

ISSN 0386—5878

土木研究所資料 第2698号

土 木 研 究 所 資 料

地すべり抑止のための剛体杭の解析

平成元年1月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © 1989 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

地すべり抑止のための剛体杭の解析

地すべり研究室 室 長 中 村 浩 之
研究員 石 黒 亙*
吉 田 克 美

要 旨

地すべり抑止のための剛体杭について、大型模型実験、三次元有限要素解析を行なうことによって、杭の挙動の把握、杭間隔による効果の把握を試みたものである。

キーワード：地すべり防止工，杭工，剛体杭，剛体杭の設計，大型模型実験，三次元解析

* 現北陸地方建設局飯豊山系砂防工事事務所

目 次

1. はじめに	1
2. 模型実験	2
2-1 概要	2
2-1-1 実験概要	2
2-1-2 実験装置	2
2-2 実験手順	2
2-2-1 実験準備	2
2-2-2 基本実験	3
2-2-3 本実験	8
2-3 実験結果	14
2-3-1 土質試験	14
2-3-2 基本実験	18
(1) 地表面格子の観察	18
(2) 土塊の鉛直方向の変位	18
(3) せん断試験	19
2-3-3 本実験	23
(1) 地表面格子の観察	23
(2) 土塊の鉛直方向の変位	23
(3) せん断試験	27
(4) 杭頭変位と杭傾斜	32
(5) 杭にかかる土圧の垂直分布	34
(6) " 平面的分布	36
(7) せん断に伴う土圧の変化	36
2-3-4 結論	36
(1) 杭の本数とせん断抵抗力	36
(2) 杭間隔とせん断抵抗	41
(3) 土圧の分布形状	44
(4) せん断抵抗力と発生土圧	47
(5) 杭の変位と土圧	47
(6) 土圧と杭間隔	47
3. 三次元解析	51

3-1	解析内容	51
3-1-1	解析手法	51
3-1-2	解析ケース	52
3-2	解析条件	53
3-2-1	有限要素モデル	53
3-2-2	模型杭の解析に用いた諸物性値	53
3-2-3	実物杭の解析に用いた諸物性値	60
3-2-4	土圧の算定	61
3-2-5	剛体杭の判別	63
3-2-6	剛体杭の断面力	64
3-2-7	たわみ杭の断面力	65
3-3	解析結果	66
3-3-1	模型杭	66
(1)	地盤と杭の変位	66
(2)	地盤の水平応力	69
(3)	杭間隔による杭変位と土圧	74
(4)	杭間隔と全土圧	74
(5)	せん断力およびモーメント	74
3-3-2	実物杭	78
3-3-3	結論及び考察	80
4.	おわりに	83

1. は じ め に

最近、地すべり抑止工法として杭工が利用される例が非常に多くなってきており、特に重要度の高い地すべり、災害関連の地すべり等ではそれが著しい。この工法は、杭をすべり面より下部の安定した不動層と地すべり土塊とをはさむように設置して、地すべり力を杭によって抵抗させることにより地すべり土塊の運動を抑止するものである。これらの抑止杭をその挙動から大別して、たわみ杭と剛体杭とに分類される。たわみ杭としては一般に用いられている鋼管杭が相当し、剛体杭としてはシャフト工や短杭等が相当する。

一般に地すべり地内においては、地すべり運動方向と直角の方向に並列に杭が設置される。しかし、このように並列に施工された杭に対して、杭の間隔と杭の発揮する効果、その三次元的にみた挙動等についてはまだ十分に解明されておらず、それらを反映した適切なる設計手法の精度の向上が望まれている。

亀の瀬地すべりでも現在直径 6.5 m のシャフト工が施工されているが、最近杭工の中でも特にシャフト工の利用頻度が高いことから、地すべり地内に設置された剛体杭を想定した大型模型実験ならびに三次元解析を行ない、杭の抑止効果とその間隔との関係、三次元的に見た挙動等の把握を試みた。本実験ならびに解析が、地すべり剛体杭の合理的な設計手法確立の一助になれば幸いである。

なお本調査は建設省近畿地方建設局大和川工事事務所の依頼により実施したものである。

2. 模 型 実 験

2-1 概要

2-1-1 実験概要

大型一面せん断試験機（建設省土木研究所所有）を用いて本実験を行なった。

実験はすべり面（せん断面）の強度定数を求める基本実験3ケースと、杭の本数・間隔を変えた本実験4ケースに大別される。また、この他に予備実験として試料砂の土質試験を行う。

(1) 基本実験（実験-1，実験・1-2，実験・1-3）

杭を設置しない状態で上載荷重を変えることによって、すべり面の土質強度定数 c ， ϕ を求めると共に、土塊の変形状態を観察することを目的とする。

(2) 本実験（実験-2，実験-3，実験-4，実験-5）

杭を1本設置した実験（実験-2）と、杭を3本設置し設置間隔を変えた実験（実験-3，4，5）を行う。

この際、杭に直接かかる土圧や、せん断に伴う杭の傾斜を測定することによって、杭による地すべり抵抗力の増加や、変位量と土圧の関係、杭間隔と土圧の関係、杭にかかる土圧分布、土塊の変形状況などを調べるものである。

2-1-2 実験装置

せん断試験機は、図-1に示すように幅1.5 m，長さ2.0 m，深さ2.0 mのせん断箱を持つもので、160 tfまでの上載荷重をかけられるようになっている。また、せん断は水平方向に設置された300 ton ジャッキにより行い、そのせん断速度は任意に制御できる特長を有する（巻末写真1参照）。

2-2 実験手順

2-2-1 実験準備

(1) 準備

a) 試料砂の準備

試料砂を屋外にうすく広げ、天日にて2日間乾燥させた。乾燥の完了した砂のうち、約7 m³を実験用試料砂として実験棟内にダンプトラックにて搬入した。

b) 試験機の準備

大型一面せん断試験機は、せん断ジャッキのストローク確認をし、上載荷重・載荷用ジャッキの載荷速度調整を行った。

(2) 土質試験

土質試験は次の項目について行ない、試験方法は土質工学会「土質試験法」によるものとした。

a) 土の物理試験

比重試験

粒度試験

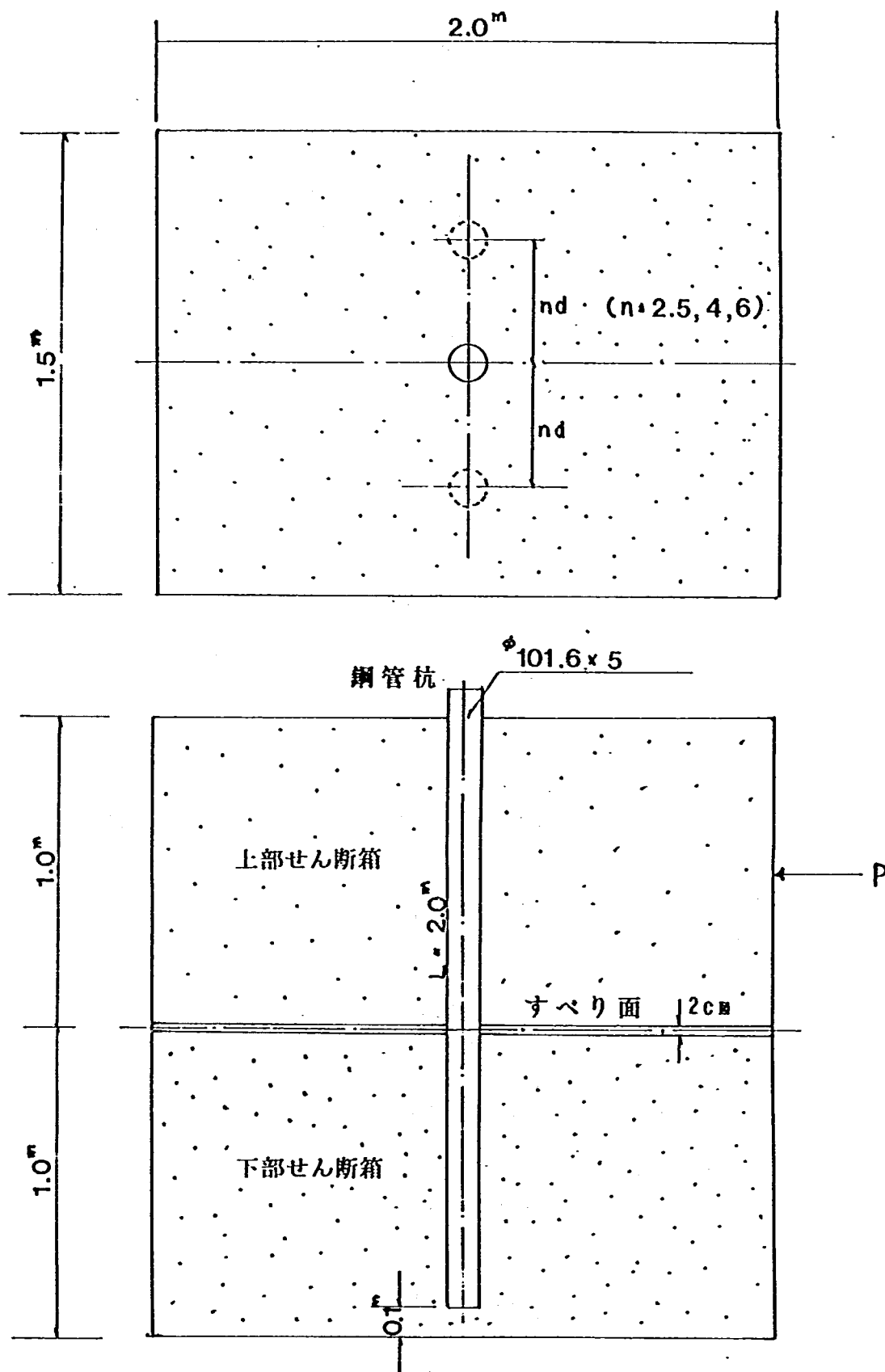


図-1 せん断試験機 (せん断箱)

含水量試験

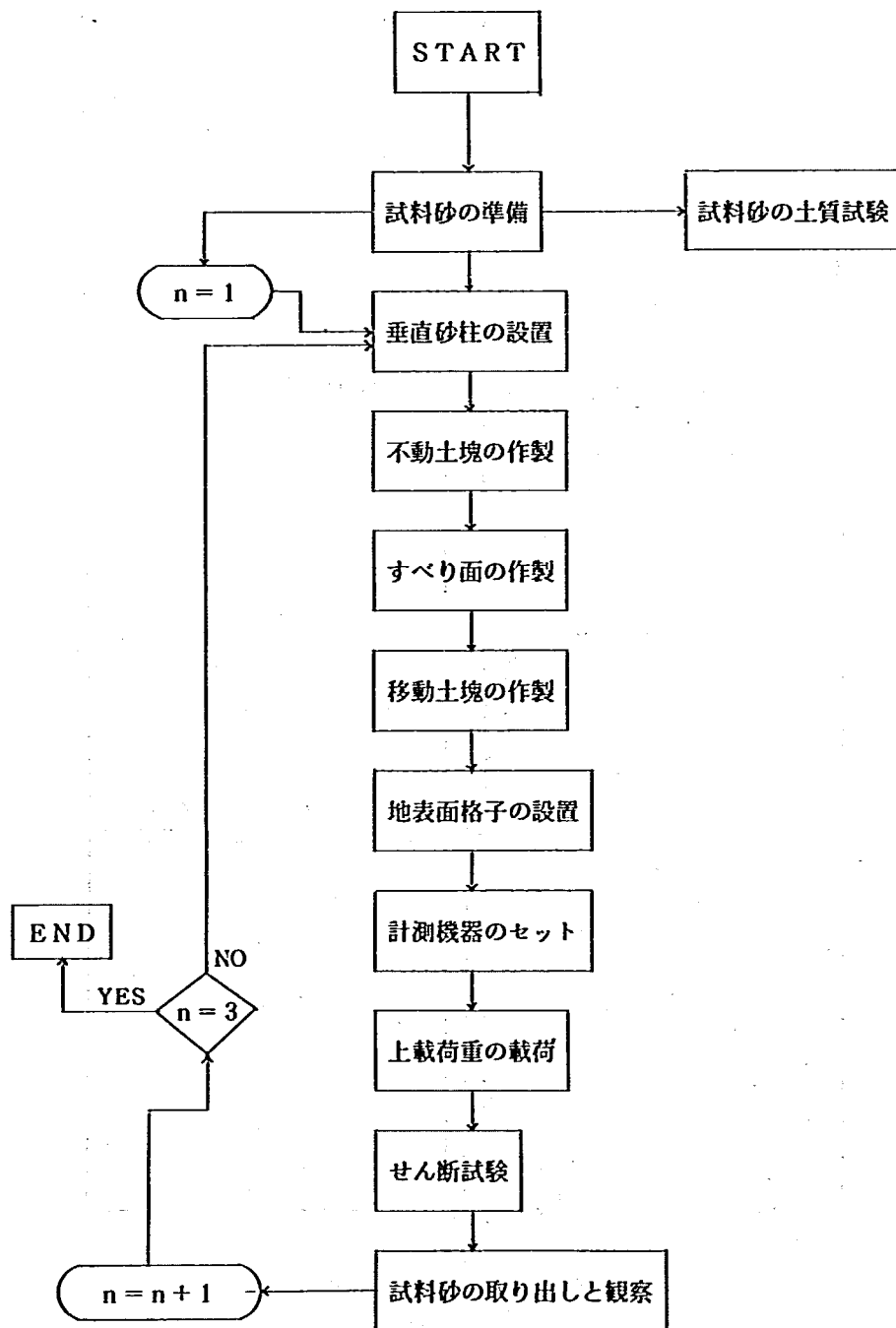
b) 土の力学試験

一軸圧縮試験

三軸圧縮試験

2-2-2 基本実験

基本実験は杭のない状態でせん断面（不動土塊と移動土塊の境界面）の強度定数 c 、 ϕ を求めるために行ったもので次のフローに従った。



(1) 変位観測用砂柱の設置

せん断後の土塊の鉛直方向の変化を把握するために、鉛直変位観測用砂柱を設置した。このために直径10cm、長さ1mのサンプラー5本を図-2のように鉛直にセットした。このサンプラーは、後述する試料砂の投入、締め固めに伴って白色細砂を入れながら徐々に引き抜き、最終的に長さ2mの連続した白色砂柱を形成した。

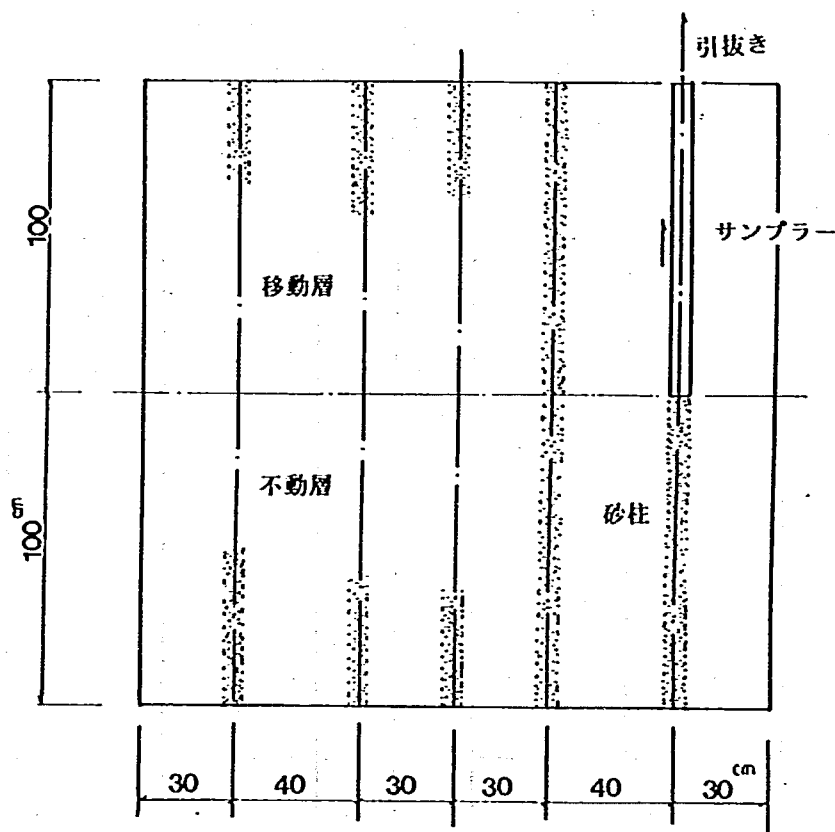


図-2 変位観測用砂柱の設置

(2) 不動土塊の作製

下部せん断箱に試料砂を比較的密に詰めて、これを不動土塊とみなした。この試料砂の投入前に試料砂の含水比を測定しておく。試料砂は重量を計りながら、0.3ml容量のホッパーにてせん断箱に投入していく。この時層厚20cmごとに締め固めを行った。締め固めは重さ10kgのランマーを50cmの高さから3回自由落下させて、試料砂が均一の密度になるようにした。

不動土塊は最終的に99cm深さになるように作製した。

(3) せん断層の作製

下部せん断箱と上部せん断箱の境をせん断面とみなして、これを中心に厚さ2cmのベントナイト製せん断層を作製した。

ベントナイトはミキサーにて含水比200%になるように調整し、これを不動土塊層の上に厚さ2cmに巻き出し、表面が平らになるように金ゴテにて仕上げた。

(4) 移動土塊の作製

上部せん断箱に試料砂を緩く詰めて、これを移動土塊とみなした。試料砂は、不動土塊作製時と同様に、含水比を測定し重量を計測したものを同様の手順で投入した。締め固めは重さ10kgのランマーを50cmの高さから1回自由落下させて、試料砂が均一の密度になるようにした。

最終的に移動土塊は上部せん断箱の上面まで99cm深さになるように作製した。

(5) 地表面格子の設置

せん断に伴う移動土塊の乱れを定性的に把握する目的で、地表面にチョーク粉で格子状の線を引いた。これにより試験前と試験後の地表面の動きを比較観察した。

この時の格子のパターンを図-3に示す（巻末写真2参照）。

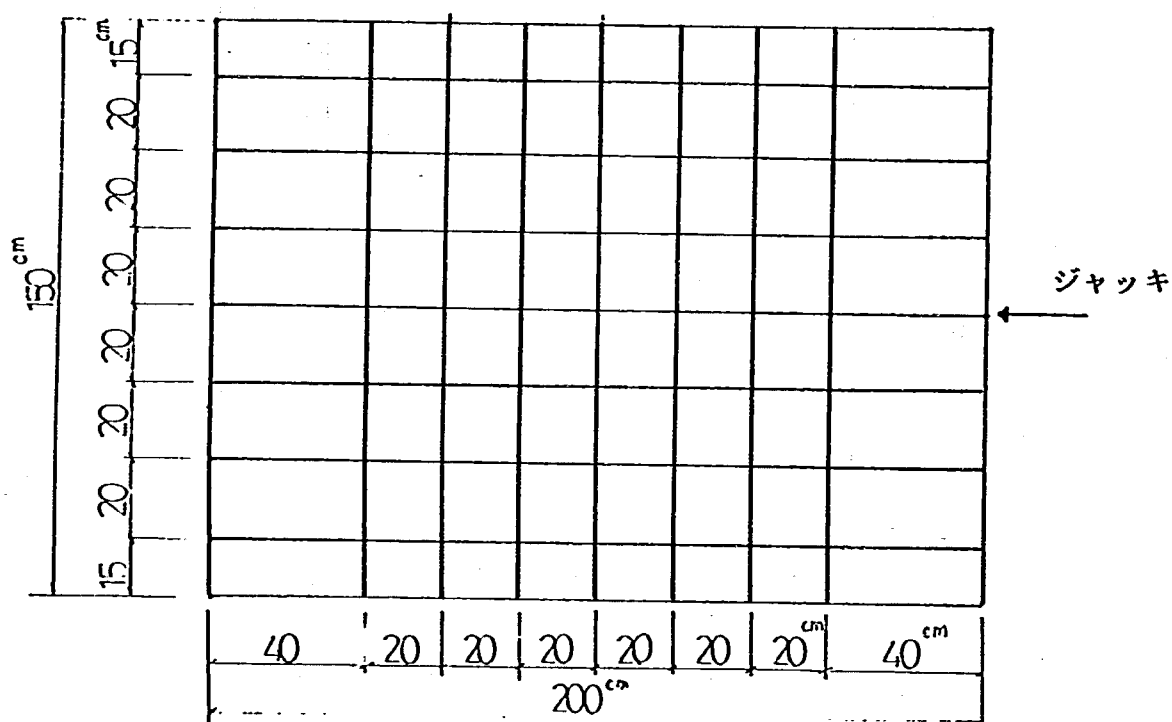


図-3 地表面格子の設置

(6) 計測機器のセットと計測器

基本実験における計測項目は次の通りである。

- ① せん断荷重……………せん断ジャッキの圧力変換器にて計測。
- ② 水平変位……………せん断に伴う上部せん断箱の変位を100cmストロークの変位計にて計測。
 - 圧力変換器 (PW-100)
東京測器研究所製
容量 100 kgf/cm²
校正係数 0.02505 kgf/cm²/μ
 - 水平変位計 (DP-1000 B)

東京測器研究所製

容量 1000 mm

校正係数 5 μ /mm

これら計測機器は、図-4の位置にセットし、スキャナー、データロガー（共和電業UCAM）を通してパソコンに接続した。

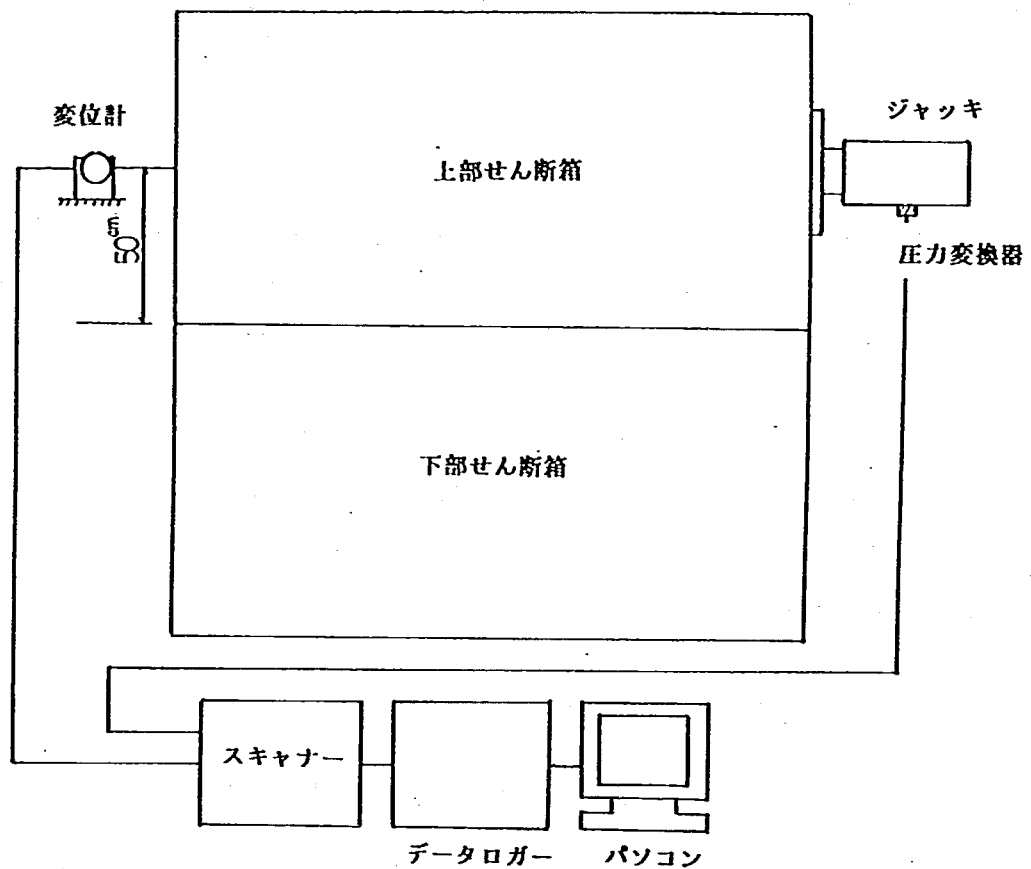


図-4 計測機器のセット

(7) 上載荷重の載荷

計測機器のセット完了後、上載荷重をかけた。

この値は、3回の基本実験すべてにおいて異なるものであり、下表の通りである。

実験 No.	上 載 荷 重	
実験・1	0 tf	※ 0.15 kgf/cm ²
実験・1-2	15 tf	0.5 kgf/cm ²
実験・1-3	22.5 tf	0.75 kgf/cm ²

※ 移動土塊の自重を考慮

なお、この上載荷重は試験機に備え付けられたもので、8基のジャッキで地表面に均等に荷重をかけられるようになっている。

(8) せん断試験

せん断試験はせん断速度 1 mm/min のひずみ制御方式で行った。基本的には10分ごとにデータを取り、水平変位が10cmになるまで行った。

(9) 試料砂の取り出しと観察

せん断試験完了後、地表面の格子の変状を観察し、この後試料砂を約20cmごとの厚さで取り出していった。

この時、当初鉛直方向に設置した変位観測用砂柱の相対的な間隔を約20cmの深さごとに計測した。

2-2-3 本実験

本実験は、剛体杭を設置した状態で杭に直接かかる土圧や、せん断に伴う杭傾斜を測定することによって、杭による地すべり抵抗力の増加や、変位量と土圧の関係、杭間隔と土圧の関係、杭にかかる土圧分布、土塊の変形状況などを調べるものであり、図-5のフローに従って行なった。

(1) 実験ケース

本実験においては、杭の間隔の違いによる杭の挙動、杭にかかる土圧、ならびに杭の間隔による効果を把握するために、杭が1本の場合1ケース（試験機の中心）と杭が3本の場合3ケース（杭は中心に1本とその左右に対称に2本で、その間隔は杭直径の夫々、2.5倍、4倍、6倍）で実験を行った。実験ケースは表-1、図-6に示すとおりである。

(2) 杭の加工

実験に用いる杭として次の材料を用いた。

配管用炭素鋼管（SGP）（JIS G 3452-1978）

外 径	厚 さ	重 量	断 面 積	断面二次モーメント	断面係数
ϕ		kg/m	cm^2	cm^4	cm^3
101.8	4.2	10.1	13.14	152.68	24.0

なお、弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ である。

杭長はすべて2.0 mに切断したものを用いた。

また、本実験で用いた杭のうち中心に設置するものには、小型の圧力センサー（PS-A共和電業製）をとりつけた。このセンサーは直径6 mm、厚さ0.6 mmのもので、できるだけ形状による土圧への影響が小さくなるようにするために選択したものである。圧力センサーの取付け位置は図-7-1～7-2に示すとおりである（巻末写真3、4）。

(3) 杭の設置

下部せん断箱底面の所定の位置に剛体杭を鉛直に設置した。この際、底面の杭設置位置には試料砂を盛り上げ、杭が底面より10cm浮くようにした（図-8）。

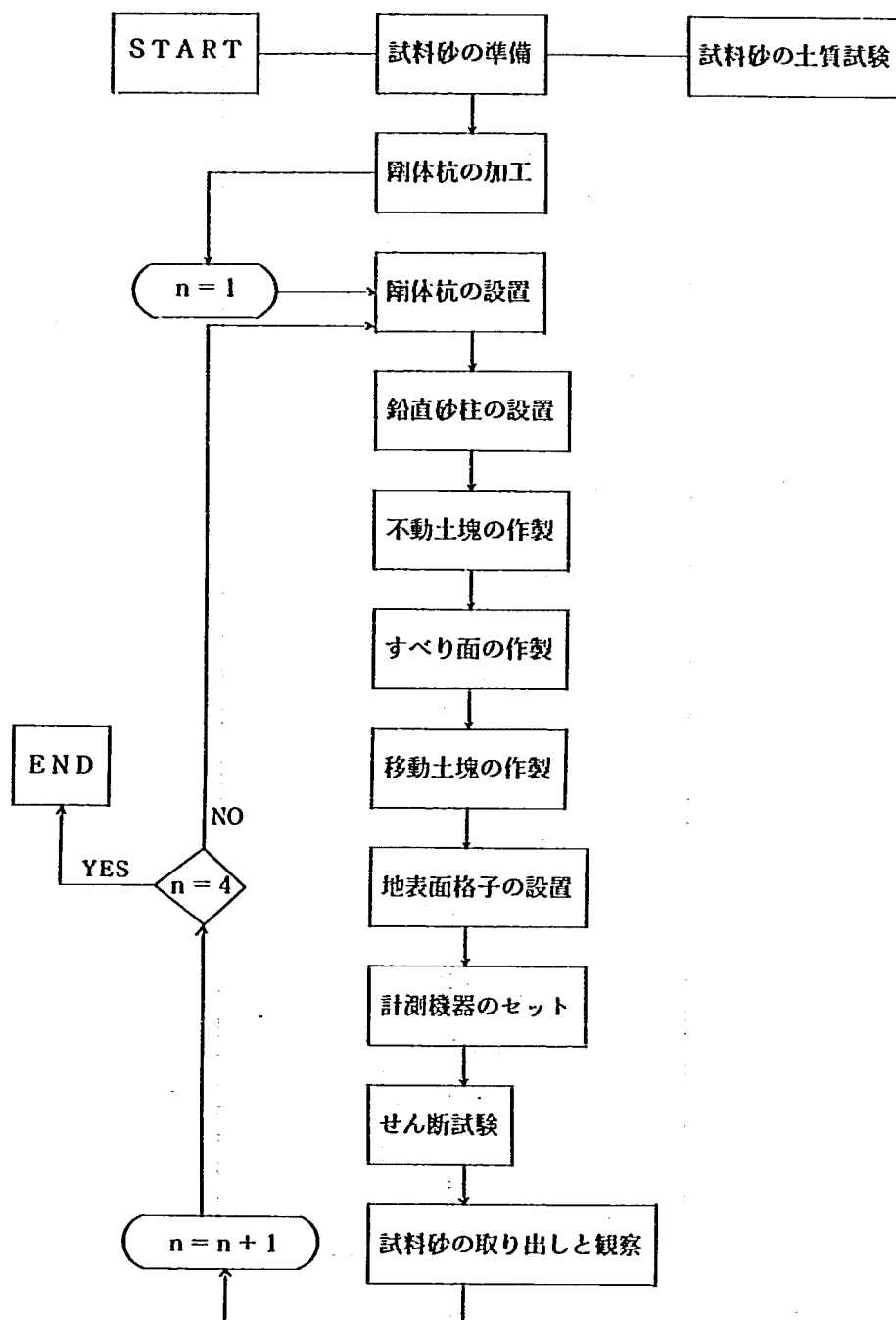
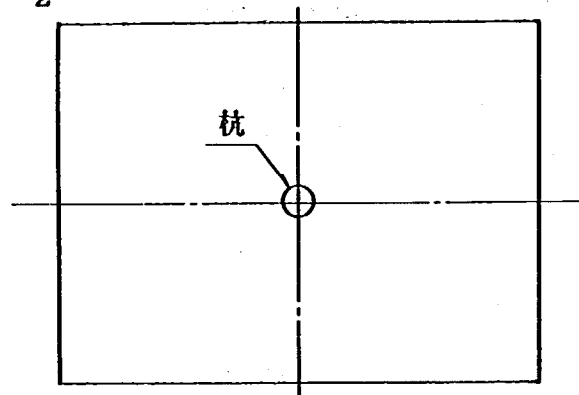


図-5 フロー

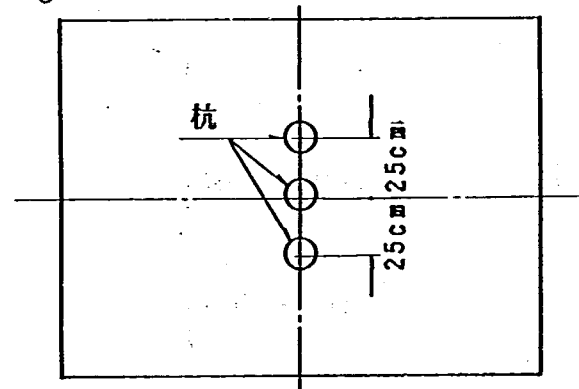
表-1 本実験ケースの杭間隔

	杭 本 数	杭間隔 (c. t. c)
実験 - 2	1	—
実験 - 3	3	2.5 cm
実験 - 4	3	4.0 cm
実験 - 5	3	6.0 cm

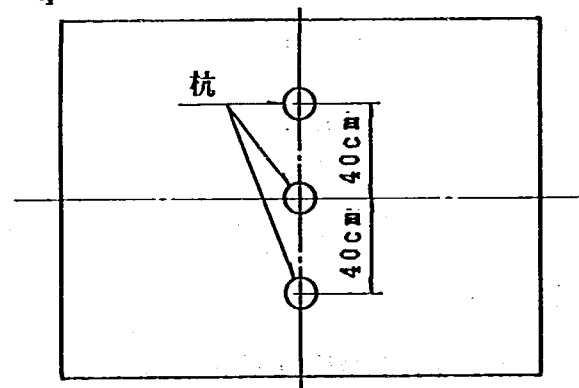
実験 - 2



実験 - 3



実験 - 4



実験 - 5

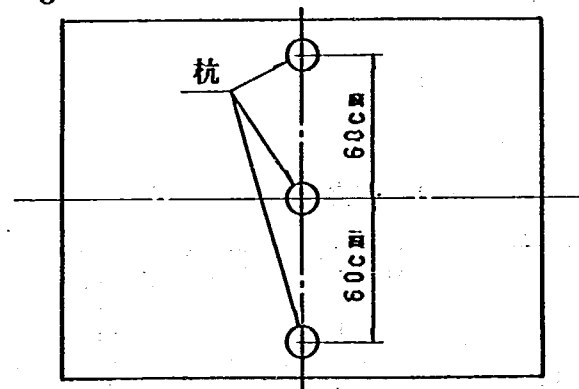


図-6 本実験ケース

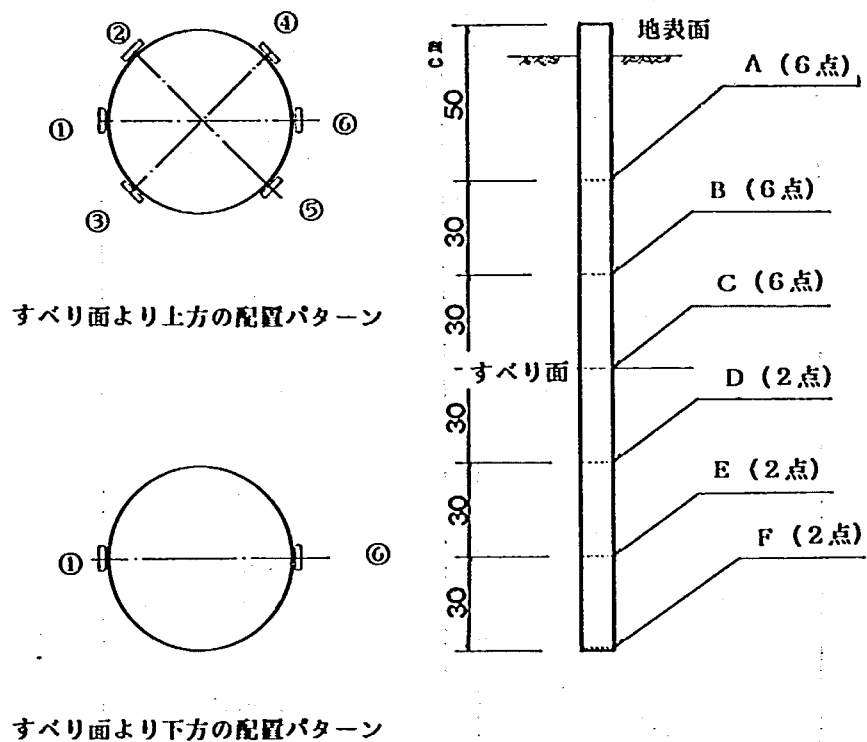


図7-1 圧力センサーの配置 (実験2, 実験3)

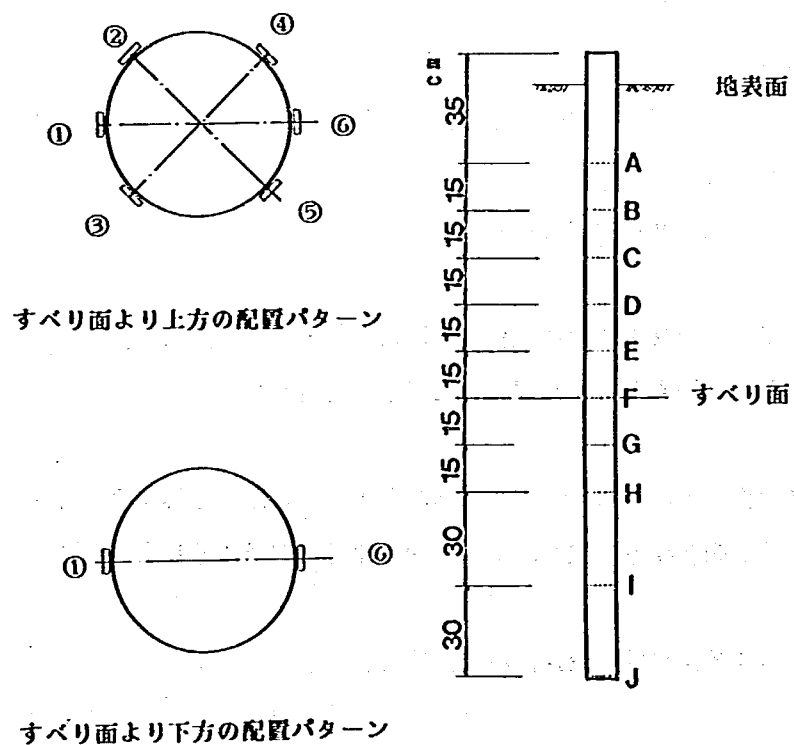
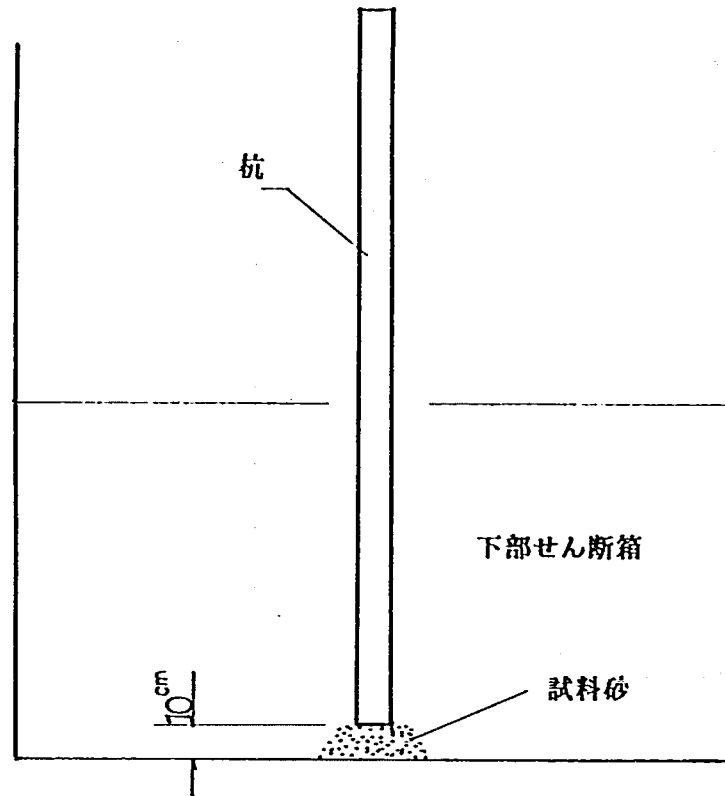


図7-2 圧力センサーの配置 (実験4, 実験5)



図一 8 杭 の 設 置

(4) 変位観測用砂柱の設置

せん断後の土塊の鉛直方向の変化を把握するために、鉛直方向変位観測用砂柱を設置した。

砂柱の設置方法は、基本実験と同じであった。

また、砂柱の設置位置は図一 9 に示す通りである。

(5) 不動土塊の作製

基本実験と同じ方法で、下部せん断箱に試料砂を均質になるように詰めた。

締め固め方法と仕上がり寸法も全く同じであった（巻末写真 5）。

(6) すべり面の作製

基本実験のせん断層の作製と同様に、下部せん断箱と上部せん断箱の境をすべり面とみなして、含水比 200% のベントナイトを 2 cm 厚に塗り、その表面を平らになるように金ゴテで仕上げた。

