

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 32 NO. 2 JUNE 1993

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第32巻 第2号 (Vol. 32, No. 2) 1993年6月 (June, 1993)

目 次 (CONTENTS)

1. 三陸沿岸を対象とした津波数値計算システムの開発 後藤智明・佐藤一央 3
(Development of Tsunami Numerical Simulation System for Sanriku
Coast in Japan
..... Chiaki GOTO and Kazuo SATO)
2. 沖波の方向スペクトルの出現特性 (第1報) - いわき沖の観測結果 -
..... 永井紀彦・橋本典明・浅井 正 45
(On the Properties of the Directional Wave Spectra Observed in Deep Seas
- 1st Report: The Field Observation off Iwaki -
..... Toshihiko NAGAI, Noriaki HASHIMOTO and Tadashi ASAI)
3. 沿岸波浪の日変動特性と波浪の特異日 永井紀彦・菅原一晃・橋本典明・浅井 正 115
(Annual Fluctuation of the Observed Coastal Waves and Singularities of High
and Low Wave Condition
..... Toshihiko NAGAI, Kazuteru SUGAHARA, Noriaki HASHIMOTO and Tadashi ASAI)
4. 事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性
..... 善 功企・山崎浩之・館下 徹・長沢啓介 153
(Static Earth Pressure Characteristics of Coment Treated Sand by
Premixing Method
... Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI, Toru TACHISHITA and Keisuke NAGASAWA)
5. 低置換率 SCP 改良地盤中の矢板式岸壁の挙動 北詰昌樹・村上喜代治 183
(Behavior of Sheet Pile Walls in the Improved Ground by Sand Compaction
Piles of Low Replacement Area Ratio
..... Masaki KITAZUME and Kiyohara MURAKAMI)
6. 費用便益分析による接岸ドルフィンの最適断面の評価 白石 悟・上田 茂 213
(Evaluation of the Optimal Cross Section of Breasting Dolphins by use of
Coast-benefit Analysis Satoru SHIRAISHI and Shigeru UEDA)
7. マスコンクリートとしての温度履歴を受けたコンクリートの材料特性
- 主に耐久性に着目したモルタルによる基礎実験 -
..... 福手 勤・守分敦郎・鈴木康範 247
(An Experimental Study on Mortars to Assess the Durability of Massive
Concrete
..... Tsutomu FUKUTE, Atsurou MORIWAKE and Yasunori SUZUKI)

5. 低置換率 SCP 改良地盤中の矢板式岸壁の挙動

北 詰 昌 樹^{*}
村 上 喜代治^{**}

要 旨

サンドコンパクションパイル工法 (SCP 工法) は、軟弱地盤に振動を用いて砂を圧入し、締固められた砂杭を造成する工法で、砂質土にも粘性土にも適用できる工法である。SCP 工法によって改良された粘性土地盤の支持力に関して、軟弱な粘性土と砂杭より成る複合地盤のせん断抵抗、ならびに砂杭と粘性土への作用応力の評価について模型実験や現地実験などの研究が行なわれ、現在では設計計算法が確立されている。一方、棧橋や矢板式岸壁などの杭や矢板の水平抵抗を増加させるために用いられる SCP 改良地盤についての研究は限られており、改良地盤の破壊形態や水平抵抗力の評価方法は確立されていないのが現状である。

そこで、本研究では SCP 改良地盤中の矢板式岸壁の水平抵抗について遠心模型実験で検討した。実験では、25g の遠心加速度場で正規圧密粘土地盤中の矢板背後に埋立てを行ない、粘土地盤中の間隙水圧・土圧挙動、矢板の曲げモーメント挙動ならびに地盤の変形挙動を観察した。研究では、SCP 改良地盤の改良幅、矢板の曲げ剛性を変え、地盤挙動への影響を検討した。一連の実験の結果、改良地盤の破壊形態を明らかにするとともに、矢板の曲げモーメント、矢板の最大たわみ量、矢板のタイ荷重に及ぼす SCP 改良の効果を明らかにした。

キーワード：模型実験，粘性土，締固め砂杭，矢板壁，裏込め

^{*} 土質部地盤改良研究室長
^{**} 土質部地盤改良研究室研修生 (不動建設㈱)

5. Behavior of Sheet Pile Walls in the Improved Ground by Sand Compaction Piles of Low Replacement Area Ratio

Masaki KITAZUME*
Kiyoharu MURAKAMI**

Synopsis

In the construction of port facilities, normally consolidated alluvial clay deposit often found in Japanese coastal area raise difficult problems. One of the solution for these problems is the deep improvement by means of sand compaction pile method where the sand piles compacted with vibrator are constructed in the ground. The authors have carried out an extensive study on the bearing capacity of the improved ground.

In this paper, the effect of the improved ground on the horizontal resistance of the sheet pile walls was investigated. A series of centrifuge model tests was carried out under 25 gravitational field. Normally consolidated clay ground was prepared by self-weight consolidation in the centrifuge. Installation of compacted sand piles were performed on 1g floor. And sea reclamation behind the sheet wall was performed again in centrifuge, changing the width of the improved ground and flexural rigidity of the sheet wall. The paper described the effect of the SCP improvement on the behavior of the sheet wall type revetment.

Key Words : Model Test, Cohesive Soil, Sand Compaction Pile, Sheet Pile Wall, Back-fill

* Chief of the Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Trainee of the Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division, (Fudo Construction Ltd.)

目 次

要 旨

1. ま え が き	187
2. 実験装置及び模型試料	187
2.1 実験装置	187
2.2 模型試料	189
3. 実験方法	189
4. 実験結果及び考察	191
4.1 無改良地盤中の矢板の挙動	191
(1) 遠心場での圧密過程	
(2) 無改良地盤の挙動	
(3) 矢板の剛性の影響	
4.2 SCP改良地盤中の矢板の挙動	200
(1) 受働側をSCP改良した場合	
(2) 主働側をSCP改良した場合	
5. SCP改良地盤の効果について	208
5.1 矢板の曲げモーメントへの効果	208
5.2 タイロッド荷重への効果	209
5.3 矢板の変形への効果	209
6. 結 論	209
あ と が き	210
参 考 文 献	210
記 号 表	211

1. まえがき

サンドコンパクションパイル工法 (SCP 工法) は、軟弱地盤に振動を用いて砂 (あるいは類似材料) を圧入し、締固められた砂杭を造成することを基本とする工法で、単一の施工機で砂質土にも粘性土にも適用できる工法である。工法の開発は1956年より開始され、1959年に振動機開発の成果を取り入れて、振動を用いた現在の工法の基礎が確立された¹⁾。また、1966年運輸省で強制置換工法 (軟弱地盤中に強制的に砂質土を押し込み、砂質土と置き換える工法) が開発され海上施工にも適用され始めた^{2), 3)}。

工法の原理は、砂質土系地盤に対しては、間隙比が大きく密度の小さい地盤に振動を与えて粒子の再配列をしながら同時に、締った砂杭を圧入することにより、砂質土の間隙比を小さくし密度の大きい地盤にする。それによって、砂質地盤の支持力の増強、圧縮沈下の低減、液状化防止、水平抵抗の増加などを図ることが目的となる。一方、粘性土地盤に対しては、軟弱な粘性土地盤中に締固めた砂杭を造成することにより、上載荷重に対する支持力の補強、ドレーン効果も含めて地盤全体の剛性の増加、側方流動の低減、沈下の低減などを図ることがその目的となる。

SCP 工法の支持力・安定性に関しては、軟弱な粘性土と砂杭より成る複合地盤のせん断抵抗の評価、ならびにその抵抗を評価する場合に使用される砂杭への作用応力と粘性土への作用応力の評価が研究の中心になる。これらに関する研究としては、竹村ら⁴⁾、Kimura, et al.⁵⁾は遠心載荷装置を用いた模型実験を行い、改良幅、改良深度と破壊機構の関係を検討している。また、田中ら⁶⁾、西田ら⁷⁾、寺師ら⁸⁾も模型実験を行い、鉛直・水平荷重下での複合地盤の破壊現象を示している。一方、運輸省第三港湾建設局は舞鶴港で SCP 改良地盤の支持力に関する現地実験を行ない、複合地盤の挙動を検討している⁹⁾。これら一連の研究を踏まえ、現在では SCP 改良地盤の支持力に関する設計計算法が確立されている^{10), 11)}。

一方、棧橋や矢板式岸壁などでは杭や矢板の水平抵抗を増加させるために SCP 工法が用いられることも多い^{12), 13)}。複合地盤の水平力に対する抵抗については、藪下ら¹⁴⁾が二次元の帯状地盤の挙動を土層実験で調査して土圧式を提案している。また、水野ら¹⁵⁾は砂杭を横切る直線のすべり線を仮定し、すべり土塊作用する力の釣り合い式より土圧算定式を求めている。これらは、複合地盤の破壊を一面せん断的なものと仮定して組立てられた

ものである。一方、八木ら¹⁶⁾は単純せん断試験を行い、水平抵抗力に関して、単純せん断的な破壊の面から検討を行っている。

SCP 改良地盤の破壊形態に関して、三笠らは遠心模型実験装置を用いた一連の模型実験を行っている^{17)~19)}。実験では、盛土斜面先の補強としての SCP 改良地盤の効果を検討し、SCP による改良部が単純せん断的な変形を経て、粘性土底部のすべり破壊に移行していることを述べている。また、寺師ら²⁰⁾も剛な擁壁に作用する改良地盤の受働土圧に関する遠心模型実験を行なっている。その中で、水平荷重を受ける砂杭は全体的に倒れ込む様な変形挙動を示し、一面せん断破壊のモードが見られていない。このように、SCP 改良地盤の破壊形態については、単純せん断的な破壊モードが卓越するとする研究例が多くあるが、単純せん断的な破壊モードを基にした水平抵抗力の評価方法は確立されていないのが現状である。

また、杭や矢板式の構造物の場合には、SCP 改良地盤の極限の土圧や水平抵抗力よりは、地盤反力係数への効果を問題とする場合も多い²¹⁾。杭などの撓み性構造物の設計に関して、港湾の分野では港研方式と呼ばれる $p-y$ 曲線がよく用いられている¹⁰⁾。 $p-y$ 曲線による設計は、地盤を一種のバネと考え矢板の撓み (y) とバネ反力 (p) との関係を用いて矢板の変形挙動を検討するもので、バネ定数が地盤の深度方向に増加するか (S 型地盤、砂質土系) 一定か (C 型地盤、粘土系) が設計上重要になる。SCP 改良地盤が、S 型地盤か C 型地盤のどちらに分類されるか、また改良地盤の地盤反力係数への効果などに関しては、幾つかの研究²²⁾が行われているが、その数は少なく未だ十分には解明されていない。

そこで、本研究では SCP 改良地盤の変形・破壊挙動ならびに挙動に及ぼす改良幅・矢板の曲げ剛性などの影響について、矢板式岸壁を例に遠心模型実験で検討した。

2. 実験装置及び模型試料

2.1 実験装置

(1) 遠心模型実験装置

本研究では遠心模型実験装置を用いて、小型の模型地盤に大加速度を作用させ、現地規模の応力条件を再現した。装置の有効半径 3.8m、最大加速度 110g、最大搭載質量は 2.7ton である。装置の詳細については寺師²²⁾を参照されたい。

(2) 試料容器

使用した試料容器は鋼製の剛性の高いもので、幅 500

表-1 模型 矢板

矢板名称	材質	厚さ	長さ	幅	曲げ剛性
A	アクリル製	0.2 cm	32.0 cm	19.8 cm	29.5 kgf・cm ² /cm
B	アクリル製	0.1 cm	32.0 cm	19.8 cm	5.0 kgf・cm ² /cm

mm, 深さ346mm, 奥行200mmである。容器前面には実験中の地盤の変形挙動を観察できるように、厚さ50mmのアクリル窓を設けている。

(3) 模型矢板

実験では表-1に示す2種類の模型矢板を使用した。模型矢板は、切出したアクリル板の両面に11組の歪ゲージを貼付し防水コーティングを行った。防水コーティングは歪ゲージ貼付位置のみを行ったため、矢板の表面の大部分はアクリル表面のままであり、全般的には滑らかな状態である。

(4) タイロッド

本研究では港湾地域でよく見られる矢板岸壁を再現することとしたため、矢板頭部をタイロッドで固定することとした。現地では矢板背後に設置された控え工と矢板とをタイ材で繋ぐ方法がよく行われている。しかし、小型模型実験でこのような方法を再現するためには、反力ブロックの作製、タイロッド荷重計測用の超小型ロードセルが必要であり、非常に困難である。そこで、本実験では、図-1に示すように矢板前面からアルミ板で押し

つけることでタイロッドを再現することとした。アルミ板の後は2ケのロードセルをセットして試料容器に固定し(図中ではロードセルの固定状況は示していない)、タイロッドの荷重を計測することとした。そのため、埋立てにともなってブロックが沈下し、それによって矢板が埋立て側に引きずりこまれる様な、現地でまれに発生する変形挙動は本実験では再現できない。従ってこれらについては本研究の対象外である。

(5) 砂ホッパー

模型矢板背面への埋立て過程を再現するために遠心場で作動する砂ホッパーを使用した。図-2に示すように、砂ホッパーは砂を満載した容器と容器の底にあるスライド板及びそれを駆動するモーターとからなっている。砂容器の内寸法は、幅20cm, 奥行き20cm, 深さ20cmで、試料容器の内寸法と一致させている。さらに容器内面には2cm間隔で多数の溝が彫られ、そこにガイド板をセットして、多数の小さいスペースを設け、その中の土の投入量を変えておくことによって、降り落とした土の形状を変えることが出来るように工夫されている。

容器底板とスライド板には多数の穴を設けており、その穴を一致させることで砂の降り落としを、ずらすことで停止を行うことが出来る。

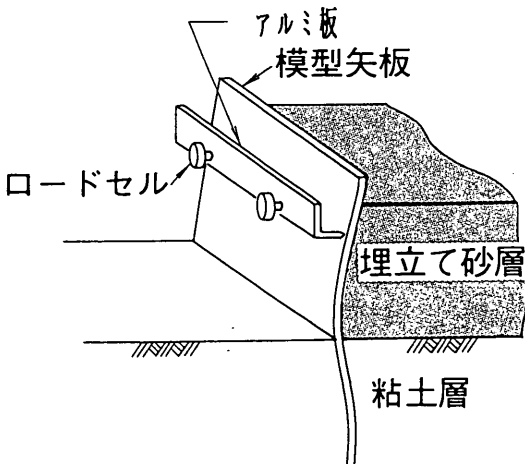


図-1 タイロッドの取付け

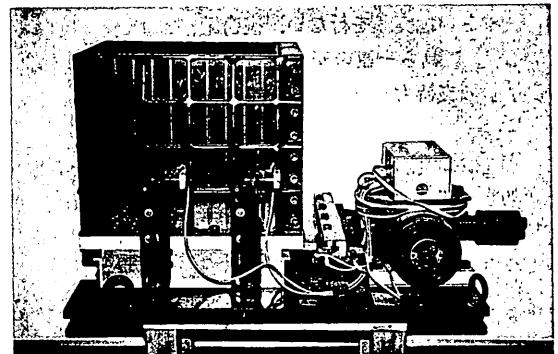


図-2 砂ホッパー (写真)

