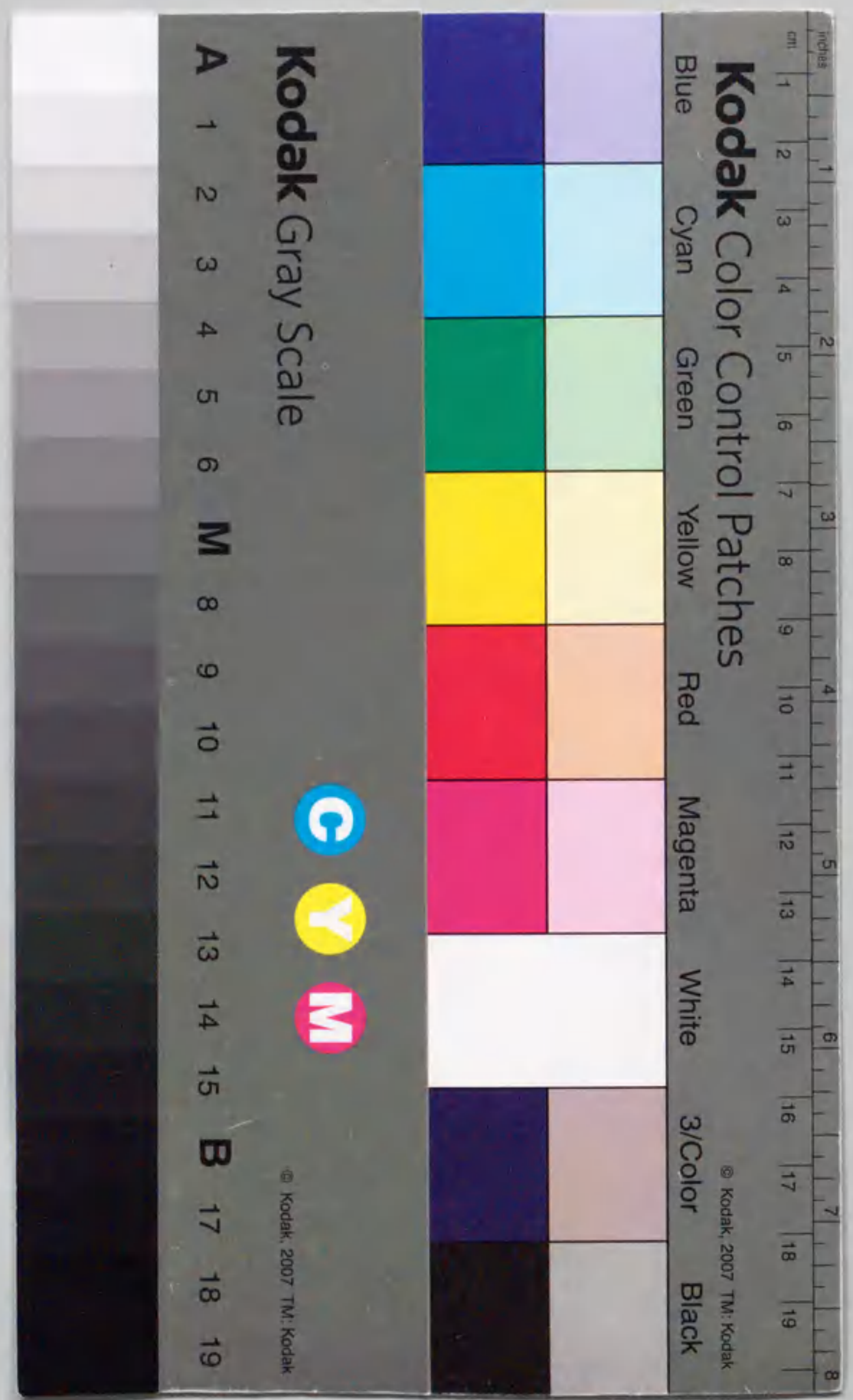


3820

砂杭による軟弱地盤改良の工法原理と
その応用に関する研究

野津光夫



①

砂杭による軟弱地盤改良の工法原理と
その応用に関する研究

平成7年3月

野津光夫

目次

1 序論	1
参考文献	6
2 サンドドレーン (SD) によって改良された軟弱粘性土地盤の変形・支持力特性	8
2.1 概説	8
2.2 軟弱粘性土地盤の変形・支持力挙動に及ぼす盛土荷重と透水係数の影響	10
2.2.1 解析方法と条件	10
2.2.2 解析結果	11
2.2.3 サンドドレーン (SD) による地盤改良の効果	13
2.3 サンドドレーン (SD) の改良仕様とマス・パーミアビリティの上昇との関係	14
2.3.1 解析条件	14
2.3.2 解析結果	14
2.4 事例解析その1—サンドドレーン (SD) 処理地盤における SD の有効性評価	16
2.4.1 解析条件	16
2.4.2 解析結果	18
2.5 事例解析その2—「サンゴレキ混じり粘土」地盤における沈下挙動とサンドドレーンの有効性評価	20
2.5.1 概説	20
2.5.2 那覇港試験盛土の事例解析—解析条件	23
2.5.3 解析結果	25
2.6 実務設計への「S字型曲線」の利用に関する考察	34
2.6.1 観測施工によるマス・パーミアビリティの同定	35
2.6.2 サンドドレーンによるマス・パーミアビリティ向上について	36
2.7 結論	37
参考文献	39
3 サンドコンパクションパイル (SCP) を打設した複合地盤の支持力	41
3.1 概説	41
3.2 水—土骨格連成極限つり合い解析	42
3.2.1 解析方法の概要	42

3.2.2	解析の特徴	45
3.3	単一砂杭の支持力解析	46
3.3.1	解析条件	46
3.3.2	解析結果と考察	48
3.3.3	複合杭の支持力解析	54
3.4	複合地盤の支持力解析	56
3.4.1	载荷基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せが支持力特性に及ぼす影響	56
3.4.2	舞鶴港における現場破壊実験の解析	63
3.5	結論	68
	参考文献	69
4	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の杭周粘土の強度増加とそのメカニズム	70
4.1	概説	70
4.2	計測事例の分析と考察	73
4.2.1	砂杭打設により発生する過剰水圧消散事例	73
4.2.2	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の長期強度計測事例	77
4.3	水-土骨格連成極限つりあい解析による数値シミュレーション	94
4.3.1	概説	94
4.3.2	解析手法	94
4.3.3	三軸供試体による破壊後挙動実験の数値シミュレーション	102
4.3.4	砂杭打設に伴う強度増加の数値シミュレーション (舞鶴港での事例解析)	106
4.3.5	他現場の事例解析	117
4.4	結論	126
	参考文献	131
5	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の地盤の特性と大規模掘削問題への適用	134
5.1	概説	134
5.2	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の地盤の諸特性	134
5.2.1	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の地盤内の応力状態とその経時変化	134
5.2.2	砂杭径の変動が強度増加に与える影響	144

5.2.3	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の上載荷重載荷時の沈下低減効果と強度増加	147
5.3	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の地盤特性が有利に働く地盤工学上の問題	151
5.4	サンドコンパクションパイル (SCP) 打設による杭周粘土の深部強度増加を利用した大深度掘削解析	154
5.4.1	大規模陸上掘削工事への適用	155
5.4.2	大規模水中掘削工事への適用	159
5.5	結論	176
	参考文献	177
6	サンドコンパクションパイル (SCP) による改良を施した掘削型廃棄物最終処分場の提案	178
6.1	概説	178
6.2	廃棄物に関する諸問題の現状	179
6.2.1	廃棄物の分類	179
6.2.2	廃棄物, 建設発生土の発生量とその処理	183
6.2.3	ごみ問題	192
6.2.4	廃棄物地盤の特性	199
6.2.5	最終処分場の現状と問題点	200
6.3	掘削型廃棄物海面処分方式の提案	208
6.3.1	概説	208
6.3.2	掘削型海面最終処分場の形式	209
6.3.3	順次掘削埋立方式の実現可能性調査	212
6.4	結論	235
	参考文献	238
7	結論	241
	謝辞	246

付録

—付録目次—

A2.1	水—土骨格連成極限つりあい解析	A1
A2.1.1	概説	A1
A2.1.2	上界定理による極限つり合い式の誘導	A2
A2.1.3	土の限界状態における構成式	A8
A2.1.4	水—土骨格連成解析	A11
A2.2	マクロエレメント法	A14
A2.2.1	平面ひずみ圧密解析の手順	A14
A2.2.2	基本マクロエレメントの定式化	A15
A2.3	サンゴ礫混じり粘土地盤の成因と既往の力学的研究	A17
A2.3.1	サンゴ礫混じり粘土地盤の成因	A17
A2.3.2	サンゴ礫混じり土についての既往の力学的研究	A19
A2.4	データの平滑化を省略した沈下予測手法	A21
A2.4.1	線形予測の基礎式	A21
A2.4.2	データの平滑化を省略した沈下予測手法	A22
A4.1	因子分析を用いた設計ノモグラムの作成のための重要因子の選択	A25
A4.1.1	概説	A25
A4.1.2	因子の抽出	A26
A5.1	強度増加予測手法の解析条件の差異による影響についての考察	A30
A5.1.1	砂杭拡幅シミュレーションにおける rigid-rough および rigid-smooth の差	A30
A5.1.2	過剰間隙水圧消散のシミュレーションにおける境界条件の設定	A30
A6.1	東京湾内土質柱状図	A40
A6.2	沈下計算結果の詳細	A42
A6.2.1	沈下計算結果の詳細	A42

A6.2.2	ごみ層の自重圧密の考え方	A46
--------	--------------	-----

A6.3	大深度掘削安定解析	A49
------	-----------	-----

A6.3.1	各ケースにおいて斜面勾配を変化させたときの無処理時の安全率	A51
--------	-------------------------------	-----

A6.3.2	各ケースにおいて斜面勾配を 1:1 としたときの地盤改良時の安全率	A53
--------	-----------------------------------	-----

A6.4	大深度浚渫・移送方法	A59
------	------------	-----

参考文献	A62
------	-----

第1章 序論

軟弱地盤地域に国民の90%に及ぶ人口が集中し、この地域に情報・文化・商工業生産の主力拠点が林立する我が国にあっては、その社会資本整備の中で軟弱地盤の土質工学が果たしてきた、また今後果たすであろう役割はいくら強調してもし過ぎることはない。

一方、都市部への人口集中がもたらす様々な問題の中で、環境問題、特にごみ処分の問題が今ほど注目を集めることはなかった。大量消費時代の到来と共に、都市部のごみ処分量が増大を続け、現在では最終的に焼却した灰や不燃物などを収める最終処分場の確保難が深刻な問題となってきた。また大都市部では地価の高騰により地下空間の利用が促進され、それとともに大量の掘削残土が発生してきた。この処分がまた大きな問題となっており、各地の最終処分場を圧迫する要因のひとつとなっている。

しかしながら内陸部に処分場を増設することは種々の事情により困難な状況であり、とすればもはや海面にその用地を求めざるを得ない。また同時にそれは限られた面積の中でできるだけ処分容量の大きなものでなくてはならない。そこで大深度掘削型の大容量最終処分場が考察の対象となった。そこでは掘削土荷重によるごみ層の圧密沈下や掘削斜面勾配の確保に、やはり軟弱地盤工学および地盤改良技術が有効に利用される。

砂杭を鉛直に打込むサンドドレーン工法(以下SD工法とも呼ぶ)およびサンドコンパクションパイル工法(以下SCP工法とも呼ぶ)は、豊富な実績とすぐれた経済性から今日でも依然として軟弱地盤改良の主流のひとつである。設計、施工法はすでに確立しているが、その一方で、松尾・平尾¹⁾の指摘するように、正確で有効な設計や工法の改良、開発などを行う際には、その工法原理の力学的な理解を欠くことはできない。これらの工法原理に基づく設計法の見直しと新しい機能の追及は、ひきつづく社会資本整備とりわけ環境整備に向けての技術的課題といえる。

本論文では、最近の研究成果を取り入れた砂杭工法原理の見直しと新しい機能の追及、およびこれらの実際問題とりわけ廃棄物処分場問題への応用を目的としている。また、浅岡らによる軟弱地盤の支持力解析手法^{2),3)}を砂杭で改良された複合地盤の問題へ適用し、実務設計に資すると同時により広い適用方法を模索することも試みる。この解析手法は、実務設計者が最も要求する安全率(破壊荷重)を現在のところ最も正確に求めることができるからである。

SD(サンドドレーン)工法は、1952年に我が国にはじめて導入されて以来(長崎港改修、岡

山県の国道2号), 最も多く使われてきた粘土の圧密促進工法である。豊富な施工実績はまた途中その有効性についての激しい議論⁴⁾を生み出したが, 現在では, 安価で工期も短く, 確実な品質が得られるなどの利点から多くの現場で採用されている。

工法の原理は, Terzaghi の線形弾性圧密理論に基づく排水距離の減少とそれに伴う圧密時間の短縮であり, 通常はプレロード工と併用されることが多い(図 1.1)。施工はケーシングを振動貫入し, 砂を上から投入して, ケーシングをそのまま引抜くというものである。砂杭はN値 3~5 程度と緩く詰った状態で, 安定計算上はその存在を無視し, 粘土の強度増加のみが議論の対象とされる。

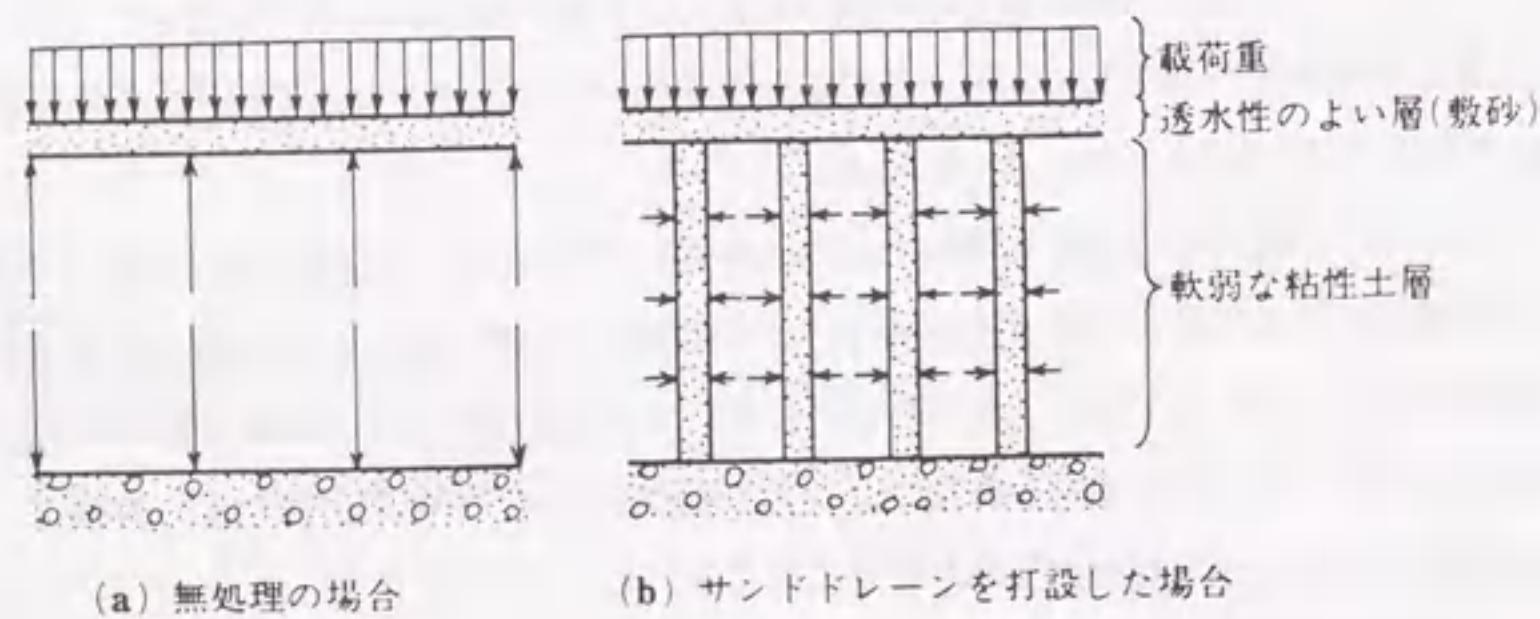


図 1.1 サンドドレーンの原理

ピッチと杭径が指定された場合のSD改良地盤の圧密度曲線は, Barron⁵⁾(1948) によってはじめて与えられ, 今日まで長く設計で使用されている。そこでは, 図 1.2 のように排水は水平方向にのみ行われ, 等ひずみ条件が保たれるとして, 次式が解かれている。

$$\frac{d\bar{u}}{dt} = c_h \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{\partial}{r\partial r} \right) \bar{u} \quad (1.1)$$

ここに, u : 過剰間隙水圧, r : 等価円の半径, \bar{u} : u の r に関する平均値, c_h : 圧密係数である。本研究では上に述べたSDの従来の設計法に対し, 地盤の本来もつ弾塑性的性質に基づいたSDの工法原理の見直しを行う。

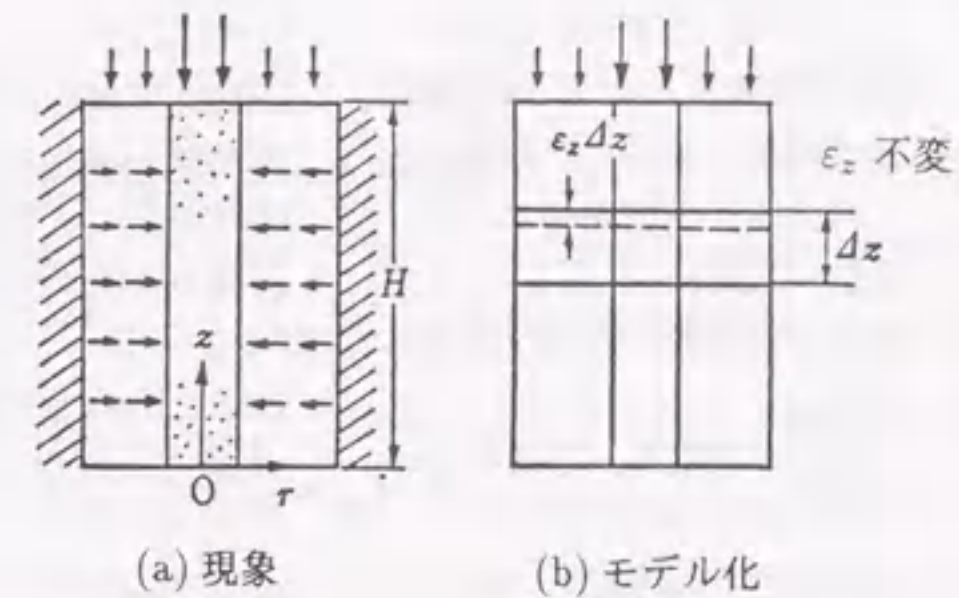


図 1.2 放射状排水と等ひずみ条件

SCP (サンドコンパクションパイル) 工法は, SDと同じ施工機を用いるのだが, ケーシングの引抜き時に打ち戻し工程を入れることによって, ケーシング径よりも太く締固まった砂杭を造成する工法である。現在のSCP工法がほぼ確立されたのは1960年のことで, その前年に製作された実用振動機(建設省建設工業技術研究「振動杭打ち工法の試作研究」)を用いて振動式締固め砂杭工法が開発された⁶⁾。その後, 施工能率の向上, 砂杭造成の自動管理, 水中施工法の確立があいまって, 1966年に強制置換方式が開発され海上工事にも適用可能となった⁷⁾。現在では国内だけで年間850万m以上のSCPが施工されており, 総施工実績は約1億3,000万mに達していると推定される。

SCPが適用できる土質に特に制限はない。砂地盤でもSCPの締固め効果によって液状化対策に非常に効果を発揮しており, 改良地盤は新潟地震以来幾多の地震を受けているが液状化を起こした例は今のところ見つかっていない。粘性土に適用した場合の工法原理は, 置換率と施工場所によって表 1.1 のように大きく3つに分れる。表中にはそれぞれの特徴と主な用途も簡単に記している。

表 1.1 SCP の工法原理と特徴、用途 (粘性土に適用した場合)

置換率	中・低置換率 SCP (70%未満, 通常 30%以下)	高置換率 SCP (70%以上)
海上	砂杭だけでなく、杭間粘土の強度増加も期待した複合地盤と考える。圧密期間が必要。地盤の隆起は少ない。護岸、防波堤の安定、沈下対策。	砂杭の強度のみ期待した砂地盤と考える。圧密期間はない。地盤の隆起が大きい。同左。杭構造物の横抵抗確保。
陸上	砂杭だけでなく、杭間粘土の強度増加も期待する。主に土構造物の安定、沈下対策。	(実施した例なし)

SCP工法は技術先行型であり、多くの施工実績を有しているものの、未解明の点がまだ少なくない⁸⁾。しかし、それを補うために改良地盤の品質に関わるデータの蓄積が丁寧に行われていることが特徴である⁹⁾。それゆえに現在までの設計・施工は、過去の実施例を参考にして作られた実用設計法に従い、専門技術者によって慎重に行われてきた。現在の実用設計法の中で例えば安定計算においては、砂杭と粘土の平均的せん断強度の評価式と、過去の実測などに基づく応力分担比をベースにして円形すべり計算で検討する方法¹⁰⁾が一般的にとられる。実用設計法の詳細は文献 11) に詳しい。

一方、SCPについての力学的研究も盛んに行われてきた。松尾・久我・前川¹²⁾が砂杭を含む粘土供試体の三軸圧縮試験などによって力学特性に関する本格的な実験的研究を初めて行って以来、多くの実験的研究が精力的になされてきた。近年では複合地盤を対象とする解析的研究^{3), 7), 13)}も行われてきている。

複合地盤としてのSCPには、既に豊富な適用実績があり、現行の実用設計法はそれなりに役割を果たしている。しかし一本⁷⁾も指摘しているように設計法の各部分の検討は今後も必要であろう。本研究では、最近の研究成果をふまえて表 1.1 の工法原理の力学的理解に基づく見直しを行うと同時に、当初から残っている未解明な点⁸⁾も明らかにすることを試みる。

本論文の具体的な内容と構成を以下に述べる。

従来のSDの設計法では、排水に関してはBarronの理論に基づいた計算がなされており、荷重の大きさは圧密の速度には関係ないとして扱われてきた。しかし、一般の軟弱粘土地盤では、地盤の非排水支持力に比べ相対的に大きな荷重をかけるからこそSDの排水効果が促進されて

圧密が速くなる。また、いわゆる“中間土地盤”などの、地盤全体の透水係数(マス・パーミアビリティ)が大きい場合($10^{-6} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$)では、逆に荷重が地盤の非排水支持力に比べて相対的に小さかったために、圧密が遅れた事例がみられる。この場合はSD打設によって圧密速度が改善される。これらは従来のBarronの理論に基づいた設計法では説明のできない現象である。土は本来弾塑性材料であって、さらに水～土骨格の2相系材料であるために、土の挙動は「荷重径路(荷重の大きさ)」と「地盤の透水係数」の影響を強く受ける。そのため、SDの設計もこのことをよく認識した上でなされなければならない。本論文では第2章で2つの現場の解析事例を示し、SDの効果を理解するための具体的な方法を提示する。

SCPの打設された複合地盤の支持力については、これまでに数多くの解析的研究がなされてきたが、先に述べた実用設計法の影響からか“砂杭を排水条件、粘土を非排水条件”と仮定する全応力の有限要素解析やすべり線解析がほとんどで、砂杭自体の排水条件に着目した研究はこれまでみられなかった。第3章では、浅岡らによる有効応力理論に基づく支持力解析手法²⁾に基づいて、SCPを打設した複合地盤に関する各種の支持力問題を解析し、複合地盤に対する従来とは異なる新しい見方を提示して設計資料に資することを目的とする。まず2次元平面ひずみ条件の解析によって、載荷基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せが支持力特性に大きな影響を及ぼすことを示す。また、舞鶴で行われた低置換率SCPの現地破壊実験の解析の結果、複合地盤の安定・支持力には、従来考えられていたような砂杭の ϕ_d と杭間粘土の c だけではなく、砂杭の排水条件、基礎の剛性、および次に述べる砂杭の排土効果が複雑に影響していることを示す。

SCP打設後発生した過剰間隙水圧が消散し圧密することによって、杭周粘土が上からの荷重によらずとも、原地盤以上に強度増加するという、これまでに考慮されなかった低置換率SCP工法の新しい機能(砂杭の排土効果)について、第4章と第5章で詳細に検討する。まず第4章で、実際の強度上昇や過剰間隙水圧の計測事例を示し、さらに現場の事例解析を行って、数値解析手法の妥当性を検証する。また第5章では、改良地盤の特性の詳細な解析により、SD工法と低置換率SCP工法の違いについて明確にし、低置換率SCP工法のすぐれた利点を浮き彫りにする。このような杭間粘土の初期状態を事後ボーリング以外に知ることはこれまで不可能とされており、技術者は複合地盤の初期応力状態などに関する問に対しては十分な回答を持ち合せてはなかったが、この第5章の検討によってその材料を少し提供できたと考えられる。

さらに第6章では、第4、5章の結果の中で、特に地盤の深いところほどSCPの改良効果が大きいことを利用した大規模掘削問題への適用を考える。すなわち、ごみ最終処分場が逼迫し

ている最近の社会情勢下の中で、海面埋立最終処分場の容量拡大問題を解決する方法へのひとつのアプローチとして提案するものである。またこの章では、我が国のごみ処分の現状や都市部が抱えるごみ問題の詳細についても掘り下げて検討し、海面埋立最終処分場の必要性を述べる。

近年、地盤の挙動を説明できる構成式研究と数値解析法および計算機の飛躍的な進歩があいまって、軟弱地盤のさまざまな問題が実際に解けるようになってきた。例えば問題となった関西国際空港直下の洪積粘土層の沈下も事前に見事に予測されている¹⁴⁾。また有効なプログラムも数多く開発され、多くの設計・現場で使われはじめているのが現状である。

一方、最近の計算機の進歩を例にとると、とりわけ EWS (Engineering Work Station) やパソコンの高性能化および低価格化とそれに伴う普及は著しく、現場や事務所にも持込んで個人レベルで解析を行うことが物理的には可能となってきた。

これらのことは、技術者として従来の設計法になかった問題(例えば大深度掘削問題など)もある程度取扱うことが可能となってきている、と同時にそれを要求される局面も出てくる時代になっていることを示唆している。したがって、常に現在の最新の研究成果をふまえ、真の事実や工法原理を探求しつつ、要求される期待に応えていくという姿勢が今後一層要求されると考えられる。

第1章参考文献

- 1) 松尾 稔・平尾壽雄：軟弱地盤改良の土質力学，電力土木，1995.1.
- 2) 浅岡 顕：支持力と有効応力，土と基礎，Vol.36, No.6, pp.43-49, 1988.
- 3) 浅岡 顕・松尾 稔・小高猛司：複合地盤の非排水支持力に関する研究，土木学会論文集，No.448/III-19, pp.63-71,1992.6.
- 4) 土質工学会：小特集「軟弱地盤」，土と基礎，Vol.20, No.8, 1972.
- 5) Barron,R.A.: Consolidation of fine grained soils by drain wells, Trans. ASCE, Vol.113, 1948.
- 6) 村山朔郎(発明者)・庄野 勝(出願者)：振動する中空管を用いる砂杭の造成法，特公昭 35-1631, 1960.
- 7) 一本英三郎：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.9-10, 1992.

- 8) 寺師昌明：地盤改良の効果とその判定，土と基礎，Vol.35, No.5,1987.5.
- 9) 土質工学会：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,1984.
- 10) 曾我部隆久：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，土木学会第36回年次学術講演会，研究討論会資料，1981.
- 11) 土質工学会：軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—，現場技術者のための土と基礎シリーズ
- 12) 松尾 稔・久我 昂・前川行正：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，第141号，pp.42-55, 1967.
- 13) 例えば石崎 仁：杭状改良地盤解析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発表論文集，pp.31-38,1990.11.
- 14) 関口秀雄・柴田 徹・三村 衛・角倉克治：大水深護岸の変形解析(その1)：洪積層の長期変形について，第23回土質工学研究発表会，pp.1179-1182,1988.6.

2.1 概説

サンドドレーン(以下SDと略す)工法は、圧密促進工法として過去数10年にわたり最も多く採用されてきた工法のひとつである。SDのパイルピッチなどの設計に理論的な枠組みをはじめて与えたのはBarron(1948)であり、以来多くの研究が行われているが、そのほとんどはこの線形弾性圧密仮定に立脚したオリジナルの解の修正に留まっている。Barronの理論では、圧密の進み具合は時間と排水距離と圧密係数のみで決まってくる上、載荷重の大きさにはよらない。しかし、例えば非常に軟弱な地盤では、大きな盛土荷重が載荷された場合、せん断変形が卓越するため沈下も大きくまた見掛け上速くなることがある。また透水性の高いいわゆる中間土地盤に小さな荷重がかかる場合には、沈下は遅れがちになる。これらの現象は実際に現場で観測されているが、いずれも線形弾性圧密理論だけでは説明できないものである。そこでまず粘土地盤の変形挙動について基本に立ち返って見直してみる。

粘土の骨格の多次元的な変形挙動は、弾性体としてよりも弾塑性体としての方が、よりよく説明されるというのはすでに通説となっており、その理由は以下のように大きく二つある。

(1) 地盤では荷重の大きさが重要であること

多次元局所載荷で荷重が大きくなってくると、地盤を弾性体と見れば永久に壊れることはないのだが、実際の地盤ではすべり破壊を起こしてしまうからである。荷重の形だけが問題で大きさなど問題とならない弾性体にくらべると、実際の地盤(=弾塑性体)では破壊を伴うので「荷重の大きさ」が本質的に重要である。

このとき、「荷重の大きさ」は、「強度」ではなく、「地盤の本来有する極限支持力」を単位に量られるべきことに注意する。なぜなら、供試体の強度は行う実験の方法によって大きく異なるからである。(例えば一軸強度や三軸強度の大きさは有限であっても、圧密試験のような一次元状態では、同じ試料を使って載荷しても粘土は固くなる一方で、その支持力をみれば無限大になることがある。)

(2) 応力経路依存性

理由の二つめは、弾性体では、ひずみは応力経路に依存せず始めと終わりの応力状態だけで決まり、基本的には変形量は荷重と線形関係にあるのに対し、実際の土では、圧縮してからせん断するのとせん断してから圧縮するのではまったく形状が変わるように、その変形挙動は

応力経路に強く依存するためである。

以上(1),(2)で述べたように、一次元圧縮変形などを別にすると、大抵の場合、地盤挙動の理解のためには弾塑性体の力学が不可欠であることがわかる。

さらに粘土地盤の圧密も考慮する場合は、荷重経路だけが有効応力経路を決めるのではないという理由で、問題がもう少し複雑になる。例えば地盤を代表する透水係数(マス・パーミアビリティ¹⁾)をあわせて指定しないと有効応力経路は決まってくれないからである。有効応力経路が透水係数と無関係に決まる一次元圧密などは、やはり稀な例外なのであって、盛土荷重など一般の多次元問題では、かりに荷重の経路(荷重経路)は同じでも、透水係数が異なると地盤の変形の様子は大きく変化し、またその変化の程度は荷重の大きさそのものによっても異なってくる。なおここで地盤を代表するひとつのマス・パーミアビリティを用いる最も大きな理由は、地盤の形成過程や人工的な地盤改良などによって生じる不均質性や複雑さを克服するためである。

したがって、弾塑性圧密変形問題を考えるときは、

- 1) まず、問題となる地盤の「非排水支持力 q_{fu} 」を算定する。これによって負荷される荷重の大きさを相対的に把握できる。
- 2) 次に、「その地盤を代表する透水係数(マス・パーミアビリティ)」をひとつ特定する。

ことによって、その後の沈下挙動などのすべての問題を正しく解くことができる。

本章の目的は、以上をふまえながら盛土荷重の大きさや原地盤のマス・パーミアビリティの異なる2つの現場の事例解析を行って、それぞれの地盤に対するサンドドレーン(SD)の有効性を正しく評価することにある。事例のひとつはSDを打設した地盤でかなり大きな盛土荷重が載荷されたものである。沈下観測などから計算で求められたSD打設前の原地盤のマス・パーミアビリティは約 10^{-7} cm/secであったが、SD打設によってこのマス・パーミアビリティは約90倍上昇し、SDが圧密促進に有効であったことを示す。もうひとつは、沖縄の港湾地域に分布するサンゴ礫混じり粘土地盤上の試験盛土で、地盤の透水係数は一般の粘土地盤に比べて大きい、地盤の非排水支持力も大きいため盛土荷重は相対的に小荷重となった事例である。そのため、全体の沈下量は小さいものの、盛土盛立後の残留沈下が発生している。このような透水係数が大きいサンゴ礫混じり粘土地盤に対しても、依然としてSDが残留沈下抑制に有効であることを示す。

なお、SD工法とマス・パーミアビリティ改善効果の定量的評価には、SDの杭径やピッチなどを具体的に解析に導入できるマクロエレメント法²⁾を用いている。

2.2 軟弱粘性土地盤の変形・支持力挙動に及ぼす盛土荷重と透水係数の影響

まず、盛土のような局部荷重による粘土地盤の圧密変形の様子が、荷重の大きさと透水係数(マス・パーミアビリティ)とで実際にどのように異なってくるのかについて調べる³⁾。なお、マス・パーミアビリティはその地盤で透水係数の不均質性や異方性があったとしても、それらをすべて含んだものとして、地盤に一つ定義されるものである。

2.2.1 解析方法と条件

地盤の変形挙動を表わす弾塑性構成モデルには、本章を通じてカムクレイモデル⁴⁾を用いている。図2.1のように荷重経路を指定し、表2.1に示す極く一般的な粘土の弾塑性パラメータと図2.2、図2.3の境界条件、初期応力条件を用いて弾塑性圧密計算を行う。なお盛土直下のメッシュがやや細かくなっているが、これは後でマクロエレメント法を用いるためである。荷重の載荷速度 $\dot{q} = 1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$ は一定とする。このとき図2.4のような荷重～沈下～時間関係が得られる(模式図)が、ここで非排水支持力 q_{fu} は、表2.1と同じパラメータを用いた水-土骨格連成極限つりあい解析(付録A2.1)によって求めることができる。

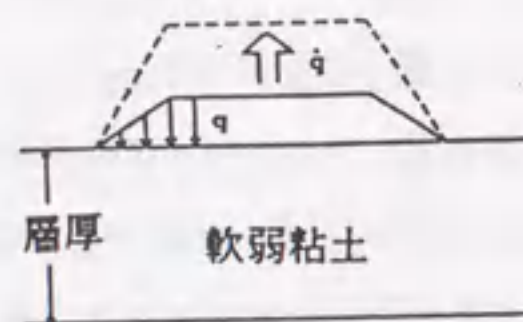


図2.1 荷重方法と盛土形状

表2.1 地盤の弾塑性パラメータ

λ	0.25	D	0.0378
κ	0.13	γ_t	16.2 (kN/m ³)
M	1.2	K_0	0.7
ν	0.2		

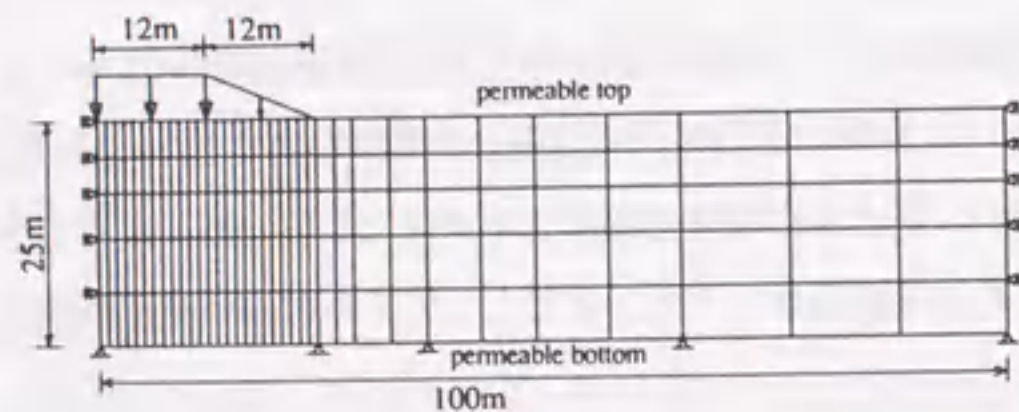


図2.2 荷重条件と有限要素メッシュ

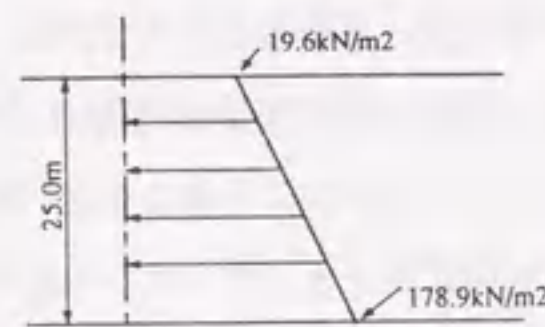


図2.3 地盤の初期応力状態

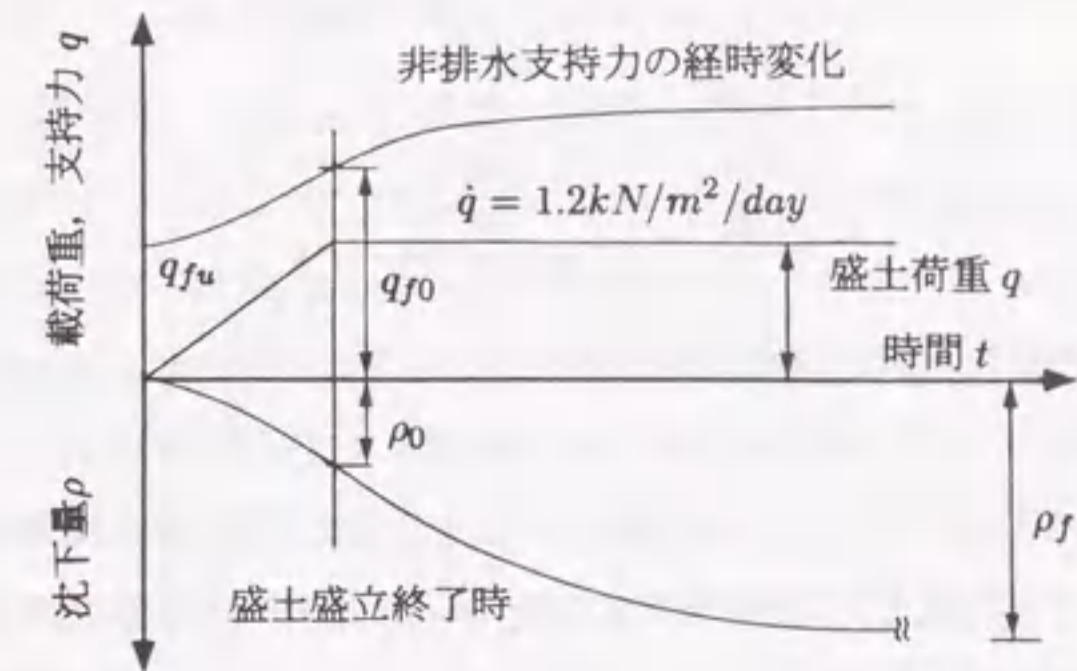


図2.4 荷重～沈下～時間関係と記号の説明

荷重載荷中でも、排水がしやすかったり透水係数が大きいと、圧密が卓越してくるので、時間の経過とともに支持力(部分排水支持力とも呼ばれる)は次第に大きくなっていく。そこで前節で述べた「荷重の大きさ(極限荷重)」を量るための支持力としては、排水条件や透水係数が関与しない「非排水支持力」を利用するのが適当である。この非排水支持力を定めるためには、粘土の弾塑性パラメータも荷重の形も境界条件もすべて必要であるが、圧密(支持力増加)に關与する地盤の排水条件と透水係数は必要としないからである。

今回用いた4種類の盛土荷重 q に対する「荷重安全率 F_s 」は、この非排水支持力 q_{fu} を用いて、

$$F_s = q_{fu}/q \quad (2.1)$$

で求められる。

2.2.2 解析結果

図2.1、図2.2、表2.1の地盤に対し、非排水支持力 q_{fu} を計算したところ、 $q_{fu} = 105 \text{ kN/m}^2$ であった。ここでは表2.2に示す4種類の盛土荷重を載荷した。

F_s	$q = q_{fu}/F_s (\text{kN/m}^2)$
1.0	105
1.25	84
2.5	42
5.0	21

図 2.5 は、沈下挙動を表現する代表的なパラメータとして「沈下比」 ρ_0/ρ_f を取り上げ、これが透水係数と荷重の大きさ（非排水支持力 q_{fu} で正規化し F_s で表わしている）でどのように変化するか示したものである。これらの曲線のことを本論文では「S字型曲線」と呼ぶ。ここに ρ_0 は盛土載荷完了時の盛土中央部直下の沈下量、 ρ_f は同位置の最終沈下量（現場では沈下予測法によって求められる）である。ここで「 ρ_0/ρ_f が大きい」とは、「盛土盛立て後の沈下（残留沈下）が小さく、圧密がかなり終了している」ことを意味する。図 2.5 から以下が読み取れる。

- (1) 「沈下比」 ρ_0/ρ_f は、透水係数 k がほぼ $10^{-7} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ の間でのみ急変し、この範囲内でいわゆる部分排水効果が現われる。このレンジをはずすと、例えば k が 10^{-7}cm/sec 以下の地盤では、載荷中非排水的に挙動し、 k が 10^{-3}cm/sec 以上の地盤では排水的に挙動して、それぞれの ρ_0/ρ_f には何の変化も起こらない。
- (2) ρ_0/ρ_f が急変する透水係数の範囲は、荷重の大きさ自体に大きく依存し、安全率が 1 程度の大きな荷重のときは、より小さな透水係数の範囲 ($10^{-7} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$) でこの急変が生じる。逆に安全率が 5 の小荷重では、かなり大きな透水係数の範囲 ($10^{-6} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$) でなければこの急変は生じない。ところが弾性圧密では、この「S字型曲線」が荷重の大きさによらず 1 本となってしまい、この点が弾塑性圧密との大きな差異になっている。また、この ρ_0/ρ_f が急変する透水係数の範囲内では、[1] SD による地盤改良によって地盤の透水性を上げるか、[2] 大きな荷重を載荷することによって、 ρ_0/ρ_f を上昇させる（沈下を速める）ことができる。ただし、[2] の大きな荷重をかけるときは、 ρ_0 も ρ_f もその絶対量は増加してくるので注意が必要である。
- (3) 盛土工事でよくみられるように本工事の前に試験工事がなされる場合、土質パラメータと載荷荷重から、弾塑性変形計算を（透水係数をひとつひとつ変化させて）複数回行い、「S字型曲線」をあらかじめ作っておき、試験工事の沈下予測で得られた ρ_0/ρ_f （ただし通常 ρ_f は実測値からの沈下予測によって求められる）から、地盤のマス・パーミアビリティを算定しておくことができる。これによって、不均質で複雑な現場の透水係数をそれほど

気にすることなく、マス・パーミアビリティひとつ使って、将来の本工事用の変形計算を行うことができ、本工事の地盤改良計画作成にあたって貴重な情報を得ることができる。

以上で現われた $10^{-7} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ などの透水係数の範囲は、厳密には載荷速度 \dot{q} や粘土地盤の厚さや弾塑性パラメータによって変化する。しかし、たとえば数 cm や逆に数百メートルの厚さの沖積粘土地盤などは考えなくてもよいのであって、この数字が 10^{-20} や 10^{+3} などになったりすることはない。載荷速度についても実際の軟弱地盤上の土工では大体決っていて大きく変わることはない。むしろ、 $10^{-7} \text{cm/sec} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ の範囲が、偶然にも粘土や改良地盤の透水係数の範囲と一致していることのために、実際には排水や非排水などの極端な土質力学でなく、部分排水の土質力学が要求されていることが重要な点である。

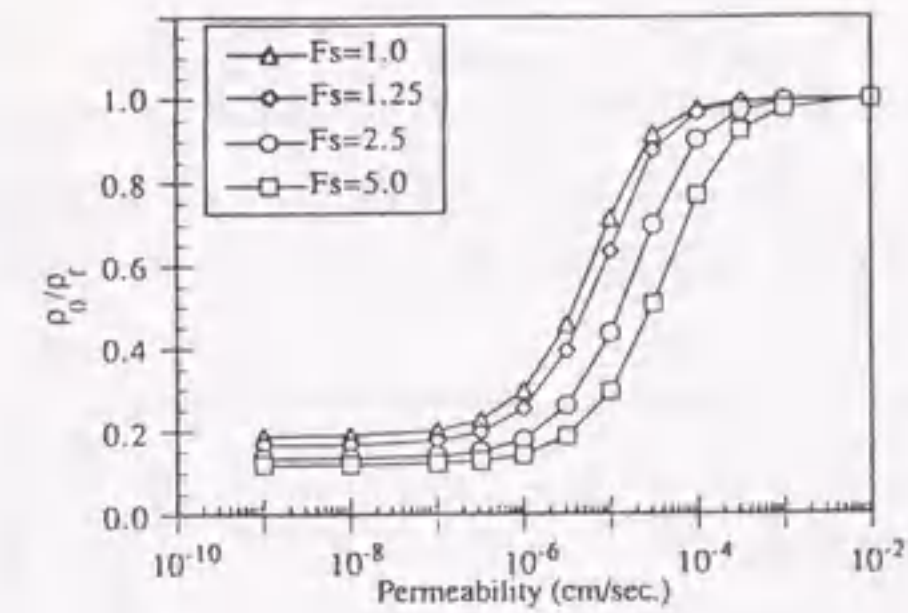


図 2.5 「S字型曲線」

2.2.3 サンドドレーン (SD) による地盤改良の効果

さて、「SD工法が地盤のマス・パーミアビリティを改善する工法であること」が証明できれば、図 2.5 からさらに次のことが見て取れる。すなわち SD が有効に機能する地盤もあれば効かない地盤もあり、また SD が効く荷重の大きさもあれば効かない荷重の大きさもあることである。いいかえると 10^{-7}cm/sec の地盤に SD を打設しても大きな荷重を掛けるのでなければ SD は効かないし (2.4 節)、またたとえ $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ の地盤でも、ごく小さな荷重の時には SD 打設による透水性の改善によって残留沈下は押しえられることになる (2.5 節)。

次節では、まず先に述べた「SD工法が地盤のマス・パーミアビリティを改善する工法であること」を検証する。

2.3 サンドドレーン(SD)の改良仕様とマス・パーミアビリティの上昇との関係

本節では、関口らの提案しているマクロエレメント法²⁾を用いて、SD改良部分を砂杭径、ピッチなどで具体的に表現した弾塑性変形計算を実施し、一方で透水性に関してマス・パーミアビリティひとつだけで表現した通常の弾塑性変形計算結果との相互比較を行う。その結果から、(1)SD工法がマス・パーミアビリティを改善するものであるのか、(2)またどの程度改善するものか、を調べる。

なお、マクロエレメント法の詳細は付録A2.2に示している。

2.3.1 解析条件

有限要素メッシュは図2.2と同じで、SD打設範囲は盛土直下全域である。土質パラメータは表2.1と同じで、改良前の地盤の透水係数は 10^{-7} cm/secである。

2.3.2 解析結果

砂杭間のピッチ(Spacing)を2.0mに固定して、砂杭直径を20, 40, 60cmとした時のマス・パーミアビリティの上昇を調べるために、 $F_s=1.25$ の荷重に対する無処理地盤での「S字型曲線」と改良時の ρ_0/ρ_f (マクロエレメント法による)をプロットしてみたのが図2.6である。

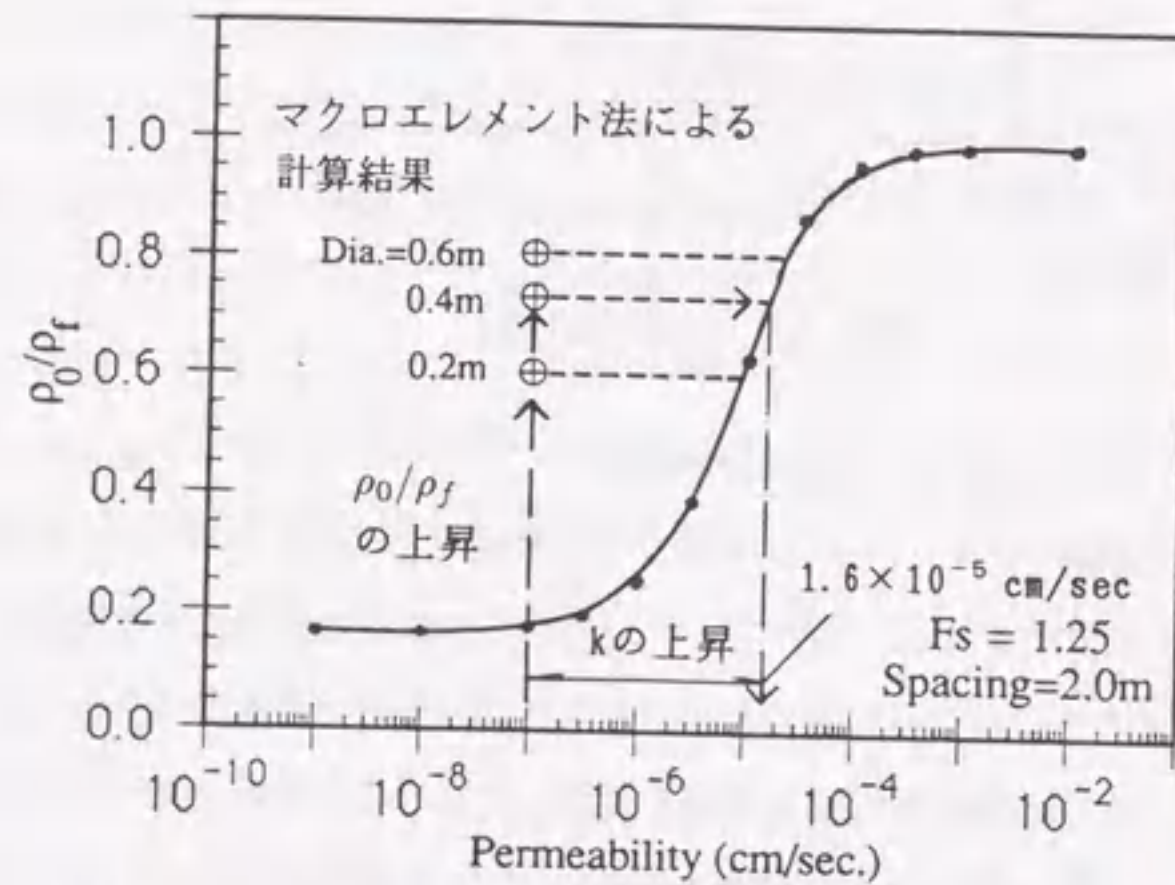


図2.6 砂杭直径とマス・パーミアビリティの改善
(Spacing:砂杭のピッチ(正方形配置),Dia.:砂杭の直径)

例えば砂杭直径が40cm(置換率は3.1%)のとき、無処理時では0.2であった ρ_0/ρ_f が、改良後0.73まで改善されている。また砂杭直径が大きいほど ρ_0/ρ_f は大きくなり圧密が促進されている。

ここで、砂杭直径40cm、ピッチ2.0mで $\rho_0/\rho_f=0.73$ のときの沈下～時間関係と、同じ $\rho_0/\rho_f=0.73$ のときの「S字型曲線」からよみとったマス・パーミアビリティ 1.6×10^{-5} cm/secにおける沈下～時間関係を比較してみる。図2.7によると、2つの曲線はよい一致を示している。この結果は以下の2つのことを示唆している。

- (1) 砂杭などで改良された複雑な透水性を有する地盤の沈下～時間挙動は、マス・パーミアビリティで表わされた均質地盤の挙動と置き換えて十分に説明できる。
- (2) これによって、SDの改良仕様(杭径、ピッチ)とマス・パーミアビリティの上昇度合いの関係が示される。例えば、砂杭径 $\phi 400$ mm、ピッチ2mの場合、マス・パーミアビリティは 10^{-7} cm/secから 1.6×10^{-5} cm/secへ約160倍上昇する(図2.6)。

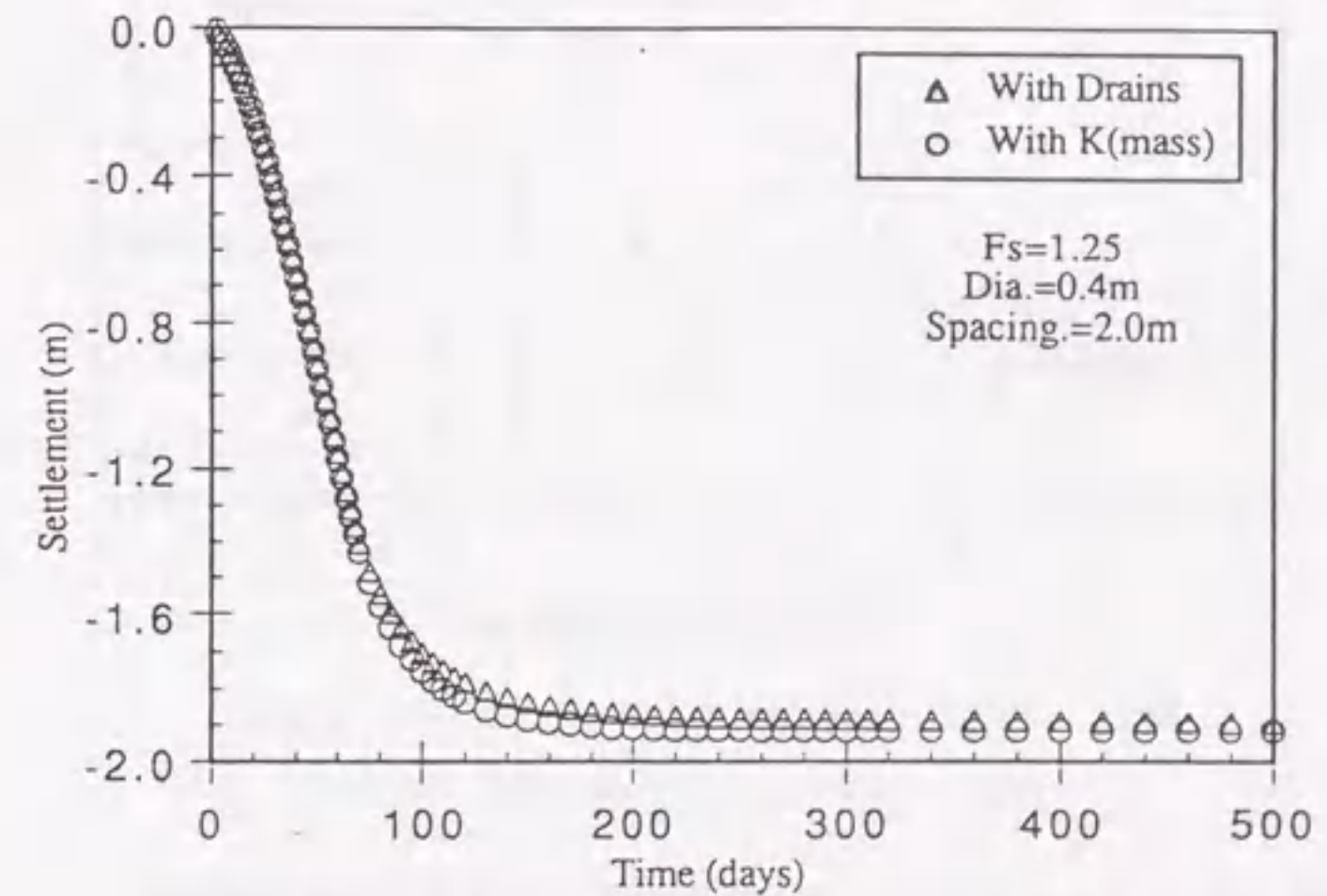


図2.7 砂杭打設地盤(With Drains)とマス・パーミアビリティ(With K(mass))で表わした地盤の沈下曲線の比較

今までは原地盤の透水係数を 10^{-7} cm/secで固定して解析してきたが、次にこの原地盤の透水係数を 10^{-9} cm/secから 10^{-4} cm/secまで変化させた各種地盤に対して、砂杭のピッチが ρ_0/ρ_f

に及ぼす影響を調べた。図 2.8 にその解析結果を示す。Fs=1.25 の荷重に対し、砂杭直径が 20cm とし、砂杭間のピッチを変化させている。図 2.8 の細破線は Fs=1.25 に対する「S 字型曲線」である。元の地盤の透水係数が 10^{-9} cm/sec のときには、ピッチを狭くしても ρ_0/ρ_f はほとんど変わらないのに対し、透水係数 10^{-6} cm/sec の地盤では 4m のピッチでも ρ_0/ρ_f は約 0.25 から 0.9 まで大きく上昇した。このことは、SD で改良した地盤の沈下促進効果は、砂杭の仕様 (杭径、ピッチ、長さ) や荷重の大きさ (Fs) だけでなく、元の地盤の透水係数にも大きく影響を受けることを示している。

なおマクロエレメント法による計算では、砂杭の透水係数は無限大になっており、理想的なサンドドレーンに対応しているため注意が必要である。

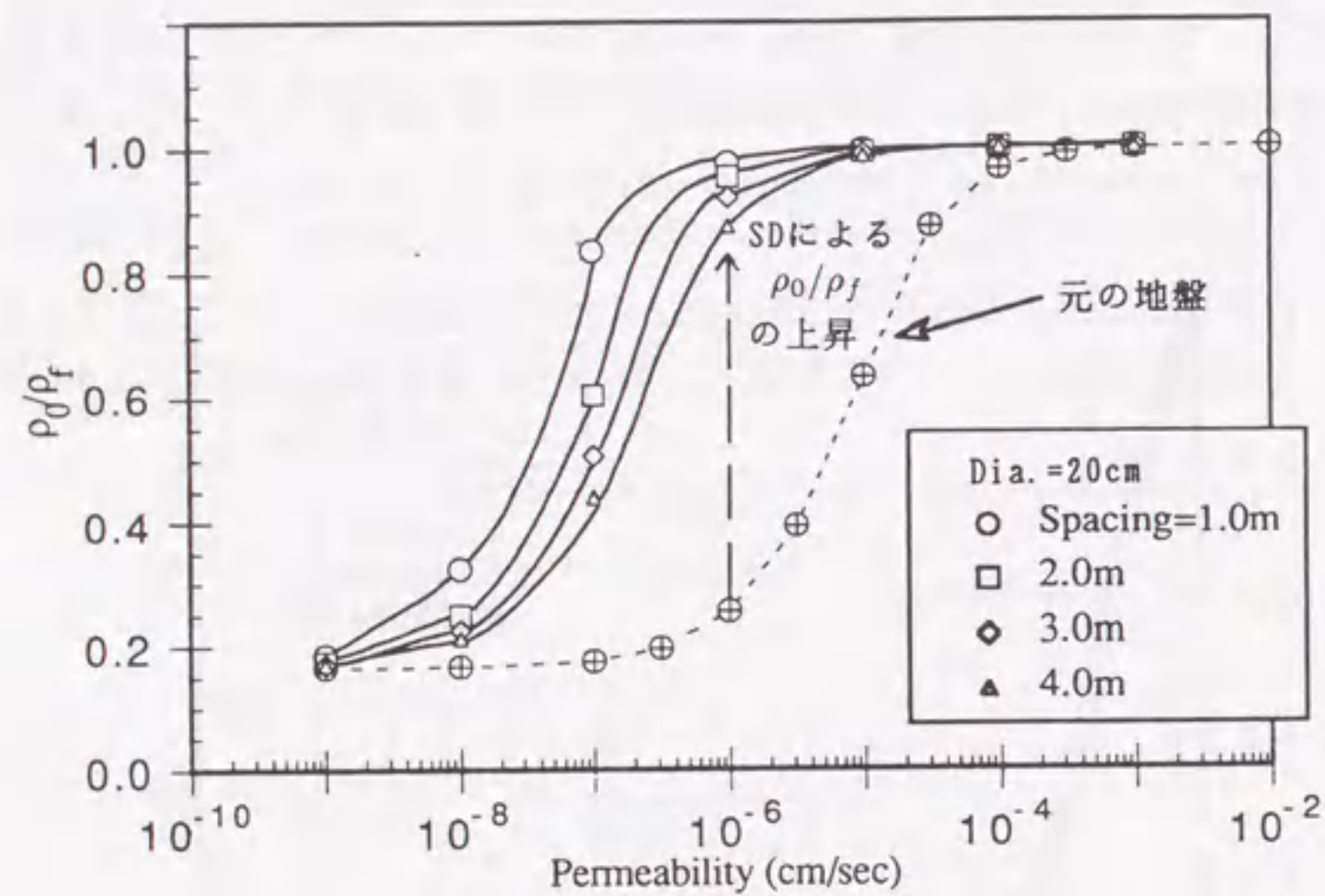


図 2.8 砂杭のピッチをマス・パーミアビリティの改善

2.4 事例解析その1—サンドドレーン (SD) 処理地盤におけるSDの有効性評価

本節では、SD で改良された地盤に「大きな」盛土荷重を載荷した現場の事例^{3),5)}を取り上げ、SDの有効性を検討する。

2.4.1 解析条件

図 2.9 に中部電力碧南試験盛土³⁾の概要を示す。地盤はSD やサンドコンパクションパイル (以下SCPとも略す) で改良されている。図中の沈下板 No.5 の沈下観測値から ρ_0/ρ_f は 0.58 であった。地盤を表現する弾塑性構成モデルはカムクレイモデルである。事前の土質調査により土質パラメータは表 2.3 のように、また地盤の初期応力状態は図 2.10 のようになった。

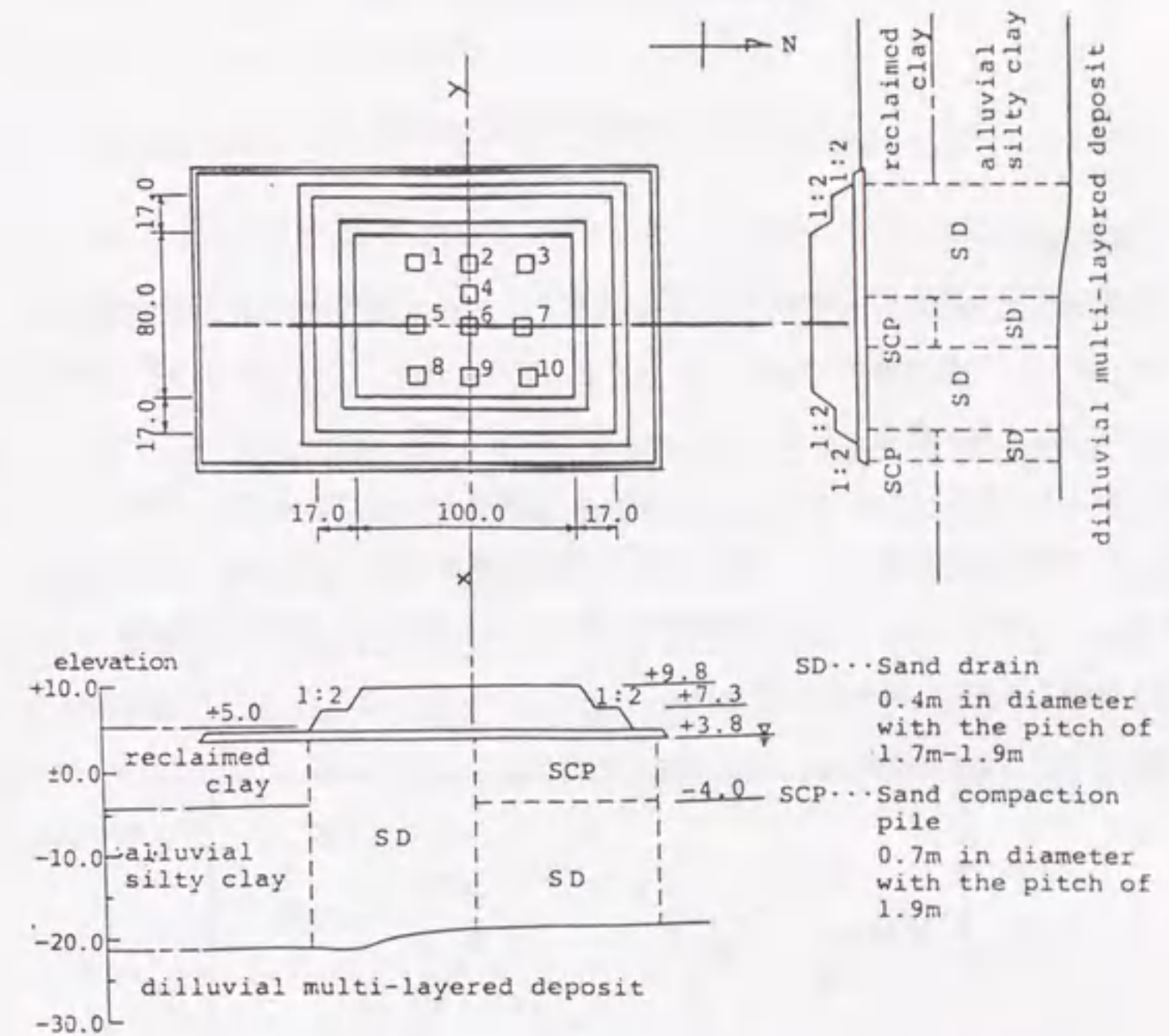


図 2.9 碧南試験盛土の概要³⁾(□:沈下板)