(7) 移動土塊の作製

基本実験と全く同じ方法で試料砂を投入、締め固めた。

(8) 地表面格子

基本実験と同様に、チョーク粉にて地表面に格子状の線を引き、試験前と試験後の地表面の動きを比較・観察した。なお、格子のパターンは基本実験と同じである。

(9) 計測機器のセットと計測器

本実験における計測項目は、次の通りである。

実験 - 3.4.5

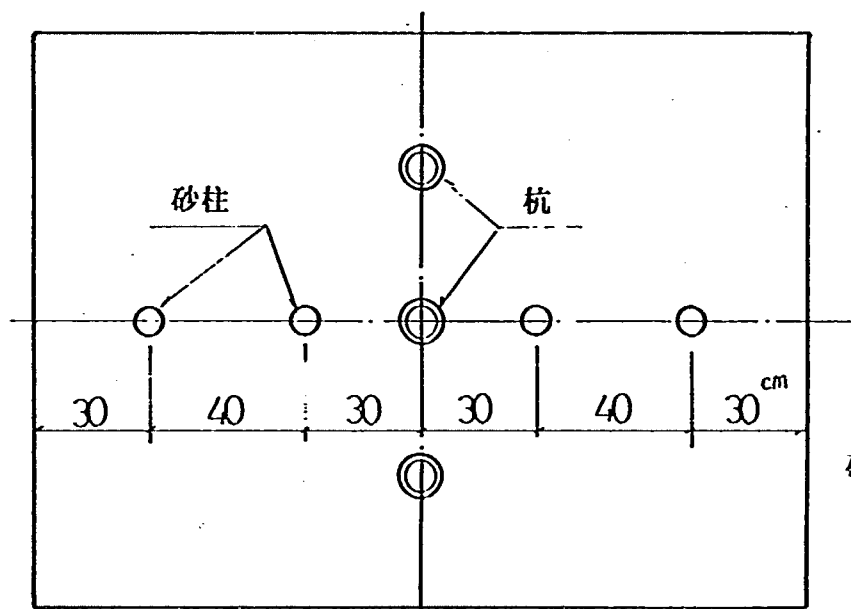


図-9 変位観測用砂柱の設置

- 13 -

⑤ せん断荷重……………基本実験と同様に、せん断ジャッキの圧力変換器にて計測。

⑥ 土 圧……………杭にかかる土圧を圧力センサーにより計測。

○ 圧力センサー (PS-5A)

共和電業製

校正係数 $0.0025 \text{ kgf/cm}^2/\mu$

○ 変位計 (SDP-100C)

東京測器研究所製

容量 100 mm

感度 $50 \times 10^{-6} / \text{mm}$

○ 傾斜計 (EM-52)

坂田電機製

分解能 0.01 mm/m

○ 圧力変換器と水平変位計は基本実験と同じ

圧力変換器、水平変位計、圧力センサーおよび変位計は、スキャナー、データロガー (UCAM) 共和電業製を介してパソコン (PC-9801VX) に接続した (図-10)。

(10) せん断試験

せん断試験は、基本実験と同様にせん断速度 1 mm/min のひずみ制御方式で行った。基本的には10分ごとにデータを取り、水平変位が10cmになるまでとした。また、実験前、実験後に杭傾斜を傾斜計により計測した。

(11) 試料砂の取り出しと観察

せん断試験完了後、地表面の格子の変状を観察し、基本実験と同様に試料砂を約20cmごとの厚さで取り出していった。なお、変位観測用砂柱の相対的な間隔および杭間隔を約20cmの深さごとで計測した。

以上が本実験の詳細である。

なお、実験2では、杭を1本設置し、その両脇には変位観測用砂柱を設置した。また、実験3、4、5では、杭をそれぞれ3本設置し、実験を行った。

2-3 実験結果

2-3-1 土質試験

(1) 試料砂の粒度試験

試料砂の粒径加積曲線を図-11に示す。

(2) 試料砂の比重試験

$$G_s = 2.657$$

(3) 試料砂の三軸圧縮試験結果

試料砂の三軸圧縮試験は非圧密・非排水状態で、密度をそれぞれ 1.45 tf/m^3 、 1.50 tf/m^3 に調整

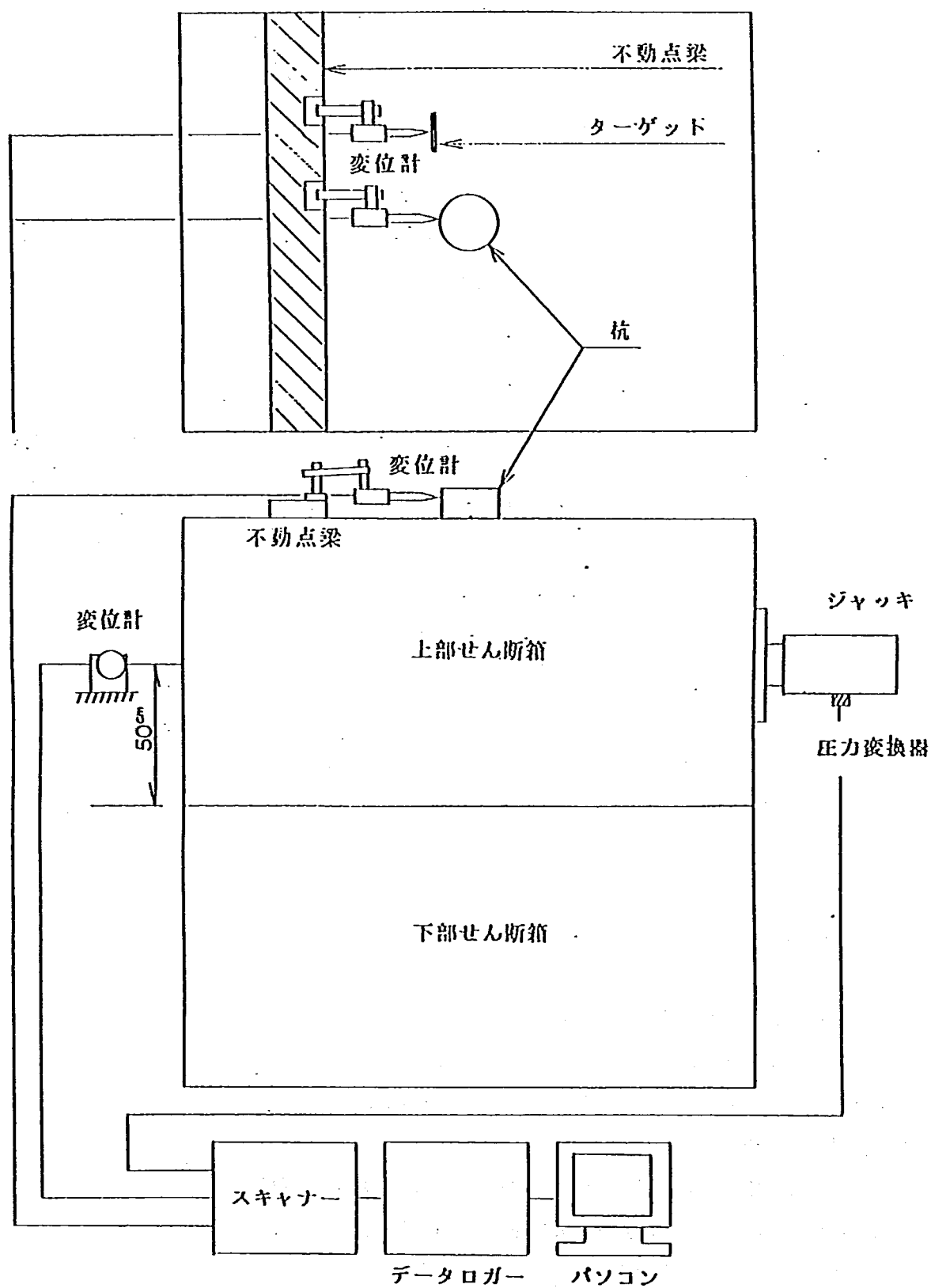
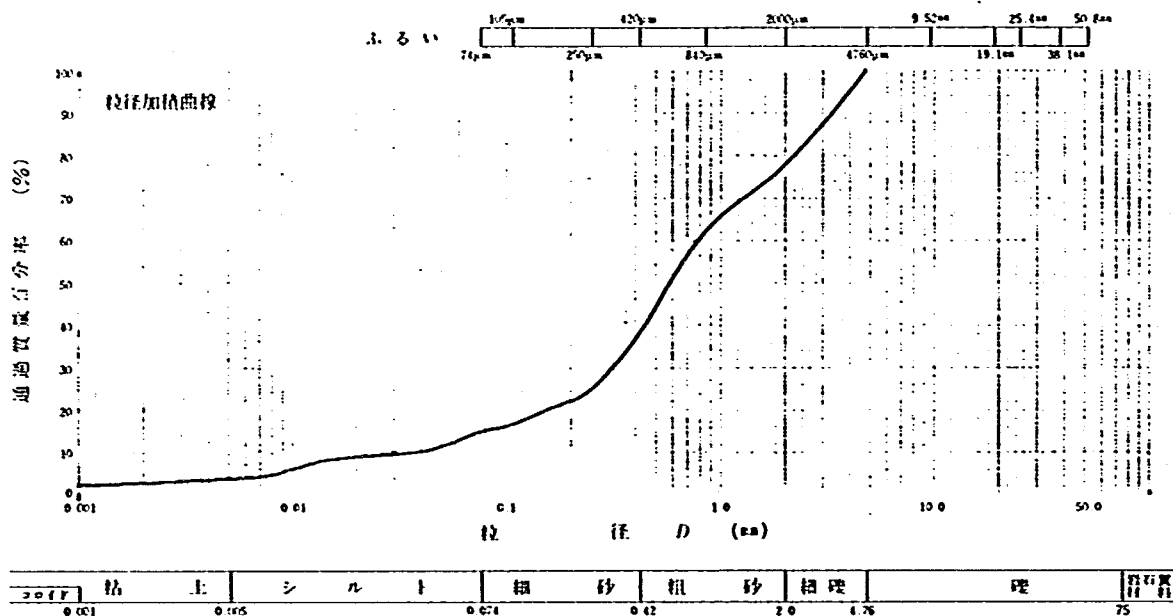


図-10 計測機器のセット (本実験)



図一11 試料砂の粒径加積曲線

最大粒径 4.76 mm
 均等係数 $U_c = 25.7$
 曲率係数 $U_c = 4.2$

して行った。

この結果、試料砂の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ はそれぞれ次のようになった。

a) $r = 1.45 \text{ tf/m}^2$ の場合

$$c = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi = 28^\circ (\tan \phi = 0.532)$$

b) $r = 1.50 \text{ tf/m}^2$ の場合

$$c = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi = 29^\circ (\tan \phi = 0.554)$$

(4) 試料砂の一軸圧縮試験結果

試料砂の密度と変形の間係を調べるために、一軸圧縮試験を行った。

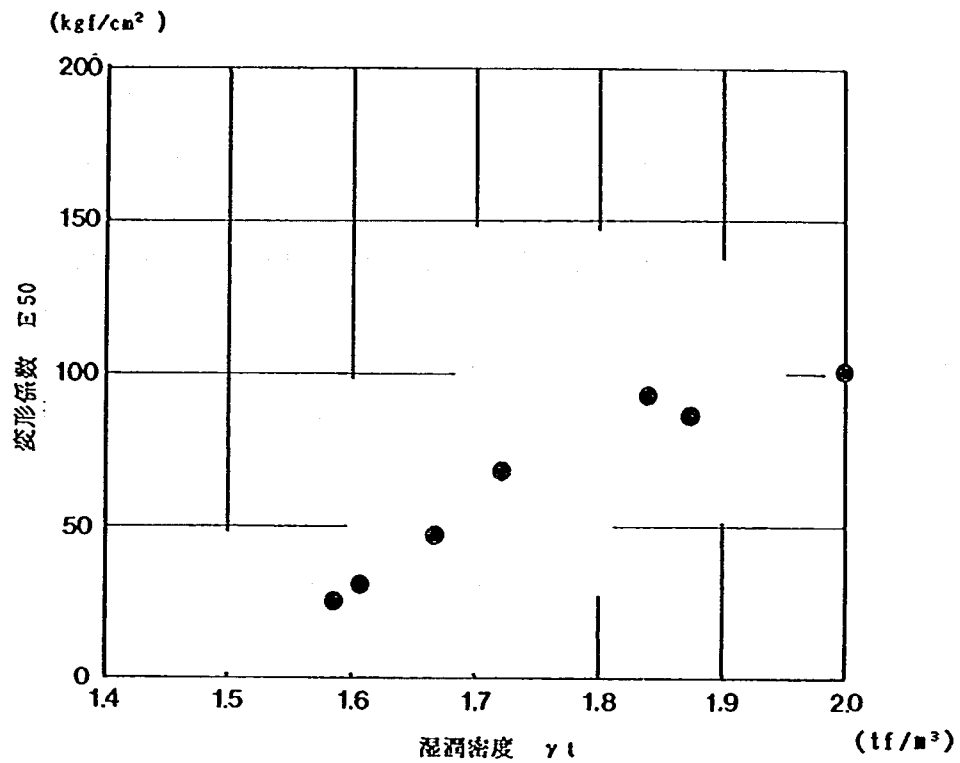
この結果を図一12に示す。

この結果より、変形係数は試料砂の密度に比例して増大することがわかった。

なお、この図の中で $r_t = 1.5 \text{ tf/m}^2$ 以下では、供試体が自立しなかった。

(5) 各実験時の試料砂密度と含水比

実験一1～実験一5までの各実験における試料砂の密度、および含水比を表2-1、表2-2に示す。これより、不動土塊の密度は平均 $r = 1.5 \text{ tf/m}^2$ 、移動土塊の密度は平均 $r = 1.47 \text{ tf/m}^2$ であった。また、含水比についても全実験についてほぼ11%程度で変動も少なかった。



図一12 試料砂の変形係数と密度の関係

表 2-1 土塊の密度

実験NO.	不 動 土 塊			移 動 土 塊		
	重量 tf	容 積 m³	密度 tf/m³	重量 tf	容 積 m³	密度 tf/m³
1	4.513	3.0	1.504	4.409	3.0	1.470
2	4.491	3.0	1.497	4.400	3.0	1.467
3	4.495	3.0	1.498	4.395	3.0	1.465
4	4.487	3.0	1.496	4.410	3.0	1.470
5	4.505	3.0	1.502	4.398	3.0	1.466

表 2-2 試料の含水比

試料 実験NO.	①	②	③	平均 %
1	11.4	10.7	10.6	10.9
2	11.5	10.9	10.5	11.0
3	11.4	10.1	10.4	10.6
4	12.0	10.4	10.4	10.9
5	10.9	11.2	10.8	11.0

2-3-2 基本実験

(1) 地表面格子の観察

実験-1において、移動土塊表面に付けた格子の状態を実験前と実験後で比較した。

(2) 土塊の鉛直方向の変位

実験後の変位観測用砂柱の相対的な位置関係を、層厚20cmごとに計測した。この結果を図13-1に示す。

これからわかるように、砂柱はベントナイトせん断層できれいにせん断された形になっており、移動土塊内、および不動土塊内での鉛直方向の乱れはほとんど認められないことがわかる。すなわち、移動土塊と不動土塊は各々1つのブロック状態をほぼ保ったまま、せん断されたことがわかる。

また、このことはせん断面（ベントナイト層）の砂柱が、ベントナイト層の中央できれいにせん断されている観察結果からも明らかである（図13-2、巻末写真6）。

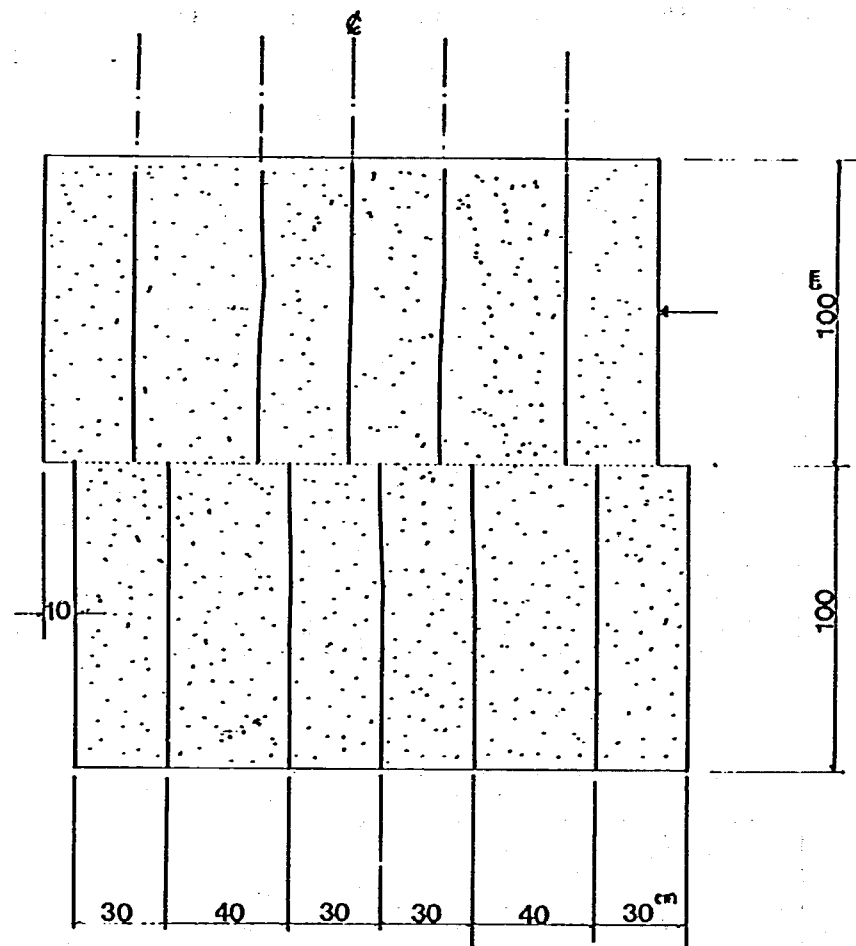


図13-1 砂柱変位深さ方向分布（実験1）

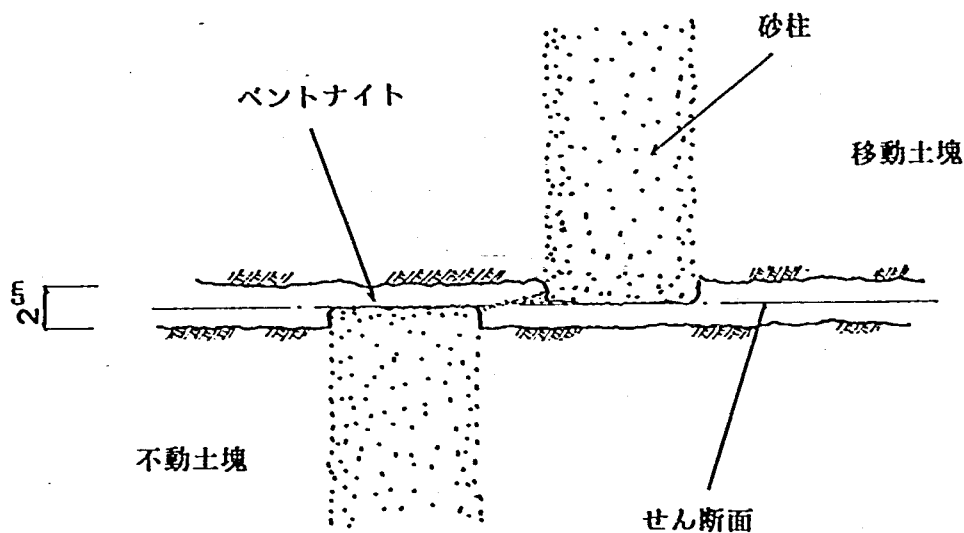


図13-2 すべり面のせん断状況

(3) せん断試験

図14-1, 図14-2, 図14-3はそれぞれ実験1, 実験1-2, 実験1-3のせん断荷重, 変位関係を表したものである。

また, 図15-1, 図15-2, 図15-3はこれらをせん断応力とせん断ひずみの関係に直したものである。

せん断ひずみ0.5%前後におけるせん断初期のピーク強さは, 3実験ともほぼ2.6~2.8 tf ($\tau = 0.086 \sim 0.093 \text{ kgf/cm}^2$) 程度で一致しており, 上載荷重の大小による差はほとんど認められない。

しかしせん断ひずみが増えるにしたがって, 実験-1の上載荷重がない状態ではせん断抵抗が減少し, 明確なピーク応力と残留応力を認めることができるのに対し, 実験1-2の上載荷重15 tf (すべり面の垂直応力 $\sigma = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$) では, 弾・塑性的な挙動を示し, 初期のピーク応力と残留応力はほぼ同じような値を示す。さらに実験1-3の上載荷重22.5 tf ($\sigma = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$) の結果は, せん断に伴いひずみ硬化状態を示し, せん断ひずみの増加に伴ってせん断抵抗も増加している。

これらをせん断初期のピーク応力と残留応力の比をとり比較すると次のようになる。

$$R = \frac{\text{残留応力} (\tau_r)}{\text{せん断初期ピーク応力} (\tau_p)}$$

ただし (τ_r) は, せん断ひずみ $\epsilon = 2\%$ における値とする。

$$\text{実験・1} \quad R_1 = \text{—————} = 0.74$$

$$\text{実験・1-2} \quad R_2 = \text{—————} = 0.9$$

$$\text{実験・1-3} \quad R_3 = \text{—————} = 1.02$$

これらRと上載荷重 (垂直応力 σ) との関係をもとめると, 図-16のようになる。

これよりR (残留応力比) は, 上載荷重の増加に比例していることがわかる。

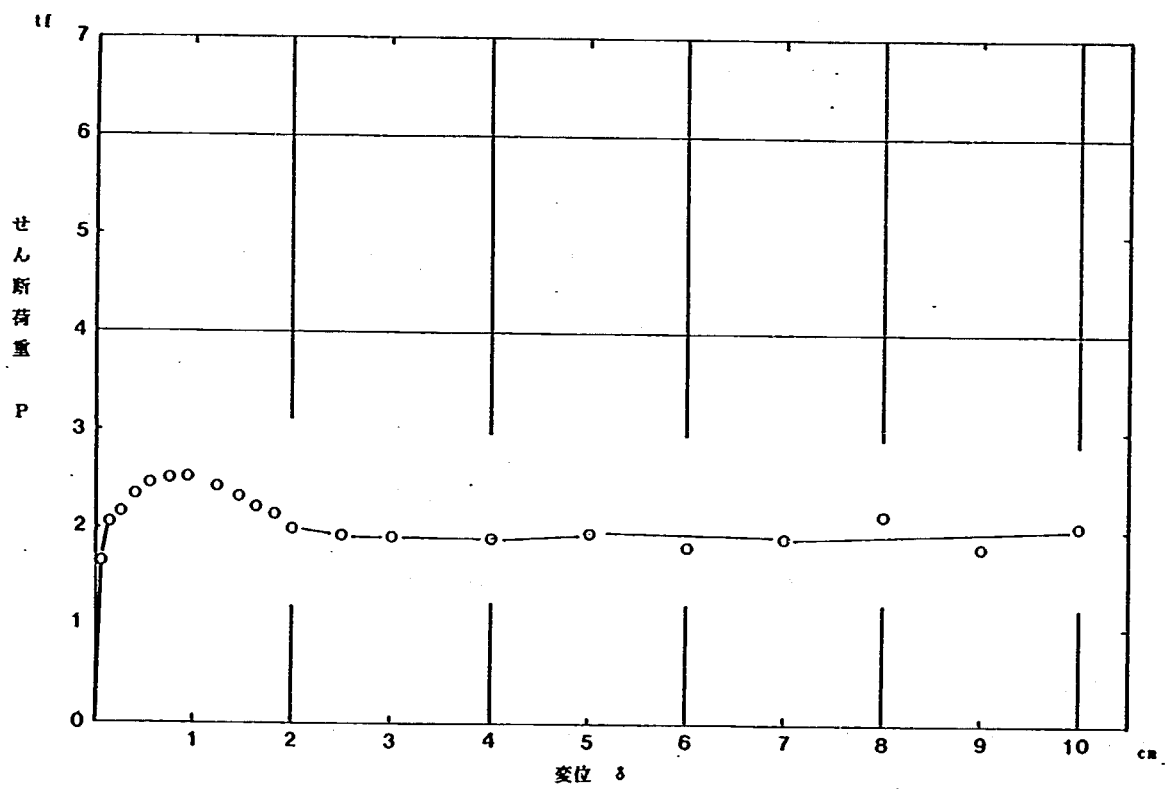


図14-1 せん断荷重—変位関係 (実験1)

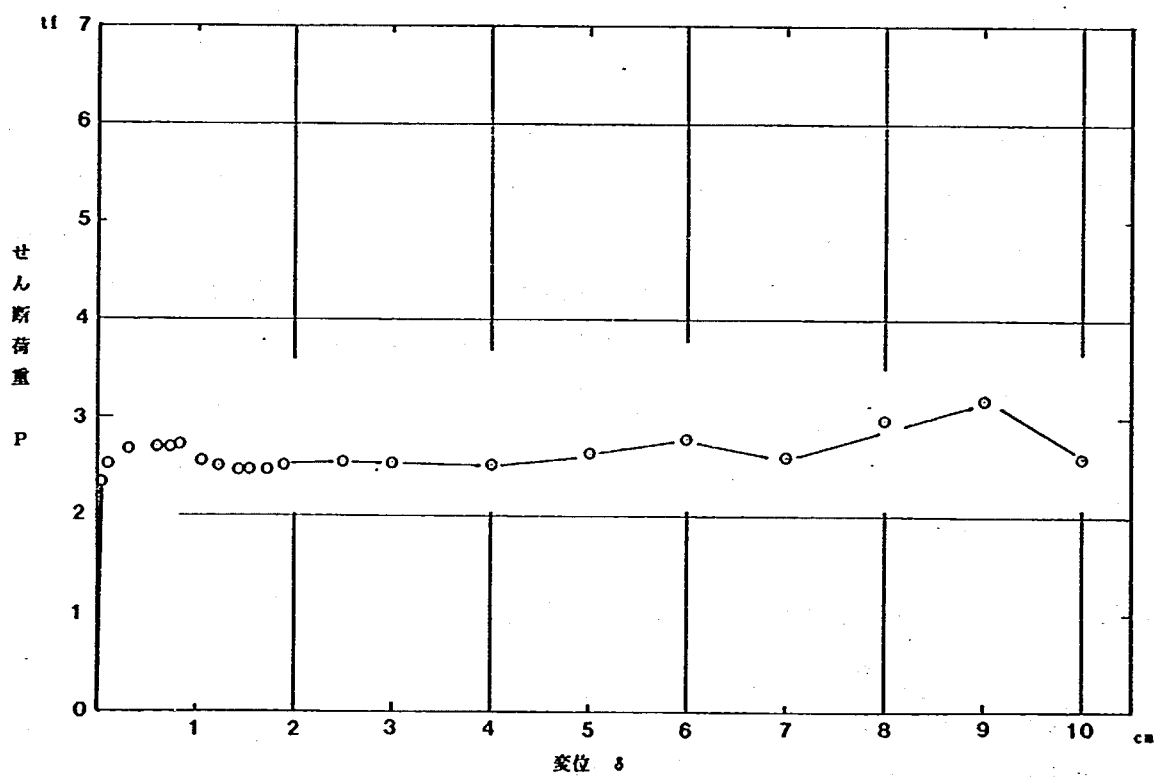


図14-2 せん断荷重—変位関係 (実験1-2)

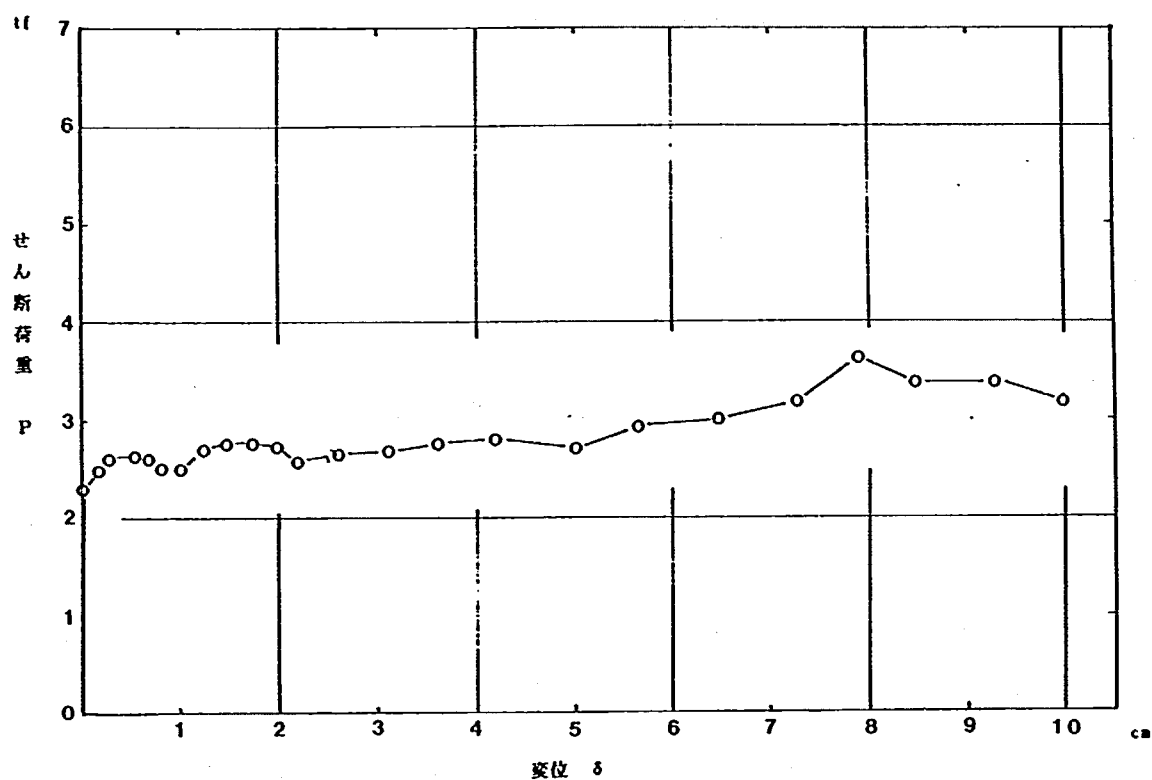


図14-3 せん断荷重—変位関係 (実験 1—3)

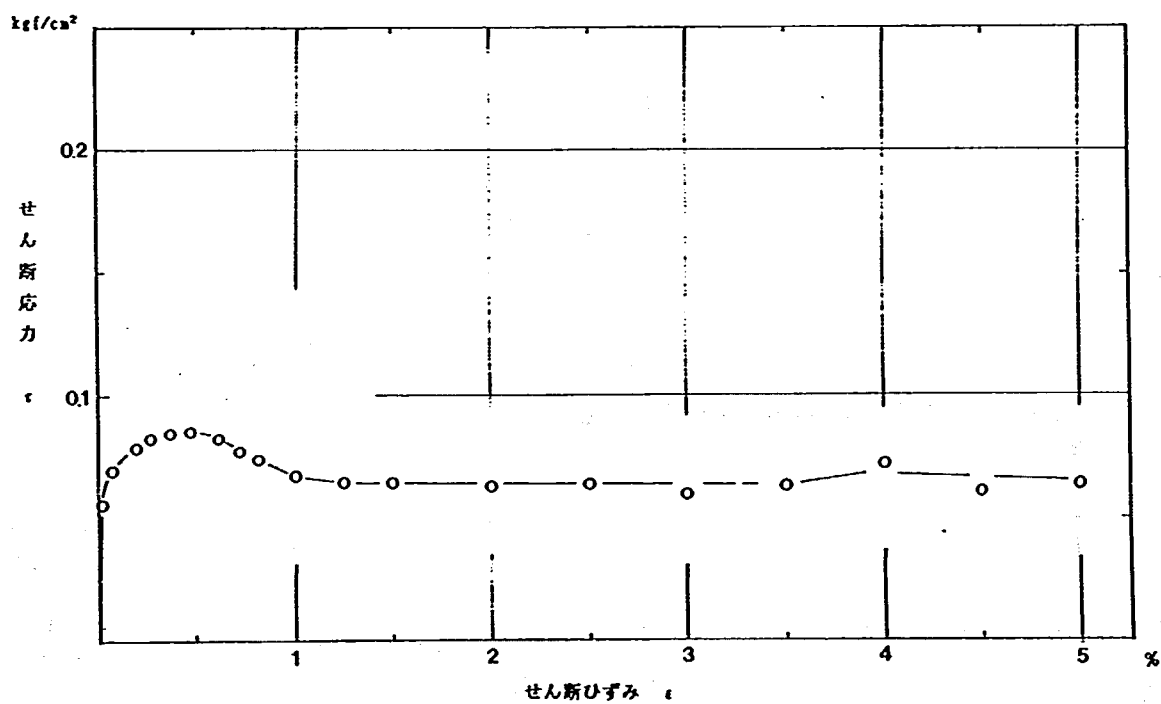


図15-1 せん断応力—ひずみ関係 (実験 1)

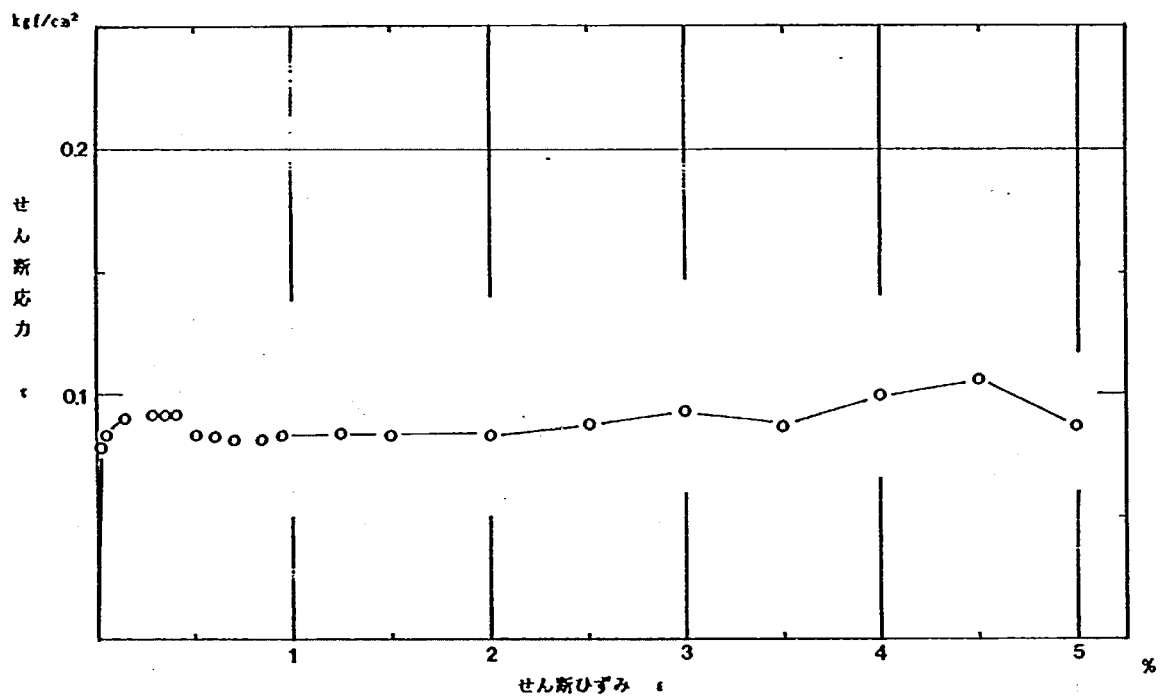


図15-2 せん断応力-ひずみ関係 (実験1-2)

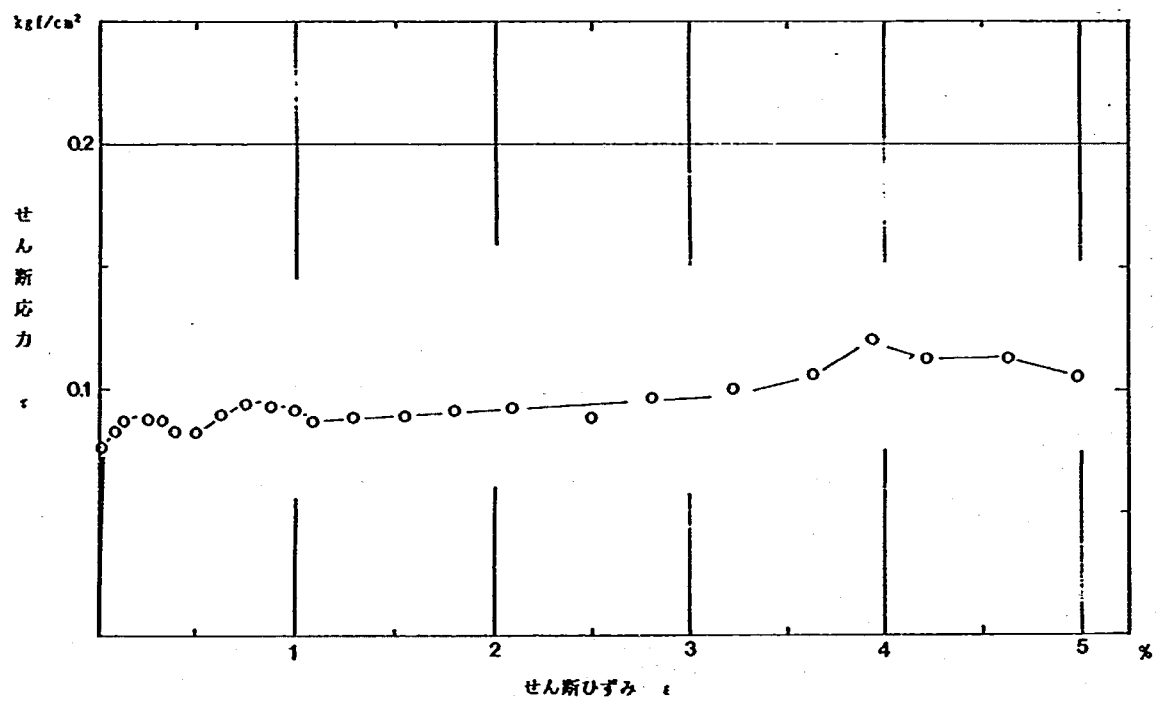


図15-3 せん断応力-ひずみ関係 (実験1-3)

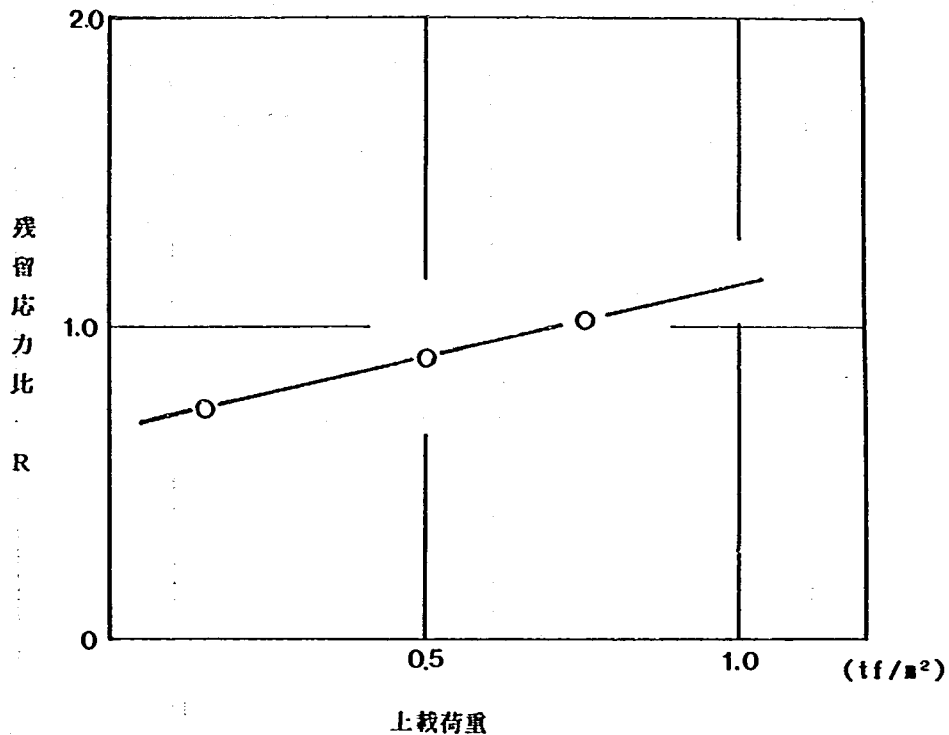


図-16 残留応力比と上裁荷重の関係

また、図-17は、基本実験結果からせん断強度 τ と、せん断面上の垂直応力 σ との関係をまとめたものである。

これよりせん断面の強度定数を求めると、次のようになった。

- i) せん断面の粘着力 $c = 0.0855 \text{ kgf/cm}^2$
- ii) せん断抵抗角 $\phi = 1^\circ (\tan \phi = 0.017)$

