

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 774 June. 1994

深層混合処理工法による改良地盤の安定性に関する研究

北 誥 昌 樹

運輸省港湾技術研究所



目 次

第1章 序論	5
1.1 研究の背景と目的	5
1.2 本論文の構成	6
1.3 本論文で用いる主な用語	7
参考文献	7
第2章 深層混合処理工法による改良地盤の現行設計法とその課題	8
2.1 はじめに	8
2.2 安定処理土の特性	8
2.3 施工法, 施工機械	8
2.4 改良パターン	11
2.5 改良地盤の現行設計法	12
2.6 現行設計法の課題	13
参考文献	14
記号表	15
第3章 遠心模型実験システムの開発とその妥当性の検証	16
3.1 はじめに	16
3.2 実験装置及び試料	16
3.3 実験方法	27
3.4 粘土地盤の強度特性	30
3.5 砂地盤の強度特性	32
3.6 改良体に内蔵した圧力計の精度の検証	32
参考文献	35
記号表	36
第4章 水平荷重を受ける改良地盤の外部安定性の検討	37
4.1 はじめに	37
4.2 水平力を受ける着底型改良地盤の挙動	37
4.3 水平力を受ける浮き型改良地盤の挙動	40
4.4 まとめ	42
参考文献	43
第5章 新設計法の提案	44
5.1 はじめに	44
5.2 有限要素法解析での模型地盤のモデル化	44

5. 3	水平力を受ける着底型改良地盤の挙動の解析	44
5. 4	付着力を考慮した設計法の提案	50
5. 5	水平力を受ける浮き型改良地盤の挙動の解析	51
5. 6	まとめ	55
	参考文献	56
第 6 章	現地改良地盤の挙動の検討	57
6. 1	はじめに	57
6. 2	現地実験の概要	57
6. 3	実験結果の解析と設計法との比較	59
6. 4	まとめ	63
	参考文献	63
第 7 章	要約と結論	64
謝 辞		66
付録-1	有限要素法の感度分析	67
1. 1	砂地盤の内部摩擦角の影響	67
1. 2	ヤング率の影響	68
1. 3	まとめ	69
付録-2	載荷点での拘束条件の影響	70
2. 1	はじめに	70
2. 2	解析方法と解析ケース	70
2. 3	荷重～変位関係への影響と摩擦力の推定	70
2. 4	土圧分布への影響	71
2. 5	まとめ	73
	参考文献	73

深層混合処理工法による 改良地盤の安定性に関する研究

北詰 昌樹*

要 旨

深層混合処理工法は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加し、原位置で強制的に攪拌混合して地盤中に強固な安定処理土を形成する工法で、地盤を短期間に固化・安定化できる利点を有しており、各地の港湾構造物の基礎や陸上での盛土・掘削工事の安定・沈下対策に広く使用されている。港湾の現行設計法では改良された地盤を一種の地中構造物と取り扱い、作用する土圧・水圧などの外力による改良地盤全体としての安定性の検討と改良地盤自身の安定性の検討を行っている。しかし、改良地盤の挙動に関しては計測された事例が少ないため不明確な点も多く、現行の設計法では改良地盤の破壊モードや改良地盤に作用する外力などについては極力安全側となるように設定されているが、実際にどの程度安全であるかあまり明らかではなく、逆に不安感をもって見る立場もないわけではない。

そこで、改良地盤の変位挙動や作用する土圧・間隙水圧について、上部構造物が防波堤である場合を対象に遠心模型実験と有限要素法解析によって検討を行った。研究では改良体の幅と着底条件をパラメーターに、破壊モードや改良体に作用する圧力の影響を詳細に検討した。実験ならびに解析で得られた知見を現場実証試験で再確認するとともに、現行設計法で設定している破壊モードや改良体に作用する土圧・間隙水圧と比較して、改良体の外部安定に関する現行設計法の適用性について検討した。

Model and Analytical Studies on Stability of Improved Ground by Deep Mixing Method

Masaki KITAZUME*

Synopsis

Deep Mixing Method, a deep in-situ admixture stabilization using cement slurry, has been developed in Japan to reinforce soft alluvial clays. In practice, huge treated soil mass whose shear strength exceeds 1 MPa is formed to support superstructure. Due to the large difference of the engineering characteristics between treated soil and untreated soft soils, treated soil mass is assumed to behave as a rigid structure buried in soft ground.

In this paper, interaction between soft soil and this rigid buried structure manufactured by DMM is investigated by centrifuge model tests and finite element analysis. In the model tests, improved ground for break water is subjected to horizontal load to failure in 50g acceleration field. The model tests were carried out changing the width and depth of the improved ground to investigate their effect on the failure mode and magnitude and distribution of contact pressures at its surface. It is known from the model tests that the failure mode changed from turn over mode to sliding mode when the width of the improved ground became sufficiently large and the contact pressure distribution was much dependent upon the failure mode.

Elast-plastic finite element analyses were carried out to compare the model test results and to investigate applicability of the current design procedure. In the analysis, special attention is paid to magnitude of the skin friction at the interface of the improved ground and surrounding soft clay as well as the failure mode and the contact pressure distribution. It is known that large magnitude of skin friction almost same magnitude as the undrained shear strength of the clay is mobilized at the interface and it much contributes to stability of the ground.

From the model tests and analysis, it was clear that the current design procedure could suitably evaluate the failure mode but underestimate the stability subjected to horizontal load. New design procedure taking account of the effect of the skin friction was proposed and its applicability was confirmed by field loading test as well as the model and analytical studies.

Key words: Soil Stabilization, Model Test, Finite Element Method, Earth Pressure, Design

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国の沿岸部には、高含水比の軟弱な地盤が厚く堆積しており、防波堤や護岸などの港湾構造物の建設を行う場合には構造物の安定性や沈下が問題となる場合が多い。また、大きな変位・変形が生じて、構造物の機能の維持が確保できない場合も多い。このような場合には通常地盤改良が行われる。近年、構造物の多様化・大型化・工期短縮化などに対する要請が強まり、ますます地盤改良の重要性が高くなってきている。

地盤改良工法には、良質の土に入れ替えるもの、排水によって圧密を促進するもの、締め固めによって密度の増大を図るもの、原地盤に化学材料を添加し化学反応によって固化を起こさせるものなど数多くの方法がある。深層混合処理工法(Deep Mixing Method, 略称 DMM)は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加し、原位置で強制的に混合して地盤中に強固な安定処理土を形成する工法で、軟弱粘性土地盤を短期間に化学的に固化・安定化できる利点を有している¹⁾。

深層混合処理工法の開発研究は、当所²⁾で1967年に着手され、1974年には生石灰を主な安定材とする石灰系深層混合処理工法(Deep Lime Mixing Method, 略称 DLM)が開発された。その後、1975年にはセメントモルタルやセメントミルクを用いた工法が相次いで実用化された(セメント系深層混合処理工法)³⁾。

深層混合処理工法は、近年の構造物の大型化・急速施工に対する要求、さらには騒音振動などの環境問題などを背景に脚光を浴びるようになり、現在では各地の港湾構造物の基礎^{2),3)}や陸上での盛土・掘削工事の安定・沈下対策^{4),5)}に広く使用されている。セメント系深層混合処理工法により改良された安定処理土は従来からの地盤改良工法による改良地盤と異なり、極めて大きな圧縮強度が得られるのが特徴である。隣接する無処理土と比較すると、強度は数十倍から数百倍と大きく、破壊ひずみは数十分の一と小さい。従って剛性は千倍のオーダーで大きい^{6),7)}。

改良地盤の設計にあたっては、強固な改良体と周辺の軟弱地盤との相互作用を十分考慮することが重要である。改良体に関する設計においては、改良体を良質の土と取り扱うのか、一種の地中構造物と取り扱うのかで設計方法が大きく異なる。小林ら⁸⁾⁻¹⁴⁾は安定処理土の特性に関する一連の詳細な実験研究を行い、安定処理土と粘性土からなる複合地盤として設計する可能性を示している。また、田中ら¹⁵⁾も破壊後の安定処理土の強度特性を検討

し、破壊後の安定処理土を粒状体として取り扱うことの可能性を示している。そのため、陸上の工事においては改良地盤を改良体と周辺軟弱地盤との複合地盤と考え、円弧すべり等による設計を行うことが多い¹⁶⁾。しかし、港湾の分野では改良体の強度が非常に大きく、周辺地盤の強度が非常に小さく、改良体とは大きく異なるため、安定処理土によって形成される改良地盤を一種の地中構造物と取り扱って設計を行っている^{17),18)}。そして土圧・水圧などの外力が改良体に作用する状況において改良体全体としての安定性の検討、すなわち「外部安定の検討」を行い、次に外力によって安定処理土内に発生する応力が許容応力を超えないことの検討、すなわち「内部安定の検討」を行っている。

外部安定に対する検討では、改良体が水平方向に大きく変位する滑動破壊、改良体が回転する転倒破壊、改良体下層の支持力不足によって改良体が大きく沈み込む支持力破壊などの破壊形態について検討を行う。いずれの破壊形態でも改良体の極限平衡状態を想定するため、改良体に作用する土圧として主動土圧や受働土圧などの極限土圧を想定して検討している。そして、現行の設計法では改良体の破壊形態によらず、粘性土の場合にはいずれの破壊形態についてもランキンの極限土圧を用いて検討を行っている。しかし、擁壁に作用する土圧に関する研究でも明らかなように、改良体に作用する土圧が改良体の変位挙動に大きく影響を受けることは容易に予想される。そのため、改良体に作用する土圧の設定にあたっては各破壊形態に対応した土圧を採用する必要性が高いと考えられる。すなわち設計においては、改良体及び上部構造物の幾何学条件、改良体の支持層への着底条件などによって、改良体に作用する土圧を適切に設定することが必要と考えられる。また、現行の設計法では改良体表面を滑な状態を考え、改良体に垂直に作用する土圧のみを考慮しているが、改良体表面は凹凸であるため改良体表面での付着力も考慮する必要性が高いと考えられる。

一方、内部安定の検討は改良体に作用する外力や土圧によって改良体自体が破壊することの検討で、現行設計法では改良体に作用する土圧としてランキンの極限土圧を用いている。しかし、内部安定の検討は外部安定に対する検討によって外的な安定を満足した条件下で改良体に発生する内部応力の検討のため、主動土圧や受働土圧などの極限土圧ではなく、より静止土圧に近い土圧が作用している可能性が高く、現行の土圧の設定には課題がある。

このように現行の設計法に関しては、改良体に作用する土圧に関して幾つかの問題点が挙げられる。これは、

深層混合処理工法が比較的新しい工法であること、詳細に計測された事例が少ないことなどによることが大きいと考えられる。現行設計法では破壊形態や改良体に作用する土圧などについては極力安全側となるように設定されているが、実際にどの程度安全であるかあまり明らかではない。その一方で、設計法に関する研究はわずかであり、さらに実大改良地盤の挙動が明確にされていないため、現行設計法を不安感をもって見る立場もないわけではない。このような状況の下、深層混合処理工法による地盤改良の費用がサンドコンパクションパイル工法などの他の地盤改良工法と比較して高いこともあまって、現行設計法の大幅な見直しを求める声も多い。

そこで、本研究では深層混合処理工法による改良地盤の挙動について、遠心模型実験と有限要素法解析によって検討を行い、現行設計法で設定している破壊形態の妥当性、改良体に作用する土圧・間隙水圧の妥当性について検討した。ここでは、上部構造物が防波堤の場合を対象に改良体の滑動破壊、転倒破壊および支持力破壊などの外部安定について検討を行った。研究では波力作用時の改良体の挙動とともに改良体に作用する土圧・水圧及び改良体と周辺の無処理土との境界面に作用する付着力の変化についても詳細に調べた。さらに、改良体の支持層への着底条件や改良幅の影響についても検討を加えた。これら一連の検討結果と現場載荷実験の結果とあわせて、現行の設計法で設定している土圧・水圧の妥当性ならびに外部安定検討に関する現行設計法の適用性について考察を行った。

1. 2 本論文の構成

本論文では改良地盤の挙動を主として遠心模型実験と有限要素法解析の二面より検討し、地中構造物として設計する現行設計法の適用性について考察を加えている。

まず第2章では、セメント系深層混合処理工法による安定処理土の材料特性の概略を述べた。さらに、現場での施工法についても述べるとともに地中に形成される改良体の改良パターンについて簡潔に述べた。そして、地中構造物として設計する現行設計法について、その設計手順を示すとともに現行設計法に関する課題を取りまとめた。

第3章では、本研究で用いた港湾技術研究所の遠心模型実験装置ならびに周辺機器の概略を述べるとともに、実験で使用した試料容器、載荷装置などの機器、実験で用いたカオリン粘土の物理特性・力学特性ならびに豊浦標準砂の特性も取りまとめて示した。さらに、模型地盤の作成方法ならびに遠心模型実験方法について簡潔に述

べるとともに、遠心力場で作成された粘土地盤の強度特性について述べた。最後に、遠心加速度増加過程ならびにケーソン据え付け過程に改良体に作用する圧力変化について考察を行い、改良体に内蔵した土圧計及び間隙水圧計の精度を検証した。