2.2 模型試料

(1) 粘土試料

本研究では、深さ方向に強度の増加する正規圧密粘土地盤を再現するため、通常の高成粘土に比べ圧密係数(Cv)の大きい市販の粘土(ジョージアカオリン粘土とASP-100粘土の1:1の混合土)を使用した。本試料の物理・力学特性は別報²⁾を参照されたい。

(2) 基礎砂層、埋立て砂及び砂杭

粘土下部の基礎砂層、埋立て砂及び砂杭として、特性の良く知られている豊浦標準砂を用いた。

3. 実験方法

模型地盤の概略図を図-3に示す。同図を参考に順に説明を加える。

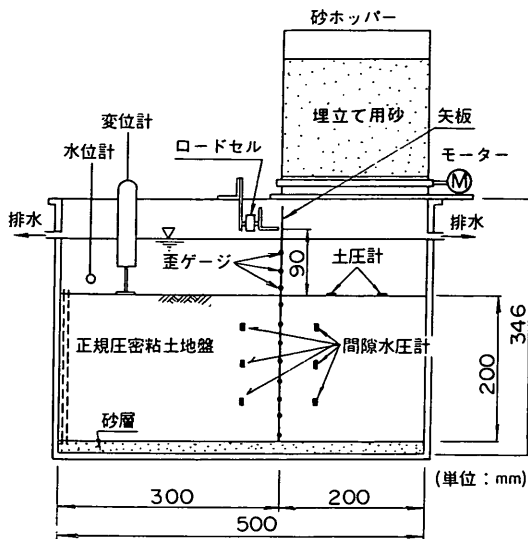


図-3 模型地盤の概略図

(1) 粘土地盤について

本研究では、深度方向に強度の増加する正規圧密粘土地盤を再現することとした。これまでの研究^{3), 2)}では、筆者らは実験室内での小さな圧力での予備圧密を行い、遠心場での自重圧密を行って正規圧密地盤を作製してきた。しかし、この方法では遠心場での自重圧密に約20時間(粘土層厚20cmの場合)を要していた。そこで、本研究では遠心場での圧密時間を短縮するため、粘土層を5層に分け、実験室内での予備圧密圧力も段階的に変化させて作製し、その後、遠心加速度場での圧密を行う方法を採用した(図-4参照)。本方法を採用すると、実験室内での準備にこれまで以上に労力を要したが、遠心

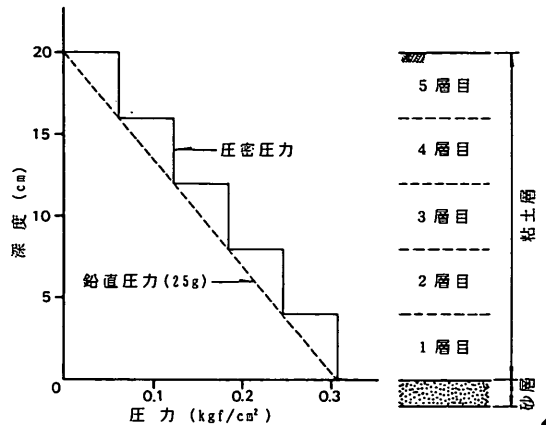


図-4 地盤中の圧密圧力

場での圧密を約3時間程度(粘土層厚20cmの場合)で終了させることができた。

(2) 試料容器の準備

まず、試料容器を組立てる際に、アクリル窓にサラップを張付けた。本研究で使用したカオリン粘土は粘り気が大きく、予備圧密後のターゲット設置のためにアクリル窓をはずす際に、粘土がアクリル窓に付着して粘土地盤を乱すことがあった。そのため、アクリル窓と粘土との間にサラップを挿入することで、粘土地盤の乱れを小さくするよう工夫した。

(3) 粘土地盤の作製

容器内面にシリコンオイルを十分塗布し、試料容器内面と粘土試料との摩擦を低減した。地盤下層に豊浦標準砂で支持層を作製した。この砂層は基礎砂層としての機能の他に排水層としても機能するので、締固め後は、容器底部の通水孔より水を徐々に浸透させ、十分に飽和させるように努めた。その後、第1段階粘土層として、含水比120%の下で十分脱気練混ぜを行った粘土スラリーを試料容器内に粘土層に空気が混入しないように十分注意して投入した。予備圧密後の粘土層厚さが4cmとなるように粘土スラリーを投入した後、ベロフラムシリンダーを用いて0.306 kgf/cm²の圧力の下で予備圧密を行った。予備圧密圧力は、25gの遠心加速度場での鉛直応力を考慮して決定した。予備圧密中には地盤表面での沈下を計測し、圧密の進行を監視した。予備圧密終了後、第2~5層の粘土層を上記と同様の方法で作製した。このように作製された粘土地盤は、地盤強度が深度方向に段階的に増加する地盤である。

(4) SCP 改良地盤の作製

SCP 改良地盤の場合には、予備圧密終了後に砂杭を打設する。砂杭は凍結した砂杭を作製しておき、パイプで開けた穴に凍結砂杭を打設する方式とした⁹⁾。砂杭の直径は20mmで改良ピッチは33mmであり、置換率(砂杭の占める面積割合)は28%である。

(5) 模型矢板、ターゲットの設置

模型矢板を地盤表面より押込みセットした。セットに際しては、ガイド等を用いて鉛直にセットできるように工夫した。その後、矢板のセットによる地盤の乱れを取り除くため、分割した圧密圧力のうち最上層の圧密圧力にはほぼ等しい圧力(0.06kgf/cm²)を1日間作用させ、地盤を落ち着かせた。

次に、容器前面のアクリル窓を取りはずし、粘土表面にターゲットのセットを行った。その際、前述した様にアクリル窓に張付けたサララップによって、粘土地盤を乱すことなくアクリル窓を取り外すことができた。ターゲットは、粘土表面に約2cmの格子状にセットした(図-5, 6)。このターゲットは遠心実験中に写真撮影され、地盤の変形挙動を詳細に求めるのに役立てられる。

(6) 計測器の設置

遠心場での圧密の監視および埋立て載荷中の過剰間隙水圧を計測するため、粘土地盤の数箇所に間隙水圧計をセットした。用いた間隙水圧計は直径0.6cm、長さ0.8cmの小型のものである。セッティングは、粘土地盤に鉄工用のドリルを用いて直径約10mmの孔を開け、専用の取付け治具を用いて間隙水圧計をセットした。その後、含水比が120%程度の粘土スラリーを注入して孔をふさいだ。

地盤中の鉛直・水平方向の土圧ならびに埋立て側の粘土表面にも埋立て圧を測定するために、直径1.0cm、高さ0.3cmの土圧計を2ヶセットした。

矢板の前面にはロードセルを用いたタイロッドをセットし、埋立て中のタイロッド荷重の変化を計測した。

(7) 遠心載荷装置への搭載

各計測器の準備が完了した後、試料容器上に埋立て用の砂ホッパーをセットして、模型地盤の準備が完了する。模型地盤を遠心模型装置に搭載し、計測器ならびに砂ホッパーへの配線を行う。装置反対側にはカウンターウェイトを搭載して、全ての準備が完了する(図-7)。

(8) 遠心模型実験

実験は、25gの遠心加速度まで一気に加速し、25gの遠心加速度の下で自重圧密を進行させた。圧密中は、粘土表面の沈下、粘土地盤中の間隙水圧ならびに土圧を計



図-5 ターゲットの設置(写真)

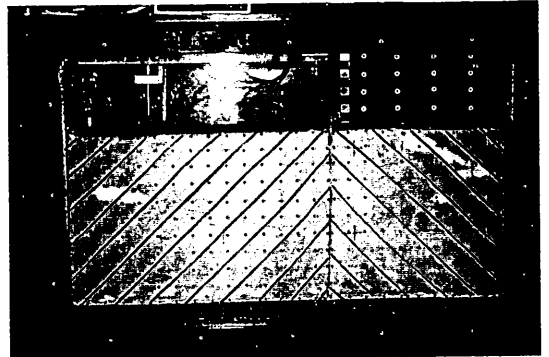


図-6 ターゲットの設置(写真)

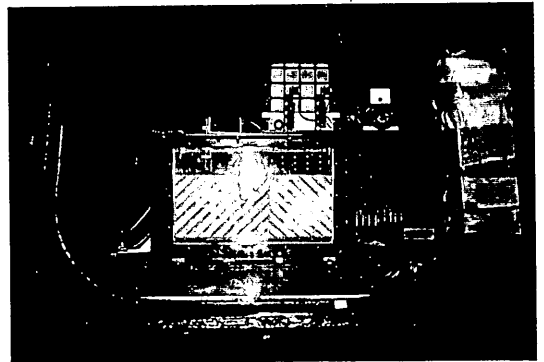


図-7 模型地盤の状況(写真)

測して圧密の進行を監視した。地表面沈下の計測値より90%以上の圧密が終了したことを確認した後、埋立て過程に進んだ。埋立ては矢板天端付近まで約2cm/段階ごとに段階的に行った。埋立ては数分間以内に行った

め地盤はほぼ非排水条件を満足していると考えられる。埋立て中には、各段階での埋立て終了後ならびに次段階直前の2回各部の値の計測を行った。また、計測にあわせて写真撮影も行い、埋立て中の地盤の変形を観察した。

埋立て載荷後にも、遠心載荷装置を運転しつづけ埋立て荷重による圧密過程に移った。この過程でも、各部の計測ならびに写真撮影を行い、地盤の挙動を観察した。

4. 実験結果及び考察

(1) 実験ケース

実験は、表-2に示すように矢板の曲げ剛性ならびに SCP 改良範囲(場所)を変化させ、合計で9ケース行っ

た。

ここでは、まず無改良地盤中の矢板の挙動について、実験結果ならびに考察を述べる。

4.1 無改良地盤中の矢板の挙動

(1) 遠心場での圧密過程

無改良地盤のケースのうち表-2に示した SPT07 を例に、埋立て前の遠心場での圧密過程の挙動について検討を加える。

1) 地表面沈下～時間関係

遠心場での圧密過程を監視するため粘土層受働側に設置した変位計で粘土地表面の沈下を計測した(図-3参照)。圧密中の沈下～時間関係を \sqrt{t} 法で図-8に示した。先に述べたように、本研究ではあらかじめ実験室内

表-2 実験ケース

実験ケース	粘土地盤層厚 (cm)	SCP改良条件		遠心加速度 (g)	矢板の曲げ剛性 EI (kgf·cm ² /cm)	備考
		改良幅 (cm)	改良場所			
SPT01	20	—	—	50		予備実験
SPT02	20	0	—	50	29.5	
SPT03	20	0	—	25	29.5	
SPT04	20	20	受働側	25	29.5	
SPT05	20	20	主働側	25	29.5	
SPT06	20	10	受働側	25	29.5	
SPT07	20	0	—	25	5.0	
SPT08	20	20	受働側	25	5.0	
SPT09	20	20	受働側	25	5.0	事前混合処理

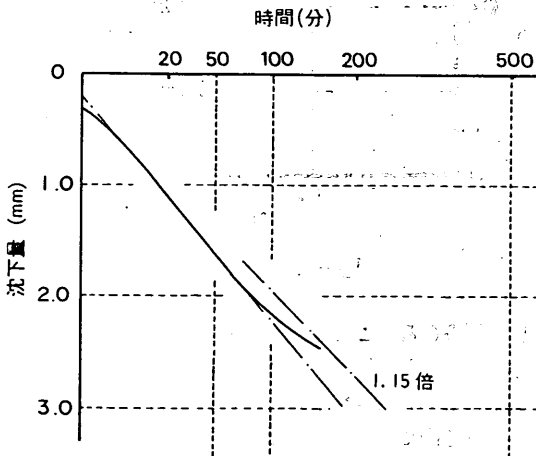


図-8 沈下～時間関係

で階段状に予備圧密を行っているので、遠心場での圧密沈下はこれまでの研究^{9),10)}と比べて全般に小さい。そして、時間の進行に従い徐々に沈下が進行していく傾向が見られる。同図より、本ケースでは約165分で圧密が90%進んだことが確認できたので埋立て過程に移った。

2) 間隙水圧挙動

粘土地盤中には、埋立て側及び受働側の3深度(地表面より5cm、10cm及び15cm)に2ヶづつ合計6ヶの間隙水圧計をセットしている。これらの間隙水圧の経時的変化を図-9に示した。地表面から5cm下の位置では、全土かぶり圧と静水圧の大きさに大きな差がないため、計測値にはあまり大きな変化が見られてない。一方、地表面より15cm下の位置での間隙水圧は時間の経過とともに徐々に減少しており、圧密が順調に進行していることが確認できる。粘土層中央部(深さ10cm)にセットした間隙水圧計も時間の経過とともに徐々に減少

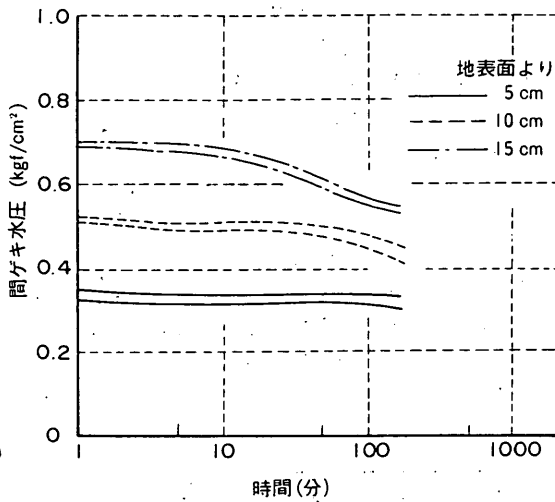


図-9 間隙水圧挙動

する傾向が見られているが、この位置は他と比べて排水長が一番長い為、間隙水圧の減少傾向は一番遅いことが分る。

3) 間隙水圧の深度分布

25g 到達時ならびに圧密終了時の間隙水圧の深度分布を図-10に示した。同図には、静水圧および全土かぶり圧の計算値もあわせて示している。25g 到達時粘土地盤中の間隙水圧は深度方向に一樣に増加しており、その大きさは全土かぶり圧の90%程度である。圧密の進行にともない間隙水圧は徐々に減少し、90%圧密終了時(165分経過時)には地盤中の間隙水圧はほぼ静水圧まで減少する傾向が見られる。

実験では、粘土層上に水位計および粘土層下部の支持砂層中に間隙水圧計をセットして水位の変動を計測している。これらの値も図にあわせて示している。これらの値は25g 到達時、圧密終了時ともほぼ静水圧に一致しており、圧密中の水位の低下はほとんど生じていないことが分る。これは、圧密中の水の蒸発防止として水面にシリコンオイルの膜を作った効果が現れたものと考えられる。

4) 土圧挙動

粘土地盤中に合計6ヶの土圧計をセットし、鉛直ならびに水平土圧を計測した。計測された土圧の変化を図-11に示した。鉛直土圧は粘土地盤の有効応力と間隙水圧の合計である全土かぶり圧を計測するため、いずれの土圧計にも圧密中ほとんど変化が見られていない。一方、水平土圧は圧密の進行にともない徐々に減少して行く傾