なお、 c 、 ϕ の値は、 $\tau = \sigma \tan \phi + c$ より、せん断ひずみ $\epsilon = 0.25\%$ 付近の値を用いて求めた。

2-3-3 本実験

(1) 地表面格子の観察

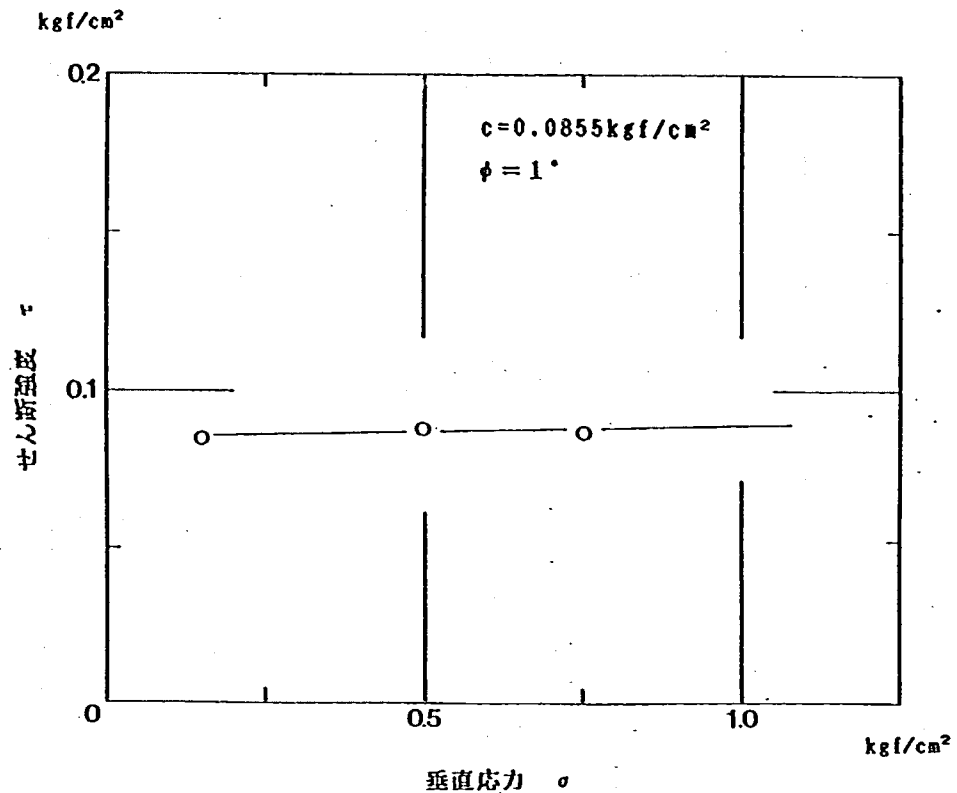
実験-2, 3, 4, 5において、移動土塊表面につけた格子の状態を実験前と実験後で比較した。

この結果、格子の状態は基本実験結果と同様に実験前後で大きな変化はなかった。しかし後述するように、杭頭は土塊と相対的に変位を生じており、杭周囲のわずかな領域において局部的な乱れがみられた。

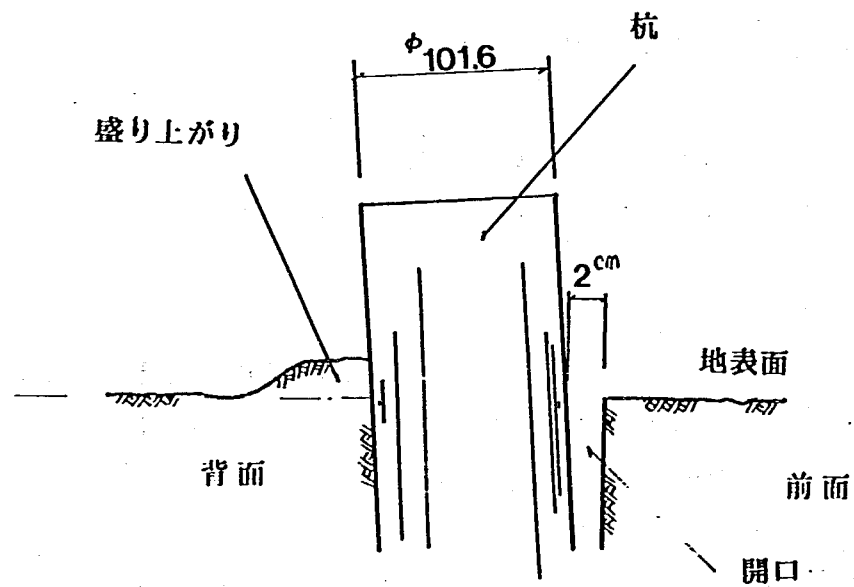
実験-2～5までの実験は、すべてにおいて図-18のような変化がみられ、杭前面において2cm前後の開口部が観察された(巻末写真7, 8)。

(2) 土塊の鉛直方向変位

実験後の変位観測用砂柱の相対的な位置関係を、層厚20cmごとに観察・計測した。この結果を図19-1～図19-5に示す。これからわかるように、基本試験時同様に砂柱はベントナイト層できれいにせん断されており、地表からせん断層まではほぼ鉛直の形状を保っている事がわかる。また、せん断箱中央に設置した杭は傾いた形状を示し、砂柱とはわずかに異なった変化を示している。なお、計測精



図一七 せん断面の強度特性 (せん断ひずみ $\epsilon \approx 0.25\%$)



図一八 杭頭部変位状況

度はセンチメートルオーダである。

また、せん断面の観察の結果、すべり面はベントナイト層中央付近で生じているものが多く、局部的にはベントナイト層下側や上側などがすべり面になっているところもあった。

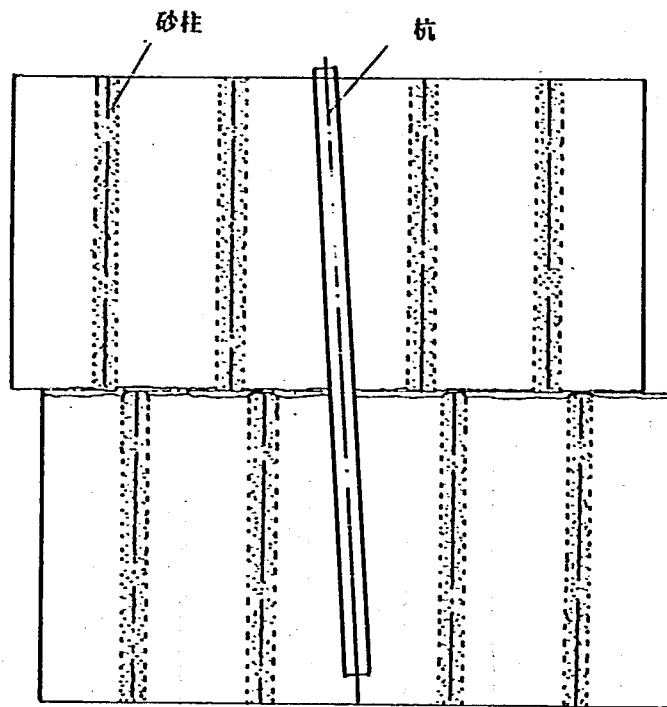


図19-1 砂柱変位と杭の変位

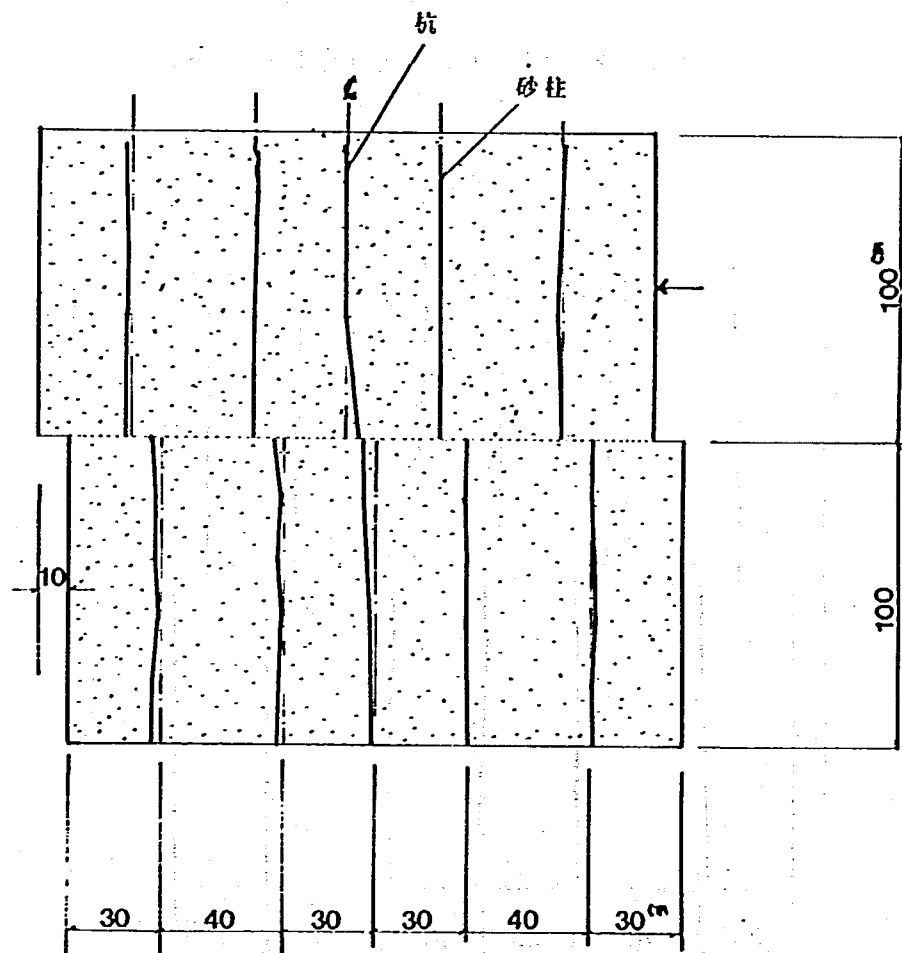


図19-2 砂柱変位深さ方向分布 (実験2)

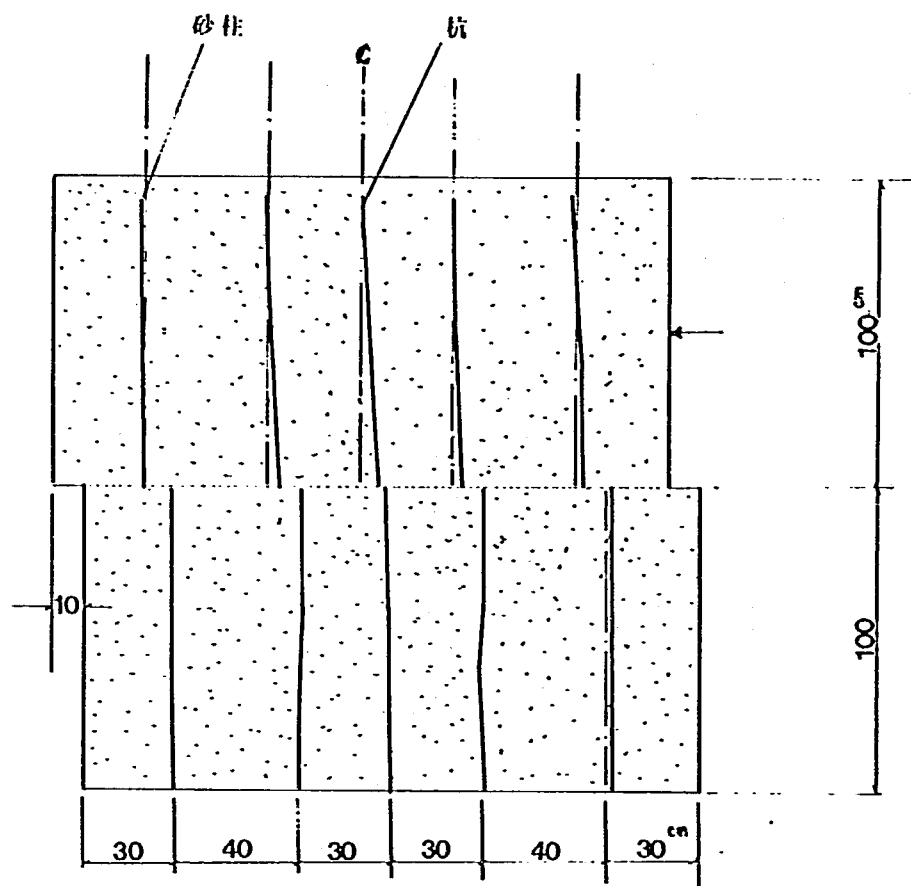


図19-3 砂柱変位深さ方向分布（実験3）

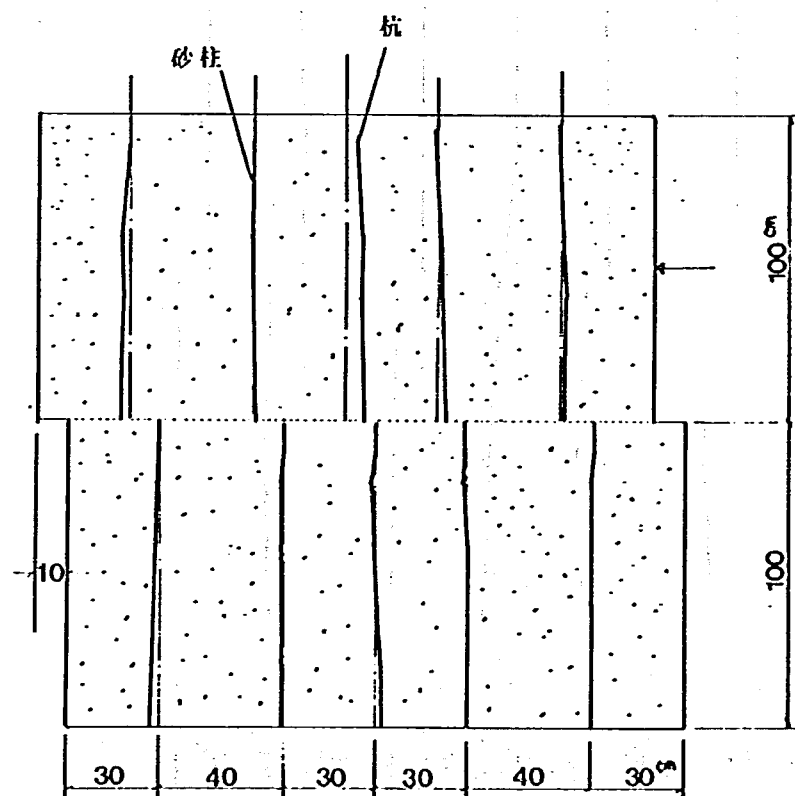


図19-4 砂柱変位深さ方向分布（実験4）

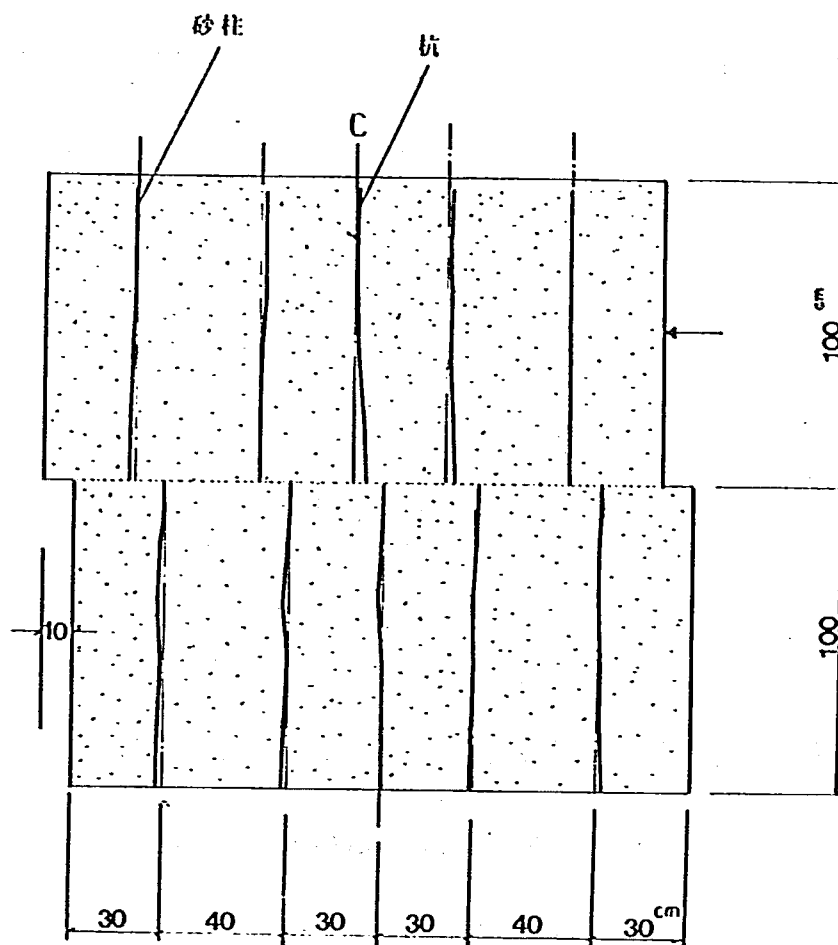


図19-5 砂柱変位深さ方向分布 (実験5)

(3) せん断試験結果

図20-1～図20-4に実験-2～実験-5までのせん断荷重-変位関係の結果を示す。

また、図21-1～図21-4はこれらを応力とひずみの関係に直したものである。

これらを見ると、せん断ひずみ0.5%付近の初期ピーク強さは、2.5 tf～3.1 tf (0.08 kgf/cm²～0.1 kgf/cm²) 程度であり、上載荷重のない実験-1の結果に比べて、同等もしくは若干大きい程度であることがわかる。

また、せん断ひずみ $\epsilon = 3\%$ 付近のせん断応力と比較すると、表-3のようになり、各実験結果の差が大きくなると共に、杭本数のちがい、間隔のちがいによる差が明らかになる。

表-3 せん断ひずみとせん断応力

実 験	τ ($\epsilon = 0.5\%$ 時)	τ ($\epsilon = 3\%$ 時)
2	0.93 kgf/cm ²	0.73 kgf/cm ²
3	0.96 kgf/cm ²	0.87 kgf/cm ²
4	1.03 kgf/cm ²	1.22 kgf/cm ²
5	0.83 kgf/cm ²	1.06 kgf/cm ²

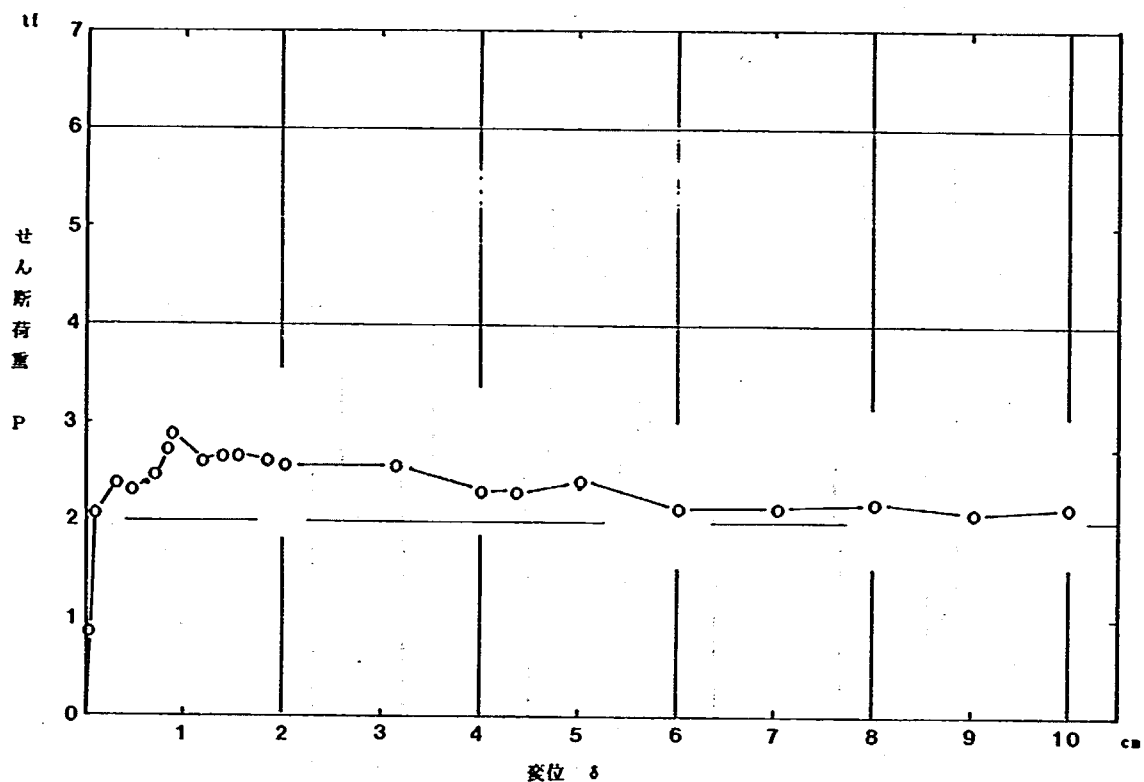


図20-1 せん断荷重—変位関係 (実験 2)

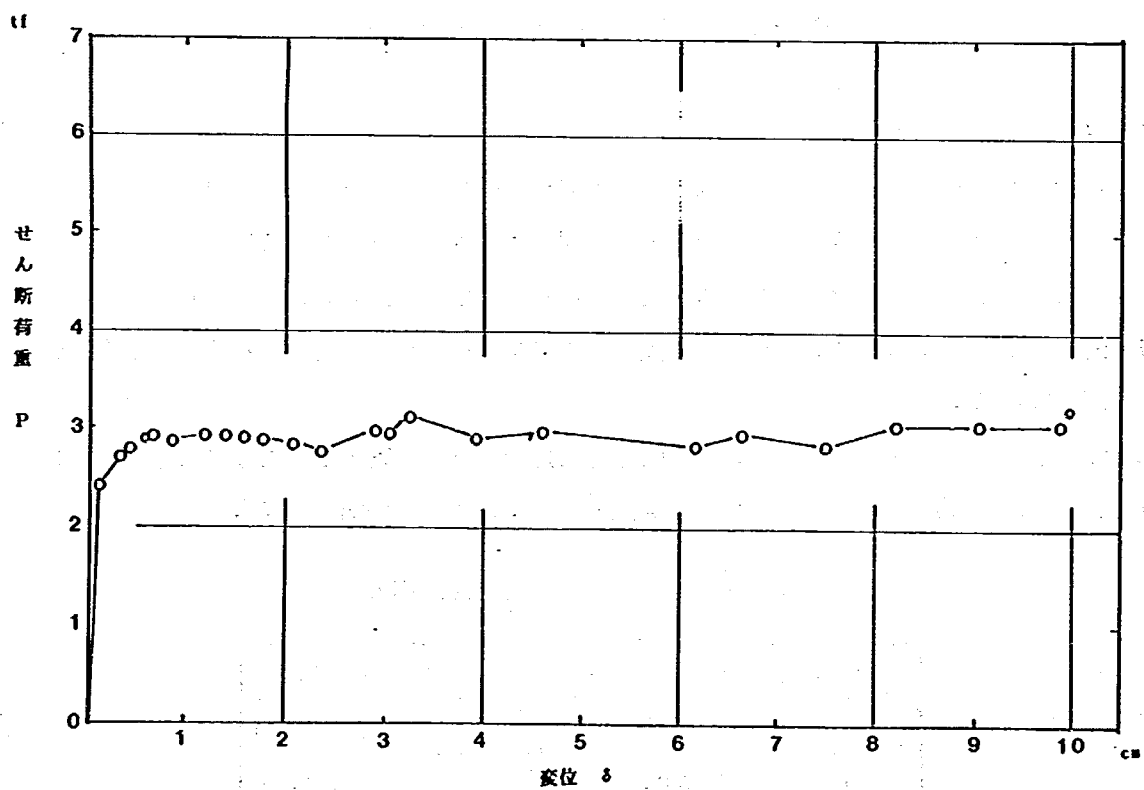


図20-2 せん断荷重—変位関係 (実験 3)

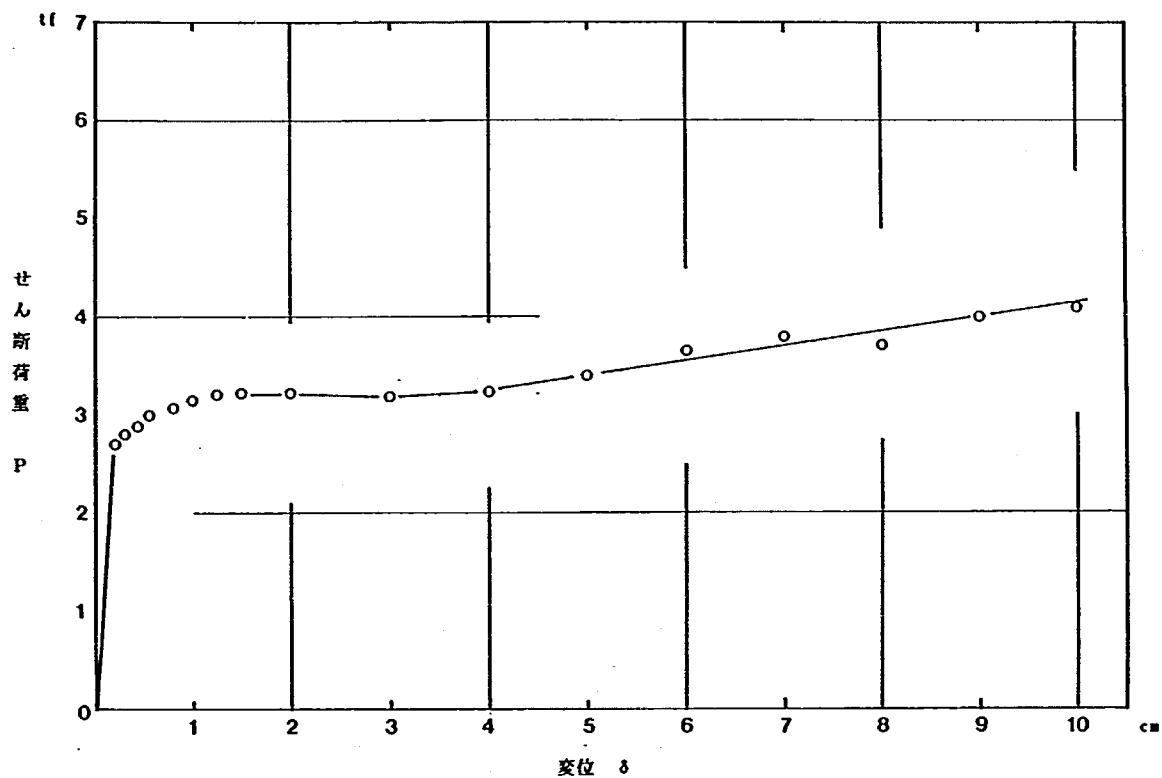


図20-3 せん断荷重—変位関係 (実験 4)

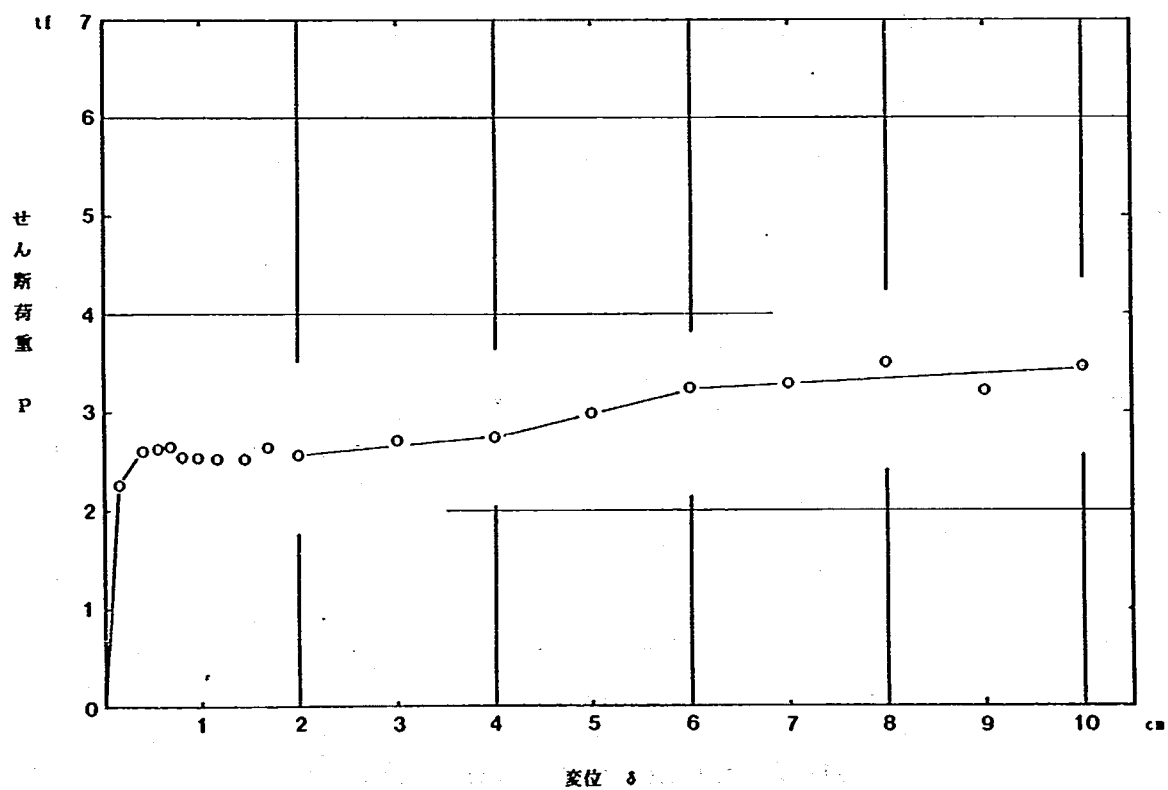


図20-4 せん断荷重—変位関係 (実験 5)

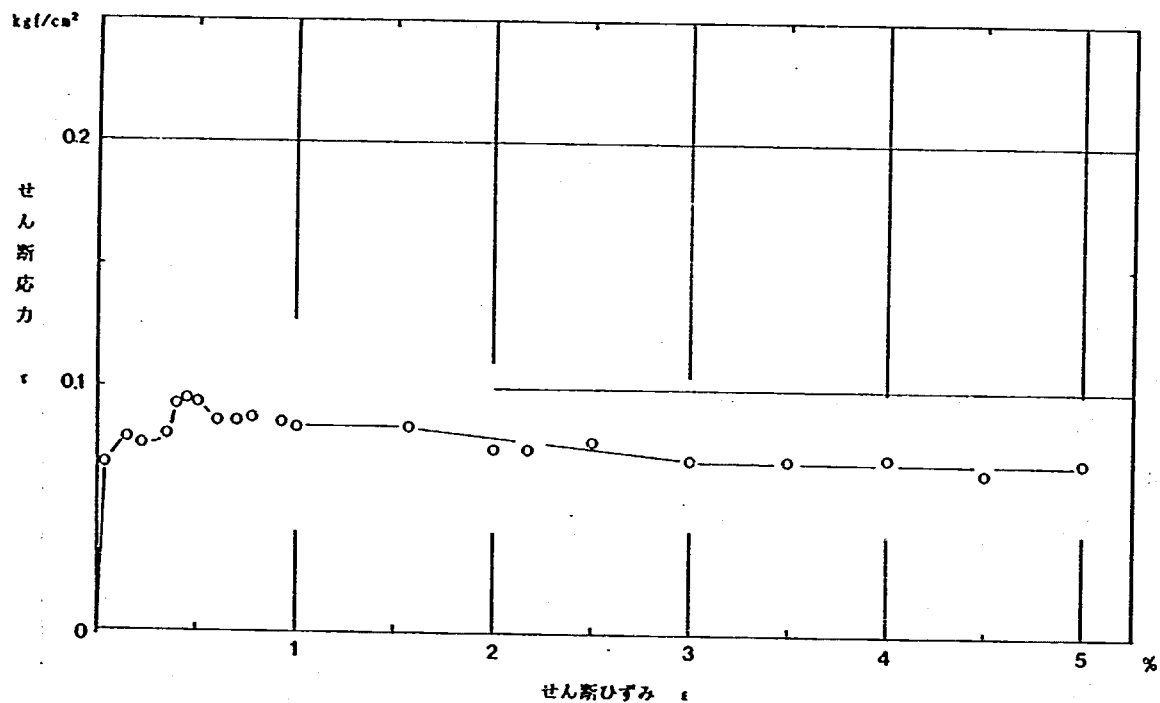


図21-1 せん断応力—ひずみ関係 (実験 2)

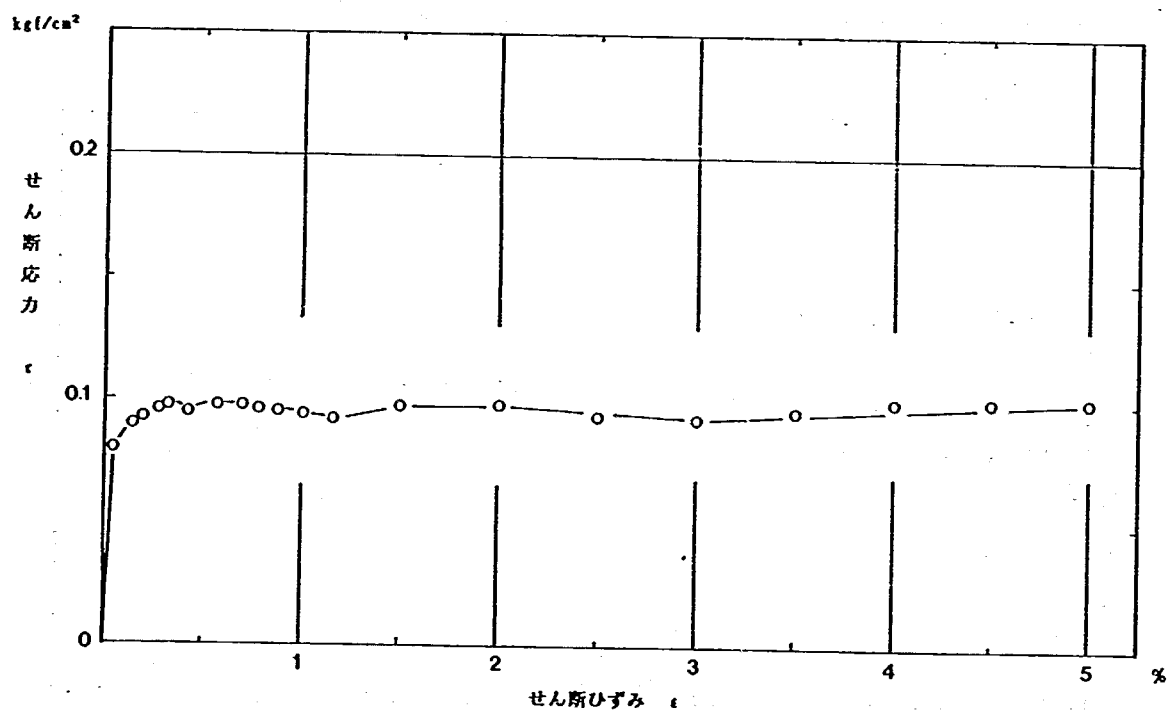


図21-2 せん断応力—ひずみ関係 (実験 3)

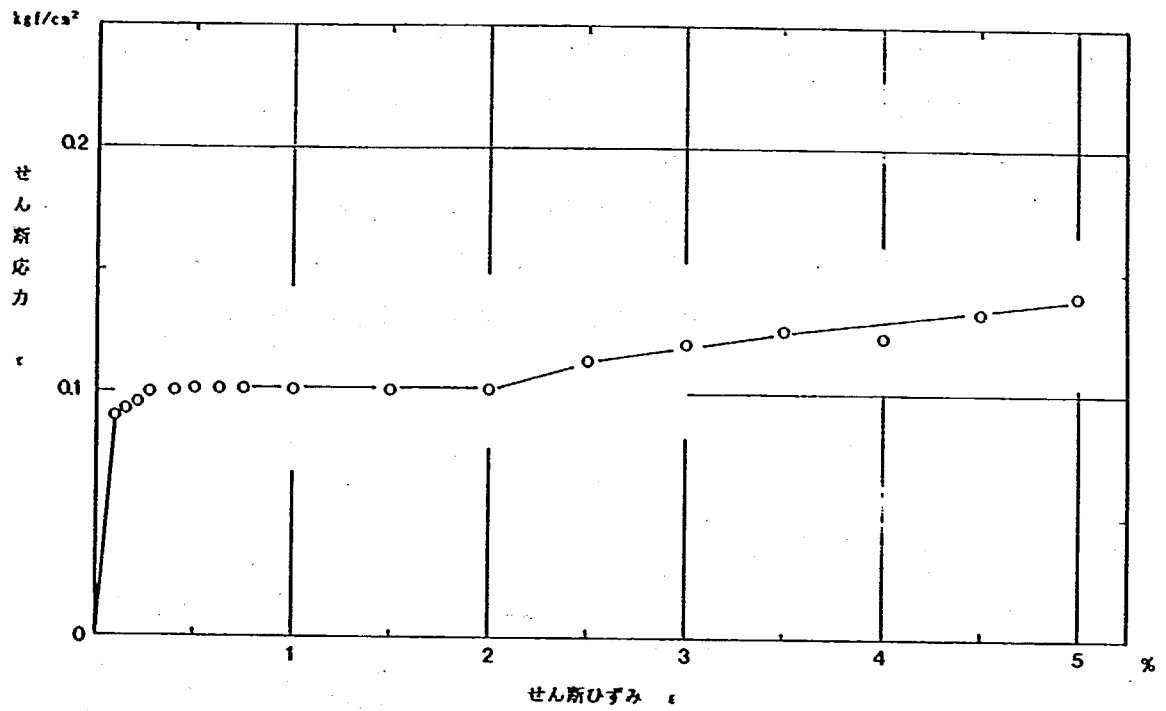


図21-3 せん断応力—ひずみ関係 (実験4)