表 2.3 得られた弾塑性パラメータ

λ	κ	M	ν'	e_0	K_0
0.3	0.106	1.01	0.346	2.346	0.53

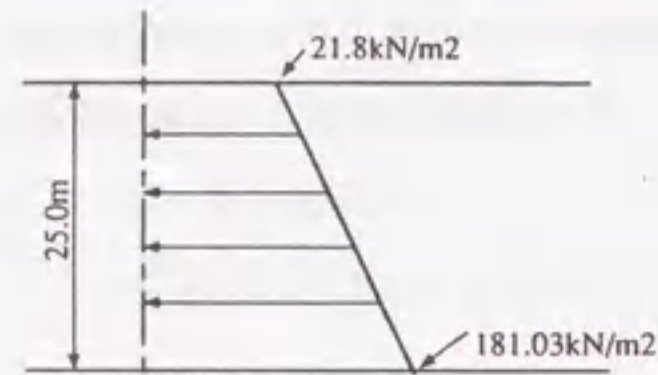


図 2.10 地盤の初期応力状態

2.4.2 解析結果

まずはじめに地盤の非排水支持力 q_{fu} を求めると、 123kN/m^2 となった。試験盛土は約 $1.4\text{kN/m}^2/\text{day}$ の荷重速度で $q=121\text{kN/m}^2$ まで荷重された。このとき F_s は 1.02 であり、相対的に「大きな」盛土荷重となっている。

まず、表 2.3 の土質パラメータと $q=121\text{kN/m}^2$ の荷重 ($F_s=1.02$) を用い、透水係数を変化させて行った弾塑性変形計算によって得られた S 字型曲線 A を図 2.11 に示す。沈下観測によって得られた $\rho_0/\rho_f=0.58$ から、この S 字型曲線 A を用いて、現状の SD 処理地盤のマス・パーミアビリティ $k=8.3 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ が得られる。

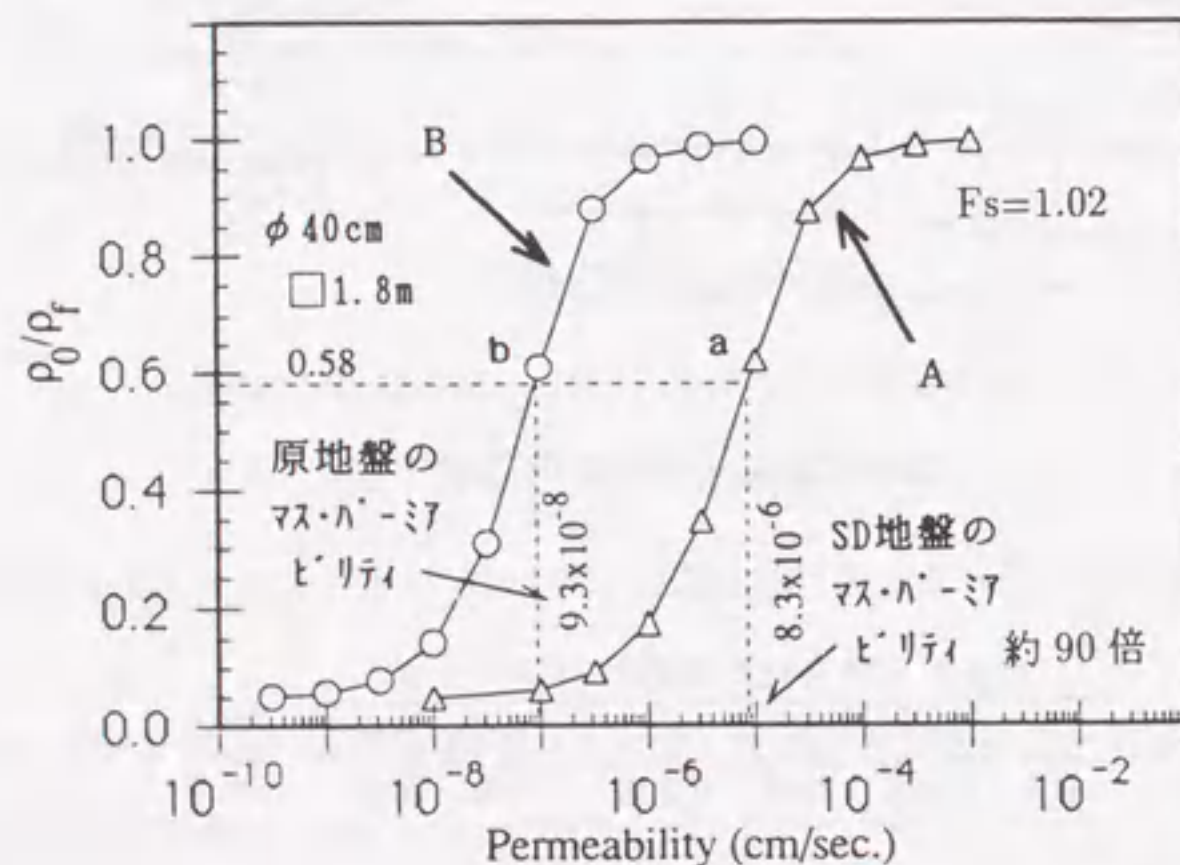


図 2.11 SD によるマス・パーミアビリティの改善

次に、表 2.3 の土質パラメータと $q=121\text{kN/m}^2$ の荷重 ($F_s=1.02$)、および実際の改良仕様と同じ $\phi 40\text{cm}$ 、ピッチ 1.8m のマクロエレメントを用いて現地盤の透水係数を変化させて得られた S 字型曲線 B を図 2.11 中に示す。これは S 字型曲線 A とはまったく無関係に決まってくる。

前節でマクロエレメント法とマス・パーミアビリティによる沈下挙動の整合性をすでに示してきた。そこで S 字型曲線 B の $\rho_0/\rho_f=0.58$ における点 b での沈下挙動は、S 字型曲線 A における点 a の沈下挙動と同等とみなすことができ、点 b から下へたどって、SD 打設前の現地盤のマス・パーミアビリティ $9.3 \times 10^{-8}\text{cm/sec}$ を得ることができる。

このことから、以下の 2 点が結論付けられる。

- (1) SD 処理地盤のマス・パーミアビリティは、SD 打設前の約 90 倍となっている。
- (2) その結果、今回は大荷重が作用していたために、原地盤の透水係数が比較的小さかったにもかかわらず、 $\rho_0/\rho_f=0.05$ から 0.58 まで上昇し、盛土盛立後の沈下抑制に SD が効果的であった。

なお、図 2.12 には、実際に観測された沈下曲線 (Observed)、 $k=8.3 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ のマス・パーミアビリティで表わした地盤の沈下曲線 (With Kmass) およびマクロエレメント法による解析の結果得られた沈下曲線 (With macro ele.) の 3 本を合せて示している。3 本とも盛土盛立後は良い一致を示している。盛土盛立中に (実測値と計算値が) 合わないのは、盛土が非常に広いために平面的な荷重の手順が必ずしも一定していなかったこと、地盤の沈下とともに全体の層厚が変化 (減小) していること、および第 4 章以降に示すが砂杭打設による杭間粘土の強度回復などが原因として考えられる。

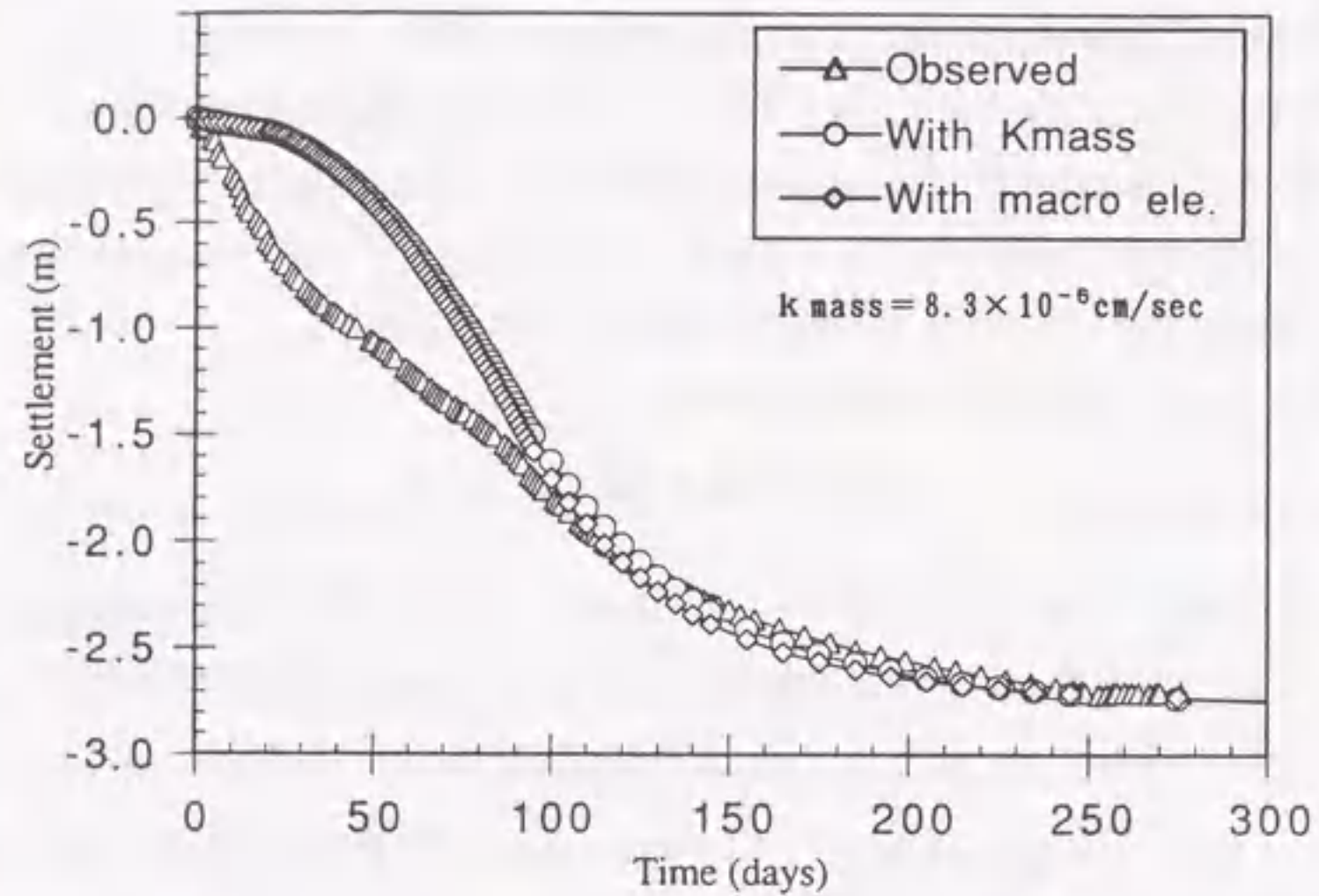


図 2.12 実測値と解析値の沈下曲線の比較

2.5 事例解析その2「サンゴレキ混じり粘土」地盤における沈下挙動とサンドドレーン(SD)の有効性評価

2.5.1 概説

沖縄地方(奄美から沖縄本島, 宮古, 石垣島にかけて)の港湾地区にはサンゴ礫混じり粘性土地盤と呼ばれる沖積軟弱地盤が広く分布している⁶⁾。サンゴ礫混じり粘性土地盤は, リーフの内側(礁原)において随所にみられるもので, 付録 A2.3 で詳細に述べる形成過程のため, 人の小指ほどの大きさ, 形の枝サンゴ片を多量に含有し, 枝サンゴ片同士の間隙に細粒土がゆるくつまっている状態であり, 空隙率が高く極めて軟弱である。実際にボーリング結果のサンプルをみると, 外から見た色などは通常の粘土のものだが, その中にサンゴ礫が隠されているという表現が最も近い。

このサンゴ礫混じり粘性土地盤は, 沖縄県下のサンゴ礁海域における構造物の建設に際し, その設計時に以前から問題となってきた。すなわち, 地盤が長さ 20~50mm 程度の枝サンゴ片

を多く含むため, サンプルング時および供試体作成時に乱されることが多く, 設計に対しては地盤強度や沈下特性を正確に把握できない恐れがあること, また地盤の強度として c , ϕ のどちらかで評価すべきかの判定が困難などの問題である⁷⁾。以上の問題のため, 正確な土の強度や沈下特性の把握が著しく困難になっており, その不確定さは沖縄在住のベテラン土質技術者の経験や知識などによって補われている部分が多い。

那覇港における代表的なサンゴ礫混じり粘性土の粒径加積曲線を図 2.13⁸⁾ に示す。これによるとサンゴ礫混じり粘性土は, 粘土から砂, 礫まで広く含んでおり, 粒度から見ると粘土と礫の中間に位置する。

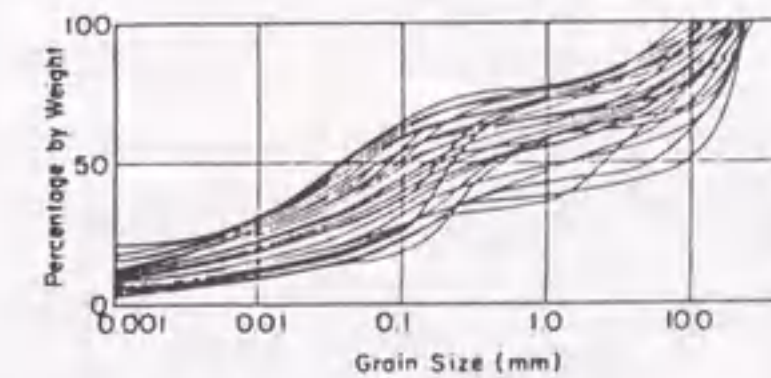
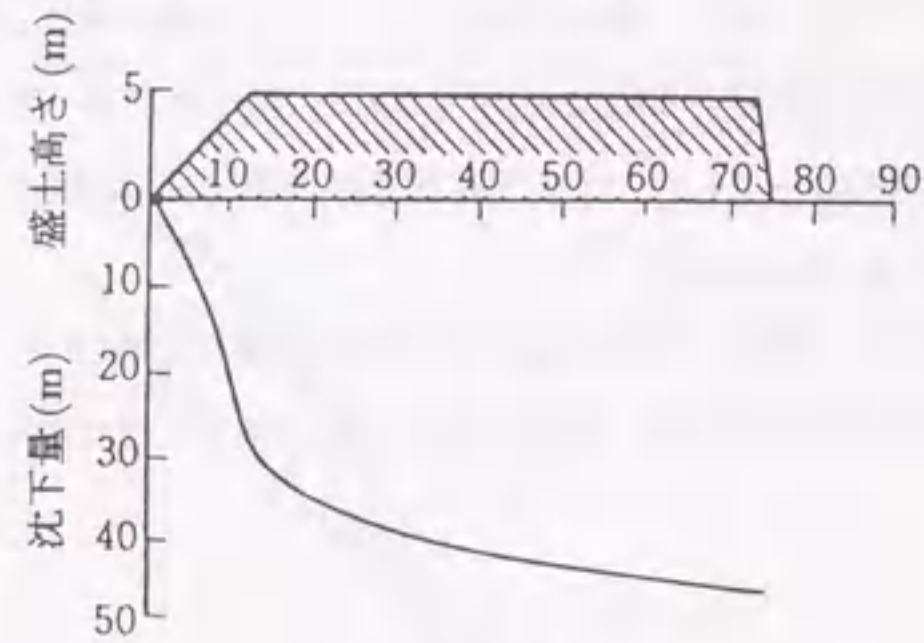


図 2.13 サンゴ礫混じり粘性土の粒径加積曲線⁸⁾

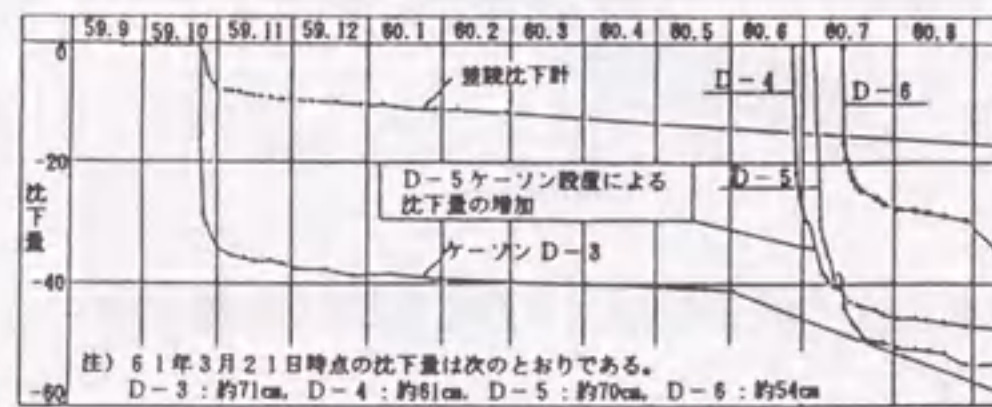
中間的な材料の評価に際して, 例えば, 粘土は $\phi=0^\circ$, 砂は $\phi=35^\circ$ だから中間は $\phi=17.5^\circ$ でよいという見方は正しくない。サンゴ礫混じり粘性土地盤では, いまだほとんどすべり破壊が生じたことがない一方, 長期沈下はいつまでもだらだら続く傾向にある。この中間土地盤は, 一般にある問題(安定など)に対しては排水的であるが, 別の問題(沈下など)に対しては非排水的なのであり, またそのいずれでもない“部分排水挙動”をとることも多い。このことは単に物性を中間的に捉えるだけでなく, 問題を構造的に捉える視点が重要であることを示唆している。なお, サンゴ礫混じり土の成因と既往の研究については付録 A2.3 に詳しく示している。

さてサンゴ礫混じり粘性土地盤は, サンゴ礫以外にも砂分なども含むため, 一般に透水係数は大きめで, また地盤の支持力も大きい。しかしこの地盤に盛土を載荷すると, 沈下が長期にわたり, 最終沈下量は盛立終了時の約 2 倍に達することがある⁶⁾。実はこのような現象はサンゴ礫混じり粘性土地盤では他にもみられるようである。実測データを整理した例として, 小沢・稲垣・荘司⁶⁾の那覇港における試験盛土報告, 井福ら⁹⁾の宮古島平良港防波堤沈下計測結果, Hagenaar・Wolsleger¹⁰⁾によるサウジアラビアの紅海沿岸の埋立地で観測された長期沈下

データなどがある(図2.14)。

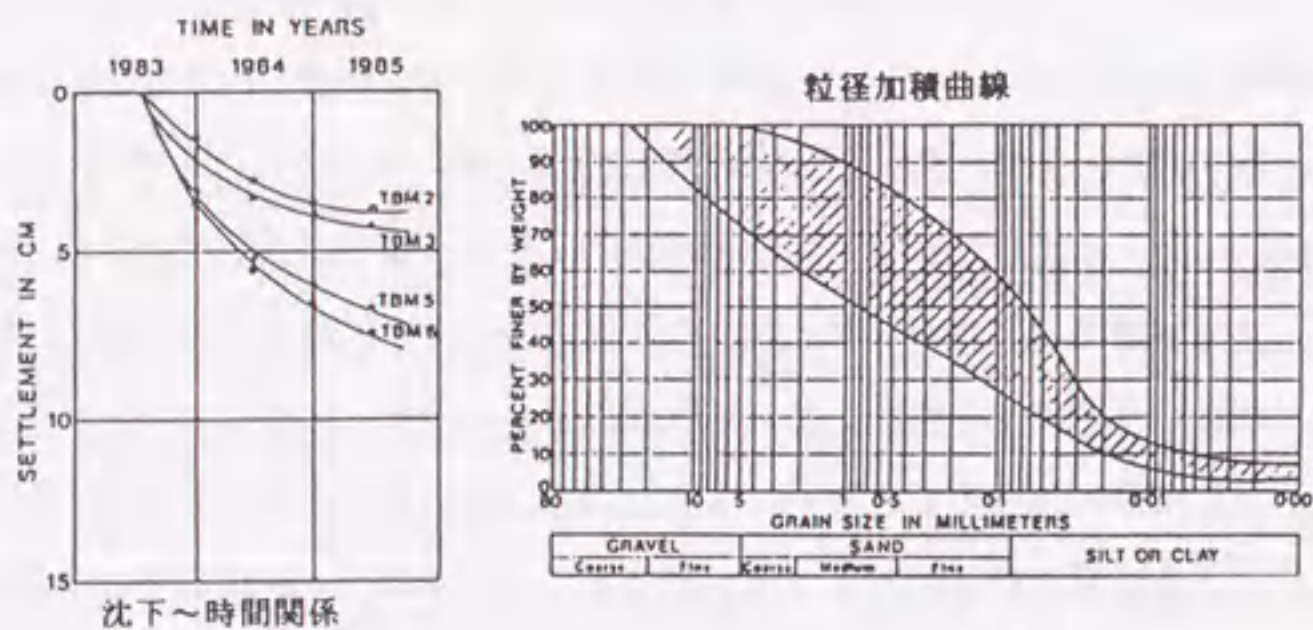


(a) 那覇港⁶⁾



ケーソン施工に伴う沈下量の経時変化

(b) 宮古島平良港⁹⁾



(c) サウジアラビア ヤンプ石油精製基地¹⁰⁾

図2.14 サンゴ礫混じり粘性土地盤の長期沈下挙動

これらの沈下データを見ると、透水性の大きい中間土地盤であるにもかかわらず沈下が比較的長く続いている。これらの沈下量自体は小さいものであるが、例えば揚陸施設など水平精度が要求される港湾構造物に対し、不同沈下障害などによる悪影響を及ぼすことが考えられる。この沈下が継続する理由としては、たとえ地盤の透水係数が大きくても、非排水支持力も大きくて荷重が相対的に「小荷重」になっていることに尽きるのだが、本節では、たとえ透水係数が大きくても「小荷重」のときには、なおSDによる透水性の改良が地盤の残留沈下抑制に有効であることを、事例を挙げて説明する。

2.5.2 那覇港試験盛土の事例解析

ここでは、サンゴ礫混じり粘性土地盤の支持力と沈下挙動の関係を、現場試験盛土工事における沈下観測データとその事例解析を通じてあきらかにする。

サンゴ礫混じり粘性土地盤ではなぜ長期にわたり残留沈下が続くのか、そして地盤の透水性はすでに十分に大きいはずなのにさらにSDなどで改良する必要があるのかどうか、これらを問題とする。問題を解く際は、2.3, 2.4 で用いた手法の枠組みをそのまま適用する。すなわち前掲図2.5の「S字型曲線」で問題を理解することを試みる。

(1) 那覇港試験盛土の概要

昭和50年度に沖縄開発庁沖縄総合事務局により、那覇港においてサンゴ礫混じり粘性土地盤の特性把握のための試験盛土が実施された。その結果については小沢ら⁶⁾の詳細な報告がある。

試験工事は図2.15のように3つの工区に分かれている。I工区では、無処理地盤上に12日間で高さ5mの盛土が施工され、各種土質調査および動態観測(2ヵ月)が実施されている。今回はこのI工区だけの解析を行うが、II工区では、サンゴ礫混じり粘性土層の上半分だけをサンドコンパクションパイル(SCP)で改良し、約1.5ヵ月の動態観測が実施されている。またIII工区では、地盤のすべり破壊を起こさせて地盤強度を逆解析するため無処理地盤上に高さ8mの盛土が5日間で急速に施工されている。

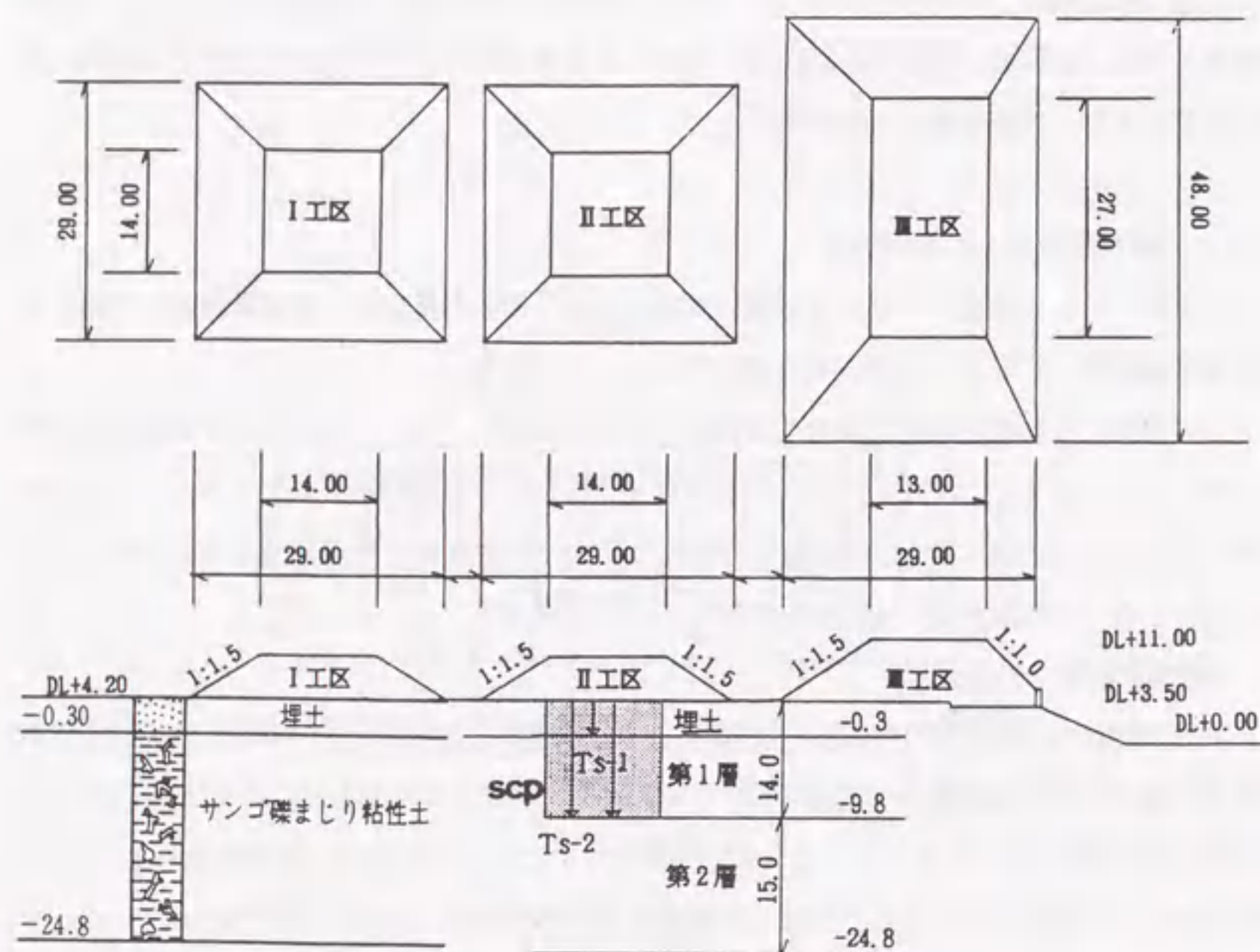


図 2.15 那覇港試験工事の概要

試験工事位置の土層構成を代表するものとして、I工区の結果を図2.16に示す。工区ごとに若干の層厚の違いはあるが、地表面より約4.5mは海底の軟弱サンゴ礫混じりシルトがポンプ浚渫によって埋立てられたものである。この下部の層厚25mほどは、旧海底地盤である軟弱なサンゴ礫混じりシルト層で、N値は1~3程度、粒度組成は、枝サンゴの破砕片（直径5~15mm、長さ20~50mm程度）と粘土、シルト、砂の配合であり、サンゴ礫の含有量もばらつきがあり、20~50%程度となっている。この層の下部は部分的に固結した比較的層厚の薄い粘土層とさらにその下にポーラスな琉球石灰岩層がある。

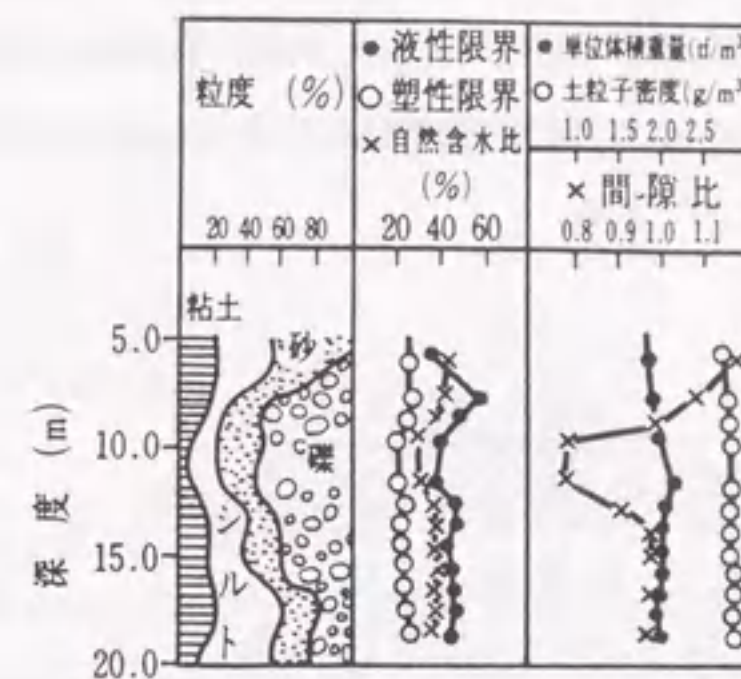


図 2.16 I工区の土質柱状図

(2) 解析方法

通常の解析では詳細な土質調査結果をもとに弾塑性パラメータを決めればよいが、サンゴ礫の混入により試料の乱れなどが無視できず、データの信頼性が問題であるため、次のような解析のアルゴリズムを考えた。

- 1) 試験工事で得られた载荷中の沈下~時間データに「区分線形近似による沈下予測手法^{11),12)}」を適用し、地盤の剛性の劣化程度から極限支持力 q_f を推定する。
- 2) 土質調査結果と、1) で求めた極限支持力 q_f を参考にして、弾塑性パラメータを決定する。
- 3) 得られた弾塑性パラメータを用いて、非排水支持力 q_{fu} を剛塑性有限要素法による土~水連成極限つりあい解析によって求める。
- 4) 同じ弾塑性パラメータを用いて、 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係を求め、実測の沈下データから地盤を代表する透水係数（マス・パーミアビリティ）の逆算を試みる。
- 5) マクロエレメント法による弾塑性変形解析を行い、SDの有効性を調べる。

2.5.3 解析結果

(1) 極限支持力の推定

図 2.17 は荷重履歴と盛土中央部直下の沈下曲線である。まず、盛土築造中の沈下観測値から、この地盤の極限支持力 q_f を求める。これを求めておく理由は次のように2つある。ひと

つは弾塑性パラメータを求める際の参考とするためである。ここで弾塑性パラメータは一般に三軸試験結果などより求めるのだが、今回は礫分がかなり含まれていることによる試料の乱れなどの試験精度の問題があるため、この極限支持力 q_f の値も参考にして弾塑性パラメータの値を求めている。理由の2つめは、後で算出する非排水支持力 q_{fu} との比較を行って、弾塑性パラメータの妥当性を検証するためである。

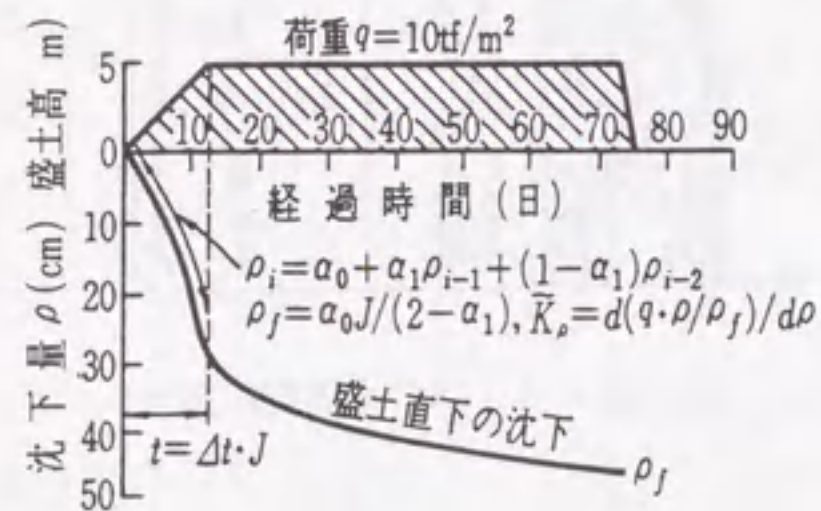


図 2.17 荷重履歴と盛土中央部直下の沈下曲線

区分線形近似による極限支持力推定の詳細は文献 11), 12) に譲り、以下に概略を示す。まず漸増荷重載荷中のある区間の沈下データを用いた一階の線形予測の基礎方程式は、

$$\rho_i = \alpha_0 + \alpha_1 \rho_{i-1} + (1 - \alpha_1) \rho_{i-2} \quad (2.2)$$

となる。ここに α_0, α_1 は地盤固有の定数であり、 ρ_i は等時間間隔 Δt に対し、時刻 $t = \Delta t \times i$ における沈下量である。実際には上式を変形した次式

$$(\rho_i - \rho_{i-1}) = \alpha_0 + (\alpha_1 - 1)(\rho_{i-1} - \rho_{i-2}) \quad (2.3)$$

を荷重漸増中の沈下観測値にあてはめて、最小二乗近似から α_0, α_1 を求める。なおこのあてはめの作業については簡単な方法があり、付録 A2.4 に示している。

時刻 T で荷重を終了し盛土荷重 q で放置した場合の予測最終沈下量 ρ_f は次式で求められる。

$$\rho_f = \frac{\alpha_0}{(2 - \alpha_1)} \times \frac{T}{\Delta t} \quad (2.4)$$

さらにこれを用いて地盤の割線骨格変形係数 K_ρ をつぎのように定義する。

$$K_\rho = \frac{q}{\rho_f} \quad (2.5)$$

図 2.18 は載荷中の沈下観測値であり、このデータから 4 つの区間を取り出し、刻々の割線骨格変形係数 K_ρ を算定したものが図 2.19 である。極限支持力を求めるためには、割線骨格変形係数 K_ρ から接線骨格変形係数 \bar{K}_ρ を求め、 \bar{K}_ρ の劣化を追跡し $\bar{K}_\rho \rightarrow 0$ となる荷重を求めなければならない。 \bar{K}_ρ を求めるためには、次式で定義される $q'(t)$ を新たに求めておく。

$$q'(t) = K_\rho(t) \times \rho(t) \quad (2.6)$$

これより \bar{K}_ρ は次式から求められる。(表 2.4, 図 2.20)

$$\bar{K}_\rho = \frac{dq'(t)}{d\rho(t)} \quad (2.7)$$

以上より求めた地盤の骨格剛性 \bar{K}_ρ の劣化を荷重に対してプロットしたものが図 2.21 で、これによるとこの載荷速度のときの支持力 q_f は 250~350 kN/m² 程度になる。

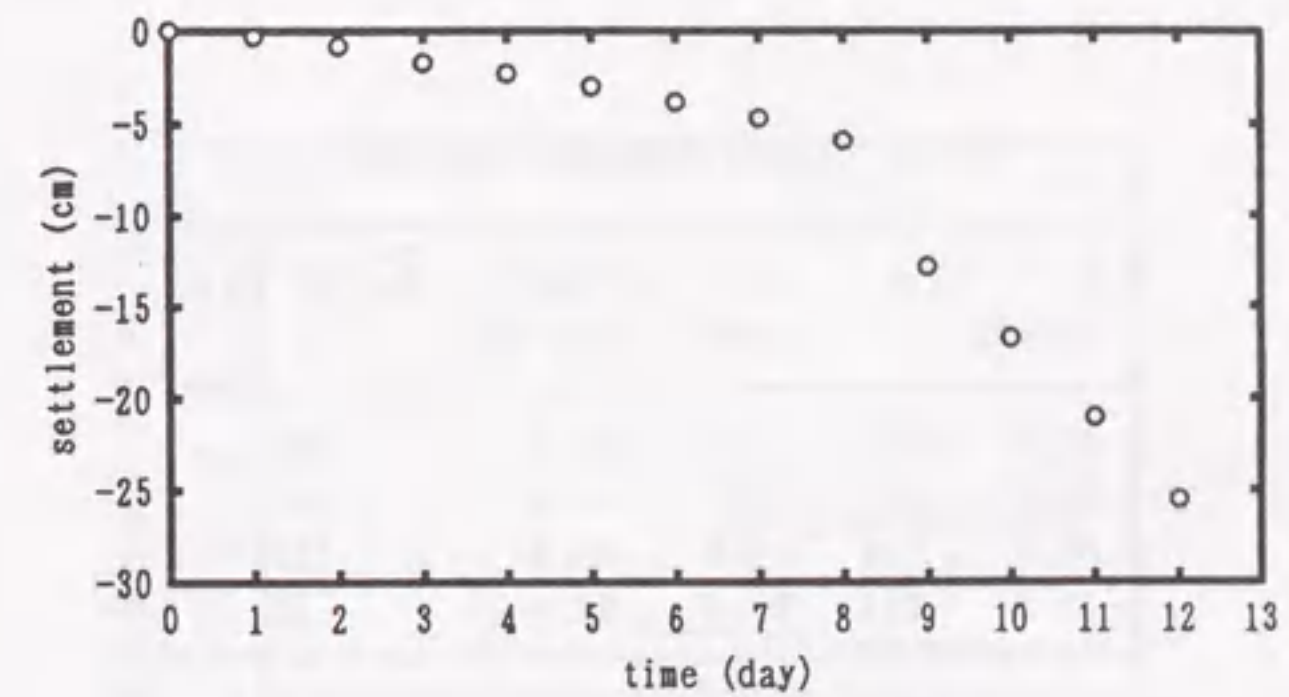


図 2.18 荷重漸増中の沈下観測値

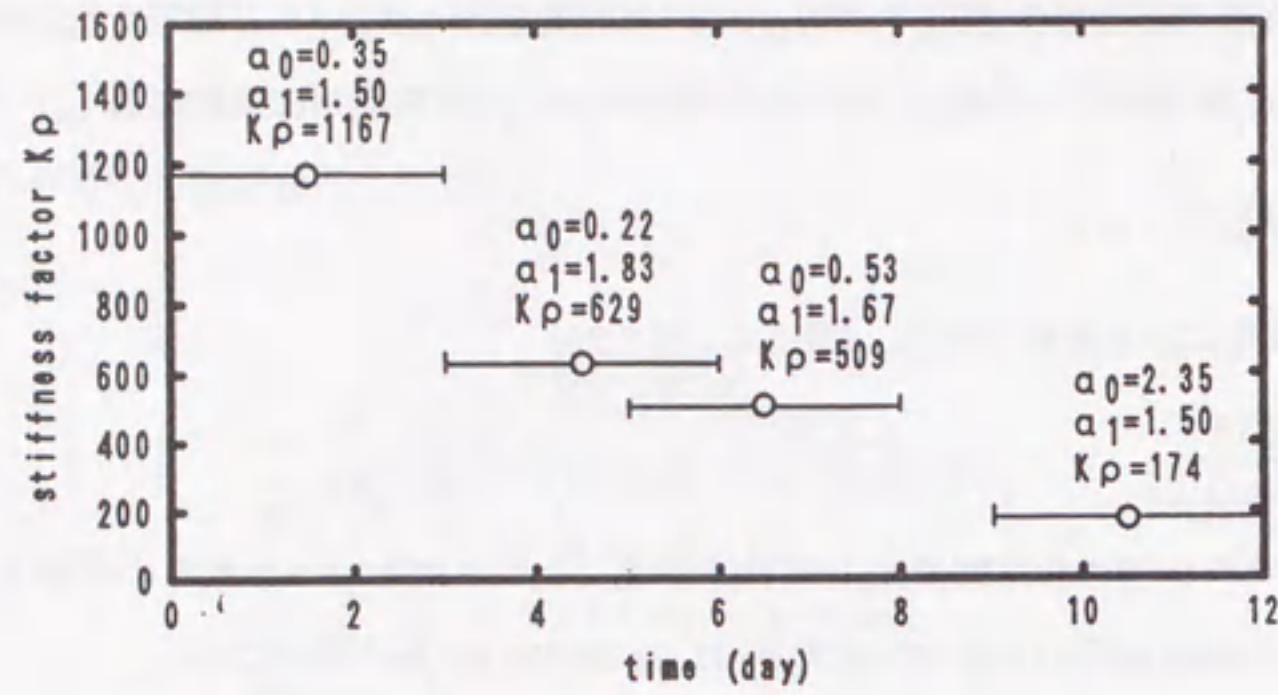


図 2.19 刻々の割線骨格変形係数 $K\rho$ の算定

表 2.4 接線骨格変形係数 $\tilde{K}\rho$ の算定

q (KN/m ²)	$K\rho$	ρ (cm)	$q' = K\rho \cdot \rho$ (KN/m ²)	$\tilde{K}\rho = dq'/d\rho$
12.3	1167	1.0	11.7	620
36.8	629	2.7	17.0	220
53.1	509	4.0	20.4	120
85.8	174	20.0	34.8	90

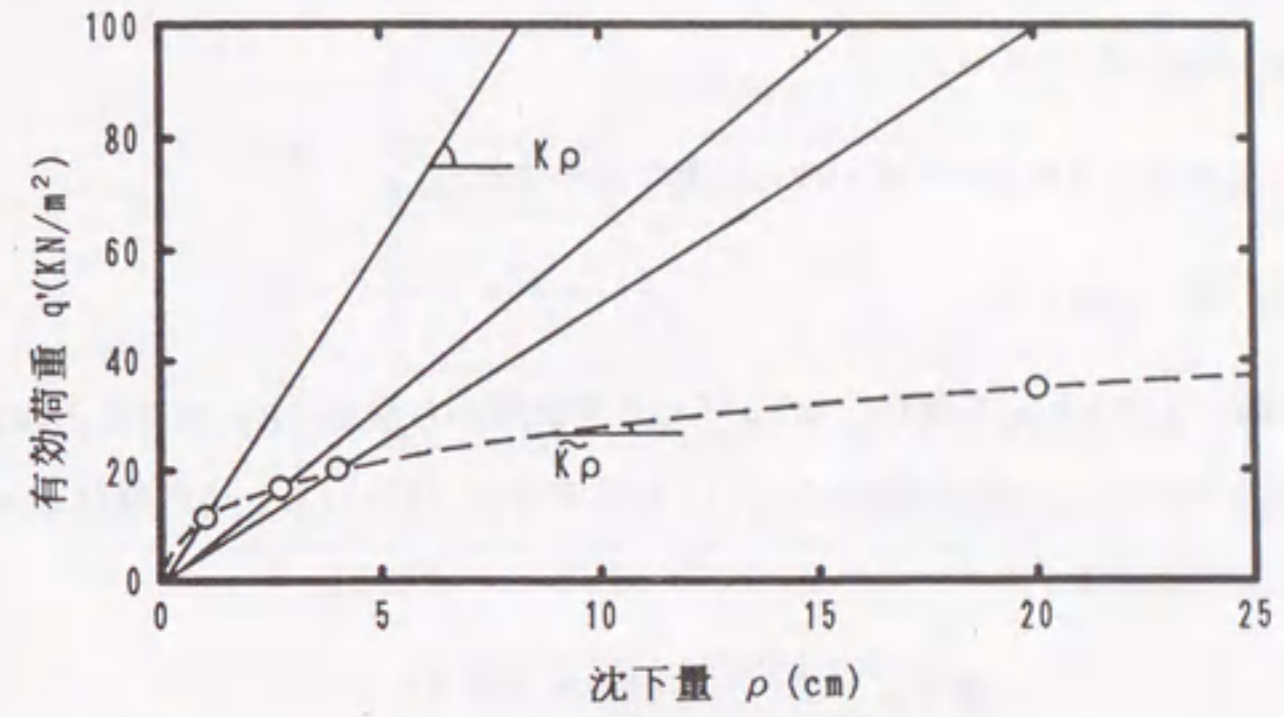


図 2.20 $K\rho$ および $\tilde{K}\rho$ の変化

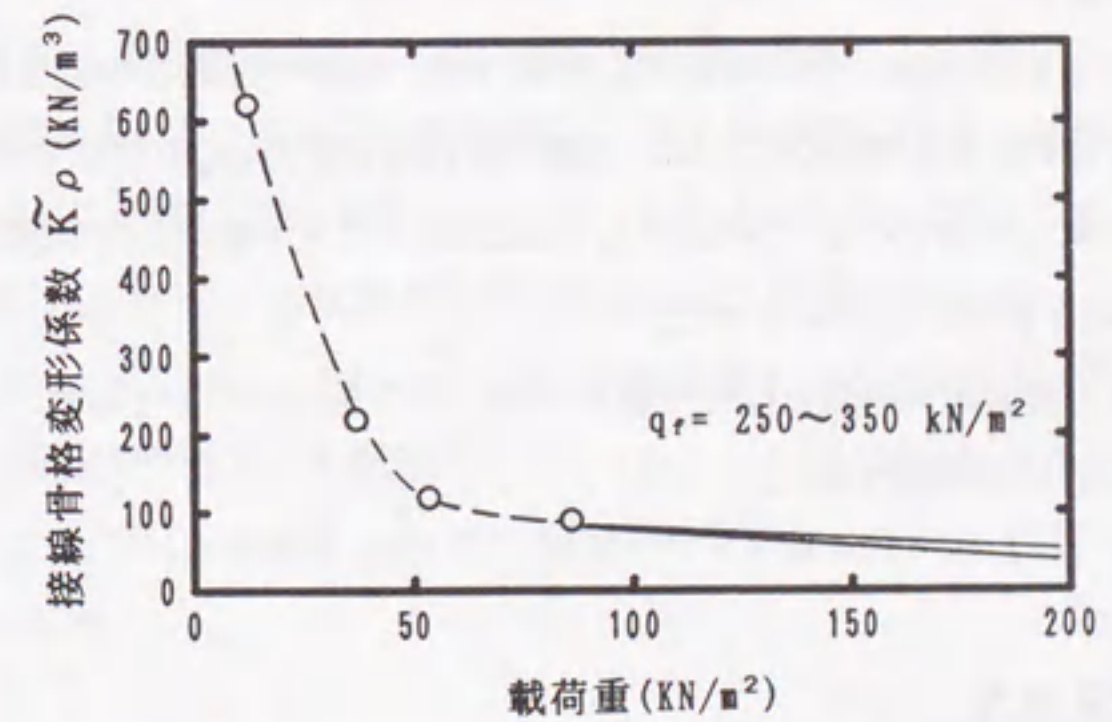


図 2.21 接線骨格変形係数 $\tilde{K}\rho$ の劣化

(2) 弾塑性パラメータの推定

(1) で求めた支持力 q_f が直ちに瞬間荷重に対応した非排水支持力 q_{fu} を与えるのではないが、 q_f の推定の下限あたりを使って $q_{fu} = 280 \text{ kN/m}^2$ とする。このとき試験盛土の荷重は 98 kN/m^2 であるから安全率で約 2.9 程度であったことが分る。図 2.5 に照せば小荷重である。

地盤の弾塑性パラメータは、以下のように推定できる。まず $q_{fu} = 5.14c_u$ によって地盤中央

深さの非排水強度 c_u を推定する。「カムクレイモデル」では、破壊時の平均有効応力は次式であらわされる。

$$p'_f = p'_0 \cdot \exp(-\Lambda), \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (2.8)$$

$p'_f = q_u/M$, $q_u = 2c_u$ であるから式 (2.8) は次のようになる。

$$2c_u = M \cdot p'_0 \cdot \exp(-\Lambda) \quad (2.9)$$

ここで圧密試験による λ と e_0 を使い、 $M(\phi')$ は力学試験から求め、 $K_0 = 0.5$ とおいて、地盤中央深さの p'_0 を用いると、式 (2.9) から $\Lambda, (\kappa)$ も逆算でき、 $D = (\lambda - \kappa) / \{M(1 + e_0)\}$ も求まるので、表 2.5 の弾塑性パラメータがすべて得られることになる。

λ	κ	M	ν'	e_0	K_0
0.087	0.051	1.64	0.33	2.0	0.50

(3) 非排水支持力の算定

有限要素メッシュを図 2.22、土質調査により得られた地盤の初期応力状態を図 2.23 にとって、試験盛土の荷重安全率を求めるために、地盤の非排水支持力 q_{fu} を計算すると、 270 kN/m^2 となった。盛土荷重 q が 98 kN/m^2 であるから $F_s = 2.76$ となり、载荷した試験盛土は相対的に「小荷重」であることがあきらかになった。

なお先に推定した非排水支持力とはやや異なるが、その差はわずかであり、全体として選定した弾塑性パラメータに問題はない。

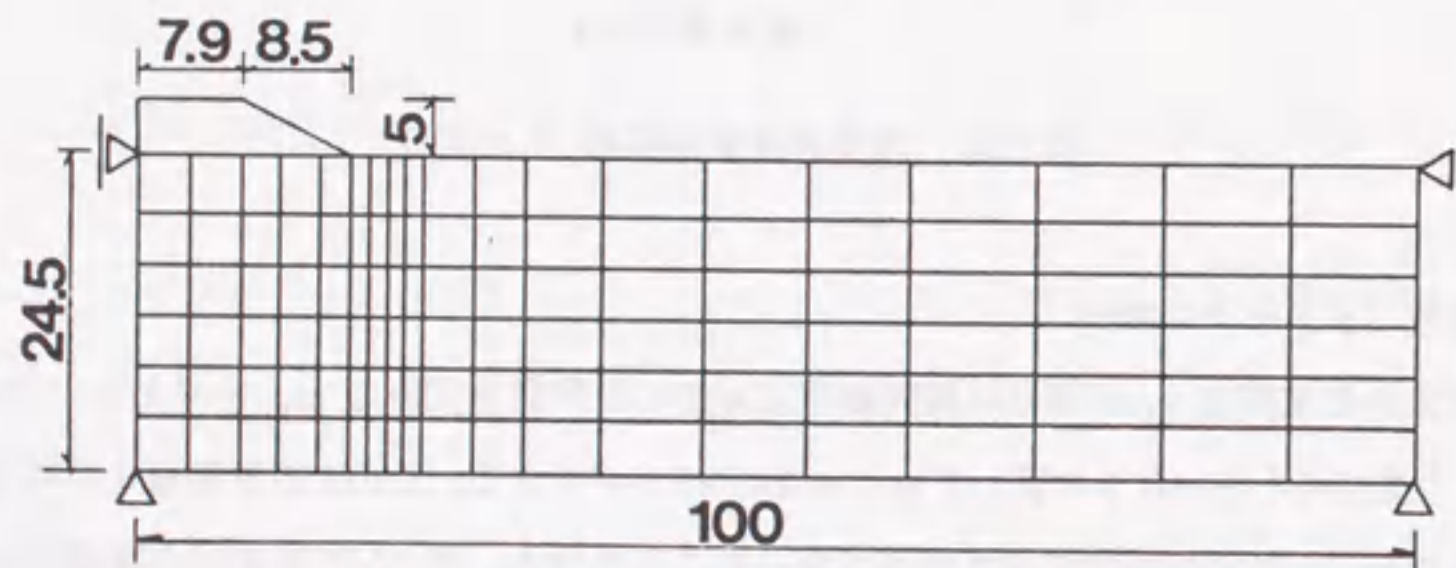


図 2.22 荷重条件と有限要素メッシュ

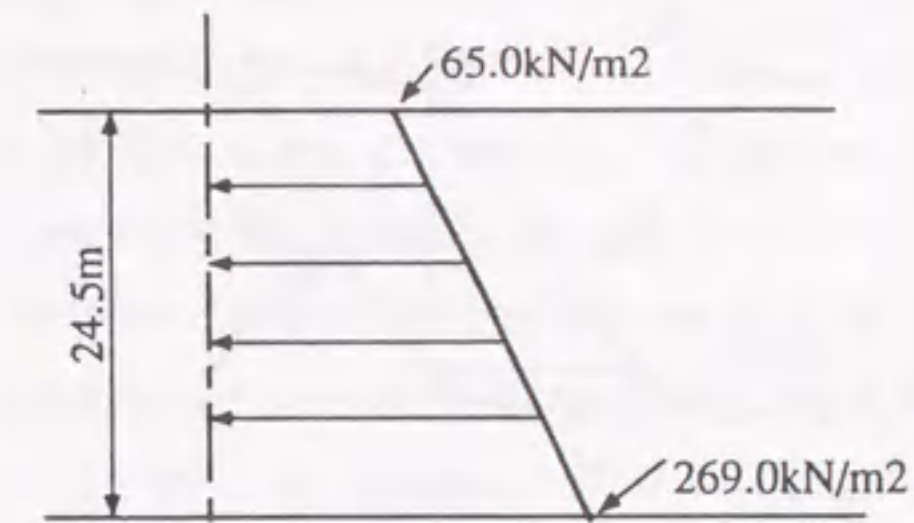


図 2.23 地盤の初期応力状態

(4) $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係とマス・パーミアビリティの推定

下部基盤層がポーラスな琉球石灰岩であることから両面排水条件とし、盛土の平面形状が正方形であることから、面積をあわせた軸対称条件の荷重に換算して、弾塑性圧密変形を計算していくと、この試験盛土現場固有の「S字型曲線A」図 2.24 が得られる。実測の $\rho_0/\rho_f = 0.47$ をこの図にあてはめれば、地盤の透水係数（マス・パーミアビリティ）はおおよそ $1.4 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 程度であったこともわかる。当地盤の圧密係数 c_v および体積圧縮係数 m_v は、Tsuchida ら⁸⁾ によってすでに示されており、これらから透水係数を推定すると $10^{-6} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 程度である。先に求めた透水係数もこの範囲に入っていることから、ほぼ妥当な数値といえる。試験盛土から決められたこれらの定数を用いて、試験盛土を計算し直すと実測との一致は図 2.25(a) のように良好である。

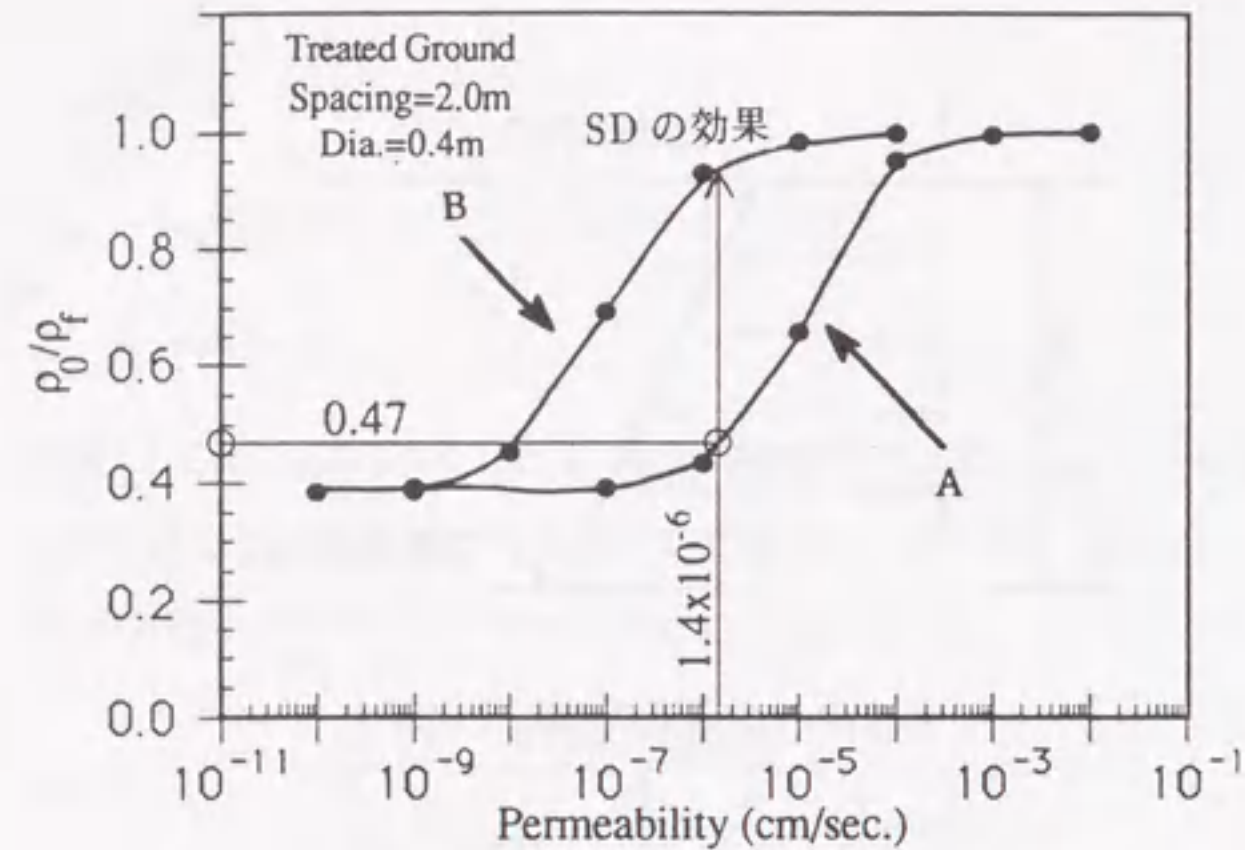


図 2.24 SD によるマス・パーミアビリティの改善

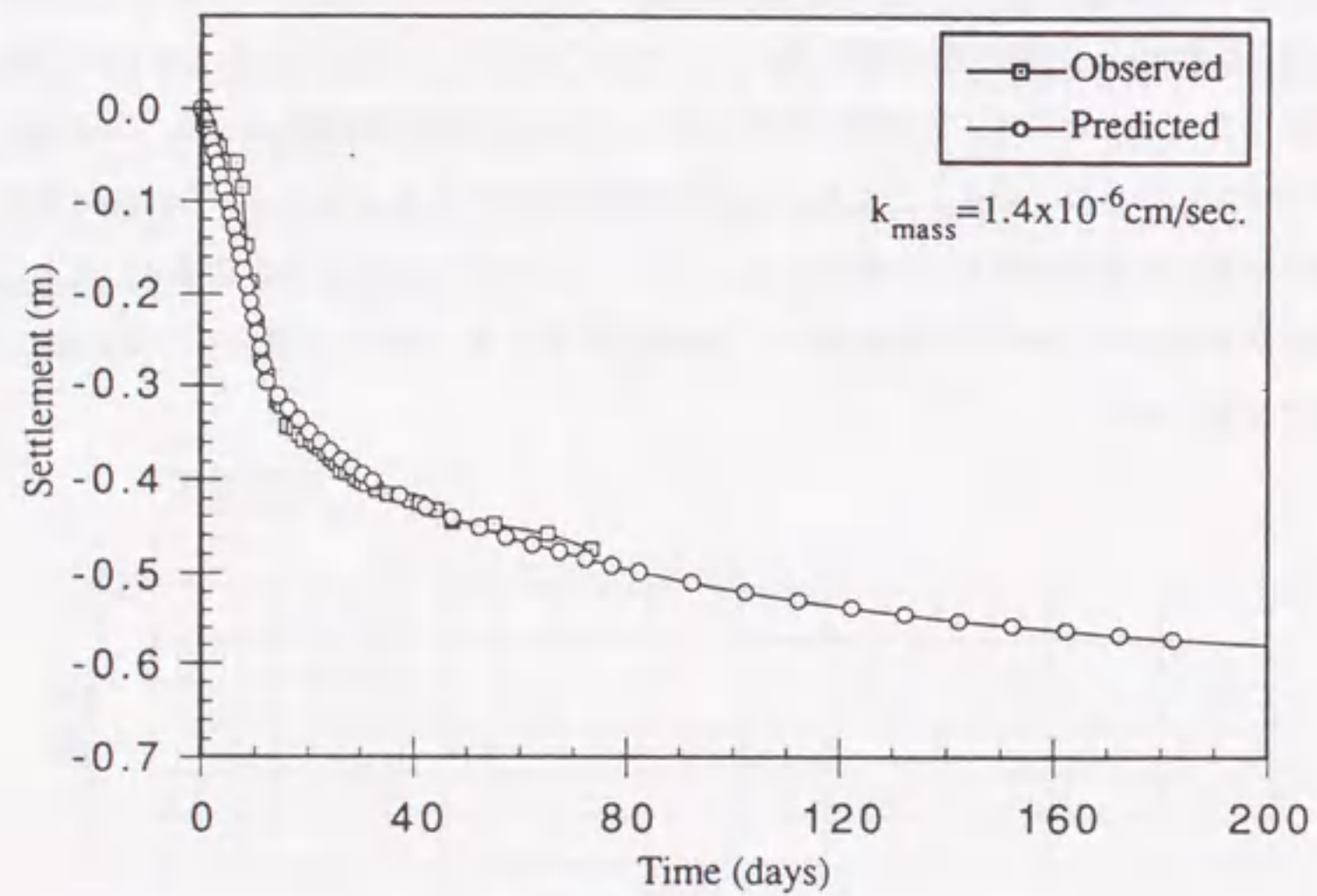


図 2.25(a) 実測と解析の沈下曲線の比較

(5) SDの有効性⁵⁾

以上から以下の結論を得る。サンゴ礫が入っているため、地盤の支持力は予想以上に大きい。このため、高さ 5m の盛土でもそれは相対的にまだ小荷重であり、部分排水効果はかなり大きな透水係数のところでしか現われない。現地盤の $1.4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ は内地の沖積粘土に比べると比較的大きい透水係数だがそれでもまだ不足であって、(図 2.24 の S 字型曲線のまだ中ほどにある)、このために築造後も残留沈下がだらだらと続くのである。

この地盤の残留沈下を抑制する対策として SD が有効であるかを調べるため、マクロエレメント法を用いて砂杭直径 40cm、ピッチ 2.0m の SD 改良地盤の解析を行った。そのときの原地盤の透水係数を変化させて得られた ρ_0/ρ_f の変化 (上昇) を S 字型曲線 B として、図 2.24 にあわせて示している。サンゴ礫混じり粘土地盤の透水係数が上記の $1.4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ であったとき、 ρ_0/ρ_f はほぼ 1.0 近くとなり、SD はこの地盤の残留沈下抑制にも依然として有効であることがわかる。また図 2.25(b) には、改良後の沈下～時間関係の計算値を示す。このように、礫分が多く強度が大きくて SCP が採用されないケースでも、だらだら続く沈下を極力抑えたい場合には、SD がよく効くのである。