第4章では、第3章において開発・検証された実験システムを用いて、水平力を受ける改良地盤の外部安定性に及ぼす改良幅ならびに着底条件の影響について検討した結果を述べている。

実験では、改良地盤が基礎砂層にまで達している着底型と達していない浮き型について、改良幅を2種類に変化させて実験を実施した。水平載荷中の水平変位～水平荷重、改良体に作用する土圧・間隙水圧分布ならびに地盤の変位挙動について詳細に計測し、着底条件および改良幅の影響についても考察した。

第5章では、第4章で述べた遠心模型実験を補足し、改良幅と着底条件の影響を検討するために実施した有限要素法の概要について簡単に述べるとともに、水平荷重作用時の解析結果を示した。解析では粘土地盤と砂地盤を弾塑性モデルで再現し、水平載荷中の水平荷重～水平変位、改良体の挙動ならびに改良体に作用する圧力変化について検討した。特に、模型実験では計測できなかった改良体側面での付着力の発生状況について考察を加えた。さらに、解析値と遠心模型実験結果ならびに現行設計法との比較を行い、改良体の外部安定に関する現行設計法の適用性について検討を行うとともに、改良体側面での付着力を考慮した新しい設計法の提案も行った。

第6章では、深層混合処理改良地盤の挙動の確認のために実施した現地載荷実験の概要^{19),20)}ならびに実験結果について述べた。現地実験は大阪府堺市において実施されたもので、主な目的は深層混合処理改良地盤上のケーソン背後に埋立てを行い改良体を破壊させるものであった。しかし、実験では上部ケーソンの滑動破壊が先行して発生したため、改良体の破壊についての検討はされていない。そこで、本研究では破壊に至るまでの改良体の変位挙動と改良体に作用する土圧、間隙水圧の挙動を検討し、遠心模型実験ならびに有限要素法解析で得られた知見と比較検討した。

第7章では、本論文の各章の要約をするとともに検討を通じて明らかになった結論を総括した。

付録では有限要素法で設定した砂地盤の内部摩擦角及びヤング率の感度分析を行い、本研究で設定した各定数の妥当性を確認した。さらに、波力の載荷点での摩擦力の影響について検討した結果についても述べた。

1. 3 本論文で用いる主な用語

本論文で用いる主な用語の意味は次の通りである。

DMM :

深層混合処理工法 (Deep Mixing Method) の総称

改良地盤 :

DMMによって改良された基礎地盤の総称

安定処理土 :

DMMによって作られる改良土 (土, 安定材の混合物) であり, 改良体を構成する材料。

改良体 :

処理土によって地中に形成される一種の構造物

外部安定 :

改良体と上部構造物が一体化して, いわば剛体として挙動し破壊に至る過程の安定の検討。

内部安定 :

外的に安定した改良地盤系の内部の破壊の検討。

着底型 :

軟弱地盤を支持層まで改良することによって, 外力のほとんどを支持層に伝達する改良形式で, 改良体が支持層に着底する形式。

浮き型 :

改良体の下部に軟弱層を残す改良形式で, 改良体があたかも軟弱粘土中に浮いた形となる形式

前趾 :

改良体底面の受働側の端部

後趾 :

改良体底面の主働側の端部

端趾圧 :

改良体底面の端部での反力 (一般には, 前趾部での反力を言う)

参考文献

- 1) 末松直幹, 杉山勝英: 深層混合処理工法, 基礎工, Vol.11, No.2, 1983年, pp.8-17
- 2) 中村龍二: 大黒ふ頭における深層混合処理工法, 基礎工, Vol.7, No.3, 1979年, pp.52-58
- 3) 曾我部隆久, 荘司喜博, 南兼一郎, 村田進: 広島港 (甘田市地区) における深層混合処理工法による格子状地盤改良, 土と基礎, Vol.29, No.4, 1981年, pp.11-18
- 4) 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, 土質工学会講演会講演集, 1982年
- 5) 吉田保夫, 沢田義博, 橋本宏一, 江刺靖行: ソイル

セメント系地盤改良による耐震効果(1), 第15回土質工学研究発表会, 1980年, pp.1781-1784

- 6) 寺師昌明, 奥村樹郎, 光本 司: 石灰安定処理土の基本的特性に関する研究 (第1報), 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第1号, 1977年, pp.3-28
- 7) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 新留雄二, 本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第2報), 港湾技術研究所報告, 第19巻, 第1号, 1980年, pp.33-62
- 8) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 I, 生産研究, 第34巻, 第7号, 1982年, pp.18-21
- 9) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 II - 非排水せん断特性 -, 生産研究, 第34巻, 第8号, 1982年, pp.23-26
- 10) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 III - 排水せん断特性 -, 生産研究, 第34巻, 第8号, 1982年, pp.27-30
- 11) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 IV - 全応力法による整理 -, 生産研究, 第34巻, 第9号, 1982年, pp.27-30
- 12) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 V - 破壊の仕方と強度特性 -, 生産研究, 第34巻, 第10号, 1982年, pp.4-6
- 13) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 VI - 長期加圧養生の影響 -, 生産研究, 第34巻, 第11号, 1982年, pp.32-35
- 14) 小林晃, 龍岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 VII - 有効応力法による整理 -, 生産研究, 第34巻, 第12号, 1982年, pp.27-30
- 15) 田中洋行, 寺師昌明, 川鍋 修: 砕いた処理土の強度特性, 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982年, pp.2621-2624
- 16) 噴射攪拌工法研究会: 噴射攪拌工法 (DJM工法) 技術マニュアル, 1992年, 48p
- 17) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版), 1989年, 上巻, pp.445-453
- 18) CDM研究会: セメント系深層混合処理工法 - 設計と施工マニュアル (設計・施工編), 1992年, 192p
- 19) 第三港湾建設局関西国際空港計画室: 深層混合処理工法施工実験について, 1983年, (内部資料)
- 20) 矢島道夫, 寺師昌明: 壁状深層混合処理地盤の実大載荷実験, 土質工学会複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム, 1984年, pp.67-74

第2章 深層混合処理工法による改良地盤の 現行設計法とその課題

2.1 はじめに

本章では、以下に深層混合処理工法による安定処理土の材料特性、現場での施工法ならびに改良パターンについて簡潔に述べた後、改良地盤を地中構造物として取り扱う現行設計法について、その基本的な考え方、設計手順を示すとともに課題について取りまとめた。

2.2 安定処理土の特性

(1) 改良効果に影響する要素

深層混合処理工法はセメント等の安定材と改良対象土の化学的作用によって起きる固化現象を利用した工法である。そのため、改良効果（一般には強度）に影響を及ぼす要因は安定材の種類と量、改良対象土の物理的性質、粘土鉱物の種類、有機物含有量、 pH 、また混合条件や養生条件など表-2.1¹⁾に示すように多岐にわたっている。改良効果は一般には安定材の量が多いほど大きく、材令の対数にほぼ比例して増加する傾向にある。改良対象土の粒度組成については40～60%程度の砂分を含んだ土に対して改良効果が大きく、逆に粘土の含水比が高いほど改良効果は悪くなる。さらに、 pH 、有機物含有量などの化学的要因も改良効果に大きな影響を与え、一般に pH が小さいほど、有機物含有量が大きいほど改良

表-2.1 改良効果に影響する要素¹⁾

項目	安定材	石灰系	セメント系
添加量	$aw \leq 15\%$ では、 aw を増すほど強度は大きくなる。		添加量の多いほど強度は大きくなる。
材令	材令とともに強度は大きくなる。(材令の対数にほぼ比例)。		同左
粒度組成	砂分が40～60%のとき、最大の改良効果が得られる。		砂分が60%までは砂分の多いほど改良効果は大きい。
含水比	$W_n \geq W.L.$ では W_n が高いほど改良効果は悪い。		含水比が高いほど改良効果は悪い。
pH	pH が小さいほど改良効果は悪い。		同左。ただし、 $pH < 8$ のとき、 pH と改良効果には相関性がみられる。
有機物含有量	有機物含有量の多いほど改良効果は悪い。		多量な有機物、硫酸塩は悪影響を及ぼす。
混合程度	混合時間が長いほど、改良効果は大きい。		同左
養生温度	短期強度では温度の影響を受けるが、長期的には影響が少ない。		同左
混練水			海水、淡水どちらを使用しても有意差はみられない。

効果が悪くなる傾向がある。また、安定材と改良対象土の混合時間が長いほど改良効果は大きくなる傾向がある。

(2) 力学特性

以下に述べる特性は主として室内配合された供試体から得られたものであるが、現地で形成された安定処理土からも同様な結果が得られている²⁾。

安定処理土の強度特性のうち一軸圧縮強度、引張り強度特性について以下に簡単にまとめた。三軸圧縮強度、圧密特性、クリープ特性、繰り返し特性、動的特性ならびに長期耐久性などについては文献^{3),4),5)}に詳しく述べられているので参照されたい。

a) 一軸圧縮強度

一軸圧縮試験での応力～ひずみ曲線は無処理土とあわせて模式的に図-2.1に示した。無処理土の応力～ひずみ関係は応力に明瞭なピークが見られず、ひずみの増加に従い応力が徐々に増加していくのが一般的な特徴である。一方、深層混合処理工法による安定処理土は載荷初期の小さなひずみにおける非常に大きなピーク強度とその後の非常に小さな残留強度が特徴である。

ピーク強度での軸ひずみ (ϵ_r) は、安定処理土の一軸圧縮強度 (q_u) が大きくなると小さくなり、 q_u が4kgf/cm²以下では2～10%程度であるが、 q_u が4kgf/cm²以上になると2%以下になる。さらに、 q_u が20kgf/cm²程度の場合には ϵ_r は0.2～0.5%程度と非常に小さくなる傾向が見られる(図-2.2)¹⁾。変形係数 (E_{50}) は安定処理土の強度が大きくなると急速に大きくなり、 q_u が15kgf/cm²以下では $E_{50} = 75 \sim 200 * q_u$ 、15kgf/cm²以上では $E_{50} = 200 \sim 1000 * q_u$ の関係が見られる(図-2.3)¹⁾。

b) 引張り強度

安定処理土の引張り強度 (σ_t) は、一軸圧縮強度 (q_u) が15kgf/cm²以下では $\sigma_t = 0.15 * q_u$ の関係で表されるが、 q_u が15kgf/cm²以上では $\sigma_t = 2kgf/cm^2$ 程度の上限値が見られる(図-2.4)³⁾。

2.3 施工法、施工機械

一般的な深層混合処理工法の施工手順を図-2.5に示した。同図に示すように、施工の手順は施工機の据え付けに始まり、攪拌翼を回転させつつ所定深度まで貫入させた後、安定材を供給しながら攪拌翼を逆回転させて原位置の土と混合して強固な安定処理土を形成する。図示した方法では攪拌翼の引抜き時に安定材を供給しているが(引抜き吐出)、攪拌翼の貫入時に安定材を供給する場合(貫入吐出)もある。貫入吐出の場合には深度方向の地層の変化によって処理機の貫入速度が変化する可能

性があり、その時に所定の安定材供給量のコントロールが難しいことや、改良深度が深くなると処理機の引抜き時に硬化が始まってしまうといった問題があるため、港湾分野では引抜き吐出で施工される場合が多い⁶⁾。

海上で使用されている改良船の一例を図-2.6に示した。改良船は貫入シャフトを支持するタワーに加えて安定材を供給するセメントサイロ、プラント及び安定処理工程を管理するための中央制御室まで、施工に必要なすべての機器を装備しているのが一般である。さらに攪拌

翼も図-2.7に示すように多軸の場合が多く、一回の処理面積が2.0~9.5m²程度にまで達する処理機も多く見られる。

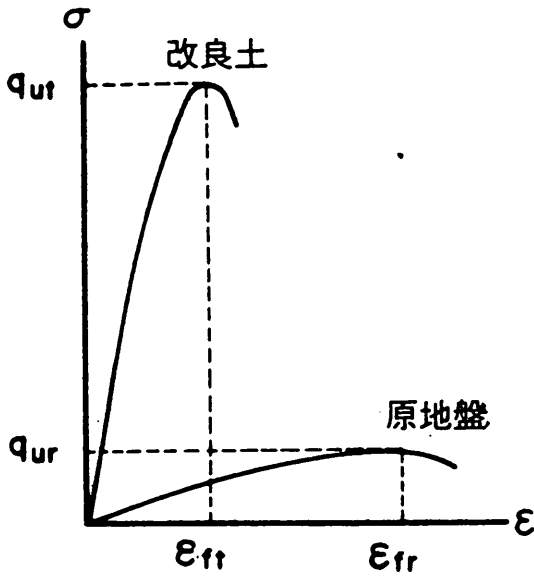


図-2.1 応力～ひずみ曲線 (模式図)

