型実験と全応力 FEM 解析と整合性が取れていた。改良率を低くすると改良域内での屈曲モードや滑りモードによる限界埋立圧力は急激に減少するが、砂杭の転倒モードや改良域下部の粘土層での滑りモードによる限界埋立圧力は改良率に影響を受けていなかった。砂杭径に関しては、着底型では屈曲モードが支配的であるために砂杭径が大きいほど限界埋立圧力も大きくなっていった。一方、屈曲モードが支配的とならない浮き型では、砂杭径は限界埋立圧力に影響を与えていなかった。

- 5) 砂杭のせん断強度や、応力分担比、粘土層のせん断強度が限界埋立圧力に及ぼす影響についても極限平衡解析で調べた。その結果、屈曲モードが支配的な着底型や浮き型では、限界埋立圧力は砂杭のせん断強度や応力分担比の影響を受けていた。一方、屈曲モードが支配的でない浮き型では、限界埋立圧力は砂杭のせん断強度や応力分担比の影響を受けていなかった。なお、変形モードにかかわらず、限界埋立圧力は杭間粘土層の強度の影響を大きく受けていた。
- 6) 本研究において示した支配的な変形モードの順位などは、今回の計算条件下に限定されたものである。当然のことながら、計算条件が変化すれば支配的となる変形モードも変化する可能性がある。実際の設計においては、本研究で提案したように多種の変形モードを想定し、支配的なモードを把握することが重要である。これによって、設計対象とする断面ではどのようなモードが生じやすいのか、どのような対策を行えば安定性を高められるのかという点を詳細に検討することができる。このような検討を重ねることによって、精度の高い安定性評価を行うことが可能になると考えられる。

5 章参考文献

- 吉田総仁 (1997) : 弾塑性力学の基礎, 共立出版, pp.124-138.
- Kitazume, M. and Maruyama, K. (2007): Internal Stability of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground under Embankment Loading, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 3, pp.437-456.

6. 限界状態における地盤変形量に着目した弾・粘塑性有限要素法解析

6.1 概説

4章と5章で述べた全応力FEM解析や極限平衡解析では、全応力解析（粘土層が非排水条件）によって地盤の安定性を検討した。これらの解析によると、遠心模型実験において地盤が限界状態に達する埋立圧力を推定できた。しかしながら、着底型での模型実験では、改良域が屈曲するモードが生じて変位量が急増して破壊に至ることはなかった。これから考えると、埋め立てが進むにつれて地盤の強度が増している可能性が高い。このような限界状態における地盤変形量を調べることを目的として、より高度な計算過程を含む土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析（以下、FEM解析）を実施した。

初めに、検討に用いたFEM解析の概要と計算条件を示している。次に、遠心模型実験を再現した計算を実施し、実験結果と解析結果を比較することによって地盤変形量に関するFEM解析の精度を検証している。具体的には、限界状態に至るまでの変形特性や鉛直・水平変位分布、破壊過程における埋立圧力～水平変位関係などを比較している。最後に、埋立载荷速度や改良壁の透水係数を変化させた計算を行い、それらが変形特性や限界状態における変形量の増加傾向に与える影響について検討している。

6.2 有限要素法解析の概要

(1) 土・水連成の取り扱い

埋立载荷時に地盤内で発生する過剰間隙水圧の排水を考慮できる土・水連成解析を行った。本研究では、関口・太田モデル (Sekiguchi and Ohta, 1977) における降伏曲面を修正 Cam-clay 型に変更した弾・粘塑性プログラムを用いて計算を行った。

有限要素法解析において、各要素の変形問題に間隙水圧の変化も連成させる場合、基本方程式としては Biot の方法 (1941) を用いることが多い。今回用いた FEM 解析においても Biot の方法を利用している。Biot の方法では、間隙水圧と変位を別々の未知数としており、以下に示すように釣り合い式と連続式の連立した形で表せる。

$$\mathbf{K}\delta + \mathbf{C}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (6.1)$$

$$\mathbf{C}^T \frac{d\delta}{dt} - \mathbf{E} \frac{d\mathbf{u}}{dt} - \mathbf{H}\mathbf{u} + \mathbf{Q} = 0 \quad (6.2)$$

ここに、 δ : 各節点における変位ベクトル、 \mathbf{u} : 各節点

における間隙水圧ベクトル、 \mathbf{F} : 各節点に作用する外力ベクトル、 \mathbf{Q} : 各節点に外部からの流量ベクトル、 $\mathbf{K}, \mathbf{C}, \mathbf{E}, \mathbf{H}$: 剛性マトリックスに対応するもの (小林, 1976 を参照) である。

式(6.2)は時間に関する微分を含んでいるために、時間方向に対して離散化する必要がある。時間に関する一階の微分方程式を離散化すると、次式ようになる。

$$\mathbf{C}^T \delta_{n+1} - \mathbf{E}\mathbf{u}_{n+1} - \theta \Delta t \mathbf{H}\mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{C}^T \delta_n + \mathbf{E}\mathbf{u}_n - (1-\theta)\Delta t \mathbf{H}\mathbf{u}_n + \theta \Delta t \mathbf{Q}_{n+1} + (1-\theta)\Delta t \mathbf{Q}_n = 0 \quad (6.3)$$

ここに、添え字 n は時刻 $t = t_0$ における値を表し、添え字 $n+1$ は $t = t_0 + \Delta t$ における値を表している。 θ は離散化の状態を表すパラメータであり、 $0 \leq \theta \leq 1$ の条件がある。特に、 $\theta = 0$ の場合は前進型差分、 $\theta = 1/2$ は中心型差分、 $\theta = 1$ は後退型差分に相当し、これらの3種類の値が用いられることが多い。今回用いた FEM 解析では、最も計算の安定性がよい $\theta = 1$ の後退型差分を用いた。

式(6.1)と(6.3)を連立させると、次式ようになる。

$$\mathbf{K}_m \mathbf{a} = \mathbf{r} \quad (6.4)$$

ここに、 \mathbf{K}_m : 全体の剛性マトリックス、 \mathbf{a} : 未知変位ベクトル、 \mathbf{r} : 外力ベクトルであり、以下の式で表せる。

$$\mathbf{K}_m = \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{C} \\ \mathbf{C}^T & -\mathbf{E} - \theta \Delta t \mathbf{H} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{a} = \begin{Bmatrix} \delta_{n+1} \\ \mathbf{u}_{n+1} \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{r} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_{n+1} \\ \mathbf{C}^T \delta_n - \mathbf{E}\mathbf{u}_n + (1-\theta)\Delta t \mathbf{H}\mathbf{u}_n - \theta \Delta t \mathbf{Q}_{n+1} - (1-\theta)\Delta t \mathbf{Q}_n \end{Bmatrix} \quad (6.5)$$

式(6.5)のように各節点における未知数である変位と間隙水圧をまとめて表すと、土・水連成の解析であっても通常の応力解析と同じ形の式(6.4)が導ける。すなわち、剛性マトリックスと外力項を式(6.5)によって求めれば、通常の応力解析と同じ手順で有限要素法解析が可能となる。

(2) 計算方法の概要

計算に用いた弾・粘塑性モデルでは、弾性ひずみは弾塑性論によるものと同一となるが、粘塑性ひずみ ϵ_{vp} は時間とともに生じるもので、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ として次式のように表せる。ただし後述するが、本研究では下式を修正 Cam-clay 型に変更して用いている。

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \frac{d\varepsilon_{vp}}{dt} = \dot{\nu}_0 \exp\left\{ \frac{MD \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) + D\eta^* - \varepsilon_{vp}}{\alpha} \right\} \quad (6.6)$$

ここに、 M ：限界状態の応力比、 D ：ダイレイタンス係数 $D = (\lambda - \kappa) / M(1 + e_0)$ (λ, κ ：自然対数表示の圧縮指数と膨潤指数、 e_0 ：初期間隙比) である。また、 p' ：平均有効応力、 p'_0 ：初期平均有効応力、 ε_{vp} ：塑性体積ひずみである。 η^* は応力比パラメータであり、テンソル表示で一般的には次式のように表される。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})} \quad (6.7)$$

ここに、 η_{ij} ：応力比テンソル $\eta_{ij} = s_{ij} / p'$ で、 s_{ij} ：偏差応力テンソル $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p'\delta_{ij}$ (σ'_{ij} ：有効応力テンソル、 δ_{ij} ：クロネッカーのデルタ)、 η_{ij0} ：異方圧密終了時の応力テンソルであり、 η_{ij0} は次式によって表される。

$$\eta_{ij0} = \frac{s_{ij0}}{p'_0} = \frac{\sigma'_{ij0} - p'_0\delta_{ij}}{p'_0} \quad (6.8)$$

式(6.6)の示すように、Cam-clay 型あるいは修正 Cam-clay 型に関係なく、粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{vp}$ は応力 σ と粘塑性ひずみ ε_{vp} の関数で与えられ、次式のように簡便に表現できる。

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \frac{d\varepsilon_{vp}}{dt} = \beta(\sigma, \varepsilon_{vp}) \quad (6.9)$$

弾・粘塑性理論においては、ひずみ ε は弾性ひずみ ε_e と粘塑性ひずみ ε_{vp} の和として次式のように表わされる。

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{vp} \quad (6.10)$$

弾性ひずみは弾性応力マトリックス \mathbf{D}_e から次式で与えられる。

$$\varepsilon_e = \mathbf{D}_e^{-1} \sigma \quad (6.11)$$

計算では、ある時刻 $t = t_m$ における既知の応力とひずみを基にして、次の時刻 $t = t_{m+1} = t_m + \Delta t$ における応力とひずみを求めるという作業をくり返す。応力とひずみに

添字 m 及び $m+1$ をつけることによって時刻を表すと、応力 σ の時間間隔 Δt における増分は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= \sigma_{m+1} - \sigma_m \\ &= \mathbf{D}_e(\varepsilon_{m+1} - \varepsilon_m) - \mathbf{D}_e(\varepsilon_{vp, m+1} - \varepsilon_{vp, m}) \end{aligned} \quad (6.12)$$

式(6.9)から、粘塑性ひずみの増分は近似的に次式で与えられる。

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \varepsilon_{vp, m+1} - \varepsilon_{vp, m} = \Delta t \beta_{m+\theta} \quad (6.13)$$

ここに、 $\beta_{m+\theta} = \beta(\sigma_{m+\theta}, \varepsilon_{vp, m+\theta})$ であり、

$$\begin{aligned} \sigma_{m+\theta} &= (1-\theta)\sigma_m + \theta\sigma_{m+1} \\ \varepsilon_{vp, m+\theta} &= (1-\theta)\varepsilon_{vp, m} + \theta\varepsilon_{vp, m+1} \quad (0 < \theta < 1) \end{aligned}$$

である。 θ はどの時点での粘塑性ひずみ速度を用いるかを表す定数である。

$\beta(\sigma_{m+\theta}, \varepsilon_{vp, m+\theta})$ は σ と ε_{vp} の関数なので、次式で近似される。

$$\beta(\sigma_{m+\theta}, \varepsilon_{vp, m+\theta}) = \beta(\sigma_m, \varepsilon_{vp, m}) + \mathbf{S}\Delta\sigma + \mathbf{P}\Delta\varepsilon_{vp} \quad (6.14)$$

ここに、 $\mathbf{S} = (\partial\beta/\partial\sigma)_m$ 、 $\mathbf{P} = (\partial\beta/\partial\varepsilon_{vp})_m$ であり、また、式(6.14)の最後の項に現れる $\Delta\varepsilon_{vp}$ は $\Delta\varepsilon_{vp} = \Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon_e = \Delta\varepsilon - \mathbf{D}_e^{-1}\Delta\sigma$ となる。

式(6.12)、(6.13)、(6.14)を用いると、応力とひずみの関係は次式で与えられる。

$$\Delta\sigma = \bar{\mathbf{D}}(\Delta\varepsilon - \Delta t \beta_m - \theta \Delta t \mathbf{P} \Delta\varepsilon) \quad (6.15)$$

ここに、

$$\bar{\mathbf{D}} = [\mathbf{D}_e^{-1} - \theta \Delta t \mathbf{S} - \theta \Delta t \mathbf{P} \mathbf{D}_e^{-1}]^{-1} \quad (6.16)$$

である。式(6.16)は応力マトリックスであり、式(6.15)はひずみ増分と時間間隔から応力増分を求めるものである。このように、応力～ひずみ関係が決定されると、後は通常の有限要素法解析の手法が用いられる。

式(6.15)および(6.16)における θ の意味であるが、 $\theta = 0$ では前進型の積分公式に対応し、粘塑性ひずみを求める

のに必要な値はすべて既知となる．実際に， $\theta=0$ を式(6.15)と(6.16)に代入すると次式が得られる．

$$\Delta\sigma = \bar{\mathbf{D}}(\Delta\varepsilon - \Delta t \beta_m) \quad (6.17)$$

$$\mathbf{D} = \mathbf{D}_e \quad (6.18)$$

これらの式は，(6.15)および(6.16)と比較すると非常に単純化されている．しかし， $\theta=0$ の値を用いる場合，時間間隔 Δt の値に制限が生じて，その値が過大になると発散する傾向がある．そこで今回は，このような発散現象を避けるために $\theta=1$ として計算を行った．計算では，ニュートン・ラプソン式の積分を行って計算精度および安定性を高めている．

(3) 粘性土の構成モデル

オリジナルの関口・太田モデル (Sekiguchi and Ohta, 1977) における正規圧密粘土の降伏曲面は，以下の式で表される．

$$f(\sigma', \varepsilon_{vp}, t) = MD \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) + D\eta^* - \xi(\varepsilon_{vp}, t) \quad (6.19)$$

ここに， $\xi(\varepsilon_{vp}, t)$ ：硬化／軟化パラメータである．その他のパラメータの説明は前述の式(6.6)を参照されたい．式(6.19)に表されるオリジナルの関口・太田モデルでは，降伏曲面の関数が Cam-clay 型である．この関口・太田モデルは実務において使用実績が多いが，護岸背後を埋立てる場合に地盤の水平変位が過大評価されることが知られている．本研究の対象も護岸であるために，水平変位が過大評価される可能性が高い．そこで，関口・太田モデルに対して修正 Cam-clay 型の降伏関数を適用し，水平変位を適切に抑える工夫を行った (水野ら, 2007)．このモデルは，式(6.19)の関口・太田モデルにおけるオリジナル Cam-clay 型降伏関数を楕円形状の修正 Cam-clay 型降伏関数に変更したもので，ここでは修正関口・太田モデルと呼ぶ．このモデルでの降伏曲面は次式で表せる．

$$f(\sigma', \varepsilon_{vp}, t) = MD \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) + MD \ln \left\{ \frac{M^2 + \eta^{**2} - \left(\frac{q_0}{3p'} \right)^2}{M^2} \right\} - \xi(\varepsilon_{vp}, t) \quad (6.20)$$

η^{**} は本研究に用いたモデルでの応力比パラメータであり，次式によって表す．

$$\eta^{**} = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\eta_{y_j} - \frac{2}{3} \eta_{y_0} \right) \left(\eta_{y_j} - \frac{2}{3} \eta_{y_0} \right)} \quad (6.21)$$

図-6.1 に p' - q 応力空間におけるオリジナルの関口・太田モデルおよび修正関口・太田モデルでの降伏曲面を示す．修正関口・太田モデルのように降伏曲面を楕円関数で表現すると，圧縮側の応力経路の勾配は立ち上がり，塑性せん断ひずみ増分が関口・太田モデルよりも低減される．また，修正関口・太田モデルの破壊時の非排水せん断強度は，圧縮側も伸張側も関口・太田モデルよりも大きくなる．式(6.21)に示すように，Banerjee and Yousef (1986) による降伏関数に倣って降伏曲面の回転の程度を初期応力比 η_0 の2/3と規定している点で，今回計算に用いた修正関口・太田モデルの特徴である．降伏曲面を回転させることによって，初期の伸張側の応力経路は降伏曲面の内側に存在するために，過圧密応答 (弾性応答) となる．

太田ら (2006) は，修正 Cam-clay モデルに対して応力比パラメータ η^* を導入した場合の入力パラメータの取り扱い方を理論的に整理し，入力パラメータに関する補正方法を提案している．その1つは，限界状態応力比の変化に対する補正である．修正関口・太田モデルにおいて，軸対称応力条件下の破壊時応力比 M^{**} の理論解は $M^{**} = \sqrt{M^2 + \left\{ (2/3)\eta_0 \right\}^2}$ で表されるため，非排水せん断試

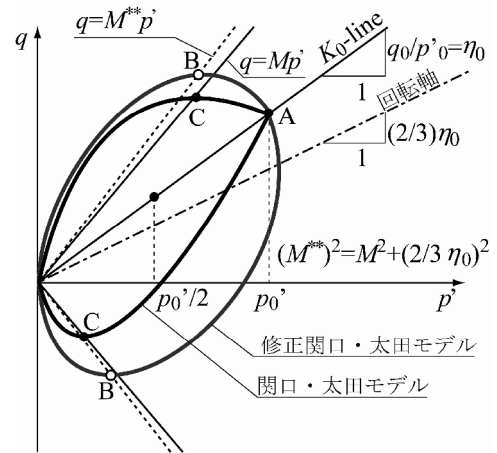


図-6.1 p' - q 応力空間における降伏曲面 (水野ら, 2007 に加筆修正)

験から求まる破壊時応力比 M とは一致しない。この問題を回避するためには、 M^{**} が三軸試験における限界状態応力比となるように入力パラメータを低減すればよい。ただし、補正を行っても入力パラメータ M は 0.07 程度しか変化しないために本研究では補正を行わなかった。もう一つは、 K_0 条件の保証に関する問題である。 K_0 条件についても太田らによって理論式および補正方法が提案されているが、今回用いた修正関口・太田モデルでは降伏曲面の回転角を一律に $(2/3)\eta_0$ としており、太田らのパラメータ補正を簡易的に行っていると解釈できる。