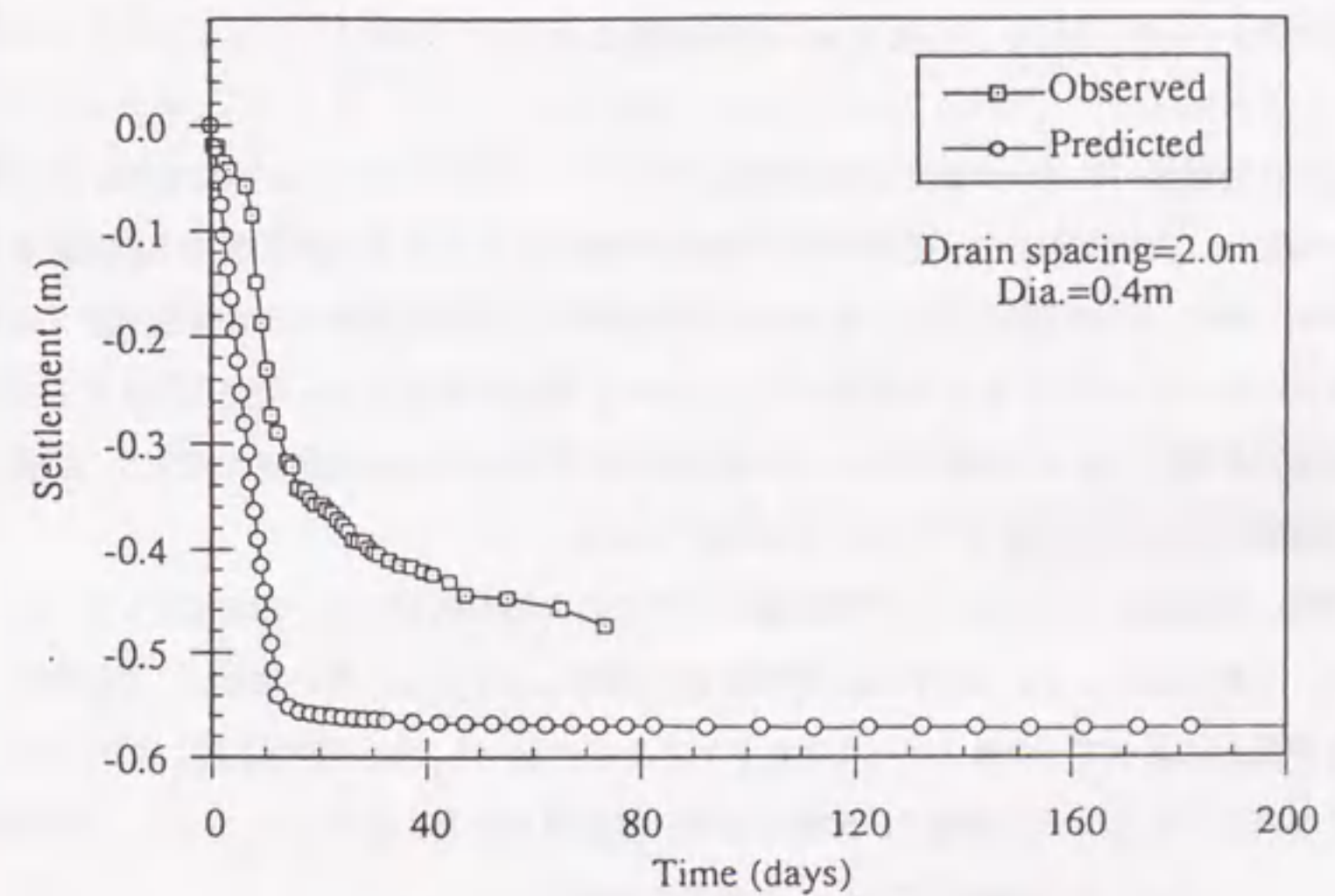


図 2.25(b) 実測と改良後 (予測値) の沈下曲線の比較

2.6 実務設計における「S字型曲線」の利用に関する考察

以上述べた有限要素法による弾塑性圧密変形計算および剛塑性支持力計算を、効果的に実務設計に利用するための方法として、プレロード工の設計方法がすでに提案されている¹³⁾。そこでは、プレロード工で最も重要な問題となる撤去時期の簡便な推定法の他に、弾塑性パラメータおよび透水係数(マス・パーミアビリティ)の逆算方法が詳細に述べられている。

また、弾塑性パラメータがすでに分っている場合には、図2.26¹³⁾のように「S字型曲線」を利用して実測沈下データからマス・パーミアビリティが求められることはすでに述べてきた。

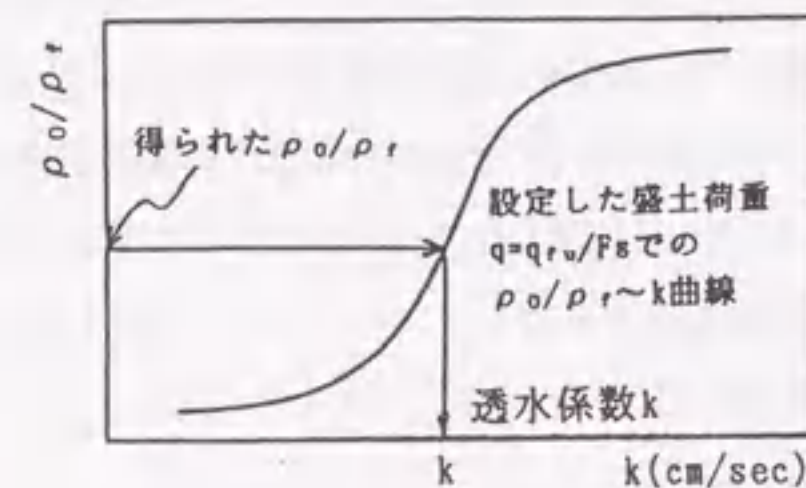


図 2.26 透水係数の推定

このように弾塑性パラメータおよび透水係数(マス・パーミアビリティ)がわかれば、その後の地盤の挙動は、有限要素法による弾塑性圧密変形計算によって今日では現場でも計算できるようになってきた。その背景として、従来は大型計算機でしかできなかった数値解析が、最近ではEWS(エンジニアリング・ワークステーションと呼ばれるパソコン程度の大きさの小型大容量高速計算機で、1ヵ月単位でレンタルもできる)やパソコンの性能向上により、現場に持込んで計算できるようになっていることが挙げられる。

以下では、実務設計における「S字型曲線」のその他の利用例として、例えばプレロード工において、工事規模が小さいなどの理由で試験盛土が前もってなされない場合に、観測施工と高速計算環境とによって、マス・パーミアビリティを求めながら将来の変形(主に沈下)を予測する方法を考えてみる。また最後に、前節までの計算結果をまとめることによって、改良前後のマス・パーミアビリティの向上についての若干の考察を行う。

2.6.1 観測施工によるマス・パーミアビリティの同定

現場で得られた“盛土載荷中”の沈下観測値から、以下の量を求めることを目標とする。ただし、現場の排水条件や弾塑性パラメータは、室内実験などによってある程度分っているものとする。

- (1) 地盤を代表する透水係数 k (マス・パーミアビリティ)
- (2) 盛土を立上げたあとの最終沈下量 ρ_f

これらが現場におかれた計算機によって盛土載荷中に算定できれば、あとは弾塑性計算の実行によって将来を推定し、盛土載荷を終了してよいかどうかのひとつの判断材料を提供することができる。

図2.27は時間～荷重～沈下関係の模式図であるが、まず当初設定した弾塑性パラメータを用いて、図中の[1]～[3]の各時点での荷重から弾塑性圧密変形計算を適当な透水係数ごとに行い、各透水係数のもとでの $\rho_{01} \sim \rho_{03}$ を求めておく。さらにこの結果から、図2.28の $\rho_0 \sim k$ 関係および「S字型曲線」を各時点ごとに作っておく。

ここでは実際のマス・パーミアビリティを「S字型曲線」からではなく、図2.28の $\rho_0 \sim k$ 関係から求める。すなわち現場で得られた各時点での $\rho_{01} \sim \rho_{03}$ を、図2.28の $\rho_0 \sim k$ 関係にあてはめて k を求めてみたとき、図のようにほぼ同じ k が得られておれば、それが求めるマス・パーミアビリティとなっていると考える。ここで k が相互に一致しなければ、弾塑性パラメータおよび境界条件などをもう一度見直す必要がある。

次に盛土を打切ったあとの最終沈下量 ρ_f であるが、これは図2.28でマス・パーミアビリティが分っているので、上にたどって ρ_0/ρ_f から ρ_f を算定することができる。

なお、この方法については今後その適用性を確認していく必要がある。

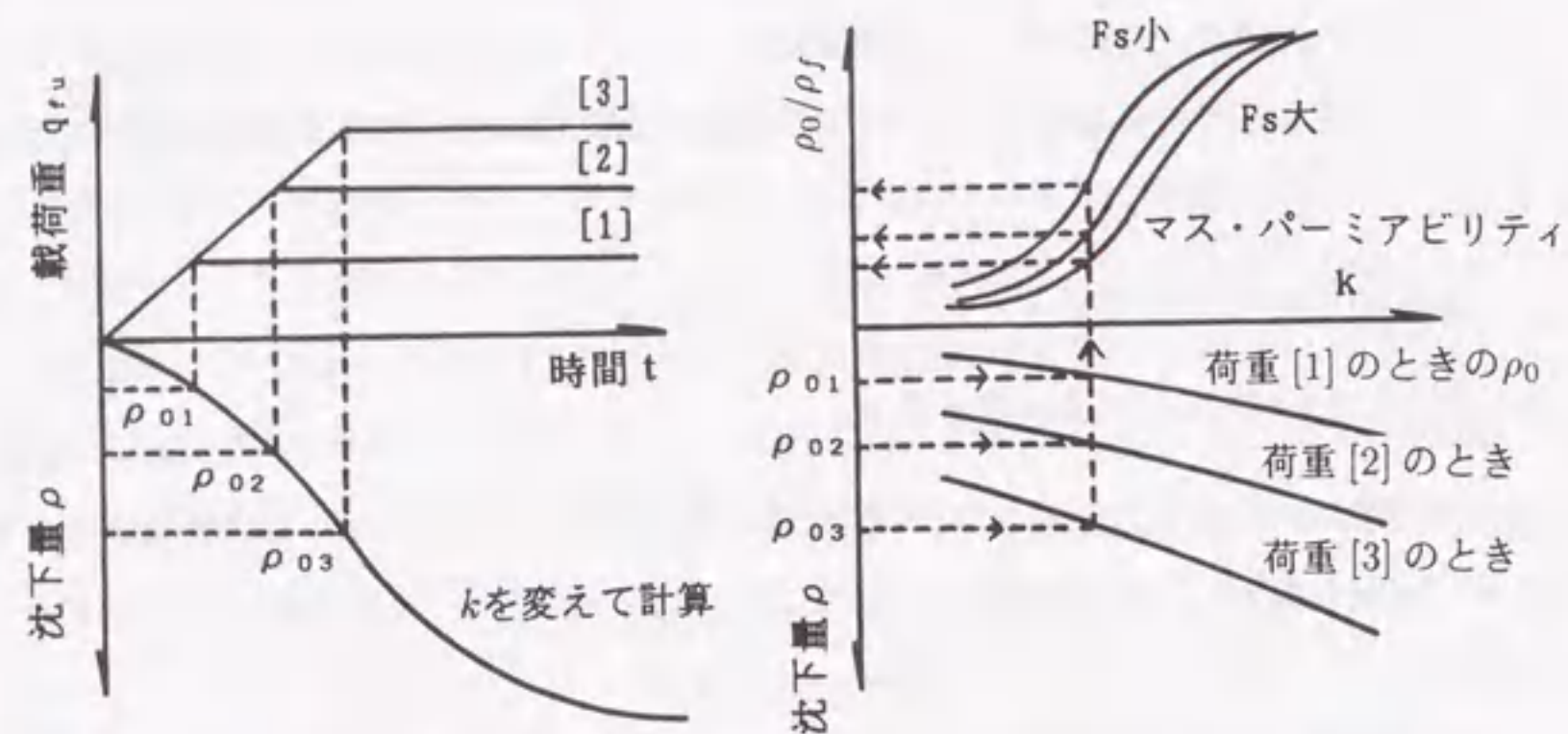


図 2.27 荷重～沈下～時間関係 図 2.28 $\rho_0 \sim k$ 関係および「S字型曲線」

2.6.2 サンドドレーン(SD)によるマス・パーミアビリティ向上について

弾塑性圧密計算によって実際の工事の設計(変更)などを行うことは、現在ではまだ少ないものの、その件数は年々増加の傾向にある。したがって、SDによる地盤改良後のマス・パーミアビリティの向上を概算でも簡単かつ定量的に求めることは、今後非常に重要となるであろう。ここでは、図 2.6、図 2.8、図 2.11、図 2.24 の計算結果を用いて図 2.29 のような整理を行ってみた。ここで L は排水距離を表す指標で、図中に示している。図 2.29 の整理によれば、改良仕様(杭径、ピッチ)が与えられた場合、改良前後のマス・パーミアビリティの増加比率は、現場の安全率 F_s (ここでは非排水支持力と荷重の比)、原地盤のマス・パーミアビリティ k_0 によって異なるものの、通常のSDの打設間隔であれば大体 80~200 程度であることがわかる。しかしながら、正確な結果が必要な場合には詳細な解析が必要である。

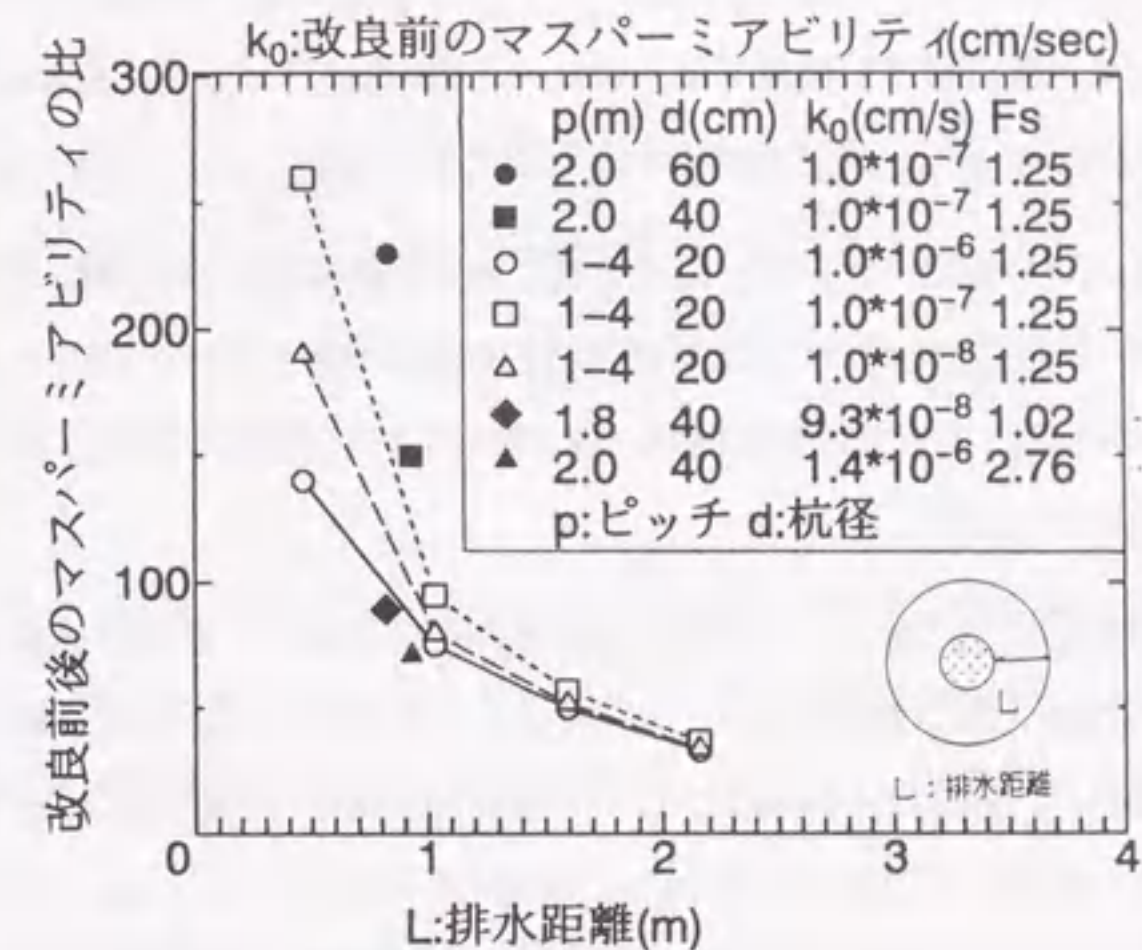


図 2.29 SDによるマス・パーミアビリティ向上の計算結果のまとめ

2.7 結論

本章の研究では、SDで改良された軟弱粘性土地盤の変形・支持力特性に関し、従来の Barron の理論によるのではなく、粘土の弾塑性挙動と地盤を代表する透水係数(マス・パーミアビリティ)を考慮した境界値問題の解析を行うことによって以下の結論を得た。

- (1) 砂杭の杭径やピッチを取入れたマクロエレメント法による弾塑性圧密変形解析の結果、砂杭などで改良された複雑な透水性を有する不均質な地盤の沈下～時間関係は、マス・パーミアビリティで表わされた均質地盤の沈下挙動と置き換えて十分に説明できることがわかった。この結果、SD工法は地盤のマス・パーミアビリティを改善する工法であるといえることができる。マス・パーミアビリティと沈下比 ρ_0/ρ_f の関係(「S字型曲線」)によれば、SDが有効に機能する地盤もあれば効かない地盤もあり、またSDが効く荷重の大きさもあれば効かない荷重の大きさもある。すなわち 10^{-7} cm/sec の地盤にSDを打設し

ても大きな荷重を掛けるのでなければSDは効かないし、またたとえ $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ の地盤でも、ごく小さな荷重の時にはSD打設による透水性の改善によって残留沈下は押さえられることになる。

- (2) SDで改良した地盤の沈下促進効果は、砂杭の仕様(杭径, ピッチ, 長さ)や荷重の大きさ(F_s)だけでなく、元の地盤の透水係数の影響も受ける。
- (3) SDで改良された地盤に「大きな」盛土荷重を載荷した現場の事例解析の結果、SD処理地盤のマス・パーミアビリティはSD打設前の約90倍となっていること、その結果 $\rho_0/\rho_f=0.05$ から0.58まで大きく上昇し、盛土盛立後の沈下抑制にSDが非常に効果的であったことがわかった。
- (4) サンゴ礫混じり粘性土地盤上での試験盛土の事例解析の結果、サンゴ礫が入っているため地盤の支持力は予想以上に大きいこと、そのため高さ5mの盛土でもそれは相対的にまだ小荷重であり、部分排水効果はかなり大きな透水係数のところでしか現われないことがわかった。現地盤の $1.4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ は内地の沖積粘土に比べると比較的大きい透水係数だがそれでもまだ不足であって、このために築造後も残留沈下がだらだらと続く。また、この地盤の残留沈下を抑制するのにSDが有効かどうかを調べるため、マクロエレメント法を用いて解析を行った結果、SDはこの地盤の残留沈下抑制にも同じように有効であることがわかった。
- (5) 設計における「S字型曲線」の利用方法として、例えば工事規模がさらに小さく試験盛土などが前もってなされないケースで、マス・パーミアビリティを求めて将来の変形を予測する方法を考案した。

SD工法を排水距離の短縮による圧密促進工法というのは正しいが、それだけではまだ弾性圧密の理解に留ったままである。SD打設は盛土荷重による地盤の有効応力経路をどう変化させ、それによって地盤の多次元弾塑性変形をどう変化させるか、これを構造的に明示するのではなく、弾性圧密だけではSDの全面的な理解には至らない。本章で行った事例研究を通して、SDの工法原理の真の理解は、図2.5(「S字型曲線」)の整理によってはじめて得られ、また同図によってSDの効果が非常に良く見通せることが示された。

第2章参考文献

- 1) 赤木俊允・石田哲朗: 軟弱地盤の沈下とその透水性に関する実用的考察, 土と基礎, pp.41-47, 1989.6.
- 2) 関口秀雄・柴田 徹・藤本 朗: パーチカルドレーン打設地盤の変形解析—マクロ・エレメント法の提案, 第20回土質工学研究発表会, pp.959-960., 1985.6.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M. and Matsuo, M.: Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.41-58, 1992.
- 4) 土質工学会: 講座「カムクレイに学ぶ」, 土と基礎, Vol.41, No.5-Vol.42, No.4, 1993-1994.
- 5) 浅岡 顕・中野正樹・野津光夫・フェルナンド, G.S.K.: サンドドレーン工法の有効性の評価と改良地盤の事例解析, 第6回地盤工学シンポジウム, 土質工学会中部支部, pp.25-28, 1994.8.
- 6) 小沢 栄・稲垣紘史・荘司喜博: 沖縄におけるサンゴ礫混じり土の地盤改良試験工事, 土と基礎, pp.23-29, 1978.5.
- 7) 中瀬明男編: 講座「海洋・海岸工学と土質」座談会, 土と基礎, pp.81-87, 1986.8.
- 8) Tsuchida, T., Kobayashi, M., Ihuku, S. and Fukuda, I.: Engineering properties of coral soils in Japanese south western islands, Proceedings of international conference on Calcareous Sediments, pp.137-144, 1988.
- 9) 井福周介・福田 功・崎間敏男・倉持 隆: サンゴ礫混じり土の土質特性について, 第22回土質工学研究発表会, pp.137-140, 1987.
- 10) Ing, J. Hagenaar et al.: Prediction of long-term settlements in hydraulic fill, Building on marginal and derelict land, pp.27-36, Thomas Telford Ltd, London, 1986.
- 11) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.: The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-59, 1986.
- 12) 浅岡 顕・野津光夫: 観測的方法による圧密沈下の線形予測, 土と基礎, pp.5-10., Vol.41, No.2, 1993.2.

- 13) 浅岡 顕・中野正樹・松尾 稔：観測的方法による透水係数の推定を組み込んだプレロード工の予測計算の一試案，土木学会論文集，No.469,pp.45-54,1993.6

第3章 サンドコンパクションパイル (SCP) を打設した複合地盤の支持力

3.1 概 説

前章までは，砂杭の中で杭径の比較的小さな ($\phi 400\text{mm}$ 程度) サンドドレーン (以下 SD) 工法で改良された地盤の諸特性，特に圧密促進効果について議論してきた。以下では，砂杭の中でも杭径が太く ($\phi 700\sim 2000\text{mm}$) 締った砂杭を造成するサンドコンパクションパイル (以下 SCP) 工法に議論を移して，その改良地盤の諸特性について検討を進めていく。

地盤改良工法の一つであるサンドコンパクションパイル (SCP) 工法は，図 3.1 のように海底あるいは陸上の軟弱地盤中に大口径の締め固められた砂杭を打設し，砂杭と粘性土からなる「複合地盤」を造成するものであり，通常は次のような改良効果を期待することが多い。

- [1] 締め固めた砂杭が打設されたことによる地盤の支持力，せん断強度の増加
- [2] 砂杭を排水経路とした圧密による粘性土の強度増加

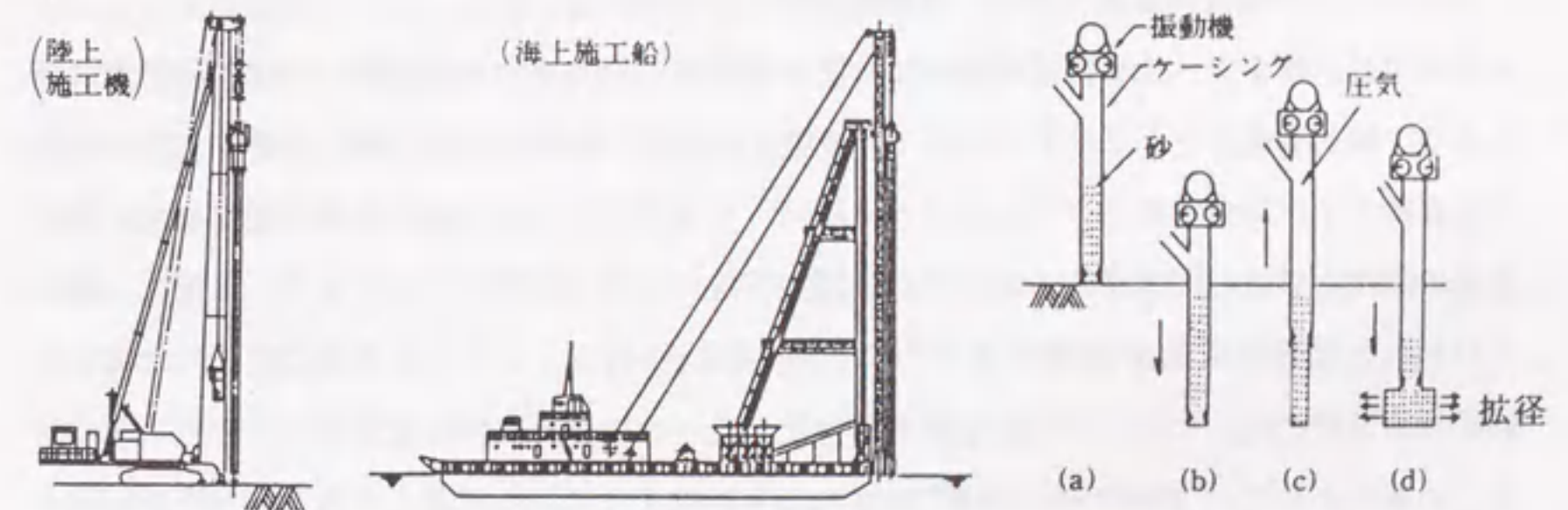


図 3.1 サンドコンパクションパイル (SCP) の打設工程

ここでは専ら海底地盤を改良する「海上 SCP 工法」を対象を絞ることとする。従来は，港湾構造物の大型化，急速施工などの要請に対しては，主として上記 [1] の効果を期待する置換率 70% 程度の「高置換率」と呼ばれる施工が一般的であった。これに対し，上部構造が比較的小規模であったり，施工期間が長くとれる場合には，置換率を 30% 程度に抑えた「低置換率」と呼ばれる改良の方が，[2] の効果まで期待でき，経済的にも有利であることから，実際に「低置換率 SCP 工法」として運輸省管轄の港湾工事において用いられてきている。

近年まで、SCPによって改良された複合地盤の力学特性の中で、どちらかという「砂杭」の力学特性が議論の中心となるが多かった^{1),2),3)}。なぜなら、改良原理に関して、改良後の複合地盤上の構造物を支える杭としての機能を砂杭自体に期待していたのと、上述したように港湾関係の地盤改良の実績としては置換率の高い改良がほとんどであったためである。そのため、主要な研究テーマは砂杭への応力集中にまつわるものとなり、多くの研究成果によって、慣用円弧すべり解析を利用した優れた設計式が提案され、実用化されている。

このように砂杭への応力集中の現場計測例も増え、これを事前に推定し、設計に用いることは現在では容易になっている。しかし、では何故、砂杭への応力集中が起こるのかという問いに対して、土を水-土二相系材料とみる立場からそのメカニズムに踏込んだ明確な答えは、依然として見出せていない状況である。本章の目的は、“砂杭自体の排水条件”と“荷重をかける基礎の剛性”の両者に注目して、水-土骨格連成極限つりあい解析手法を用いて、砂杭への応力集中のメカニズムに対する明確な答えを示し、さらにSCPを打設した複合地盤に関する各種の支持力問題を解析することによって、複合地盤に対し従来とは異なる新しい見方を提示して設計資料に資することにある。また冒頭に述べた[2]の効果(杭間粘土の圧密による強度上昇)については、本論文第4章でさらに詳細な検討を行っている。

本章では、まず水-土骨格連成極限つりあい解析について述べた後、単一砂杭の支持力解析により、軸対称条件と平面ひずみ条件での支持力の差異、および砂杭の排水条件によって変動する支持力や応力分担比などをしらべる。次に、2次元平面ひずみ条件の解析によって、荷重基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せが支持力特性に及ぼす影響について示す。最後に、舞鶴で行われた低置換率SCP試験工事^{4),5)}の支持力解析を行う。このとき現場で得られた複合地盤の極限支持力は、すべての砂杭を排水条件としたときの計算支持力を上回っており、そのひとつの要因として、“砂杭の排土効果”、すなわち砂杭圧入によって発生する過剰水圧が消散するときの圧密による杭間粘土の強度増加効果を挙げ、これを解析に取込むべきことを示し、第4章以降の解析の必要性について言及する。

3.2 水-土骨格連成極限つりあい解析

3.2.1 解析方法の概要

まず、以下では砂杭を含む複合地盤を対象とする水-土骨格連成つりあい解析について具体的に述べる。

弾・完全塑性材料において限界状態では、ある一定応力下でひずみ速度の大きさは不定とな

る。この塑性崩壊状態は荷重履歴に依存せず、最終的な荷重状態のみで決定することができる。この性質を利用したのが剛塑性極限解析であるが、かりに弾塑性材料であっても塑性ひずみに対し弾性ひずみが無視できる場合は、近似的に剛塑性体としても取扱うことができる。

剛塑性有限要素法は、応力を増分形で取扱う弾塑性有限要素法とは異なり、非破壊域の応力や破壊後の残留応力の計算はできないが、大変形の場合であっても応力の誤差は累積されないという利点がある。本章では、一本の砂杭を含む軸対称モデルおよび2次元断面モデルの複合地盤の支持力解析を行うが、その際、塑性学における上界定理に基づいて誘導された地盤の全応力の極限つりあい式に剛塑性有限要素法を適用して計算を行っている。なお、この剛塑性有限要素法の定式化は、浅岡⁶⁾により土の限界状態に基づく構成関係を導入した水-土骨格連成極限つりあい解析として提案されており、解析の詳細は付録A2.1に示している。以下には複合地盤モデルの支持力解析の概要を示す。

(1) 極限つりあい式

本章では、2種類の荷重問題が解析に含まれている。ひとつは盛土のようなflexible(柔)な荷重による荷重問題で、もうひとつはコンクリートスラブを介する場合のようなrigid(剛)な基礎による荷重問題である。前者では付録A2.1の(問題C)で定式化した極限つり合い式を、後者では付録A2.1の(問題D)で定式化したものを用いて解くことになる。すなわち、以下の連立方程式となる。(以下記号の説明は付録A2.1参照)

(flexibleな荷重の場合)

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda = \mu F \quad (3.1)$$

$$L \dot{u} = 0 \quad (3.2)$$

$$F^T \dot{u} = 1 \quad (3.3)$$

(rigidな基礎の場合)

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda = C^T \mu \quad (3.4)$$

$$L \dot{u} = 0 \quad (3.5)$$

$$C \dot{u} = \dot{u}_0 \quad (3.6)$$

(2) 限界状態における構成式

砂杭部、粘土部ともにカムクレイモデルにおける限界状態での構成式(付録 A2.1, 式 A2.1.34 参照),

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \left(\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\dot{\varepsilon}}{M} \frac{1}{p_f'} \right) (s_{ij})_f \quad (3.7)$$

を用いた。砂杭部は人工的に締め固められ自然堆積の状態とは異なるために、繰り返し粘土が実験背景にあるカムクレイモデルを便宜的に採用した。また粘土部でも、砂杭打設時に大きく乱されていること、および SCP が施工される地盤が、浚渫した土砂を埋立てて間もないという場合が実際にはかなり多いことから、自然堆積粘土を表現する関口・太田モデルよりも、カムクレイモデルの方が総合的に適すると判断した。

(3) 水-土骨格連成式

粘土部は常に非排水条件を仮定しているために水-土骨格連成式はカムクレイモデルの非排水条件式、すなわち次式を用いることになる。(付録 A2.1, 式 A2.1.41 参照)

$$p_f' = p_0' \exp(-\Lambda), \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (3.8)$$

また砂杭部については、その排水条件によって用いる連成式が次のように異なる。

1) 砂杭部を完全排(吸)水条件と仮定する場合

$$p_f' = p_f - \gamma_w \cdot z, \quad \gamma_w \cdot z: \text{静水圧} \quad (3.9)$$

によって破壊時の平均有効応力 p_f' が規定され、式(3.1)~(3.3)または式(3.4)~(3.6)は p_f' が上式を満足するまで繰り返し計算で解かれることになる。ここで注意しなければならないのは、複合地盤の問題が、本来ピーク強度をもつ締め固めた密な砂を対象としているため、この排水条件で得られる支持力は常に真の支持力よりも小さく求められるということである。

2) 砂杭部を非排(吸)水条件と仮定する場合

砂のパラメータに関しては、砂杭中の砂が締め固まった状態(通常 $Dr > 80\%$ といわれている)を粘土でいう超過圧密状態にあるものと考え、超過圧密 OCR を砂の固さをあらわす指標として用いる。超過圧密粘土の非排水せん断時の応力経路や応力~ひずみ~体積変化挙動などが、締め固めた密な砂と類似しているからである。後述するが慣用円弧すべり計算結果との比較によれば、置換率 50% 以下の低置換率の場合は、大体 $OCR=30$ が従来設計における $\phi=30^\circ$ の砂杭に相当するようである。以上より、非排(吸)水条件下での砂については超過圧密状態を考慮してカムクレイモデルによる次の連成式を用いる。

$$p_f' = p_0' n^\Lambda \exp(-\Lambda) \quad (3.10)$$

次式のように定義される過圧密比 $n(=OCR)$ が、本論文では砂杭部の締め固めの度合いを表わすパラメータとして用いられる。

$$n = p_y' / p_0' \quad (3.11)$$

ここに、 p_y' は初期降伏応力であり、 p_0' は非排(吸)水載荷直前の平均有効応力である。式(3.10)と粘土部での連成式(3.8)を比較すれば、 $\Lambda(=1-\kappa/\lambda)$ は正でかつ $n > 1$ であるので、砂杭部に応力が集中することは容易に理解できる。この砂杭への応力集中によって、複合地盤は大きな支持力を発揮するとも考えられる。しかし、このとき計算上注意しなければならないのは、砂杭部の有効応力上昇の原因である砂杭中に発生する負圧(負の過剰間隙水圧)には、下限値が存在するということである。砂杭を含む三軸圧縮試験結果⁴⁾では、限界値はほぼ $-0.7 \text{ kgf/cm}^2 (-68.6 \text{ kN/m}^2)$ (大気圧を 0 kgf/cm^2 とする)であった。そのため本節の解析では、砂杭部の任意のエレメントにおいて破壊時過剰間隙水圧がこの値を下回る場合には、式(3.10)によって決定していた破壊時平均有効応力を、破壊時過剰間隙水圧が -0.7 kgf/cm^2 になるように設定し直して、全体の系のつり合いを満足するように、繰り返し計算を行なうことにより支持力を決定している。

3.2.2 解析の特徴

従来から複合地盤の支持力問題を解く際には、慣用円弧すべり解析においても、FEM解析^{7),8)}においても、“砂杭は排水条件”、“周囲の粘土は非排水条件”と仮定されることが多かった。しかし仮に、なんらかの理由で砂杭頭部からの水の排出が不十分であったり、あるいは荷重が急激に作用したりするときには、砂杭の大部分で砂は非排(吸)水状態にあると考えてよいことになる。このような砂杭がせん断を受けたときにはダイレイタンスーによる負圧(負の過剰間隙水圧)発生とそれに伴う有効応力の集中のため、砂杭を排(吸)水と仮定するより大きな支持力を発揮する場合が考えられる。浅岡・小高・松尾⁴⁾は、円筒状の粘土供試体の中央部に砂を密に突き固めて作製した三軸供試体を用いた圧縮試験の結果から、この砂杭非排(排)水の仮定が長期的にみても十分ありえることを確かめている。

また本論文での水-土骨格連成極限つりあい解析を用いた2次元断面モデルのシミュレーション結果と慣用円弧すべり解析との比較では、通常の短期的な支持力問題の場合、砂杭の非排(排)水条件下での結果の方がむしろ慣用解析の支持力解に近い結果となっている。

このように、本解析手法は、砂杭の排(吸)水条件を複合地盤の支持力解析に取込めるところが従来の支持力・安定解析と異なる大きな特長のひとつである。

3.3 単一砂杭の支持力解析

複合地盤は、締固めた砂杭 (SCP) を粘性土地盤中に打設することにより改良された地盤である。したがって、本来ならば荷重が載荷されたときに、あるピッチで並んだ円柱形の砂杭と周囲の粘土は3次元的に影響をし合って荷重を支えており、理想的には解析は地盤を3次元で取扱って実施すべきである。ところが、FEM解析においても慣用円弧すべり計算においても、円柱形の砂杭を杭状に配置する3次元解析自体がもともと極めて困難であるために、通常は例えば砂の薄い壁が幾つも並んでいると仮定して平面ひずみ条件で解析するなどの様々なモデル化が行なわれている。

そこでまず本節では、一本の円柱形の砂杭を含む地盤 (図 3.2(a)) と砂の壁を含む地盤 (図 3.2(b)) にそれぞれ鉛直荷重を載荷した場合、得られる支持力や基礎に加わる接地圧にどのような違いが生じるかを調べる。なお、砂杭については、排 (吸) 水条件と非排 (吸) 水条件の両方の解析を行っている。

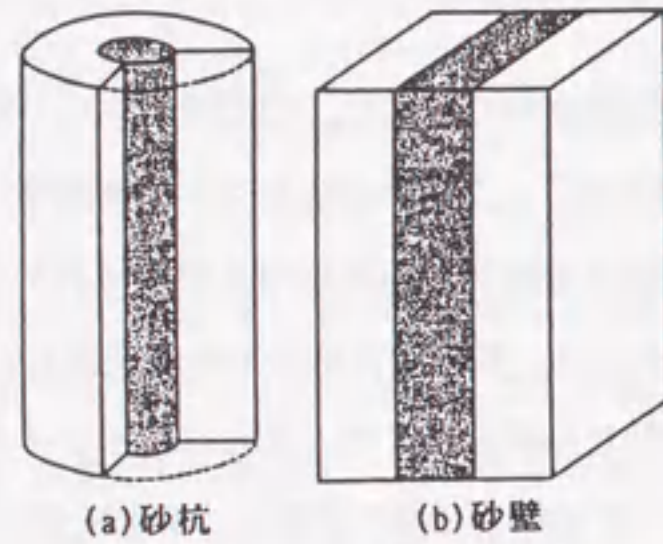


図 3.2 一本の砂杭と砂壁

最後に単一砂杭の上下部で杭径の異なる「複合杭」の破壊時応力分担比を求めてみる。

3.3.1 解析条件

一本の砂杭を含む地盤の有限要素メッシュと境界条件を図 3.3 に示す。解析では、特異点処理を砂杭と粘土の境界部および荷重端部の2箇所に設けた。このメッシュ図は、基礎載荷幅 B 、および砂杭直径 ϕ によって、各要素の大きさが図とは若干異なるものとなる。

解析に用いたパラメータを表 3.1 に示す。地盤内の初期応力状態を粘土については図 3.4、砂については図 3.5 に示す。

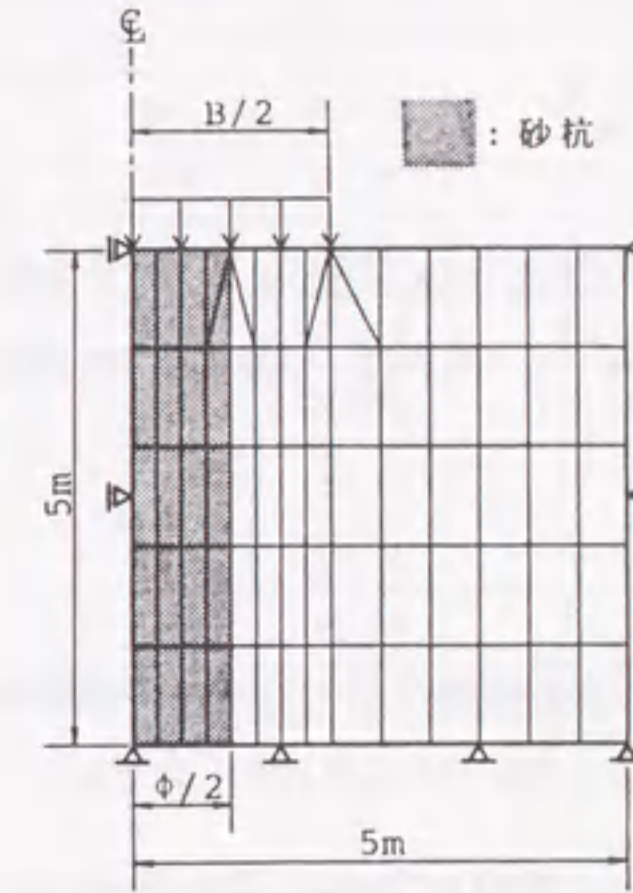


図 3.3 有限要素メッシュと境界条件
($B=4m, \phi=2m$)

表 3.1 土質パラメータ

	λ	κ	M
砂	0.03	0.003	1.2
粘土	0.25	0.1304	1.2

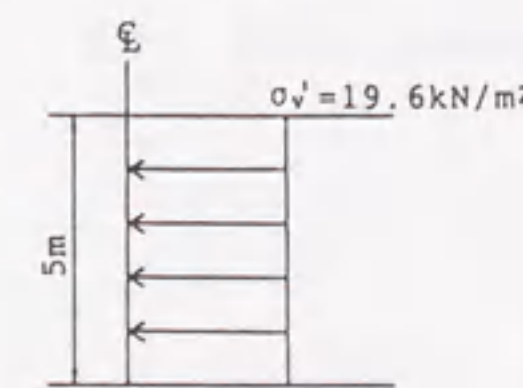


図 3.4 粘土の初期応力状態

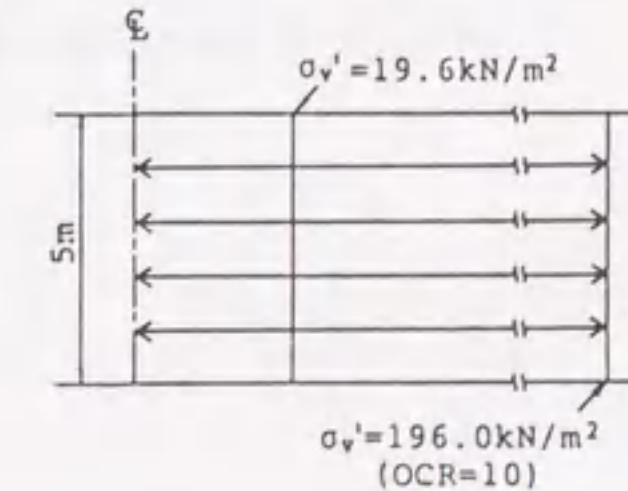


図 3.5 砂の初期応力状態

以下に3つの解析ケースを示す。

	砂杭の排水条件	OCR	解析パターン (表 3.2)
CASE-1	非排(吸)水	10	I, II
CASE-2	非排(吸)水	30	I
CASE-3	排(吸)水	—	I

なお、排(吸)水条件での支持力解析では、土の現在の応力状態や過去に受けた荷重履歴はまったく関係せず、解析に用いるパラメータは、限界状態での構成式に含まれる M と K_0 および湿潤密度 ρ のみとなる⁹⁾。

3.3.2 解析結果と考察

(1) 支持力解析

図 3.6~図 3.8 は、CASE-1,2,3 それぞれの支持力~置換率関係を示す。なお解析パターンは表 3.2 に示している。これらの図より以下の点があきらかである。

- 1) 軸対称(一本の砂杭)あるいは平面ひずみ条件(砂の壁)のいかんにかかわらず、砂の固さ(=OCR)、砂杭の排水条件、および荷重する基礎の剛性が等しければ、全体の支持力は置換率に対し右上がりの一本の線上で整理できる。このことは、数値解析上非常に重要な意味をもつ。すなわち、少なくとも安定解析を行う上では、本来3次元的であるはずの複合地盤を薄い砂壁を配置した平面ひずみ状態に置き換えても構わないことを示している。
- 2) 応力境界条件(盛土などの柔らかい基礎を荷重した場合)では、置換率50%以下のとき砂杭部が非排水条件であっても排水条件であっても、得られる支持力にほとんど差がないのに対し、変位速度境界条件(ケーソンなどの剛基礎を荷重した場合)では、OCRや置換率によっては砂杭排水条件の方が支持力が大きくなる場合がある。

表 3.2 解析パターン

パターン	ϕ (m)	B (m)	置換率(%)	
			軸対称条件	平面ひずみ条件
I	2	2	100.00	100.00
		3	44.44	66.67
		4	25.00	50.00
		6	11.11	33.33
II	4	4	100.00	100.00
		5.2	59.17	76.92
		6	44.44	66.67
		8	25.00	50.00

ϕ : 砂杭直径, B: 基礎載荷幅

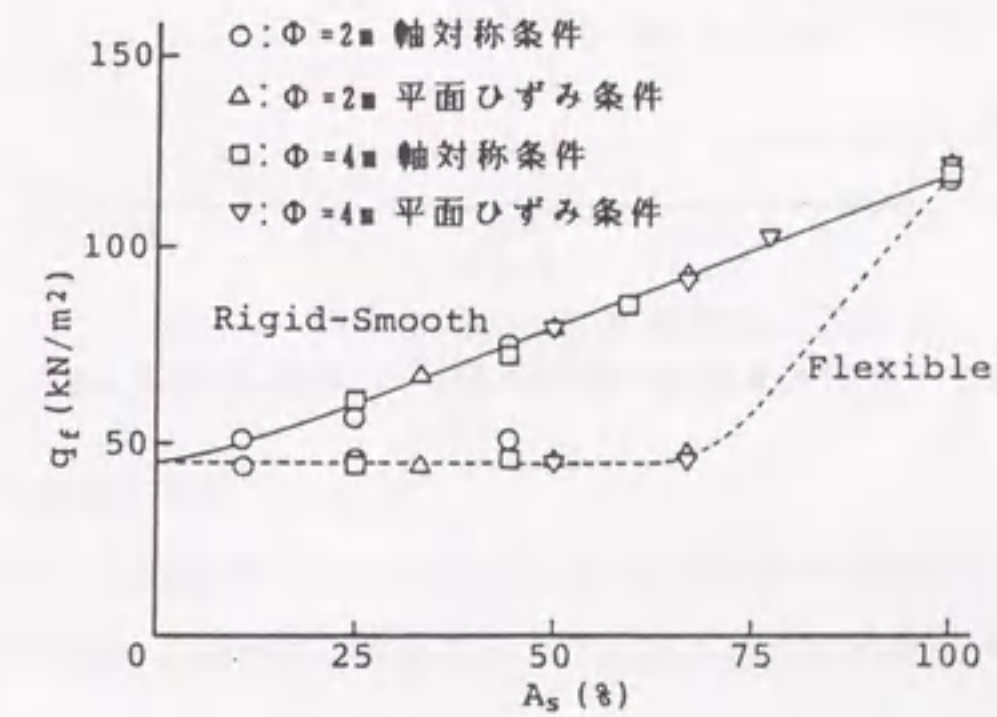


図 3.6 非排水支持力~置換率関係 (CASE-1, OCR=10)

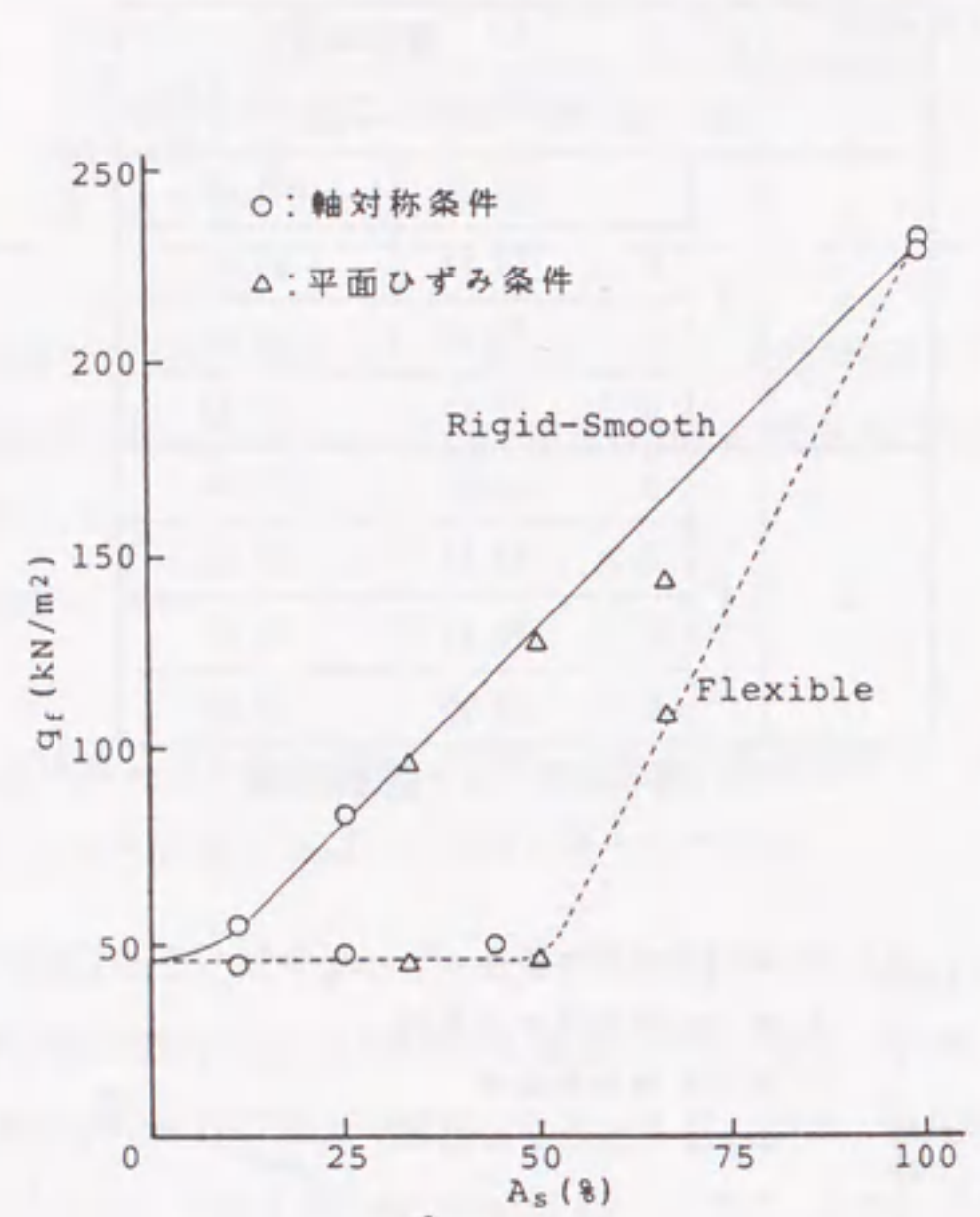


図 3.7 非排水支持力～置換率関係 (CASE-2, OCR=30)

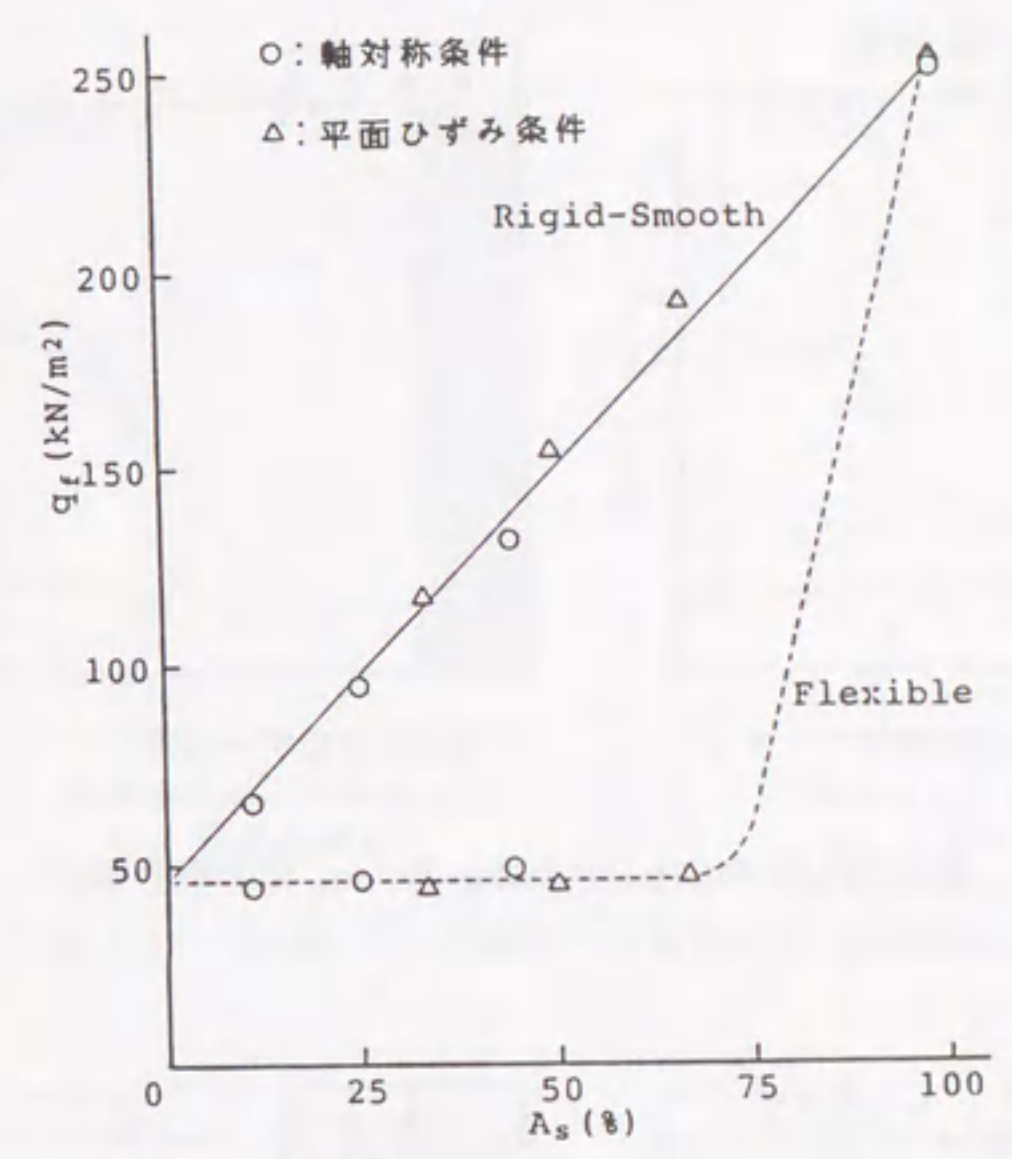


図 3.8 排水支持力～置換率関係 (CASE-3)

(2) 剛基礎に加わる接地圧分布

図 3.9～3.12 には、各解析条件において変位速度境界条件下で解析した場合の塑性流れ図および基礎に加わる破壊時の接地圧分布を示す。この図から以下の事項が分かる。

- 1) 軸対称条件と平面ひずみ条件を比較すると、破壊時には、互いにほぼ同じ大きさ、形状の接地圧分布となっている。
- 2) 接地圧分布から破壊時の応力分担比 m (=砂杭部の平均接地圧/粘土部の平均接地圧) が簡単に求まる。それによると、砂杭の OCR=10 のとき $m=2\sim 2.5$, OCR=30 のとき $m=4\sim 6$ であり、破壊時に応力分担比 m が特に大きくなることはない。またこの破壊時応力分担比 m は、置換率の増加とともに若干大きくなる傾向にあるが、その差は小さい。

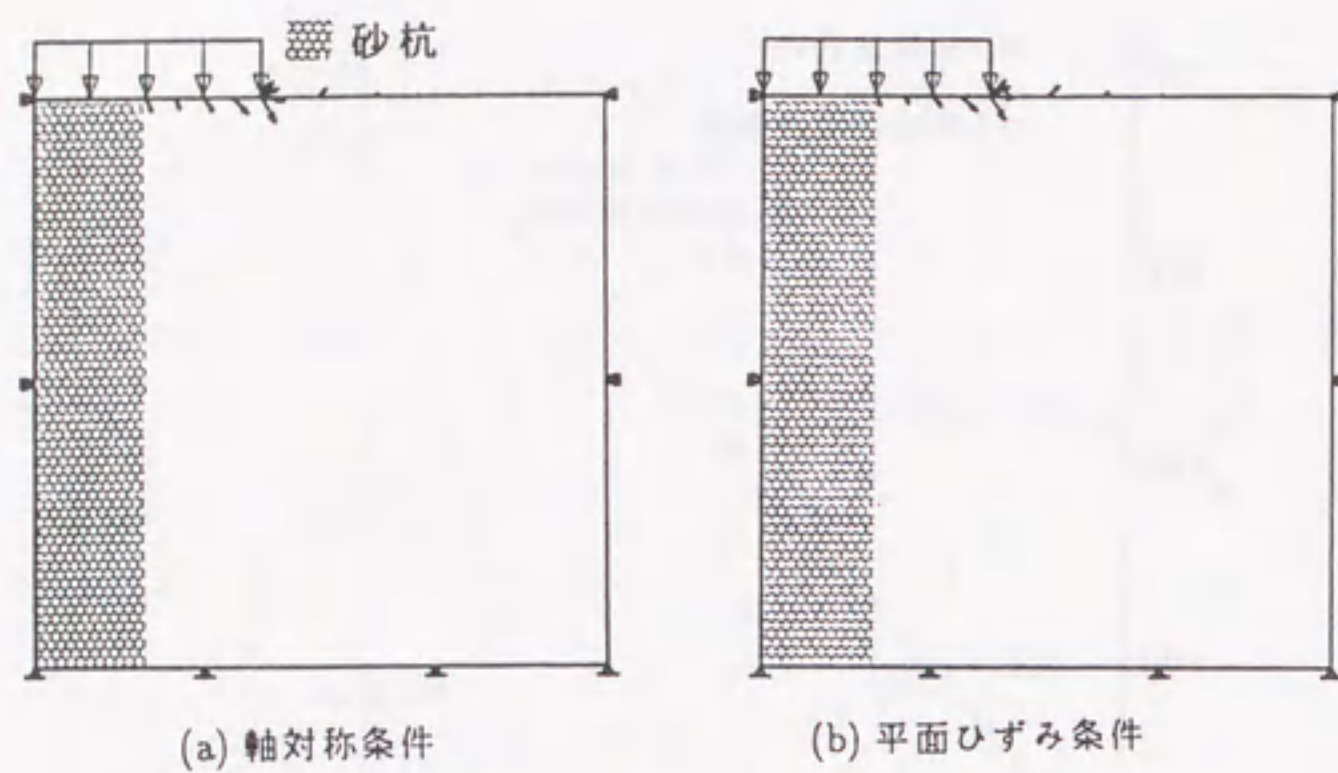


図 3.9 塑性流れ図 (OCR=30, $\phi=2\text{m}$, $B=4\text{m}$, 応力境界条件)

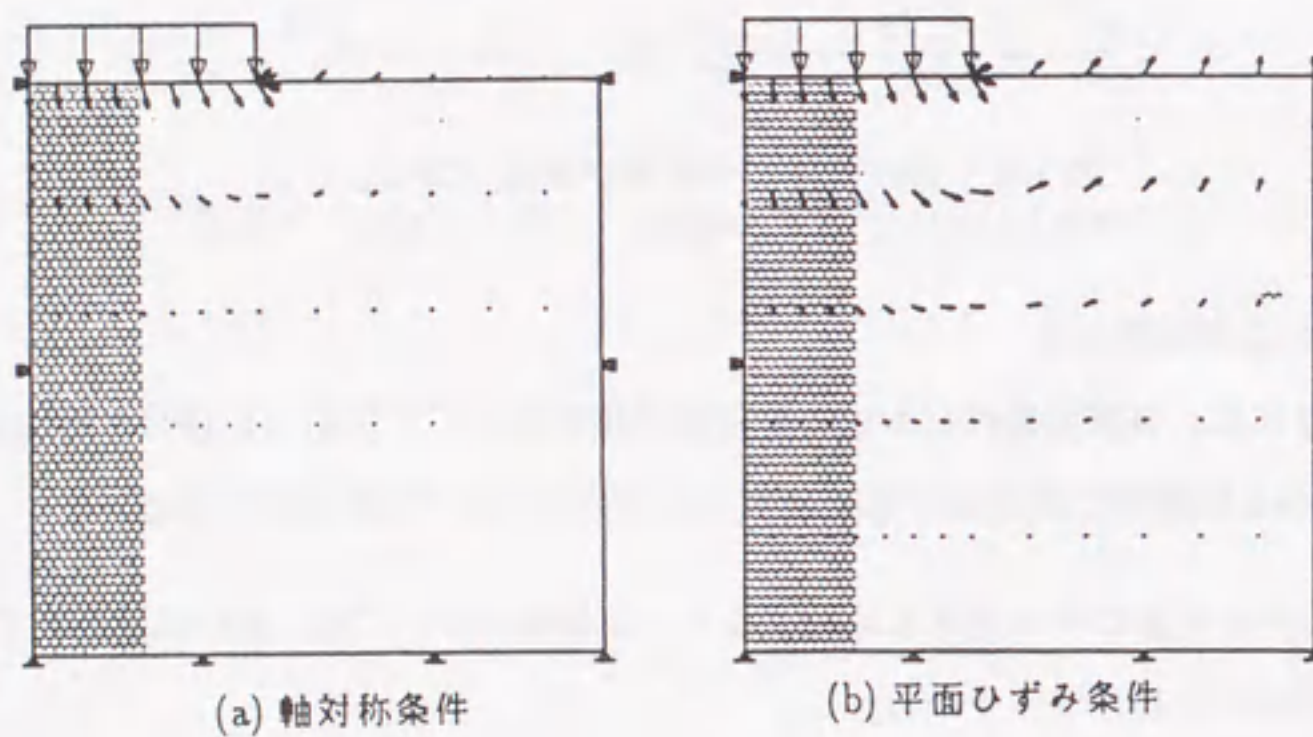


図 3.10 塑性流れ図 (OCR=30, $\phi=2\text{m}$, $B=4\text{m}$, 変位速度境界条件)