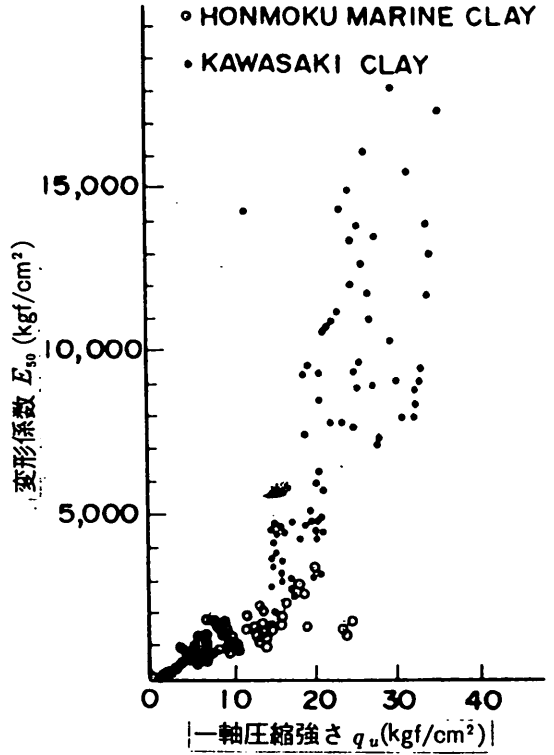


図-2.3 一軸圧縮強度と変形係数¹⁾

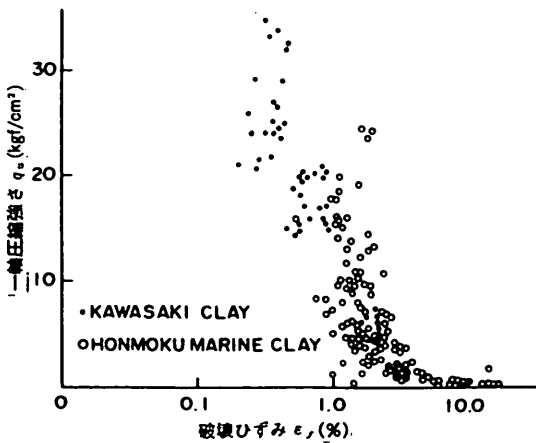


図-2.2 一軸圧縮強度と破壊ひずみ¹⁾

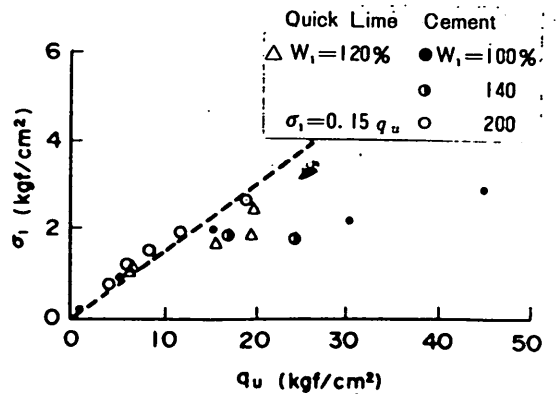
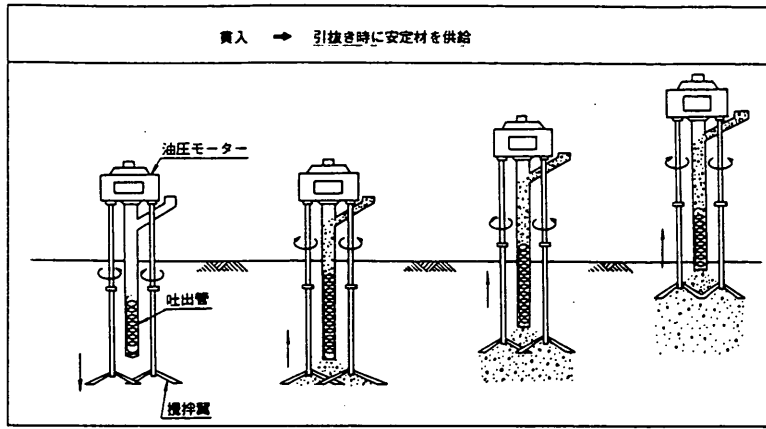


図-2.4 引張り強度と一軸圧縮強度²⁾



現地での安定処理土杭の打設手順

図-2.5 施工手順

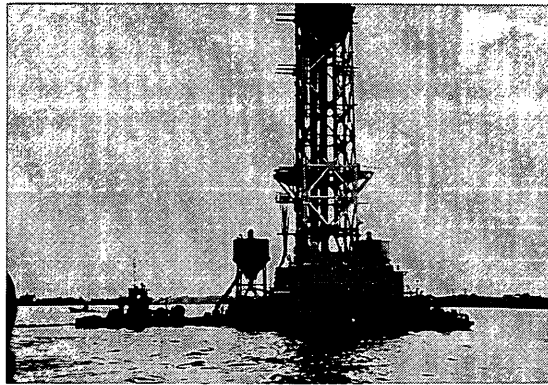
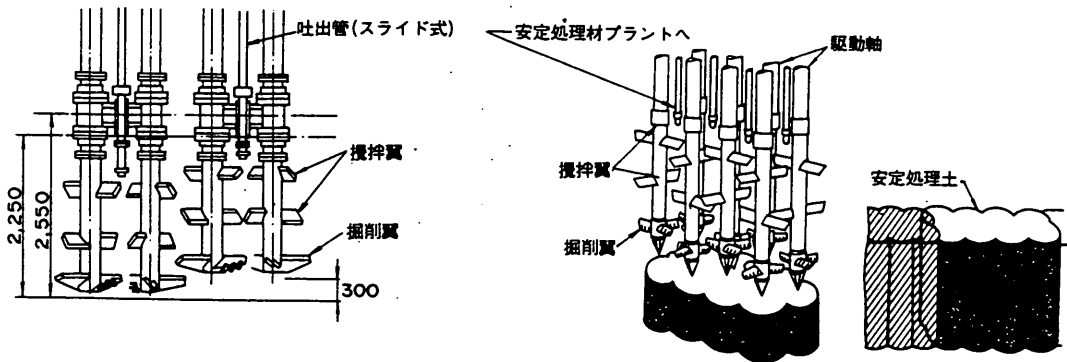


図-2.6 海上作業船



CDM 工法の施行機械先端部の一例
(Kawasaki et al. 1984)

図-2.7 攪拌翼先端部

2.4 改良パターン

陸上、海上施工を問わず一般に施工機によって地中に形成される安定処理土の基本形状は杭状である。改良地盤の形式はこの安定処理土杭を群杭状に配列する杭式と、安定処理土杭を相互にオーバーラップさせて外見上大きなブロック、連続壁等、任意の形状の改良地盤を形成する形式とに大別される。現在一般に考えられている改良地盤の改良パターンを図-2.8にまとめて示した。

杭式改良(図-2.8(d))については、陸上で仮設的な目的や軽量構造物を対象にした施工事例が多く⁷⁾⁻¹⁰⁾、改良地盤の挙動の研究¹¹⁾⁻¹⁴⁾も進められている。しかし、杭式改良地盤は鉛直方向の力に対しては大きな抵抗力を示すが、地震時慣性力や波圧・土圧などの水平力が作用した場合には安定処理土杭に曲げ引張り応力が発生するため(図-2.9参照)、あまり大きな抵抗力は期待できないとする報告もある^{11),12)}。そのため、港湾の分野では杭式改良地盤は重要度の低い小規模の構造物の基礎や掘削時などの補助工事に限定されており、大型の港湾構造物に単独で用いられた事例はない。

ブロック式改良(図-2.8(a))はその形状が極めて単純であるため、設計は最も容易であり多くの検討・施工事例^{15),16)}がある。しかし、いわば贅肉の多い改良パターンであり改良土量が大い分だけ場合にはよって不経済である。ブロック式はオーバーラップ延長が長いため、施工性が気象・海象条件等によって左右されやすい欠点

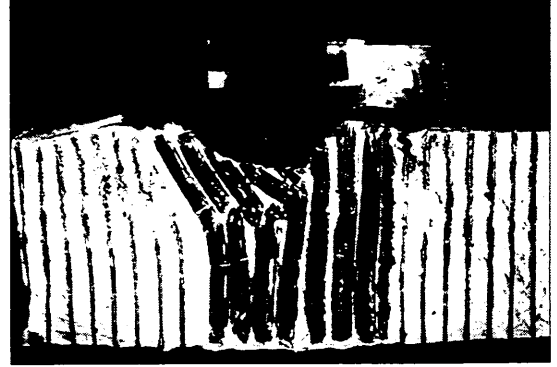
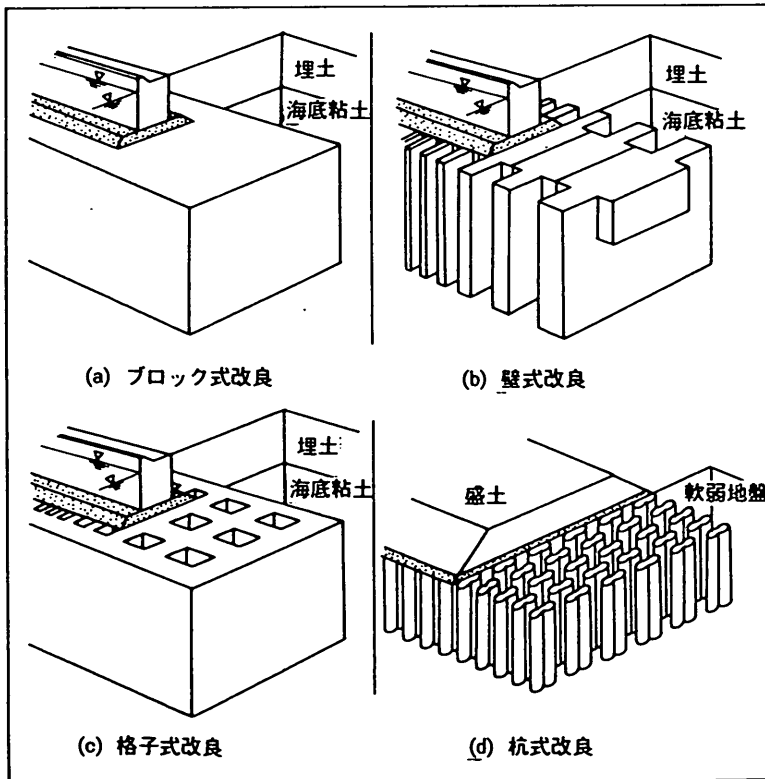


図-2.9 杭式改良地盤の破壊パターン



改良パターン

図-2.8 改良パターン

を持っている反面、断面に余裕があるため施工時のトラブル（例えば、部分的に完全なオーバーラップが出来ないなど）が大きな問題に発展しにくい利点もある¹⁷⁾。

壁式や格子式の改良パターン（図-2.8(b), (c)）は、ブロック式の欠点を解消するもので、いくつかの施工事例があるが¹⁸⁾⁻²⁰⁾、形状が三次元的であり周辺の無処理土との相互作用が複雑でそれだけ設計検討は繁雑となる。さらに、ブロック式の場合と比べてオーバーラップ延長は短いものの、施工時の欠陥が改良地盤の挙動に大きく影響する懸念があり、施工管理には細心の注意を払う必要がある¹⁷⁾。

なお、個々の改良杭を互いに接するまで密に打設した接円式改良地盤の挙動についても多少検討が進められており^{21),22)}、現在のところいくつかの施工例²³⁾がある。

2.5 改良地盤の現行設計法

(1) 基本的な考え方

港湾で多用される安定処理土は2.1で述べた様に周辺の無処理土と比べて強度及び変形係数が著しく大きく、破壊時のひずみ量が小さいのが特徴である。そこで、港湾でのブロック式、壁式、格子式改良地盤の設計ではいずれも安定処理土の強度 (q_u) を数 10kgf/cm^2 程度の高強度に設定し、改良地盤を一種の地中構造物として取り扱っている^{17),24)}。ここでは、本研究で対象としたブロック式改良地盤の外部安定に関する現行設計法について述べる。