水野ら (2007) は、6 種類の自然堆積粘土の K_0 圧密非排水三軸試験に対して、修正関口・太田モデルの適用性を検討している。その検討結果によると、応力経路が破壊線に近づくとき計算は試験値を再現できないものの、せん断初期の応力とひずみ特性を良く再現できることがわかった。また、オリジナルの関口・太田モデルでは過小評価となる非排水せん断強度についても精度良く再現できることが確認できている。さらに、水野らは護岸部における工事事例に対して修正関口・太田モデルの適用性を検討している。サンドドレーンやサンドコンパクションパイル改良地盤上に護岸が築造された事例を対象として、地盤の沈下量や水平変位量を解析し、修正関口・太田モデルの計算精度の高さを示している。

(4) 数値解析条件

a) 改良域のモデル化と計算断面

4 章の全応力 FEM 解析でも述べたように、実務では改良域のモデル化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て計算する方法が多く用いられている。この方法は、主に SCP 改良地盤を含む地盤全体の限界点以前の荷重条件における変形特性を調べるために使われており、この範囲内では精度が高いことが示されている (田中ら, 2004 ; 水野ら, 2005)。しかしながら、4 章で述べたように、改良域を均一な地盤に置き換える方法では、遠心模型実験で観察されたような砂杭の屈曲モードを再現できない。そこで、本章でも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 SCP 改良域をモデル化する。

粘土層を壁式に改良する方法では、改良幅の設定が問題となる。初めに、遠心模型実験での杭式改良地盤の改良率と等しくなるように、改良壁と壁間粘土の幅比を決定した。対象としている実験ケースでの改良率は 50% であるので、改良壁幅 / (改良壁幅 + 壁間粘土幅) = 0.5 となるようにした。次に、遠心模型実験における改良地盤での排水速度を再現できるように、幅寸法を決定した。

改良地盤の排水速度を実験と解析で合わせるのには、土・水連成解析では杭間粘土の排水状況が改良域でのせん断強度に大きな影響を与えるためである。本研究では、改良杭中心に向かう水平方向への排水を考慮した Barron による理論式 (Barron, 1948) と整合性を取れるように改良壁と壁間粘土層の幅を決定した。排水状況の概念図を図-6.2 に示している。Barron は杭状に打設された砂杭に向かって排水すると考えたが、壁式改良では改良壁に向かって一様に排水すると考える。Barron の理論式による圧密度と Terzaghi 式による水平方向の圧密度を比較したものが図-6.3 である。なお、圧密係数を $c_v=456 \text{ cm}^2/\text{day}$ (圧密試験結果) とした。この図から判断すると、改良壁幅を 0.5 m (壁間粘土幅 0.5 m) とすると Barron の式と Terzaghi 式が比較的近い値となること分かる。特に、

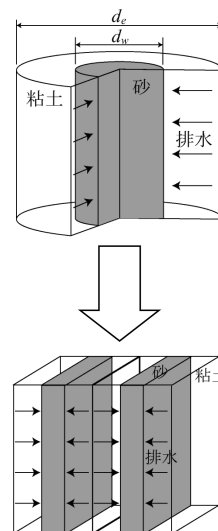


図-6.2 杭式改良と壁式改良の排水概念図

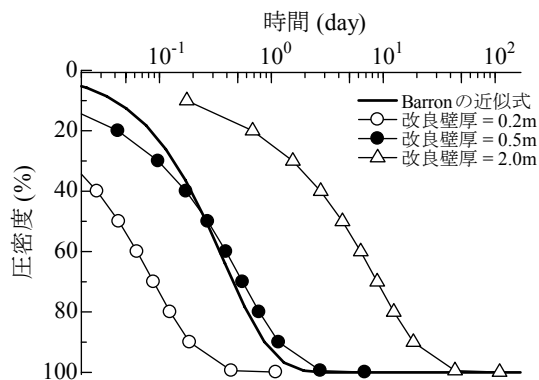


図-6.3 Barron 式と Terzaghi 式の排水速度の比較

圧密度 50%の時間が一致する。本研究では、この改良壁幅と壁間粘土幅で FEM 解析を行った。

計算に用いた FEM 計算メッシュ図を図-6.4 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寸法であり、図に示すように実物寸法によって計算を行った。図(a)に示した計算断面は、改良率 50%、改良幅 10 m (模型スケールでは 20 cm) の着底型 SCP 改良地盤である。図に示すように、狭い改良壁と壁間粘土層における排水過程に対する計算誤差を減らすために、4章の FEM 解析で用いた計算メッシュよりもメッシュ間隔を細かくしている。図(b)には、浮き型 SCP 改良地盤 (改良深さを 7 m とした場合) を一例として示している。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。これらの計算メッシュ図を用いて土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を行った。

b) 計算ケース

FEM 解析を行った計算ケースを表-6.1 に示す。表(a)に示した計算断面は主に遠心模型実験と FEM 計算の結果を比較するためのものであり、改良深さを変化させている。表(b)には、地盤の強度変化が限界状態の変形特性に及ぼす影響について調べるためのものである。埋立載荷速度、改良壁の透水係数を変化させている。また、改良壁は完全排水層と考えて ϕ 材としてモデル化した。ここでは改良壁の排水性を考慮しない場合や埋立荷重の増加による改良壁の強度増加の影響を調べる場合のために、排水に伴って強度増加が生じない c 材に置き換えた場合も計算した。 c 材に置き換える計算では、ケーソン設置後の強度を粘着力 c として改良壁に与えた。

c) 土質パラメータ

FEM 解析に用いた土質パラメータを表-6.2 に示す。

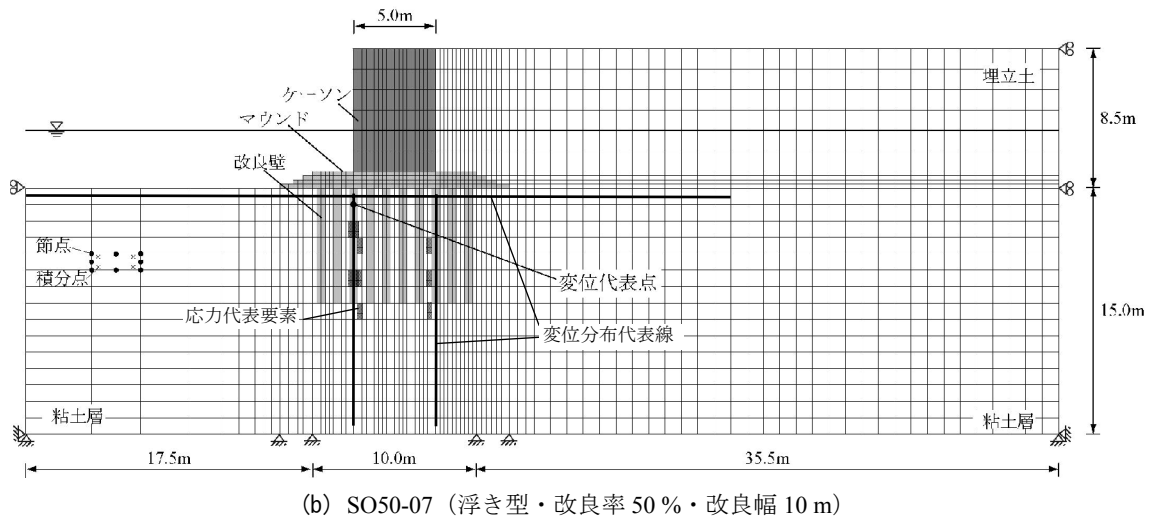
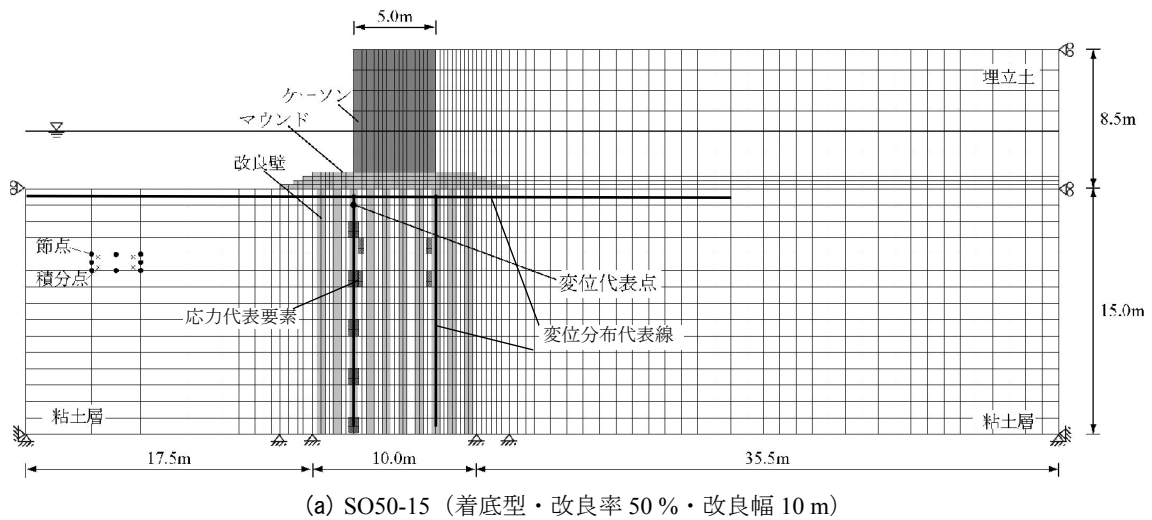


図-6.4 FEM 解析に用いた計算メッシュ (有効応力解析用)

表-6.1 FEM 計算ケース一覧

(a) 実験断面を想定した計算

計算断面名	相当する 実験	改良形式	改良深さ (m)	载荷速度 (kN/m ² /day)	改良壁の透水係数 (m/day)
SO50-15	E50-1	着底型	15.0	6.13	8.64
SO50-07	E50-2	浮き型	7.0		
SO50-05	-		5.0		
SO50-03	E50-3		3.0		

(b) 地盤における強度変化の影響評価計算

計算断面名	相当する 実験	改良形式	改良壁の モデル	载荷速度 (kN/m ² /day)	改良壁の透水係数 (m/day)
SO50-15	-	着底型	φ材	61.3	8.64
				0.61	8.64
			c材	6.13	8.64
				6.13	7.94×10 ⁻²
				6.13	7.94×10 ⁻⁴

※標準値と異なる箇所を色付けしている。

表-6.2 FEM 計算に用いた土質パラメータ

(a) 粘土層

深度 (m)	λ	κ	ν'	γ' (kN/m ³)	e_0
0 ~ -2	0.195	0.039	0.38	6.1	1.7
-2 ~ -15				6.3	

深度 (m)	M	K_0	α	\dot{v}_0 (1/day)	K (m/day)
0 ~ -2	0.91	0.9	0.0025	1.0×10 ⁻⁴	7.94×10 ⁻⁴
-2 ~ -15		0.61			

(b) 粘土層以外の要素

	E' (MN/m ²)	ν'	γ' (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (Degree)
改良壁 (砂杭)	19.6	0.33	9.5	0.0	42.0
マウンド	6.9	0.31	9.3	0.0	33.0
埋立土	2.9	0.31	漸増	0.0	33.0
ケーソン	9800	0.17	4.7		

表(a)に示した粘土層の圧縮指数 λ , 膨潤指数 κ , 透水係数 k は圧密試験結果から求めた。また, 圧密非排水三軸試験によって得られたせん断強度を基に, 以下の式に従って K_0 値, ポアソン比 ν' , 限界状態の応力比 M を求めた。

$$\begin{aligned} K_0 &= 1 - \sin \phi' \\ \nu' &= K_0 / (1 + K_0) \\ M &= 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \end{aligned} \quad (6.22)$$

二次圧密に関する係数 α と ν_0 は推定値である。改良壁の内部摩擦角は実験における砂杭の相対密度から推定した値である。計算では, ケーソンを設置した後に, 埋立部の単位体積重量を徐々に増加させて, 改良地盤に対する埋立载荷を再現した。

6.3 着底型 SCP 改良地盤の限界状態での変形特性

(1) 模型断面を想定した計算の結果

a) 改良地盤の変形挙動

遠心模型実験での模型断面をモデル化した計算メッシュを用いて土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を実施した。ここでは, 着底型改良地盤に対して埋立载荷した場合の計算結果について述べる。計算では, ケーソンを設置した後に, 埋立部の単位体積重量を漸増させて埋め立てをモデル化した。埋立荷重を増加させる速度(以下, 埋立载荷速度)を遠心模型実験と等しくした。図-6.5に, 実験 Case. E50-1 を想定した FEM 計算による変形図を示しており, それぞれ埋立圧力が 55 と 68 kN/m²の時

点における変形図である。なお, 変形挙動が分かりやすいように, マウンドと改良壁(砂杭に相当), ケーソンをモデル化した要素に色付けし, 変位量を2倍にして表示してある。

遠心模型実験および全応力 FEM 解析では, 埋立载荷を行うことによって改良域内の砂杭が曲がり海側へ傾斜する現象が見られた。図(a)に示すように, 土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析においても, 改良壁は途中で海側へ曲がっている。なお, 改良域より埋立側の粘土地盤は沈下して, 海側の粘土層は隆起していることも確認できる。さらに埋立圧力を大きくした図(b)では, 改良壁の曲がる状況をより明確に確認できる。海側の改良壁が屈曲している深度は上層部であるが, 埋立側の改良壁が屈曲している深度は粘土層中央部よりやや下部である。このように, 遠心模型実験結果と類似して, 埋立側の改良壁ほど屈曲する深度は深くなる傾向が見られる。また, 埋立側の改良壁の上端部は埋立側へ引き込まれるように変形していることに加えて, 傾斜している改良壁間の粘土層は単純せん断変形しており, これらについても遠心模型実験での地盤の変形特性と整合性が取れている。これらから, 着底型 SCP 改良地盤における大まかな変形特性について, FEM 解析で精度よく再現可能であった。

b) 鉛直および水平変位分布

埋立载荷時における地盤変形の様子をより詳細に観察するために, 鉛直および水平変位分布を調べた。図-6.6に, 実験 Case. E50-1 をモデル化した FEM 計算による粘土層表面での鉛直変位分布および改良域内の水平変位分布を示している。それぞれ, 埋立圧力が 28, 48, 63 kN/m²の時点における変位分布であり, 図-6.4(a)に示した位置

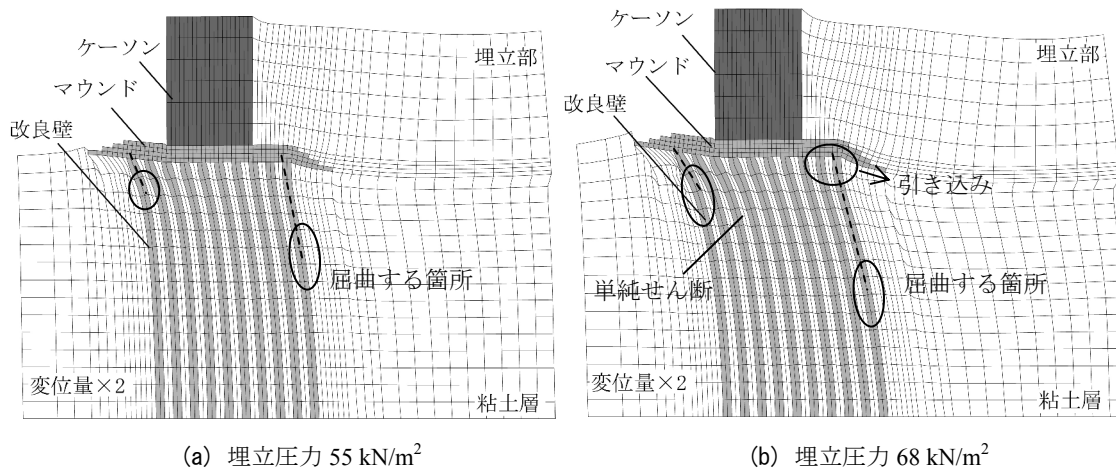
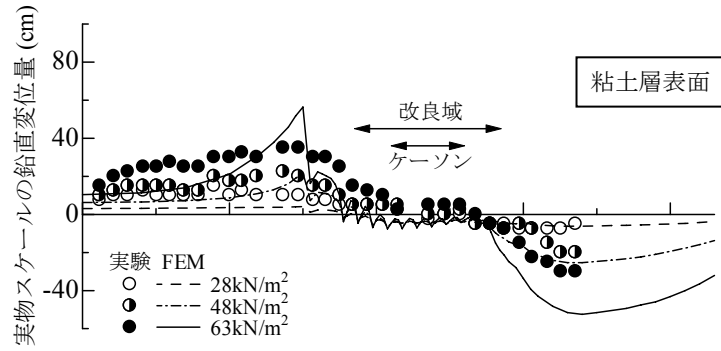
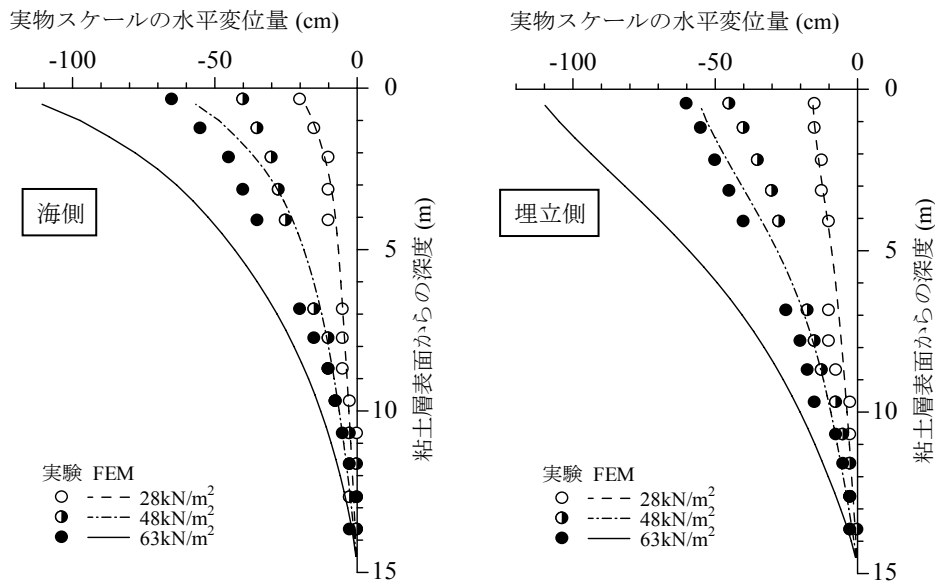