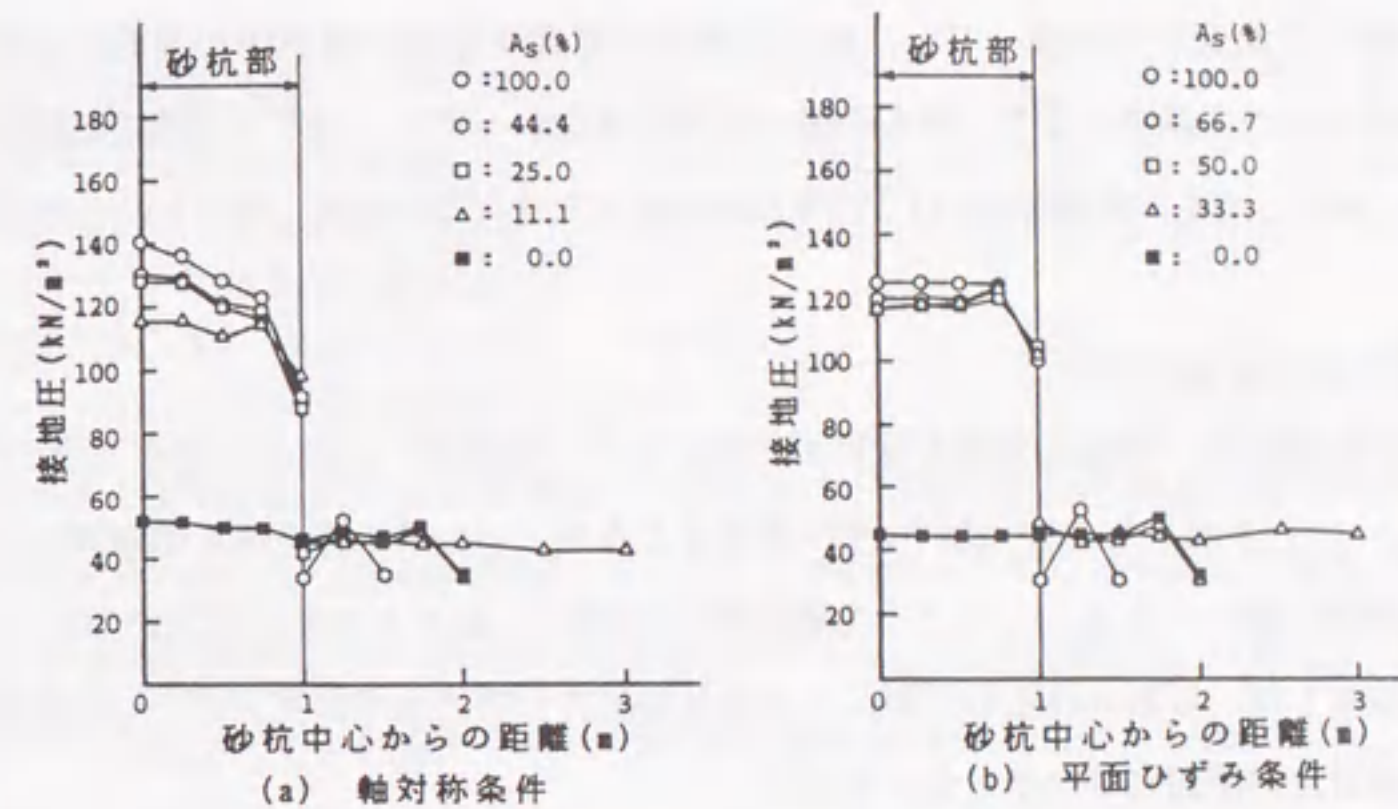


図 3.11 基礎に加わる接地圧分布 (OCR=10, $\phi=2\text{m}$)

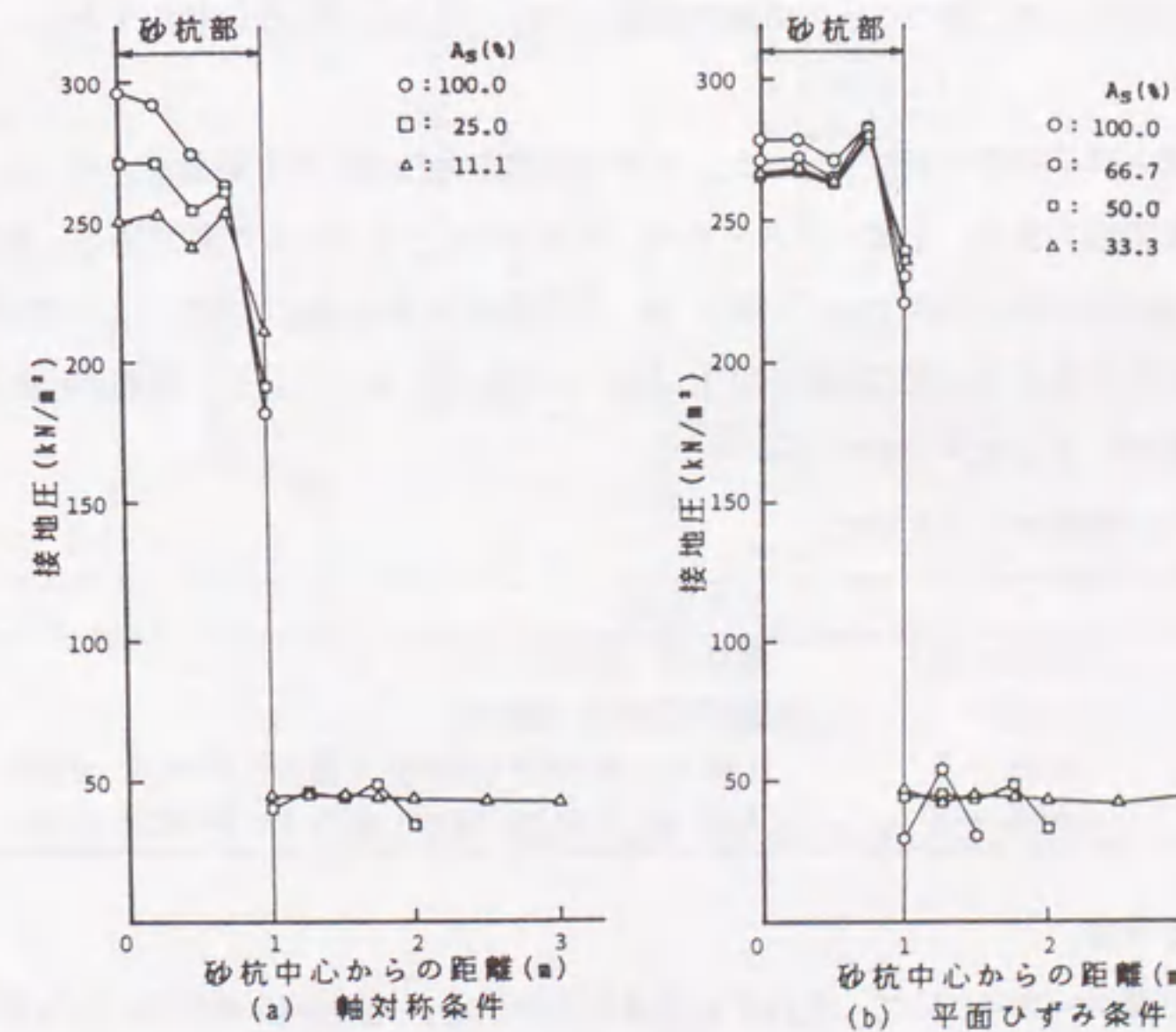


図 3.12 基礎に加わる接地圧分布 (OCR=30, $\phi=2\text{m}$)

(3) 考察

本節の解析により、一本の砂杭を含む粘土地盤を軸対称条件（3次元）で取扱っても、平面ひずみ条件（2次元）で取扱っても、鉛直支持力～置換率関係や破壊時の接地圧分布、応力分担比はほぼ同一の結果となり、相互の違いは見出せなかった。このことは複合地盤を平面ひずみ条件で解析しても、安定解析を行う限りはそれほど大きな誤差は生じないものと考えられる。

3.3.3 複合杭の支持力解析

ここでは前節の単一砂杭の支持力解析の応用として、例えば、砂杭の上部がSCPで下部がSD、あるいは上下部ともSCPだが杭径が異なるような、いわゆる複合杭の破壊時応力分担比を求める問題を解いてみる。このような複合杭の仕様は、施工上は特に問題がないことから、設計する際にしばしばみられるのだが、このときの応力分担比mの決定方法がまだ確立しておらず、設計上の問題のひとつとなっている。

なお現状の設計では、下部がSDの複合杭は一種の浮き杭とみなせることから、応力分担比を通常の値m=3からm=2などへ低減したりする場合もある。しかし、その低減度合いの根拠は乏しく、実際の計測に基づくmの低減の検証もいまだなされていない状況である。

(1) 解析条件

解析は前節とほぼ同様の手順で行った。一本の砂杭を含む地盤の有限要素メッシュ、境界条件、地盤内初期応力状態、土質パラメータは、前節3.3.1とまったく同じである。基礎載荷幅B=4mで、砂杭直径は上部が2m、下部は1m、また砂杭長さは5mである。ここでは簡単のため、砂杭部は上下部ともに同じ剛性(OCR=10)で非排(吸)水条件とし、基礎部は剛基礎(変位速度境界条件)とした。

以下に4つの解析ケースを示す。

	改良仕様
CASE-0	無処理(砂杭なし)
CASE-1	全深度SCP φ2000
CASE-2	上部2mがSCP φ2000, 下部3mがSCP φ1000
CASE-3	上部1mがSCP φ2000, 下部4mがSCP φ1000

(2) 解析結果と考察

4通りの計算ケースについて、それぞれ全体の支持力と、地表面接地圧分布から平均して求めた破壊時応力分担比mをあわせて下表に示す。また、図3.13に各ケースの地表面接地圧分布を示す。

計算ケース	支持力 (KN/m ²)	無処理を1としたときの支持力	応力分担比m
CASE-0 無処理	40.4	1.0	—
CASE-1 全長SCP φ2m	53.5	1.32	2.50
CASE-2 上部2mSCP φ2m, 下部3mSCP φ1m	52.7	1.30	2.43
CASE-3 上部1mSCP φ2m, 下部4mSCP φ1m	49.3	1.22	2.03

以上より、上下部で杭径が2倍違うような場合では、杭径が異なる境界の深さが浅くなるほど、確かに支持力や応力分担比が低減してくることがわかる。すなわち今回の場合では、例えば上1/5がφ2000で下4/5がφ1000のとき(CASE-3)、応力分担比は20%低下し、支持力は無改良のときを1.0とし全深度SCP φ2000のときを1.32とすると、1.22に低下している。

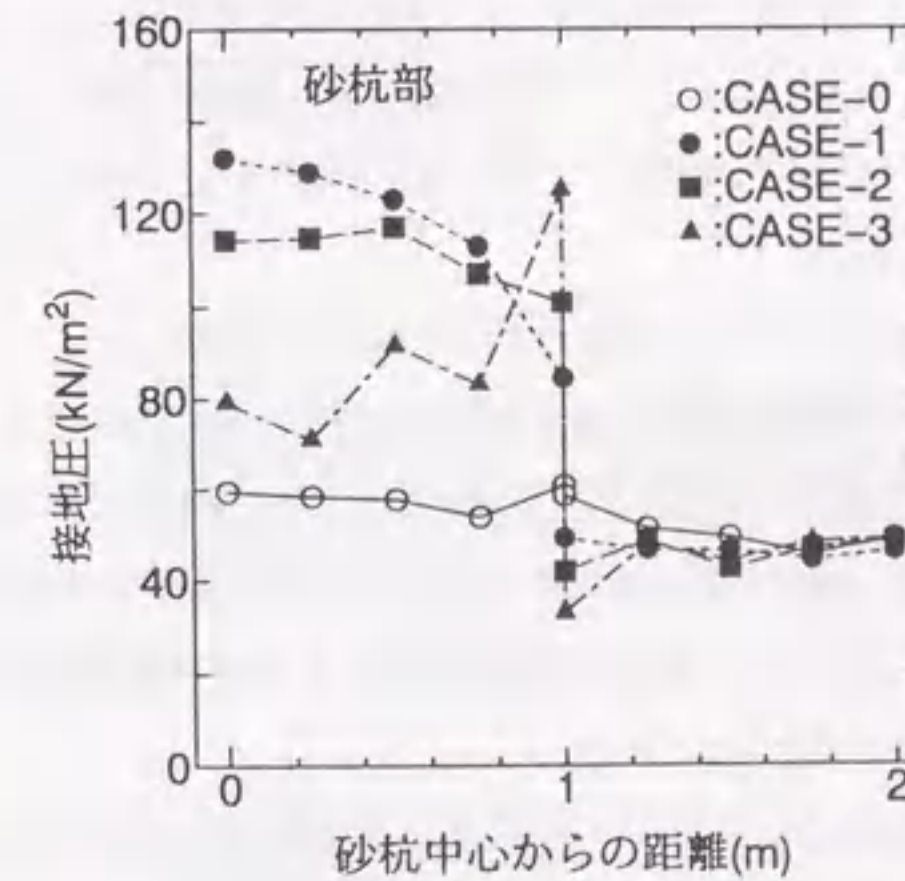


図3.13 基礎に加わる接地圧分布

3.4 複合地盤の支持力解析

前節では単一砂杭を用いた支持力解析結果に基づき、複合地盤を2次元的に取扱うことの妥当性を明らかにした。本節では2次元平面ひずみ条件下での複合地盤モデルの水-土骨格連成極限つりあい解析を行い、新たに解明された複合地盤の支持力発揮のメカニズムについて述べる。

まず、平面ひずみ条件のモデル解析によって、“載荷基礎の剛性”と“砂杭の排水条件”の組合せが支持力特性に及ぼす影響についてしらべる。さらに実際の現場の解析として、舞鶴で行われた低置換率SCP試験工事⁵⁾の支持力解析を行う。

3.4.1 載荷基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せが支持力特性に及ぼす影響

3.3の単一砂杭の支持力解析(軸対称条件)によると、「応力境界条件(盛土などの柔らかい基礎を載荷した場合)では、置換率50%以下のとき、砂杭部が非排水条件であっても排水条件であっても得られる支持力にあまり差がないのに対し、変位速度境界条件(ケーソンなどの剛基礎を載荷した場合)では、OCRや置換率によっては砂杭排水条件の方が支持力が大きくなる」という結果が得られている。以上より、載荷基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せによって、得られる支持力に違いが出ると考えて、これを複合地盤(2次元平面ひずみ状態)のモデル解析で確認することを試みた。

(1) 盛土荷重(柔らかい基礎)を載荷した場合の支持力~置換率関係

図3.14に複合地盤モデルの概要を示す。解析では粘土部については非排水と仮定し、砂杭部については、非排(吸)水と仮定する場合と従来の考え方である排(吸)水と仮定する場合の2通りの条件で行われている。解析地盤は置換率30,50,70%の3種類が設定され、図3.15にそれぞれの有限要素メッシュを示す。3種類の置換率を通して砂杭の間隔は同じにし、砂杭の幅を変えることにより置換率を変化させている。

表3.3は解析に用いられたパラメータで、図3.16には地盤の粘土部および砂杭部の初期応力状態を示す。

	λ	κ	M
砂	0.03	0.003	1.2
粘土	0.25	0.13	1.2

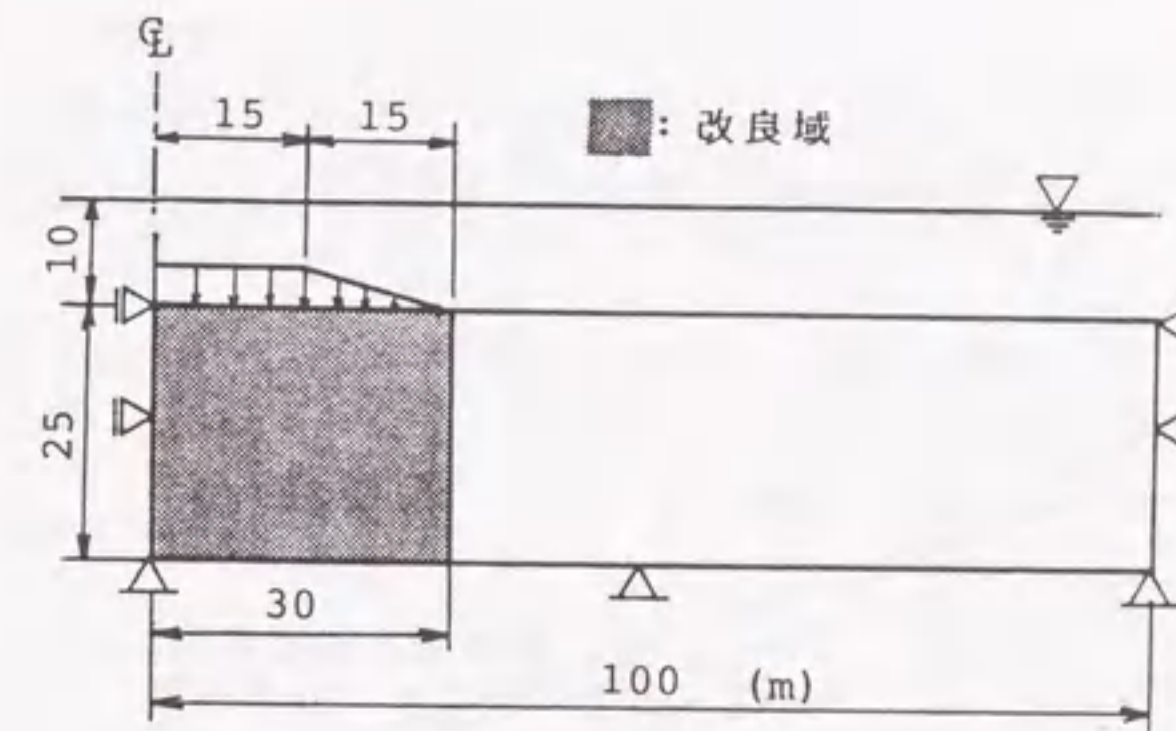
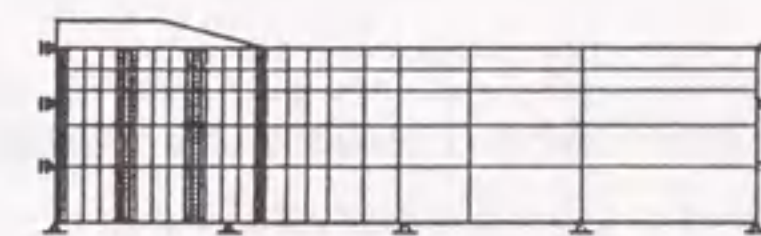
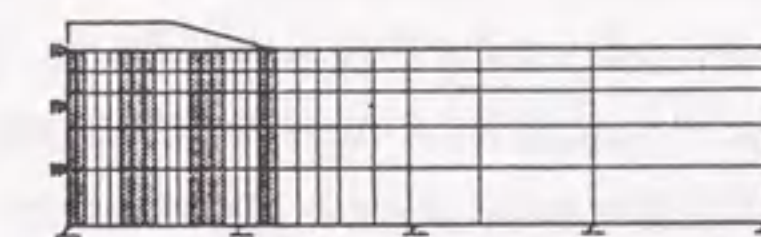


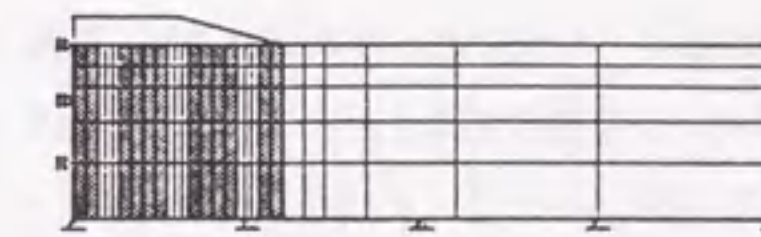
図 3.14 複合地盤モデル



(a) as=30%



(b) as=50%



(c) as=70%

図 3.15 有限要素メッシュ図

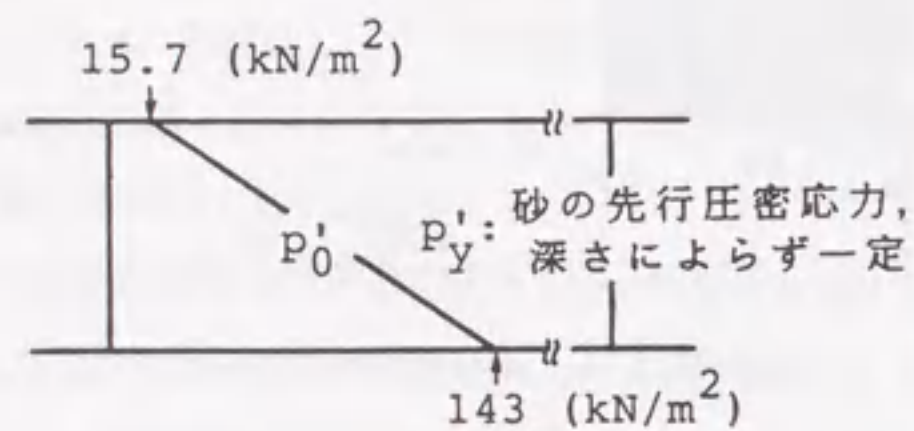


図 3.16 初期応力状態

図 3.17 に一連の解析結果を示す。砂杭の OCR=10, 20, 30 での全域非排(吸)水条件での支持力は、砂杭のみ排水条件のときの支持力を大きく上回っている。これは、砂のダイレイタンシー特性(体積膨張)による負圧の発生とそれに伴う拘束応力の増大が、地盤の側方変位(せん断変位場)に抵抗し、応力集中の度合いは、周辺粘土からの水の供給がない、いわゆる非排水条件で著しいためと考えられる。しかしここで次のことに注意する。すなわち、一般に密な砂の排水条件でのせん断挙動はピーク強度を持つのだが、本解析では地盤の支持力を限界状態でしか評価できないために、砂杭を排水条件と仮定する支持力解析値は、実際の支持力よりも小さく見積もってしまう。したがって、実際の排水支持力は図中の解析値よりはさらに若干大きくなると思される。

図 3.17 中の○印は、慣用円弧すべり法による計算値である。計算では砂杭の $\phi=30^\circ$ と仮定し、応力分担比は図中で示すように設計によく用いている値が採用された。この結果、置換率 30%程度の低置換率で応力分担比 $m=3$ とした場合、慣用円弧すべり法は本解析手法に基づく支持力値よりも大きな支持力(大きな安全率)を与えているようである。このことから、置換率 30%, $m=3$ の従来設計は実際にはかなりシビアな(余裕の少ない)設計であると思われるので注意が必要である。

一方、連成極限つりあい解析で得られる全域非排(吸)水条件下(OCR=30)での破壊時鉛直

応力分布(図 3.18)によって、各深さでの応力分担比 m を計算することができる。図 3.18 より、置換率 $A_s=30\%$ では $m=1.5\sim 2$ 、 $A_s=70\%$ でもすべりの発生と思われる $z=10\text{m}$ 付近では $m=2$ 程度になっているのがわかる。そこで置換率によらず $m=2$ として慣用円弧すべり計算をし直した結果が図 3.18 の△印であるが、連成極限つりあい解析結果とよく一致している。

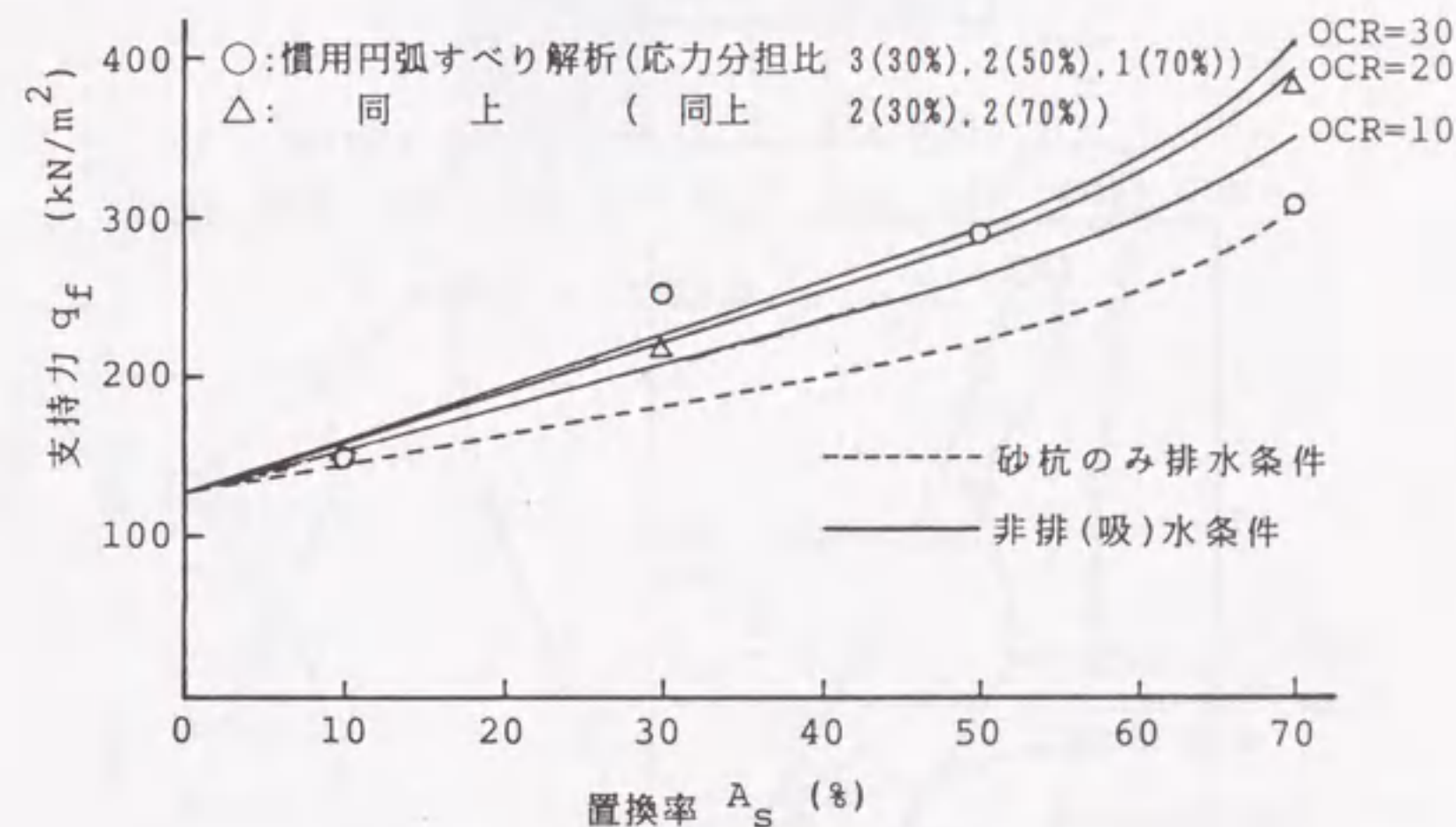


図 3.17 解析結果(置換率と支持力の関係)

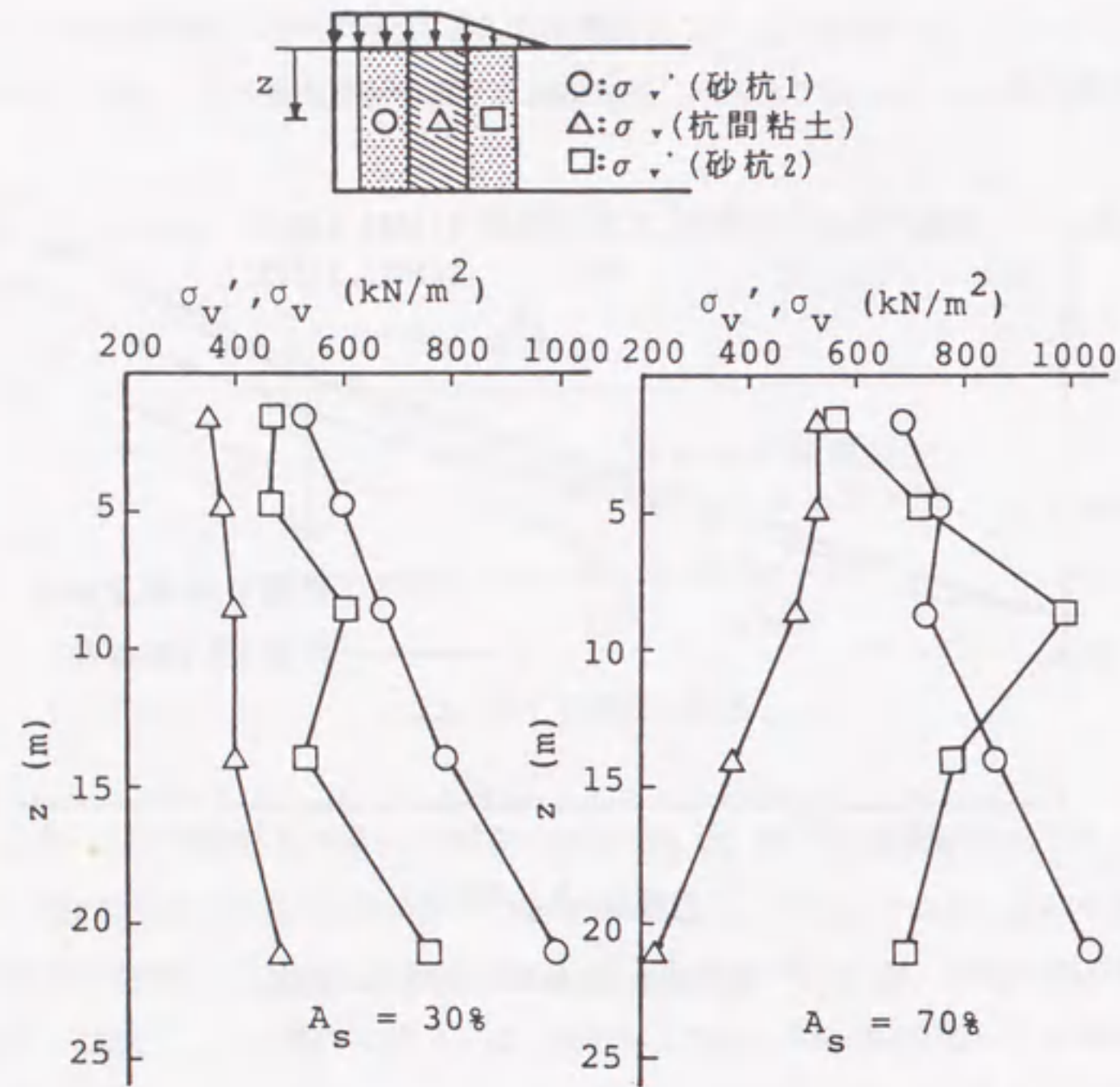


図 3.18 破壊時鉛直応力分布 (非排(吸)水条件, OCR=30)

(2) ケーソン荷重 (剛基礎) を載荷した場合の支持力～置換率関係

複合地盤にケーソンなどの剛基礎を載荷したことを想定し、載荷基礎底面が滑らか (Rigid-Smooth) である場合と、粗い (Rigid-Rough) 場合に対して、2次元平面ひずみ条件下で解析を行う。図 3.19 に複合地盤モデルの概要を示す。解析に用いた土質パラメータは表 3.3 と、初期応力状態は図 3.16 と同様である。

図 3.20 には Rigid-Rough の場合の支持力～置換率関係を示す。これによれば、(1) の結果とは逆に、 $A_s=40\%$ 以上では、砂杭非排水条件よりも排水条件の方が複合地盤の発揮する支持力が大きくなっている。図 3.21, 図 3.22 は Rigid-Smooth および Rigid-Rough の場合の塑性流れ図である。

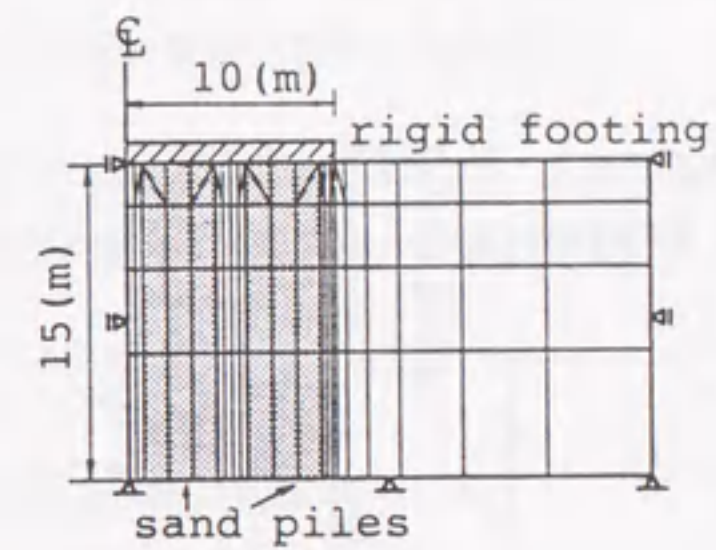


図 3.19 有限要素メッシュ図

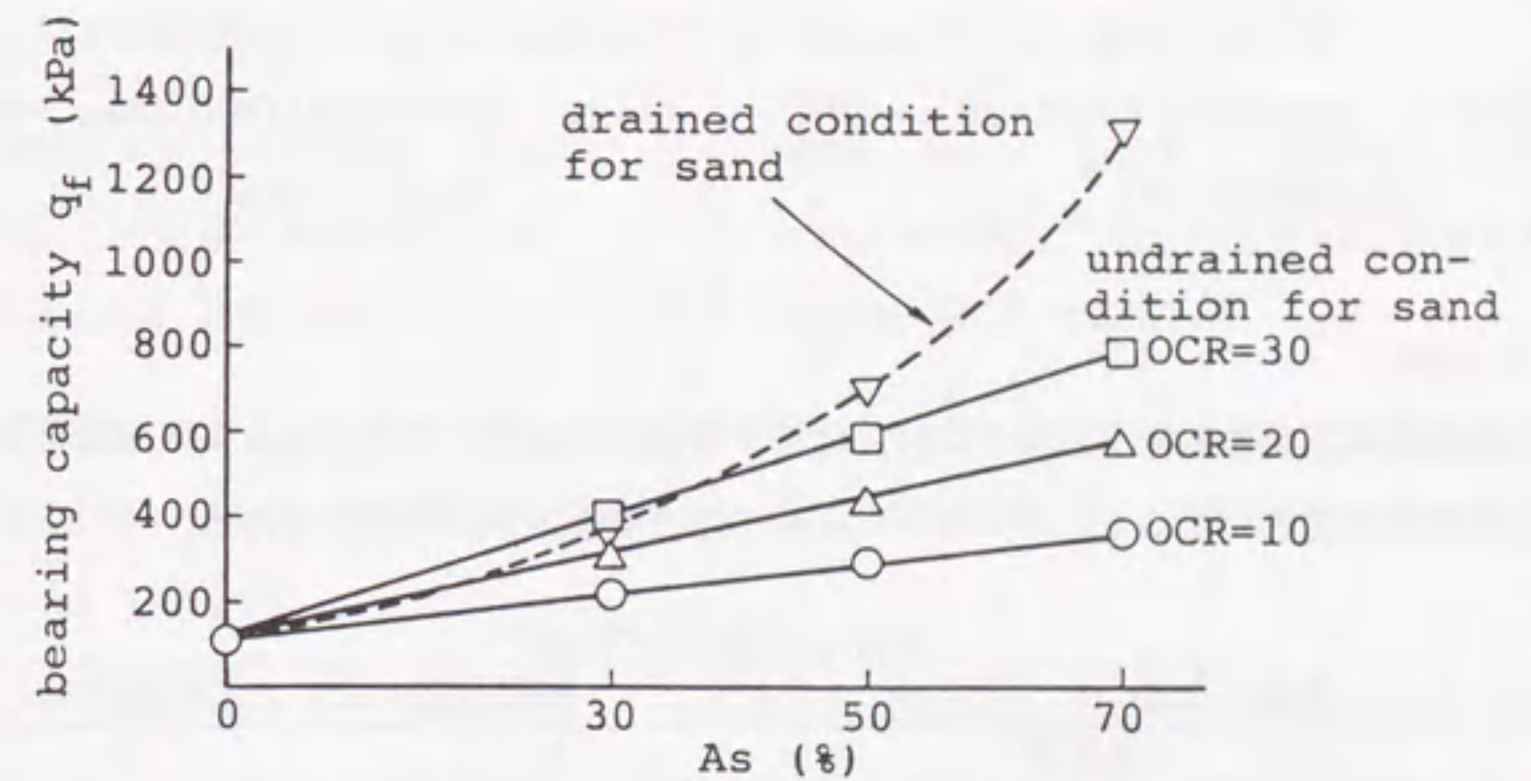


図 3.20 置換率～支持力関係 (Rigid-Rough)

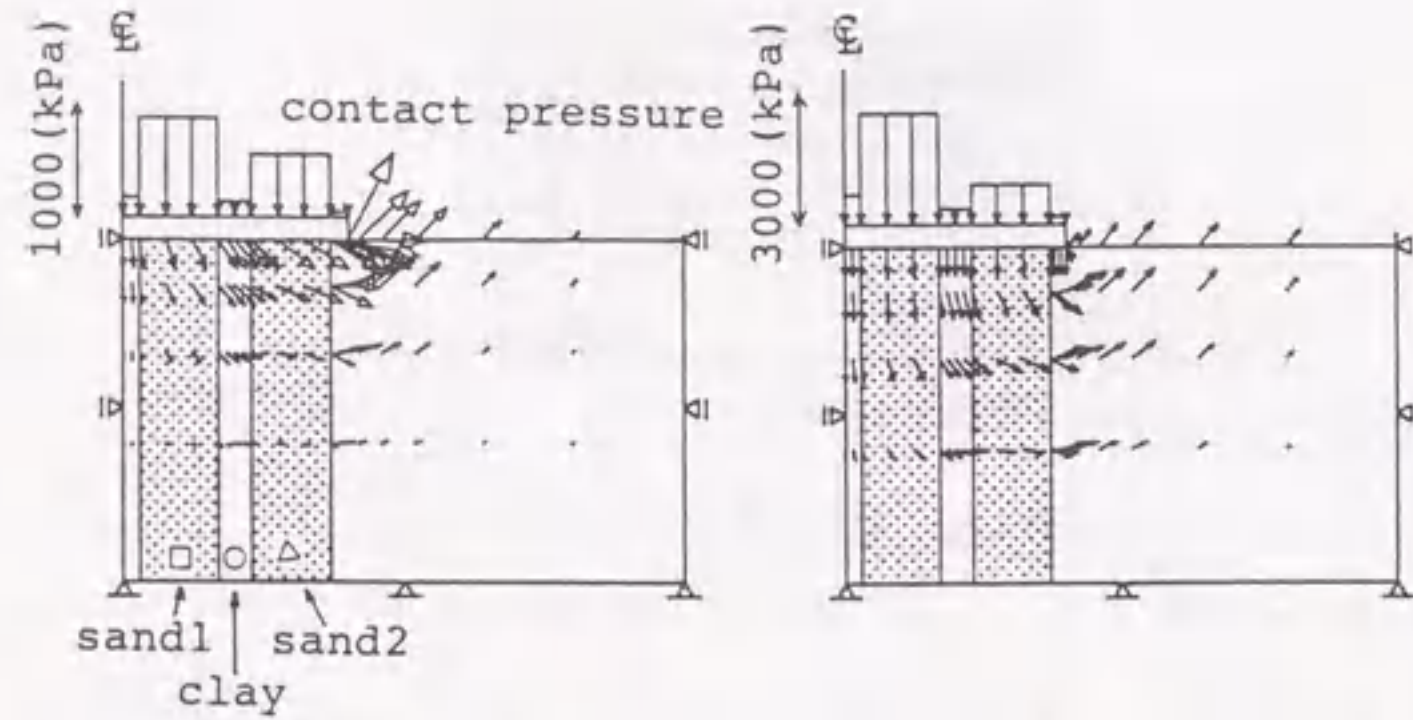


図 3.21 塑性流れ図 (OCR=30, $a_s=70\%$) (Rigid-Smooth) 図 3.22 塑性流れ図 (OCR=30, $a_s=70\%$) (Rigid-Rough)

(3) 考察

複合地盤に基礎を載荷する場合には、載荷する基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せによって改良効果に差異が生じることが分った。その組合せを以下に整理してみる。

相対的な支持力の比較		
基礎の種類	砂杭非排水	砂杭排水
盛土 (柔基礎)	大	小
ケーソン (剛基礎)	小	大

上のようになる原因として以下が考えられる。

- 1) 盛土などの底面が柔らかい荷重を載荷する場合、砂杭は非排水条件のときダイレイタンスー特性(体積膨張)に従う負圧の発生によって、拘束圧が上昇せん断変形に対する大きな強度を発揮する。そのため、砂杭を含めた地盤全体が非排水条件となるときの方がより高い改良効果が得られる。したがってこの場合、砂杭からの排水がしにくい状態の方が大きな支持力を発揮する。
- 2) 一方、ケーソンなどの剛基礎を載荷する場合、基礎直下砂杭上部から応力集中が直ちに生じ、拘束圧増大に伴い排水条件の方が砂杭がより大きな強度を発揮し、改良効果が大

きくなる。そのためこの場合は、砂杭からの排水をできるだけ促進してやることによって、より以上の改良効果が期待できると考えられる。

このように、軟弱地盤を SCP で改良する際には、基礎の種類と砂杭の排水条件の組合せと地盤の支持力との間に密接な関係があり、設計においてもこれを十分把握しておく必要があると考えられる。

3.4.2 舞鶴港における現場破壊実験の解析^{4),5),10)}

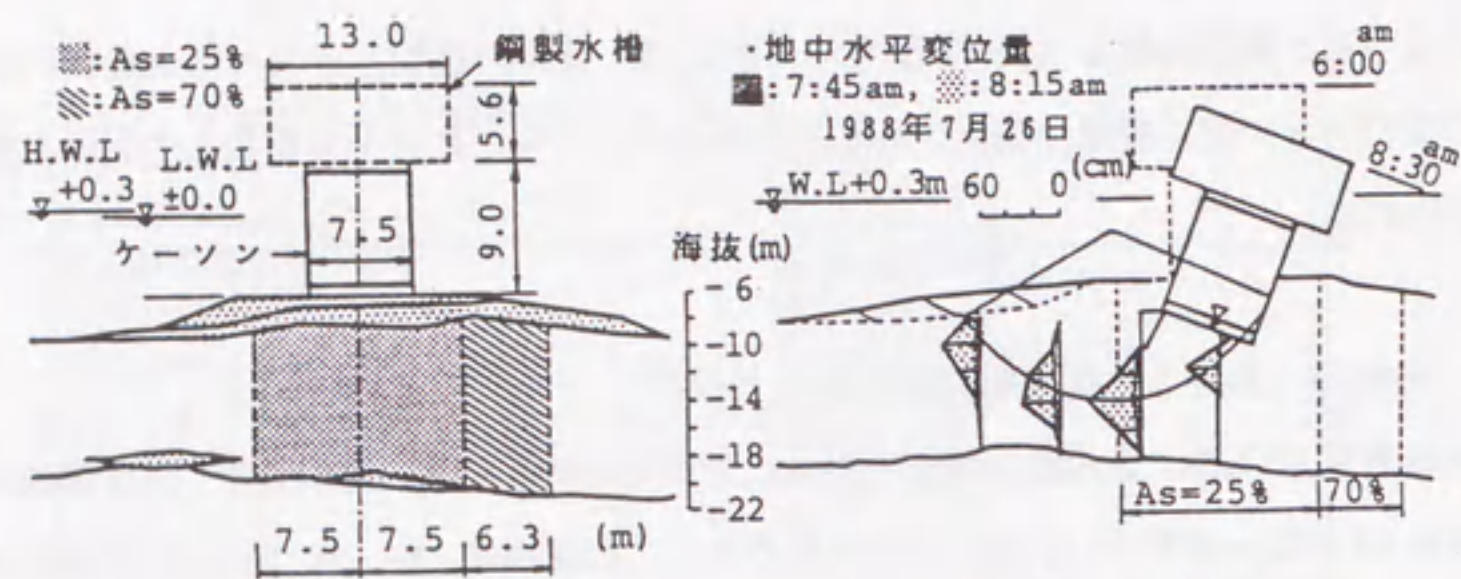
低置換率 SCP 工法による改良地盤の特徴の解明を目的として、運輸省第三港湾建設局によって、昭和 61 年度～昭和 63 年度の 3 か年にわたって低置換率 ($A_s=25\%$) の改良地盤の現場破壊実験が舞鶴港で行われた。

図 3.23 に実験地盤および載荷体の概要を示す。載荷は次の 2 段階で行われた。

- (1) 地盤改良後 7 か月経過後に、コンクリート製床版、ケーソンを設置し、中詰め注水を行った。この荷重状態 (29.4kN/m^2) でさらに 10 か月間放置し、地盤の圧密強度増加を待った。なお、荷重は降雨によって 10 か月間で 33.3kN/m^2 まで増加した。
- (2) 第 2 段階載荷としてケーソン内に中詰め砂を投入し、ケーソン上に設置した鋼製水槽に注水を行い、改良地盤の破壊実験を行った。なお、現場破壊荷重は図 3.24 より 70.6kN/m^2 とされている⁵⁾。

図 3.25 に載荷工程を示す。解析方法としては第 1 段階載荷段階は弾塑性圧密変形解析の対象としたが、第 2 段階載荷は 9 日間で行われ、さらに載荷の 43% は最後の 2 時間半で行われていることから、非排(吸)水仮定が十分適用できると考え、非排(吸)水連成極限つり合い解析の対象とした。表 3.4 は解析に用いた土質パラメータであり、図 3.26 に原地盤を 2 次元平面ひずみ条件でモデル化した有限要素メッシュを示す。

図 3.27 は第 1 段階載荷による 17 か月の圧密前後の改良地盤の土質性状である。連成極限解析には第 2 段階載荷直前の地盤内の有効応力状態が必要であるが、これは次のように求められる。すなわち圧密前の有効応力状態 (K_0 状態) を用いて、第 1 段階載荷を弾塑性圧密変形解析よりシミュレーションし、第 2 段階載荷直前の有効応力状態を計算結果から求めるというものである。



(a) 実験地盤および載荷体の概要 (b) 地中水平変位に基づくすべり面

図 3.23 現地破壊実験の概要

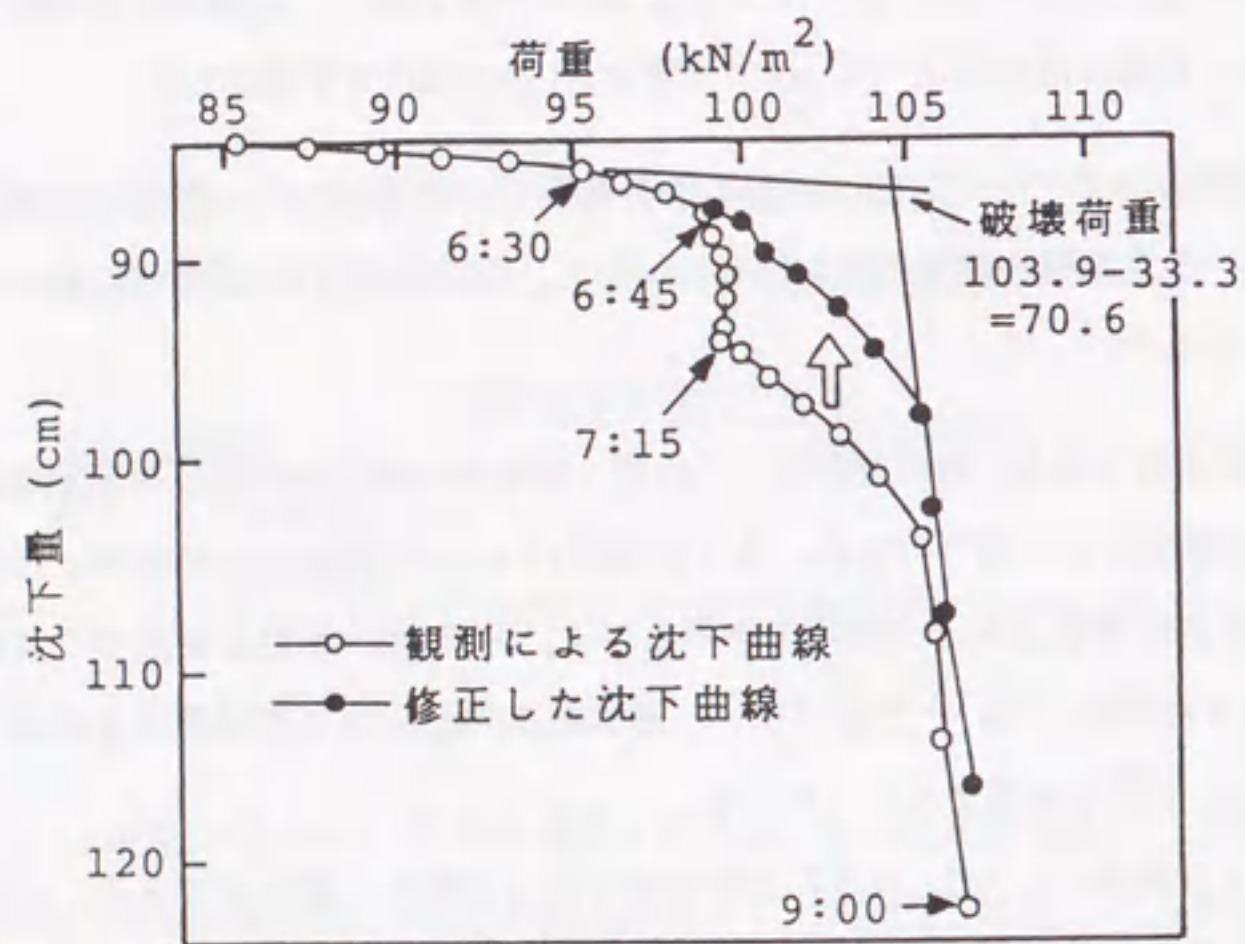


図 3.24 破壊荷重の決定⁵⁾

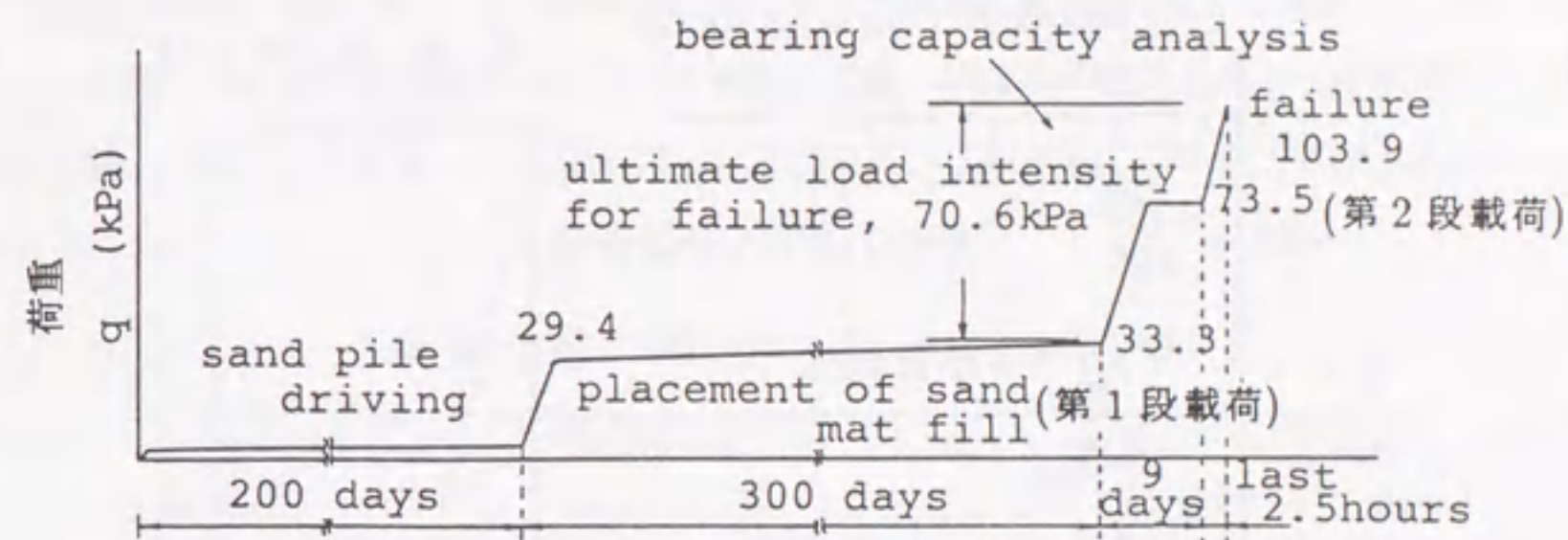


図 3.25 載荷工程

表 3.4 土質パラメータ

	λ	κ	M	K_0
粘土(上)	0.362	0.048	1.20	0.5
粘土(中)	0.359	0.039	1.27	0.5
粘土(下)	0.195	0.025	1.33	0.5
砂杭	0.030	0.003	1.20	1.0

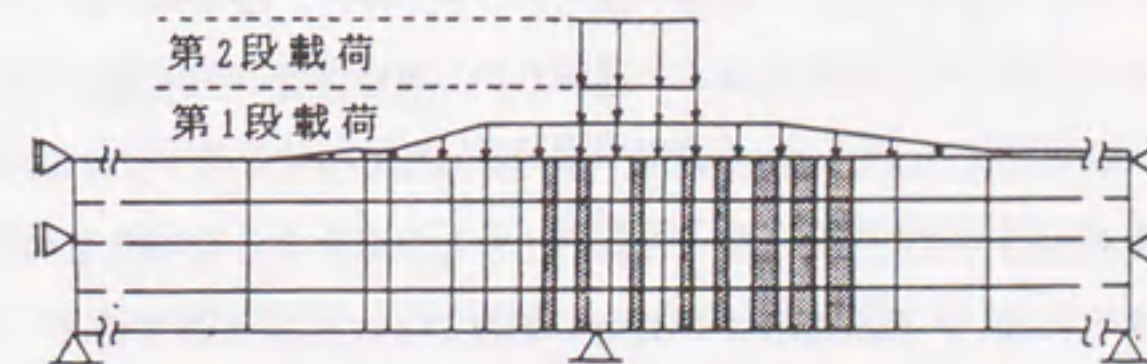


図 3.26 有限要素メッシュ図

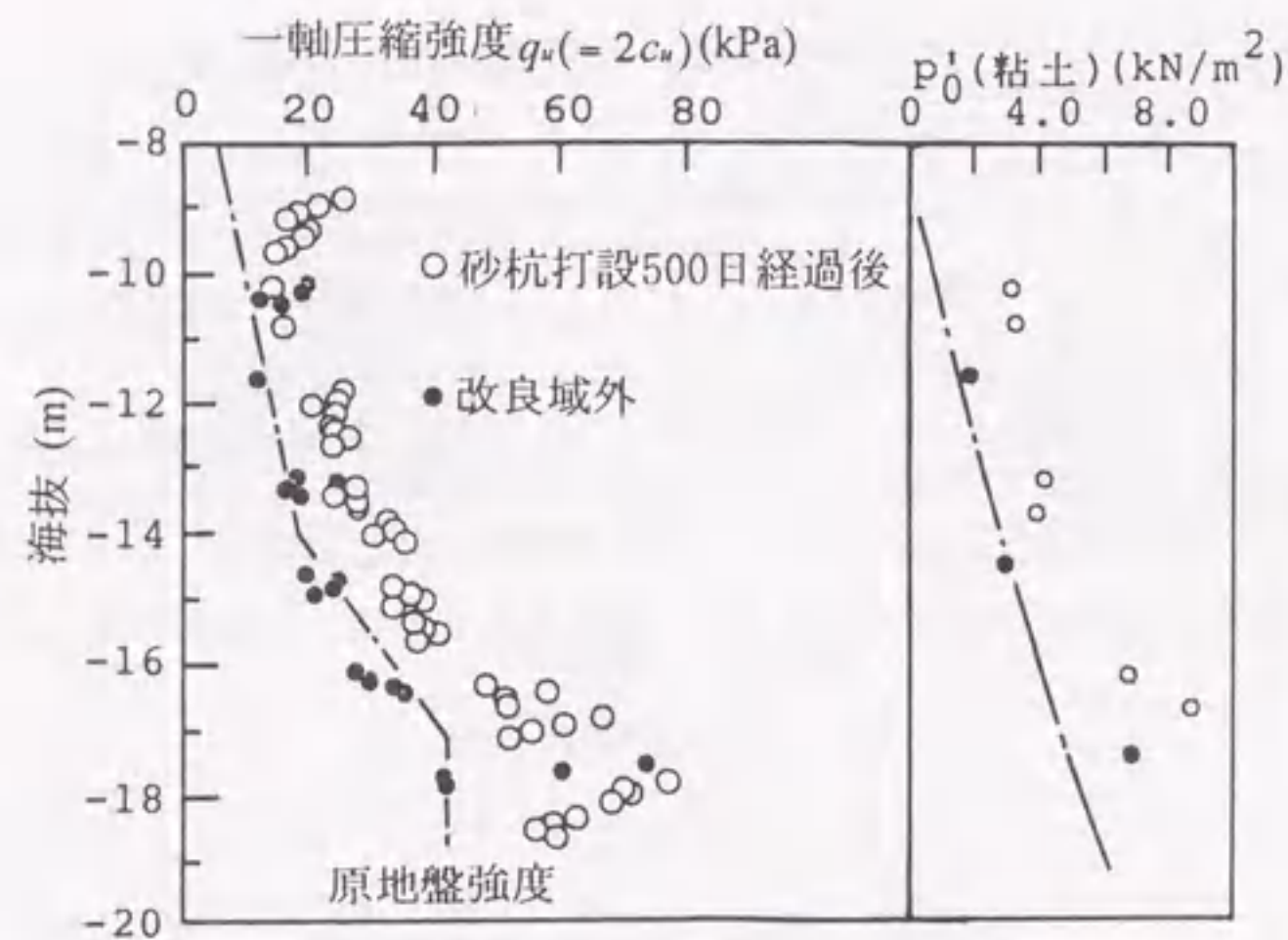


図 3.27 第 1 段載荷による土質性状の変化

表 3.5 に解析結果を示す。これによると、OCR=20~30 の場合非排水支持力は約 68kN/m² である。一方、砂杭を排水条件として得られる支持力は非排水支持力よりもかなり小さい値 (52.5kN/m²) となっている。図 3.24 を見る限り、実際の支持力は 70.6kN/m² よりもう少し小さいものであると考えられるが、従来の常識にしたがって砂杭を排水条件と仮定したのではこの支持力は説明できない。しかし、砂杭中は非排(吸)水であったと仮定する非排水支持力で考えれば、地盤が OCR20 以上の締った地盤であったとして、よく現地破壊荷重を説明できる。図 3.28 は破壊時塑性流れ図 (CASE-1, OCR=30) である。

しかし、これによってただちにこの現場実験で、砂杭が排水、非排水のどちらであったかを結論づけられるものではない。次章で詳しく述べるが、複合地盤の強度増加のもうひとつの大きな要因として、砂杭打設による“排土効果”が考えうるからである。これは図 3.1 のように砂杭を打設する際に周辺の粘土が押し広げられ、そのとき発生する過剰間隙水圧がある程度の時間経過後消散するに伴い、杭間粘土が原地盤の強度以上に強度上昇するというものである。図 3.27 によれば、改良後 10 か月放置後に特に地盤深部で確かに大きな強度上昇が見られている。砂杭を排水条件とし、かつ杭間粘土の排土効果を考慮した支持力計算を行った結果を表 3.5

中に示している。これによると詳細は略すが支持力は約 72kN/m² となり、砂杭排水条件でも実験結果を十分説明できる支持力が得られている。

結論としては、打設後長い期間経過後には、砂杭は非排(吸)水状態から次第に排(吸)水的となり砂杭自体の支持力が徐々に低下してくるものの、砂杭の排土効果によって杭間粘土の強度が上昇してきてそれを補い、地盤全体としての支持力は継続して同程度に発揮されるものと考えられる。

表 3.5 第 2 段載荷における破壊荷重の予測

undrained analyses	degree of	30	$q_f=68.0$ (kPa)
for sand	compaction	20	68.0
砂杭非排(吸)水条件	(OCR)	10	63.8
drained analyses	砂杭のみ排水条件		52.5
for sand			72.2 排土効果考慮

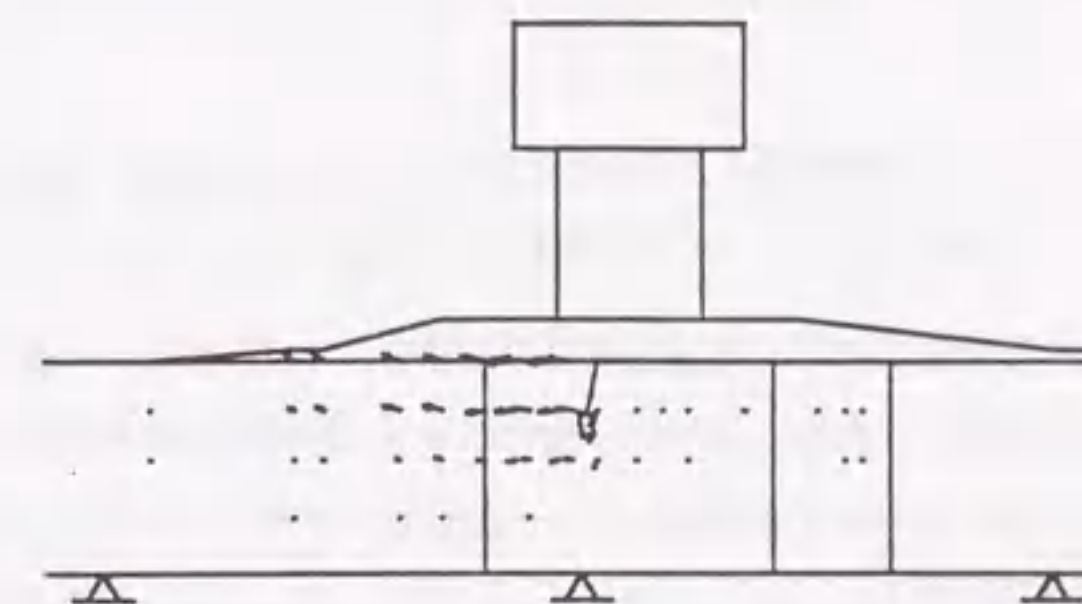


図 3.28 破壊時塑性流れ図

以上より、複合地盤の安定・支持力には、従来考えられていたような砂杭の ϕ_d と杭間粘土の c だけではなく、[1] 砂杭の排水条件、[2] 基礎の剛性、および [3] 砂杭の排土効果が複雑に影響し合っていることがわかる。したがって、低置換率 SCP の設計の際にはこれらの影響もあわせて十分考慮しながら考えていく必要がある。また以上を考慮することにより、例えば最近の人工島護岸でしばしば用いられている“緩傾斜堤+サンドドレーン”という組合せよりも、低置換率 SCP 工法によって効率的で経済的な護岸断面を設定することも可能となるであろう。

3.5 結論

本章では、浅岡らによる方法に基づいて、SCPを打設した複合地盤に関する各種の支持力問題を解析した結果を示し、複合地盤に対する従来とは異なる新しい見方を提示して設計資料に資することを目的とした。得られた結論を以下に列挙する。

- (1) 単一砂杭の支持力解析により、軸対称条件（3次元）と平面ひずみ条件（2次元）での支持力の差異、および砂杭の排水条件によって変動する支持力や応力分担比などをしらべた。その結果、一本の砂杭を含む粘土地盤を軸対称条件で取扱っても、平面ひずみ条件で取扱っても、鉛直支持力～置換率関係や破壊時の接地圧分布、応力分担比はほぼ同一の結果となり、相互の違いは見出せなかった。このことは複合地盤を平面ひずみ条件で解析しても、安定解析を行う限りはそれほど大きな誤差は生じないと考えられる。
- (2) さらに単一砂杭の支持力解析の応用として、砂杭の上下部で杭径の異なるいわゆる「複合杭」の応力分担比について調べた結果、上下部で杭径が2倍程度違うような場合では、杭径が変わる境界の深さが浅くなるほど、支持力や応力分担比が低減してくる傾向にあることがわかった。
- (3) 2次元平面ひずみ条件の解析によって、載荷基礎の剛性と砂杭の排水条件の組合せが支持力特性に及ぼす影響を調べた。その結果以下の結論が得られた。
 - 1) 盛土などの底面が柔らかい荷重を載荷する場合、砂杭には応力の集中もあまり起きず、砂杭は非排水条件のとき負圧の発生によって、地盤のせん断変形に対する大きな抵抗を発揮するため、砂杭を含めた地盤全体が非排水条件となる時の方がより高い改良効果が得られる。したがってこの場合、砂杭からの排水がしにくい状態の方がかえって有利となる。
 - 2) 一方、ケーソンなどの剛基礎を載荷する場合、砂杭への応力集中が著しいため、拘束圧増大に伴い排水条件の方が砂杭がより大きな強度を発揮し、改良効果が大きくなる。そのためこの場合は、砂杭からの排水をできるだけ促進してやることによって、より以上の改良効果が期待できると考えられる。このように、軟弱地盤をSCPで改良する際には、基礎の種類と砂杭の排水条件の組合せと地盤の支持力との間に密接な関係があり、設計においてもこれを十分把握しておく必要があると考えられる。

- (4) 舞鶴で行われた低置換率SCPの現地破壊実験の解析の結果、複合地盤の安定・支持力には、従来考えられていたような砂杭の ϕ と杭間粘土の c だけではなく、砂杭の排水条件、基礎の剛性、および砂杭の排土効果（杭間粘土の強度上昇）が複雑に影響していることがわかった。したがって、低置換率SCPの設計の際にはこれらの影響もあわせて十分考慮していく必要がある。

第3章参考文献

- 1) 一本英三郎・末松直幹：サンドコンパクションパイル工法，土と基礎，Vol.29,No.5,pp.13-20,1981.
- 2) Enoki,M.,Yagi,N.,and Yatabe,R.:Evaluation of bearing capacity analysis method of improved ground,Proc.of Int.Conf. on Geotechnical Engineering for Coastal Development (GEO-COAST'91), Vol.1,pp.305-310.1991.
- 3) 末松直幹・坪井英夫：複合地盤の応力分担比に関する考察，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.165-170.,1984.10.
- 4) 浅岡 顕・松尾 稔・小高猛司：複合地盤の非排水支持力に関する研究，土木学会論文集，No.448/III-19,pp.63-71,1992.6.
- 5) 岡田靖夫・柳生忠彦・幸田勇二：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.57-62,1989.
- 6) 浅岡 顕：支持力と有効応力，土と基礎，Vol.36,No.6,pp.43-49,1988.
- 7) 石崎 仁：杭状改良地盤解析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発表論文集，pp.31-38,1990.11.
- 8) 一本英三郎・野津光夫・奥山一典・太田秀樹・飯塚 敦：ひずみ軟化を示す地盤挙動の有限要素解析手法，第35回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.39-46,1990.11.
- 9) 小高猛司：水-土骨格連成極限つり合い解析に基づく複合地盤の支持力に関する研究，名古屋大学博士論文，pp.26-28,1993.
- 10) Asaoka,A.,Matsuo,M. and Kodaka,T.:Bearing capacity of clay improved with sand compaction piles, XIII ICSMFE, pp.763-766, 1994.