(2) 設計手順

ブロック式改良地盤の設計手順を図-2.10²⁴⁾に示した。まず、本土工（上部構造物）の設計と改良地盤の諸元の

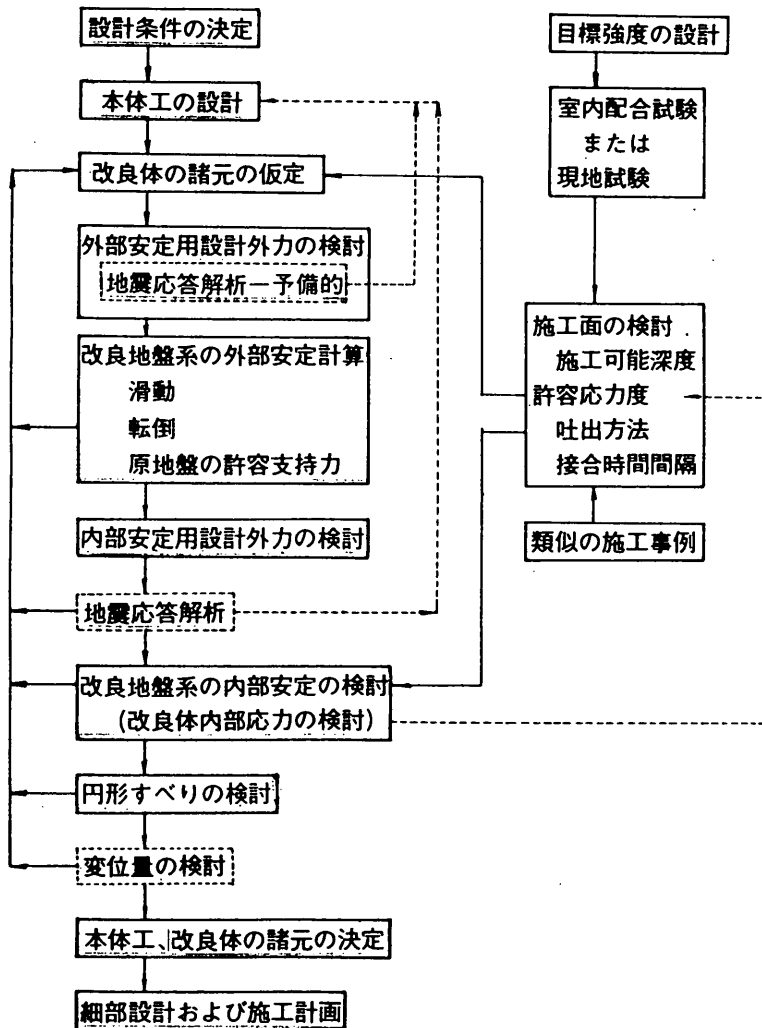


図-2.10 ブロック式の設計手順²⁴⁾

仮定を行うと、改良地盤に作用する外力（図-2.11参照）条件の下に改良体を含む全体の安定性の検討（外部安定の検討）を行う。外部安定の検討では、滑動、転倒及び改良体下部地盤の支持力について検討する。次に、改良体内部に発生する応力（圧縮応力、せん断応力、引張り応力）を求めて許容応力度との比較を行い、改良体自身の安定性を検討する（内部安定の検討）。さらに、改良体を内包する円形すべり計算による全体の安定性、変位量の検討を行う。

外部安定及び内部安定の検討について、常時を例に以下に述べる。

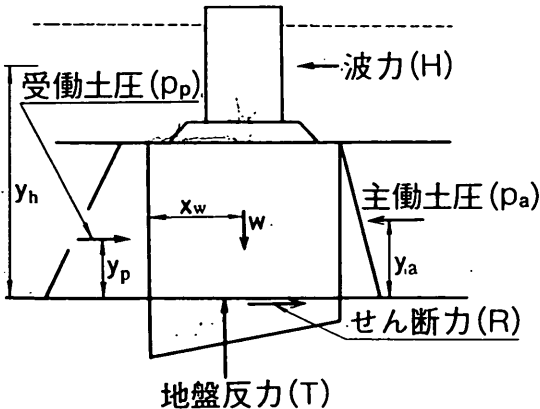


図-2.11 設計外力概念図（防波堤、常時の場合）

(3) 外部安定に対する設計法

外部安定に対する検討のうち、常時の滑動破壊、転倒破壊、支持力に関する安全率は以下のように規定されている²⁴⁾。

a) 滑動破壊

ここでは改良体が水平方向に大きく変位する場合を想定し、改良体に作用する水平方向の力の釣り合いを検討する。防波堤の場合の滑動に対する安全率は下式で与えられる（図-2.11参照）。

防波堤の場合

$$FS_s = \frac{P_p + R}{P_a + H} \quad (2.1)$$

- ここに、 FS_s : 滑動破壊に対する安全率
 R : 改良体底面での摩擦力（せん断力）
 P_a : 改良体に作用する主動土圧
 P_p : 改良体に作用する受働土圧
 H : 波力

b) 転倒破壊

転倒破壊の検討では改良体下部の地盤を变形が生じない強固な地盤と仮定し、改良体に作用する外力と土圧について改良体前趾部まわりのモーメントの釣り合いを計算する。転倒破壊に関する安全率は下式で与えられる（図-2.11参照）。

防波堤の場合

$$FS_R = \frac{\sum W_i * X_i + P_p * Y_p}{P_a * Y_a + H * Y_h} \quad (2.2)$$

- ここに、 FS_R : 転倒破壊に対する安全率
 P_a : 改良体に作用する主動土圧
 P_p : 改良体に作用する受働土圧
 H : 波力
 W_i : 改良体、ケーソンなどの重量
 X_i : 改良体、ケーソンなどの重心点と改良体前趾との水平距離
 Y_a : 主動土圧の作用点と改良体前趾との鉛直距離
 Y_p : 受働土圧の作用点と改良体前趾との鉛直距離
 Y_h : 波力の作用点と改良体前趾との鉛直距離

c) 支持力破壊

改良体下部の地盤の支持力の検討では改良体を浅い基礎と考え、波力及び改良体側面に作用する主動土圧、受働土圧より改良体底面に働く地盤反力（ T ）と摩擦力（せん断力）（ R ）を求め簡易ピシヨップ法による円形すべり解析法に基づいて算定することとしている（図-2.11参照）。

2.6 現行設計法の課題

(1) 滑動破壊の検討について

滑動破壊のモードは比較的考えやすいモードであるため、大きな問題点はないと考えられる。計算式(2.1)の中で改良体に作用する土圧として主動側、受働側ともランキンの極限土圧を用いている。しかし、改良体表面は凹凸のある粗な状態であるため²⁾、改良体側面には水平方向の極限土圧だけでなく鉛直方向の付着力も発生すると考えられる^{23),25)-28)}。付着力を考慮することで主動側の土圧はランキン土圧に比較して多少小さくなり、受働側では逆に大きくなるため、現行設計法は滑動破壊を過小に評価している可能性が考えられる。

(2) 転倒破壊について

転倒破壊に関しても改良体に作用する土圧は主動側、

受働側ともランキン極限土圧を採用している。ランキン土圧で設定している土圧の分布形は深度方向に直線的に増加するものである。しかし、転倒破壊では改良体の回転変位が卓越するため、このような場合に深度方向に一樣に増加する土圧分布が作用するとは考えにくい。また、改良体側面には付着力が発生し^{23),25)-28)}、抵抗モーメントを大きく増加させると考えられるが、現行設計法では付着力の効果は考慮されていない。そのため現行設計法では転倒破壊を過小に評価している可能性が高いと考えられる²⁷⁾。

さらに、破壊形態そのものにも疑問が残る。それは、式(2.2)より転倒破壊に対する安全率が1の場合には転倒モーメントと抵抗モーメントが等しいため改良体の地盤反力によるモーメントは0になる。すなわち地盤反力(T)は無限度の大きさになり、その作用点は改良体前趾に集中する。これは改良体下部の地盤を完全な剛体と仮定しているためであるが、現実には地盤反力が無限大になる前には改良体下部の地盤が降伏・破壊することが容易に考えられたため、現実には転倒破壊の検討はクリティカルな状況にはならないと考えられる。改良体下部の地盤の降伏、支持力破壊の算定は非常に難しいため、直ちに転倒破壊の検討を止めることは非常に危険である。しかし、今後改良体下部の地盤の降伏、支持力破壊を適切に評価できるならば、転倒に関する検討が不要になると考えられる。

(3) 支持力破壊について

支持力破壊について現行設計法では具体的な設計法を示していない。支持力破壊は反力の大きい改良体前趾部直下の地盤が先行して破壊すると考えられるため、改良体は転倒モードの変位が卓越すると考えられる。その際、転倒破壊でも見たように改良体側面には付着力が発生するため改良体底面の地盤反力も大きな影響を受けると考えられる。しかし現行設計法ではこの影響を考慮していないため、より急な地盤反力分布を与え、結果として支持力を過小に評価している可能性が考えられる。

このように現行設計法では改良体に作用する土圧ならびに間隙水圧、改良体の変位挙動などに解決すべき課題が多い。そこで、本研究ではこれらの外部安定に関する課題について遠心模型実験と有限要素法解析の両面から検討を加えるとともに、現地の試験結果と比較した。さらに、これらの知見を基に現行設計法との比較検討を行ない、現行の設計法の適用性について考察することを目的とした。

参考文献

- 1) 寺師昌明, 奥村樹郎, 光本 司: 石灰安定処理土の基本的特性に関する研究 (第1報), 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第1号, 1977年, pp.3-28
- 2) 田中洋行, 寺師昌明: 深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性, 港湾技術研究所報告, 第25巻, 第2号, 1986年, pp.89-119
- 3) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 新留雄二, 本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第2報), 港湾技術研究所報告, 第19巻, 第1号, 1980年, pp.33-62
- 4) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 本間定吉, 大橋照美: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第3報), 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第1号, 1983年, pp.69-96
- 5) 寺師昌明, 北詰昌樹: 締め固めを伴わない石灰安定処理土の耐久性調査, 港湾技研資料, No.732, 1992, pp.1-15
- 6) 末松直幹, 杉山勝英: 深層混合処理工法, 基礎工, Vol.11, No.2, 1983年, pp.8-17
- 7) 噴射攪拌工法研究会: 噴射攪拌工法 (DJM工法) 技術マニュアル, 1992年, 48p
- 8) 古谷栄治郎, 堀越秀雄, 井上寛基: 深層混合処理工法 (DJM工法) の設計に関する一考察, 第23回土質工学研究発表会, 1988年, pp.2273-2274
- 9) 林 宏親, 能登繁幸, 富沢幸一: 側方荷重を受けるDJMパイルの現場挙動, 土木学会第45回年次学術講演会, 1990年, pp.426-427
- 10) 川上義幸, 早川正治, 塚元伸一, 大久保均, 宇野嘉伯: 深層混合処理工法によるフローティング式杭状改良地盤の盛土による変形挙動, 第28回土質工学研究発表会, 1993年, pp.2581-2582
- 11) Broms, B. and Boman, P.: Stabilization of Soil with Lime Columns - Design Handbook, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, 1977
- 12) 寺師昌明, 田中洋行: 深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性, 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第2号, 1983年, pp.213-266
- 13) Terashi, M. and Tanaka, H.: Settlement Analysis for Deep Mixing Method, Proc. 8th European Conference on SMFE, Helsinki, Vol.2, 1983, pp.955-960
- 14) 三宅達夫: 改良地盤の変形挙動に関する遠心場における基礎的研究, 広島大学学位請求論文, 1988年, 181p

- 15) 中村龍二：大黒ふ頭における深層混合処理工法，基礎工，Vol.7, No.3, 1979年，pp.52-58
- 16) CDM研究会：セメント系深層混合処理工法－設計と施工マニュアル（設計・施工編），1992年，192p
- 17) 運輸省港湾局：軟弱地盤の処理及び改良技術の開発ワーキンググループ（II）報告書，1986年，232p，（内部資料）
- 18) 乘安直人，住岡宣博，佐々木豊，上田昭彦：深層混合処理改良地盤の挙動と安定管理，第24回土質工学研究発表会，1989年，pp.1971-1974
- 19) 曾我部隆久，荘司喜博，南兼一郎，村田進：広島港（甘田市地区）における深層混合処理工法による格子状地盤改良，土と基礎，Vol.29, No.4, 1981年，pp.11-18
- 20) 稲富隆昌，風間基樹，今村俊博：深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，第21巻，第4号，1982年，pp.83-129
- 21) 北詰昌樹，中村健，寺師昌明：深層混合処理工法による接円式改良地盤の挙動に関する研究，第26回土質工学研究発表会，1991年，pp.2029-2032
- 22) 北詰昌樹，中村健，寺師昌明：接円式深層混合処理地盤の挙動に関する研究，港湾技術研究所報告，第30巻，第2号，1991年，pp.305-326
- 23) 海野善彦，鶴田和久，洞庭昭夫：深層混合処理による改良地盤上の擁壁に関する設計手法，土木学会第42回年次学術講演会，1987年，pp.810-811
- 24) 財団法人港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版），上巻，1989年，pp.445-453
- 25) 寺師昌明，北詰昌樹：着底型深層混合処理地盤の設計外力，土質工学会複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム，1984年，pp.75-82
- 26) 佐々木秀行，仲佐俊之，花倉宏司：壁状深層混合処理改良体に作用する外力測定結果について，土木学会第43回年次学術講演会，1988年，pp.146-147
- 27) 鈴木吉夫，馬場崎亮一，鈴木善雄，藤井斉昭：深層混合処理工法による着底型壁状改良地盤の安定性に関する遠心力模型実験装置を用いた研究－滑動破壊および抜け出し破壊－，土木学会第42回年次学術講演会，1987年，pp.802-803
- 28) 鈴木吉夫，馬場崎亮一，鈴木善雄，藤井斉昭：深層混合処理工法による着底型壁状改良地盤の安定性に関する遠心力模型実験装置を用いた研究－改良地盤の境界外力と底面反力－，土木学会第43回年次学術講演会，1988年，pp.148-149