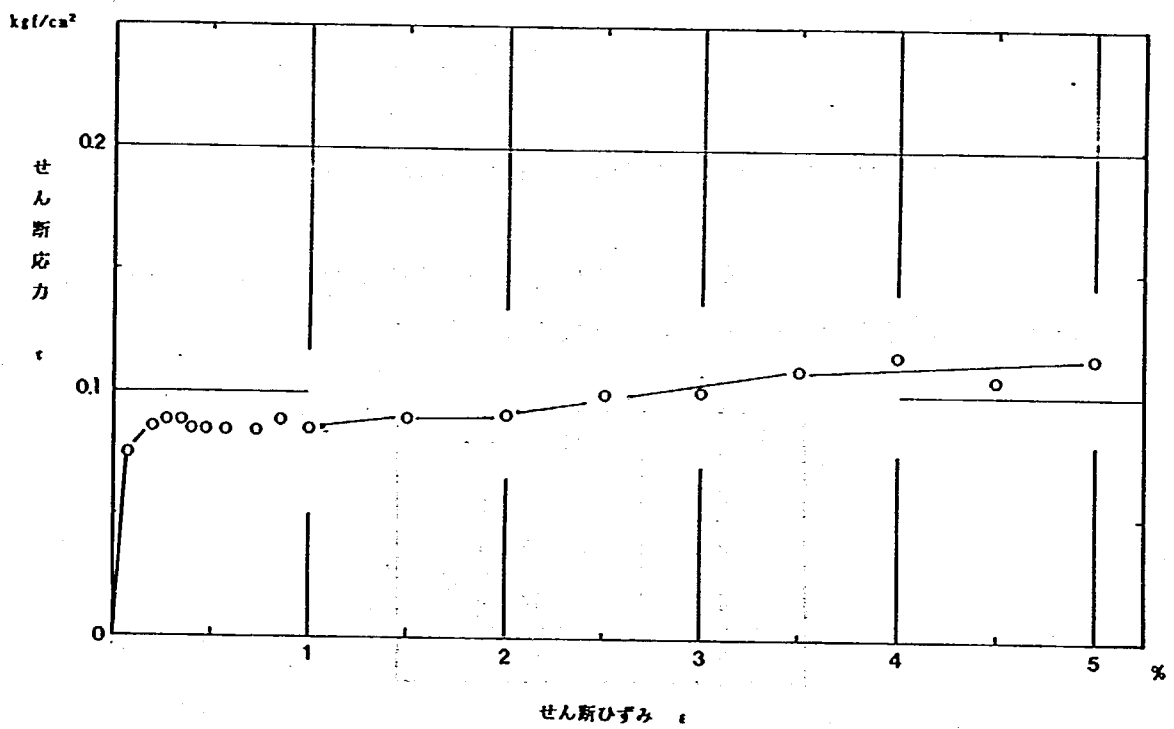


図21-4 せん断応力—ひずみ関係 (実験5)

(4) 杭頭変位と杭傾斜

図-22は、せん断に伴う杭頭変位を、移動土塊地表面との相対変位で表したものである。

これによれば、各実験ともせん断に伴って、杭頭相対変位は線形比例して増加していることがわかる。また、杭を1本入れた実験2では、 $\delta = 10\text{cm}$ 時において2.4cmの杭頭変位が生じており、杭を3本入れ杭間隔のせまい実験-3で杭頭変位1.9cmと最も小さな値を示した。

最も大きなせん断抵抗を示した実験-4では、杭頭変位も大きく、実験-2と同様2.4cmの杭頭変位を生じており、実験-5はこれよりわずかに少なく、2.3cmの杭頭変位を示した。

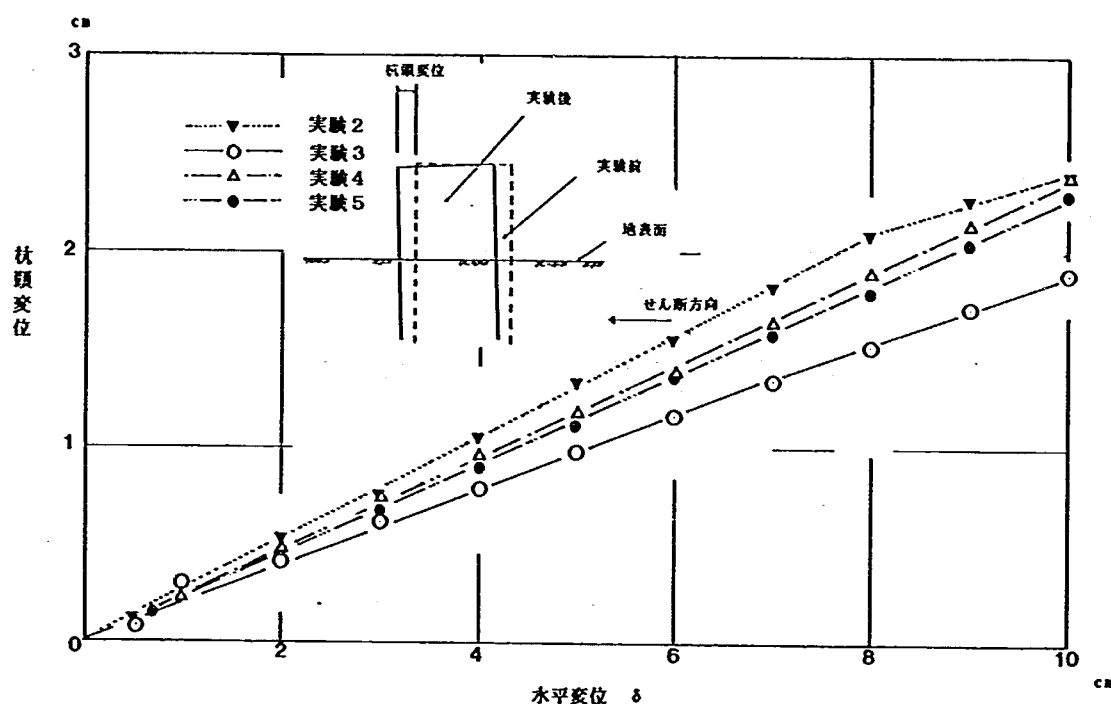


図-22 せん断に伴う杭頭変位（移動土塊との相対変位）

杭の変位・傾斜，杭頭変位の実測結果を，図-23に示すが，これより杭はどのケースともたわまずに剛なまま傾いていることがわかる。その回転の中心は下のようなになる。

実験 NO	回 転 中 心
2	50 cm
3	35 cm
4	34 cm
5	20 cm

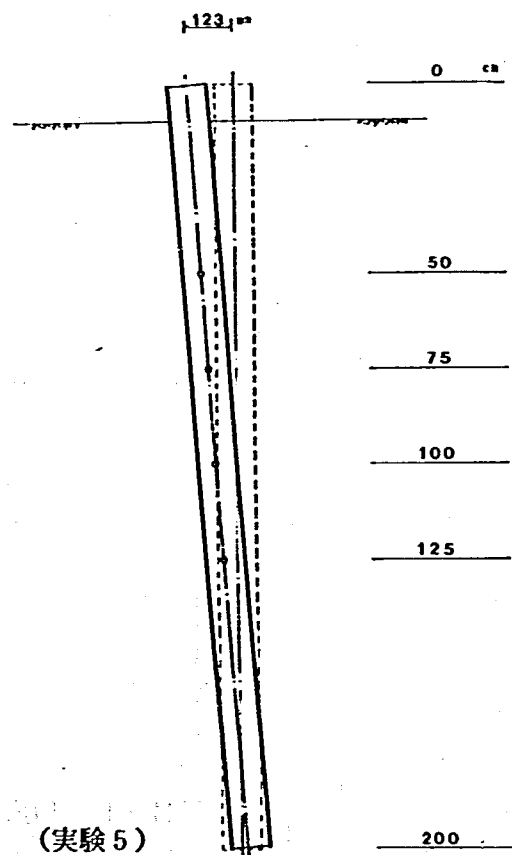
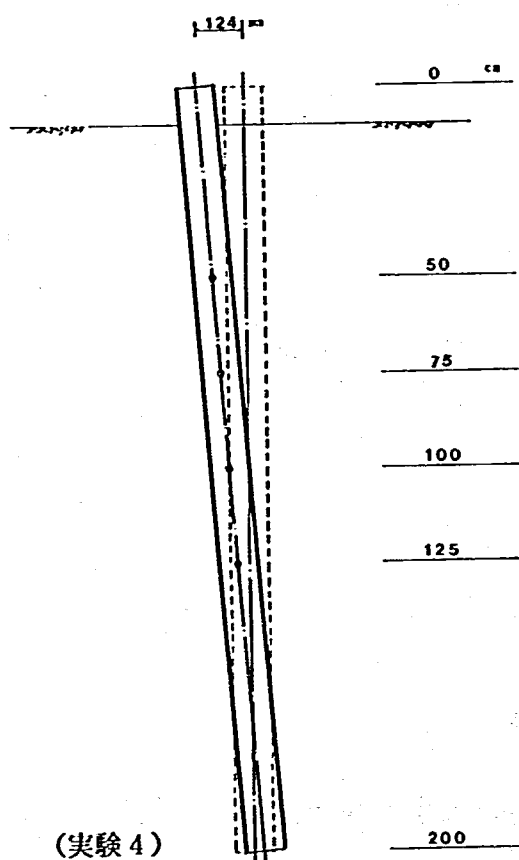
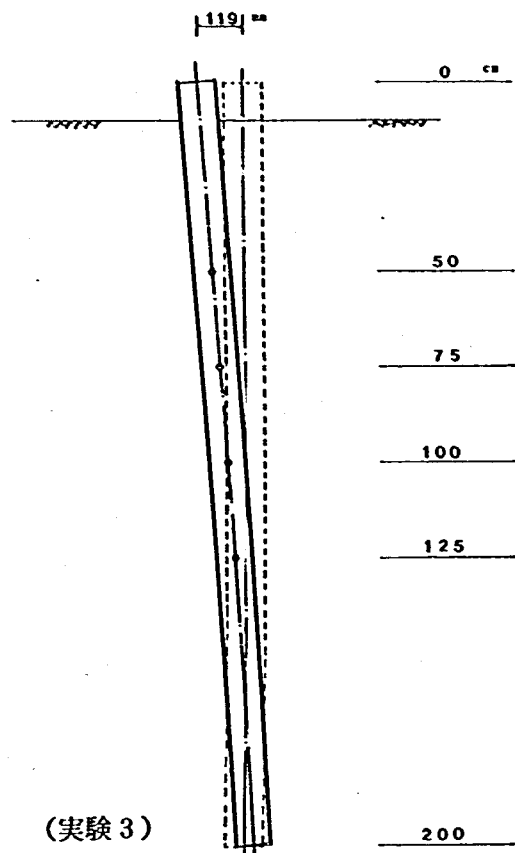
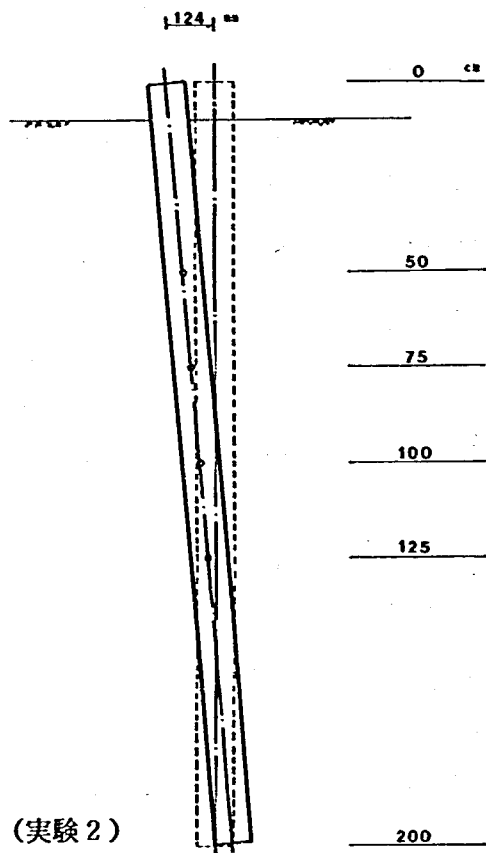


図-23 杭の傾斜

(5) 杭にかかる土圧の垂直分布

図24-1は実験-2における杭にかかる土圧の分布を、せん断方向断面について表したものである。

これからわかるようにせん断に伴って土圧も増加している。また、移動土塊内では深さ70cmをピークとする土圧が杭前面に発生しており、不動土塊内では杭背面側に大きな土圧が発生している。また杭下端前面にも土圧が発生しており、これは杭の傾斜や回転中心を考えれば、受働的な土圧と考えられる。

図24-2は実験-3における杭の土圧分布を表したものであるが、実験-2で見られる深さ70cm付近の大きな土圧は見られない。この部分の圧力センサーは、実験後作動チェックしたが、正常であったので一応この値は信用して良いと思われる。ただし、他の実験の土圧分布から判断して、このデータが剛体杭の部分的な挙動を代表していると考えるのは疑問である。

図24-3、図24-4はそれぞれ実験4、5の結果を表したものであるが、ほぼ同じ挙動を示している。

これらは、実験2、3の結果を踏まえて、深さ方向に圧力センサーピッチを細くとしたものであるが、基本的に実験-2と同じ分布を示していると判断できる。

特に移動土塊内の主働土圧の分布、不動土塊内の受働土圧の分布はより明確に判断できる。

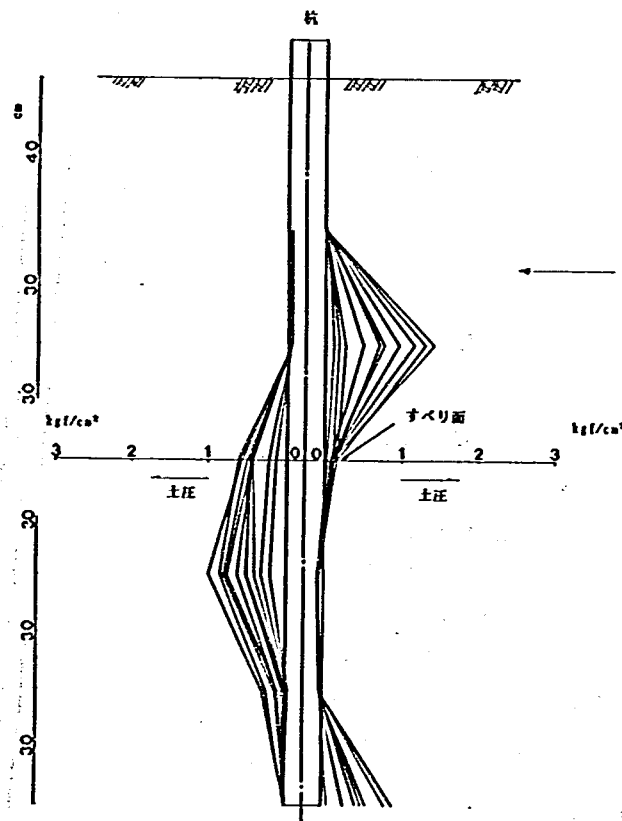


図24-1 土圧の深さ方向分布の変化(実験2)

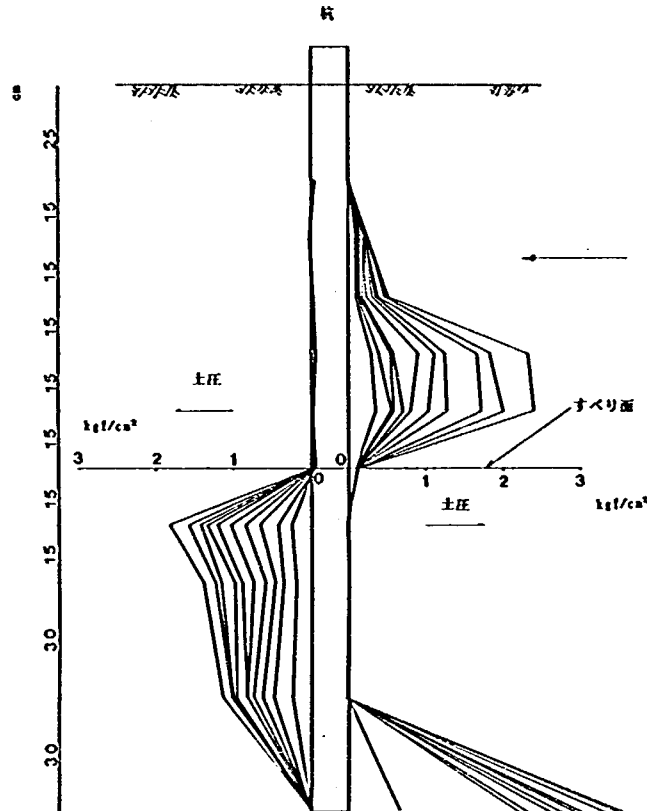


図24-4 土圧の深さ方向分布の変化 (実験5)

(6) 杭にかかる土圧の平面的分布

図25-1～25-4に実験2, 3における杭のそれぞれの深度における土圧の平面的分布を図示する。

その分布状況は場所によっては左右に大きく突き出た形で扇形とも見えるが、全体に見ればこれは土の締め固め等不均一さによるものと考えられ、平面的分布はほぼ放物線形と見てよいものと考えられる。

(7) せん断に伴う土圧の変化

どのケースにおいても土圧は図26-1のようになる。すなわち、すべり面より上では土圧Aが、すべり面より下では土圧B、土圧Cが作用することがわかる。

各実験の結果を図26-2～26-5に示す。

これからわかるように、土圧Bは土圧Aより常に大きな値を示している。特に杭本数の多い実験4, 5における土圧Bと土圧Aの差は、杭が1本の実験2の差より大きく、土圧Bは土圧Aの2倍以上になっている。これは圧力センサーの配置密度などの差があり、単純には比較できないので注意を要する。

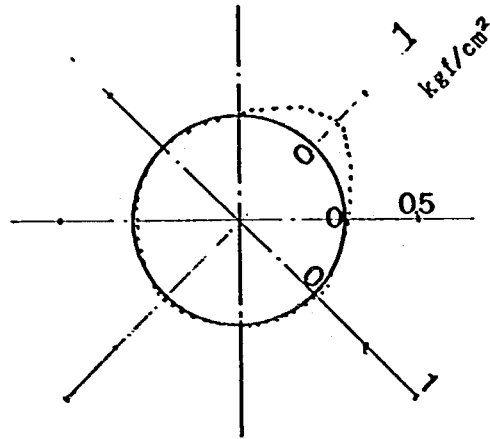
また、せん断ひずみ $\epsilon = 1\%$ をこえると、土圧Aと土圧Bの増加傾向はほぼ同じになる。

2-3-4 考察

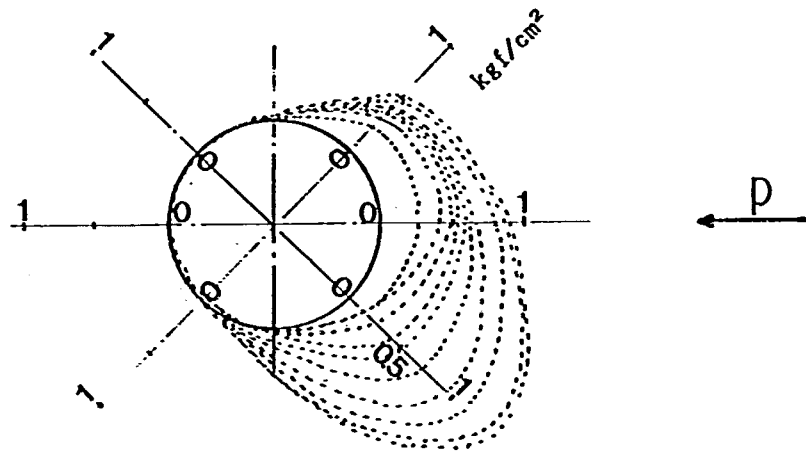
(1) 杭の本数とせん断抵抗力

図-27は実験1, 実験2, 実験3のせん断抵抗を比較したものである。これらはいずれも上

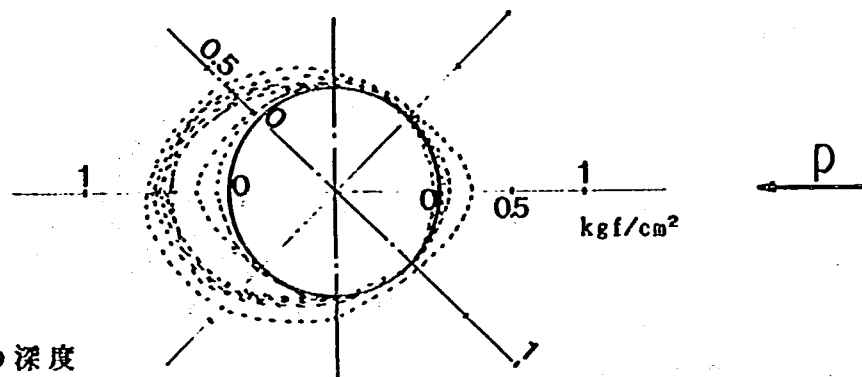
$d = 40 \text{ cm}$



$d = 70 \text{ cm}$



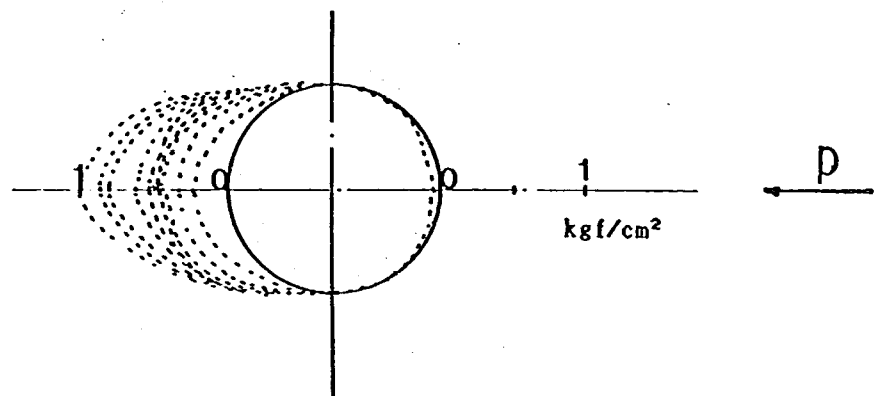
$d = 100 \text{ cm}$



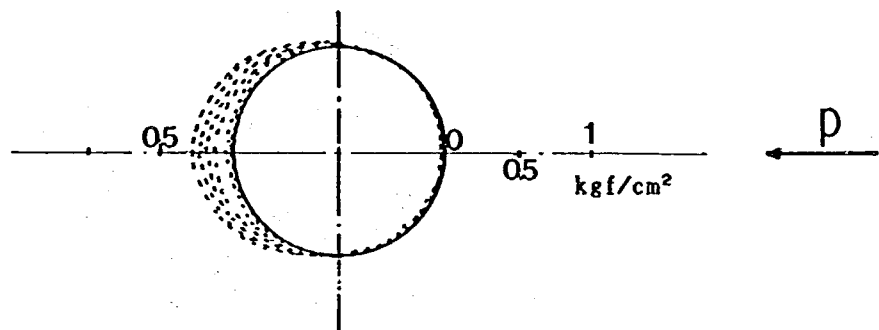
d : 地表よりの深度

図25-1 各断面の土圧分布 (実験2)

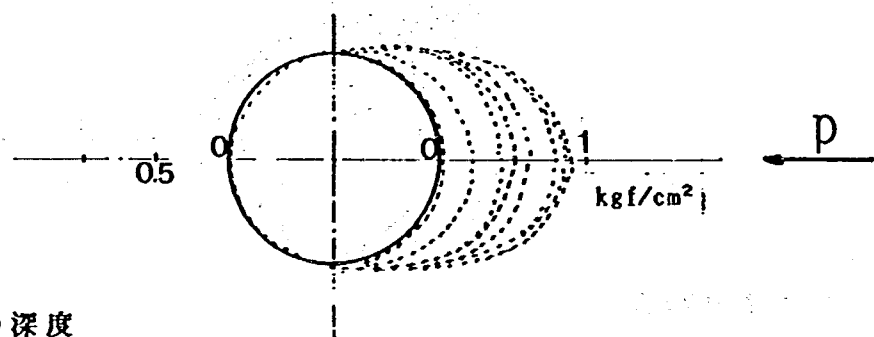
$d = 130 \text{ cm}$



$d = 160 \text{ cm}$



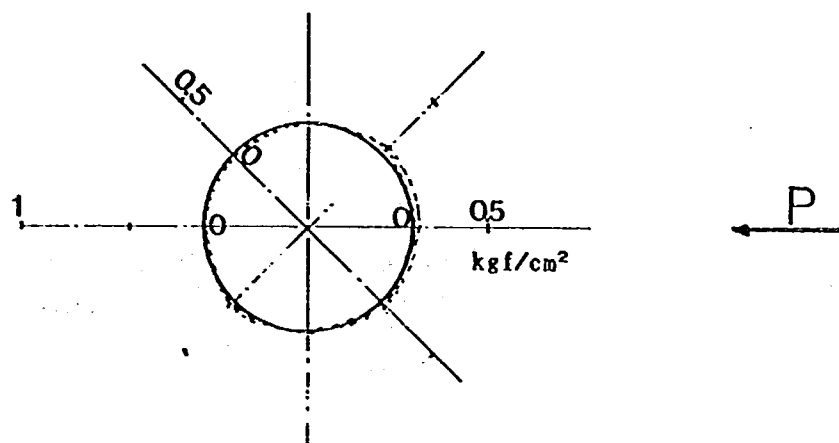
$d = 190 \text{ cm}$



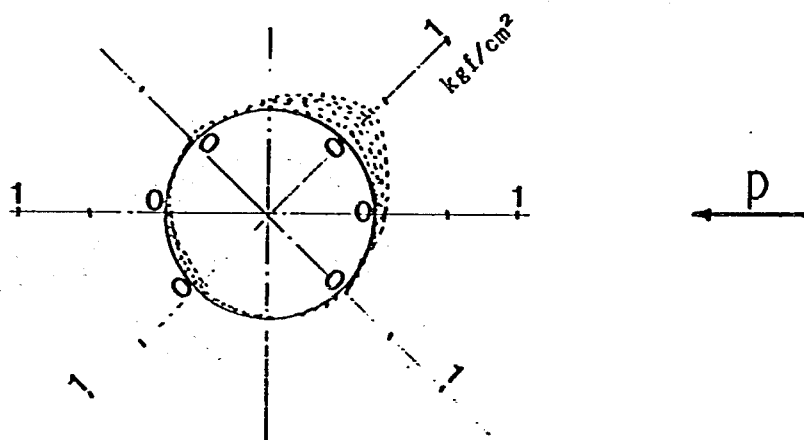
d : 地表よりの深度

図25-2 各断面の土圧分布 (実験3)

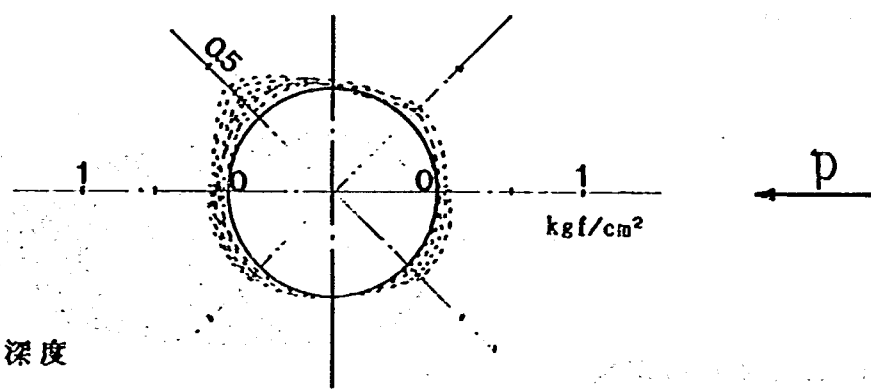
$d = 40 \text{ cm}$



$d = 70 \text{ cm}$



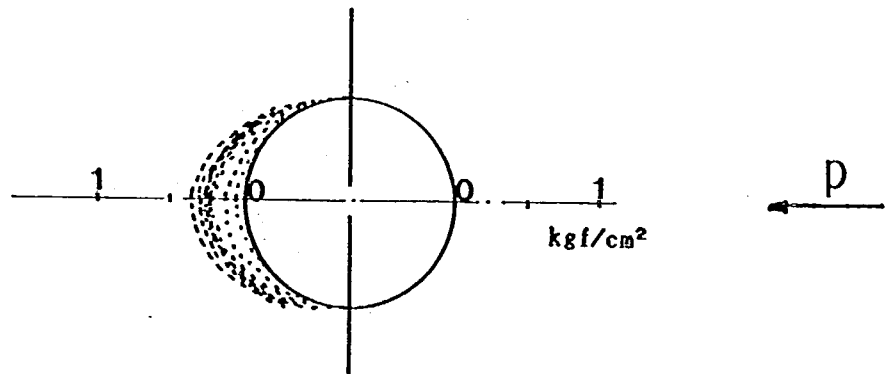
$d = 100 \text{ cm}$



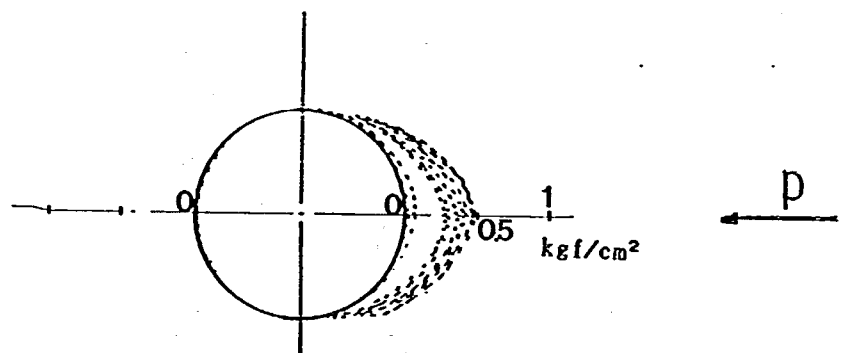
d : 地表よりの深度

図25-3 各断面の土圧分布 (実験4)

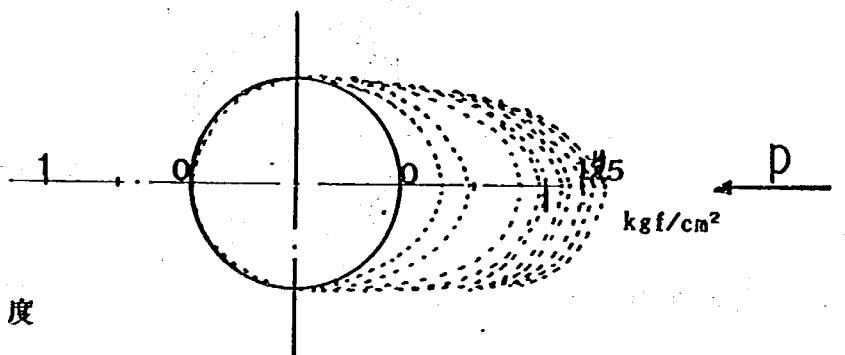
$d = 130 \text{ cm}$



$d = 160 \text{ cm}$



$d = 190 \text{ cm}$



d : 地表よりの深度

図25-4 各断面の土圧分布 (実験5)

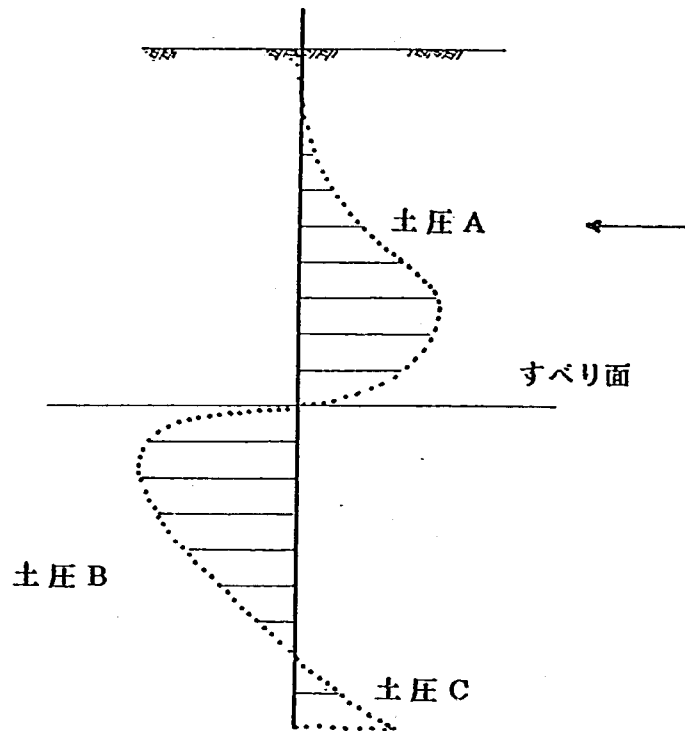


図26-1 土圧模式図

載荷重をかけないで、それぞれ杭本数を0本、1本、3本設置したものである。

これから、杭の打設効果は一応杭本数に比例して存在することがわかる。特にせん断ひずみ1%以降のせん断抵抗の差が顕著であり、杭の本数効果を認めることができる。また、ひずみ1%以内の段階でも差は見られるものの、0.5 tf (0.017 kgf/cm²) 以内であり、わずかである。杭の無い状態ではピーク強度以降急激にひずみ軟化を示すのに対し、杭1本ではひずみ軟化を示すものの軟化は緩やかであり、杭3本のものでは軟化は示さず、強い塑性的な挙動を示している。

このようなことから、実際の地すべり地に設置された剛体杭は、初期変位状態において、地山のせん断抵抗を増大させるとともに、特に変位の進行した状況下でその効果を発揮するものと考えられる。

地すべり対策工としての杭は一般に、既にすべり面が形成され、形状のはっきりした場所に使用されることが多いことから、特に大变位下での剛体杭のもつ地山のせん断抵抗増加効果は、意味のあるものになってくると考えられる。

たとえば、図-27でいえば、2%せん断ひずみ下で杭の無い状態で約2 tf のせん断抵抗を示すが、杭を1本入れることで抵抗は約2.5 tf と約25%の増加であり、杭を3本入れる事で抵抗は約3 tf、約50%の増加を示す。この数値が直接地すべり地の安全率の増加率と一致するとは思えないが、実際にはかなりの安全率増加に寄与するものと推察される。

(2) 杭間隔とせん断抵抗

図28-1は、実験-3, 4, 5のせん断抵抗の変化を示したものであり、杭本数を一定にして杭間隔をc.l.c. 25cm (杭径dの約2.5倍)、40cm (dの4倍)、60cm (dの6倍) にしたものである。

これから、杭間隔を40cmにしたものが一番せん断抵抗が大きく、続いて25cm、60cmの順に小さくな

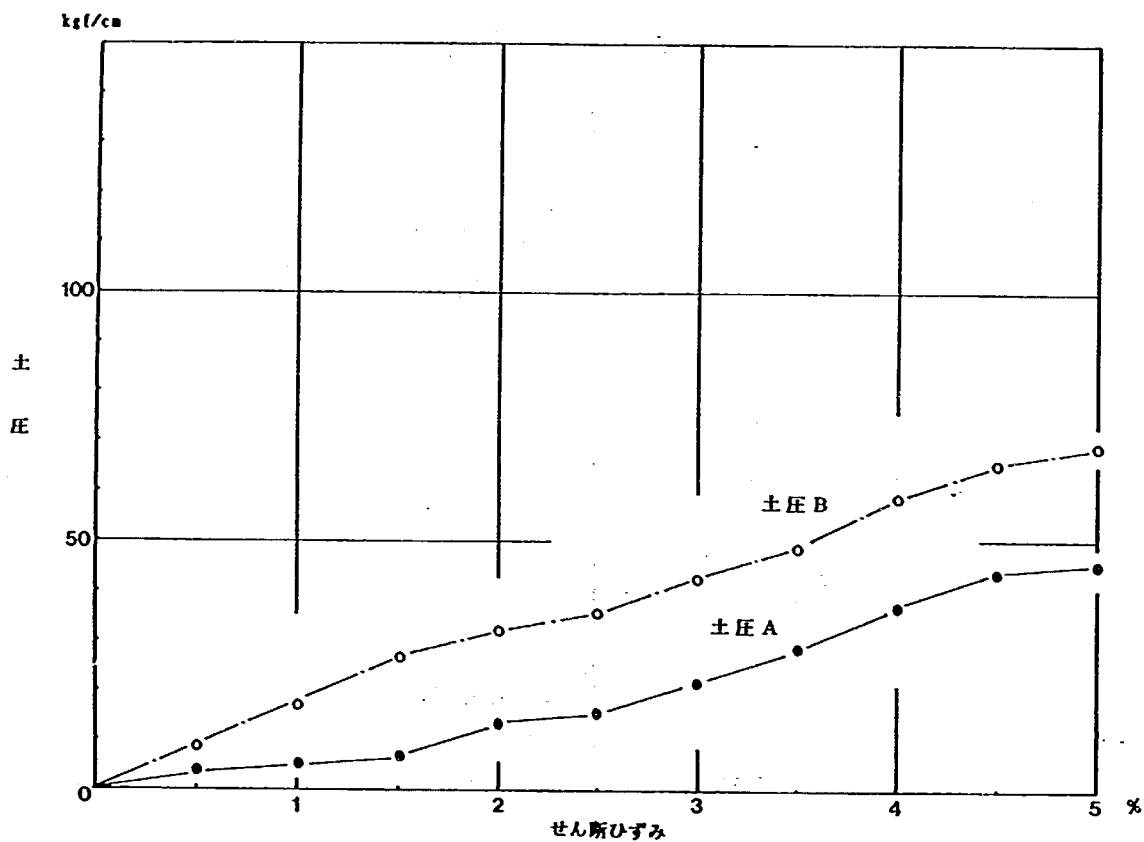


図26-2 せん断に伴う土圧の変化 (実験 2)

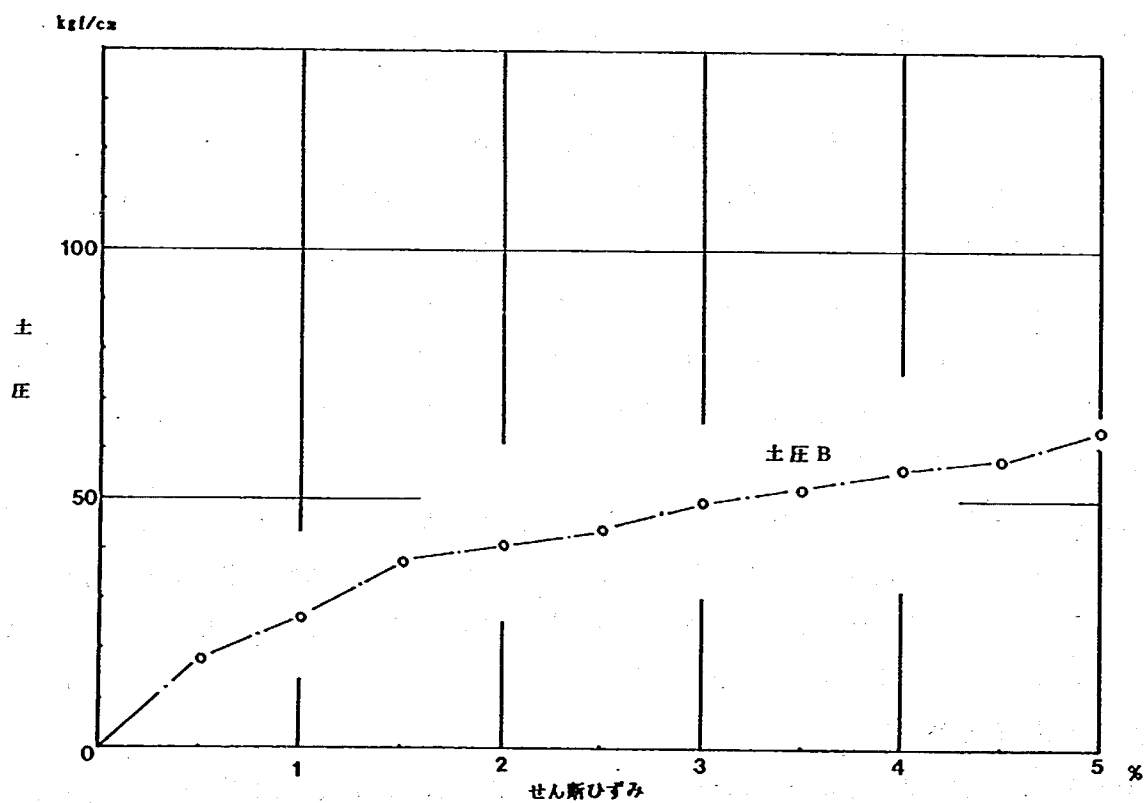


図26-3 せん断に伴う土圧の変化 (実験 3)

