

020

土木研究所資料

深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討

昭和61年3月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室

Copyright © (1986) 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討

施工研究室 室長 嶋津晃臣

研究員 塚田幸広

岩瀬真二

要旨

深層混合処理工法の杭状改良方式における沈下低減及び側方流動抑止などの改良効果を改良幅、改良位置、支持形式等の条件を変えた小型土槽実験と有限要素法による数値解析により検討した。その結果、各種改良形式相互の変形パターンの差異を明らかにするとともに、効果的な改良形式を見出した。また、石灰・セメントによる混合処理土の強度発現に及ぼす諸要因を明らかにし、改良土の力学的特性について述べた。

キーワード：深層混合処理工法，土槽実験，有限要素法，改良土

は し め に

最近、土地利用上の制約から地盤条件の悪い場所での建設工事が増加してきており、軟弱な地盤上に盛土や構造物などを築造する事例が増えてきている。しかしながら、軟弱地盤上に構造物を構築する際、地盤の支持力増大、圧密沈下対策及び長尺杭や周辺地盤の側方流動など様々な問題が生じる場合が多い。このような場合、従来では置換え工法、バーチカドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法などの物理的な地盤改良で対処してきたが、最近では、工事施工の迅速化、効率化が要求されるとともに周辺環境への配慮も重要な問題として取り上げられる事例が多くなってきており、必ずしもこのような物理的改良工法では十分対応できい現場も少なくない。

以上のような現状において、石灰やセメントなどの改良材を深層地盤に供給し、混合攪拌することによって地盤の固化を図るという原理に基づいた各種の深層混合処理工法が開発・実用化された。さらに、この深層混合処理工法は、開発されてからの日がまだ浅いにもかかわらず様々な現場に適用され、その普及には著しいものがある。また、今日では東京湾横断道路等の大規模プロジェクトにおける主要な地盤改良工法としてその適用が検討されるに至っている。

しかしながら、この深層混合処理工法は、まだ未解明な点が多く、改良地盤の品質管理方法および設計方法などが確立していないのが現状である。例えば、施工管理に関しては、現場における品質の評価方法及び簡易な原位置改良効果の判定方法があげられる。また、設計法に関しては、改良部と未改良部の相互変形挙動、改良パターンに応じたすべり抵抗の算定法などがある。

そこで、本調査においては、これまで室内実験、土槽実験および現場実験を実施し、深層混合処理工法の設計・施工法を検討してきた。

本報告書では、まず、室内配合試験または現場施工の結果から石灰またはセメントによる改良土の基本的な物理・力学的性質をまとめてみる。次に、陸上工事で多用されている杭状改良における改良地盤の挙動（改良柱体と未改良地盤の相互変形挙動など）を模型実験及び有限要素法による数値解析により再現することによって、その改良効果を調べるとともに、改良効果に大きく寄与する要因を検討してみる。

昭和61年3月

施工研究室	室長	嶋津晃臣
	研究員	塚田幸広
		岩瀬真二

目 次

は じ め に

1. 深層混合処理工法の概要	1
2. 深層混合処理工法の設計の現状と課題	8
3. 石灰・セメントによる改良土の特性	12
3.1 物理・力学特性（単位体積重量，含水比，強度，その他）	12
3.1.1 調査方法	12
3.1.2 調査結果	17
3.2 室内配合試験に関する検討	29
4. 深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討	33
4.1 模型実験の概要と方法	33
4.2 実験結果	46
4.2.1 実験Ⅰの結果（剛体載荷による支持形式と改良率の検討）	46
4.2.2 実験Ⅱの結果（フレキシブル載荷による改良幅の検討）	60
4.2.3 実験Ⅲの結果（フレキシブル載荷による改良位置の検討）	87
5. 有限要素法を用いた数値解析による検討	109
5.1 解析方法と条件	109
5.2 実験値と解析値との比較	110
あ と が き	122
参 考 文 献	123
付 録	125
付録1 模範実験結果総括表	125
付録2 模型実験における各ケースの変形状況	133

1. 深層混合処理工法の概要

(1) 他の地盤改良工法との比較における深層混合処理工法の概要

深層混合処理工法は、軟弱地盤上に土構造物や建築構造物などを構築する際に、上部構造物の安定性の確保、沈下の低減などを目的として深層にいたる軟弱土を石灰やセメントなどの改良材を添加し、かつ原位置で強制的に混合して固化処理をする工法である。すなわち、バーチカルドレーン工法やコンパクションパイル工法は、砂地盤の締固めや粘性土地盤の圧密促進という改良原理に基づき土の密度を増加させることに主眼を置いているのに対して、深層混合処理工法は、改良材（固化材、安定処理材とも言う）と原位置軟弱土との化学的固結反応にその効果を期待するものである。

また、道路の路床・路盤の安定・改善を目的とするセメント・石灰などの添加・混合による安定処理では、改良材と原位置土を混合する前に原位置土の粒度組成や含水比を調整する前処理が可能であるとともに、攪拌混合後一定期間養生後にブルドーザーおよびローラーなどで改良面の整形・転圧が可能である。さらに、これらの工法では、所定の強度が得られない場合、2次混合することもできる。しかしながら、深層混合処理工法の場合は、改良材を添加・混合後の転圧（締固め）及び2次混合が不可能である。そのため改良効果（改良後の強度発現）の良否については、原位置軟弱土の物性（物理・化学的性質）、改良材の種類と混合量及び原位置軟弱土と改良材の混合割合など多くの要因が深く関係してくるとともに、事前の配合試験の位置づけも他のセメント・石灰等を用いる安定処理と比較するとかなり重要なものとなってくる。また、高含水比の粘性土を対象とするケースが多いことから、改良材の混合量もヘドロの改良を除く通常の表層混合処理に比べてかなり多い。これまでの陸上工事における施工実績では、 100 kg/m^3 程度以上の供給が必要となる場合が多く、また、ピート質地盤の改良に至っては 400 kg/m^3 以上の混合が必要となる。さらに、比較的深い地盤までの改良を目的としているため、深さ方向の地盤条件（成層状態、含水比分布など）も無視できない重要な因子であり、この地盤状態によって改良強度のばらつきが左右された事例は数多く報告されている。

(2) 深層混合処理工法の開発の経緯

我が国では、深層混合処理工法（Deep Mixing Method : DMM）は、運輸省港湾技術研究所において塊状の生石灰や粉体状の消石灰を用いて軟弱地盤を混合攪拌する工法（DLM系方式）の研究開発が進められ、昭和49年に実用の段階に入ったのに端を発し、その後、改良材の種類や性状、供給方式を変えることなどにより多くの工法が開発されている。建設省総合技術開発プロジェクト「新地盤改良技術の開発」（昭和50年～54年）の中で開発された粉体噴射攪拌工法（DJM工法）もその一つである。

一方、我が国と同時期に北欧においては粉体状の生石灰を用いる同様の工法が開発・実用化されている。

(3) 深層混合処理工法の分類

深層混合処理工法は、改良材の添加方式によって「粉体方式」と「スラリー方式」とに区分される。また、施工方法を原位置軟弱土との攪拌方式によって分類すると、地中に供給した改良材をプロペラ状の攪拌翼で機械的に混合することによる「機械式攪拌工法」と、スラリー状の改良材を高圧噴射により地盤を

破壊すると同時に土を改良材の噴流による混合作用によって強制的に攪拌する「高圧噴射攪拌工法」とがある。これらの分類に基づき深層混合処理工法を整理すると表 1.1 のようになる。なお、表 1.1 において右欄の工法名は各々の範ちゅうに入る工法例を示したものである。

この表において先に述べた粉体噴射攪拌工法（DJM工法）は、「粉体方式」の「機械式攪拌工法」に分類される。

表 1.1 深層混合処理工法の分類⁵⁾

深層混合処理工法	高圧 ジェット 攪拌工法	スラリー噴射方式	CCP工法, ミニマックス (MM) 工法
		スラリー・エア噴射方式	JSG工法
		水・エア, スラリー噴射方式	コラムジェットグラウト工法
		機械攪拌, スラリー噴射方式	大口径ミニマックス (JMM) 工法
	機械式 攪拌工法	DLM系方式	CMC工法, DCM工法, POCCM工法
		HCM系方式	DeMIC工法, DCCM工法
		MIP系方式	JST工法, MR-D工法
		粉体混合方式	DJM工法

注) 右欄の工法名は例を示したものである。

(4) 深層混合処理工法の特徴と用途

1) 特 徴

深層混合処理工法は、石灰やセメントなどを主とする塊状、粉体状あるいは懸濁液状（スラリー状）の改良材を原位置土と強制的に混合することによって深層まで改良処理土を形成する工法であることは、先に述べたとおりであるが、深層混合処理工法を他の地盤改良工法と比較すると次の特徴をあげることができる。

- ① 短期間で大きな強度が得られ、圧縮性改善される。
- ② 周辺環境へ及ぼす影響が少ない。
- ③ 捨土の必要がほとんどない。

これらの特徴は、都市部あるいは構造物の近傍での改良工事において重要な条件であり、特に②については、施工時の騒音・振動および地盤変位などの制約が強まっている昨今、本工法の大きな特徴の一つになってきている。

また、深層混合処理工法の適用土質、改良土の強さ及び効果発現までの期間については、図 1.1 ～ 1.3 に例示する（機械攪拌方式：DJM工法の例）。この図からまず適用土質については、有機質土からシルト質土という軟弱かつ高含水比の土質が主である。また、改良土の強度は「改良土の特性」の項で詳細に述べるが、改良材の添加・混合量によって数 kgf/cm² のものまでその範囲は広い。

次に、改良効果の発現に要する期間に関しては、先に特徴の一項目にあげたように、改良材の種類によって多少の開きはあるが、比較的短期間で所定の強度が得られる。

改良目的を列挙すると、次のとおりである。

- ① 盛土等のすべり防止，沈下の低減
- ② 構造物の支持地盤の強化
- ③ 基礎杭の水平抵抗の増加
- ④ 橋台背面のすべり破壊防止，沈下の低減
- ⑤ ヒービングの防止
- ⑥ 掘削のり面の安定

しかし，本工法は新しい工法であるため，現在はその適用対象や改良パターンを模索している段階であり，今後さらに，本工法の適用範囲は広がっていくものと考えられる。

(5) 深層混合処理工法の施工

ここでは，深層混合処理工法の施工手順，施工機械および施工管理方法を概説する。

先に表 1.1 に示した分類に従い，「機械式攪拌方式」と「高圧噴射攪拌方式」の先端攪拌方法，施工手順，機械設備を表 1.2 (1)，(2) にまとめてみた。以下には，D J M 工法を例にとって施工手順，施工機械及び施工管理などについて触れてみる。

1) 施工手順

一般的な深層混合処理工法の施工手順は，図 1.5 に示すように，まず改良機本体の位置決めおよび攪拌軸の鉛直性を確認した後，攪拌翼を回転させながら所定の改良深度まで貫入させる。次に改良材を供給しながら，攪拌翼により原位置土と混合攪拌して改良柱体を造成する。通常は，この図に示すように引き抜き時に改良材を供給する方式をとることが多いが，地盤条件によっては軟弱土のコンシステンシーを改善するために貫入時に改良材を供給する場合もある。

2) 施工機械

深層混合処理工法の施工機械には陸上用と海上用（作業船）があり，基本的には双方とも改良機本体部と改良材プラント部から構成されている。ここでは陸上用施工機について述べる。改良機本体部は攪拌軸，攪拌翼，駆動装置，ベースマシン，リーダマストなどからなる。また，改良材プラント部は改良材をスラリー状あるいは粉体状で用いるかによって異なり，スラリー状の場合にはミキサー，スラリー圧送ポンプ，また，粉体状の場合には改良材吹込み機，空気圧縮機などから構成される。

現在，施工可能深さは，陸上用では 25～30m，海上用では海面下 70m であるとされている。

3) 施工管理

深層混合処理工法の場合，出来上がりを直接肉眼で観察しながら施工することができないため，施工管理は計器による管理が主体となる。また，これまで繰返し述べてきたように改良材混合度合いが改良効果に大きな影響を与えることから，これらの項目について高い精度で管理が行われている。まず打設位置の確認については，特に海上部でのブロック状などの改良の場合，重要な問題となるため，最近では光波距離計とマイクロコンピュータにより制御を行い，工事の迅速化を図っている。次に打設中の施工管理としては，改良深度，攪拌軸回転速度，貫入・引抜き速度などの混合攪拌に関する基本項目の管理と改良材供給量などの改良材供給に関する管理をオシログラフに記録させることによって行っている。

表 1.2 (1) 深層混合処理工法の攪拌方式による分類

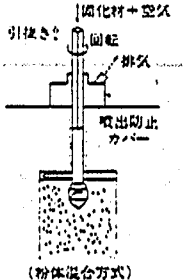
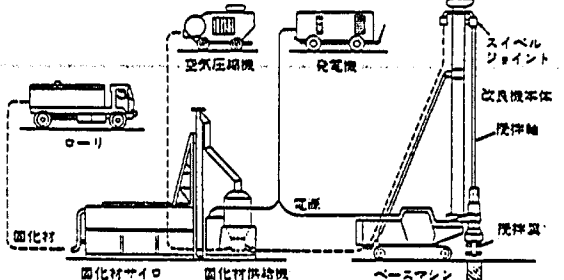
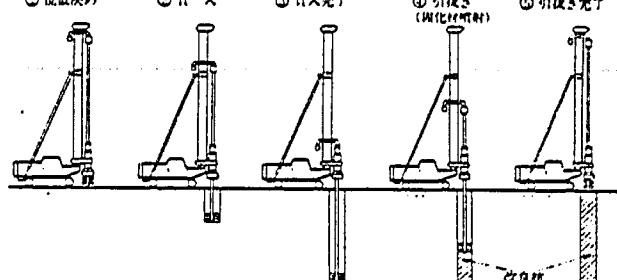
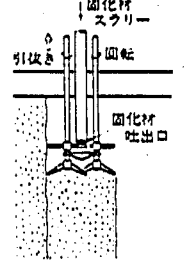
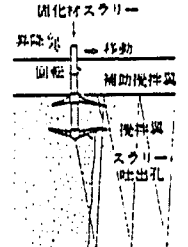
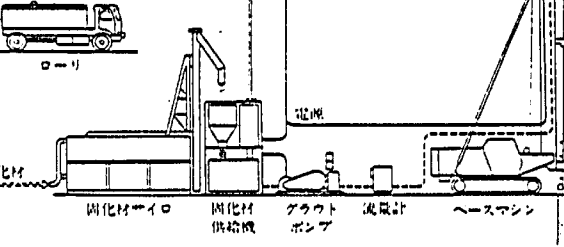
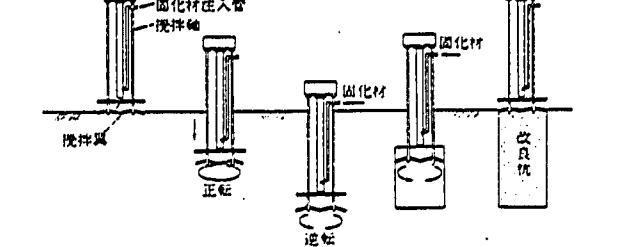
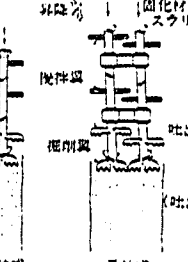
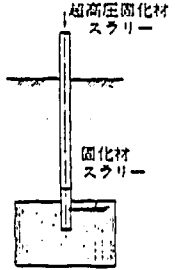
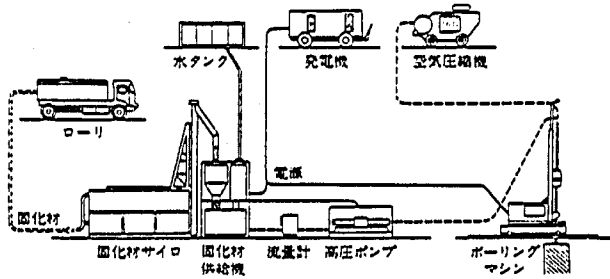
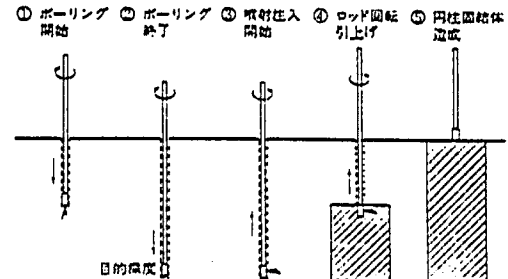
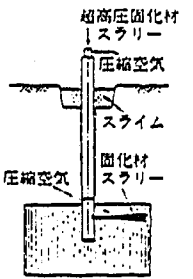
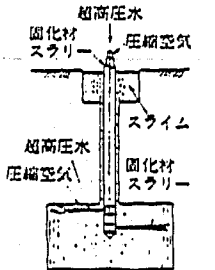
	方式	攪拌部先端	施工機械の構成	施工手順
機械式 攪拌工法	粉体混合方式			
	DLM系方式			
	HCM系方式			
	MIP系方式			

表 1.2 (2) 深層混合処理工法の攪拌方式による分類

	方式	攪拌部先端	施工機械の構成	施工手順
高圧ジェット攪拌工法	スラリー 噴射方式			
	スラリー・エア 噴射方式			
	水・エア、 スラリー 噴射方式			

① 位置決め

② 貫入

③ 貫入完了

④ 引板
(改良材噴射)

⑤ 引抜完了

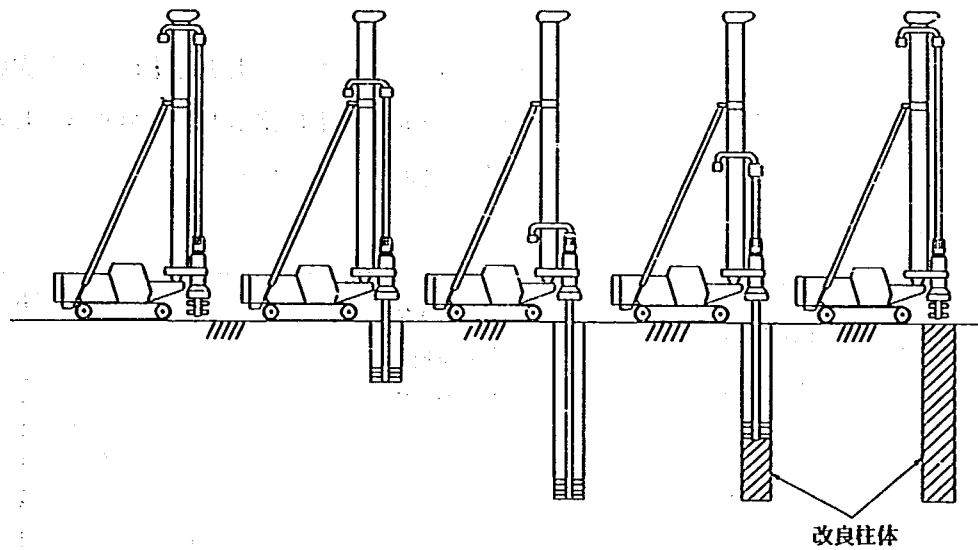


図 1.5 DJM工法の施工手順⁶⁾

2. 深層混合処理工法の設計の現状と課題

(1) 設計方法の現状

深層混合処理工法は、冒頭で述べたように歴史が浅い工法であるため、工法自体必ずしも完成したものではなく、その設計法もまだ確立しておらず、今後の調査研究の成果に待つところが多い。したがって、ここではこれまでに提案されている設計法に関する要点をまとめて述べてみる。

1) 改良土の評価

深層混合処理工法の設計にあたっては最も重要なことは、改良土の強度評価である。すなわち、室内配合試験によって得られる強度から実施工で得られる改良地盤の強度およびばらつきを土のように推定するかが問題である。実際の施工においては、改良材の供給の不均一性、混合攪拌の度合、さらには、地層の変化など室内配合試験と相異なる点が多く上げられる。図2.1は、普通ポルトランドセメントを用いた場合の室内強度 q_{ul} とサンプリングによる現場強度 q_{uf} の比較を示したものであり、 q_{uf}/q_{ul} の値は、概ね $1/5$ から $1/2$ の範囲にあることが認められる。また、図2.2には、同一地盤における現場強度のばらつきを示した一例である。

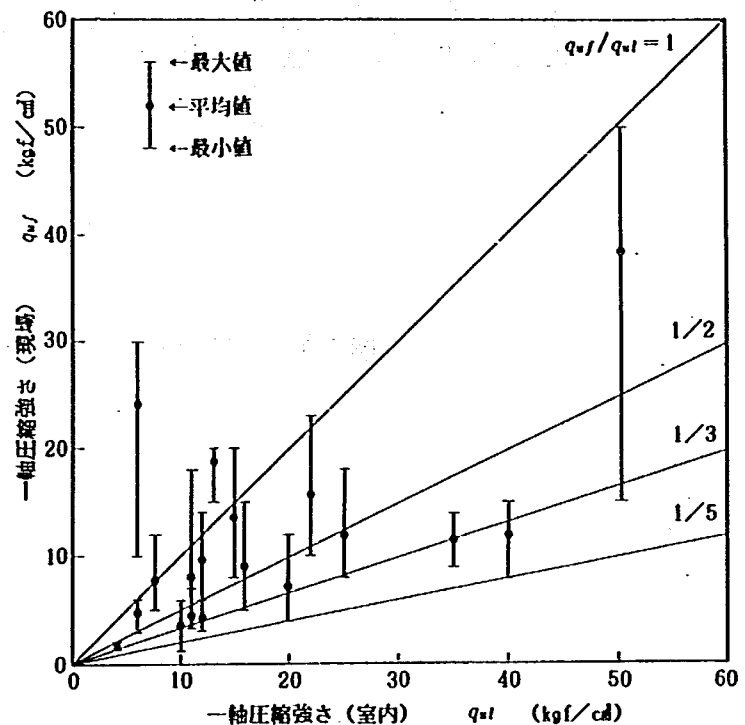


図2.1 現場 q_u と室内 q_u の関係⁶⁾

2) 設計の考え方

深層混合処理工法は、図2.3に示した改良断面形状（改良パターン）によって改良地盤の根本的評価が異なり、そのため設計検討項目もおおのずと異なってくる。すなわち、杭状改良の設計では、基本的に改良地盤を改良土と未改良土の面積平均的な特性を有する「複合地盤」としての考え方をとっているのに対して、ブロック式、格子式、壁式改良の設計では改良土の平均的な一軸圧縮強さが数10kgf/cm²と高強度の「地中構造物」として取扱われている。表2.1はブロック式、格子式、壁式及び杭式改良の設計検討項目と留意点をまとめたものである。以下には、陸上部で多く用いられている低強度杭状改良の現状の設計法をまとめてみる。

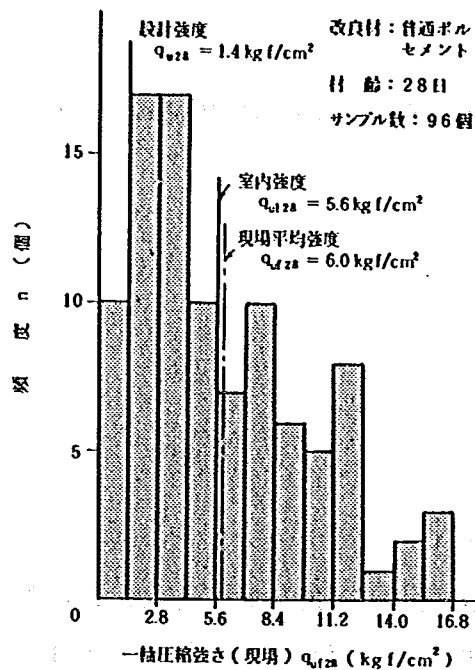


図 2.2 現場強度の分布測定例

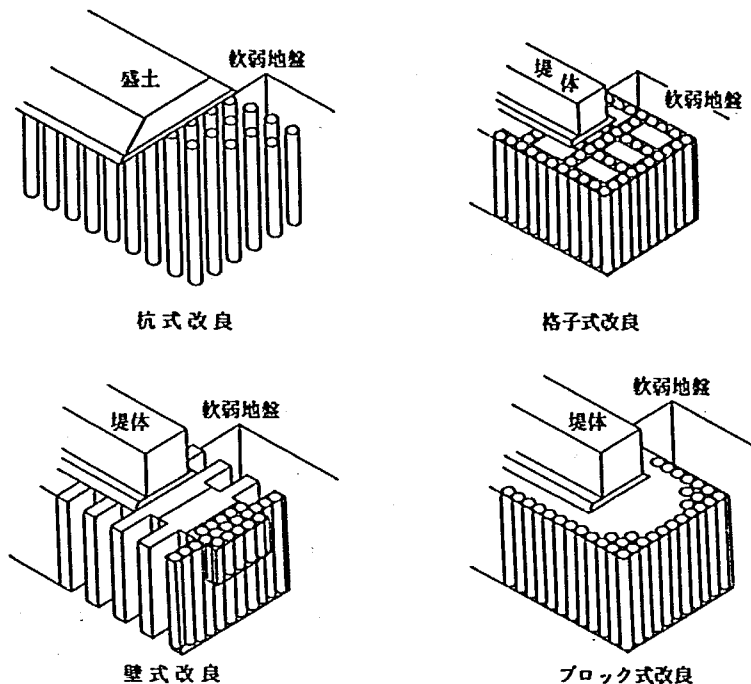


図 2.3 改良断面形状

表 2.1 各改良断面形式における設計検討項目と留意点²²⁾

改良パターン 項 目	ブロック式	壁 式	格 子 式	杭 式
安定処理土の 許 容 応 力 度	$\sigma_{ca} = \frac{1}{F} \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot \overline{q_{u1}}$	同 左	同 左	
外 力 計 算	●土載荷重 ●上部工、改良地盤全体を含む全体系の自重 ●主脚、受働土圧 ●残留水圧 ●浮力、波力 ●地震力 ●改良地盤の底面反力、せん断抵抗力 ●その他の外力			●土載荷重 ●地震力 ●その他
改良地盤系の 安 定 計 算 ① すべり出し ② 転 倒 ③ 端 趾 圧 ④ 許 容 支 持 力	① 主働土圧、残留水圧などの外力と受働土圧などの抵抗力の比、安全率は常時1.2地震時1.0 ② 水平力の他に鉛直力も考慮、安全率は常時1.2 ③ 改良地盤底面の反力に直線分布を仮定 ④ 浅い基礎の支持力に準ずる。	① 長壁にはさまれた未改良土の抵抗も考慮する。 ② 同 左 ③、④ 荷重は改良した壁部分だけで支える。基礎幅としては壁の厚さを採用する。	① 改良域に残された未改良土の抵抗を無視する。 ② 抵抗側に計算された未改良土の重量を無視する。 ③、④ 未改良部は無視し、格子状の平面として取り扱う。	必要に応じて改良範囲を一つのマスとしてすべり出し、転倒の検討を行なうことがある。
応 力 度 ① 圧 縮 応 力 度 ② せん断応力度	① 端趾圧の計算で得られる。 ② 改良地盤をはりと同様に考える。許容値は σ_{ca} の1/2	①、② FEMによるが、簡便にははりとして取り扱う	①、② 3次元FEM解析が望ましいが、2次元で代用することがある。	
円 形 す べ り	フローティングタイプや支持層の強度が大きくないときは省略しない。	同 左	同 左	複合地盤として考える。安全率は1.2~1.3以上とする。
圧 密 沈 下	処理土の沈下は無視できる。フローティングタイプでは、処理土以深の沈下を計算する。	同 左	同 左	複合地盤として沈下量を算出する。
そ の 他		かり出しの検討 $F = \frac{2(L_1 + D_1) \cdot \bar{C} \cdot B + P_2}{P_1}$		必要に応じ、杭にかかる応力(軸力)の検討を行なう。

3) 杭状改良地盤の現行設計法

i) 改良地盤の平均せん断強さ

改良地盤を図2.4のような「複合地盤」として考えると、円弧すべりや支持力検討に用いる改良後の平均せん断強さは次式で表される。

$$\bar{c} = c_p \cdot a_p + \alpha \cdot c_o (1 - a_p)$$

ここに、 $\bar{c}$: 改良地盤の平均せん断強さ

c_p : 改良土のせん断強さ

c_o : 未改良土のせん断強さ

a_p : 改良面積率 ($= A_p/A$)

α : 改良土の破壊ひずみに対応する原地盤強度の低減率

上式において、未改良土のせん断強さ c_o は $q_{so}/2$ を用いている。また、改良土のせん断強さ c_p が低改良強度 (数kgf/cm²) の場合には $q_{sp}/2$ を用いているが、改良強度の増加に伴って低減率 (1/2 ~ 1/3 程度) を考慮する必要がある。

ii) 改良地盤の沈下量

改良地盤に対する沈下量の検討については、改良部への応力集中を考慮した次の簡便式がよく用いられている。

$$S_1 = \beta \cdot S_0$$

$$\beta = \frac{1}{1 + a_p(n-1)}$$

ここに、 S_1 : 改良地盤の沈下量

S_0 : 無処理の場合の沈下量

β : 沈下低減率

n : 応力分担比

上式において、応力分担比 n は改良部と未改良物がほぼ一様に沈下するとして、図2.5を用いて次式から求めている。

$$n = \frac{m_{vr}}{m_v}$$

ここに、 m_{vr} 、 m_v : 未改良土および改良土の体積圧縮係数

一方、改良柱体が支持層まで達していない改良パターン (フローティングタイプ) の場合には、改良下部の圧縮層の沈下量を通常の一次元圧密解析によって求め、これを沈下量とすることがある。この場合、圧縮層に作用する鉛直荷重は、改良部表面に作用する荷重条件と同一とする。

ただし、この計算は上載荷重全体に改良されている場合に適用できるものであり、通常盛土のすべり破壊防止の目的で用いられるのり尻部改良 (部分改良) の場合には、必ずしも適用できないものと考え

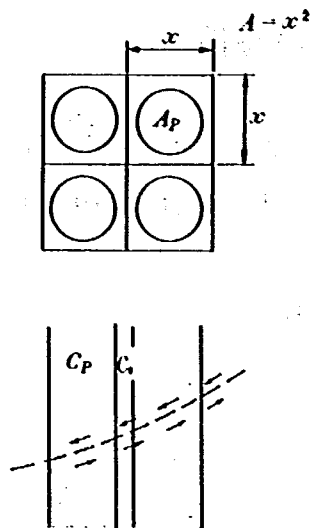


図 2.4 複合地盤の説明図⁶⁾

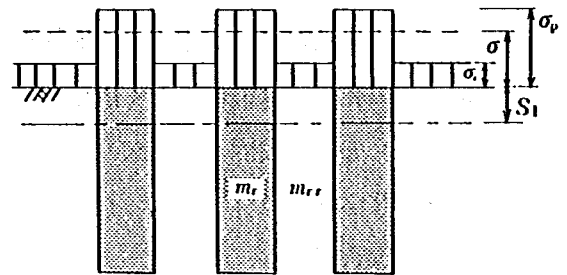


図 2.5 沈下の検討⁶⁾

られる。

4) 支持力

杭状改良地盤に鉛直外力作用する場合の極限支持力は、改良柱体を単杭状改良として求められる支持力、複数の改良柱体の一つのマスとして考える場合の支持力、さらには改良柱体の圧縮強度相互によって制限される。

通常、杭状改良の場合では、改良柱体相互の間隔が狭いことから支持力を考える場合、群杭としての考慮を加える必要がある。さらに、静力学的支持力公式等によって算定する場合は、改良柱体周面の摩擦抵抗は無視することが望ましい。また、軟弱層が厚く、かつ硬い支持層に着底している長尺の改良柱体の場合は、ネガティブフリクションを検討する必要がある。

(2) 設計の課題

深層混合処理工法の設計上の課題を列举すると、以下のものが考えられる。

- ① 杭状改良地盤の水平抵抗力の解明及び最適な改良形式の解明
- ② 複合地盤の剛性・変形の評価方法の解明
- ③ 改良部と未改良部の短期的あるいは長期的相互応力・変形挙動の解明
- ④ 改良土の局所的な降伏後の改良地盤の挙動の解明
- ⑤ 改良強度の品質のばらつきの評価と設計への反映
- ⑥ 他の工法およびジオテキスタイル等の新材料との組合せの工夫
- ⑦ 地震時の設計方法
- ⑧ 簡易な改良強度の判定法の開発

一方、施工上の課題としては、

- ① 改良施工時の周辺地盤変位の低減
- ② 地盤状態に応じた改良方法（改良材の混合量の調整）

3. 石灰・セメントによる改良土の特性

深層混合処理工法による改良効果（改良土の強度発現）は、先に述べたようにバーチカルドレーン工法やコンパクションパイル工法などのように軟弱地盤を物理的に改良する工法と異なり、石灰やセメントなどの改良材と軟弱土との化学的反応に大きく依存している。

改良効果に影響を与える主な要因として次の項目をあげることができる。

- ① 対象土の物理・化学的性質
- ② 改良材の種類と混合量
- ③ 改良材と対象土との混合度合
- ④ 改良土の養生条件

以下に、各地域において収集された改良土に関する資料をもとに主に①、②に着目して諸要因の影響を述べてみる。

3.1 物理・力学特性（単位体積重量、含水比、強度、その他）

3.1.1 調査方法

(1) 調査の概要

この調査は、セメント・石灰による改良土の特性を見出すこと及び改良効果に及ぼす諸要因を抽出することを目的としたものである。上記の項目を検討するため、つぎの2種類の資料を対象とした。1つは日本各地に分布する軟弱土19資料を対象に、統一的な方法で実施された室内配合試験結果の資料（以下、固化処理資料と呼ぶ）である。もう一つは、これまでの粉体噴射攪拌工法（D J M工法）による改良工事41現場より得られた施工資料（以下D J M施工資料と呼ぶ）である。

固化処理資料では物理試験（土粒子の比重試験、粒度試験、液性・塑性限界試験、含水比試験）および化学試験（有機物含有量試験、フミン酸含有量試験、pH試験）を実施し、試料の性状を明らかにした後、室内配合試験を行い一軸圧縮試験、フォールコーン貫入試験、割裂試験を行っている。また、D J M施工資料では、原地盤の土質柱状図、自然含水比、単位体積重量などの土質特性、また室内配合試験結果および施工後のボーリング結果がグラフにより示されている。そのために施工資料のデータ整理にあたっては、1つ1つのデータをひろいだし、土質柱状図などの関係を考慮したうえで、種々の土質特性値を決定した。特にここでは、砂質土等のデータは削除した。また、現場から採取した試料土の自然含水比と供試体作製の初期含水比が、同一の含水比であるものと仮定してデータを整理した。なお、混合率は下式より求めている。

$$\text{混合率(\%)} = \frac{\text{改良材の重量}}{\text{試料土の湿潤単位体積重量}} \times 100$$

図3.1、3.2に試料土採取地図を示す。また、これら各試料の記号の一覧を表3.1に示す。以後、図等で使用されている記号は、凡例のない限り試料土記号の一覧と同一である。

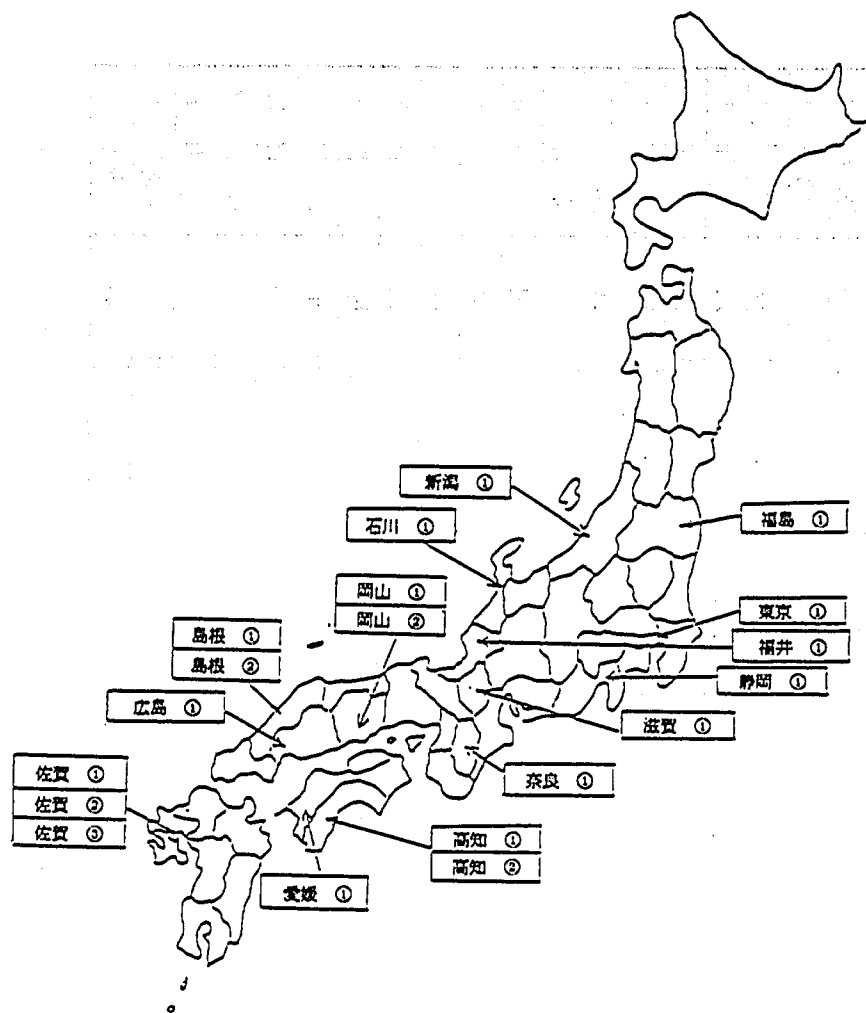


図 3.1 試料土採取地図 (固化処理資料)

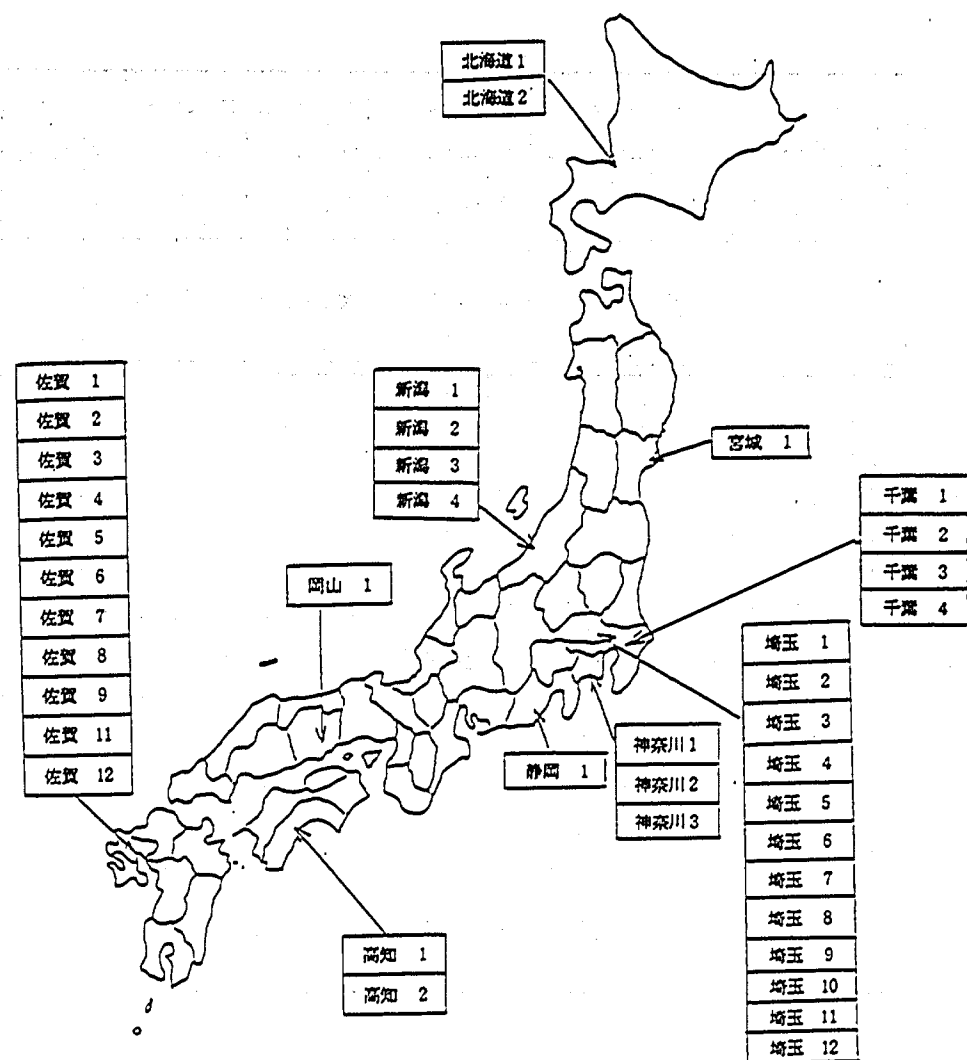


図 3.2 試料土採取地図 (DJM施工資料)

表 3.1 試料土記号の一覧表

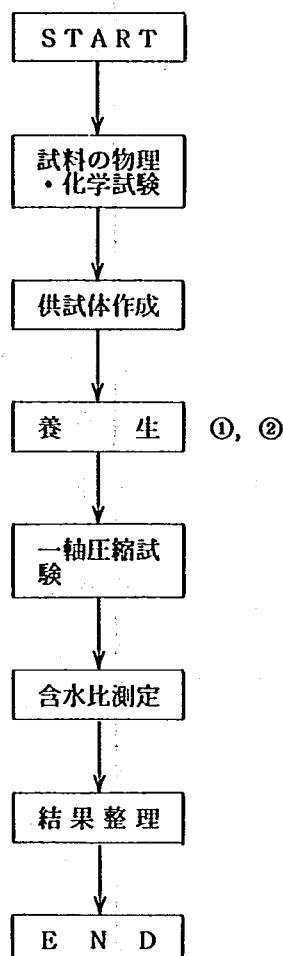
記号	試料名	試料採取又は工事名	記号	試料名
○	東京 ①	梅 島	⊖	宮 城 1
△	岡 山 ①	百間川	△	新 潟 1
□	島 根 ①	松 江	⊖	新 潟 2
▽	愛 媛 ①	大 洲	▽	新 潟 3
●	高 知 ①	伊 野	⊗	新 潟 4
▲	福 島 ①	郡 山	①	埼 玉 1
■	新 潟 ①	出雲崎	△	埼 玉 2
▼	石 川 ①	小 松	□	埼 玉 3
⊙	静 岡 ①	沼 津	▲	埼 玉 4
▲	滋 賀 ①	草 津	▽	埼 玉 5
■	奈 良 ①	樫 原	⊙	埼 玉 6
▼	岡 山 ②	岡 山	△	埼 玉 7
●	広 島 ①	広 島	■	埼 玉 8
▲	島 根 ②	米 子	□	埼 玉 9
■	佐 賀 ①	無 税	⊙	埼 玉 10
▼	佐 賀 ②	渡 瀬	△	埼 玉 11
●	佐 賀 ③	蒲田津	⊕	埼 玉 12
▲	高 知 ②	中 村	▽	千 葉 1
■	福 井 ①	日野川	▽	千 葉 2
			⊙	千 葉 3
			▽	千 葉 4
			△	神奈川 1
			□	神奈川 2
			▽	神奈川 3
			●	静 岡 1
			▲	高 知 1
			■	高 知 2
			▼	佐 賀 1
			●	佐 賀 2
			▲	佐 賀 3
			■	佐 賀 4
			▽	佐 賀 5
			●	佐 賀 6
			▲	佐 賀 7
			■	佐 賀 8
			▽	佐 賀 9
			⊗	佐 賀 11
			△	佐 賀 12
			□	岡 山 1
			▽	北海道 1
			⊙	北海道 2

①：固化処理資料

1：DJM施工資料

(2) 室内配合試験方法

室内配合試験は、試料土の物理・化学試験を実施した後行った。図 3.3 に試料土の物理・化学試験を含めた室内配合試験フローを示す。



- ①：初期含水比、砂分含有率実験は恒温室養生
②：拘束圧養生は養生セル

図 3.3 室内配合試験フロー

なお、混合処理土の供試体の作製方法は、「締固めを伴わない安定処理土の試験方法（案）」（土質工学会基準）に準拠した。以下に、その供試体作製方法を示す。

供試体は、試料土を設定した初期含水比に調整した後、改良材を投入し、10分間攪拌混合する。モールドへの充填は混合土の流動性により突き棒やモールドを振動させ充填する。充填終了後ポリエチレン皮膜で密封し、恒温恒湿室内で所定の日まで養生する。その後、モールドを脱型し、供試体を整形後一軸圧縮試験を行う。図 3.4 に供試体作製方法のフローを示す。

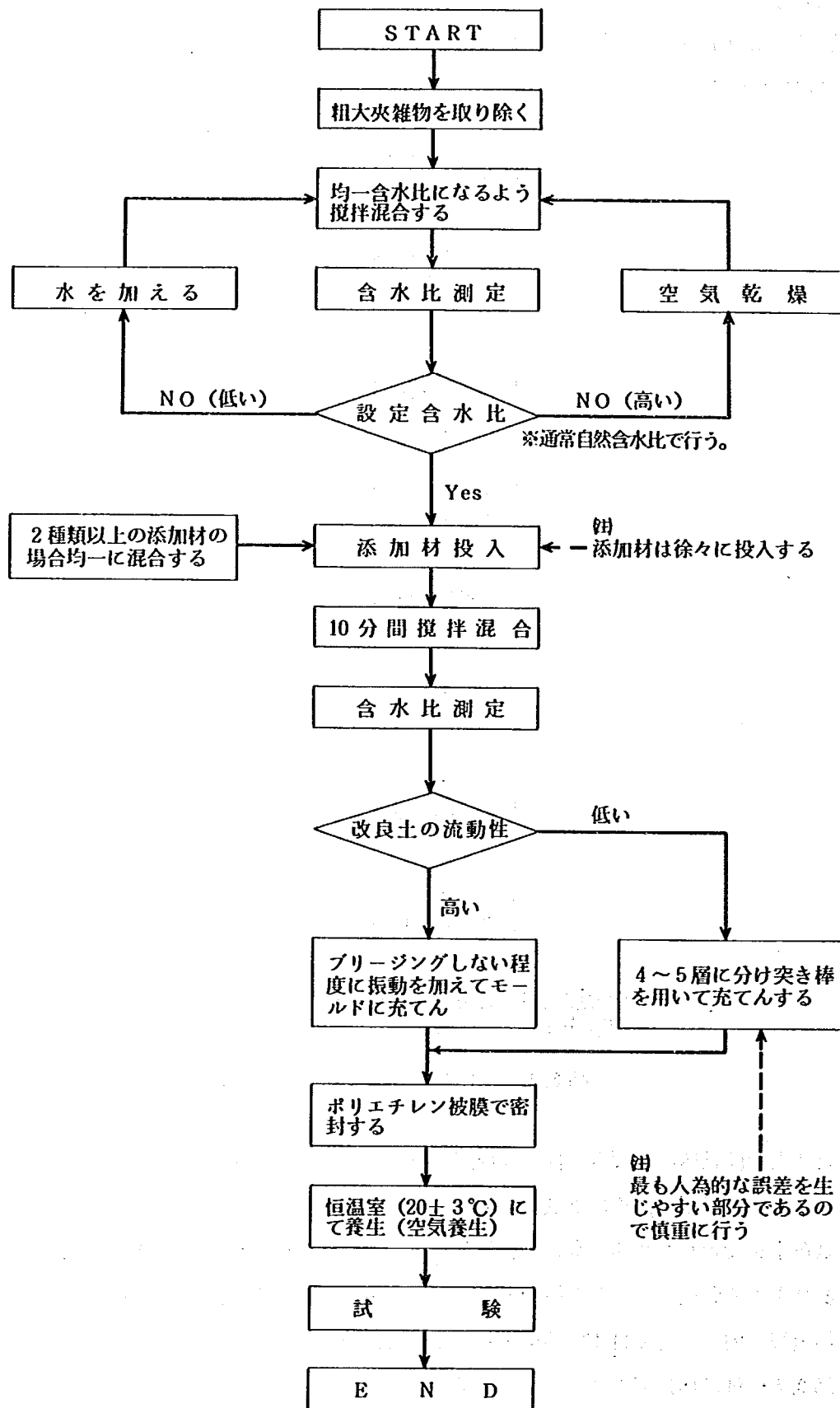


図 3.4 室内配合試験における供試体作製方法フロー

3.1.2 調査結果

固化処理資料、D J M施工資料の結果より、まず試料土の物性に関する整理を行い、次に種々のパラメータ（初期含水比、有機物含有量、pH）と一軸圧縮強さの関係および含水比の低下状況にそれぞれ考察を加え、改良材に粉体を用いた場合の改良土の特性について検討する。なお、以下の検討において、主に改良土の一軸圧縮強さ q_u は材令28日強度 $q_{u,28}$ を用いている。

(1) 原地盤の土質特性

ここではまず対象とした軟弱土の物理・化学的性質について、既往の調査・研究における関係と比較して述べてみる。

1) 塑性指数と自然含水比の関係

図3.5には、本調査の対象とした軟弱土の塑性指数 I_p と自然含水比 w_n の関係を示す。図より、自然含水比 w_n の増加に伴いばらつきはあるものの塑性指数 I_p も増加している。なお、図中の直線は、1次回帰分析によるもので、相関係数 R は0.698である。また、塑性指数 I_p と液性限界 w_L の関係を図3.6に示す。図よりほとんどのデータがA線付近に集中し、比較的良好な相関を示しており液性限界が200%程度まではこのような傾向が続くものと考えられる。

2) 自然含水比と液性限界の関係

自然含水比 w_n と液性限界 w_L の関係を図3.7に示す。図中に示す直線のうちの一つは、本試料土に対する1次回帰式であり、他はこれまで既往の軟弱土から得られた相関直線である。図より、本試料土も従来からの $w_n - w_L$ 関係と同様の傾向が認められるとともに、1次回帰での相関係数 R は0.769と、塑性指数と自然含水比の相関係数に比べ高く、ほぼ比例的な関係にあるものと考えられる。この結果より自然含水比 w_n は、液性限界 w_L の0.91倍前後であり、言い換えれば液性限界 w_L は、自然含水比 w_n の1.1倍程度と考えられる。しかし自然含水比が、200%を越えるような高含水比の試料土について同様の傾向を示すかどうかは明らかではない。

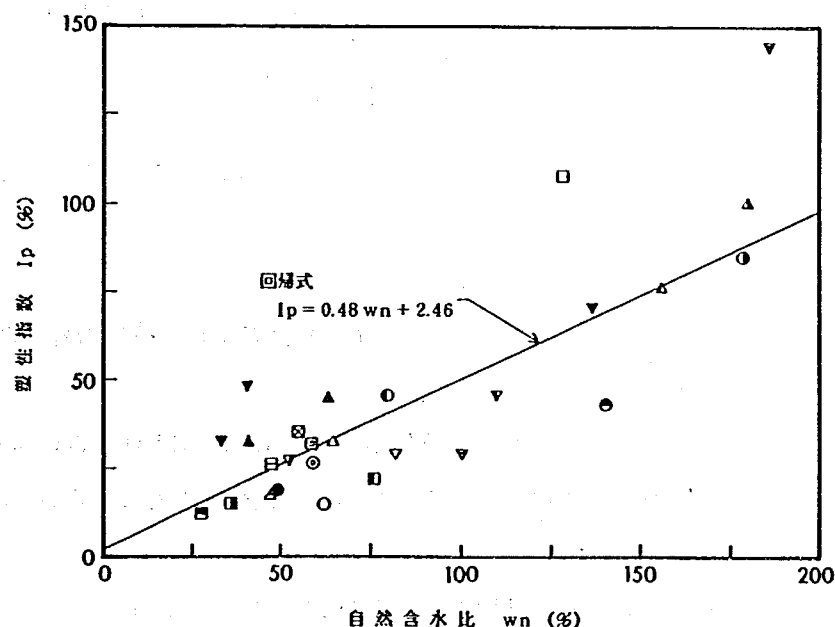


図3.5 塑性指数～自然含水比の関係

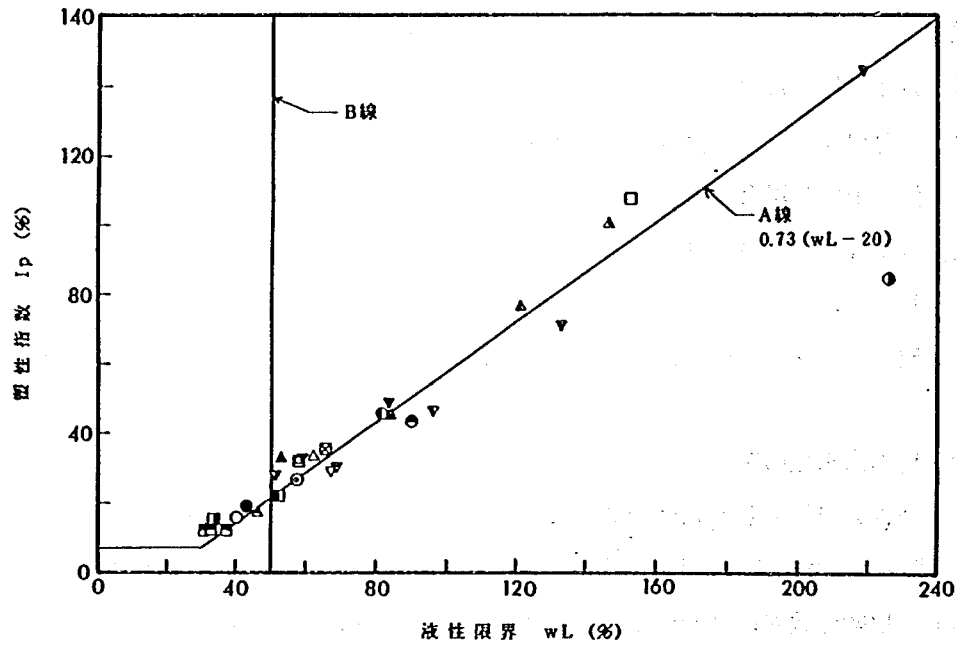


図 3.6 塑性図

3) 強熱減量と土粒子比重の関係

図 3.8 には、強熱減量（有機物含有量）と土粒子比重 G_s の関係を示す。図よりほとんどの試料土において強熱減量が20%より少なく、土粒子比重も2.6以上となっている。また、強熱減量の大きい試料は一般の粘性土とは異なり腐植土である。強熱減量が30%から60%までのデータが不足しているので明確なことは言えないが、一般に示されている土粒子比重 G_s と強熱減量の関係に比較的良好に一致すると考えられる。

4) 単位体積重量と自然含水比の関係

単位体積重量と自然含水比の関係を図 3.9 に示す。図より、自然含水比が高くなるほど単位体積重量が低下している。また、単位体積重量が 1.1 gf/cm^3 より小さい試料は土粒子比重と強熱減量の関係を考え合わせるとほとんど腐植土のような高含水比粘性土と考えられる。

5) 強熱減量と自然含水比の関係

強熱減量（有機物含有量）と自然含水比 w_n の関係を図 3.10 に示す。図より、自然含水比 w_n が高くなるとともに強熱減量も増加している。このことより自然含水比 w_n の高い試料土ほど多量の有機物を含

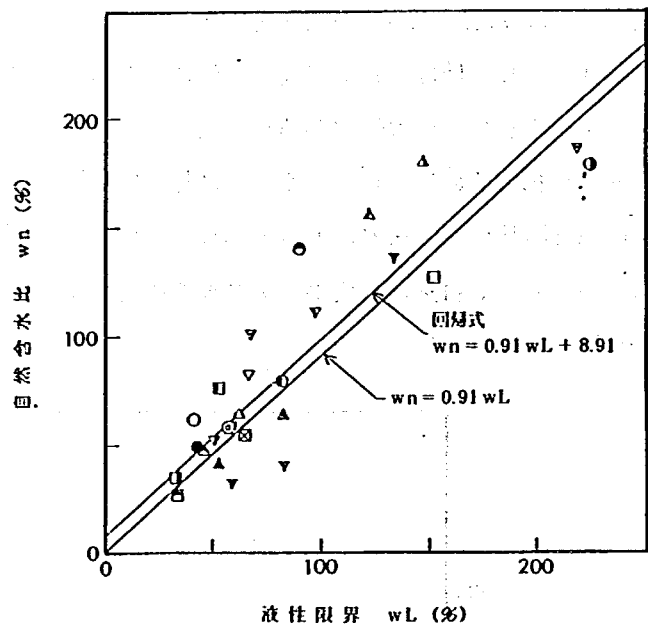


図 3.7 自然含水比～液性限界の関係

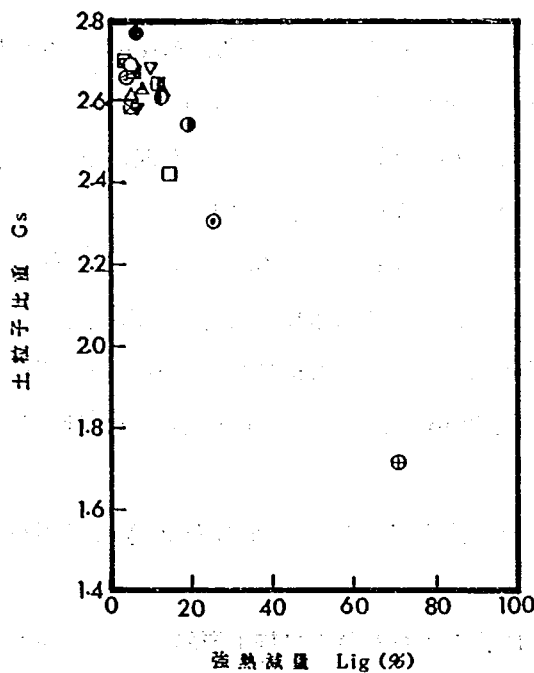


図 3.8 強熱減量～土粒子比重の関係

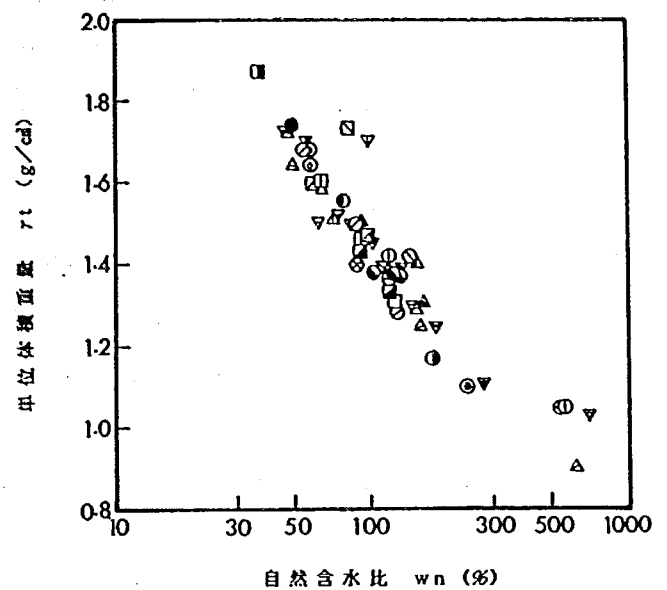


図 3.9 単位体積重量～自然含水比の関係

んでいると考えられる。また、図に強熱減量と自然含水比の関係を1次回帰式で示している。この回帰式の相関係数 R は0.876と比較的高い相関が得られている。

以上の結果を考え合わせると、土粒子比重 G_s 、単位体積重量 r_t 、強熱減量、自然含水比 w_n の4つの土質特性は、それぞれ相互の相関が高いものと考えられる。しかし、含水比が200%を越えるような試料については、試料土の腐植性についての検討が必要であると考えられる。

(2) 改良土の強度と試料土の物性の関係

前述したように原地盤の土質特性において、土粒子比重 G_s 、単位体積重量 r_t 、強熱減量、自然含水比 w_n のそれぞれ相互の相関が高いことがわかった。そこで以下には、原位置土の初期含水比 w_i 、強熱減量等をパラメータに設定し、改良土の強

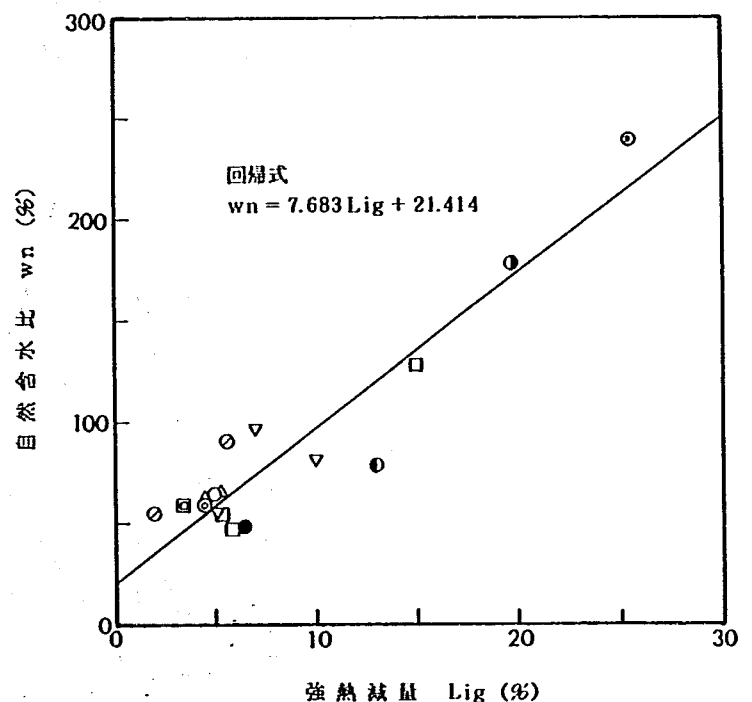


図 3.10 強熱減量～自然含水比の関係

度試験結果との関係を求めてみる。

1) 一軸圧縮強さと初期含水比の関係

図 3.11～3.13には、各種軟弱粘性土における配合試験結果を一軸圧縮強さ q_u と初期含水比 w_i 、改良材混合率 a_w の関係に整理し改良材別に示す。これらの図より、普通ポルトランドセメント（粉体状）、生石灰（粉体状）の両改良材とも混合率の増加に伴い一軸圧縮強さ q_u が増加しており、また混合率が一定の場合初期含水比 w_i の増加に伴い一軸圧縮強さ q_u が減少していることが明確に認められる。

また同様の傾向が図 3.14 に示すようにセメントスラリーについても表われている。さらに、この傾向は、図 3.15 に示す試料土にカオリクレーを用いた室内配合試験において初期含水比を人為的に変化させた時の強度結果からもうかがえる。この図から、初期含水比 w_i が 50% から 100% へ 2 倍になっても、一軸圧縮強さ q_u は単純に 1/2 に減少するのではなく、混合率によっては 1/3 から 1/4 にまで強度が大きく低下していることがわかる。

以上のことより、初期含水比 w_i および混合率 a_w が改良土の一軸圧縮強さ q_u にかなり大きな影響を及ぼすと言えよう。

また図 3.13 は、有明海沿岸に堆積している有明粘土を対象に施工された DJM 施工資料のデータをもとに、改良材に生石灰を用いた場合についてとりまとめたものである。この図より、混合率が 10% までの低い混合率の間でかなりの強度の伸びを示しており、図 3.12 に示した同じ生石灰を改良材に用いた場合と比較すると強度の増加に関してかなり異なった傾向を示している。

これまでにも海性の有明粘性土は生石灰の改良効果が大いと言われており、この図からもその傾向が十分うかがうことができる。したがって有明粘性土については他の粘性土とは改良効果から区別して考える必要があろう。

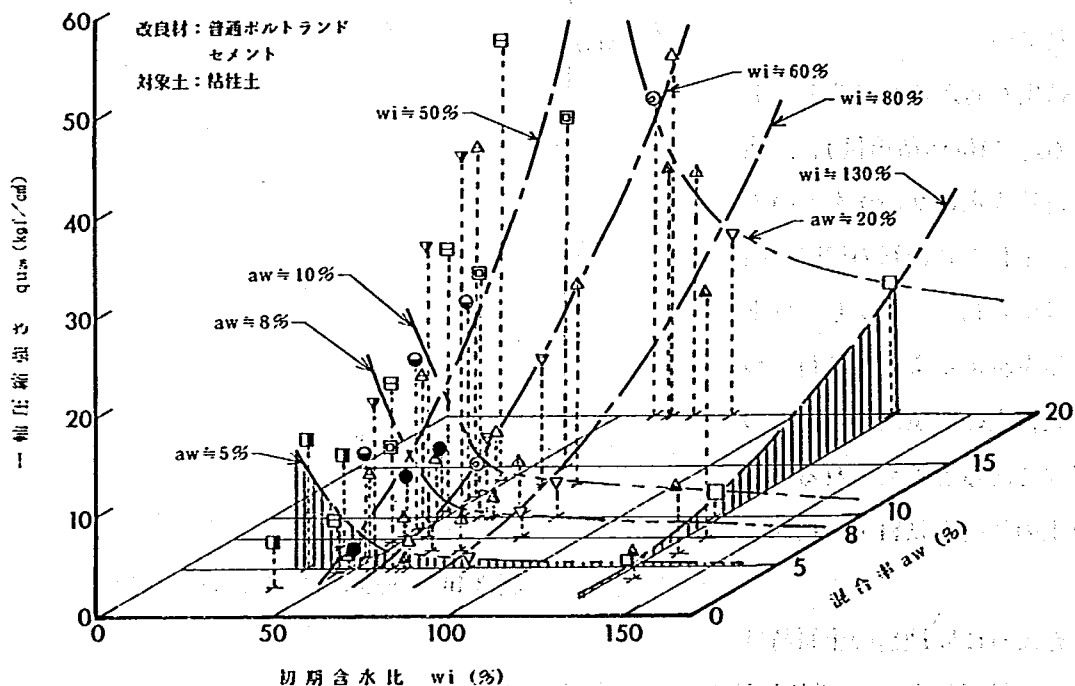


図 3.11 一軸圧縮強さ～初期含水比～混合率の関係(1)
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

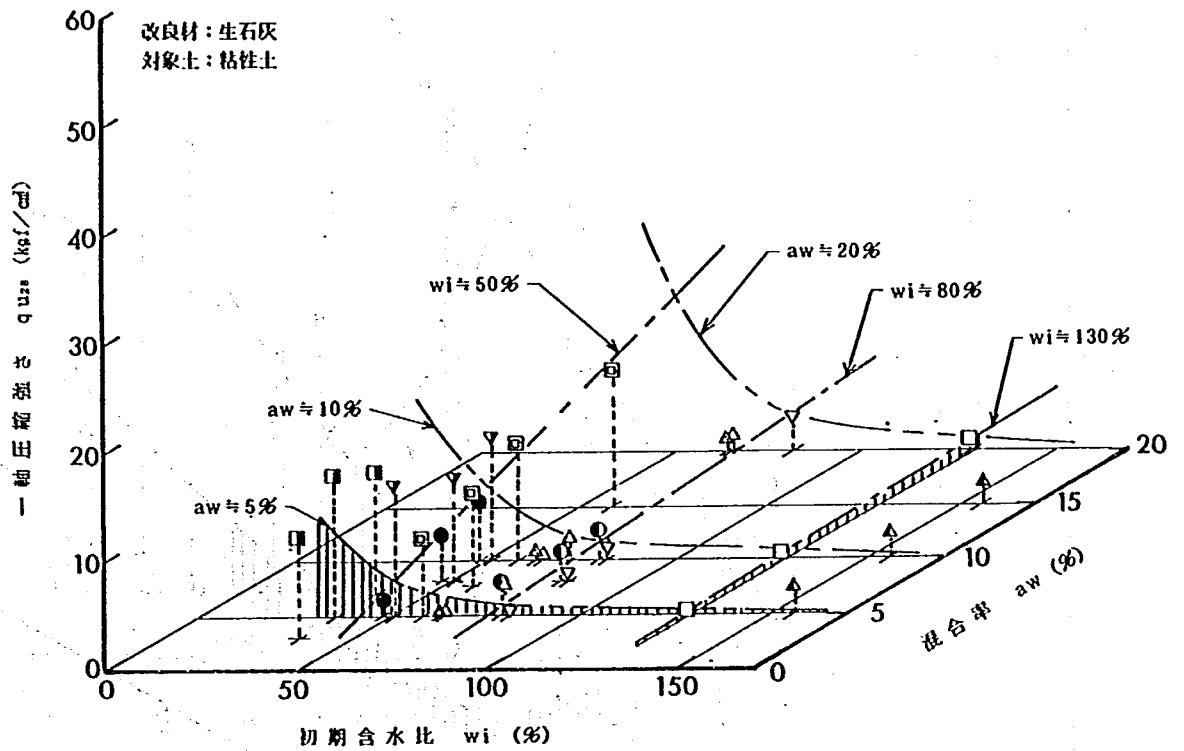


図 3.12 一軸圧縮強さ～初期含水比～混合率の関係(2)
(生石灰粉体混合)