記号表

E_{so}	: 変形係数
R	: 改良体底面での摩擦力（せん断力）
FS_R	: 転倒破壊に対する安全率
FS_S	: 滑動破壊に対する安全率
P_a	: 改良体に作用する主動土圧
P_p	: 改良体に作用する受働土圧
H	: 波力
q_u	: 一軸圧縮強度
T	: 改良体底面での地盤反力
W_1	: 改良体，ケーソンなどの重量
X_1	: 改良体，ケーソンなどの重心点と改良体前趾との水平距離
Y_a	: 主動土圧の作用点と改良体前趾との鉛直距離
Y_p	: 受働土圧の作用点と改良体前趾との鉛直距離
Y_h	: 波力の作用点と改良体前趾との鉛直距離
ϵ_r	: 破壊時の軸ひずみ
σ_t	: 引張り強度

第3章 遠心模型実験システムの開発と その妥当性の検証

3.1 はじめに

本章では、模型実験を実施するにあたり用いた遠心模型実験装置ならびに各種の機器の開発および模型地盤の作成技術の開発について述べ、次に遠心加速度場での自重圧密によって深度方向に強度の増加する正規圧密粘土地盤が作成できることを検証した結果について述べた。さらに、改良地盤に作用する圧力について考察を行い、改良地盤に内蔵された土圧計・間隙水圧計の精度を検証した結果について述べる。

3.2 実験装置及び試料

(1) 遠心模型実験装置

a) 装置本体

本研究では現地規模の応力条件を再現するために、遠心模型実験装置を用いて50gの遠心加速度の下で実験を行った。遠心模型実験手法の原理は、1/Nに縮尺された模型地盤に縮尺に応じた遠心加速度(N-g)を作用させることによって、実物と同じ応力状態を再現するというものである。遠心模型実験手法に関してはSchofield¹⁾に詳しく書かれているので、参照されたい。

本研究で使用した装置は、港湾技術研究所所有の遠心模型実験装置で、有効半径3.8m、最大搭載重量2.7ton、最大加速度115gで国内では最大の装置である。装置の全容を図-3.1～3.3に、また主要な諸元を表-3.1に示した。遠心装置及びその周辺機器に関しては文献²⁾に詳細に述べられているので、ここではその概略のみを述べるにとどめる。

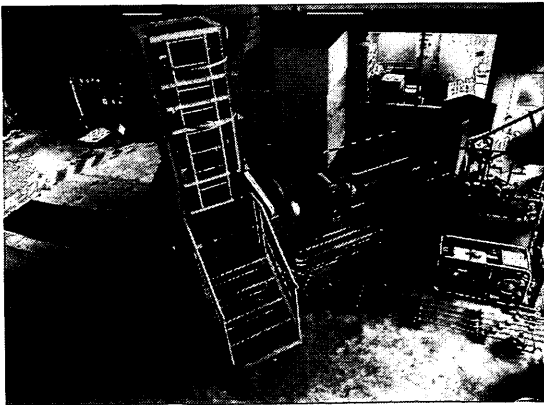


図-3.1 港湾技術研究所の遠心装置

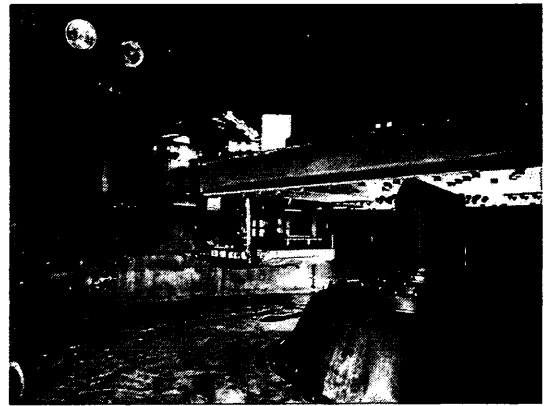


図-3.2 港湾技術研究所の遠心装置

図-3.3に示したように、遠心模型実験装置の主要な部分は中心軸にボルト結合されたフレーム(回転腕)、直流電動機(駆動部)、冷却装置(ピット内用)、給油装置、制御ならびに安全管理装置によって構成されている。中心軸とフレームの総重量は約60tonであり、最大加速度の115gではその回転数は163rpmである。このため、安全性の確保と空気抵抗の低減を図るため、回転部分は内径10.4m、高さ4.2mの鉄筋コンクリート製地下円形ピットに収容されている。

試料容器が搭載されるスウィングプラットフォームは1600mm * 1600mmの広さを有している。試料容器は、図-3.4に示す様に(a)回転中に容器前面が上方を向く場合と、(b)回転方向に向く場合の2種類の搭載方法が可能となるように設計されている。遠心加速度の大きさは半径に比例し、その作用方向は回転中心より放射状である。そのため、(a)の場合には遠心加速度の作用方向が容器左右端で大きく異なるという欠点がある。さらに、模型地盤表面での加速度を等しくするためには、中心より同じ半径となるように地盤表面を湾曲させるなど実験上の工夫をしなければならない³⁾。一方、(b)の場合には、容器の奥行きは幅に比べて一般に小さいため遠心加速度の作用方向の差を比較的小さく抑えることが可能であり、さらに、装置回転中心より模型地盤表面までの半径が一定であるため、地盤表面を湾曲させる必要がないなどの利点がある。反面、装置回転中の空気抵抗が大きくなり高出力のモーターが必要になるという欠点がある。国内外の多くの遠心模型実験装置は(a)の方式の搭載方法を採用している^{1),3),4),5)}。しかし、港湾技術研究所では実験準備の容易さ及び実験精度を考慮して通常(b)の搭載方式を採用している。

(2) 周辺機器

a) 载荷システム

遠心力場で载荷や原位置試験等を行うためには、試料容器に設置した载荷装置まで動力用の電力や油圧などを供給する必要がある。当所の遠心装置では、主として電

気を動力源とし電動モーターやソレノイドバルブなどを用いた载荷装置を使用している。回転中の遠心装置に3相200Vの交流電源を供給するため、ロータリートランス1基を中心軸に設置してある。遠心力場に送り込まれた交流電源は、中心軸付近に設置したトランスによって

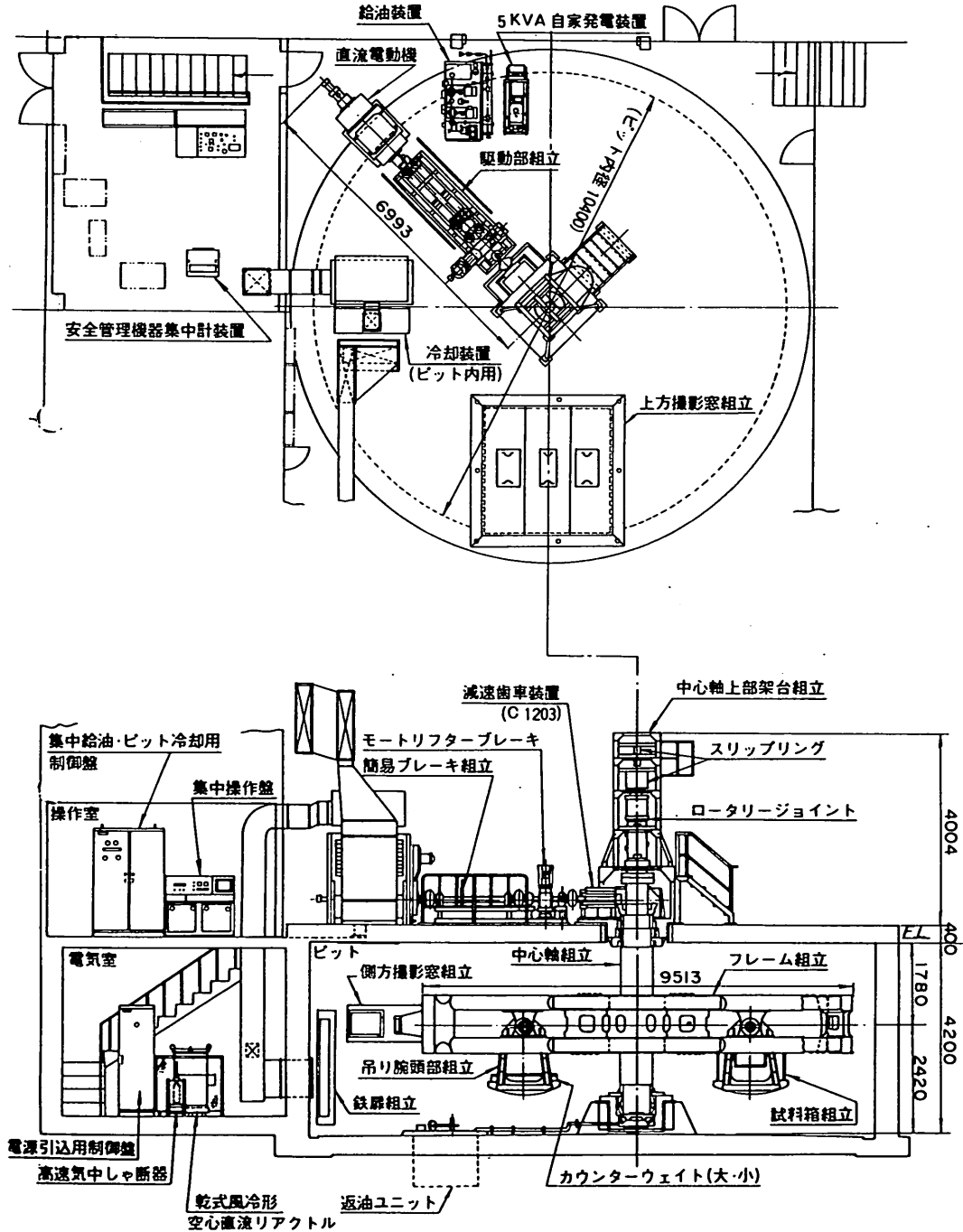


図-3.3 港湾技術研究所の遠心装置

表-3.1 港湾技術研究所遠心装置の諸元

項 目	内 容	備 考
遠 心 加 速 度 (g)	110~155	
回 転 腕 直 径 (mm)	9,650	
有 効 回 転 半 径 (mm)	3,400~3,800	
中 心 軸 回 転 数 (rpm)	最大 185	回転体最大周速: 92m/s
スイングプラットフォームの大きさ (mm)	1,600~1,600	
試料容器の大きさ (mm)	幅400×長1,200×高800	(内のり寸法)
試料(モデル)質量 (kg)	615	
最大搭載質量 (kg)	2,710	スイングプラットフォーム上に搭載
最大質量×加速度容量 (t・g)	300	
主電動機容量	DC400kW	
円形ピットの大きさ (mm)	直径10,400×高4,200	
スリップリング極数	80P	
ロータリートランス極数	5P	
ロータリージョイントポート数	10P	
装置全重量 (kgf)	約87,000	

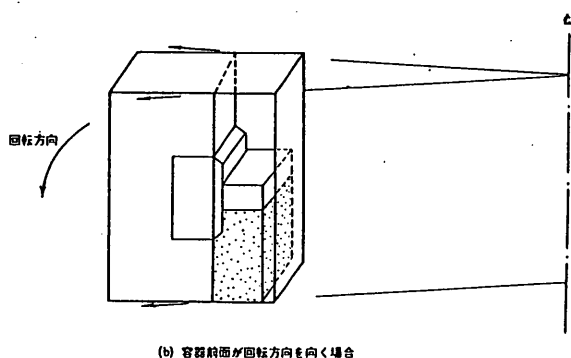
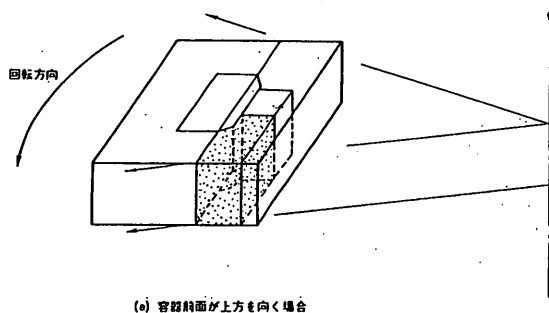


図-3.4 試料容器搭載方法

200V の他, AC100V, DC24V に変換され, 多種多様な載荷装置が使用出来るようになっている。さらに, これら電源の制御はスリップリングから制御信号を送信することによって自由に行なえるようになっている(図-3.5)。

b) 計測システム

実験中の計測は, 地盤内に埋め込まれた圧力計や変位計などの電気信号を計測する方法(電気計測システム)と写真撮影を行う方法(写真計測システム)の2種類が準備されている。