第4章 サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の杭間粘土の強度増加とそのメカニズム

4.1 概説

前章では、サンドコンパクションパイル (以下 SCP) を打設した複合地盤を構成する締固め砂杭と杭間粘性土の中で、特に締固め砂杭の方に注目して検討を行ってきた。本章では、もう一方の杭間の粘性土のふるまい、特に低置換率 (10~50%) の SCP を打設した後の杭間粘土の強度が最終的に原地盤以上に増加する現象について、これを低置換率 SCP の新しい機能として積極的に取り上げ、実測事例およびその解析を中心に詳しく考察する。

前章で検討した運輸省による舞鶴港試験工事^{1),2)} (置換率 25%) では、特に地盤深部の杭間粘土の強度が、低置換率 SCP 工法施工後一定時間経過後に、サンドマット荷重などによる効果以上に著しく上昇した。サンドマット (天端幅 18m) とケーソン (幅 7.5m) の荷重はわずか (約 29kN/m²) で、地盤表面の強度増加はこれらの荷重による圧密のせいであっても、このサンドマット等の荷重は地盤深部には及ばず、地盤深部での強度増加は他に原因を求めなければならない。(前章図 3.27)

最近では、この舞鶴の事例の他にも多くの現場で、上載荷重によらずに杭間粘土が原地盤強度以上に強度増加していることが認められてきており、またこの事実は、榎戸³⁾、赤木⁴⁾らによってもかなり早くからすでに指摘されている。

では何故このような設計値以上の強度増加現象が起こるのだろうか。まず砂杭造成方法について整理してみる。SCP 打設の際には、図 3.1 に示したようにケーシング打戻し過程において、杭周粘土を押し広げ、ケーシング径よりも大きな径の砂杭を造成していく。(サンドドレーン (以下 SD) 工法ではケーシング打戻し過程はなく、ケーシング径と同じ径の砂杭を造成する。) 以上より、強度増加のメカニズムについてここでつぎのような仮説を設ける。「砂杭打設時に必要な排土、すなわち粘土地盤中での円筒拡張のための力が、杭間粘土地盤の破壊と過剰間隙水圧上昇を引起し、かつ圧密荷重として長く持続して杭間粘土に作用し、その結果杭間粘土は過剰水圧の消散による圧密に伴い再び蘇り、元の粘土より大きなせん断強度を有する粘土となる。」本章ではこの現象を「排土効果」と呼び、仮説の適否を実測事例や計算を通して検討する。

SCP で砂置換率が低くなってくると、砂杭の強度と同程度に、周辺粘土の強度が設計結果に

大きく影響するようになる。上で述べた仮説が検証されれば、SCP でたとえ低置換でも、「基本的には、サーチャージなしで圧密による粘土の強度増加が期待できる」ことになり、サーチャージが不可欠なサンドドレーン (SD) 工法とに工法原理の違いが明確に出てくる。「排土効果」を考慮すれば、低置換率 SCP 工法の方が SD 工法よりも優位となるケースも場合によっては出てくると考えられる。

また、近年の砂杭用の良質砂枯渇とそれに伴う砂のコストアップとによって、従来の置換率 70% 以上の高置換率 SCP 工法が、セメントと現位置の土を攪拌して固める深層混合処理工法と価格面で比較される局面も近い将来十分に考えられる。このような事態に対し、経済的でありかつ上に述べた機能を付加された低置換率 SCP 工法の再評価は、40 年以上も続いてきた SCP 工法の将来にわたる存続を考える上からも重要となってくると思われる。

砂杭打設後の杭間粘土の過剰水圧発生および水圧消散に伴う強度増加や地表面沈下については、次のようにいくつかの研究がすでになされている。

(1) 中瀬・小林 (1972)⁵⁾

岡山県錦海湾でのサンドドレーン打設～盛土載荷までの過剰間隙水圧を計測した貴重なデータが報告されている。そこでは、打設後約 3 ヶ月にわたってサンドマット荷重 (0.6tf/m²) のみで放置された。サンドドレーンの打込みも、いわゆる振動を伴う“おしのけ” (displacement) 型であるとして、最初に現われる大きな水圧 (約 3tf/m²) は、サンドドレーンの打込みによるものとしている。(データの詳細は 4.2 節で示している。)

(2) 榎戸・高橋・後藤・前田 (1973)³⁾

小径の SCP の場合でも先に述べた粘土の土性変化が認められることを、榎戸らは、すでに 20 年以上も前から現場データをもとに指摘している。

現場は昭和 40 年 (SCP 打設の 5 年前) に埋立て完了したシルト質の軟弱地盤であり、地盤改良の主目的は、LNG タンク基礎杭の横抵抗を増加させるため、砂杭径 0.6m、置換率 12.9% の SCP による改良がなされた。従来から SCP 工法においては打設後ただちに載荷を開始することが多いので、載荷による強度増大とカク乱による強度低下とが重なり合って、粘性土の強度回復だけを抜き出して観測できる例が少ないとして、SCP 打設後約 2 ヶ月にわたって、載荷重を置くことなく、粘性土の強度回復の状態が観測された。

その結果、原地盤以上の強度増加、過剰水圧の発生消散過程、地表面沈下の推移などの貴重なデータが報告されている。(データの詳細は 4.2 節、4.3 節で示している。)

(3) 赤木 (1977)⁴⁾

サンドドレーンの砂杭でも排土杭には違いなく、打込んだ砂が押し返されてふたたび上がってくることはない。このため、砂杭打設による杭間粘土の圧密はサンドドレーンでも期待できる。以上の予見に基づいて、SD打設直後にサーチャージなど掛けずに、杭間地盤の沈下～時間の様子を平面的に測定し杭間粘土の圧密観測を試みた先駆的研究が赤木によって行われている。室内実験やタイ国AIT構内における精力的な現場実験結果を通して、そこでは上載荷重がない状態でのSD打設のみによって起こされた圧密沈下が確実に認められていた。

(4) 赤井(1980)⁶⁾

上の中瀬・小林のSDによる過剰水圧発生～消散の報告および赤木の研究を引用しながら、砂柱打設時の発生間隙水圧の特性について言及している。

そこでは、SD打設の効果については、[1] マンドレルの打込みという動的な衝撃応力の効果と[2] 砂柱による地盤土の排除の影響を考慮すべきとし、[1]については、全応力が変動するため、有効応力の増加による圧密効果は期待できず、同様の理由で飽和粘土地盤に対する動圧密工法(dynamic consolidation:DC)の効果に対する疑問が呈示されている。

また周辺粘性土の排除効果についても、地盤内全応力の時間的な応力緩和が著しいために、過剰水圧の消散はその一部が有効応力に転換するにすぎないとしている。さらにこの応力緩和の影響で、盛土載荷に比べ砂柱打設時に発生する間隙水圧の消散は速いと述べている。

なお、応力緩和についてはそれほど大きくはないこと、また間隙水圧消散が速い理由についても別の理由があるのではないかとこのことを本章中に示している。

(5) 三笠(1964)⁷⁾

砂杭周面粘土での応力状態の変化を考える。SCP打設による円筒拡張後、砂杭周面では変位がほとんど起こらないと考えると、その反力は時間とともに少しリラクゼーションすると考えられる。もし仮に円筒拡張してもその直径を維持することができず、すぐに萎んでしまえば、反力のリラクゼーションは著しくなり、せっかく粘土中に発生させた過剰水圧勾配を長く持続させることができず、杭間粘土の圧密はほとんど進まない。三笠はこの点を指摘してSCP打設による杭間粘土の圧密に疑問を呈した。さらに1次元圧密理論による類推と思われるが、砂杭径が拡大しつづければ杭周地盤は圧密しないとも述べられている。

まず前者に対しては、仮に砂ではなく粘土のような柔らかい材料を用いた場合であっても、半径方向応力 σ_r とともに杭周方向応力 σ_θ が大きく発生するため、一種のアーチ作用が働いて、杭が萎むことなく杭径が維持されることを本章中の計算で示している⁸⁾。また後者に対しては、3次元的に考えることによって解決される。すなわち、杭が大きく萎まない限り、半径

方向の体積圧縮のみでなく地表面からの沈下によっても全体の体積変化は可能であり、そのため後に示す多くの事例のように砂杭打設による圧密は実際に起こっているのである。

以下本章では、まずいくつかの現場で測定された砂杭打設後の過剰間隙水圧の上昇と消散および強度増加を各現場ごとに分析し考察を加える。次いで砂杭打設をシミュレートする計算方法を示し、先に提示した現場の事例解析を行って、解析手法の妥当性を検証する。

4.2 計測事例の分析と考察

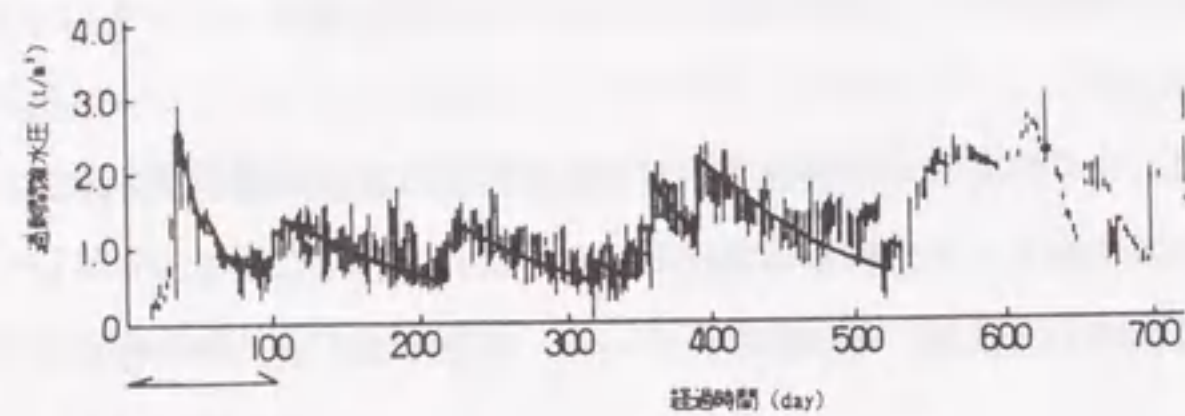
4.2.1 砂杭打設により発生する過剰水圧消散事例

砂杭打設により発生する過剰間隙水圧の消散過程の貴重な観測データがいくつか残されている。以下に事例をまとめて示す。

(1) SD(サンドドレーン)打設時の事例

1) 中瀬・小林の報告⁵⁾

岡山県錦海湾で計測された事例である。 $w=100\sim150\%$ 、 $I_p=60\sim70$ の粘土地盤で、SDの改良仕様は、杭径 $\phi 400$ 、杭長 $L=12\text{m}$ 配置は三角形配置でピッチは 1.6m であった。 Δu (過剰間隙水圧)は、打設後60日で $1/3$ に低下した(図4.1)。また砂杭打設によって発生した水圧の消散速度が、その後の盛土載荷による水圧消散よりも速いことがコメントされている。この理由としては、砂杭打設後の応力緩和⁶⁾も少しは考えられるが、それよりも(次節の解析でも示すが)、砂杭打設によって図4.2(b)のように排水面である砂杭近傍の水圧が非常に高まるために、水圧が消散しやすい状況となり、盛土載荷後の場合(図4.2(a))と比較して水圧の消散速度が速くなるものと推測される。



ドレーン打設
による水圧変化
(消散速度が速い)

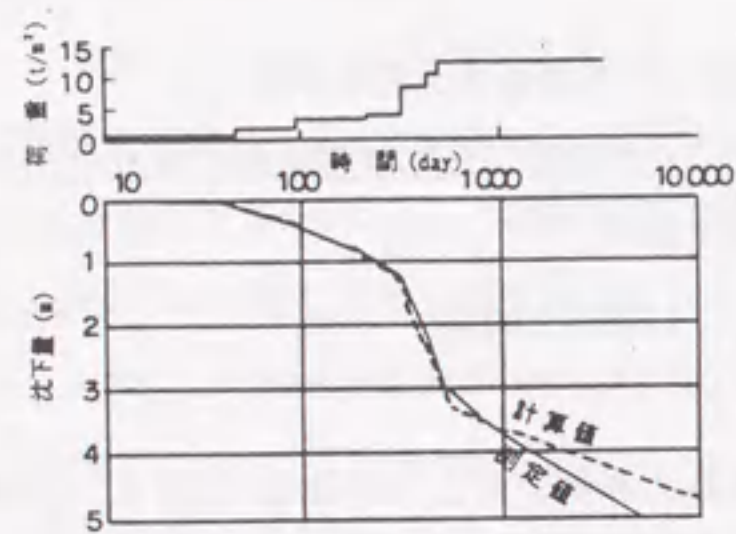
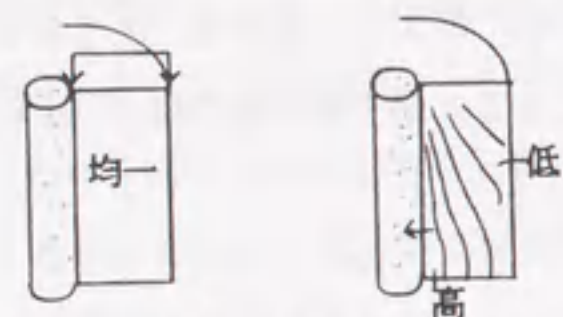


図 4.1 過剰間隙水圧の経時変化(岡山県錦海湾)



(a)盛土による水圧上昇 (b)砂杭打設による
初期水圧分布 水圧上昇

図 4.2 初期過剰間隙水圧の相違

2) 赤木の報告⁴⁾

バンコク AIT構内で、SDの打設に伴う間隙水圧と地表面の変動が計測されている。砂杭の改良仕様は $\phi 300$, $L=6\text{m}$, 正方形 1.2m 配置である。地盤は、 $w=80\%$ 程度の粘土である。発

生した最大過剰間隙水圧は、 $\Delta u_{max}=0.6\text{kgf/cm}^2$ で、 Δu は、打設後 20 日で消散している。

3) 神戸沖埋立地における計測事例

神戸沖埋立地で陸上SD打設時に、図 4.3 の下部(正規圧密)沖積粘土層において過剰間隙水圧が計測されている。SDの改良仕様は、 $\phi 400$, $L=30\text{m}$, 正方形 3.5m 配置である。発生した最大過剰間隙水圧は、 $\Delta u_{max}=0.7\text{kgf/cm}^2$ で、 Δu は、打設後 70~90 日で消散している。

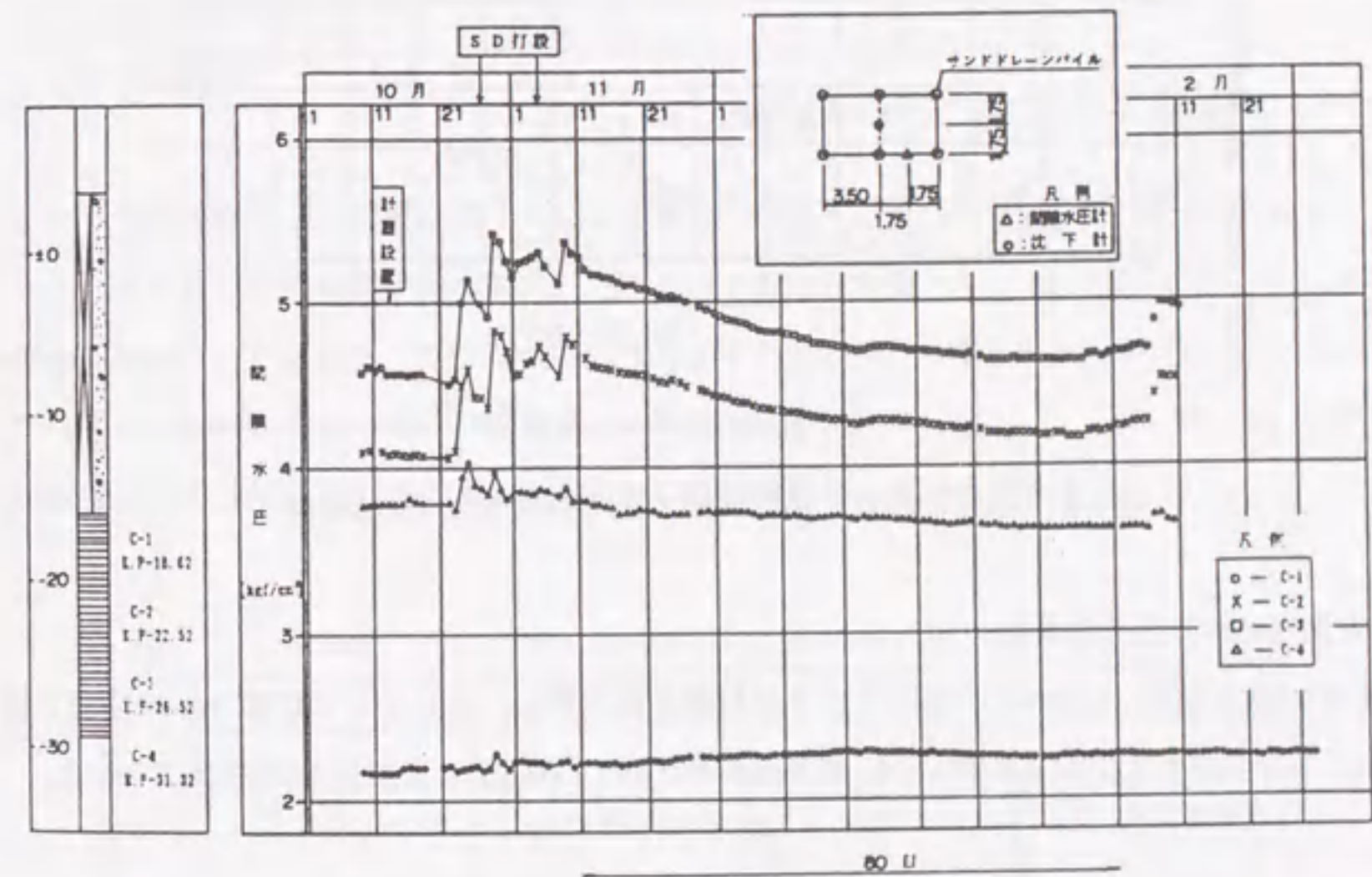


図 4.3 過剰間隙水圧の経時変化(神戸沖埋立地)

(2) SCP (サンドコンパクションパイル) 打設時の事例

1) 榎戸らの報告³⁾

横浜根岸の $w=70\sim 110\%$ のシルト質粘土埋立地盤で、改良仕様 $\phi 600$, $L=10\text{m}$, 正方形 1.48m のSCPが打設された際に過剰水圧も計測されている。最大過剰水圧は、 $\Delta u_{max}=0.55\text{kgf/cm}^2$ で、 Δu は、打設後 40 日で消散している(図 4.4)。

ここでは、地表面変動の推移も同時にとらえられている。これによると、施工中約 60cm 盛り上がっているが、施工終了後徐々に沈下している。

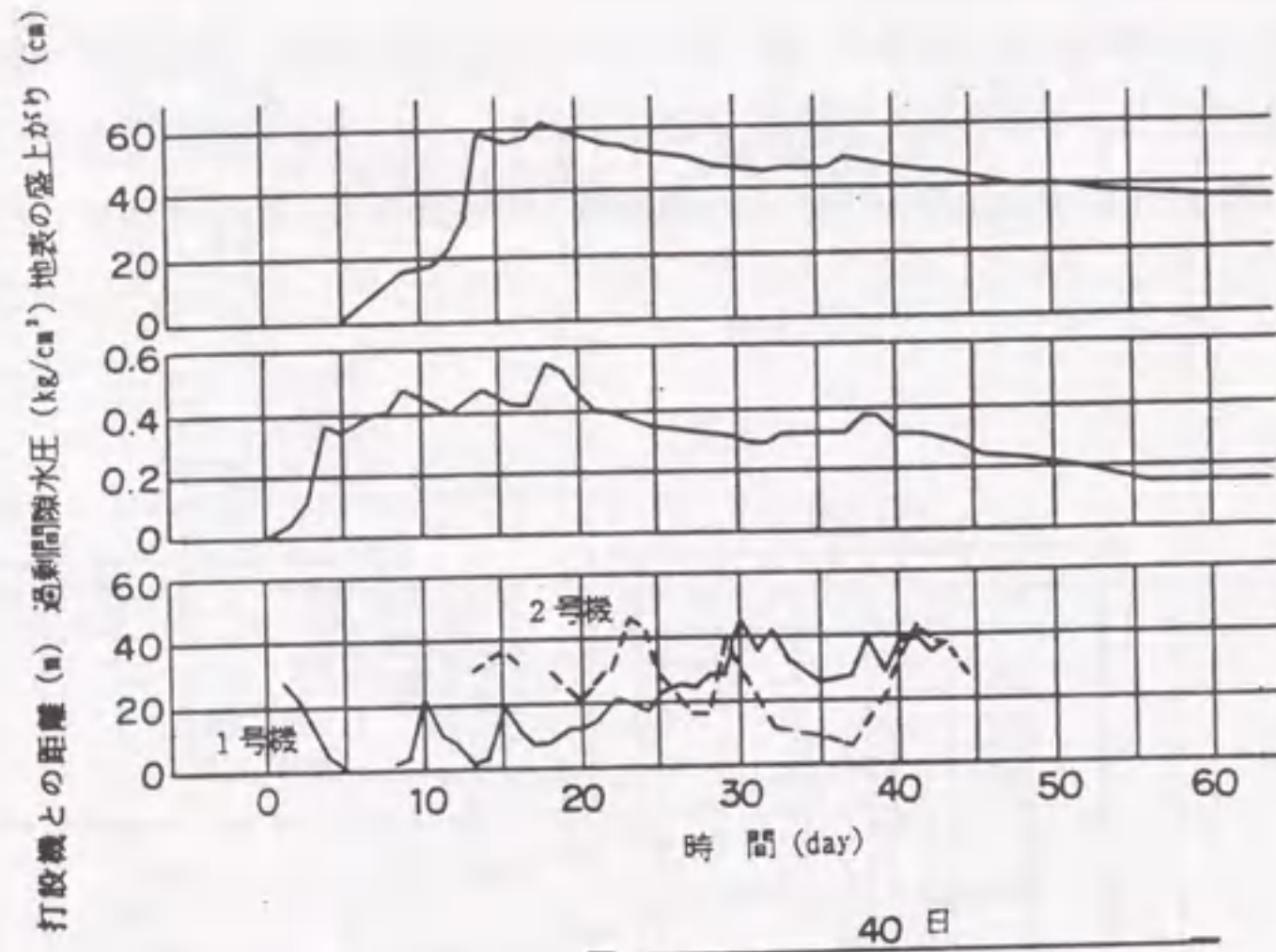


図 4.4 地盤の隆起と過剰間隙水圧の経時変化 (横浜根岸)

2) 名古屋港における計測事例

改良仕様 $\phi 2000$, $L=20\text{m}$ の海上SCPが打設された際に、砂杭からの距離 2m の位置で過剰水圧が計測された。図 4.5 のように最大過剰水圧は、 $\Delta u_{max} = 0.6\text{kgf/cm}^2$ 程度であった。

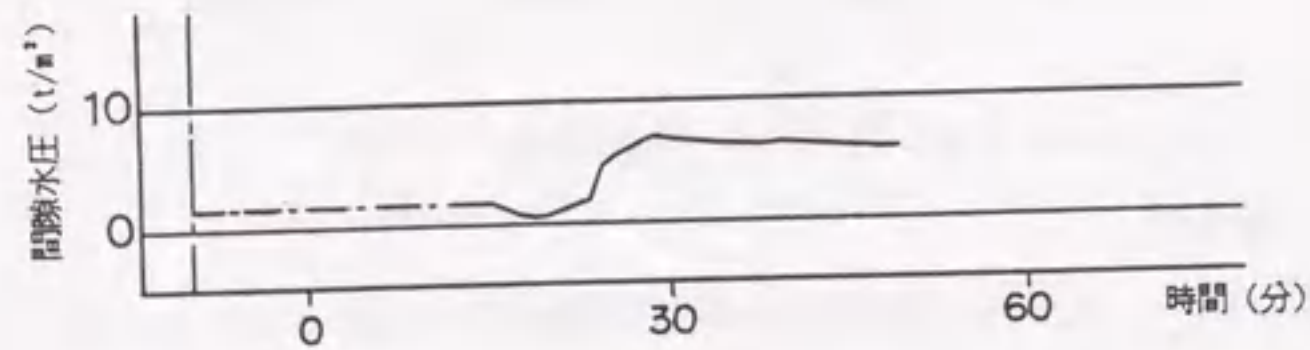


図 4.5 過剰間隙水圧の経時変化 (名古屋港)

4.2.2 サンドコンパクションパイル (SCP) 打設後の長期強度計測事例

SCP打設後の杭間粘土の強度変化が、サーチャージがない状態で長期にわたって計測されている事例について、過去にさかのぼって調査した。その結果、特に海上SCPで護岸前面側において計測された事例を中心に、表 4.1 に示す 13 例の計測結果が得られた。このように護岸前面側で長期にわたる計測事例が残っているのは、そこがもともとケーソンなどの上部構造物の影響を受けにくく長期計測に適した場所であったためと思われる。

表 4.1 強度増加の長期計測事例

		海上SCP	陸上SCP
低置換率 (30%以下)	8例	6 (1)	2
中・高置換率 (31%以上)	5例	5 (1)	0

() 内はこの内強度増加がみられなかった事例

このうち原地盤以上に強度増加している事例は、表 4.1 に示す通り 11 例 (85%) である。なお、SCP打設時の杭間粘土の乱れとその後の強度回復については、図 4.6 に示す一本⁹⁾の詳細な報告がすでにある。この図は乱れの回復に主眼をおいて作られたものであるが、図 4.6 のデータを子細に見ると、SCP打設後3ヵ月以上経過した 38 点のうち 33 点 (87%) はすでに原地盤以上の強度に達しており、2倍以上の強度発現をしている事例もみられる。

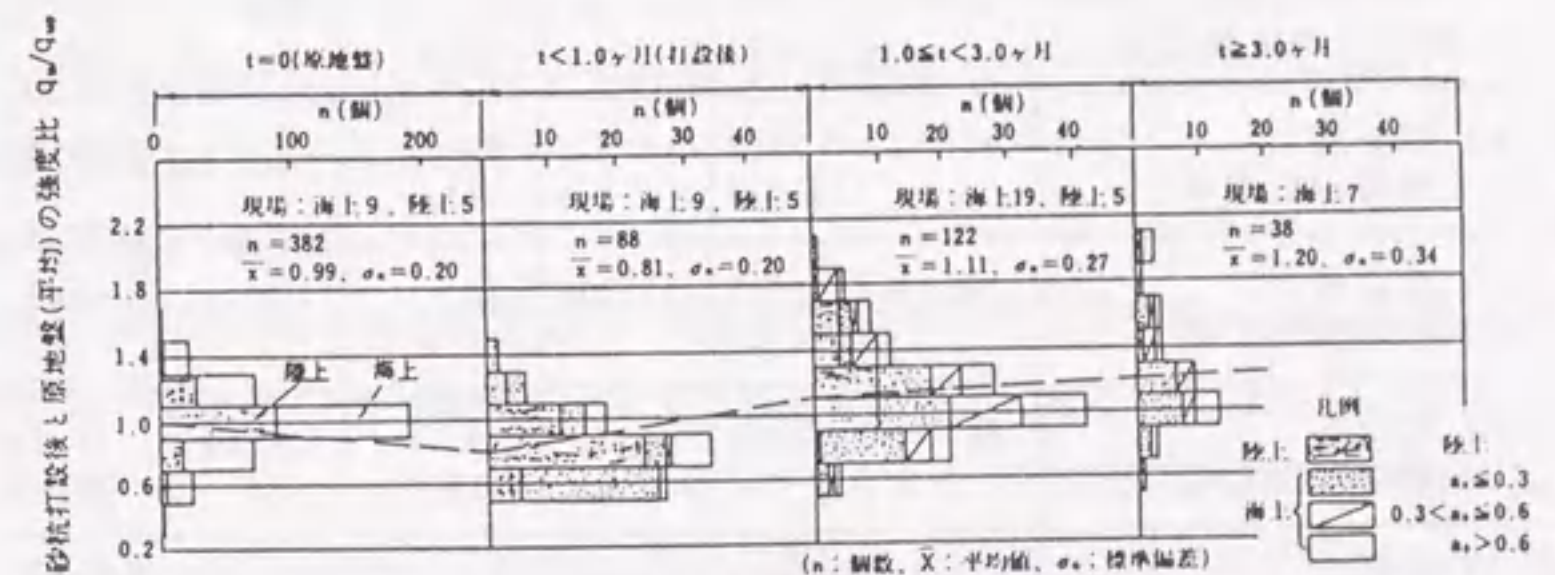


図 4.6 砂杭打設後と原地盤の強度比の推移⁹⁾

以下では、個々の事例について分析と考察を加えるが、まずSCP打設により強度増加している事例から先に示す。

表 4.2 SCP打設後の強度増加事例

現 場	改良率	杭径	ピッチ	改良深度 (標高)	サンドマット 厚さ	経過日数 (日)
(1) 横浜根岸 LNGタンク基礎工事 ³⁾	12.9%	φ600	□1.48m	+4.7~ -5.3m	0.7m	15, 45
(2) 大分港 地盤改良工事	30%	φ1600	△3.4× 2.0m	-6~ -20m	なし	30
(3) 那覇港新港ふ頭地区 地盤改良試験工事 ¹¹⁾	28.3%	φ900 (500)	□1.5m	+4~ -10m	なし	15
(4) 大竹港 地盤改良工事	27%	φ1600	□2.7m	-10.6~ -16.5m	2m	42~97
(5) 舞鶴港 地盤改良工事	70% 53%	φ1600	□1.7m	-8.5~ -21m	なし	20, 40, 90
(6) 大阪港 地盤改良工事	46%	φ1000	□1.3m	-16~ -30m	なし	30, 120
(7) 舞鶴低置換率SCP 地盤改良試験工事 ¹³⁾	25%	φ1700 (1200)	□3.0m	-8~ -20m	3m	15, 120, 500
(8) 呼子港 地盤改良工事	50%	φ2000 (1200)	△2.0 ×3.15m	-20~ -45m	1.5m	76, 319
(9) 東京湾内 地盤改良工事	78.5%	φ1600 (1000)	□1.6m	-28~ -55m	なし	1280
(10) 徳山港 地盤改良工事 ¹⁴⁾	30%	φ2000	△4.2 ×2.5m	-10.2~ -24.5m	1.5m	60, 360, 480
(11) 敦賀港 地盤改良工事 ¹⁶⁾	25%	φ1700	□3.0m	-16~ -26.5m	1.0m	240

()はケージ径

(1) 横浜根岸 LNG タンク基礎地盤改良工事³⁾

現場は、横浜市根岸で昭和40年(地盤改良の5年前)に埋立て完了のシルト質の軟弱地盤である。地盤改良の主目的は、LNGタンク基礎杭の横抵抗を増加させるため、砂杭径0.6m、置換率12.9%のSCPによる改良がなされた。

ここでは、SCP打設後約2カ月にわたって載荷重を置くことなく粘性土の強度回復の状態が観測され、その結果、原地盤以上の強度増加が確認されている。砂杭のパイル配置を図4.7に、強度と含水比の変化、地盤状況およびSCP打設深度を図4.8に示す。改良対象となった原地盤は埋土層であるため必ずしも均質とはいえず、そのため原地盤強度が深さ方向に増加していない部分もあるが、自重による圧密はすでに終了しており一応正規圧密状態にあると考えられる。

強度増加については、SCP打設直後は一旦強度低下するものの、45日経過後は約2倍程度の強度増加が発生している。図4.8中、実線は原地盤強度、点線はサンドマット荷重(厚さ70cm)による圧密度U=100%時の強度($c_u/p=0.3$, 応力分担比 $m=3$ で計算した)であるが、45日経過後の著しい強度増加はサンドマット荷重による強度増加のみでは説明できないものである。また、含水比も徐々に低下しており、地盤内で圧密が進んでいることを裏付けている。

なお、95日経過後の強度データには、その後タンク基礎に鋼管杭が密に打設された影響も入ってきているとみられる。Poulos¹⁰⁾も指摘しているように、一般に既製杭の打設時にも過剰間隙水圧の発生と消散がみられることから、ここでも杭間粘土の強度低下~強度上昇が起こっている可能性が高い。なお、Poulosは杭打設後の先端極限支持力の増加現象を指摘し、これらの一連の現象を“set-up”と呼んでいる。

(2) 大分港地盤改良工事

大分港地区で行われた海上SCP工で、改良仕様は置換率30%で杭径φ1600、配置は三角形配置△3.4×2.0mで、改良深度は-20m、上載荷重はない。(図4.9, 図4.10)

上部地盤(-6~-12m)は砂質シルトでかなり砂分も多く、打設直後でも強度低下はみられない。一方下部地盤(-12m~)では打設直後は一度強度低下するが、その後1ヵ月で大きく強度上昇している。

(3) 那覇港新港ふ頭地区地盤改良試験工事¹¹⁾

昭和50年度に沖縄総合事務局によって、那覇港でSCP工法の試験工事が行われた(この試験工事については本論文第2章で詳しく述べている)。沖縄地方の港湾地域に広く分布するサンゴ礫混じり土の土性の解明と地盤改良工法としてのSCPの適否を検討する目的で、種々の土質調査、試験および盛土の動態観測などが実施された。SCP工法の改良仕様は、置換率28.3

%, 杭径は ϕ 900, 改良長は14mで, 盛土が載荷されるまでの15日間の強度増加が測定されている。(図4.11, 図4.12)

ここではSCP打設後15日間という短い期間にもかかわらず, 約2倍以上という驚くべき強度増加が確認されている。この理由としては, サンゴ礫混じり粘性土地盤が細粒分30~70%と少なく中間土的であり, 過剰水圧が早期に消散し圧密も早く終了したこと, また塑性指数 I_p も低く低塑性で砂質土の性質も有しておりSCPの振動締固め効果も多少あったためと考えられる。またSCP打設中から地表面沈下も計測されており, 打設開始後約1ヵ月にわたって5~15cmの地表面沈下(圧密)が観測されている。

以上のサンゴ礫混じり粘性土地盤における砂杭打設による大きな強度増加と沈下現象は, 沖縄県内の他の現場でも頻繁に発生しているようである。例えば文献12)によると, タンク基礎の地盤改良工法として, 杭径12cm程度の袋に包まれた砂杭を打設するバックドレーン工法が, サンゴ礫を含むシルト層に対して適用された。打設方法は通常のSCPと同様にパイプロハンマーによる振動貫入方式を採用している。打設中, 約 0.7kgf/cm^2 の間隙水圧の上昇が観測されており, 打設から40日間で約50cmの地表面沈下もみられた。また強度増加についても, 3倍以上の顕著な増加がみとめられている。

(4) 大竹港地盤改良工事

広島県大竹港で行われた地盤改良工事で, 改良仕様は置換率27%(ϕ 1600, 正方形配置でピッチ2.7m), 改良深度-10.6~-16.5mで2mのサンドマットが敷かれている。

地盤は含水比が100%以上とやや高めで, 粘土分の比率が高く, 一軸強度も比較的小さい。ここでも, 約90日経過後には地盤上部から下部にかけて比較的大きな強度増加が観測されている。またさらに時間が経過すれば, より以上の強度増加が期待できたとと思われる。(図4.13, 図4.14)

(5) 舞鶴港地盤改良工事

京都府の日本海側に位置する重要港湾である舞鶴港での岸壁地盤改良工事で, 改良仕様は深度(標高)-8.5~-17.5mが置換率70%で杭径は ϕ 1600, -17.5~-21mが置換率53%で杭径は ϕ 1400, 正方形配置のピッチは全深度にわたって1.7mである。

地盤の上部は粘土分が卓越し含水比も高く一軸圧縮強度も低い状態で, そこに70%の改良が施されており, 地盤の乱れの程度が大きいと思われ, 打設後90日の時点でも強度増加は依然としてみられない。これに対し, 地盤下部はシルト分が多くなり, 原地盤強度も比較的大きい。ここでは比較的良好な透水性を反映し, 早期の著しい強度増加がみとめられる。この地盤

下部での強度増加が大きい傾向は, 同じ港内で実施された低置換率SCP試験工事(後述)の結果とまったく一致するものである。

なお, ここでは置換率が大きいため地盤の盛り上がりが発生しており, 改良前後の標高については盛り上がりも考慮して比較する必要がある。(図4.15, 図4.16)

(6) 大阪港地盤改良工事

大阪港での海上SCP工で, 改良仕様は置換率46%(ϕ 1000, 正方形配置1.3m), 改良深度は-16~-30mである。水深は-12mであるが地盤上部-12~-16mは砂礫層である。4ヵ月経過後に特に砂礫層に接する粘性土層上部-19~-22m付近で顕著な強度増加がみられる。これは上部砂礫層が上載荷重の役割を果たしたのと, また上部砂礫層の排水性も良いために, 特に粘性土層上部で強度増加が促進されたと考えられる。地盤深部も放置期間をさらにとれば強度が上がった可能性が十分にある。(図4.17, 図4.18)

(7) 低置換率SCP地盤改良試験工事¹³⁾

昭和61~63年に京都府舞鶴港で運輸省第三港湾建設局によって, 低置換率SCP工法の地盤改良試験工事が行われた(第3章で既述)。このときの改良仕様は置換率25%(ϕ 1700, 正方形配置でピッチ3.0m)で, 改良深度-8~-20m, サンドマットは3mの厚さで敷かれた。(図4.19)

地盤は-14m付近を境にしてやや異なる。上部は含水比が高く, 粘土分含有率も50~70%と下部(30~60%)と比べ多くなっている。打設から120日後までは強度は原地盤強度とあまり変わらないが, 500日経過後は特に地盤の深いところで大きく強度増加している。(図4.20)

(8) 呼子港地盤改良工事

佐賀県の日本海側の呼子港で海上SCP工が実施された。改良仕様は, 置換率50%(ϕ 2000, 三角形配置 $2.0 \times 3.15\text{m}$)で, 改良深度-20~-45mなどである。深度-20~-25mには砂層があり, 地盤改良対象の粘性土層はその下にある。76日および319日経過後の強度増加は明瞭である。

(図4.21, 図4.22)

(9) 東京湾内地盤改良工事

東京湾内で海上SCP工が実施された。その約4年後地盤の掘削が行われ, その際杭間の粘土についての土質調査が実施されており, 本研究にとっての貴重な調査結果となった。

改良仕様は置換率78.5%(ϕ 1600, ケーシング径1000, 正方形配置のピッチ1.6m), 改良深度は-28~-55mで, サンドマットなどは敷かれていない。(図4.23)

測定された一軸圧縮強度および含水比分布を図4.24に示す。これらはいずれも杭間粘土位置

において、シンウォールチューブを掘削面から下に押込んで採取した試料を基に測定された。残念ながら-28~45m までは一軸圧縮強度は測られなかったが、含水比の大幅な低下(掘削による影響も多少考えられるが)から、かなりの強度増加が起きていたことが推測できる。

また打設当時の原地盤強度は $c=20\sim30\text{kN/m}^2$ 程度でかなり軟弱であったが、調査時(人間の手によって杭間粘土試料は確実に直接採取されている)には指でやっとならせる程度の相当固い状態であったとの報告は、強度の著しい増加を裏付けるものである。

(10) 徳山港地盤改良工事¹⁴⁾

山口県の瀬戸内海側の徳山下松港において、平成2~3年に護岸基礎の地盤改良が低置換率SCP工法によって実施されている。改良仕様は、置換率30%($\phi 2000$, 配置 $\Delta 4.2 \times 2.5\text{m}$)で、改良深度は-10.2~-24.5m, サンドマット厚さは1.5mである。(図4.25)

地盤は、含水比と単位体積重量の分布などから推定すると、粘土分が多く活性度が高い鋭敏で軟弱な粘土地盤と考えられる。地盤深部では、含水比も上部よりは低く、原地盤強度も大きくなっている。

SCP打設後は、ばらつきはみられるものの、総じて地盤強度は増加しており、また含水比の低下も観測されている。(図4.26)

(11) 敦賀港地盤改良工事¹⁵⁾

福井県敦賀港で低置換率SCP工法が実施された。改良仕様は置換率25%($\phi 1700$, ピッチ $\square 3.0\text{m}$)で、改良深度は-16~-26.5m, サンドマット厚さ1mである。改良対象となった上部粘性土地盤は、湿潤密度が 1.9g/cm^3 と比較的大きくばらつきも小さい。また含水比も約30%と小さく、一軸圧縮強度も高い値を示している。ここでは、SCP打設直後でも乱れによる強度低下があまりみられておらず、また調査が行われた8ヵ月後には原地盤強度以上の強度増加が得られている。(図4.27, 図4.28)

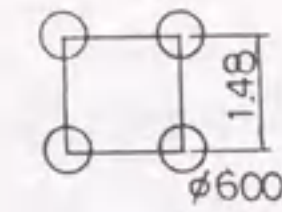


図4.7 砂杭のパイル配置 ($a_s=12.9\%$) (横浜根岸)

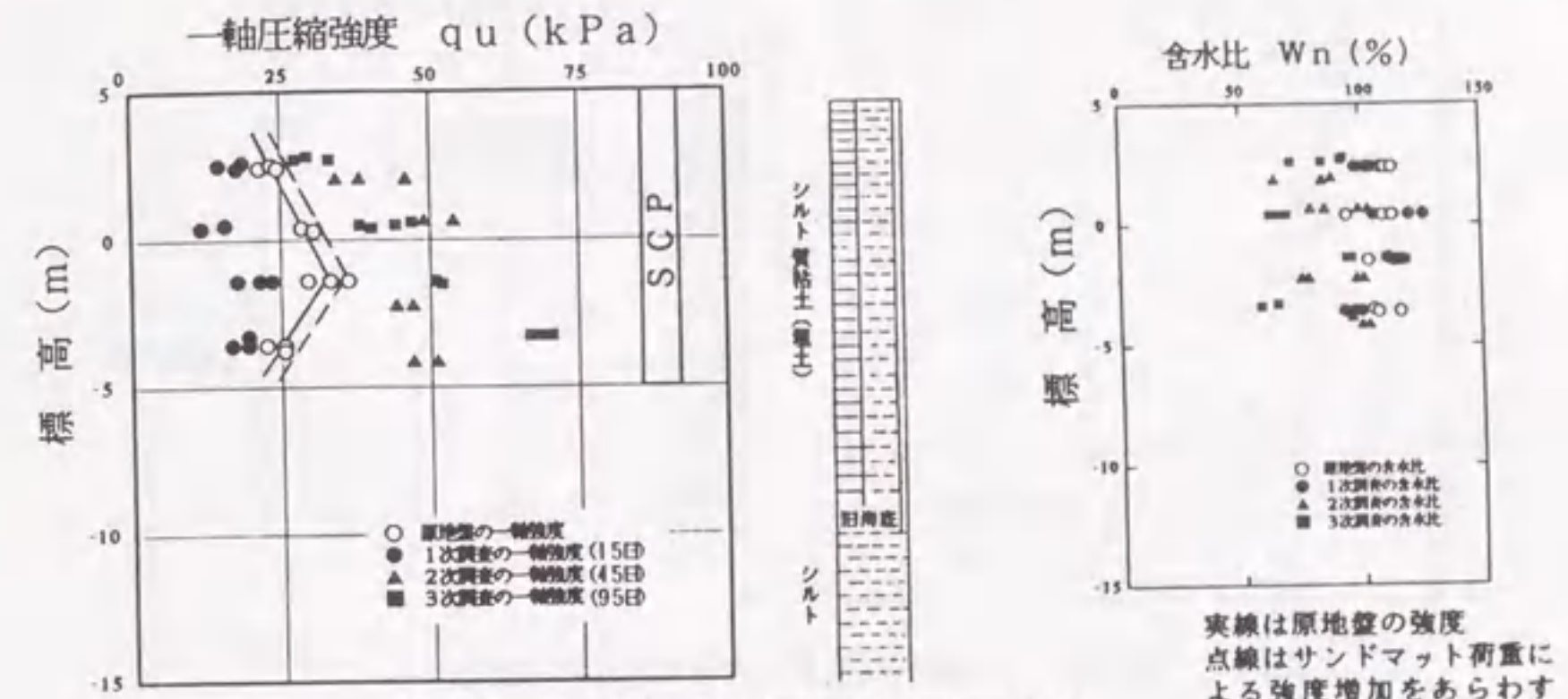


図4.8 一軸圧縮強度と含水比の経時変化 (横浜根岸)

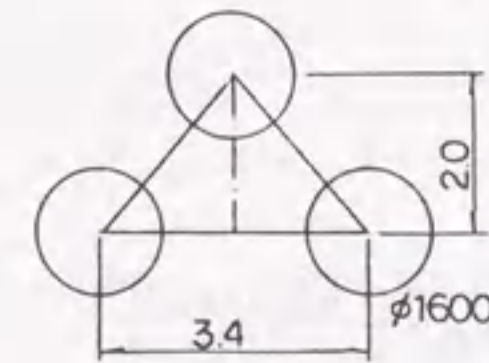


図4.9 砂杭のパイル配置 ($a_s=30\%$) (大分港)

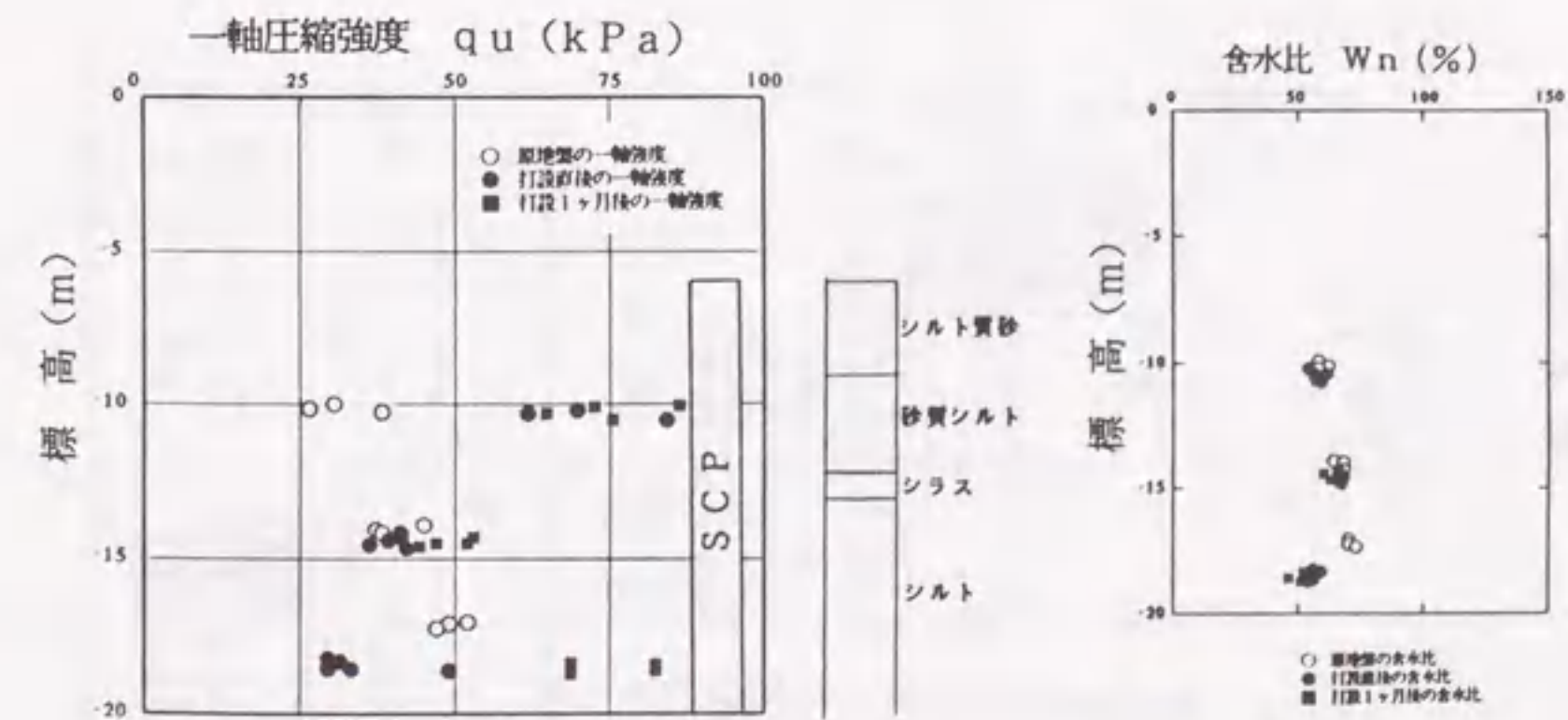


図4.10 一軸圧縮強度と含水比の経時変化 (大分港)

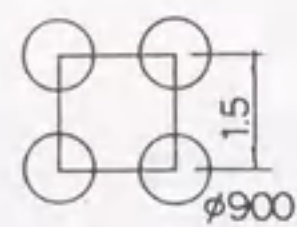


図 4.11 砂杭のパイル配置 ($a_s=28.3\%$)
(那覇港)

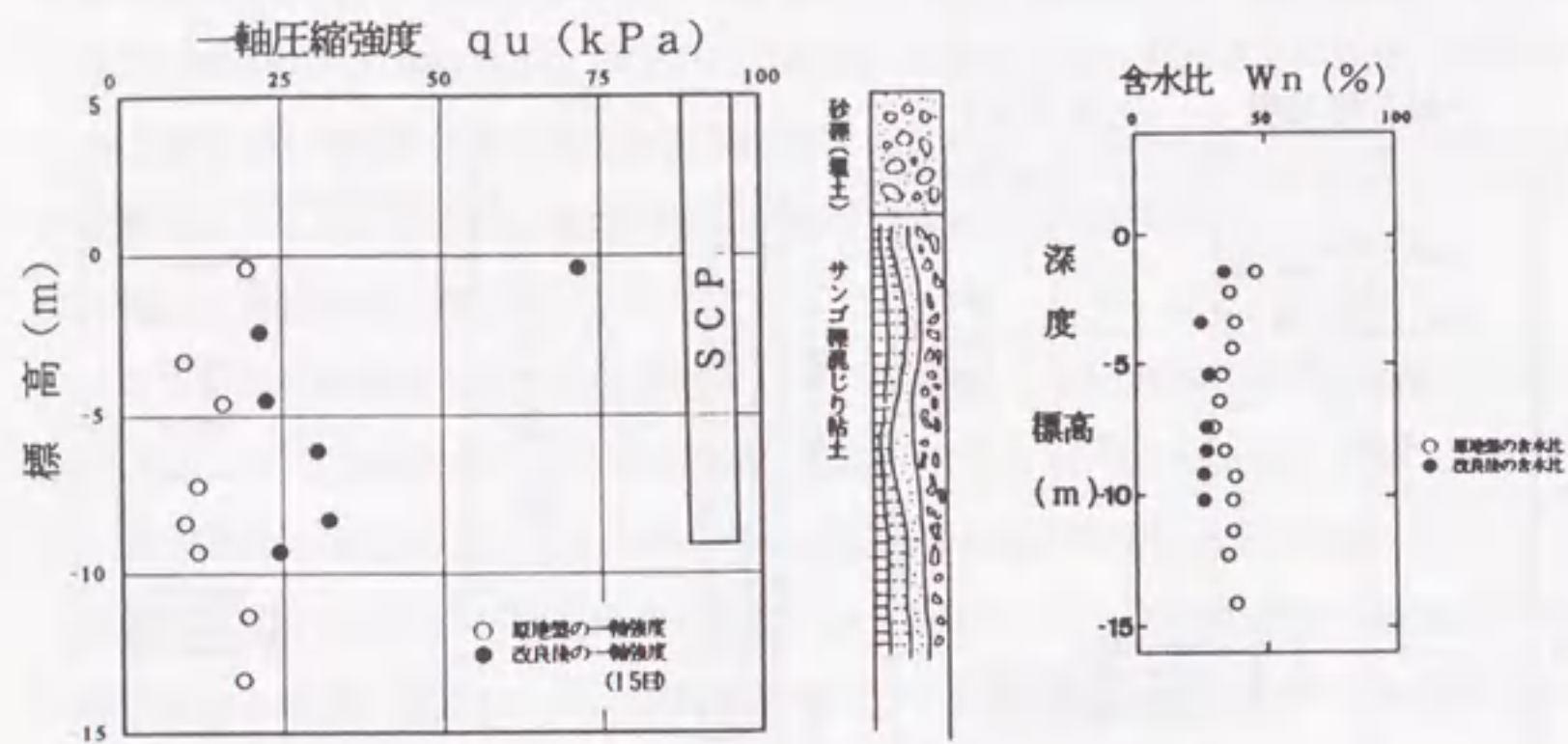


図 4.12 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(那覇港)

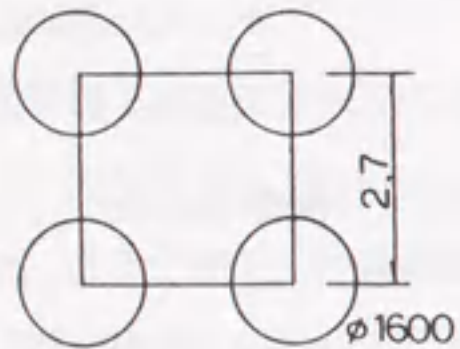


図 4.13 砂杭のパイル配置 ($a_s=27\%$)
(大竹港)

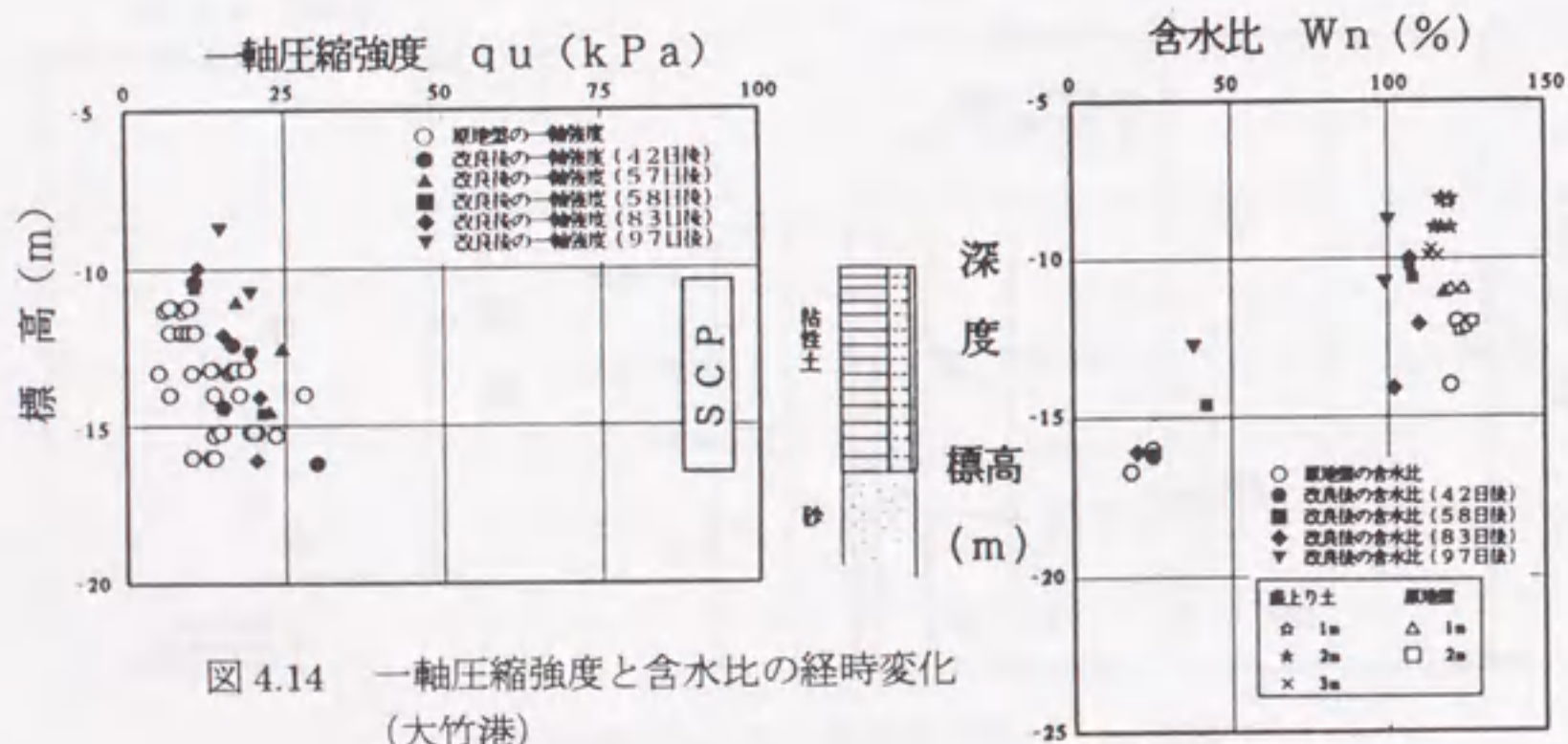


図 4.14 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(大竹港)



図 4.15 砂杭のパイル配置 ($a_s=53.70\%$)
(舞鶴港)

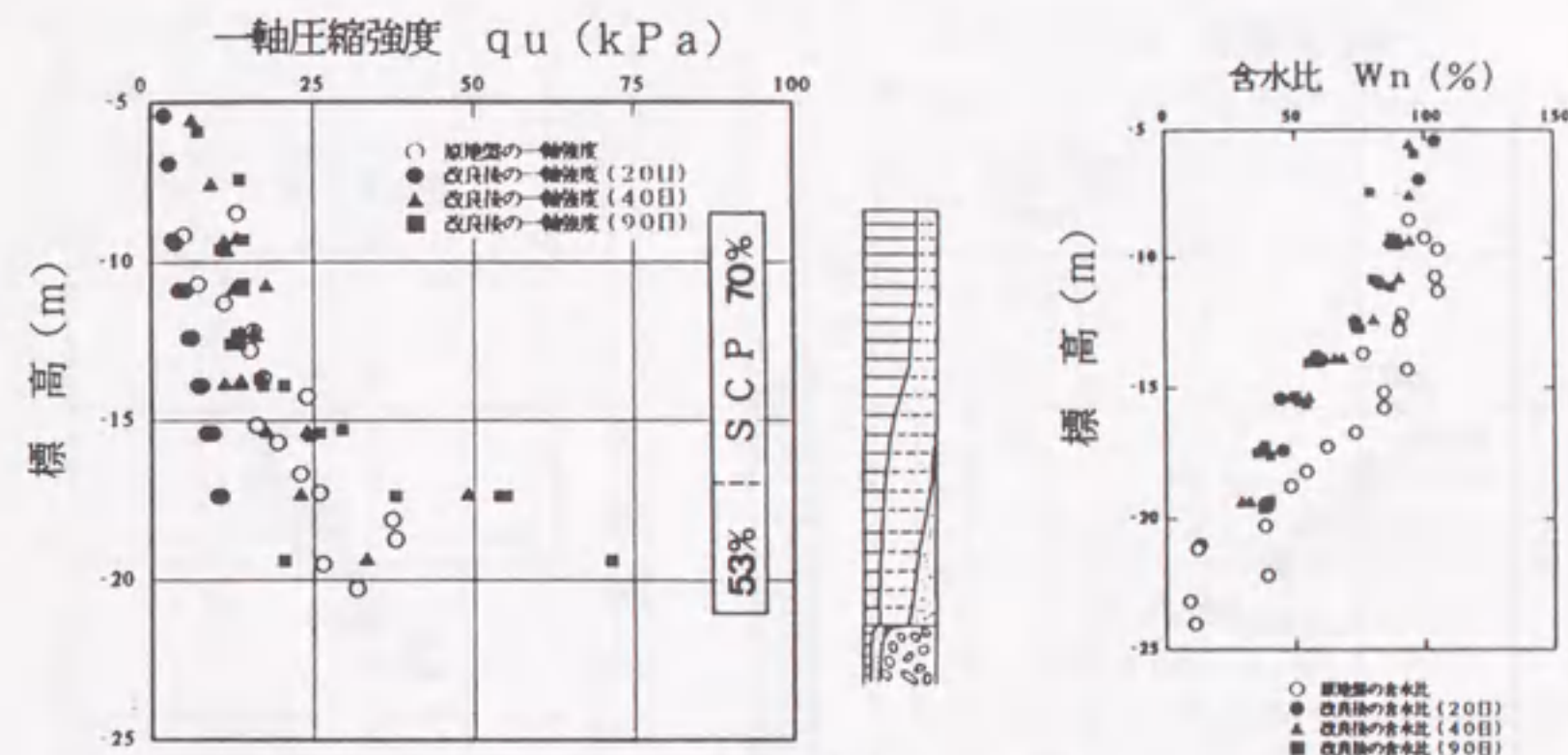


図 4.16 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(舞鶴港)

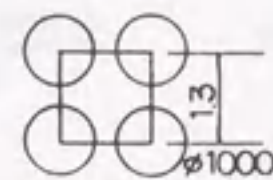


図 4.17 砂杭のパイル配置 ($a_s=46\%$)
(大阪港)