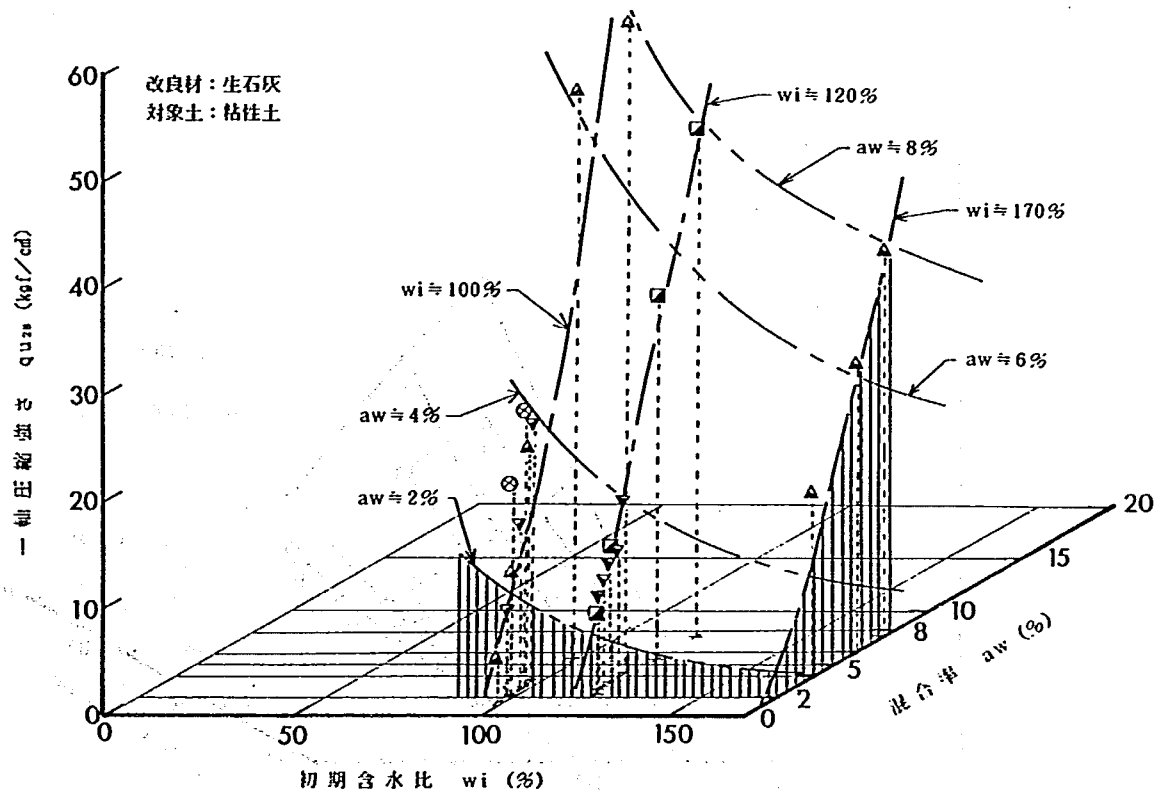


図 3.13 一軸圧縮強さ～初期含水比～混合率の関係(3) (佐賀県を対象)

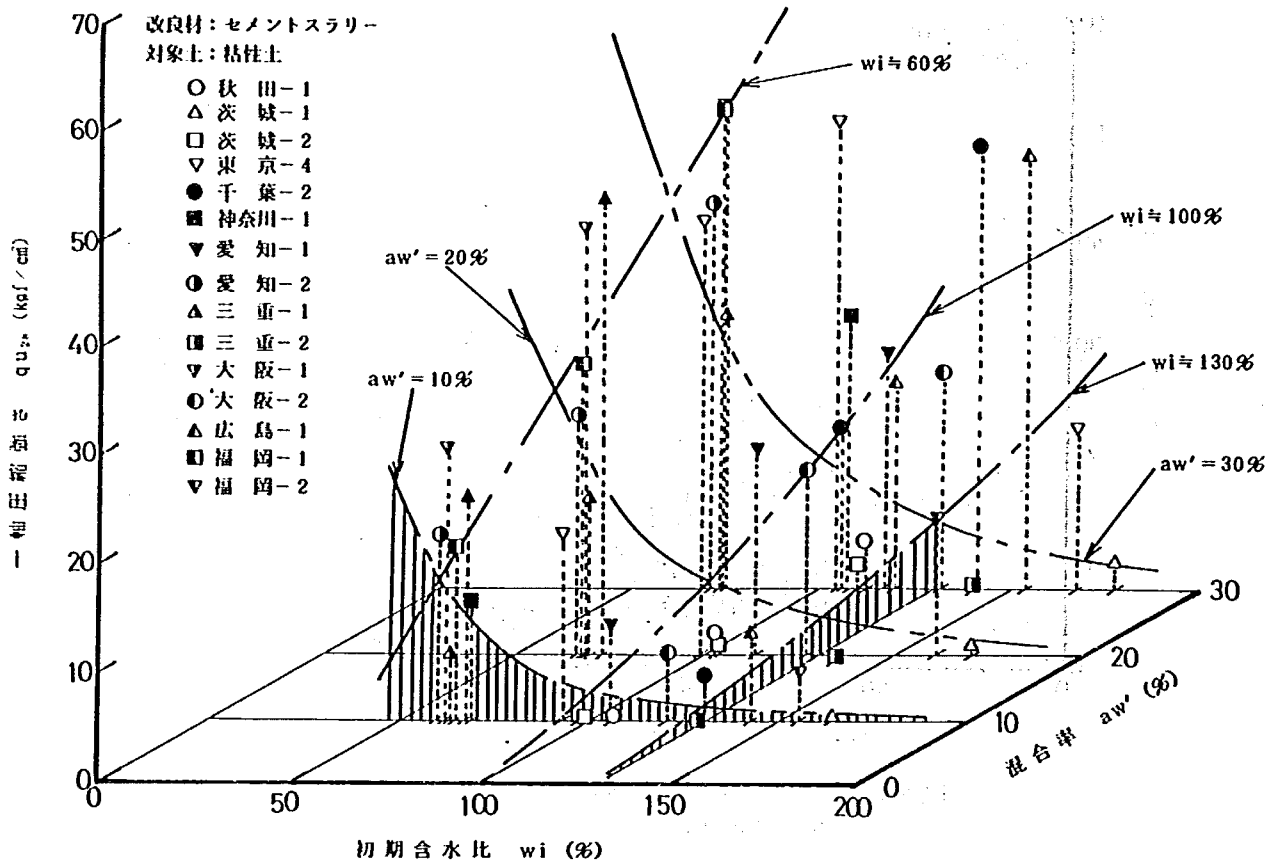


図 3.14 一軸圧縮強さ～初期含水比～混合率の関係(4)
(セメントスラリー混合)

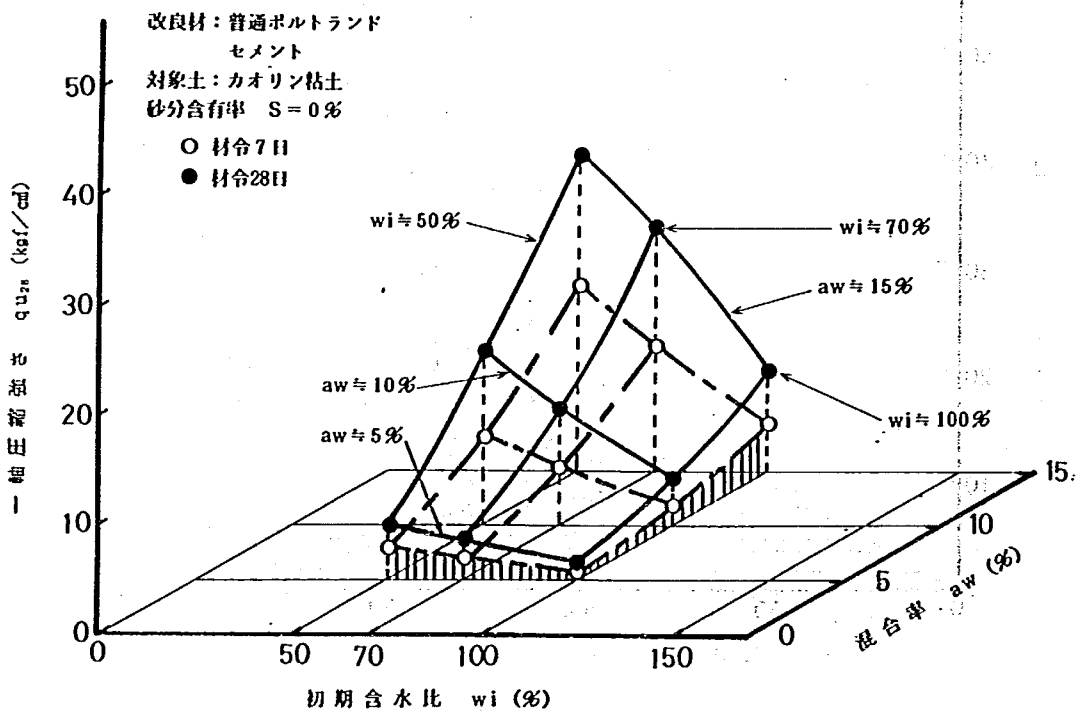


図 3.15 一軸圧縮強さ～初期含水比～混合率の関係(5) (カオリン粘土を対象)

2) 一軸圧縮強さと有機物含有量，混合率の関係

一軸圧縮強さ q_u と有機物含有量（強熱減量），混合率 a_w の関係を図 3.16，3.17 に示す。

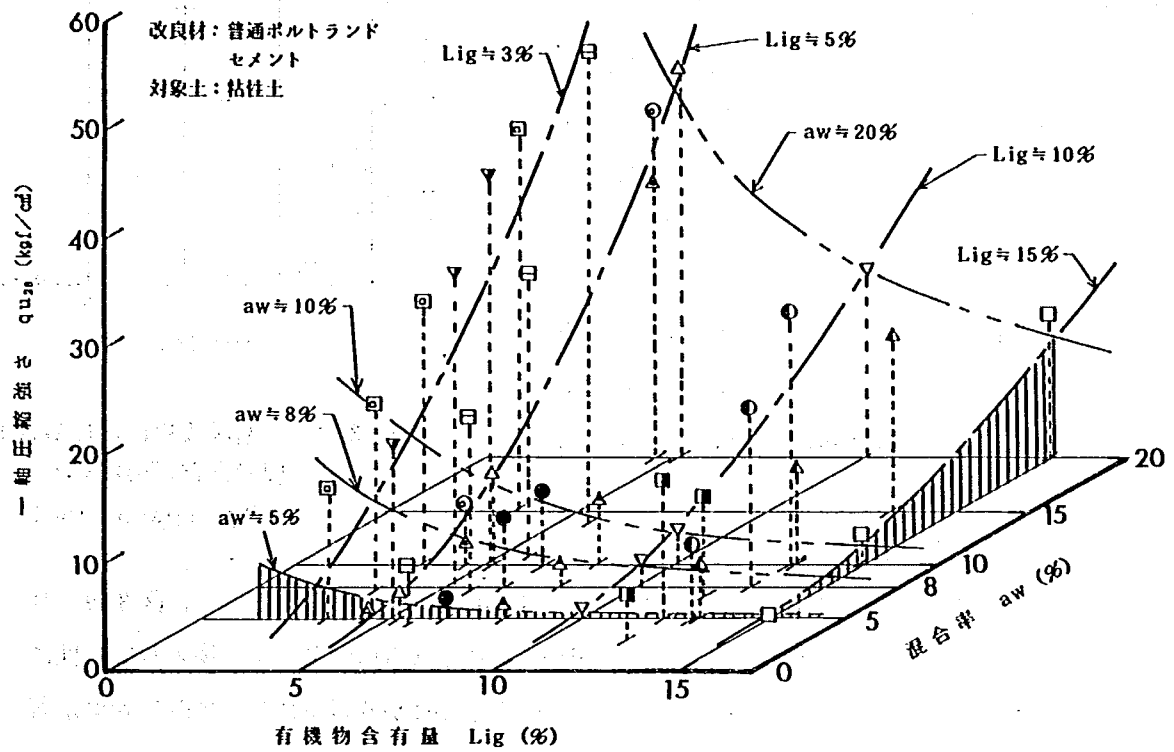


図 3.16 一軸圧縮強さ～有機物含有量～混合率の関係(1)
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

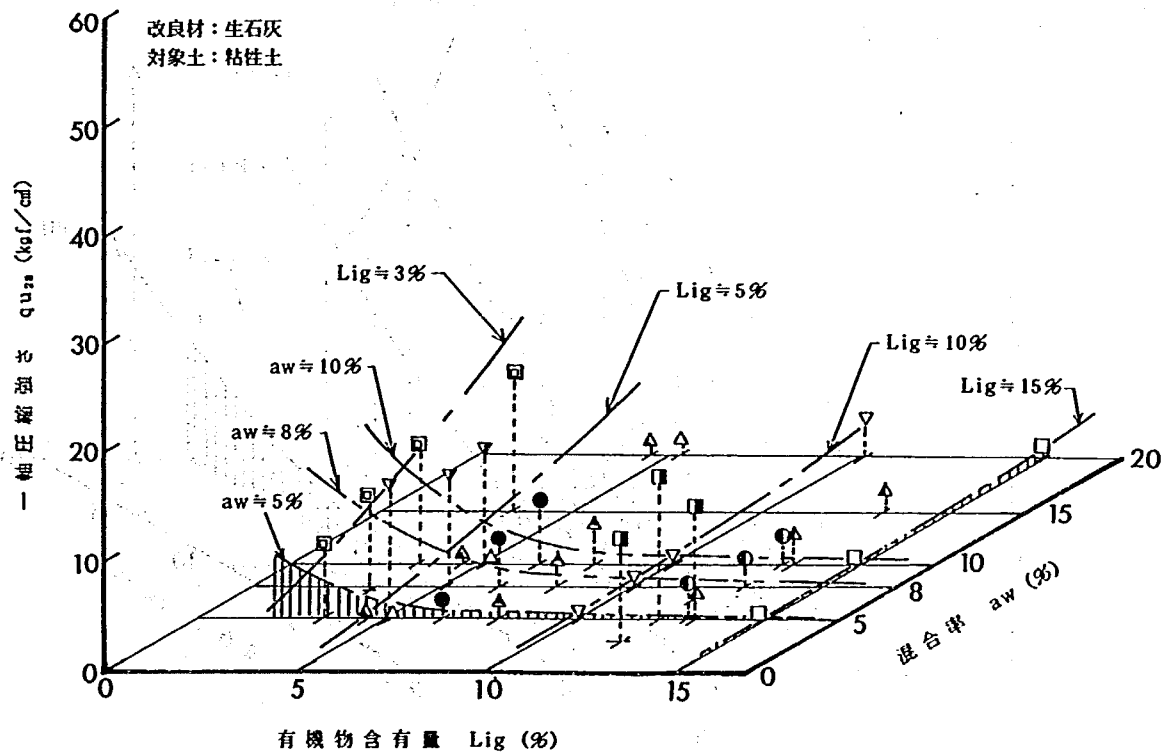


図 3.17 一軸圧縮強さ～有機物含有量～混合率の関係(2) (生石灰粉体混合)

これらの図より、普通ポルトランドセメント、生石灰の両改良材とも混合率の増加に伴い一軸圧縮強さが大きくなっているが、有機物含有量が増加するに伴い一軸圧縮強さが低下している。また、両改良材とも混合率10%程度以下において有機物含有量が5%から10%以上では改良材の効果がほとんどみられない。特に普通ポルトランドセメントを改良材に用いた場合において顕著である。

このように土に含有される有機物が改良効果を阻害する要因であることは、既往の研究成果及び施工事例からよく知られている。図3.18は、Thompson による報告によるものである。

3) 一軸圧縮強さと pH、混合率の関係

図3.19、3.20には、一軸圧縮強さ q_u と土の pH、改良材混合率 a_w の関係を示す。図3.19より、改良材に普通ポルトランドセメントを用いた場合、土の pH が小さくなるにつれ、言い換えれば酸性になるに伴い一軸圧縮強さ q_u が減少しており、特にこの図においては、pH が6以下において改良効果が著しく小さくなっている。また図3.20に示すように生石灰の場合においても pH が7以下になると改良効果が著しく小さくなっており、改良土の強度に原位置土の pH が大きく影響していることがわかる。

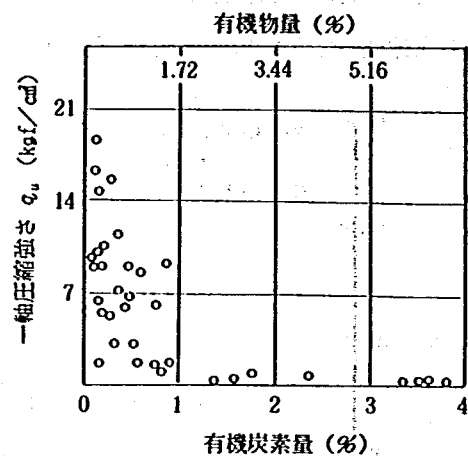


図 3.18 生石灰改良における有機炭素含有量の影響¹⁰⁾
(Thompson, 1966)

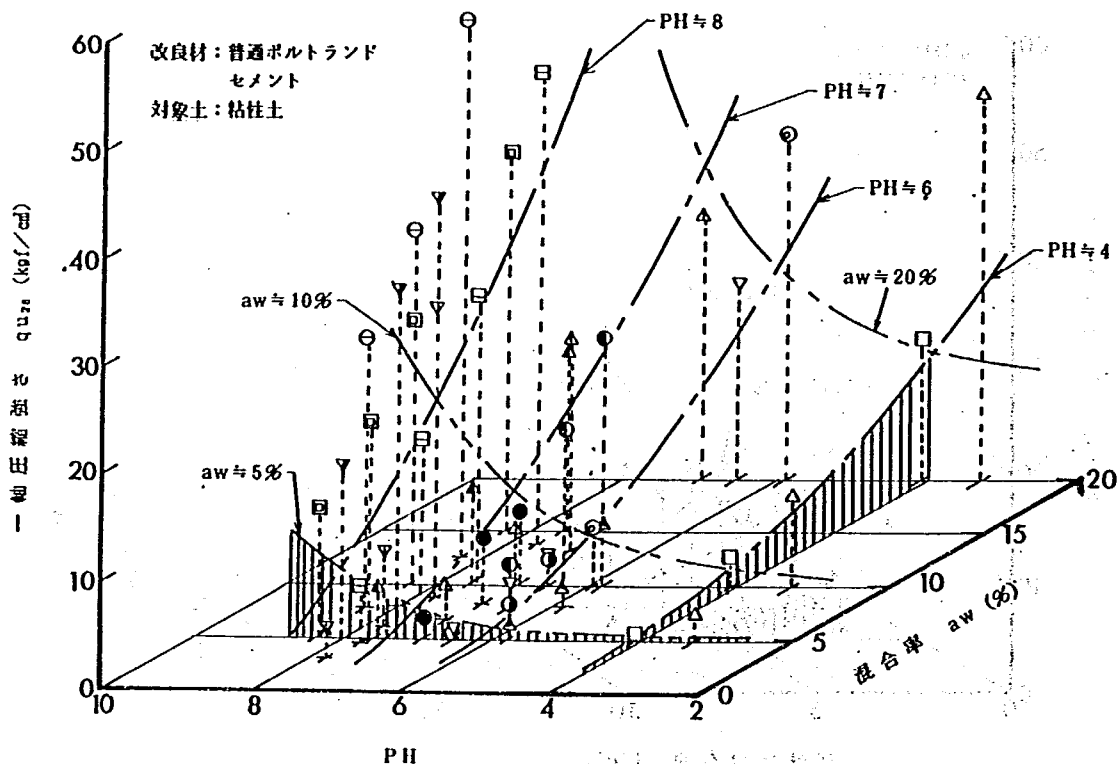


図 3.19 一軸圧縮強さ～pH～混合率の関係(1)
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

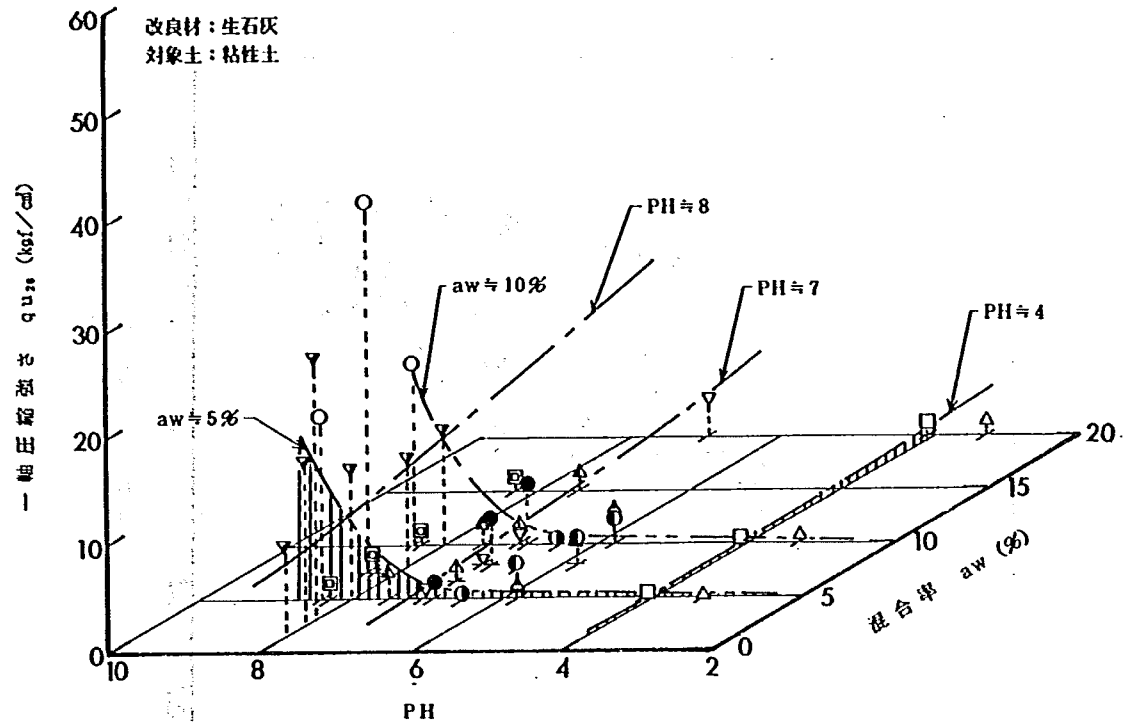


図 3.20 一軸圧縮強さ～pH～混合率の関係(2)
(生石灰粉体混合)

図 3.21 は、先に示した Thompson による土の pH と一軸圧縮強さの関係を示したもので、同様に pH の影響が報告されている。

(3) 改良土の力学的特性

これまでは、試料土性状および改良効果に及ぼす種々の要因について述べてきた。ここでは、一軸圧縮強さ、割裂強さなど力学的試験相互の関係についてまとめてみる。

1) 一軸圧縮強さ q_u と破壊ひずみ ϵ_f の関係

混合処理土の一軸圧縮強さ q_u と破壊ひずみ ϵ_f の関係を図 3.22, 23 に示す。これらの図より普通ポルトランドセメント、生石灰とも一軸圧縮強さが大きくなるにつれ破壊ひずみが小さくなっている。しかし、普通ポルトランドセメントと生石灰ではデータの分布に差がみられる。これは改良材の違いによる改良効果の差を示しているものと考えられる。

2) 一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係

混合処理土の一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係を図 3.24, 25 に示す。これらの図より普通ポルトランドセメント、生石灰とも一軸圧縮強さの増加に伴い変形係数も増加している。しかし、その範囲は改良材により異なっており、普通ポルトランドセメントでは $E_{50} = 50q_u \sim 200q_u$ であるのに対し生石灰では $E_{50} = 10q_u \sim 100q_u$ となっている。また、両改良材とも変形係数は一軸圧縮強さが大きくなるにつれて分布する範囲が高くなっている。

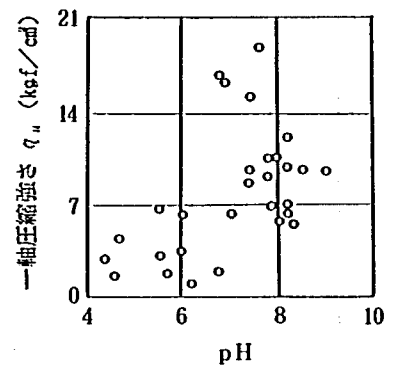


図 3.21 生石灰改良における対象土の pH の影響¹⁰⁾
(Thompson, 1966)

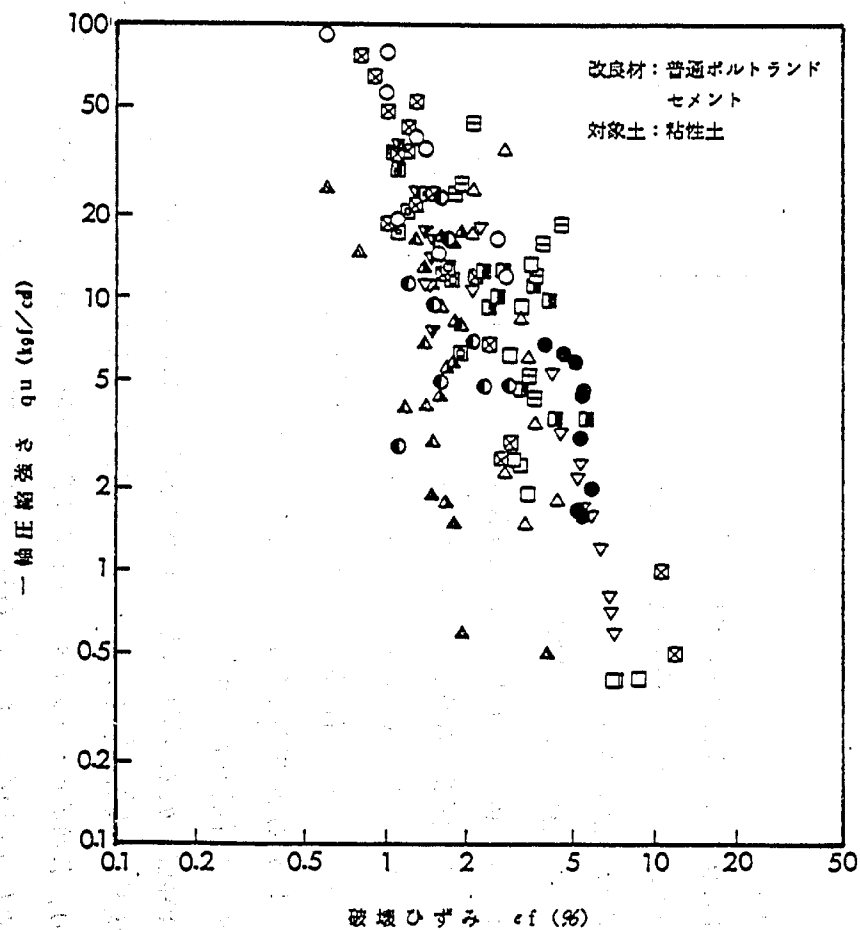


図 3.22 一軸圧縮強さ～破壊ひずみの関係(1)
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

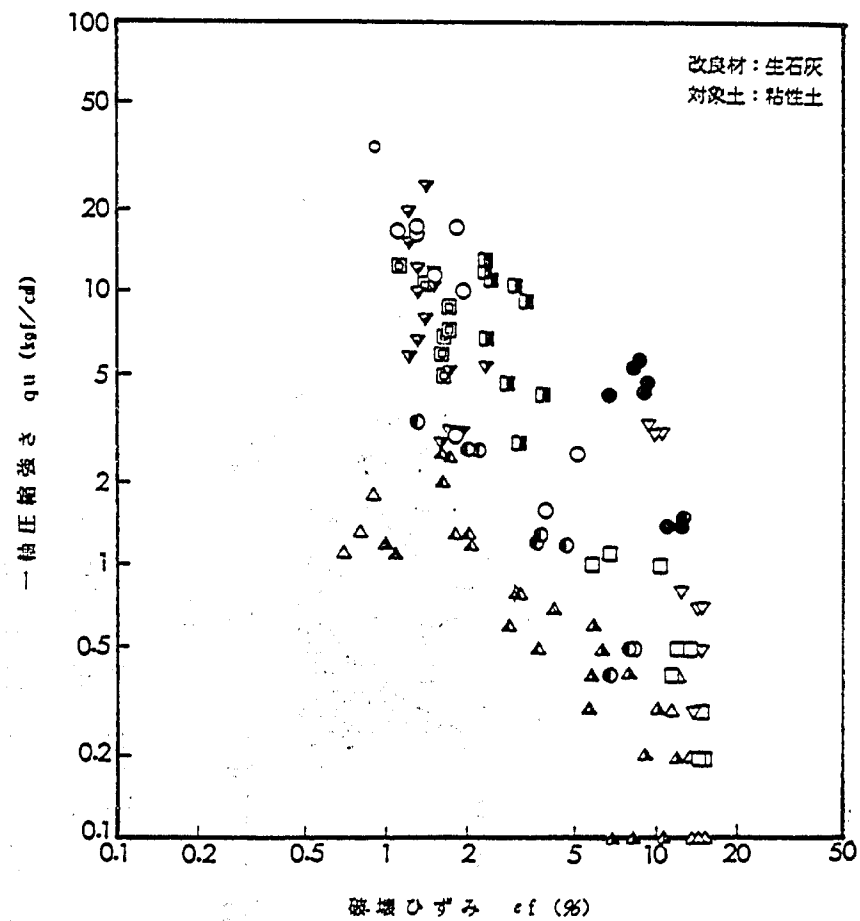


図 3.23 一軸圧縮強さ～破壊ひずみの関係(2)
(生石灰粉体混合)

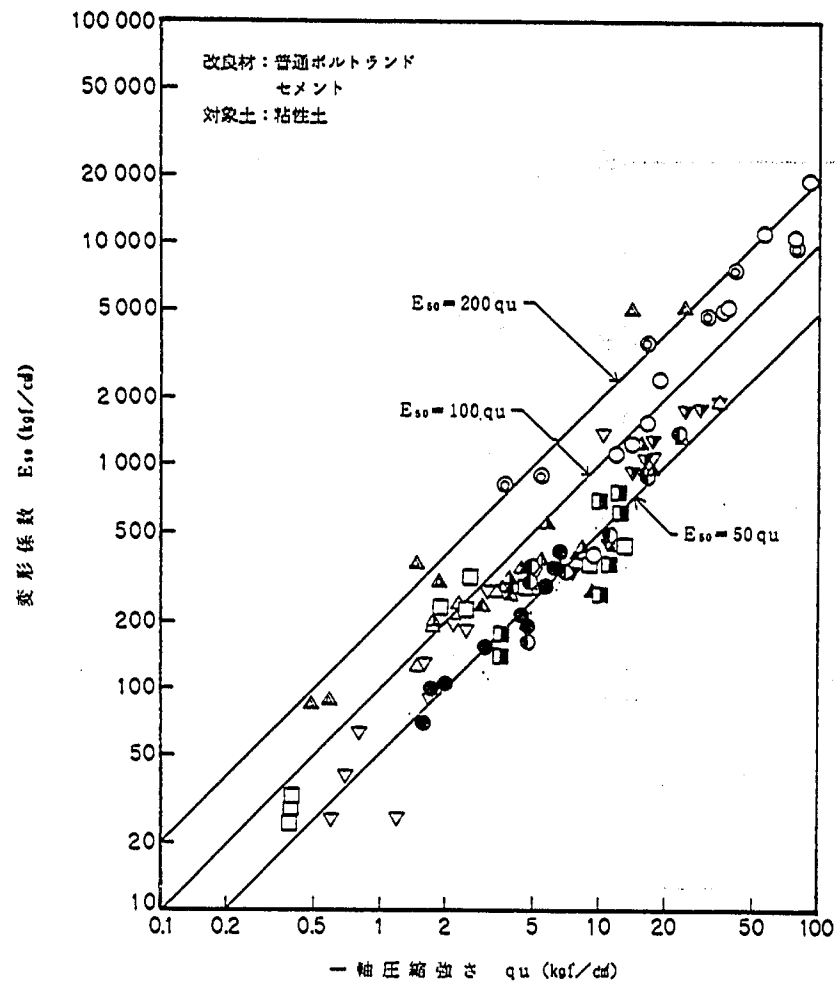


図 3.24 変形係数～一軸圧縮強さの関係(1)
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

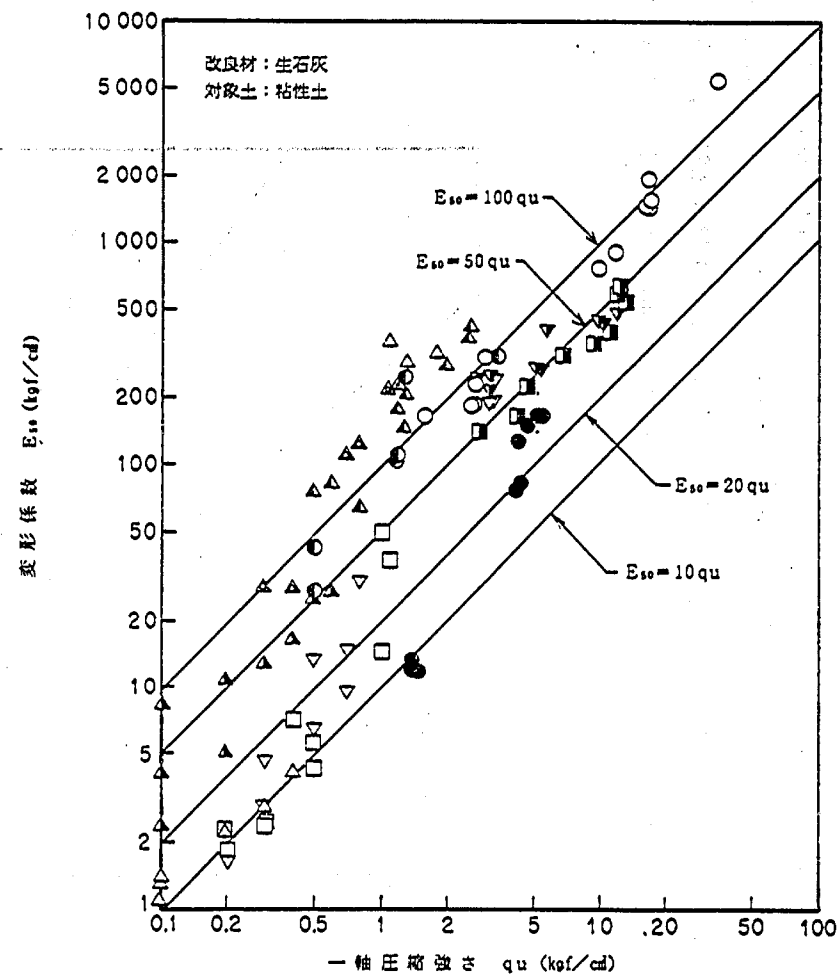


図 3.25 変形係数～一軸圧縮強さの関係(2)
(生石灰粉体混合)

3) 割裂強さ σ_t と一軸圧縮強さ q_u の関係

混合処理土の割裂強さ σ_t と一軸圧縮強さ q_u の関係を図 3.26 に示す。この図より改良材に普通ポルトランドセメントを用いた場合、一軸圧縮強さが増加しても割裂強さがほとんど変わらない試料も一部みられるが、多くの試料は一軸圧縮強さが増加するとともに割裂強さも増加している。また、割裂強さはほとんどの試料が $\sigma_t = 0.15 q_u$ から $\sigma_t = 0.25 q_u$ の範囲内に分布している。この結果は図 3.27 に示す生石灰を用いた改良土においても同様傾向を示している。以上の結果より改良土の割裂強さ σ_t (引張り強さ) は一軸圧縮強さ q_u の約 20% 程度であると推定できる。

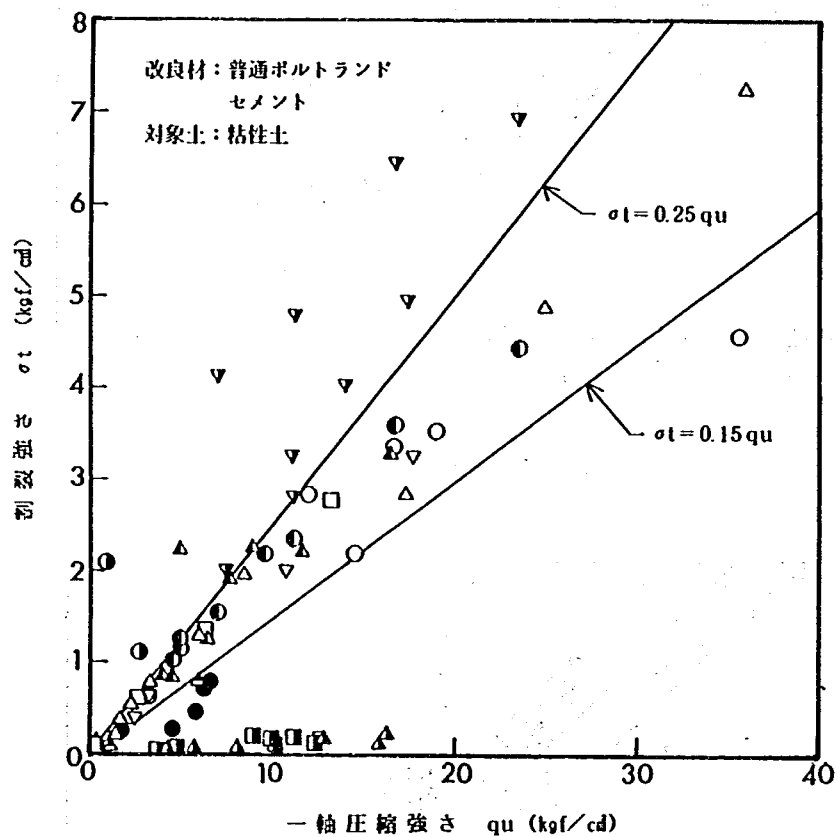


図 3.26 割裂強さ～一軸圧縮強さの関係(1)
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

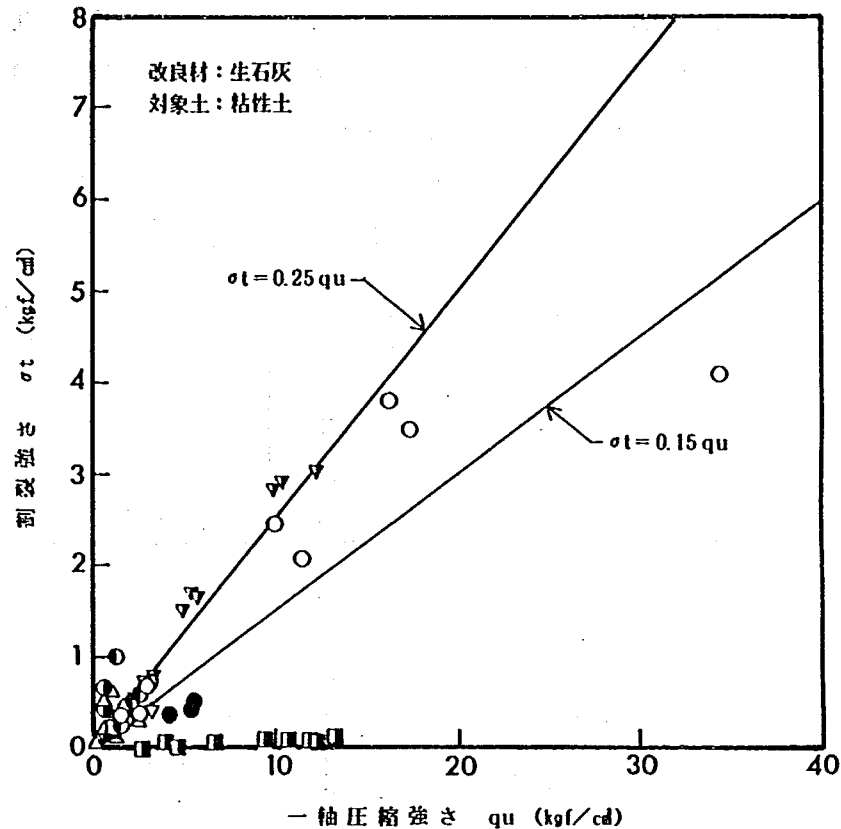


図 3.27 割裂強さ～一軸圧縮強さの関係(2)
(生石灰粉体混合)

3.2 室内配合試験に関する検討

現在、深層地盤改良工法において原地盤における改良材の改良効果を事前に推定する場合、通常「締固めを伴わない安定処理土の試験方法(案)」(土質工学会基準)に基づく室内配合試験により作製した供試体に対する一軸圧縮強さ q_u が用いられる。しかし、室内配合試験により得られた改良土の強度は、ほぼ、理想的な混合条件により得られた値であり、現場施工では改良材の攪拌混合時間は室内配合に比べ非常に小さいものとなっている。そこで、改良材の攪拌混合時間が改良土の強度に及ぼす影響を調べるため、混合時間を変えた条件による室内配合試験を実施した。なお、この試験では養生温度による改良強度への影響についても調査を行った。

(1) 試験方法

供試体の作製方法は「締固めを伴わない安定処理土の試験方法(案)」土質工学会基準に準拠して実施した。試料は埼玉県与野市より採取したピートを用いた。試料土の土質性状を表 3.2 に示す。表 3.2 に示すように試料土の土質性状は自然含水比 540%，湿潤密度 1.049 g/cm³，強熱減量 62.4% である。試料は、初期含水比を 500% に調整した。試験条件は、改良材にセメントおよび「セメント+砂(1:1)」の

表 3.2 配合試験に用いた試料土の物性(与野市; ピート)

試験項目		試験結果
物理試験	自然含水比 w_n	540.2 %
	湿潤密度 ρ_t	1.049 g/cm ³
	比重 G_s	1.644
化学試験	強熱減量 L_{tg}	62.4 %
	有機物含有量 O_{rg}	68.8 %

2 種類を用い、混合時間は15秒、30秒、1分、3分、10分の5条件とし、養生温度は5℃および20℃の2条件を設定した。また、養生日数は7日および28日とした。これら試験条件の一覧を表3.3に示す。なお、混合時間を変えた条件については1試料につき6供試体作製した。

表3.3 実験条件一覧

含水比 (%)	混合比 (%)	改良材	混合時間	材令 (日)	養生温度 (℃)
500	30	セメント	10分	7, 28	20
		セメント	15, 30秒	28	20
		セメント+砂	1, 3分		
		セメント	10分	7, 28	5

(2) 試験結果

1) 一軸圧縮強さ q_u と混合時間 T_m の関係

一軸圧縮強さ q_u と混合時間 T_m の関係を図3.28に示す。この図より、セメントおよび「セメント+砂」を改良材に用いた条件とも混合時間が長くなるとともに一軸圧縮強さが増大しており、混合時間 T_m 1分以上においてその傾向が顕著に表われている。また、強度のばらつきも混合時間が長くなるに伴い小さくなっている。そこで混合時間と一軸圧縮強さの変動係数（改良強度が正規分布すると仮定し、標準偏差を平均値で除したもの）の関係を求めてみた。結果を図3.29に示す。この図より混合時間15秒とし改良材にセメントを用いた場合では、変動係数が40%、「セメント+砂」を用いた場合では変動係数が60%であったものが、混合時間30秒ではセメント、「セメント+砂」とも変動係数は20%程度になっており、混合時間3分以上においては一軸圧縮強さの変動係数は非常に小さくなっている。このように混合土の攪拌混合性が改良土の強度および強度のばらつきに大きな影響を与えていることがわかる。

図3.30は、中村らの実験による含水比68%の粘性土に対する改良土の一軸圧縮強さに及ぼす混合時間の影響を示したものである。この図では、改良材の種類別に示しており、普通ポルトランドセメントの場合は、

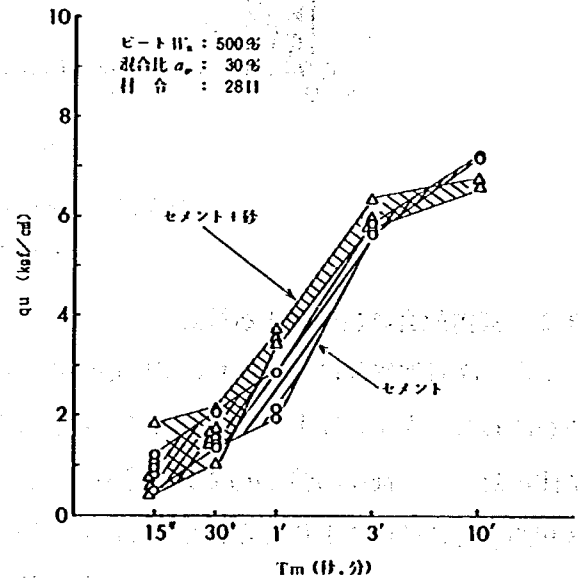


図3.28 T_m と q_u の関係

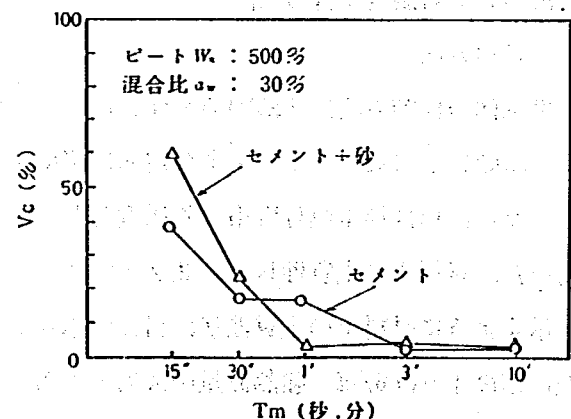


図3.29 T_m の影響による q_u の変動係数 V_c の関係

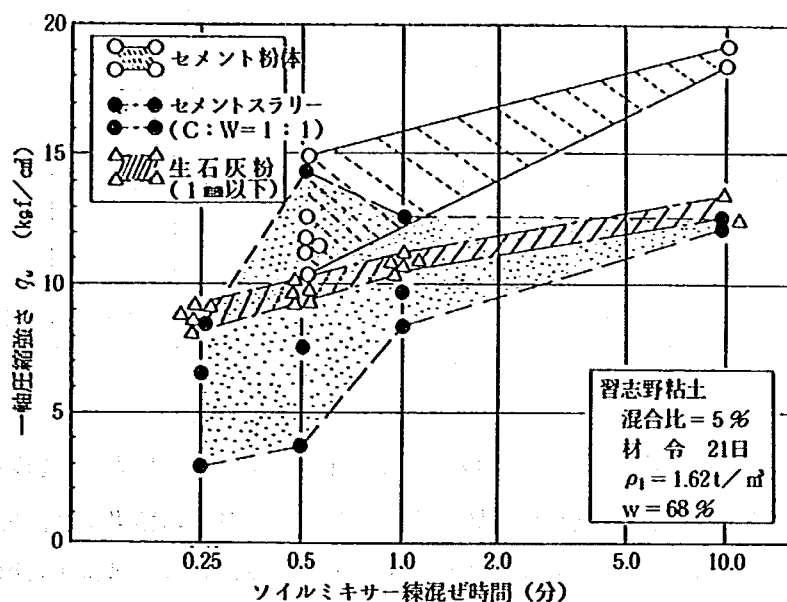


図 3.30 練混ぜ時間と強度のばらつき⁶⁾ (室内試験)

粉体状で処理する方がスラリー状の場合よりばらつきが小さく、高い強度を発現している。また、セメント系改良材の場合、混合時間が短いものほど一軸圧縮強さのばらつきが大きくなっていることを示している。一方、石灰系改良材の場合、混合時間によるばらつきが小さく、また、変化が少ない傾向がある。

2) 一軸圧縮強さ q_u と養生温度 T_c の関係

一軸圧縮強さ q_u と養生温度 T_c の関係を図 3.31 に示す。この図より材令 7 日、材令 28 日とも養生温度 T_c が高いほど一軸圧縮強さ q_u が大きくなっており、材令 28 日では養生温度 5℃の一軸圧縮強さは養生温度 20℃に比べ約 70% 程度の値となっている。

表 3.4 は、セメント系固化材による改良土の養生温度と一軸圧縮強さの関係を示した一例である。²¹⁾ この表において、養生温度が 5℃のときの強度と標準養生温度 20℃のときの一軸圧縮強さを比較すると添加量の少ない条件でより影響が大きく、また、初期材令 (3 日) が長期材令のものより大きく影響を受ける傾向が認められる。

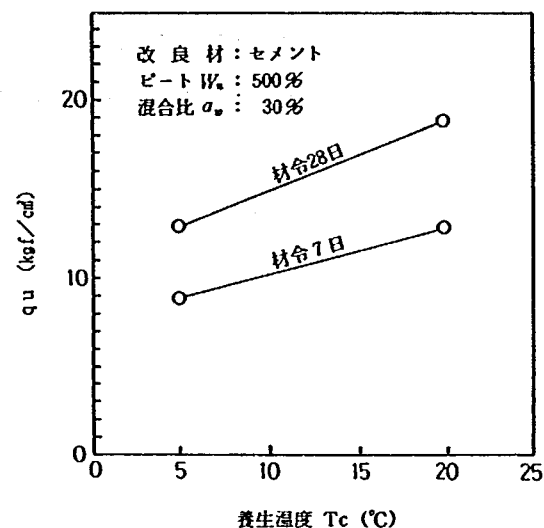


図 3.31 養生温度と q_u の関係

表 3.4 セメント系固化材による改良土の養生温度と強度²¹⁾

固化材 添加率 (%)	強 度 比					
	5 / 20 ℃			35 / 20 ℃		
	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
5	0.65	0.84	0.84	—	—	—
7	0.82	0.85	0.94	—	—	—
10	0.85	0.95	1.02	1.00	1.17	1.02

以上のように改良材の混合時間が改良土の強度および強度のばらつきに大きく影響していることがわかった。また、養生温度による改良強度への影響も認められた。これらの結果より、現場施工において原位置土の室内配合試験結果より求めた一軸圧縮強さを用いて現場改良強度を設定する場合、改良材混合率のみではなく、攪拌翼の混合性、混合時間、改良材の性状、原地盤の温度等を考慮する必要があるものと考えられる。

また、室内配合試験による改良土の強度は、現在の「土質工学会基準」の試験方法では試験者により供試体の作製方法、養生方法によってばらつきがみられる。これは、現試験法では、試料土と改良材を攪拌混合する際の添加方法、流動性の低い混合土をモールドへ充填する場合の充填方法など不明確な点もあり、試験者による人為的な差が表れやすくなっている。

さらにまた、室内配合試験を行う場合、通常「土質工学会基準」に準拠して行う場合が多いが、同一試料土、同一改良材を用いて室内配合試験を行った場合でも試験者および試験条件により異なった強度を示すことがある。したがって既存の室内配合試験強度を用いるときは注意が必要であると考えられる。

4. 深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討

4.1 模型実験の概要と方法

本実験は、模型土槽実験により深層混合処理工法の改良効果の再現を試み、杭状改良（改良柱体を個々に配置する方法）における改良柱体と未改良土との相互変形挙動および応力分担など複合地盤に関する基本的なメカニズムを解明することを目的としている。本模型実験は載荷方法、実験条件を変えることにより実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲに分けられる。以下には、各模型実験の条件及び方法について述べる。

(1) 各実験の条件と目的

実験Ⅰの実験条件を表4.1に示す。実験Ⅰでは軟弱地盤厚を25cmおよび50cmの2種類とし、各模擬軟弱地盤において支持形式（着底タイプ、フローティングタイプ）、改良率を変え剛体載荷による改良柱体および軟弱地盤の挙動を測定した。

表4.1 実験条件（実験Ⅰ）

ケースNo	支持型式	軟弱層厚(cm)	改良率(%)	改良柱体長(cm)	改良柱体径(cm)
1	無処理	50	—	—	—
2	〃	25	—	—	—
3	着底	25	8.2	25	3
4	〃	50	8.2	50	3
5	フローティング	50	15.9	25	3
6	〃	50	8.2	25	3
7	〃	25	15.9	12.5	3
8	〃	25	8.2	12.5	3

実験Ⅱの実験条件を表4.2に示す。実験Ⅱでは軟弱地盤層厚、改良率を一定とした上で、盛土荷重等のフレキシブルな荷重を想定しフローティングタイプおよび着底タイプにおける改良幅の変化による改良柱体および軟弱地盤の挙動を測定した。

実験Ⅲの実験条件を表4.3に示す。実験Ⅲでは軟弱地盤層厚、改良形式、改良率、改良幅を一定とし、実験Ⅱと同様にフレキシブルな載荷を行った場合の改良位置の変化による改良柱体および軟弱地盤の挙動を測定した。

1) 実験土槽

模型実験に用いた土槽は写真4.1に示すような土槽で、内法が2500(W)×500(B)×1000(H)mmである。正面の両側板はアクリル板をはめ込んであり、内部の挙動を観察できる構造となっている。なお、実験Ⅰについては内法が1800(W)×600(B)×1200(H)mmの土槽を用いた。

表 4.2 実 験 条 件 (実験Ⅱ)

case	1	2	3	4	5	6	7
支持形式	無 処 理	フローティング	フローティング	フローティング	着 底	着 底	着 底
改 良 率	—	15(%)	15(%)	15(%)	15(%)	15(%)	15(%)
改良柱体長	—	20cm	20cm	20cm	35cm	35cm	35cm
軟弱地盤厚	35cm	35cm	35cm	35cm	35cm	35cm	35cm
改良幅 (B)	—	13cm	21cm	30cm	13cm	21cm	13cm
載 荷 幅	60cm	60cm	60cm	60cm	60cm	60cm	60cm
改良型式							

表 4.3 実 験 条 件 (実験Ⅲ)

項 目	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
支 持 形 式	無 処 理	着 底	着 底	着 底
改 良 率	—	16.5%	16.5%	16.5%
改良柱体長	—	35cm	35cm	35cm
軟 弱 層 厚	35cm	35cm	35cm	35cm
改 良 幅 (B)	—	12cm	12cm	12cm
略 図				

2) 軟弱地盤材料

各実験では軟弱地盤材料としては、乾燥した粉末状のもの（呼称：クレイサンド）を用いた。各実験におけるクレイサンドの物理・力学特性を表 4.4 に、粒度分布を図 4.1 に示す。軟弱土はクレイサンドと水をソイルミキサーにより混合し練り混ぜて作製した。各実験においては、クレイサンドの土質工学的特性および予備実験の結果から、軟弱地盤の含水比を設定し各実験ケースの密度、強度とも一定になるよう調整して作製した。

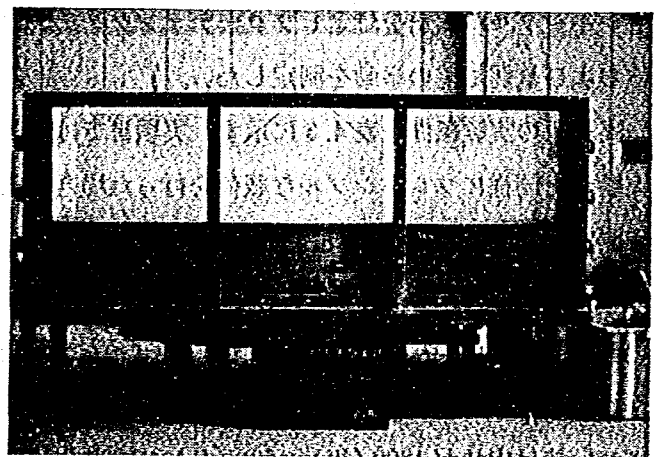


写真 4.1 実 験 土 槽

表 4.4 (1) クレーサンドの物理, 力学特性

		疎分 (%)	位 度 特 性				コンシステンシー特性			比 重	日本統一 土質分類	備 考
			砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	最大粒径 (mm)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数			
実験Ⅰ	黄 灰 色 クレーサンド	0	15	48	37	2.0	33.1	15.9	17.2	2.691	CL	Case 1 ~ 3 に使用 Case 5 ~ 8 に使用
	灰 色 クレーサンド	0	17	43	40	2.0	42.6	28.7	13.9	2.684	ML	Case 4 に使用
実験Ⅱ	灰 色 クレーサンド	0	12	41	47	2.0	41.3	15.8	25.5	2.661	CL	全 Case に使用
実験Ⅲ	灰 色 クレーサンド	0	12	53	35	2.0	50.3	18.2	32.1	2.663	CH	全 Case に使用

表 4.4 (2) クレーサンドの物理, 力学特性

		供 試 体 の 状 態					力 学 特 性				備 考	
		供試体作成後の養生時間	含水比 (%)	湿潤密度 (g / cd)	間ゲキ比	飽和度 (%)	一軸圧縮強さ (kgf / cd)	一面せん断試験 (在来型)				
								試験の条件	粘着力(kgf / cd)	せん断抵抗角(°)		
実 験 I	黄灰色クレーサンド	直 後	31.2	1.846	0.915	91.9	0.078	—	—	—		
			34.0	1.835	0.967	94.7	0.062	—	—	—		
			39.1	1.782	1.103	95.5	0.032	—	—	—		
		18 時 間	27.8	1.865	0.846	88.5	0.054	—	—	—		
			34.0	1.809	0.996	92.0	0.065	UU	0.061	0		
			38.8	1.794	1.084	96.4	0.038	UU	0.035	0		
	灰色クレーサンド	直 後	31.0	1.803	0.950	87.6	0.073	—	—	—		
			36.7	1.781	1.060	92.9	0.049	—	—	—		
		18 時 間	29.8	1.829	0.897	87.6	0.075	—	—	—		
			35.1	1.795	1.020	92.4	0.048	—	—	—		
		実験Ⅱ	直 後	34.5								
				39.1								
44.2												
18 時 間	32.7		1.808	0.953	91.3	0.098						
	38.4		1.733	1.152	90.8	0.040						
	42.9		1.615	1.355	84.3	0.015						
実験Ⅲ	18 時 間	43.0	1.747	1.186	96.7	0.058	Cu	0	33°59'	三軸圧縮試験		

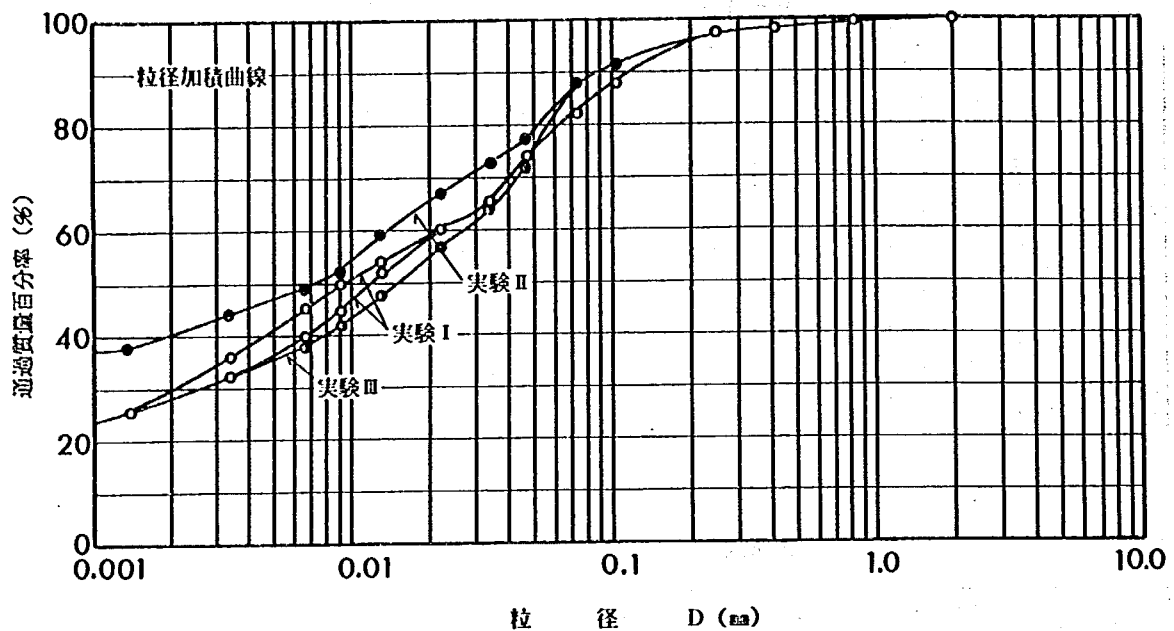


図 4.1 クレイサンドの粒度分布図

3) 改良柱体

実験Ⅰの改良柱体は一軸圧縮強さが軟弱地盤の約 100 倍程度 (1.6 kgf/cm^2) になるよう設定し配合試験によりクレイサンドとセメントと水をソイルミキサーで 10 分間混合し、型枠に詰めた後 7 日間室温 20°C の恒温恒湿室にて養生して作製した。なお、セメント混合時のクレイサンドの初期含水比は改良柱体の強度を低めに抑えるとともに、容易かつ均一に作製できるように 60% と軟弱地盤よりかなり高めに設定した。

実験Ⅱでは改良柱体は砂とセメントと水をソイルミキサーで混合し、型枠に詰めた後 7 日間恒温恒湿室にて養生して作製した。そのため、実験Ⅰと比較すると改良柱体の強度はかなり高めである。

実験Ⅲでは改良柱体のひずみを測定する目的からひずみゲージを貼付可能な高強度の発泡スチロール (呼称：スチレンストック) を用いた。

表 4.5 (1)～(3)には、各実験における改良柱体の性状および、実験Ⅰ、Ⅱの改良柱体の配合条件を示す。

4) 実験装置

実験装置は土槽、载荷箱、荷重、変位計、土圧計、自動記録装置、表面マーカー、側面マーカー等よりなっている。実験Ⅲにおける実験装置の概要および計測装置の一覧を図 4.2、表 4.6 に示す。

(2) 実験方法

1) 実験手順

実験の作業手順は図 4.3 に示す作業フローチャートに従って行った。なお、このフローチャート図は実験Ⅲにおける作業手順であるが、実験Ⅰおよび実験Ⅱともほぼこのフローと同様の作業手順で行った。

表 4.5 (1) 改良柱体の配合条件及び性状 (実験 I : クレイサンド+水+セメント)

実験ケース No	初 期 含 水 比 (%)	セ メ ン ト 混 合 率 (%)	材 令 7 日			
			一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含 水 比 (%)
3	58.1	4.0	※ 1.56	1.41	1.700	49.8
4	60.4	4.0	0.99	8.19	1.648	54.9
5	58.7	3.0	※ 1.32	1.89	1.610	49.8
6	64.6	4.0	1.66	1.67	1.686	49.3
7	63.5	4.0	※ 1.33	1.16	1.686	49.5
8	63.9	4.0	1.97	0.71	1.696	48.8

※ 2 試料の平均値 他は 1 試料

表 4.5 (2) 改良柱体の配合条件及び性状 (実験 II : 砂+水+セメント)

初期含水比 (%)	配 合 比 セメント : 水 : 砂	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	改良柱体の径 (cm)
11.5	1 : 12 : 4	60.8	0.95	1.77	3.0

表 4.5 (3) 改良柱体の性状 (実験 III : 高強度発泡スチロール)

改良柱体の径 (mm)	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	弾 性 係 数 E_{50} (kg/cm ²)	曲 げ 強 度 σ_B (kg/cm ²)
29.4	10.8	3.3	1,500	24.7 (破壊荷重 8.23, 1 点载荷)
改良柱体長 (cm)	単位体積重量 (g/cm ³)			
35.0	0.058			

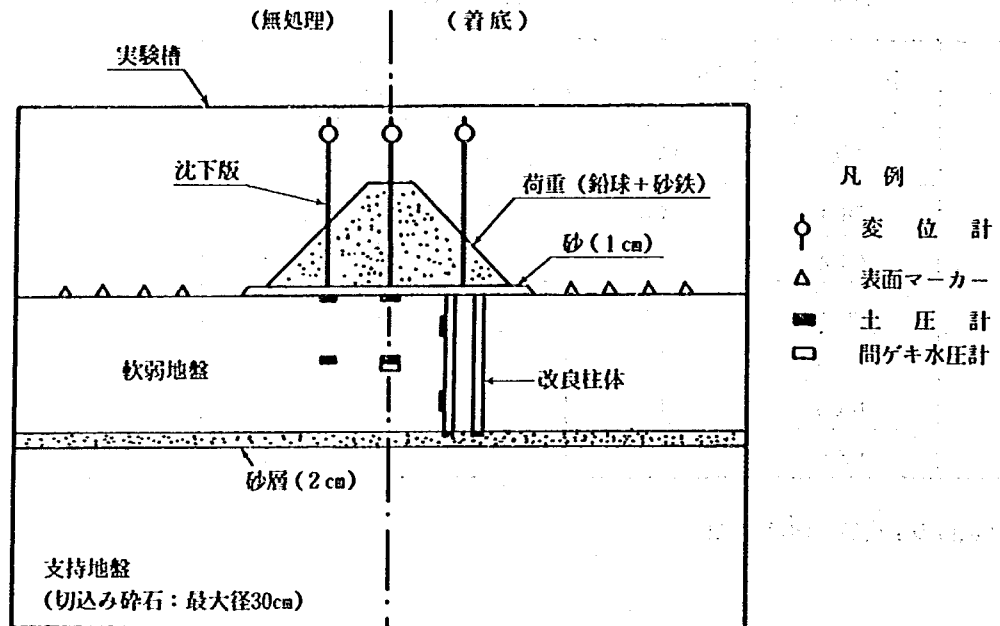


図 4.2 実験装置の概要

表 4.6 実験装置一覧表

装置名	型式・性能等	数量
実験槽	長さ 2.5 m, 幅 0.5 m, 高さ 1.0 m……鋼製 (側面アクリル板)	1
変位計	ストローク 100 mm, 最小読み 0.001 mm……東京測器	2
土圧計	能力 0.2 kgf/cm ² ……S T 研究所 - P S 25 - 02 型	6
	能力 0.5 kgf/cm ² ……S T 研究所 - P S 25 - 05 型	6
間ゲキ水圧計	能力 0.2 kgf/cm ² ……S T 研究所 - P M 10 - 02 型	1
自動記録装置	デジタルひずみ測定器……共和電業 - U C A M - 5 型	1
	スイッチボックス……共和電業 - U S B - 30 A 型	1
表面マーカ	径 15 mm, 高さ 2 mm……プラスチック製	24
側面マーカ	径 200 mm, 長さ 40 mm……木製	125
ひずみゲージ	超大ひずみゲージ……共和電業 - K L M - 6 - A 9	16

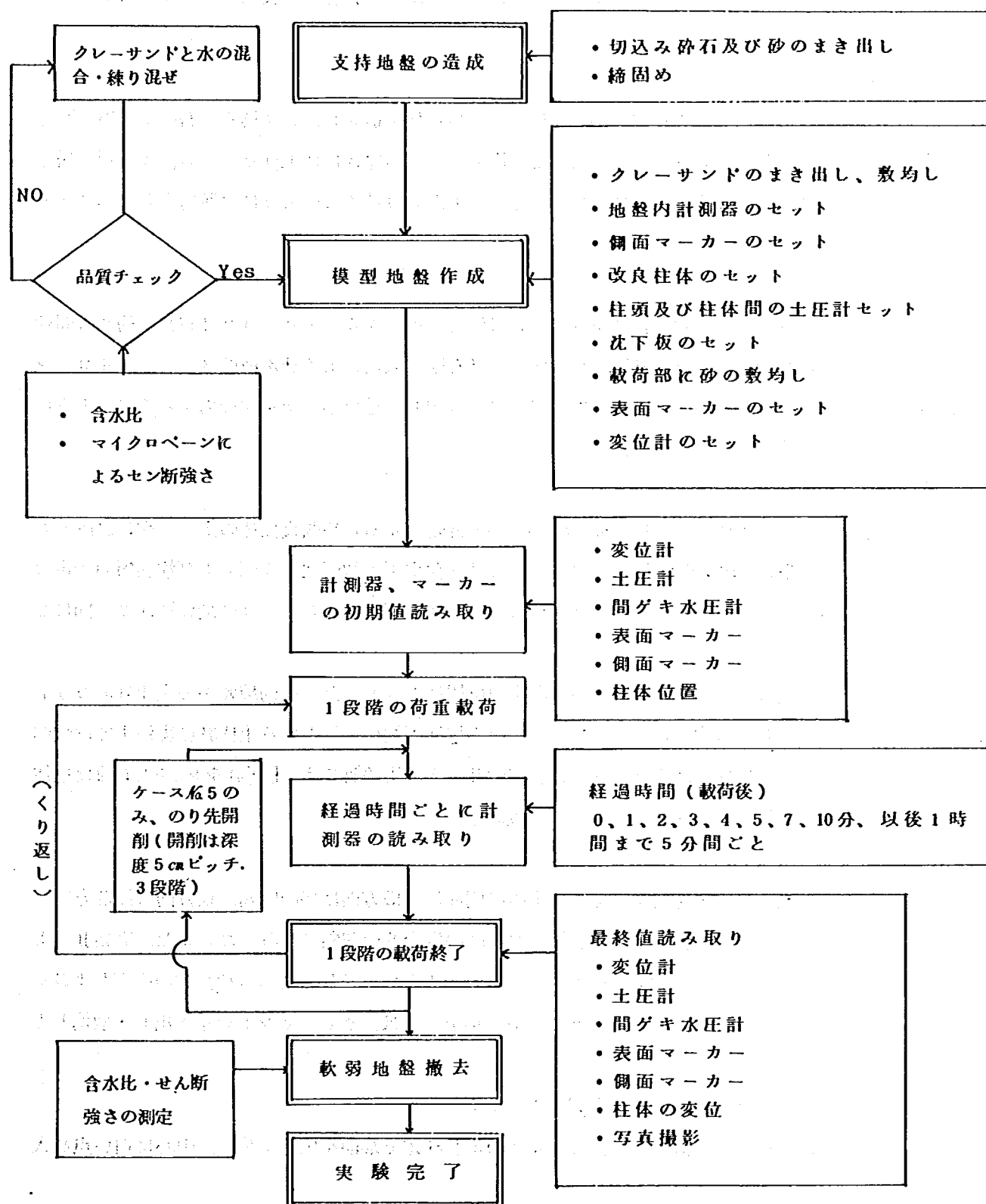


図4.3 作業フローチャート

2) 模擬軟弱地盤の条件

各実験における軟弱層厚は実験Ⅰでは25cmおよび50cmの2種類とした。実験Ⅱおよび実験Ⅲでは軟弱層厚は35cmの1種類とした。各実験における軟弱地盤の含水比、密度、強度等を表4.7(1)~(3)に示す。

3) 地盤の作製

a) 支持地盤

各実験では、切込み碎石（最大粒径30mm）を用いて支持地盤を造成した。切込み碎石のまき出し厚さは10cm程度とし、各層毎に手動タンパーを用いて締固め、所定の厚さに仕上げた。なお、支持層の層厚は軟弱層厚により決定した。また、支持層にクレイサンドが入り込まないように遮断層として約2cmの砂を敷均し締め固めた。

b) 軟弱層

軟弱層はクレイサンドおよび水を配合条件に従い計量し、モルタルミキサー（0.2 m³）で約30分間練り混ぜた。軟弱土の再現性は練り混ぜ後マイクロベンセン断試験器によるせん断強さ、フォールコーン貫入量により確認した。その後1層5cm程度の厚さにまき出し、地盤中の空隙が極力小さくなるようにコテでいねいに敷均し所定の厚さに仕上げた。

4) 軟弱地盤内の土圧計のセット

軟弱地盤内にセットする土圧計は改良柱体に作用する土圧を測定するため改良柱体の上、下端に設置した。また未改良部の軟弱地盤に作用する土圧を測定するために載荷荷重下の軟弱地盤表面および軟弱層の所定の位置に設置した。さらに荷重載荷による軟弱地盤への側方土圧を測定するため、軟弱地盤に深度方向に2、3ヶ所土圧計を設置した。