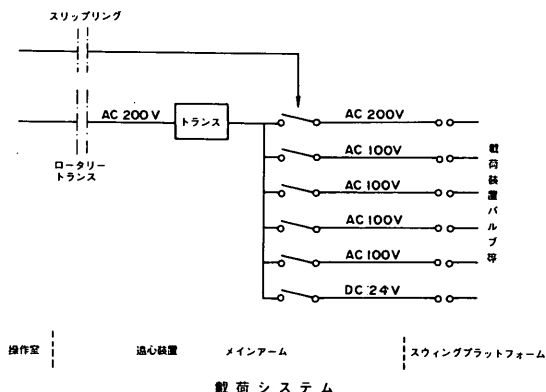


図-3.5 載荷システム

i) 電気計測システム

電氣的計測のための基本的なシステム（静的な実験の場合）を図-3.6に示した。中心軸に設置した計測用スリップリングは80極であるが、遠心模型実験装置の運転監視用や載荷システムの電源制御用に約20極使用している。限られた極数で数多くの計測を行うために、静的な実験では遠心装置に搭載したスイッチボックス（多点切替箱）を用いて計測を行う方式を採用している。この方式は操作室内の静ひずみ測定器（ひずみ計）と遠心装置に搭載されたスイッチボックスとを繋ぐためにスリップリングを8極使用するだけで、80点以上の計測器の計測が可能になる利点がある。操作室内に置かれた静ひずみ測定器はパソコン（NEC PC-9801 VX）と GPIB で接続され、自動計測ならびに計測値の記録、図化が可能なシステムとなっている（図-3.7参照）。

スイッチボックスから出たケーブルはスウィングプラットフォーム上の端子盤（図-3.8）にまとめて接続されており、実験の準備が容易に行えるよう工夫がなされている。

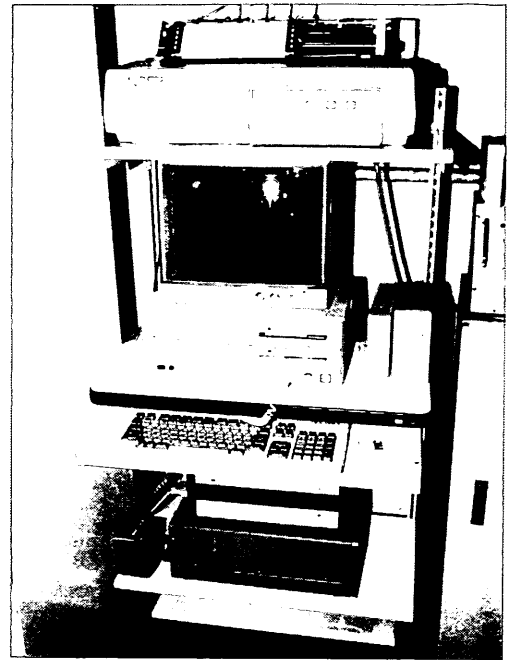


図-3.7 計測装置

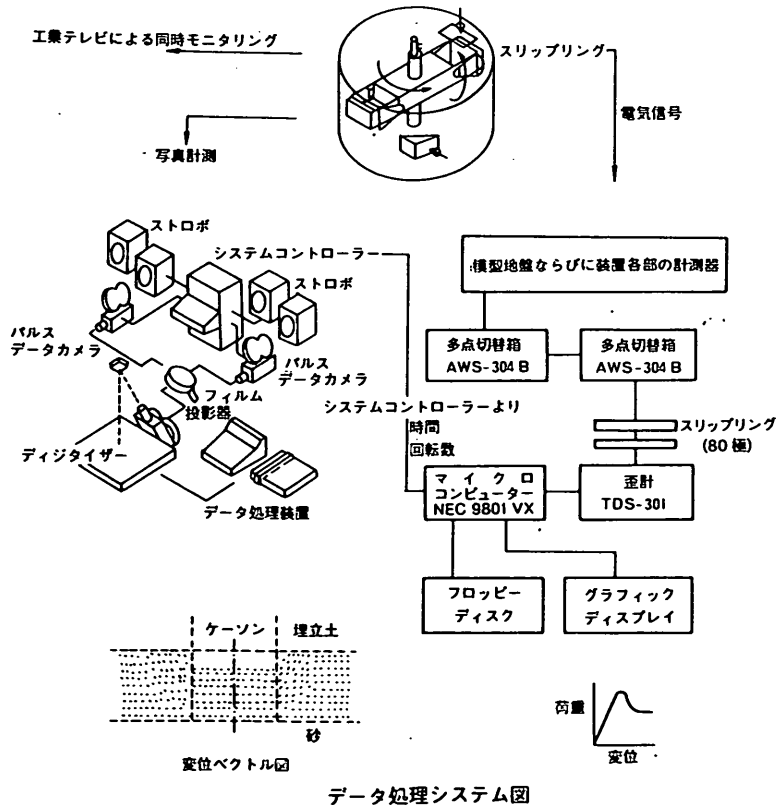


図-3.6 計測システム図

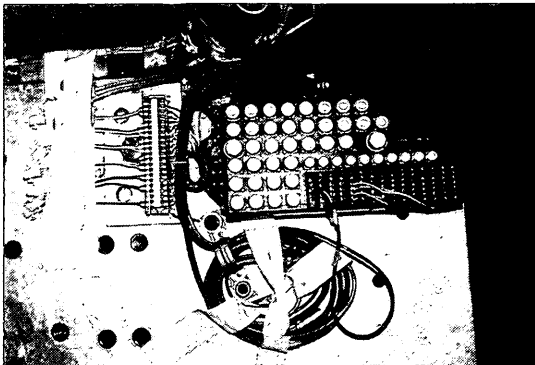


図-3.8 端子盤

一方、動的な実験の場合には計測器からの電気信号を装置に搭載したアンプに一旦入力し、増幅された電気信号をスリップリングを通して操作室で計測を行っている。この様にアンプによる電気信号の増幅を行うと、スリップリング等で発生するノイズに強くなるばかりでなく、その出力には1計測器あたりわずか2極を要するだけであるため、スリップリングの使用極数を最小限に抑えることができる利点もある。

ii) 写真計測システム

遠心力場での現象のいくつかは、前述の電気的な計測器によって計測可能である。しかし、限られた大きさの模型に設置できる計測器の数には制約があり、高密度の情報を得ることはできない。そこで平面ひずみ条件での実験の場合には試料容器の前面に透視できるようにアクリル窓あるいはガラス窓を設け、地盤中の変形挙動が観測できるようにしている。

試料容器のアクリル窓が回転中に鉛直上方を向くようにスウィングプラットフォームに搭載するか、水平方向を向くように搭載するかで(図-3.4参照)画像を捉える方向が異なってくる。多くの研究機関の遠心装置は試料容器の前面が回転中鉛直上方を向くように搭載しピット上面にカメラを設置して画像を上方から捉えることが多い^{1),3),4),5)}。当所の装置はいずれの方向からでも撮影できるようにカメラをピット上面とピット側面に二式準備しているが、通常はピット側面に設置したカメラを用いて水平方向から撮影する方式を採用している。この理由は、3.1で述べたように模型地盤の準備の容易さ、実験精度の向上の他に、この方式の方が高速回転している模型地盤の画像の絵流れが少なく質の良い画像が得られるという利点があったためである。

画像情報は静止写真またはTV画像のいずれかによ

て得られるが、それぞれに得失がある。前者は高密度情報の高精度の解析に適しているが、現像というプロセスを経なければ得られないために同時性に欠ける。一方、後者はTVの走査線の本数によって情報の密度と精度が制約されるという問題点がある反面、同時観察ならびにビデオテープレコーダーにより再生して繰り返し観察できるという利点がある。当所では、高精度の解析用として70mmパルスデータカメラをベースとするシステム⁶⁾を利用し、安全管理と実験状況の観察にはTVによる同時モニタリングシステムを導入している。先に掲げた図-3.6には、写真計測システムの全体のフローもあわせて示してある。また図-3.9には、ピット側壁に取付けられたパルスデータカメラとストロボを示している。

70mmパルスデータカメラで撮影された写真は、現像の後、専用の投影機(図-3.10)に写し出され、地盤中に埋め込まれたターゲットの座標を求められる。実験中に撮影された一連の写真に写し出されたターゲットの座標をすべて求めることにより、地盤中の変位ベクトルやひずみ分布などを得ることが出来る。

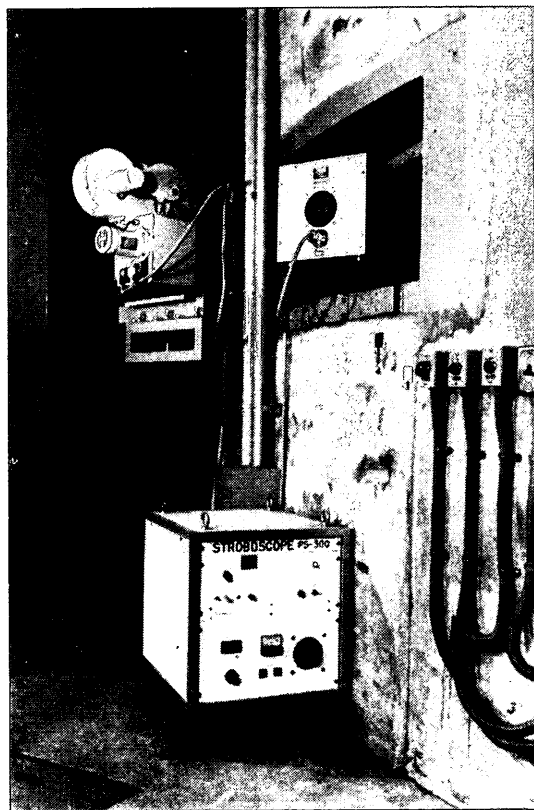


図-3.9 パルスデータカメラとストロボ

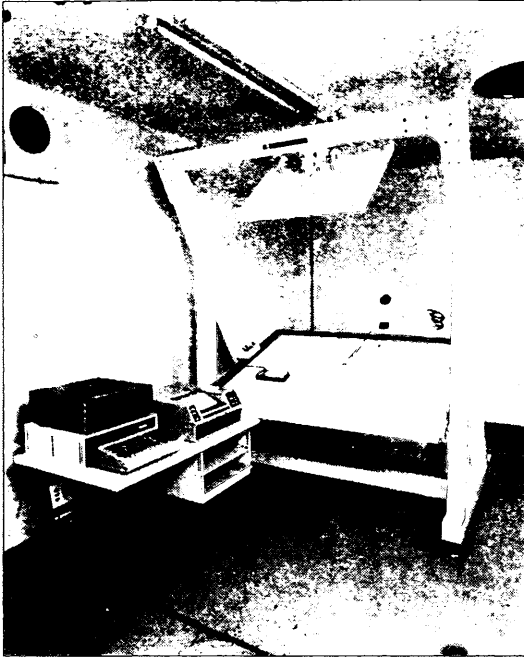


図-3.10 写真解析装置

この様にして求められる座標には、撮影時のフィルムのゆがみ、フィルムの平面性、投影時のフィルムの熱膨張などのハード面での誤差が入るとともに、読取り者の誤差（個人差、再現性）などのソフト面での誤差も含まれる。そこで、全体の精度を向上させるため、ハード面では撮影時及び投影時には平面性の高い特殊な板にフィルムを真空装置で吸着させることで平面性を高めるよう工夫している。また、高精度のレンズ、鏡（解析装置）などを利用し全体の計測精度を高めるようにしている。さらに、フィルムの平面性などによる誤差を最小限にするため、座標値が既知のフィディシャルポイントを試料容器の窓に多数設けている。写真の読取りでは、まずフィディシャルポイントの読取りを行い、ディジタイザー上の座標と実際の座標との関係を求め、次にターゲットの読取りを行い、先に求めた関係を用いて実際の座標を求める方法を採用している。

一方、ソフト面での誤差については、多数の職員について読取り誤差を調査し、最良の結果を出した職員を読取り専属要員として配置し精度を上げる工夫をしている。その結果、本写真計測システムでは模型地盤上での実寸で $\pm 0.1\text{mm}$ の精度を90%以上確保できたことが確かめられた⁶⁾。

(3) 試料容器

本研究で用いた試料容器は図-3.11に示すような二次元の容器で、幅50cm、深さ35cm、奥行10cmの剛性の高いものである。容器前面には厚さ50mmの亚克力製の窓を設けてあり、模型地盤の変形挙動が容易に観察できるようにになっている。その他の容器内面にはレキサシシートと呼ばれるポリカーボネート樹脂シート（厚さ1mm）を貼り付け、表面にシリコングリスとシリコンオイルを塗布して摩擦の低減に努めている。

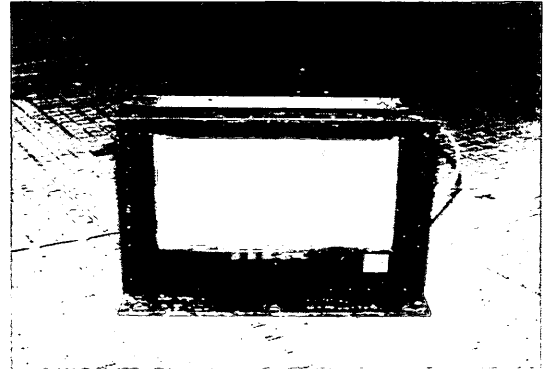


図-3.11 試料容器

(4) 水タンク

本研究では深さ方向に強度の増加する正規圧密粘土地盤を比較的短時間で作成出来るように、後述するように圧密係数 (C_v) の大きいカオリン粘土を使用した。それでも、層厚が20cmの粘土層を作成するには遠心力場での自重圧密終了までに約20時間ももの長時間遠心模型実験装置を運転する必要がある。長時間の運転中にはピット内の温度上昇などによって試料容器内の水が蒸発し、水位が低下する現象が見られた。そのため、容器内の水面上に粘性の低いシリコンオイルの薄い膜を作って水の蒸発を防ぐとともに、水タンクを試料容器上面に取り付け必要に応じて給水し水位をできる限り一定に保つよう工夫をした。水タンクの容量は約2000 cm^3 で、タンクからの給水・止水は操作室からソレノイドバルブを遠隔制御して行った。