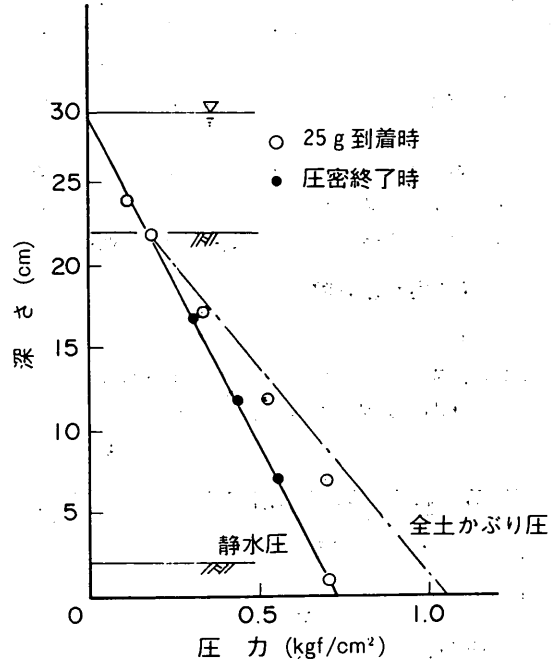


図-10 間隙水圧の深度分布

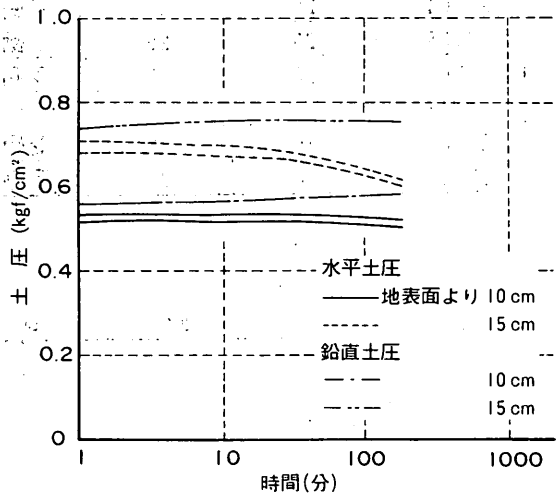


図-11 土圧挙動

向が見られる。これは、圧密開始時に発生していた間隙水圧が消散し、静止土圧へ移行するためである。

5) ストレスパス

埋立て側には同一深度に間隙水圧計及び土圧計(鉛直、水平)を設置しているため、これらの計測値より各地点でのストレスパスを描くことが出来る。粘土層の地表面

から 10cm と 15cm の 2 つの地点でのストレスパスを図-12 に示す。実験では 2 次元状態を再現し、容器前後方向の土圧の計測を行っていないため、図中、横軸は $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ で、縦軸は $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ で整理して示している。また、図中の○印は 25g 到達時を示している。

遠心加速度増加中の非排水条件を仮定すると、加速度増加中の粘土地盤の自重による外力はすべて過剰間隙水圧となる。そのため、ストレスパスは原点に止まっている筈である。しかし、得られたストレスパスは右上方向に進む傾向を示している。これは 25g に達するまでに約 8 分間を要し、その間にも多少の排水が生じていることや、遠心実験前に予備圧密を行ない地盤が過圧密状態となっているためと考えられる。しかし、遠心場での圧密中のストレスパスは、 K_0 線にほぼ添って右上方向に移動しており、圧密が順調に進行していることが裏付けられる。

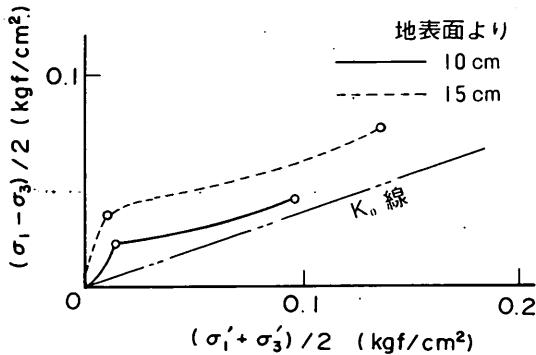


図-12 ストレスパス

ここまで、地表面の沈下挙動ならびに地盤中の圧力挙動を検討してきたが、これらの検討から、模型地盤は深度方向に段階的にはあるが強度の増加する正規圧密地盤が作製されたことが確認できた。

(2) 無改良地盤の挙動

ここでは、無改良地盤の埋立て中ならびに埋立て後の挙動について、実験結果と考察を述べる。

1) 埋立て載荷

埋立て過程での時間～埋立て圧関係を図-13 に示した。実験ケース SPT07 では、埋立ては矢板の天端近くまでを 7 段階に分け、各段階を 30 秒間隔で行った。そのため、埋立て全体での載荷時間は約 3 分程度と短く、非排水状態での載荷をほぼ再現している。埋立て圧は粘

土表面の 2 ヶ所に設置した土圧計で計測したが、両者はほぼ完全に一致しており、埋立てが矢板背後に一樣に行われたことが確認できた。また、土圧計の値は埋立て砂の単位体積重量と埋立て厚さから求められる計算値とほぼ一致した。

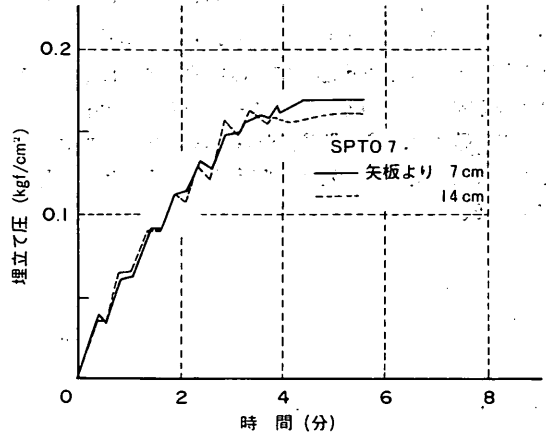


図-13 埋立て圧～時間関係

2) 間隙水圧挙動 (埋立て側)

埋立て側粘土層中の間隙水圧の経時変化を図-14 に示した。間隙水圧計は地表面から 5 cm、10 cm および 15 cm の深さの位置に設置している。いずれの計測値も埋立てにともない、ほぼ一樣に増加する傾向が見られる。

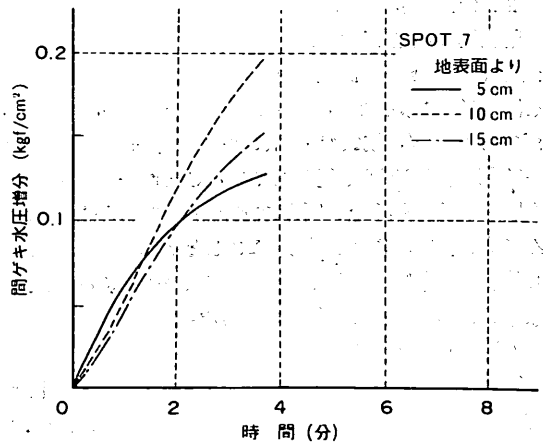


図-14 間隙水圧～時間関係

図-14に示した間隙水圧の変化を埋立て圧との関係で示したのが図-15である。図中、横軸の埋立て圧は粘土表面に設置した2ヶの土圧計のうち、矢板より14 cm離れた土圧計の値で示しているが、図-13で述べたように、この値は埋立て圧を代表していると考えてもよい。地表面より10 cmの位置での計測値は、第3段階の埋立てから(約0.087 kgf/cm²)間隙水圧の増加割合が埋立て圧の増加より大きくなっている。しかし、最深部の間隙水圧は全段階を通じて、ほぼ埋立て圧に相当する圧力増加を示していることが分る。一方、地表面から5 cmの位置では、第3段階目から間隙水圧の増加傾向が小さくなり、徐々に一定値に収束するような傾向が見られている。

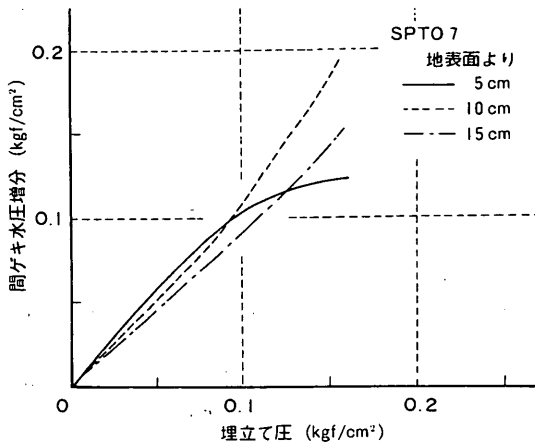


図-15 間隙水圧挙動

3) 鉛直・水平土圧 (埋立て側)

粘土層の埋立て側の2ヶ所(地表面より10 cm, 15 cm)にセットした鉛直及び水平土圧計の計測値の変化を図-16に示した。各土圧計には個々には多少の大小があるが、全般的にはいずれの位置でも埋立て圧の80~90%程度の圧力が発生していることが分る。図-15と図-16を比べると、間隙水圧と土圧計の挙動はほとんど同じであることが分る。このことより、埋立てによって粘土地盤中に間隙水圧が発生し、それが矢板に大きな水平力を作用することが確認できた。

4) ストレスパス

図-17には、埋立て中のストレスパスを示した。図-12で示したように、実験室内での予備圧密の影響を受けたために遠心場での圧密終了時には、計算上のK₀線よりも多少上の位置に達している。そこで、図-17では

計測値を圧密終了後の計算値と一致するように平行移動し、埋立て載荷過程での値をプロットしなおしている。図中、実線は地表面より10 cm下の位置でのパスを、破線は15 cm下の位置でのパスをそれぞれ示している。さらに、K₀線より上向きのパスは埋立て側での値を、下向きは受働側での値をそれぞれ示している。

同図を見ると、埋立て側の地表面より10 cm下でのストレスパス(実線)は、埋立て載荷にともなって、大きく左上方向に進んでいることが分る。図には要素試験²³⁾から得られた破壊線もあわせて示しているが、埋立て半ばですでに破壊線上に達しており、同位置での粘土地盤が破壊したことが分る。その後の埋立て載荷中もストレ

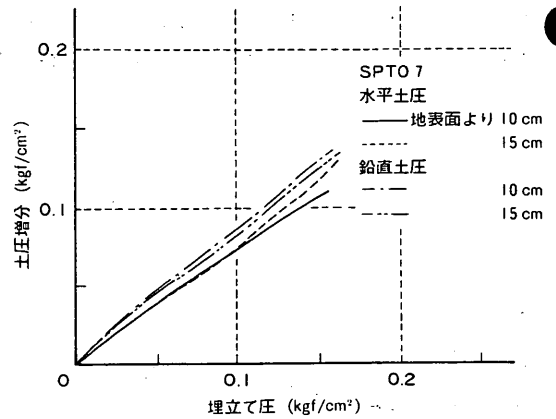


図-16 鉛直・水平土圧挙動

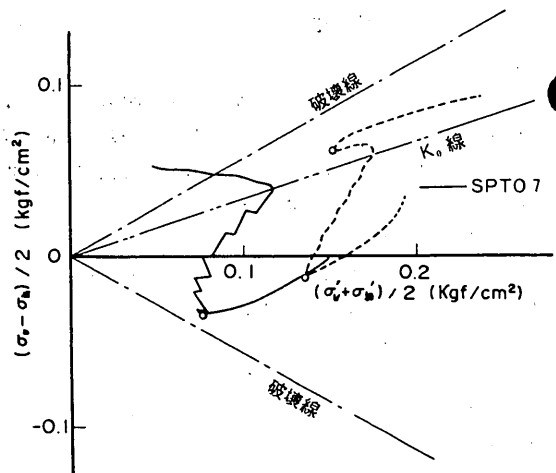


図-17 ストレスパス

スパスは破壊線を横切って左方向に進んでいる。Critical State 理論²⁰⁾では、破壊線 (Critical State Line) は状態線であり、これより外側の応力状態はありえないとされている。本データはこれと相反する結果であるが、地盤中に大きなせん断ひずみが生じ、局所的に大きな間隙水圧が発生したためと思われる。

一方、埋立て側の地表面より15cm下でのストレスパス (破線) は、埋立てての進行にともなって左方向へ大きく進んで行くが、破壊線とは依然として大きく離れており、この部分では破壊が生じていないことが分る。地表面から5cm下の位置には間隙水圧計のみ設置しているため、このようなストレスパスを示すことができない。しかし、上記での議論から5cmの位置では埋立ての早い段階で破壊が発生し、破壊が順々に深い位置へと進んで行ったことが予想される。

5) 間隙水圧挙動 (受働側)

受働側についても、間隙水圧ならびに水平土圧の挙動を述べる。図-18には、埋立てての間隙水圧の経時的変化を埋立てて圧との関係で示した。地表面より5cm下の位置での間隙水圧は、荷重のごく初めに埋立てて圧に相当する圧力増加の傾向を示しているが、その後は埋立てにともなう圧力増加は小さくなり、第3段階目以降 (埋立てて圧が約0.1kgf/cm²) はほぼ一定の圧力に収束する傾向が見られる。また、地表面より10cm下では、3~4段階 (約0.1kgf/cm²) までは埋立てて圧程度の圧力増加を示しているが、5段階目 (約0.13kgf/cm²) 以降になると圧力増加傾向は小さくなり一定値に収束する傾向がわずかに見られる。受働側の粘土地盤は矢板の水平変位によって水平方向に圧縮を受け伸張変形をすることが

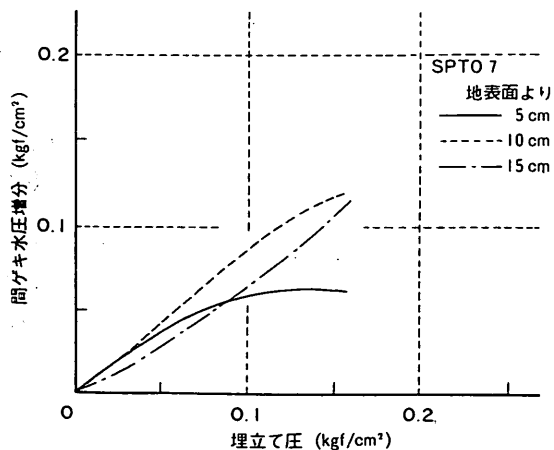


図-18 間隙水圧挙動

予想される。そして、伸張破壊時には有効応力や間隙水圧が一定値に収束するので、間隙水圧の挙動より破壊時期を推定することが可能である。上で記述したこととあわせて考えると、受働側の粘土地盤も矢板より水平方向に圧縮され、埋立てて側と同じ様に地表面付近から徐々に降伏していくことが予想される。

一方、地表面より15cm下の位置での間隙水圧を見ると、最終埋立ててまではほぼ一様に圧力が増加しているものの、圧力増加割合は埋立てて圧に比べて多少小さいことが分る。発生する間隙水圧の大きさは、そこでの地盤強度に関係するとともに変形量にも影響される。本研究で対象とした地盤は深い位置ほど強度が大きいことを考えると、地表面より15cmの位置では矢板の変位量が小さいため、粘土地盤にはあまり歪が発生せず、その結果間隙水圧の発生も小さかったためと考えられる。