土圧計の設置方法は鋼尺、さげ振り等を用いて所定の位置にセットした。軟弱地盤中の土圧計のセットはクレイサンドのまき出し、敷均しと並行して行い、改良柱体下端にセットする土圧計は実験Ⅰでは軟弱地盤造成後改良柱体と一緒に押し込みセットした。実験Ⅱおよび実験Ⅲでは、土圧計をセットした改良柱体を所定の位置に固定した後クレイサンドをまき出し設置した。

5) 側面マーカーのセット

側面マーカーは軟弱地盤の挙動を測定するため土槽の側面に、横方向は10cm間隔、縦方向（深度方向）は実験Ⅰでは軟弱地盤厚50cmの場合10cm、軟弱地盤厚25cmの場合5cm間隔に設置した。また、実験Ⅱおよび実験Ⅲでは10cm間隔に設置した。なお、軟弱地盤の挙動が大きいと予想される載荷荷重の直下およびその付近は縦、横方向とも5cm間隔とした。側面マーカーのセットは、クレイサンドのまき出し・敷均しと並行して行った。

実験Ⅲにおける側面マーカーの設置位置を図4.4に示す。

実験に使用した側面マーカーは直径2cm、長さ4cmの木製柱体で端面を黒く塗装し、中心に白い点を入れたものである。

また、地盤及び側面マーカーとアクリル板との摩擦抵抗を極力小さくするために、アクリル板にシリコンオイルを塗りつけた。

表 4.7(1) 軟弱地盤の性状 (実験Ⅰ)

ケースNo	含 水 比 (%)		フォールコーン 貫入量 (1/100 mm)	湿润密度※ ρ_t (g/cm ³)	せん断強さ τ (kgf/cm ²)	
	実 験 前	実 験 後			マイクロベーン	室内ベーン
1	42.2	41.5	1,090	1.803	0.015	0.012
2	40.7	40.3	1,072	—	0.015	—
3	40.9	39.8	1,113	1.819	0.015	0.014
4	50.0	48.7	1,209	1.723	0.015	0.016
5	39.2	38.1	985	—	0.015	—
6	41.6	39.8	1,205	1.809	0.015	—
7	40.5	38.8	1,167	1.820	0.015	0.014
8	42.1	39.9	1,232	1.809	0.015	0.013

※ ρ_t はガンマ線密度計 (日本ETL-SX11D型) を用い測定した。

表 4.7(2) 軟弱地盤の性状 (実験Ⅱ)

ケースNo	含 水 比 (%)		フォールコーン 貫入量 (1/100 mm) (練り混ぜ後)	せん断強さ τ (kgf/cm ²) (マイクロベーン)
	実 験 前	実 験 後		
1	46.0	44.0	1,153	0.019
2	45.1	44.6	1,053	—
3	45.8	46.5	1,070	—
4	46.3	44.6	1,167	0.012
5	46.1	45.7	1,189	0.012
6	46.1	45.5	1,156	0.012
7	46.1	46.1	1,027	0.012

表 4.7(3) 軟弱地盤の性状 (実験Ⅲ)

ケースNo	含 水 比 (%)		せん断強さ τ (kgf/cm ²) (マイクロベーン)	
	実 験 前	実 験 後	実 験 前	実 験 後
1	56.2	53.0	0.018	0.023
2	57.5	54.2	0.017	0.024
3	57.1	51.9	0.016	0.024
4	56.1	53.6	0.017	0.024

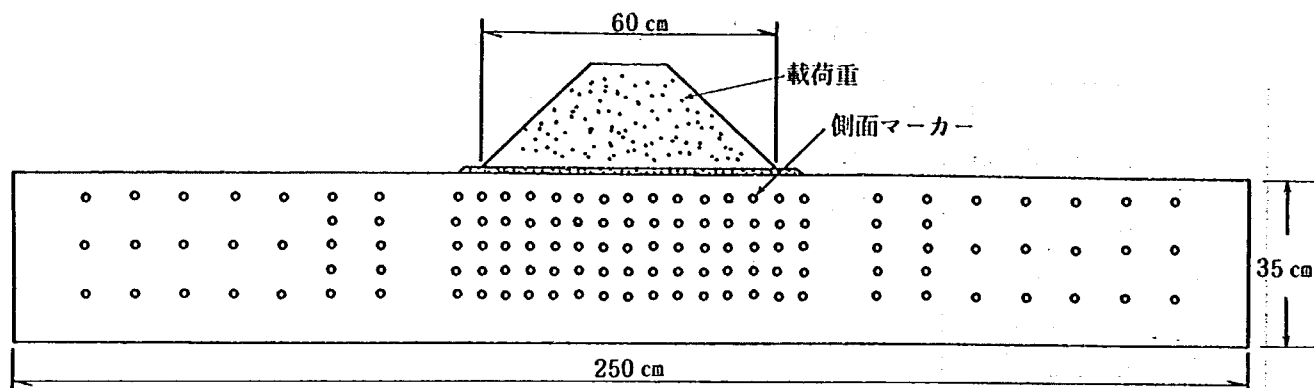


図 4.4 側面マーカーの設置位置の一例（実験Ⅲ）

6) 改良柱体のセット

各実験における改良柱体の設置位置を図 4.5 に示す。以下には、改良柱体の設置方法を述べる。

a) フローティングタイプ

フローティングタイプの場合は、軟弱層が仕上がった時点で所定の位置に改良柱体を押し込んだ後、改良柱体頭部を水準器を用いて水平にセットした。

b) 着底タイプ

着底タイプの場合は、軟弱層が仕上がった時点で所定の位置に薄肉の塩ビパイプをケーシングとして挿入する。挿入後スクリーオーガーで内部の土を排除した後、パイプを引き抜き残った孔中に改良柱体を押し込みセットした。

改良柱体の設置状況を写真 4.2 に示す。

7) 載荷方法

a) 実験Ⅰ

載荷荷重の載荷方法は、実験Ⅰでは長さ60cm、幅20cm、高さ40cmの木製の載荷箱を所定の位置にセットした後、載荷箱の中に鋼球を荷重1段階につき15kgf(増加応力 $\Delta q = 0.0125 \text{ kgf/cm}^2$) ずつ投入した。載荷時間は、その段階の荷重増分で初期の1分間に生じた沈下量に対して単位時間当りの沈下量が1%以下になった時とした。ただし、荷重載荷時間は最低でも30分間は載荷を行い、逆に沈下が収まらない場合は1時間で載荷を打ちきることとした。最大荷重は改良柱体が破壊するか、もしくは沈下が著しく増大しほぼ極限状態となったときのものとした。

b) 実験Ⅱ

実験Ⅱでは載荷幅60cm、のり面勾配1割2分の盛土形式の載荷とした。載荷荷重は、荷重1段階につき層厚3cmとなるよう鋼球($\rho = 4.57 \text{ g/cm}^3$)を計量し投入して行った。載荷段階および載荷荷重を図 4.7 に示す。

c) 実験Ⅲ

実験Ⅲでは載荷幅60cm、のり面勾配1割の盛土形式の載荷とした。載荷材料は、鉛玉と砂鉄とタービン油を混合して用いた。載荷荷重の諸元を表 4.8 に示す。荷重の載荷方法は、実験Ⅱと同様に1段階の

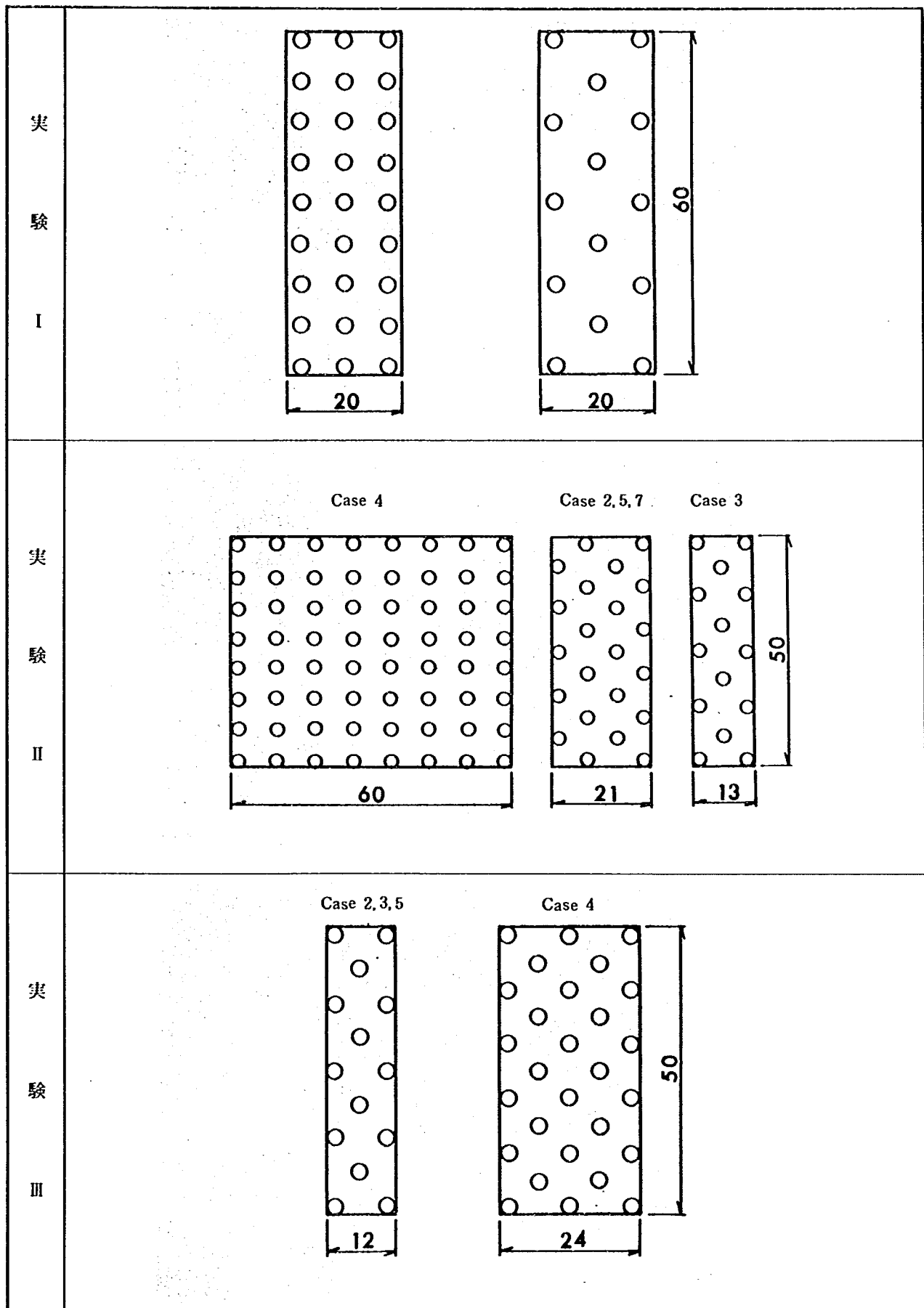


図 4.5 改良柱体の設置位置

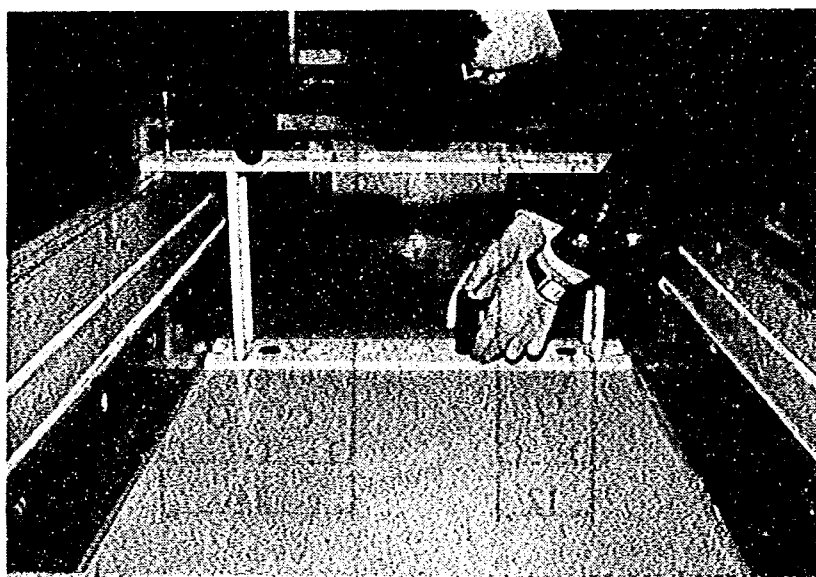
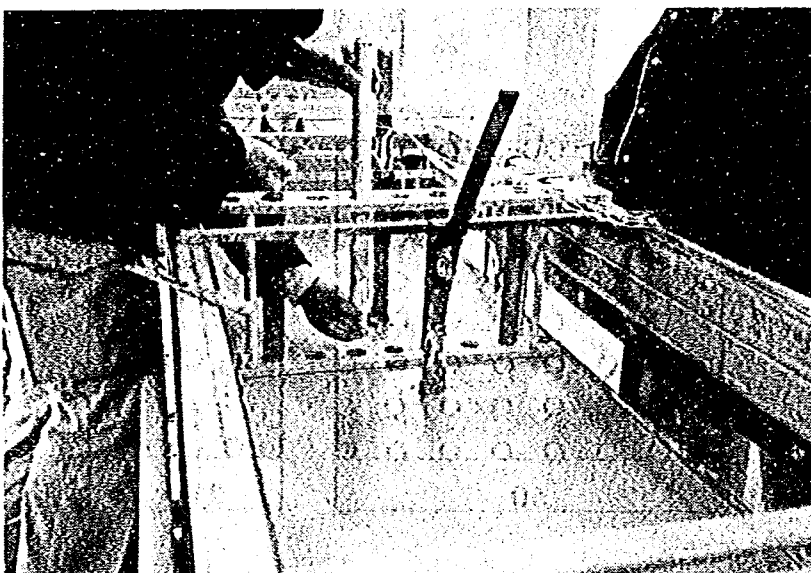
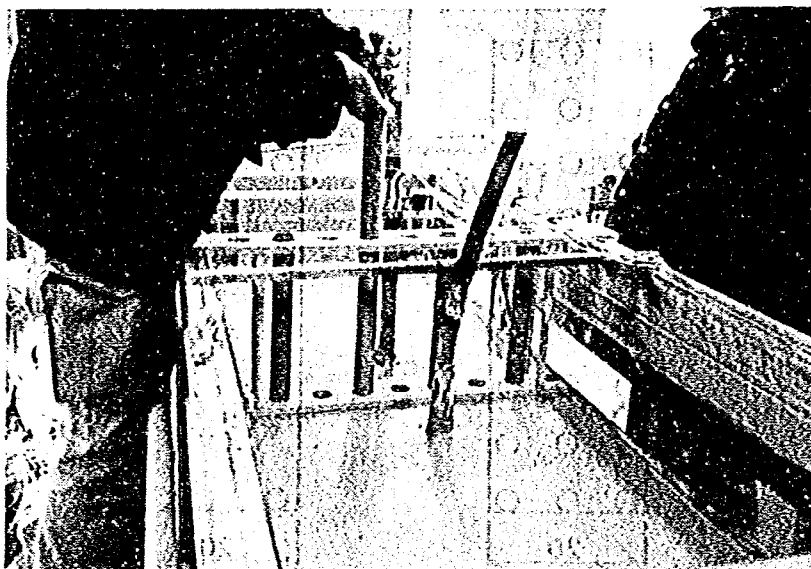


写真 4.2 改良柱体の設置状況

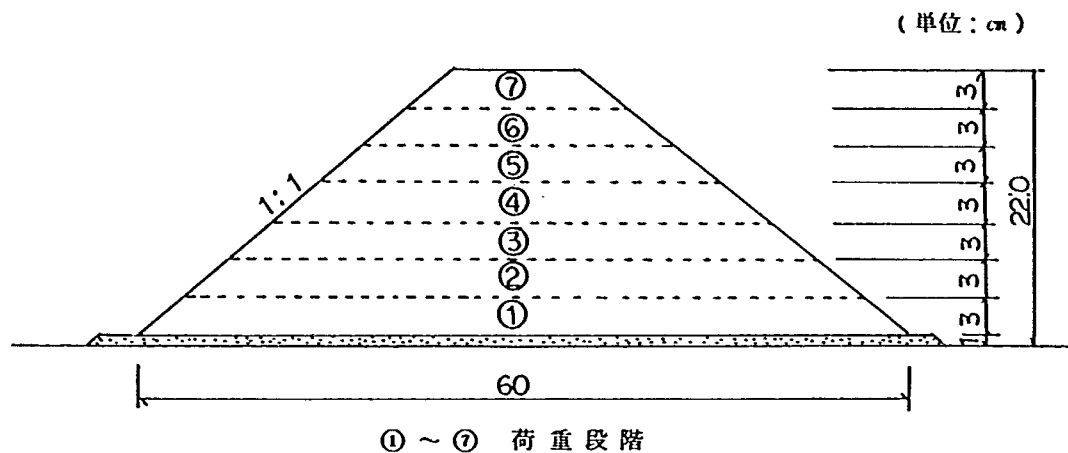


図 4.6 载荷段階および载荷荷重 (実験Ⅱ)

表 4.8 载荷荷重の諸元 (実験Ⅲ)

重量配合比			密度 (g/cm ³)	鉛球の径 (%)	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
鉛 球	砂 鉄	タービン油				
9.75	5	0.075	4.48	1.0	0	20

層厚が3 cmとなるよう荷重を载荷し、荷重が沈下、変形した場合は前荷重ののり肩より3 cmの高さとなるよう荷重を载荷した。载荷段階は7段階とした。なお1段階の荷重载荷時間は実験Ⅱ、実験Ⅲとも1時間とした。

各実験の载荷方法の一覧を表 4.9 に示す。

表 4.9 载荷荷重の諸元 (実験Ⅲ)

	実 験 Ⅰ	実 験 Ⅱ	実 験 Ⅲ
載 荷 方 法	鋼 体 載 荷	盛 土 載 荷 (のり面勾配 1.2)	盛 土 載 荷 (のり面勾配 1.0)
載 荷 幅	20 cm	60 cm	60 cm
荷 重 の 種 類	鋼 球	鋼 球	鉛玉+砂鉄+タービン油
荷重の単位体積重量	—	4.57 gf/cm ³	4.48 gf/cm ³
載 荷 形 式			

8) 測定方法

a) 地盤内変位

地盤内変位は、正面の亚克力板にポリフィルムを貼付、各荷重段階ごとに側面マーカの動きを写しとり実験終了後マークした点をセクションペーパーにトレースし、各荷重段階時の垂直および水平変位を読み取った。

b) 改良柱体の変位

改良柱体の変位のうち深度方向の変位は、亚克力板に接しているものについては各載荷荷重段階で正面の亚克力板に貼付したポリフィルムに改良柱体の動きを写しとり変位を読み取った。改良柱体頭部の沈下は、荷重載荷箱または盛土の沈下と同一とし載荷箱及び盛土底面に設置した変位計で測定した。水平変位については、載荷荷重を撤去した後変位量を測定した。また、改良柱体の傾斜はスラントルールを用いて測定した。

c) 荷重載荷面の沈下

荷重載荷面の沈下は、実験Ⅰでは載荷箱の上面の4ヶ所（載荷箱中央の両端および対角線上の両端）に直径5cm、厚さ5mmの円形の亚克力板を取付け、この点に変位計を設置して測定した。

実験Ⅱでは荷重載荷面の沈下は荷重中央部に沈下計を設置し、変位計を用いて測定した。

実験Ⅲも実験Ⅱと同様の方法で測定した。

沈下量の測定は、実験Ⅰでは荷重載荷直後、1、2、5分、以後30分経過までは5分ごととし、30分以後は10分間隔で行った。

実験Ⅱでは実験Ⅰと同じ時間間隔で測定した。

実験Ⅲでは荷重載荷直後、1、2、5分、以後60分まで5分間隔で行った。

d) 軟弱地盤表面の変位量

軟弱地盤表面の変位量は、軟弱層表面の所定の位置に設置したマーカを各載荷荷重段階ごとに水糸および鋼尺を用いて測定し、垂直変位および水平変位を求めた。

e) 土圧応力

土圧応力の測定はデジタル測定器を用いてc)と同じ時間間隔で行った。

4.2 実験結果

4.2.1 実験Ⅰの結果（剛体載荷による支持形式と改良率の検討）

(1) 変位の概要

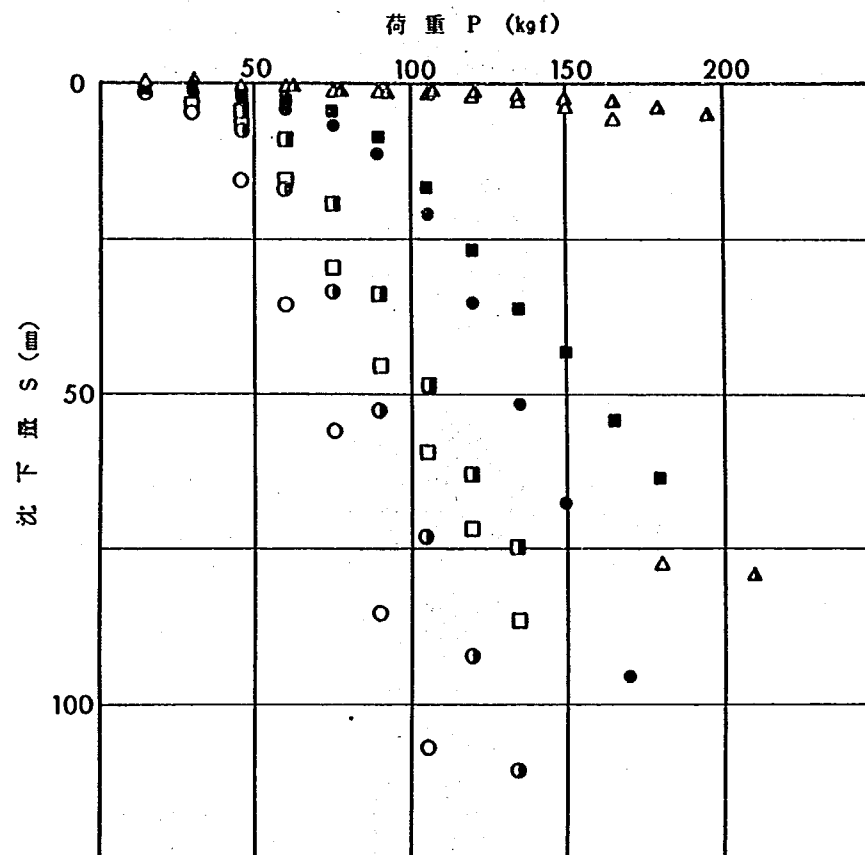
図4.7には、実験Ⅰの各ケースにおける沈下量と荷重の関係を示す。この図より層厚25cm、50cmいずれの場合も改良グレイド（改良率、支持形式）が上がるにつれて、同じ改良段階における地盤の変位は確実に減少し、載荷可能な最大荷重も増大している。

フローティングタイプでは、荷重を増すにつれ地盤の側方移動とともに改良柱体が傾斜しはじめ、層厚50cmでは改良率8%と低いものでは曲げによる柱体の切断が観察された。

一方、着定タイプでは、極限荷重に達するまでに地盤の変位はほとんど認められず、柱体が破壊すると

載荷箱は急激に地盤にめり込んでいった。

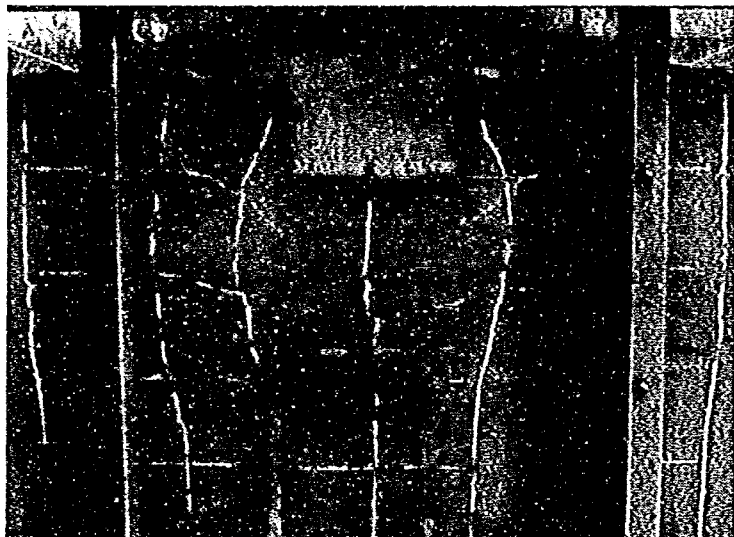
写真 4.3 (1), (2)には各ケースにおける最大荷重時の載荷箱付近の変位状況を示す。



実験条件と凡例

No	支持形式	軟弱層厚cm	改良率As	改良柱体長cm	記号
1	無処理	50	0	0	○
2		25	0	0	□
3	着底	25	8	25	△
4		50	8	50	▲
5	フローティング	50	15	25	●
6		50	8	25	◎
7		25	15	12.5	■
8		25	8	12.5	▣

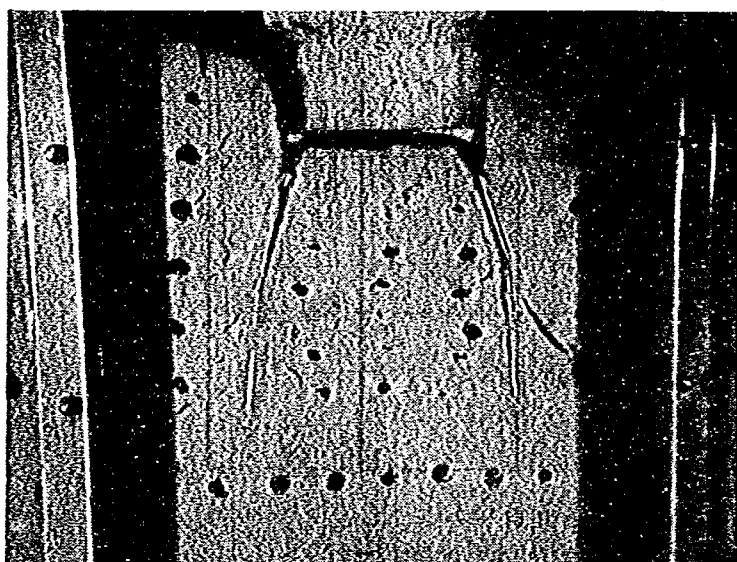
図 4.7 沈下量と荷重の関係 (実験 I)



実験条件

支持形式 無処理
軟弱層厚 50cm
改良率 A_s 0 %
改良柱体長 0 cm

$P_{\max} = 105 \text{ kgf}$

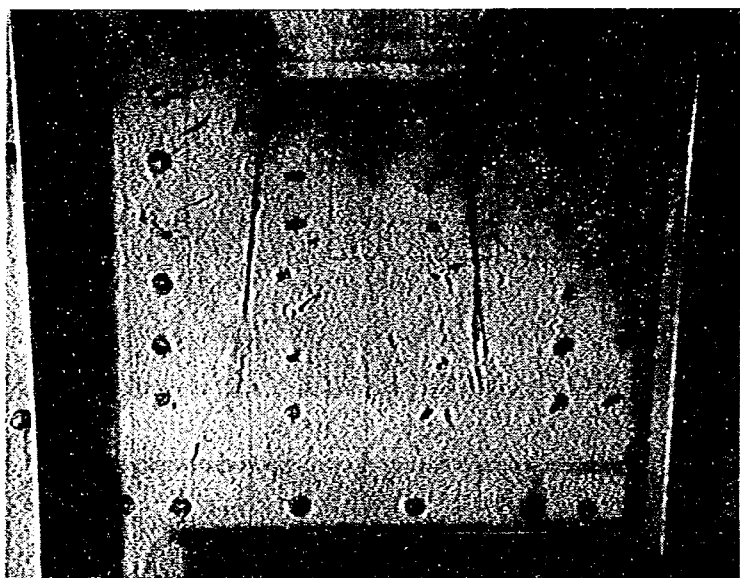


実験条件

支持形式 フローティング
軟弱層厚 50cm
改良率 A_s 8 %
改良柱体長 25cm

$P_{\max} = 150 \text{ kgf}$

(改良柱体の曲げ応力による)
切断が認められる

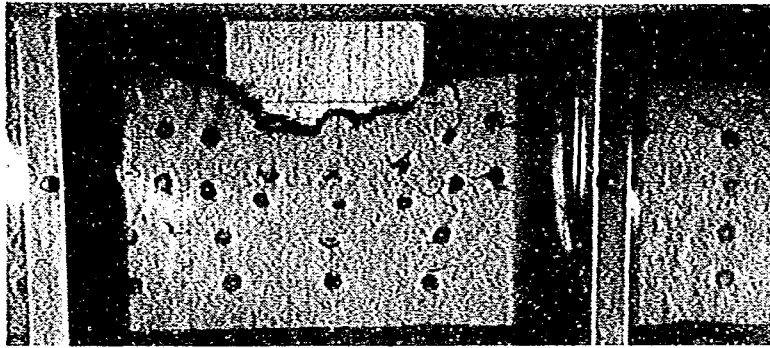


実験条件

支持形式 フローティング
軟弱層厚 50cm
改良率 A_s 15 %
改良柱体長 25cm

$P_{\max} = 170 \text{ kgf}$

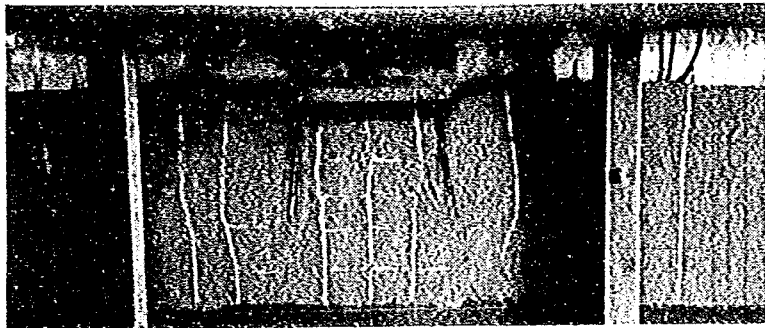
写真 4.3(1) 最大荷重時の荷重直下部での変位状況 (層厚50cm)



実験条件

支持形式 無処理
 軟弱層厚 25cm
 改良率 A_s 0 %
 改良柱体長 0 cm

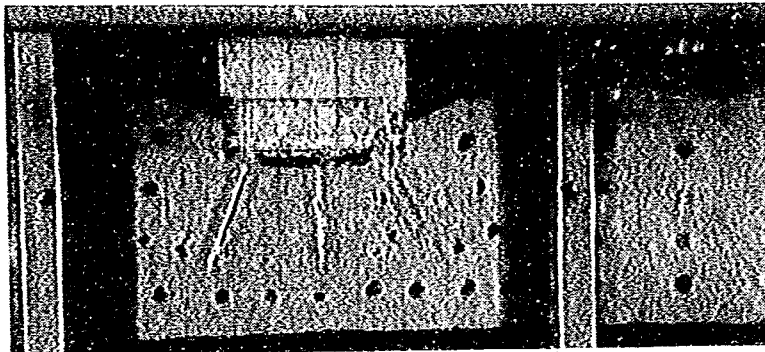
$P_{\max} = 135 \text{ kgf}$



実験条件

支持形式 フローティング
 軟弱層厚 25cm
 改良率 A_s 8 %
 改良柱体長 12.5 cm

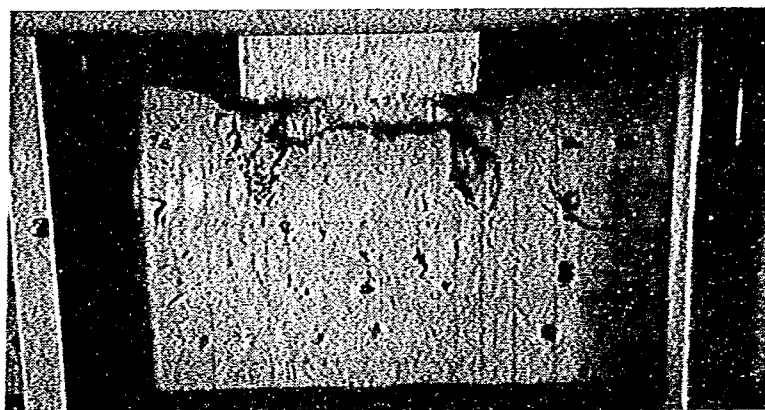
$P_{\max} = 135 \text{ kgf}$



実験条件

支持形式 フローティング
 軟弱層厚 25cm
 改良率 A_s 15 %
 改良柱体長 12.5 cm

$P_{\max} = 180 \text{ kgf}$



実験条件

支持形式 着底
 軟弱層厚 25cm
 改良率 A_s 8 %
 改良柱体長 25cm

$P_{\max} = 180 \text{ kgf}$

(改良柱体が破壊した後、)
 (急激な沈下が観察された)

写真 4.3 (2) 最大荷重時の荷重直下部での変位状況 (層厚25cm)

(2) 載荷荷重底面の沈下量および沈下低減率

1) 沈下量

載荷箱に設置した変位計により測定した載荷面の沈下量と荷重の関係を図 4.8, 図 4.9 に示す。なお, この図の荷重は対数で表示している。これらの図より, 着定タイプ以外では沈下が進行的に生じており, 降伏荷重はおおよそ推定できるものの極限荷重の判定は難しい。

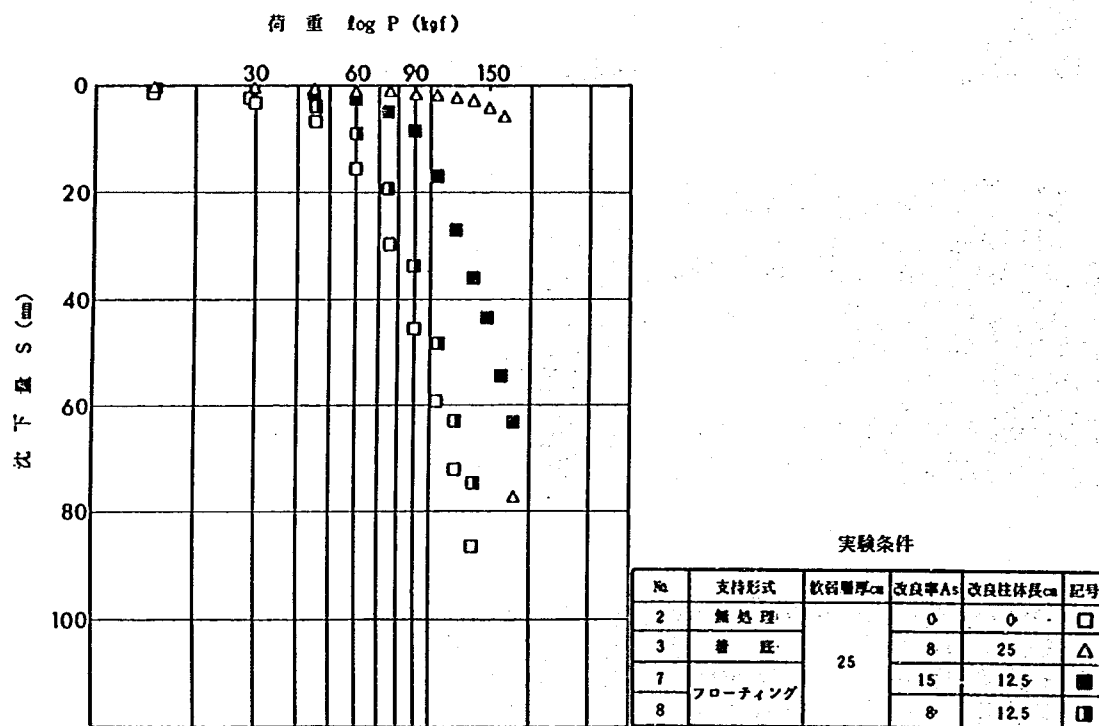


図 4.8 沈下量と荷重の関係(1) (層厚25cm)

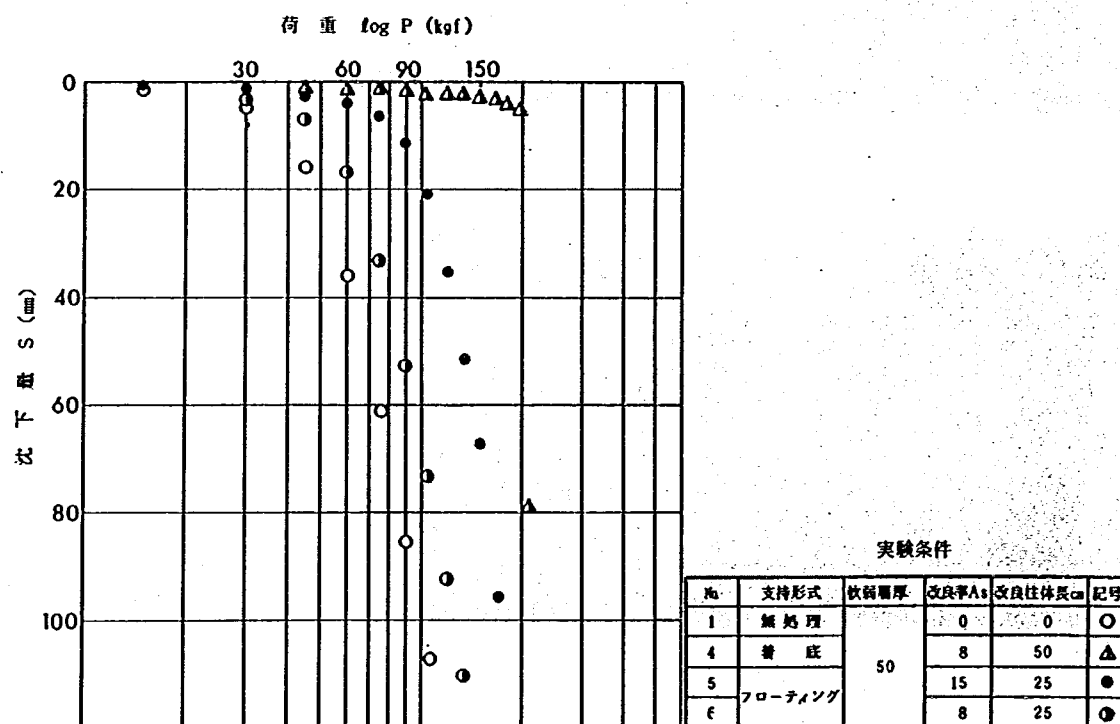


図 4.9 沈下量と荷重の関係(2) (層厚50cm)

沈下量の大きさは無処理の場合は層厚にはほぼ比例しており、層厚25cmのものは層厚50cmの沈下量の1/2となっている。しかし、フローティングタイプの場合は、改良率にかかわらず70%前後となっている。また、軟弱層厚に対する柱体の根入れ比が同じであるにもかかわらず沈下の低減率が層厚25cmでは小さいことから、沈下の低減には根入れの割合よりも、ある程度の根入れの絶対量を確保する必要があるのではないと思われる。

2) 沈下低減率

沈下量は層厚25, 50cmいずれの場合も改良ランクが上がるにつれ確実に減少している。この減少の程度を無処理地盤の沈下量 (S_1) と比較して沈下低減率 (S_N/S_1) として図 4.10, 図 4.11 に示す。これらの図より、初期の荷重段階では荷重の増加に伴い沈下低減率は減少し、その後ある荷重段階で増加に転じていることがわかる。今回の無処理地盤では沈下が局部破壊的に進行していることから、ここで見られる変曲点は改良地盤の降伏点に相当するものと考えられる。

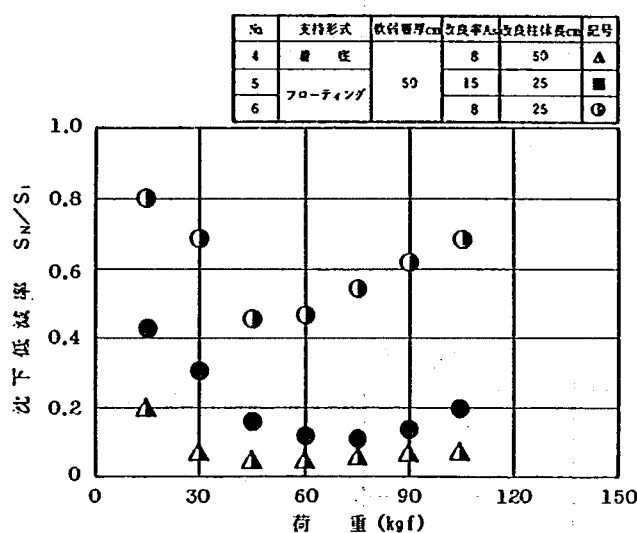


図 4.10 載荷荷重と沈下低減率の関係 (層厚50cm)

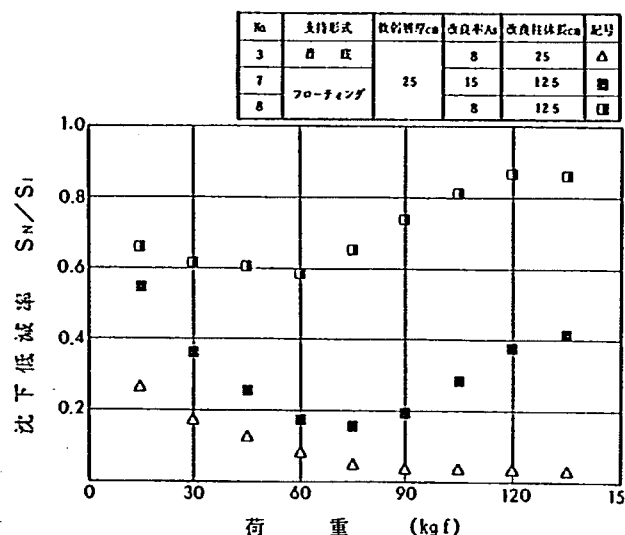


図 4.11 載荷荷重と沈下低減率の関係 (層厚25cm)

(3) 地盤内変位

地盤内の変位は、載荷箱の直下では改良柱体の有無にかかわらず沈下傾向を示す。その周辺では水平外側に移動しており載荷箱の沈下が進行するにつれて浮上りを示すようになる。

いずれのケースにおいても明確なすべり線は認められない。また載荷箱を中心にほぼ左右対象に動いており、移動している範囲は載荷幅の約3倍にまでおよんでいる。

載荷荷重と沈下および地盤変位の連続写真を巻末付録写真付 1～8 に示したので参照されたい。

図 4.12, 4.13 に無処理・層厚 50 cm 及び 25 cm の最大荷重である 105 kg 載荷にあわせて各ケースの沈下量と水平移動量を示す。これらの図及び目視による観察結果から沈下の領域は載荷箱の両端から 20° 前後に分布し、さらに外側では浮上りを示していることがわかる。また、水平移動の最大変位は層厚にかかわらず無処理地盤では載荷箱両端直下の約 15 cm 付近に生じており、フローティングタイプでは、改良柱体の下

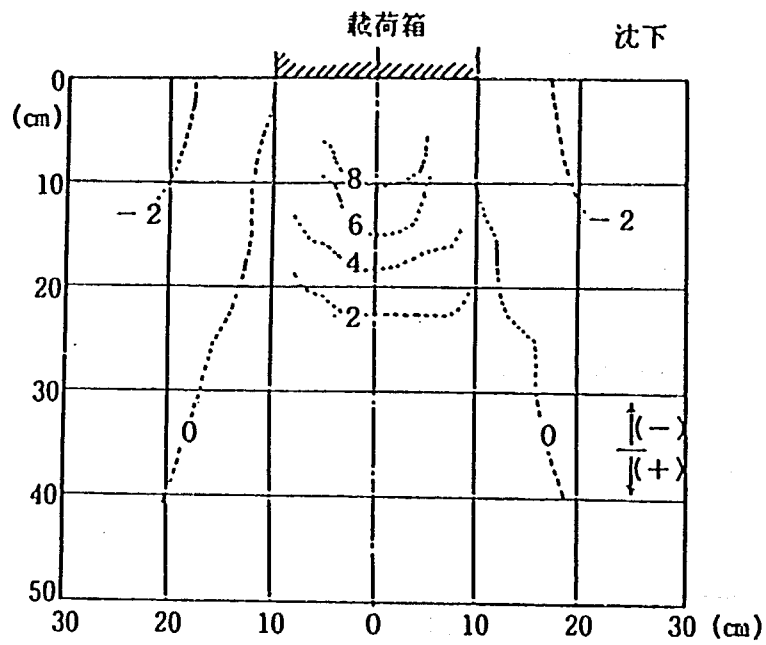


図 4.12 载荷に伴う沈下 (層厚50cm)

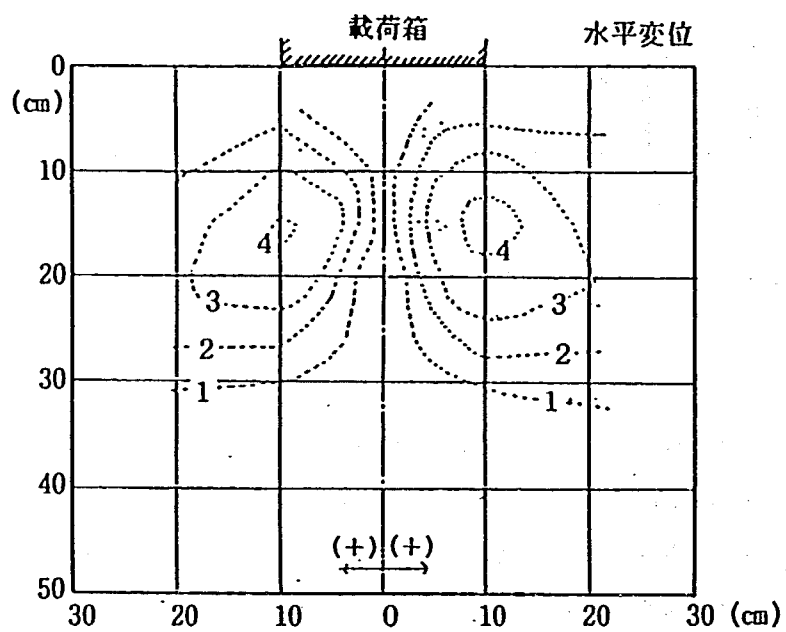


図 4.13 载荷に伴う水平変位 (層厚50cm)

端付近となっている。

(4) 改良柱体の変位

改良柱体の挙動は、フローティングタイプの支持形式では荷重を増すにつれ地盤の側方移動とともに傾斜しはじめ、層厚25cmでは最大で30°の傾斜を示した。また層厚50cmの改良率が8%と低いものでは最大荷重以前に曲げ応力により柱体が切断した。この状況を図4.14に示す。これは正面に貼付けたポリフィルムからトレースした結果及び実験終了後、柱体部分を掘り返しスラントルールで傾斜を測定したものである。土とアクリル板の摩擦は当初からある程度は予測していたが、これが以外に大きく実験に際しては、摩擦低減のための何らかの処置を施す必要があると思われる。(実験Ⅱ、Ⅲではシリコングリースを塗ることで対処した。)

着定タイプでは座屈により柱体が破壊したため、その動きは急激で、写真撮影するのみにとどまった。

(5) 地盤の隆起量

各ケースにおける載荷荷重および沈下量と地盤の隆起量の関係を図4.15に示す。この図より載荷面の沈下と同様に改良形式、改良率による隆起量の低減が明らかに認められる。

隆起量の大きさは、層厚25cmのものの方が浮上り量、水平移動量とも大きい。これは軟弱層厚が薄いため、載荷応力が基盤面からの影響を受けているものと思われる。

隆起の範囲は、軟弱層厚のほぼ2倍に及んでいる。フローティングタイプでは、改良柱体が傾き、柱体が載荷面を中心とし、柱体下端までを半径とする大きな円運動により地盤全体を持ち上げようとする動きが認められることから、層厚とともに柱体の長さも影響範囲に関与しているものと思われる。

次に、正面のアクリル板上から読み取った沈下域と隆起域の面積から、沈下土量と隆起土量の関係を図4.16に示す。今回の実験では、壁面の摩擦により中央部がやや盛り上がり、隆起土量に関しては少し小さめに評価していると思われる。しかし、沈下は圧密により生じたものよりも、体積変化のほとんどない塑性流動によるものが主体となっており、それが地表面の隆起に大きく寄与しているようである。

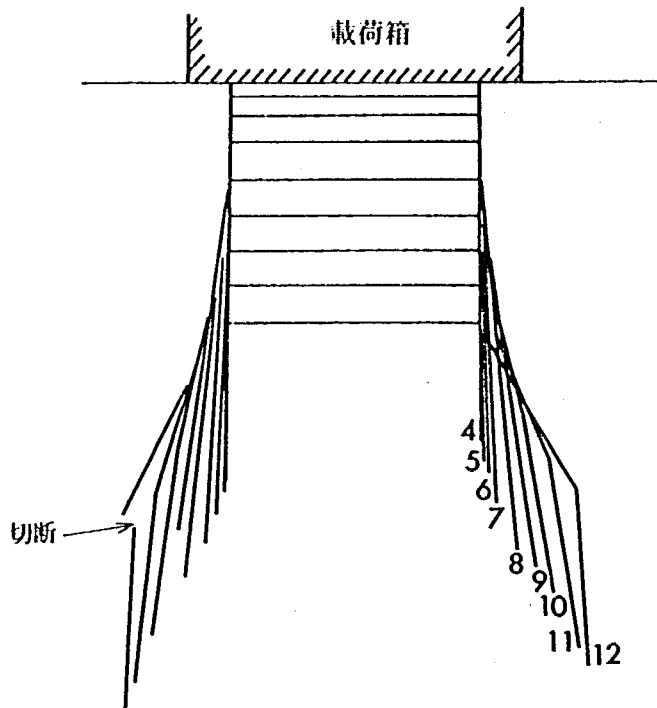
(6) 土 圧

載荷応力と土圧の関係を軟弱層厚別に図4.17、図4.18に示す。これらの図より、着定タイプでは原地盤が載荷荷重をほとんど分担せず、改良柱体が破壊して初めて原地盤でも分担するようになる。改良柱体の破壊の様子は、柱体作製する際の締固めの差による強度のばらつきを反映し、かなりの差が生じている。

フローティングタイプでは、改良率に応じて荷重の分担は減少する。ただし、改良率の低いもののほうが荷重の増加に対し、改良柱体と原地盤が一体となって追随しているようである。

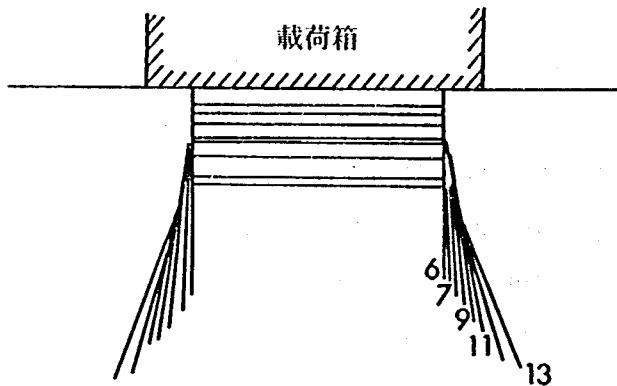
また原地盤(未改良地盤)の鉛直土圧の大きさは、無処理>フローティング(8%改良)>フローティング(15%改良)>着底タイプの順となっており、改良による効果は確実に認められる。

このように載荷面における応力は、改良柱体に著しく集中していることがわかった。そこで載荷応力と柱体上の土圧の比(応力集中比)を求めてみた。結果を図4.19、図4.20に示す。これらの図より応力集中比は、着定タイプでは50倍近くにおよぶものもある。しかし、応力集中比は荷重の増加につれて収束する傾向があり、着定タイプでは10~20、フローティングタイプでは3~8倍程度では落ち着いてくる。



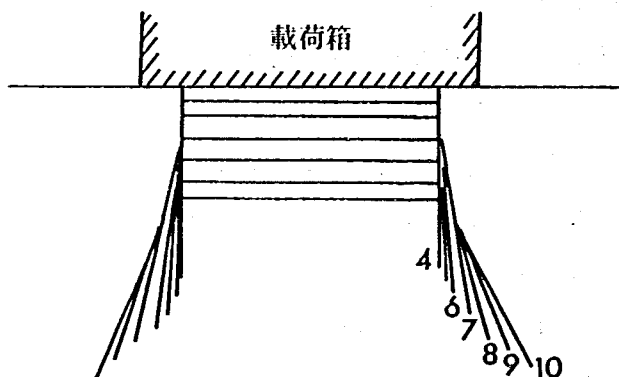
支持形式 フローティング
 軟弱層厚 50 cm
 改良率As 8 %
 改良柱体長 25 cm

	p (kgf)	q (kgf/cm ²)
1	15	0.0125
2	30	0.0250
3	45	0.0375
4	60	0.0500
5	75	0.0625
6	90	0.0750
7	105	0.0875
8	120	0.1000
9	135	0.1125
10	150	0.1250
11	"	"
12	"	"



支持形式 フローティング
 軟弱層厚 25 cm
 改良率As 15 %
 改良柱体長 12.5 cm

	p (kgf)	q (kgf/cm ²)
1	15	0.0125
2	30	0.0250
3	45	0.0375
4	60	0.0500
5	75	0.0625
6	90	0.0750
7	105	0.0875
8	120	0.1000
9	135	0.1125
10	150	0.1250
11	165	0.1370
12	180	0.1500
13	"	"



支持形式 フローティング
 軟弱層厚 25 cm
 改良率As 8 %
 改良柱体長 12.5 cm

	p (kgf)	q (kgf/cm ²)
1	15	0.0125
2	30	0.0250
3	45	0.0375
4	60	0.0500
5	75	0.0625
6	90	0.0750
7	105	0.0875
8	120	0.1000
9	135	0.1125
10	"	"

図 4.14 改良柱体の変位状況
 (図中の数字は载荷段階を示す)

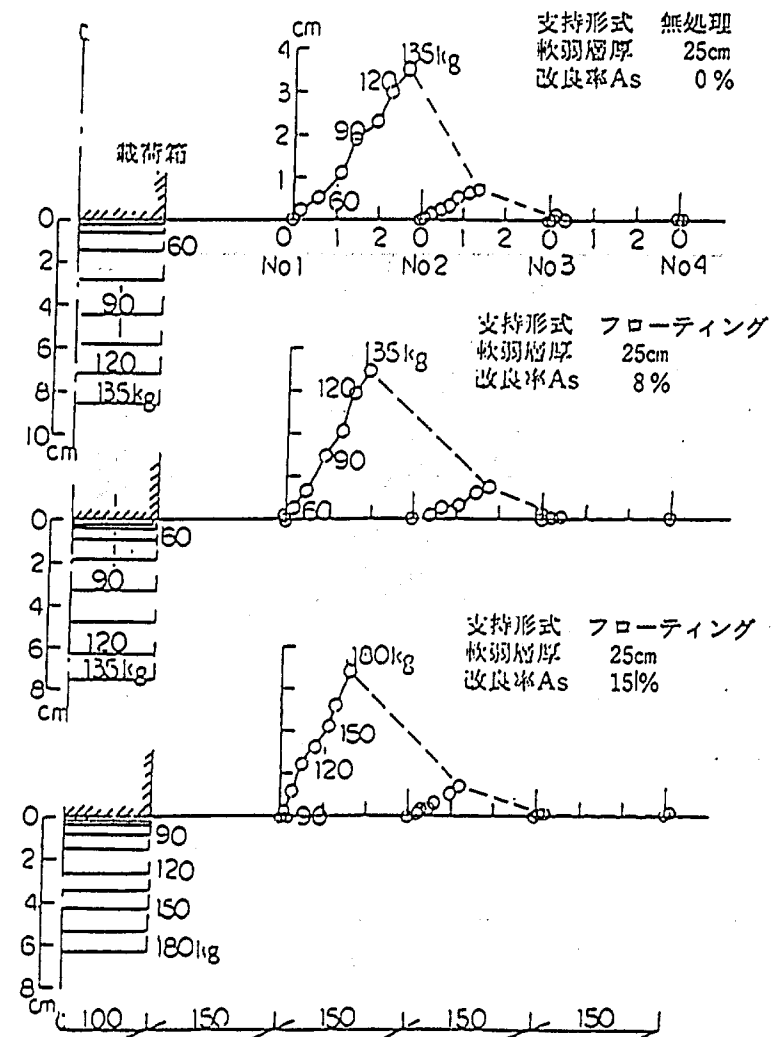
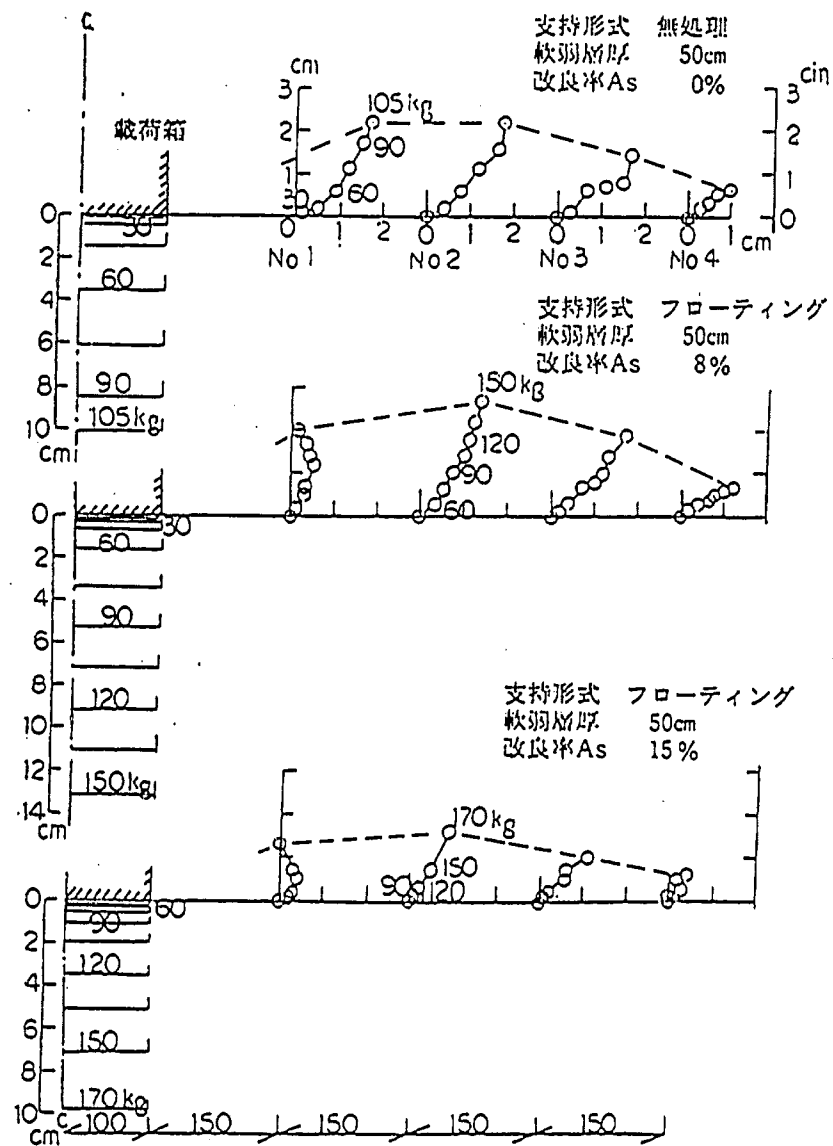


図 4.15 地盤の隆起量の比較図

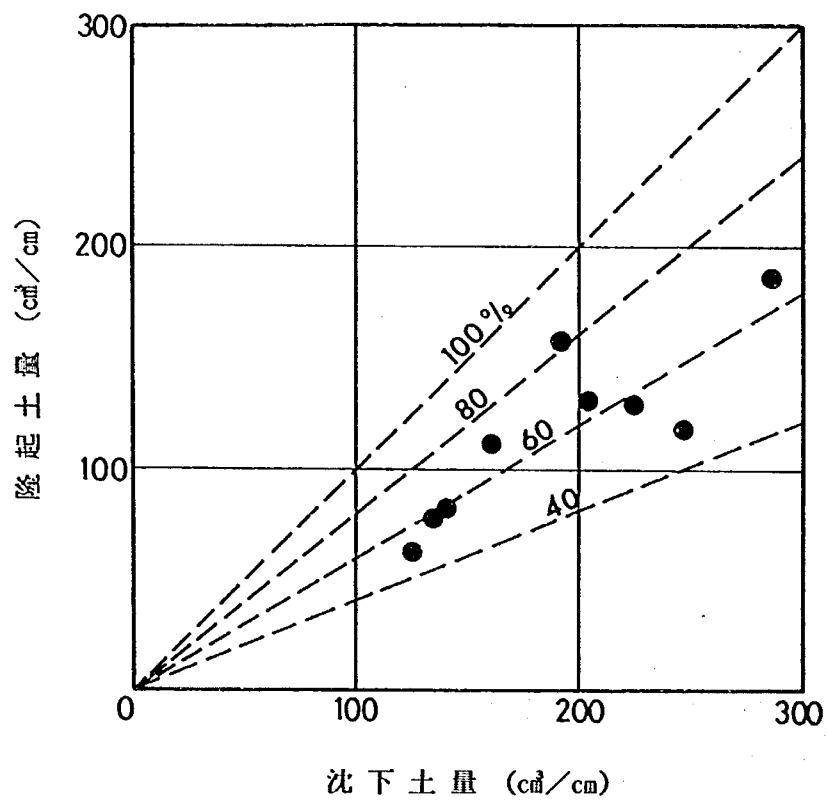


図 4.16 沈下量と隆起土量

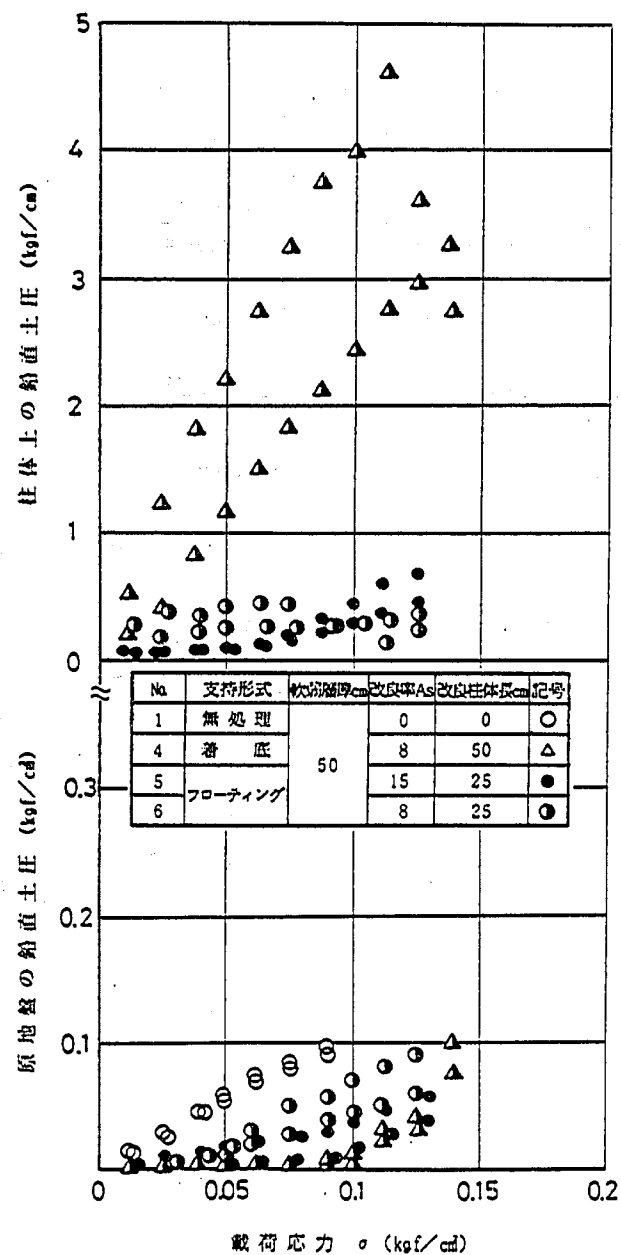


図 4.17 載荷応力と土圧の関係（層厚50cm）

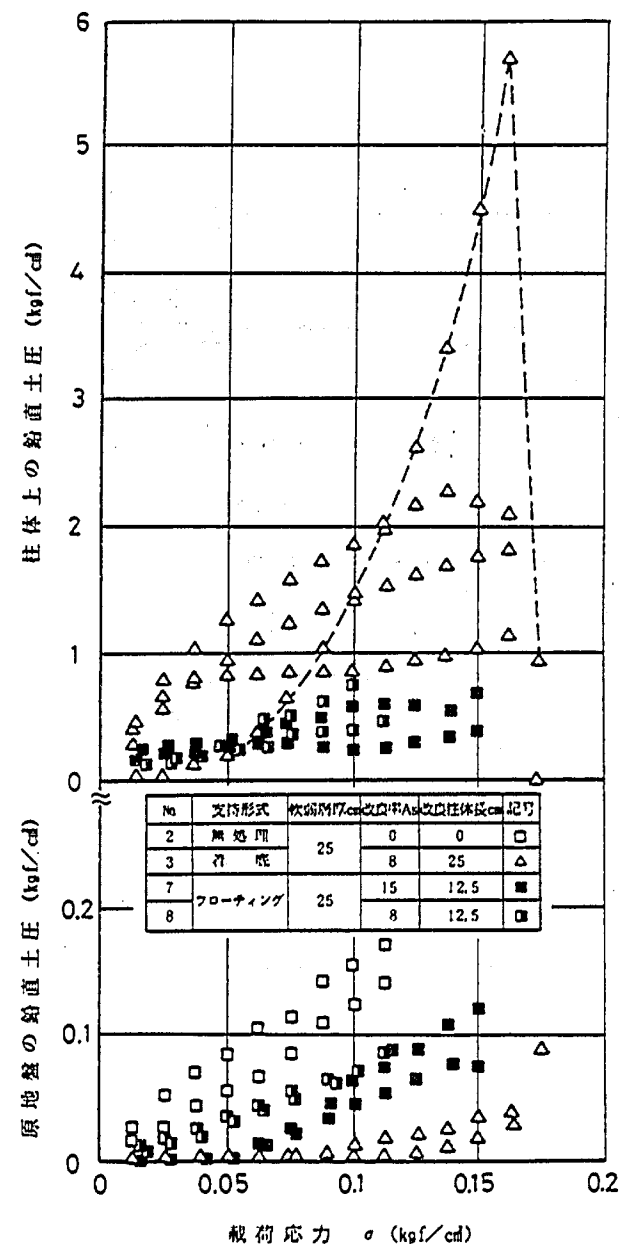


図 4.18 載荷応力と土圧の関係（層厚25cm）

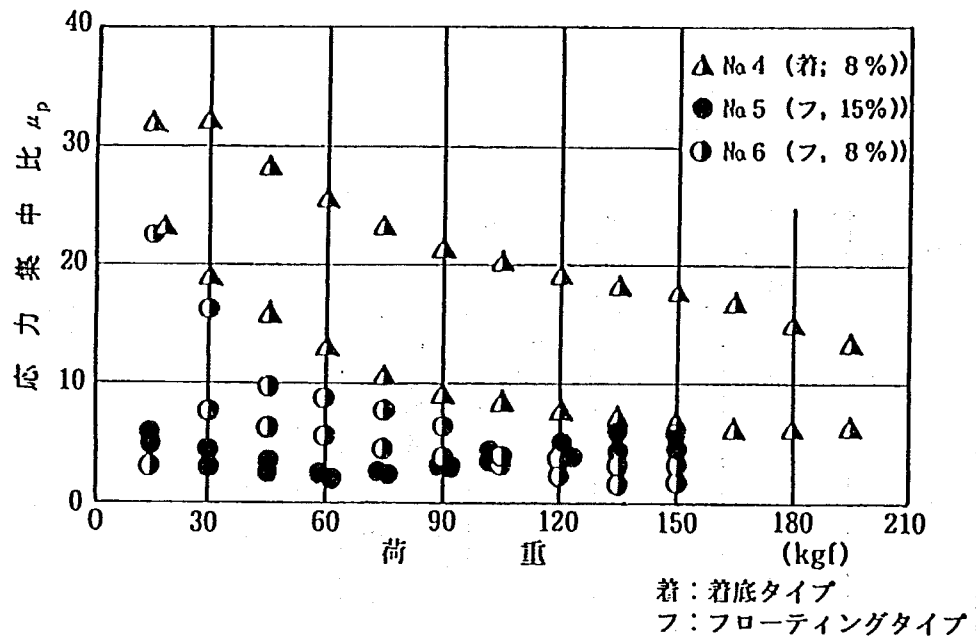


図 4.19 改良柱体の応力集中比 (層厚50cm)

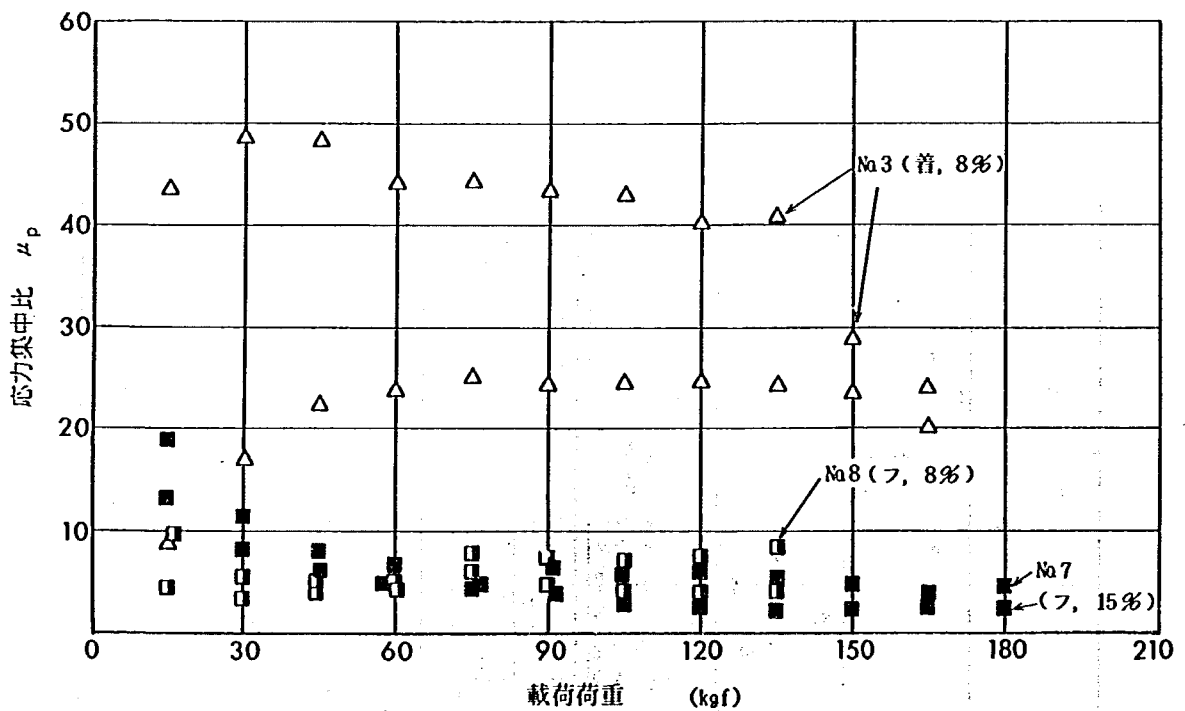


図 4.20 改良柱体の応力集中比 (層厚25cm)