図-6.5 FEM 解析による地盤変形図(実験 Case. E50-1 に相当)



(a) 鉛直変位分布



(b) 水平変位分布 (改良域内)

図-6.6 FEM 解析および遠心実験での鉛直・水平変位分布 (着底型 E50-1 相当)

の節点群での変位である。この節点群の位置は、3 章の遠心模型実験で変位を詳細に調べた箇所と同じであり、図には遠心模型実験で観察された変位データも併せて示している。

図 (a) の FEM 解析による粘土層表面の鉛直変位分布に注目すると、埋立载荷に伴って改良域より海側の地表面は盛り上がり、埋立部下部の地表面は沈下している。一方、改良域内における地表面部分の鉛直変位量は小さいことが分かる。これらの分布傾向は遠心模型実験結果と整合性が取れている。定量的に FEM 解析と遠心模型実験の結果を比較すると、海側地表面での盛り上がりについては FEM 解析は模型実験よりも小さくなっている。また、埋立部側地表面での沈下量については FEM 解析が模型実験よりも多少大きくなっており、定量的には

FEM 解析と模型実験には差があった。

図 (b) に示した改良域内の水平変位分布を見ると、改良域内の海側・埋立側に関係なく埋立圧力を増加させると水平変位が海側に生じて、地表面に近いほど変位量が増している。改良域内海側での水平変位に着目すると、5 m 以浅で地表面に近いほど変位量が大きくなっており、変位分布は比較的大きな曲率を持って変位している。この変位特性は遠心模型実験でも表れており、FEM 解析の計算精度が高いことが窺える。ただし、定量的には FEM 解析が模型実験よりも多少大きくなっている。FEM 解析については、オリジナルの関口・太田モデルで正規圧密粘土地盤の変形解析を行うと、水平変位量が過大に評価されることが指摘されてきた。また、粘土層中央部で水平変位量が中膨れする傾向があった。これに対して、今回

のように修正 Cam-clay 型の降伏曲面を適用することによって、水平変位量の分布形状が実験結果に近くなり、計算精度が高くなることが確認できた。改良域内埋立側での水平変位に着目すると、地表面に近いほど変位量が大きくなるが、5 m 程度の深度で曲がる以外は変位分布に大きな曲率がない。この変位特性は遠心模型実験でも表れており、分布形状を再現する上では FEM 解析の計算精度が高いことが分かった。

c) 埋立圧力と変位量の関係

遠心模型実験と FEM 解析に関係なく、着底型改良地盤に対して埋立圧荷を行うと、改良壁（砂杭）が曲がって改良壁上部が海側へ傾斜するように変形する。ここでも、限界埋立圧力を求める際の変位の代表点として図-6.4(a)に示したマウンド直下の改良域上部の節点を選び、その水平変位量と埋立圧力の関係を調べた。図-6.7に埋立圧力と水平変位量の関係を示している。図には、遠心模型実験および全応力 FEM 解析での結果も併せて示している。さらに、円弧滑り計算および極限平衡解析で得られた限界埋立圧力も示している。円弧滑り計算に関しては、遠心模型実験で推定される内部摩擦角 $\phi = 42$ 度と応力分担比 $n = 3$ で計算した値と、現行設計法で規

定されている内部摩擦角 $\phi = 30$ 度と応力分担比 $n = 2$ で計算した値を示している。

図の FEM 解析による圧力～変位関係に注目すると、埋立初期においては、埋立圧力の増加に対して線形的に水平変位量が増加している。埋立圧力が 45 kN/m^2 程度より大きくなると、圧力～変位勾配は大きくなっている。 57 kN/m^2 付近以降の埋立後期においては、全応力 FEM 解析のように水平変位量が急増することではなく、遠心模型実験のように圧力～変位関係は一定勾配を持つ直線関係に落ち着いている。直線関係となった時点で屈曲モードに落ち着いて限界状態に達すると言える。全応力 FEM 解析では限界点に達した後も強制的に計算を収束させているために圧力～変位関係に多少の勾配が見られるが、実際には計算が発散し変位が無限大になると考えられる。このため、全応力 FEM 解析と土・水連成 FEM 解析の限界点以降の挙動は本来はまったく異なっている。限界状態において圧力～変位関係が一定の勾配を持つことに関して、遠心模型実験と FEM 解析はよく類似しており、FEM 解析の限界状態における変形量の再現精度は高いことが分かる。全応力解析と土・水連成解析の大きな相違点は、粘土層において排水に伴う強度増加を考慮して

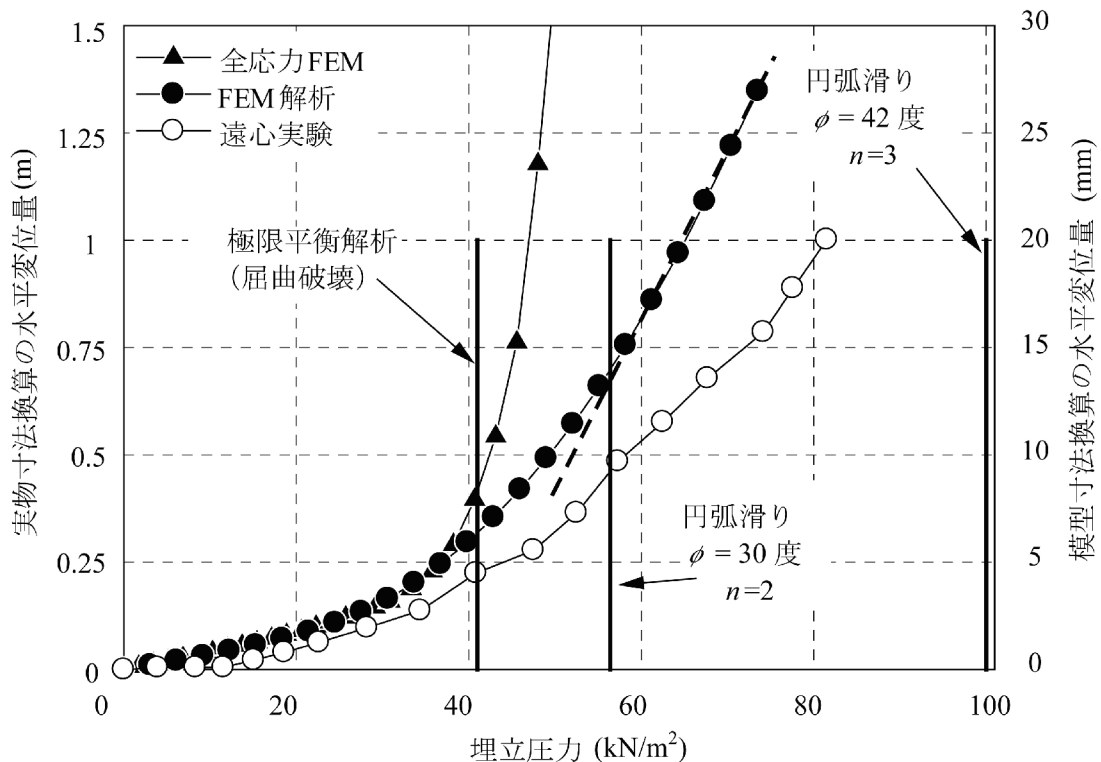


図-6.7 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係（着底型 E50-1 相当）

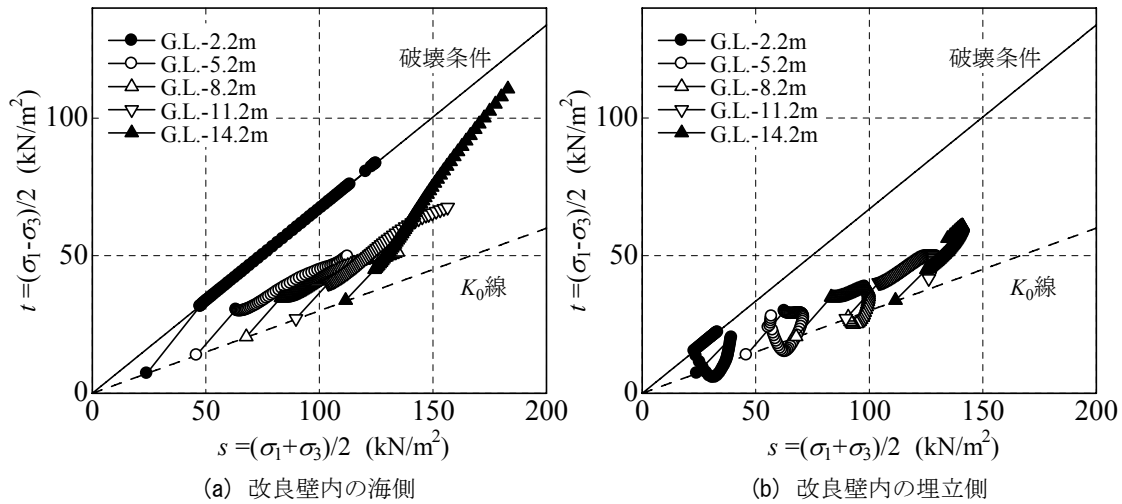


図-6.8 改良域内の改良壁での応力経路図（着底型 E50-1 相当）

いるか否かであり、排水を考慮することによって限界状態の地盤変形特性を再現できることが明らかとなった。

FEM 解析と円弧滑り計算を比較する。遠心模型実験では砂杭の内部摩擦角が 42 度、応力分担比は 3 以上であると推測されたので、それぞれ 42 度と 3 として円弧滑り計算を行った。円弧滑り計算で安全率が 1.0 となる埋立圧力は 100 kN/m²であった。この値は FEM 解析で限界状態に達した埋立圧力 57 kN/m²よりもかなり大きい。一方、現行設計法にならって内部摩擦角を 30 度、応力分担比を 2 とすると、安全率が 1.0 となる埋立圧力は 56 kN/m²となり FEM 解析で限界状態に達する埋立圧力に近くなる。これは、現行設計法では砂杭の強度や応力分担比をかなり小さく見積もっているためと考えられるが、結果的には比較的精度の高い安定性評価が行えたことは興味深い。しかし、円弧滑り計算と全応力 FEM 解析の計算結果の隔たりは大きく、円弧滑り計算における計算概念に基づいて埋立载荷下の SCP 改良地盤の安定性評価を行うことは、本来的には計算精度が低い可能性が高い。

FEM 解析と極限平衡解析の結果を比較すると、極限平衡解析は FEM 解析よりも小さい。これは、遠心模型実験と極限平衡解析の比較と共通する点である。等しい土質パラメータを用いた全応力 FEM 解析と極限平衡解析は近い値となっていることから、FEM 解析では排水によって地盤強度が増し、極限平衡解析よりも地盤の安定性が高かったと考えられる。

d) 改良壁内での応力状態

図-6.5 に示したように、FEM 解析によっても改良壁が屈曲して限界状態に達していた。また、4 章の全応力 FEM 解析において、改良壁内部の海側は圧縮、埋立側は

伸張を受けて破壊条件に達し、改良壁は屈曲することを示した。ここでは、土・水連成の FEM 解析においても同様の破壊形態を示すかを確認しておく。図-6.8 に改良壁内部の海側と埋立側の応力経路図を示す。海側から 3 つ目の改良壁における深度別の応力経路図であり、具体的な位置は図-6.4 に示している。ケーソンを設置する前の初期状態においては全ての深度で応力状態は K₀ 線にあり、ケーソンを設置することによって平均主応力および軸差応力は増加する。埋め立てに伴って、改良壁内部の海側では平均主応力および軸差応力が増加しており、圧縮を受けることが分かる。一方、埋立側では軸差応力が減少した後に再び増加し、伸張を受ける。深度 2.2 m では破壊条件に達しており、やはり改良壁が曲げモーメント荷重を受けて破壊に至ることが分かった。

e) 改良壁間粘土層での応力経路

上述したように、排水を考慮した FEM 解析では、遠心模型実験で見られるように限界状態に達した後も圧力～変位関係においてある一定の勾配があった。一方、粘土層における排水を考慮しない全応力 FEM 解析では限界状態に達した時点で水平変位が急増し、完全な地盤破壊に至っていた。このことから、粘土層での排水を考慮することによって遠心模型実験で観察された限界状態の地盤変形特性を再現できる可能性が高い。壁間粘土層での排水の効果を確認するために、代表的な積分点における埋立载荷中の応力経路を調べた。これを図-6.9 に示す。図には、改良壁間の粘土層での p-q 図を示しており、1 要素内の 4 つの積分点の平均値を示している。具体的な要素の位置は図-6.4(a)を参照されたい。また、図-6.10 に同じ要素のせん断方向の応力～歪み関係を示す。さら

に、壁間粘土層の排水状況を確認するために地盤の体積歪み分布を求めた。これを図-6.11 に示す。図はマウンド下部の代表点での水平変位量が 1.0 m の時点での歪みであり、歪みが大きいほど濃い色で示す。

図-6.9 (a)には、改良域内海側の改良壁間粘土層における 3.5 m と 5.5 m の深度での応力経路を示しているが、ケーソンを設置して放置することによって、平均主応力および最大主応力差が増加している。埋立载荷を開始すると、埋立初期段階においては最大主応力差に対して平均主応力の増加が卓越する。埋め立てが進むと、最大主応力差も増加し始めてせん断力が加わっていることが分かる。埋立初期段階において最大主応力差がそれほど増

加していないのは、ケーソンによる鉛直载荷と埋め立てによる傾斜载荷の方向が異なり、主応力方向が回転するためである。さらに埋め立てが進むと、応力経路が限界状態線に近づきながら平均主応力と最大主応力差が直線的に増加している。図-6.9 (b)には、改良域内埋立側の壁間粘土層における 2つの深度での応力経路を示しているが、主応力差はケーソン設置によって増加するものの、埋立载荷を開始すると減少する。これも、ケーソンによる载荷と埋立载荷の方向が異なるためである。その後、埋め立てが進むと、平均主応力および主応力差はどちらも増加しており、せん断力が加わっていることが分かる。これらの傾向は海側の改良壁間粘土層と共通している。

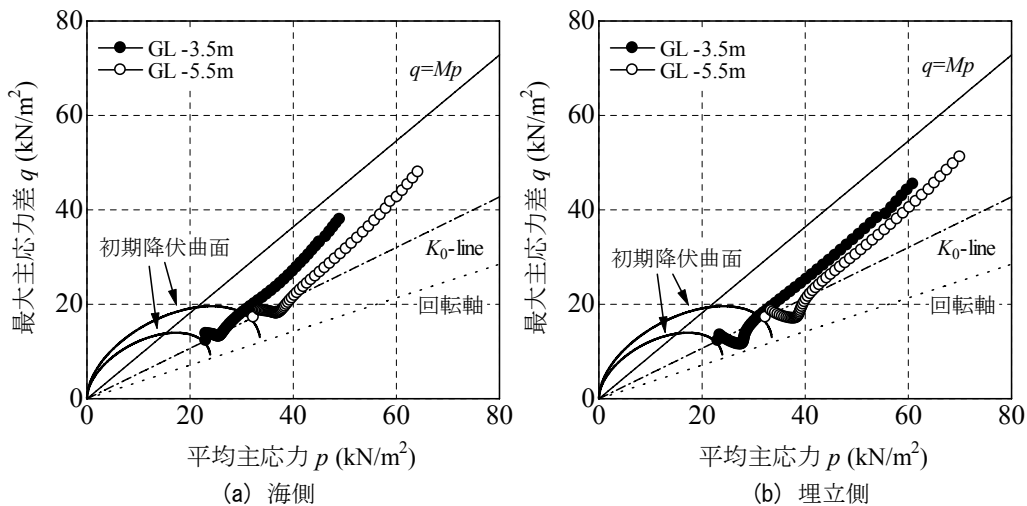


図-6.9 改良域内の壁間粘土層での応力経路図 (着底型 E50-1 相当)

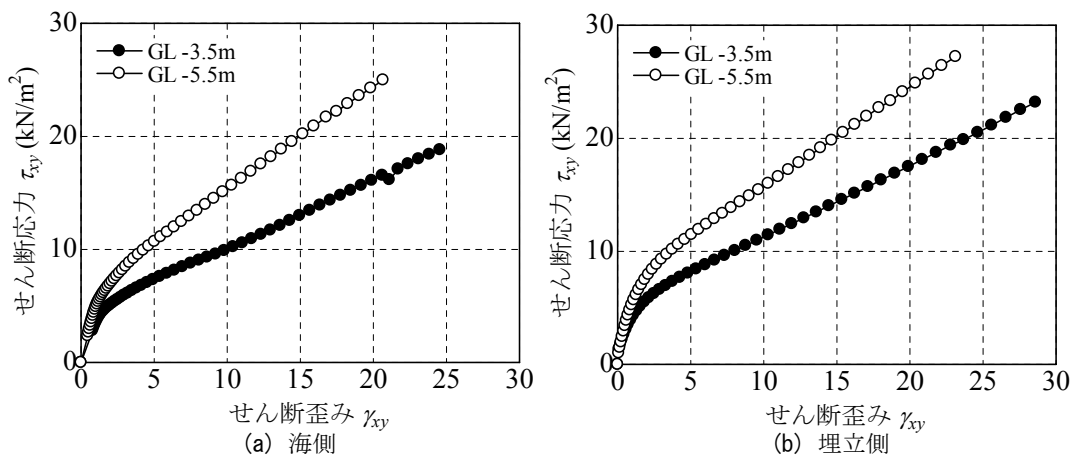


図-6.10 改良域内の壁間粘土層での応力・歪み関係 (着底型 E50-1 相当)