6) 土圧挙動 (受働側)

水平土圧の変化を図-19に示す。図には、地表面より10cm下と15cm下の2ヶ所について示しているが、いずれの位置の土圧とも埋立てて圧とほぼ等しい圧力増加を示している。これらのことから、矢板によって押されることによって受働側の粘土層中には当初は過剰間隙水圧が発生して矢板の水平変位に抵抗していることが分る。

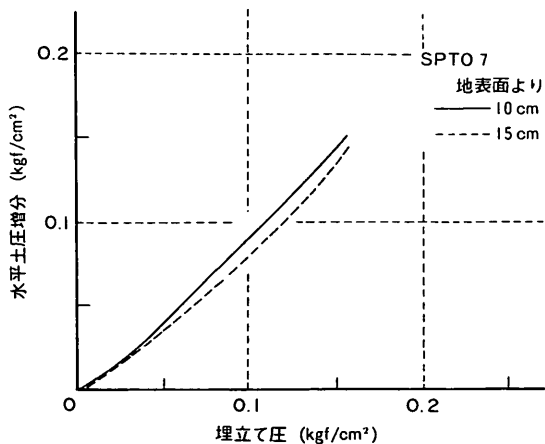


図-19 土圧挙動

7) ストレスパス (受働側)

埋立てて側と同様に、ここで受働側のストレスパスを求め図-17にあわせて示した (K.線より下向きの線)。受働側の粘土地盤には鉛直土圧計を設置していないため、各位置での鉛直応力が土かぶり圧で一定として求めた。

図-17を見ると、地表面より10cm(実線)、15cm(破線)のいずれの位置でもパスは約45度の傾きで左下方向へ移動していることが分る。このことは、水平土圧増分と間隙水圧増分とがほぼ等しいことを示しており、図-18、-19で得られた知見を確認するものである。

地表面から10cm下でのストレスパス(実線)は埋立て終了時にはほぼ破壊線にまで達しており、同位置での地盤がほとんど破壊していることが分る。一方、15cm下の位置では(破線)破壊線よりも遠く離れており、地盤の破壊には至っていないことが確認できる。又、これらの計測結果から、浅い位置であるほど埋立てのごく初期で伸張破壊が生じることが推測出来る。

8) 矢板の曲げモーメント挙動

模型矢板には前後面に合計で11組の歪ゲージを貼付しており、矢板に発生する曲げモーメント分布を計測できるようにしている。埋立て载荷中の曲げモーメント分布を図-20に示す。なお、ここで示した曲げモーメントは矢板の奥行き1cmあたりの値である。同図では、第

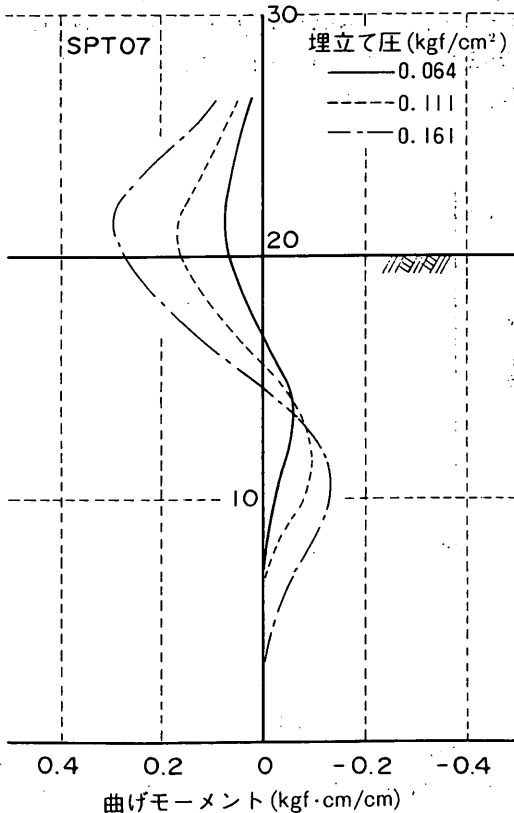


図-20 曲げモーメント分布

2 (0.064kgf/cm²), 第4 (0.111kgf/cm²) 及び7段階目 (0.161kgf/cm²) の分布のみを示している。図から明らかなように、埋立ての進行にともない、個々の曲げモーメントが徐々に大きくなっていく傾向が見られる。最大曲げモーメントの発生位置は粘土地表面付近であり、この位置は埋立て载荷中変化していない。

一方、負の最大曲げモーメントの発生位置は埋立てにともない徐々に下方へ移動している。また、それにともなって、第1曲げモーメントゼロ点の位置も埋立ての進行にともない徐々に下方へ移動していることが分る。

9) タイロッド荷重

タイロッドの荷重は、図-1に示したように2個のロードセルによって計測した。埋立て载荷中に計測されたタイロッド荷重の変化を図-21に示す。全般的には、各計測値は埋立て圧の増加にともなってタイロッド荷重が一様に増加する傾向が見られる。なお、試料容器前側にセットしたロードセルの方がより大きな荷重増加を示しているが、この原因は不明である。

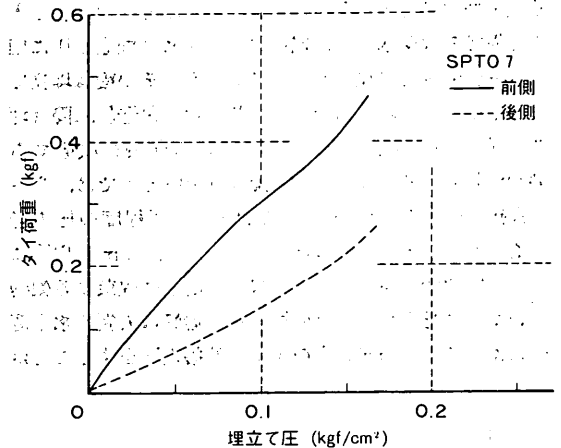


図-21 タイロッド荷重挙動

10) 地盤の変形挙動

実験中に撮影された写真を読み取り機²³⁾で読み取り、地盤内の変形状態を調べた。载荷直前から载荷終了時までの変位ベクトルを図-22に示した。矢板周辺の地表面付近に円弧状の大きな変位が生じていることが分る。また、埋立て側では大きな沈下が生じており、その沈下は矢板に近付くにつれて大きくなっていく傾向が見られる。

一方、矢板前面の粘土地盤について見ると、矢板直前の地盤では埋立て側の沈下に引きずられる様に地盤が沈下する傾向が見られるが、2cm離れた位置の地表面は逆に大きく盛り上がる傾向が見られる。大きな変位は、

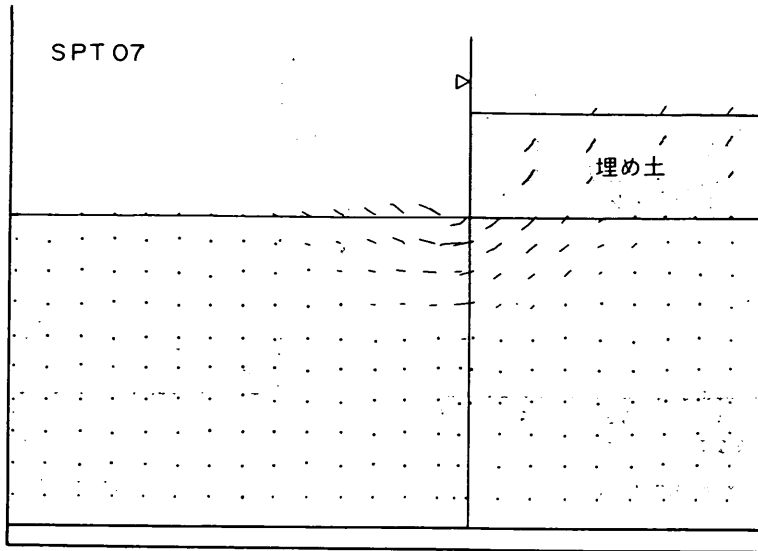


図-22 地盤の変位ベクトル

矢板上部を中心とする大きな円弧状のすべり線を示している。同様の地盤の変形状態は三笠らの実験¹⁹⁾でも観察されている。また、大きな変形が生じている範囲は粘土層中央部までであり、粘土層下部にはほとんど変形が見られていない。

地盤の変形状態をより詳細に見ると、埋立て初期には変形領域も地表面の矢板付近の極狭い範囲であるが、埋立ての進行に従い平面的拡がり、それにつれて変形領域も深くなっていく傾向が見られた。

11) まとめ

これまで見てきたように、埋立てにともなって埋立て側の地盤中には埋立て圧に相当する間隙水圧が発生し矢板に大きな水平力を作用させる。また、受働側でも間隙水圧が発生し水平力に抵抗している。地盤は地表面付近より徐々に破壊し、その破壊域が深い方へと広がっていき最終的には円弧状のすべり破壊が発生することが分った。

(3) 矢板の剛性の影響

ここでは、SPT03とSPT07とを対比させて、無改良地盤について、矢板の曲げ剛性の地盤挙動への影響を検討する。SPT03のケースは厚さ0.2cm アクリル板を矢板として用いたケースで矢板の曲げ剛性は奥行き1cmあたり29.5kgf/cm²でSPT07(曲げ剛性は5.0kgf/cm²)の約6倍である。

1) 間隙水圧挙動

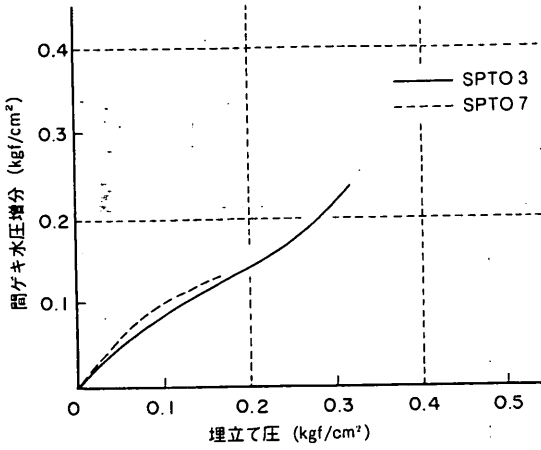
図-23には、埋立て圧と埋立て側の間隙水圧の変化を示している。図-a), b), c) は地表面より5cm, 10

cm および15cmの位置での値をそれぞれ示している。矢板の曲げ剛性が約6倍大きいSPT03の方がSPT07よりも最終の埋立て圧が大きいため、グラフでもより大きな間隙水圧が発生している。しかし、同じ埋立て圧の範囲では、いずれの深さでも矢板の曲げ剛性によらずほとんど同じ挙動をしていることが見られる。

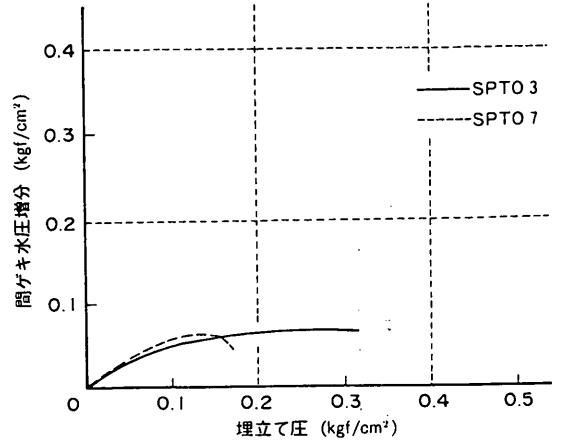
受働側の間隙水圧についても同様に、SPT03とSPT07の値を図-24に示した(a), b), c) は地表面より5cm, 10cm および15cmの位置での値をそれぞれ示している。地表面より5cm及び10cmの位置での間隙水圧を見ると(図-24 a), b), 曲げ剛性の小さいSPT07の方が埋立て初期の間隙水圧の発生がやや大きく、多少小さな埋立て圧で一定値に達する傾向が見られる。これは、同じ埋立て圧であっても、曲げ剛性の小さい方が矢板はより大きく変形するため、受働側の粘土に大きなひずみが発生し、早く降伏するためと考えられる。

2) 曲げモーメント分布

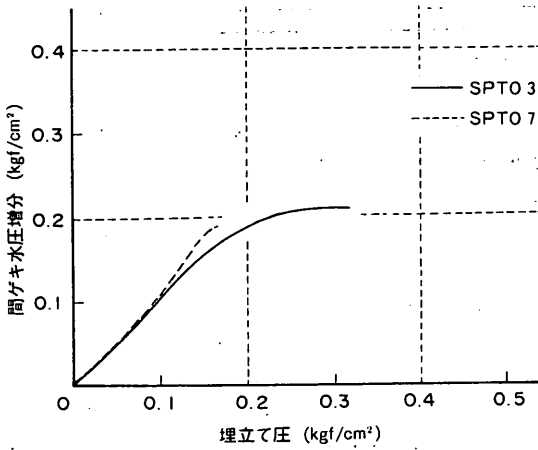
図-25には、埋立て載荷中の曲げモーメント分布を示した。図には各載荷段階のうち埋立て圧が0.16kgf/cm²程度とほぼ等しい時点での値を示している。最大曲げモーメントの大きさは、SPT03が0.58kgf・cm/cmであるのに対して、曲げ剛性の小さいSPT07の場合には、0.30kgf・cm/cm程度と小さい。また、負の曲げモーメントの大きさも曲げ剛性が大きい方が大きいことも分る。しかし、正負の曲げモーメントの比率には曲げ剛性の影響はあまり見られず、1.5~2.0倍程度であった。



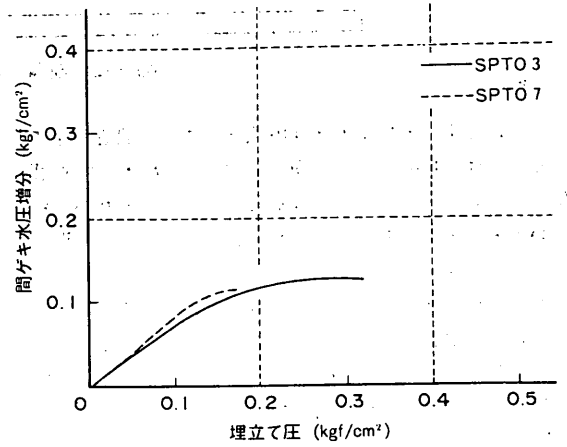
a) 地表面より 5 cm



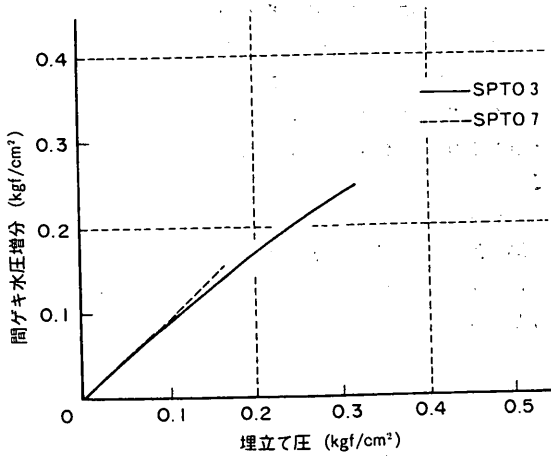
a) 地表面より 5 cm



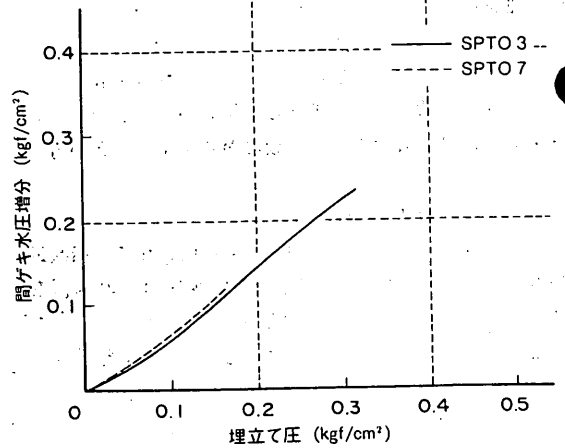
b) 地表面より 10 cm



b) 地表面より 10 cm



c) 地表面より 15 cm



c) 地表面より 15 cm

図-23 間隙水圧挙動 (埋立て側)