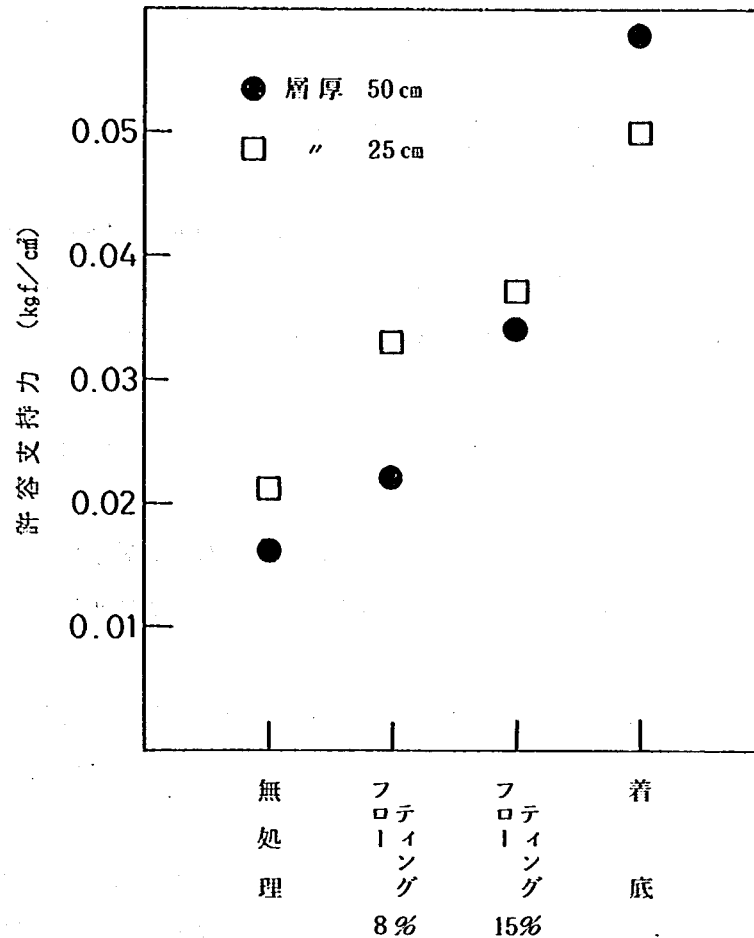


図 4.21 許容支持力

(7) 許容支持力

ここで許容支持力は便宜的に図 4.8, 図 4.9 に示した沈下～荷重曲線より求めた降伏荷重の 1/2 もしくは極限荷重の 1/2 とした。改良率と許容支持力の関係を図 4.21 に示す。この図よりフローティングタイプの場合, 許容支持力は改良率にはほぼ比例して直線的に増加している。これは, 改良柱体を挿入することにより, 載荷荷重の大部分が改良柱体の周面摩擦もしくは軸力で支持されたことによるものと考えられる。本実験の結果, 支持力は次式によって求められるものと考えられる。

ここに

$$\text{フローティング; } R_{f10} = C \cdot u \cdot \ell + \alpha$$

R_{f10}, R_{fix} : 折れ点の荷重

$$\text{着底; } R_{fix} = q_u A_p + \alpha$$

($f10$: フローティング, fix : 着底)

C : 粘着力 q_u : 一軸圧縮強さ

u : 柱体周長 A_p : 柱体断面積

ℓ : 柱体長 α : 未改良部の分担抵抗

ただし, 未改良部の強度が著しく低く, 柱体との強度比が大きい場合 (今回は約 100), 着底タイプでは α はほとんど期待できない。また着底タイプでは, 柱体の強度や設置時の柱体の頭部の高さのバラツキの影響で各柱体のピーク時が若干異なり, 室内試験から得られた柱体の強度がそのまま支持力に反映せず,

得られた支持力は約30%ほど柱体強度の合計($q_u \times A_p \times n$ (n :柱体本数))を下まわっている。

4.2.2 実験Ⅱの結果（フレキシブル載荷による改良幅の検討）

(1) 沈下量および沈下低減率

改良幅を変えた場合の各ケースの最大載荷応力における変形形状を写真4.4, 4.5に示す。

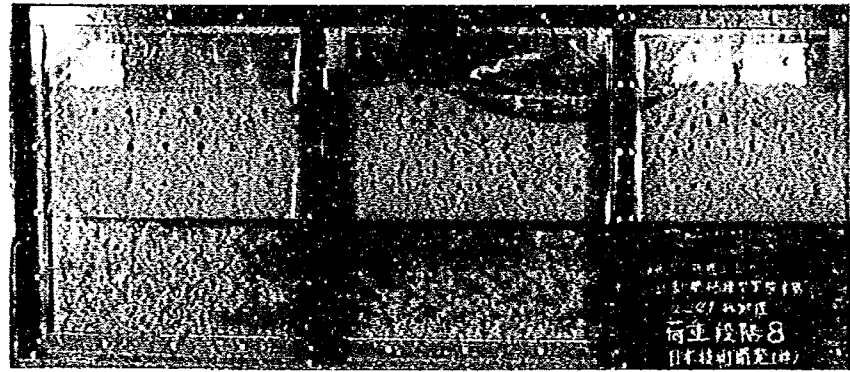
フローティングタイプおよび着底タイプにおける載荷応力と盛土中央での沈下量の関係をそれぞれ図4.22, 図4.23に示す。また、沈下低減率と載荷応力の関係を図4.24, 4.25に示す。これらの図より、次の事が認められる。

- ① 沈下量は支持形式および改良幅に関係なく盛土中央で最大となり、のり尻へ向かって沈下量は減少している。また、のり尻部では、ほとんど沈下していない。
- ② フローティングタイプおよび着底タイプとも明瞭な破壊は認められず、破壊形状は局所せん断破壊により生じている。この破壊の傾向は、先に述べた実験Ⅰ及び後述する実験Ⅲにおいても認められている。
- ③ 降伏応力（荷重）は、フローティングタイプおよび着底タイプとも改良幅に応じて若干大きくなっている。すなわち、改良幅を増すことによって、盛土中央の沈下量をある程度低減することが可能であることを示唆するものと考えられる。
- ④ 沈下低減率は降伏応力までは減少し、その後フローティングタイプの場合では、増加する傾向が認められ、一方、着底タイプの場合では降伏応力とはほぼ同じ値、言い換えれば一定となる傾向を示している。

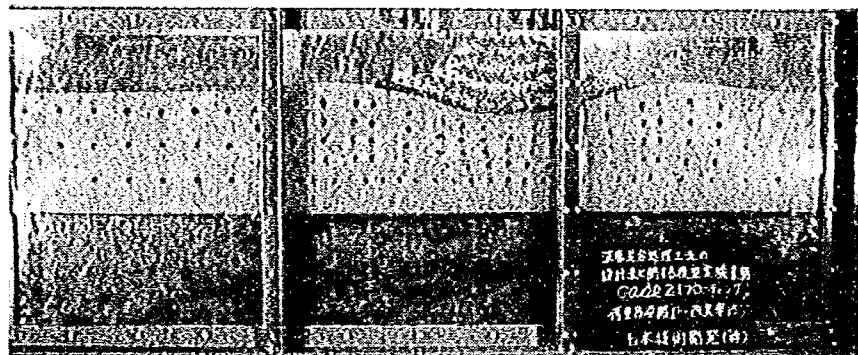
(2) 表面変位

各ケースの表面変位と載荷応力の関係を図4.26(1), (2)に示し、表面変位と沈下量の関係を図4.27(1), (2)に示す。また、盛土の沈下形状と側方への影響を図4.28, 図4.29に示すとともに表4.10には、隆起率・水平移動率及び影響範囲を示す。これらの図・表より表面変位に関して次のことが言える。

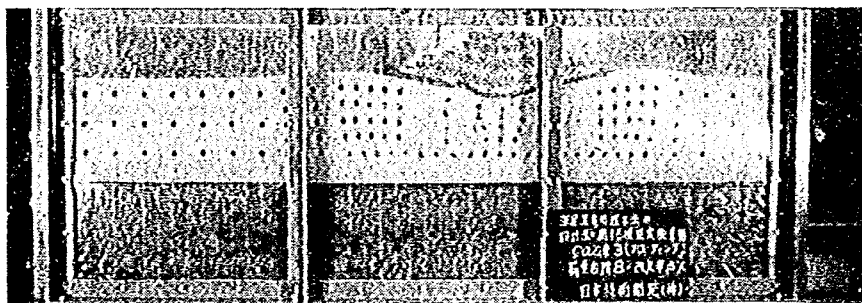
- ① 表面変位が最大となる位置は、無処理の場合ではのり尻から10cm程度の位置であるが、フローティングタイプおよび着底タイプ（シートを用いたケースは除く）ではほぼ同じくのり尻より20cmの位置となっている。
- ② 載荷応力が同一の場合、表面変位は改良幅に応じて小さくなるが、変位量は着底タイプに比べてフローティングタイプの方が大きくなっている。しかしながら、沈下量が同じ場合は、支持形式および改良幅による差はほとんど認められない。
- ③ 表面変位を生じ始める載荷応力は、それぞれの降伏応力とはほぼ対応している。この点は、実験Ⅰ、実験Ⅲと同様である。
- ④ 表面変位を隆起量と水平移動量に区分してみた場合、水平移動量のほうが各ケースとも大きい。
- ⑤ 最大隆起量及び最大水平移動量は、改良幅が広くなるに応じて低減されている。
- ⑥ 隆起率は、フローティングタイプでは改良率が大きくなるにつれて小さくなり、全面改良（改良幅30cm）では無処理のケースの約50%となっている。また、着底タイプでは改良幅による差はあまり見



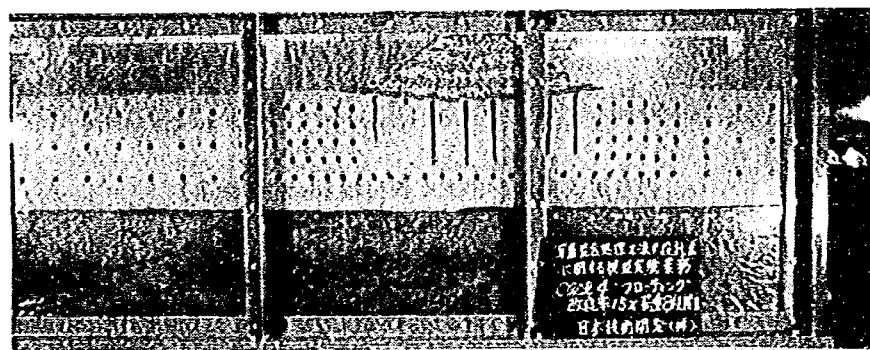
無処理 (case 1)



のり尻改良 (改良幅13cm: case 2)

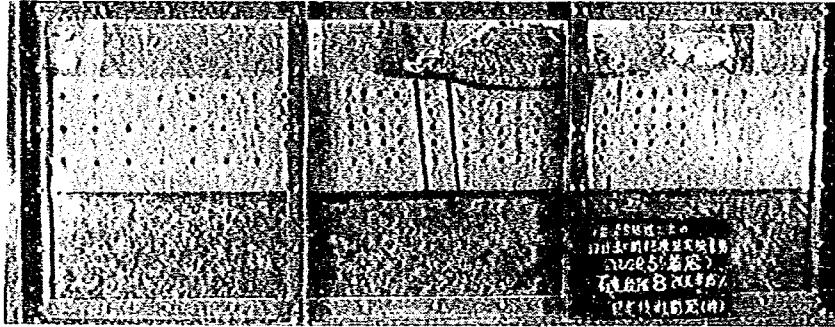


のり尻改良 (改良幅21cm: case 3)

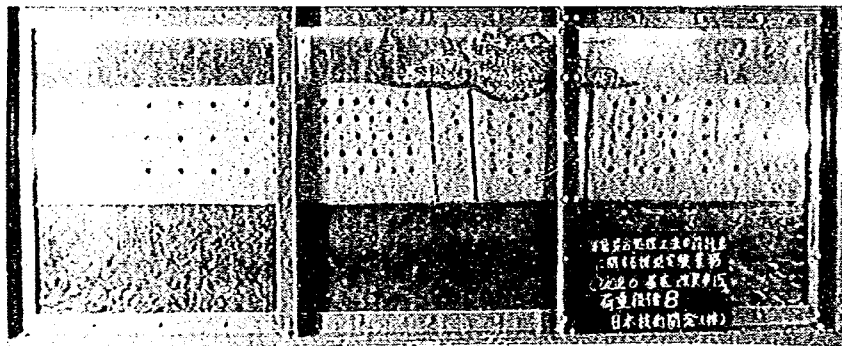


全面改良 (改良幅30cm: case 4)

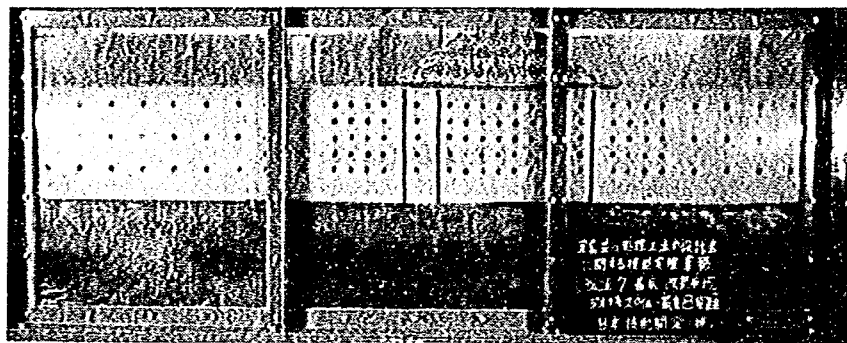
写真 4.4 フローティングタイプによる改良の最終荷段階での変形形状



のり尻改良（改良幅13cm：case 5）



のり尻改良（改良幅21cm：case 6）



のり尻改良+シート（改良幅13cm：case 7）

写真 4.5 着底タイプによる改良の最終載荷段階での変形状

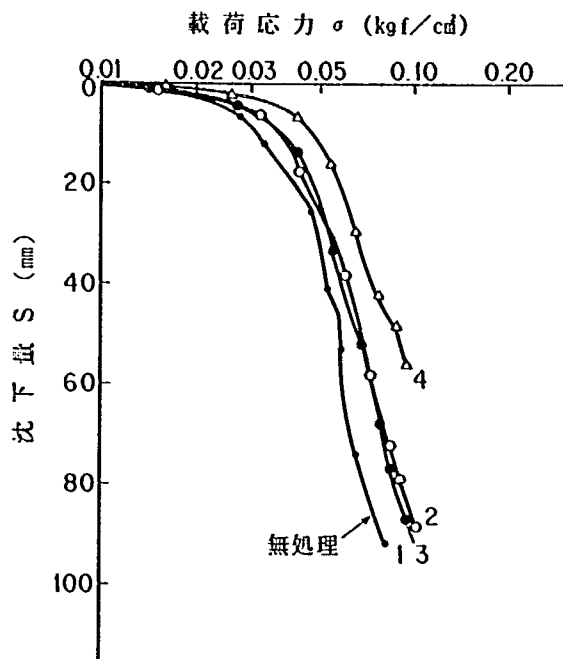


図 4.22 沈下量と載荷応力の関係(1)
(無処理, フローティング)

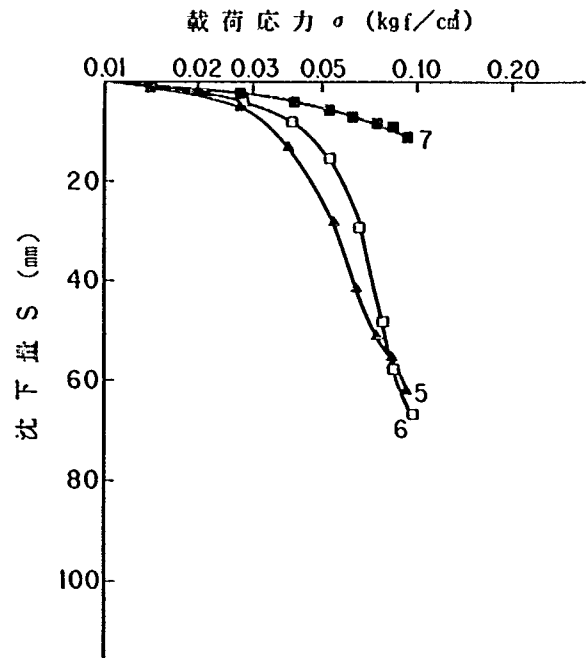


図 4.23 沈下量と載荷応力の関係(2)
(着底)

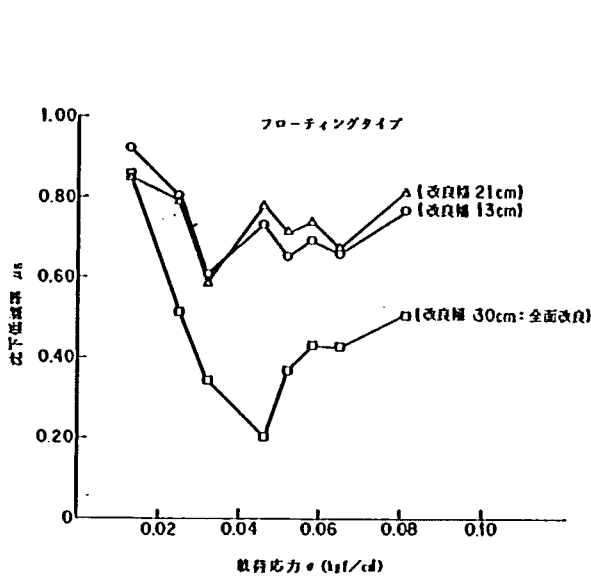


図 4.24 沈下低減率と載荷応力の関係(1)

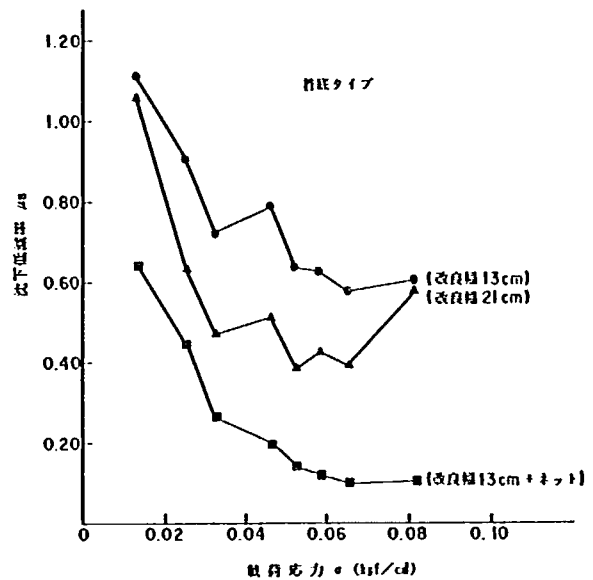


図 4.25 沈下低減率と載荷応力の関係(2)

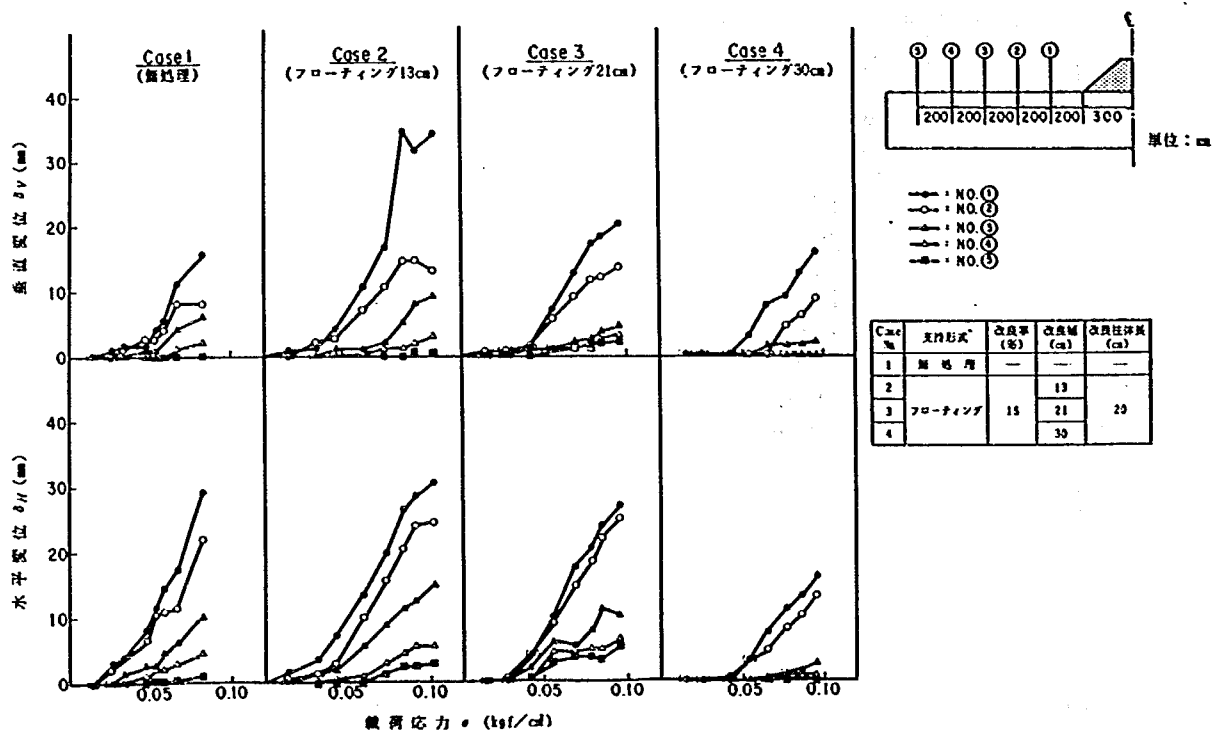


図 4.26 (1) 表面変位と載荷応力の関係 (実験 case 1 ~ 4)

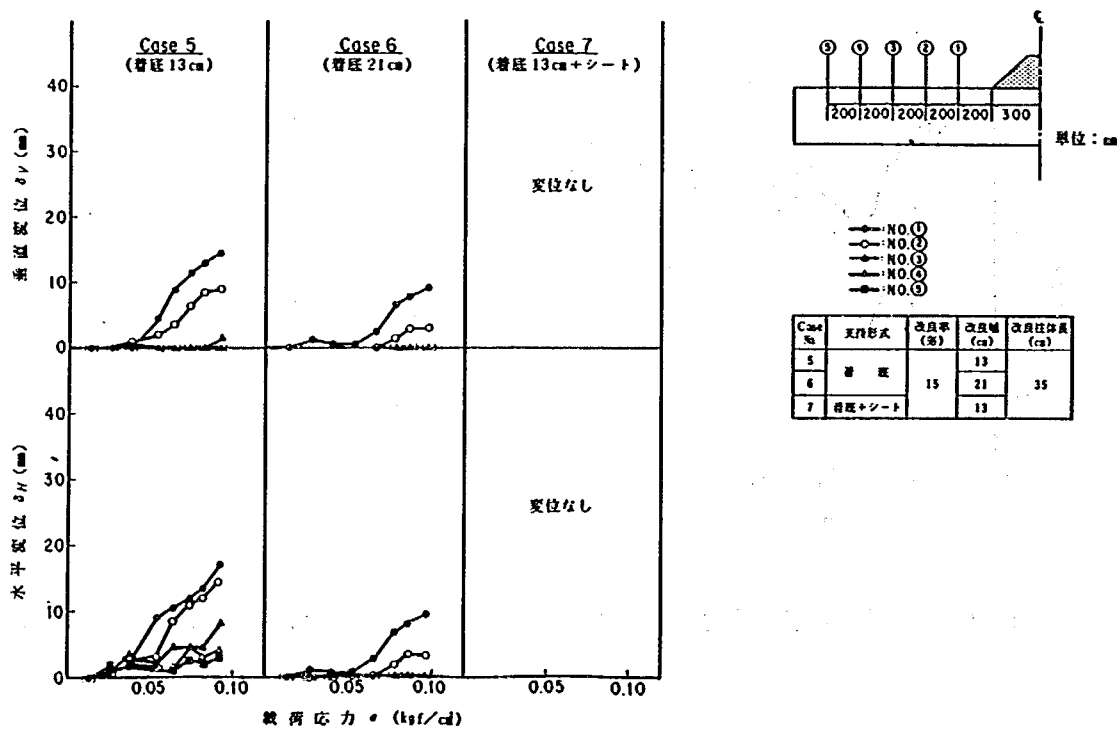


図 4.26 (2) 表面変位と載荷応力の関係 (実験 case 5 ~ 7)

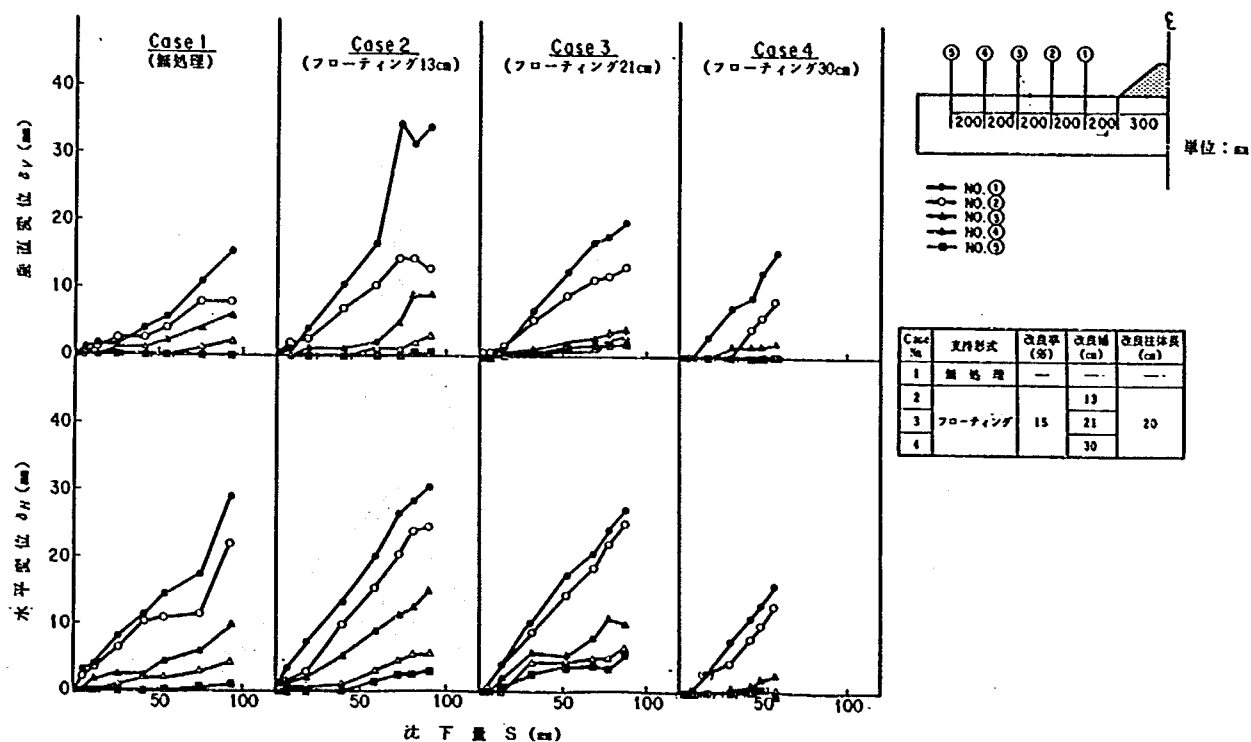


図 4.27(1) 表面変位と沈下量の関係 (実験 case 1 ~ 4)

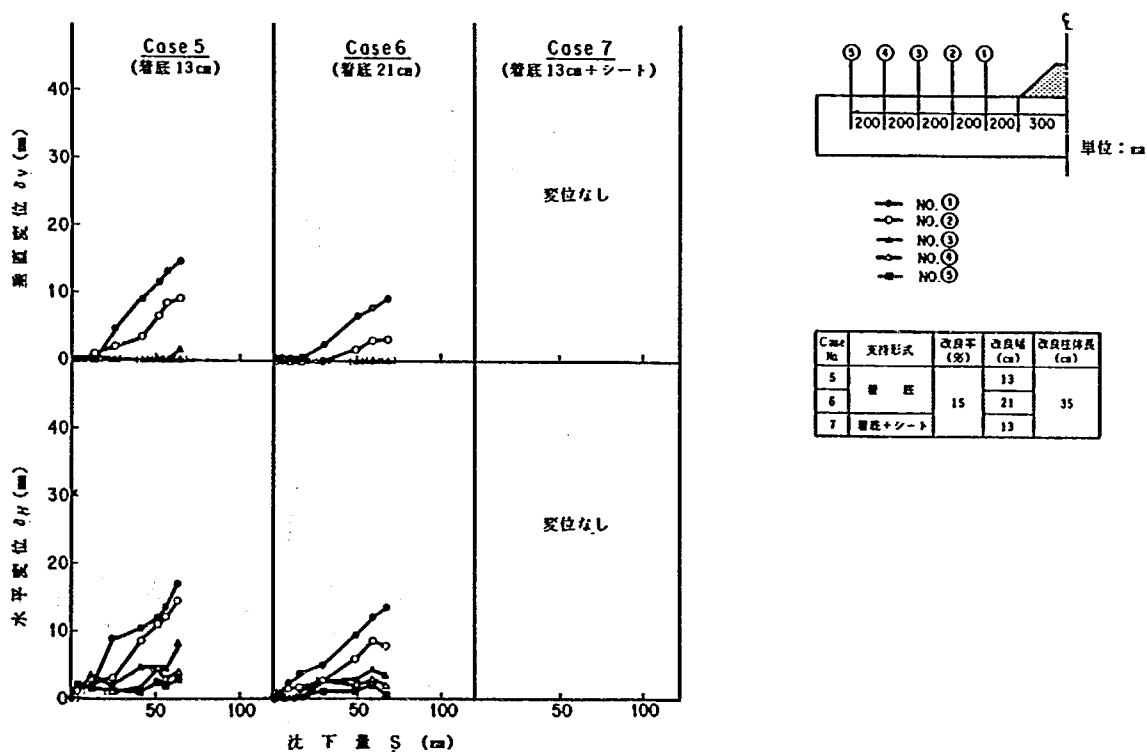


図 4.27(2) 表面変位と沈下量の関係 (実験 case 5 ~ 7)

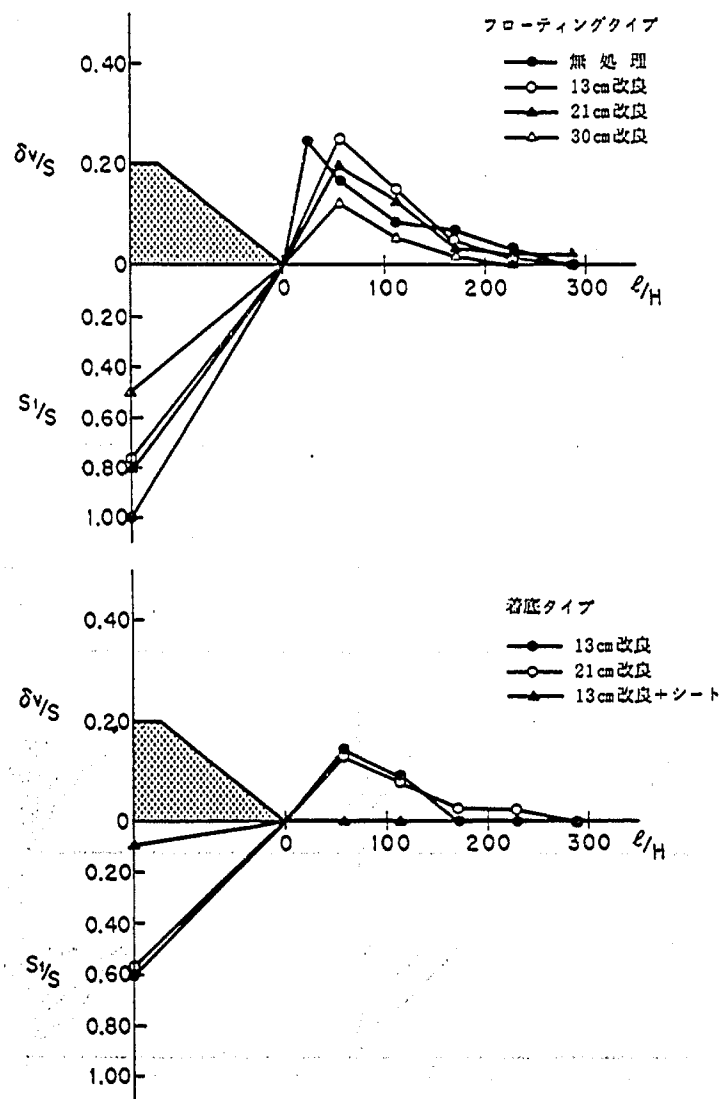


図 4.28 盛土の沈下形状と隆起率 δ_v/s の関係

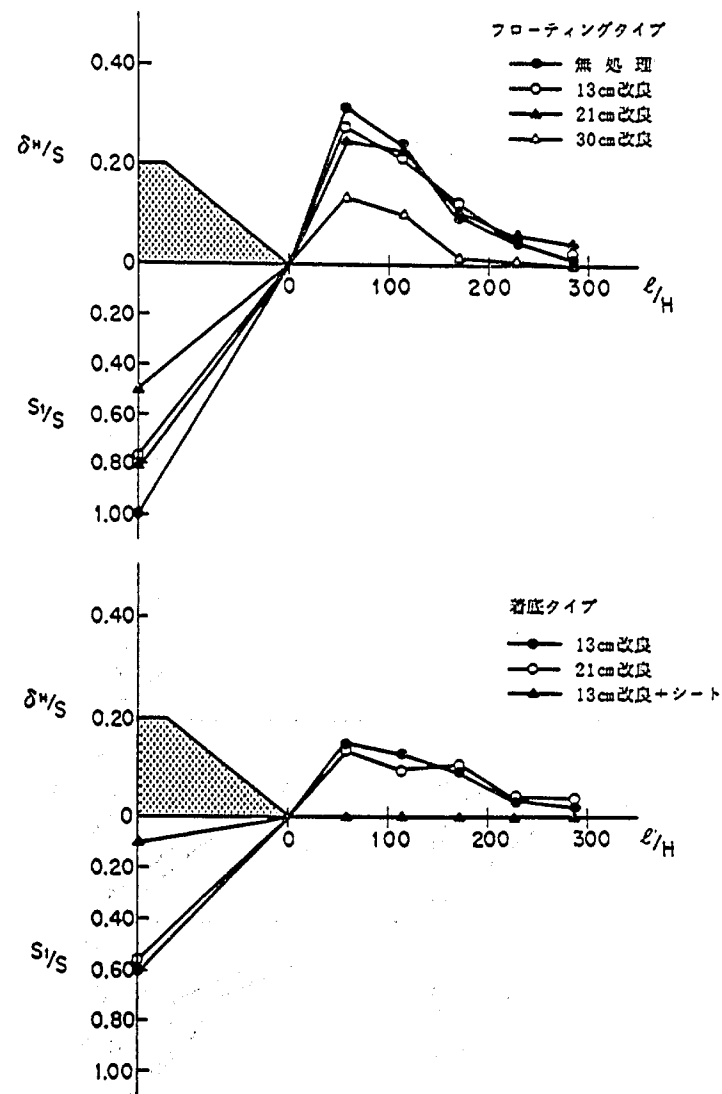


図 4.29 盛土の沈下形状と水平移動率 δ_H/s の関係

表 4.10 隆起率, 水平移動率及び影響範囲

項目	支持型式	無 処 理	フ ロ ー テ ィ ン グ			着 底		
			改良幅13cm	改良幅21cm	全 面 改 良 (30cm)	改良幅13cm	改良幅21cm	改良幅13cm +シ ー ト
隆 起 率 %		25	25	19	13	14	13	0
水平移動率 %		31	28	25	13	15	13	0
影響 範囲	隆 起	2.9以下	2.9以下	3.0以上	2.3以下	1.7以上	2.9以下	0
	水平移動	3.0以上	3.0以上	3.0以下	2.9以下	3.0以上	3.0以上	0

られず、無処理のケースの約50%程度となっている。これは、水平移動率においてもほぼ同様の結果となっている。

(3) 側方変位（側面マーカーの動き）

載荷応力と側方変位の全体的な比較図を図 4.30, 4.31, 4.32, 4.33に示す。載荷応力と側面変位の関係を図 4.34～図 4.37に、沈下量と側面変位の関係を図 4.38～図 4.41に示す。また、巻末付録には、載荷荷重による地盤および荷重の変形の連続写真を写真付 9～付 15に載載したので参照されたい。

これらの図より、次の事が言える。

- ① 鉛直変位は支持形式および改良幅に関係なく盛土中央で最大となり、のり尻に近づくにつれ減少し、のり尻付近ではほぼ 0 となっている。
- ② 水平変位は、支持形式および改良幅に関係なくのり尻近くで最大となり、のりの外側および盛土中央に向かって変位量は減少している。しかし、変位が最大を示す深度は、無処理では10cm、全面改良を除くフローティングタイプでは柱体下部（15～20cm）、全面改良のフローティングタイプおよび着底タイプでは最上部となっており、それぞれの支持形式の違いによる差異を示している。
- ③ のり尻の外側の変位は水平変位が主であるが、改良することにより隆起量は減少しており改良の効果がみられる。
- ④ 改良柱体の変位は、着底の場合、柱体頭部がのり尻方向に移動し、柱体の沈下および柱体下部の移動はほとんどみとめられない。全面改良のフローティングタイプの場合には、改良柱体が全体にのり尻方向に移動するが、柱体頭部の移動が柱体下部に比べて大きくなっている。また、改良柱体の変位量は改良幅に応じて減少している。

一方、「着底+ジオテキスタイル（シート）」の場合は、盛土中央部の沈下が進むにつれ改良柱体の頭部が盛土中央に向かって移動している。

載荷応力と沈下面積の関係を図 4.42に、沈下面積率および側方移動面積率と盛土幅（ B ）に対する改良幅（ L ）の比率（ B/L ）の関係を図 4.43, 図 4.44に示す。

図 4.42より、各ケースとも載荷応力の増加とともに沈下面積も大きくなっている。しかし、支持形式、改良幅により沈下面積に明確な差がみられ沈下抑止効果が認められる。

図 4.43, 図 4.44より沈下面積率、側方移動面積率とも（ B/L ）の増加に伴い減少している。また、沈下面積率では同じ（ B/L ）であればフローティングタイプより着底タイプの方が小さくなっており、フローティ

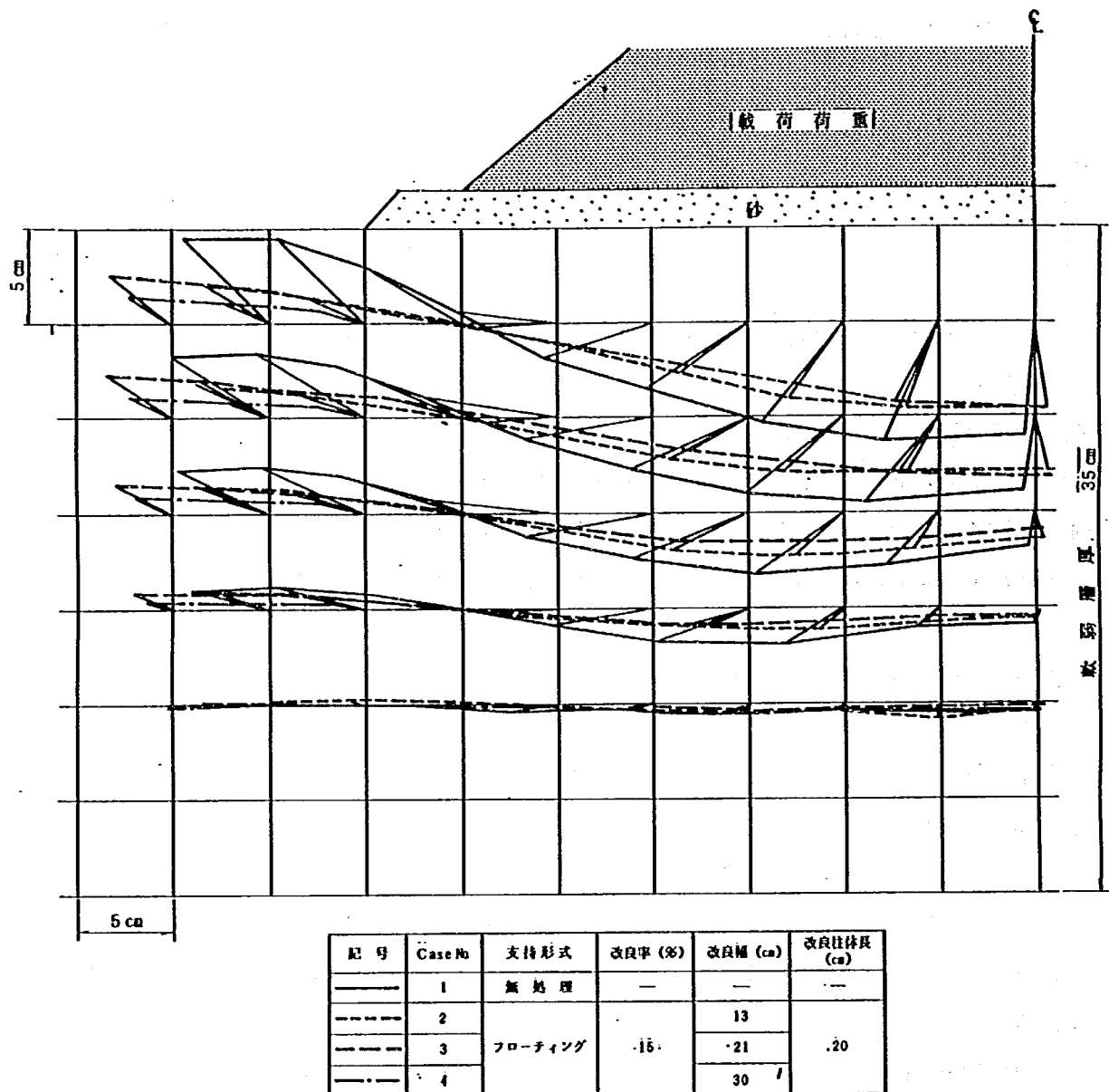


図 4.30 側面の垂直方向の変位に着目した全体比較図(1)
(無処理, フローティングタイプ)

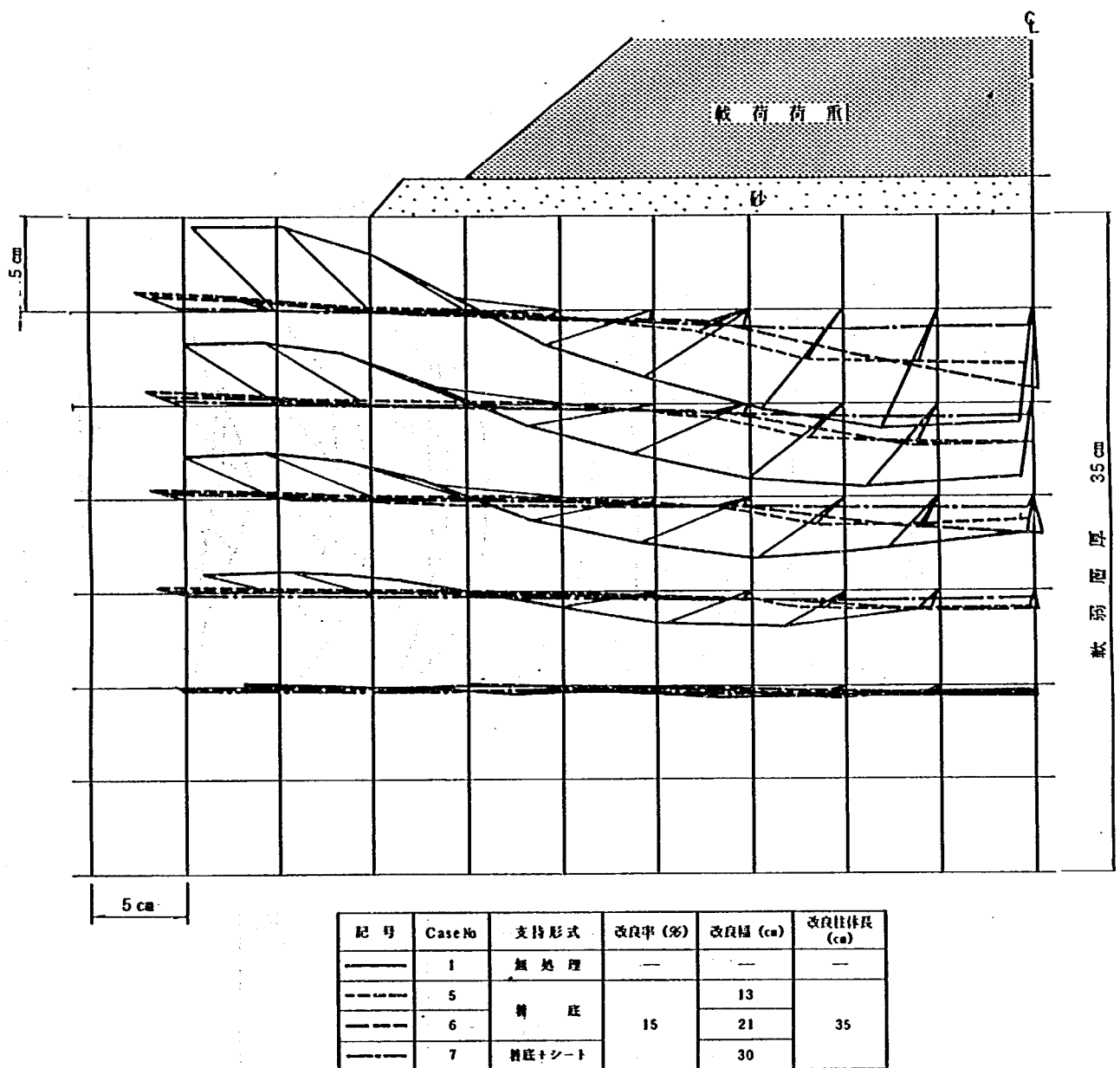
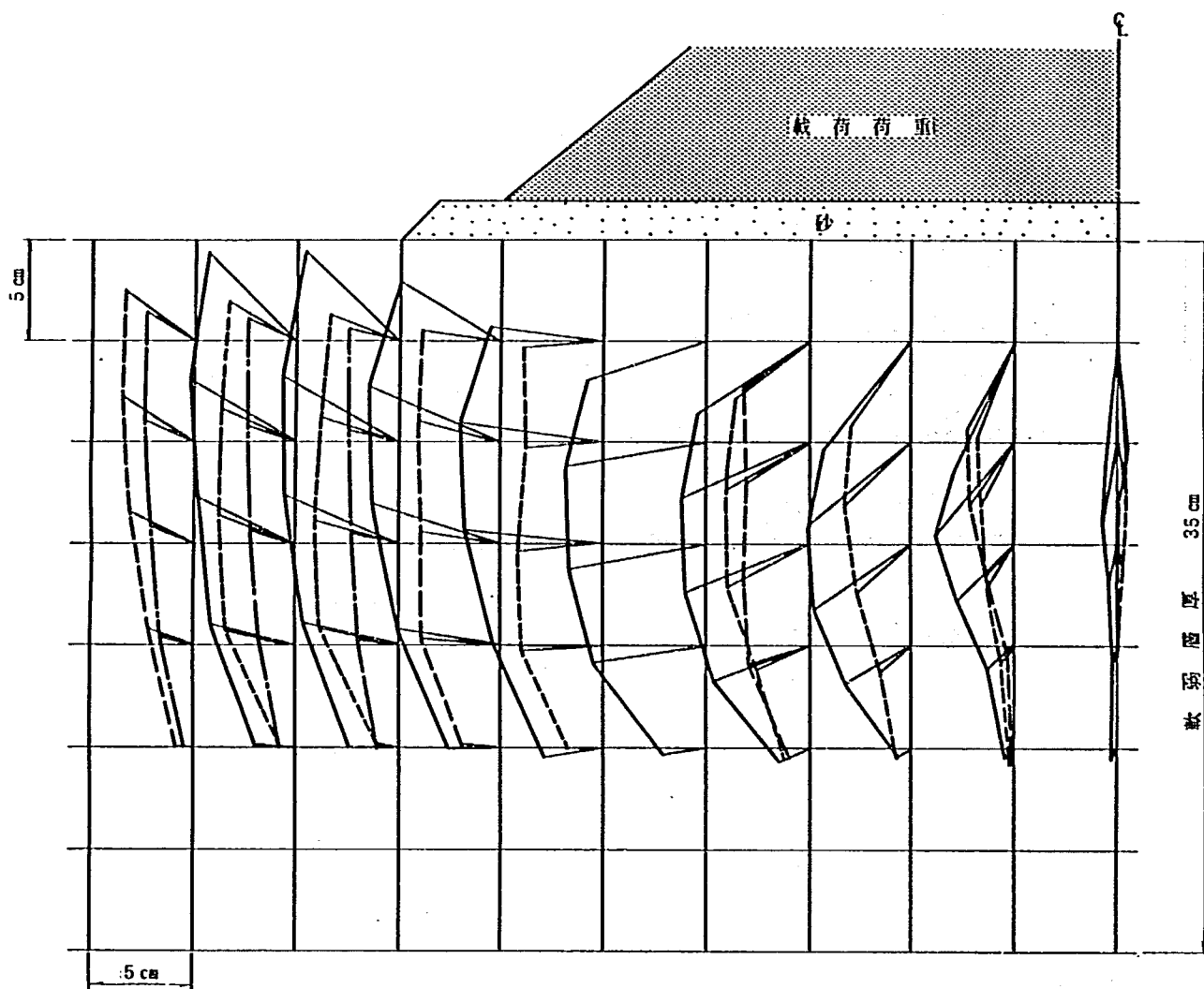


図 4.31 側面の垂直方向の変位に着目した全体比較図(2)
(無処理, 着底タイプ)



記号	CaseNo	支持形式	改良率(%)	改良値(cm)	改良柱体長(cm)
——	1	無処理	—	—	—
----	2	フローティング	15	13	20
----	3			21	
—・—	4			30	

図 4.32 側面の水平方向の変位に着目した全体比較図(1)
(無処理, フローティングタイプ)

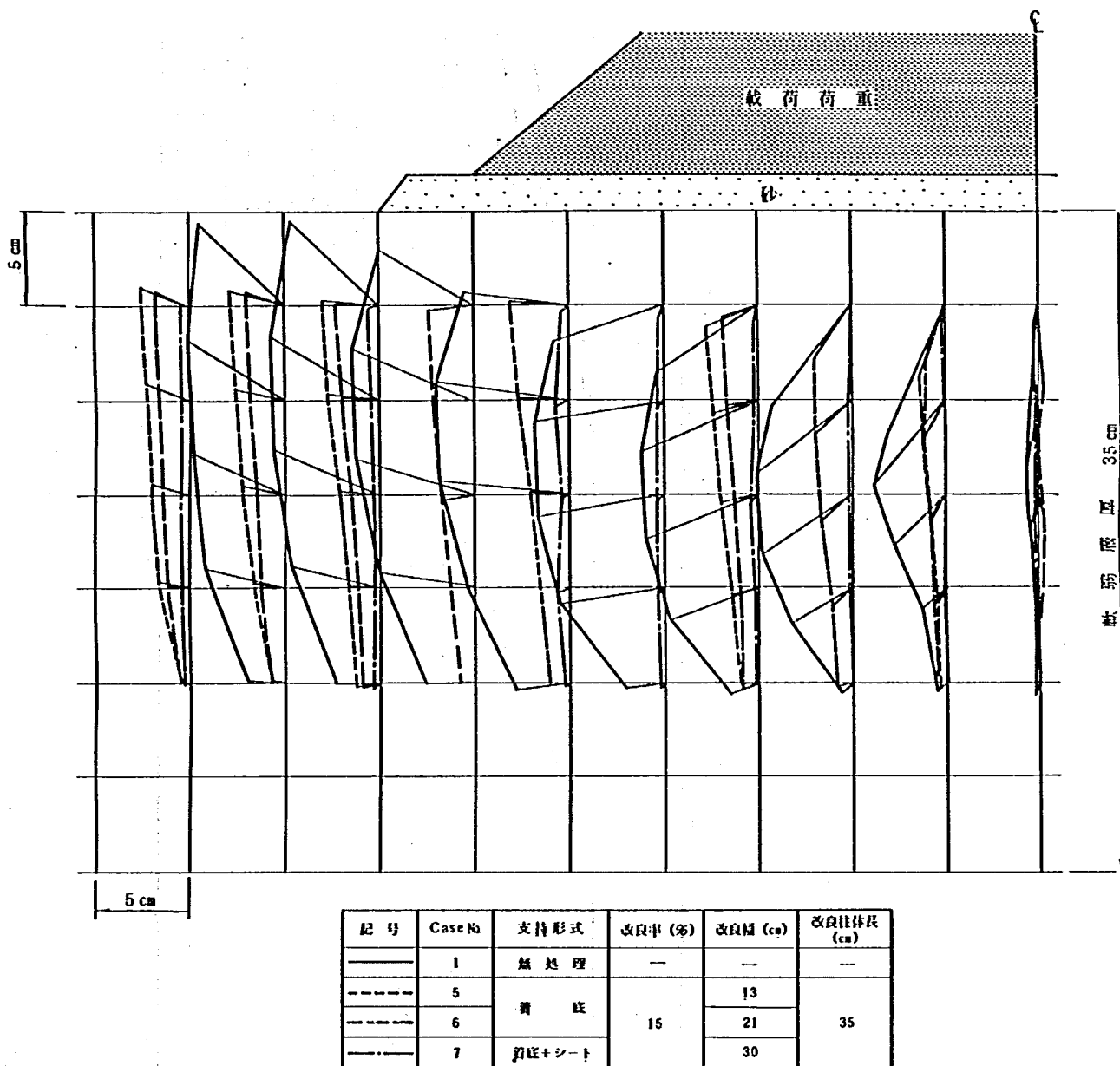


図 4.33 側面の水平方向の変位に着目した全体比較図(2)
(無処理, 着底タイプ)

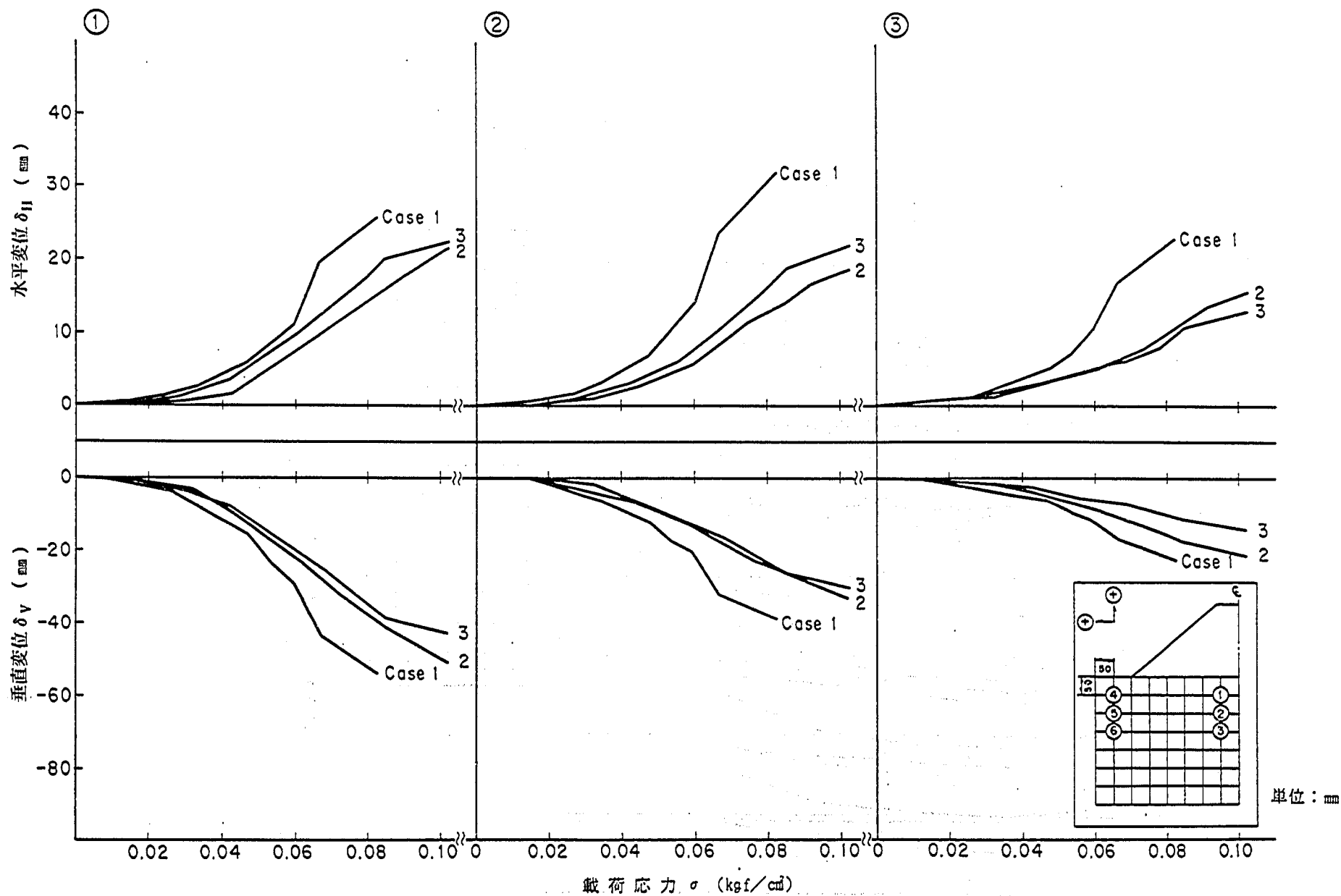


図 4.34 無処理、フローティングタイプでの載荷応力と側面変位の関係 (測点①～③)
(case 4 は測点①～③で測定不可)

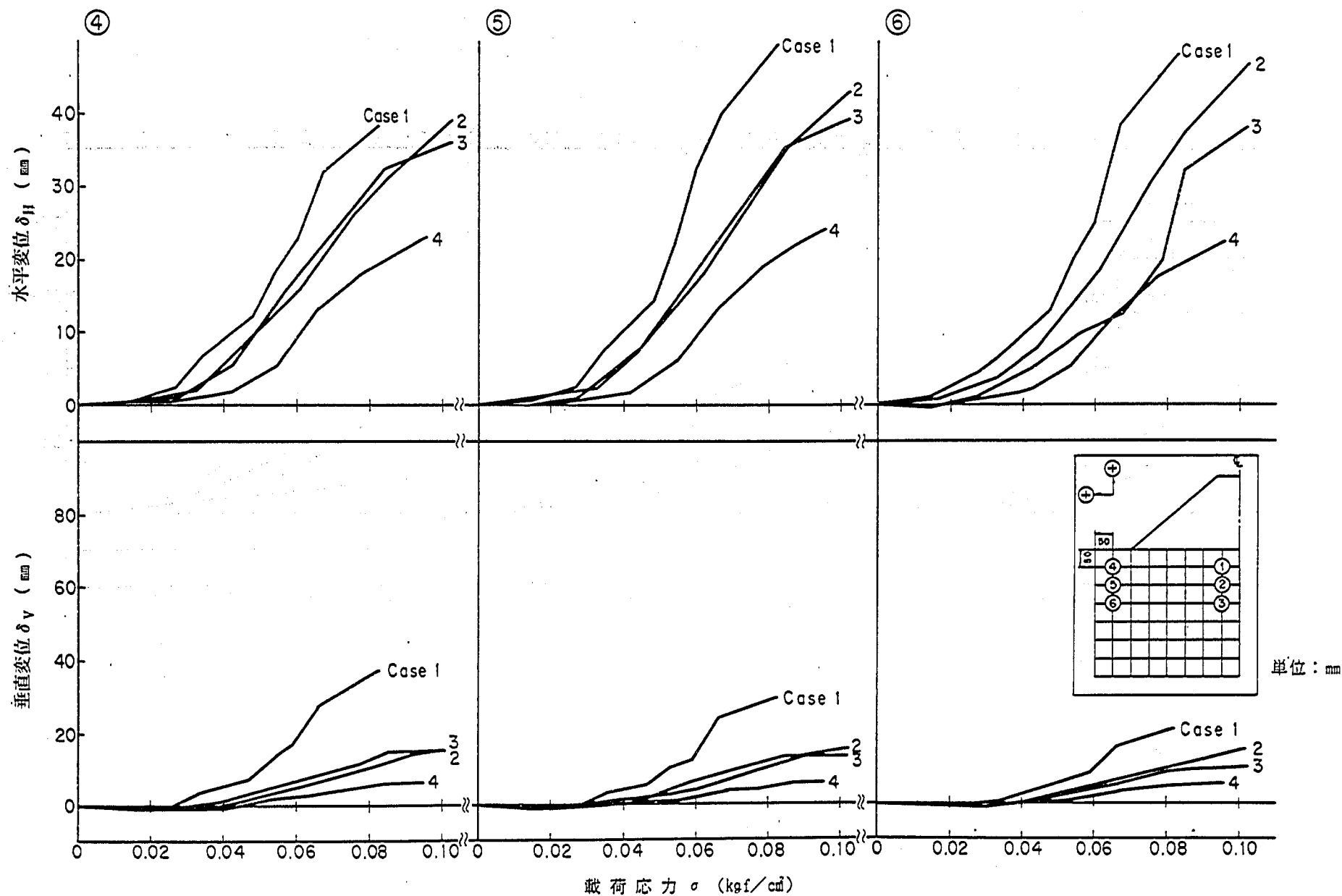


図 4.35 無処理, フローティングタイプでの載荷応力と側面変位の関係 (測点④～⑥)

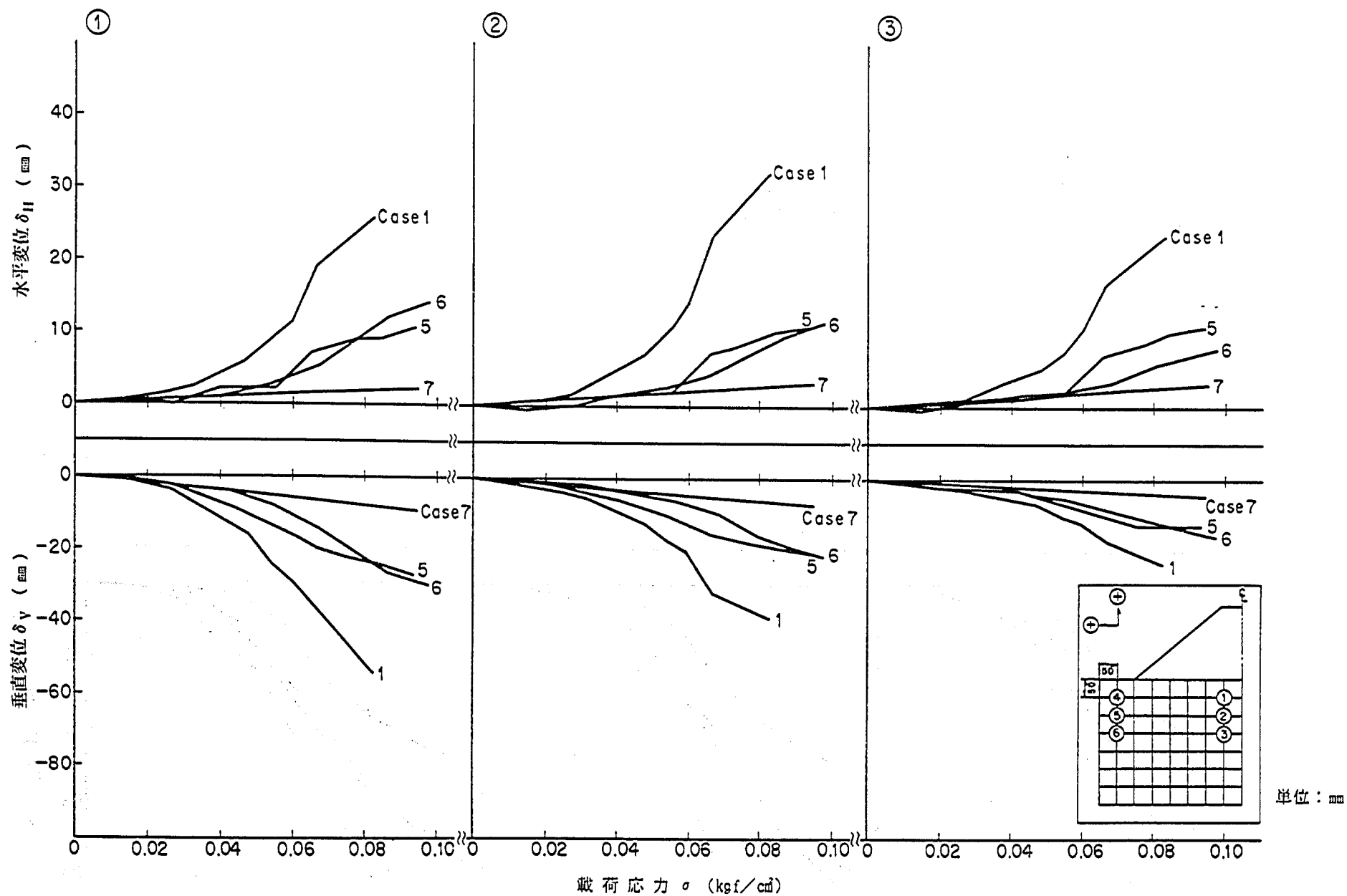


図 4.36 無処理, 着底タイプでの載荷応力と側面変位の関係 (測点①～③)