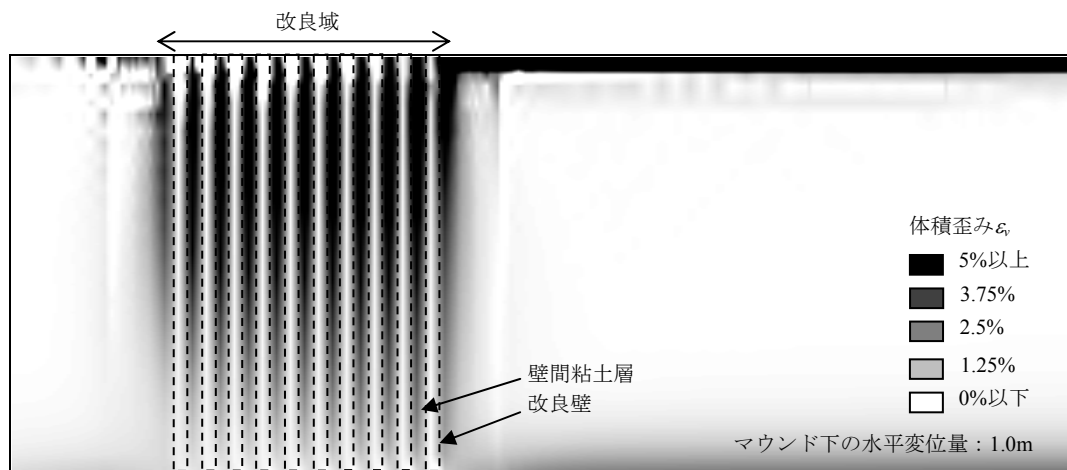


図-6.11 改良域付近の体積歪み分布図（着底型 E50-1 相当）

図-6.10 に示したせん断方向の応力～歪み関係から、せん断応力の増加に対して歪みが卓越するような要素的な破壊状態には至っておらず、せん断強度が増していることが分かる。さらに、図-6.11 に示すように、改良壁間粘土層では比較的大きな体積歪みを生じて圧密していることが確認できる。すなわち、排水によってせん断強度が増していることが確認できた。これが、限界状態に達した改良地盤における埋立圧力～水平変位関係が一定の勾配を持つ要因となっている。なお、次節において、壁間粘土層で排水が進まない場合の応力経路図との比較も行っており、そこで排水による強度増加の効果をより詳細に検討している。

(2) 砂杭の排水速度の影響

a) 砂杭の c 材への置き換え

埋立荷を受ける着底型改良地盤では、改良壁（砂杭）が海側へ曲がって限界状態に達する。この場合、埋立圧力の増加に対して地盤変形量は急激に増加することはない、変位量の増加勾配は比較的小さかった。これは、埋立荷に伴って地盤全体の強度が増しているためと考えられたが、埋立荷時に強度が増す土質材料には粘土層以外にも砂杭がある。砂杭は ϕ 材であり、埋立荷に伴って拘束圧が増加して強度も増す。ここでは、 ϕ 材である砂杭の強度増加の効果について調べた。

FEM 解析では、モール・クーロンの破壊基準に従う弾・完全塑性体として砂杭を改良壁としてモデル化している。改良壁のせん断強度は内部摩擦角 ϕ で与えており、埋め立てが進むとせん断強度が増す。このせん断強度の増分が地盤の破壊過程に与える影響を調べるために、ケーソン設置後におけるせん断強度を粘着力 c として改良

壁に与えたケースについて計算を行った。これは、せん断強度を粘着力で与えることによって、応力増分に対するせん断強度の増分は発生しないためである。

改良壁のせん断強度を ϕ 材と c 材で与えた計算ケースにおける限界状態での地盤変形図を図-6.12 に示す。ここでも、ケーソンを設置した後に、埋立部の単位体積重量を漸増させて埋め立てをモデル化した。なお、変形挙動が分かりやすいように、マウンドと改良壁（砂杭に相当）、ケーソンをモデル化した要素に色付けし、変位量を2倍にして表示してある。図の変形状況を比較すると、両計算ケースにおける変形量および変形特性はほぼ等しいことが分かる。このことから、埋立荷中における改良壁の強度増加が限界状態での挙動に与える影響は小さいと考えられる。

改良壁の強度増加は限界状態における地盤の変形特性にほとんど影響を与えていなかった。ここでは、埋立圧力～水平変位の関係を見る。図-6.13 に改良域上部の代表点での埋立圧力と水平変位量の関係を示している。なお、代表点の具体的な位置は図-6.4(a)を参照されたい。図に示すように、改良壁のせん断強度を内部摩擦角と粘着力で与えた場合の計算結果はほぼ等しい。このことから、埋立荷に伴って生じる改良壁のせん断強度の増分が破壊過程における変形特性に与える影響は小さいことが再確認できた。

b) 砂杭の排水速度の影響

改良壁（砂杭）が海側へ曲がって限界状態に達する場合、埋立圧力の増加に対して地盤変形量は急激に増加することはない、変位量の増加勾配は比較的小さかった。これは、埋立荷に伴って地盤全体の強度が増すため

あり、特に改良壁間粘土層の強度増加が主要因であると考えられた。ここでは、改良壁の排水効果が地盤の破壊過程にどの程度の影響を与えているかを調べた。

前述のように、改良壁のせん断強度を粘着力で与えても地盤の変形特性や圧力～変位関係にほとんど影響を与えない。そこで、改良壁のせん断強度を粘着力で与えて、改良壁の透水係数を変化させた計算を行った。せん断強

度を粘着力で与えることによって、改良壁内の排水の状況に関係なく改良壁に等しいせん断強度を与えられる。例えば、改良壁のせん断強度を内部摩擦角で与えると、透水係数が小さい計算ケースでは改良壁での排水が遅いためせん断強度を小さく見積もり、改良壁の排水効果を純粋に比較できない。

改良壁の透水係数を模型実験の 8.64 m/day (砂杭と等

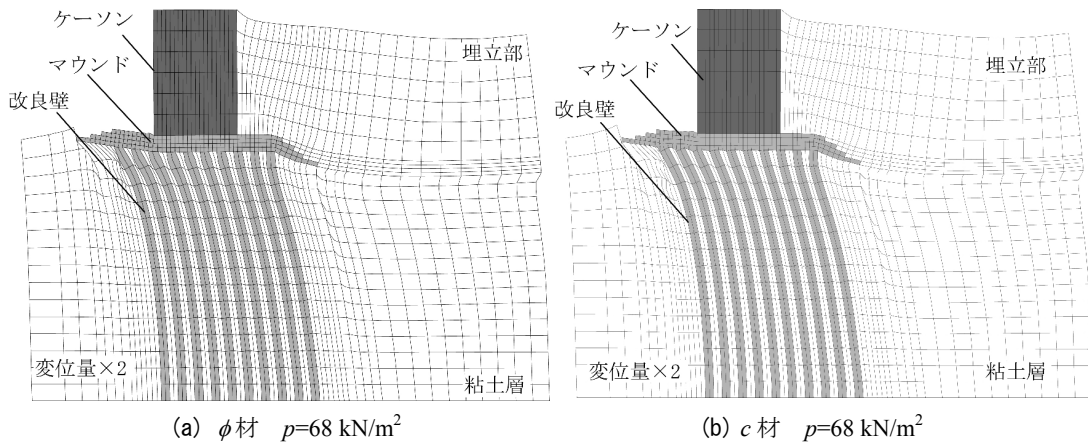


図-6.12 FEM 解析による地盤変形図 (砂杭の強度増加の影響評価)

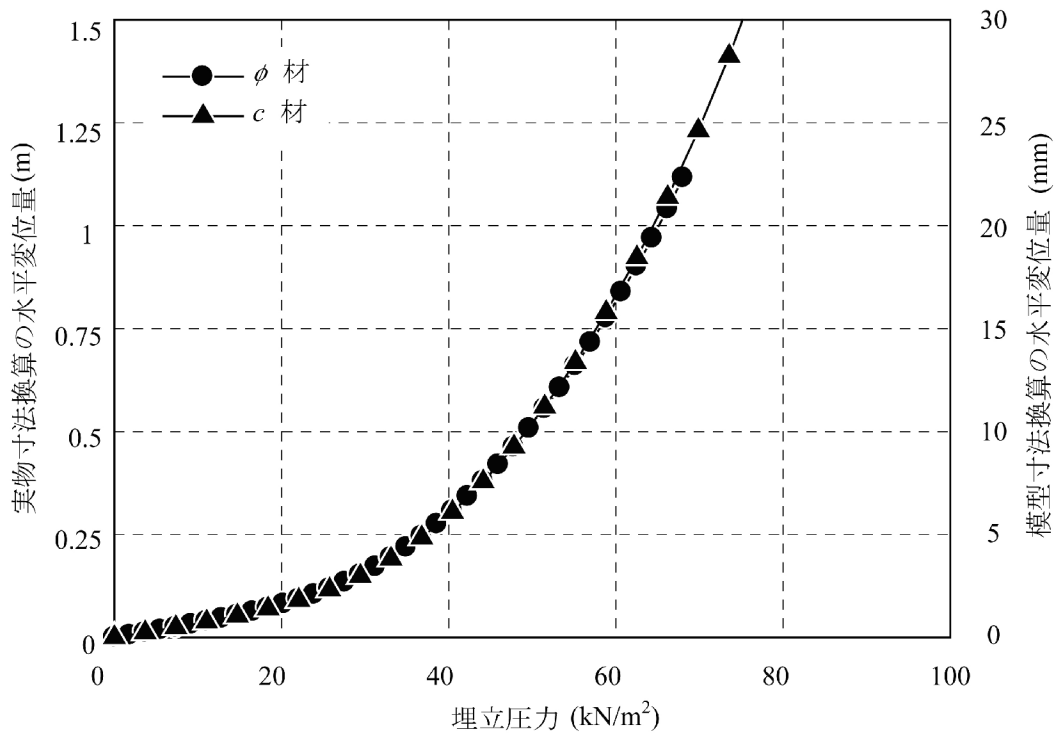


図-6.13 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係 (砂杭の強度増加の影響評価)

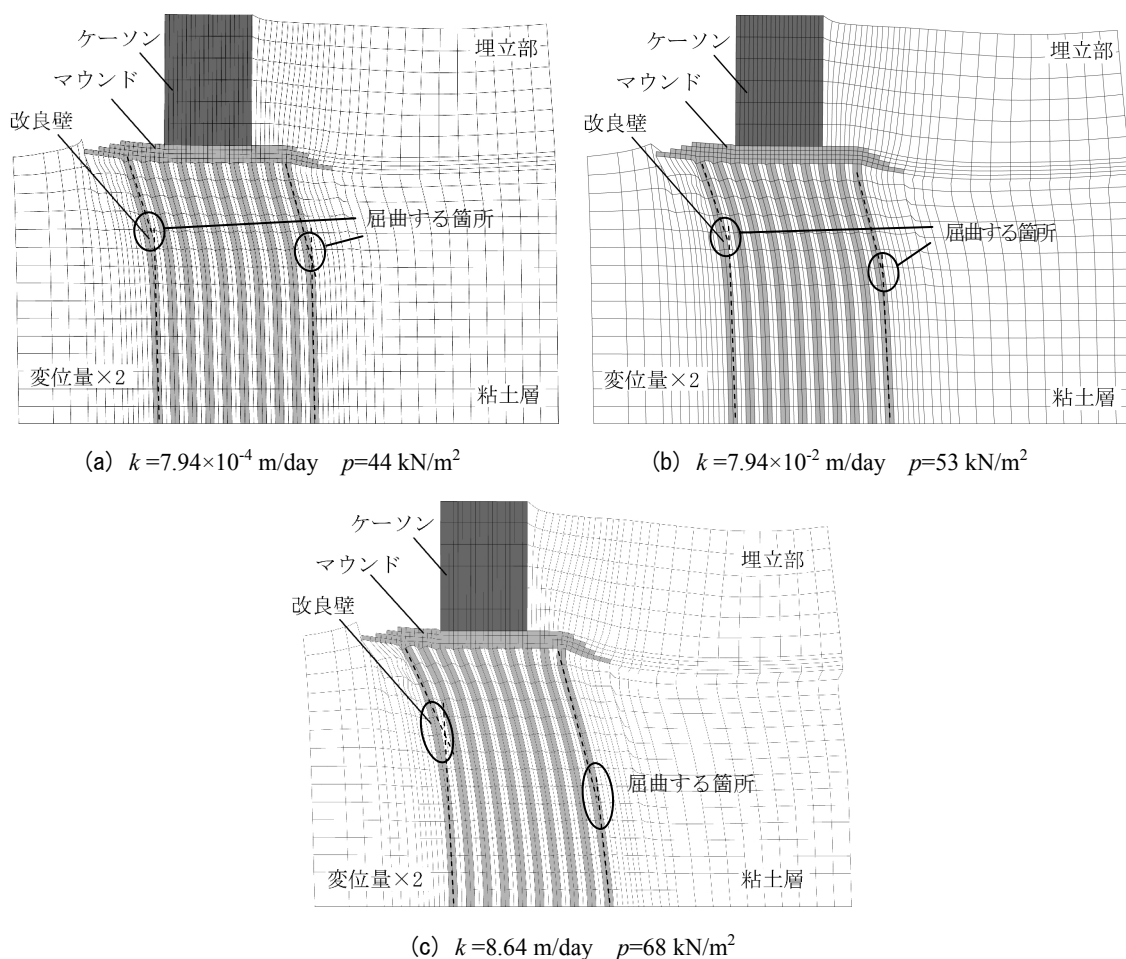


図-6.14 FEM 解析による地盤変形図 (砂杭の透水係数の影響評価)

しい), 7.94×10^{-2} m/day, 7.94×10^{-4} m/day (粘土層と等しい) としての計算ケースでの地盤変形図を図-6.14 に示す. ここでも, ケースンを設置した後に, 埋立部の単位体積重量を漸増させて埋立载荷をモデル化した. なお, 変形挙動が分かりやすいように, マウンドと改良壁 (砂杭に相当), ケースンをモデル化した要素に色付けし, 変位量 2 倍にして表示してある.

図 (a) の変形図に着目すると, 改良壁の透水係数が大きい場合と同様に, 改良壁が海側へ曲がり, 改良壁間の粘土層は単純せん断している. また, 改良壁が屈曲している様子がより明確に確認できる. 最も海側の改良壁が屈曲している深度は上層部であるが, 最も埋立側の改良壁が屈曲している深度は粘土層中央よりやや上部である. 改良壁の透水係数を図 (a) の 100 倍とした図 (b) では, 同様に改良壁が屈曲しているが, 最も埋立側の改良壁が屈曲する深度が多少深くなっている. さらに改良壁の透水係数を大きくした図 (c) では, 最も埋立側の改良壁が屈曲

する深度がさらに深くなっている. また, 図 (a) と (b) に比較して埋立側の改良壁の曲がり方が明確でない. このように, 改良壁の透水係数が大きくなるほど, 埋立側の改良壁の屈曲深度が深くなり, 屈曲も不明瞭になる傾向があった. 粘土層において完全非排水を仮定している全応力 FEM 解析では改良壁がほぼ同じ深度で明確に屈曲しており, 有効応力解析の結果は改良壁の透水係数が小さいほどその傾向に近づくことが分かった. これは, 改良壁の透水係数が粘土層程度に小さい場合, 改良壁間の粘土層での排水が進まず, 粘土層が非排水的な挙動をとるためである.

改良壁の透水係数が埋立圧力～水平変位関係に与える影響を見る. 図-6.15 に改良域上部の代表点での埋立圧力と水平変位量の関係を示している. なお, 代表点の具体的な位置は図-6.4 (a) を参照されたい.

図中に「●」で示したプロットが改良壁の透水係数を大きくした場合の計算結果である. 埋立圧力が増加する

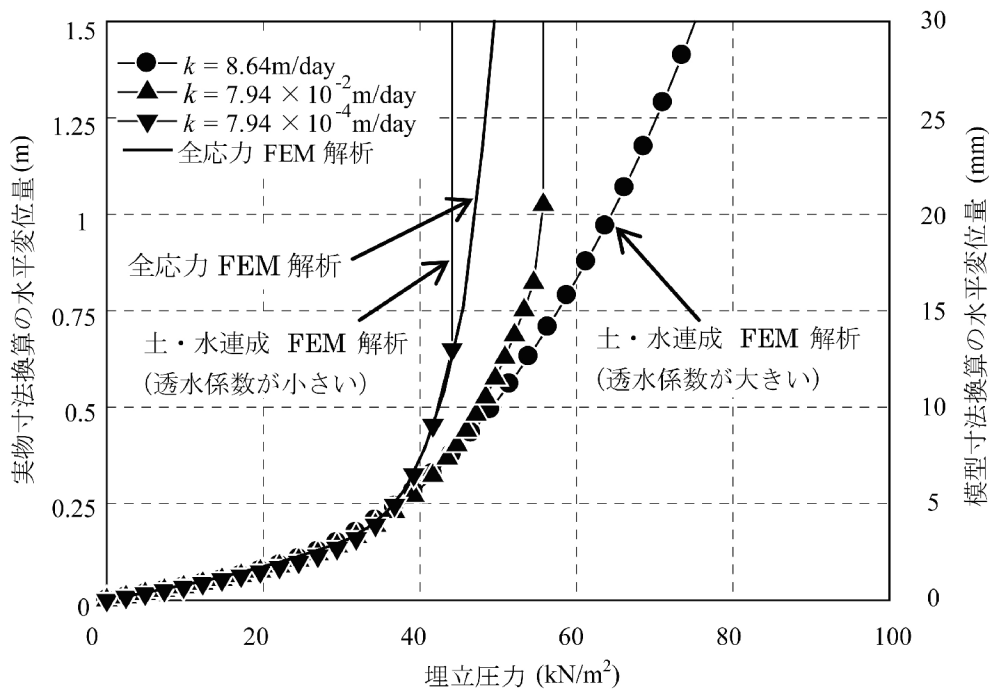


図-6.15 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係
(砂杭の透水係数の影響評価)

につれて圧力～変位関係は非線形的となるが、限界状態に達した後も水平変位が急増することなく圧力～変位関係に一定の勾配がある。これに対して、改良壁の透水係数を小さくした場合、埋立圧力がある程度まで増加すると水平変位が急増していた。特に粘土層と改良壁の透水係数を等しくした計算ケース（図中の「▼」）は全応力解析とほぼ等しい埋立圧力で水平変位が急増して破壊に至った。これは、改良壁の透水係数を粘土層と等しくしたために改良壁間の排水が進まず、粘土層の挙動が非排水的なものに近づいたためである。これらのことから、着底型 SCP 改良地盤では砂杭の排水効果によって杭間粘土層のせん断強度が大きくなることで地盤全体の強度が増すだけでなく、限界状態における圧力～変位関係において一定の勾配があるために変位が急増しないことが分かった。