図-24 間隙水圧挙動 (受働側)

最大曲げモーメントの発生位置は、曲げ剛性の大きい場合 (SPT03) には、地表面よりわずかに下がった位置であるのに対して、剛性の小さい場合 (SPT07) では地表面よりやや高い位置で、剛性によって多少異なることが分った。

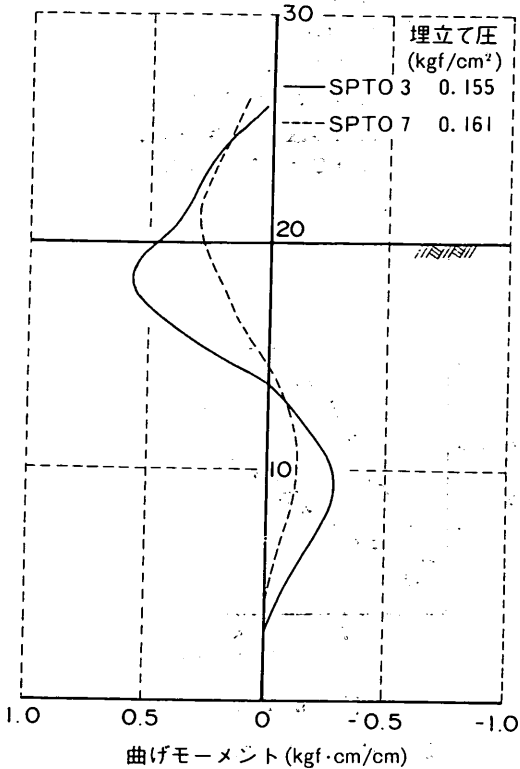


図-25 曲げモーメント分布

3) 最大曲げモーメント

図-26には、最大曲げモーメントと埋立て圧との関係を示した。曲げ剛性の大きい場合 (SPT03) では、最大曲げモーメントは埋立て圧の増加につれてほぼ比例して増加する傾向が見られる。一方、剛性の小さい場合 (SPT07) には、埋立てにともない徐々に増加傾向を増しながら増加する傾向が見られる。図-25でも示したように、矢板の曲げ剛性の大きい方がより大きな曲げモーメントが発生していることが分る。曲げ剛性が約6倍になると、曲げモーメントが約2倍に増加することが分る。三笠らの実験¹⁹⁾では、曲げ剛性が30%程度大きい場合に発生する最大曲げモーメントが約2倍に増加する結果を得ている。彼らの実験は、矢板が支持砂層にまで達していないケースで、本研究の条件とは異なって

いるが、本研究よりも大きな曲げモーメントの増加を示している。

4) タイロッド荷重

埋立て中のタイロッド荷重を比較したのが図-27である。ここでも、曲げ剛性の大きい方 (SPT03) がタイロッド荷重も大きいことが分る。図-26に示した様に、矢板の曲げ剛性が大きい場合には埋立て圧が集中して作用するため、矢板に発生する曲げモーメントも大きく、より深い範囲まで大きな曲げモーメントが発生するようになる。そのため、曲げモーメントの大きさにほぼ比例するようにタイロッドに作用する荷重も増加する傾向が見られる。

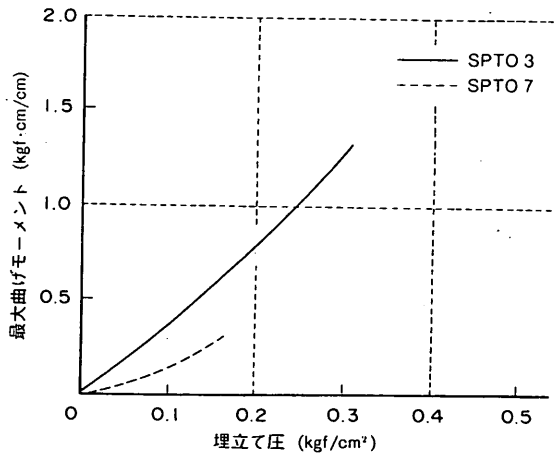


図-26 曲げモーメント挙動

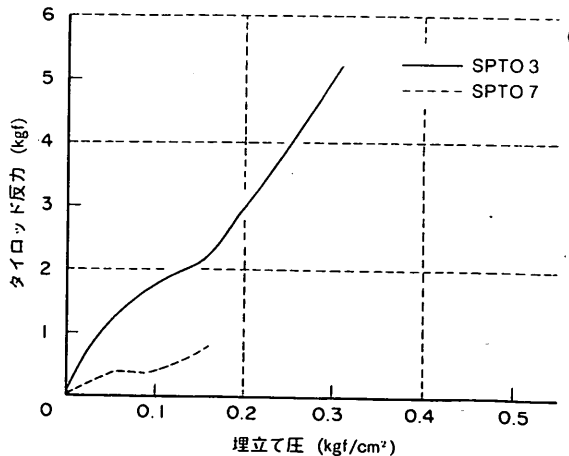


図-27 タイロッド荷重

5) 矢板前面の水平変位

矢板直前の粘土地盤の水平変位と埋立て圧との関係を図-28に示した。曲げ剛性の大きい場合 (SPT03) には、埋立ての後半になって水平変位の増加割合が多少大きくなるものの、埋立てにともなって水平変位がほぼ一様に増加する傾向が分る。一方、剛性の小さい場合 (SPT07) には、同一埋立て圧での水平変位量も大きく、0.15kgf/cm² 程度の埋立て圧の時に急激に水平変位が増加し、地盤全体が破壊していることが推測される。水平変位と曲げ剛性の関係は、曲げ剛性が6倍になると、水平変位が1/2倍程度 (埋立て圧が0.15kgf/cm² の時) に小さくなっている。図-26に示したようにSPT03ではSPT07と比べて発生する最大の曲げモーメントは約2倍大きい、曲げ剛性が大きく異なるため、結果的に変位が約1/2倍程度に小さくなったものと考えられる。

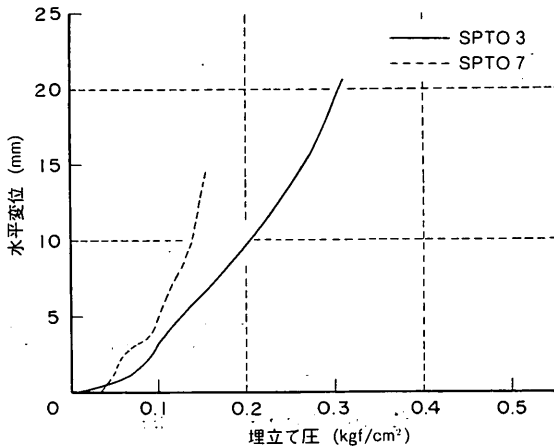


図-28 水平変位

(4) まとめ

矢板の曲げ剛性が異なっても埋立てにともなう埋立て側の間隙水圧にはほとんど変化が見られなかった。埋立て圧は矢板の曲げ剛性の大きい方がより大きく矢板に作用する。しかし、本実験条件の範囲では矢板の曲げ剛性の大きい方が矢板の変位も小さく受働側の粘土地盤の破壊も生じにくいことが分った。

4.2 SCP改良地盤中の矢板の挙動

(1) 受働側をSCP改良した場合

一連の研究では改良範囲を変化させて3ケース実験を行い改良範囲の違いによる地盤の挙動の変化を検討した。ここでは、表-2に示すように矢板の曲げ剛性が29.5kgf/cm²/cmと一定で、改良幅が0cm (SPT03)、10cm (SPT06)、20cm (SPT04) の3ケースについて、

比較検討を行う。

1) 時間～埋立て圧

図-29には、SCP改良幅の異なる3ケースについて、埋立て状況を示している。各実験では矢板の変形状況等を観察しながら埋立て载荷を行ったが、結果的に無改良地盤の場合が一番大きな埋立てを行った。また、無改良のSPT03は1回あたりの埋立て層厚が一番大きく、約10cmの埋立てを7段階で行っている。一方、SCP改良を行ったケースでは (SPT04, SPT06)、1回あたりの埋立て層厚が多少小さく埋立てを行った。しかし、いずれにしても埋立ては数分のわずかな時間内で行っているため、ほぼ非排水条件と考えても良い。

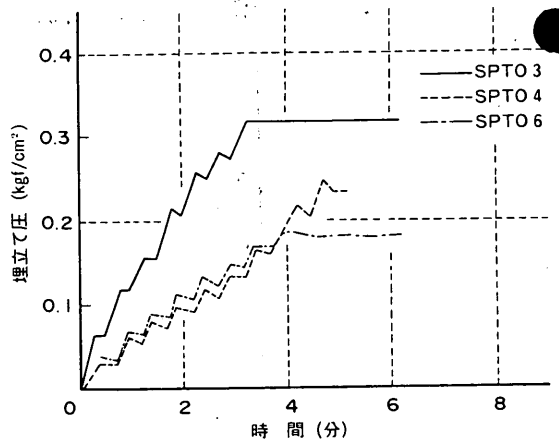


図-29 埋立て载荷

2) 間隙水圧挙動 (埋立て側)

埋立て側の粘土地盤に発生した過剰間隙水圧を埋立て圧との関係で図-30に示した。図-a), b), c) は地表面より5cm, 10cmおよび15cmの位置での値をそれぞれ示している。

まず、地表面より5cm下での間隙水圧 (図-30 a)) について見ると、改良幅によらずいずれのケースでも埋立ての進行にしたがいほぼ埋立て圧に相当する間隙水圧が発生していることが分る。しかし、埋立て後半になると各ケースによって間隙水圧の増加傾向に多少変化が生じるようになっている。全般的には間隙水圧の増加傾向が徐々に小さくなるが見られる。この様な傾向は10cmの深度で顕著に見られている (図-30 b))。この位置では、SPT03 (無改良)、SPT04 (改良幅20cm) と埋立て圧が0.2kgf/cm²程度になると間隙水圧が一定値に収束する傾向が見られる。SPT06 (改良幅10cm) については、最終の埋立て圧が小さかったため、間隙水

圧が一定値に収束するような傾向は見られていない。また、深度が15cmの場合には(図-30c)、いずれのケー

スも埋立て圧にほぼ相当する間隙水圧が発生しているが、5cm、10cmの深度で見られたような一定値に収束する様な傾向は見られていない。

3) 間隙水圧挙動(受働側)

受働側に発生した間隙水圧の変化を図-31に示した。ここでも、各深度での水圧を示している。

地表面から5cm下の位置での間隙水圧について見ると(図-31a)、無改良地盤の場合(SPT03)には埋立て初期には埋立て圧の50%程度の間隙水圧が発生しているが、埋立てが進むにつれて間隙水圧の増加傾向は小さくなりほぼ一定値に収束する傾向が見られる。一方、改良地盤の場合(SPT04(改良幅20cm), SPT06(改良幅10cm))には、埋立て初期には埋立て圧の75%程度の間隙水圧が発生している。改良地盤の場合でも、埋立て後半には水圧の増加割合は小さくなり一定値に収束する傾向が見られる。しかし、収束する圧力は約0.1kgf/cm²程度であり、無改良地盤にくらべて40%程度も大きいことが分る。

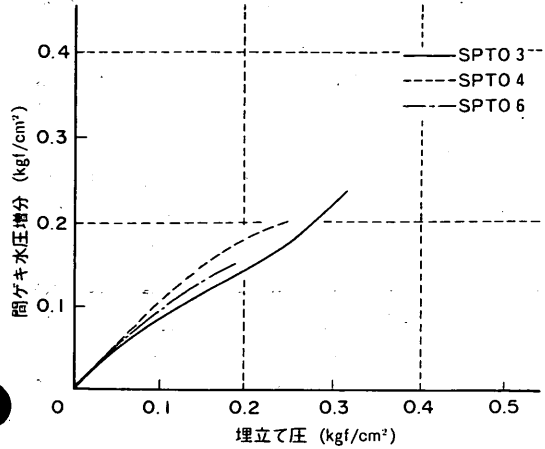
次に、地表面から10cm下の位置について見ると(図-31b)、SPT03では、埋立て圧が0.1kgf/cm²程度まではほぼ一定の割合で間隙水圧が発生している。しかし、0.15kgf/cm²程度以降は間隙水圧の増加割合が小さくなっている。改良地盤のSPT04では埋立て半ばまでは水圧の発生は無改良地盤と同程度であったが、SPT06では発生した間隙水圧は無改良地盤の75%程度と小さかった。

15cm下の位置(図-31c)では、無改良地盤、改良地盤のいずれの場合も間隙水圧は最終埋立て段階まではほぼ一様に増加し、一定値に収束する様な傾向が見られない。また、発生する間隙水圧はSCP改良の方が小さいが、これはSCP改良地盤では砂杭の効果で矢板の変形を押さえるために、受働側の粘土にはあまり変形が生じなかったためと思われる。

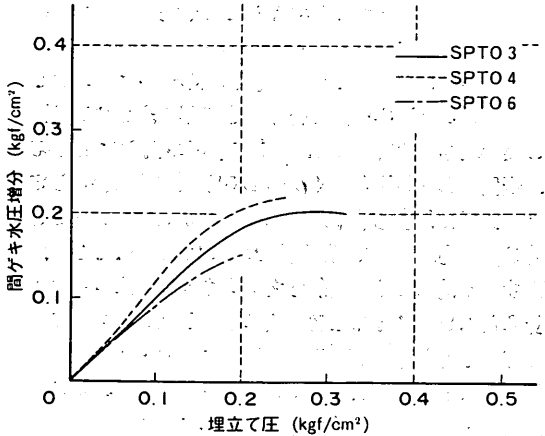
間隙水圧が大きく発生した後一定値に収束するのは、その位置の粘土が矢板からの水平変位を受けて降伏するためと考えられる。従って、浅い深度での間隙水圧がより早く一定値に収束することは、粘土層の浅い位置から順次降伏していくことを裏付けている。一方、SCP改良地盤の場合にも、浅い位置での間隙水圧は一定値に収束する傾向が見られ(図-31a)、粘土地盤が降伏する傾向が見られる。