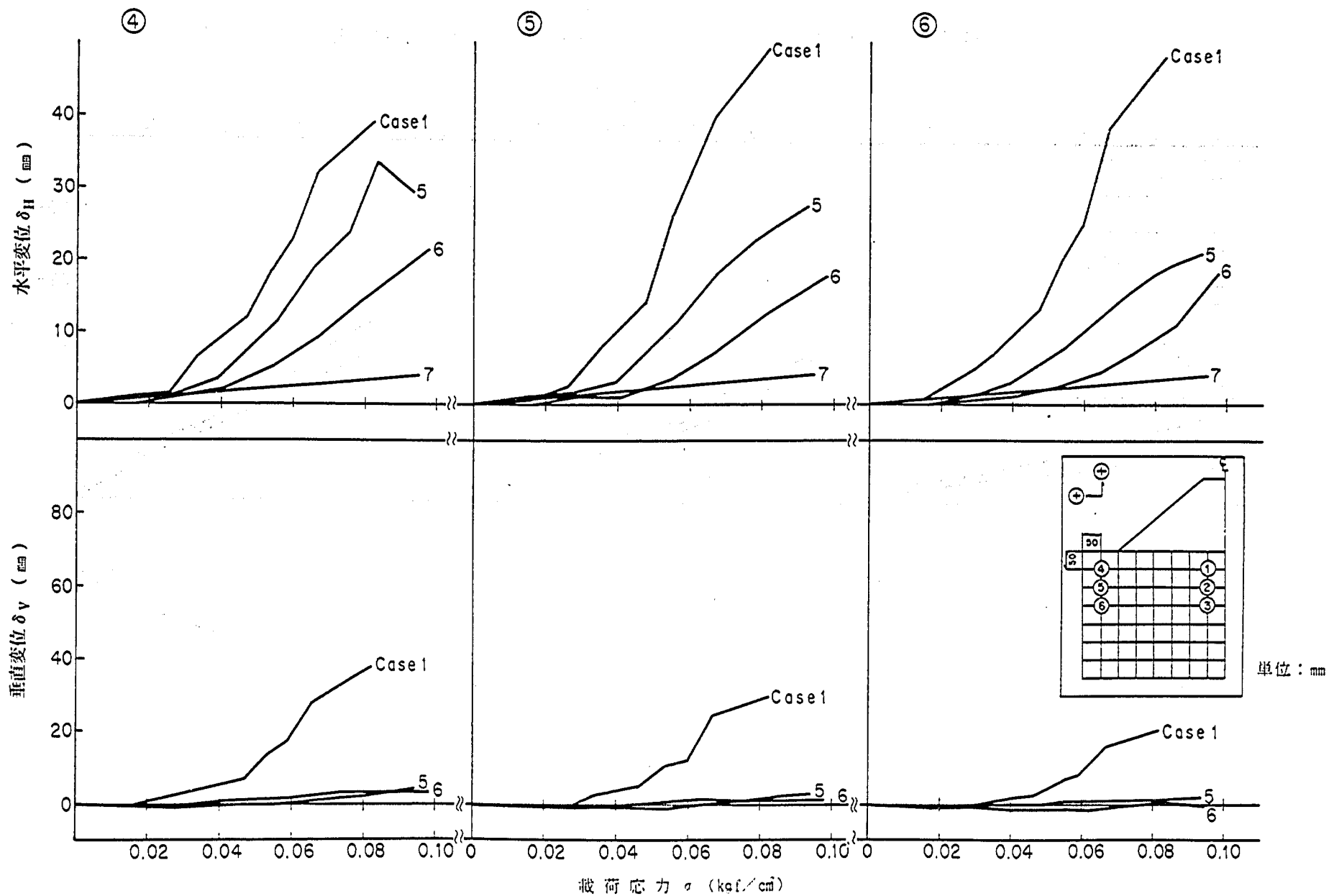


図 4.37 無処理、着底タイプでの载荷応力と側面変位の関係（測点④～⑥）

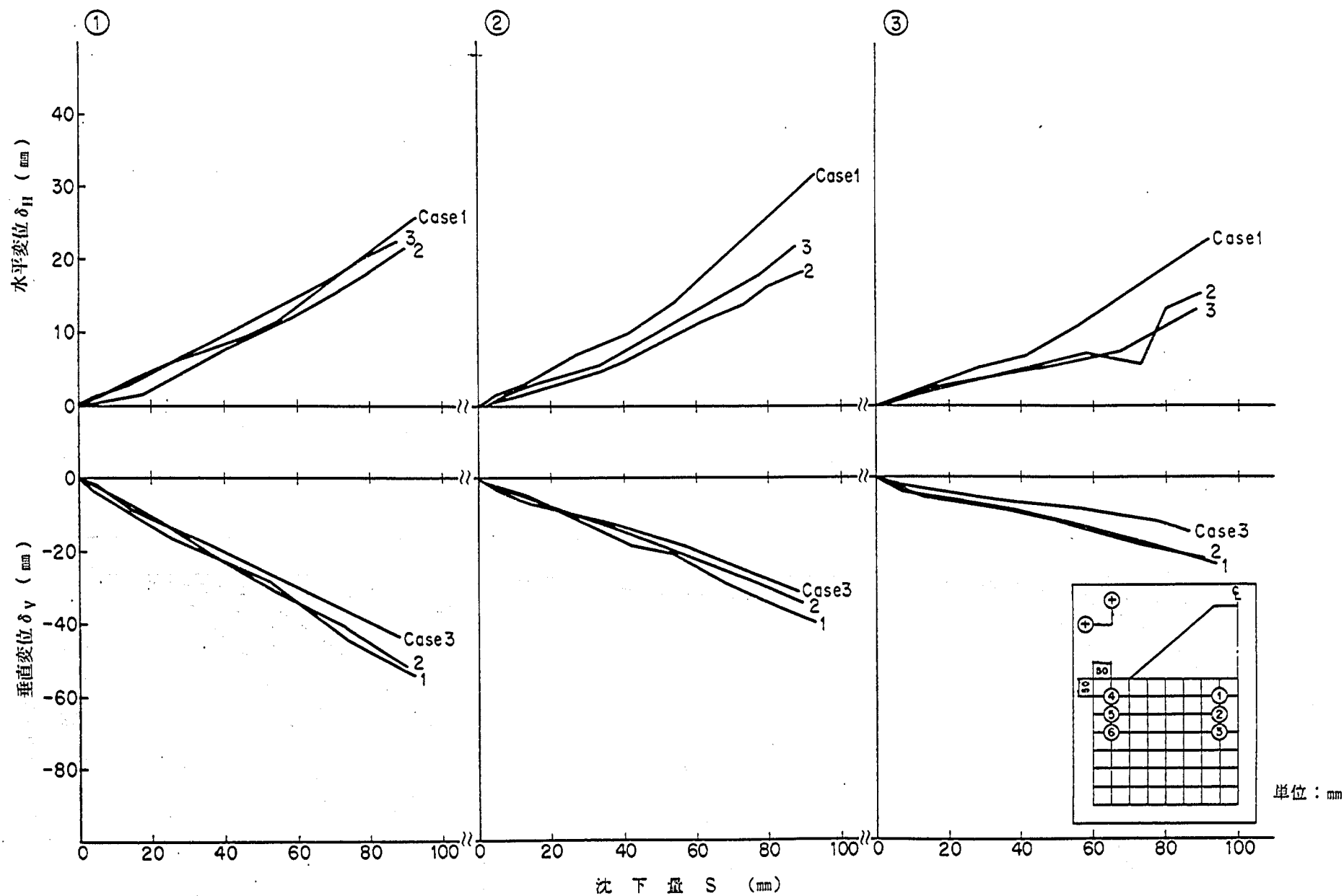


図 4.38 無処理, フローティングタイプでの沈下量と側面変位の関係 (側点①~③)
(case 4 は測点①~③で測定不可)

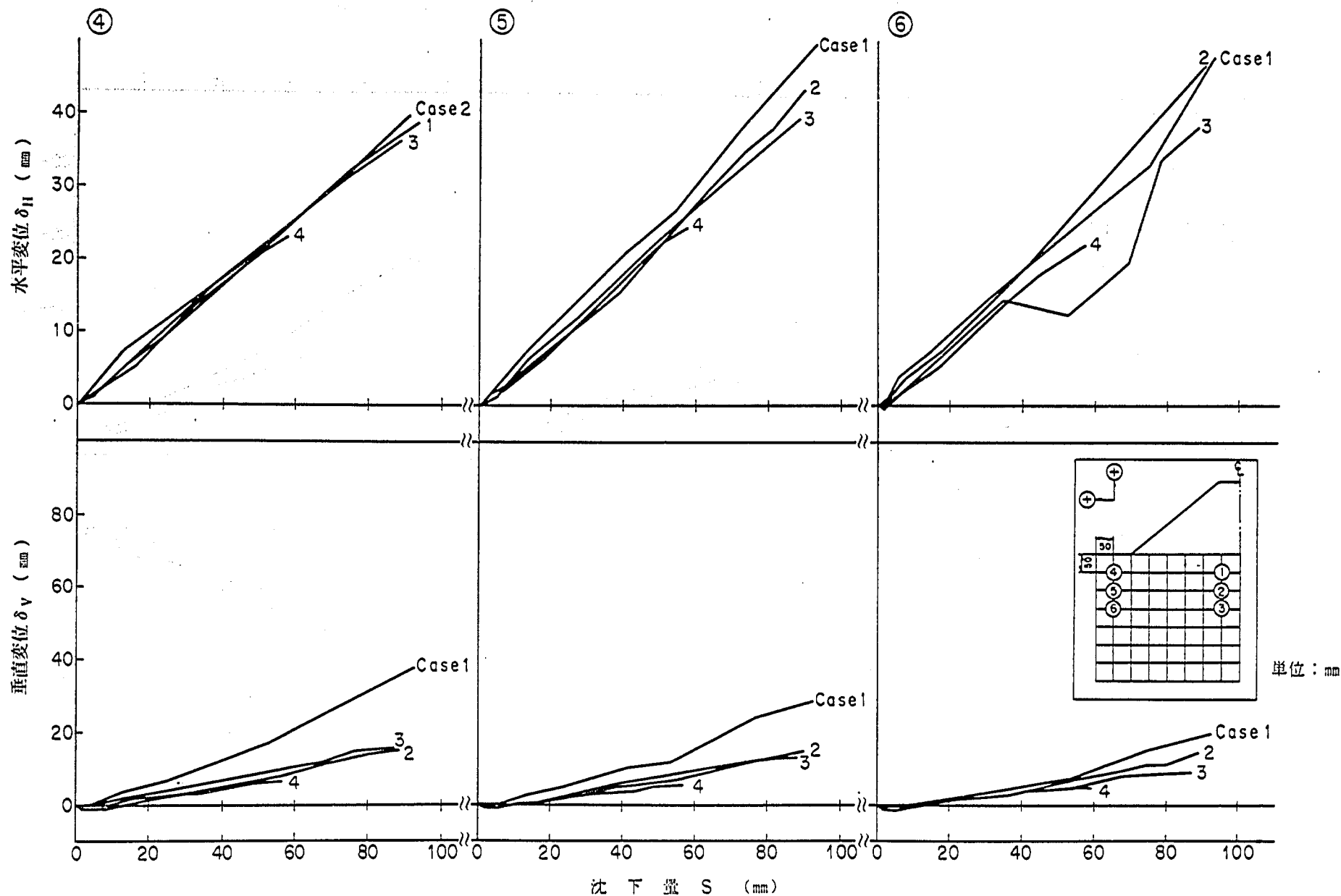


図 4.39 無処理, フローティングタイプでの沈下量と側面変位の関係 (側点④～⑥)

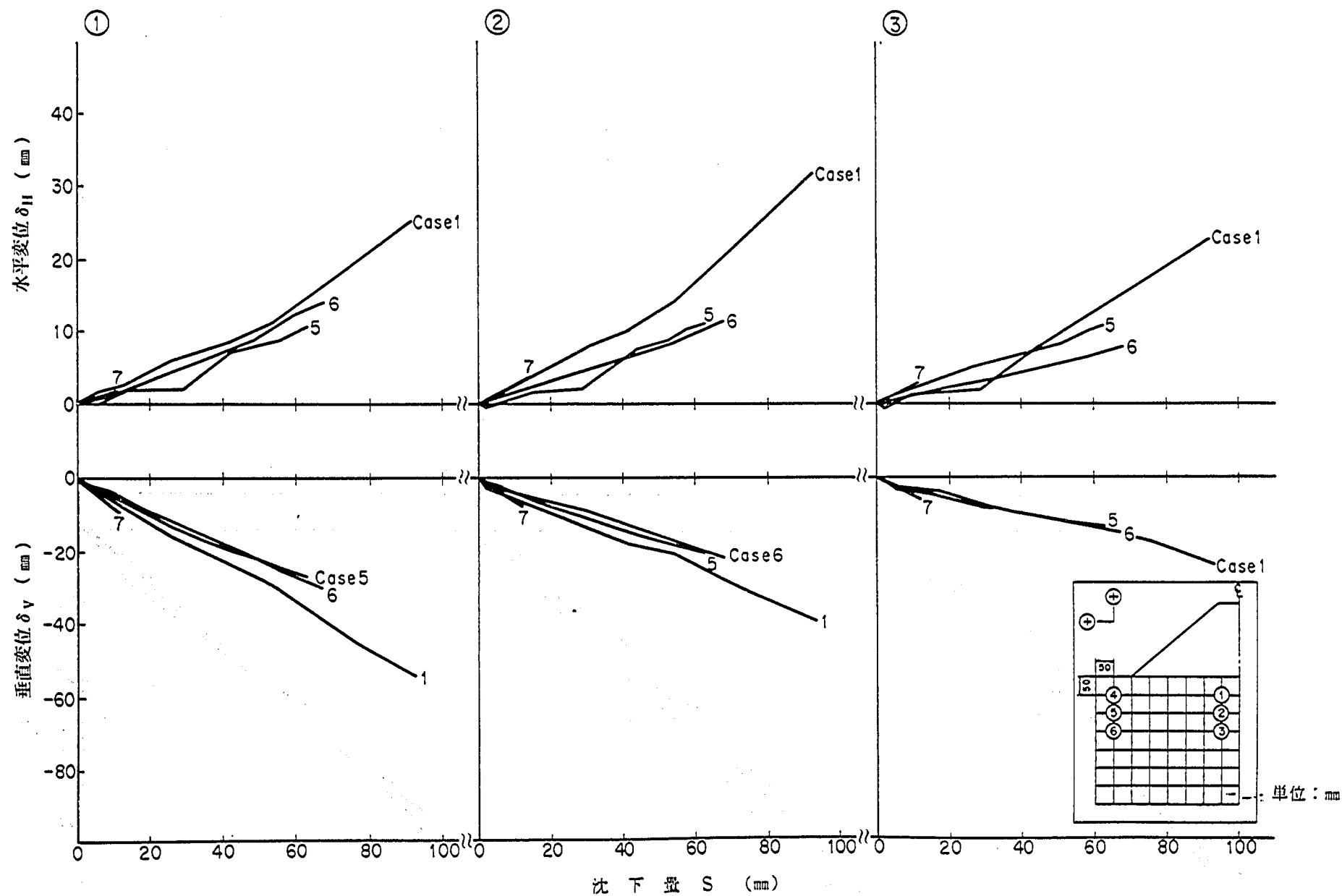


図 4.40 無処理, 着底タイプでの沈下量と側面変位の関係 (測点①~③)

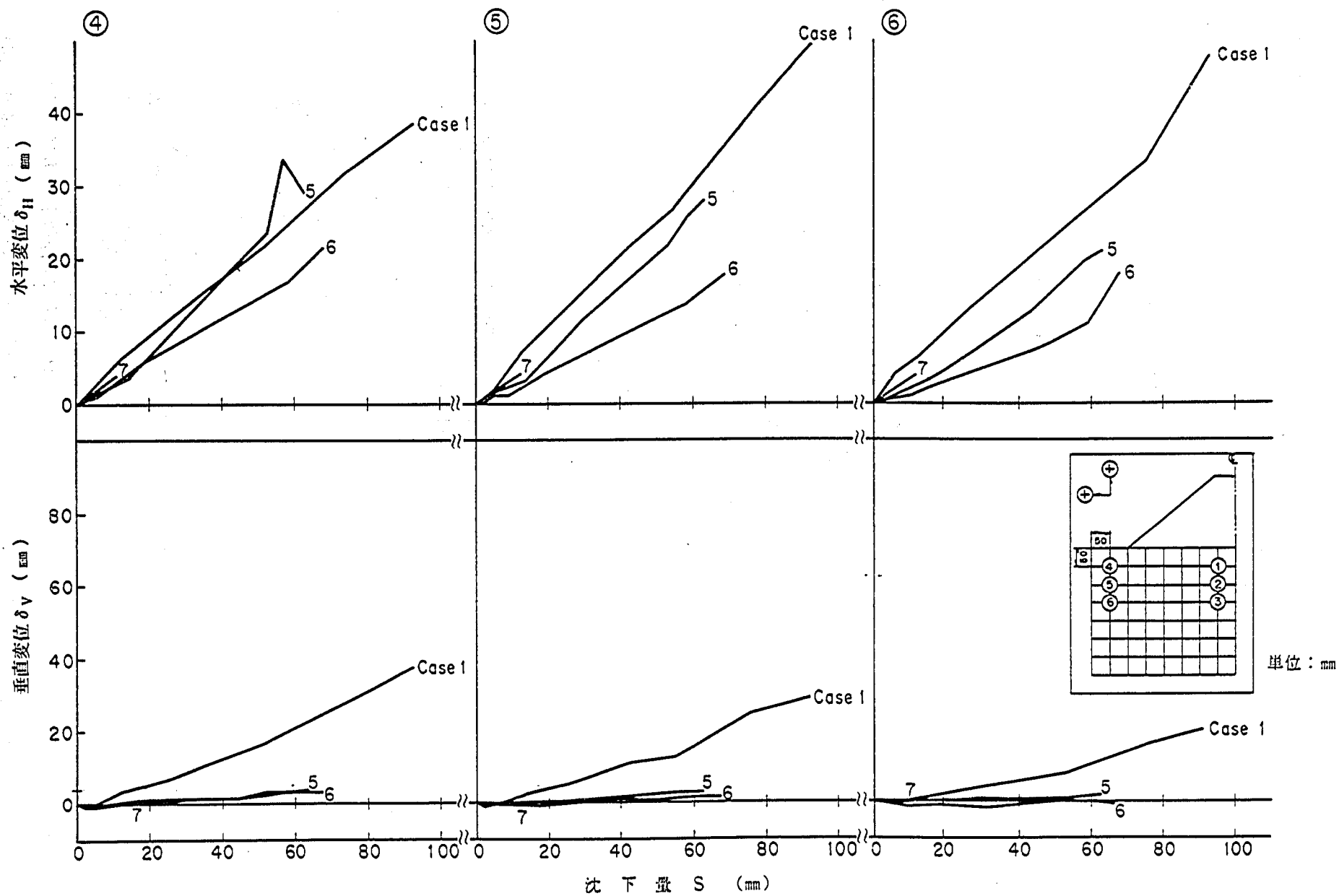


図 4.41 無処理, 着底タイプでの沈下量と側面変位の関係 (測点④～⑥)

ングタイプの $(B/L)=100\%$ と着底タイプ $(B/L)=70\%$ はほぼ同じ値を示している。

図 4.45 には、フローティングタイプと着底タイプの変形モードを比較して示す。フローティングタイプでは柱体底面の動きが大きいのに対して、着底タイプでは柱体上部の動きが大きい。

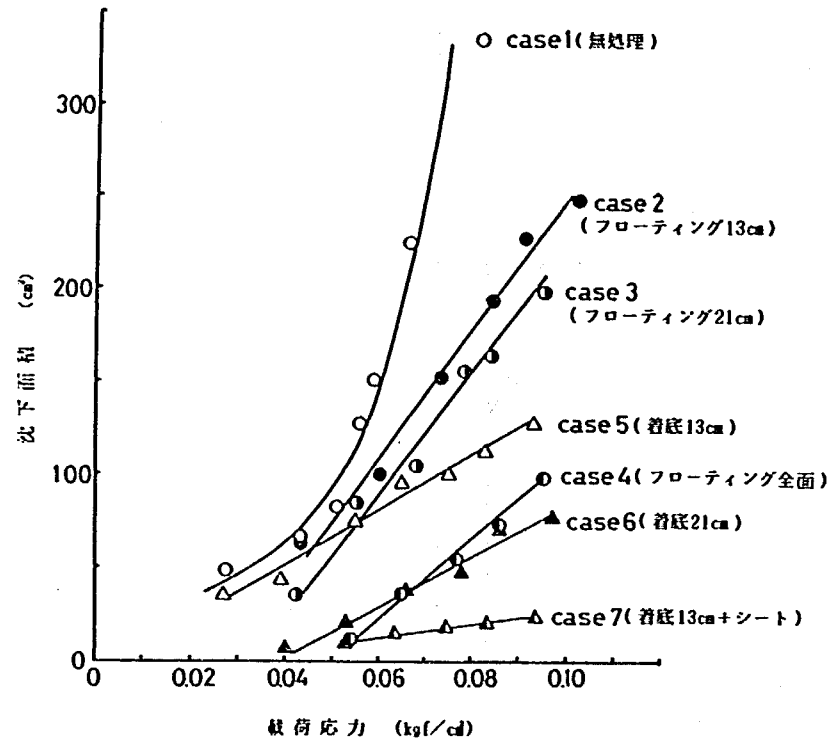


図 4.42 沈下面積と載荷応力の関係

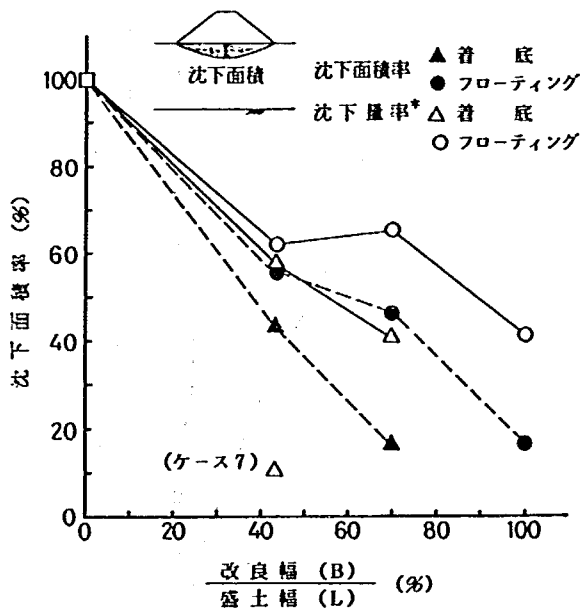


図 4.43 沈下面積率と (B/L) の関係

* (沈下量率とは盛土中央における無処理での沈下量に対する各ケースの比率をいう)

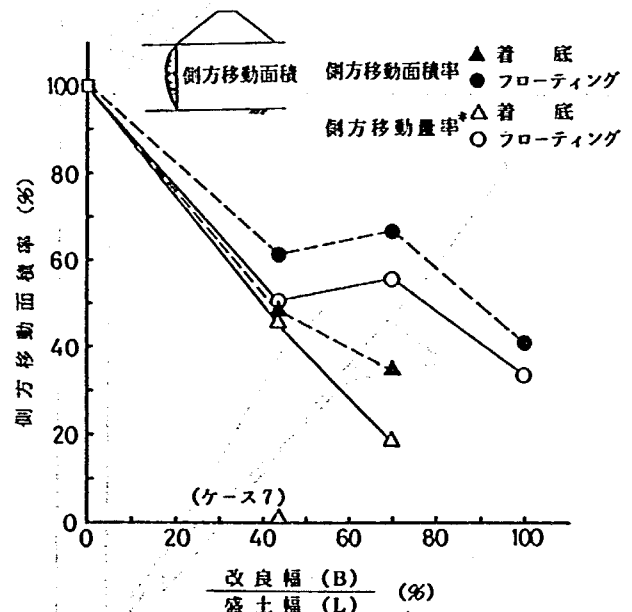


図 4.44 側方移動面積率と (B/L) の関係

* (側方移動量率とは最大側方移動量の無処理と各ケースの比率をいう)

(4) 土圧（盛土中央部）

鉛直土圧と載荷応力（盛土中央部）の関係を図 4.46、図 4.47 に示す。これらの図より、地盤表面の土圧は、盛土の換算土圧（盛土圧×単位体積重量） γH とほぼ一致しているが、降伏応力を越えるとやや減少する傾向がみられる。

(5) 応力分担比

応力分担比 n と載荷応力 σ の関係を図 4.48 に示す。この図より次のことが判明した。

- ① フローティングタイプの場合、応力分担比は降伏応力付近までは増加（ $n = 4$ 程度）するがその後は減少し、ほぼ一定値（ $n = 2$ 程度）に落ち着く傾向を示している。
- ② 着底タイプの場合、応力分担比は降伏応力付近までは増加するが、その後はほぼ一定値（ $n = 2$ 程度）に落ち着く傾向を示している。
- ③ 「着底+ジオテキスタイル」の場合は載荷応力の増加に伴い増加する傾向を示している。

(6) 応力集中係数

応力集中係数 μ_p と載荷応力 σ の関係を図 4.49 に示す。この図より次のことが判明した。

- ① フローティングタイプおよび着底タイプとも改良幅に応じて応力集中係数が増大している。
- ② フローティングタイプおよび着底タイプとも応力集中係数は降伏応力までは増加し、その後は減少する傾向がみられる。
- ③ 「着底+ジオテキスタイル」の応力集中係数は、載荷応力の増加に伴い増加する傾向がみられる。
- ④ 応力低減係数 μ_p は、フローティングタイプの場合、載荷応力の増加に関係なくほぼ一定となる傾向を示している。一方、着底タイプの場合は載荷応力の増加に伴い減少する傾向を示している。

(7) 改良柱体上・下部応力

改良柱体上・下部応力比と載荷応力の関係を図 4.50、図 4.51 に示す。これらの図より次のことが判明した。

- ① 改良柱体の上・下部の応力差は、フローティングタイプの場合、載荷応力が増加するにつれて増加し、その後はほぼ一定となり、上・下部の応力比もほぼ一定となっている。これは、載荷応力の増加に伴い改良柱体の周面摩擦が増加し続け、降伏応力を越え沈下が急に進行するにつれ、改良柱体先端付近の側方移動も進行し、支持力がほぼ一定もしくは低下するためと考えられる。
- ② 着底タイプの場合、ケース 6 では応力比はほぼ一定の値を示している。しかし、改良幅の小さいケース 5 ではかなりばらついた値となっている。これは改良柱体頭部の水平移動量が大きく、このため柱体が傾き正しい土圧が測定されていないためと考えられる。

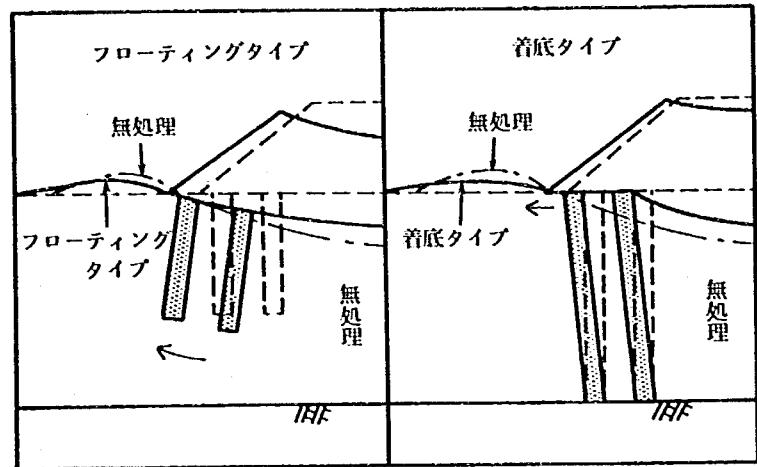


図 4.45 地盤および改良柱体の挙動の模式

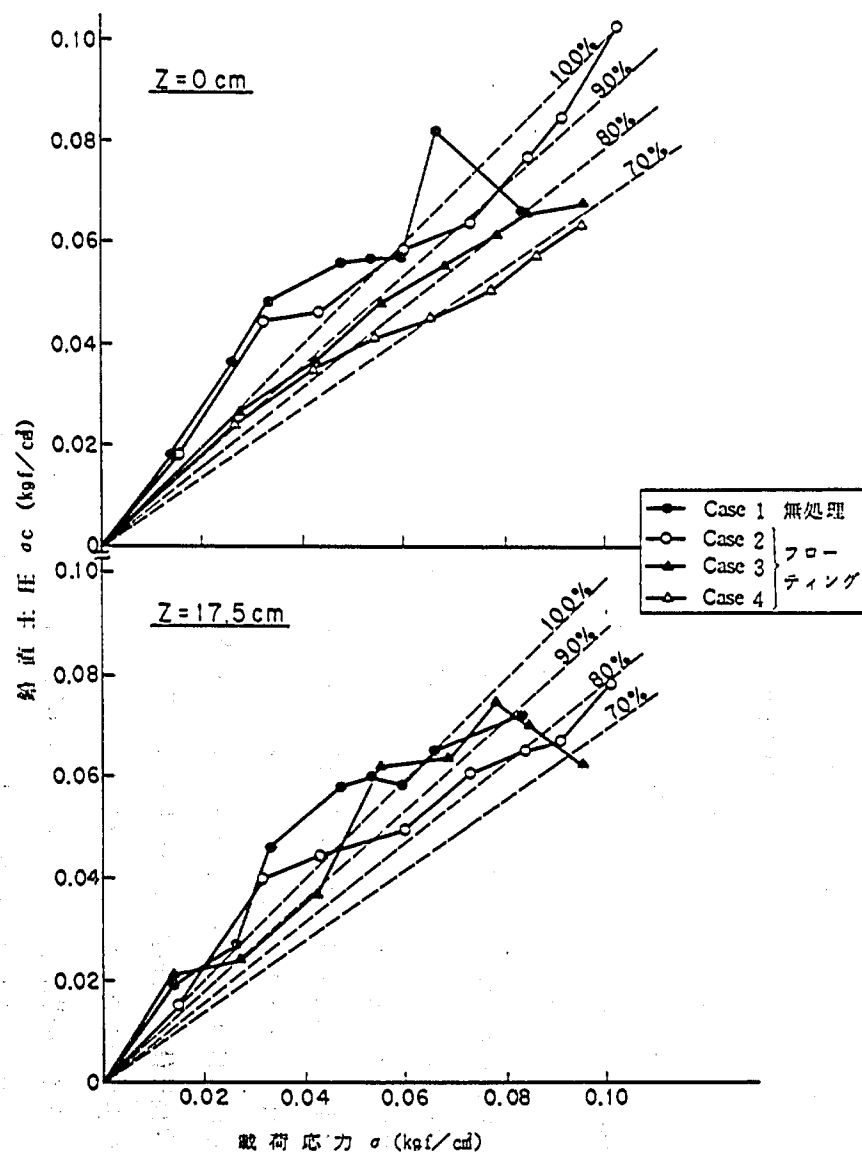


図 4.46 無処理、フローティングタイプにおける鉛直土圧と
 載荷応力（盛土中央）の関係
 （ここで Z とは地表面からの深さを示す）

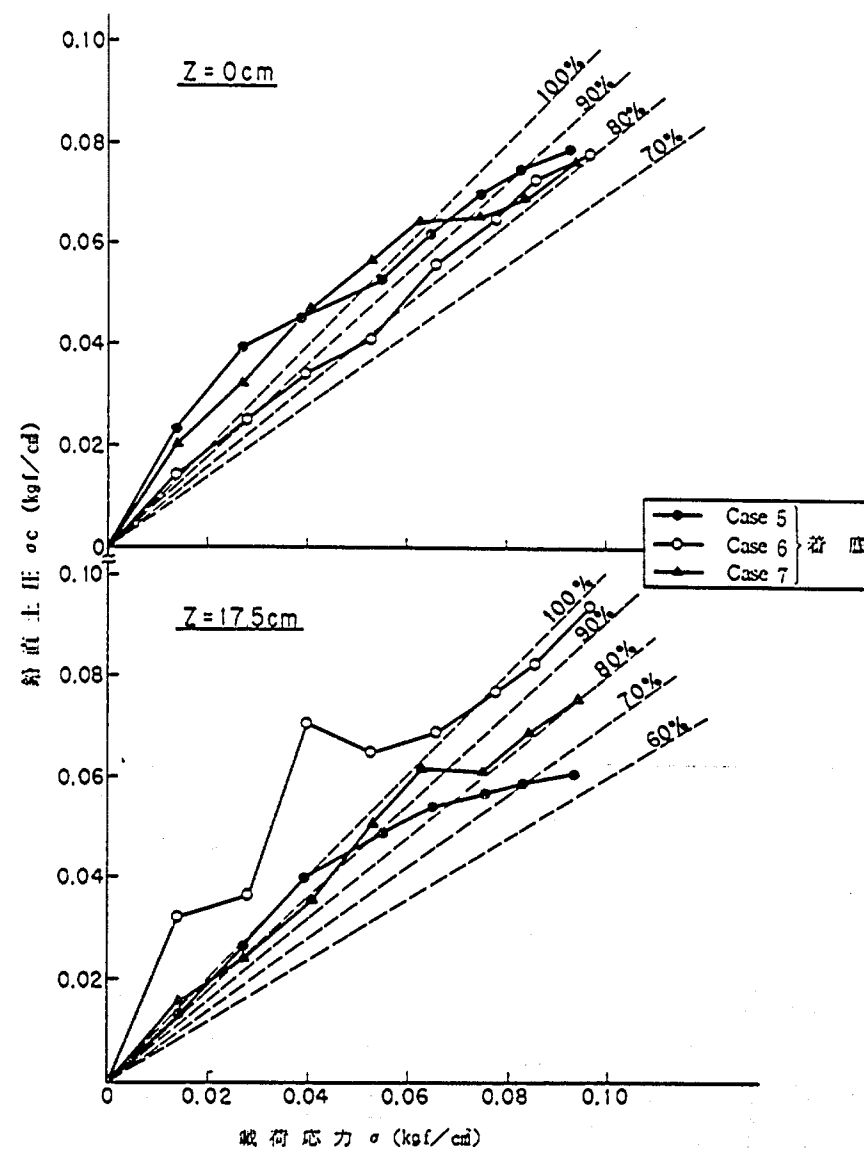


図 4.47 着底タイプにおける鉛直土圧と載荷応力関係
 （盛土中央）の関係
 （ここで Z とは地表面からの深さを示す）

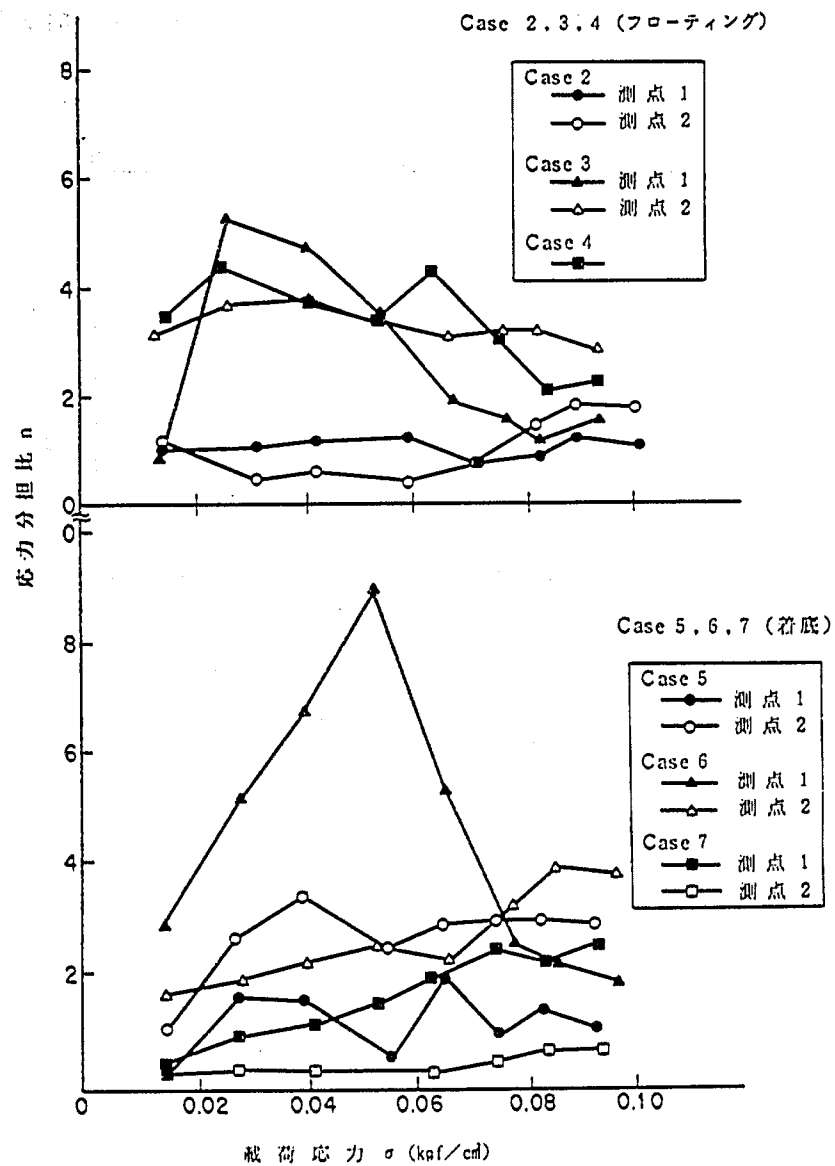


図 4.48 応力分担比と載荷応力の関係

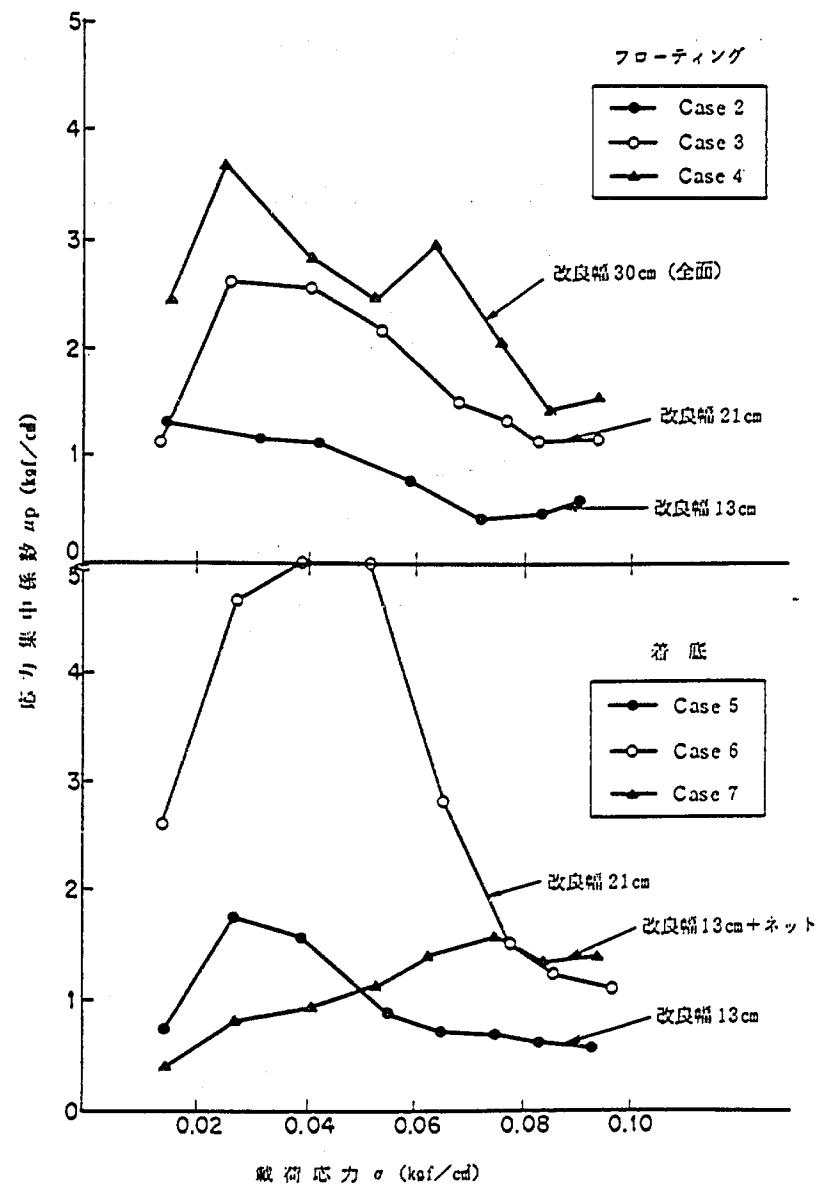


図 4.49 応力集中係数と載荷応力の関係

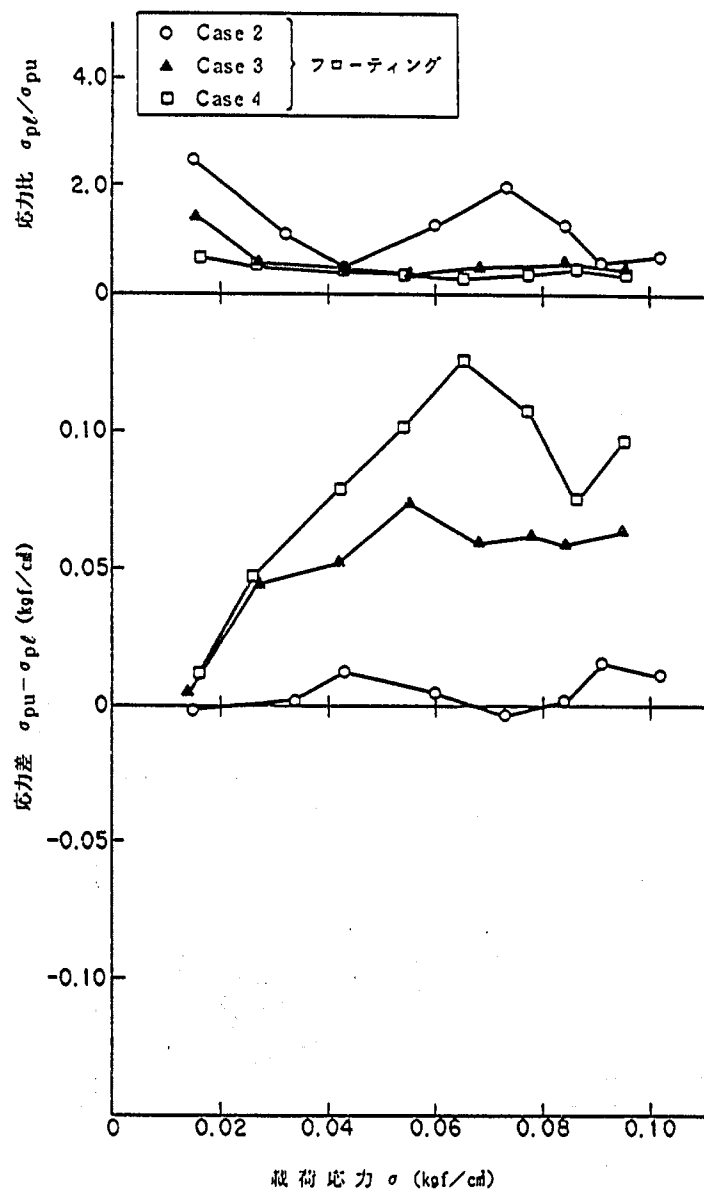


図 4.50 改良柱体上・下部の応力比, 応力差と載荷応力の関係(1)
(フローティングタイプ)

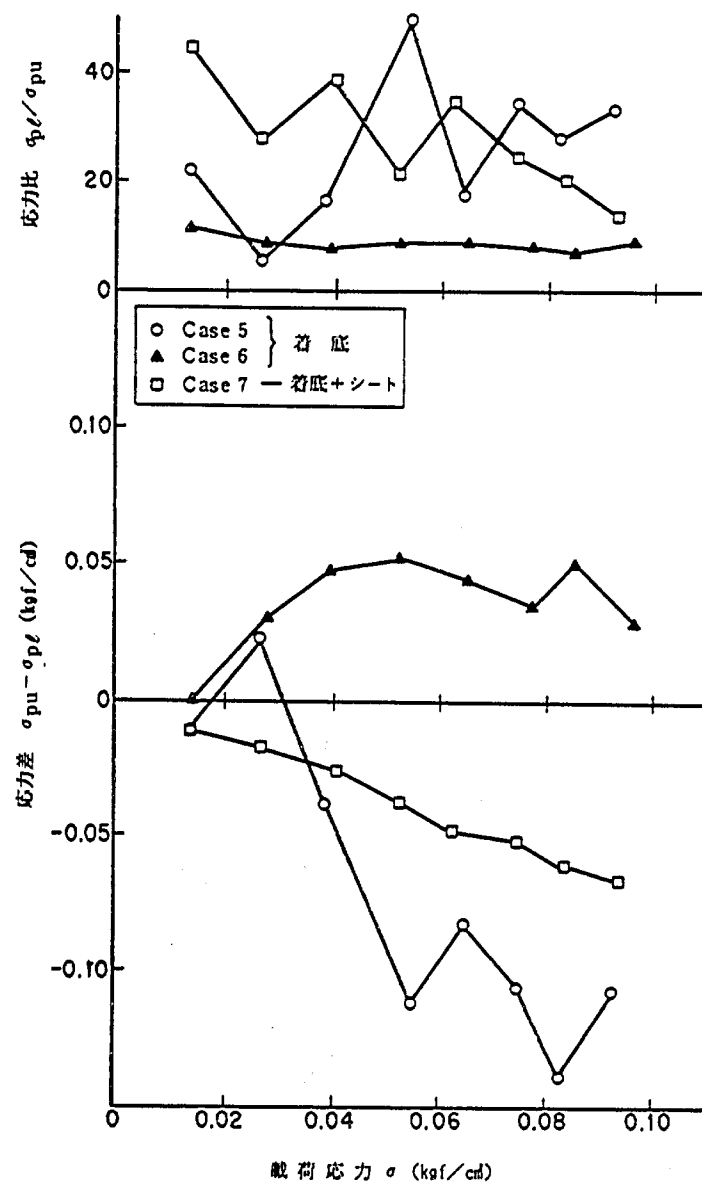


図 4.51 改良柱体上・下部の応力比, 応力差と載荷応力の関係(2)
(着底タイプ)

(8) 水平土圧

深度を変えて測定した水平土圧と水平変位の関係を図 4.52, 図 4.53 に示す。これらの図より次の事が判明した。

- ① 水平土圧は水平変位が増大するまで増加し、水平が増大するとほぼ一定値に落ち着いている。
- ② 水平土圧は、深度12cmと24cmでは、深度12cmの方が小さくなっている。これは、土圧計設置位置が深度24cmに比べて水平変位量が大きいためと考えられる。
- ③ 深度12cmの水平土圧はフローティングタイプの場合、降伏応力付近ではほぼ一定値を示すが、改良幅に応じて水平土圧が低減される傾向がみられる。一方、着定タイプの場合、フローティングタイプに比べ変位が小さいため、降伏応力をこえてもわずかに増加する傾向を示しているが、降伏応力付近における水平土圧はフローティングタイプ同様に、改良幅に応じて減少している。

(9) 間隙水圧

間隙水圧と土中鉛直土圧の関係を図 4.54(1), (2) に示す。この図より、無処理およびフローティングタイプの間隙水圧は土中鉛直土圧のほぼ 90 %を示している。

一方、着定タイプの間隙水圧は土中鉛直土圧を上回っている。これは、無処理およびフローティングタイプに比べ、改良柱体が地盤の側方移動に対して拘束が大きく、これによって間隙水圧が上昇したためであると考えられる。

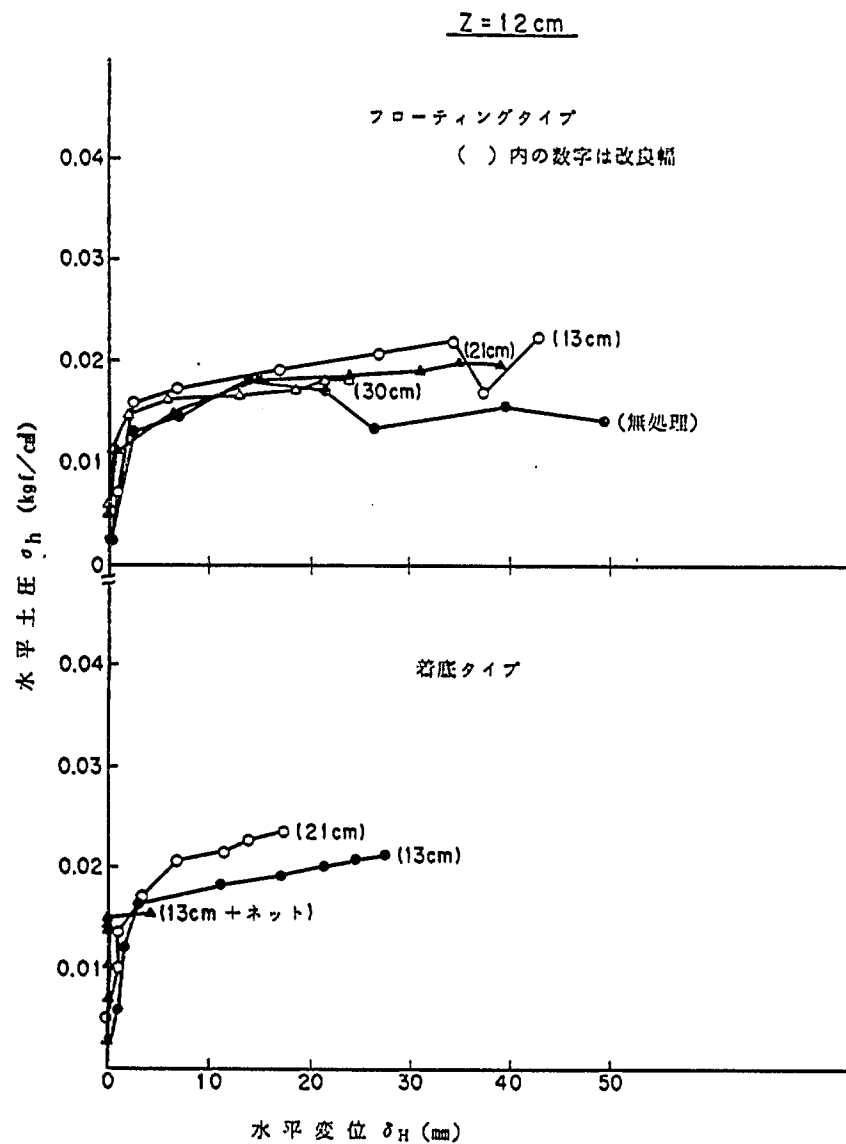


図 4.52 水平土圧と水平変位の関係(1)
(測定深度 $Z = 12 \text{ cm}$)

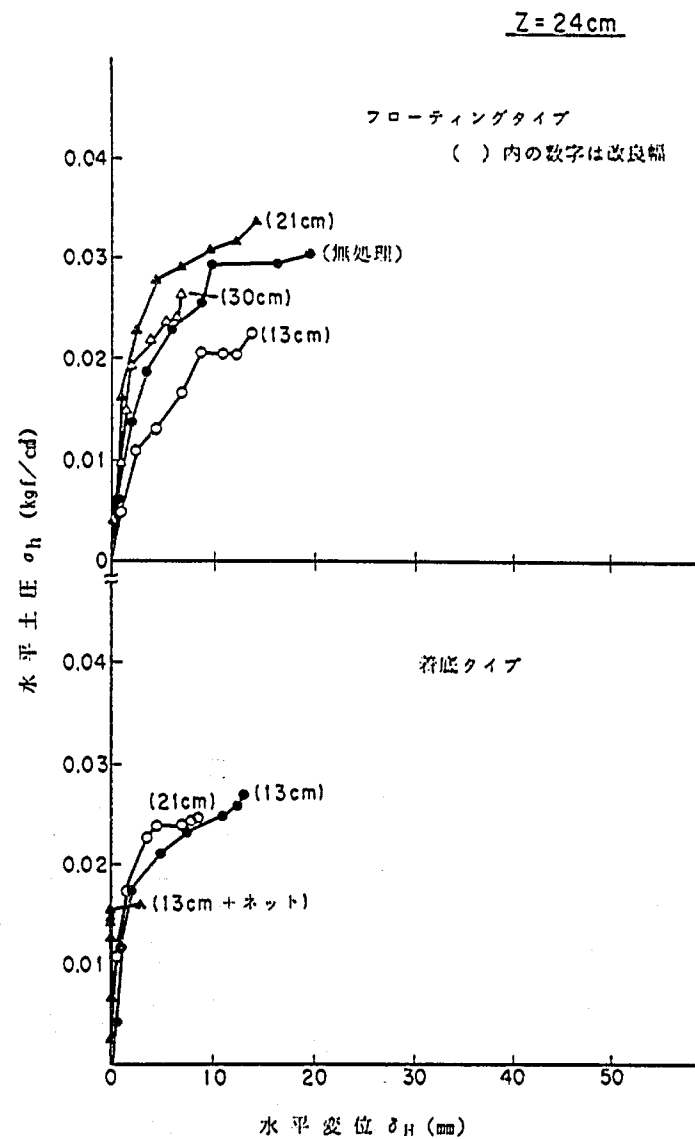


図 4.53 水平土圧と水平変位の関係(2)
(測定深度 $Z = 24 \text{ cm}$)

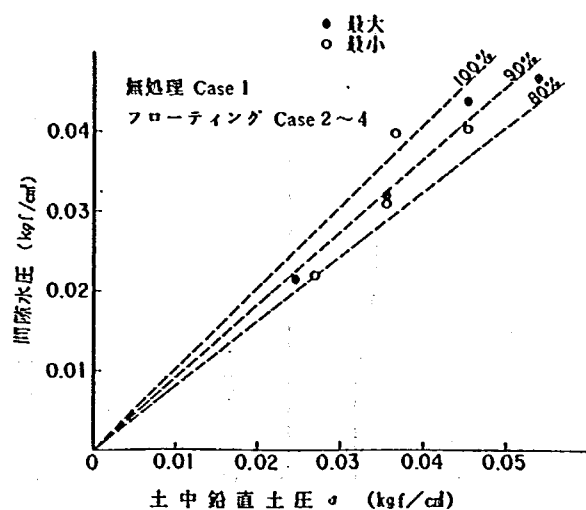


図 4.54 (1) 間隙水圧と土中鉛直土圧の関係
(無処理, フローティングタイプ)

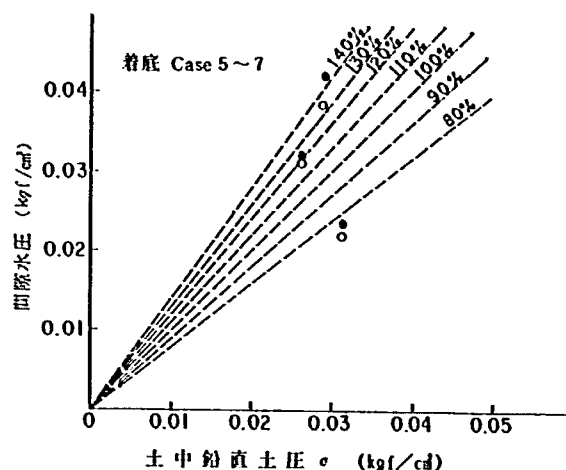


図 4.54 (2) 間隙水圧と土中鉛直土圧の関係
(着底タイプ)

4.2.3 実験Ⅲの結果 (フレキシブル载荷による改良位置の検討)

(1) 沈下量及び沈下低減率に及ぼす改良位置の影響

改良位置を「のり尻部」「のり肩部」及び「盛土中央部」と変化させた場合の盛土中央における沈下量と荷重の関係を、図 4.55 に示す。また、沈下低減率と荷重の関係は、図 4.56 に示す。なお、この場合沈下低減率とは無処理地盤の盛土中央における沈下量を基本にしている。また、降伏応力とその時の沈下低減率を表 4.11 に示す。

これらの図表から、次の傾向が認められる。

- ① 盛土中央部の沈下量は、改良位置が盛土中央に近いほど小さい。しかし、盛土中央改良では、のり肩部の沈下量が盛土中央部より大きい。これは、のり肩部が改良範囲の外にあり、盛土荷重が直接軟弱地盤に載っているためと考える。
- ② 各ケースともに载荷による明瞭な破壊を示さず、破壊形状は局所せん断破壊が生じたと考える。
- ③ 降伏応力は、改良位置が盛土中央に近いほど大きい。
- ④ 沈下低減率は、各ケースともに降伏応力までは低下し、その後は、「のり尻改良」では 70～90 %、「のり肩改良」では 40～60 %、また「中央改良」では 15～20 % となっている。なお、のり尻・のり肩改良では、载荷応力が小さいとき沈下低減率が 100 % を超えているが、この原因としては、沈下量が小さいことによる測定誤差、軟弱地盤の不均一性 (模型地盤状態の再現性) が考えられる。

表 4.11 改良位置による降伏応力および沈下低減率の比較

支持型式	無 処 理	着 底		
		のり尻改良	のり肩改良	盛土中央改良
降 伏 応 力 (kgf/cm ²)	0.031	0.036	0.046	0.053
沈下低減率 (%)	—	80	40	15

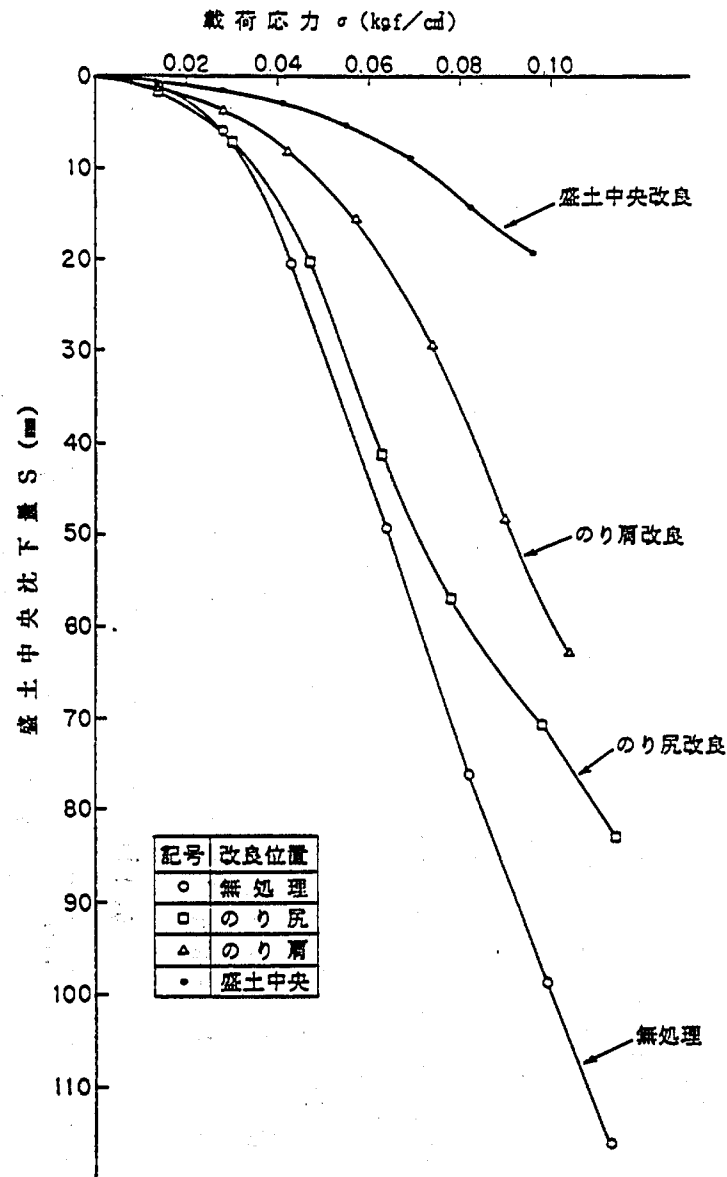


図 4.55 改良位置の違いによる沈下量と荷重の関係

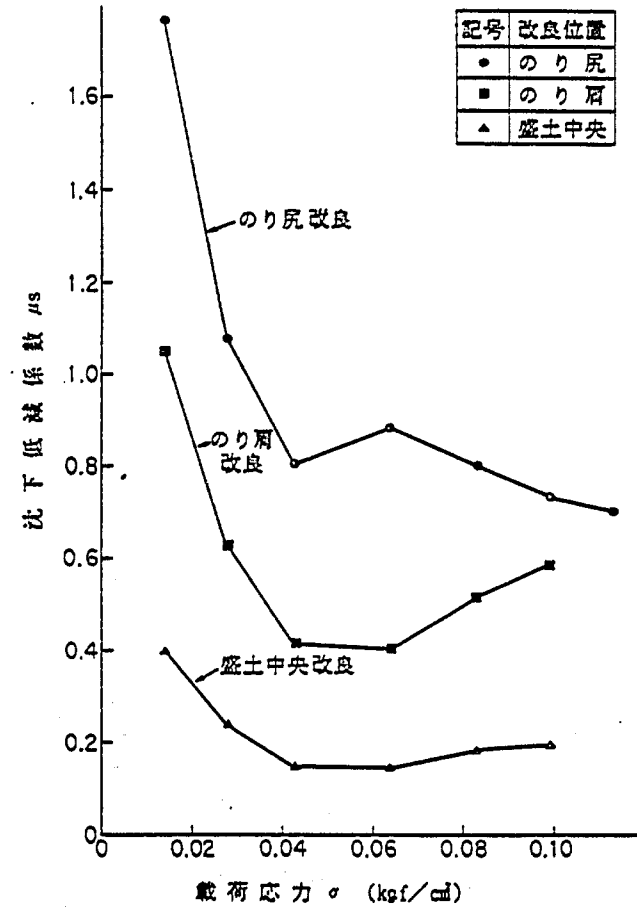


図 4.56 改良位置の違いによる沈下低減係数～載荷応力の関係

(2) 表面変位

表面変位と荷重の関係は、図 4.57、表面変位と沈下量の関係は、図 4.58、隆起・側方移動率の関係図は、図 4.59(1), (2)にそれぞれ示した。

これらの図から次の傾向が認められる。

- ① 表面変位量が最大になる所は、各ケースともりの尻から20cm以内である。
- ② 隆起量と水平変位量を比較した場合、水平変位量の方が大きい。
- ③ 表面変位が顕著になる応力は、降伏応力にはほぼ対応している。
- ④ 表面変位は、「無処理」→「のり尻改良」→「中央改良」→「のり肩改良」の順に小さくなっている。
- ⑤ 隆起率は、「のり尻改良」で無処理の約半分、「のり肩改良」で約 $\frac{1}{4}$ 、「中央改良」で前者の中間値となっている。水平移動率は、「のり尻改良」で無処理の約 $\frac{7}{10}$ 割、「のり肩改良」で約 $\frac{4}{10}$ 割、「中央改良」で約半分となっている。隆起率は、水平移動率より小さく、無処理で約 $\frac{9}{10}$ 割、改良した各ケースでは、約 $\frac{6}{10}$ 割とほぼ同様の結果になっている。

(3) 地盤内変位（側面マーカーの動き）

各ケースにおける載荷応力 $\sigma = 0.096 \text{ kgf/cm}^2$ での地盤内移動の関係をベクトル図を図 4.60, 図 4.61 に示す。また側方変位～載荷応力を図 4.62, 図 4.63 に、側方変位～沈下量を図 4.64, 図 4.65 に示す。さらに載荷荷重と沈下面積・側方移動面積の関係を図 4.66, 図 4.67 に、沈下面積軽減率、側方移動面積軽減率を図 4.68, 図 4.69 に示す。そこで、沈下面積とは盛土底面における沈下分布を面積に置き換えた値である。また、載荷荷重による地盤および荷重の変形の連続写真を巻末付録写真付 16～付 19 に示す。これらの図から、次の事柄が言える。

- ① 水平変位は、無処理、改良を問わず、のり尻近くで最大となり、盛土外および盛土中央に向かって変位量は小さくなっている。水平変位の最大値は、無処理で深度10cm付近、改良では各ケースとも深度5cm付近となっている。
- ② 垂直変位は、「中央改良」を除き盛土中央が最大の沈下を示し、のり尻にかけて沈下量が減少している。一方、盛土外では隆起を示す。
- ③ 図 4.57, 図 4.58 に示す載荷応力～沈下面積の関係、載荷応力～側方移動面積の関係から、各ケースとも載荷応力に伴って沈下面積、側方移動面積が比例的に増加している。また、改良位置を変えることによる差異が認められる。
- ④ 図 4.57, 図 4.58 を比較すると、沈下面積と側方移動面積はほぼ等しい傾向がうかがえる。沈下面積軽減率は、「のり尻改良（Case 2）」では60%前後、「のり肩改良（Case 3）」では降伏応力まで低下し、その後増加するが20～30%の範囲内にある。また、「盛土中央改良（Case 4）」では降伏応力まで低下し、その後30%前後に落ち着く。側方移動面積軽減率は、「のり尻改良（Case 2）」では、60%前後、「のり肩改良（Case 3）」では18%前後で荷重が増加するに従って若干増加し、28%前後となる。また、「盛土中央改良（Case 4）」では、90%から徐々に低下し、降伏応力以上で35%前後になる。

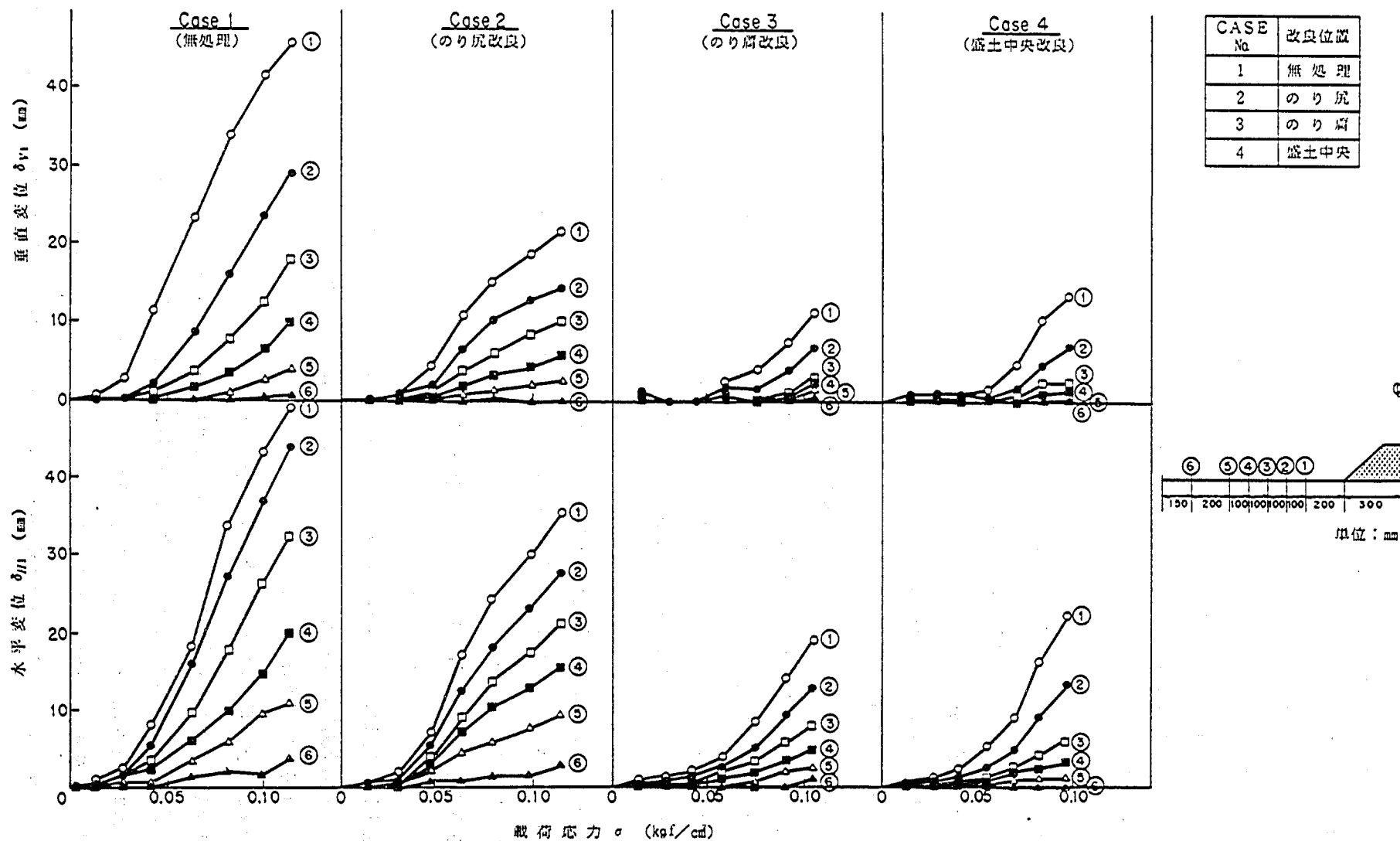
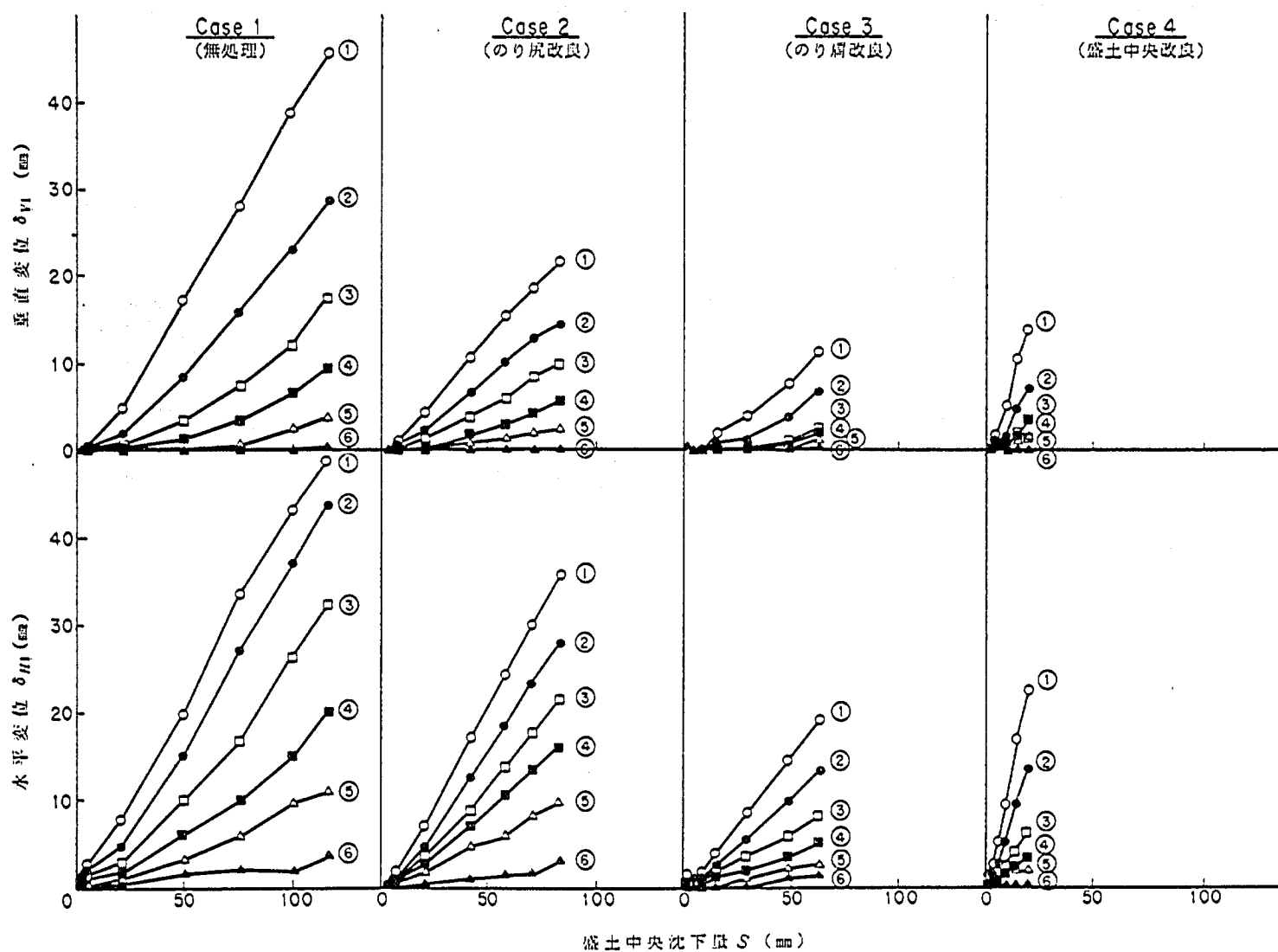


図 4.57 表面変位～載荷応力関係比較図
(○中の数字は測定位置を示す。)



CASE No.	改良位置
1	無処理
2	のり尻
3	のり腐
4	盛土中央

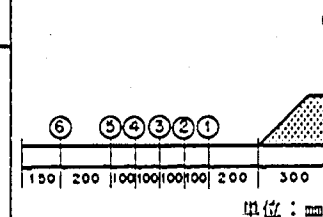


図 4.58 表面変位～沈下量関係比較図
(○中の数字は測定位置を示す。)