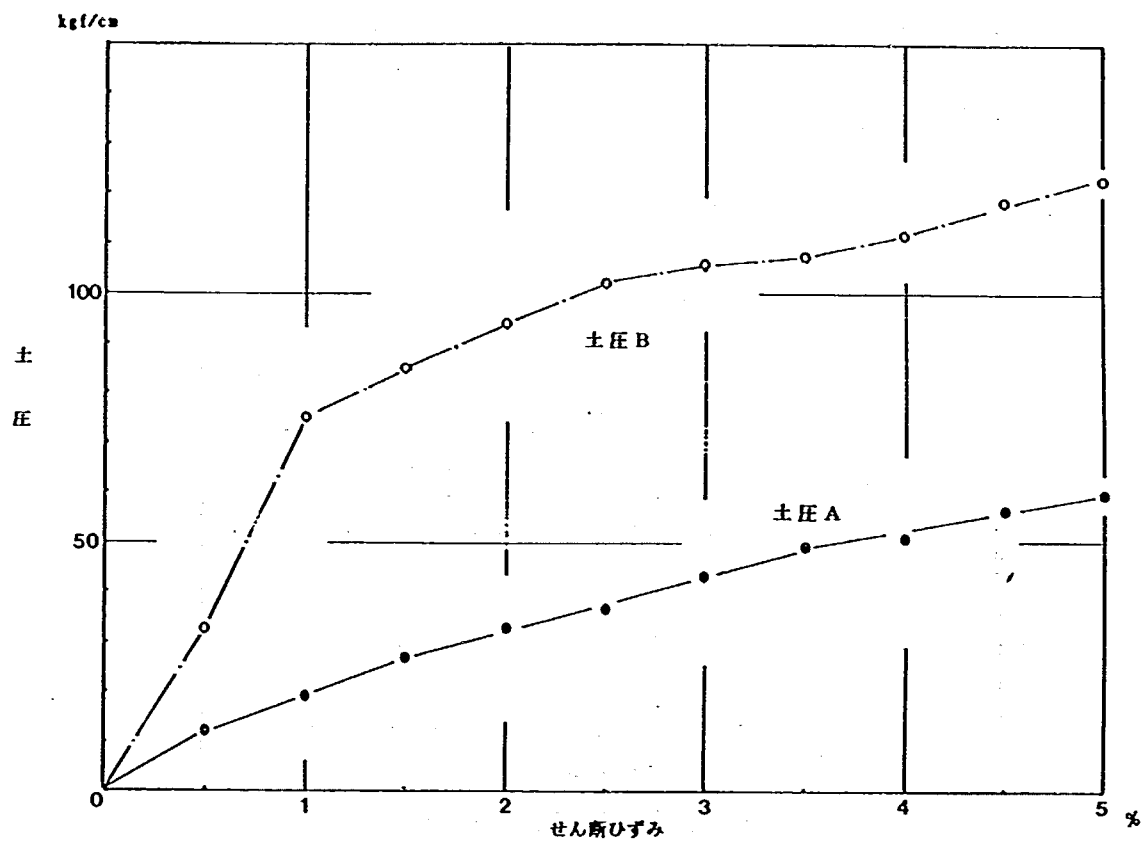


図26-4 せん断に伴う土圧の変化 (実験 4)

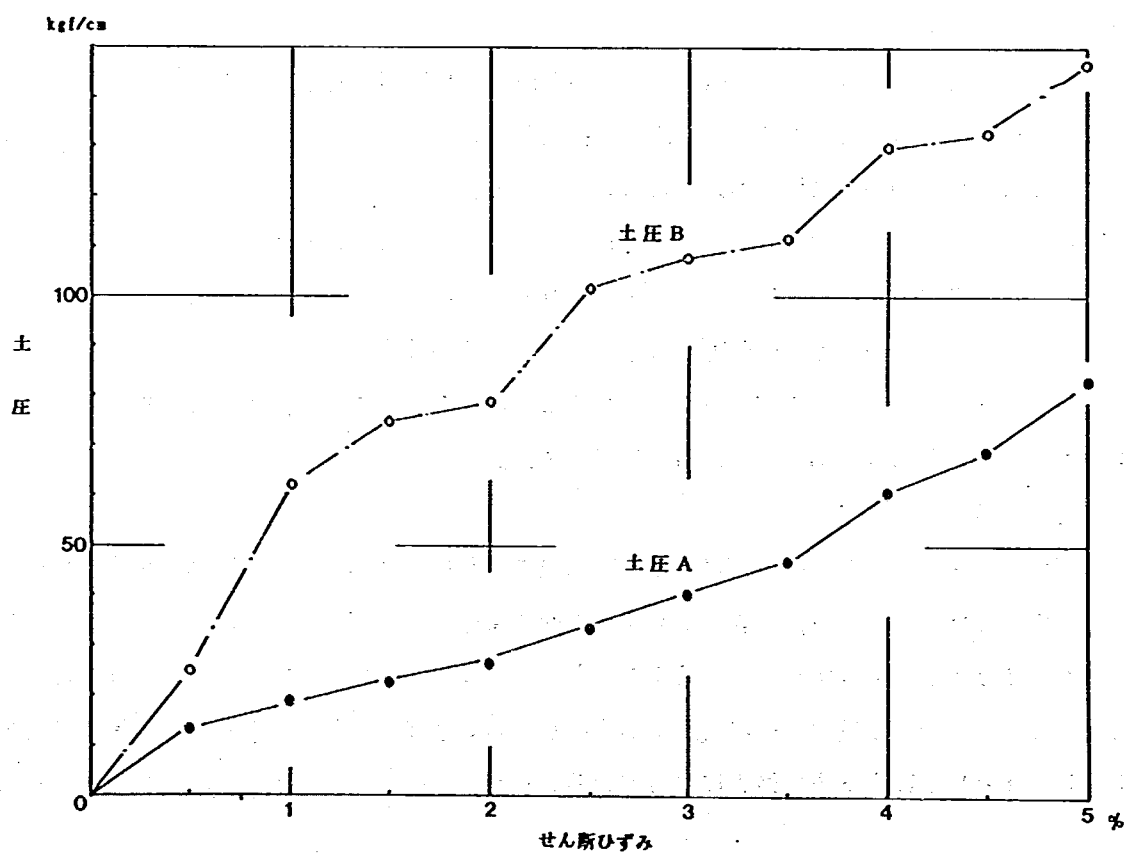


図26-5 せん断に伴う土圧の変化 (実験 5)

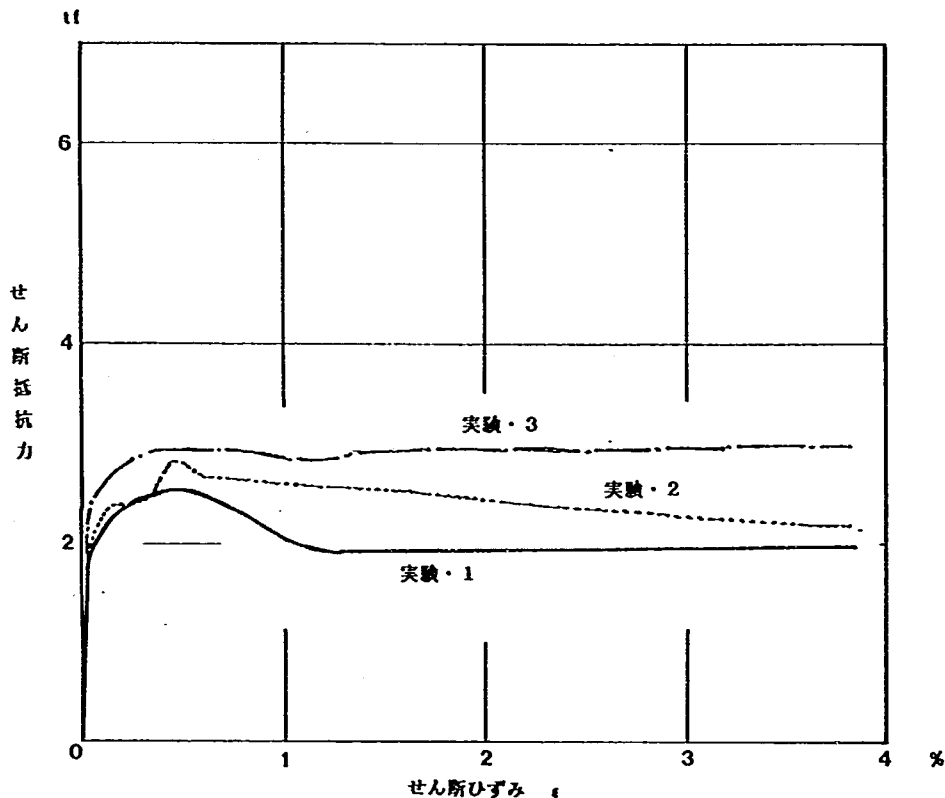


図-27 杭本数とせん断抵抗力の関係

ることがわかる。(ただし、せん断ひずみが $\epsilon = 2.5\%$ をすぎるあたりから、間隔60cmの結果が25cmの結果より大きくなる。)

これらのことから、杭の抵抗が最大限に発揮される最適の杭間隔が存在することがわかる。すなわち、杭間隔は広すぎても、狭すぎても、せん断抵抗としての効率が低下することになり、今回の実験に限っていえば、杭径の約4倍程度が最適に近いといえる。

また図28-2は、せん断ひずみ0.5%と3%におけるせん断抵抗力のちがいを示したものであるが、杭間隔が広がるほど、 $\epsilon = 0.5\%$ 、 $\epsilon = 3\%$ 時のせん断抵抗力の差が大きくなっている。このことは、今回の実験に限っていえば、杭間隔が大きいほどひずみ硬化率が大きくなることを示している。

このようなひずみ硬化現象は、杭が無く、上載荷重をかけた実験1-2、1-3の挙動と数値的な差はあるものの、同じ傾向であるといえる(図28-3)。

(3) 土圧の分布形状

杭に作用する土圧の深さ方向の分布は、本実験結果によれば図-29のように移動土塊内では杭の前面に土圧が大きく作用しており、地表面からすべり面までの深さのほぼ1/3の点をピークに分布している。また、不動土塊内ではすべり面から下方に向かって60~70cm程度まで杭背面に土圧が作用し、杭先端20~30cmの間では杭の回転に起因する土圧が、杭前面に発生している。不動土塊内のこの土圧はすべり面より15cm程度下方で最大になっている。また、すべり面近くでは、土圧は急激に小さくなる。

結論としては、剛体杭にかかる深さ方向の土圧分布は、図-29のようになるものと考えられる。

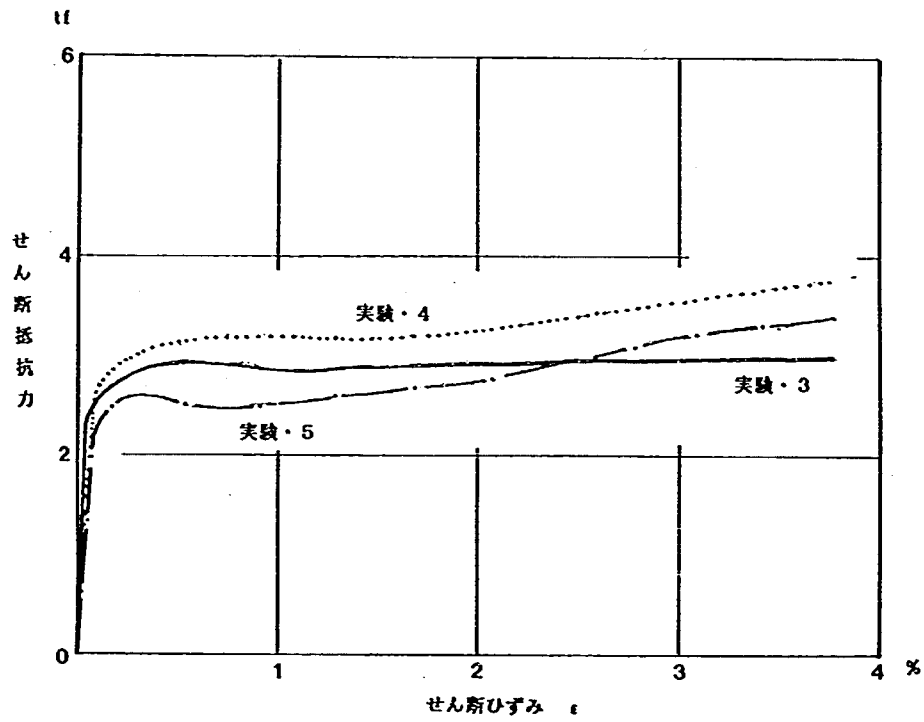


図28-1 杭によるせん断抵抗力増加効果

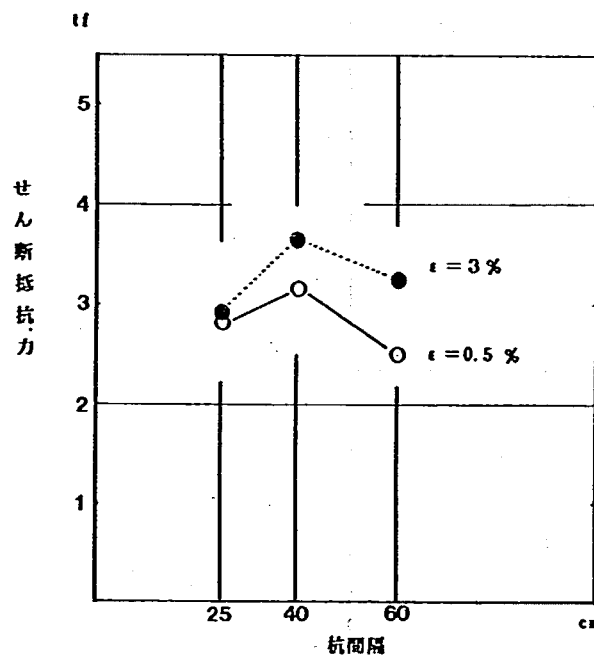


図28-2 杭によるせん断抵抗力増加効果

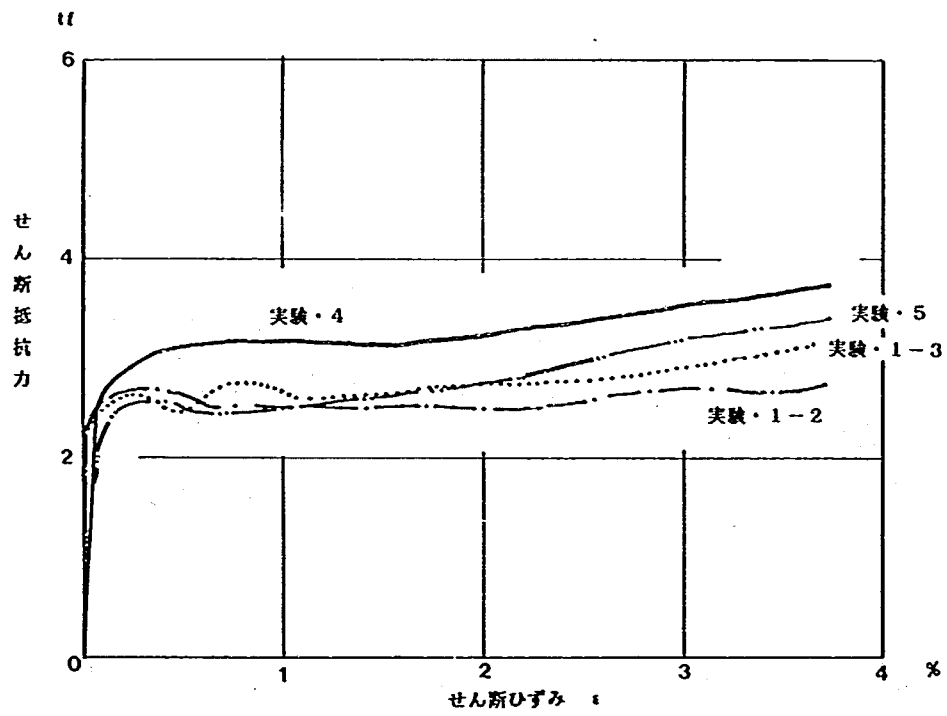


図28-3 杭によるせん断抵抗力増加効果

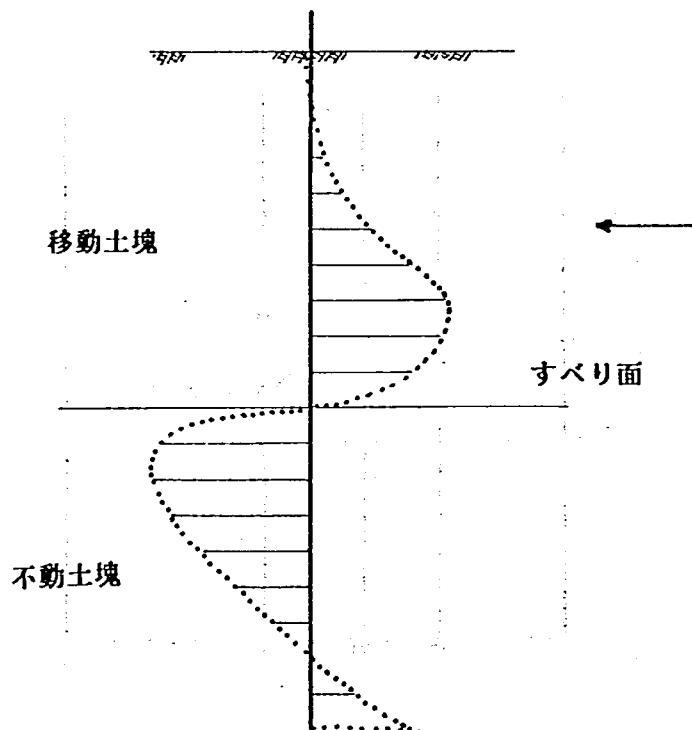


図-29 剛体杭の深さ方向土圧分布

(4) せん断抵抗力と発生土圧

図30-1～図30-4は、実験2, 3, 4, 5のせん断応力と、杭にかかる土圧の関係を示したものである。

土圧は土圧Aと土圧Bにわけた。また、実験-3では前述のように土圧Aの測定結果に信頼性が無いことから、土圧Aの表示を省いている。

これらの図からわかることは、各々土圧Aと土圧Bの変化軌跡は良く似ており、土圧Aが増えれば土圧Bも増加し、その増加率はある程度せん断ひずみが進行した時点では、ほぼ同じになる。このことは図26-2～図26-5を見るとより明らかになる。

また図26-2～図26-5に示すように、土圧Aと土圧Bの差は、せん断初期のせん断ひずみ1%以内ですでに生じており、これをこえるひずみ領域では、両者の土圧増分はほぼ同じであることがわかった。

(5) 杭の変位と土圧

今回の実験では、傾斜計による計測結果や実験後の観察によって、杭は曲がることなく真っすぐに傾いていることがわかった。すなわち、剛体杭としての挙動を示した。

図-31は、傾斜計と観察に基づいた実験後の杭の状態を示したものである。

移動土塊と不動土塊は相対的に10cm変位しており、砂柱の観察結果より、各々ほぼせん断前のブロック形状を保っているといふことができる。

図中の黒塗りの部分は、杭と土塊が互いに押しあっている（圧縮応力が発生している）領域を示しており、すべり面上部移動土塊中では、地表から0cm～25cmの間の背面に、杭が土を押すような形で圧縮領域があり、同25cm～100cm付近までの前面には、土が杭を押す、圧縮領域がある。

また、すべり面より下の不動土塊中にも杭が土を押す領域がすべり面下方0cm～65cm, 65～90cmの各々背面、前面に存在する。

一方、計測された土圧は、図-31に示したように地表より25cm下付近からすべり面にかけて杭前面に発生し、すべり面下でも図のように存在し、黒塗りの領域とよい一致を示す。

すなわち杭の変位、傾斜と発生土圧の間には密接な関係があり、土と杭との間の相対的な圧縮領域を知ることによって、土圧の発生領域が予想できる。

剛体杭であり、かつ杭の傾斜角と杭頭変位量などが予想できれば、発生した土圧領域が予想できるものと考えられる。また、土と杭との相対変位が大きいほど（ただし、土が塑性化しない範囲で）発生土圧も大きくなる傾向にある。

(6) 土圧と杭間隔

せん断抵抗力を最大限に高める最適の杭間隔が存在する事がわかったが、同様に、土圧と杭間隔の間にも同じような相関があるのかを示したものが図-32である。

これによれば、杭間隔が広くなるほど、土圧A, Bとも大きくなる傾向がある。杭間隔が広くなると、杭1本当たりの負担力が大きくなるとも解釈されるが、杭間隔とせん断抵抗力との関係から判断して、必ずしも杭にかかる土圧が増えれば、せん断抵抗力も増えるとは言えないようである。

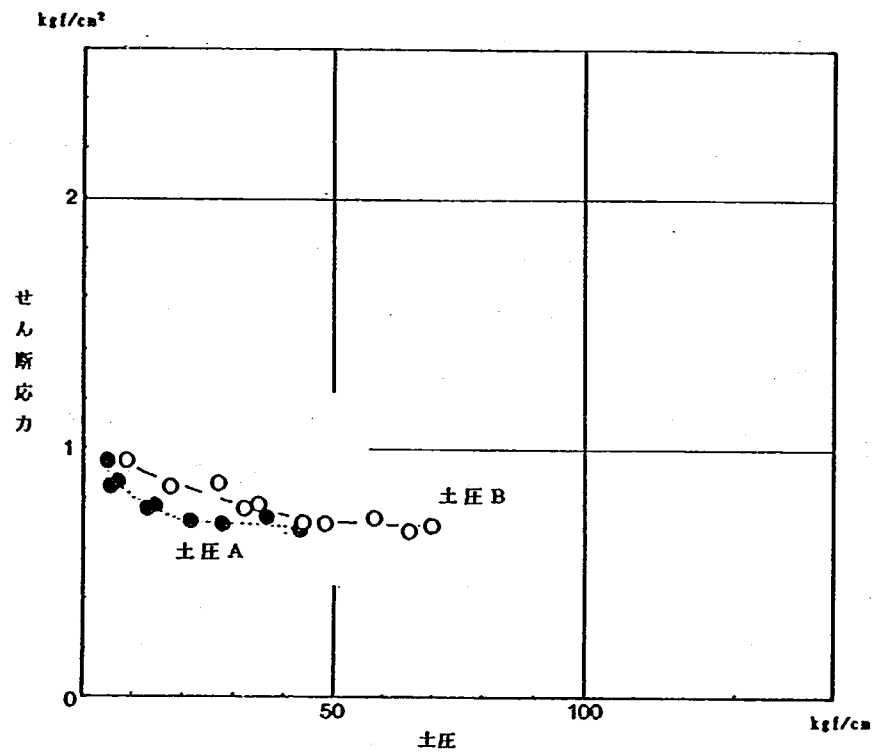


図30-1 せん断応力—土圧関係 (実験 2)

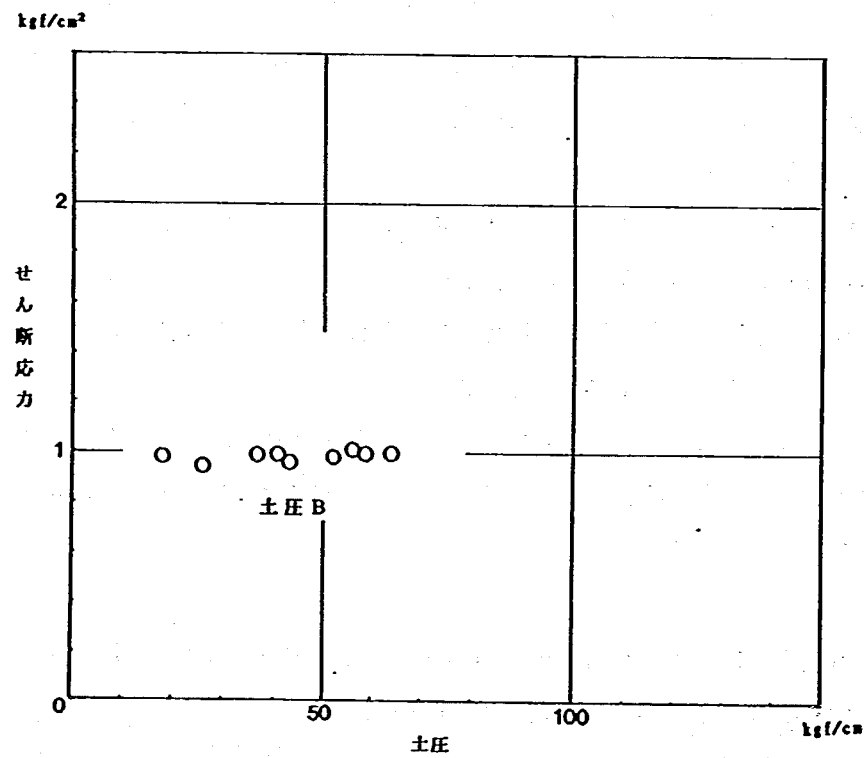


図30-2 せん断応力—土圧関係 (実験 3)

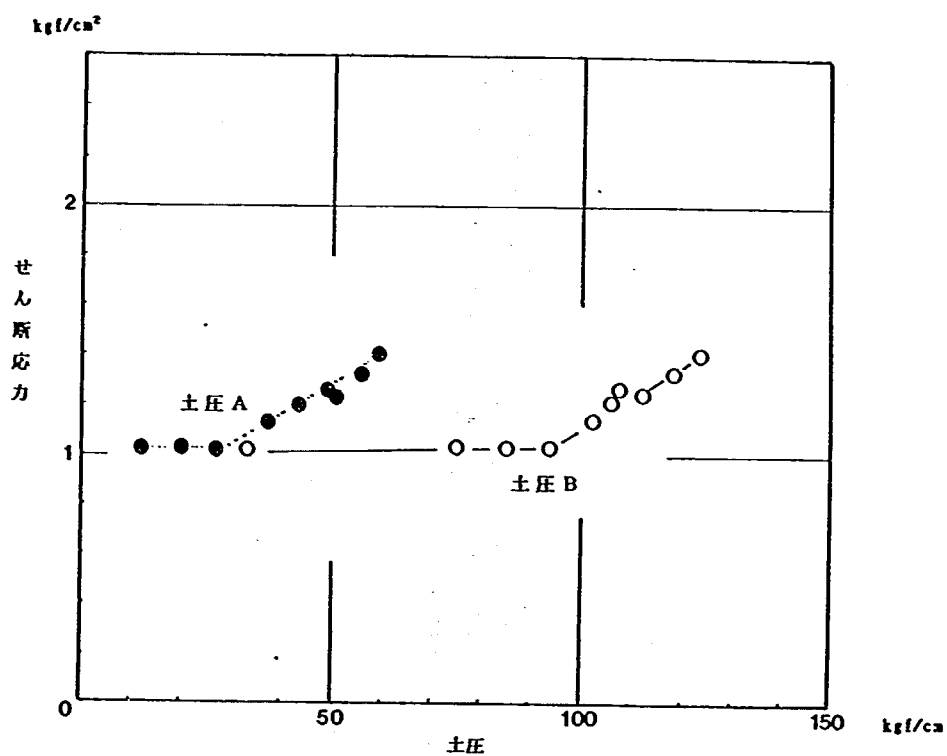


図30-3 せん断応力—土圧関係 (実験 4)

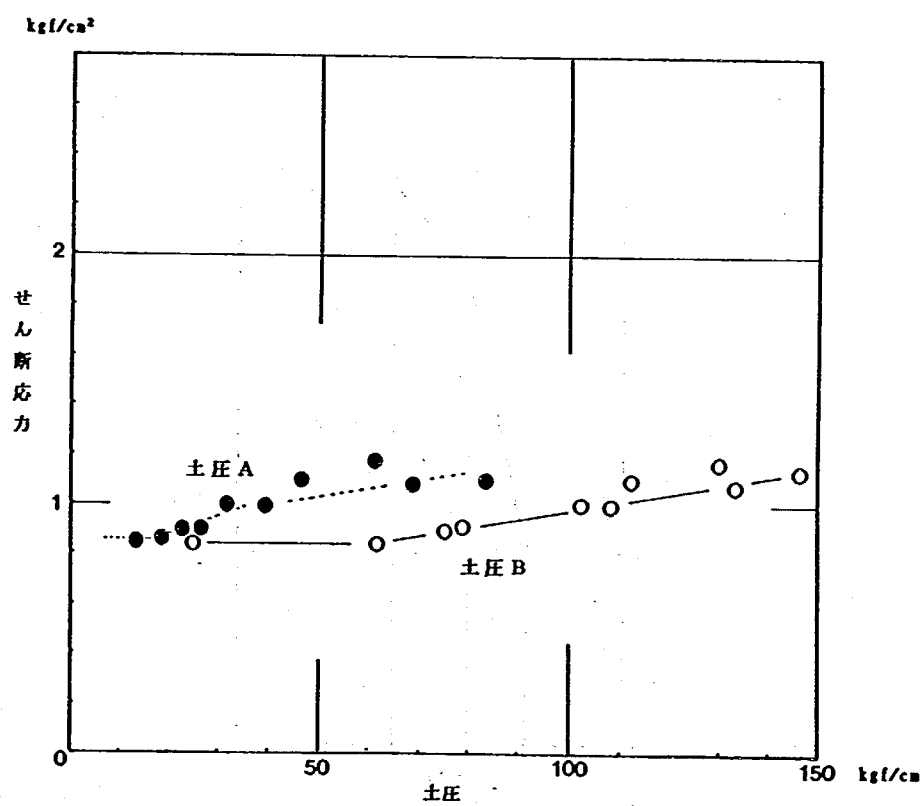


図30-4 せん断応力—土圧関係 (実験 5)

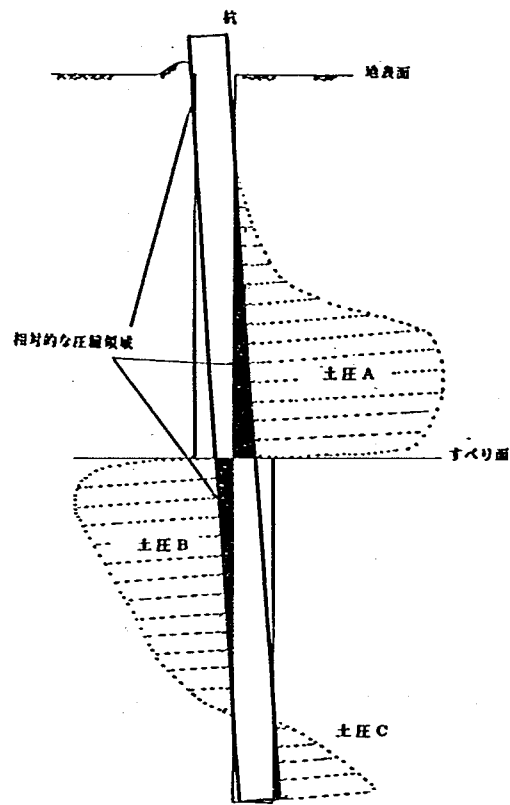


図-31 杭の変位と土圧の関係

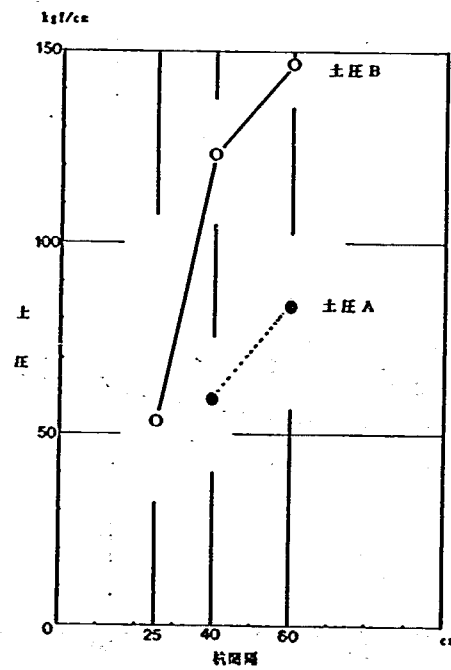


図-32 土圧と杭間隔の関係 ($\delta = 10\text{cm}$ 時)

3. 三 次 元 解 析

3-1 解析内容

3-1-1 解析手法

実験で行った各ケースをFEM三次元解析で確認したものであり、解析は実験と同一のモデルの再現で移動層、不動層、地すべり面および剛体杭を、図-33に示すような三次元モデルで設定して行った。地すべり移動量は山側（右側）から強制変位量として作用させた。計算は、模型実験の模型杭（4ケース）および実際の現場における実物杭（1ケース）を対象にした合計5ケースについて実施した。計算結果は各ケースごとに次の項目について整理した。

- (1) 土塊の平面的・垂直的変位
- (2) 杭の変位
- (3) 杭に作用する土圧の平面的・垂直的分布
- (4) 杭に作用する全土圧
- (5) 変位量と杭に作用する土圧の関係
- (6) 杭間隔と杭に作用する土圧の関係
- (7) 杭に発生するせん断力、モーメント

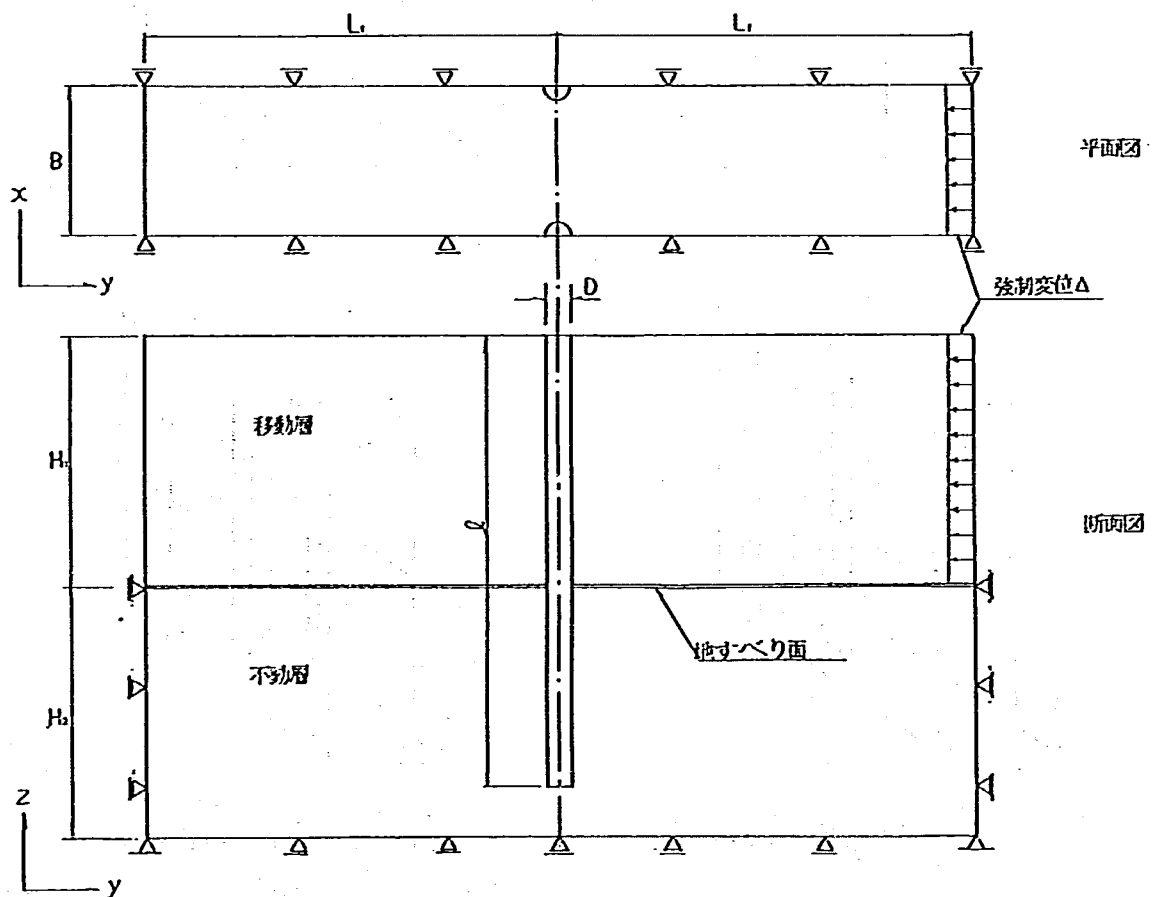


図-33 地すべり土塊—地すべり抑止杭系の解析モデル

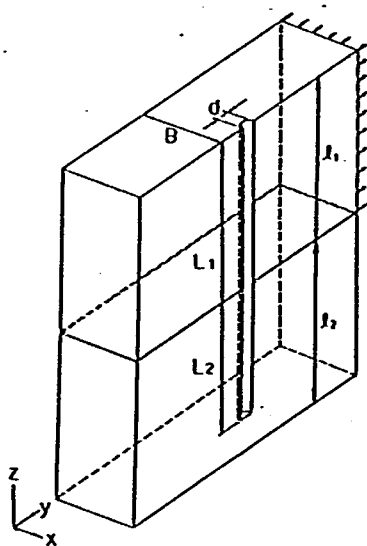
なお解析手法は三次元FEMで、「有限要素法による総合地盤解析システム（SIGNAS）」を用いたものである。

3-1-2 解析ケース

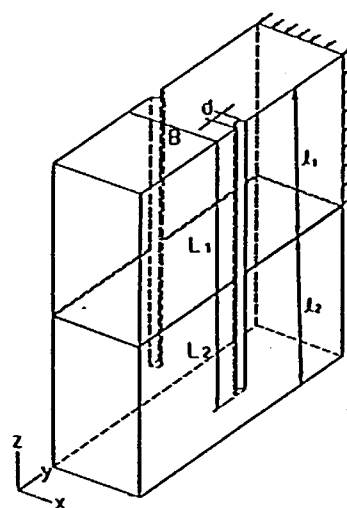
解析ケースは実験と同じ模型杭4ケース（杭1本、杭3本3ケース）と実物杭1ケースの計5ケースである（表-4）。

表-4 解析ケース一覧表

解析 ケース	土塊の厚さ(m)		杭長(m)		杭径 d(m)	杭間隔 B(m)	外力条件
	移動層 L_1	不動層 L_2	移動層 L_1	不動層 L_2			
1	1.0	1.0	1.0	0.9	0.1	—	強制変位量 $\Delta = 10 \text{ cm}$ 荷重ステップ 5段階
2	同上	同上	同上	同上	同上	2.5d 0.25	同上
3	同上	同上	同上	同上	同上	4.0d 0.40	同上
4	同上	同上	同上	同上	同上	6.0d 0.60	同上
5	60.0	60.0	60.0	40.0	6.5	2.5d 16.25	同上



ケース1の解析モデル



ケース2～5の解析モデル

3-2 解析条件

3-2-1 有限要素モデル

有限要素分割は、図-33に示すモデルに対して行った。有限要素分割図を図34-1～34-10に示す。解析では、不動層、移動層、剛体杭および地すべりは線形弾性体とし、地すべり面は薄層で、弾性係数を小さくし、地すべり力に抵抗を小さくするように物性値を設定した。また、杭と地盤の接触部は、ダンカン～チャンの双曲線型の応力-ひずみ関係を有する非線形材料を用い、引張りに対しては抵抗を示さない物性値を設定した。その他の計算条件は以下に示すとおりである。

(1) 解析法

三次元有限要素法

(2) 境界条件

移動層……前面および背面は x 方向に固定した。

不動層……前面および背面は x 方向、側面および底面は x, y, z 方向に固定した。

なお、解析モデルの座標系は図-33に示すとおりである。

(3) 変位条件

地すべり移動量を強制変位量として与えた。その値は10cmとし、移動層右側より5段階に分割して作用させた。

3-2-2 模型杭の解析に用いた物性値

(1) 地盤の物性値の推定方法

① 弾性係数

図-12に示す $E_{50} \sim \gamma_t$ の関係より移動層、不動層の E を推定した。

② ポアソン比

Jaky の経験式を用いてまず ϕ より K_0 を推定した。

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

ここに、 K_0 : 静止土圧係数

ϕ' : 内部摩擦角 (三軸圧縮試験結果より設定、図-35)

次に、弾性公式を用いて K_0 より ν を推定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0)$$