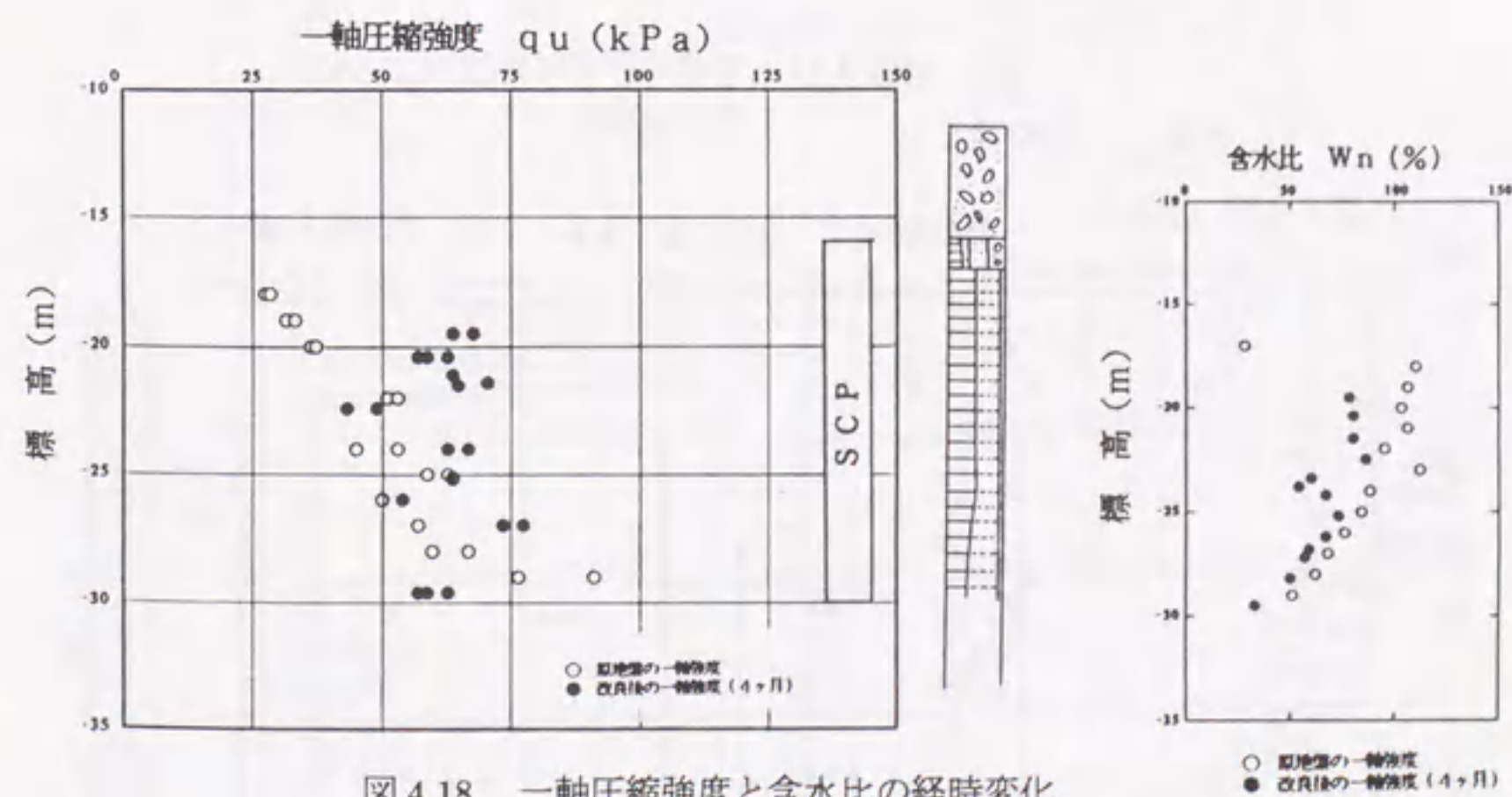


図 4.18 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(大阪港)

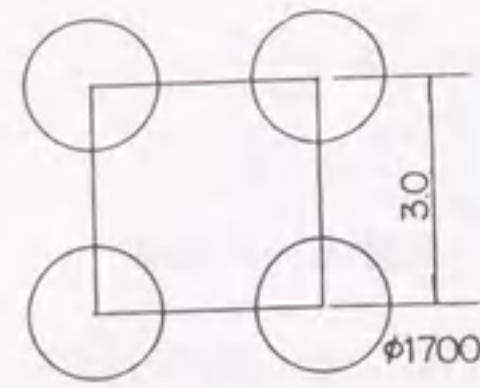


図 4.19 砂杭のパイル配置 ($a_s=25\%$)
(舞鶴低置換率 SCP 試験工事)

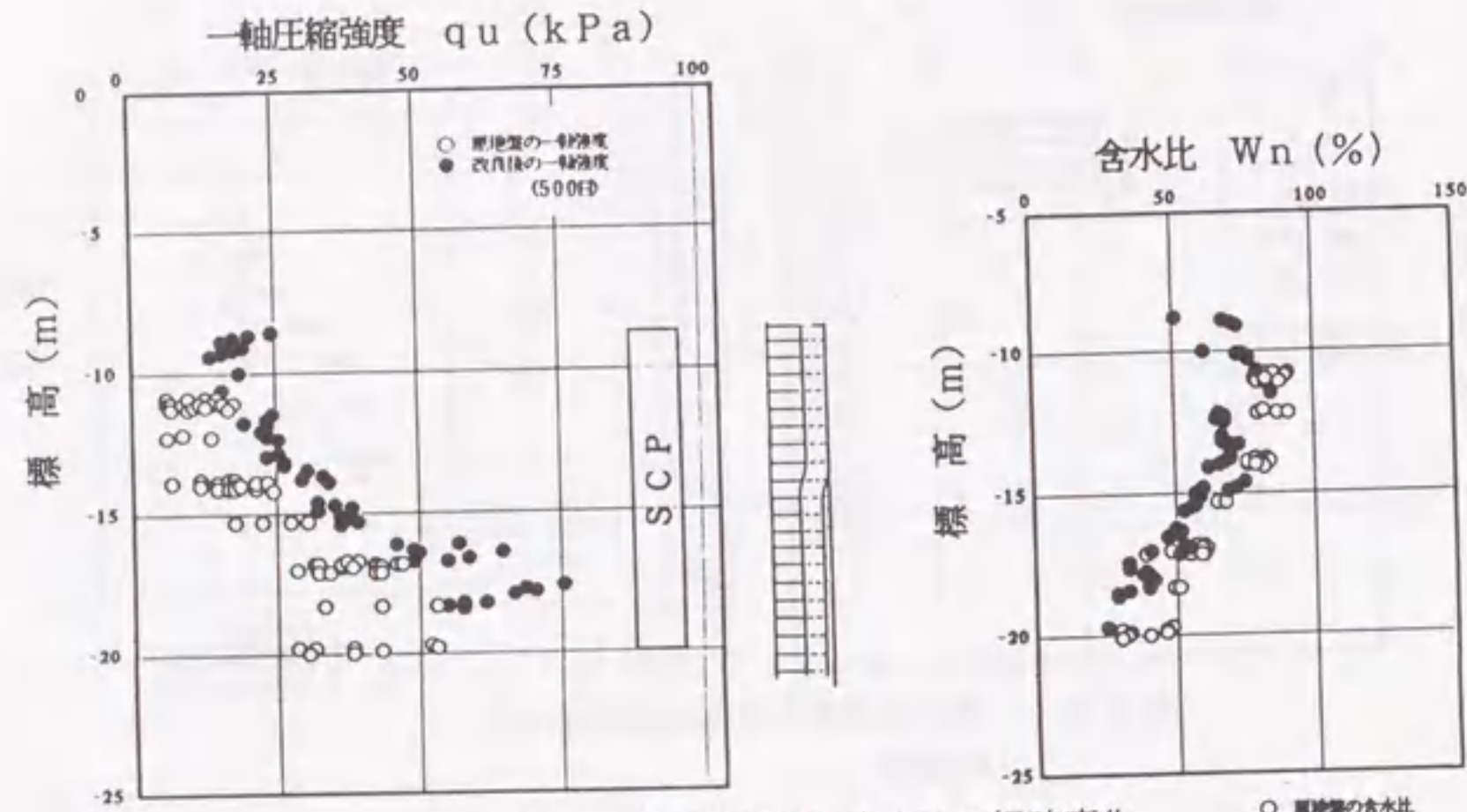


図 4.20 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(舞鶴低置換率 SCP 試験工事)

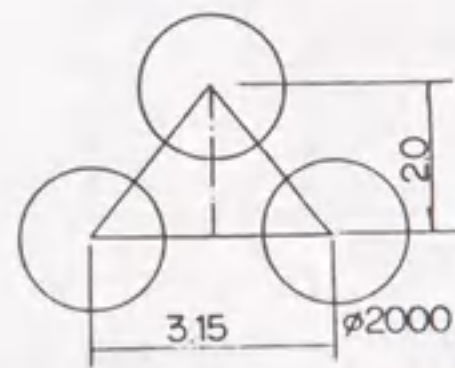


図 4.21 砂杭のパイル配置 ($a_s=50\%$)
(呼子港)

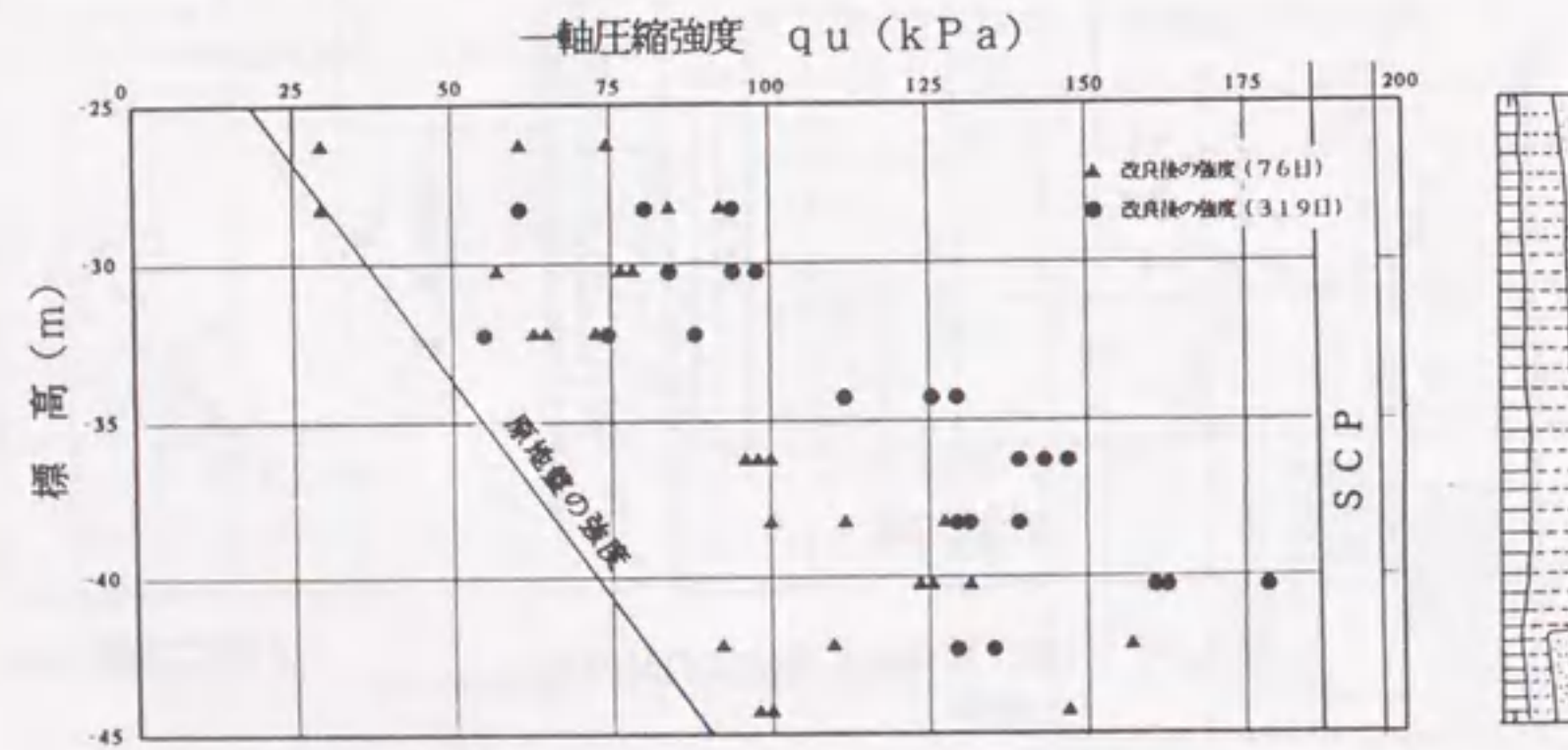


図 4.22 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(呼子港)

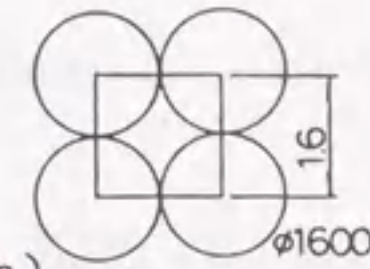


図 4.23 砂杭のパイル配置 ($a_s=78.5\%$)
(東京湾内)

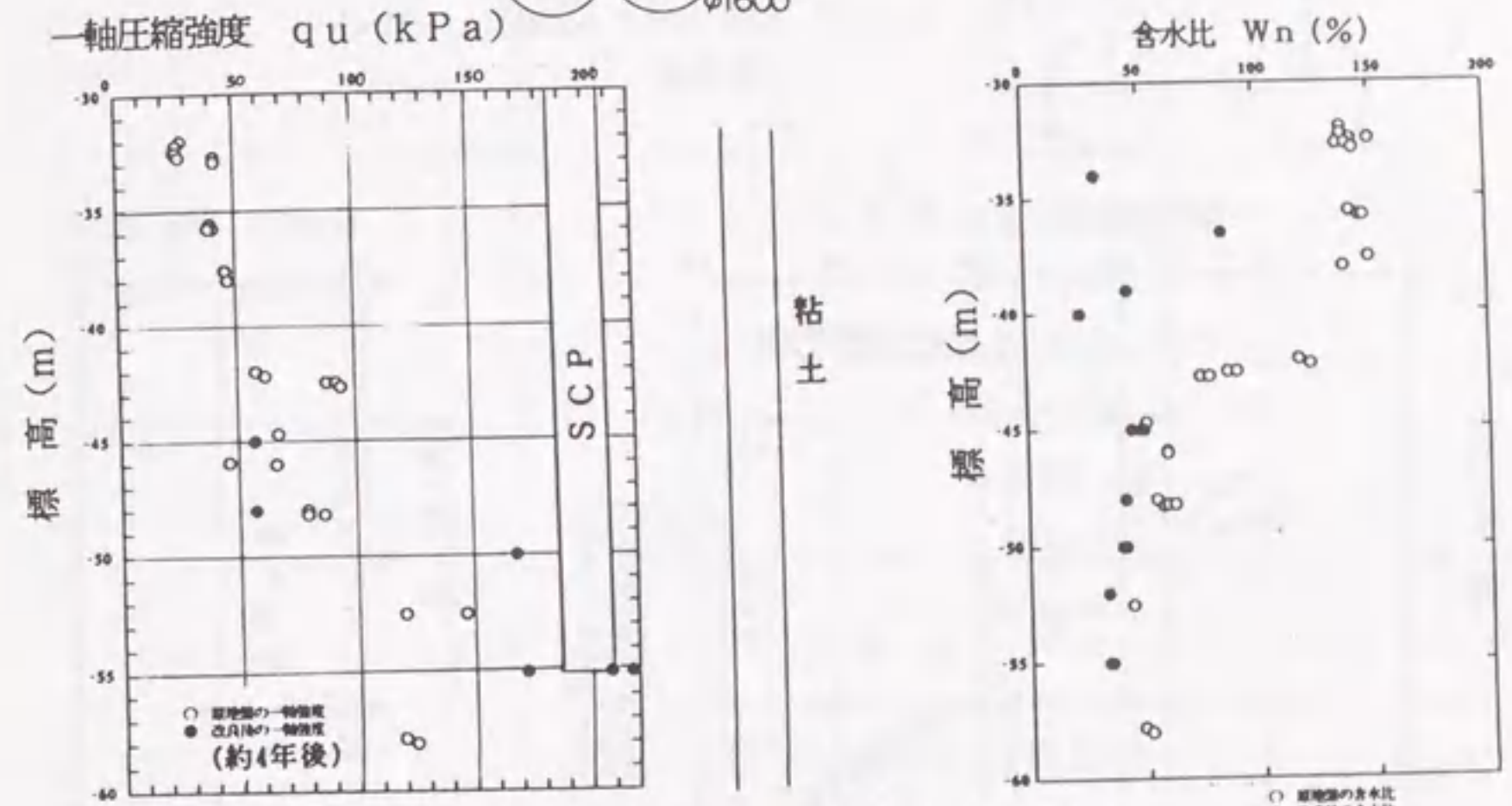


図 4.24 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(東京湾内)

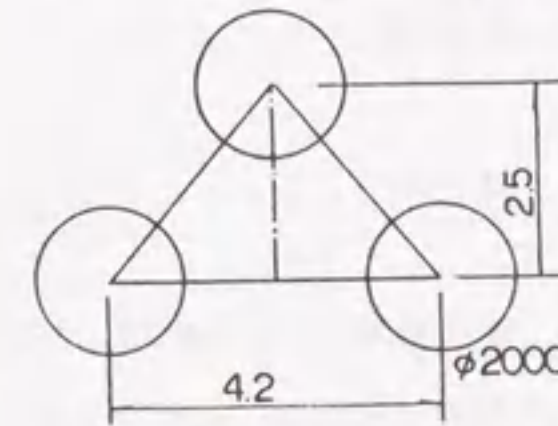


図 4.25 砂杭のパイル配置 ($a_s=30\%$)
(徳山港)

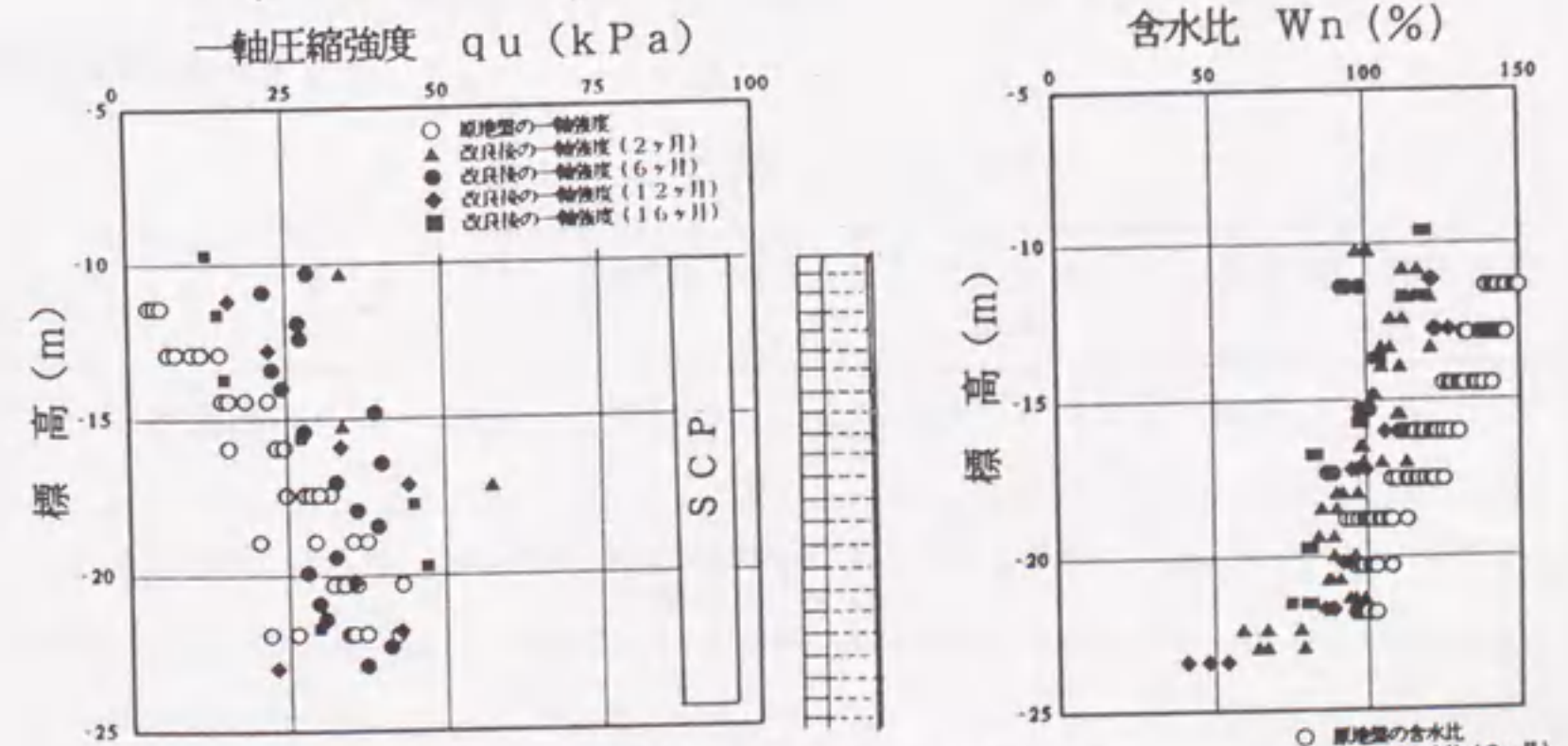


図 4.26 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(徳山港)

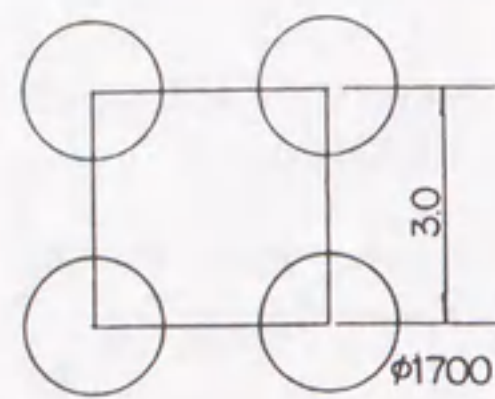


図 4.27 砂杭のパイル配置 ($a_s=25\%$)
(敦賀港)

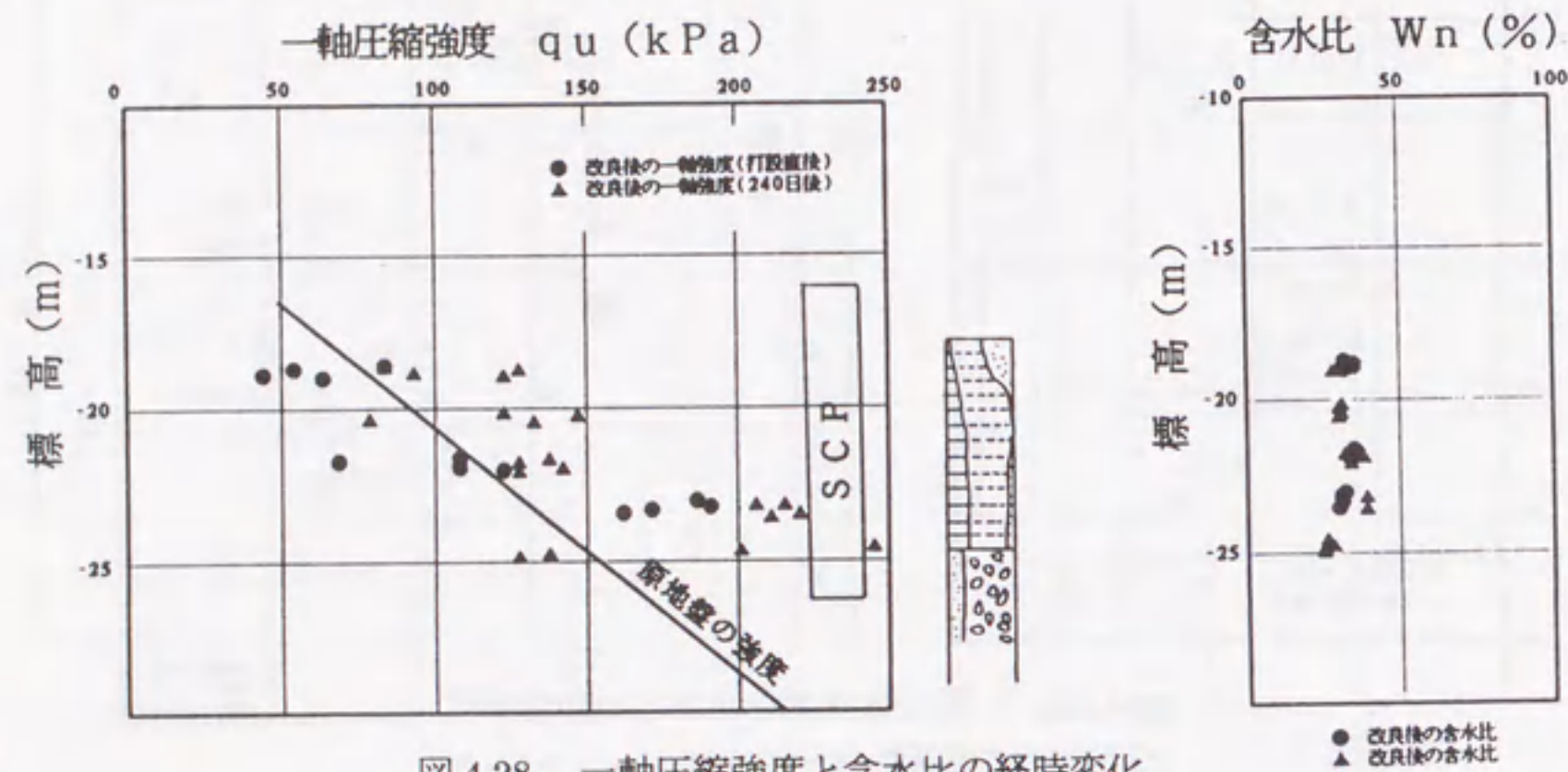


図 4.28 一軸圧縮強度と含水比の経時変化
(敦賀港)

以上のうち、6つの現場の事前・事後の強度の比較を図 4.29 にまとめて示す。

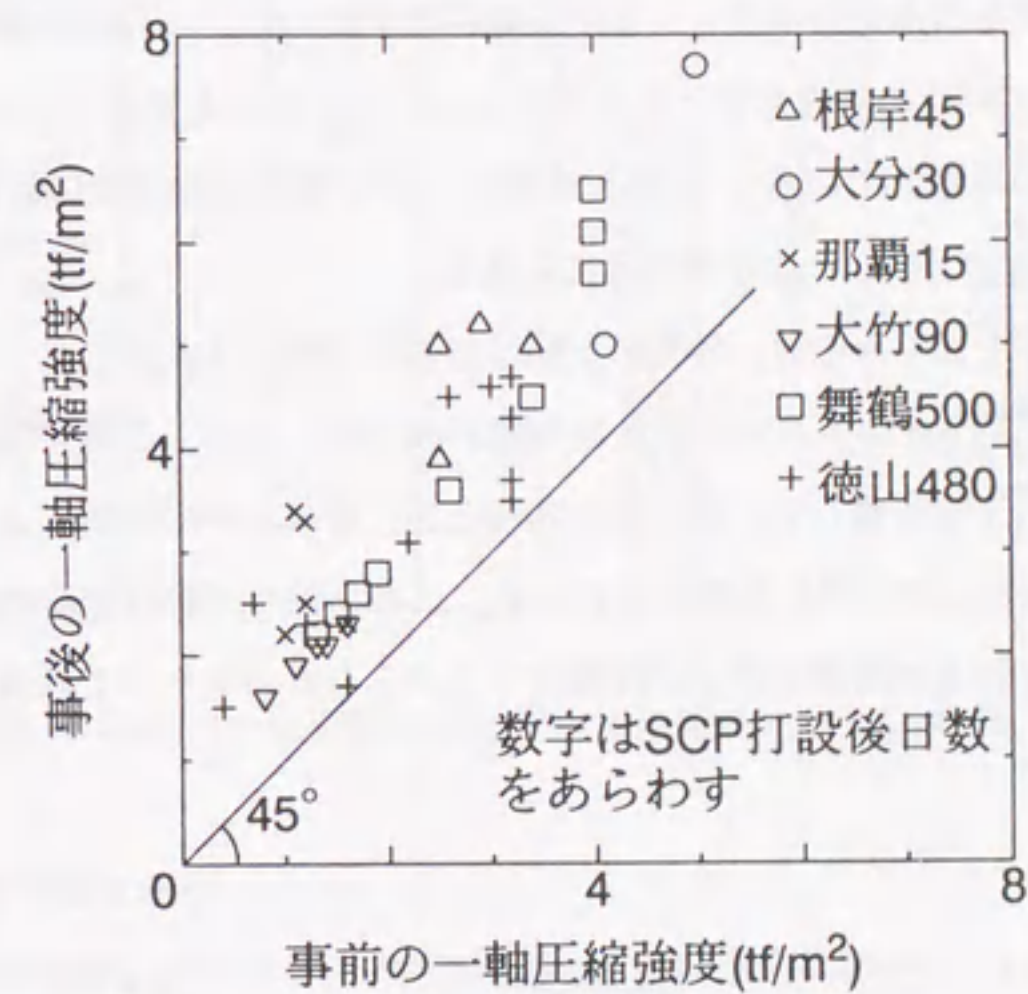


図 4.29 各現場の強度増加

SCP打設後、原地盤以上に強度増加していない事例が2例だけあったことはすでに述べた。ここでは、具体的にそれらの事例を紹介し、強度増加していない原因を考察する。まず以下に2事例の概要をまとめる。

表 4.3 強度増加していない事例

現年	場	改良率	杭径	ピッチ	改良深度(標高)	上載荷重	経過日数
(12)	水島港	70%	φ 1600	□ 1.7m	-10.6~-17m	なし	30, 180
(13)	諫早湾	30.17%	φ 1600 φ 2000	□ 2.6m □ 3.4m	-4~-26m		480

(12) 岡山県水島港の事例

図4.29に示す鋼管矢板護岸の安定対策で置換率70%のSCP改良がなされた。矢板前面位置でSCP打設から6ヵ月後に杭間ボーリング調査がなされたが、図4.30に示す通り、原地盤強度と比べほとんど変化なく、むしろ乱されて強度は低下したまともみれる。それは強度増加と付随して通常みられる含水比の低下も、また一軸圧縮試験の応力~ひずみ関係におけるピーク時のひずみ(破壊ひずみ)の回復もまったくみられないことから首肯できる(前述の事例では破壊ひずみの回復がみられている)。しかし地盤は、ごく普通海成沖積粘土地盤で、(1)~(11)で挙げた事例の地盤と変わりはないようにみえる。

ここで、改良断面図をよくみると、砂杭の上部は空打ち(砂を入れずにケーシングを引抜くだけ)となっており、約6mの厚さの未改良粘土層が残されている。この未改良層は後に床掘りを行う際に撤去する予定で残していたと考えられるが、なんらかの理由によりこのままの状態が6ヵ月間放置されたものと思われる。そのため、この事例では砂杭からの排水がまったく行われず、したがって粘土の圧密が進まずに強度も上がらなかったものと推察される。

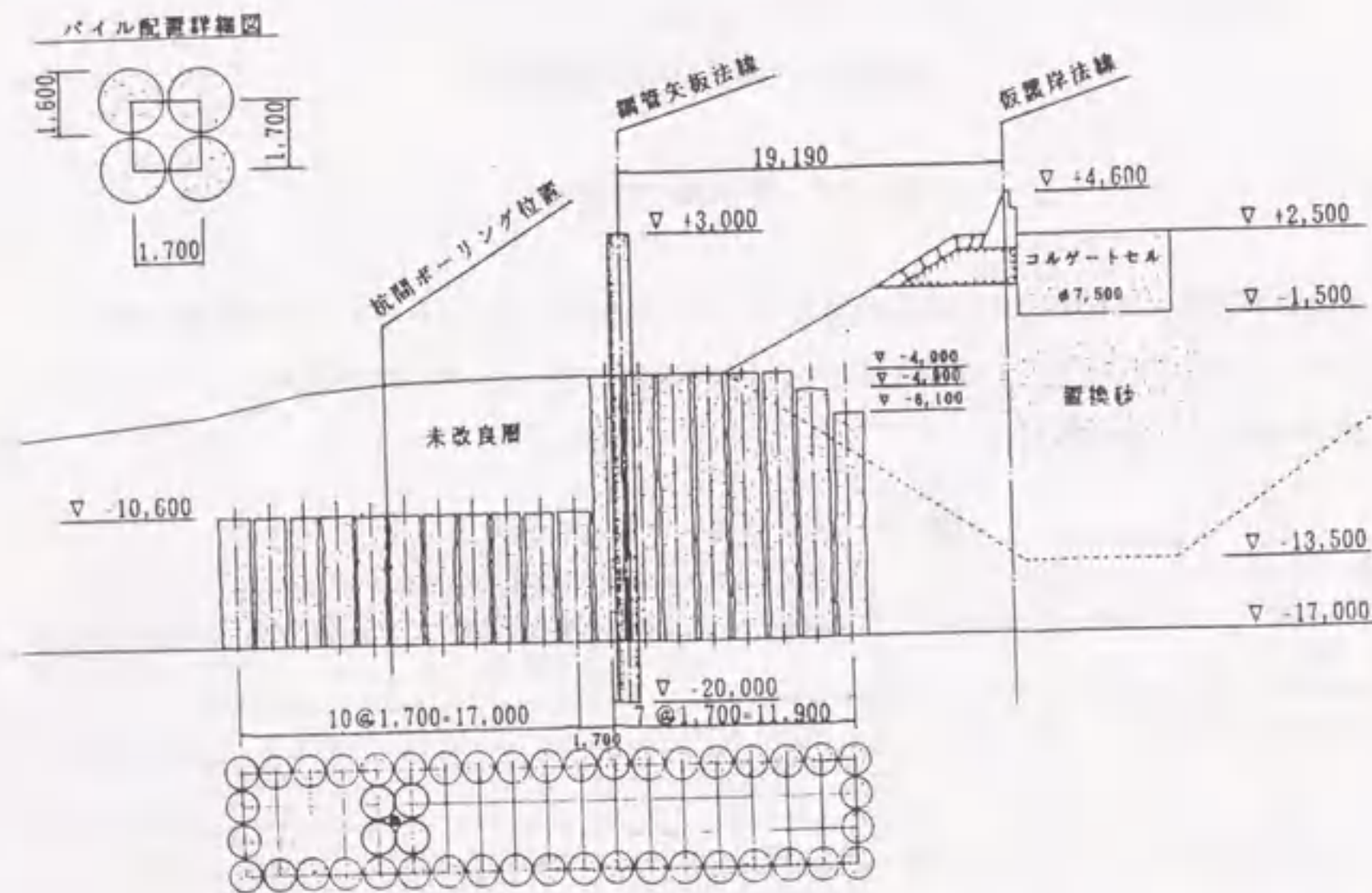


図4.30(a) 標準断面図(水島港)

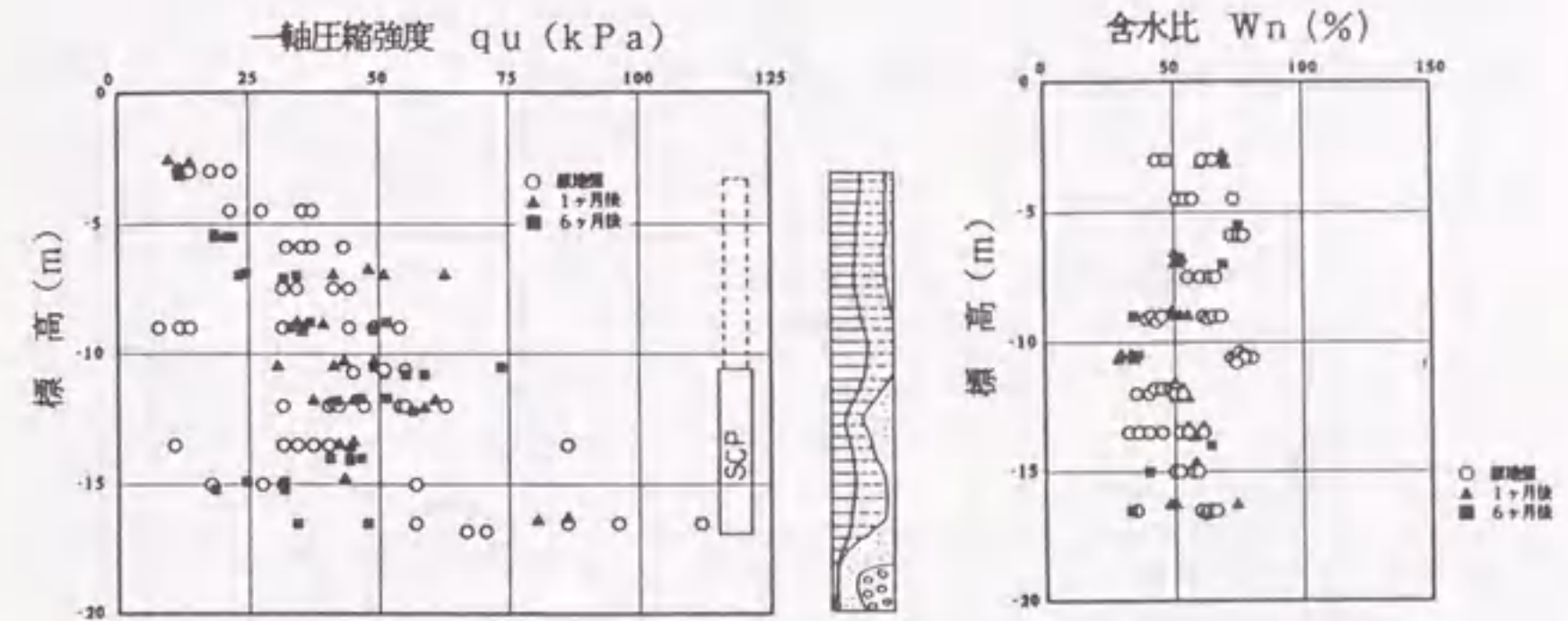


図4.30(b) 一軸圧縮強度と含水比の経時変化 ($a_s=70\%$, 水島港)

(13) 長崎県諫早湾の事例

これはよく知られた九州有明海の有明粘土地盤で低置換率SCP(30, 17.4%)が打設された事例である。強度は打設後43日の時点ですでに原地盤強度まではほぼ回復しているが、そこから約480日経過してもいっこうに強度増加していない。(図4.31, 図4.32)

この理由としては、有明粘土に特有の乱れ特性が関与している可能性が極めて高い。ここで有明粘土の特性を文献16)を参考に少し整理しておく。

有明海周辺部は、約1万年前から数多くの河川によって膨大な土砂の堆積がすすみ、15~20mの厚さで、がた土(潟土)と呼ばれる青灰色の有明粘土地層が形成されている。

自然含水比はおおよそ $w_n=100\sim170\%$ の高い値を示し、多くの水を含んでいる。一方有明粘土の液性限界は大体 $w_L=100\%$ 程度であり、自然含水比が液性限界をはるかに上回っている。これは有明粘土に含まれる粘土鉱物が、モンモリロナイトなどの比表面積の大きい細かい粒径の粒子を主体とし、その比表面積が普通の粘土 ($0.09\text{m}^2/\text{g}$ 程度) と比べ、約 $50\text{m}^2/\text{g}$ と大きく、多量の水を含みやすいためと考えられる。またそのため、有明粘土の鋭敏比は16以上と非常に高く、したがって杭打ちによる衝撃などの攪乱に対しては、すぐにヘドロのような液状になり、強度を失ってしまう。実際に、杭打ち現場では杭を土中に打込むとたちまち杭が沈みこんでしまう現象がよくみられるようである¹⁶⁾。

以上の点から、この現場では地盤が非常に乱れやすく、そのためSCP打設後の杭間粘土の強度回復も小さく、原地盤強度までの強度回復が精一杯であったのではないかと考えられる。逆にいえば、日本の通常の高成粘土の鋭敏性がそれほど高くないということが、これまでのSCP工法にとってプラス側に作用してきたともいえる。

なお、図 4.33 に一般的な有明粘土地盤の土質柱状図¹⁷⁾を示す。

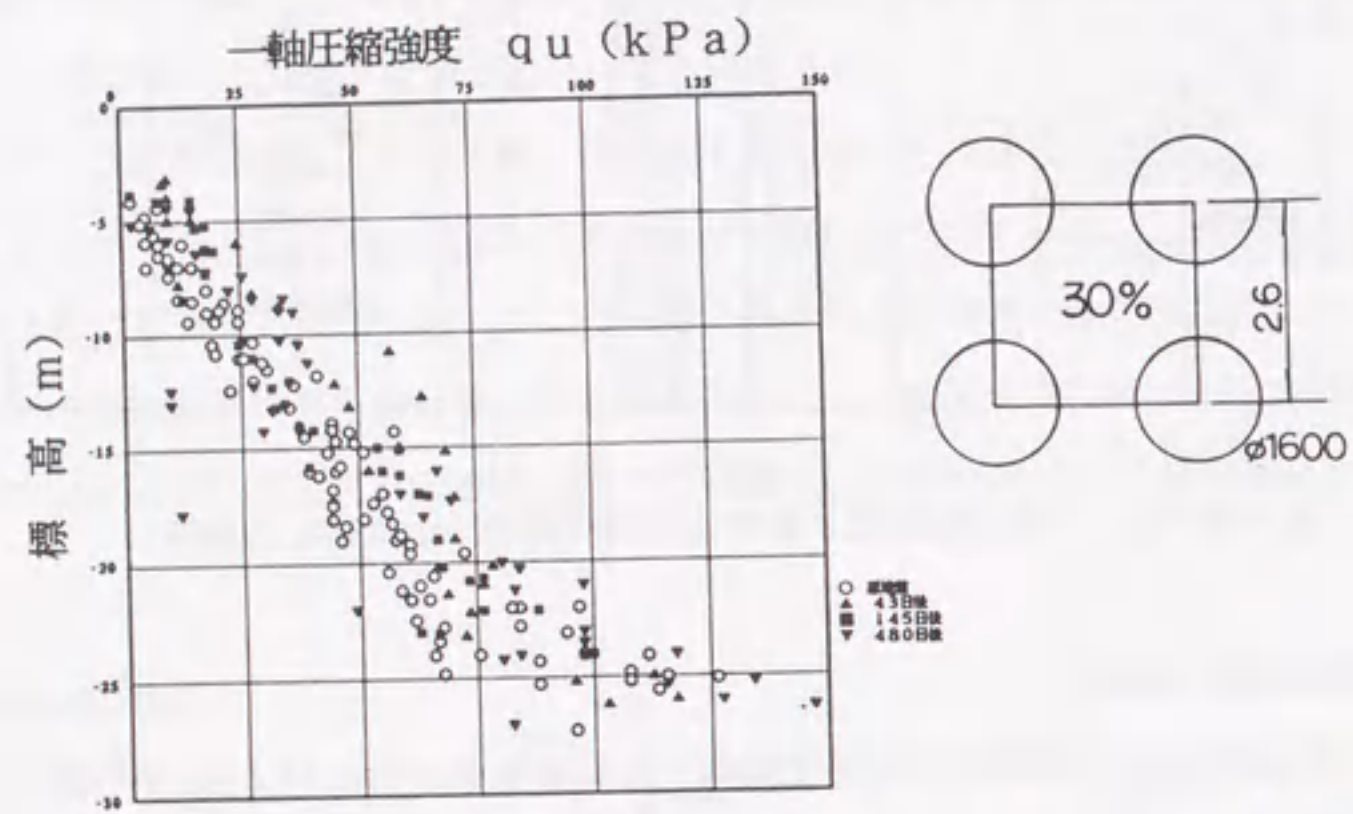


図 4.31 一軸圧縮強度、含水比の経時変化とパイル配置 ($a_s=30\%$, 諫早湾)

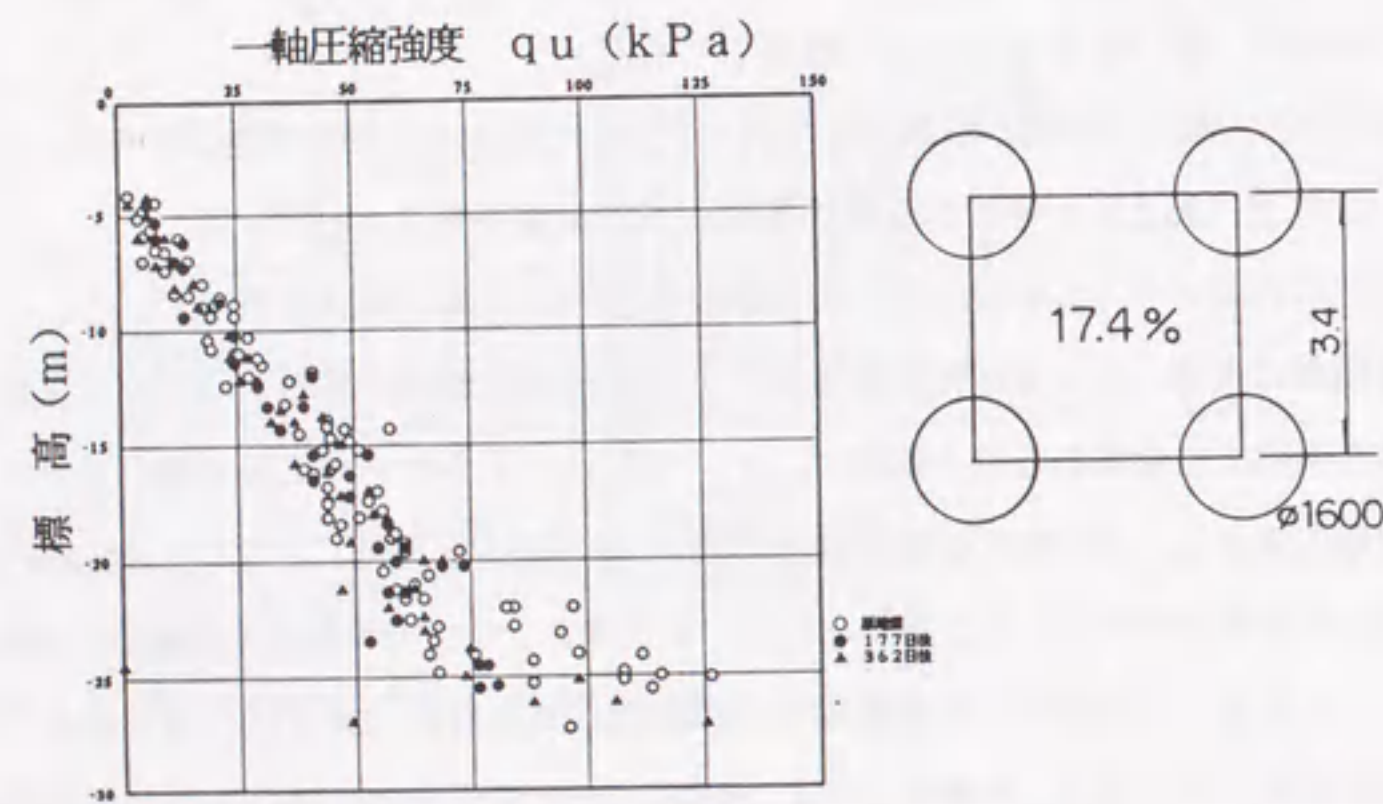


図 4.32 一軸圧縮強度、含水比の経時変化とパイル配置 ($a_s=17.4\%$, 諫早湾)

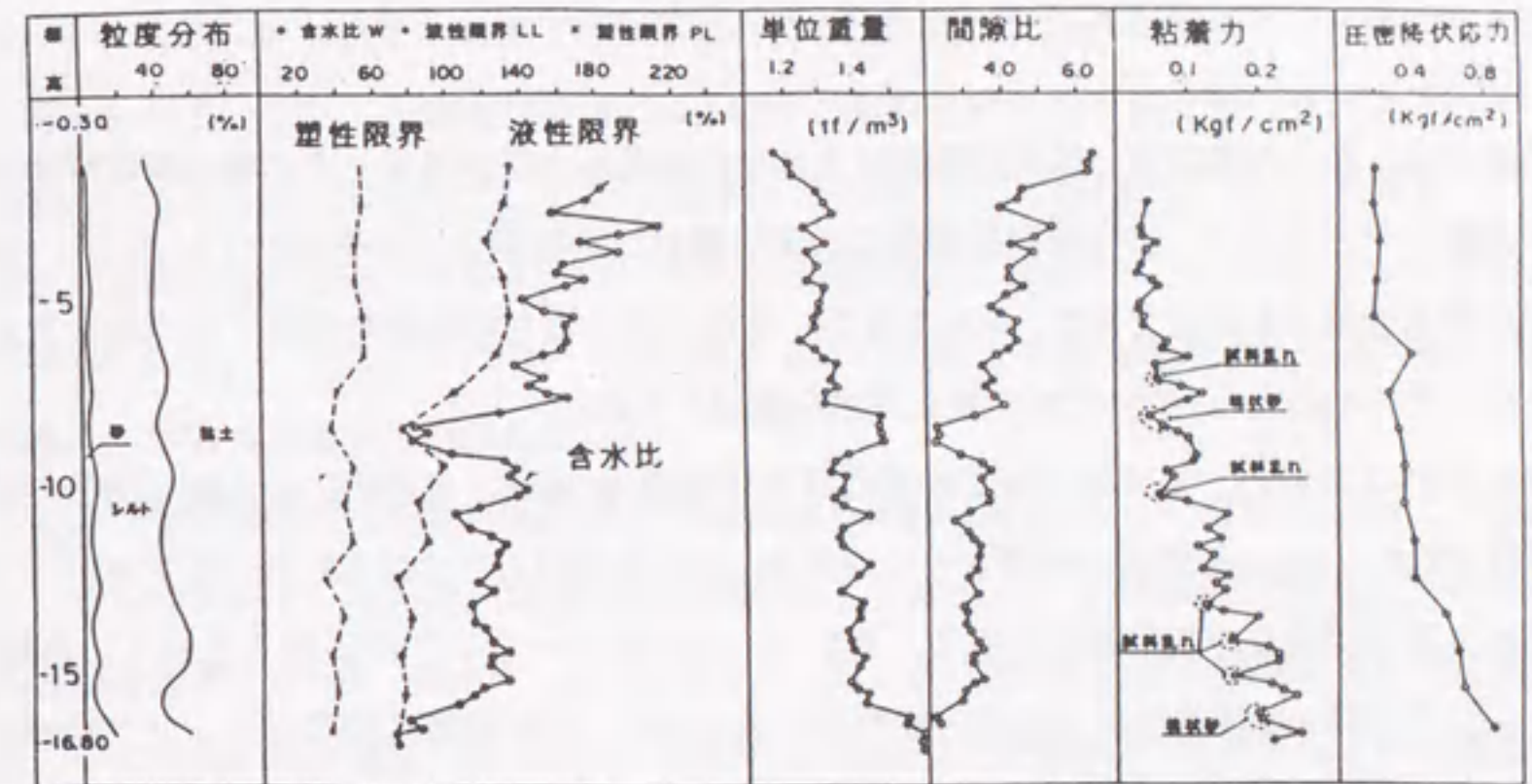


図 4.33 一般的な有明粘土地盤の土質柱状図¹⁷⁾

まとめとして、それほど鋭敏でないごく一般の沖積粘土地盤で、砂杭上部からの排水性能が常に確保されておれば、SCP打設後十分な期間経過後の強度増加は確実に起こりうるものと推察される。

4.3 水-土連成極限つりあい解析による数値シミュレーション

4.3.1 概説

前節では、多くの現場で、砂杭打設時に大きな過剰間隙水圧が発生しその後の時間経過とともに消散していること、また時間経過後には原地盤以上の強度増加が発生していること(本論文では排土効果とも呼んできた)をみてきた。本節ではこれらの現象を解析する方法を考えていくが、その前にもう一度SCPの施工方法を確認しておく。

SCPの施工手順は、まず陸上施工の場合は通常直径400mm、専用船による海上施工の場合は直径1000~1200mm程度の鋼製ケーシングを、その上端にとりつけられたパイロハンマーによって所定深度まで振動貫入させる。次いで、すでにケーシング内に搬入されている砂を、ケーシングを約3m程度引抜きながら地盤内に送り込む。なお引抜く際はケーシング先端の弁が開くようになっており、砂は管内の圧縮エアの力も借りて地中に押出される。その後、ケーシングを2m程度再貫入し(この再貫入量は砂が地中に抜けた量と目標とする出来上がりの砂杭径との関係で自動的に決まる)、砂杭径を拡大させると同時に、砂杭を振動によって締固める。以上の施工サイクルを繰り返し、大口径の締固め砂杭(通常、陸上施工の場合直径700mm、海上施工の場合直径1600~2000mm)が造成される。(図3.1)

本節では、以上の施工方法を踏まえ、まずこの強度上昇がどのようなメカニズムで起こっているのかを考察し、強度増加の定量的算定を行う解析手法の詳細を提示する。次いで三軸供試体による粘土の破壊後挙動の実験を行い破壊後の強度増加現象を確認するとともに、その数値シミュレーションを行って解析手法の妥当性を調べる。さらに、土質データや境界条件などが十分にあきらかないくつかの現場の事例解析を行い、解析手法の妥当性を示すとともに、解析領域の大きさなど解析に影響を与えると思われる要因についての検討を行う。

4.3.2 解析手法(水-土骨格連成極限つりあい解析)

(1) 解析手法の概要

上に述べたような大口径砂杭の打設により、杭間粘土は非常に短時間のうちに大変位、大ひずみと破壊を受ける。またこのとき、杭間粘土の塑性流動に伴い、地表面の急激な盛り上がりや複雑で大きな過剰間隙水圧分布が発生する。盛り上がりについては今までに数多くの事例が観測されており、予測モデル¹⁸⁾もいくつか提案されている。また過剰間隙水圧については、前節で示したように、いくつかの現場で0.5~0.6kgf/cm²(50~60kPa)程度の大きな過剰間隙水

圧の発生が観測されている。この過剰間隙水圧は時間の経過とともに消散していき、また同時に地表面沈下もみられている。このことは杭間粘土の体積減少すなわち圧密の発生を示唆しており、その後の非排水強度の増加はこの圧密による比体積(間隙比)の減少によって引き起こされると考えられる。これら一連の現象は「set-up」とも呼ばれており排土型の杭打込みのケースでよくみられ古くから知られている¹⁹⁾。なお、Poulos¹⁰⁾は「set-up」現象の原因として、上に述べた過剰間隙水圧の消散によるローカルな圧密の他に、粘土のシキソトロピックな強度回復も挙げている。しかしこれについては、海外と国内の粘土特性の相違やまた他に種々不明な点も多く、本論文では特に取扱わない。

このような無限体内の円筒空洞拡張(cylindrical cavity expansion)の理論的研究は、Vesic²⁰⁾らによるものがある。これは、軸中心に空洞がある2次元($r-\theta$)平面内での全応力のつりあい式と破壊基準($\phi=0^\circ$ のとき $\sigma_r-\sigma_\theta=2c$)、および「空洞拡張時に空洞のまわりに塑性領域が、その外側に弾性領域が形成され、空洞の体積変化は塑性領域の体積変化と弾性領域の体積変化の和で表わされる」という仮定から、問題が解かれている。Vesicはそのときの全応力変化から過剰間隙水圧を求める方法も示しているが、基本的にこの方法は全応力のつりあいを考慮した平面2次元状態の解析であり、深さ方向に強度が変化するときの3次元的地盤内の状態を捉えることや複雑な境界条件を要する問題などへの対応は難しい。

これに対し、本論文で用いる強度増加現象のシミュレーション手法では、有限要素法の使用によって、複雑な境界条件を含む3次元状態の解析を可能としている。計算方法は次のように大きく2段階に分かれている。

- 1) まず破壊時の変形や過剰間隙水圧分布は、砂杭打設を[1]「円筒拡張」の変位速度境界条件に置き換えて、水-土骨格連成の剛塑性軸対称有限要素解析によって求める。限界状態での構成関係は、非排水条件下でのカムクレイモデルにおけるものとする。
- 2) こうして得られた過剰水圧分布(や有効応力分布、砂杭周面における地盤反力)を初期値に取って、つぎに[2]砂杭径が変化しないという変位拘束の境界条件のもとで杭間粘土の軸対称弾性圧密問題を解けば、砂杭打設後の杭間粘土の非排水強度や砂杭周面反力の時間的変化を計算することができる。

上記2カ所の境界条件が現象近似のための仮説であるが、[1]は計算の便宜のため、[2]は「砂杭は十分固い」ため、粘土地盤中での「円筒拡張」のための力が、圧密荷重として長く持続する、として仮に受入れて計算を行う。

水-土骨格連成の剛塑性軸対称有限要素解析によって破壊時の過剰間隙水圧が正確に求められるようになったことが、これまでに困難であったこの種の計算を可能にしている。以上の解析のフローチャートを図 4.34 に示す。

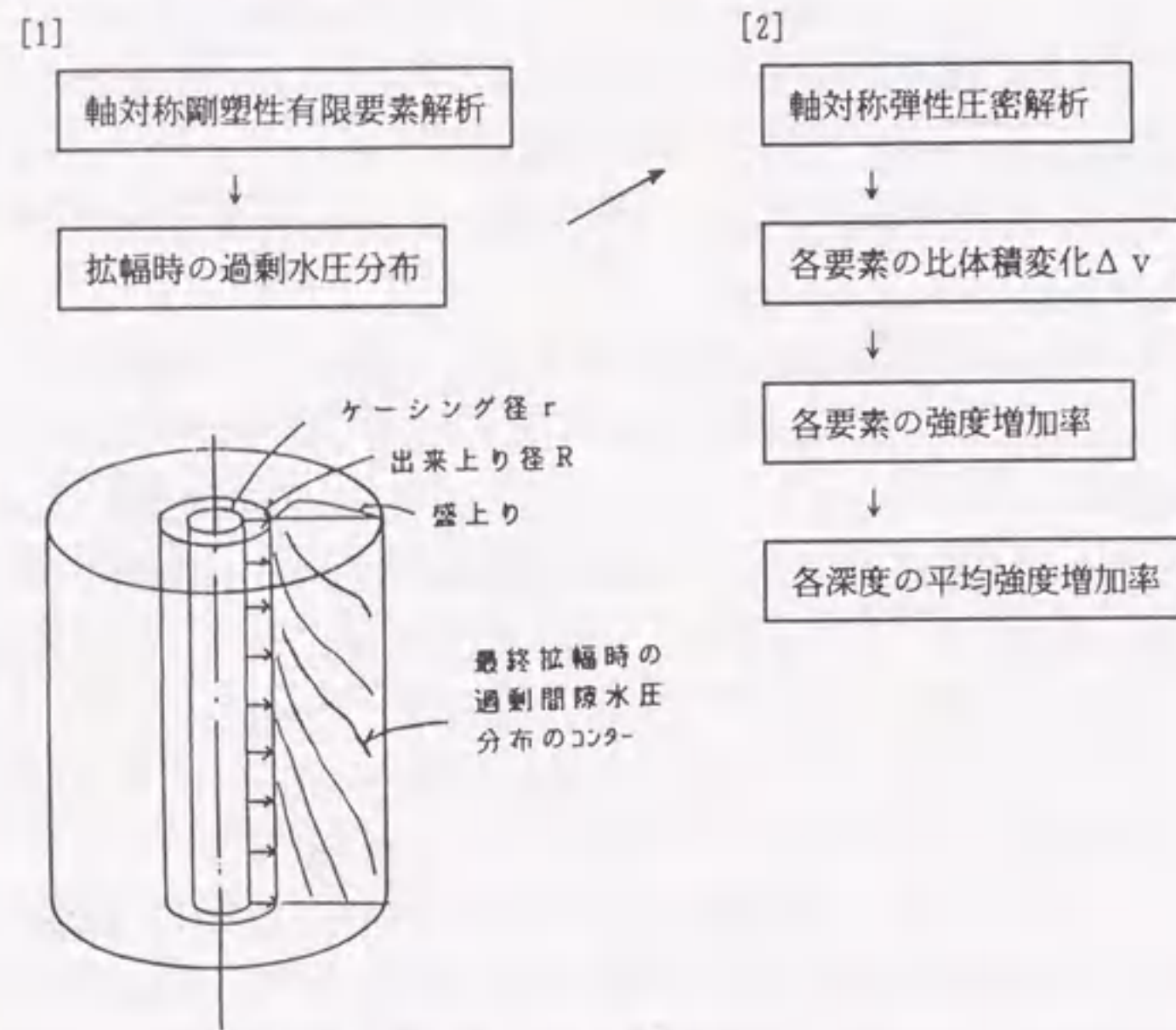


図 4.34 解析のフローチャート

(2) 砂杭打設を再現する剛塑性有限要素解析

まず砂杭打設による地盤の破壊を再現するため、水-土骨格連成剛塑性有限要素解析を行う。剛塑性有限要素解析については、すでに第 2 章、第 3 章でも実施しており、付録 A2.1 にも示しているが、本節では境界条件などがこれまでの解析とは若干異なるため、再度、定式化過程を書き下すことにする。

浅岡²¹⁾により提案された土の限界状態に基づく構成関係を導入した土-水連成解析を円筒拡幅問題に適応させるために、軸対称領域における地盤の水平方向への押し広げ問題として定式化を行っている。

1) 粘土の降伏関数と限界状態

正規圧密粘土を負荷するとき生じる体積変化(圧縮)は初めの有効応力状態 (σ_{ij0}') と終わり

の有効応力状態 (σ_{ij}') だけで決まり、全応力・有効応力とを問わず途中の応力径路には依存しない。これを式で表わすと ε_v を初めの状態からの体積ひずみ(圧縮を正とする)として、

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v(\sigma_{ij}', \sigma_{ij0}') \quad (4.1)$$

弾塑性モデルでは ε_v を弾性成分 ε_v^e と塑性成分 ε_v^p との和で表すが、弾性理論によれば同様に、 $\varepsilon_v^e = \varepsilon_v^e(\sigma_{ij}', \sigma_{ij0}')$ の関係が成り立ち、式(4.1)からこの関係を差し引けば

$$\varepsilon_v^p = f(\sigma_{ij}', \sigma_{ij0}') \quad (4.2)$$

を得る。この式を塑性論に基づいて降伏関数および硬化則であると考え、塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ の方向を決定するために、降伏関数 f に法線則を適用する。すなわち

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (4.3)$$

このときの乗数 λ は「硬化パラメータ」 ε_v^p を利用してその大きさを定めることができる。すなわち式(4.3)から

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{kl}^p \delta_{kl} = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}'} \delta_{kl} \quad (4.4)$$

となり、これを式(4.2)の全微分

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'} d\sigma_{mn}' \quad (4.5)$$

と等置して未知乗数 λ の大きさを応力増分 $d\sigma_{mn}'$ で表す。こうして得た乗数 λ を式(4.3)に戻すと、結局次式を得る。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'} d\sigma_{mn}'}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}'} \delta_{kl}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (4.6)$$

ここですべての有効応力増分 $d\sigma_{mn}'$, $m, n = 1, 2, 3$ がゼロのときを考える。このときは一般に塑性ひずみ増分もゼロになるが、有効応力 σ_{ij}' が

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}'} \delta_{kl} = 0 \quad (4.7)$$

を満たす状態にあるときだけ、 $d\varepsilon_{ij}^p$ の大きさは分子分母がゼロになって不定になる。すなわち、もはや荷重を増やしていないのに、塑性ひずみが決められた方向に際限なく大きくなってゆく。このような状態は粘土の限界状態といわれ、式(4.7)は限界状態式と呼ばれる。このとき式(4.5)で有効応力増分 $d\sigma_{mn}' = 0$, $m, n = 1, 2, 3$ であることを考慮すれば破壊時の非圧縮性