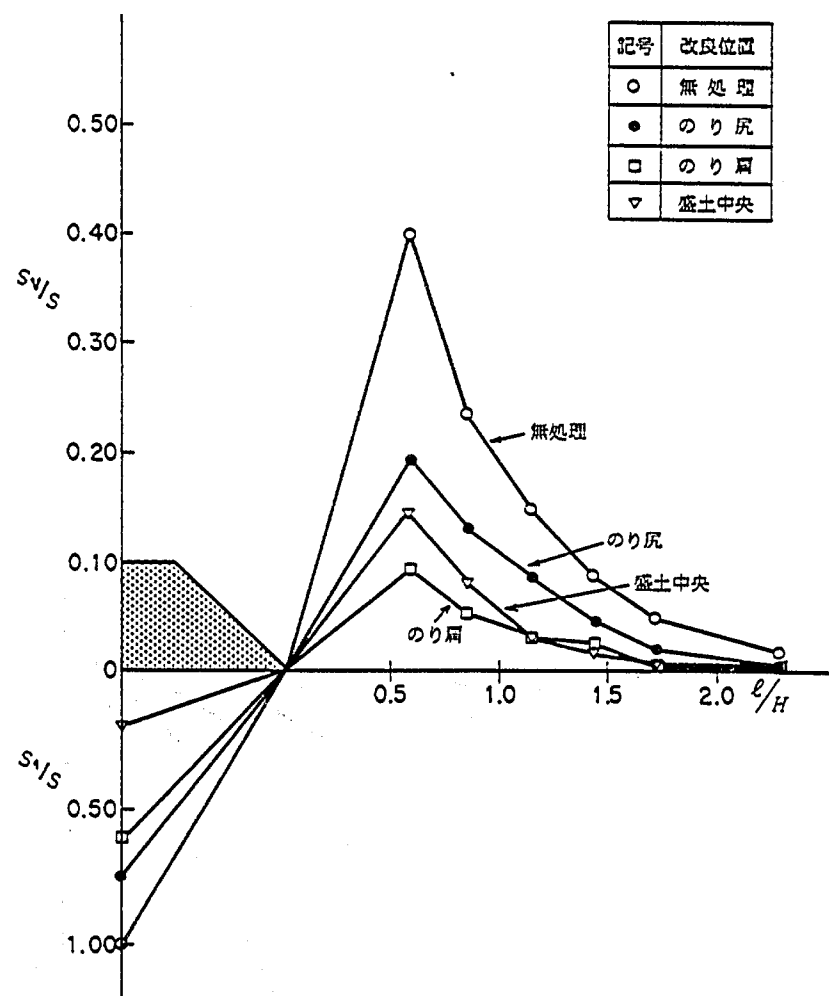


図 4.59(1) 盛土の沈下量及び側方地盤隆起量の関係

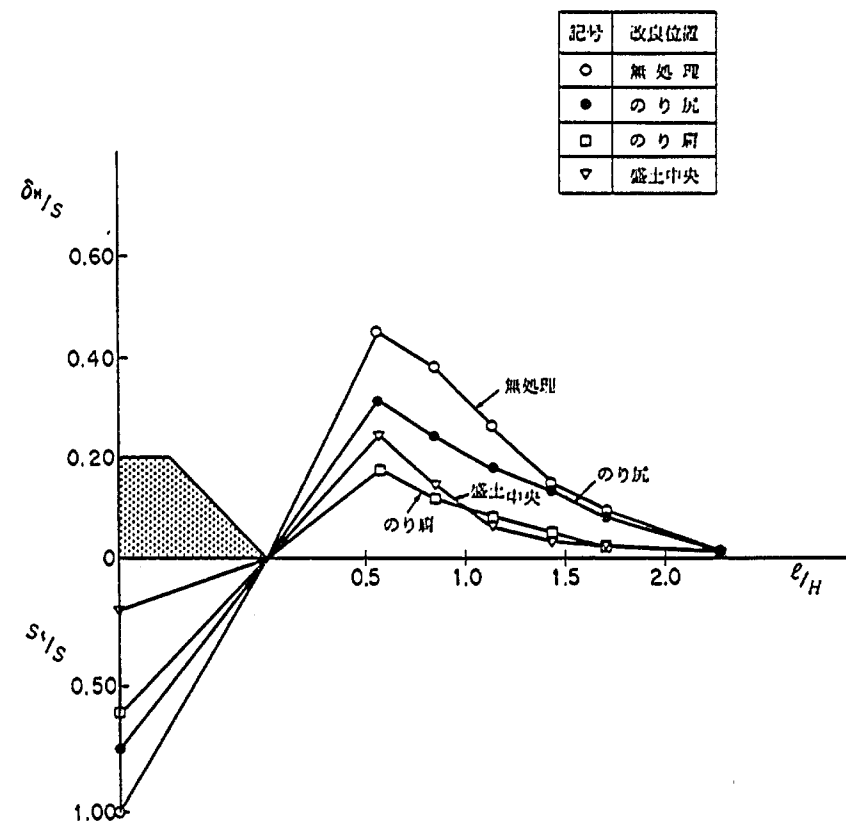


図 4.59(2) 盛土の沈下量及び側方地盤水平移動量の関係

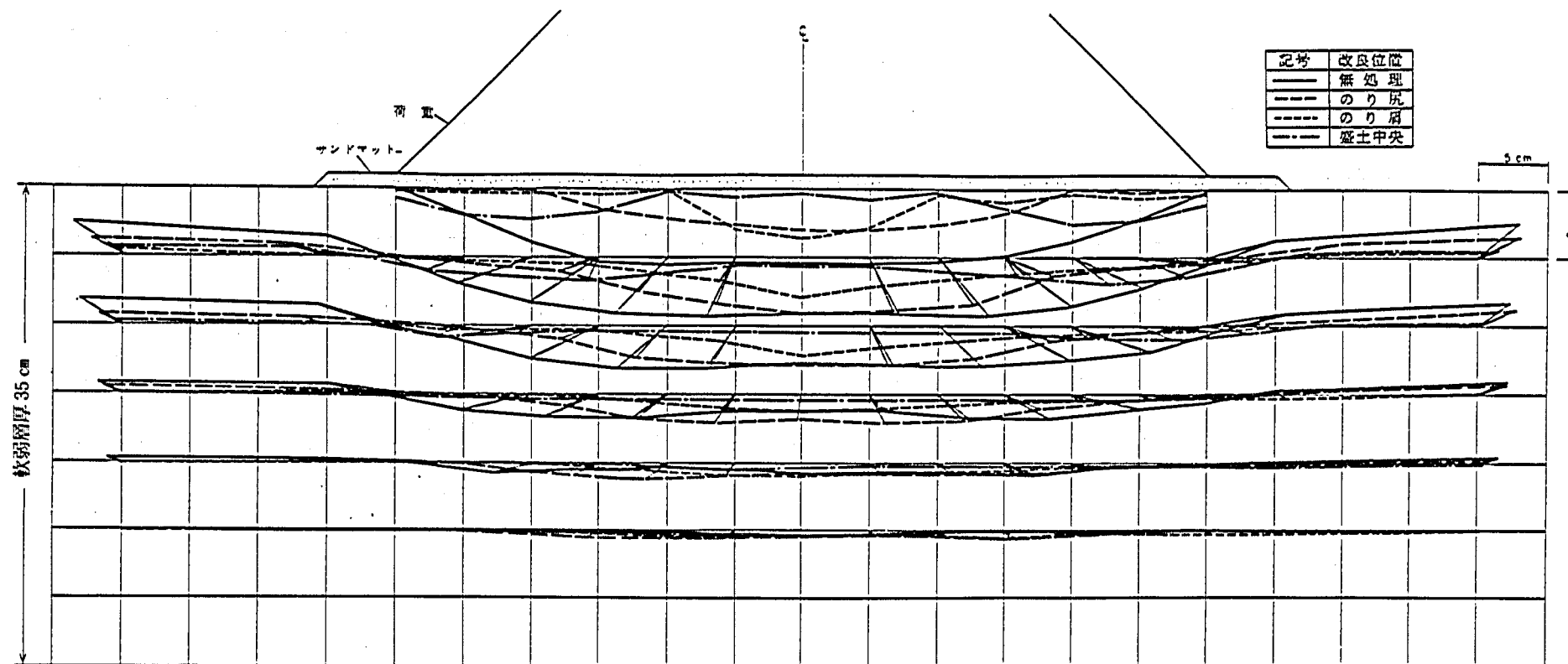


図 4.60 側面の垂直方向の変位に着目した全体比較 (荷重応力 $\sigma = 0.096 \text{ kgf/cm}^2$)

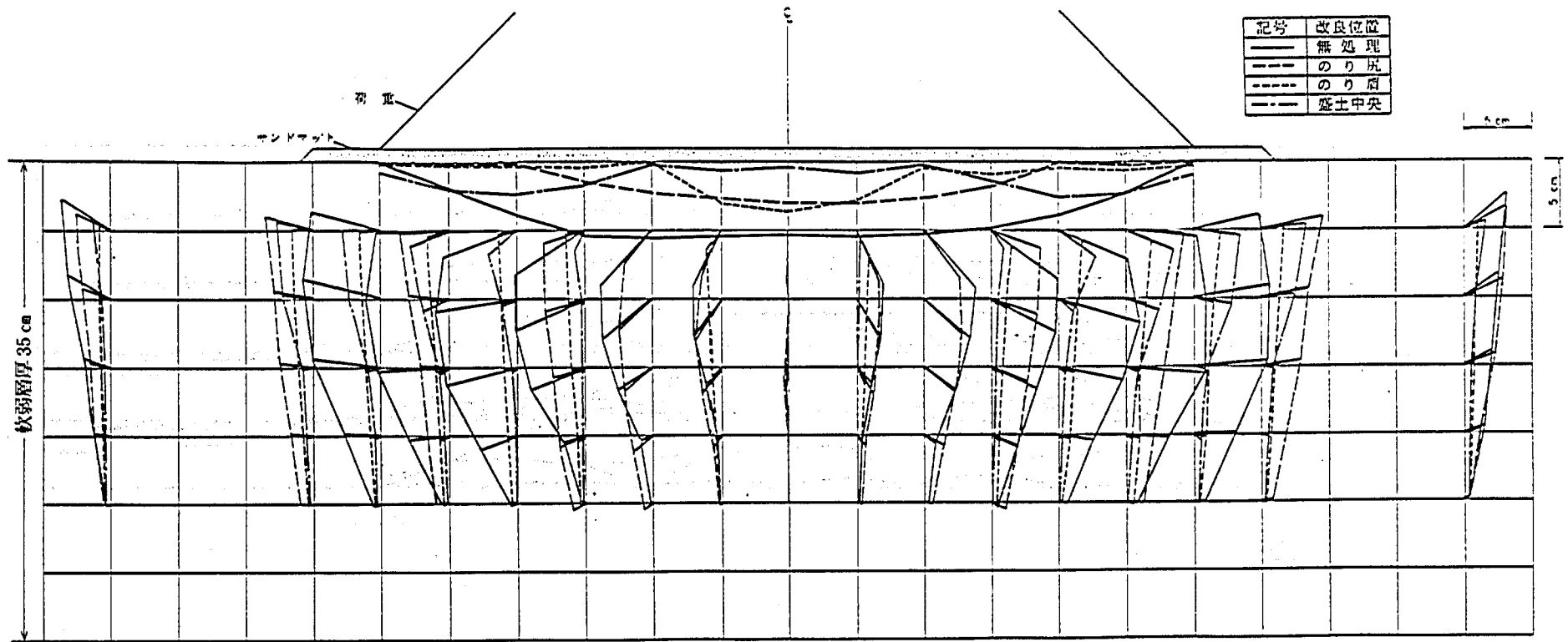


図 4.61 側面の水平方向の変位に着目した全体比較（荷重応力 $\sigma = 0.096 \text{ kgf/cm}^2$ ）

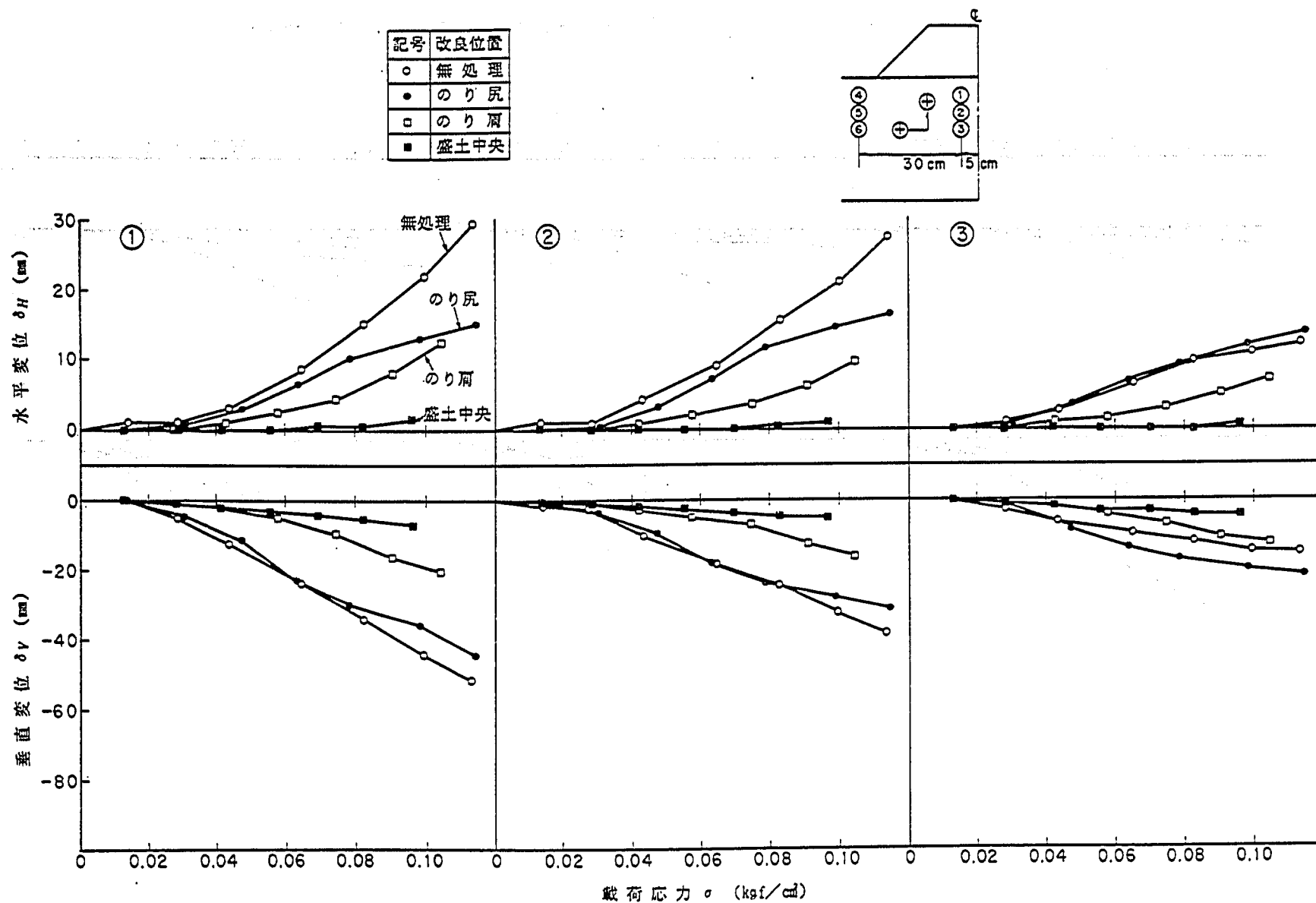


図 4.62 改良位置による側面変位～載荷応力の比較図(1) (測点①～③)

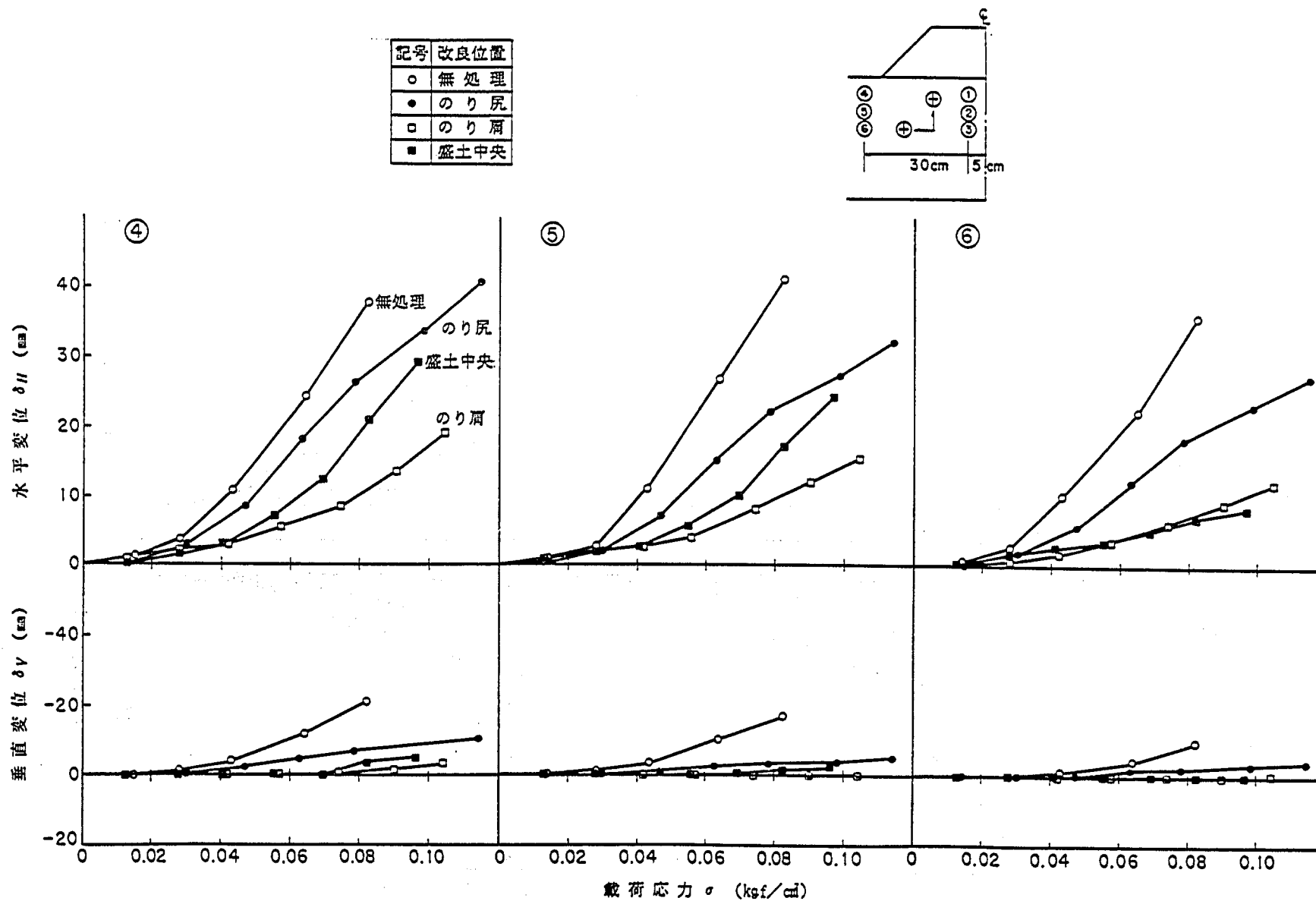


図 4.63 改良位置による側面変位～載荷応力の比較図(2) (測点④～⑥)

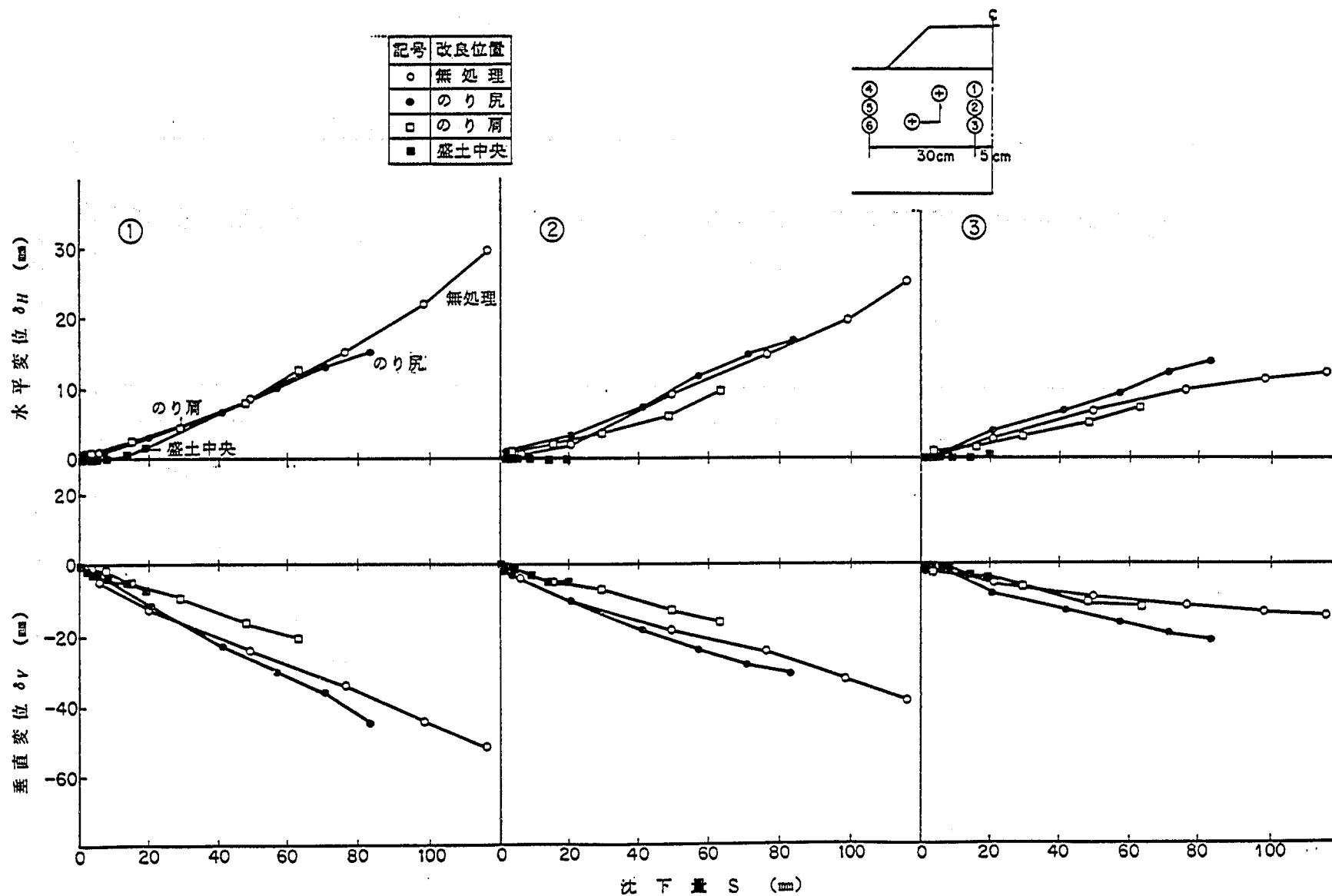


図 4.64 改良位置による側面変位～沈下量比較図(1) (測点①～③)

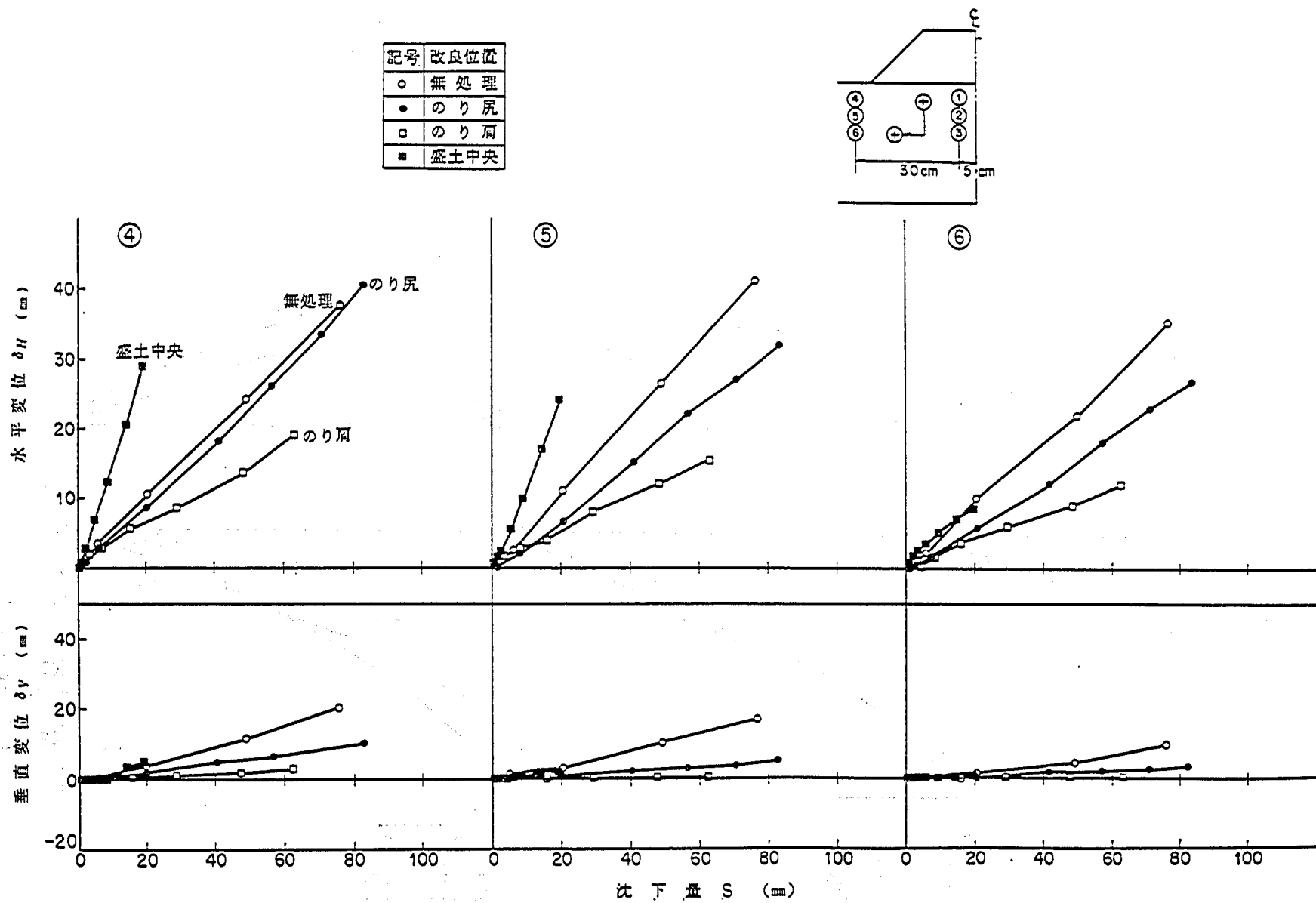


図 4.65 改良位置による側面変位～沈下量比較図(2) (測点④～⑥)

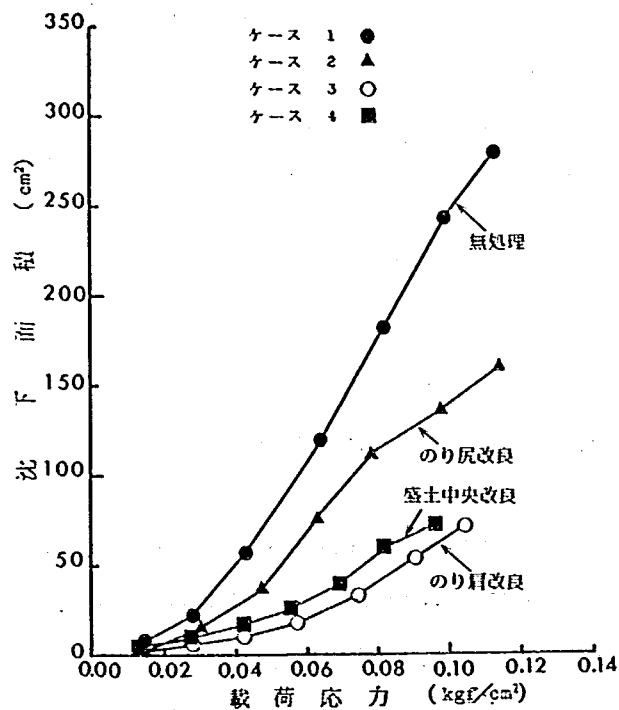


図 4.66 載荷応力と沈下面積の関係

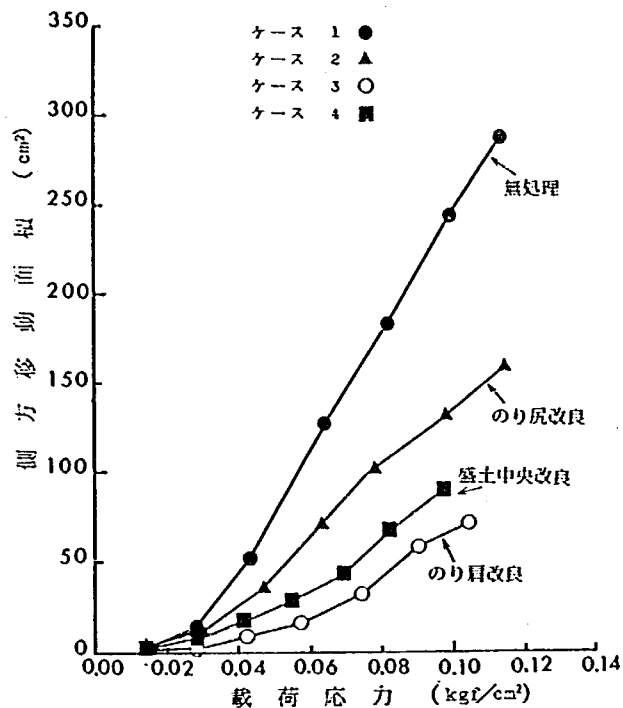


図 4.67 載荷応力と側方移動面積の関係

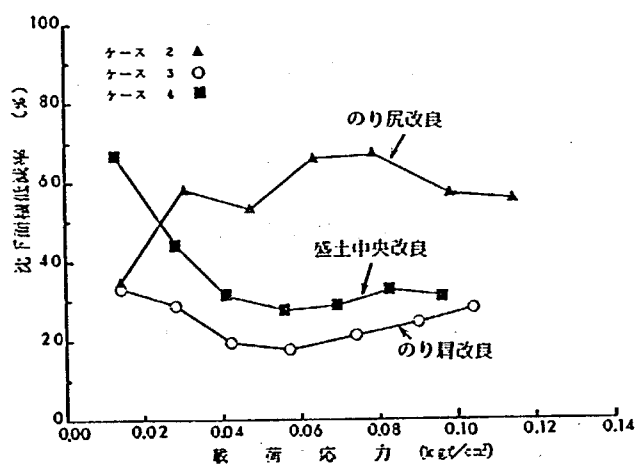


図 4.68 載荷応力と沈下面積軽減率の関係

(ここで沈下面積低減率とは

$$\frac{\text{改良時の沈下面積}}{\text{無処理の沈下面積}} \times 100 (\%)$$
を示す。)

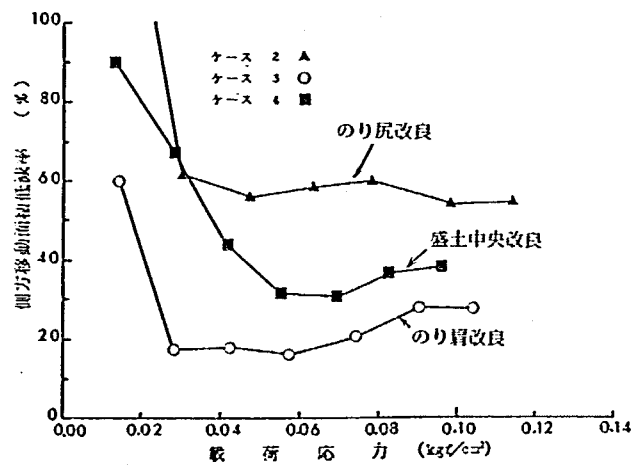


図 4.69 載荷応力と側方移動面積軽減率の関係

(ここで側方移動面積低減率とは

$$\frac{\text{改良時の側方移動面積}}{\text{無処理の側方移動面積}} \times 100 (\%)$$
を示す。)

- ⑤ のり尻の外側の変位は主に水平変位が卓越しており、改良することにより、隆起量は低減している。
- ⑥ 改良柱体の変位は、柱体下部のり尻側が支点となり、頭部がのり尻側に倒れる傾向を示し、変位が大きくなると盛土側の底面が浮き上がるのが観測された。肉眼では、柱体の圧縮や曲がり、観測できなかった。変位は、改良位置がのり尻に近いものほど大きく、「盛土中央改良（Case 4）」ではほとんど変位がない。

(4) 鉛直土圧

1) 盛土中央部（上部、中部、下部土圧）

鉛直土圧と荷重の関係は、図 4.70、4.71 に示す。図から、次の事が言える。

- ① 上部土圧は、換算土圧（盛土圧×単位体積重量）とはほぼ一致するが、「盛土中央改良（Case 4）」は、改良部に設置しているため、換算土圧に比べ、小さめである。
- ② 軟弱層中部の土圧は、「無処理（Case 1）」では、第3荷重段階までは上部土圧とはほぼ同じであるが、それ以降で換算土圧 rH の 65 % 程度となっており、計測値に疑問が残る。「のり尻改良（Case 2）」では、第3荷重段階までは、上部土圧とはほぼ一致するが、それ以降徐々に低下して、換算土圧 rH の 80 % 程度になっている。「のり肩改良（Case 3）」では、換算土圧 rH の 60～80 % である。「盛土中央改良（Case 4）」では、 rH の 40 % である。
- ③ 下部土圧は、各ケースとも、荷重段階が進むにつれて低下する傾向がみられる。最終段階での土圧は、「無処理」で換算土圧の 60 %、他のケースで 40 % 前後となっている。
- ④ 載荷応力が 0.096 (kgf / cm²) の時の深度方向の土圧分布は、「盛土中央改良」を徐き台形分布を示す。また、軟弱層の自重を考慮すると各深度の土圧はほぼ一定となっている。

2) 応力分担比

実験における応力分担比と載荷荷重の関係は、図 4.72 に示す。

ここで、応力分担比とは柱体上に作用した土圧と軟弱地盤に作用する土圧の比をとったものである。これらの図から、次の事が傾向が認められる。

- ① 改良柱体をのり肩部及び盛土中央部に設置した条件では、降伏応力付近までは応力分担比が増加するが、その後はほぼ一定 ($n = 3$ 程度) となる。
- ② 改良柱体をのり尻に設置した条件では、降伏応力付近までは $n = 2$ 程度、それ以降で低下傾向を示し、最終段階では $n = 1 \sim 1.5$ 程度となる。

3) 応力集中係数および応力低減係数

応力集中係数および応力低減係数と荷重の関係は、図 4.73 に示す。

この図から、次の事が言える。

- ① 応力集中係数は、「盛土中央改良（Case 4）」では、降伏応力付近まで増加し、その後はほぼ一定値 ($\mu_p = 2.8$ 程度) となる。「のり尻改良」及び「のり肩改良」では、降伏応力付近まではほぼ一定であるが、その後減少する傾向を示す。
- ② 応力低減係数は、「のり尻改良」では降伏応力付近以上で減少傾向を示し、「のり肩改良」、「盛土中央改良」では、ほぼ一定である。

4) 改良柱体の上・下部応力

改良柱体上・下部に作用する土圧と載荷応力の関係は、図 4.74、応力比および応力差と荷重の関係は、図 4.75 に示す。

図から、次の事が言える。

- ① 「のり尻改良」、「のり肩改良」では、上部土圧が、下部土圧より大きい、「盛土中央改良」では、その逆となっている。「のり尻改良」ののり尻側の下部土圧の値が、異常に大きく、土圧計が正しく作動しなかったと思われる。また、「のり肩改良」の下部土圧が、載荷が進むにつれて増加し、ある荷重を過ぎると低下するが、これは、地盤の変形とともに柱体が傾いたためと考えられる。
- ② 改良柱体に作用する荷重を土圧計の計測値と考えると、改良位置により、「のり尻」→「のり肩」→「盛土中央」の順に大きくなっていることがわかる。また、上部土圧から求めた荷重分担率でも、同じ事が言える。

(5) 水平土圧、間隙性

水平土圧・水平変位と荷重の関係を、図 4.76～図 4.78 に示す。また、間げき水圧と土圧の関係を、図 4.79 に示す。

図から、次の事が言える。

- ① 深度 10 cm の位置での水平土圧は、水平変位が増大するに従って増加量が小さくなる。また「のり尻改良」、「のり肩改良」の水平土圧は、ほぼ一致している。
- ② 深度 25 cm の位置での水平土圧は、ほぼ直線的に増加しており、「のり尻改良」の場合では載荷応力の約 60 %、「のり肩改良」の場合では載荷応力の約 20 % となっている。
- ③ 間隙水圧は、同じ位置に設置した土圧計の値とほぼ等しい。

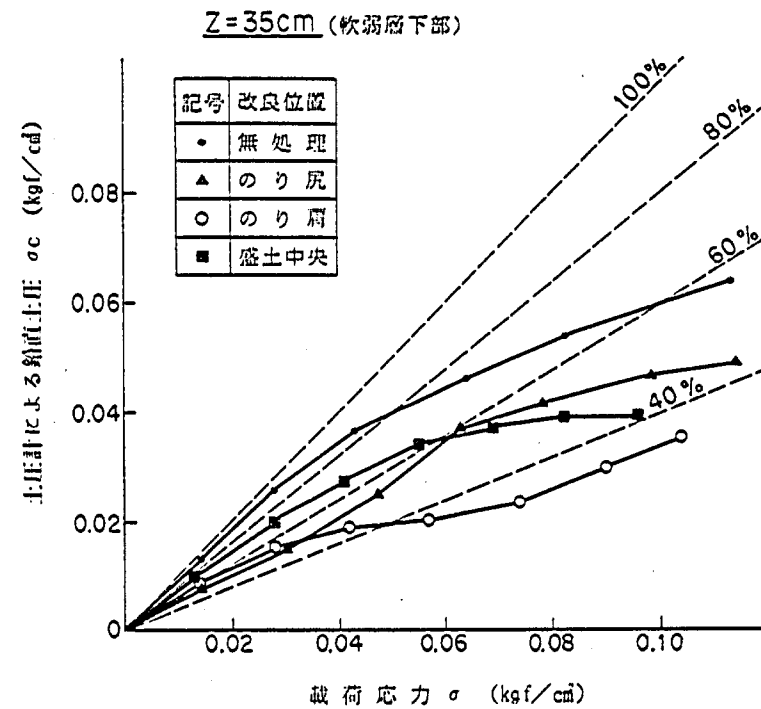
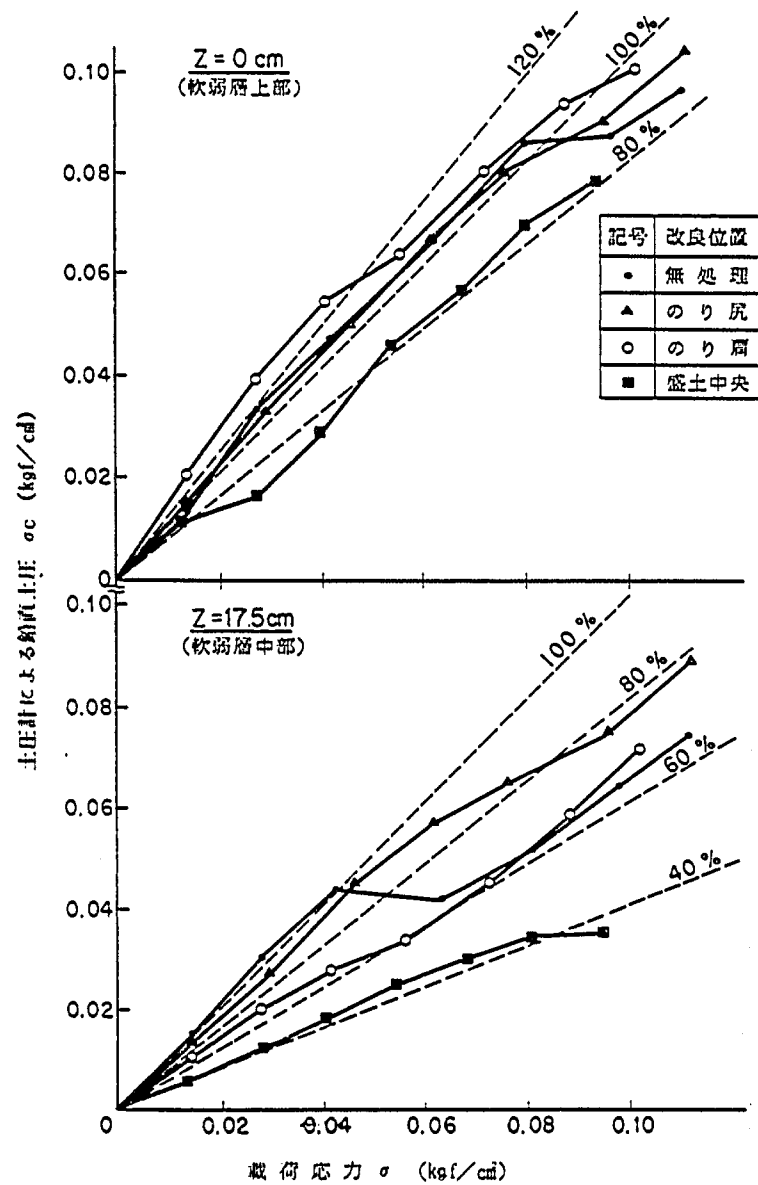


図 4.70 各深度の土圧計による鉛直土圧実測値～載荷応力の関係（盛土中央）

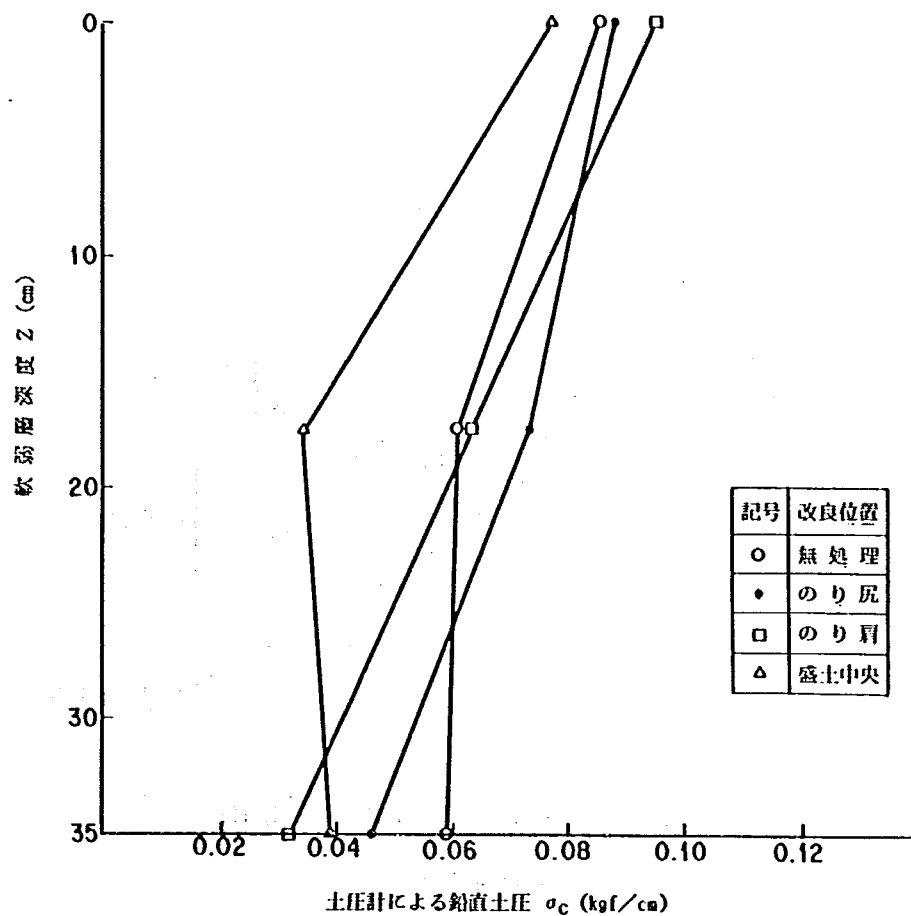


図 4.71 深度別土圧 (盛土中央)
(荷重応力 0.096 (kgf/cm²))

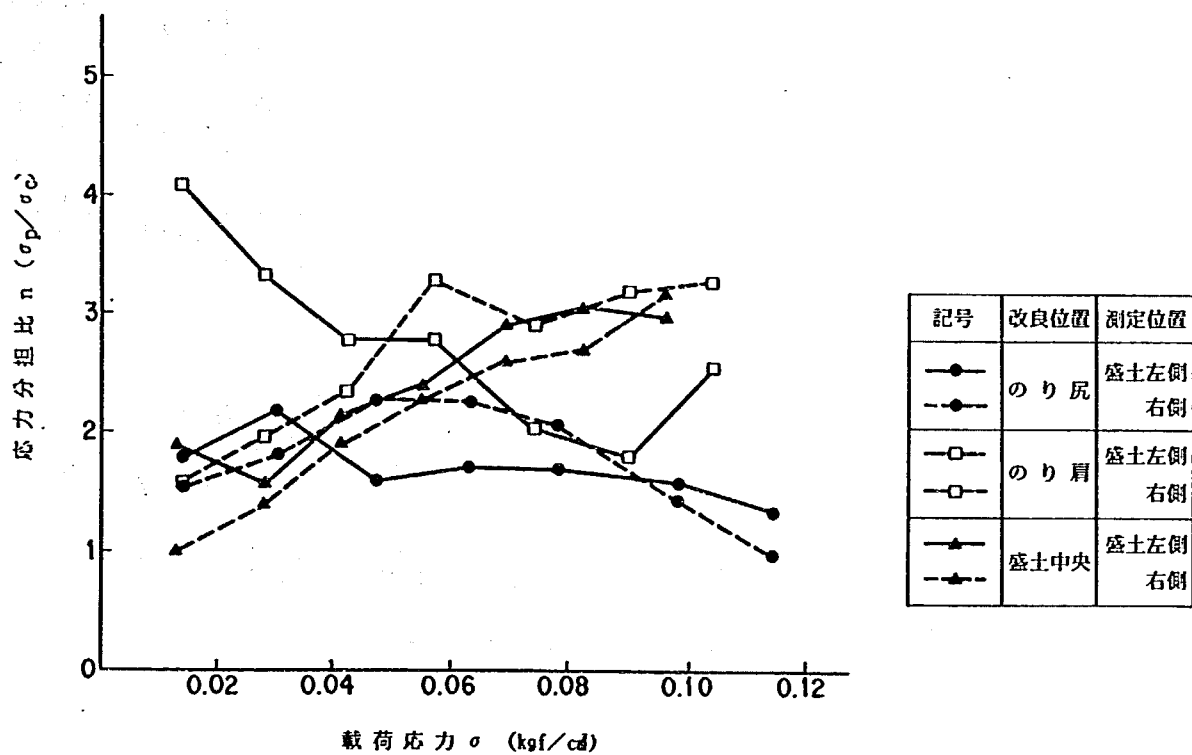


図 4.72 応力分担比～荷重応力の関係

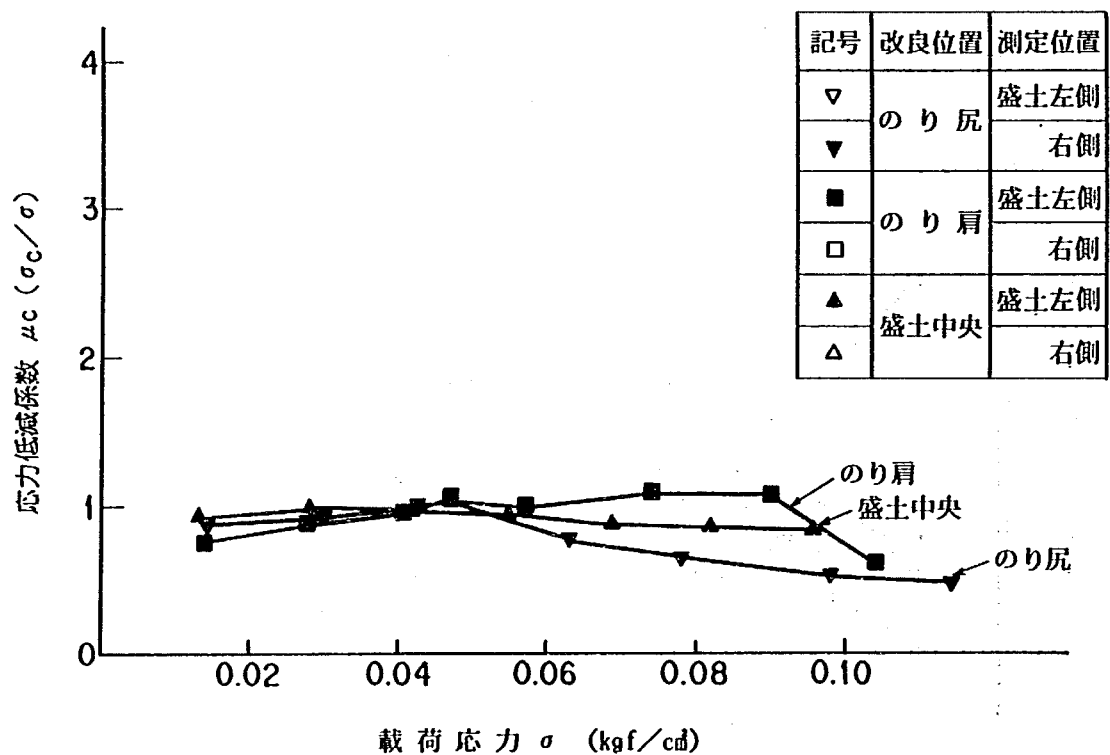
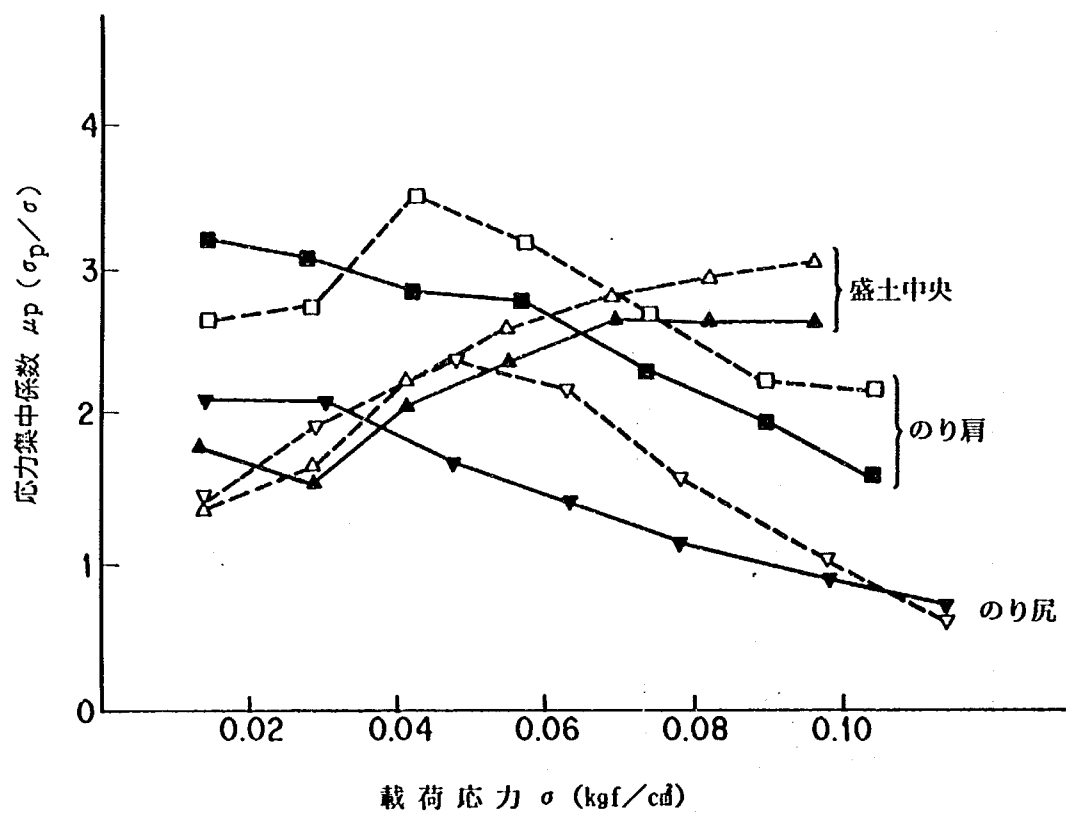


図 4.73 応力集中・低減係数～載荷応力

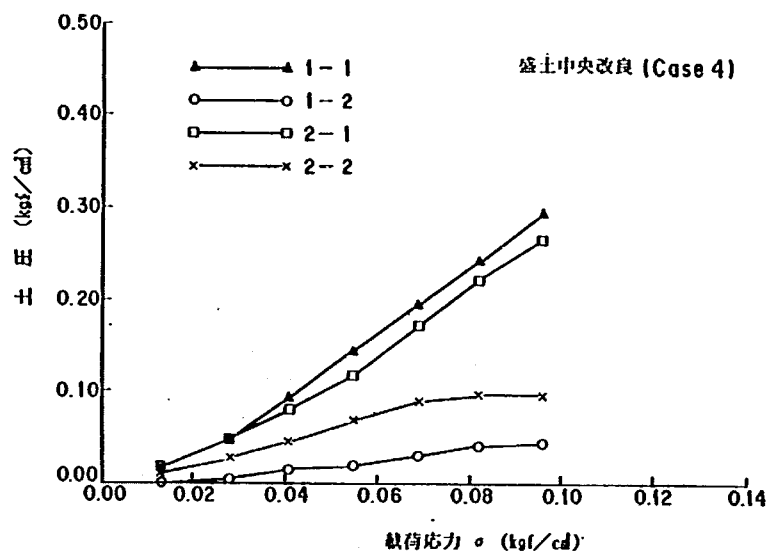
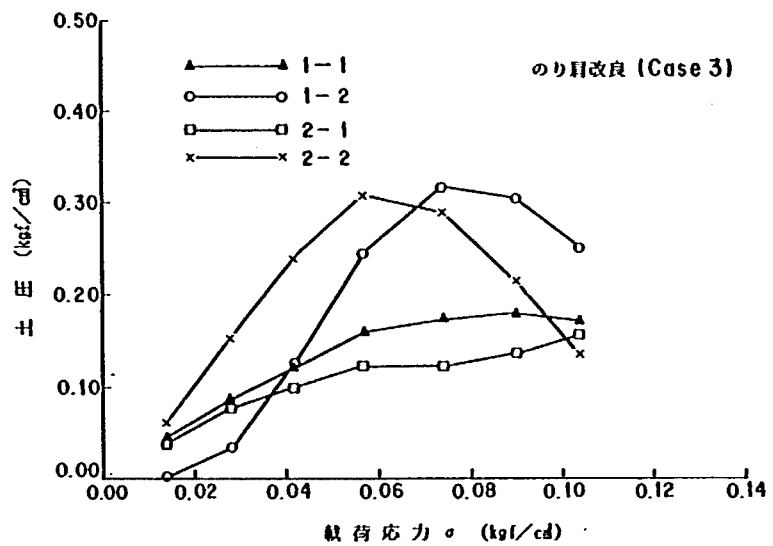
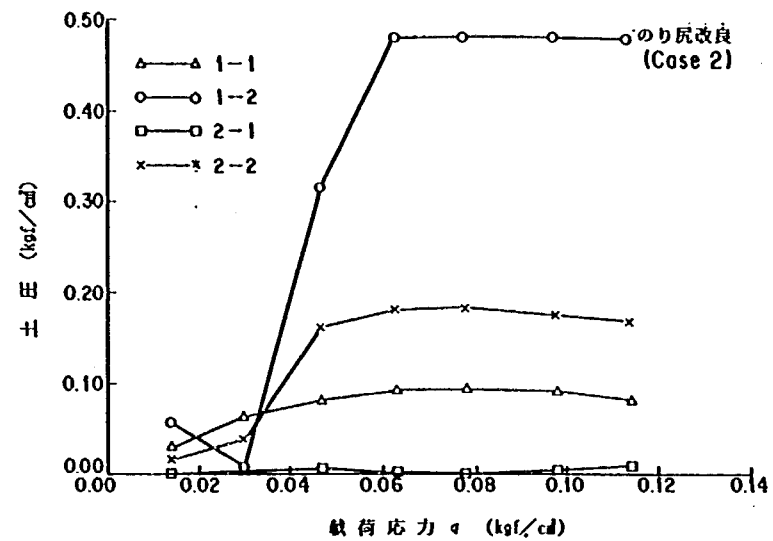


図 4.74 改良柱体上・下部土圧と載荷応力の関係

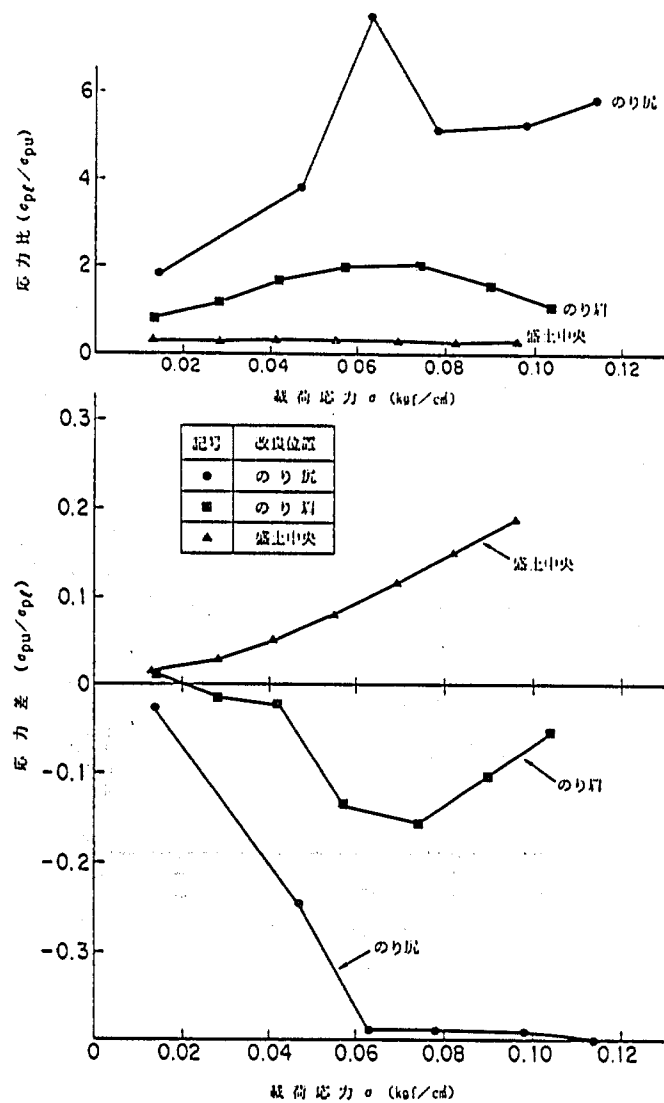


図 4.75 改良柱体・下部の応力比・応力差～載荷応力の関係

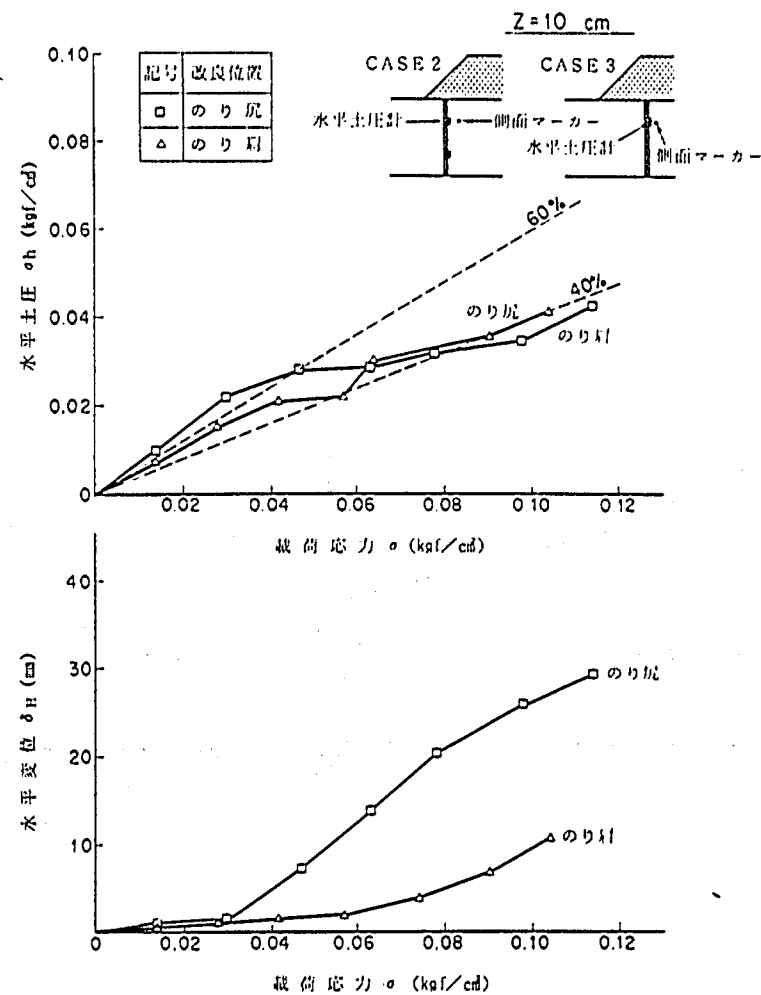


図 4.76 水平土圧・変位～載荷応力の関係(1)
(深度 10 cm の位置)

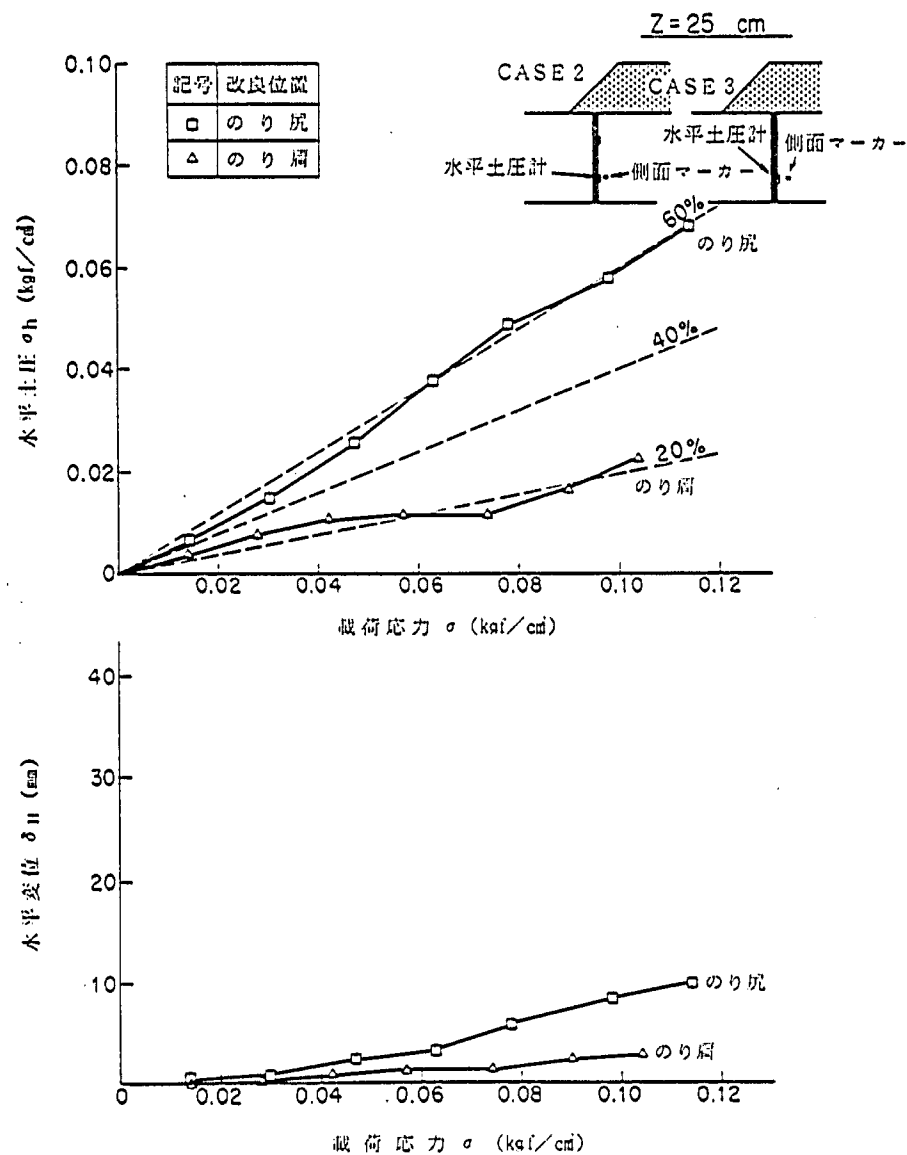


図 4.77 水平土圧・変位～載荷応力の関係(2)
(深度 25 cm の位置)

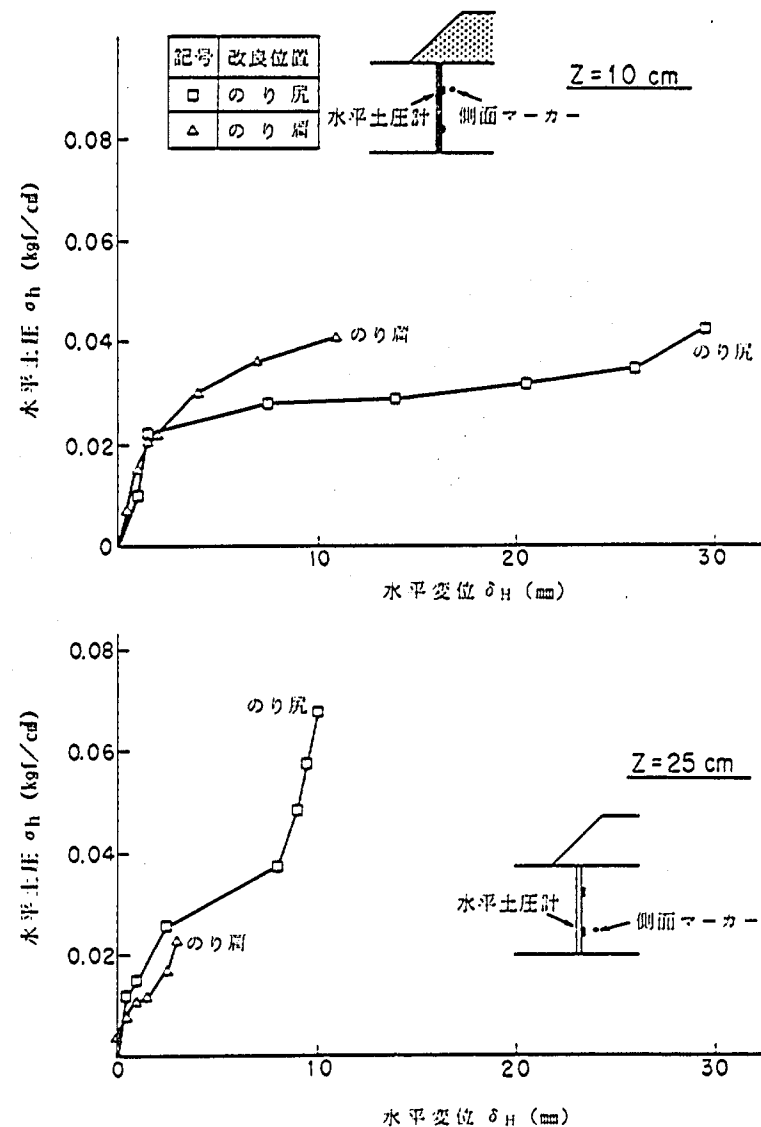


図 4.78 水平土圧～水平変位の関係

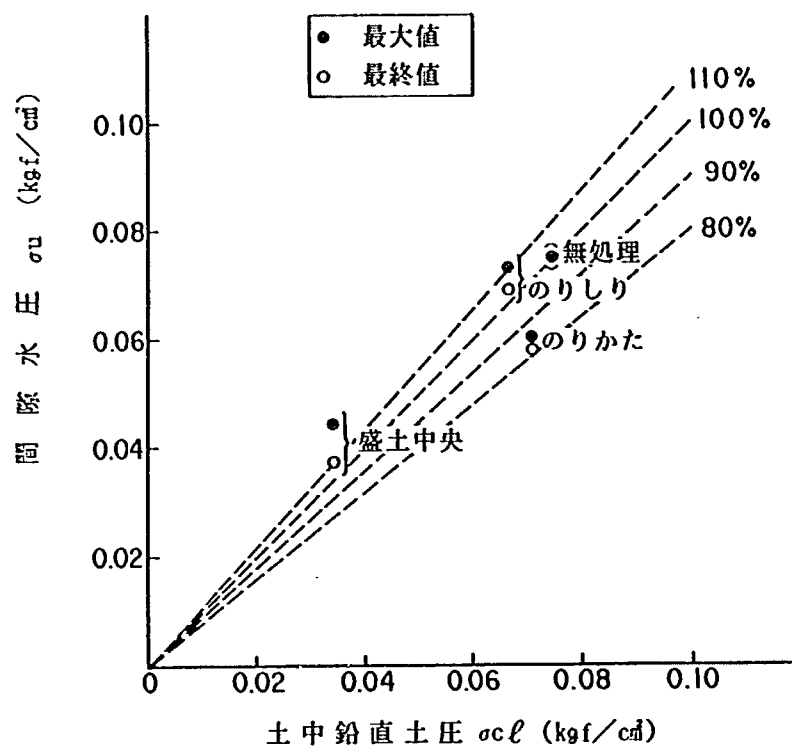


図 4.79 間隙水圧～鉛直土圧

5. 有限要素法を用いた数値解析による検討

5.1 解析方法と条件

ここでは前章でまとめた実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの実験結果を有限要素法（以下にFEM解析という）による数値解析によりシミュレートしてみる。この解析の目的は、改良効果すなわち改良部の幅、位置などのパラメータを変えた場合の沈下、変形の程度を知るとともに、観測計測された諸性状を数値解析により確認するものである。

FEM解析は、深層混合処理工法の改良効果を見出す目的で、これまで多くの計算例・報告がある。特に深層処理混合工法の簡易設計手法が確立していない現状では、このFEM解析は、改良地盤の沈下、側方移動量等の変位を求める際の有力な手法となっている。しかし、この手法では、計算条件である土質定数、境界条件、計算手法によって求められる解が大きく異なることがある。

本解析の諸条件を明記すると以下の通りである。

- ① 要素は線形材料とする。
- ② 解析手法は、対象が土質材料であることから引張力に抵抗しない解析として零引張解析とする。
- ③ 境界条件は、底面を垂直・水平方向固定、側面を水平方向固定とする。