(2) 模型杭

実験の模型杭は、 $D = 101.6 \text{ mm}$ 、 $t = 4.2 \text{ mm}$ の既製鋼管を使用した。

(3) 地盤と杭の接触部

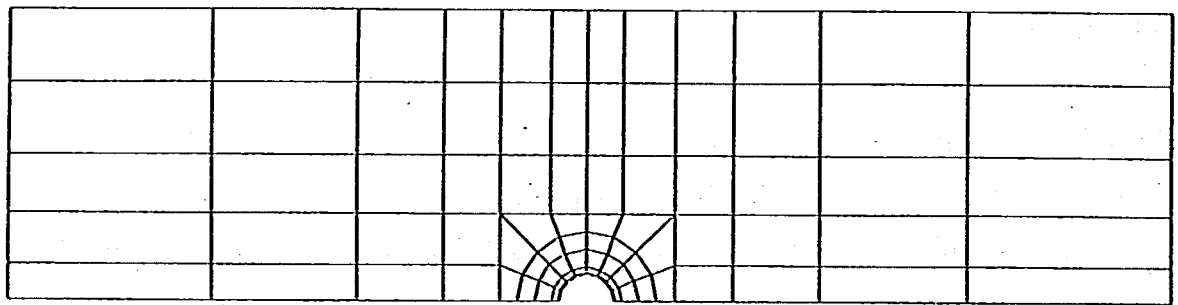
① 初期弾性係数

地盤と同じ値を採用した。

② ポアソン比

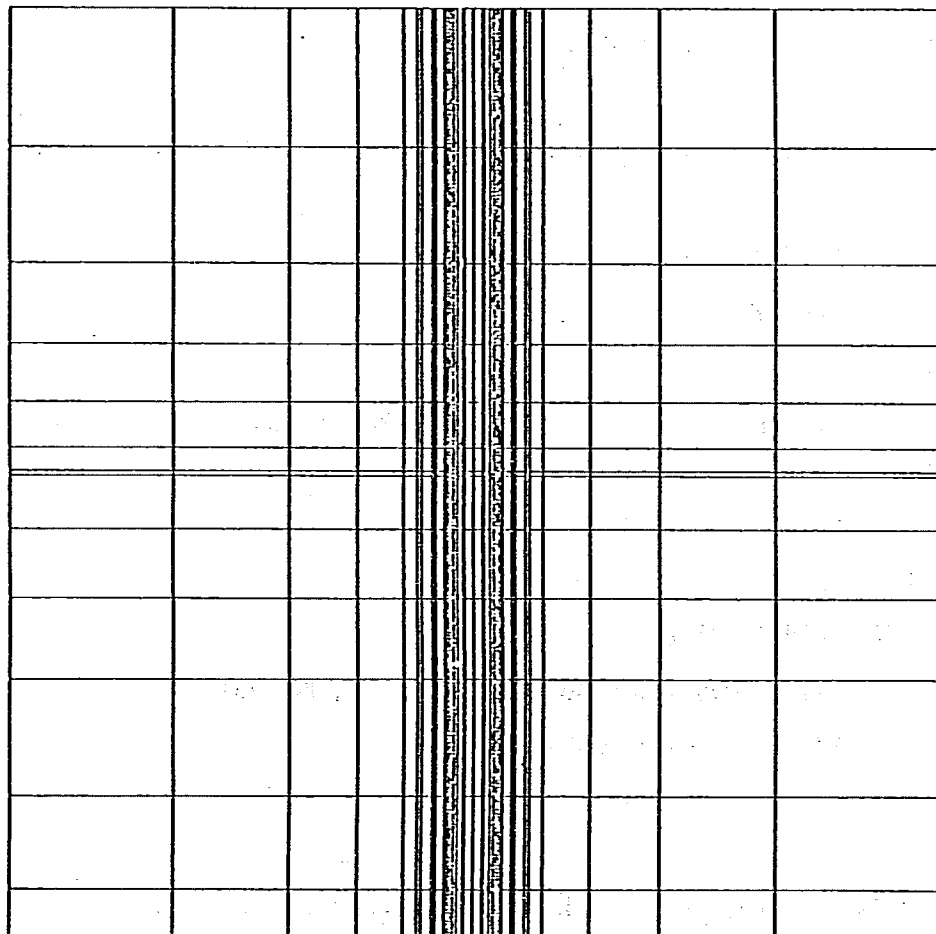
ϕ より地盤と同じ方法で推定した。

③ 接線係数 (K)、 σ_3 のべき指数 (n)、破壊比 (R_f)



SCALE
30cm

図34-1 有限要素分割図〔ケース1，平面図〕



SCALE
30cm

図34-2 有限要素分割図〔ケース1，断面図〕

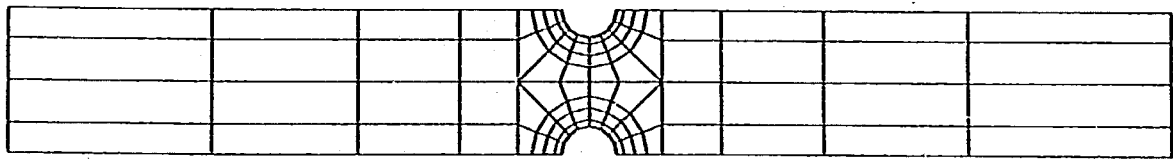


図34-3 有限要素分割図（ケース2，平面図）

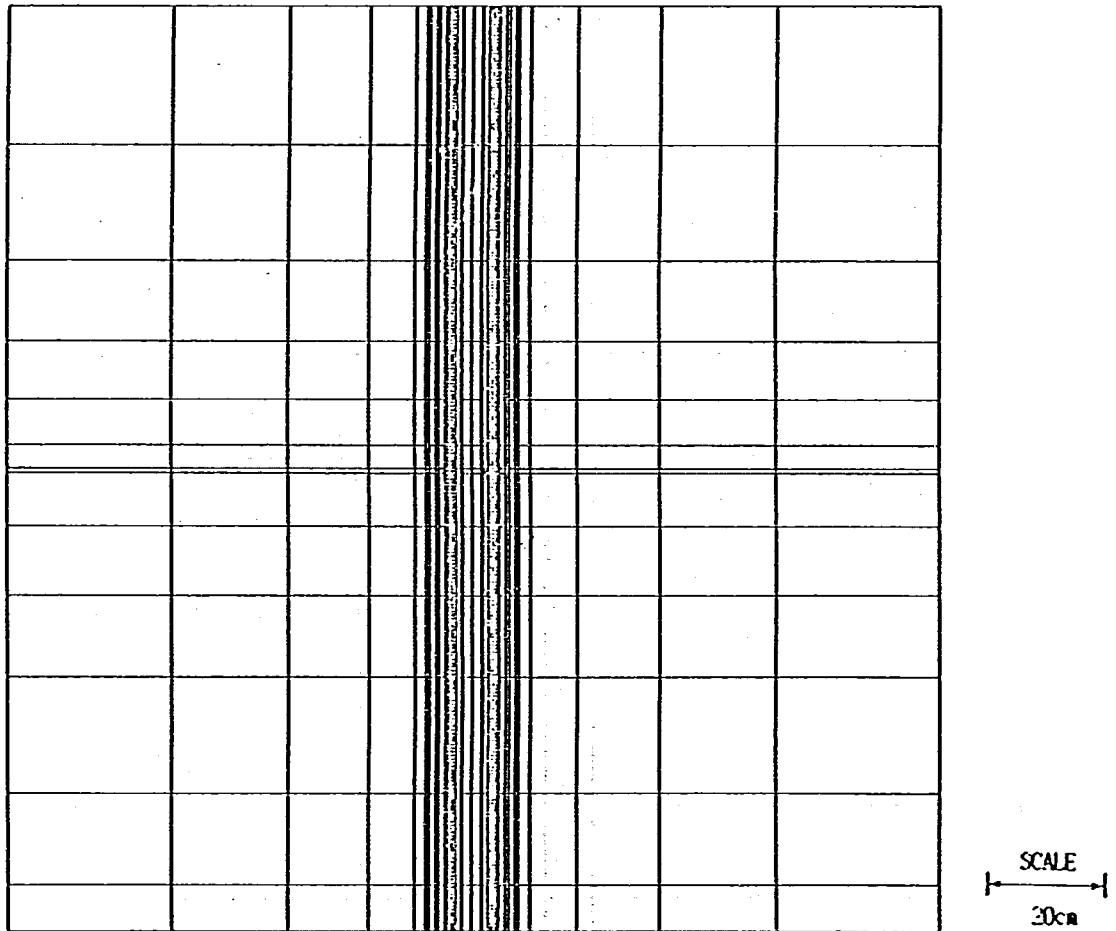
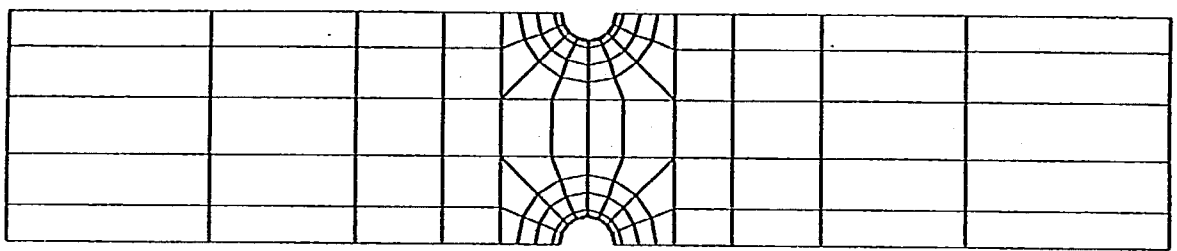
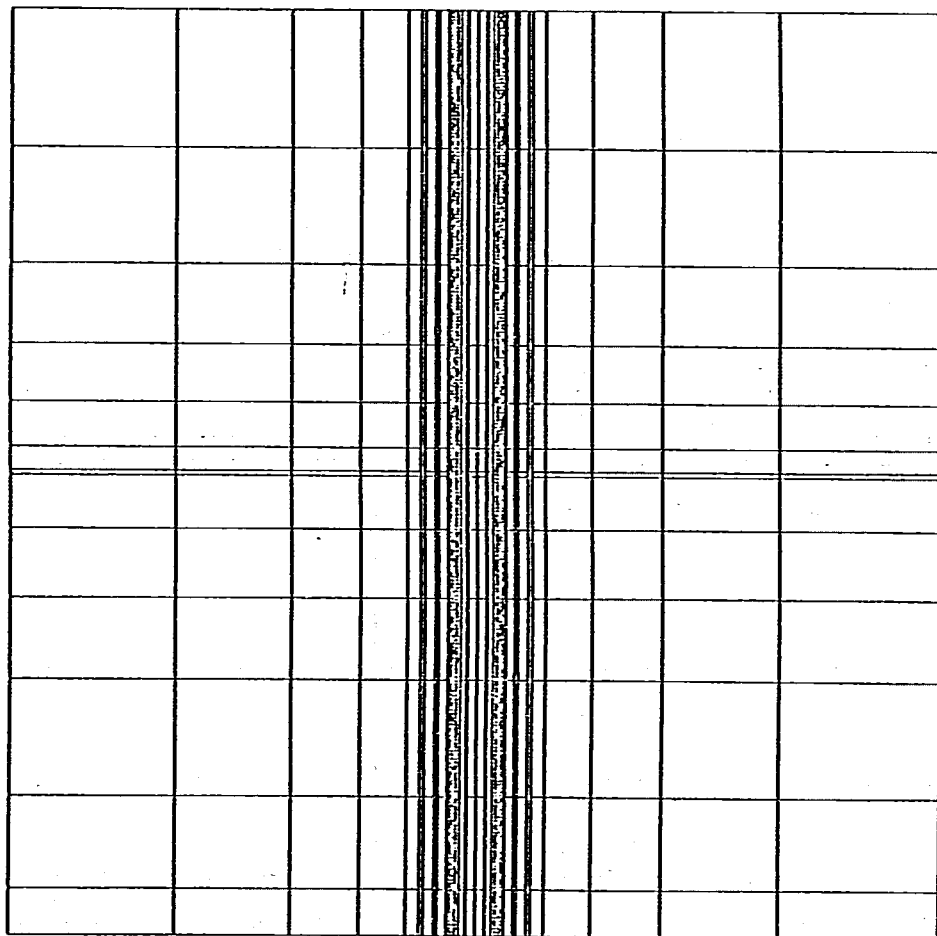


図34-4 有限要素分割図（ケース2，断面図）



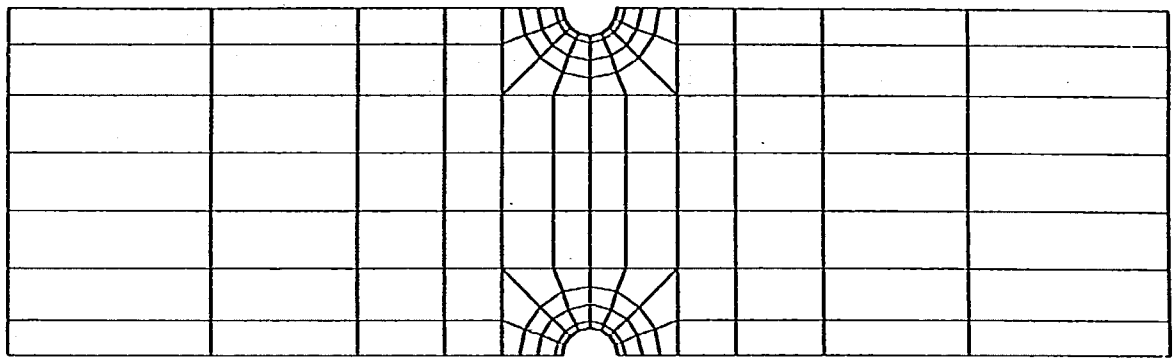
SCALE
30cm

図34-5 有限要素分割図 (ケース3, 平面図)



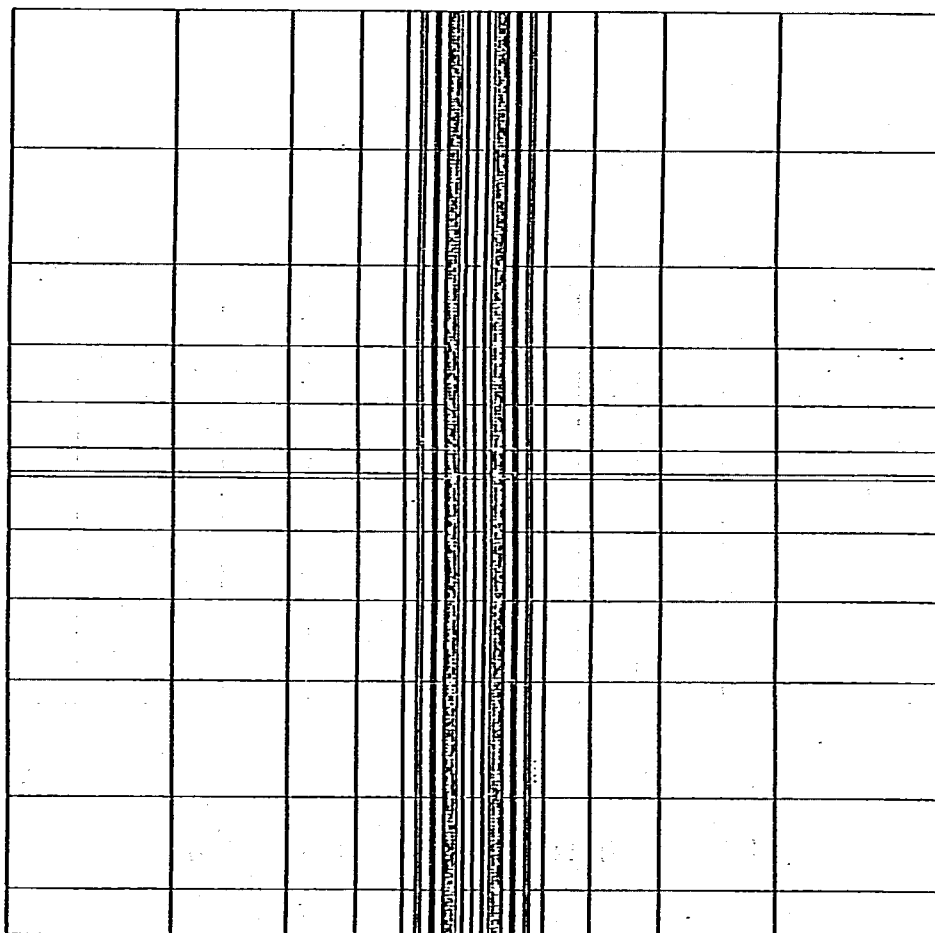
SCALE
30cm

図34-6 有限要素分割図 (ケース3, 断面図)



SCALE
20cm

図34-7 有限要素分割図 (ケース4, 平面図)



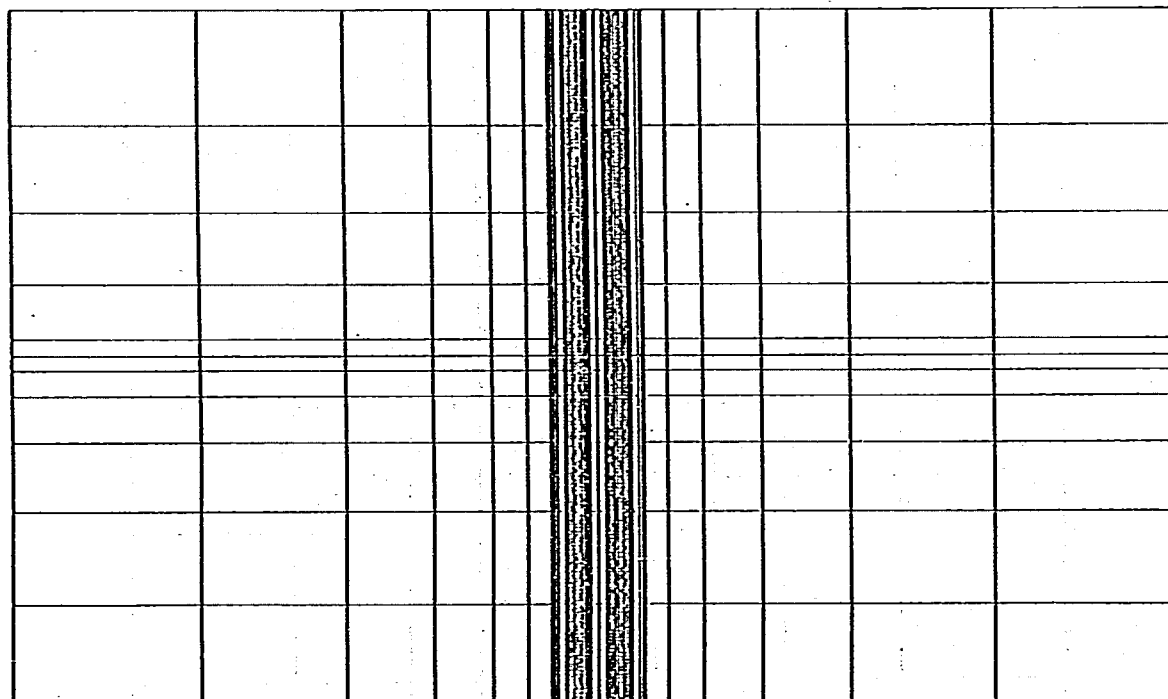
SCALE
20cm

図34-8 有限要素分割図 (ケース4, 断面図)



断面スケール
20n

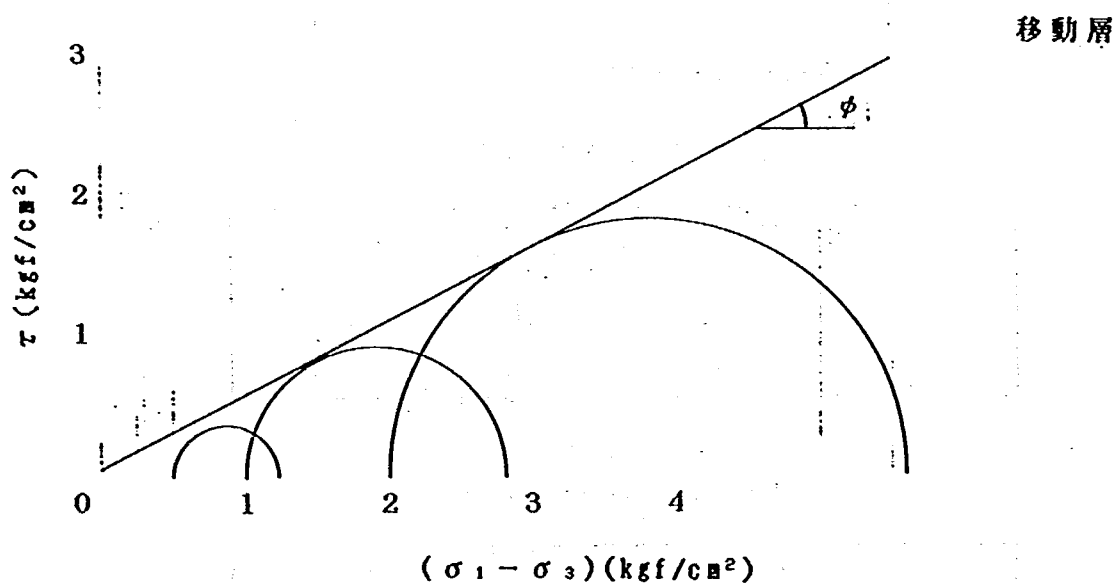
図34-9 有限要素分割図 (ケース 5, 平面図)



断面スケール
20n

図34-10 有限要素分割図 (ケース 5, 断面図)

強度定数		c (kg/cm ²)	ϕ (度)	$\tan \phi$
応力範囲	正規圧密領域	0.05	28	0.532
	過圧密領域			



強度定数		c (kg/cm ²)	ϕ (度)	$\tan \phi$
応力範囲	正規圧密領域	0.05	29	0.554
	過圧密領域			

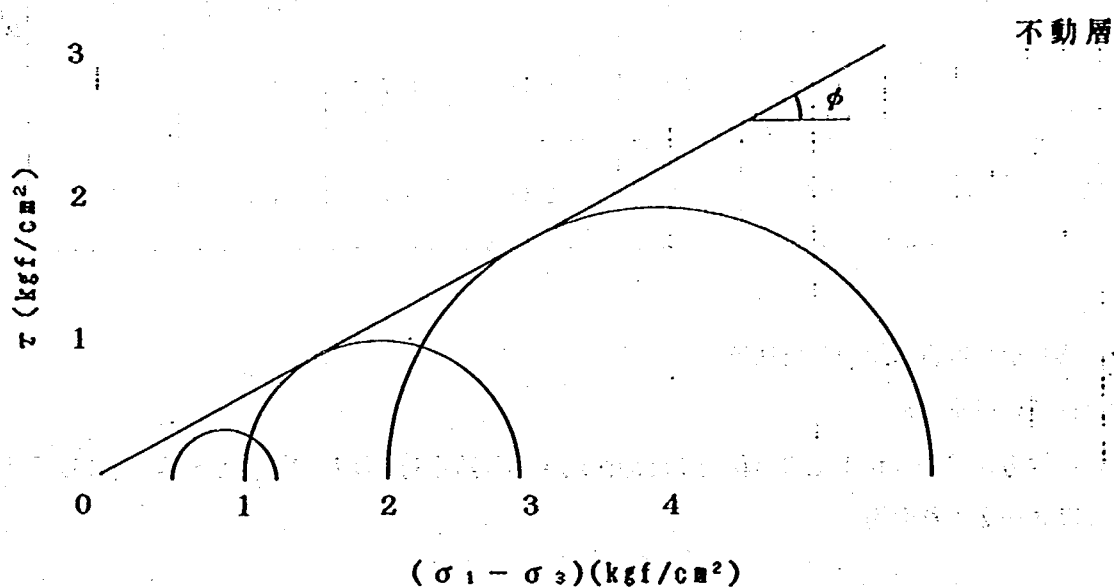


図-35 移動層および不動層のせん断強度特性

三軸圧縮試験（UU）より、 σ_3 と E_i の関係を求め、その関係を用いて K, n, R_f を設定した。

④ 粘着力（ c ）、内部摩擦角（ ϕ ）

三軸圧縮係数（UU）より設定、ただし、 ϕ については地盤の $2/3$ を設定した。

⑤ 引張応力発生時の弾性係数

初期弾性係数の $1/1000$ とした。

以上より決定した諸物性値を表 5-1～5-3 に示す。

表 5-1 地盤の物性値

項目	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν
移動層	1.45	150	0.346
不動層	1.55	200	0.339

表 5-2 模型杭の物性値

	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	断面二次モーメント I (m ⁴)
模型杭	2.1×10^7	0.15	1.53×10^{-6}

表 5-3 地盤と杭の接触部の物性値

	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	ポアソン比 ν	接線係数 k	σ_3 のべき指数 n	破壊比 R_f	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
地盤と杭 の接触部 (移動層)	150	0.40	52	1.43	0.778	0.05	20
地盤と杭 の接触部 (不動層)	200	0.40	52	1.43	0.778	0.05	20

3-2-3 実物杭の解析に用いた物性値

(1) 地盤の物性値の推定方法

建設省近畿地方建設局大和川工事事務所：峠地区地すべり防止対策工検討業務報告書、p.14、昭和58年3月の表3-2より引用。

(2) 実物杭

実物杭は、鉄筋コンクリートとH鋼の合体構造であるので、解析では、H鋼の断面積を全体の断面積の20%と仮定して、その断面積比から等価な弾性係数を推定した。

(3) 地盤と深礎杭の接触部

① 初期弾性係数

地盤と同じ値を使用した。

② ポアソン比

$\nu = 0.4$ とした。

③ 接線係数 (K), σ_3 のべき指数 (n), 破壊比 (R_f)

文献¹⁾より引用した。

④ 粘着力 (c), 内部摩擦角 (ϕ)

地盤と同じ値を使用した。ただし, ϕ については地盤の2/3を設定した。

⑤ 引張応力発生時の弾性係数

初期弾性係数の1/10000とした。

以上より決定した諸物性値を表5-4~5-6に示す。

表5-4 地すべり土塊・地山の物性値

	地質区分	記号	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
移動層	新期ドロコロ岩 溶	D	2.14	3650	0.27	14	33.5
不動層	旧期ドロコロ岩 溶	D ₂	2.01	54900	0.25	30	60.0

表5-5 実物杭の物性値

	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	断面二次モーメント I (m ⁴)
実物杭	5.96×10^6	0.15	87.624

表5-6 地盤と杭の接触部の物性値

	初期弾性係数 E _i (tf/m ²)	ポアソン比 ν	接線係数 k	σ_3 のべき指数 n	破壊比 R _f	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
地盤と杭 の接触部 (移動層)	3650	0.40	365	0.5	0.9	14	22.3
地盤と杭 の接触部 (不動層)	54900	0.40	5490	0.5	0.9	30	40.0

3-2-4 土圧の算定

杭に作用する全土圧をFEMによる計算結果から推定するために, 以下に示す方法で計算した。

- ① 杭の平面に対して、杭の接線上の杭中心に向かって作用する応力成分 σ の計算は、杭と地盤の接触部の要素の応力成分($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$)と接線の角度を θ より、次の力の釣り合い方程式より求める。
すなわち、図36-1に示すような任意の微小三角形についての釣り合い方程式をたてると、

$$x \text{ 方向 } \tau_{xy} \cdot l \cdot \cos \theta - \sigma_x \cdot l \cdot \sin \theta + \tau \cdot l \cdot \cos \theta + \sigma \cdot l \cdot \sin \theta = 0$$

$$y \text{ 方向 } \sigma_y \cdot l \cdot \cos \theta - \tau_{xy} \cdot l \cdot \sin \theta + \tau \cdot l \cdot \sin \theta + \sigma \cdot l \cdot \cos \theta = 0$$

となる。上式より任意の杭表面上の接線線分に作用する垂直応力 σ は次のようになる。

$$\sigma = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta - 2 \tau_{xy} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \sigma_y \cdot \cos^2 \theta$$

- ② 次に、①で求めた σ に接線の作用幅(B)をかけ、杭中心に向かって作用する土圧Pを求めた。
③ さらに、②で求めた土圧Pに深度方向の分割長さをかけ、深度方向の分割区間での全土圧を求めた。

以上のようにして求めた深度方向の分割区間の全土圧の計算を移動層山側と、不動層川側に分けて行い、杭に作用する全土圧を求めた。(図36-1, 36-2)

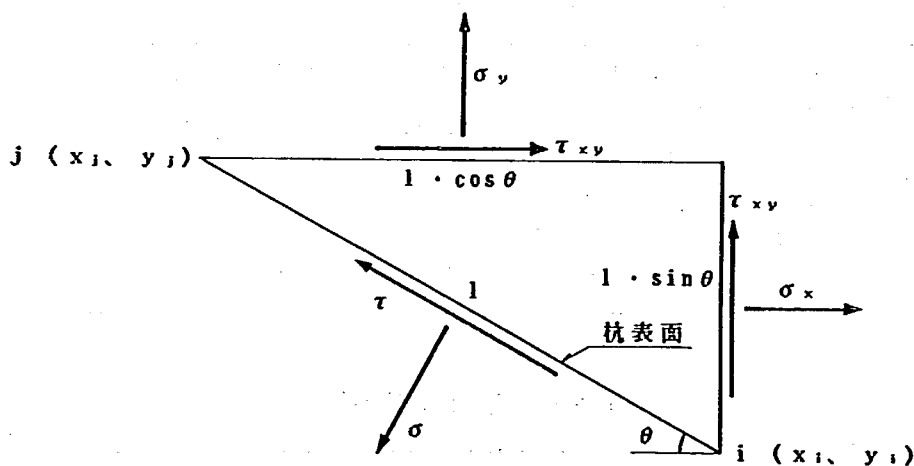


図36-1 杭の接線線分に作用する応力

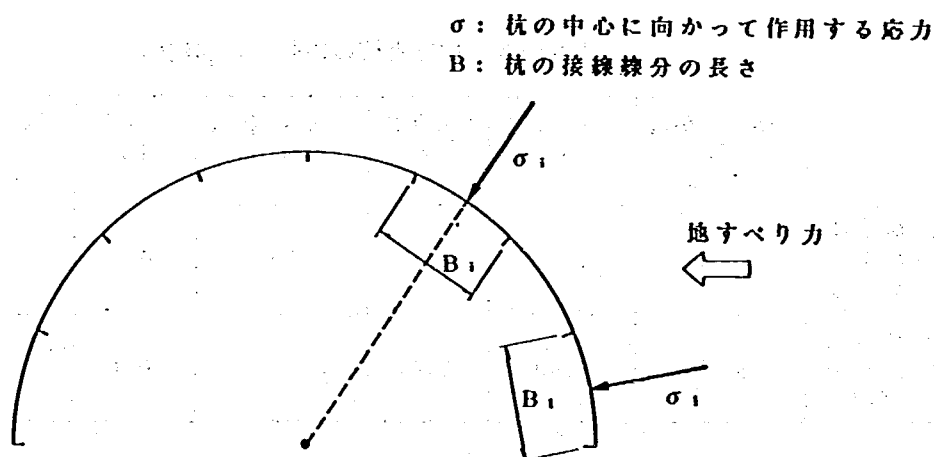


図36-2 杭の中心に向かって作用する土圧

3-2-5 剛体杭の判別

杭を剛体と考える場合と、弾性体と考える場合の判別方法は、次式によって一般的に行われている。

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4 E \cdot I}} \leq \frac{2}{l} = \beta \quad \dots\dots\dots \text{剛体杭}$$

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4 E \cdot I}} > \frac{2}{l} = \beta \quad \dots\dots\dots \text{たわみ杭}$$

ここに、

E_s : 地盤の弾性係数 (tf/m²)

E : 杭材の弾性係数 (tf/m²)

I : 杭の断面2次モーメント (m⁴)

l : 移動層および不動層の杭の長さ (m)

そこで、模型杭および実物杭に対して剛体杭、たわみ杭の判別を上式を用いて行った。

(1) 模型杭

① 移動層

$E_{s1} = 150 \text{ tf/m}^2$, $E = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$, $I = 1.53 \times 10^{-6} \text{ m}^4$, $l = 1 \text{ m}$ であるので、

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{150}{4 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.53 \times 10^{-6}}} = 1.0394$$

$$\beta_1 l = 1.0394$$

したがって、 $\beta_1 l < 2$ なので剛体杭としてあつかう。

② 不動層

$E_{s2} = 200 \text{ tf/m}^2$, $E = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$, $I = 1.53 \times 10^{-6} \text{ m}^4$, $l = 0.9 \text{ m}$ であるので、

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{200}{4 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.53 \times 10^{-6}}} = 1.1169$$

$$\beta_2 l = 1.1169 \times 0.9 = 1.0052$$

したがって、 $\beta_2 l < 2$ なので剛体杭としてあつかう。

(2) 実物杭

① 移動層

実物杭の場合はH鋼とコンクリートの合体構造であるので、曲げ剛性 ($E I$) は以下のとおりに計算した。

実物杭のH鋼およびコンクリートの弾性係数、断面2次モーメントは、

$$n = E_1 / E_2 = 7.333$$

$$E_1 = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$$

$$E_s = 3.0 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$$

$$I_1 = 2.9 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 84.724 \text{ m}^4$$

$$I' = I_1 \times n = 21.2667 \text{ m}^4$$

となるので、実物杭の曲げ剛性は以下のとおりである。

$$EI = E_s (I_2 + I') = 3.17972 \times 10^8 \text{ tf/m}^2$$

ここで、 $E_{s1} = 3650 \text{ tf/m}^2$ 、 $l = 60\text{m}$ であるので、

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{3650}{4 \times 3.17972 \times 10^8}} = 0.04116$$

$$\beta_1 l = 0.04116 \times 60 = 2.469$$

したがって、 $\beta_1 l > 2$ なのでたわみ杭としてあつかう。

② 不動層

$E_{s2} = 54900 \text{ tf/m}^2$ 、 $l = 40\text{m}$ であるので、

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{54900}{4 \times 3.17972 \times 10^8}} = 0.11463$$

$$\beta_2 l = 0.11463 \times 40 = 4.585$$

したがって、 $\beta_2 l > 2$ なのでたわみ杭としてあつかう。

3-2-6 剛体杭の断面力

杭に作用する水平力（H）は有限要素法による計算結果からすべり面上の杭の要素に発生しているせん断力（ τ_{yz} ）を用いて下記の方法で求めた。

円環断面のせん断力は次式で表せる。

$$H = \frac{\tau_{yz} \cdot A}{\alpha}$$

ここに、

τ_{yz} : せん断応力（ tf/m^2 ）

H : 水平力（ tf ）

A : 杭の面積（ m^2 ）

D : 杭の外径（ m ）

d : 杭の内径（ m ）

$$\alpha : \alpha = \frac{4 (D^2 + Dd + d^2)}{3 (D^2 + d^2)}$$

すべり面から上下に y 、 y' だけ離れた地盤における剛体杭に発生する曲げモーメントは、

$0 \leq y \leq l$ において、

$$M_y = \frac{b}{6} k \theta l^2 (2h - l) - Hy + \frac{bk\theta y^2}{l} (6hl - 2ly - 2hy + y^2)$$

また, $0 \leq y' \leq l'$ において,

$$M_{y'} = \frac{b}{6} k \theta l'^2 (2h' - l') + Hy' - \frac{b}{3} k' \theta y'^2 (3h' - y')$$

一方, すべり面から上下に y, y' 離れた地点でのせん断力は,

$0 \leq y \leq l$ では,

$$S_y = H - \frac{b}{3} k \theta y (3h - y)$$

また, $0 \leq y' \leq l'$ では,

$$S_{y'} = H - \frac{b}{3} k' \theta y' (2h' - y')$$

ここで, b : 杭の半径 (m)

H : 杭に作用する水平力 (tf)

h, h' : すべり面から杭の回転の中心までの距離 (m)

l, l' : 杭の長さ (m)

M : モーメント (tf・m)

y, y' : すべり面からの距離 (m)

θ : 剛体杭のたわみ角 (度)

k, k' : 水平方向の地盤反力係数 $k = E \cdot d$ (tf/m²)

E : 地盤の弾性係数 (tf/m²)

d : 杭の直径 (m)

3-2-7 たわみ杭の断面力

杭に発生するすべり面上のせん断力 (S) は, 有限要素法による計算結果からすべり面上の杭の要素に発生しているせん断応力 (τ_{yz}) を用いて下記の方法でもとめた。

$$S = \tau_{yz} \cdot A$$

ここに,

τ_{yz} : せん断応力 (tf/m²)

A : 断面積 (m²)

たわみ杭に生じるたわみ (y), モーメント (M), せん断力 (S) は福岡の提案した以下の式により求まる。

すべり面上部では,

$$y_1 = -\frac{S}{4EI\beta_1^2} e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

$$M_1 = -\frac{S}{2} e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 - \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

$$S_1 = -S \beta_1 e^{-\beta_1 x_1} \left(\frac{1}{\beta_1} \cos \beta_1 x_1 - \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_1 x_1 \right)$$

$$Q_1 = S \beta_1^2 e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

一方、すべり面下部では、

$$y_2 = \frac{S}{4 E I \beta_2^2} e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 + \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

$$M_2 = -\frac{S}{2} e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

$$S_2 = -S \beta_1 e^{-\beta_2 x_2} \left(\frac{1}{\beta_2} \cos \beta_2 x_2 - \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_2 x_2 \right)$$

$$Q_2 = -S \beta_1^2 e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

ここで、 E : 杭の弾性係数 (tf/m²)

I : 杭の断面二次モーメント (m⁴)

S : すべり面での杭にかかるせん断力 (tf)

S₁ : 杭にかかるせん断力 (すべり面より上部) (tf)

S₂ : 杭にかかるせん断力 (すべり面より下部) (tf)

β₁ : 杭の特性値 (すべり面より上部) (m⁻¹)

β₂ : 杭の特性値 (すべり面より下部) (m⁻¹)

M₁ : 杭に生じる曲げモーメント (すべり面より上部) (tf・m)

M₂ : 杭に生じる曲げモーメント (すべり面より下部) (tf・m)

y₁ : 杭のたわみ (すべり面より上部) (m)

y₂ : 杭のたわみ (すべり面より下部) (m)

x₁ : すべり面からの距離 (すべり面より上部) (m)

x₂ : すべり面からの距離 (すべり面より下部) (m)