さらに改良壁間の粘土層での $p-q$ 図を比較する。これを図-6.16 に示す。ここでも 1 要素内の 4 つの積分点の平均値を示している。具体的な要素の位置は図-6.4(a) を参照されたい。図には、ケーソン設置前の初期降伏曲面を併せて示している。また、図-6.17 に同じ要素のせん断方向の応力～歪み関係を示す。さらに、壁間粘土層の排水状況を確認するために地盤の体積歪み分布を求め

た。これを図-6.18 に示している。図はマウンド下部の代表点での水平変位量が 0.45 m の時点での歪みであり、歪みが大きいほど濃い色で示す。

図-6.16(a)には、改良域内海側の改良壁間粘土層における 3.5 m の深度での応力経路を比較している。埋立载荷を開始すると、改良壁の透水係数が大きい場合（図中の「○」）、埋立初期段階においては最大主応力差に対して平均主応力の増加が卓越した後に、最大主応力差も増加し始めてせん断力が加わる。载荷が進むとともに平均主応力および最大主応力差が直線的に増している。図-6.16(b)に示した改良域内埋立側の壁間粘土層においても、改良壁の透水係数が大きい場合には、ほぼ同様の応力状態の変化傾向となっている。図-6.17(a)と(b)に示した透水係数が大きい場合の応力～歪み関係に注目すると、せん断応力の増加に対して歪みが卓越するような要素的な破壊状態には至っておらず、せん断強度が増していることが分かる。さらに、図-6.18(a)に示すように、改良壁間粘土層では比較的大きな体積歪みを生じて圧密して排水していることが確認できる。これらのことから、改良壁の透水係数が大きい場合には壁間粘土層において排水が進んでせん断強度が大きくなることが分かる。

一方、図-6.16(a)の改良壁での透水係数が粘土層程度

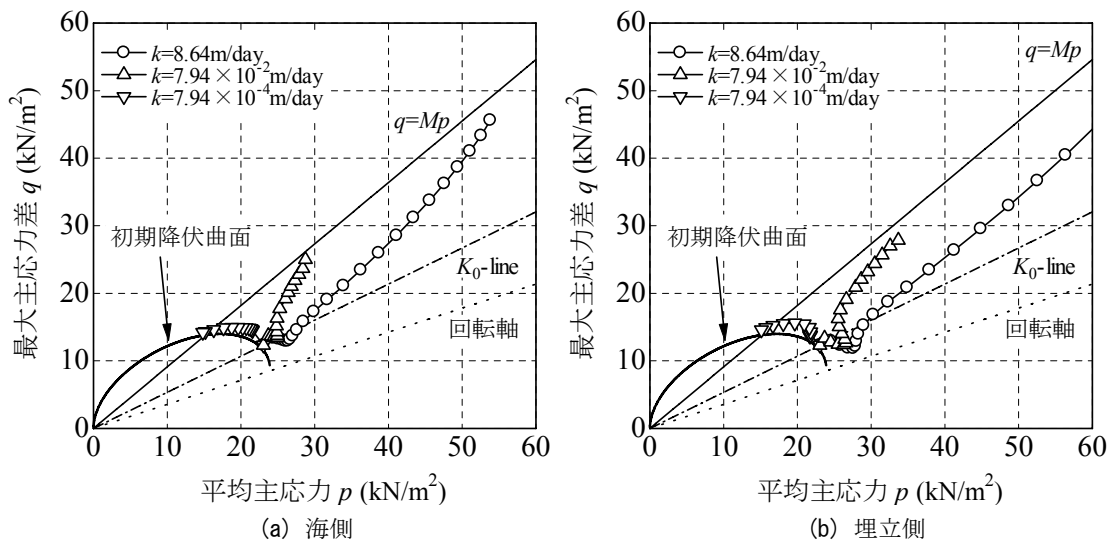


図-6.16 改良域内の壁間粘土層での応力経路図（砂杭の透水係数の影響評価）

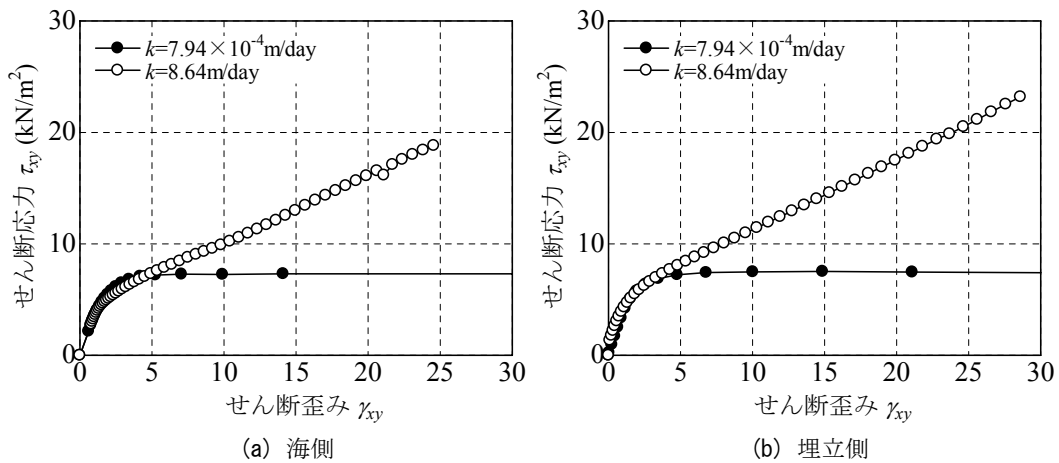


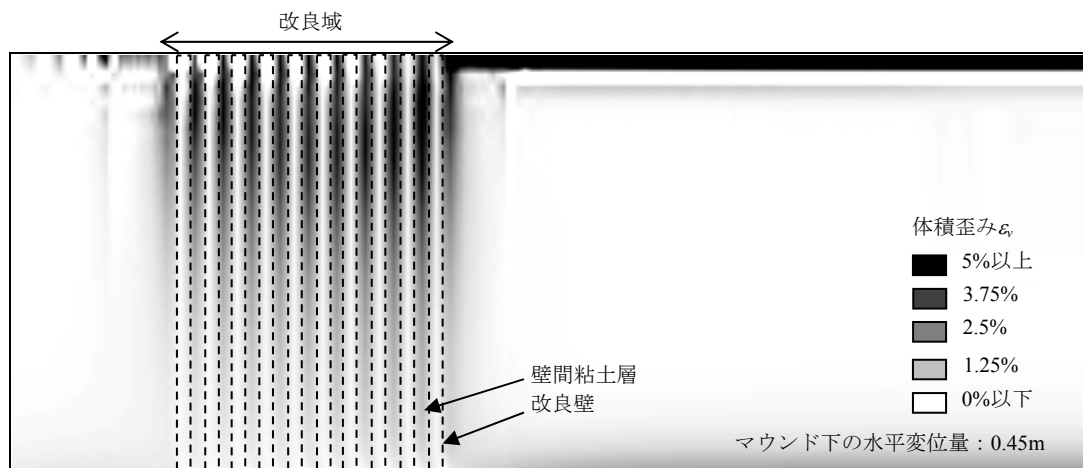
図-6.17 改良域内の壁間粘土層での応力・歪み関係（砂杭の透水係数の影響評価）

に小さい場合（図中の「▽」），埋め立てが進むと初期の降伏曲面上を経路として応力が変化し，最終的には限界状態線に達している．図-6.16(b)に示した改良域内埋立側の壁間粘土層においても，ほぼ同様の応力状態の変化傾向となっている．図-6.17(a)と(b)に示した透水係数が小さい場合の応力～歪み関係に注目すると，せん断応力がある程度増加すると歪みが急増し，要素的に破壊状態に至っており，埋立中にせん断強度が増していないことが分かる．さらに，図-6.18(b)に示すように，改良壁間粘土層でほとんど体積歪みを生じておらず，排水が進んでいないことが分かる．これらのことから，改良壁の透水係数が小さい場合には排水が進まずに，せん断強度が

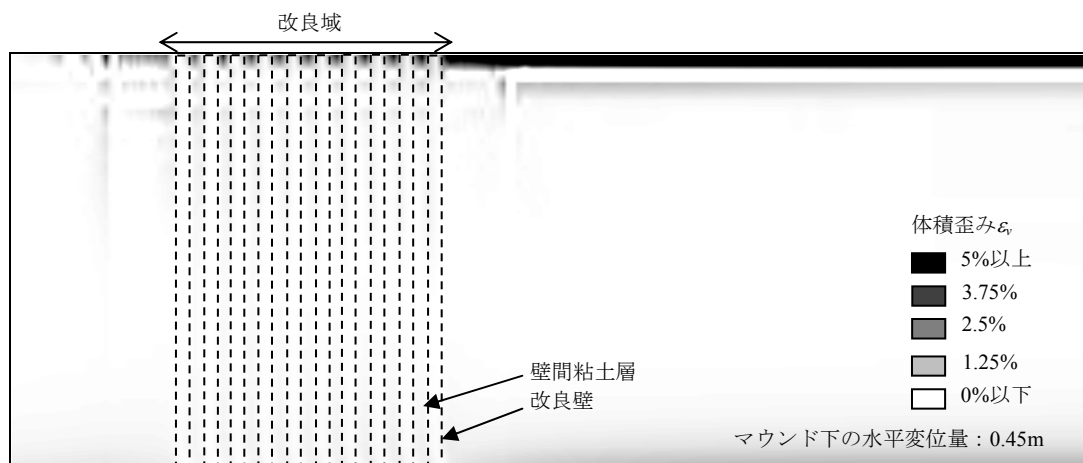
大きくならないことが分かる．まとめると，着底型 SCP 改良地盤では，砂杭（改良壁）の透水係数が大きいことによって杭間粘土層（壁間粘土層）での排水が進んでせん断強度が増し，限界状態での変形特性に大きな影響を与えていることが確認できた．

(3) 埋立荷速度の影響

埋立荷を受ける着底型改良地盤や改良範囲が比較的深い浮き型改良地盤では，改良壁（砂杭）が海側へ曲がって限界状態に達することを遠心模型実験や FEM 解析を用いて述べてきた．また，改良壁が屈曲する場合，改良壁間粘土層において発生した過剰間隙水圧が排水され，地盤強度が増すことを示した．さらに，埋立荷中には



(a) 透水係数が大きい場合 $k=8.64$ m/day



(b) 透水係数が小さい場合 $k=7.94 \times 10^{-4}$ m/day

図-6.18 改良域付近の体積歪み分布図 (砂杭の透水係数の影響評価)

改良域以外での粘土層における排水も進むと考えられる。ここでは、埋立载荷速度が地盤の安定性や破壊過程に与える影響について調べた。

着底型改良地盤に対して異なる埋立载荷速度で载荷した計算による地盤変形図を図-6.19 に示している。ここでも、ケーソンを設置した後に、埋立部の単位体積重量を漸増させて埋め立てをモデル化した。遠心模型実験と同じ埋立载荷速度での計算ケースと、载荷速度を10倍、1/10倍にした計算ケースでの変形図を示している。なお、変形挙動が分かりやすいように、マウンドと改良壁(砂杭に相当)、ケーソンをモデル化した要素に色付けし、変位量を2倍にして表示してある。

図(a)の変形図に着目すると、遠心模型実験と等しい载荷速度の場合と同様に、改良壁が海側へ曲がり、改良壁間の粘土層は単純せん断している。また、改良壁が屈曲

している様子が明確に確認できる。海側の改良壁が屈曲している深度は上層部であるが、埋立側の改良壁が屈曲している深度は粘土層中央よりやや上部である。埋立载荷速度を模型実験と等しくした図(b)では、同様に改良壁が屈曲しているが、埋立側の改良壁が屈曲している深度は粘土層中央部である。また、図(a)に比較して埋立側の改良壁の曲がり不明瞭である。さらに埋立载荷速度を遅くした図(c)では、改良壁が海側へ曲がる様子を確認できるが、曲率が小さく屈曲する箇所が明確でない。このように、埋立载荷速度が遅くなるほど、埋立側の改良壁で屈曲が不明瞭になる傾向があった。粘土層において非排水を仮定している全応力 FEM 解析では、改良壁はほぼ同じ深度で明確に屈曲しており、埋立载荷速度が速いほど土・水連成解析の計算結果は全応力解析の結果に近づくことが分かった。

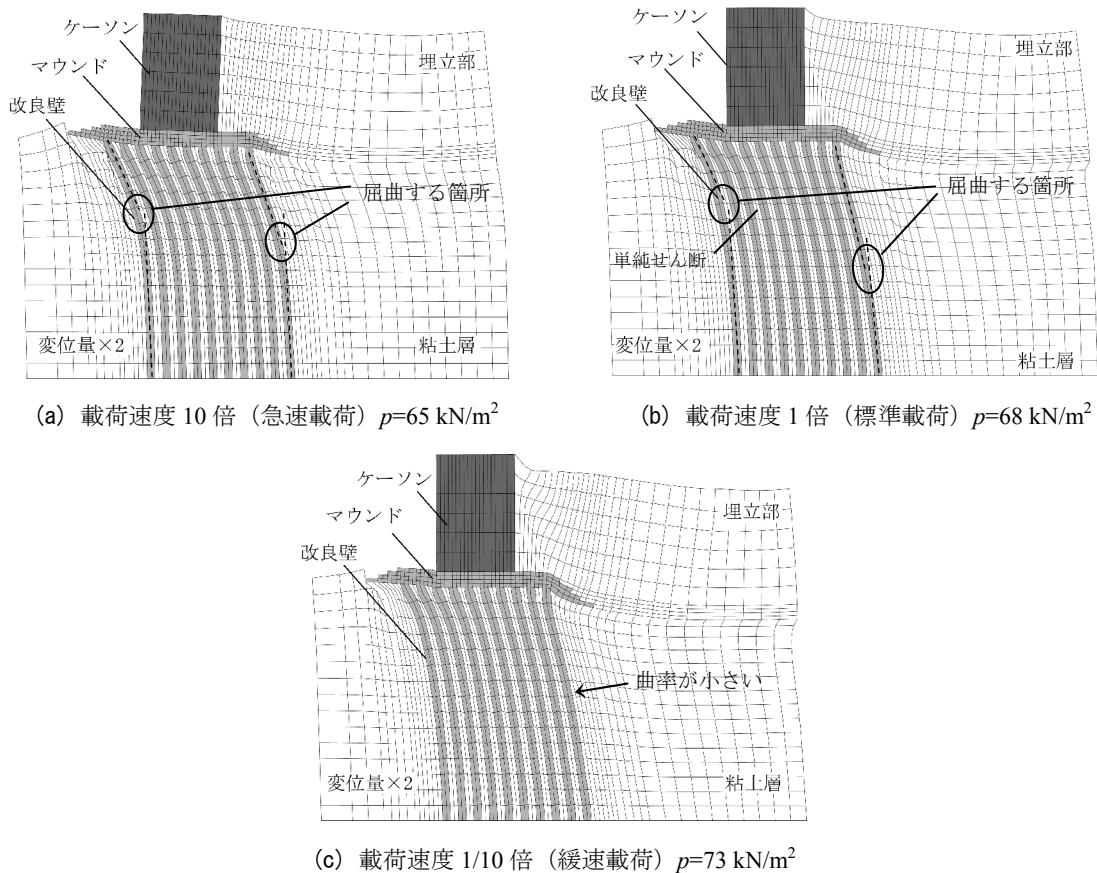


図-6.19 FEM 解析による地盤変形図 (埋立荷速度の影響評価)

埋立荷速度が速いほど非排水的な挙動となる。ここでは、荷速度が埋立圧力～水平変位関係に与える影響を調べた。図-6.20 に改良域上部の代表点での埋立圧力と水平変位量の関係を示している。なお、代表点の具体的な位置は図-6.4(a)を参照されたい。

図に示すように、埋立初期段階においては荷速度が圧力～変位関係に与える影響は小さい。埋立圧力を増加させて圧力～変位関係が非線形的になり、地盤が限界状態に達した後では、埋立荷速度が遅いほど圧力～変位関係の直線勾配が小さいことが分かる。これは、改良壁間や改良域外の粘土層での排水が進み、せん断強度が増すためである。一方、全応力 FEM 解析ではより小さな埋立圧力で変位が急増しており、実際には埋め立てを急速に行ったとしても SCP 改良地盤ではかなりの排水が進み、安定性が高いことが予測される。

6.4 浮き型 SCP 改良地盤の限界状態での変形特性

(1) 模型断面を想定した計算の結果

a) 改良地盤の変形挙動

改良壁 (砂杭) を支持層に着底させない浮き型形式の

改良工法についても、土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を実施した。遠心模型実験で実施した浮き型 SCP 改良地盤の断面をモデル化したものに加えて、模型実験では扱わなかった改良深さの断面についても計算を行った。ここでも、ケーソンを設置した後に、埋立部の単位体積重量を漸増させて埋め立てをモデル化し、埋立荷速度を遠心模型実験とほぼ等しくした。図-6.21 と図-6.22 に、実験 Case. E50-2, -3 を想定した FEM 計算による変形図を示しており、埋立圧力は図に示している。なお、変形挙動が分かりやすいように、マウンドと改良壁 (砂杭に相当)、ケーソンをモデル化した要素に色付けし、変位量を 2 倍にして表示してある。

粘土層厚の 1/2 で砂杭を留めた浮き型改良地盤に対する遠心模型実験では、埋め立てを行うことによって改良域内の砂杭が曲がったり傾斜したりして、その後に改良域下部の粘土層内で滑り面が生じる現象が見られた。この改良深さのケースにおける全応力 FEM 解析では、改良壁の曲がりや転倒を再現することができたが、滑り面を再現できなかった。図-6.21(a)と(b)に示すように、FEM 解析では埋立荷によって改良壁の曲がりや転倒