(5) 水位計

上述のように、実験中には試料容器内の水位が変化する可能性が高い。水位が変動すると地盤中に埋め込まれた間隙水圧計、土圧計などの計測値も変動するため圧密現象や載荷による圧力変化と区別することが非常に困難になる。そこで、圧力計を地表面上の容器の定点に固定し、そこでの静水圧を計測して水位計とした。さらに、

地盤下部の砂層にも間隙水圧計を設置し、上記の水位計の読みとあわせて実験中の水位の確認を行った。

(6) 水平載荷装置

本載荷装置は波力に相当する水平荷重をケーソンに加えるために用いたものである。波力には実際には繰返し作用するが、本実験では簡単のために一定変位速度で静的に一方向に載荷した。図-3.12に示すように、載荷ロードには水平変位測定用の変位計とビーム型のロードセルを取り付けてある。そのため、載荷点は載荷装置のロードの位置ではなくロードセル先端位置となるため載荷点での水平変位と水平変位計での計測値が異なってくる可能性が危惧された。そこで、水平荷重によるロードセルおよび載荷ロードなどのたわみ、変形について予備実験を行い、その変形量の小さいことを確かめた。なお、載荷速度は4.5mm/minで、載荷能力は70kgfである。

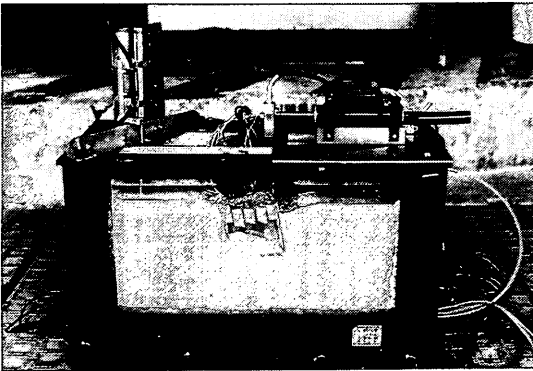


図-3.12 水平載荷装置

(7) 改良体

現地で形成される改良体はセメントなどの安定材と現場の土との混合土である。本研究の目的は改良体に作用する圧力（土圧、間隙水圧）を計測することである。模型地盤での改良体を現場と同様に土に安定材を混合して作成すると、改良体表面への圧力計の設置が非常に困難になり、計測位置及び計測値の精度が低下する恐れがある。そのため本研究ではセメント混合土のかわりに、図-3.13に示すような圧力計を埋め込んだベークライトを改良体として用い、改良体に作用する圧力を精度良く測定することとした。ベークライトを用いたのは、その単位体積重量が 1.39gf/cm^3 と粘土のそれに近いこと、圧力計を内蔵するための加工が容易であることなどの理由である。改良体に内蔵した圧力計として直径約6mmの小型の圧力計((株)共和電業製 PS-2KB)を用い、受圧

面がベークライト表面と同一面となるように注意深く埋め込んだ。間隙水圧計は同じ圧力計を用い、その受圧面をベークライト表面より3mm程度深い位置に設置し、受圧面の前にポーラスストーンを設けることとした。なお、改良体の表面はサンドブラスト処理を施し粗な状態とし、安定処理土表面の粗さを出来る限り再現することを試みている。

本研究で用いた模型のブロック式改良体は図-3.13(b)に示すように、圧力計を内蔵した左右の部分と、それらを連結する中央部とからなっている。改良体は高さ10cm、奥行き9.8cmで、奥行き10cmの試料容器側面に接しないような大きさとしてある。改良体の幅は、中央部の長さを変化させることによって、10cm、15cm、20cmと3種類に変化させることができるようになっている。

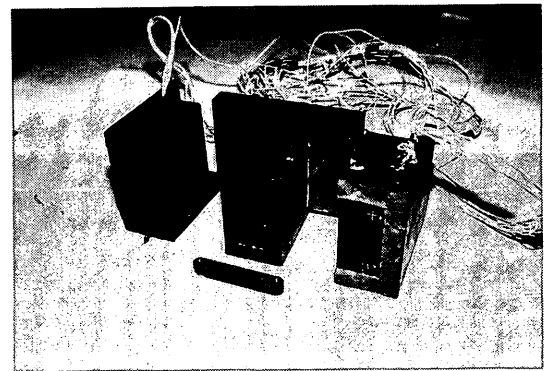
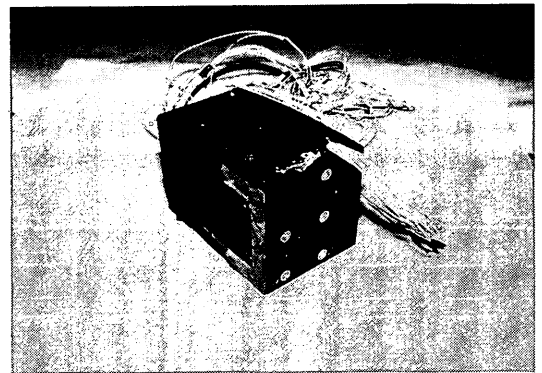


図-3.13 模型改良体

(8) ペーンセン断試験機

遠心力場で自重圧密して作成した模型地盤の強度を遠心装置を回転し続けたまま測定するために、新たに大加速度場で作動するペーンセン断試験機を開発した。ペーンセン断試験機には図-3.14に示すように、2つの電動

モータを設けており、ベーン羽根の貫入と回転を独立に行えるように工夫してある。試験では、上部に設置したモーター (A) を作動させベーン羽根を所定の深さまで貫入した後、下部のモーター (B) で羽根を回転させる。回転抵抗は羽根のシャフトに取付けたロードセルで計測するようになっている。1ヶ所での計測の後、羽根を更に貫入し、再度回転抵抗を計測することで地盤強度の深度分布の測定が可能である。羽根の回転速度は30°/分である。また、実験で使用した羽根は直径2cm、高さ4cmである。

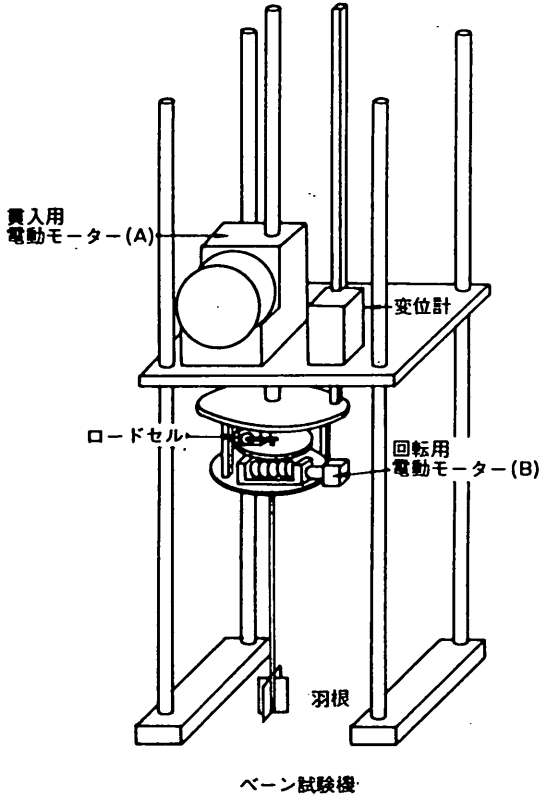


図-3.14 ベーンせん断試験機

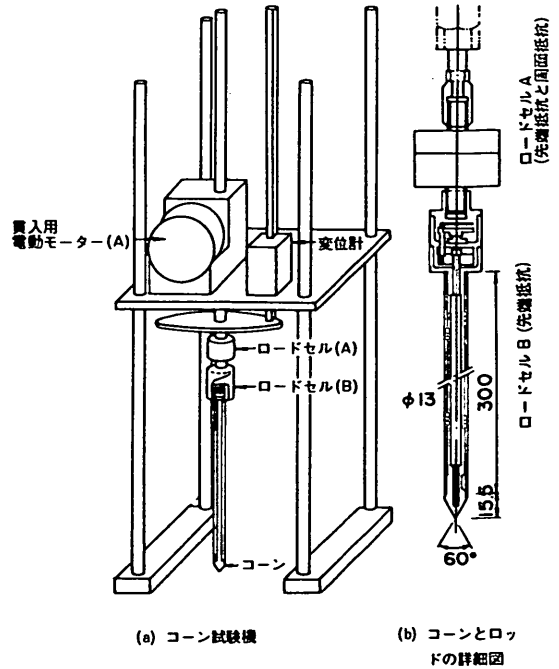


図-3.15 コーン貫入試験機

(10) 間隙水圧計, 土圧計

改良体表面に作用する土圧ならびに間隙水圧は前述したように改良体に内蔵した圧力計で計測したが、粘土地盤中の圧力変化は図-3.16に示したような超小型のセンサーで計測した。なお、計測器をつなぐケーブルについても、地盤挙動への影響を最小限に抑えるため細く軟らかなものを使用した。



図-3.16 間隙水圧計, 土圧計

(9) コーン貫入試験機

コーン貫入試験機 (図-3.15) は、ベーンせん断試験機の貫入装置を利用したもので、コーンロッドは直径13 mm、長さ300mmである。コーンとロッドの詳細を図-3.15(b)に示したが、ロッドは先端コーン部とロッド周面部との縁を切った二重管構造で、先端抵抗力とロッド周面抵抗力の合力を計測するロードセル (A) と、先端抵抗力のみを計測するロードセル (B) の2つのロードセルを備えている。

表-3.2 粘土の物理特性

粘土の種類	比重	コンシステンシー特性 (%)			粘土組成 (%)		
	G _s	W _L	W _p	I _p	砂分	シルト分	粘土分
カオリン粘土	2.692	59.0	16.8	42.2	0	35.6	64.4
川崎粘土	2.688	83.4	38.6	44.8	2.7	44.8	52.2

(11) 粘土試料

本研究で対象とした粘土地盤は日本の沿岸部でよく見られる深さ方向に強度の増加する正規圧密地盤である。遠心模型実験でこのような地盤を再現する場合には、遠心模型実験装置を長時間運転し、粘土地盤の自重圧密を行わせる必要がある。しかし、通常海成粘土の場合には圧密係数(C_v)が小さいため遠心装置を非常に長い時間運転しなければならない。そこで、本研究では、遠心装置の運転時間を短縮するため海成粘土に比べ圧密係数の大きい市販の粘土を使用した。試料の選定に当たっては、まず市販されている各種の粘土に対する物理試験及び力学試験(圧密試験、三軸試験)を行った。これらの試験結果と実験での取扱いのしやすさを考慮して、ジョージアカオリン粘土とASP-100粘土の1:1の混合土を用いることにした。自然地盤の粘土試料では、採取場所、採取時期が異なるとその特性が大きく異なることは広く知られるところであるが、カオリン粘土の様な工場製品の場合であっても製造のロットごとに多少の特性の変化が見られるようである。そこで、一連の研究を進めるにあたっては数年分に相当する粘土試料を一括して購入し、粘土試料の一様性を確保するように努めた。

a) 物理定数

カオリン粘土の物理定数を表-3.2にまとめて示した。同表には地盤改良研究室で長年用いられてきた川崎粘土の特性も海成粘土の一例としてあわせて示している⁷⁾。カオリン粘土と川崎粘土を比較すると組成指数(I_p)はほぼ同じであるが、カオリン粘土の液性限界、塑性限界は海成粘土と比較してそれぞれ約20%程度小さいことが分かる。

b) 力学定数(せん断特性)

カオリン粘土の力学定数は三軸試験及び圧密試験を行って決定した(表-3.3)。カオリン粘土は製造メーカー、製品ごとにその特性が大きく異なり、さらに国内の研究機関ではあまり用いられていないため試験を行うに参考となるデータが少なかった。そのため、三軸試験を行うにあたり、せん断速度の影響などについても実験を行い、その特性を明かにした。以下の結果について、試験項目ごとに述べる。

表-3.3 力学特性

粘土の種類	強度増加率	圧密係数	圧縮係数	膨潤指数
	C _u /P	C _v (cm ² /min)	C _c	C _s
カオリン粘土	0.314	0.15	0.49	0.12
川崎粘土	0.467	0.03	0.59	0.11

i) せん断速度の影響

まず、三軸試験での適正なせん断速度を求めるために、せん断強度へのせん断速度の影響を調べた。試験では、セル圧が6.4kgf/cm²、背圧が1.0kgf/cm²(有効セル圧5.4kgf/cm²)の条件での等方圧密非排水せん断試験(CIU)をせん断速度を0.014~1.4mm/min(0.016~1.6%/min)まで変化させて行った。