本解析に使用したプログラムは、施工研究室保有の「有限要素法解析プログラム」〔DOATU〕で、仕様は以下に示す通りである。

① 使用システム

処理コンピューター……HITAC M 280

使用言語……FORTRAN 77

② プログラム仕様

解析規模……接点数、要素数ともに 500 点

解析場……平面歪条件

③ プログラムの解析機能

3 節点 3 角形個体要素、4 節点 4 角形個体要素、ジョイント要素、棒要素、梁要素

④ 物性条件

線形弾性体（個体要素、棒要素、梁要素）

非線形弾性体（個体要素）ダンカソン・チャンモデル

非線形ジョイント要素

零引張材料（個体要素）

⑤ 荷重条件

体積力、初期応力、接点外力

⑥ 境界条件

変位固定条件、荷重条件、強制変位条件

(I) 物 性 値

1) 軟弱地盤

各実験に用いたクレイサンドは、各々物性を比較すると多少異なっており、各実験では、せん断強さ（粘着力 c ）で地盤条件を合わせている。そこで、本解析に用いる弾性係数 E は、せん断強さ τ を基に $E = k(2\tau - \tau_0)$ [$k = 28$, $\tau_0 = 0.04$] の式から求めることとした。しかし、実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの無処理地盤に対する解析から、 k の値が大きく実際の沈下量と合わないこと、 τ が非常に小さいことから、 $E = k \cdot \tau$ [実験Ⅰ； $k = 5.6$ 、実験Ⅱ、Ⅲ； $k = 8.0$] として弾性係数を決めた。さらに、せん断強さの設定はマイクロベーン試験結果から圧密を考慮して深度方向に変化させている。本解析に用いた物性の一覧表を表 5.1 に、各試験のモデルの例を図 5.1 に示す。

2) 載 荷 重

先に各実験条件において述べたように载荷形式、载荷方法は、各実験で異なり、実験Ⅰでは剛体载荷、実験Ⅱ、Ⅲでは、フレキシブルな盛土形式である。さらに、载荷重は、実験Ⅰでは木製箱（鉄球を箱に投入）、実験Ⅱでは鉄球、実験Ⅲでは「鉛球＋砂鉄」である。本解析に用いた各物性値を表 5.2 に示す。

3) 改良柱体

改良柱体は、実験Ⅱでは「モルタル」、また実験Ⅲでは、高強度の発泡スチロール（スチレンスチック）を用いた。これらの改良柱体に対する圧縮試験の結果から本解析では、表 5.3 に示す各物性値を用いた。

4) 境界条件

境界条件は、底面を垂直・水平方向固定、側面を水平方向固定とした。ただし、例外として改良柱体底部の盛土側は、自由点とした。これは、全固定とすると変位があまりにも小さいこと、実験から、柱体の盛土側が支持層から浮き上がっていることなどを考慮したためである。

5.2 実験値と解析値との比較

解析は、要素を弾性線形材としているため、载荷段階ごとに、実験値とシミュレートすることはできない。そこで、ここでは载荷重を 0.065 kgf/cm^2 なる载荷形状を設定して解析した。解析断面は、実験Ⅰでは第5 载荷段階（荷重 $P = 75 \text{ kgf}$ ）、実験Ⅱ、Ⅲでは第5 载荷段階（载荷厚 15 cm ）を解析断面とした。

以下に各実験ごとに実測値と計算値との対比した結果を述べる。

(I) 実 験 Ⅰ

実験Ⅰでは、軟弱層が 50 cm と 25 cm の 2 種、支持形式が着底タイプとフローティングタイプの 2 種（着底

表 5.1 解析に用いた軟弱層の物性値

項目 実験No	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	粘 着 力 c (tf/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	弾 性 係 数 E (tf/m ²)	ポアソン比 μ	備 考
実 験 Ⅰ	1.81	0.18 ~ 0.28*	0	1.00 ~ 2.09*	0.49	$E = c \times 5.6$
実 験 Ⅱ	1.65	0.18 ~ 0.38	0	1.44 ~ 3.04	0.49	$E = c \times 8.0$
実 験 Ⅲ	1.65	0.18 ~ 0.38	0	1.44 ~ 3.04	0.49	$E = c \times 8.0$

* 深度別の粘着力、弾性係数は図 4.84 参照。

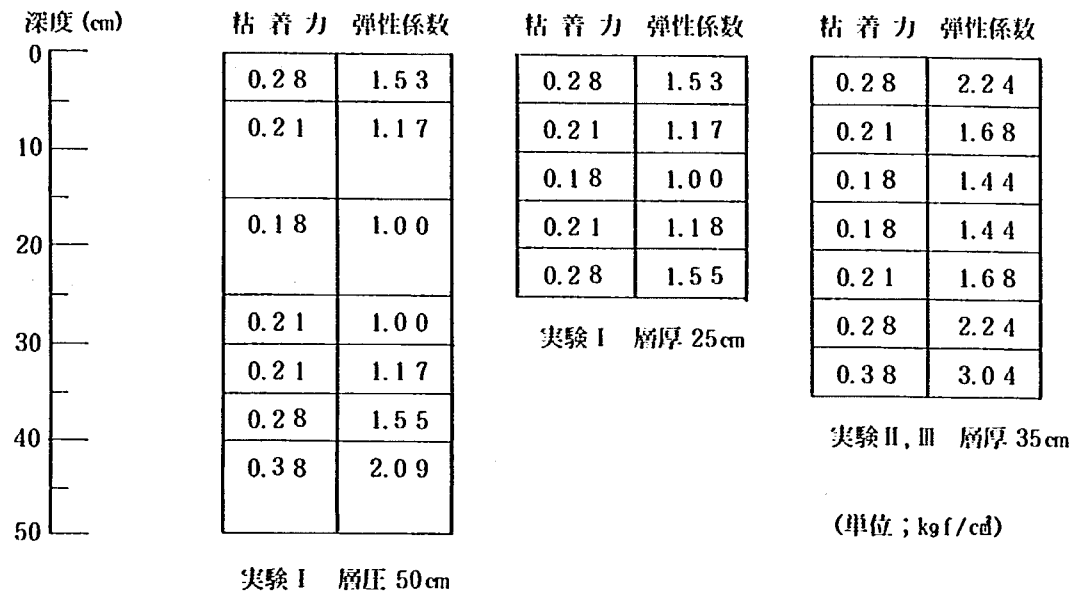


図 5.1 深度別の粘着力・弾性係数の設定例

表 5.2 載荷重の物性値

項目 実験No	単位体積重量 ρ_t (t/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 μ	備考
I	12.5	50,000	0	100,000	0.3	剛体につき, c , E を大とする。
II	4.3	2.0	25	1.0	0.3	鉄球を使用。 E を小さくする。
III	4.48	2.0	25	10.0	0.3	三軸圧縮試験結 果より。

表 5.3 改良柱体の物性値

項目 実験No	単位体積重量 ρ_t (t/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 μ	備考
I	1.57	78.0	0	1,150	0.3	一軸圧縮試験結 果より。
II	1.77	300.0	0	70,000	0.3	"
III	0.20	50.0	0	15,000	0.3	"

タイプ、改良柱体長； $L=50\text{cm}$ ， 25cm ，フローティングタイプ； $L=25\text{cm}$ ， 12.5cm ）であり，さらに改良率が8%，15%の2種で，無処理を含めて全8ケースである。

本解析は，無処理とフローティングタイプについて行なった。FEM解析による各ケースの変形図を図5.2，図5.3に，また実測値との比較図を図5.4，図5.5に示す。

解析値で無処理地盤において最大水平変位が現われる深度は，層厚が50cmのケース1で層厚の $\frac{1}{3}$ 程度（上部），層厚25cmのケース2では，層厚の $\frac{1}{2}$ 程度となっている。一方，改良柱体を配置したケースでは，柱体底面下の極く近傍に最大変位が生じている。ケース1，8は，変位に関して実測値と解析値の比較図から比較的良く対応しているのがわかるが，他のケースでは，改良柱体下部の変位が実測値と解析値の対応が悪い。

沈下量については，全般的に解析値が実測値を上回っている。特に改良率15%（ケース5，7）では，実測値ではほとんど変化しておらず対応が悪い。これは，改良率の評価方法を新たに検討する必要があると考えられる。

(2) 実験Ⅱ

実験Ⅱでは，改良幅を変えることによる改良効果の程度，地盤の挙動を知ることが目的として，着底タイプとフローティングタイプ各々のタイプにおいて改良幅を変えて実験を行なった。

解析結果として，変位図を図5.6に，実験値との比較図を図5.7に，更に改良効果の判定として，沈下及び側方低下率を実測値と比較し，図5.8～図5.11にそれぞれ示した。

実測値との比較図から判断すると，各ケースとも実測値と比較的良く対応しており，数値解析上でも実験により明らかになった地盤の挙動は確認されるものと考えられる。図5.8～図5.11は，先に述べた無処理地盤に対する低減率（沈下面積率）解析値を重合わせた図であるが，着底タイプの沈下量，側方移動量率については実験値に比べて解析値が大きい傾向が伺える。他の条件における低減率は，多少上下はあるものの，その傾向は実測値 $\geq$ 計算値の関係が見られることから，改良幅を広げることにより改良効果が確実に増大することがわかる。

(3) 実験Ⅲ

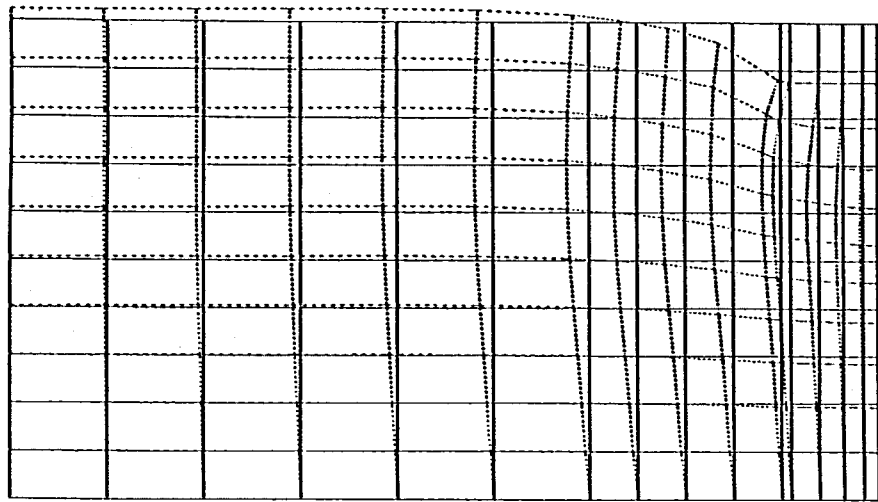
実験Ⅲでは，着底タイプに主眼をおいて改良位置を変えることによる改良効果の程度，地盤の変形挙動を実験的に検証した。

解析による変位図，実測値との比較図を図5.12，図5.13に示す。また実験Ⅱと同様に沈下・側方移動低減率を図5.14に示した。

これらの図において，解析結果は実験Ⅱと同様に実測値との対応は，比較的良いと言えるが，沈下量・側方移動量率で実測値と計算値を比較すると実験値よりも計算値の方が小さく対応がおとっている。

以上のように解析結果と実験値はほぼ一致していることから実験Ⅲの地盤の挙動は，数値解析からも明らかになったと考えられる。

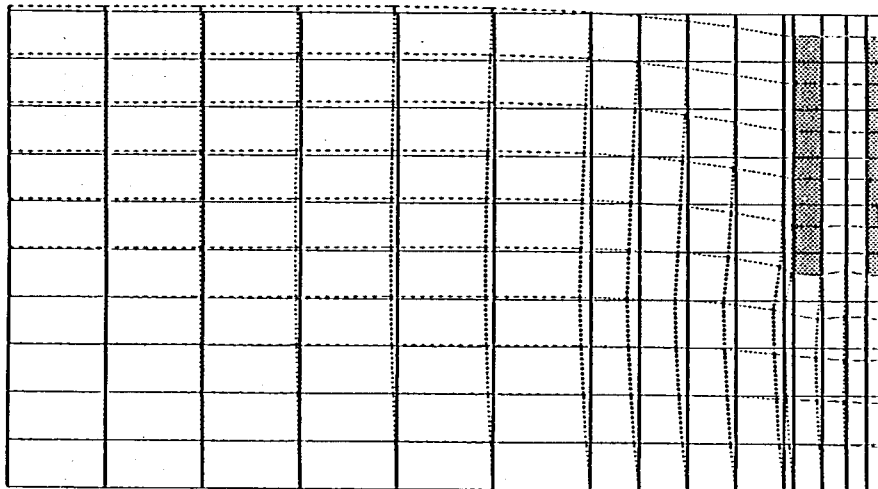
ケース 1 (無処理)



載荷応力
 $P = 0.065 \text{ kgf/cm}$

10ca

ケース 5



ケース 6

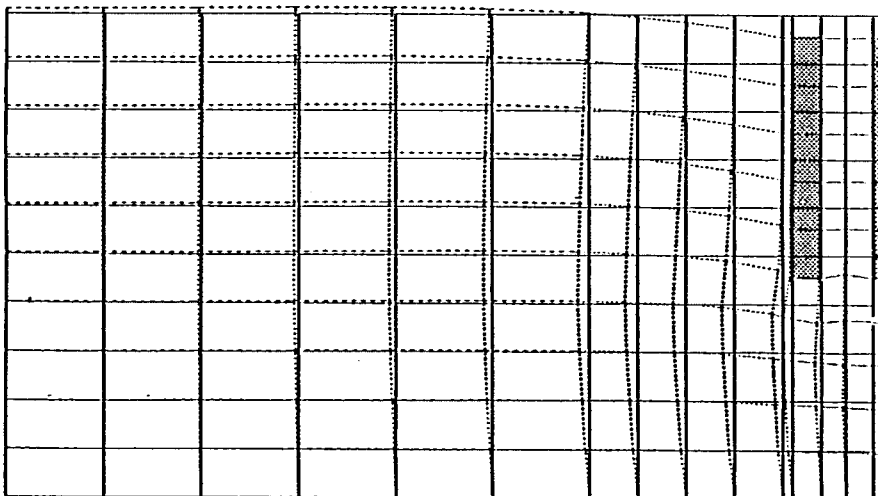
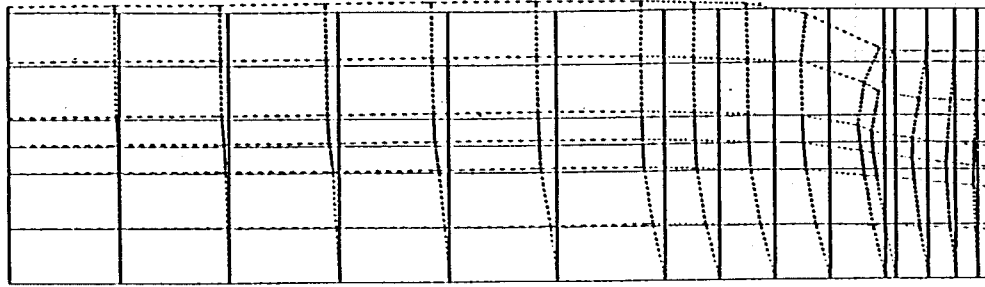


図 5.2 FEM解析による変位図 (実験 I)

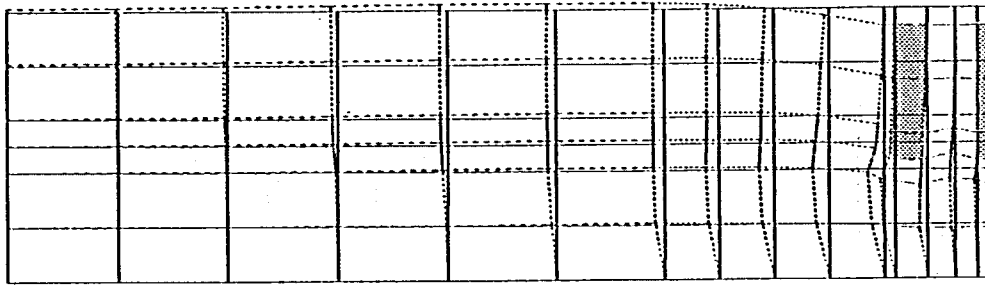
ケース 2 (無処理)



10 cm

載荷応力
 $P = 0.065 \text{ kgf/cm}$

ケース 7



ケース 8

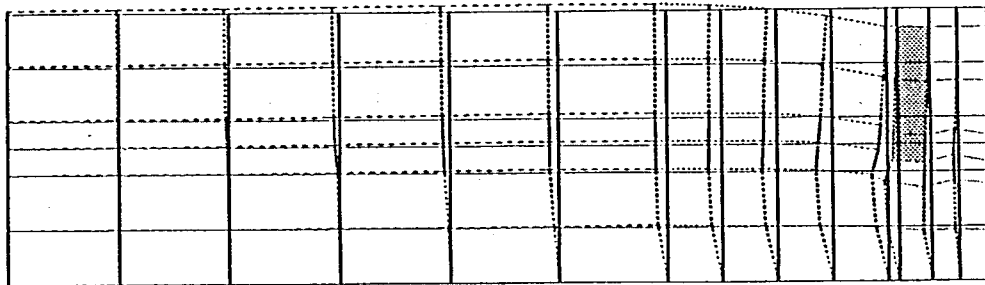
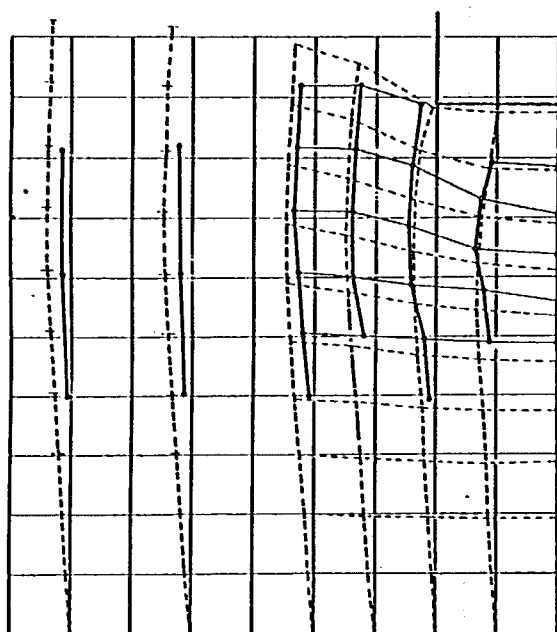
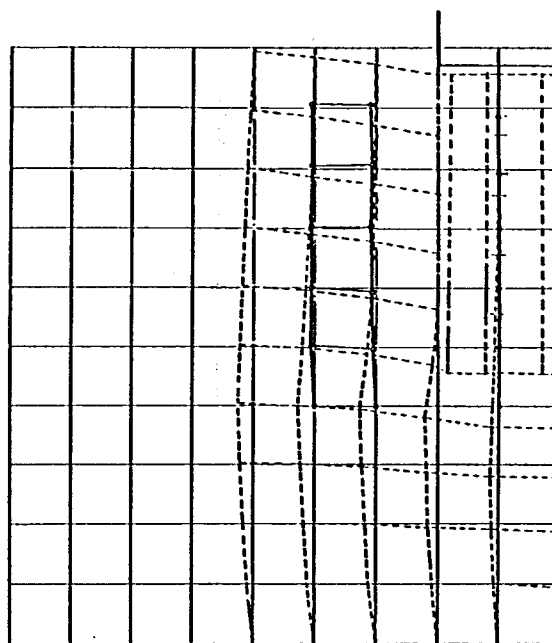


図 5.3 FEM解析による変位図〔実験 I〕

ケース 1



ケース 5



5 cm

ケース 6

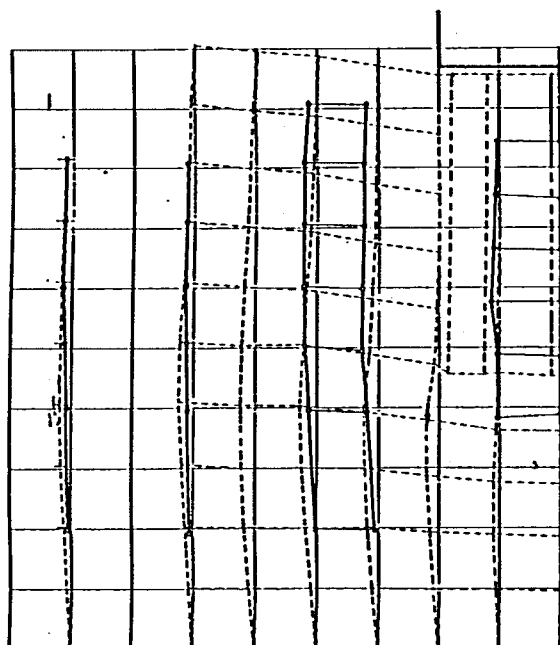


図 5.5 実験値と解析値の比較 (実験 I)
(実線; 実測値, 破線; 計算値)

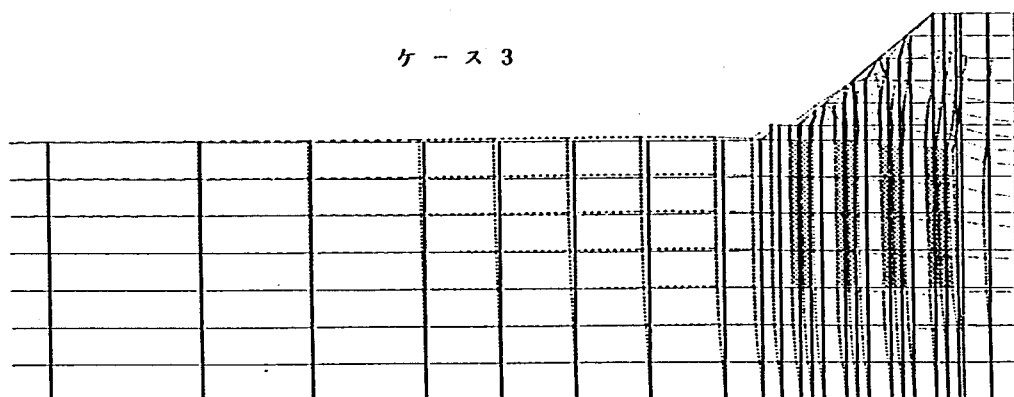
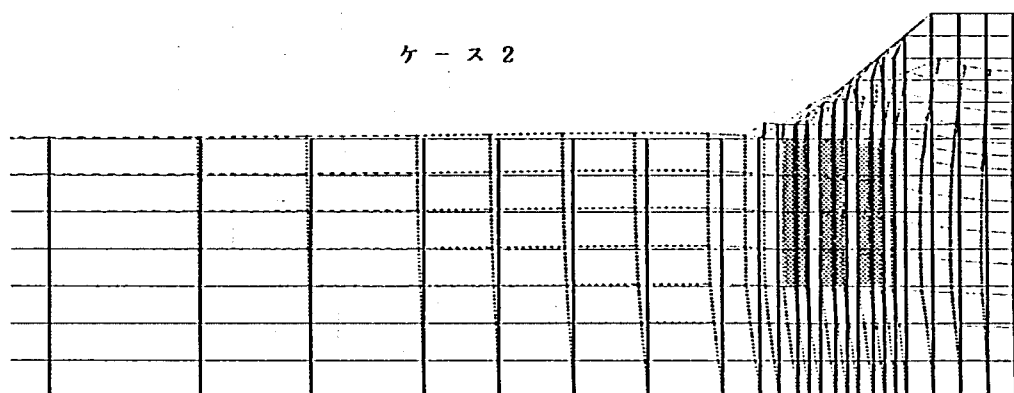
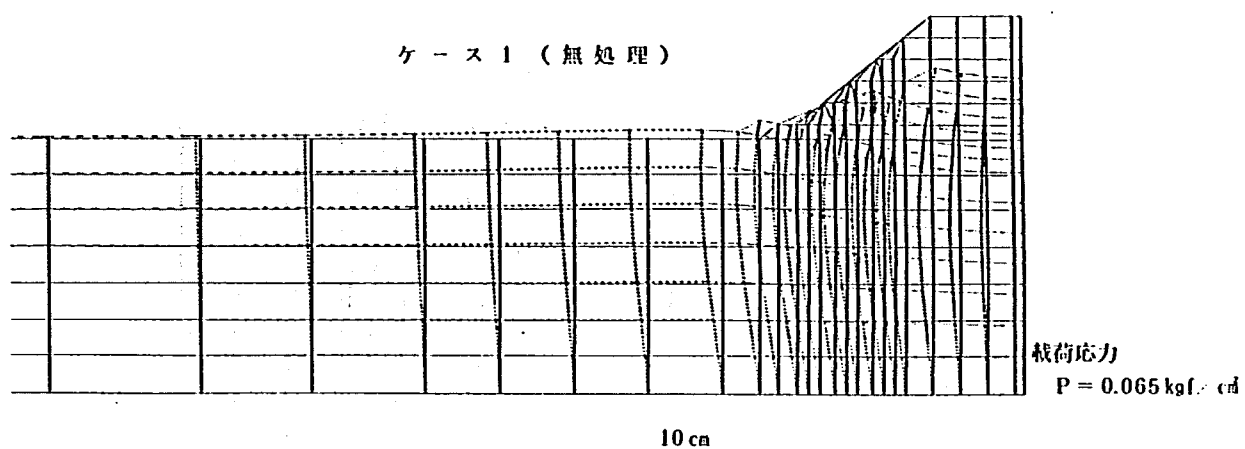


図 5.6 FEM解析による変位図 (実験Ⅱ)

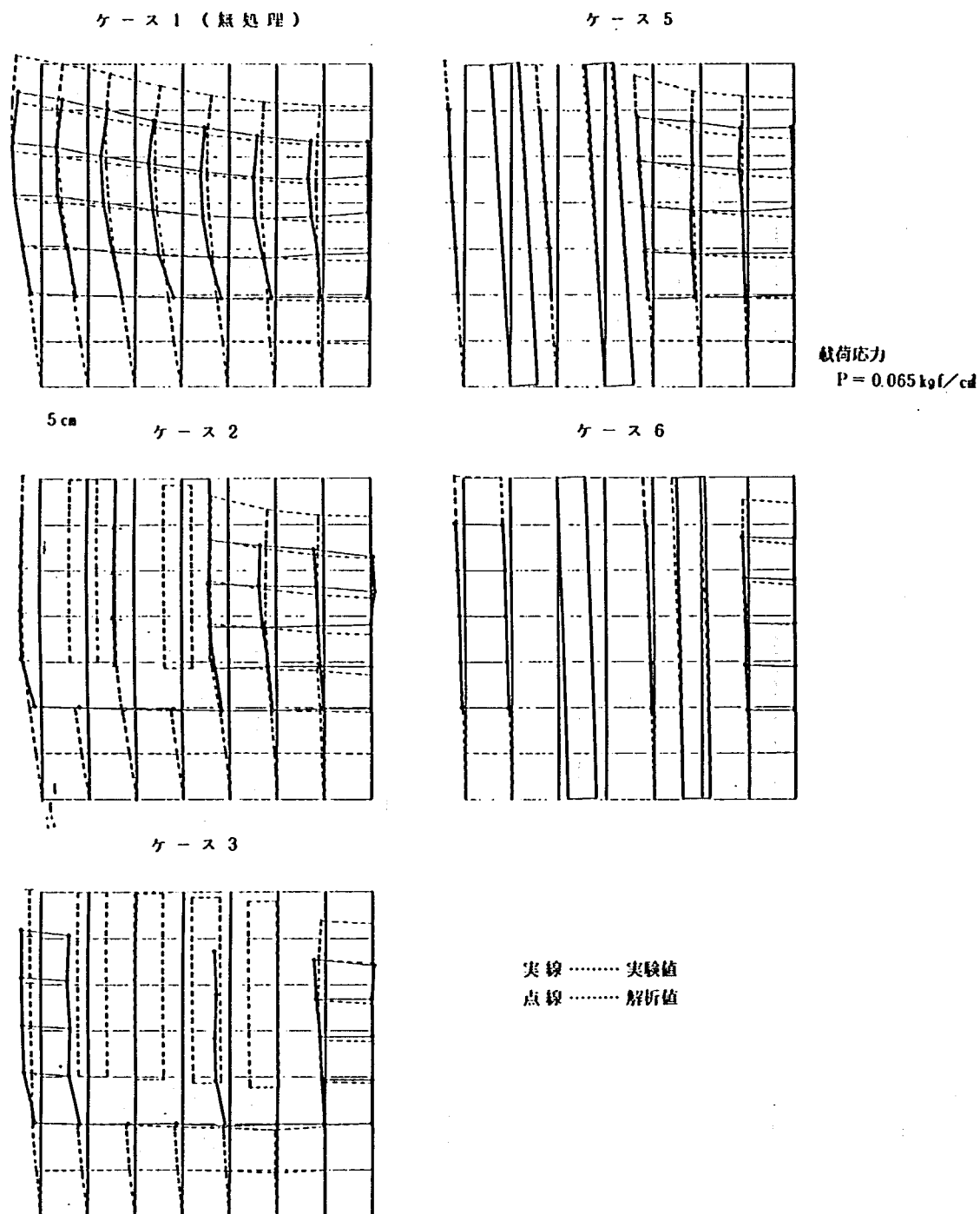


図 5.7 実験値と解析値の比較 (実験Ⅱ)

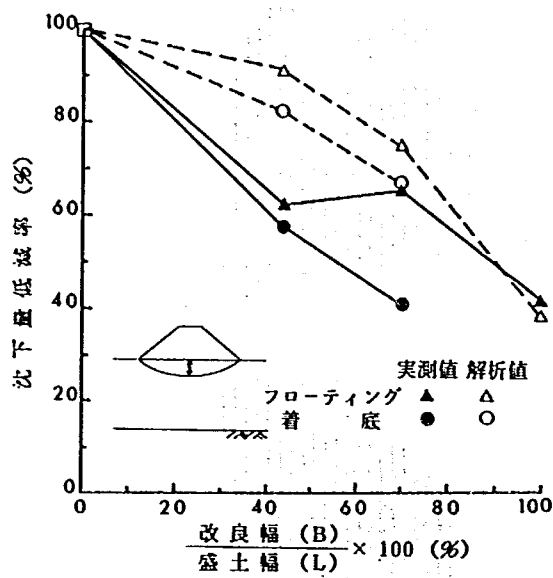


図 5.8 沈下量低減率の比較

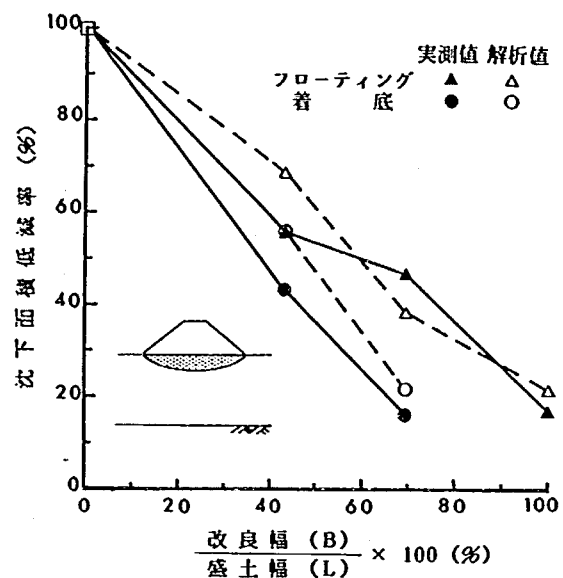


図 5.9 沈下面積低減率の比較

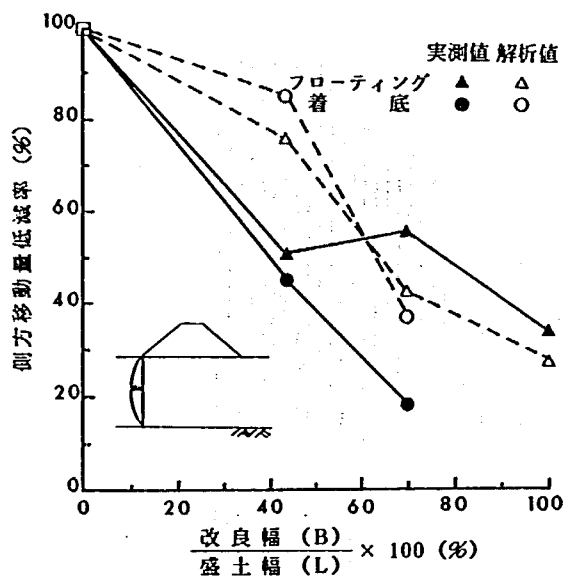


図 5.10 側方移動量低減率の比較

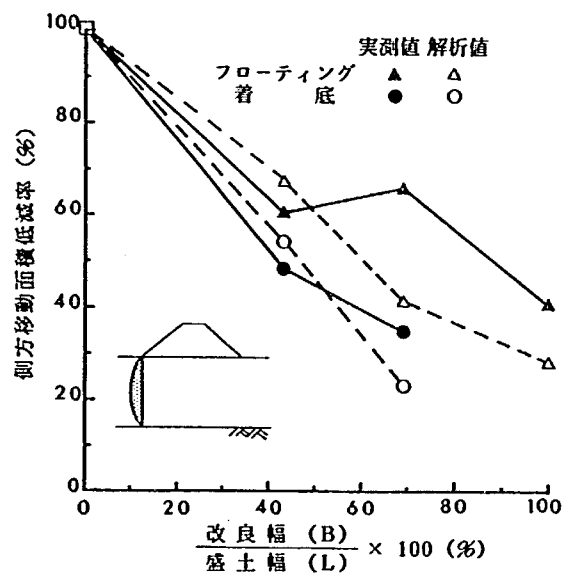


図 5.11 側方移動面積低減率の比較

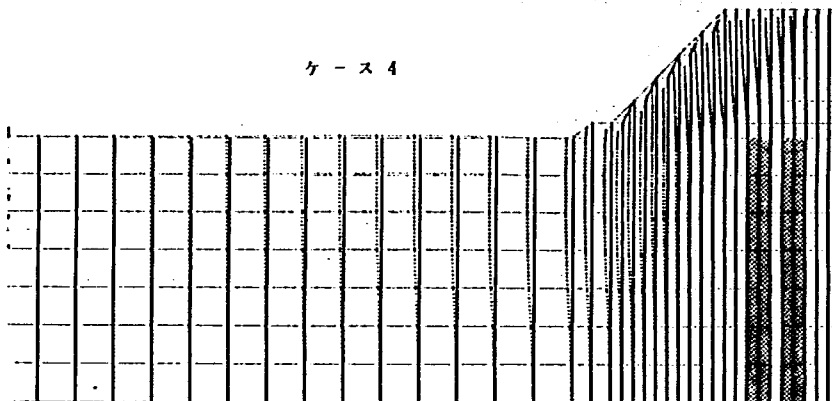
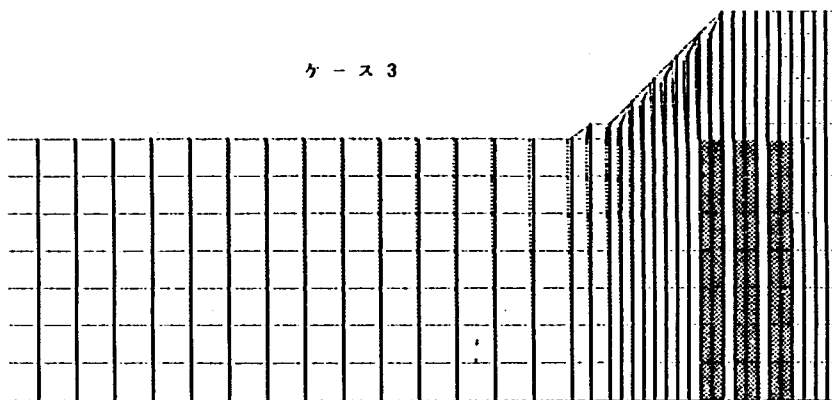
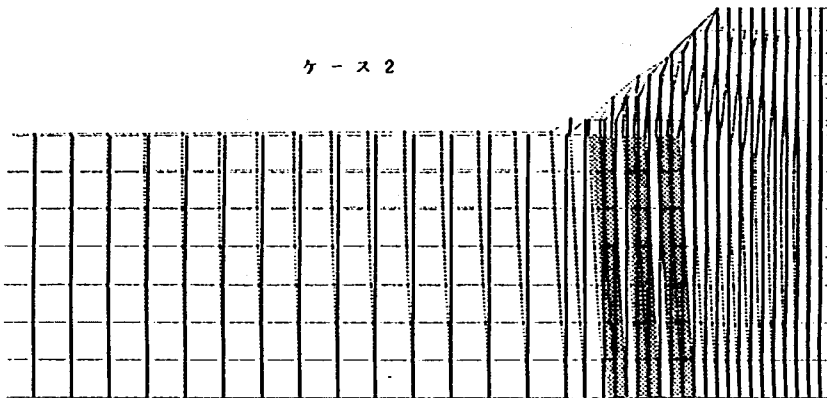
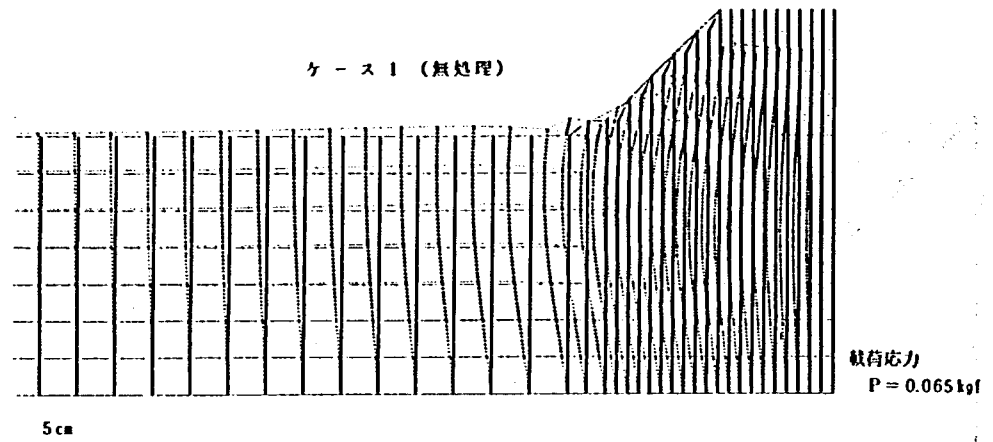


図 5.12 FEM解析による変位図 (実験Ⅲ)

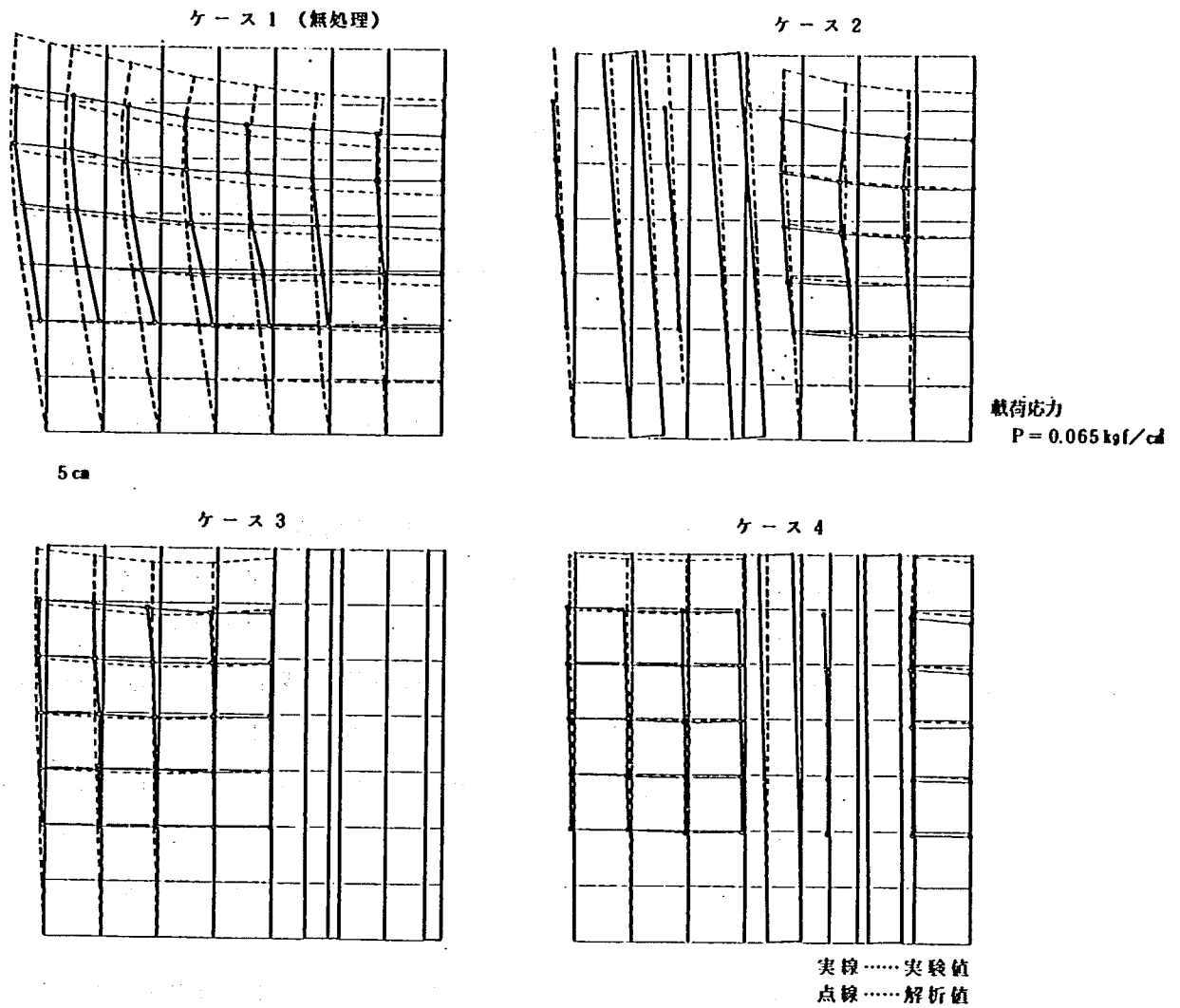


図 5.13 実験値と解析値の比較 (実験Ⅲ)

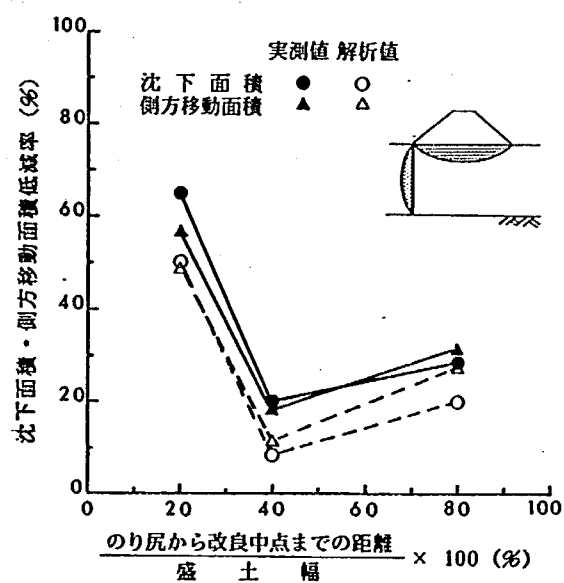


図 5.14 沈下・側方移動低減率 (実験Ⅲ)
 (改良位置の影響)

あ と が き

本報告書では、まず石灰・セメントによる室内配合試験のデータをもとに混合処理土の強度発現に及ぼす要因を整理した。その結果、対象土の含水比、有機物含有量、pHなどの要因が強度発現に大きく影響することが明らかとなった。また、改良材の種類・混合量もまた重要なパラメータであることを確認した。さらに、これらの結果は、各種の軟弱土相互に相関があることがわかった。今後は、これらの結果をもとに地域別あるいは土質条件を考慮した簡易な配合設計手法を検討していくとともに、室内配合試験の合理化を図っていく必要がある。

つぎに、ここでは深層混合処理工法の改良効果に及ぼす改良形式（支持形式、改良位置、改良幅）に関する土槽実験・FEM数値解析の結果を述べた。その結果、着底形式とフローティング形式とでは変形挙動が大きく異なり、着底形式の方が沈下低減効果が著しいが、フローティング形式においても上載荷重の小さい段階ではかなりの改良効果があることが判明した。また、改良幅の影響に関しては、改良幅を広くするに伴い沈下、側方移動量の低減を顕著に図ることができるとともに、沈下土量等のパラメータを用いて整理することにより、改良幅の影響を数値解析によっても整理することができた。一方、改良位置に関する土槽実験、数値解析の結果、通常採用されている「のり尻改良」は、沈下軽減、変形抑止の観点から必ずしも良好とは言えず、不同沈下が許容できる範囲で改良部分を盛土中央へ配置した方が効果的であることが明らかとなった。

今後は、深層混合処理工法の設計・施工法に関して「ジオテキスタイルとの併用工法」による改良の合理化や掘削道路、橋台背面部等の側方移動抑止効果の解明を検討していく予定である。さらに、原位置における簡易な改良効果判定手法についても早急に取り組んでいきたいと考えている。

最後に、本報告書では、加藤俊昭氏（元施工研究室部外研究員、間組）、佐藤利彰氏（元施工研究室部外研究員、飛鳥建設）、井上貴之氏（元施工研究室部外研究員、本間組）、石井幸治氏（元施工研究室部外研究員、飛鳥建設）各氏の多くの研究成果も取り入れている。特に、石井氏には、データのとりまとめ、数値解析等で多大なる協力を得た。また、土槽実験においては、日本技術開発㈱成田氏はじめとする諸氏に実験の遂行、データ整理等で協力を得た。ここに、謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト新地盤改良技術の開発報告書，土木研究センター，1980.
- 2) Broms, B.B. et al : Lime Columns - A New Foundation Method, Proc, ASCE, Vol. 105, 1979.
- 3) 奥村樹郎ほか：深層混合処理工法，土木学会誌，Vol. 69, No 3, pp.34~37, 1984.
- 4) 寺師昌明：深層混合処理工法，軟弱地盤改良工法に関する現状と動向講演会講演資料，pp.53~88, 土質工学会，1982.
- 5) 千田昌平：軟弱地盤改良工法，pp. 96~131, 鹿島出版会.
- 6) 噴射攪拌工法研究会：粉体噴射攪拌工法技術マニュアル，1984.
- 7) CDM研究会：CDM設計と施工マニュアル，1983.
- 8) 新名昭士ほか：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究（その1），第12回土質工学研究発表会，pp. 1325~1328, 1977.
- 9) 地盤・盛土分科会：昭和57年度建設省土木研究所委託，廃棄物の建設事業への利用可能性に関する調査報告書，国土開発技術研究センター，1983.
- 10) Thompson, M. R. : Lime Reactivity of Illions Soils, Proc. ASCE, Vol. 92, 1966.
- 11) 中村正邦ほか：深層混合処理工法による改良強度の研究（第1報），第15回土質工学研究発表会，pp. 1773~1776, 1980.
- 12) 新名昭士ほか：各地の沖積粘性土をセメントスラリーにより安定処理した改良土の工学的性質，竹中技術研究報告，1981.
- 13) 千田昌平：粉体噴射攪拌工法，軟弱地盤改良工法に関する現状と動向講演会講演資料，pp. 69~76, 土質工学会，1982.
- 14) 千田昌平ほか：粉体噴射攪拌工法の開発とピート層への適用，土木技術資料，Vol. 24, No 2, pp. 9~14, 1982.
- 15) 寺師昌明ほか：石灰安定処理土の基本特性に関する研究（第1報），港湾技術研究所報告，Vol. 16, No 1, pp. 3~28, 1977.
- 16) 寺師昌明ほか：石灰・セメント系安定処理土の基本特性に関する研究（第2報），港湾技術研究所報告，Vol. 19, No 1, pp. 33~62, 1980.
- 17) 小林 晃ほか：セメントによる混合固結土の三軸圧縮特性，第16回土質工学研究発表会，pp. 785~788, 1981.
- 18) 中嶋剛介ほか：有効応力に基づくセメント系改良土の三軸圧縮特性，第18回土質工学研究発表会，pp. 1513~1516, 1983.
- 19) 土質工学会：土質工学会基準案「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」，土と基礎，Vol. 30, No 1, pp. 95~97, 1982.

- 20) 寺師昌明ほか：深層混合処理工法の実験と問題点—深層混合処理工法の概要，土と基礎，Vol. 31，No 6，pp. 57～64，1983.
- 21) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良アニュアル
- 22) 末松直幹ほか：深層混合処理工法，基礎工，Vol. 11，No 2，pp. 8～17，1983.

付 録 1

模型実験結果総括表

目錄

第一編 緒論

表付.1 実験 I の結果一覧表

ケース No	支持 型式	軟弱 層厚 (cm)	改良率 (%)	実験の略図 (単位: cm)	実験結果			変状パターン略図 (単位: cm)
					沈下	表面変位	側面変位	
1	無処理	50	0		- 明確な破壊を示さず局所セン断が生じたと考えられる。 - 降伏応力は 0.042 kgf/cm^2 程度と想定される。	- 表面変位が最大となる所は載荷板の側方 15 cm。 - 最大隆起量は沈下量の 21% 程度である。一方最大水平移動量は沈下量の 16% 程度で、隆起量が大きい。 - 表面変位を生じる応力は降伏応力に対応している(全ケースとも共通している) - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層の厚さ 2 倍である(層底を除く他のケースとも共通)	- 垂直変位は載荷中央が最大で載荷板の端部外側ではほとんどみられない。載荷板の外側はすべて向上に変位する(全ケースとも共通)。 - 水平変位は、載荷板の端部の深度 15 cm が最大で載荷板の側方及び中央に向って減少している。 - 側面変位は降伏応力以上で顕著な動きを示している。	
2	無処理	25	0		- 明確な破壊を示さず局所セン断が生じたと考えられる。 - 降伏応力は 0.048 kgf/cm^2 程度で ケース 1 の約 1.1 倍となっている。 - 降伏応力時の沈下量は層厚 50 cm の約 63% 程度である。	- 表面変位が最大となる所は載荷板の側方 15 cm。 - 最大隆起量は、沈下量の 38% 程度、最大水平移動量は沈下量の 33% 程度で隆起量が大きい。 - 表面変位をケース 1 に比べると、降伏応力時の変位は小さい。	- 垂直変位はケース 1 より小さい。 - 水平変位は載荷板の端部の深度 10 cm が最大で、ケース 1 より大きい。 - 載荷板の中央部以外の深度 10 cm 以下では垂直変位より水平変位の方が大きい。	
3	着底	25	8.2		- 明確な破壊を生じている。 - 破壊応力は 0.150 kgf/cm^2 程度を示し、ケース 2 の約 3.1 倍を示し、改良効果がみられる。 - 沈下低減率は降伏応力までは荷重の増加に伴い低下しつづけ、その後は一定(約 3%)を示し沈下に対しても効果が大きい。	表面変位は破壊応力までは生じていない。	側面変位は破壊応力までは生じていない。	
4	着底	50	8.2		- 明確な破壊を生じている。 - 破壊応力は 0.175 kgf/cm^2 程度を示し、ケース 1 の約 4.2 倍、ケース 3 の約 1.2 倍を示し、改良効果がみられる。 - 沈下低減率の傾向はケース 3 とほぼ同じ傾向を示し、降伏応力以後の沈下低減率は約 3% と小さく、	表面変位はケース 3 と同様に生じていない。	側面変位は破壊応力までは生じていない。	
5	フローティング	50	15.9		- 明確な破壊を示さず局所セン断が生じたと考えられる。 - 降伏応力は、0.090 kgf/cm^2 程度を示し、ケース 1 の約 2.1 倍、ケース 6 の 1.6 倍を示し、改良効果がみとめられる。 - 沈下低減率は降伏応力までは荷重の増加に伴い低下しつづけ 20% に至り、その後上昇の傾向を示し、ケース 6 よりも小さいため改良による効果がある。	- 表面変位が最大となる所は載荷板の側方 30 cm。 - 最大隆起量はケース 1 の沈下量の 18% 程度、一方、最大水平移動量は 11% 程度で隆起量の方が大きい。 - 表面変位をケース 6 及びケース 1 に比べると、かなり小さく、改良効果が大きい。	- 垂直変位はケース 1 及び 6 に比べかなり小さく改良効果が大きい。 - 水平変位の最大となる深度は改良柱体底部付近である(ケース 6, 7, 8 のフローティングは共通である)。また、水平変位についてもケース 1 及び 6 に比べてかなり減少しているため、改良効果が大きい。	
6	フローティング	50	8.2		- 明確な破壊を示さないこと及び沈下低減率の変化の傾向はフローティングの各ケースとも共通である。 - 降伏応力は 0.056 kgf/cm^2 程度を示し、ケース 1 の約 1.3 倍を示し、改良効果がみられる。 - 降伏応力時の沈下低減率は約 46% を示し、改良効果がみとめられる。	- 表面変位が最大となる所はケース 5 と同じ。 - 最大隆起量はケース 1 の沈下量の 37% 程度、水平移動量は 13% 程度で隆起量の方が大きい。 - ケース 1 の変位より小さいため改良効果がみとめられる。	- 垂直変位はケース 1 に比べ少ないため改良効果がみとめられる。 - 水平変位についてもケース 1 より少ないため、改良効果がみとめられる。 - 改良柱体の動きは載荷を増すにつれ地盤の側方移動とともに改良柱体の下端部が移動し傾斜し始め、載荷途中で曲げにより切断	
7	フローティング	25	15.9		- 降伏応力は 0.072 kgf/cm^2 程度を示し、ケース 2 の約 1.5 倍、ケース 8 の約 1.3 倍を示し改良効果がみとめられる。しかし、ケース 5 に比べると約 80% と小さい。 - 降伏応力時の沈下低減率は、約 20% を示し、ケース 8 よりも小さいため改良率による効果がみられる。沈下に対する効果はケース 5 とほぼ同じで、層厚による効果の差はみとめられない。	- 表面変位が最大となる所はケース 1, 2 と同じ。 - 最大隆起量はケース 2 の沈下量の 38% 程度、水平隆起量は 20% 程度で隆起量の方が大きい。 - ケース 1 及び 2 より変位が小さいため改良効果が大きい。しかし、ケース 5 に比べ効果は少ない。	- 垂直変位はケース 2, 8 に比べかなり少ないため改良効果が大きい。 - 水平変位についてもケース 2, 8 に比べかなり少ないため、その効果が大きい。 - 改良柱体の動きは、ケース 6 と同じであるが、改良柱体は切断しなかった。また柱体の移動量はケース 8 より少ない。	
8	フローティング	25	8.2		- 降伏応力は 0.056 kgf/cm^2 程度を示し、ケース 1 の約 1.3 倍となっているため改良効果がみとめられる。しかしケース 6 に比べるとほぼ同じで層厚による差はみとめられない。 - 降伏応力時の沈下低減率は約 66% を示し、改良効果はみられる。しかし、ケース 6 に比べ 1.4 倍を示し、層厚が大きいと沈下低減率は小さくなり、その効果も大きくなる傾向を示す。	- 表面変位が最大となる所は、ケース 1, 2, 7 と同じ。 - 最大隆起量はケース 2 の沈下量の 38% 程度、水平移動量は 24% 程度で隆起量の方が大きい。 - ケース 1 より変位が小さいため改良効果はみとめられる。	- 垂直変位はケース 2 に比べ少ないため改良効果がみられる。 - 水平変位についてもケース 2 に比べ少ないため改良効果がみとめられる。 - 改良柱体の動きはケース 7 と同じであるが柱体の移動量が非常に大きく、最大で 30° 傾斜した。	

表付.2 実験Ⅱの結果一覧表

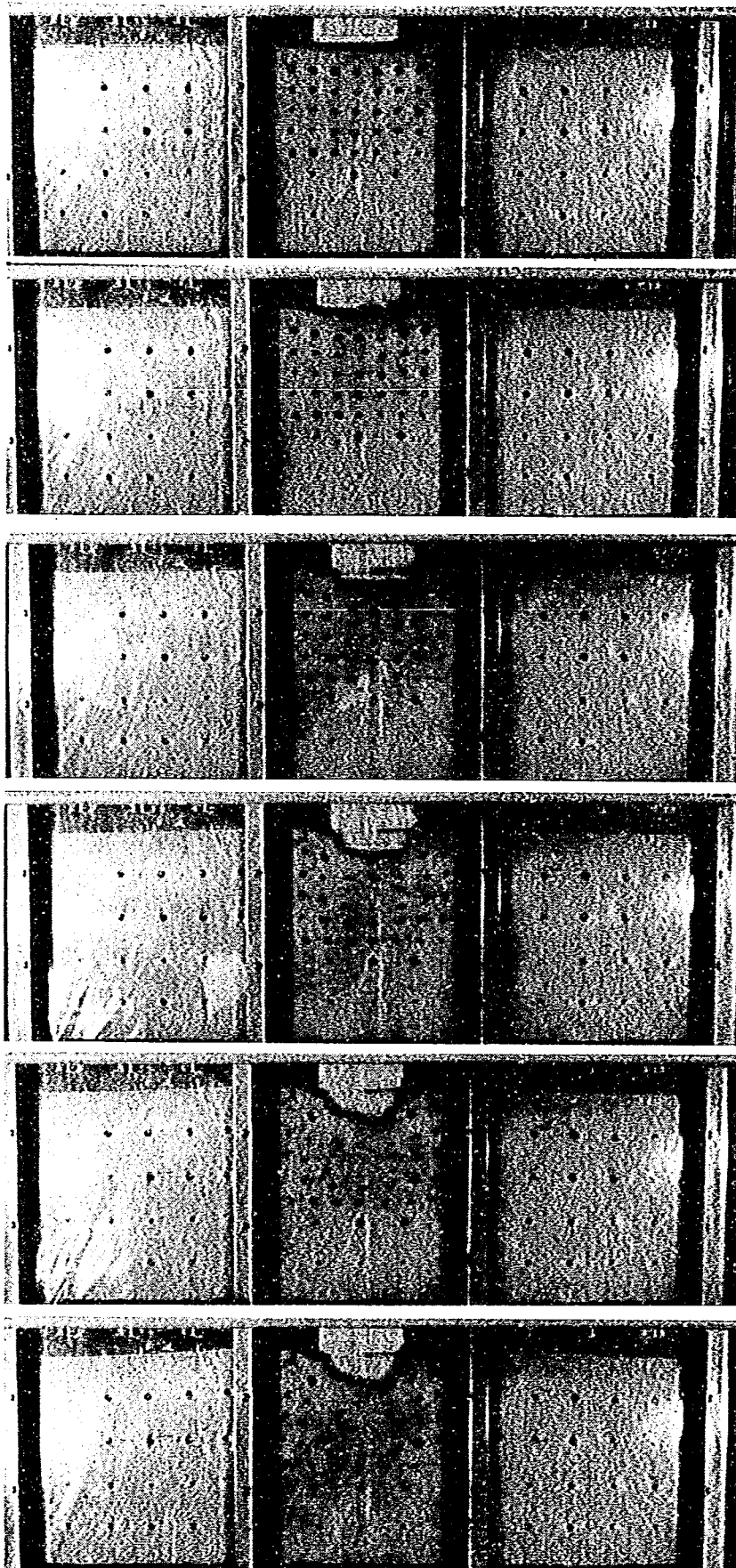
Case No.	支持型式	改良率 (%)	実験の略図 (単位: cm)	実験結果			変状パターン略図 (単位: cm)
				沈下	表面変位	側面変位	
1	無処理	0		- 全ケースとも盛土中央部の沈下が最大で法尻に向って沈下量は減少し、法尻では沈下が発生していない。また明確な破壊を示さず局所せん断が生じたと考えられる。 - 降伏応力は 0.04 kgf/cm^2 程度と想定される。 - 法の中央部の沈下は盛土中央部の $\frac{1}{2}$ である。	- 表面変位が最大となる箇所は、法尻から 10 cm である。 - 最大隆起量は沈下量の 25% 程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の 31% で、隆起量より大きい。 - 表面変位を生じる応力は、ほぼ降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層厚の $\frac{1}{3}$ 倍である。	- 垂直変位は盛土中央が最大で法尻付近ではほとんどない。法尻の外側はすべて上向に変位する(全ケース)。 - 水平変位は法尻の深さ 10 cm が最大で、法の外側及び盛土中央に向って変位は減少している。 - 側面変位は盛土中央部以外では水平移動の方が大きい。また深さ 25 cm 以下は極端に小さくなる。 - 側面変位は、降伏応力以上で顕著な動きを示す。	
2	フローティング	15		- 降伏応力は 0.042 kgf/cm^2 程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは低下しつつ、60% に至り、その後はわずかに上昇の傾向を示す。 - 改良部の沈下は無処理より少ない。 - 改良効果は沈下の低減にみられる。	- 表面変位が最大となる箇所は法尻から 20 cm である。 - 最大隆起量は沈下量の 25% 程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の 28% で隆起量より大きい。 - 表面変位を生じる応力は降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層厚の 3 倍である。 - 改良効果は顕著でない。	- 垂直変位、水平変位ともに Case 1 に比べて小さい。 - 水平変位の最大となる所は、法尻の深さ $15 \sim 20 \text{ cm}$ で、Case 1 とは深さが異なる。 - 法尻の外側 15 cm 程度までは Case 1 に比べて上向の変位が小さく、水平移動が大きい。 - 改良効果は全体的な変位量の低減にみられる。	
3	フローティング	15		- 降伏応力は、0.044 kgf/cm^2 程度と想定される。 - 沈下形状及び沈下低減率ともに Case 2 とは $\frac{1}{2}$ 同様の傾向を示している。 - 改良部の沈下は無処理よりかなり少ない。 - 改良効果は Case 2 とは $\frac{1}{2}$ 同様の効果である。	- 表面変位が最大となる所は Case 2 と同じである。 - 最大隆起量は沈下量の 19% 程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の 25% で隆起より大きい。 - 表面変位を生じる応力は降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層厚の 3 倍である。 - 改良効果は、Case 2 に比べて若干小みとめられる。	- 変位の傾向は Case 2 とは $\frac{1}{2}$ 同様の効果である。 - 改良効果は、Case 2 に比べて、改良部の変位の低減にみられる。	
4	フローティング	15		- 降伏応力は 0.046 kgf/cm^2 程度と想定される。 - 降伏応力時の沈下低減率は 20% まで低下し、その後は上昇の傾向を示す。 - 改良効果は、無処理はもちろん Case 2、3 に比べかなりの効果がみられる。	- 表面変位が最大となる所は、Case 2、3 と同じである。 - 最大隆起量は沈下量の 13% 程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の 13% 程度で隆起と同じ。 - 表面変位を生じる応力は降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層厚の 3 倍である。 - 改良効果は、Case 3 に比べかなり大きい。	- 水平変位は法尻の上部が最も大きい。 - 改良柱体と改良柱体間の地盤としては、垂直変位が異なり、地盤の方が大きい。 - 改良柱体は全体に、法尻方向に移動しているが、柱体頭部の移動の方が大きい。 - 改良効果は、変位が Case 2、3 の半分に低減され、かなり大きい。	
5	着底	15		- 降伏応力は 0.042 kgf/cm^2 程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは荷重の増加に伴い低下しつつ、その後は $\frac{1}{2}$ 一定値 (60%) を示す。 - 改良効果は Case 2 に比べ降伏応力までは $\frac{1}{2}$ 同様の効果であるが、それ以降では効果がみられる。	- 表面変位が最大となる所はフローティングと同じである。 - 最大隆起量及び最大水平移動量は $\frac{1}{2}$ 同様の効果である。 - 表面変位を生じる応力は降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は、隆起と水平移動では異なり水平移動の方が広い。 - 改良効果は Case 2 より大きく、Case 4 に近似している。	- 水平変位の最も大きい所は、Case 4 と同様である。 - 法尻の外側の変位はほとんど水平移動であり、上向の変位は非常に小さい。 - 改良柱体の動きは柱体頭部が法尻方向に移動する。柱体頭部の移動は Case 4 より大きい。 - 改良効果は、法尻外側の上向変位の低減にみられる。	
6	着底	15		- 降伏応力は 0.053 kgf/cm^2 程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは荷重の増加に伴い低下しつつ、その後は $\frac{1}{2}$ 一定値 (40%) を示す。 - 改良効果は、Case 3 はもちろん Case 5 に比べてもその効果が大きい。 - 改良部の沈下は極めて少ない。	- 表面変位が最大となる所はフローティングと同じである。 - 最大隆起量及び最大水平移動量は $\frac{1}{2}$ 同様の効果である。 - 表面変位を生じる応力は降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は Case 5 とは $\frac{1}{2}$ 同様の効果である。 - 改良効果は Case 3 より大きく、Case 5 に近似している。	- 水平変位の最も大きい所は Case 4、5 と同様である。 - 改良部及び法尻の外側の変位はほとんど水平移動であり、上向の変位は非常に小さい。 - 改良柱体の動きは Case 5 と同じ傾向を示すが、柱体頭部の移動は Case 5 より小さく、Case 4 より大きい。 - 改良効果は Case 5 に比べ変位の低減にみられる。	
7	着底 + ジオスタイル	15		- Case 5 においては、改良部と未改良部との沈下の差が顕著であったが、シートを用いることによってかなり低減され、Case 5、6 に比べ効果が大きい。 - 載荷応力が 0.07 kgf/cm^2 までは、沈下低減率は低下し、その後は $\frac{1}{2}$ 一定 (10%) となっている。	- 表面変位は生じていない。 - 改良効果は他の Case に比べて最も大きい。	- 変位は未改良部においても非常に小さい。 - 改良柱体の動きは、柱体頭部が盛土の沈下が進むと同じに盛土中央方向に移動する。 - 改良効果は、他の Case に比べ最も大きい。	

表付.3 実験Ⅲの結果一覧表

ケース No	支持型式 および 改良位置	改良率 (%)	実験の略図 (単位: cm)	実験結果			変状パターン略図 (単位: cm)
				盛土中央の沈下	表面変位	側面変位	
1	無処理	0		- 最大沈下量は盛土のり肩付近で発生している。 - 各ケースとも載荷による明確な破壊を示さず、局所破壊が生じたと考えられる。 - 降伏応力は、0.031 kgf/cm^2程度と想定される。 - のりの中央部の沈下量は盛土中央部の$1/2$である。	- 表面変位が最大となるヶ所は、のり尻から20cmである。 - 最大隆起量は、沈下量の40%程度である。一方最大水平移動量は沈下量の45%で、隆起量より大きい。 - 表面変位を生じる応力は、ほぼ降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は、軟弱層厚の2.3倍以上である。	- 垂直変位は盛土のり肩付近が最大で、のり尻付近ではほとんどない。のり尻の外側は全て上向に変位する(全ケース)。 - 水平変位はのり尻の深度10cmが最大で、のりの外側および盛土中央に向って変位は減少する。 - 側面変位を生じる応力は、ほぼ降伏応力に対応している(全ケース)。 - 側面の盛土中央部の沈下量は本来の盛土中央部の沈下量の60%程度である。 - 全ケースとも側面の垂直変位面積は水平変位面積と同じ。	
2	着底・のり尻	16.5		- 最大沈下量は盛土中央部で発生している。 - 降伏応力は0.036 kgf/cm^2程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは低下しつつ80%に至り、その後はわずかに減少する傾向を示す。 - 改良部の沈下は無処理より小さく、改良効果は沈下の低減にみられる。	- 表面変位が最大となるヶ所は、ケースNo1と同じである。 - 最大隆起量は、無処理の沈下量の19%程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の32%で、隆起量より大きい。 - 表面変位を生じる応力は、ほぼ降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は、軟弱層厚の2.3倍以上である。 - 改良効果は変位の低減にみられる。	- 垂直変位・水平変位ともにケースNo1より小さい。 - 水平変位が最大となるヶ所は、のり尻の深度5cmで、無処理より浅い。 - のり尻の外側の変位は、ほとんど水平移動量であり、上向の変位は非常に小さい。 - 改良柱体の動きは、柱体頭部がのり尻の外側方向に移動し、ケースNo3よりもその移動が大きい。柱体下部は移動しない。 - 改良効果は全体的な変位の低減にみられる。	
3	着底・のり尻	16.5		- 最大沈下量は盛土中央部で発生している。 - 降伏応力は0.046 kgf/cm^2程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは低下しつつ40%に至り、その後は上昇する傾向がみられる。 - 沈下の形状はケースNo2より盛土中央部の沈下が少なく、のり尻で若干大きい。 - 沈下に対する改良効果は、ケースNo2より大きくケースNo3よりは小さい。	- 表面変位が最大となるヶ所は、ケースNo2と同じである。 - 最大隆起量は、無処理の沈下量の10%程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の17%で、隆起量より大きい。 - 表面変位を生じる応力は、ほぼ降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層厚の2.3倍である。 - 改良効果は他のケースに比べて最も大きい。	- 垂直変位・水平変位ともにケースNo2より小さい。 - 水平変位が最大となるヶ所は、のり尻の深度5cmである。 - のり尻の外側の変位はほとんど水平移動量であり、ケースNo2、3よりもさらに小さい。 - 改良柱体の動きは、柱体頭部がのり尻方向に移動するが、ケースNo2よりは少ない。 - 改良効果は、他のケースに比べて最も大きい。	
4	着底・盛土中央	16.5		- 最大沈下量は、盛土のり肩部で発生している。 - 降伏応力は0.053 kgf/cm^2程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは低下しつつ15%に至り、その後はわずかに上昇する傾向がみられる。 - 沈下形状は、ケースNo2より盛土中央の沈下が少なく、のり尻で大きい。 - 沈下に対する改良効果は、他のケースに比べ最も大きい。	- 表面変位が最大となるヶ所は、ケースNo3と同じである。 - 最大隆起量は、無処理の沈下量の14%程度である。一方、最大水平移動量は沈下量の24%で、隆起量より大きい。 - 表面変位を生じる応力は、ほぼ降伏応力に対応している。 - 表面変位のおよぶ範囲は軟弱層厚の2.3倍である。 - 改良効果はケースNo2より大きく、No3より小さい。	- 垂直変位・水平変位ともにケースNo2より小さく、ケースNo3より大きい。 - 水平変位が最大となるヶ所は、のり尻の深度5cmで、ケースNo2より小さく、No3より大きい。 - 改良柱体の動きは若干あるがほとんどないに等しい。 - 改良効果は、盛土中央部では大きい、のり尻及びのり外側ではケースNo2より大きく、ケースNo3より小さい。	
5	着底・のり尻	16.5		- 開削後の盛土中央部の沈下量は開削深度が深くなるに伴い沈下量の増加分が増大する。 - 明確なすべり面が発生した。 - のり中央の沈下量は沈下板の側方移動が大きいため、誤差が大きい、沈下量は非常に少ないと推定される。	- のり尻の水平移動量は、開削深度に応じ、ほぼ直線的に増加し、開削深度15cmでは9.7cmである。一方、垂直変位は、開削深度に応じて沈下が増加する傾向を示し、開削深度15cmでは2.3cmで水平移動の方が非常に大きい。 - 開削部のり面は、開削と同じに押し出しがあり、のり尻での押し出しが最も大きい。	- 開削後の垂直変位は、のり肩付近が最大の下向変位となり、のり尻付近ではほとんどなし、のり尻の側方では若干上向となる。 - 水平変位は盛土中央からのり尻に向って増加し、のり尻付近で最大となっている。変位が最大となるところは、のり尻付近では10cm、のり肩付近では5cmの深度である。 - 盛土内に明確なすべり面が発生した。	