3-3 解析結果

3-3-1 模型杭

模型杭に対して剛体杭の設置間隔の違いによる効果を見るために間隔を4種類変えた場合の解析を行った。

(1) 地盤と杭の変位

図37-1~37-4にケース毎の地盤の断面的変位を示す。断面的変位より、移動層の水平変位を見

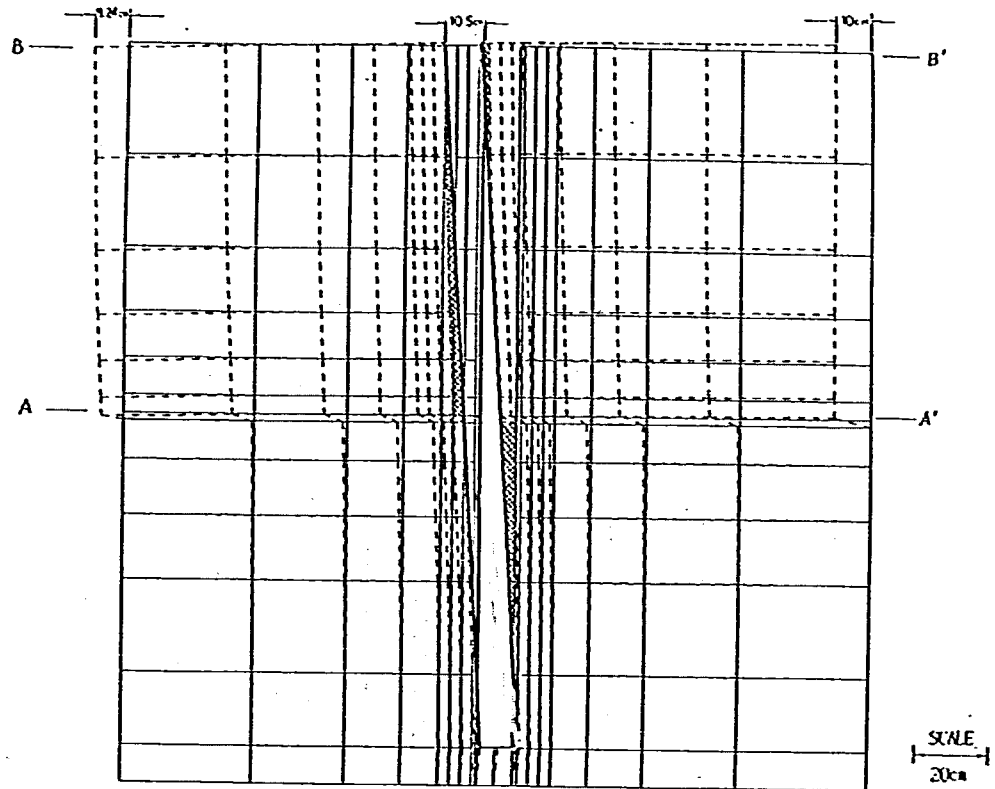


図37-1 杭と土塊の変位図〔ケース1〕

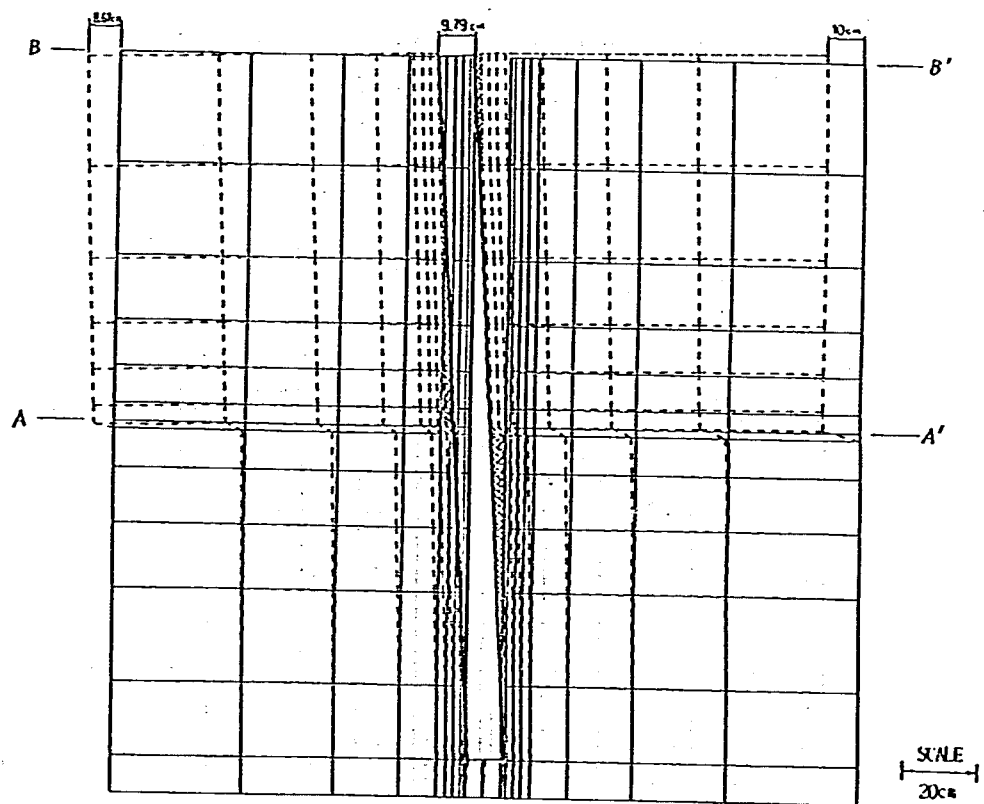


図37-2 杭と土塊の変位図〔ケース2〕

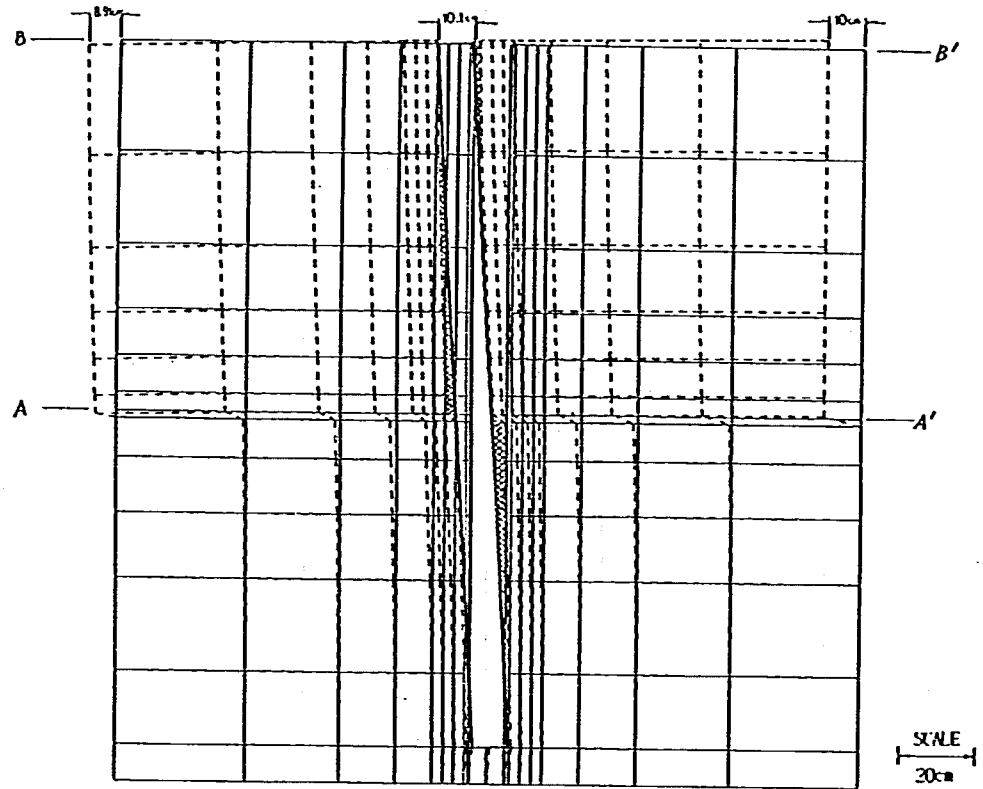


図37-3 杭と土塊の変位図 (ケース3)

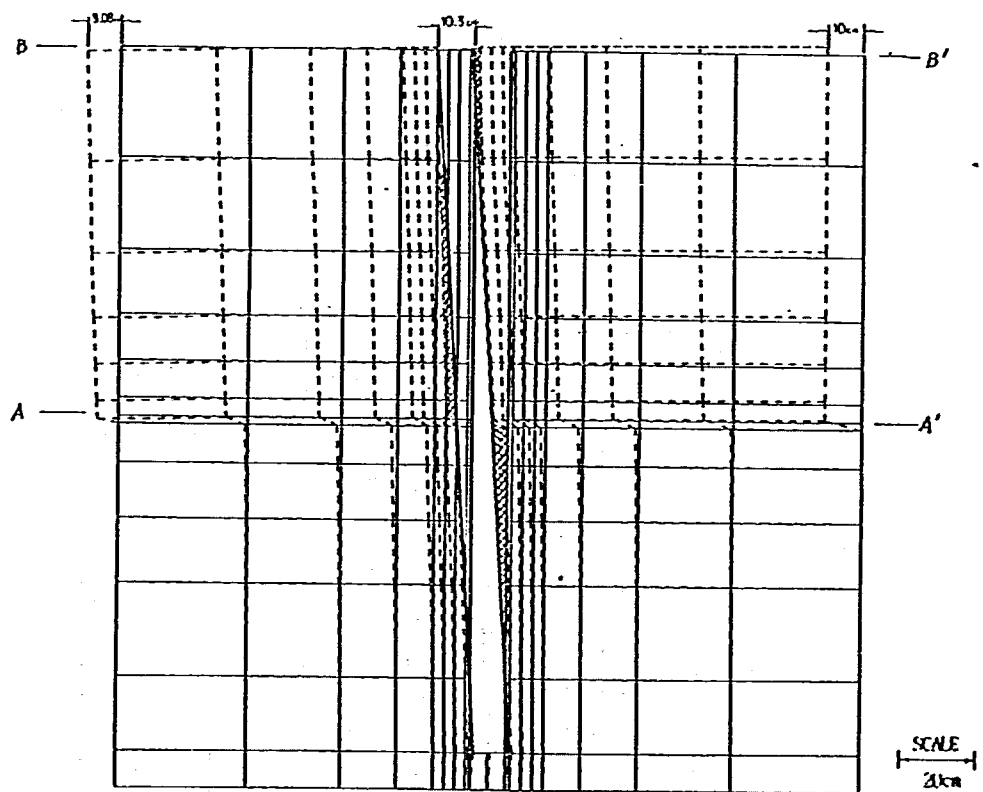


図37-4 杭と土塊の変位図 (ケース4)

ると、すべり面に対してほぼ平行に生じていることがわかる。右端の強制変位量10cmに対する各ケース毎の移動層各点の変位量は、それぞれ下表に示すとおりである。

これより、杭頭変位量は、杭間隔を縮めると小さくなり、杭1本の場合と25cm間隔を比較すると、25cm間隔にした場合は変位が0.7cm小さくなることがわかる。次に、すべり面上の平面的な変位を見ると、移動土塊では杭の背面にすきまができる。これに対して、杭頭では前面にすきまが発生している。このことは、杭が剛体杭の挙動を示しているために、このような位置にすきまが発生したものと考えられる。また、杭間での土塊のすりぬけは、ほとんど見られない

ケース	杭間隔 (cm)	移動層の変位量 (cm)		杭の変位量 (cm)	
		右端地表面	左端地表面	杭 頭	すべり面
1	—	10.0	9.2	10.5	4.3
2	25	10.0	8.7	9.8	4.1
3	40	10.0	8.9	10.1	4.2
4	60	10.0	9.1	10.3	4.2

(2) 地盤の水平応力

図38-1～38-4に杭に接する地盤の水平応力の分布をみると、移動層の山側ではどのケースもの地表面が最も小さくすべり面に近づくにつれて大きくなる分布を示す。移動層の川側では地表面が大きく深度が50cm以深ではすべり面まではほとんど零となる。

移動層の最大水平応力はどのケースもすべり面に接した直上の要素で発生しており、その大きさは下表のとおりである。

図39-1～39-4にすべり面直上の杭に接する地盤の平面的な水平応力の分布を示す。これらの分布形状は、楕円形状（もしくは放物線形状）を示す。

一方、不動層での分布をみると、どのケースも移動層とは逆に川側のすべり面付近がもっとも大きく、杭先端付近が小さくなっている。また、山側ではすべり面付近はほとんど零で杭先端に近づくとき大きくなる分布を示す。

不動層の最大水平応力はどのケースもすべり面に接した直下の川側要素で発生しており、その大きさは下表のとおりである。これより、杭間隔が大きくなると最大水平応力も大きくなり、その大きさは杭1本の場合と25cm間隔を比較すると、25cm間隔にした場合は約3割減少することがわかる。

ケース	杭間幅 (cm)	最大水平応力 σ_y (kgf/cm ²)	
		移 動 層	不 動 層
1	—	4.2	6.2
2	25	3.1	4.5
3	40	3.8	5.6
4	60	4.1	6.1

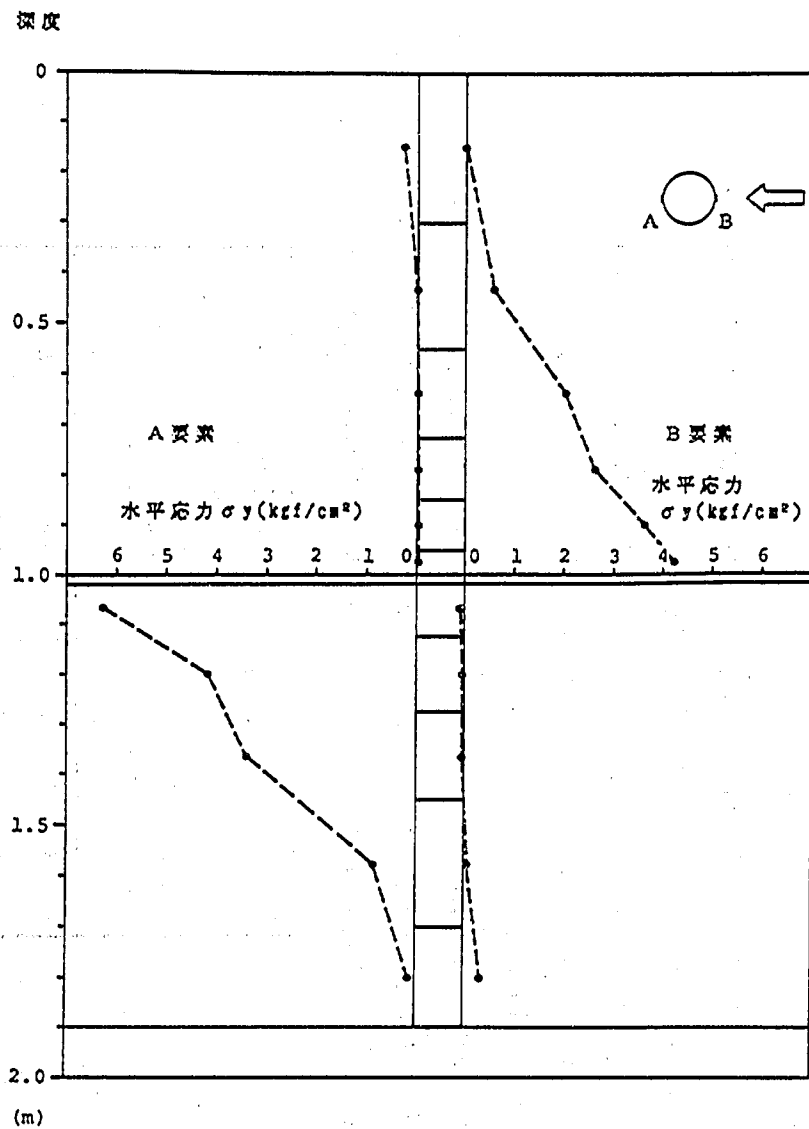


図38-1 杭に接する地盤の水平応力分布〔ケース1〕

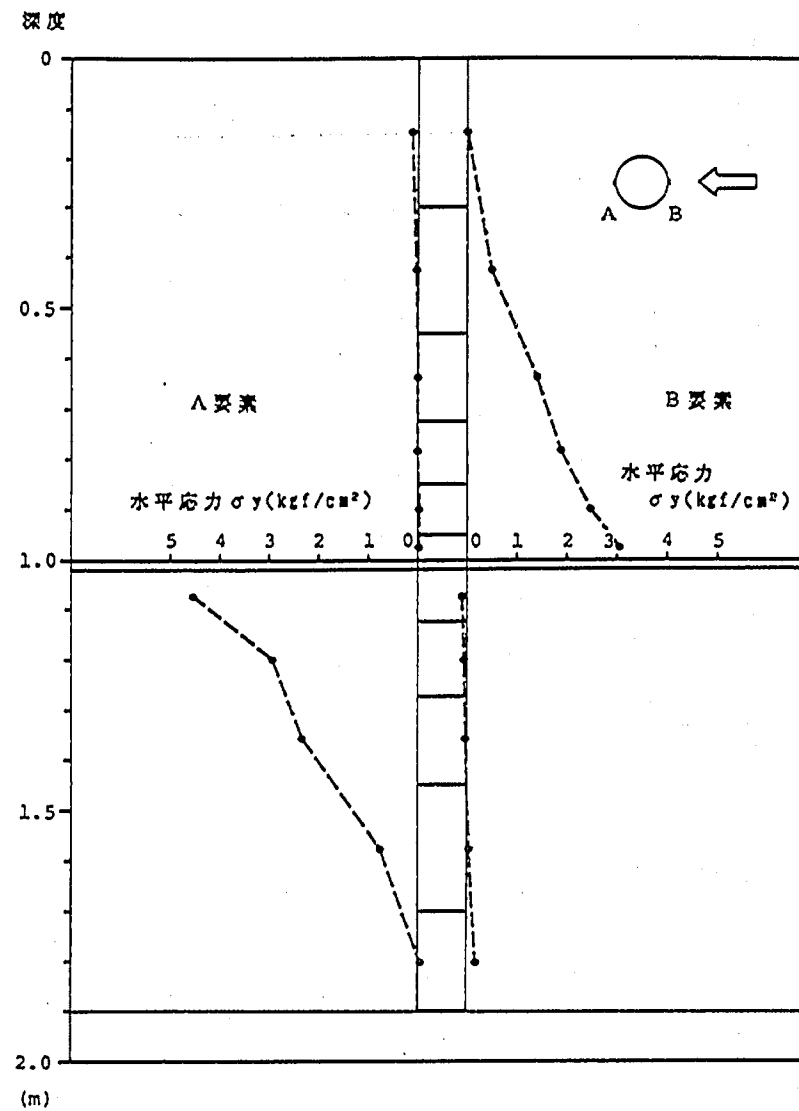
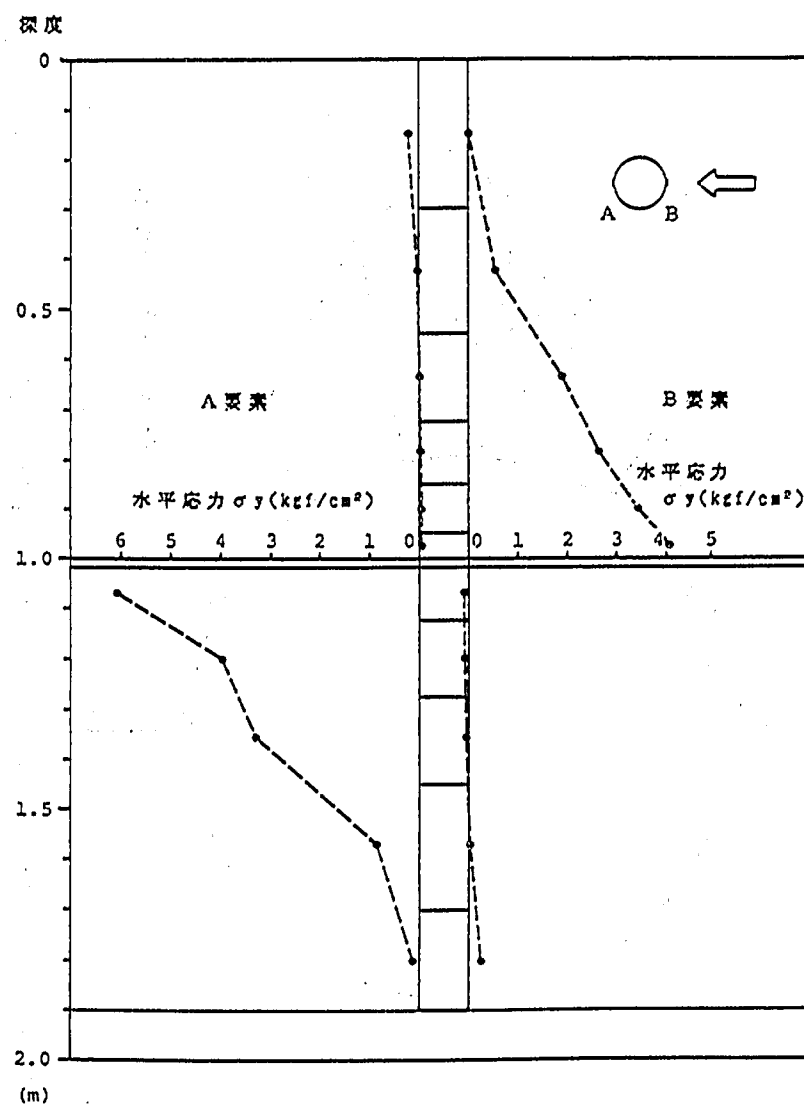
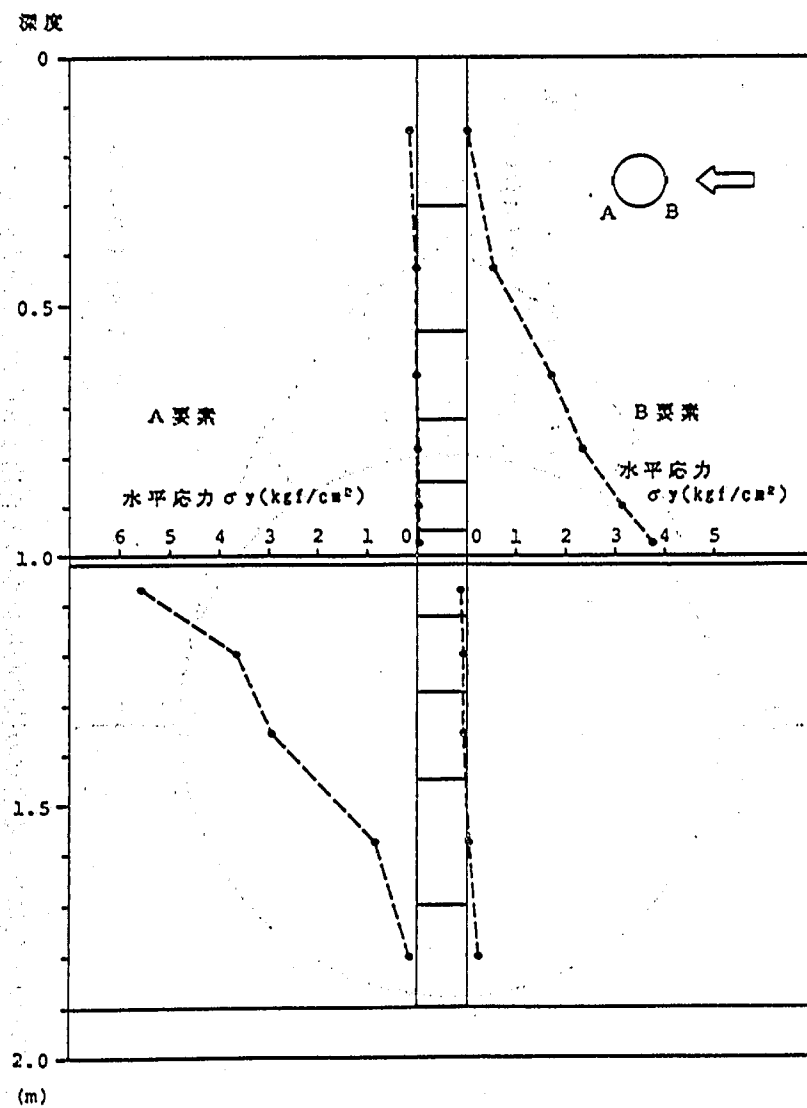


図38-2 杭に接する地盤の水平応力分布〔ケース2〕



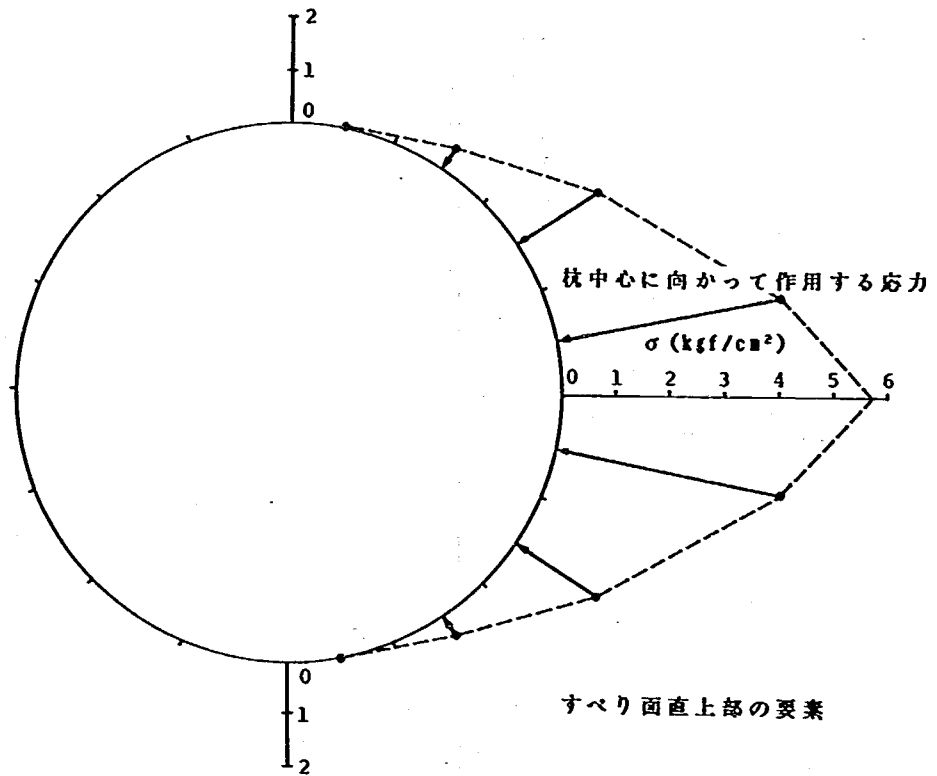


図39-1 杭に接する地盤の杭中心に向かって作用する応力の平面的分布（ケース1）

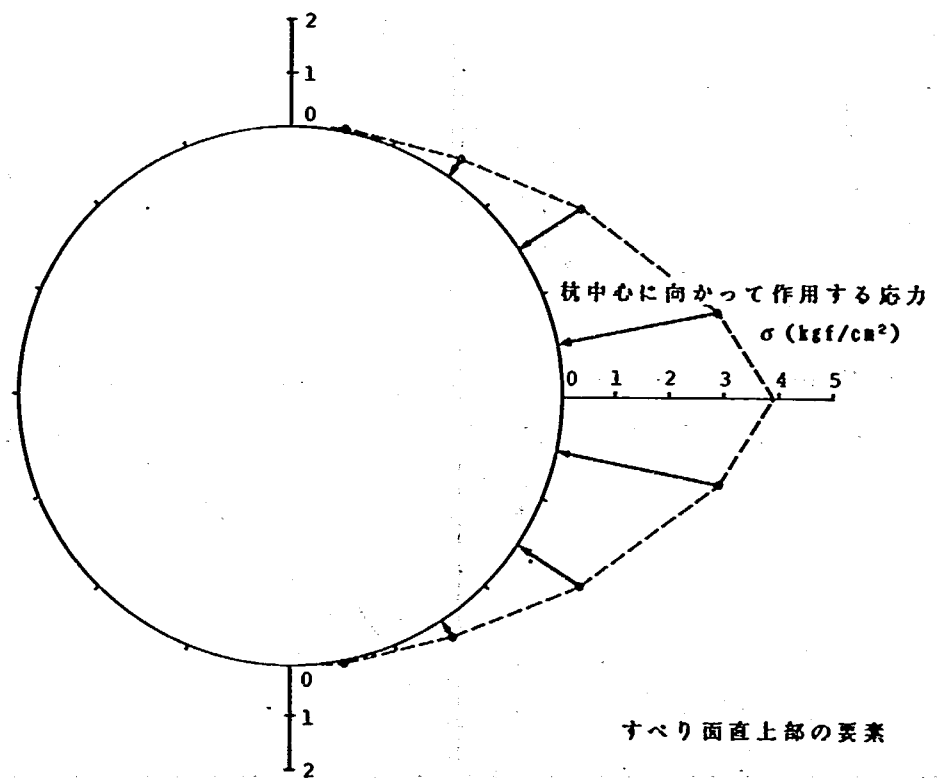


図39-2 杭に接する地盤の杭中心に向かって作用する応力の平面的分布（ケース2）

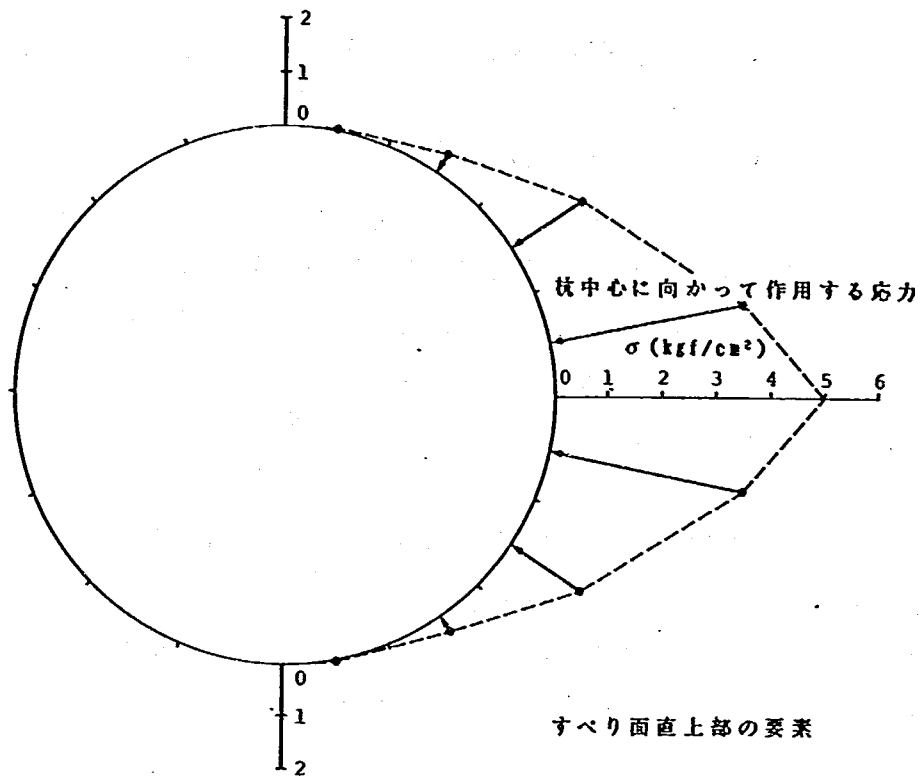


図39-3 杭に接する地盤の杭中心に向かって作用する応力の平面的分布 (ケース 3)

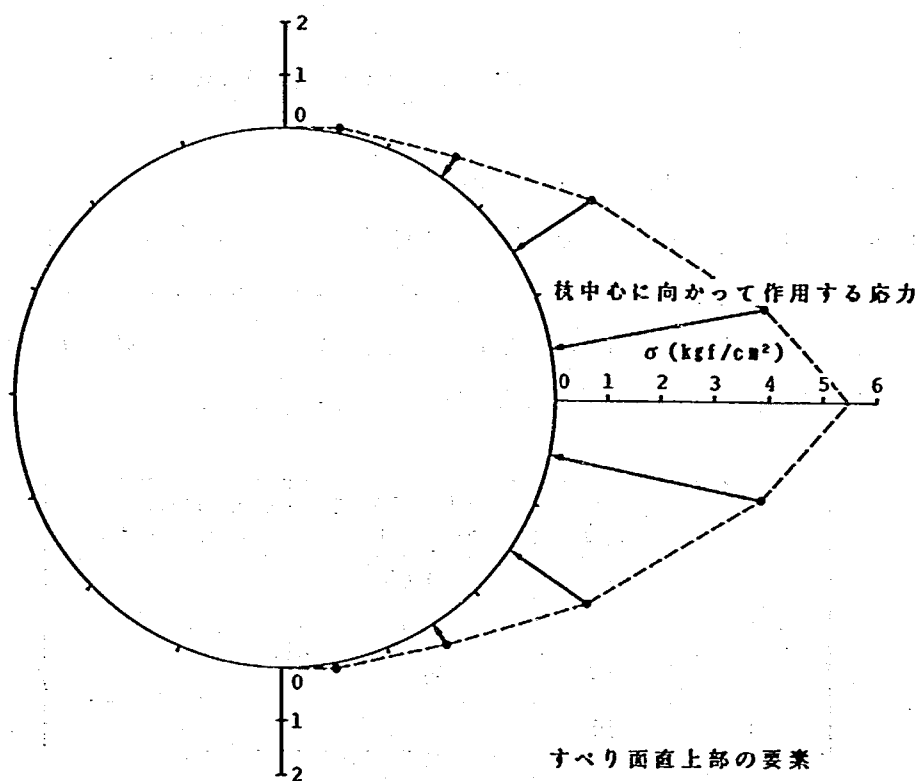


図39-4 杭に接する地盤の杭中心に向かって作用する応力の平面的分布 (ケース 4)

(3) 杭間隔の違いによる変位と土圧の関係

図40-1, 40-2にすべり面上の杭に接した地盤の水平応力 σ_y に対するすべり面の変位と杭頭変位の関係を示す。

これより、すべり面上での、変位量4cmに対する地盤の水平応力を杭間隔ごとに比較すると、杭間隔を25cm, 40cm, 60cmおよび杭1本と変位させた場合に、すべり面の水平応力は、それぞれ、2.9 tf/m², 3.5 tf/m², 3.7 tf/m², 3.8 tf/m²となり、杭間隔が広がると水平応力も増加するが、その増加量は比例関係ではなくしだいに小さくなる傾向を示す。一方、杭頭変位9cmに対するすべり面上の水平応力を比較すると、杭間隔の変化に伴う水平応力は、それぞれ、2.8 tf/m², 3.2 tf/m², 3.4 tf/m², 3.5 tf/m²となり、その増加傾向はすべり面のその関係と同様である。

(4) 杭間隔と全土圧の関係

図-41に杭間隔と杭に作用する全土圧の関係を示す。ここで、全土圧の計算はFEM解析の計算結果を用いて、3-2-4に示す計算法により求めたものである。

これより、杭に作用する全土圧は杭間隔が広がると、増加するがその増加量は比例関係ではなくしだいに小さくなる傾向を示す。なお、杭間隔に対する全土圧を下表に示す。

ケース	杭間隔 (cm)	全土圧 (tf)	地盤反力 (tf)
1	—	0.922	1.398
2	25	0.695	1.079
3	40	0.810	1.249
4	60	0.878	1.339

(5) 杭に生じるせん断力および曲げモーメント分布

図42-1~42-4に杭に生じるせん断力図および曲げモーメント図を示す。これより、せん断力および曲げモーメントの分布形状を比較すると、どのケースもせん断力はすべり面が最大となり、曲げモーメントは不動層上部が最大となり、杭間隔のによる違いは、ほとんど見られない。また、杭間隔ごとのせん断力および曲げモーメントの最大値は以下のとおりである。

ケース	杭間隔 (cm)	最大せん断力 S_{max} (tf)	最大曲げモーメント M_{max} (tf・m)
1	—	1.08	0.25
2	25	0.77	0.14
3	40	0.93	0.20
4	60	1.03	0.23

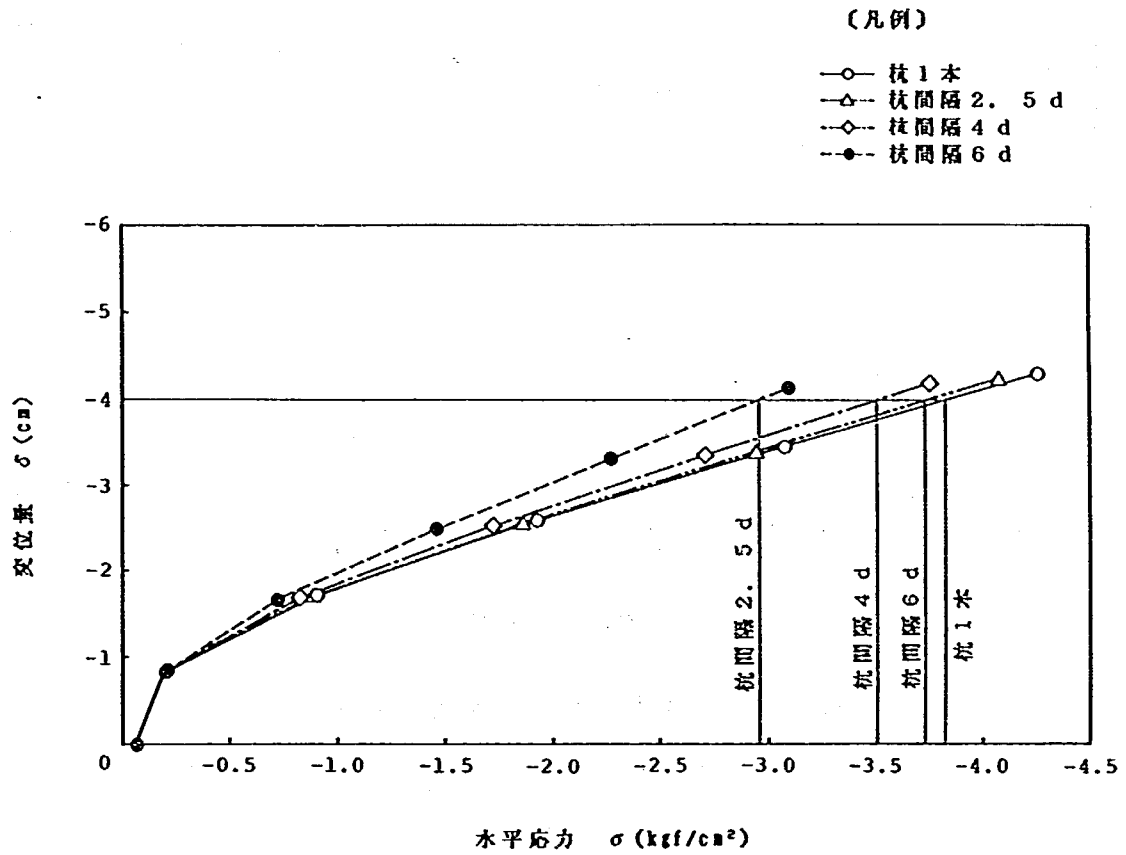


図40-1 すべり面の変位とすべり面の杭に接した地盤の水平応力の関係

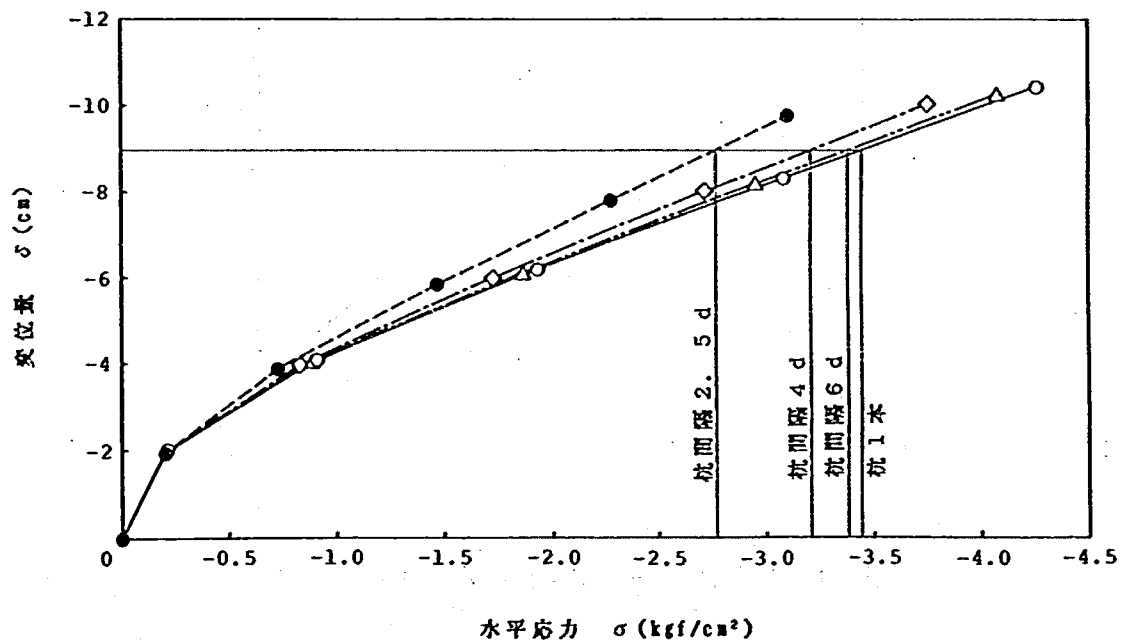


図40-2 杭頭変位とすべり面の杭に接した地盤の水平応力

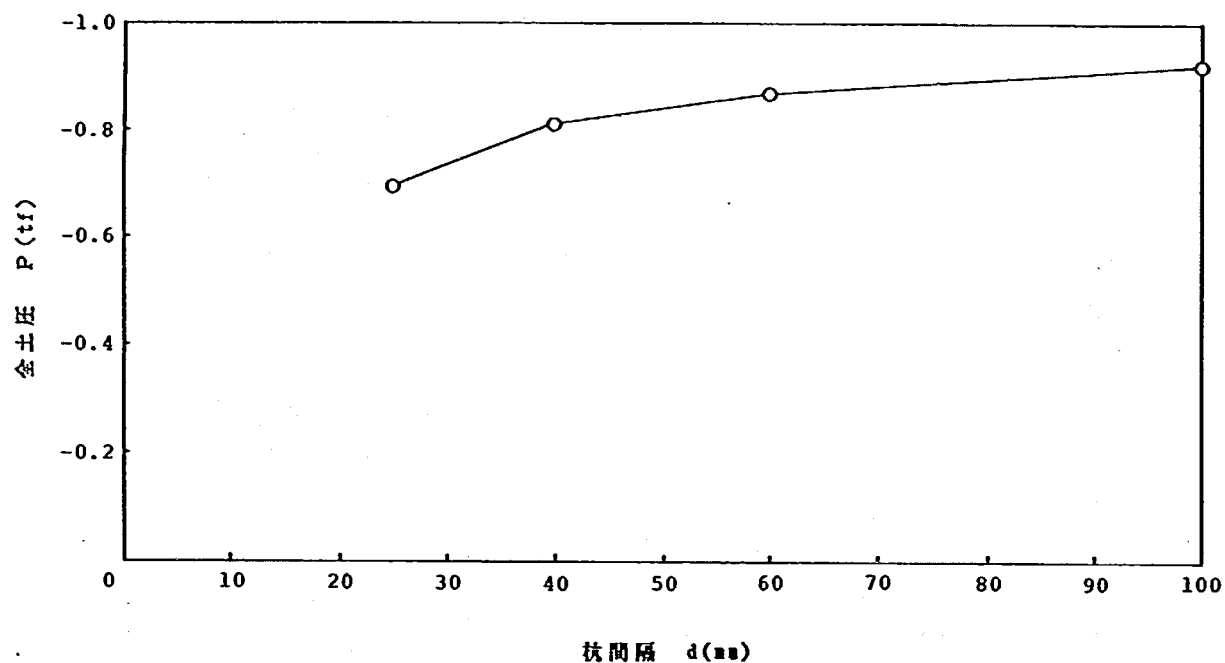


図-41 杭に作用する全土圧と杭間隔の関係

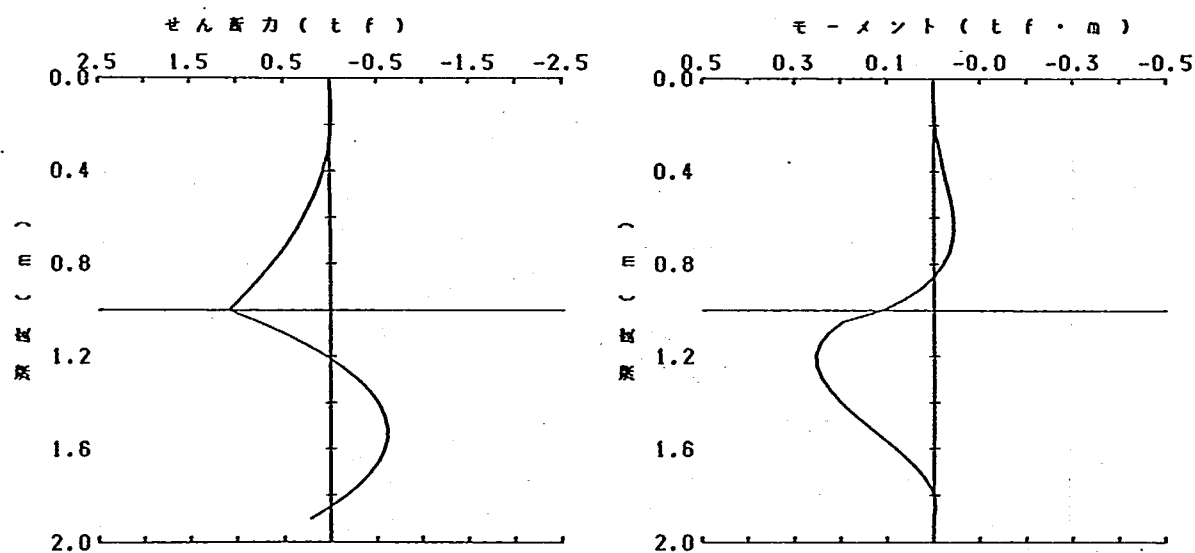


図42-1 せん断力, モーメントの分布図 (ケース1)