4) ストレスパス

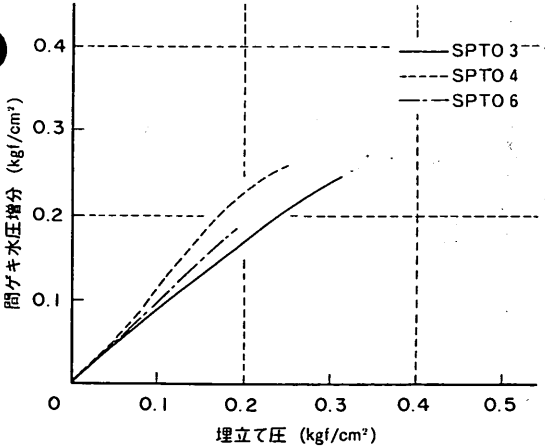
無改良地盤(SPT07)とSCP改良地盤(SPT08)について、埋立て载荷中のストレスパスを図-32に示した。図では地表面より10cm及び15cmの位置での値



a) 地表面より5cm



b) 地表面より10cm



c) 地表面より15cm

図-30 間隙水圧挙動

について、埋立て側と受働側を示している。

まず、埋立て中のパスについて見る（図中○印は埋立

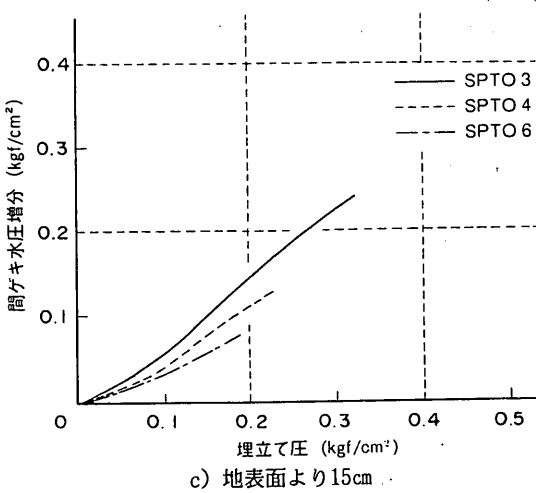
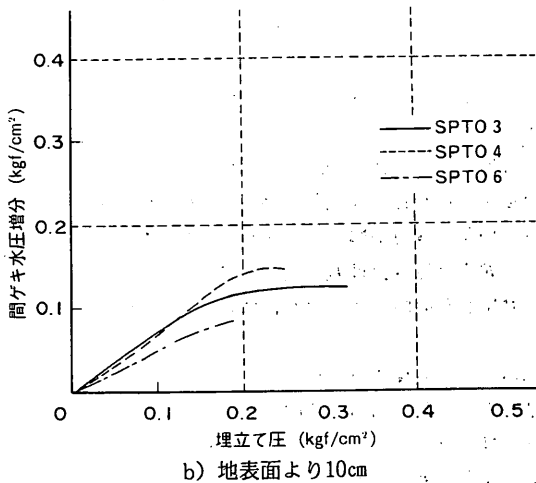
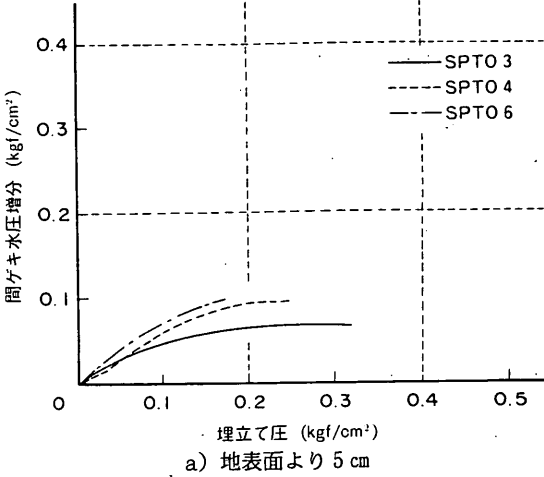


図-31 間隙水圧挙動

て終了時を示す)。埋立て側では（K₀線より上方）、パスはいずれも左上方向に移動している。地表面より10cm下でのパスを見るとパスの動きはSCP改良地盤の方（SPT08、図中破線）が非常に小さく、同位置の地盤が破壊していないことが分る。一方、受働側では（K₀線より下方）、無改良の場合（SPT07、図中実線）には、パスは約45度の傾きで左下方向に進んでいる。このことは、水平土圧の増分が間隙水圧の増分に等しいことを示している。しかし、SCP改良の場合（SPT08）には、パスはY軸にほぼ平行で下向きに進んでおり両者のパスに大きな差が見られる。このようなパスの動きは、発生している間隙水圧の大きさが矢板より作用される水平土圧の約1/2であることを示し、それとほぼ同じ大きさの新たな有効水平応力が発生していることを示している。

この様に、SCP改良を行うことで、破壊線が大きくなると、パスの方向が変化することで地盤全体としての抵抗力が大きくなるものと考えられる。

また、図には、埋立て後の圧密過程でのパスもあわせて示している（図中埋立て終了時を○印で表している）。無改良の場合（SPT07）には間隙水圧の消散にとまぬい、受働側の軸差応力（ $(\sigma_v' - \sigma_h')/2$ ）も減少しており、矢板に対する水平抵抗力が小さくなっていることが分る。一方、SCP改良地盤の場合には（SPT08）、間隙水圧が消散しても軸差応力の大きさには大きな変化が見られない。このことは、消散した間隙水圧の分だけ新たな水平有効土圧が発生し、矢板に対する水平抵抗力が減少されないことを示しており、SCP改良地盤の水平抵抗が埋立て後も期待できることが分った。

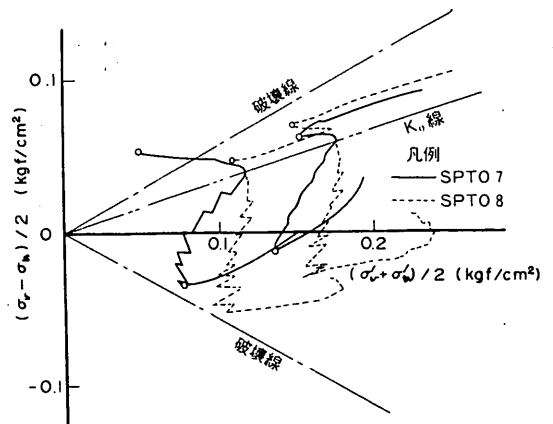


図-32 ストレスパス

5) 曲げモーメント分布

図-33には各ケースでの曲げモーメント分布を示した。図a), b), c)は無改良地盤(SPT03), 改良地盤(改良幅20cm, SPT04), 改良地盤(改良幅10cm, SPT06)での曲げモーメントをそれぞれ示している。また、図では各載荷段階のうち3ケースで埋立て圧がほぼ等しい4段階について示している。最大曲げモーメントが発生する位置は、粘土地表面付近であり、改良の有無に無関係であることが分る。しかし、負の最大曲げモーメントの発生位置は無改良では粘土層中央付近で最も深いのが、SCP改良地盤では中央部より浅い位置に発生しており、改良幅が大きくなるにつれてより浅くなる傾向が見られる。その結果、第1曲げモーメント零点の位置も改良幅が大きくなるにつれて浅くなっている。このように、SCP改良を行なうことによって地盤の深い位置での拘束が大きくなり、浅い部分に外力が集中する傾向が見られる。

6) 曲げモーメント挙動

埋立て圧と矢板の最大曲げモーメントとの関係を図-34に示した。いずれのケースも埋立ての進行に従い、ほぼ一様に最大曲げモーメントが増加する傾向が見られる。SCP改良地盤の場合には、改良幅によらず無改良地盤よりわずかに小さいが、その差は埋立て段階によらずほぼ一定値である。

7) 水平変位

埋立て圧と矢板近傍での地盤の水平変位との関係を図-35に示した。図に示した水平変位の測定位置は矢板直前の地表面から2cm下の位置である。埋立て初期にはいずれのケースも水平変位量が小さく、ほぼ同じ水平変位を示している。しかし、埋立て圧が約0.1kgf/cm²を越える頃から、徐々に水平変位に差が見られ始め、無改良地盤の方がより大きな水平変位を生じていることが分る。改良幅が20cmの場合(SPT04)の変位が一番小さく、無改良地盤に比べて40%程度も小さいことが分る。矢板の最大曲げモーメントは改良幅によらずほとんど差が見られなかったが、水平変位ではSPT04の方が小さかった。これは、前に示したように改良幅が大きくなると大きな曲げモーメントが上部のみに発生するようになるためと考えられる。

8) タイロッド荷重

矢板上部でのタイロッド荷重と埋立て圧との関係を図-36に示した。埋立て圧が0.1kgf/cm²程度までは、各ケースとも非常に複雑な変化を示しているが、全般的には3ケースはほぼ同様な傾向を示している。一方、大きな埋

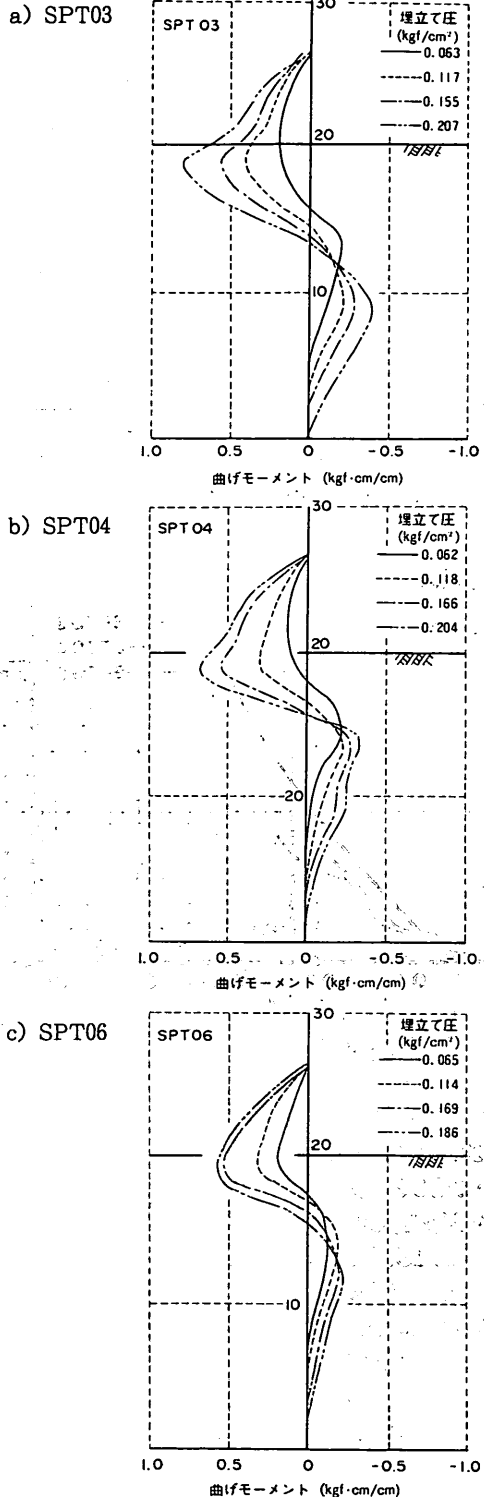


図-33 曲げモーメント分布

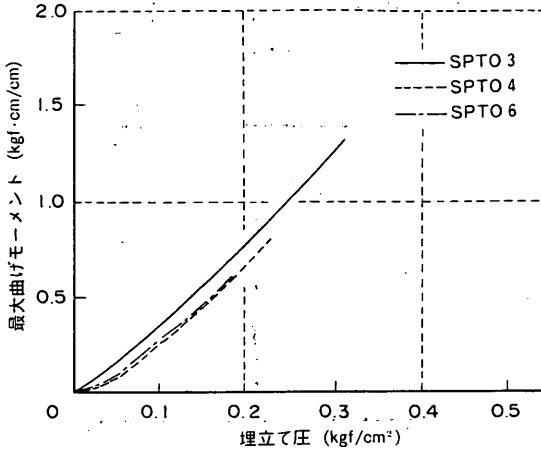


図-34 曲げモーメント挙動

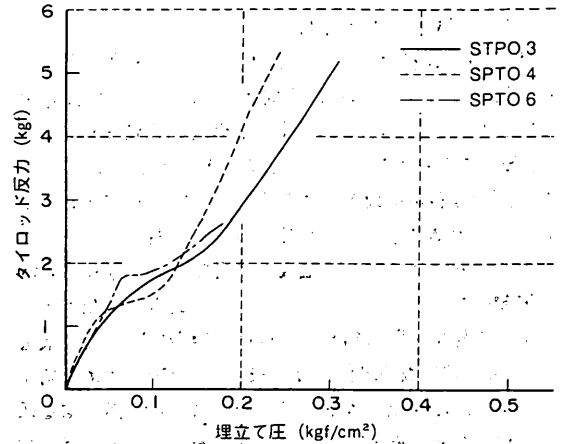


図-36 タイロッド荷重

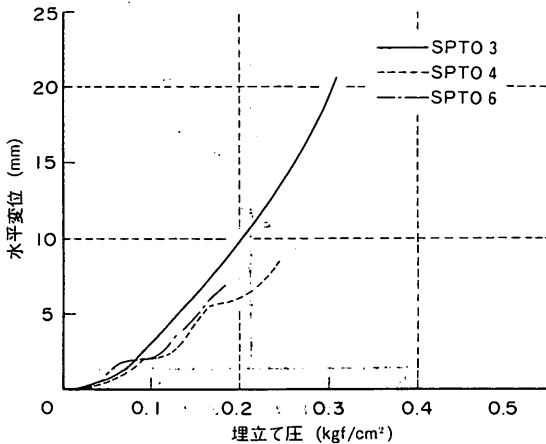


図-35 水平変位

が生じていないことが分る。

実験後の砂杭の状況を図-38、-39に示した。いずれのケースも矢板直前の1~2本の砂杭がわずかに倒れる様な変形をしていることが分る。

(2) 埋立て側をSCP改良した場合

ここでは、SCP改良を埋立て側に行った場合(SPT05)について検討を加える。SPT05はSPT03と同じ矢板を使用したケースである。

1) 間隙水圧挙動(埋立て側)

図-40には、埋立て側の砂杭間の間隙水圧挙動を示した。図には、3深度(地表面より5cm、10cm、15cm)についてそれぞれ埋立て直前からの増分を示しているが、いずれの位置でもほぼ等しい圧力増加を示している。しかし、水圧の増加量は埋立て圧の33%程度である。無改良地盤や受働側をSCP改良したケースでの間隙水圧増分が埋立て圧にほぼ等しいことと比較すると(図-23参照)、本ケースの場合の間隙水圧の発生は非常に小さいことが分る。