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^p = 0 \quad (4.8)$$

はいつでも保証されている。

一方ミーゼス材料は、 $f = \frac{1}{2}(s_{ij} \cdot s_{ij} - \sigma_0^2)$ という降伏関数で規定される。 σ_0 はミーゼス定数である。これを法線則に適用すると、

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \lambda s_{ij} \quad (4.9)$$

ここに、 $\lambda = \frac{\dot{\bar{\varepsilon}}}{\sigma_0}$ 、 $\bar{\varepsilon} = \sqrt{\dot{\varepsilon}_{ij}^p \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^p}$: 大きさは不定、を得るが、式(4.9)から $d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^p = 0$ が従い、これは式(4.8)と同じで、この点から正規圧密粘土は破壊時においてミーゼス材料と同等といえる。

2) 粘土の限界状態での塑性流れ

次に正規圧密粘土の破壊時の塑性ひずみ増分の方向をミーゼス材料のそれと比べてみる。ここでは粘土の降伏関数が必要であるが、ここでは土の力学的挙動はカムクレイモデル²²⁾に従うと仮定する。この降伏関数は次式で与えられる。

$$\varepsilon_v^p = f = M D \ln \frac{p'}{p_0} + D \eta' \quad (4.10)$$

ここに、 M は限界状態係数で、 $p' = \sigma'_m$ (平均有効応力)、 $\eta' = q/p'$ は応力比で、 $q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}} (= \sqrt{\frac{3}{2}} \sigma_0)$ (せん断応力) である。この降伏関数を式(4.7)の限界状態式に入れると次式を得る。

$$q = M p'_f \quad (4.11)$$

ここに、 p'_f は限界状態における p' である。式(4.3)と式(4.10)から λ を消去すると、土の限界状態における応力～ひずみ関係は、以下のように誘導される。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \left(\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\dot{\bar{\varepsilon}}}{M p'_f} \right) (s_{ij})_f \quad (4.12)$$

これを式(4.9)と比べると、式(4.12)はミーゼス塑性流れそのものであることがわかる。このように、カムクレイモデルの場合、破壊時の平均有効応力 p'_f の地盤内分布さえ別途与えられていれば、それから地盤内のミーゼス定数 $\sigma_0 = \sqrt{\frac{2}{3}} M \cdot p'_f$ の分布がわかる。したがって、剛完全塑性ミーゼス材料の降伏関数 $f = \frac{1}{2}(s_{ij} \cdot s_{ij} - \sigma_0^2)$ が与えられることになり、この不均質ミーゼス体について、次に示す極限つりあい解析(RPFEM)を実施すれば、それがそのままカムクレイモデルのときの粘土地盤の支持力解析になっていることがわかる。

3) 極限つりあい解析

上界定理に基づき、限界状態の可容速度場に関して塑性ひずみの内部消散率を最小化すれば、力のつりあい式を満足することになる²³⁾。ここでは、剛塑性有限要素法を砂杭打設に伴う粘土の円筒拡幅問題に適用するため、円筒形内部の変位速度境界値問題として解く。この問題における極限状態のつりあい式と線形制約条件を示すと次式となる。2式目の制約条件は非圧縮条件を示し、3式目の制約条件は指定する境界(ここでは円筒の内部)の速度場をあらかじめ規定しておくものである。

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda = C^T \mu \quad (4.13)$$

$$L \dot{u} = 0 \quad (4.14)$$

$$C \dot{u} = \dot{u}_0 \quad (4.15)$$

ここで、 s と p は全要素の偏差応力ベクトルと全応力ベクトルで、 μ が接地圧分布を表す節点力ベクトルである。マトリックス B と L は、それぞれひずみ速度～節点変位速度、体積ひずみ速度～全体節点変位速度 ($\dot{\varepsilon} = B \dot{u}$, $\dot{v} = L \dot{u}$) を関係付けている。式(4.15)は、変位速度境界において、マトリックス C によって強制変位を与える式である。解は線形制約条件(式(4.14),(4.15))を与えたつりあい式(4.13)に、式(4.12)を代入して連立方程式を解けば求められる。以上の誘導の詳細は付録A2.1に示している。

4) 破壊時平均有効応力 p'_f

2)で述べたようにカムクレイモデルの場合、破壊時の平均有効応力 p'_f の地盤内分布が与えられていれば、それから地盤内のミーゼス定数 σ_0 の分布がわかり、解析が可能となるのだった。 p'_f は次のように粘土の非排水条件を考慮することで求めることができる。まず破壊時の非圧縮性より、

$$\varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p = 0 \quad \text{in } V \quad (4.16)$$

ここで粘土の非線形等方弾性則 $\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{w_0} \ln \frac{p'}{p_0}$ およびカムクレイモデルの降伏条件式(4.10)を式(4.16)に代入すると、求まる非排水条件式は、

$$\frac{M}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p_0} + \eta' = 0, \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (4.17)$$

となる。限界状態での応力条件 $q_f = M p'_f$ を入れると、最終的に水-土骨格連成式として次式が得られる。

$$p'_f = p_0' \exp(-\Lambda) \quad (4.18)$$

したがって地盤内初期応力 p_0' の分布さえ与えられれば、地盤内の破壊時平均有効応力分布 p_f' を求めることができる。

5) 破壊時過剰間隙水圧分布

各要素の破壊時過剰間隙水圧分布は以後の圧密解析の初期値として重要であるが、これは式(4.13)~(4.15)の境界値問題を実際に解いた後ベクトル p から求まる破壊時平均全応力分布 p_f から、式(4.18)で先に求まっている破壊時平均有効応力 p_f' および静水圧を引いて求められる。

$$u_f = p_f - p_f' - \gamma_w \cdot z \quad (4.19)$$

ここに $\gamma_w \cdot z$ は静水圧である。 u_f は p_f' と異なり、つり合い式を解いてはじめて求まる境界値問題の解であることに注意する。

6) 幾何形状の変化を考慮した剛塑性変形解析

本解析では、直前のステップでの速度場と境界条件をそれぞれ初期値として形状を更新しながら極限つり合い解析を繰返し、円筒幅幅により大変形する形状変化を正確に求めている。このように大変形の解析を精度よく行える理由を以下に示す。

上に述べた極限つりあい解析により、限界状態の変位速度場 \dot{u} が求められる。しかし、ミーゼス材の塑性流れの方向は決定されても、その大きさは不定であることに注意しなければならない。いいかえると、 \dot{u} の大きさ自身には物理的な意味合いはなく、実時間 t などで微分されたものではない。それでも、それぞれの節点での \dot{u} の大きさの比率は系全体でつりあいを満たしており、変形量 u に時間的依存がなくても積分して算出される相対的な変形量は正しいといえる。したがって、得られた u の塑性流動に対し、微小時間 Δt を導入し、初期形状からみて $\dot{u} \times \Delta t = \Delta u$ だけの塑性変形が生じると考え、各ステップで形状を更新させ解析を繰返せば、正確な変形解析が行えることになる。また本解析法によれば、通常の増分型の弾塑性解析と異なり、誤差の累積が少ないことも付加しておく。

(3) 砂杭打設後の杭間粘土の圧密解析

砂杭打設後の杭間粘土の圧密計算は破壊後の粘土が対象ではあるが、「限界状態近傍にある粘土の圧密」は、いわゆる「微小ひずみ理論」に基づく増分型の弾塑性圧密解析では誤差が大きくなり計算の続行が難しい²⁴⁾。そこでここでは弾性圧密で近似する。ポアソン比は $1/3$ とし、ヤング率は体積圧縮係数 m_v の逆数として次のように求める。

体積ひずみ変化 $\Delta \varepsilon_v$ は、SCP 打設前の初期の比体積 v_0 、比体積変化 Δv と平均有効応力の変化 $\Delta p'$ から、次式であらわされる。

$$\Delta \varepsilon_v = -\frac{\Delta v}{v_0} = m_v \cdot \Delta p' \quad (4.20)$$

一方、平均有効応力と比体積の関係 $v = N - \lambda \cdot \ln p'$ を p' で微分すると、

$$\Delta v = -\lambda \cdot \frac{\Delta p'}{p_0'}$$

となる。ここに、 λ は圧縮指数、 p_0' は初期平均有効応力であり、上式を式(4.20)へ代入して、体積圧縮係数は、

$$m_v = \frac{\lambda}{v_0 \cdot p_0'} \quad (4.21)$$

と表現できる。

また弾性体の応力~ひずみ関係、

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{1-2\nu}{E} \cdot 3\Delta p'$$

から、 $\nu = 1/3$ とすれば、ヤング率は $E = 1/m_v$ とあらわされるが、本解析では SCP 打設による乱れの影響などを含む経験定数 $\alpha (> 1)$ を導入して次式のように定義する。

$$E = \frac{\alpha}{m_v} = \frac{\alpha \cdot v_0 \cdot p_0'}{\lambda} \quad (4.22)$$

α の定量的評価は、乱れなど多くの要素が影響しているため非常に難しいが、後述する現場事例解析結果を通じて、 $\alpha=3$ とした場合最も実情にあった強度増加の予測値が得られたため、 $\alpha=3$ が現在最も適当と判断している。

なお、このように SCP 打設後の強度増加は原地盤の鋭敏性の影響を強く受ける。したがって、ここで扱う SCP 打設後の排土効果(強度増加)は、鋭敏性の高くない日本の沖積粘土でこそ評価し得るものといえる。

また圧密解析の境界条件は砂杭の置換率によって決まる。すなわち一本の砂杭を含む杭間粘土の面積は置換率によって決まるもので、その面積の中で軸対称圧密解析が行われる。各要素の強度増加率は、弾性圧密解析によって得られる各要素の比体積変化 Δv より、次のように求められる。まず、限界状態での平均有効応力と比体積の関係 $v_f = \Gamma - \lambda \cdot \ln p_f'$ から

$$p_f' = \exp\left(\frac{\Gamma - v_f}{\lambda}\right)$$

これを $q_u = M p_f'$ に代入して q_u/q_{u0} を計算すると、

$$\frac{q_u}{q_{u0}} = \exp\left(\frac{\Delta v}{\lambda}\right) \quad (4.23)$$

によって強度増加率が求められる。ここに、 q_{u0} は原地盤の各要素の深さの一軸圧縮強度である。各要素でそれぞれ異なる強度増加率が得られるが、それらを同じ深度の要素ごとに面積平均したものをその深度の強度増加率とする。

4.3.3 三軸供試体による破壊後挙動実験とその数値シミュレーション

地盤モデルを使って砂杭拡張問題を調べる前に、4.3.2で示した解析手法の妥当性を明らかにするため、浅岡・中野ら^{25),26)}による室内三軸粘土供試体の破壊後挙動実験のシミュレーションを行った。ここでいう「破壊後挙動実験」とは、粘土供試体が一度非排水せん断破壊を受けた後、その軸変位を固定して排水コックを開放し過剰間隙水圧を消散させてから、再度非排水せん断を行い破壊後の挙動(ここでは特に強度増加)を調べる実験である。

(1) 三軸供試体による破壊後挙動実験^{25),26)}

試料は川崎粘土を用い、スラリー状に練り返した後、鉛直圧 2.0kgf/cm^2 で圧密したものを、高さ 8cm 、直径 3.5cm に成型して供試体とした。実験は 3.0kgf/cm^2 で24時間圧密した後、次の3段階に分けて行った。

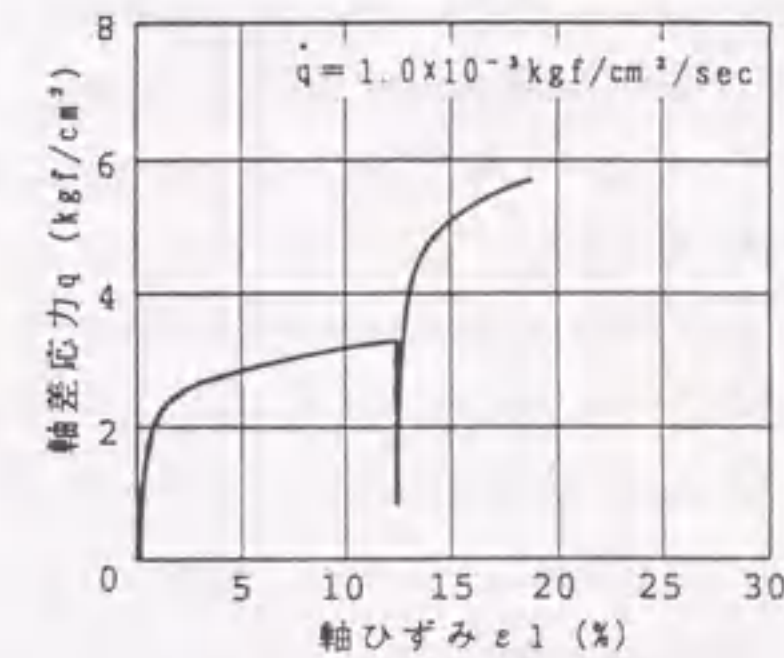
- 1) 拘束圧一定、載荷速度 $\dot{q}=1.0 \times 10^{-3}\text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の荷重制御方式で非排水せん断した。せん断は十分破壊したと判断できた軸ひずみ 12.5% まで行った。
- 2) 軸ひずみ 12.5% で軸変位を固定し、排水コックを開放し供試体内に発生していた破壊時過剰間隙水圧を完全に消散させた。
- 3) 過剰間隙水圧が完全に消散し、圧密が完了した供試体を再び1)と同様の載荷速度で非排水せん断する。

以上の手順で行った破壊後挙動実験で得られた軸差応力～軸ひずみ関係、および排水量～排水時間関係を図4.35に示す。一度は完全に破壊したと思われる粘土が、過剰間隙水圧を消散させることによって、初期強度の約1.6倍の強度上昇を示すことが分る。なお、図には示さないが、供試体の有効応力経路によると、せん断試験時の応力状態は1回目も2回目も原点を通る1本の直線上にほぼのることから、破壊前後を通じて限界状態係数 M の値は変わっていない。

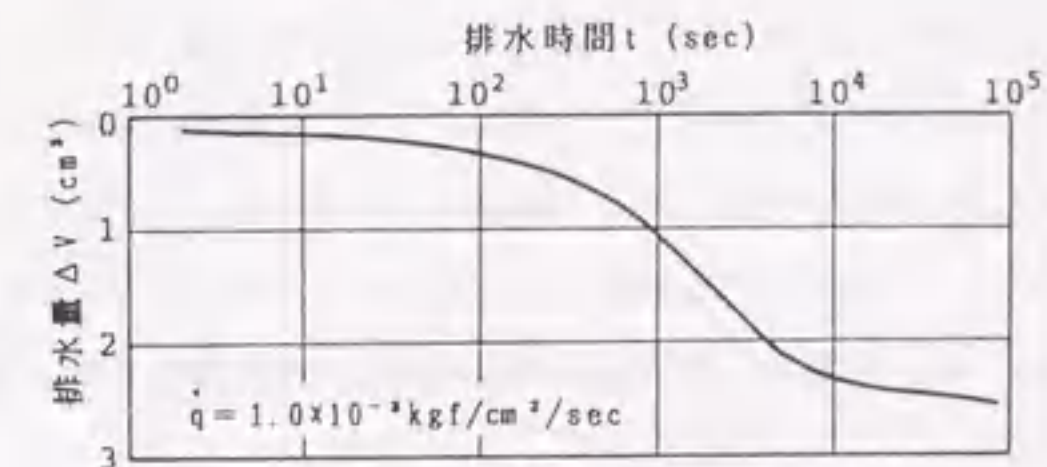
以後では、実験結果を解釈するにあたって、三軸供試体を均質な土要素としてではなく、境界を有する必ずしも均質でない土のマスとして取扱っていくことにする。

まず、実験での2度目の載荷で現れた典型的な強度増加を、以下のような仮説を立てて説明する。すなわち、1回目の非排水せん断によって粘土は十分に壊され、供試体内には過剰間隙

水圧が発生する。その水圧は、載荷ベDESTALの摩擦等の作用によって、供試体内で不均質な分布を呈する。この状態で軸変位を固定して排水コックを開放すれば、過剰水圧消散のため、間隙水は供試体から排水される。また、供試体内で過剰水圧は不均質に分布していたために、水圧消散過程で複雑な間隙水の移動(マイグレーション)を伴い、過剰水圧消散後の供試体は不均質な間隙比分布を持つ粘土となる。この時点での供試体各部の間隙比の変化の詳細は、これから示す解析結果を見ることとするが、いずれにせよ供試体全体として少なからずの排水が記録されていることより、その分の間隙比減少量が強度増加に結びついていることは明らかである。この実験はもちろんSCP工法における砂杭打設とその後の放置を模擬しているのだが、先述の剛塑性変形解析と弾性圧密解析を用いた手法でこの実験を説明できれば、破壊後粘土の強度増加の仮説の妥当性の証明と同時に、実際の複合地盤の杭間粘土の強度増加の予測にも十分適用可能であることが言えるものと考えている。



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 排水量～排水時間関係

図4.35 破壊後挙動実験で得られた結果

(2) 数値シミュレーション

載荷速度が十分大きい場合全要素で非圧縮を仮定できることから剛塑性有限要素解析が適用できる。上の実験を次の3ステップに分けて、それぞれについて解析する。

Step1: 正規圧密粘土が一度目の破壊に至るまでの過程

Step2: 軸変位固定下において破壊時過剰間隙水圧が完全に消散するまでの過程

Step3: 圧密後の供試体の再載荷過程

Step1: 表 4.4 に示す強度定数 q_{f0} (非排水圧縮強度) は、実験で得られた軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_a 曲線の直線部を、 $\varepsilon_a=0$ (%) 軸まで外挿して仮定した。また、 q_{f0} はミーゼス定数 σ_0 とは次の関係、

$$q_{f0} = \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot \sigma_0 \quad (4.24)$$

があるので、まずこの σ_0 を持つ均質ミーゼス体に対して軸対称条件で剛塑性変形解析を行った。図 4.36 に解析に用いる有限要素メッシュを示す。メッシュは供試体の 1/4 のモデルを表し、上端部を固定しての載荷を想定した変位速度境界条件で解析している。

剛塑性変形解析では変形に伴いメッシュの更新を逐次行っていくが、本解析ではこの作業は、解析の結果得られる変位速度場に微小ステップ $\Delta t=0.1\text{sec}$ をかけることにより軸ひずみにして 2.5% おきに行う。2.5% という粗い間隔でも等体積条件は十分満足された。

最後に間隙水圧の算出であるが、これは全応力つりあい解析に間隙水圧の場を連成させるための非排水条件式 (4.18) $p'_f = p'_0 \exp(-\Lambda)$ を用いて行う。ここで用いる λ は標準圧密試験から、 p'_0 は実験条件から与えられているので、 M, κ については、強度 q_f と $q_f = M p'_f$ の関係を満たすように適宜与える必要がある。破壊時平均有効応力 p'_f が連成つりあい境界値問題を解いて求めると、破壊時過剰間隙水圧は $u_w = p_f - p'_f$ で求められる。

図 4.37 に解析の結果を示しているが、実験の応力 ~ ひずみ曲線の破壊後 ($\varepsilon_a=2\%$ 以降) の直線部の勾配を正確に説明することができている。ここで、計算結果の縦軸は鉛直荷重を供試体断面積で割ったもので、横軸は鉛直変位を元の供試体高さで割ったものである。供試体のサイズがせん断中に変化しているため計算結果も右上がりの応力 ~ ひずみ (荷重 ~ 変位) 曲線となっている。図 4.38(a) には、計算された供試体内過剰間隙水圧分布を示す。過剰水圧は極めて不均質に分布している。

Step2: Step1 で得られた過剰間隙水圧分布を初期値として、上端排水として過剰間隙水圧が完

全に消散するまで弾性圧密解析を行う。表 4.4 に解析に用いた弾性定数 (Lamé の定数) を示すが、これらは実験で得られた排水量 ΔV (表 4.4 参照) に一致するように、各実験ごとに与えたものである。メッシュは Step1 での最終段階のものを用いる。結果として、各要素での圧密後の比体積分布が図 4.38(b) のように求められる。図 4.38(a) の過剰水圧分布を反映して不均質なものになっている。

Step3: 再び剛塑性変形解析によって、再載荷をシミュレートする。その際各要素ごとに体積が異なっているために強度定数を各要素ごとに変更している。カムクレイモデルにおいては、比体積が Δv 変化した場合、その要素の強度定数 q_f はもとの強度定数 q_{f0} を用いて前出の式 (4.23) $\frac{q_u}{q_{u0}} = \exp\left(\frac{\Delta v}{\lambda}\right)$ で決定される。

結局この各要素の q_f を用いて、式 (4.24) から今度は不均質ミーゼス体に対して剛塑性解析を行う。なお、メッシュは Step2 の圧密後のものを用い、それ以後の変形に伴うメッシュの更新は軸ひずみ 2.5% おきとする。

解析の結果、図 4.37 では再び実験値とよく一致しており、以上より、破壊後圧密挙動についての解析手法の妥当性がまず室内実験における結果をもとに検証された。以降では現場の事例解析を通して、解析手法の検討を行う。

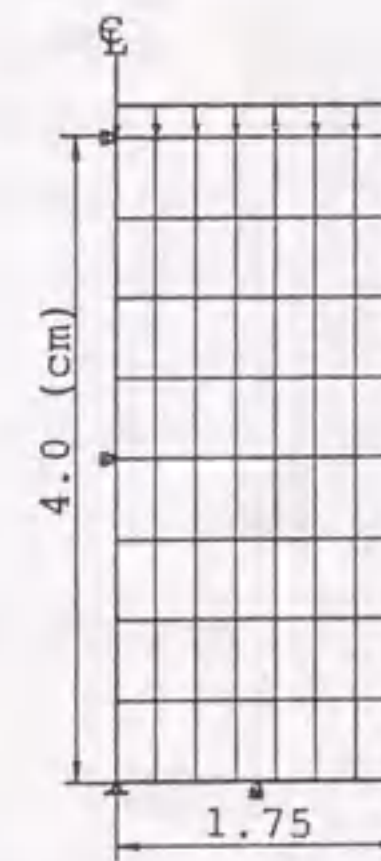


図 4.36 有限要素メッシュ

表 4.4 解析のパラメータ

step 1	
q_{f0}	2.56(kgf/cm ²)
λ	0.135
κ	0.088
M	1.2
p'_0	3.0(kgf/cm ²)
step 2	
ΔV	2.45(ml)
v_0	1.883
$\bar{\lambda}$	34.24(kgf/cm ²)
$\bar{\mu}$	17.12(kgf/cm ²)
k	3.7×10^{-8} (cm/s)

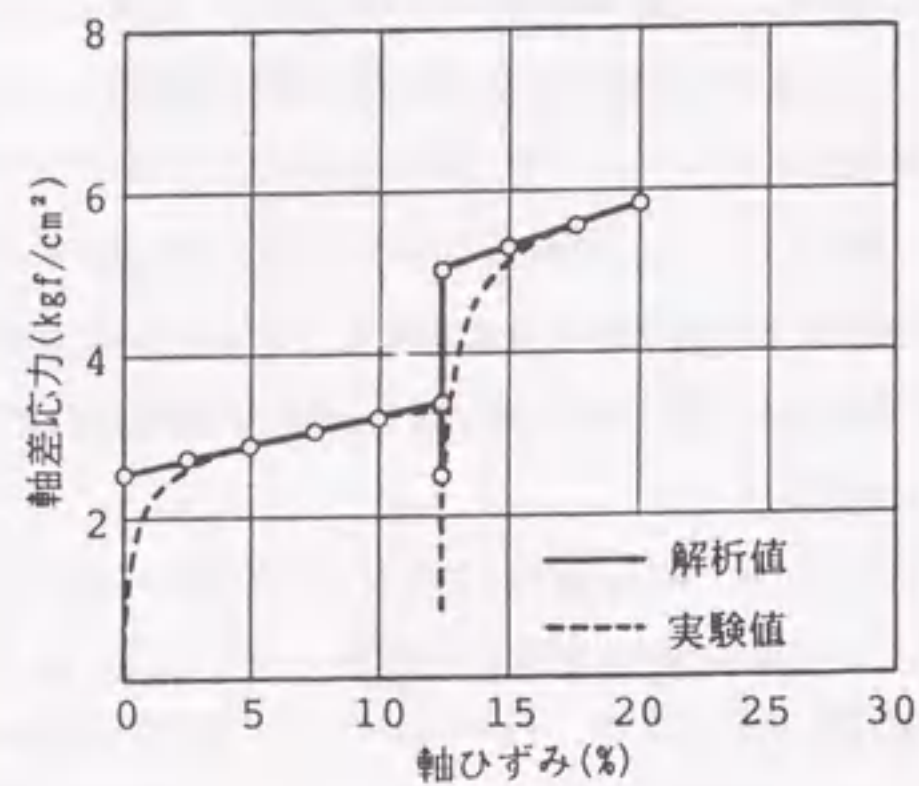


図 4.37 実験および解析の結果

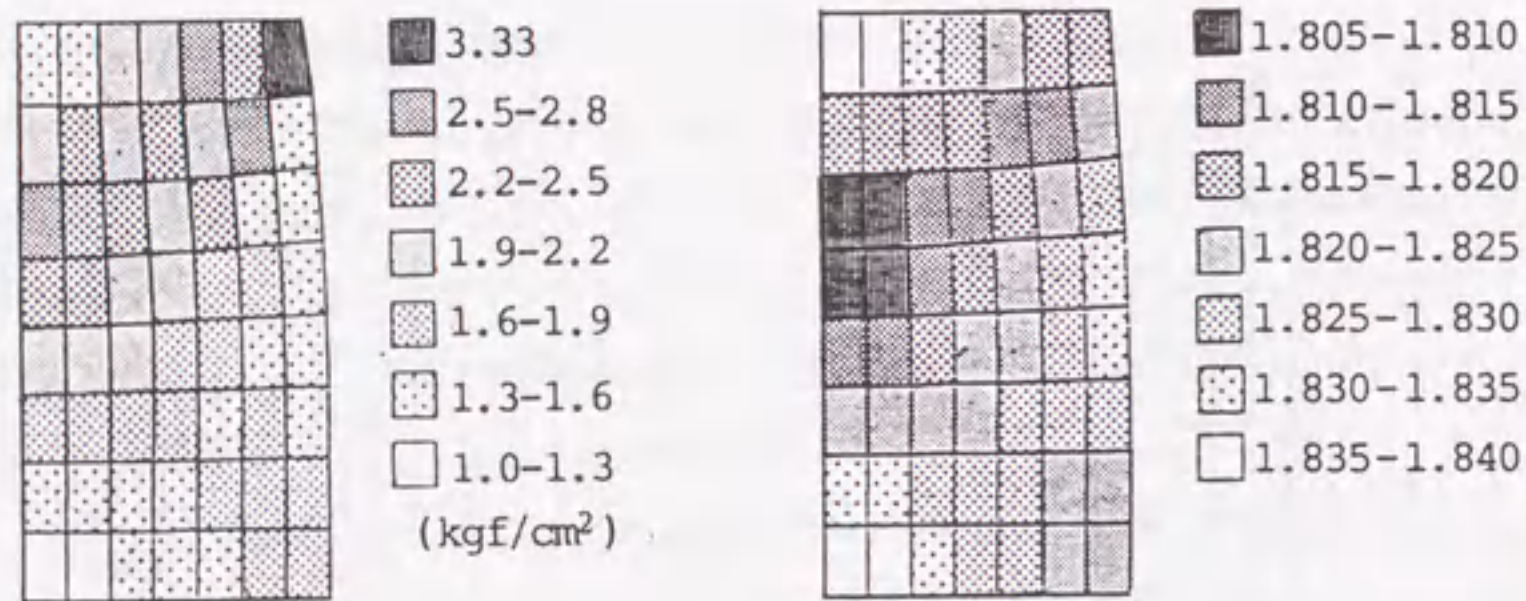


図 4.38(a) 破壊時の過剰間隙水圧分布

図 4.38(b) 圧密後の比体積分布

4.3.4 砂杭打設に伴う強度増加の数値シミュレーション (舞鶴港での事例解析)

図 4.39 は、運輸省による舞鶴港低置換率SCP試験工事 (置換率 25%) における原地盤および砂杭打設後 500 日経過時点での杭間粘土の一軸圧縮強度の深度方向の分布である。なお、500 日間の後半の 300 日間は地盤表面にサンドマットとケーソンの荷重が載荷されていたが、

それはわずか (約 30kN/m²) であり、図に示すような地盤深部での著しい強度増加は他に原因を求めざるを得ない²⁷⁾。

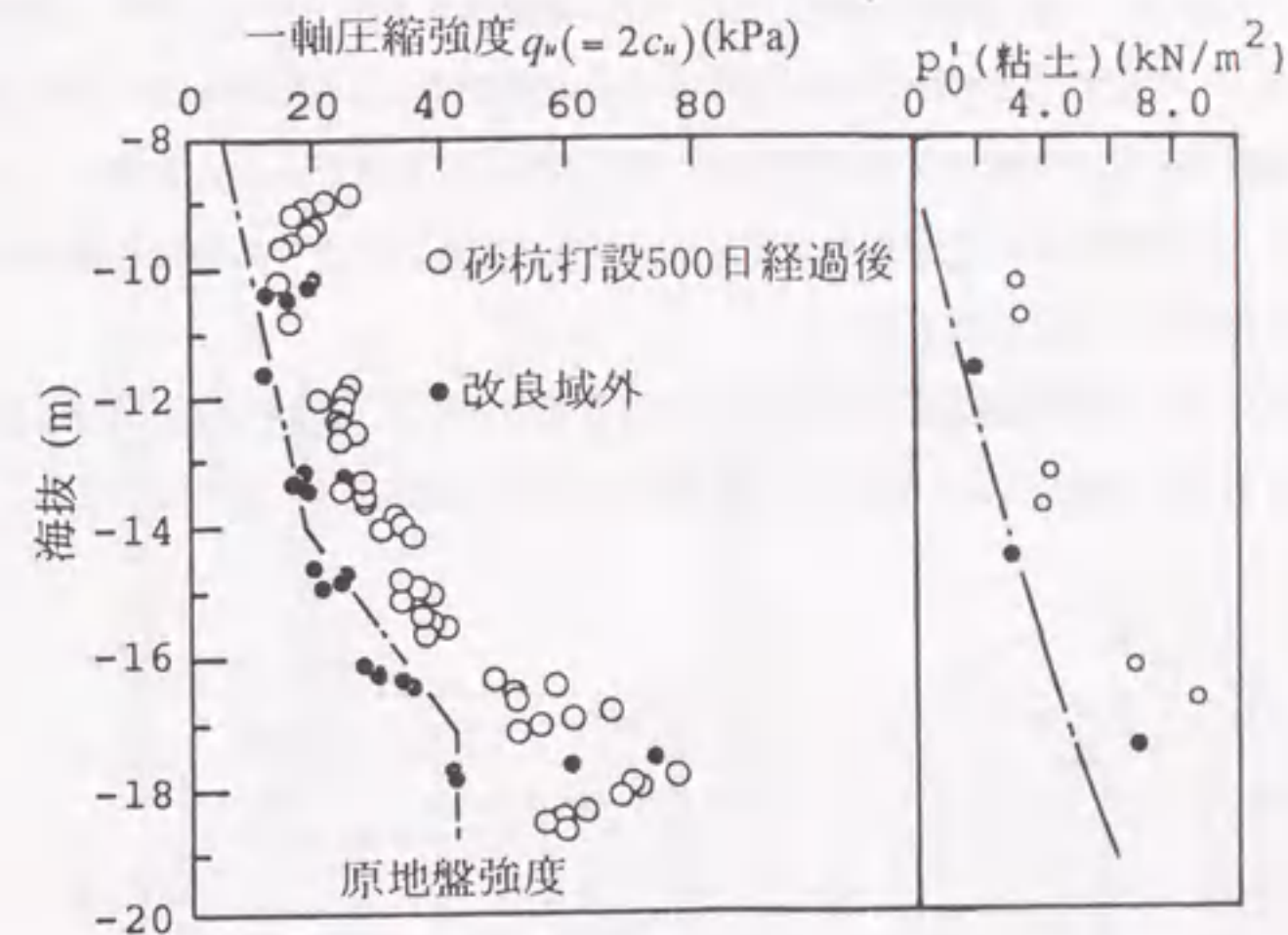


図 4.39 一軸圧縮強さ q_u の増加 (舞鶴試験工事)

この強度増加を、4.3.2, 4.3.3 で検証してきた方法を用いて計算するのだが、ここでは最初の事例解析ということもあり、結果に影響を及ぼすと思われる以下の 5 つの要因を挙げ、これらの影響を個別に調べながら解析を進める。

- (1) 解析領域の大きさの影響
- (2) メッシュサイズの影響
- (3) 初期砂杭径の大きさの影響
- (4) サンドマット程度の上載荷重の影響
- (5) 調査位置による強度回復の遅れ

(1) 解析領域の大きさの影響

まず、図 4.40 は解析に用いた 3 種類の有限要素メッシュである。砂杭打設時の杭間粘土の流動の方向は、上方および側方と実際には 3 次元的で複雑であり、また砂杭打設時において近接する砂杭間の相互作用や干渉の影響を現場や計算で正確に把握することも困難である。この理由で砂杭を軸中心とした軸対称解析を選択している。まずこの解析領域の大きさの影響から調べることにする。

現場実験では、直径1.2mのケーシングから砂杭が1.7mになるまで拡幅しているため、解析では初期砂杭径 $\phi_0=1.2\text{m}$ から $\phi=1.7\text{m}$ まで $\Delta\phi=0.04\text{m}$ (最後のステップのみ $\Delta\phi=0.02\text{m}$) の計13ステップで先に述べた剛塑性変形解析を行った。地盤は3層からなっており、解析に用いた土質定数を表4.5に示す。図4.41は非排水条件での円筒拡幅による杭間粘土の塑性流動の様子であるが、塑性域と地表面盛り上がり土の形が見て取れる。領域が小さいと境界での拘束が大きく影響するため杭間粘土は上方へ押し上げられ、領域が大きいと土中の砂杭近傍からちょうど“おわん型”に斜め上方に流動していく。

図4.42はそのときの過剰間隙水圧分布である。過剰間隙水圧は、領域3mの場合には相対的に小さく求められるが、領域10mと15mとでは水圧の分布形状はほとんど変わらない。

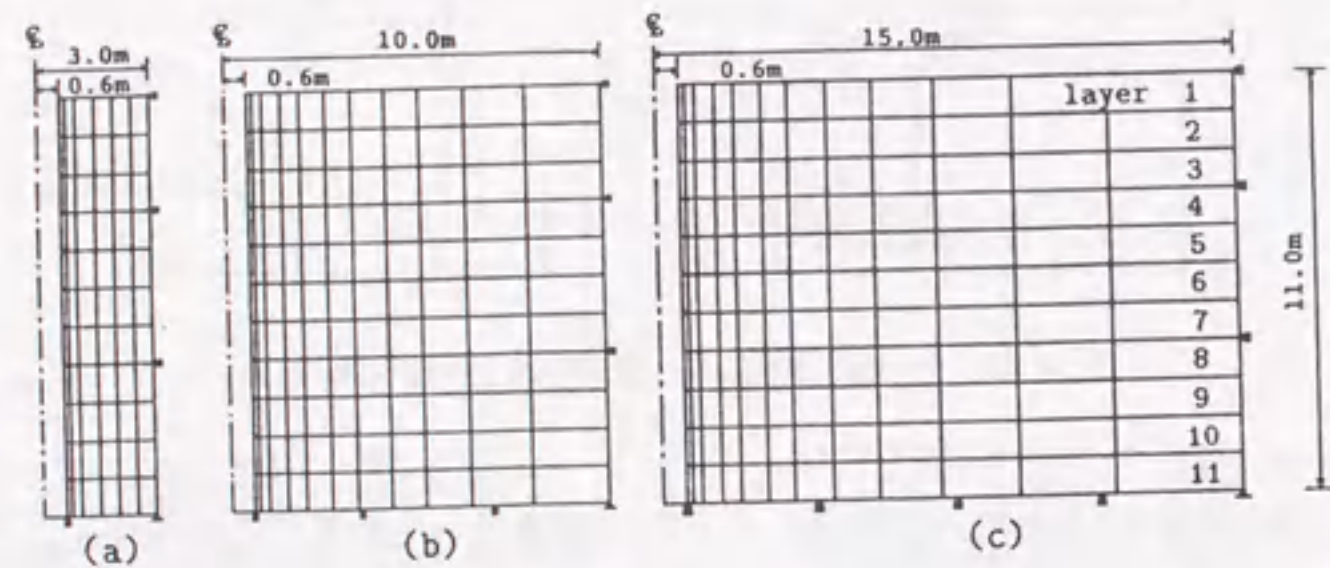


図4.40 解析に用いた有限要素メッシュ

表4.5 解析に用いた土質パラメータ

(Fig.10a)	λ	κ	M	K_0	e_0	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$k(\text{cm/s})$
clay(top)	0.362	0.048	1.20	0.5	2.42	5.29	4.6×10^{-7}
clay(middle)	0.359	0.039	1.27	0.5	1.89	6.27	2.0×10^{-7}
clay(bottom)	0.195	0.025	1.33	0.5	1.37	7.35	6.1×10^{-7}

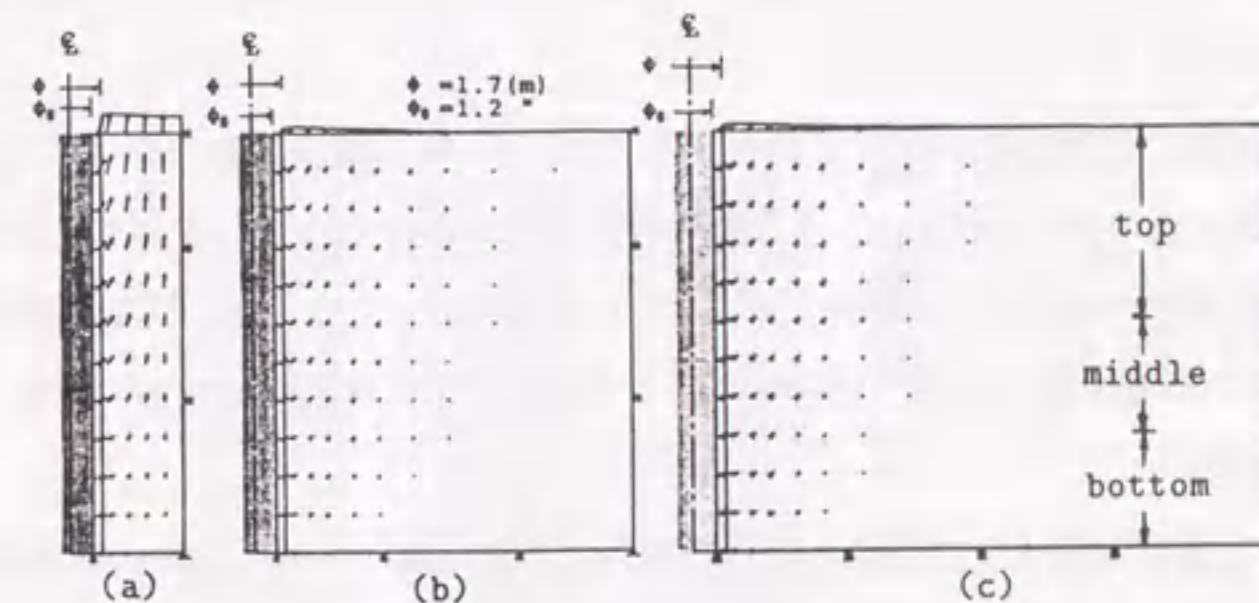


図4.41 破壊時塑性流れ図

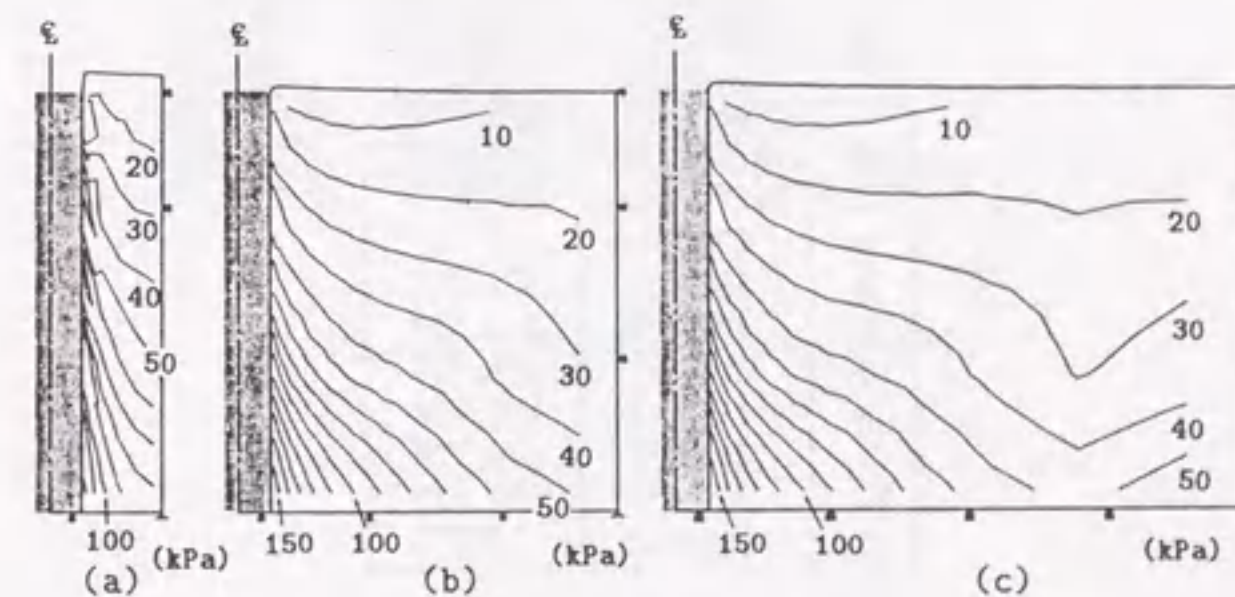


図4.42 破壊時過剰間隙水圧分布

次に図4.42の破壊時過剰間隙水圧分布を初期値として、弾性圧密解析を行い杭間粘性土の強度増加率を評価する。なお、圧密解析は置換率が25%であることを考慮し、砂杭径1.7mに対し直径3.4mの範囲のみを対象として行う。解析に用いる弾性定数を表4.6に示す。式(4.22)で示したように各層ごとに体積圧縮係数 $m_v [= \lambda / (v_0 \cdot p)]$ の逆数をヤング率とし、さらに強度の計測結果に適合するように $\alpha=3$ を用いている。

図 4.43 は過剰水圧消散後の各要素ごとの強度増加率である。図中の“Set-up ratio”とは砂杭打設前後の非排水強度の比率のことである。これによると地盤深部ほど強度増加率は大きくなっており、SCP打設による地盤深部の顕著な改良効果がみとめられる。この各要素の強度増加率を各層で面積平均し、原地盤の強度を用いて改良後の一軸圧縮強度を算定した結果を図 4.44 に示すが、図 4.39 の実測結果とほぼ整合している。強度増加の計算は初期値に取る過剰水圧分布に依存するため、領域 10m と 15m で得られる強度はほぼ一致するが、領域 3m の強度はそれらより少し小さくなっている。

以上の塑性流動、過剰間隙水圧および強度の解析結果 (特に塑性流動の図 4.41) から、解析領域の半径を改良長の 60~70% 以上、すなわち砂杭下端から約 25~30° 上方の範囲に設定すれば、解析領域の大きさは結果に影響を及ぼさないことがわかった。なお、この結果は通常いわれている SCP の影響範囲 (約 60° 前後)²⁸⁾ よりも小さいが、砂杭一本打設の結果でもありほぼ妥当と思われる。

なお図 4.45 に過剰間隙水圧消散中の粘土地盤内各要素における強度増加の経時変化を示す。実際の杭間ボーリング位置 (図中 2, 4 の位置) では強度増加は同一深度における平均値よりも小さくかつ増加速度も遅くなる。この点については次の (5) で再度詳しく考察する。

表 4.6 弾性定数 (Laméの定数)

層	λ	μ
1	1356.933	678.467
2	1222.938	611.469
3	1088.943	544.472
4	639.021	319.511
5	563.283	281.642
6	487.548	243.774
7	490.242	245.121
8	415.248	207.624
9	340.251	170.126
10	265.257	132.629
11	190.263	95.132

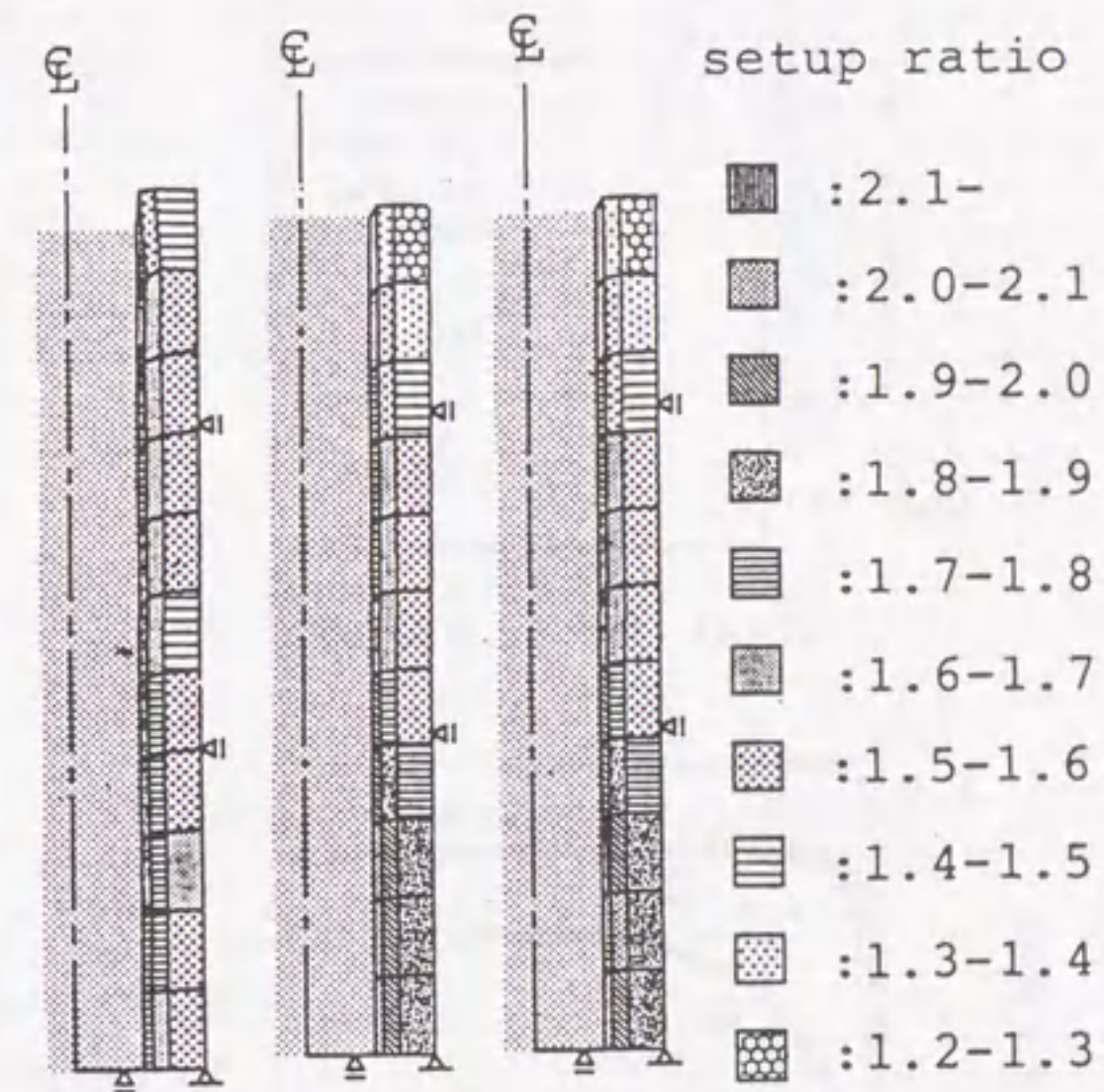


図 4.43 各要素ごとの強度増加率

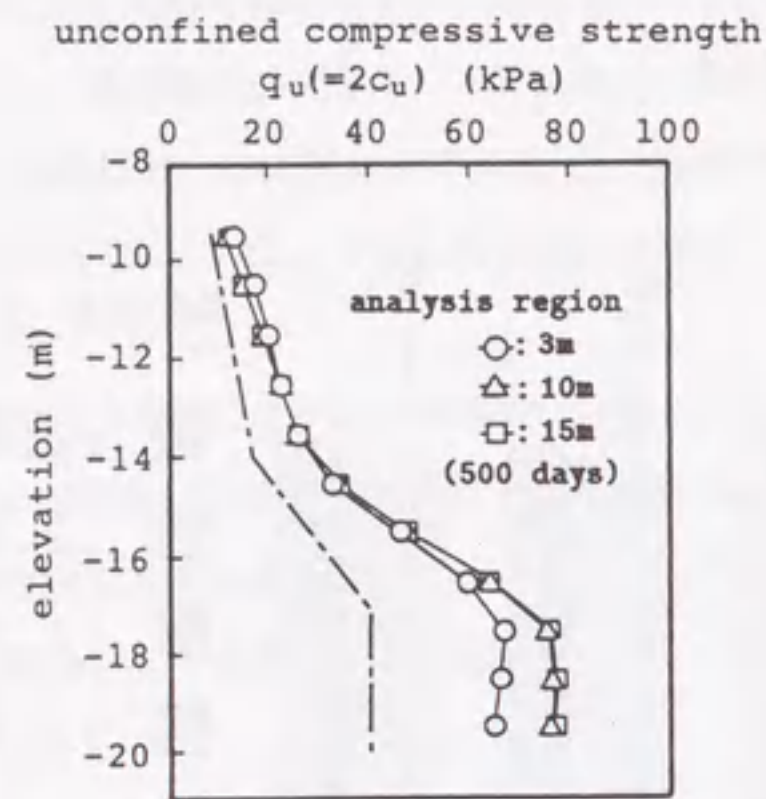


図 4.44 解析による q_u の増加

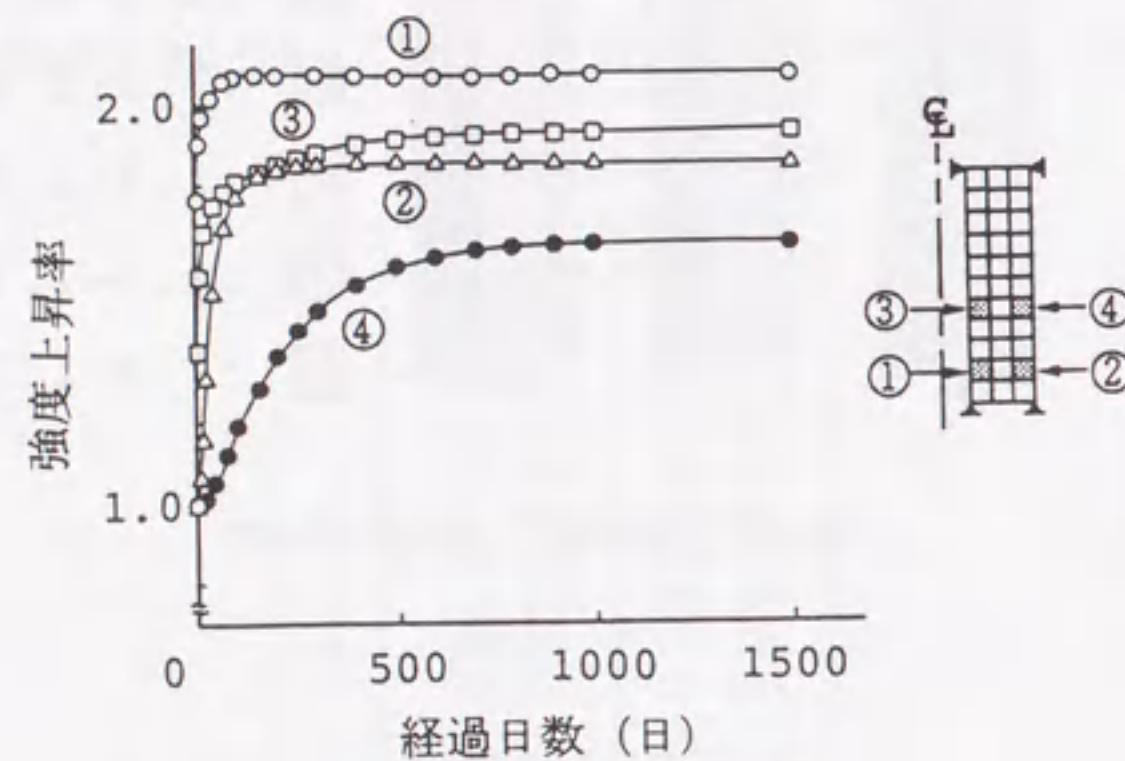


図 4.45 強度上昇の経時変化

(2) メッシュサイズの影響

軸対称条件の円筒拡幅計算では、中心近傍の要素は著しく変形するために、要素の大きさが強度の評価に影響を及ぼしかねない。そのために、図 4.46 に示すように砂杭近傍の要素を $1/2$ の厚さに細かく切りなおした有限要素メッシュ(fine) と、逆に 2 倍の厚さにした粗いメッシュ(coarse) によって、上記と同様の解析を行う。図 4.47 はそれぞれのメッシュを用いた場合の解

析で最終的に予測される強度を図 4.44 の結果 (領域 10m) と合わせて示したものであるが、これを見る限りメッシュの粗さは強度増加の予測にそれほど影響しないことがわかる。

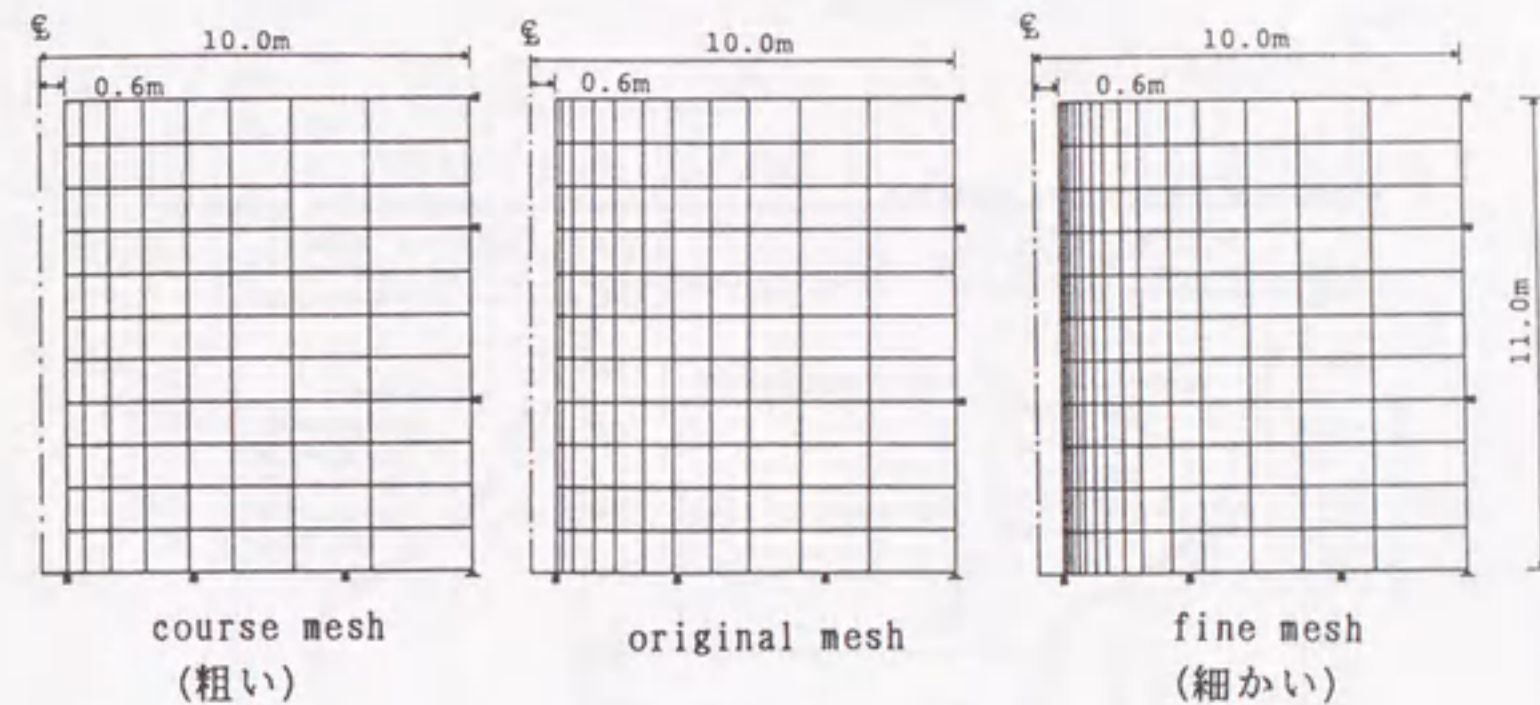


図 4.46 有限要素メッシュ

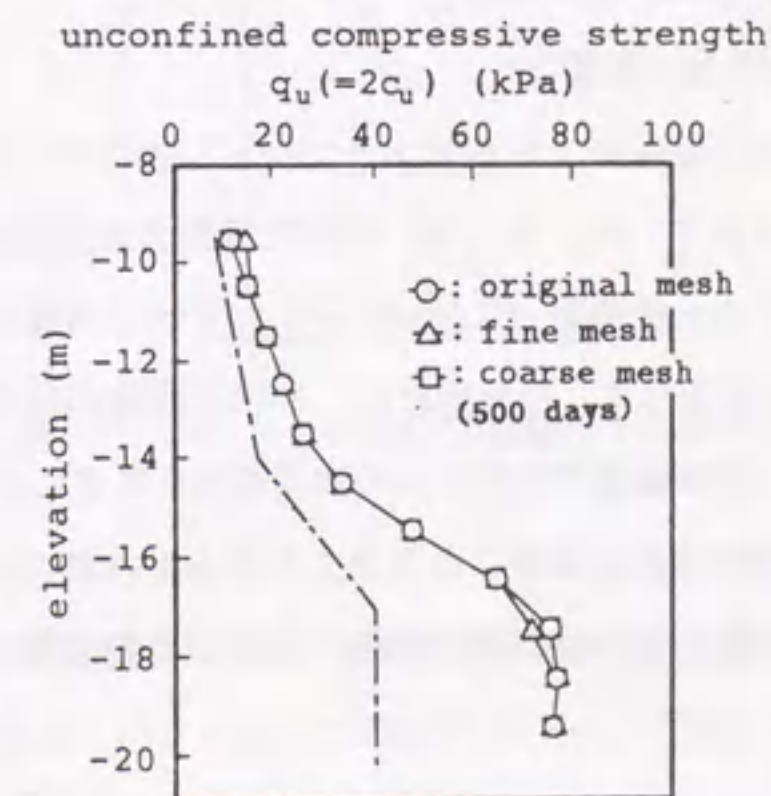


図 4.47 メッシュサイズによる q_u の差異

(3) 初期砂杭径の大きさの影響

また実際の施工では、最初にケーシングを地盤に貫入していく際にすでに粘土地盤をある程度壊していると考えられる。そこで拡径前の初期の杭径を $\phi_0=0.6, 1.0, 1.2\text{m}$ としたメッシュを

用いて解析した。図 4.48 には各ケースの最終的な強度増加を示すが、この図からケーシング打込み中の排土効果に関して、初期杭径の大きさは最終的な強度増加の評価にはそれほど影響しないことがわかる。このことは SCP でなく SD でも打設後の強度増加がある程度期待できることを示している。

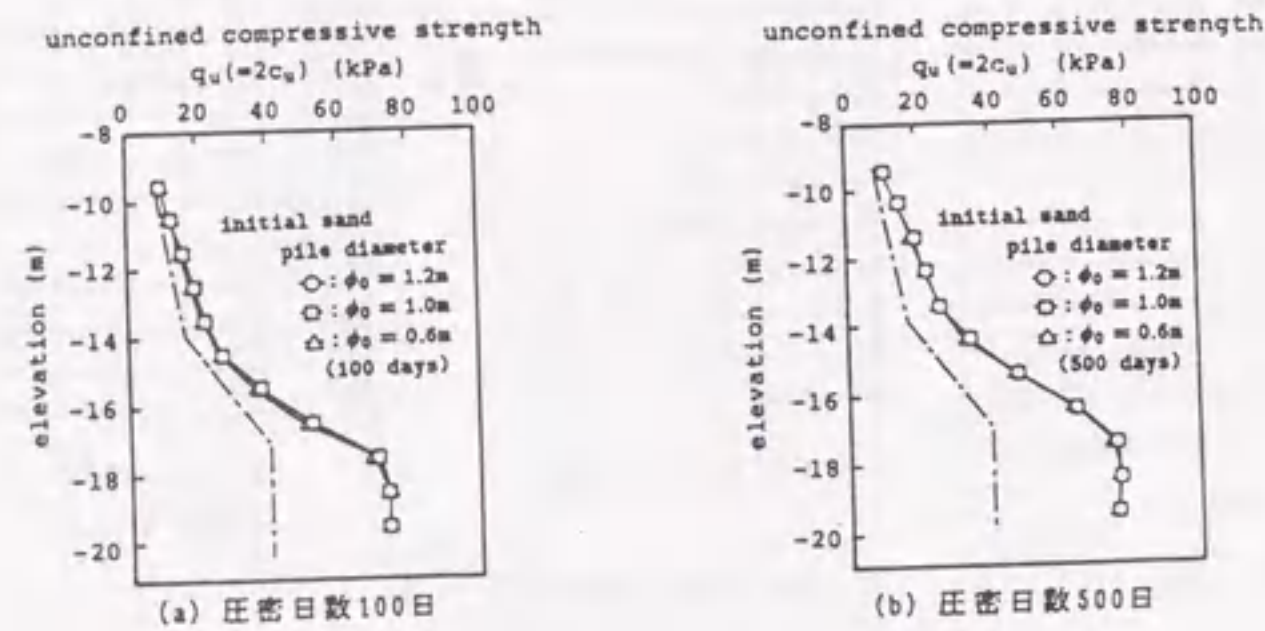


図 4.48 初期砂杭径による q_u の差異

(4) サンドマット程度の上載荷重の影響

舞鶴現地破壊試験では、第 1 段荷重であるサンドマットと空のケーソン荷重のみによる杭間粘土の強度上昇が当初考慮されていた。そこで、砂杭打設後 200 日経過後から 500 日まで (図 4.49(a)) のサンドマットなどの上載荷重 (約 $30kN/m^2$) をすべて考慮した場合の強度増加計算を行う。図 4.49(b) にその結果を示す。なお図には、砂杭打設時の破壊時過剰間隙水圧を弾性圧密解析の初期値とせず、表面荷重の効果のみで強度増加を考慮した場合の結果 (Δ 印) も同時に示す。地盤表面の強度増加は表面荷重に負うところが大きい、地盤深部の強度増加は砂杭打設時の地盤の破壊およびその後の過剰水圧消散による圧密の効果でしか説明することができないことがわかる。