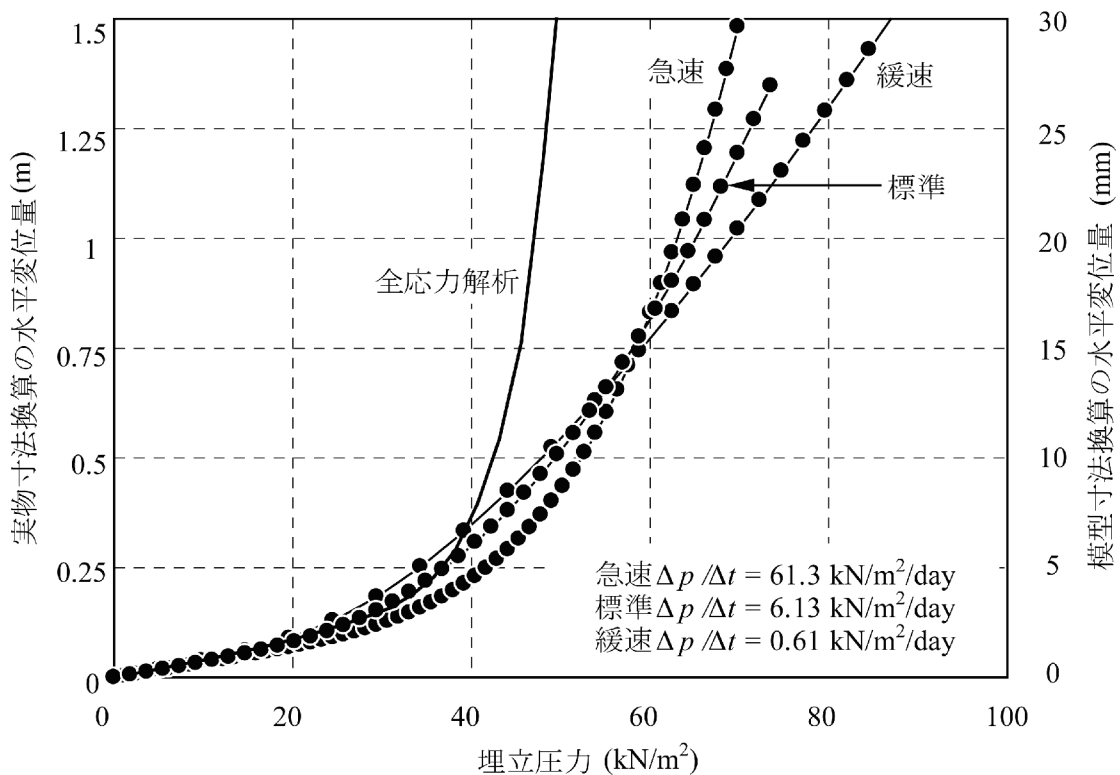


図-6.20 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係
(埋立載荷速度の影響評価)

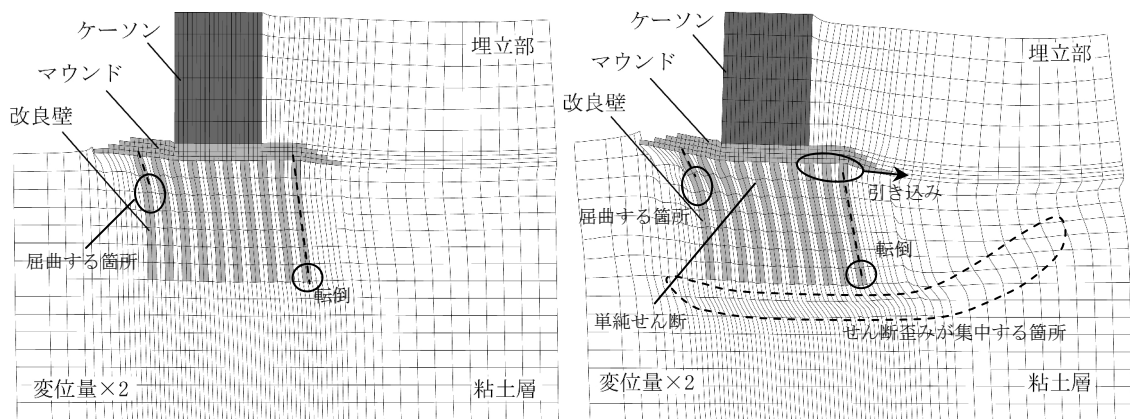
が生じた後に、改良域下部においてせん断歪みが集中する箇所が発生している。今回用いた FEM 解析では歪みの局所化を計算モデルに取り込んでいないために明瞭な滑りに発達しないが、実際の地盤では図のせん断歪みが集中する箇所で滑り面が発生すると考えられる。これから、土・水連成の FEM 解析を実施することによって、遠心模型実験での破壊に至る変形特性を精度よく再現できることが分かった。なお、改良域下部の滑りモードは改良壁の屈曲モードよりも大きな埋立圧力で発生するが、FEM 解析が滑りモードを再現できたのは、滑りが発生する埋立圧力においても地盤変形量が有限値にとどまっているためである。これに対して全応力 FEM 解析では、排水に伴う強度増加を考慮できないために滑り面が発生する前に屈曲や転倒モードが卓越してしまい、滑りモードを再現できなかったと考えられる。

粘土層厚の 1/4 で砂杭を留めた浮き型改良地盤での遠心模型実験では、埋め立てを行うことによって比較的小さな埋立圧力で改良域下部の粘土層内で滑り面が生じて破壊に至った。全応力 FEM 解析では、改良壁が傾斜し

た後に改良域下部においてせん断歪みが集中した。このように、全応力解析では改良壁が傾斜するモードが支配的となっていた。図-6.22 (a) と (b) の土・水連成の FEM 解析による変形図を見ると、埋め立てによって多少は改良壁が海側へ傾斜するが、その度合いは比較的小さく、小さな埋立圧力でも改良域下部においてせん断歪みが集中する箇所が発生している。実際にはこの箇所に滑り面が生じると考えられる。このように、改良域が極端に浅い場合においても、土・水連成の FEM 解析を実施することによって、遠心模型実験での破壊に至る変形特性を精度よく再現できた。なお、全応力 FEM 解析で改良壁が傾斜するモードが卓越したのは、壁間粘土層における排水に伴う強度増加を考慮できないことによって、滑りモードよりも小さな埋立圧力で転倒モードが卓越したためと考えられる。

b) 鉛直および水平変位分布

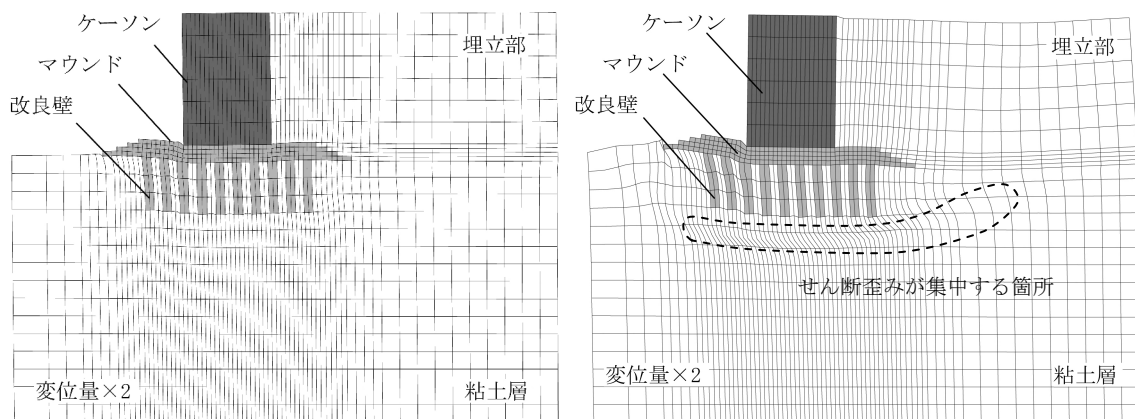
浮き型改良地盤に対しても、埋立載荷時における地盤変形の状況をより詳細に確認するために、鉛直および水平変位分布を調べた。図-6.23 と図-6.24 に、実験 Case.



(a) 埋立圧力 45 kN/m²

(b) 埋立圧力 61 kN/m²

図-6.21 FEM 解析による地盤変形図 (実験 Case. E50-2 に相当)



(a) 埋立圧力 27 kN/m²

(b) 埋立圧力 41 kN/m²

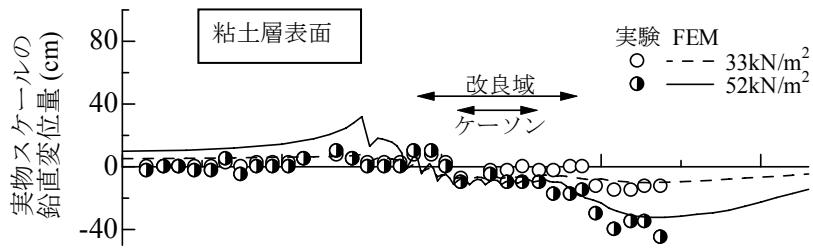
図-6.22 FEM 解析による地盤変形図 (実験 Case. E50-3 に相当)

E50-2 および E50-3 をモデル化した FEM 計算による粘土層表面での鉛直変位分布および改良域内・改良域下部の水平変位分布を示している。それぞれ、図-6.4 (b) に示した位置の節点群での変位である。この節点群の位置は、3 章の遠心模型実験で変位を詳細に調べた箇所と同じであり、図には遠心模型実験で観察された変位データを併せて示している。

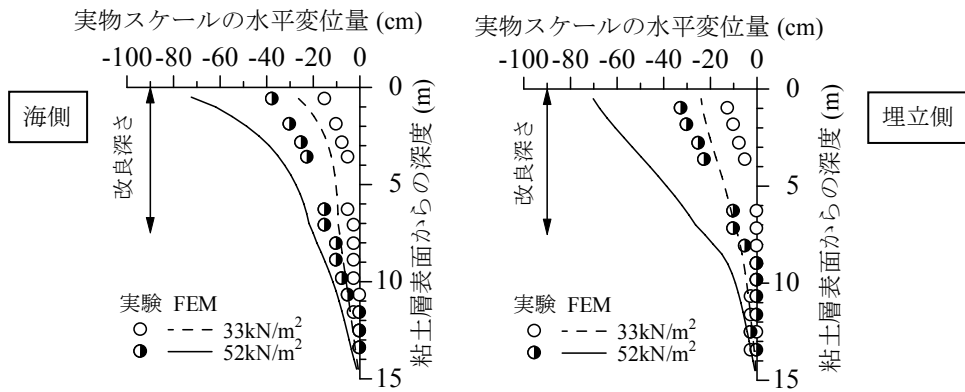
図-6.23 (a) に示した 1/2 の深度まで改良した場合の粘土層表面の鉛直変位分布を見ると、着底型と同様に埋立载荷に伴って改良域より海側の地表面は盛り上がり、埋立部側地表面は沈下している。改良域内の地表面部分における鉛直変位量は小さいことが分かる。これらの分布傾向は遠心模型実験結果と整合性が取れており、さらに隆起や沈下の絶対量に関しても比較的近い値となっている。これらから、浮き型の鉛直変位分布に関して、FEM

解析の精度が高いことを確認できた。図-6.23 (b) に示した改良域内および改良域下部での水平変位分布を見ると、海側と埋立側に関係なく埋立圧力を増加させると海側へ変位が生じ、地表面に近いほど水平変位量が大きくなっている。着底型と異なる点は、埋立圧力が大きくなると 7~8 m の深度で水平変位が不連続となることである。これはせん断歪みが集中しているためであり、遠心模型実験では滑り面に発達する。海側・埋立側にかかわらず分布形状はよく再現できている。ただし、水平変位量の絶対量については FEM 解析が遠心模型実験よりも大きくなる結果となった。これから、水平変位については、定性的には FEM 解析の精度が高いことが分かった。

図-6.24 (a) に示した 1/4 の深度まで改良した場合の粘土層表面の鉛直変位分布を見ると、他のケースと同様に改良域より海側の地表面は盛り上がり、埋立部側地表面

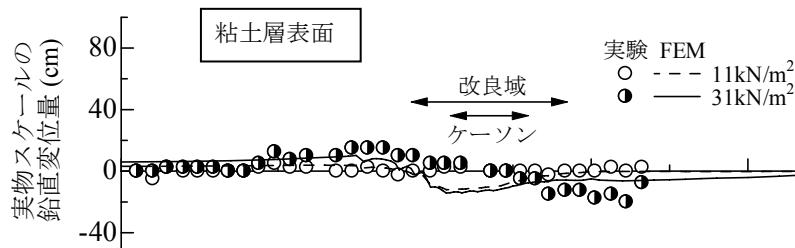


(a) 鉛直変位分布

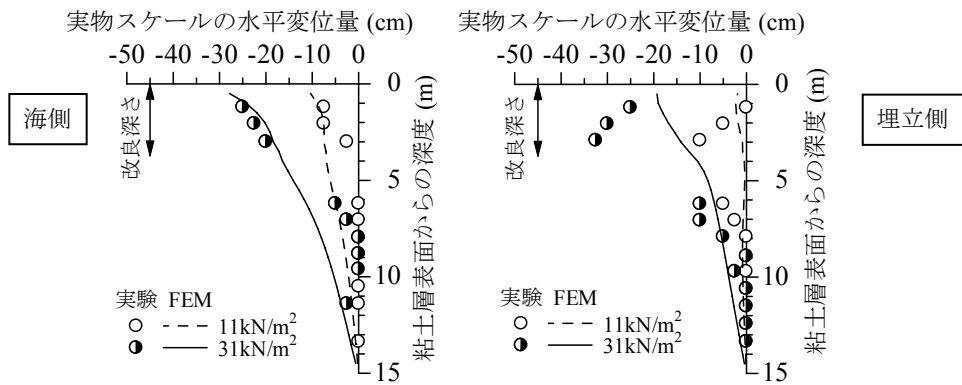


(b) 水平変位分布 (改良域内・改良域下部)

図-6.23 FEM 解析および遠心実験での鉛直・水平変位分布 (浮き型 E50-2 相当)



(a) 鉛直変位分布



(b) 水平変位分布 (改良域内・改良域下部)

図-6.24 FEM 解析および遠心実験での鉛直・水平変位分布 (浮き型 E50-3 相当)

は沈下している. その変位量は小さいものの, FEM 解析

と遠心模型実験の整合性は取れている。図-6.24(b)に示した改良域内および改良域下部での水平変位分布については、定量的には FEM 解析と遠心模型実験の結果に差がある。ただし、3~4 m の深度で水平変位が不連続となる点や全体的な水平変位分布形状については、両者の整合性がほぼ取れており、FEM 解析の精度は概ね高いことが確認できた。

c) 埋立圧力と変位量の関係

遠心模型実験と FEM 解析に関係なく、浮き型改良地盤に対して埋立圧力を行うと、改良壁が海側へ曲がるか倒れこんだ後に、改良域下部の粘土層において滑り面が生じた。このため、限界埋立圧力を求める際の変位代表点として図-6.4(b)に示した改良域上部の節点を選び、その水平変位量と埋立圧力の関係を調べた。図-6.25 と図-6.26 に実験 Case. E50-2 および E50-3 をモデル化した FEM 解析における埋立圧力と水平変位量の関係を示している。図には、遠心模型実験および全応力 FEM 解析での結果も併せて示し、さらに円弧滑り計算および極限平衡解析で得られた限界埋立圧力も示している。

図-6.25 に示した 1/2 の深度まで改良した地盤での FEM 解析に注目すると、埋立圧力が 45 kN/m² 程度よりも大きい場合に、圧力～変位勾配は大きくなる。ただし、埋立圧力を大きくすると水平変位量が急増した全応力 FEM に比べ、60 kN/m² 付近までは変位量の急増が見られない。これは、改良域は屈曲するものの、排水に伴って地盤強度が増して水平変位が急増しないためと考えられる。埋立圧力が 60 kN/m² を超えると水平変位量は急激に増す。この時点で、改良域下部においてせん断歪みが集中して地盤が破壊している。

40~50 kN/m² の埋立圧力においては圧力～変位勾配が大きくなるものの変位量は比較的小さい値で留まり、かなり大きな埋立圧力に至ると水平変位が急増する破壊特性は、遠心模型実験と FEM 解析の類似している点であり、土・水連成の FEM 解析の限界状態での変形特性の再現性は高いことが分かる。前述のように、全応力解析と土・水連成解析の違いは粘土層における排水を考慮するか否かであり、排水を考慮することによって限界状態の地盤変形特性の再現性が高まることが分かった。

FEM 解析と円弧滑り計算を比較すると、FEM 解析で水平変位量が発散的に急増する埋立圧力 60 kN/m² は円弧滑り計算で安全率が 1.0 となる埋立圧力 59 kN/m² とほぼ等しい。これは、FEM 解析において変位が急増する理由は改良域下部の滑り面が発生することにあり、FEM 解析と円弧滑り計算のモードに対する整合性が取れているためと考えられる。FEM 解析と極限平衡解析を比較する

と、極限平衡解析の 40 kN/m² は FEM 解析で圧力～変位勾配が大きくなる埋立圧力 45 kN/m² と近い。これは、遠心模型実験と極限平衡解析の比較と共通することである。等しい土質パラメータを用いた全応力 FEM 解析では屈曲モードによって地盤が破壊に至っていることから推測すると、FEM 解析では排水に伴って地盤強度が増加し、極限平衡解析よりも地盤の安定性が高かったと考えられる。

図-6.26 に示した 1/4 の深度まで改良した地盤での FEM 解析を見ると、埋立圧力が 40 kN/m² 程度になると水平変位が急増している。これは、改良域下部においてせん断歪みが集中するためであり、実際には滑り面が発生すると考えられる。遠心模型実験においても埋立圧力が 45~55 kN/m² となると滑りモードに対して水平変位が急増しており、模型実験と FEM 解析の整合性が取れている。