2) 土圧挙動

地表面ならびに砂杭中に発生する鉛直土圧の変化を図-41に示した。図より、地表面での土圧について見ると、砂杭上に作用する土圧は粘土地盤への土圧より多少大きい。両者はほぼ同じ値を示しており、埋立て圧が砂杭に集中する様な傾向は見られなかった。SCP改良地盤の支持力では、ケーソン荷重が直下の砂杭に応力が集中する傾向が見られているが^{9), 9)}、本ケースの場合にはこれらとは異なる結果となった。

一方、地表面から5cm下での砂杭中の鉛直土圧を見ると、埋立て圧よりも約3.7倍も大きく、砂杭へ応力集

立て圧まで載荷したSPT03(無改良地盤)とSPT04(改良幅20cm)について埋立て圧が0.1kgf/cm²程度以降について見ると、タイ荷重は埋立て圧にほぼ比例して増加する傾向が見られる。実験結果では改良幅の大きいSPT04が無改良地盤よりタイ荷重が一番大きく地盤改良の顕著な効果が見られなかった。

9) 地盤の変形挙動

図-37には、埋立て直前より終了までの地盤の変位ベクトルを無改良地盤と比較して示した。無改良地盤の場合(SPT03)には、矢板周辺の地盤に大きな変位が生じ、大きな円弧すべり的な破壊が生じていることが分る。一方、SCP改良地盤の場合(SPT04)には、矢板周辺で多少変位しているが、変位量は小さく地盤の破壊

低置換率 SCP 改良地盤中の矢板式岸壁の挙動

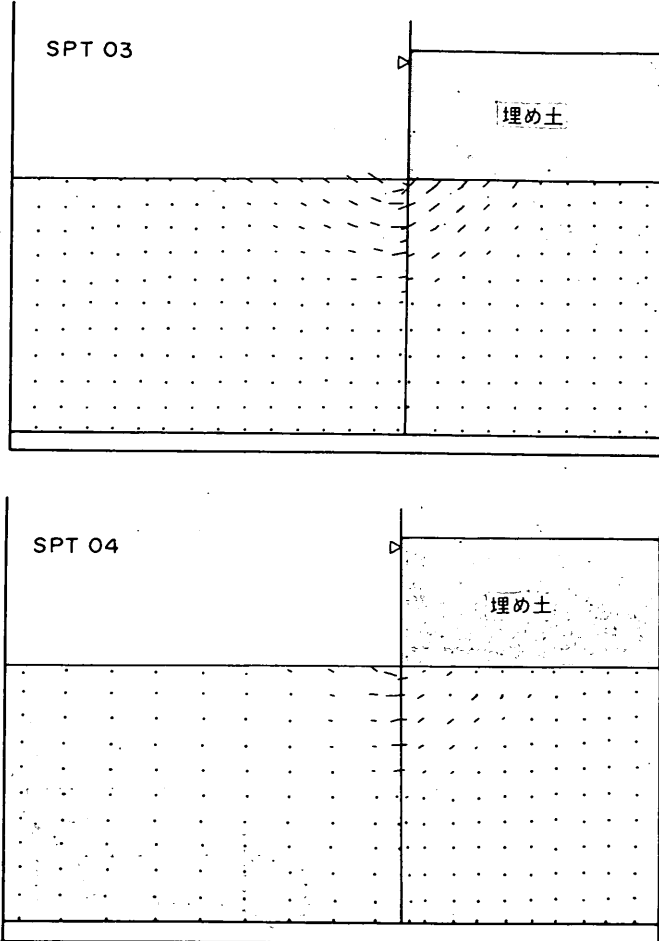


図-37 地盤の変位ベクトル

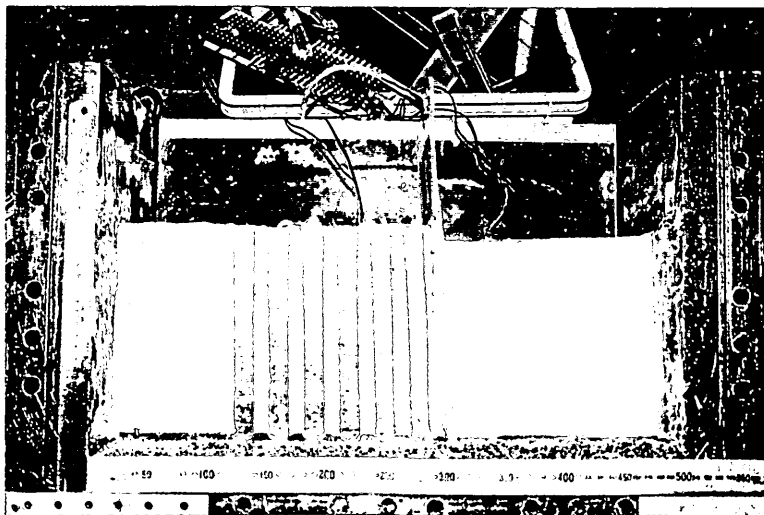


図-38 砂杭の状況 (SPT06)

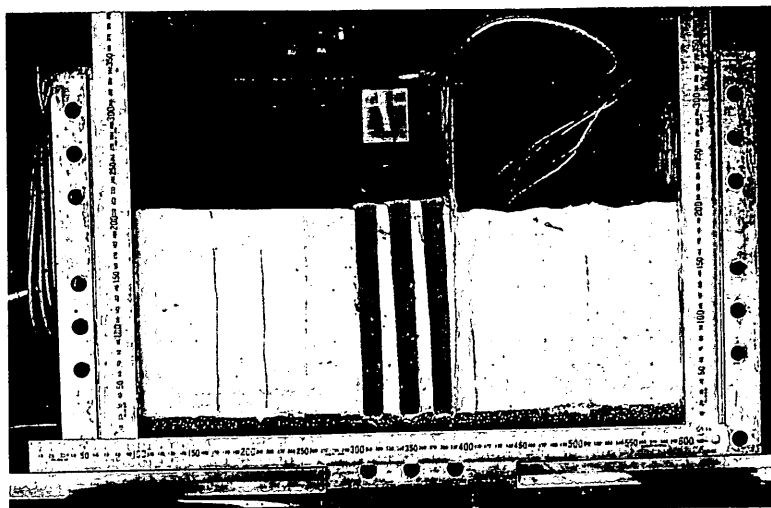


図-39 砂杭の状況 (SPT04)

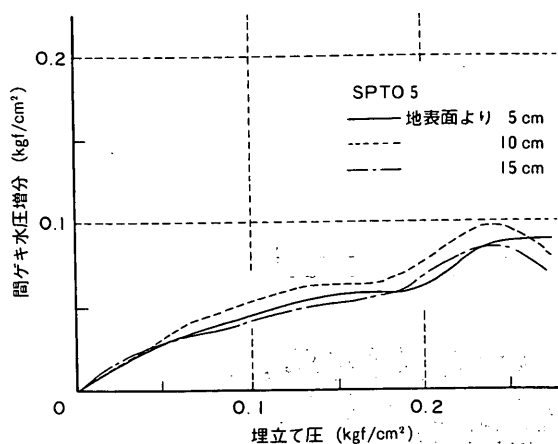


図-40 間隙水圧挙動

中する傾向が見られる。これは、砂杭と粘土との圧縮剛性の違いによって粘土部分に作用した圧力が砂杭に徐々に伝播していくためと考えられる。本ケースでは、杭間の土圧は計測されていないので、力の釣り合いより推定すると、粘土地盤に作用する圧力増加はほとんど0という結果が得られた。また、図-40に示した杭間の間隙水圧の増加量では、 0.7 kgf/cm^2 (埋立て圧 0.2 kgf/cm^2 の時) の値が得られている。この値が鉛直土圧増分に等しいと仮定して応力分担比を求めると約5.3となり、支持力の場合に見られたのと同程度の大きな応力集中が生じていることが確認された。また、逆に、埋立て圧がこ

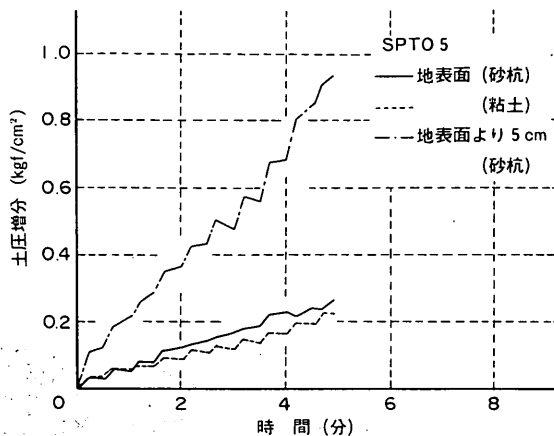


図-41 土圧挙動

のように砂杭に集中するため、粘土地盤中の間隙水圧の発生が小さくなったと考えられる。

3) 間隙水圧挙動 (受働側)

図-42は、受働側の粘土地盤中に発生した間隙水圧を埋立て圧との関係で示している。埋立て初期には、いずれの深さでもほぼ同じ大きさの間隙水圧が発生していることが分る。しかし、埋立てが 0.05 kgf/cm^2 を超える頃より、深さによって間隙水圧の発生状況が異なり始め、深い位置の方がより大きな間隙水圧が発生していることが分る。同様な傾向は無改良地盤 (SPT07, 図-18参照) でも多少見られているが、このように顕著に

は表れていない。また、間隙水圧の増加量について見ると、本ケースの場合には SPT07 と比べて約 50% 程度と小さくなっていることが分る。

図-43 には、地表面より 10 cm 下の位置での水平土圧 (EP) ならびに間隙水圧 (PWP) の挙動を示した。受働側の土圧増分は同位置の間隙水圧増分とはほぼ等しく、矢板からの水平力を間隙水圧で抵抗していることが分る。なお、実験では埋立て載荷後も遠心装置を運転し続け長期的な変形挙動を観察したが、受働側及び埋立て側に発生した間隙水圧が消散したため、矢板の変形量はほとんど変化しなかった。

図には、同位置の埋立て側での間隙水圧の増分もあわせて示している。受働側の圧力増分は埋立て側より多少小さいものの埋立て中を通じてほぼ同様の挙動をしてい

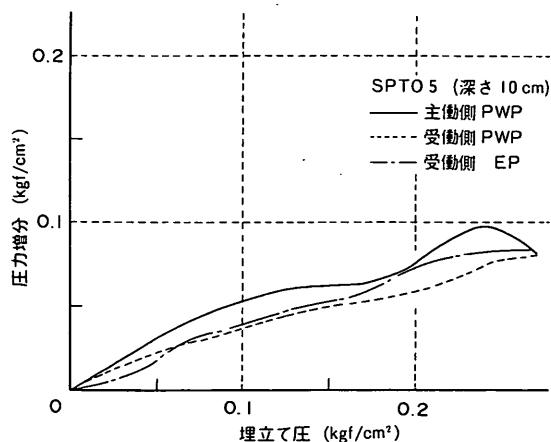


図-42 間隙水圧挙動 (受働側)

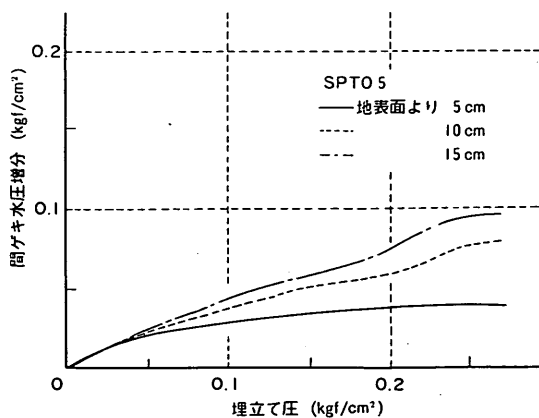


図-43 間隙水圧・土圧挙動

ることが分る。

4) 曲げモーメント分布

埋立て中の曲げモーメント分布を図-44 に示した。矢板の条件が同じで無改良地盤 (SPT03, 図-33 a) 参照) や受働側を改良した場合 (SPT04, 図-33 b) 参照) での曲げモーメントと比較すると、最大曲げモーメントの大きさは多少異なるものの、発生位置は地表面付近であり SCP 改良の幅・場所にはあまり影響を受けないことが分る。一方、負の最大曲げモーメントは無改良の場合よりも小さいものの、受働側を改良した場合

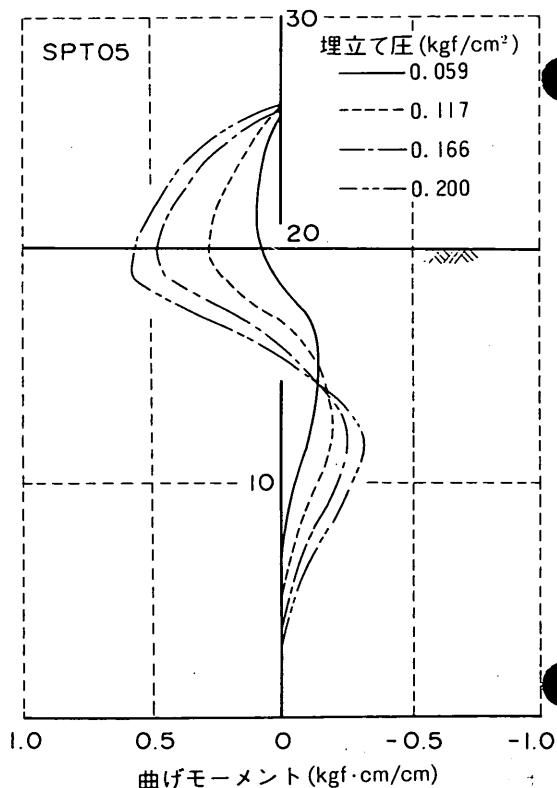


図-44 曲げモーメント分布

よりも大きかった。

5) タイロッド荷重

図-45 には、タイロッド荷重の変化を無改良地盤 (SPT03), 受働側を改良した場合 (SPT04) と比較して示している。埋立て圧が 0.2 kgf/cm^2 程度までは他のケースにくらべてタイロッド荷重が全般的に小さいことが分る。これは、図-40, -41 に示したように埋立て側に発生する間隙水圧、水平土圧が SPT03, SPT04 に比べ小さいためと考えられる。しかし、埋立て圧が

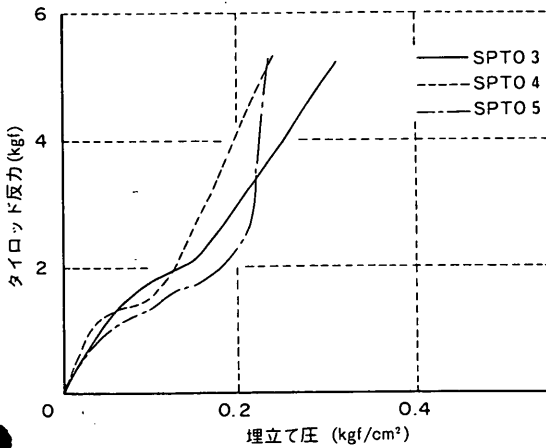


図-45 タイ荷重

0.2kgf/cm²を超える頃よりタイロッド荷重が急激に増加する傾向が見られる。これは埋立て荷重の増加によって、砂杭が局所的に降伏し支持していた圧力が開放されたためと推測されるが、詳細な原因は不明である。