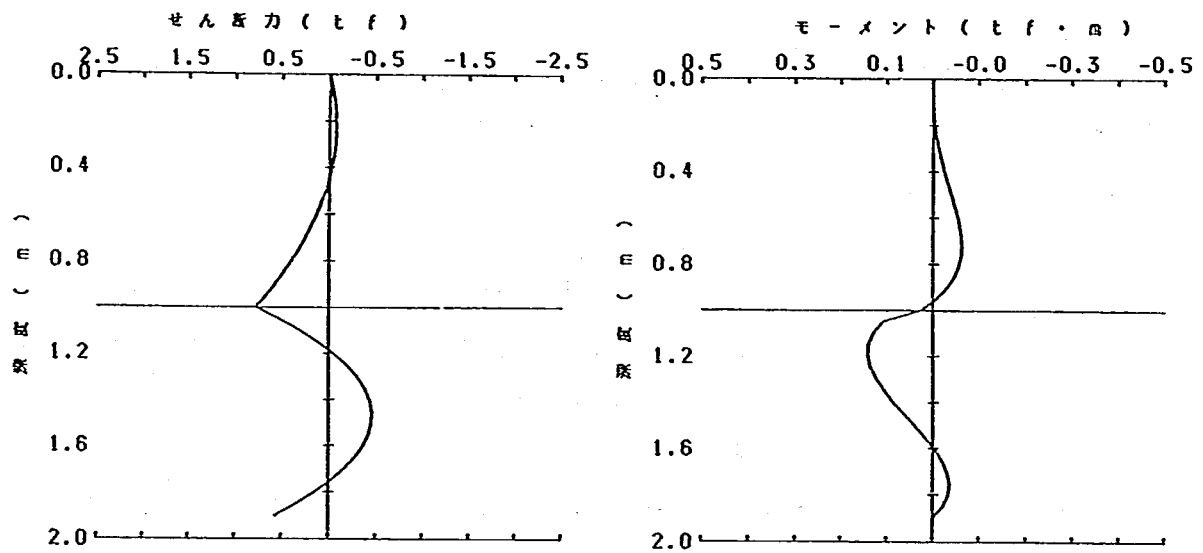


図42-2 せん断力, モーメントの分布図 (ケース 2)

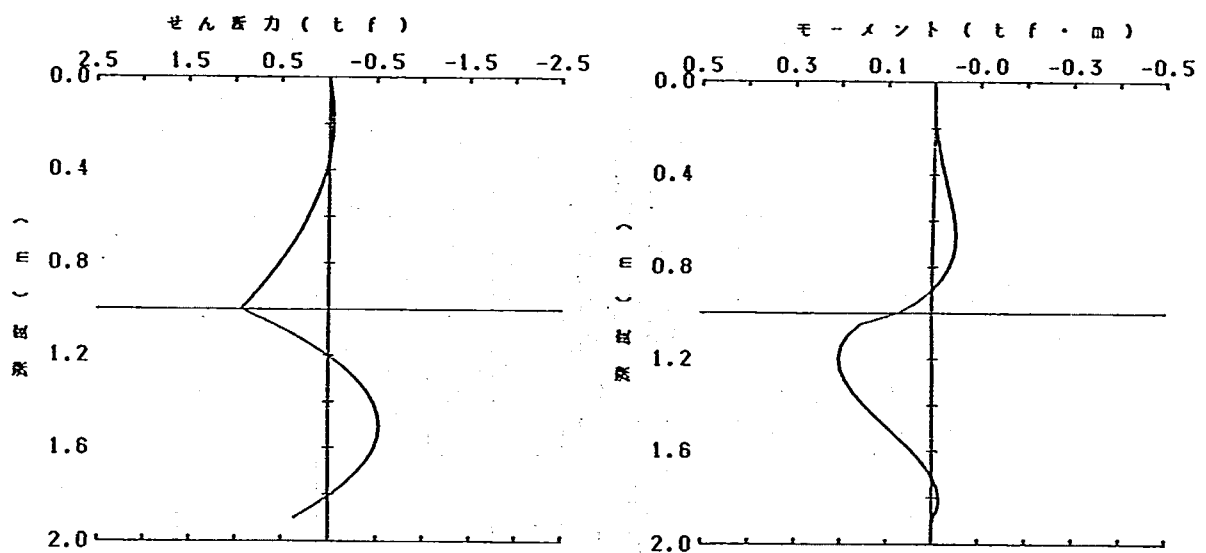


図42-3 せん断力, モーメントの分布図 (ケース 3)

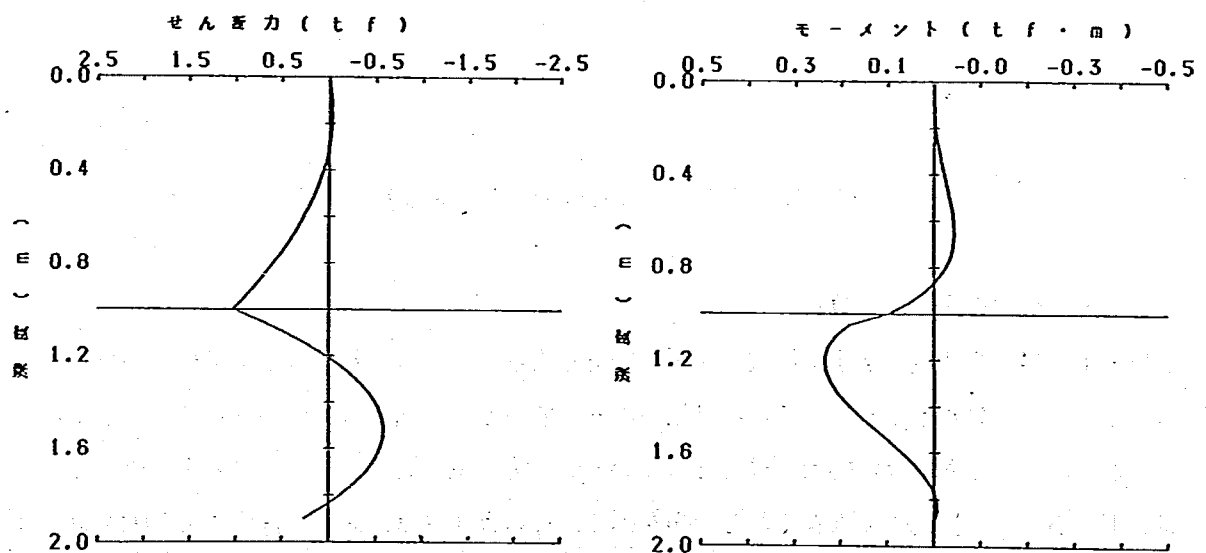


図42-4 せん断力, モーメントの分布図 (ケース 4)

3-3-2 実物杭

現場の実物杭に対して移動層の山側から強制変位を与えて杭の挙動解析を実施した。以下、その結果について述べる。

(1) 地盤と杭の断面的、平面的変位

図-43に地盤の断面的変位を示す。

これより、移動層の水平変位はすべり面に対してほぼ平行に生じている。山側右端の移動層に与えた強制変位量10cmに対する杭頭、移動層右端の地表面での変位量は、すべり方向にそれぞれ4.8cm、2.7cm変位している。これらに対して、杭のすべり面上での変位量はすべり方向に0.8cmでとなっており、杭頭の変位量の1/6である。一方、移動層での杭の変位量はほとんど零である。このことから、杭はすべり面付近でたわみ、移動層ではすべり面から杭頭に向かってほぼ直線的に変位が増加しているので、この変位分布をみると、実物杭はたわみ杭の挙動を示していることがわかる。また、杭間での土塊のすりぬけは、ほとんど見られない。

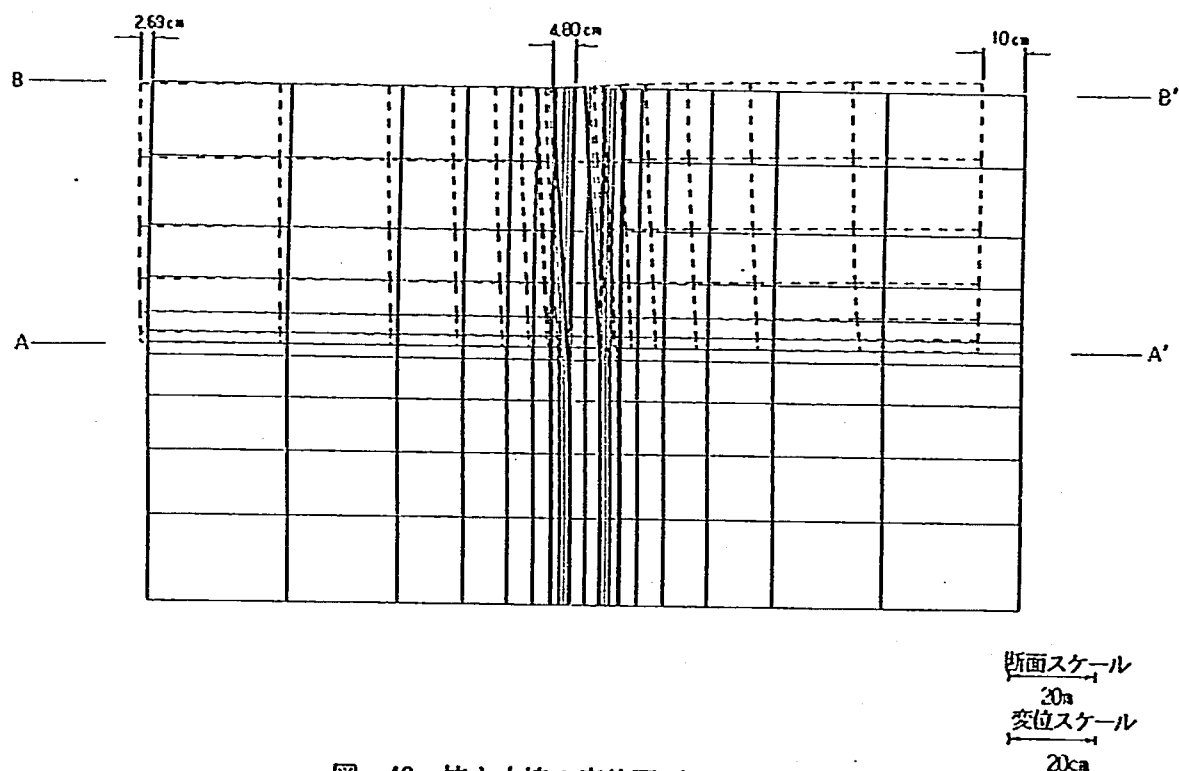


図-43 杭と土塊の変位図〔ケース5〕

(2) 杭に接する地盤の水平応力分布

図44-1, 44-2に杭に接する地盤の水平応力分布を示す。これより、移動層での水平応力は山側、川側ともほぼ同じ分布を示し、その形状は地表面からすべり面に向かって直線的な増加を示す。また、その大きさはすべり面では約60 tf/m²となっている。一方、不動層での分布を見ると、山側ではすべり面直下で小さく、杭先端で大きくなる分布を示す。その大きさは、すべり面直下で30 tf/m²となり、杭先端付近で100 tf/m²となっている。また、川側ではすべり面付近と杭先端が大きく、不動層の中

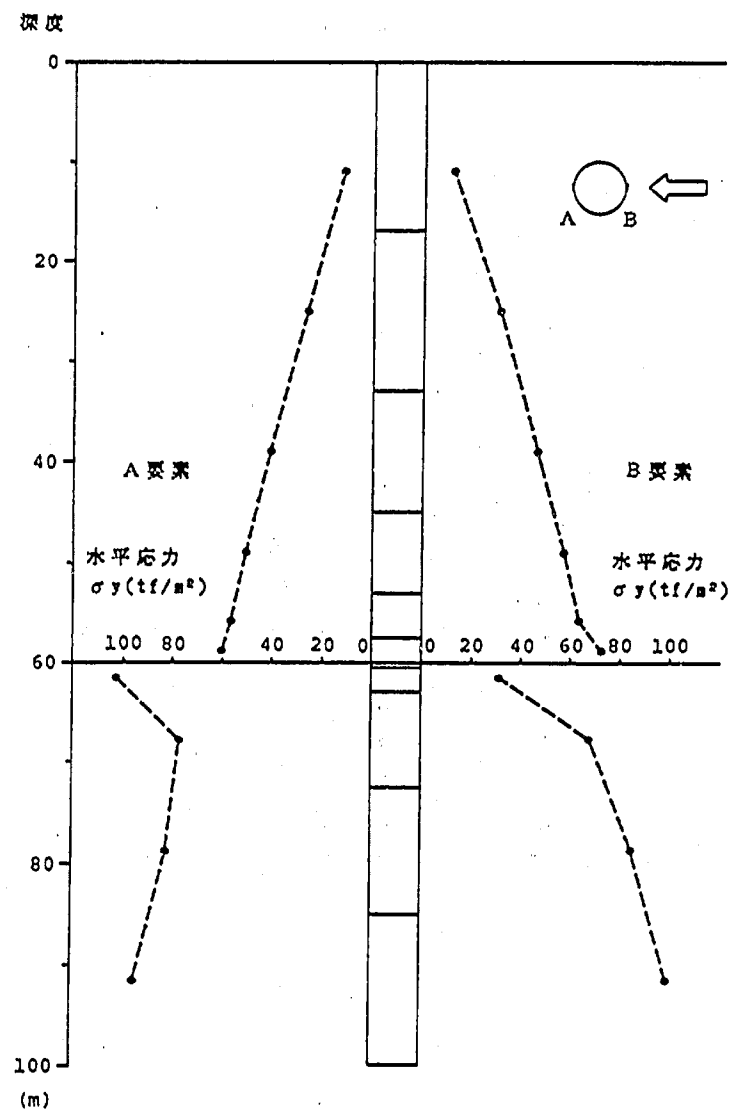


図44-1 杭に接する地盤の水平応力分布〔ケース5〕

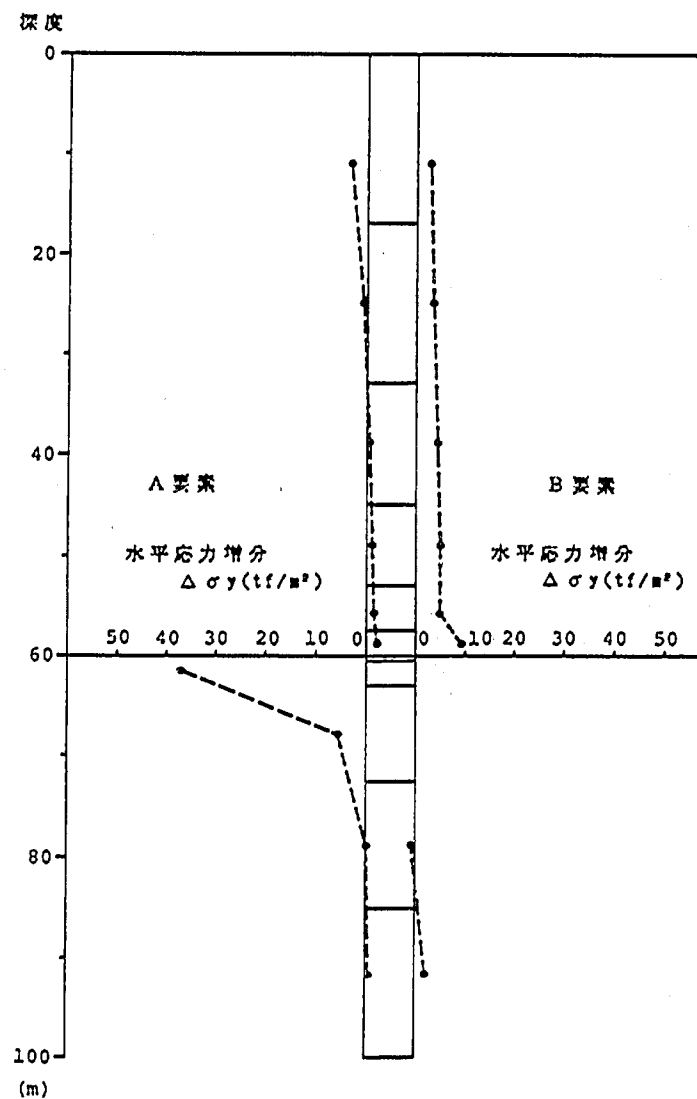


図44-2 杭に接する地盤の水平応力分布〔ケース5〕

間深度で小さくなる弓なりの形状を示す。その大きさは、すべり面直下と杭先端で約 100 tf/m^2 、中間深度で約 80 tf/m^2 となっている。

図-45にすべり面直上における杭に接する地盤の平面的水平応力分布を示す。これより、水平応力は初期応力状態と比較すると、すべり土塊の移動に伴って杭前面では増加し、背面では減少する。

(3) 杭に作用する深度方向の土圧分布

杭に作用する全土圧は、3-2-4に示す方法で計算すると、約 21000 tf となった。

(4) 杭に発生するせん断力および曲げモーメント分布

図-46に杭に発生するせん断力および曲げモーメント分布図を示す。これより、せん断力は、すべり面が最大となり約 1600 tf となっている。一方、曲げモーメントは不動層上部が最大となり約 $16000 \text{ tf} \cdot \text{m}$ となっている。この分布形状は、地すべり地における、たわみ杭の既往の実測結果とは定性的に一致した。

3-3-3 結論および考察

三次元有限要素法による地すべり剛体杭の挙動解析の結果を、表-6に解析結果総括表として示す。

- (1) 杭の特性値より、模型杭は剛体杭、実物杭はたわみ杭に判別される。
- (2) 模型杭の杭頭変位は、杭1本の場合の変位を1.0とすると、25cm間隔で0.93、40cm間隔で0.96、60cm間隔で0.98の杭頭変位が生じる。したがって、杭間隔を小さくすると杭頭変位量は小さくなるが、その減少量は小さい。
- (3) 模型杭に作用する水平応力の分布をみると、どのケースも移動層の山側と、不動層の川側に発生している。また、最大値は移動層、不動層ともにすべり面の位置で発生している。
- (4) 模型杭に接した地盤の変位状況をみると、杭頭では前面に空隙が発生し、すべり面より上の移動層では逆に背面に空隙が発生する。一方、不動層では杭前面に空隙が発生する。これらの空隙の発生状況は、実験結果と一致した。
- (5) 模型杭に生じるせん断力および曲げモーメント分布形状は杭の設置間隔による違いはなく、せん断力はすべり面で最大となり、曲げモーメントは不動層上部で最大となる。
- (6) 実物杭の変位分布は、不動層での変位は小さく、移動層ではすべり面から地表面に向かって直線的増加を示す。この分布は、地すべり地におけるたわみ杭の一般的な変位分布と定性的に一致する。

以上のように、地すべり剛体杭の解析的検討により、地すべり剛体杭の合理的な設計のための基礎資料がえられた。また、その解析結果は、実験結果とはほぼ定性的に一致した。今後は、現場における地盤や杭の挙動データを蓄積し、より合理的な地すべり抑止杭の設計法の確立が重要である。

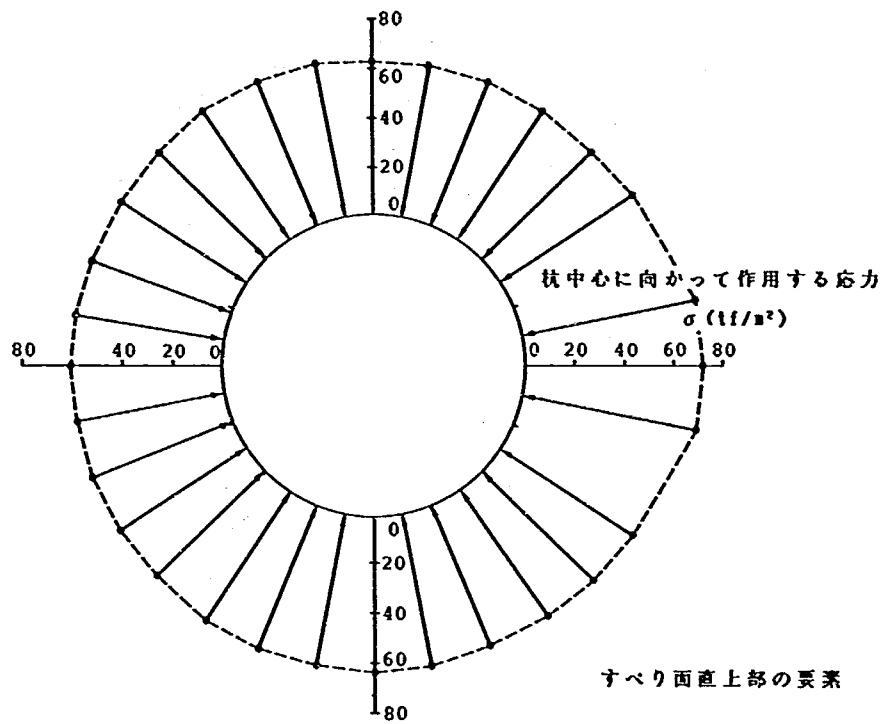


図-45 杭に接する地盤の杭中心に向かって作用する応力の平面的分布 (ケース 5)

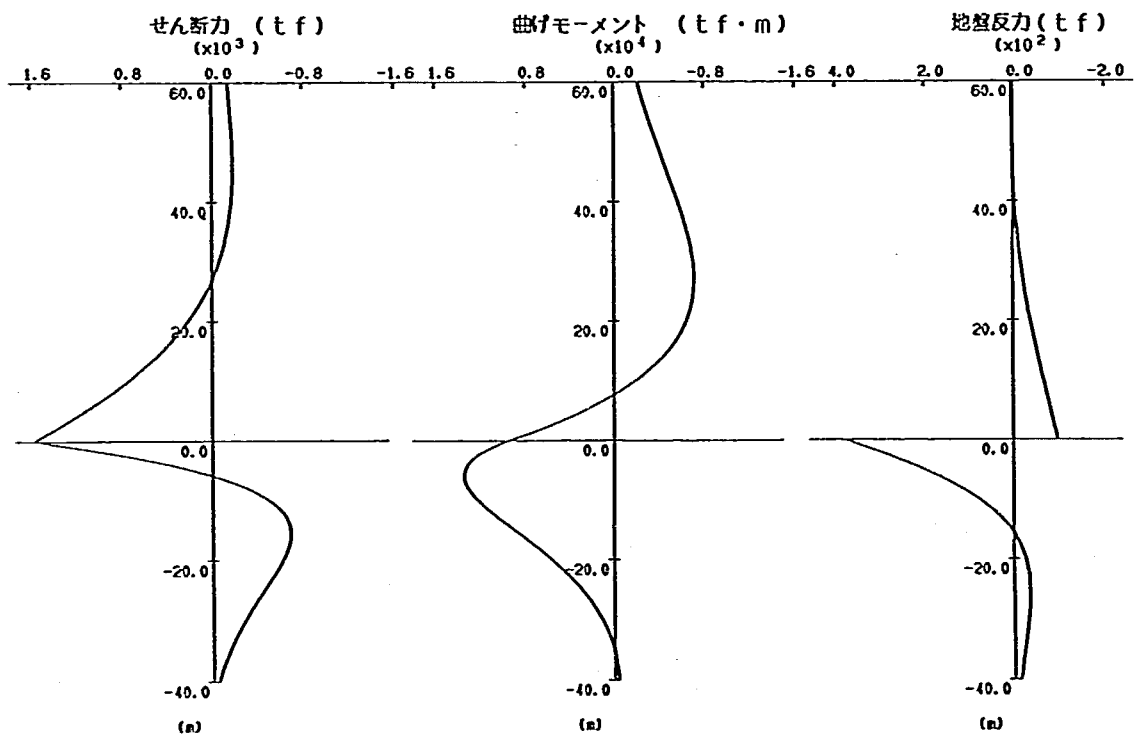


図-46 実物杭のせん断力, 曲げモーメント, 地盤反力分布図 (ケース 5)

表一 6 解析結果総括表

ケース	杭間隔 d (m)	杭 の 性 特 性	杭 径 D (m)	杭 長 L (m)	変位 (cm)		最大水平応力 (tf/m ²)		杭に作用す る全土圧 (tf)	杭に発生する 最大せん断力 (tf)	杭に発生する最 大曲げモーメント (tf・m)
					杭 頭	すべり面	移動層	不動層			
1	1.0	剛体杭	0.1	1.9	10.5	4.3	42	62	0.922	1.08	0.25
2	0.25	同 上	同 上	同 上	9.8	4.1	31	45	0.695	0.77	0.14
3	0.4	同 上	同 上	同 上	10.1	4.2	38	56	0.810	0.93	0.20
4	0.6	同 上	同 上	同 上	10.3	4.2	41	61	0.870	1.03	0.23
5	16.25	たわみ 杭	6.5	100.0	4.8	0.1	80	100	21000.0	1600.0	16000.0

4. お わ り に

剛体杭について実験ならびに解析を行ったが、定量的な差は弱冠あったものの、定性的に見れば両者とも杭の挙動、間隔による効果に対してはほぼ同じ結論を出したと考えてよい。特に杭の間隔とせん断抵抗力は杭の設計上極めて重要な要素となるが、従来の設計手法のように地すべり力を杭本数で除して間隔を決定するというやり方に対して、実験、解析結果からは、せん断力は杭間隔とは線型の関係にはなく、ある間隔以上はほとんど杭間隔の影響が見られず、最大限に杭の効果を発揮させるような最適な間隔が存在することが判明したことは特筆すべきである。

本実験、解析の結果が今後の地すべり抑止杭の設計、挙動の解明に対して何かの参考になれば幸いである。

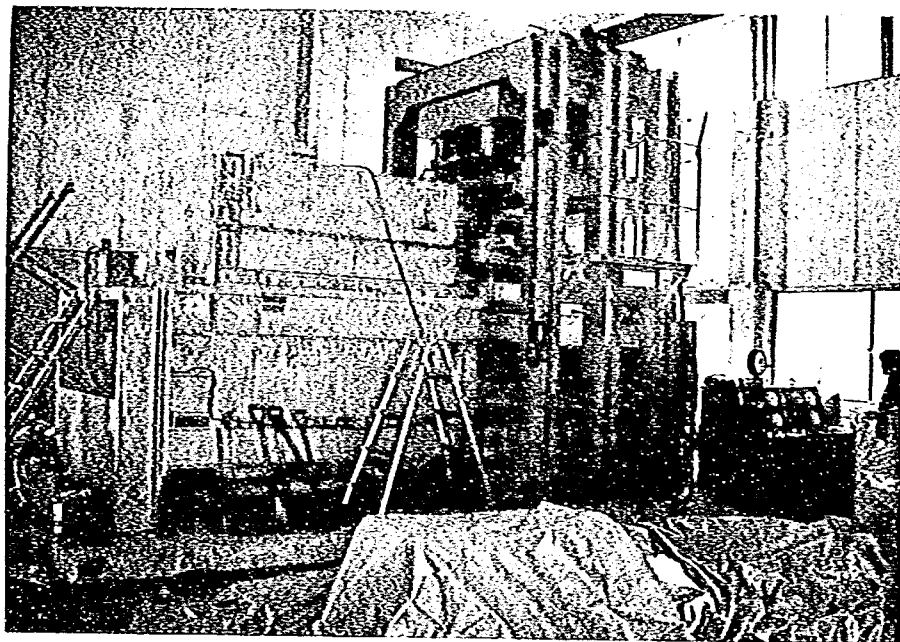


写真1 大型一面せん断試験機

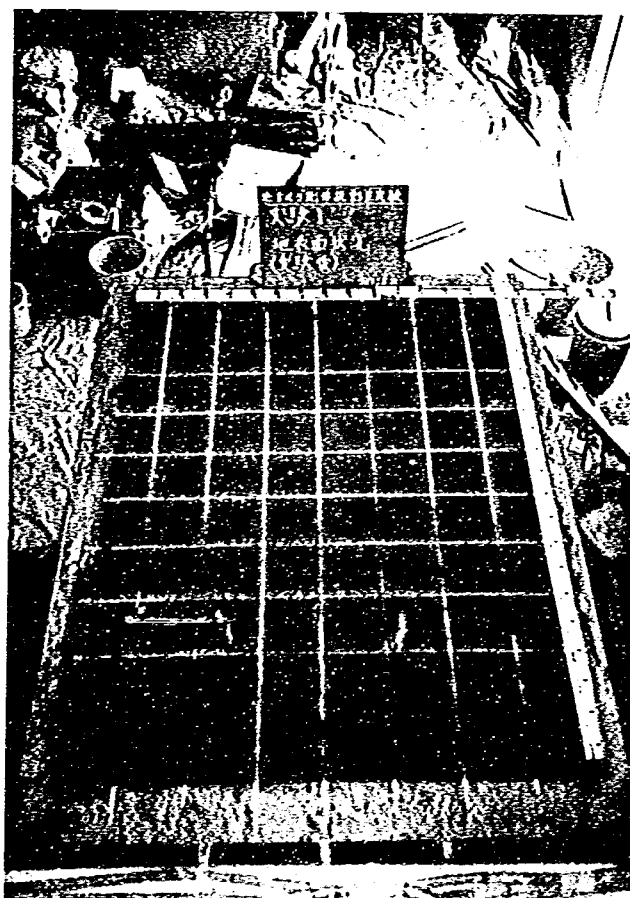


写真2 地表面格子の設定

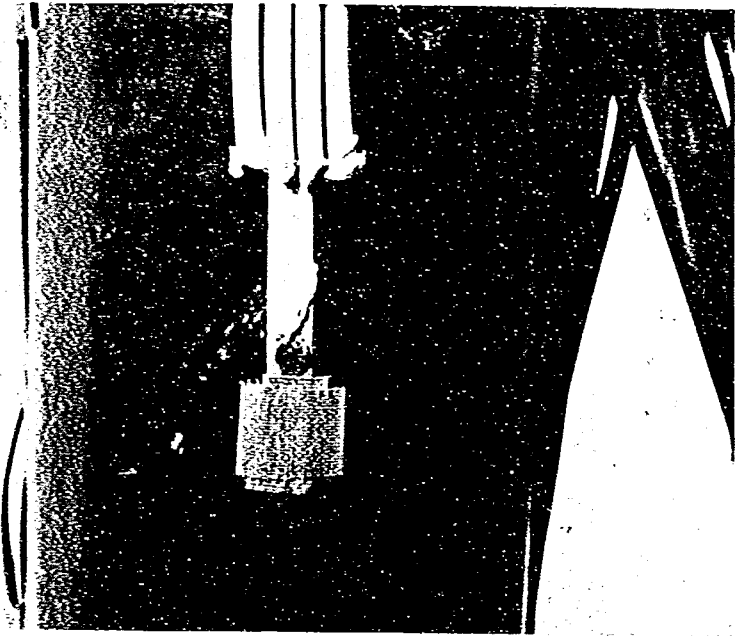


写真3 圧力センサー（ $\phi 6\text{mm}$, $t 0.6\text{mm}$ ）の設置



写真4 加工された鋼管杭
（所定の位置に圧力センサーを設置）

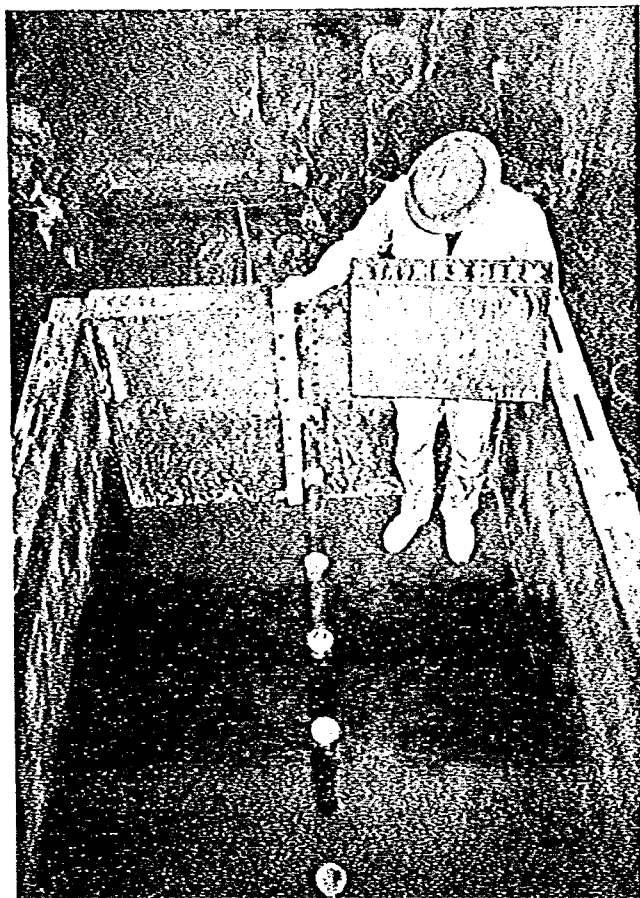


写真 5 不動土塊の作成，鋼管杭の設置



写真 6 すべり面におけるせん断状況

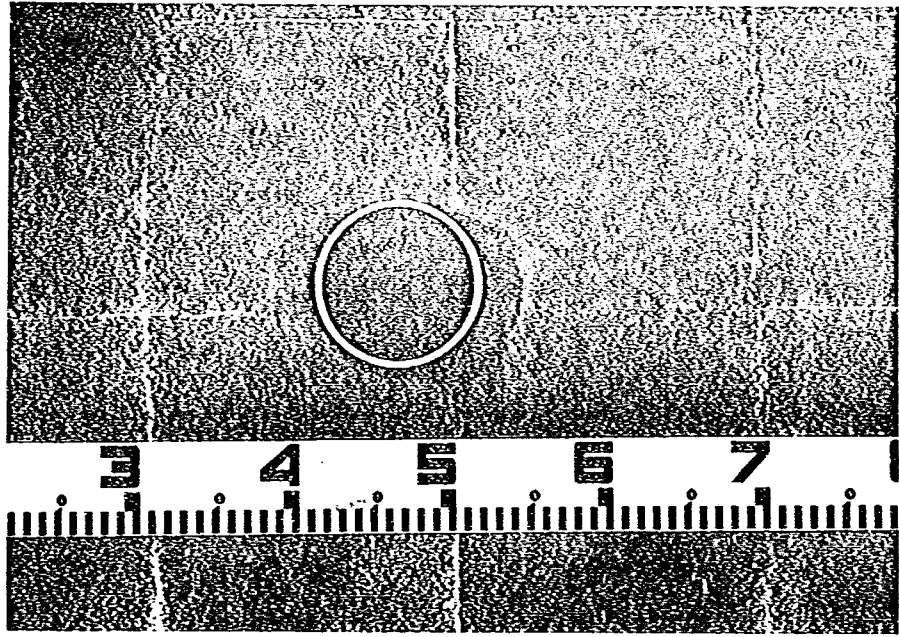


写真7 杭頭変位状況

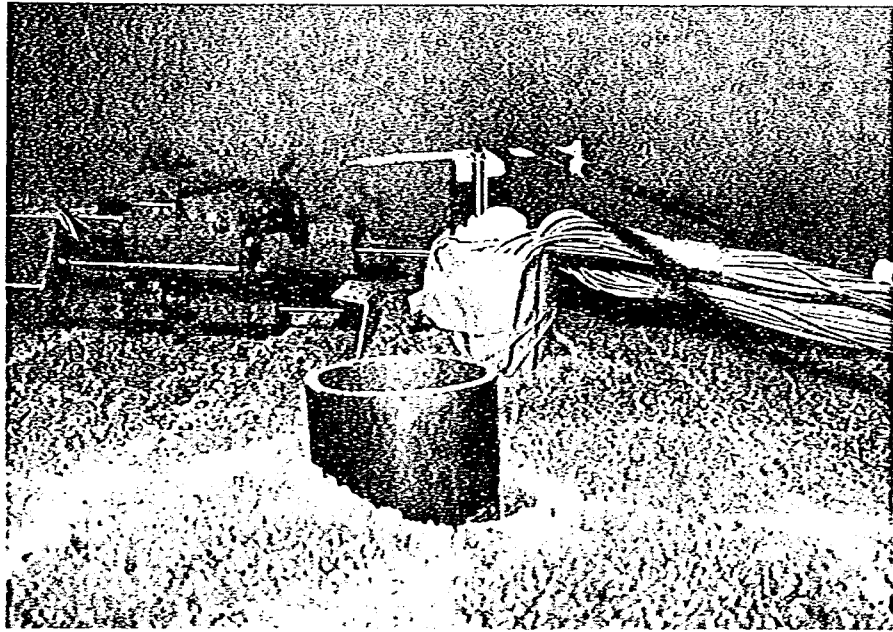


写真8 杭頭変位状況

地すべり抑止のための
剛体杭の解析

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第 2698 号

平成元年 1 月 (1989)

地すべり研究室 室長 中村浩之
研究員 石黒 互
吉田克美

要 旨

地すべり抑止のための剛体杭について、大型模型実験、三次元有限要素解析を行なうことによって、杭の挙動の把握、杭間隔による効果の把握を試みたものである。

キーワード：地すべり防止工、杭工、剛体杭、剛体杭の設計、大型模型実験、三次元解析

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部地すべり研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第2698号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