FEM 解析と円弧滑り計算を比較すると、FEM 解析で変位が急増する埋立圧力 40 kN/m² と円弧滑り計算で安全率が 1.0 となる限界埋立圧力 37 kN/m² とは近い。これについても、FEM 解析において変位が急増する理由は改良域下部の滑り面が発生することにより、FEM 解析と円弧滑り計算でのモードの整合性が取れているためと考えられる。FEM 解析と極限平衡解析を比較すると、極限平衡解析の 28 kN/m² は FEM 解析で水平変位が急増する埋立圧力 40 kN/m² (滑り時) よりも小さい。これは、FEM 解析では排水に伴って改良壁間の粘土層が強度増加しており、転倒モードが生じるのが遅れて比較的大きな埋立圧力で滑りモードが支配的になったためと考えられる。

d) 改良壁内での応力状態

図-6.21 に示したように、浮き型であっても改良範囲が比較的深い場合には改良壁が屈曲した。また、4 章の全応力 FEM 解析においては、改良壁が屈曲して地盤が限界状態に達していた。ここでは、土・水連成 FEM 解析においても同様の破壊形態を示すかを確認しておく。

図-6.27 に改良壁内部の海側と埋立側の応力経路図を示す。海側から 3 つ目の改良壁における深度別の応力経路図であり、具体的な位置は図-6.4 に示している。ケーソンを設置することによって平均主応力および軸差応力は増加している。また、埋め立てに伴って、改良壁内部の海側では平均主応力および軸差応力が増加しており、圧縮を受けることが分かる。一方、埋立側では軸差応力が減少した後に再び増加し、伸張を受ける。深度 2.2 m では破壊条件に達している。これらの傾向は、図-6.8 で述べた着底型の改良壁での応力経路特性と類似しており、改良壁が屈曲する現象が浮き型でも生じることを確認で

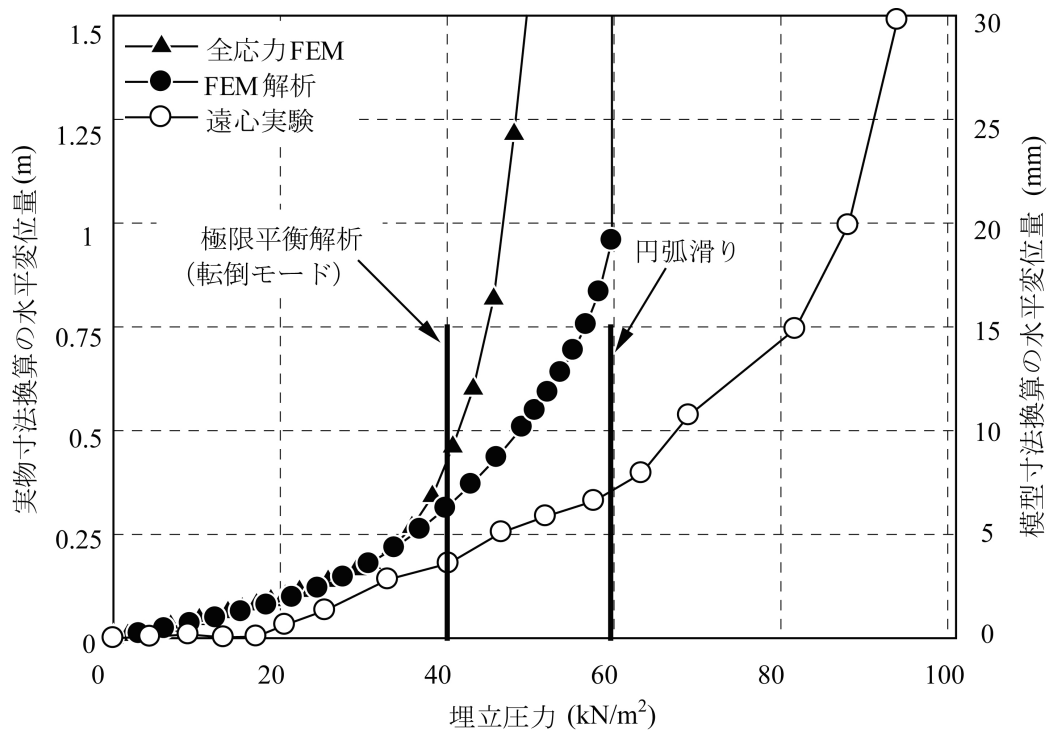


図-6.25 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係
(浮き型 E50-2 相当)

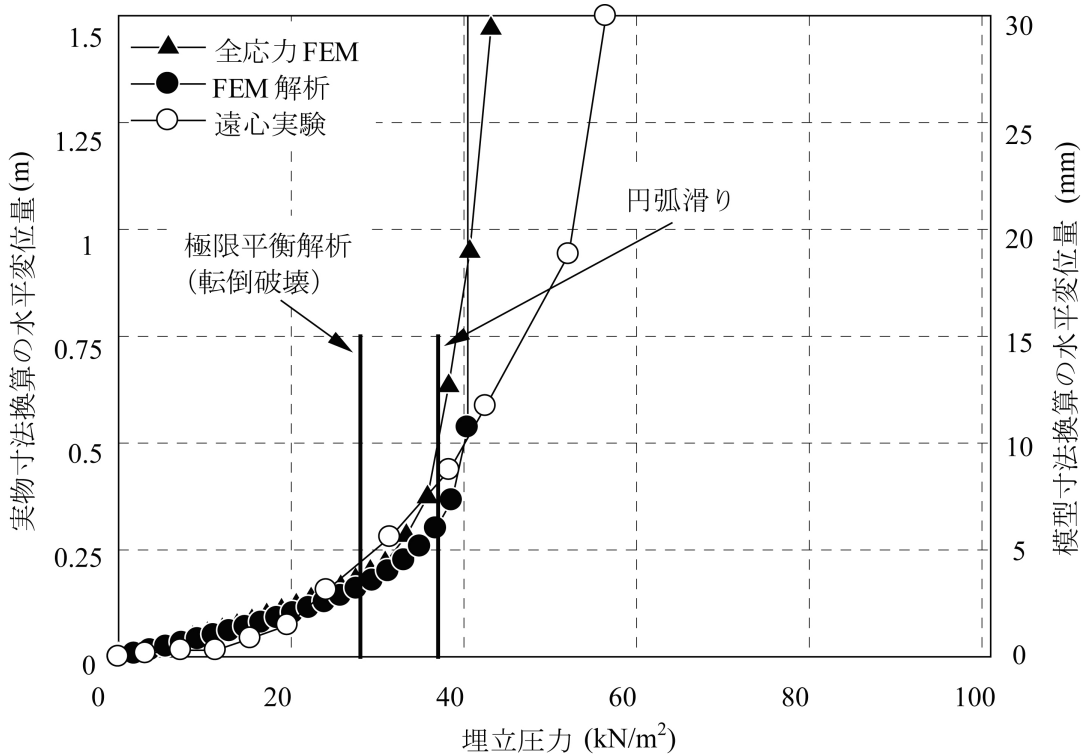


図-6.26 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係
(浮き型 E50-3 相当)

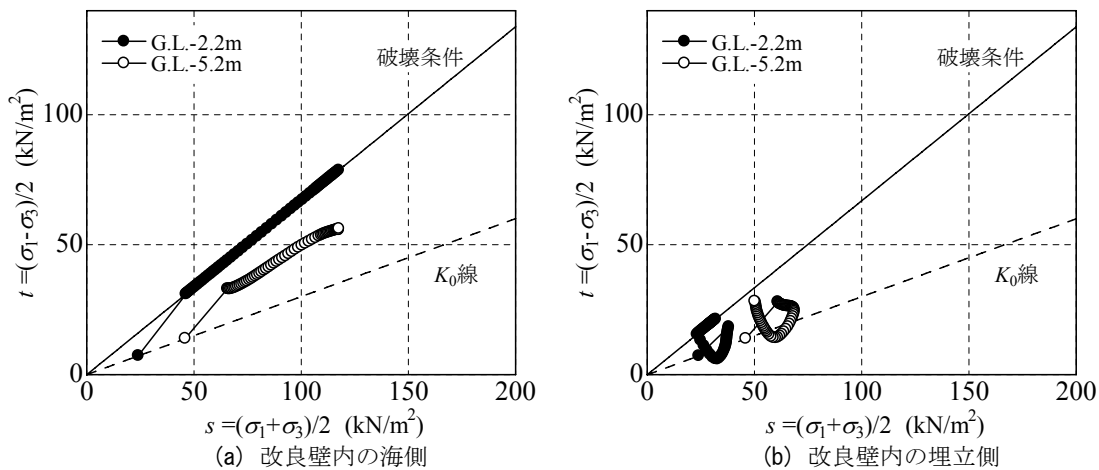


図-6.27 改良域内の改良壁での応力経路図 (浮き型 E50-2 相当)

きた。

e) 改良壁間粘土層での応力経路

改良範囲がある程度深い場合、着底型と同様に改良壁は屈曲し、その後改良域下部の粘土層において滑りモードが生じていた。排水を考慮した土・水連成 FEM 解析では、遠心模型実験で見られるように限界状態に達した後も圧力～変位関係においてある一定の勾配があり、滑りモードが生じると水平変位が急増した。一方、粘土層における排水を考慮しない全応力 FEM 解析では改良域が屈曲して限界状態に達した時点で水平変位が急増し、完全な地盤破壊に至っていた。壁間粘土層および改良域下部粘土層での排水効果を確認するために、代表的な積分点における埋立载荷中の応力経路を調べた。これを図-6.28 に示す。図には粘土層での $p-q$ 図を示しており、具体的な要素の位置は図-6.4(b) に示している。また、図-6.29 に同じ要素のせん断方向の応力～歪み関係を示す。さらに、改良壁間粘土層の排水状況を確認するために、図-6.30 に体積歪み分布を示している。

図-6.28 (a) と (b) には改良壁間粘土層の海側と埋立側での応力経路を示している。それぞれ、3.5 m と 5.5 m の深度での応力経路である。図-6.9 に示した着底型での応力経路と同様に、埋立载荷に伴って平均主応力および最大主応力差が共に大きくなり限界状態に近づく。図-6.29(a) に示した応力～歪み関係に注目すると、せん断応力の増加に対して歪みが卓越するような要素的な破壊状態には至っておらず、せん断強度が増していることが分かる。図-6.30 に示すように、改良壁間粘土層では比較的大きな体積歪みを生じて圧密しており、排水が進んでいることが分かる。これらの特性は着底型のものと等

しい。一方、図-6.28(c) に示した改良域下部の粘土層では、埋め立てを開始すると応力経路は非排水的な経路を辿って限界状態線に達する。図-6.29(b) に示した応力～歪み関係においても、せん断応力がある程度増加すると歪みが急増して要素的に破壊状態に至り、埋立中にせん断強度が増していないことが分かる。図-6.30 に示すように、改良域下部での体積歪みは小さく圧密が進んでいない。これらのことから、せん断強度が増加せずに歪みが集中し、実際の地盤では滑り面に発展すると考えられる。

(2) 改良深さの影響

a) 改良深さが壁間粘土層の応力経路に及ぼす影響

前述のように、改良域を支持層に着底させずに改良範囲を浅くすることによって、破壊形態が変化することが分かった。また、改良範囲を浅くするほど改良域下部での滑りモードが卓越した。ここでは、改良深さと地盤安定性の関係をより詳細に調べた。

浮き型改良地盤では、埋立载荷に伴って改良壁が屈曲した後に、改良域下部の粘土層においてせん断歪みが集中して限界状態に至った。改良深さを変化させることが改良壁間粘土層の応力経路に影響を与えるのかを調べた。図-6.31 に壁間粘土層での $p-q$ 図を示す。ここでも、1 要素内の 4 つの積分点の平均値を示している。具体的な要素の位置は図-6.4(b) に示している。図には、改良深さを 5 m と 7 m とした場合の応力経路を示している。

両図を見ると、改良域内の海側と埋立側にかかわらず、改良深さが変化しても応力経路はよく類似していることが分かる。すなわち、浮き型改良地盤において改良範囲を浅くしても、改良域内の応力状態はそれほど変化しな

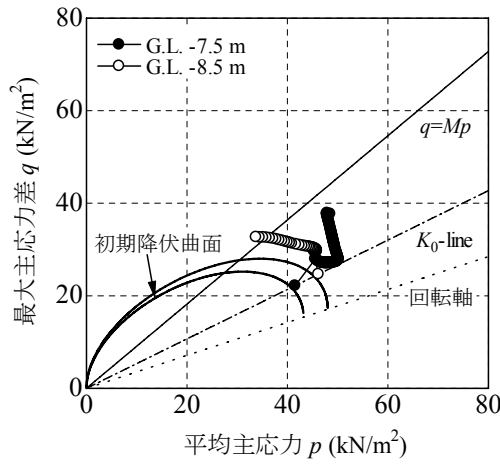
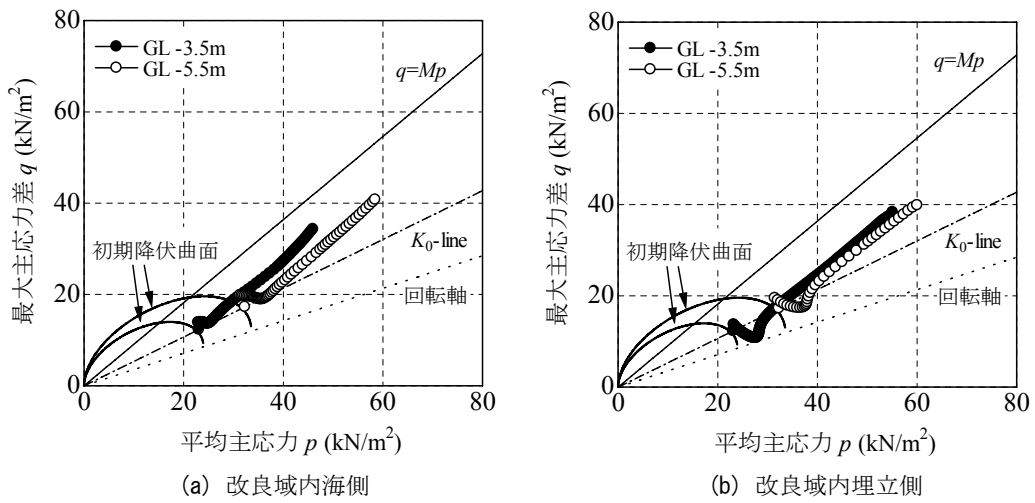


図-6.28 改良域内および下部の粘土層での応力経路図 (浮き型 E50-2 相当)

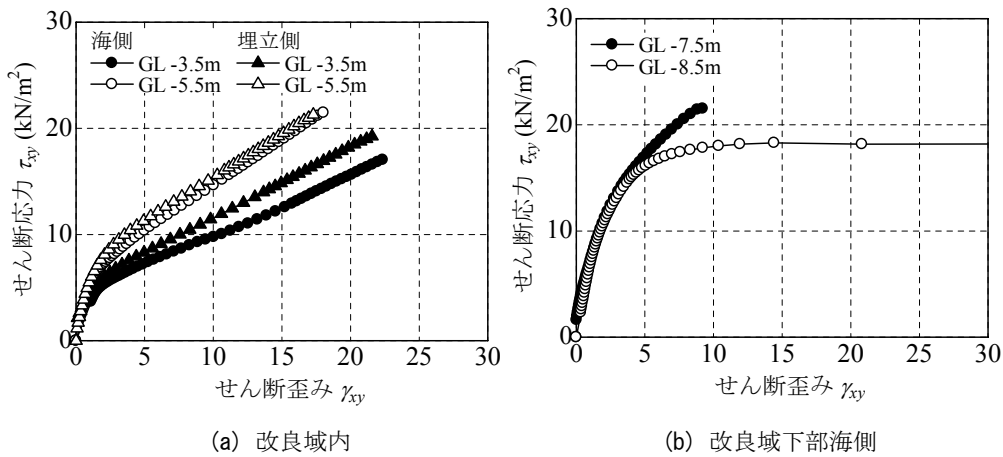


図-6.29 改良域内の壁間粘土層での応力・歪み関係 (浮き型 E50-2 相当)

いと考えられる。これは、仮に改良域内で破壊が生じたとしても、変形モードやそのモードに対する地盤強度は改良深さに影響を受けないことを示している。このことから、改良範囲を浅くすると地盤の安定性が低下するのは、改良域下部の滑りモードがより小さな埋立圧力段階で生じると推測される。

b) 改良深さが圧力～変位関係に及ぼす影響

図-6.32 に改良域上部の代表点での水平変位量と埋立圧力の関係を示している。なお、代表点の具体的な位置は図-6.4(a)を参照されたい。図に示すように、改良深さが3, 5, 7mの浮き型改良地盤では、埋立圧力の増加に伴って水平変位量が非線形的に増加し、ある埋立圧力にな

ると水平変位が急増するように計算が発散していた。改良範囲が浅いほど小さな埋立圧力段階で変位が発散する。これは、改良深さが異なっても改良壁間粘土層での応力状態はそれほど変化しないために、改良範囲が浅いほど小さな埋立圧力で改良域下部の滑りモードが卓越するためであると考えられる。

圧力～変位関係をより詳細に見ると、各改良深さのケースにおいて同程度の非線形挙動が生じてから変位が急増するのではなく、改良範囲が深いほど、大きく非線形挙動が生じた後に変位が急増している。これは、浮き型改良地盤において改良範囲が深い場合、変位が発散するような滑りモードに至る前に屈曲モードによって地盤が