6) 砂杭の変形状況

実験後の砂杭の状況を図-46に示した。この場合にも矢板のすぐ背後の1～3本の砂杭の頭部がわずかに拡幅し、わずかに倒れる様な変形をしていることが分る。しかし、全般的な変形量は小さく、砂杭の破壊現象は見られていない。

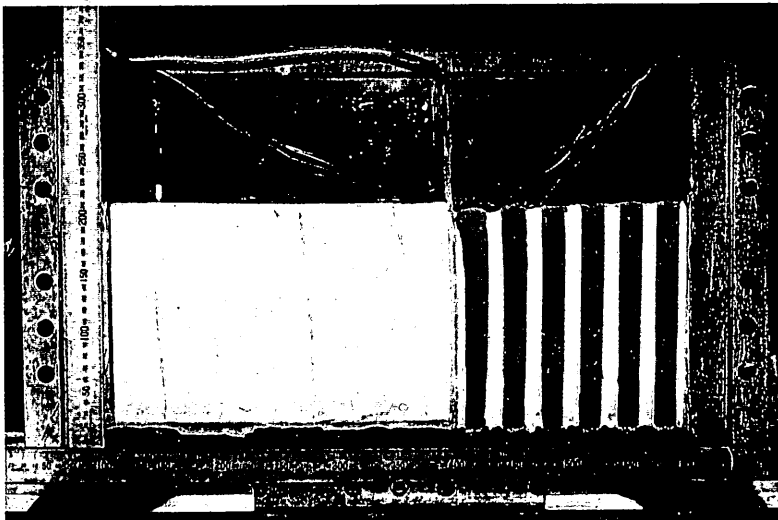


図-46 砂杭の状況 (SPT05) (写真)

5. SCP改良地盤の効果について

これまで見てきたように、受働側にSCP改良を行っても埋立て側の粘土地盤に発生する間隙水圧の大きさは無改良地盤の場合と比較してもほとんど変化が見られなかった。しかし、SCP改良を行なうことで受働側からの拘束が強まるため矢板の変形が小さくなる効果が見られた。又、埋立て側をSCP改良した場合には、埋立て圧は砂杭に集中するため地盤内に発生する間隙水圧が小さくなる傾向が見られた。そして矢板に作用する力が小さくなることによって矢板のモーメントなどに改良の効果が表れることが分った。

ここでは、矢板の曲げモーメント、タイロッド荷重ならびに矢板の変形についてSCP改良の改良効果を考察することとする。

5.1 矢板の曲げモーメントへの効果

埋立て圧が0.1kgf/cm²での矢板に発生する最大曲げモーメントとSCP改良との関係を図-47に示した。各実験ごとに埋立て圧が多少異なっているため、前後の計測データより内挿して示している。図中、横軸はSCP改良幅を示しており、中心軸(無改良を表す)より、左側には受働側の改良幅を、右側には埋立て側(主働側)の改良幅をそれぞれ表している。

矢板の曲げ剛性が大きい場合には、前述したように大きな曲げモーメントが発生している。そして、SCP改良によって、曲げモーメントが減少する傾向が見られる。受働側を10cm改良した場合には曲げモーメントが約12

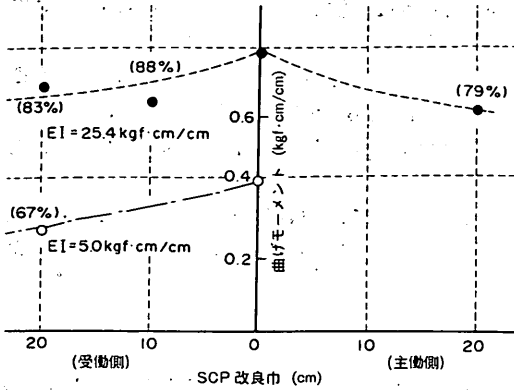


図-47 曲げモーメントへの効果

%程度減少している。しかし、改良幅をさらに10cm 増加させてもそれによるモーメントの減少量は5%程度(全体で17%程度)と比較的小さいことが分る。また、曲げ剛性が小さく受働側を20cm 改良した場合には33%程度減少しており大きな改良効果が見られている。一方、埋立て側を改良した場合には、改良幅が20cm の場合にはモーメントが21%程度減少している。実験では1ケースしか行っていないため詳細な改良効果について記述することは出来ないが、全般的には受働側の改良とほぼ同程度であると考えられる。

5.2 タイロッド荷重への効果

図-48には、タイロッド荷重について示した。受働側を改良した場合について見ると、矢板の曲げ剛性によってタイロッド荷重が大きく変化しているが、SCP改良の効果は20cmの改良で14~20%程度と曲げモーメントへの効果と比較すると小さい。また、埋立て側についてもS

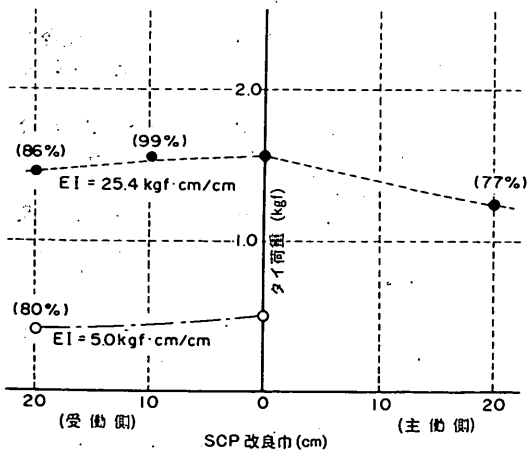


図-48 タイロッド荷重への効果

CP改良の効果は全般的に小さいことが分る。これは、タイロッドが埋立て砂層からの水平土圧によるものが多いため、粘土地盤中の改良にはほとんど影響を受けないものと考えられる。

5.3 矢板の変形への効果

矢板の最大たわみ量に及ぼすSCP改良の効果を図-49に示した。受働側を改良する場合には20cm 改良することでたわみ量が最大34%程度減少している。一方、埋立て側を改良した場合には、受働側を改良した場合にくらべてその効果は著しく、20cm 改良した場合には水平変位を73%程度も小さくすることが分る。

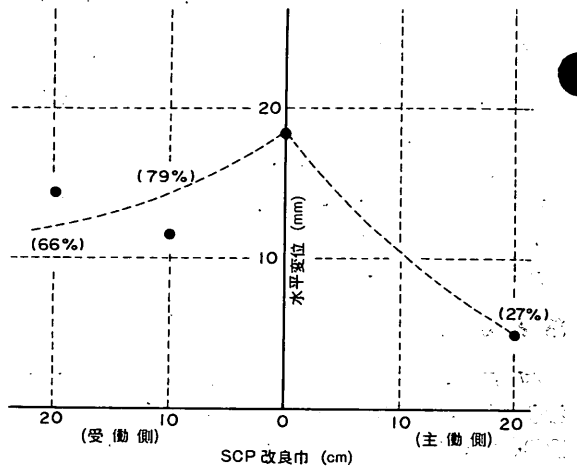


図-49 矢板の変形への効果

6. 結論

本研究で得られた結論をまとめて以下に示す。

- 1) 遠心模型実験装置を用いた模型実験で、SCP改良地盤中の矢板岸壁の埋立て時の挙動に及ぼす改良幅、矢板剛性の影響を検討した。
- 2) 無改良地盤の場合には、埋立てによって粘土地盤中に埋立て圧にほぼ相当する過剰間隙水圧が発生し矢板に作用する。一方、受働側の粘土地盤中にも間隙水圧が発生し短期的には矢板からの水平力に抵抗する。そして、地盤は地表面付近より破壊し最終的には円弧状のすべり破壊が発生する。
- 3) 矢板の曲げ剛性が異なっても、埋立てにともなう埋立て側での間隙水圧の発生にはほとんど差が見られなかった。矢板の曲げ剛性が大きい方が埋立て圧は矢板により集中するが、実験条件の範囲では矢板の変位量は小さく地盤の破壊は生じにくくなった。
- 4) 受働側をSCP改良した場合にも、無改良地盤の場合

合と比較して埋立て側に発生する間隙水圧は変化しなかった。地盤改良することによって、地盤の深い位置での拘束が大きくなり地盤全体的な破壊は生じなかった。

- 5) 埋立て側を改良した場合には、埋立て圧の多くは砂杭が支持するため粘土地盤中の間隙水圧の発生は無改良地盤に比較して小さく、結果として矢板及び地盤の変形も小さくなる。
- 6) SCP改良地盤では、矢板の最大曲げモーメントは無改良地盤に比べて10～30%程度小さくなった。受働側を改良する場合には比較的小さい改良幅でも大きな効果が得られ、それ以上改良幅を広げても大きな効果は見られなかった。
- 7) タイロッド荷重はSCP改良することによって14～20%程度小さくなったが、全般にはSCP改良の効果は小さかった。
- 8) 改良地盤中の矢板の水平変位は、無改良にくらべて35～70%程度も変位量が小さくなった、また受働側よりも埋立て側を改良した方が効果はより大きかった。

あとがき

本研究では、SCP改良地盤中の矢板護岸の変形・破壊挙動を検討するため、非常に大きな変形を生じさせる実験を行っている。そして、SCP改良地盤の効果についても、砂杭が大きく変形する極限に近い状態を再現し、矢板の曲げモーメント、変形量などについてのSCP改良地盤の効果を検討した。その結果、低置換率SCP改良であっても、矢板の水平抵抗を増加させる効果があることが明らかになった。しかし、その程度は水平抵抗を数倍にも高めるものではなく、20～30%程度改良するものであった。

一方、現地においては、矢板などの水平抵抗の改善のための工法として、高置換率SCP工法は既に幾つかの現場で用いられている。そして、設計にあたっては、粘土と砂杭からなる複合地盤の地盤反力係数をそれぞれの地盤反力係数を平均して推定される場合が多いようである。このように設計され、施工された現場の中には、現地の挙動より逆算した地盤反力係数が設計値よりも小さく、当初に期待していた通りの改良効果が見られないとする報告もある。しかし、実構造物について計測されたこれらの値は、一般的には比較的小さい変形量での値である場合が多いため、矢板と直前の砂杭との間の粘土地盤の変形によって支配されている場合が多いと考えられる。特に粘土地盤はSCP打設によって乱されるため、

その後の強度回復の程度によっては、改良効果が現れないことも考えられる。

このように、本研究の成果を現地に直接活用するためには、SCP改良地盤の地盤反力係数への効果やSCP打設に伴う地盤の乱れとその後の強度回復等について検討する必要がある。

今後は、上記の課題を検討するとともに、砂杭の置換率、改良深さなどの効果についても検討を進めていきたい。(1993年3月30日受付)

謝 辞

本研究を実施するにあたり、寺師前地盤改良研究室長(現、㈱日建設計中瀬土質研究室)には、数多くの助言をいただいた。末尾を借りて感謝の意を呈する。

参 考 文 献

- 1) 末松直幹：サンドコンパクションパイル工法－現況報告－、複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム、土質工学会、S59.10, pp.13～26.
- 2) 石綿知治：土木技術開発のフロンティア、対話事例研究によるアプローチ、土木学会誌、Vol.64, No.1, pp.46～54.
- 3) 一本英三郎、末松直幹：わが国における技術開発例、コンポーザー工法、土木学会誌、Vol.65, No.8, pp.28～30.
- 4) 竹村次朗、木村孟、中瀬明男、斎藤邦夫：複合地盤の力学性状に関する実験的研究、第37回土学会年次学術講演会第Ⅲ部門、1982, pp.507～508.
- 5) Kimura, T., Nakase, A., Saitoh, K. and Kusakabe, O.: On the effectiveness of Relatively Shallow Soil Improvements, Proc. 8th European Conf. on SMFE, Vol.2, pp.375～380.
- 6) 田中史明、藤森一弘、中瀬明男、日下部治：複合地盤の水平抵抗に関する実験、第18回土質工学研究発表会、1983, pp.953～956.
- 7) 西田与志雄、田中史明、中瀬明男、日下部治：複合地盤の水平抵抗に関する実験(第2報)、第19回土質工学研究発表会、1984, pp.949～952.
- 8) 寺師昌明、北誥昌樹：低置換率SCP工法により改良された粘性土地盤の支持力、港湾技術研究所報告、第29巻、第2号、1990年6月、pp.119～148.
- 9) 柳生忠彦：サンドコンパクションパイルによって改良された粘土地盤上の港湾構造物の挙動に関する研究、東京工業大学学位請求論文、1990年3月、134p.
- 10) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説－改訂版－、1989年2月、上巻、p.375.
- 11) 神田勝巳、寺師昌明：粘性土地盤を対象とするSCP工法の実用設計法－感度分析と実態調査－、港

- 湾技研資料, No.669, 1990年3月, pp.1~52.
- 12) 棚橋祐三郎: 閘門の計画・設計について(1), 神戸調設広報, Vol.13, No.1, 1986, pp.99~104.
- 13) 棚橋祐三郎: 閘門の計画・設計について(2), 神戸調設広報, Vol.13, No.2, 1987, pp.83~92.
- 14) 藪下博, 水野恭男, 岩崎光男, 沢井雅樹: 複合地盤の土圧に関する一考察, 第11回土質工学研究発表会, 1976, pp.717~720.
- 15) 水野恭男, 寺田正治, 坪井英夫: 複合地盤の土圧の考え方について, 第34回土木学会年次学術講演会第Ⅲ部門, 1979, pp.395~396.
- 16) 八木則男, 矢田部龍一, 武智修: 複合地盤の単純せん断特性, 第18回土質工学研究発表会, 1983, pp.951~952.
- 17) 三笠正人, 高田直俊, 大島昭彦, 河本憲二, 東祥二: 砂杭によって改良した粘土地盤模型の破壊実験(第一報), 第18回土質工学研究発表会, 昭和58年, pp.1477~1478.
- 18) 三笠正人, 高田直俊, 大島昭彦, 河本憲三, 東祥二, 大林淳: 複合地盤上に建設した控え矢板式護岸の模型実験, 第21回土質工学研究発表会, 1986年, pp.1857~1858.
- 19) 三笠正人, 高田直俊, 栗須和茂, 大林淳: 複合地盤上に建設した控え矢板式護岸の模型実験(第2報), 第22回土質工学研究発表会, 1987年, pp.1841~1842.
- 20) 寺師昌明, 北誥昌樹, 久保慎一: 遠心模型実験による複合地盤の受働土圧実験, 第27回土質工学研究発表会, 1992年6月, pp.2159~2162.
- 21) 石丸守, 三浦修: SCP改良地盤における横方向地盤反力係数について, 神戸調設広報, Vol.10, No.1, 1983, pp.55~64.
- 22) 寺師昌明: 遠心力載荷実験手法とその適用例—深層混合処理改良地盤の挙動—, 昭和60年度港湾技術研究所講演会講演集, 1985年12月, pp.119~184.
- 23) 北誥昌樹, 遠藤俊雄, 寺師昌明: 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, 1988年9月, pp.185~203.
- 24) A. Schofield and P. Worth: Critical State Soil Mechanics, Mcgraw-Hill, 1968.

EI: 矢板の曲げ剛性
 σ_v' : 有効鉛直応力
 σ_h' : 有効水平応力