付 録 2

模型実験における 各ケースの変形状況



実験条件

支持形式 無処理
 軟弱層厚 50cm
 改良率 A_s —
 改良柱体長 —

$p = 30 \text{ kgf}$

$p = 45 \text{ kgf}$

$p = 60 \text{ kgf}$

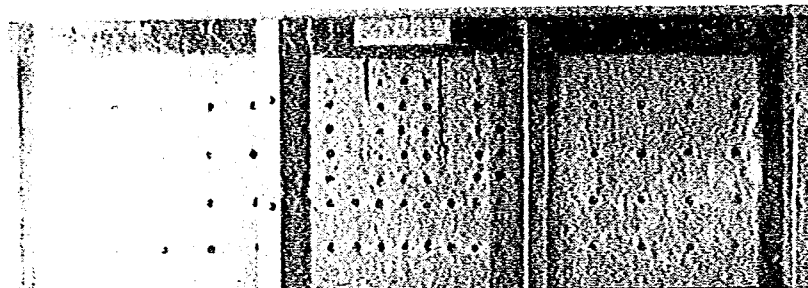
$p = 75 \text{ kgf}$

$p = 90 \text{ kgf}$

$p = 105 \text{ kgf}$

実験 I

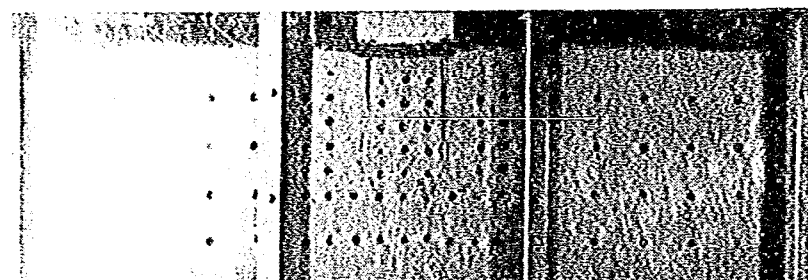
写真付 1 载荷に伴う地盤の変形状況(1)
 (無処理)



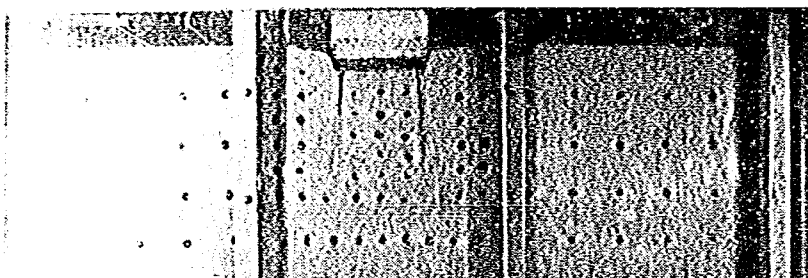
実験条件

支持形式 フローティング
軟弱層厚 50cm
改良率 A_1 8 %
改良柱体長 25cm

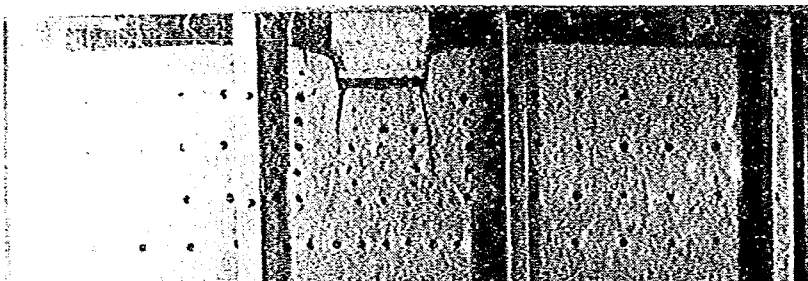
$p = 30 \text{ kgf}$



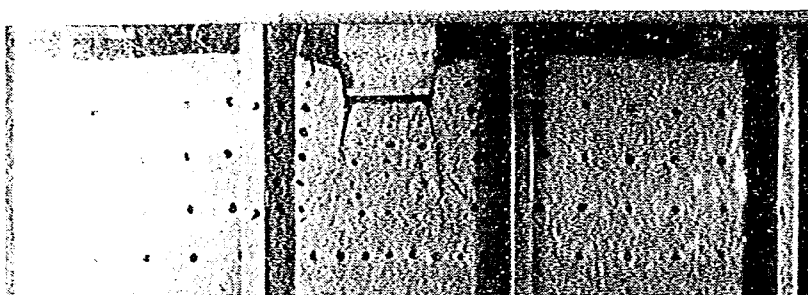
$p = 60 \text{ kgf}$



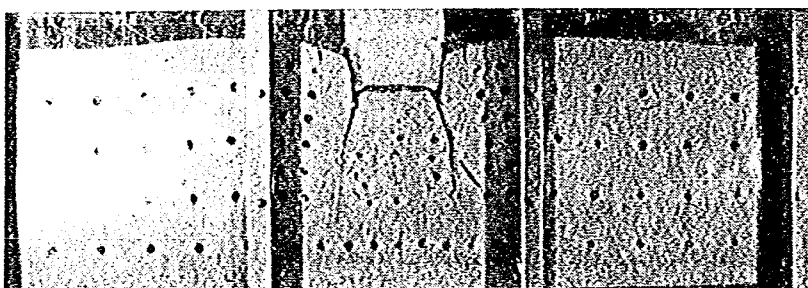
$p = 90 \text{ kgf}$



$p = 120 \text{ kgf}$



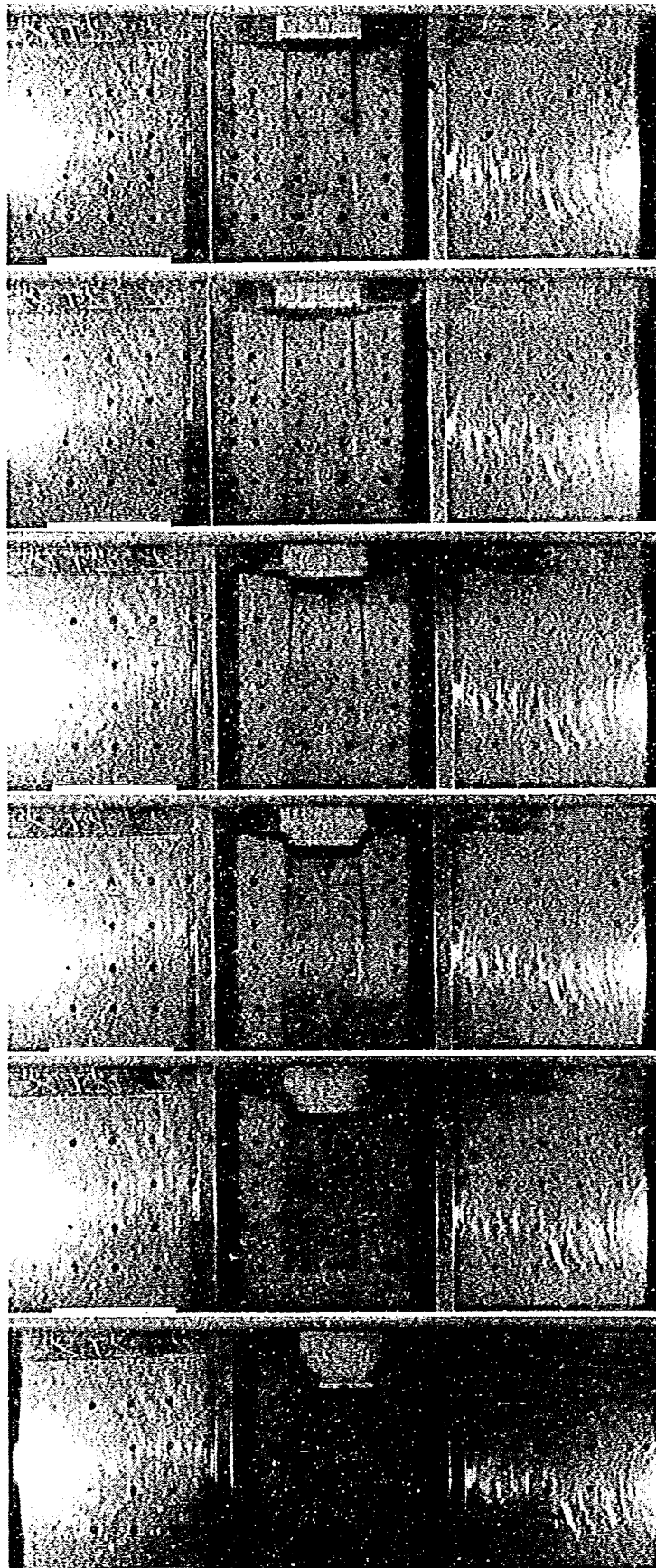
$p = 135 \text{ kgf}$



$p = 150 \text{ kgf}$

実験 I

写真付 2 载荷に伴う地盤の変形状況(2)
(フローティングタイプ)



実験条件

支持形式 フローティング
軟弱層厚 50cm
改良率 A_s 15%
改良柱体長 25cm

$p = 90 \text{ kgf}$

$p = 100 \text{ kgf}$

$p = 120 \text{ kgf}$

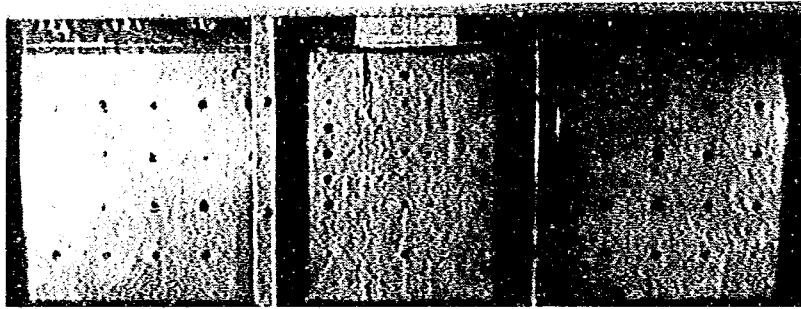
$p = 135 \text{ kgf}$

$p = 150 \text{ kgf}$

$p = 170 \text{ kgf}$

実験 I

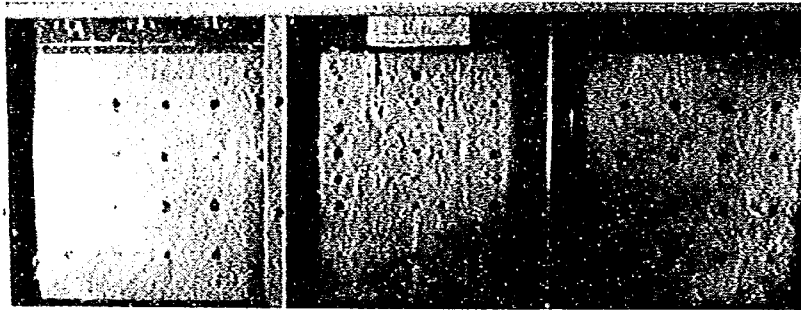
写真付 3 载荷に伴う地盤の変形状況(3)
(フローティングタイプ)



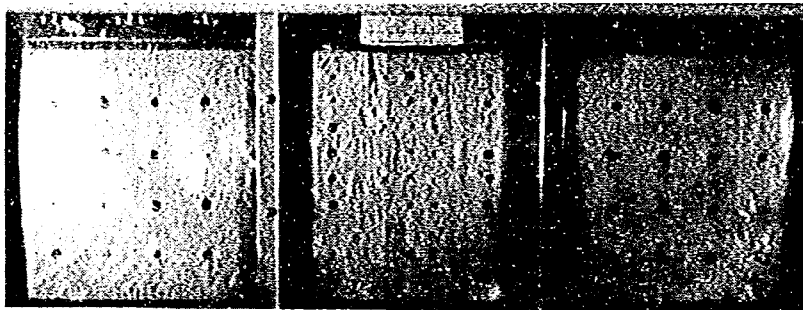
実験条件

支持形式 着底
軟弱層厚 50cm
改良率 A_0 8%
改良柱体長 50cm

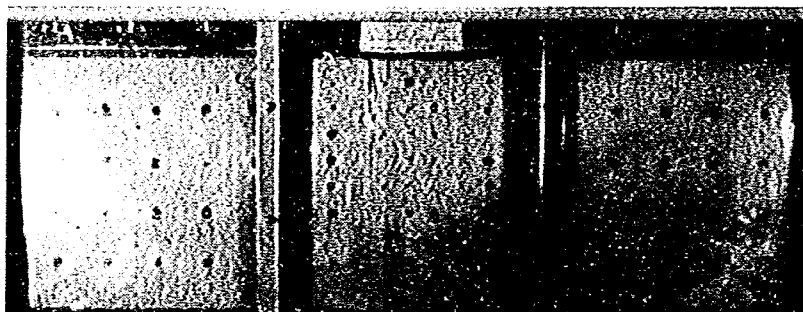
$p = 90 \text{ kgf}$



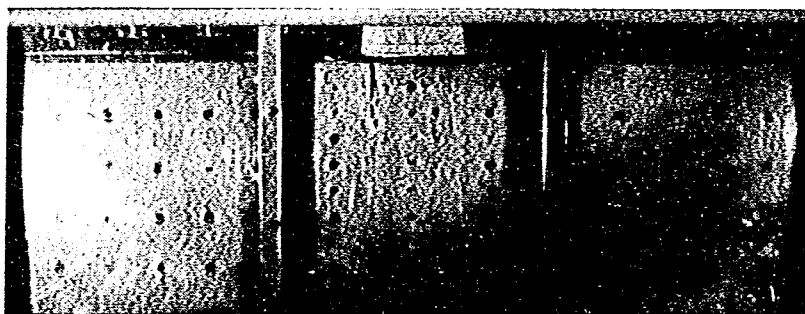
$p = 120 \text{ kgf}$



$p = 150 \text{ kgf}$



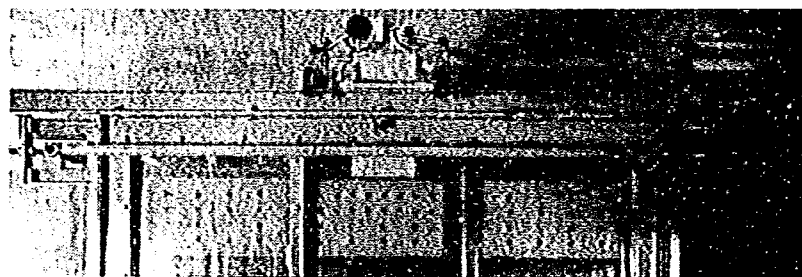
$p = 180 \text{ kgf}$



$p = 180 \text{ kgf}$

実験 I

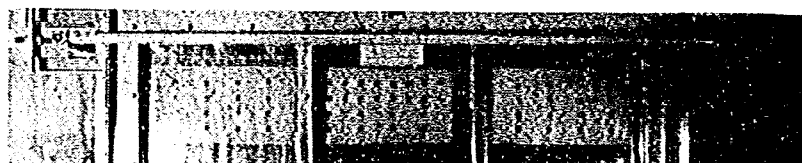
写真付 4 载荷に伴う地盤の変形状況(4)
(着底タイプ)



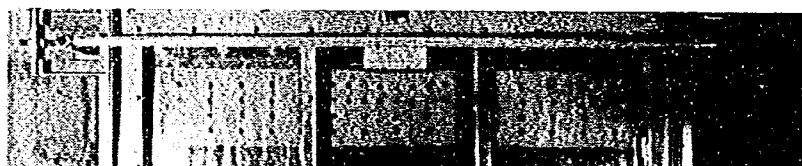
実験条件

支持形式 無処理
軟弱層厚 25cm
改良率 A_s —
改良柱体長 —

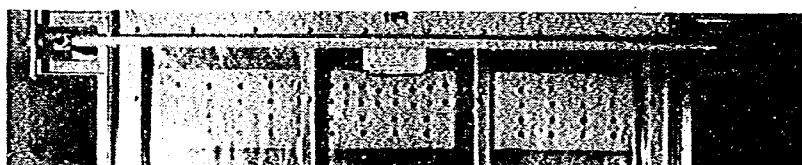
載荷前



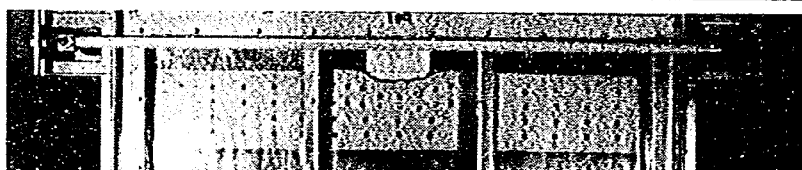
$p = 30 \text{ kgf}$



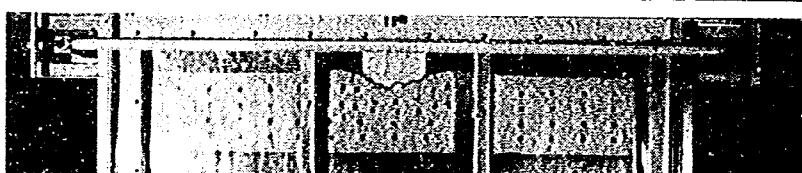
$p = 45 \text{ kgf}$



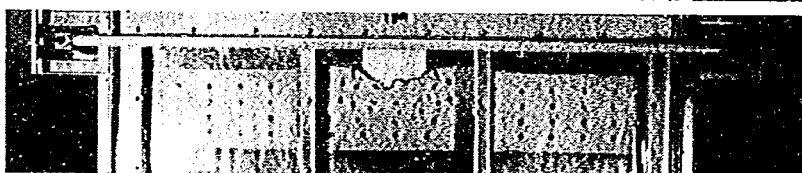
$p = 60 \text{ kgf}$



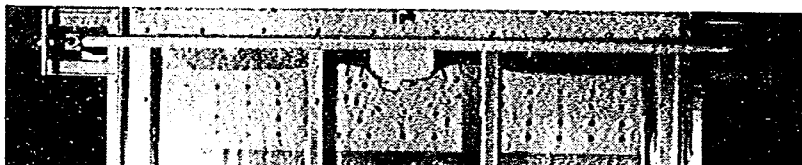
$p = 75 \text{ kgf}$



$p = 90 \text{ kgf}$



$p = 105 \text{ kgf}$



$p = 135 \text{ kgf}$

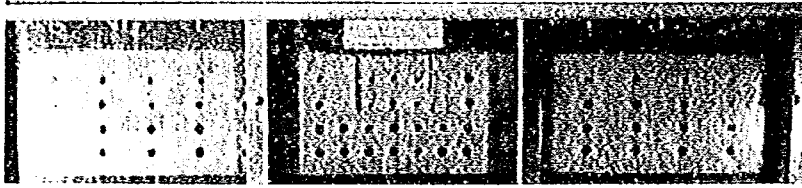
実験 I

写真付 5 載荷に伴う地盤の変形状況(5)
(無処理)

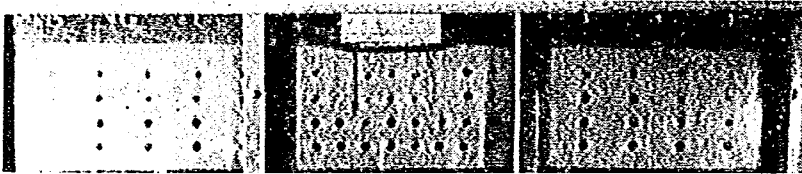
実験条件

支持形式 フローティング
 軟弱層厚 25cm
 改良率 A_s 8%
 改良柱体長 12.5 cm

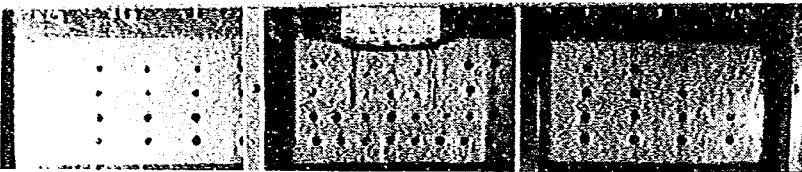
$p = 30 \text{ kgf}$



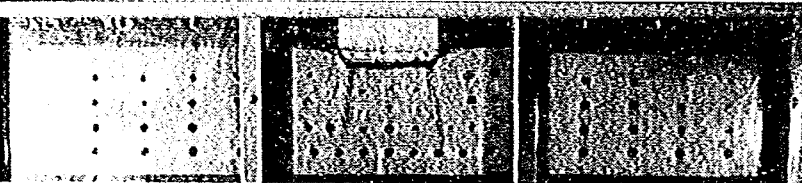
$p = 60 \text{ kgf}$



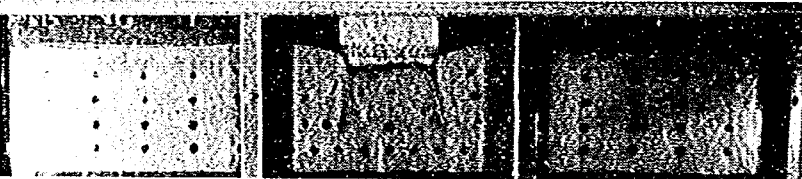
$p = 75 \text{ kgf}$



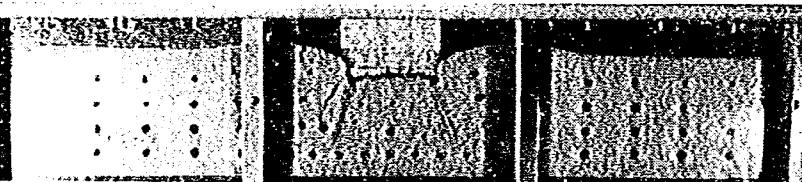
$p = 90 \text{ kgf}$



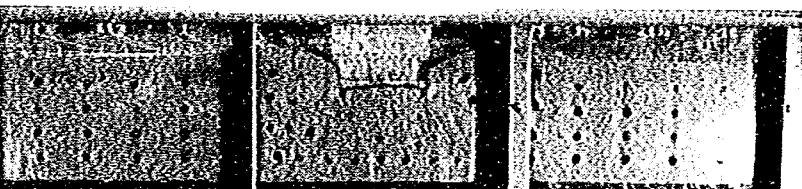
$p = 105 \text{ kgf}$



$p = 120 \text{ kgf}$



$p = 135 \text{ kgf}$



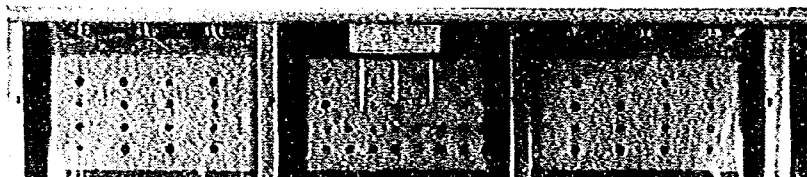
実験 I

写真付 6 载荷に伴う地盤の変形状況(6)
 (フローティングタイプ)

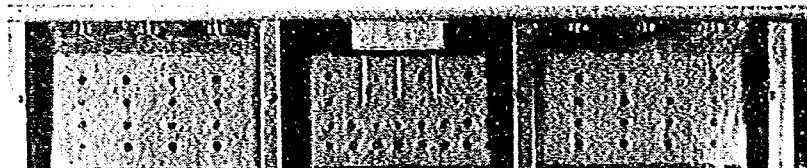
実験条件

支持形式 フローティング
 軟弱層厚 25cm
 改良率 A_s 15%
 改良柱体長 12.5 cm

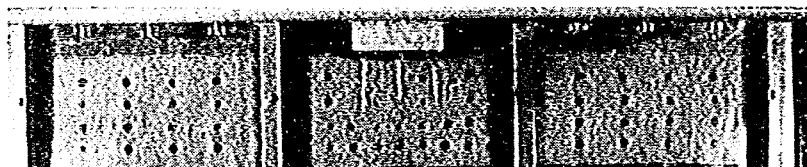
$p = 30 \text{ kgf}$



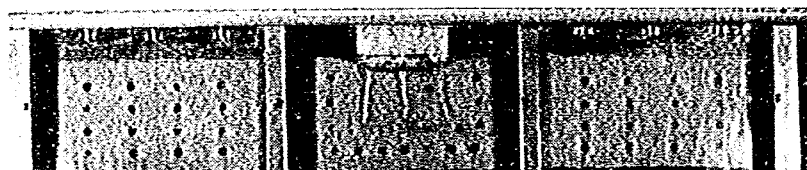
$p = 60 \text{ kgf}$



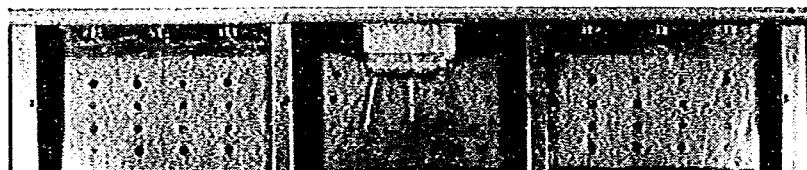
$p = 90 \text{ kgf}$



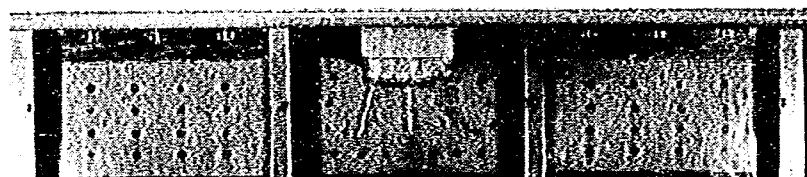
$p = 120 \text{ kgf}$



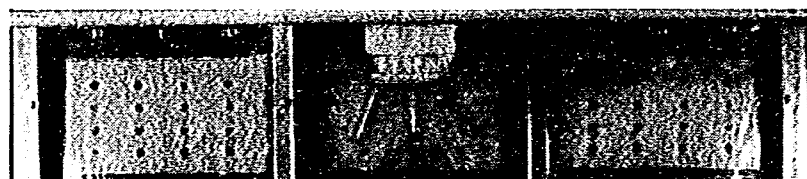
$p = 150 \text{ kgf}$



$p = 165 \text{ kgf}$



$p = 180 \text{ kgf}$



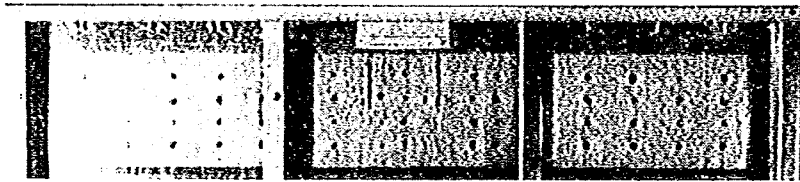
実験 I

写真付 7 载荷に伴う地盤の変形状況(7)
 (フローティングタイプ)

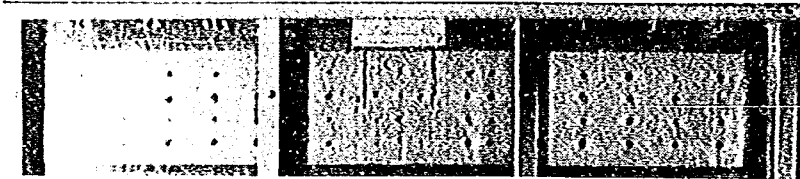
実験条件

支持形式 着底
軟弱層厚 25cm
改良率 A , 8%
改良柱体長 25cm

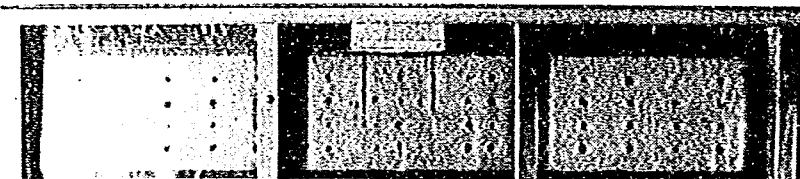
載荷前



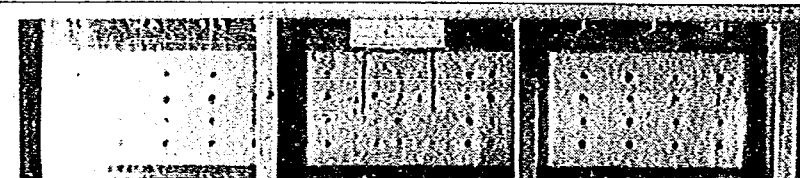
$p = 60 \text{ kgf}$



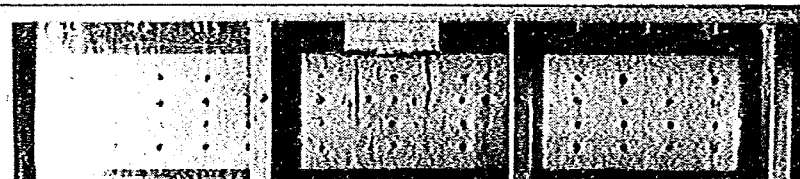
$p = 120 \text{ kgf}$



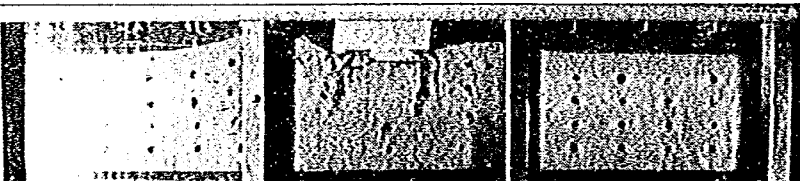
$p = 150 \text{ kgf}$



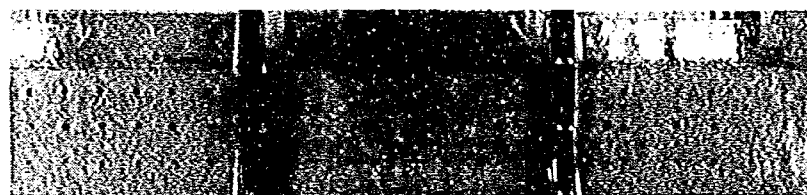
$p = 165 \text{ kgf}$



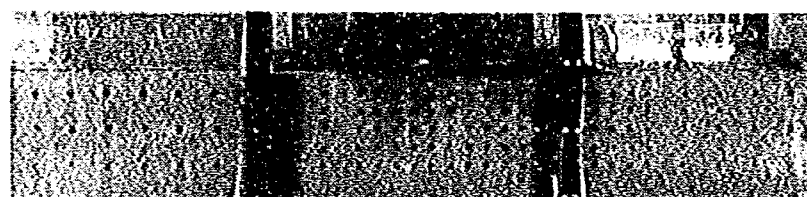
$p = 180 \text{ kgf}$
(破壊)
実験 I



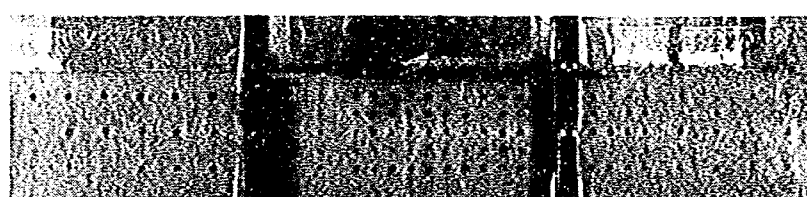
写真付 8 載荷に伴う地盤の変形状況(8)
(着底タイプ)



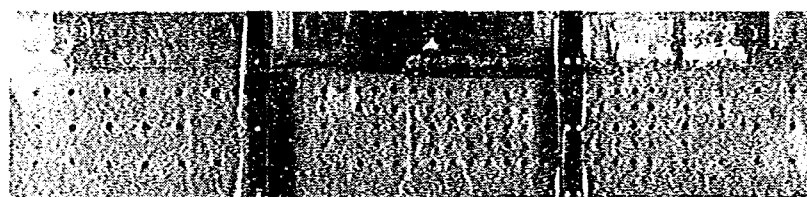
載 荷 前



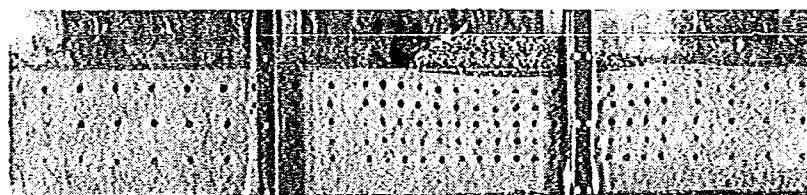
1 段 階



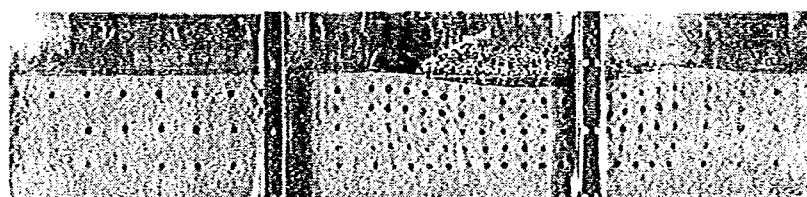
2 段 階



3 段 階



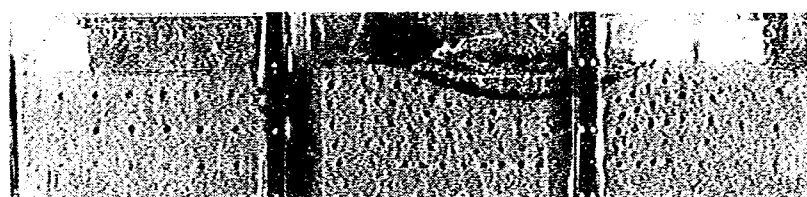
4 段 階



5 段 階



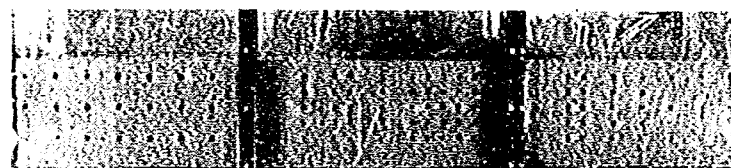
6 段 階



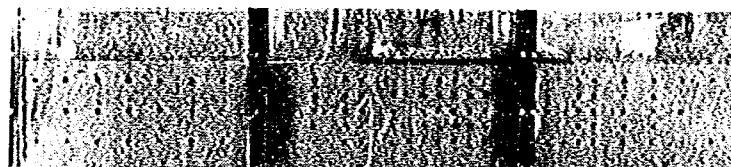
7 段 階

実験Ⅱ

写真付 9 載荷荷重による地盤および荷重の変形(1)
(無処理, Case 1)



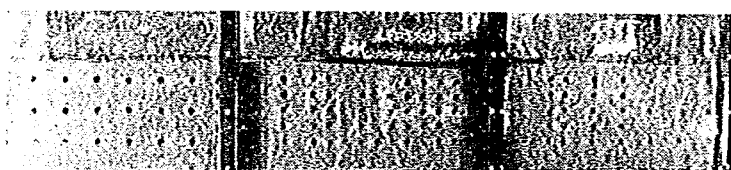
載 荷 前



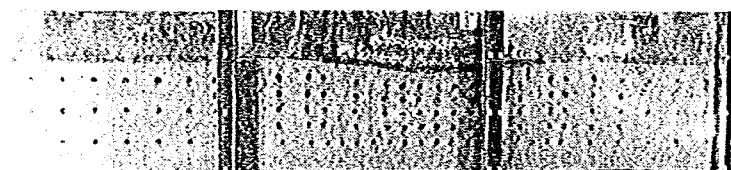
1 段 階



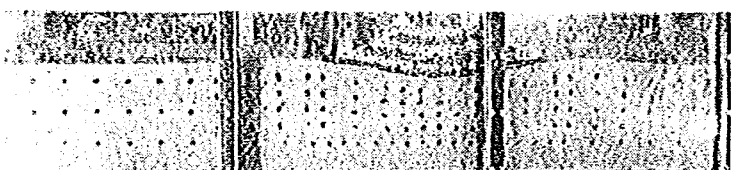
2 段 階



3 段 階



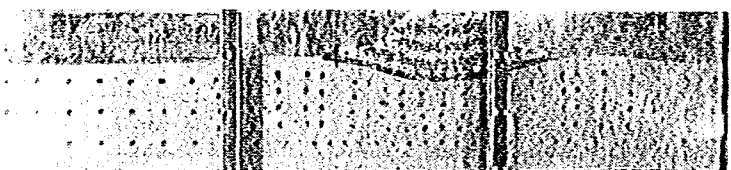
4 段 階



5 段 階



6 段 階



7 段 階

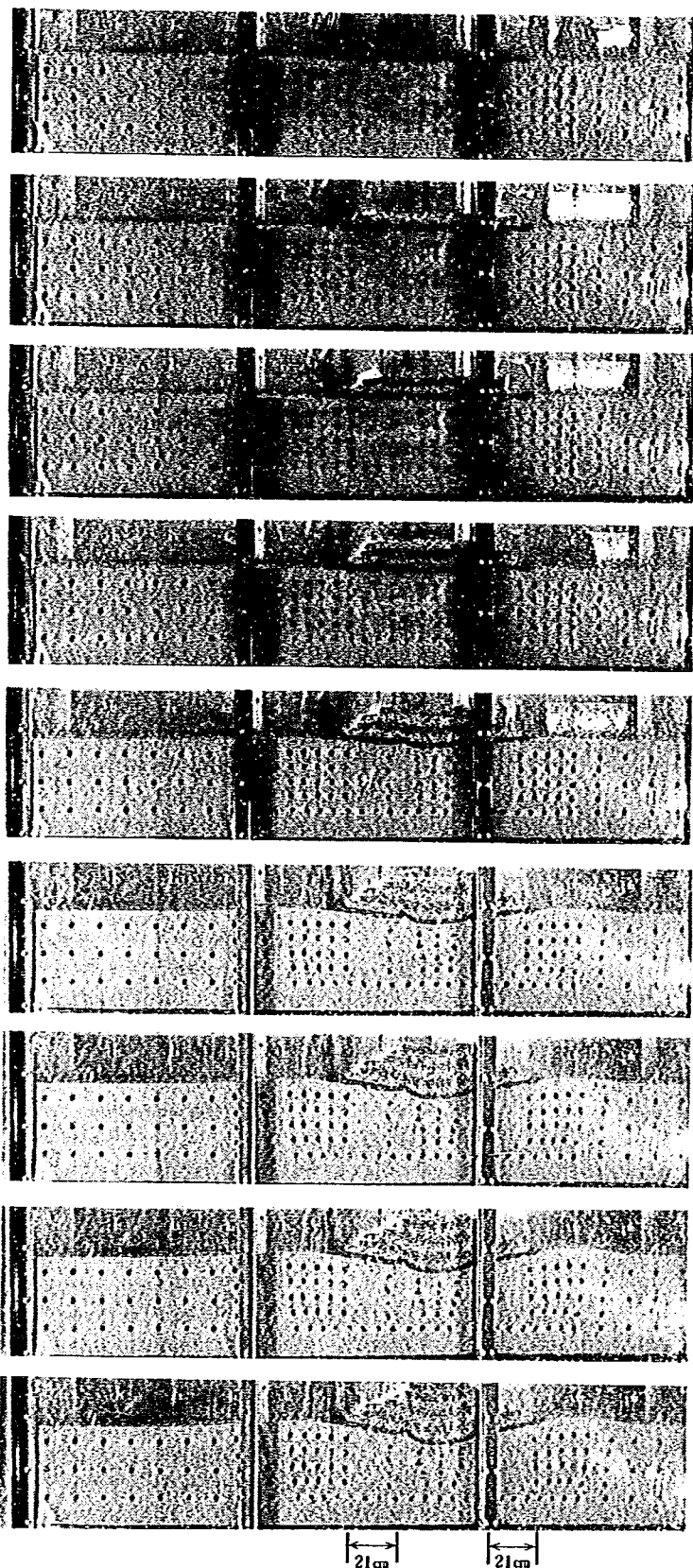


8 段 階

実験Ⅱ

13cm 13cm

写真付 10 載荷荷重による地盤および荷重の変形(2)
(フローティング, 改良幅 13cm, Case 2)



載 荷 前

1 段 階

2 段 階

3 段 階

4 段 階

5 段 階

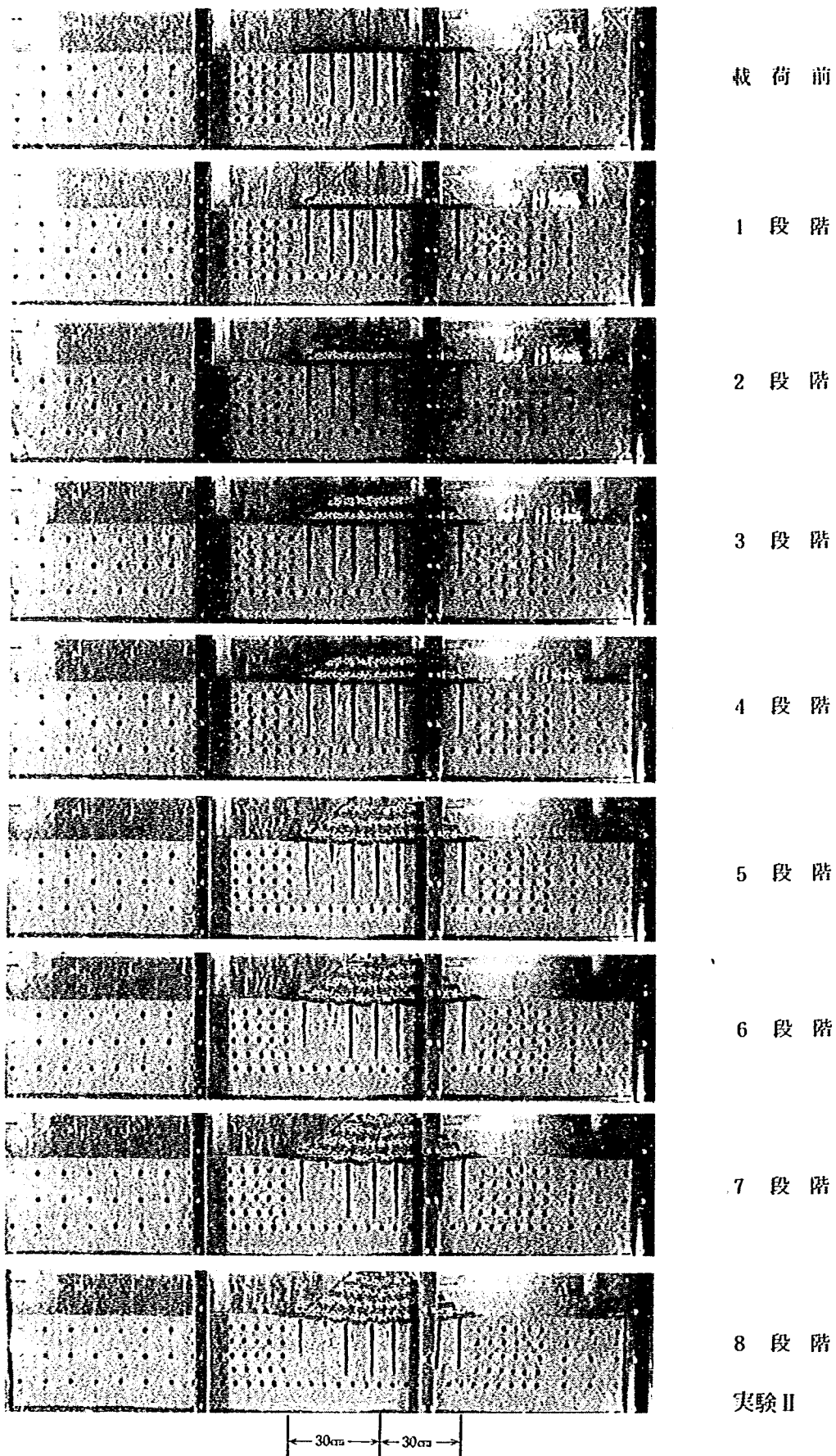
6 段 階

7 段 階

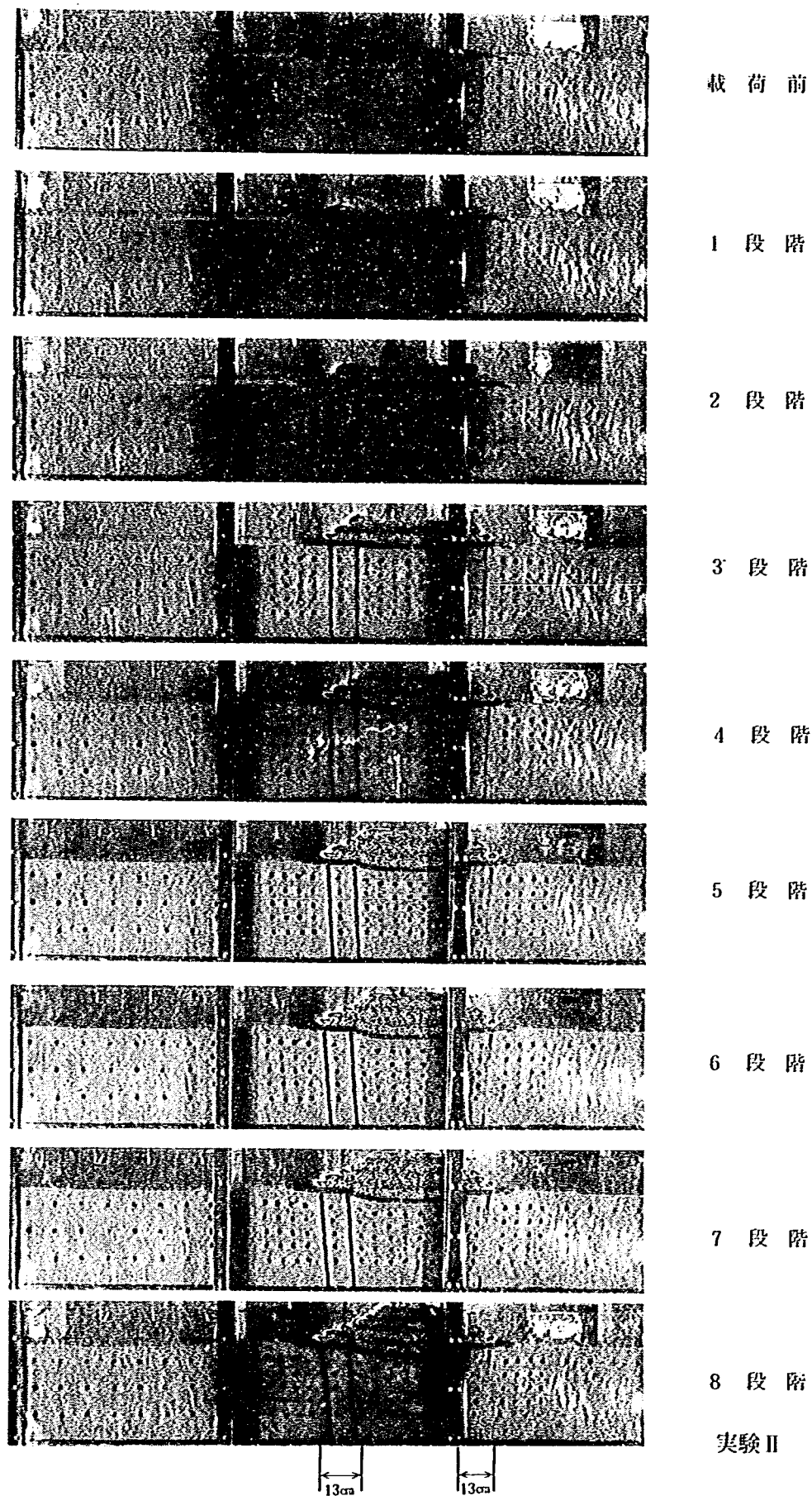
8 段 階

実験Ⅱ

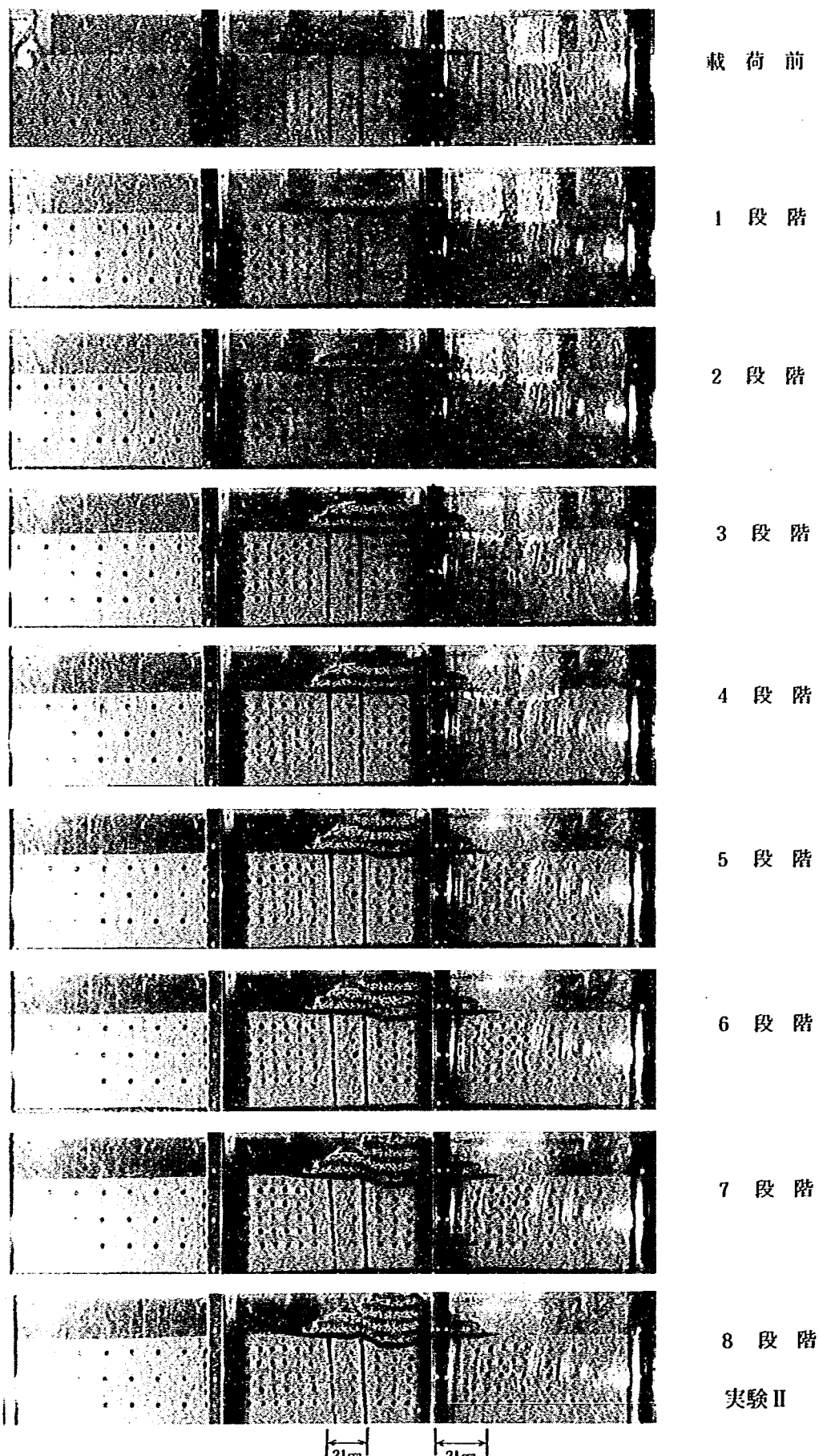
写真付 11 載荷荷重による地盤および荷重の変形(3)
(フローティング, 改良幅 21 cm, Case 3)



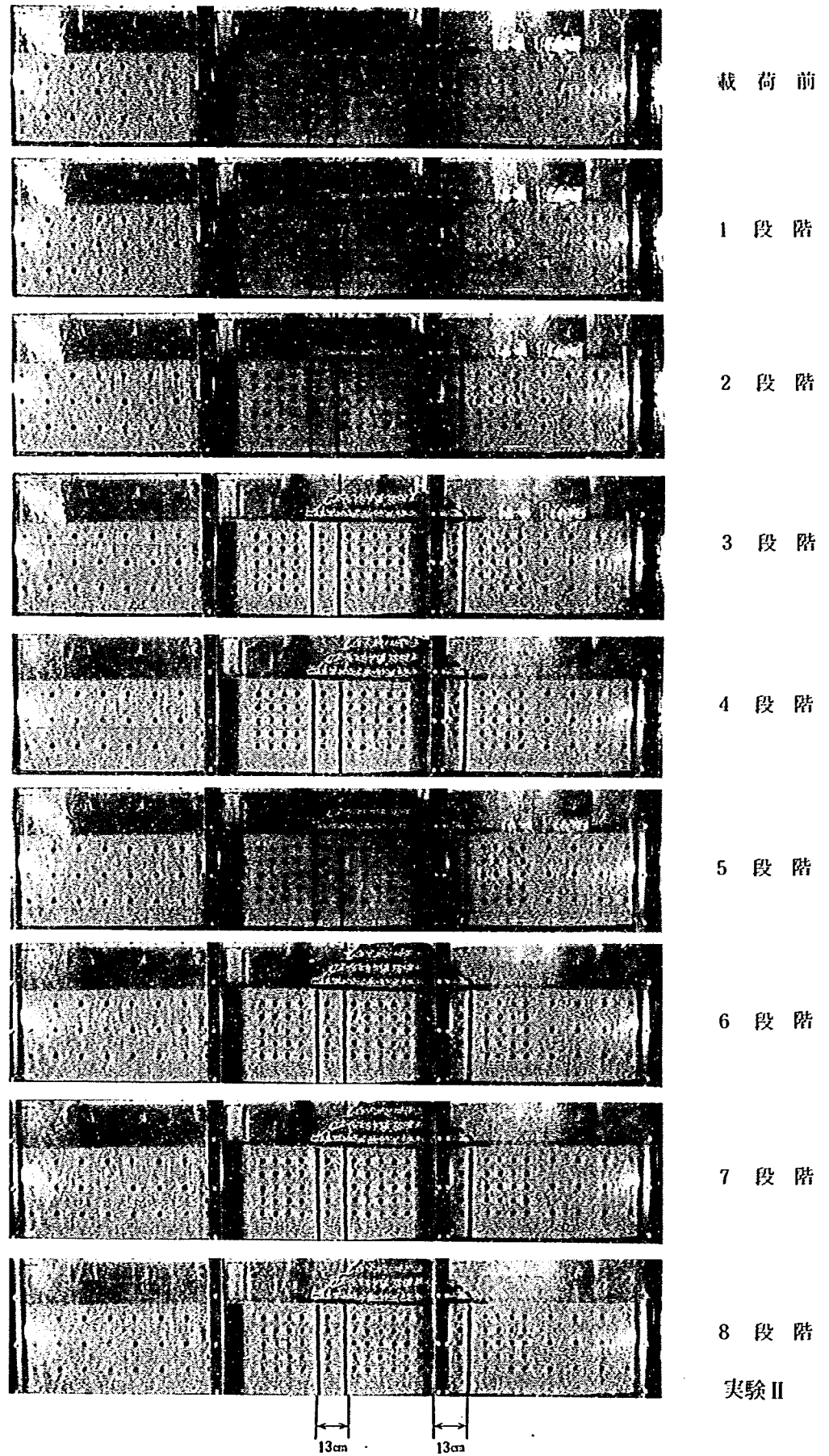
写真付 12 載荷荷重による地盤および荷重の変形(4)
(フローティング, 改良幅 30cm 全面改良, Case 4)



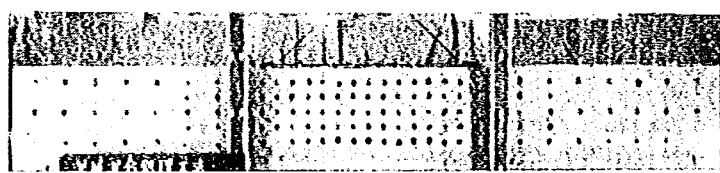
写真付 13 載荷荷重による地盤および荷重の変形(5)
(着底, 改良幅 13cm, Case 5)



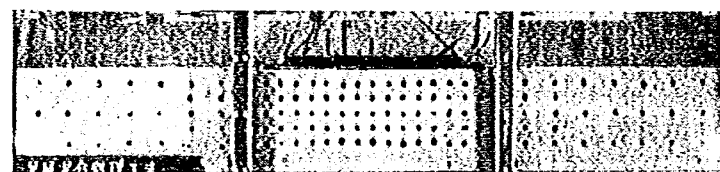
写真付14 載荷荷重による地盤および荷重の変形(6)
(着底, 改良幅21cm, Case 6)



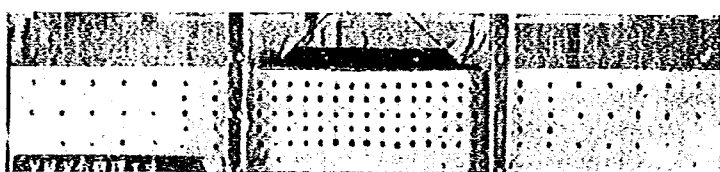
写真付 15 載荷荷重による地盤および荷重の変形(7)
(着底+シート, Case 7)



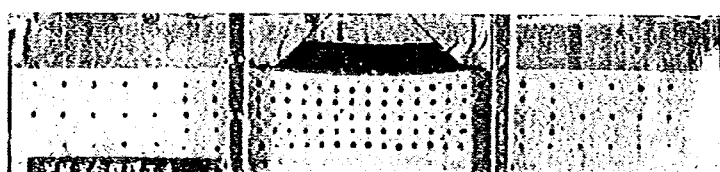
載 荷 前



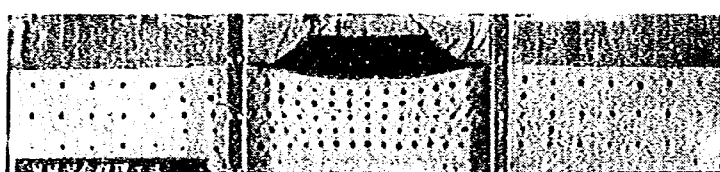
STEP 1



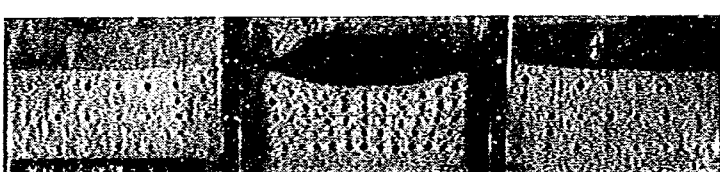
STEP 2



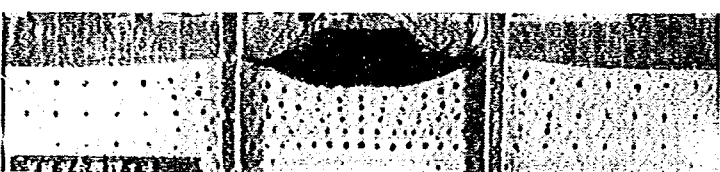
STEP 3



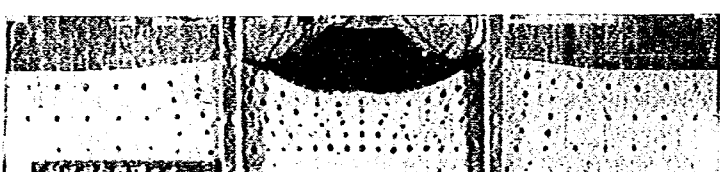
STEP 4



STEP 5



STEP 6

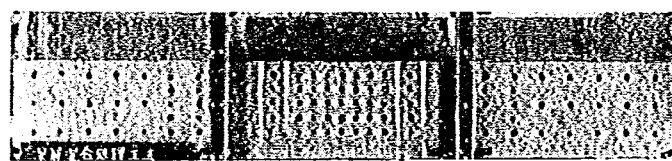


STEP 7

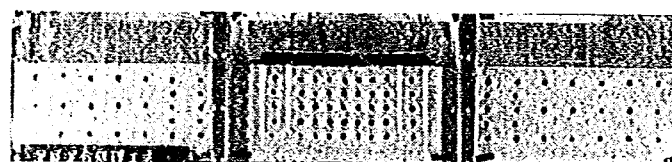
実験Ⅲ

写真付 16 載荷荷重による変形1) (無処理, Case 1)

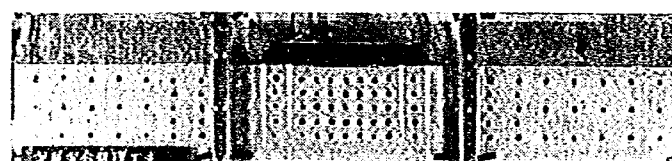
CASE No 2



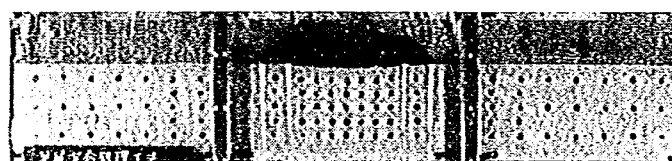
載 荷 前



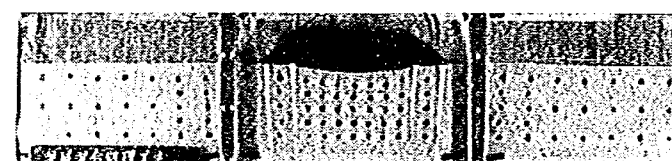
STEP 1



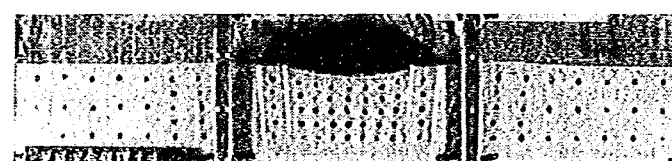
STEP 2



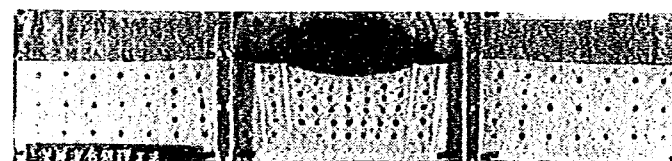
STEP 3



STEP 4



STEP 5



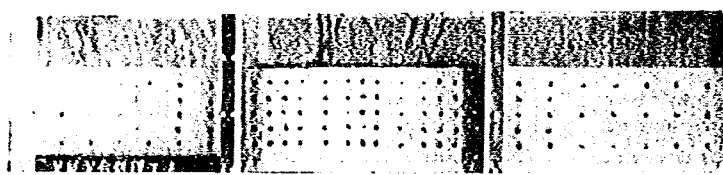
STEP 6



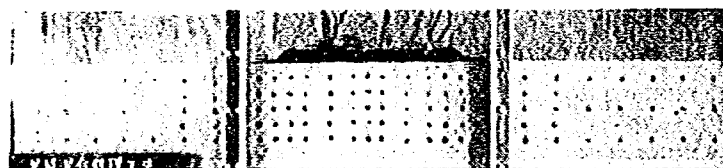
STEP 7

実験Ⅲ

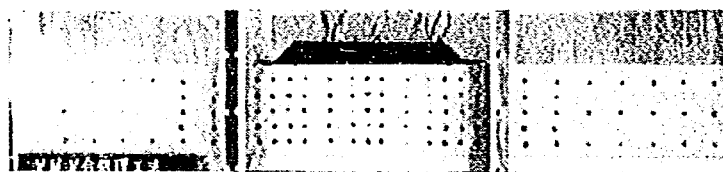
写真付 17 載荷荷重による変形(2) (のり尻改良, Case 2)



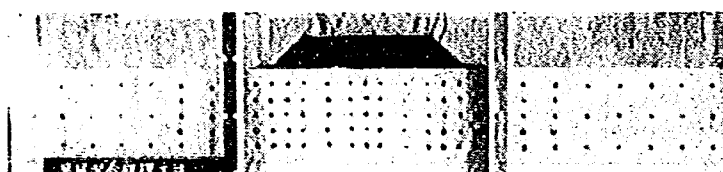
載 荷 前



STEP 1



STEP 2



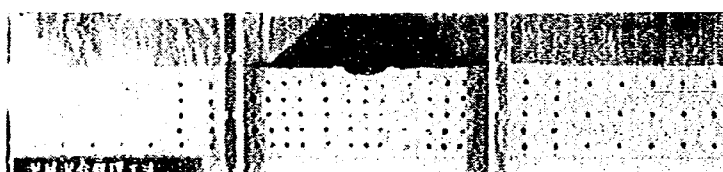
STEP 3



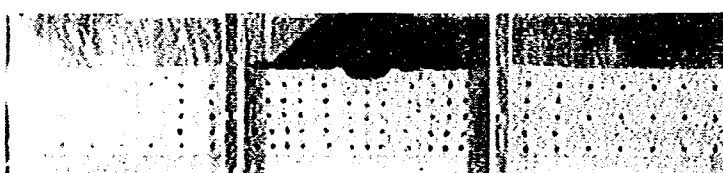
STEP 4



STEP 5



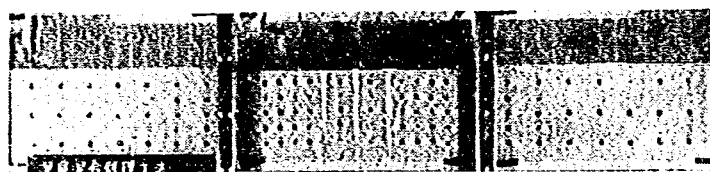
STEP 6



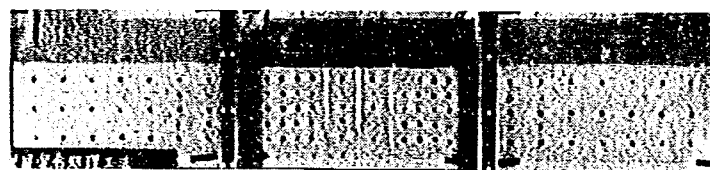
STEP 7

実験Ⅲ

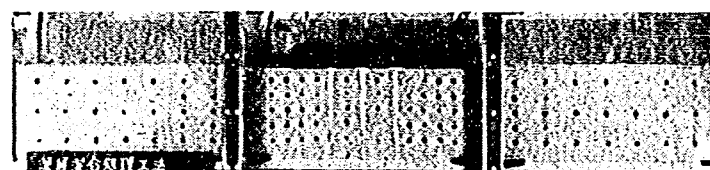
写真付 18 載荷荷重による変形(3) (のり肩改良, Case 3)



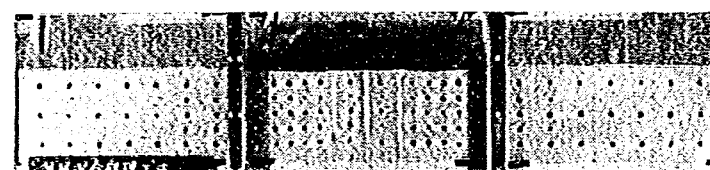
載 荷 前



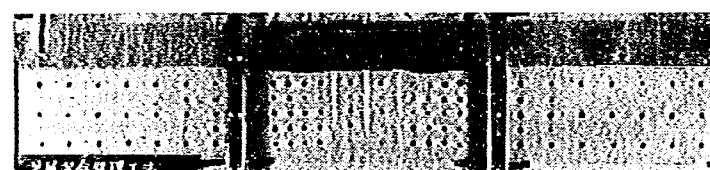
STEP 1



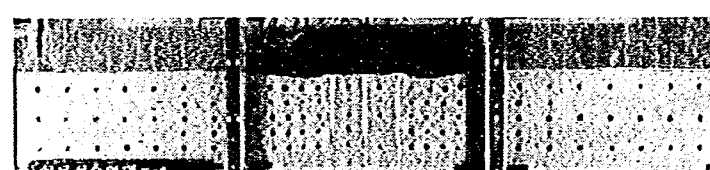
STEP 2



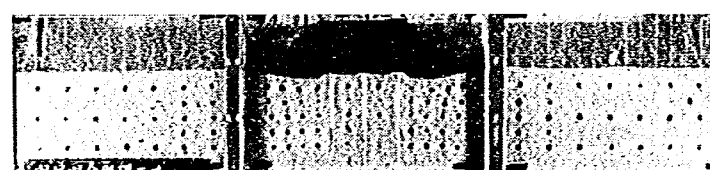
STEP 3



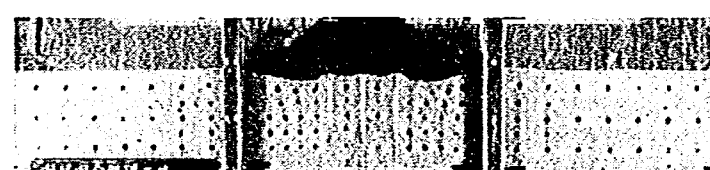
STEP 4



STEP 5



STEP 6



STEP 7

写真付 19 載荷荷重による変形(4) (盛土中央改良, Case 4)

深層混合処理工法の改良効果に
関する実験的検討

ISSN 0386-5878
土研資料 第 2329 号
昭和61年 3 月(1986)

施工研究室 室 長 嶋 津 晃 臣
研究員 塚 田 幸 広
岩 瀬 真 二

要 旨

深層混合処理工法の杭状改良方式における沈下低減及び側方流動抑止などの改良効果を改良幅、改良位置、支持形式等の条件を変えた模型土槽実験と有限要素法による数値解析により検討した。その結果、改修改良形式相互の変形パターンの差異を明らかにするとともに、効果的な改良形式を見出した。また、石灰・セメントによる混合処理土の強度発現に及ぼす諸要因を明らかにし、改良土の力学的特性について述べた。

キーワード：深層混合処理工法、土槽実験、有限要素法、改良土

郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

施工研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2329号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