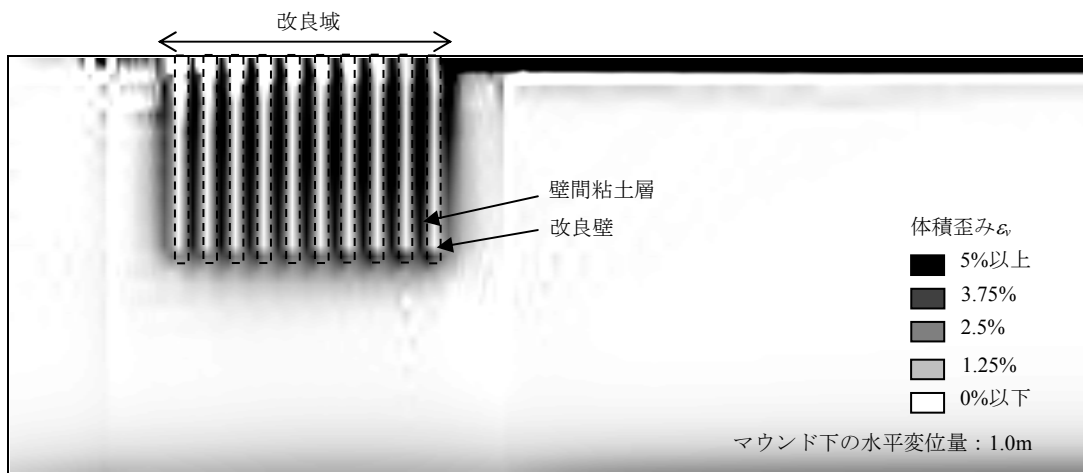


図-6.30 改良域付近の体積歪み分布図（浮き型 E50-2 相当）

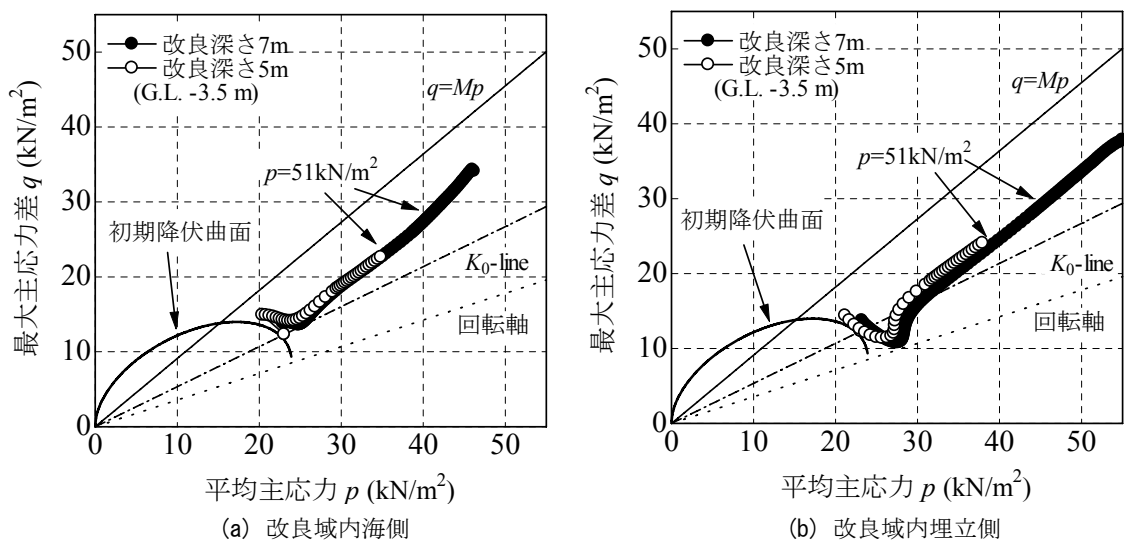


図-6.31 改良域内の壁間粘土層での応力経路図（改良深さの影響評価）

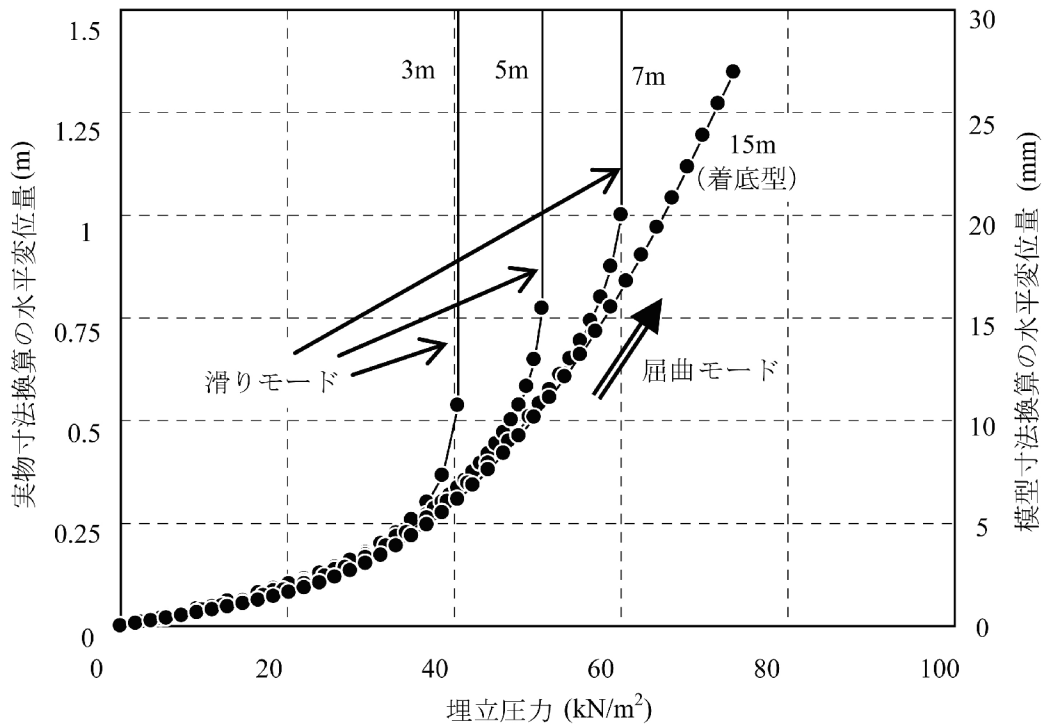


図-6.32 埋立圧力と変位代表点での水平変位の関係
(改良深さの影響評価)

限界状態に達しているためである。改良範囲が深くなるほど、滑りモードが生じずに屈曲モードが支配的となるために、圧力～変位関係は着底型改良地盤のものに近い。まとめると、改良範囲が極端に浅い場合には、改良域下部における滑りモードが支配的となり、線形的な挙動から急激に水平変位が生じて完全な地盤破壊に至る。一方、改良範囲が深いほど屈曲モードが卓越し、着底型に近い非線形挙動が生じてから、その後水平変位が急増して地盤全体の破壊に至ることが分かった。

6.5 結語

本章では、土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を実施し、破壊過程下における SCP 改良地盤の限界状態での変形量について調べた。模型実験と FEM 解析の結果を比較することによって、FEM 解析の計算精度の検証を行った。また、埋立载荷時における地盤全体の強度増加の原因および強度増加が破壊過程に及ぼす影響を検討した。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

1) 着底型 SCP 改良地盤での遠心模型実験を想定した土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を実施した。その結果、改良壁（砂杭）が屈曲し、壁間粘土層（杭間粘土層）が単純せん断して、屈曲モードに達して限

界状態となることが確認された。また、粘土層表面の鉛直変位量および改良域内の水平変位量については、FEM 解析は遠心模型実験を定性的には再現できていた。土・水連成解析を用いて粘土層での排水を考慮すると、地盤が限界状態に達する埋立圧力や限界状態における圧力～変位関係について、FEM 解析の精度は高かった。圧力～変位関係において一定の勾配があることは、限界状態における粘土層のせん断強度が増加するためであった。変位量が急増しない変形モードが卓越する場合、変形照査による設計を行うと、全応力解析よりも効率的な設計荷重を求めることが可能である。

2) 改良壁のせん断強度を仮想的に粘着力で与えた計算を実施した。この計算から、埋立载荷中における改良壁（砂杭）の強度増加が地盤の変形特性に与える影響は小さいことが確認された。さらに、改良壁の透水係数を変化させた計算を実施し、杭間粘土層での排水状況の違いが地盤の変形特性に与える影響を調べた。その結果、改良壁の透水係数を小さくすると、改良壁の屈曲が明確に生じて、埋立側の改良壁の屈曲箇所が浅くなる傾向があり、非排水的な変形挙動に近づいた。また、改良壁の透水係数を小さくするほど限界状態における圧力～変位勾配が大きくなり、粘土層の透水係

数程度まで小さくすると全応力解析のように変位が急増する傾向に変化した。このことから、砂杭の排水効果によって、杭間粘土層のせん断強度が大きくなって地盤全体の強度が増すだけでなく、限界状態において変位量が急増しないことが分かった。

- 3) 着底型改良を対象に、埋立載荷速度の違いが地盤の変形特性に与える影響を調べた。その結果、埋立載荷速度が速いほど、改良壁の屈曲が明確に確認でき、埋立側の改良壁の屈曲箇所が浅くなる傾向があった。また、限界状態における圧力～変位勾配が大きくなり、非排水的な挙動に近づいた。なお、全応力解析と比較すると地盤全体の強度が大きいことから、実際には埋め立てをかなり急速に行っても改良域内では排水が進み、強度が増していることが分かった。
- 4) 浮き型 SCP 改良地盤での遠心模型実験を想定した土・水連成の弾・粘塑性有限要素法解析を実施した。その結果、粘土層の厚さ 1/2 まで改良した地盤では、埋立圧力を大きくすると改良壁が曲がり、改良域下部の粘土層においてせん断歪みが集中した。また、粘土層の厚さ 1/4 まで改良した地盤では、比較的小さな埋立圧力によって改良域下部の粘土層においてせん断歪みが集中していた。せん断歪みが集中する箇所では、実際の地盤では歪みが局所化して滑り面が発現すると考えられる。また、粘土層表面の鉛直変位量および改良域内の水平変位量については、FEM 解析は定性的には遠心模型実験を再現できていた。土・水連成解析を用いて粘土層での排水を考慮すると、地盤が限界状態に達する埋立圧力や、滑りモードが生じる埋立圧力、限界状態における圧力～変位関係について、FEM 解析の精度は高いことが確認された。これは、限界状態における粘土層のせん断強度の増分を適切に評価できたためである。
- 5) 浮き型改良に対して、種々の改良深さを想定した計算を実施した。改良深さが異なっても改良壁間粘土層の応力状態は類似しているために、改良域内での変形モードやそれに対する強度は大きくは異ならないと考えられる。改良範囲が深い場合、限界状態における圧力～変位関係に一定の勾配があったが、これは浮き型であっても改良範囲がある程度深い場合には改良壁が屈曲するモードが卓越するためである。一方、改良範囲を極端に浅くすると、比較的小さな埋立圧力で水平変位が急増する。これは、改良域下部の粘土層においてせん断歪みが集中するためであった。すなわち、滑りモードが卓越した。

6 章の参考文献

- 太田秀樹, 大野進太郎, 飯塚敦, ピパットボンサーティラボン, 竹山智英 (2006) : 異方圧密粘土を想定した弾塑性構成モデルの破壊条件と K_0 条件の理論式, 第 3 回地盤工学関東支部研究発表会 (Geo-Kanto 2006), pp. 309-312.
- 小林正樹 (1976) : 有限要素法による圧密問題の解析, 港湾技術研究所資料, No. 247, p.14.
- 小林正樹 (1990) : 地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 運輸省港湾技術研究所土質部土性研究室資料, No. 1, p.71.
- 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.
- 水野健太, 土田孝, 小林正樹, 渡部要一 (2007) : 水平変位の予測精度に着目した粘土の構成モデルと現地計測事例による検証, 土木学会論文集, C/Vol. 63, No. 4, pp.936-953.
- 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.
- Banerjee, P.K. and Yousif, N.B. (1986): A Plasticity Model for the Mechanical Behavior of Anisotropically Consolidated Clay, Proceedings of the International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics, Vol. 10, pp. 521-541.
- Barron, R.A. (1948): Consolidation of fine-grained soils by drain wells, Trans. of ASCE, pp.113-718.
- Biot, M.A. (1941): General Theory of Three-dimensional consolidation, Journal of Applied Physics, Vol. 12, pp. 155-164.
- Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp. 229-238.

7. 結論

本研究では、砂杭と粘性土の複合地盤である SCP 改良地盤に対して埋立载荷することを想定して、複合地盤としての破壊過程を検討した。具体的には、模型実験や FEM 解析、極限平衡解析を実施し、種々の変形モード、安定性評価手法の提案、限界状態での地盤変形量等について検討した。研究によって得られた成果については各章の結語で述べたが、ここではそれらを総括して本研究の結論とする。

i) 過去の研究から現行設計法への発展過程

1960 年代に開発されたサンドコンパクションパイル工法（締固め砂杭工法）は現場での施工が先行し、その後の研究によって改良地盤の安定性や変形特性について検討が進められてきた。過去の研究においては、改良域内の砂杭と粘土層を連続的に切る断面でのせん断抵抗力から安定性を評価する式が多く提案されてきた。この手法は現行設計法へも採用されており、施工事例において明確な破壊報告がないために一定の実績を有している。近年では、地盤改良工事へのコスト縮減の観点から、改良率の低減や改良範囲の縮減が検討されている。低改良率化・省改良断面化によって地盤の限界点に近い設計となることが予想されるため、より高度な安定性評価手法が必要とされている。また、現在では変形照査による性能設計法に移行しつつあり、破壊過程下における限界状態での地盤変形量についても注目される場所である。

ii) 遠心模型実験装置による埋立载荷実験

以上のような背景を踏まえ、種々の改良率や改良範囲を有する模型地盤に対して埋立载荷実験を実施した。実験では、砂杭と粘性土の複合地盤特有の変形特性を検討するとともに、改良率の低減や改良範囲の縮減が地盤の破壊特性に及ぼす影響について検討した。着底型や改良範囲の深い浮き型改良地盤の挙動としては、改良域内に滑り面は発現せず、砂杭が屈曲する現象が観察された。このことは、円弧滑り計算で仮定している荷重に対する安定機構が砂杭と粘性土の複合地盤である SCP 改良では成り立たない可能性を示している。また、変形が屈曲モードに落ちて地盤が限界状態に達する場合、荷重と変位には一定の勾配があり、変位が急増するような地盤破壊には至らなかった。改良範囲の浅い浮き型改良地盤では改良域下部において滑り面を観察することができた。滑り面が発現するモードの場合、埋立圧力を大きくしていくと変位が急増し、完全な地盤破壊に至った。

iii) 変形モードに着目した数値シミュレーション

遠心模型実験はケース数や改良条件、地盤条件、計測項目が限られるため、より広範な条件下における SCP 改良地盤の破壊過程を全応力 FEM 解析を用いて検討した。FEM 解析には仮想粘性法を取り入れ、破壊点が近い場合の解析を可能としている。初めに、遠心模型実験および全応力 FEM 解析を比較して、限界状態に至る計算過程において高い精度を有していることを確認した。次に、改良地盤内の応力経路から地盤全体が限界状態に至る過程を調べた。この結果、改良域両外側の粘土層はそれぞれ主働・受働破壊状態となり、壁間粘土層（杭間粘土層に相当）がせん断破壊した後に改良壁（砂杭に相当）が屈曲することを応力経路から確認した。地盤条件や改良条件をパラメトリックに変化させた計算を行い、それらが改良地盤の変形モードや安定性に与える影響について明らかにした。

iv) 変形モードを考慮した極限平衡法解析の提案

遠心模型実験と全応力 FEM 解析での結果を踏まえ、砂杭と粘性土の複合地盤での変形モードを整理するとともに、それぞれの変形モードを考慮した安定性評価手法を提案した。変形モードを整理した結果、屈曲、改良域内での滑り、改良域下部での滑り、転倒が支配的なモードになり得ることを示した。これらのモードに対して極限平衡法による安定性評価式を提案し、模型実験と全応力 FEM 解析との整合性を確認した。その結果、極限平衡法による安定解析は模型実験と全応力 FEM 解析での挙動特性を精度よく説明できることが分かった。さらに、地盤条件や改良条件をパラメトリックに変化させた計算を行い、それらが安定性に及ぼす影響を調べるとともに、影響要因を明らかにした。これらの検討結果に基づいて、SCP 改良地盤に対する精度の高い安定性評価を行うためには、多種の変形モードを想定して支配的なモードを把握することの重要性を示した。

v) 限界状態における地盤変形量に着目した弾・粘塑性有限要素解析

着底型や改良範囲の深い浮き型改良工法に対する遠心模型実験では、地盤が限界状態に達したと推定された後も地盤変形量が急増せず、荷重～変位関係には一定の勾配があった。この特性を再現することを念頭に、排水を考慮できる土・水連成の弾・粘塑性 FEM 解析を実施し、限界状態における変形量について調べた。限界状態に達する埋立圧力や、変形特性、限界状態における荷重～変位関係に関して、FEM 解析の計算精度が高いことを

確認した。改良域において改良壁（砂杭に相当）の排水効果が杭間粘土層のせん断強度を大きくし、地盤全体の強度を増加させるだけでなく、限界状態における荷重～変位関係において一定の勾配を持たせることが分かった。限界点に達した後も変位が急増しないという特性は、変形照査による設計を行うことによって、より効率的な設計荷重を求められることを意味している。

8. あとがき

本稿は、筆者が博士学位論文として京都大学へ提出したものである。研究では、砂杭と粘性土の複合地盤である SCP 改良地盤に対して埋立载荷を行うことを想定して、遠心模型実験や FEM 解析などを通じて、複合地盤としての破壊過程を検討した。その結果、一様地盤とは異なる複合地盤特有の破壊過程が現れ、安定性評価手法の提案などを行った。また、弾・粘塑性解析によって限界状態での地盤変形特性についても知見を広げた。ただし、本研究では埋立载荷によって傾斜荷重を受ける低～中改良率の改良域の挙動に注目しており、極端な改良率や異なる载荷条件、载荷速度などでの挙動については検討を行っていない。したがって、改良条件や载荷条件が異なる場合の破壊形態については今後より詳細な検討が必要である。

(平成 20 年 6 月 13 日受付)

謝辞

本研究を遂行するにあたり、京都大学防災研究所の井合進教授から多くのご助言とご指導をいただきました。特に、地盤が破壊状態に至るまでの変形問題に注目する重要性を説いていただき、研究が大きく進展したと考えております。また、模型実験に関しては国土交通省関東地方整備局（当時、港湾空港技術研究所）の中村健氏によるところが大きく、数値解析に関しては小林ソフト化研究所の小林正樹氏に多くのアドバイスをいただきました。ここに記して感謝の意を表します。さらに、研究全般に対して北詰昌樹地盤・構造部長にご指導をいただいております。この場を持ってお礼申し上げます。

港湾空港技術研究所資料 No. 1181

2008. 9

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 昭和情報プロセス株式会社

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。