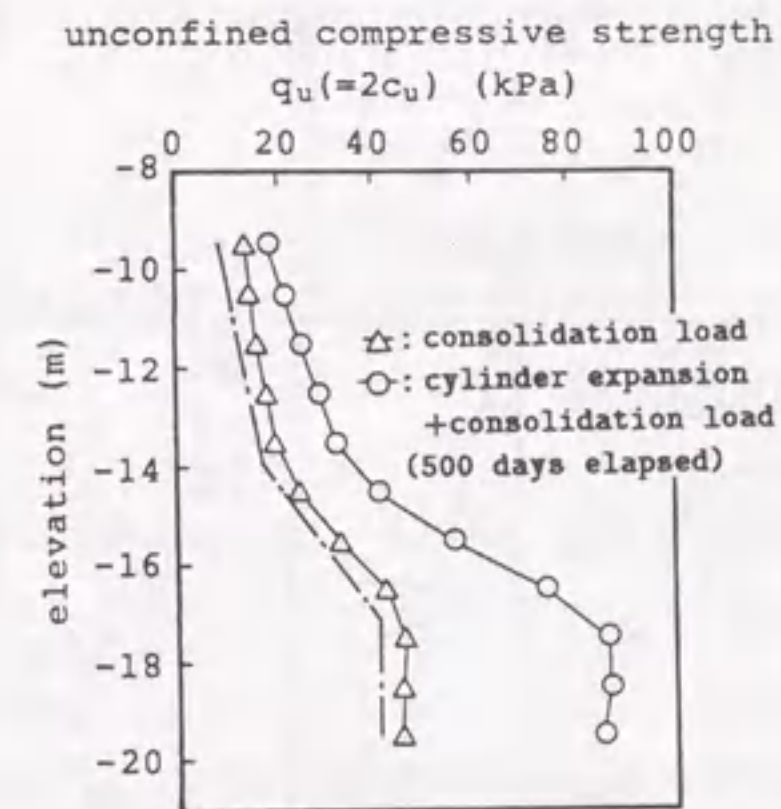
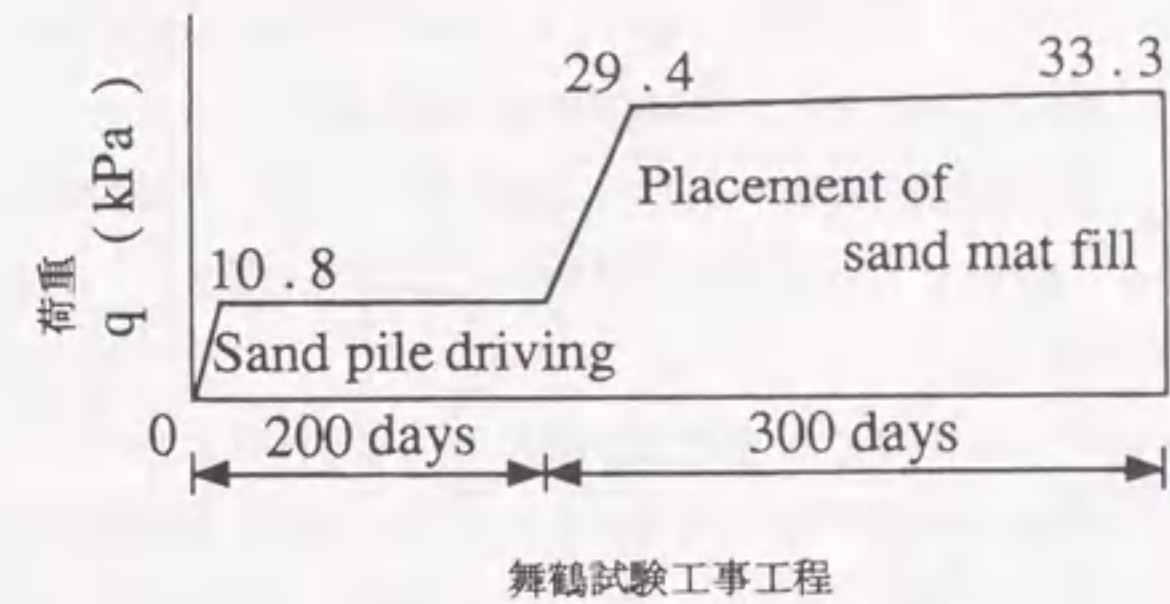


図 4.49 サンドマット荷重を考慮した場合の q_u の増加

(5) 調査位置による強度回復の遅れ

図 4.50 は、舞鶴現場試験工事¹⁾において実際に計測された杭間粘土の一軸圧縮強度の推移である。ここで注目しておきたいことは、この杭間ボーリング位置では、打設直後から 120 日経過後まで大きな強度増加はみられないが、500 日経過後にはかなり大きな強度増加がみられることである。このように強度増加が遅れる原因は従来より「砂杭打設による杭間粘土の乱れ」によるとばかり考えられてきた。

しかし、前述したように、強度を調査した位置すなわち砂杭との水平距離によって強度増加特性が異なるようなので、メッシュを図 4.51 のように少し細かくして調べてみた²⁹⁾。砂杭に最も近い要素を「内側」、逆に離れている方を「外側」として、地盤の深さ方向 2 ヶ所変えて

計4ヵ所選んだ要素において強度増加率（原地盤強度に対する強度比）の経時変化を再度計算したものを図4.52に示す。いずれの深さにおいても、外側の強度増加は50日以上経過してから始まる。これは、砂杭打設時に発生する過剰間隙水圧が静水圧のように上下方向のみに勾配をもつのではなく、図4.42のように水平方向にも勾配を持っており、圧密初期には砂杭側から外側に向けて逆に水が流れることもあるため、外側の水圧の消散の遅れ、すなわち強度増加の遅れが生じると考えられる。

特に実地盤の調査ボーリングなどで、強度増加の遅れがしばしば観測されることが多いのは、この調査がほとんどの場合砂杭間の中心で行われるため、上に述べた強度増加が遅れる現象をとらえてしまうことが一因と考えられる。したがってこの場合、地盤全体としての平均的な強度は、調査結果で見ると、もっと増加しているであろうし、もう少しの放置期間をおけばさらなる強度増加も期待できる。

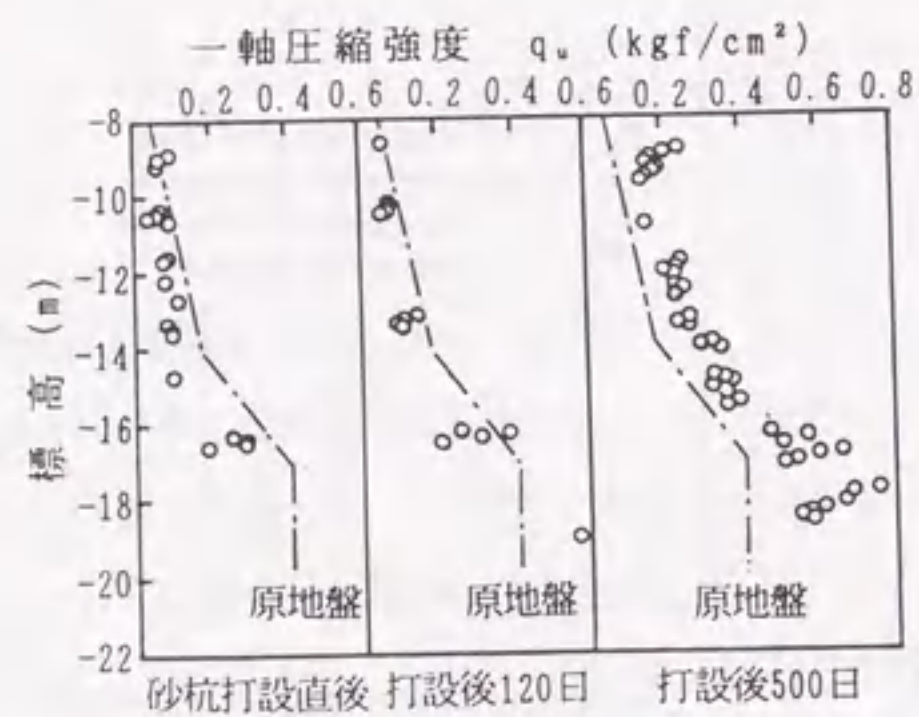


図4.50 打設直後の攪乱による強度低下とその後の強度増加の推移(舞鶴)

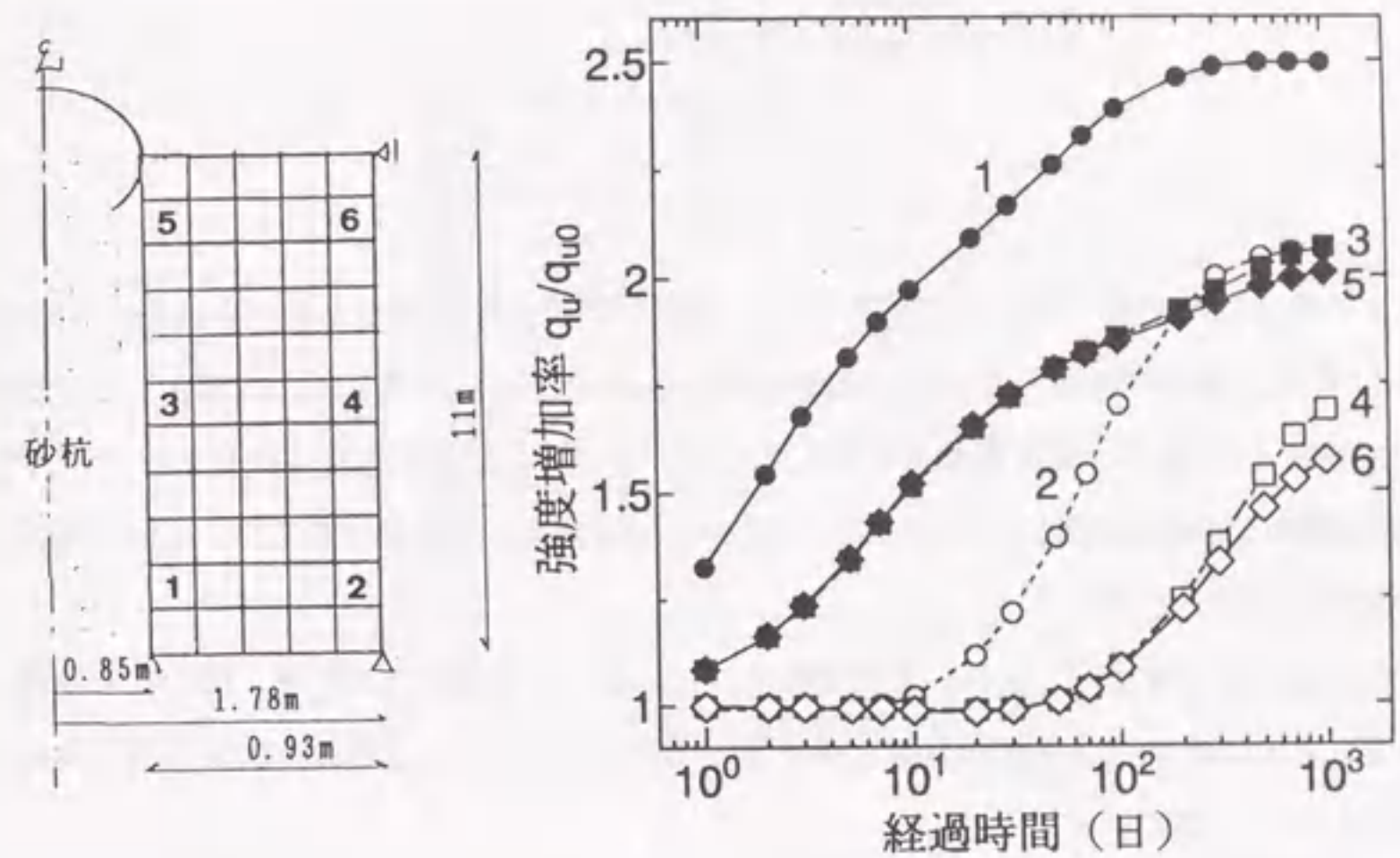


図4.51 細かくした有限要素メッシュ 図4.52 強度増加率の経時変化(舞鶴)

4.3.5 他現場の事例解析

前節までは舞鶴での低置換率SCP試験工事の事例解析を行い、地盤深部の顕著な強度増加を模擬する手法の検討を行ってきた。

本節では、さらに横浜と徳山港の事例を中心に5つの事例解析を追加し、解析手法の妥当性を含めて詳細な考察を行う。

(1) 横浜根岸の事例解析^{3),30)}(表4.2, 事例(1))

まず、榎戸らによる報告³⁾(横浜埋立シルト層の改良、砂杭径0.6m、置換率12.9%の陸上SCP)をもとに事例解析を行った。SCPの打設された地盤は埋立層であるが、文献³¹⁾によると、埋立はSCP打設の約5年前(昭和40年)に完了しており、圧密がすでに終了していることは確認している。

ここでの焦点は、経験定数 $\alpha=3$ の妥当性の検討、SCP打設後の杭間粘土の水平方向応力状態の変動および土質パラメータの情報が少ない場合の対処などである。

まず土質パラメータのうち強度定数については、三軸試験結果などの強度に関する情報がない

ため、太田らによる方法³²⁾をもとに、塑性指数 $I_p (=35.4)$ を用いて以下のように求めている。

$$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log I_p = 0.449$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} = 1.06$$

$$\Lambda = \frac{M}{1.75} = 0.60$$

$$\kappa = \lambda(1 - \Lambda) = 0.12$$

以上より決定した土質パラメータを表 4.7 に、解析に用いた有限要素メッシュを図 4.53 に示す。図 4.54 には、舞鶴の事例とまったく同様の手法で $\alpha=3$ として予測した、杭間ボーリング位置での打設後 45 日後の一軸圧縮強さを示している。この図も実測値を良く説明する。もともと、 $\alpha=3$ は舞鶴の現場の実測からキャリブレーションで決められた数字であるが、今回の事例でもその適用性が示された。

砂杭打設による粘土の「乱れ」と強度低下がこれまでも指摘されてきた。確かに一時期そうなるが、しかしそのあと強度は回復上昇する。 $\alpha=3$ はそれらを見込んで較正された実務上の数字ということができる。

一方、砂杭周面粘土での応力状態の変化を図 4.55 に示す。粘土の圧密計算ではすでに述べてきたように、拡張後砂杭周面での変位を止めている。このため、その反力は時間とともに少しリラクゼーション(応力緩和)する。しかしそれでも砂杭打設前の初期の水平方向の有効応力 σ'_h からは大きく上昇して砂杭の横拘束をよく確保していることがわかる。その結果、粘土中に発生させた過剰水圧勾配を長く持続させることができ、杭間粘土の圧密も持続するのである。なお、これに関連する詳細な解析は第 5 章 5.2.1 節で行っている。

表 4.7 解析に用いた土質パラメータ

λ	κ	M	K_0	e_0	$\gamma'(\text{kN/m}^3)$	$k(\text{m/day})$
0.30	0.12	1.06	0.5	2.4	5.39	2.05×10^{-7}

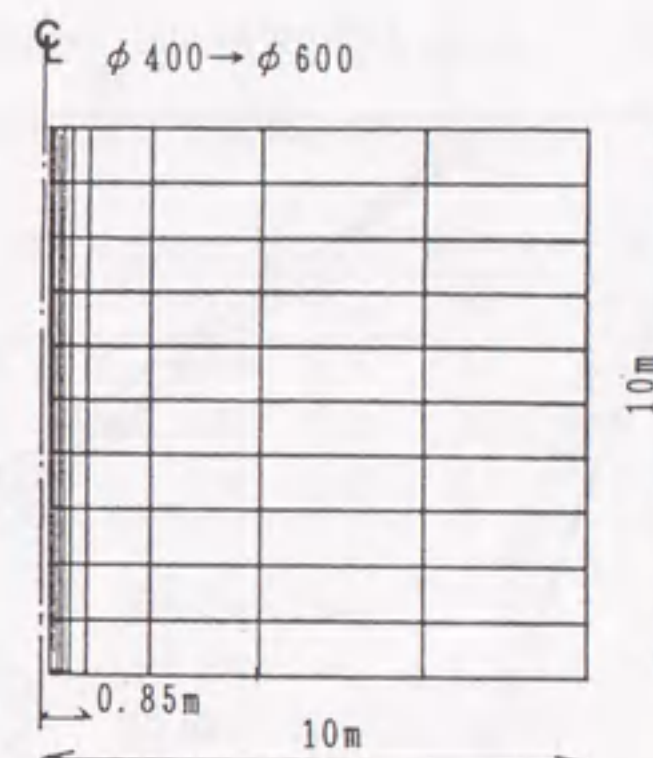


図 4.53 解析に用いた有限要素メッシュ

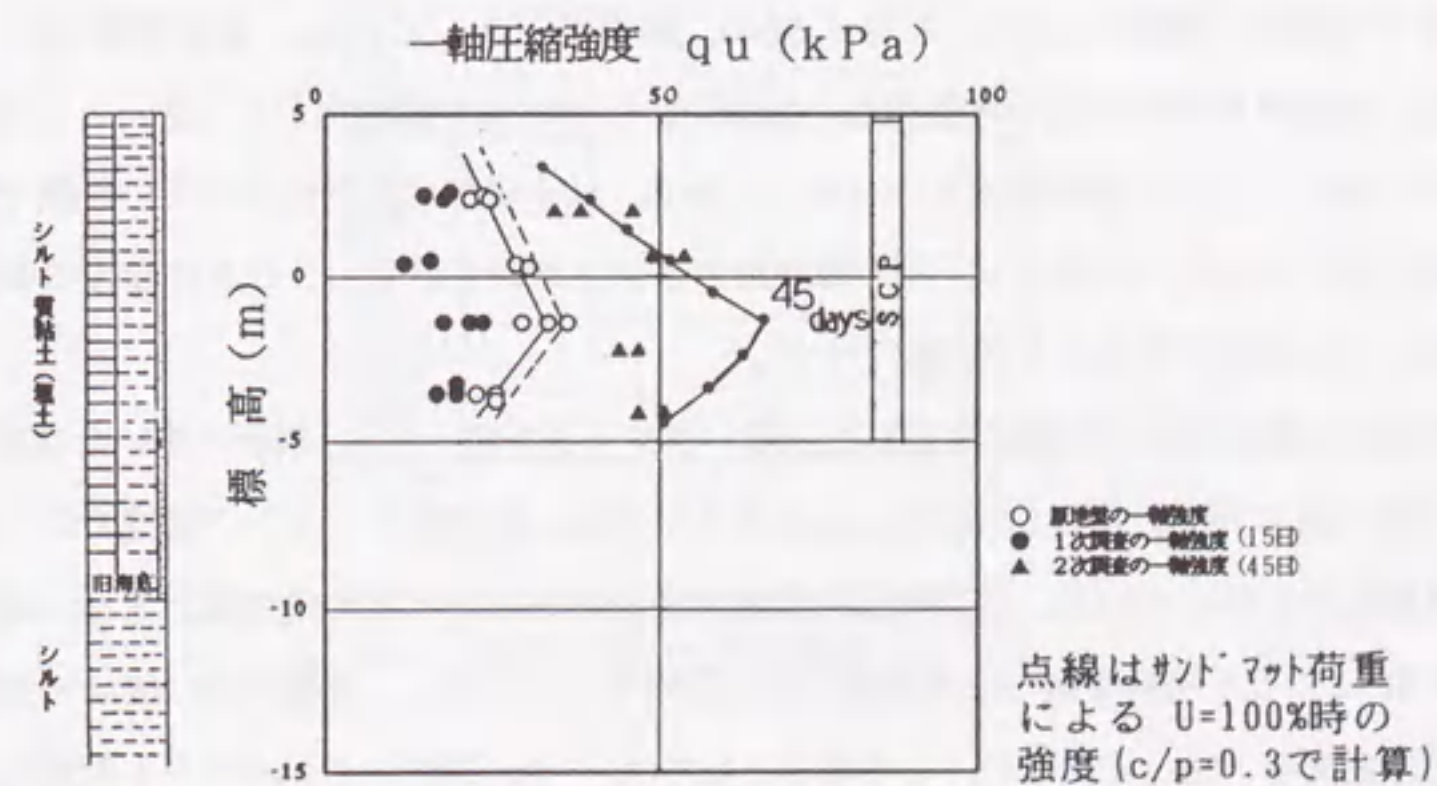


図 4.54 一軸圧縮強度の実測値と解析値の比較

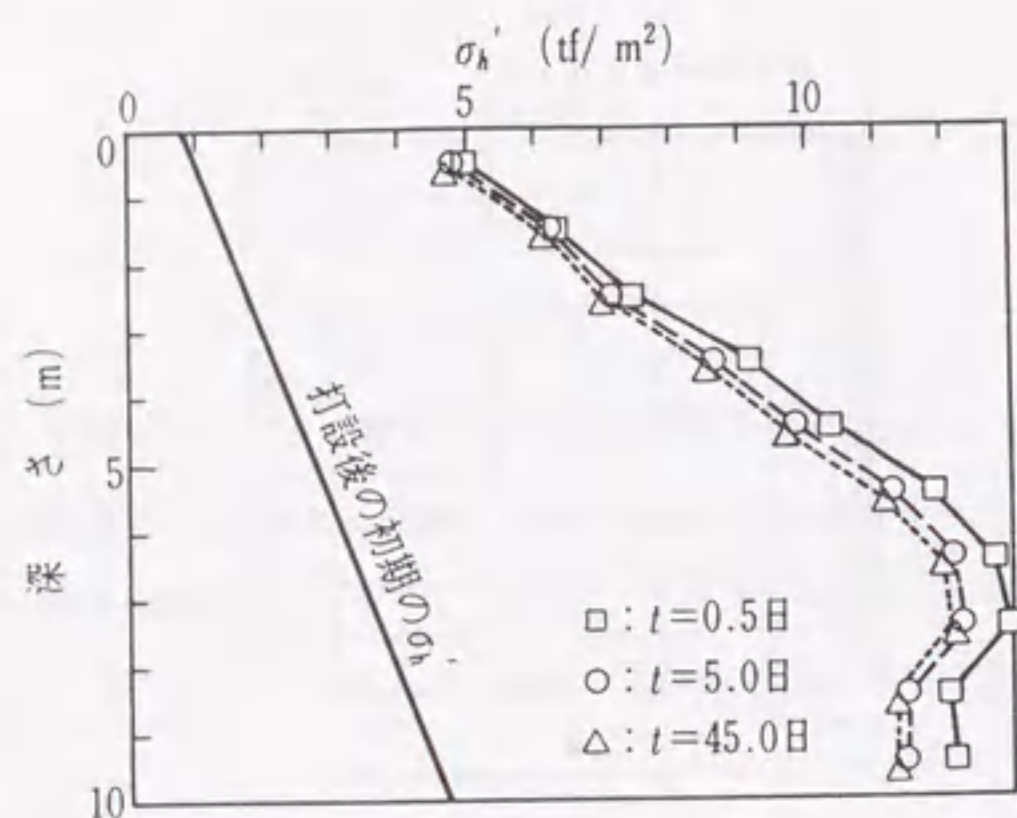


図 4.55 杭間粘土の応力状態, 水平応力 σ'_h の計算値

(2) 徳山港の事例解析 (表 4.2, 事例 (10))

SCP の仕様は, 置換率 30%, 杭径 $\phi 2000$, 配置 $\Delta 4.2\text{m} \times 2.5\text{m}$, 改良深度 $-10.2 \sim -24.5\text{m}$ である。地盤は自然含水比が地盤深部 (-20m) でも 100% を越えており (浅いところでは 150% 程度に達している), 湿潤密度も小さいことから, 粘土分が多く活性度が高い鋭敏で軟弱な粘土地盤と考えられる。以上より, 先の舞鶴港の事例と比較すると, SCP 打設後の強度増加が比較的小さい地盤であることが想像できる。

横浜根岸の事例解析と同様に決定した土質パラメータを表 4.8 に, 解析に用いた有限要素メッシュを図 4.56 に示す。図 4.57 には, $\alpha=3$ として予測した杭間ボーリング位置での一軸圧縮強さの経時変化を示している。破壊時過剰間隙水圧分布および地盤の塑性流れを図 4.58 に示す。

図 4.57 によると地盤深部では実測値を良く説明するのに対し, 地盤の浅い箇所の強度増加の予測値は実測を下回っているが, この理由としては, 1.5m 厚さのサンドマット荷重による影響が考えられる。従来の設計では, この上載荷重による強度増加を求めるのに, まず各深さでの応力分散値 $\Delta\sigma$ を出して, 次式によって Δc を算定していた。

$$\Delta c = \frac{1}{1 + (m - 1)a_s} \cdot \Delta\sigma \cdot (c/p) \cdot U \quad (4.25)$$

ここに, m : 応力分担比, a_s : 置換率, U : 圧密度である。しかし, 上式には, 原地盤強度や地盤の圧縮性などは含まれていない。実際には, 圧密による体積変化が大きい場所では強度増加も同

様に大きいと考えられ, サンドマット程度の上載荷重でも, 特に地盤表層の体積変化が大きい場合は, そこでの強度増加が著しい例もあり得る。今回の表層部における予測値と実測値との差には, このあたりの事情が作用していたとも考えられる。いずれにしても本解析手法によれば, 全体的には強度増加をほぼ正確に予測することができる。

表 4.8 解析に用いた土質パラメータ

深さ	λ	κ	M	K_0	e_0	$\gamma'(\text{kN/m}^3)$	$k(\text{m/day})$
0~4.2m	0.78	0.40	0.79	0.5	3.6	3.4	1.0×10^{-7}
-4.2~-8.4m	0.65	0.34	0.84	0.5	2.9	3.8	1.0×10^{-7}
-8.4~-14.3m	0.35	0.26	0.91	0.5	2.9	4.3	1.0×10^{-7}

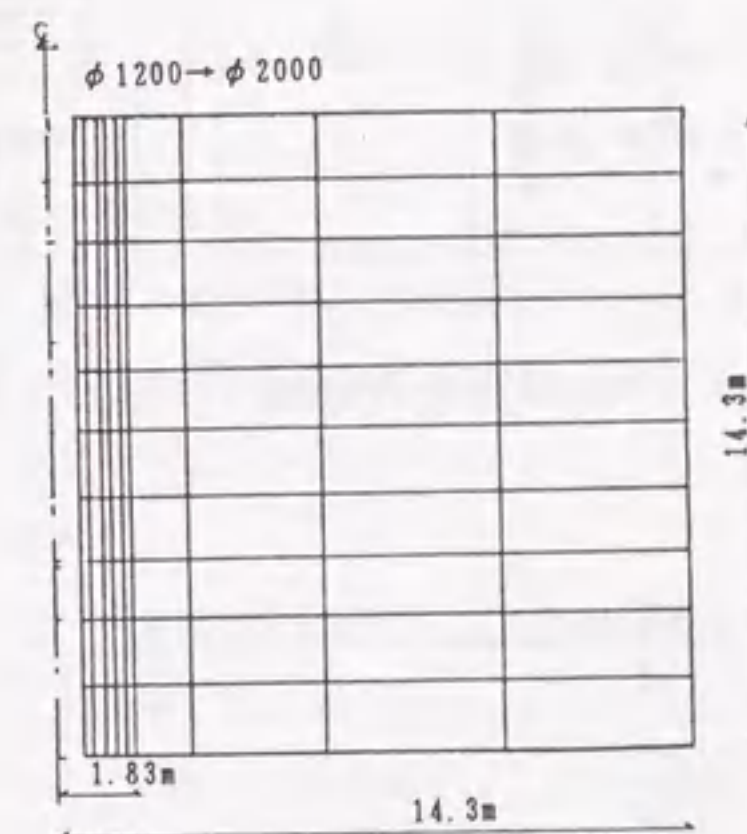


図 4.56 解析に用いた有限要素メッシュ

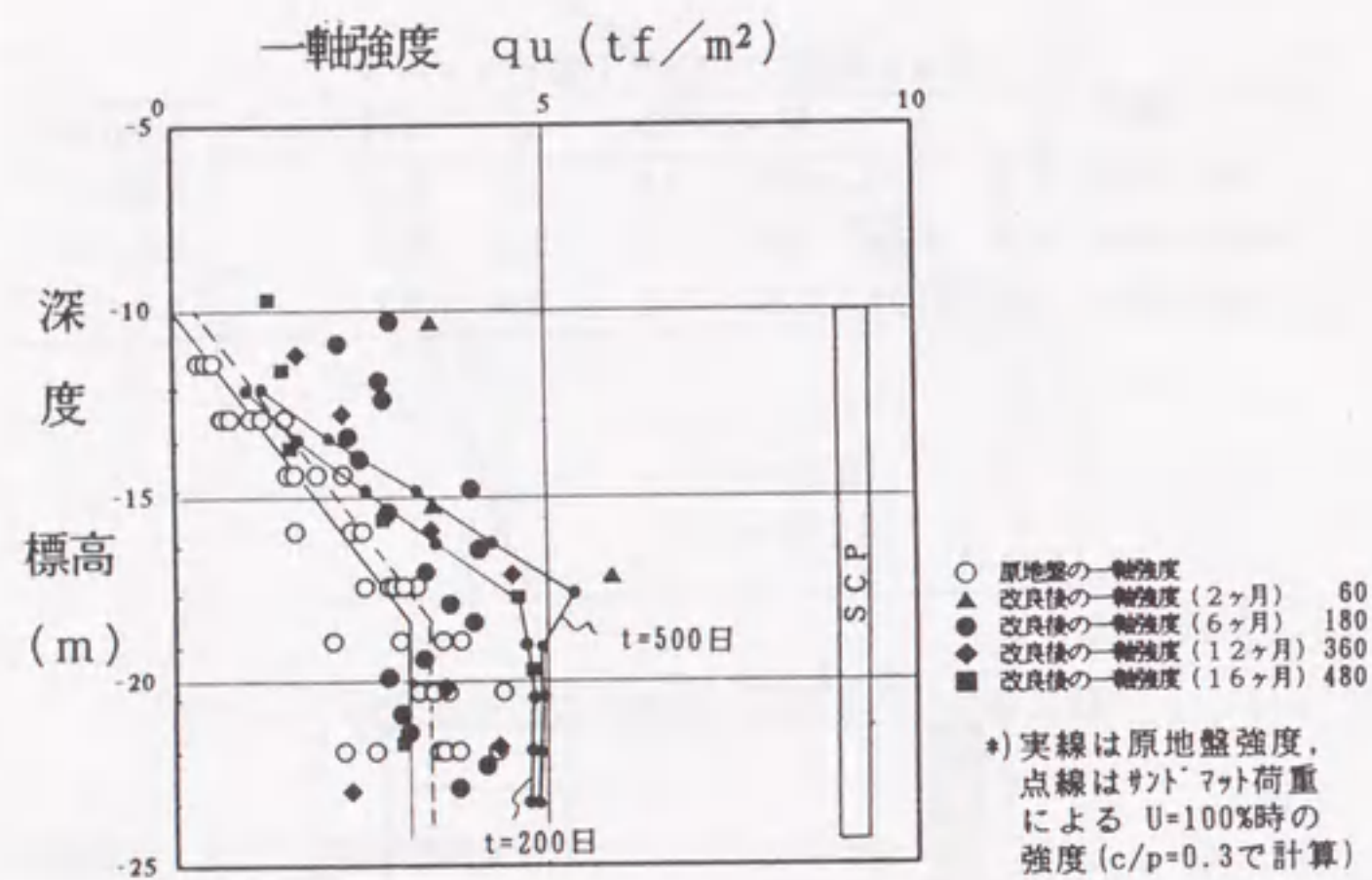


図 4.57 一軸圧縮強度の実測値と解析値の比較

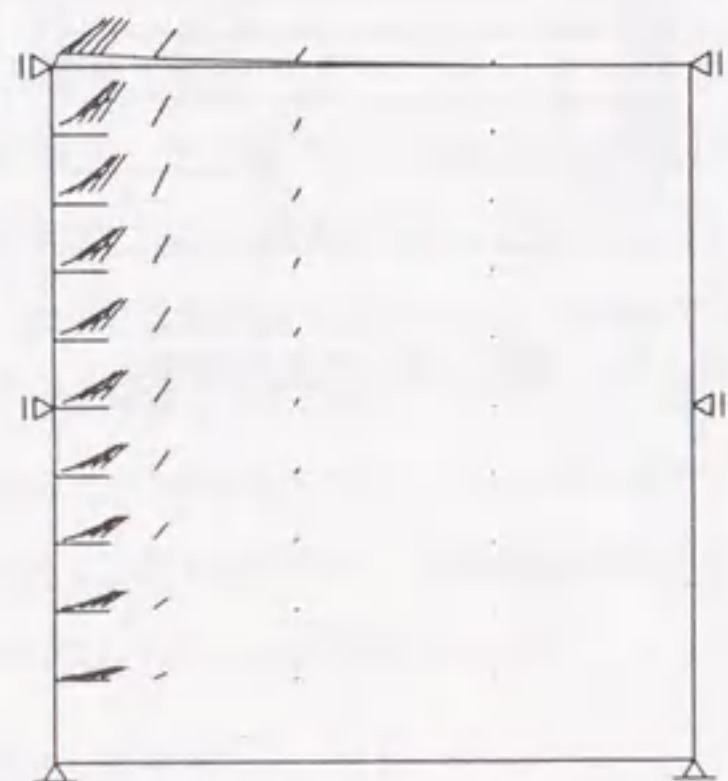


図 4.58(a) 破壊時塑性流れ図

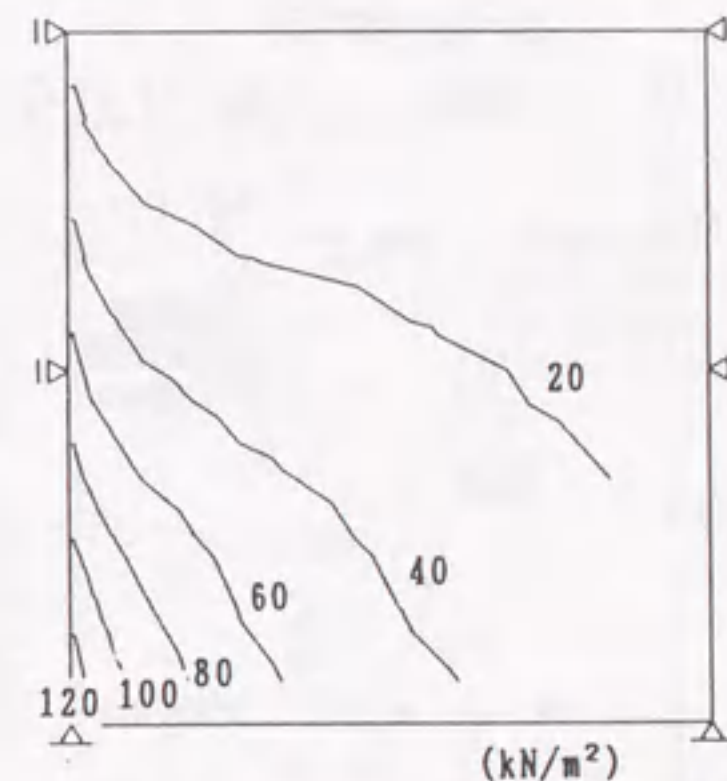


図 4.58(b) 破壊時過剰間隙水圧分布

(3) 大分港の事例解析 (表 4.2, 事例 (2))

SCP の仕様は、置換率 30%、杭径 $\phi 1600$ 、配置 $\Delta 3.4 \times 2.0\text{m}$ 、改良深度は 6m~20m である。SCP 打設時のサンドマット等の上載荷重はなかったが、上部層の 6m~9m はシルト質砂であったため、解析はそれ以下のシルト層についてのみ行った。なお、これ以降の解析例では最終的な強度増加の予測例のみを示す。

解析に用いた土質パラメータを表 4.9 に示す。原地盤の詳細なデータがわからないため、全層にわたり均質なものとして解析した。図 4.59 には、 $\alpha = 3$ として予測したシルト地盤の一軸圧縮強さの経時変化を示している。現場観測では、砂杭打設直後から地盤の上層で極めて大きな強度増加が観測されている。この強度増加は、-15m 付近での強度と比較してあまりに大きく、新たに多大な上載荷重でも加えられもしない限り解釈は困難である。私見ではあるが、この位置で採取した試料はなにがしかの要因でかなり砂分を含んでいたのではないかと考えている。一方、下のシルト部の強度増加に関しては、30 日後の強度増加の予測値が現場の実測強度をよく説明している。この現場では、強度増加の観測は 1ヶ月間しか行われていないが、本解析の結果によれば、実際の地盤では最終的な強度はさらに上昇していたと考えられる。

表 4.9 解析に用いた土質パラメータ

λ	M	K_0	e_0	$\gamma'(\text{kN}/\text{m}^3)$	$k(\text{m}/\text{day})$
0.23	1.2	0.5	1.4	5.9	2.2×10^{-6}

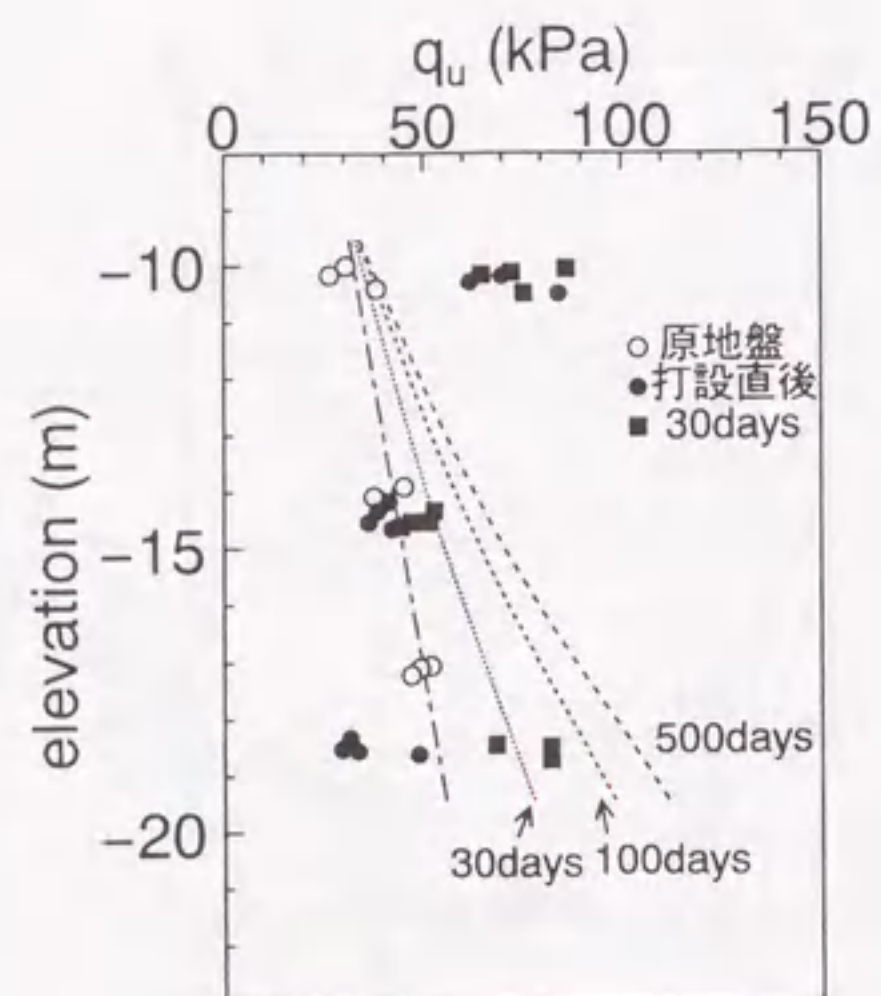


図 4.59 一軸圧縮強度の実測値と解析値の比較 (大分港)

(4) 舞鶴港の事例解析 (表 4.2, 事例 (5))

SCP の仕様は、地盤上部で置換率 70%, 杭径φ1600, 下部で置換率 50%, 杭径φ1400, 配置は上下部とも正方形でピッチ 1.7m, 改良深度は-8.5m~21m である。

解析に用いた土質パラメータを表 4.10 に示す。λの値は上部から下部にまで分布しているシルトの値を用いた。また、解析の置換率は全層で下部の置換率である 50%を用いた。図 4.60 には、 $\alpha = 3$ として予測した改良地盤の一軸圧縮強さの経時変化を示している。置換率の高さとシルト分の多さを反映して、解析ではほぼ 80 日で地盤の圧密は終了した。これは、現場で観測された 90 日後の地盤強度をよく説明している。先の大分の事例とは異なり、ここでは地盤の強度増加は観測された値がほぼ上限であったと考えてよい。

表 4.10 解析に用いた土質パラメータ

深さ	λ	M	K_0	e_0	$\gamma'(\text{kN/m}^3)$	$k(\text{m/day})$
-8.5~17.5m	0.2	1.2	0.5	2.8	4.1	1.1×10^{-4}
-17.5~21m	0.2	1.2	0.5	1.8	4.9	2.5×10^{-5}

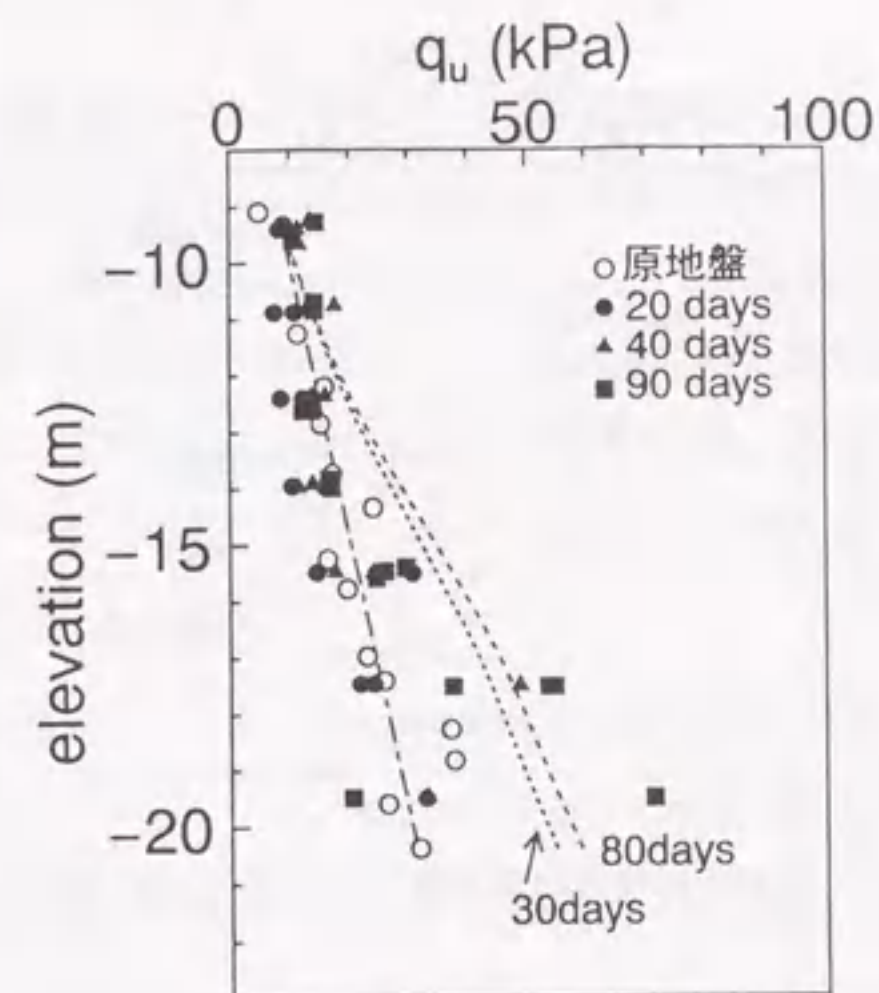


図 4.60 一軸圧縮強度の実測値と解析値の比較 (舞鶴港)

(5) 敦賀港の事例解析 (表 4.2, 事例 (11))

SCP の仕様は、置換率 25%, 杭径φ1700, 配置は正方形ピッチ 3.0m, 改良深度は-16m~26.5m である。図 4.28 には平均値しか示していないが、原地盤の強度はばらつきが大きかったことが報告されており、その値は他の現場よりかなり大きい。また、改良後の強度増加も大きな値が観測されている。

解析に用いた土質パラメータを表 4.11 に示す。詳細な原地盤データが不明なため、比較的场所も近い舞鶴の事例のパラメータも参考にしつつ、大きな原地盤強度と低い含水比を考慮して仮定した。図 4.61 には、 $\alpha = 3$ として予測した改良地盤の一軸圧縮強さの経時変化を示している。この場合も解析値は、現場で観測された地盤の強度増加をよく説明している。原地盤の強度のばらつきを反映して、観測された改良地盤の強度も大きくばらついてはいるが、地盤下部では極めて大きな強度増加が観測されている。

表 4.11 解析に用いた土質パラメータ

λ	M	K_0	e_0	$\gamma'(\text{kN/m}^3)$	$k(\text{m/day})$
0.16	1.2	0.5	1.3	8.8	1.0×10^{-7}

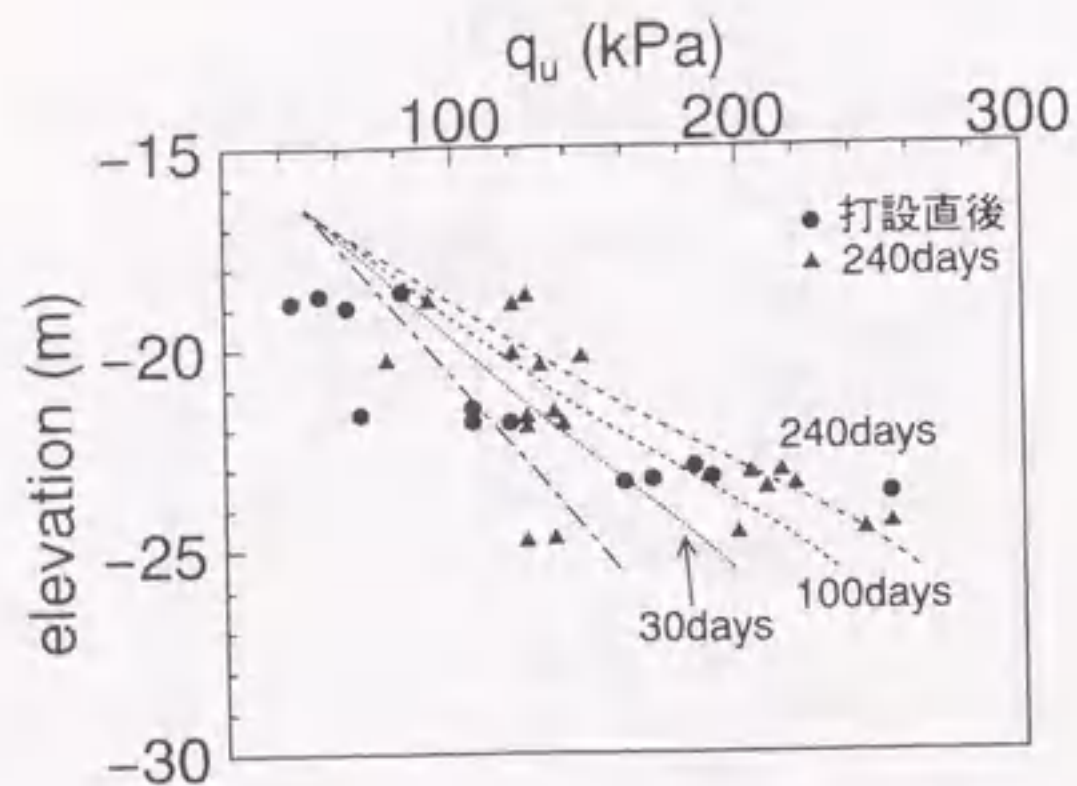


図 4.61 一軸圧縮強度の実測値と解析値の比較 (敦賀港)

4.4 結論

SCP による軟弱地盤の改良は SD(サンドドレーン) と見掛けはよく似ているが、工法原理はかなり異なる。SD は地盤全体の透水性の改良により、荷重経路は同じでも地盤内の土エレメントの有効応力経路を改善し、すなわちせん断よりも圧縮を卓越させて地盤の支持力を増大させ残留沈下を少なくする工法である。サンドマット設置後地表面にサーチャージをかけ地盤を圧密させる点が工法を中心となる。これに対し SCP は、大口径砂杭への応力集中を期待する点で SD とまず異なるが、大口径砂杭による杭間粘土地盤の大変位と破壊は明白で、杭間粘土は非排水的な破壊の後再び強度が蘇り、多くの場合破壊前よりも強度が大きくなっている。SD というサーチャージと圧密は、SCP 打設による地盤の破壊とその後の排水という形で、あらためてサーチャージをかけるまでもなく、すでに最大効率的になされてしまっているのである。

本章で得られた結論を以下に列挙する。

- (1) 低置換率 SCP が打設された沖積粘土地盤で、上載荷重なしで長期的に原地盤以上の強度増加が観測された現場が 11 例見出せた。それほど鋭敏でないごく一般の沖積粘土地盤で、

砂杭上部からの排水が確保されておれば、SCP 打設後十分な期間経過後の強度増加は、確実に起こり得るものである。

- (2) SCP 打設後の強度上昇のメカニズムとして、「SCP 打設に必要な排土、すなわち粘土地盤中での円筒拡張のための力が、杭間粘土地盤の破壊と過剰間隙水圧上昇を引起し、かつ圧密荷重として長く持続して杭間粘土に作用し、その結果杭間粘土は過剰水圧の消散による圧密に伴い再び蘇り、元の粘土より大きなせん断強度を有する粘土となる。」という仮説をはじめに立てたが、過剰間隙水圧上昇とその後の圧密および強度増加は、多くの現場の実測データで実証された。また、強度増加の定量的算定を行う解析手法を開発し、その詳細を提示した。
- (3) 三軸供試体による粘土の破壊後挙動の実験を行い破壊後の強度増加現象を確認するとともに、その数値シミュレーションを行って解析手法の妥当性を検証した。
- (4) 土質データや境界条件などが十分にあきらかなくつかの実際の現場事例解析を行い、解析手法の妥当性を示すとともに、解析領域の大きさなど解析に影響を与えると思われる要因についての検討を行った。

最後に、以上述べてきた砂杭打設による強度増加のメカニズムとは少し離れて、その効果を実際の設計に取入れていくための方法について若干の考察を加える。ここでは「(1) 有限要素解析による方法」と「(2) 実測値に基づいたノモグラムによる方法」を取り上げ、それぞれ設計場所において所定の改良率の場合に期待できる強度増加量 Δc およびその強度増加 (圧密) に要する時間を求める方法について検討する。

(1) 有限要素解析による方法

計算方法についてはすでに述べてきた通りであり、内容については重複するのでここではふれず、設計の際の留意点を述べる。

最近の計算機環境の整備によって、今後種々の有限要素解析による一般の設計事例も次第に増加することが予測される。カムクレイモデルにベースを置いた一般的な粘土地盤の変形解析を設計に用いる場合には、次のような大きな利点がある。それは、必要なパラメータが身近であり、通常現場で行われる土質試験だけで、もれなく決まってくる点である。つまり、パラメータの決定に際して、新たな難しい試験などは必要がない。この点は非常に有用なメリットであり、設計者は必要なパラメータを入力するだけで、計算機性能にもよるが大体数分後には解析結果をみることができる。

少し前までは、この入力作業が非常に大変であった。設計者は、細かい有限要素メッシュの節点番号と要素番号、座標などをすべてまちがいに輸入しなければ決して正しい答えに到達することはできなかった。

しかし、現在ではこの入力作業が大幅に簡略化されている。実際に計算機を使う側（ユーザーサイド）に立った入力補助システム（プリ・プロセッサ）を用いることにより、設計者はスクリーン画面をみながらメッシュを作成（描画）するのみで、座標や番号付けなどは計算機にすべて計算させ、正しい入力データを短時間で作成できるようになった。

ただし、小沢³³⁾も指摘している通り、有限要素解析において往々にして陥りがちな“計算のブラックボックス化”は極力回避しなければならない。有限要素計算結果に対しては、あらゆる角度からのチェックが実は最も必要なのであって、計算しただけに止まり結果を正しいものと信じてしまうのは最も避けなければならない態度である。

(2) 実測値に基づいたノモグラムによる方法

ここでは4.2節で示したように豊富な実測データがあるので、これらを基に、本論とは離れるが、強度増加 Δc を経験的に求める方法を検討する。実際に設計するにあたり、強度増加量 Δc および所要期間を概略算定するための方法として、ノモグラム（設計チャート）の利用を考えた。ノモグラム（nomogram）は“計算図表”と訳されており、計算機の発達によって最近では新たに作られることはあまりなくなっている。しかし、現在でも例えば支持力係数や圧密度を求める際には実際に使われており、設計における簡便さと時間がかからないという価値はいまだ失われていない。

ノモグラムでは解を得るのにたかだか数個のパラメータしか使えないという大きな制約がある。このため、強度増加に関与する数多くの因子の中から、ノモグラム中に使用するパラメータとして何を採用するかという点が、ノモグラム作成において重要な問題となる。そこで、まず(1)の有限要素解析による方法を参考にしながら、強度増加を左右する重要な因子として、1) 改良仕様、2) 原地盤強度、3) 原地盤の透水係数、4) 原地盤の体積圧縮係数、5) SCP打設後の経過時間、6) 地盤深度、7) 原地盤の圧縮性、8) 原地盤の鋭敏性、などを挙げてみた。これらを参考に、付録A4.1に示す因子分析および分散分析を行って統計的（客観的）立場から重要因子を求めた。その結果次の5つの因子が選択された。

- 1) ボーリング位置（杭間）から砂杭表面までの距離：L(m)
- 2) 原地盤の一軸圧縮強度： q_{u0} (tf/m²)
- 3) 圧密係数： c_v (cm²/day)

4) SCP打設後の経過時間：T (day)

5) 深度 (m)

この結果を基に作成したノモグラムを図4.62に示す。その作成方法は以下の通りである。

- 1) 現場データの因子分析により抽出した5つのパラメータ、事前の一軸圧縮強度 q_{u0} 、深さ z 、排水距離 L 、圧密係数 c_v 、経過時間 t をもとに、重回帰分析によって次式を得る。

$$q_u = 0.00263t + 0.0100c_v - 3.76L + 0.285z + 1.22q_{u0} + 0.124 \quad (4.26)$$

- 2) 上式をもとにノモグラムを作成する。まず、第1象限を「深さ」、第2象限を「排水距離 L 」、第3象限を「圧密係数 c_v 」、第4象限を「経過時間 t 」とする。図4.62のようにA軸、B軸、C軸を定義し、式(4.26)を次のようにおく。

$$q_u = 0.00263t + 1.0 \times C$$

ここに、 C は式(4.26)の右辺第2項以下であり、 C 軸の実際の数字として次式であらわされる。

$$C = 0.0100c_v - 3.76L + 0.285z + 1.22q_{u0} + 0.124$$

このとき図のように勾配(1.0)が等しく切片(0.00263 t)の異なる直線群が第4象限に描かれる。

- 3) 第3、2、1象限についても同様の方法で直線群が描かれる。

ノモグラム図4.62によれば、原地盤強度 q_{u0} から図の点線のように順次すすみ、深度、排水距離、圧密係数 c_v 、および打設後経過時間から、最終的に改良後の増加強度 $q_{u0} + \Delta q_u$ を求めることができる。強度増加を求めるには式(4.26)を直接計算してもよいのだが、このノモグラムによって、より簡単に求めることができる。また、設計に必要な強度が事前に与えられた時、そのためのピッチや放置期間を簡単に求めることができる。

この方法はあくまで概略としての強度増加算定であり、詳細な評価にはやはり(1)の有限要素解析によらざるを得ない。

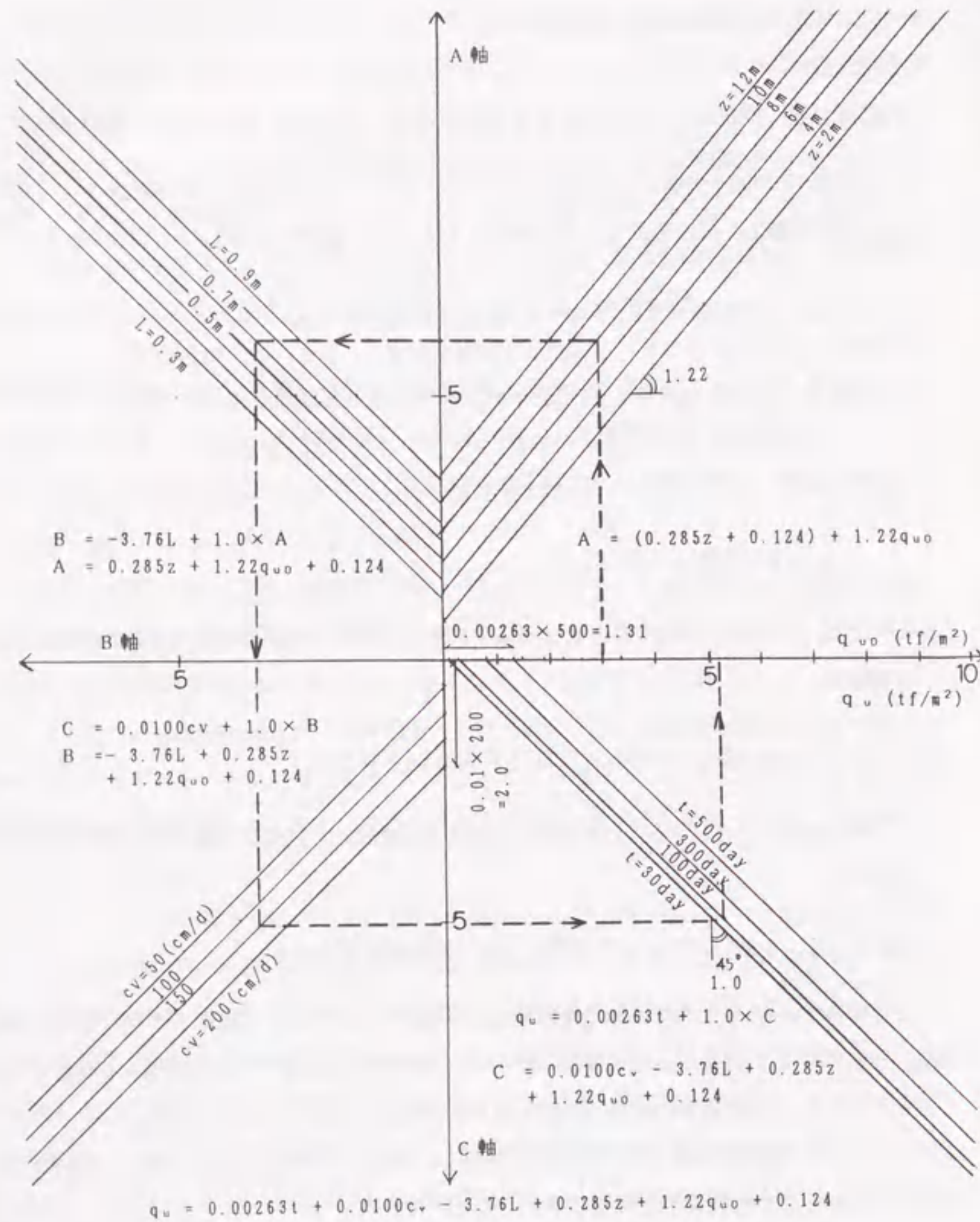


図 4.62 強度増加推定ノモグラム

第 4 章参考文献

- 1) 岡田靖夫・柳生忠彦・幸田勇二：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，pp.57-62, 1989.8.
- 2) Asaoka,A.,Matsuo,M. and Kodaka,T.:Bearing capacity of clay improved with sand compaction piles, XIII ICSMFE, pp.763-766,1994.
- 3) 榎戸源則・高橋 豊・後藤貞雄・前田勝司：サンドコンパクションパイル打設による粘性土地盤のカク乱時の強度回復について，土と基礎，pp.87-92,1973.6.
- 4) 赤木俊允：排除型砂杭の打設に伴う間隙水圧と地表面の変動，第 15 回土質工学研究発表会，pp.1633-1636,1980.
- 5) 中瀬明男・小林正樹：圧密による軟弱地盤の改良効果，土と基礎，Vol.20, No.8, pp.19-24,1972.8
- 6) 赤井浩一：サンドドレーン打設時の地盤の圧密について，土木学会論文報告集，第 302 号，pp.143-146,1980.10.
- 7) 三笠正人：圧密現象の見方について（過剰水圧から圧縮ヒズミへ），土と基礎,pp.19-25, 1964.3.
- 8) 浅岡 顕・小高猛司・野津光夫・小島英郷：砂杭改良粘土地盤の力学特性，地盤工学シンポジウム，土質工学会中部支部，pp.25-28,1994.8.
- 9) 一本英三郎：複合地盤の安定解析法に関する研究，京都大学博士論文，1991.
- 10) H.G.Poulos and E.H.Davis:Pile Foundation Analysis and Design,Robert E.Krieger Publishing Company,pp.6-10,1990.
- 11) 小沢 栄・稲垣紘史・庄司喜博：沖縄におけるサンゴレキ混じり土の地盤改良試験工事，土と基礎，pp.23-29, 1978.5
- 12) 福田 護・岡林郁夫・松原一弘・市川宣明：沖縄の臨海埋立地における地盤改良時の地盤の挙動の一例，第 17 回土質工学研究発表会，pp.2449-2452.,1982.
- 13) 1) に同じ
- 14) 松田 博・甲斐広文・中川義守：SCP 打設後の粘土地盤の強度・変形特性，土木学会第 48 回年次学術講演会，pp.518-519, 平成 5 年 9 月

- 15) 北詰昌樹：低置換率SCP工法の開発と港湾工事への適用，土と基礎，Vol.42,No.2,pp.31-36,1994.2
- 16) 鬼塚克忠：3. 有明粘土「九州・沖縄における特殊土」，土質工学会九州支部，pp.21-37,1982.5.
- 17) 長尾洋一・中塩屋 茂・高山昌照：有明粘土地盤上の堤防の保全，農業土木学会九州支部シンポジウム，p.63,1993.
- 18) 平尾寿雄・松尾 稔：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，pp.277-285., 第376号/III-6,1986.12.
- 19) Randolph,M.F. and Wroth,C.P.: An analytical solution for the consolidation around a driven pile, International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.3,pp.217-229,1979.
- 20) Vesić,A.S.: Expansion of cavity in infinite soil mass, Journal of the soil mechanics and foundation division, Proceedings of the ASCE.,pp.265-290.1972.
- 21) 浅岡 顕：支持力と有効応力，土と基礎，Vol.36,No.6,pp.43-49,1988.
- 22) Scofield,A.N. and Wroth,C.P.:Critical State Soil Mechanics,McGraw-Hill Book Co., London,1968.
- 23) Tamura,T.,Kobayashi,S, and Sumi,T.:Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, soils and Foundations, Vol.24,No.1,pp.34-42, 1984
- 24) 浅岡 顕・野田利弘：限界状態近傍にある飽和土の弾塑性境界値問題の実験・解析とその応用，土木学会構造工学論文集，Vol.39A,pp.361-374,1993.3
- 25) 浅岡 顕・中野正樹：繰り返し正規圧密粘性土の非排水せん断後の強度回復に関する三軸圧縮試験，第27回土質工学研究発表会講演概要集，pp.649-652.,1992.
- 26) 中野正樹：粘土の非排水、部分排水せん断挙動の解析と軟弱地盤上の盛土工設計への応用に関する研究，名古屋大学博士論文，平成5年3月.
- 27) 2) に同じ
- 28) 福手 勤・樋口嘉章・古市正彦・坪井英夫：サンドコンパクションパイルの大規模な打設に伴う海底隆起地盤の形状予測，第33回土質工学シンポジウム,pp23-28.,1988.
- 29) 8) に同じ

- 30) 浅岡 顕・松尾 稔・野津光夫：SD, SCPにおける地盤改良原理の考察とその応用，土と基礎，Vol.42,No.2,Ser.No.433,pp.7-12,1994.2.
- 31) 榎戸源則・山口靖之・後藤貞雄：LNG(液化天然ガス)タンク基礎の設計と施工，土と基礎，pp.25-32,1969.9.
- 32) 太田秀樹・三橋吉信・飯塚 敦：軟弱粘土地盤の弾・粘塑性FEM解析(その1)，第41回土木学会全国大会講演概要集，pp.317-318.1986.
- 33) 小澤良夫：第35回土質工学シンポジウム特別講演「土質基礎工学における有限要素法の実務への適用について」,1991.