試験で得られたストレスパスを図-3.17に示した。図中、P', Qはそれぞれ平均拘束圧力(σ₁' + 2σ₃')/3、軸差応力(σ₁' - σ₃')をそれぞれ表している。また図にはせん断速度(ε̇)が0.014, 0.14, 1.4mm/minの3種類のせん断速度での試験結果を示している。載荷初期にはせん断速度には無関係に同じパスをたどる傾向が見られるが、載荷が進むに従いせん断速度の小さい方ほど間隙水圧の発生が大きくなり、パスがより傾く傾向が見られる。せん断速度の大きい場合には(1.4mm/min)、ピーク後に強度が減少する傾向も見られている。

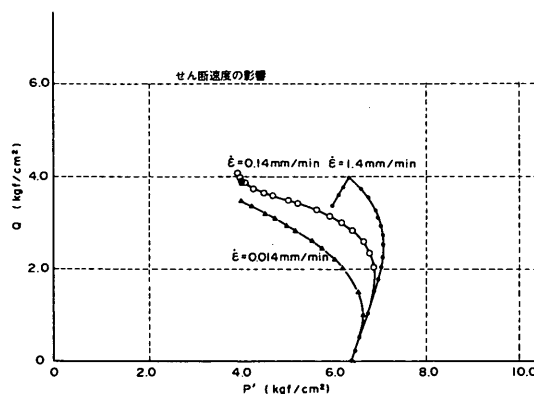


図-3.17 ストレスパス(せん断速度の影響)

非排水せん断強度とせん断速度との関係を図-3.18に示した。縦軸は圧密圧力 (p) で徐して強度増加率 (C_u/p) として無次元化して示してある。各データには大きなばらつきが生じていることが分る。特にせん断速度が0.088mm/minの場合には、 C_u/p が0.24~0.31程度まで約30%ものばらつきが見られる。しかし、全般的には非排水強度 (C_u/p) とせん断速度との間にはほぼ直線の関係が見られ、せん断速度が10倍になると C_u/p の値が約5%程度増加することが分る。

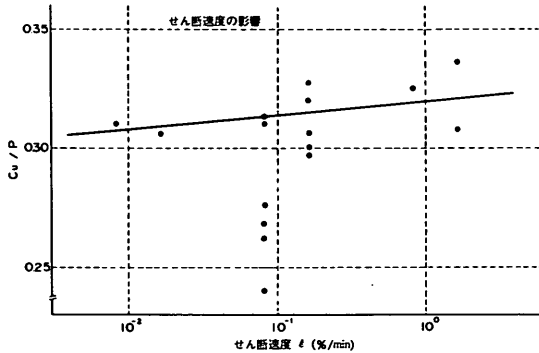


図-3.18 非排水せん断強度～せん断速度

変形係数と非排水せん断強度の比 (E_{s0}/C_u) とせん断速度との関係を図-3.19に示した。変形係数 (E_{s0}) はせん断速度の影響の他に粘土試料とペDESTAL・キャップとの接合性などの実験条件にも大きく影響を受けるため、ここでもデータに大きなばらつきが見られる。しかし、全般的にはここでもせん断速度が大きくなると、変形係数も比例的に大きくなる傾向が見られる。その増加割合はせん断強度の場合の増加に比べ大きく、せん断速度が10倍になると約45%程度も大きくなっている。

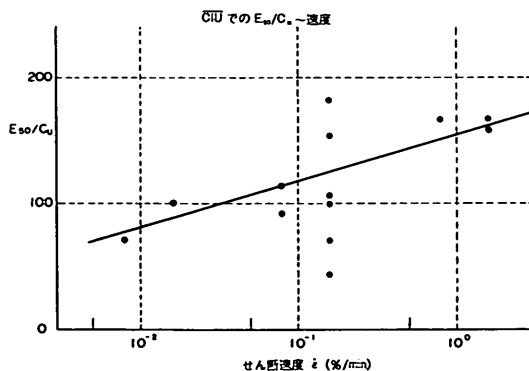


図-3.19 変形係数～せん断速度

以上の検討を踏まえ、さらに1回の試験に要する時間等も考慮して、以下に述べる K_0 圧密非排水せん断試験 ($\overline{CK_0U}$) や応力履歴に関する試験などではせん断速度を0.165%/min (0.14mm/min) を基本として行うこととした。

ii) ストレスパス

図-3.20は、圧密圧力を2~6kgf/cm²まで変化させて行った \overline{CIU} 試験でのストレスパスを示している。図では圧密圧力 (P_c) で除して無次元化して示してある。また、図にはオリジナル *Cam Clay* 理論⁸⁾ (図中、*Cam Clay*) と修正 *Cam Clay* 理論⁹⁾ (図中、*Mod. Cam Clay*) の2つのストレスパスもあわせて示している。実験結果は圧密圧力の大きさとは関係なく多少ばらついてはいるが、全体的な傾向は修正 *Cam Clay* 理論に対するパスに近いことが分る。

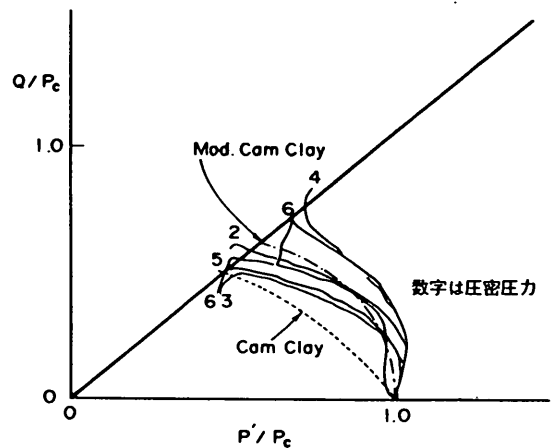


図-3.20 ストレスパス

iii) 破壊線 (Critical State Line)

*Critical State Theory*⁸⁾では、試験の条件(排水条件、応力パスなど)によらず試料は最終的には *Critical State* に到達して降伏する。ここでは、等方圧密及び K_0 圧密した粘土試料に対して非排水圧縮 (\overline{CIU} , $\overline{CK_0U}$), 排水圧縮 (CD) 及び非排水伸張試験 (\overline{CIU}) を行い、*Critical State Line* を求めることとした。

一連の試験で得られた降伏時の応力状態(平均有効応力 (P') と軸差応力 (Q)) をまとめて図-3.21に示した。圧縮側について見ると、3種類の試験で得られた降伏応力は、ほぼ一直線上にプロットされ、*Critical State Line* の傾き (M) として1.02の値が得られた。 M と有効応力に関するせん断抵抗角 (ϕ') との間には、

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad (3.1)$$

の関係がある。さらに、強度増加率 (C_u/p) との間には、

$$C_u/p = \frac{\sin \phi'}{1 + (2 * A_r - 1) * \sin \phi'} \quad (3.2)$$

の関係がある。(3. 1), (3. 2)式に、 $M = 1.02$ を代入すると $\phi' = 25.7^\circ$, $C_u/p = 0.314$ の値が得られる。

一方、伸張側について見ると、等方圧密非排水試験 (CIU) のみしか行わなかったためデータ数は少ないが、実験結果からは伸張側の M の値も圧縮側とはほぼ等しい 1.04 の値が得られた。

iv) 静止土圧係数

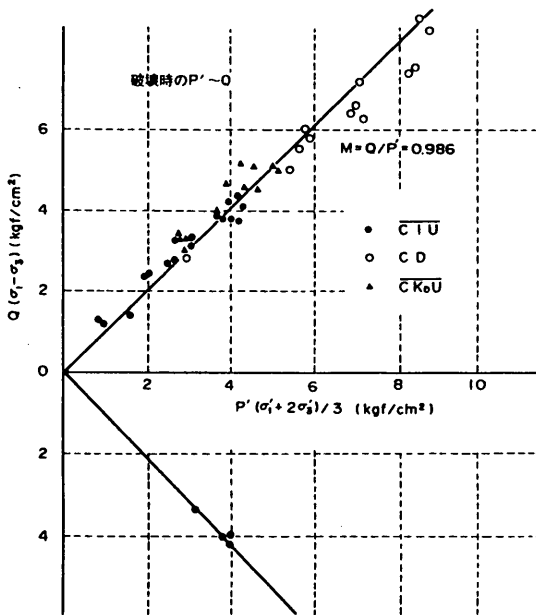


図-3.21 Critical State Line

静止土圧係数 (K_0) は、菊池ら⁹⁾が開発した自動三軸試験装置を用いて三軸セル内で K_0 圧密試験を行って求めた。その結果、静止土圧係数として 0.494 の値が得られた。

c) 力学定数 (圧密特性)

i) $e \sim \log p$ 関係

標準圧密試験で得られた間隙比と圧密圧力関係 ($e \sim \log p$) を図-3.22に示した。処女曲線の勾配である C_c の値は 0.49 と川崎粘土と比較して 20% 程度小さな値を示している (表-3.3参照)。図-3.23には、標準圧密試験結果から静止土圧係数として 0.494 を用いて平均圧密有

効応力 ($p' = (\sigma_1' + 2 * \sigma_3') / 3$) を求めて示している。また、図の縦軸は含水比 (w) を取ってプロットしなおしたものである。さらに同図には、三軸圧縮試験より得られた破壊時の平均有効圧力と含水比との関係 (C.S.L.) もあわせて示している。Critical State Theoryでは、

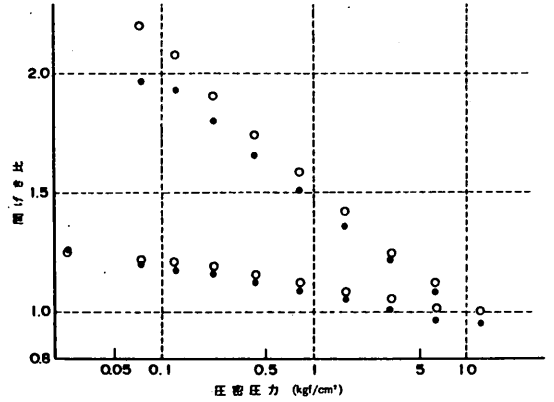


図-3.22 標準圧密試験結果

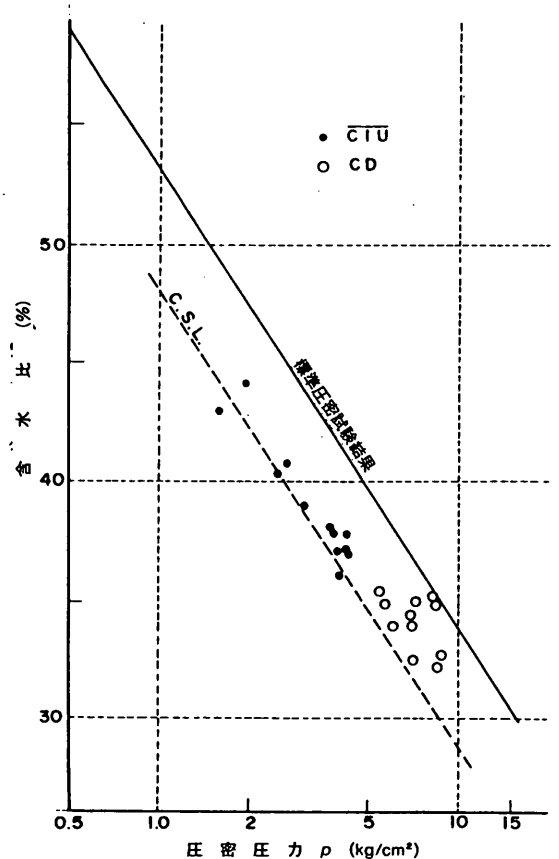


図-3.23 $w \sim \log P$ 関係

C.S.L.と処女曲線とは同じ傾きでその位置関係も決定される。一連の実験では非排水せん断試験の他に圧密排水せん断試験も実施したが、図に示した排水試験結果は、破壊時の含水比が多少大きく処女曲線とC.S.L.の間に位置している。しかし、全体的に見ると、Critical State Lineと処女曲線とはほぼ平行となっており、Critical State Theoryと整合性のとれた傾向を示していることが分かる。

ii) 圧密係数, 体積圧縮係数

標準圧密試験における平均圧密圧力と圧密係数 (C_v), 体積圧縮係数 (m_v) の関係を図-3.24, -3.25にそれぞれ示した。圧密係数は圧密圧力の増加に従いほぼ一様に増加する傾向が見られる。平均的な C_v の値は $10^{-1} \text{cm}^2/\text{min}$ 程度であり、通常海成粘土の圧密係数が $10^{-2} \text{cm}^2/\text{min}$ のオーダーであることを考えると、カオリン粘土の圧密係数は10倍程度も大きいことが分かる (表-3.3参照)。

一方、体積圧縮係数 (m_v) は圧密圧力の増加により一様に減少する傾向が見られた。 m_v は $10^{-2} \text{cm}^2/\text{kgf}$ のオーダーであり、海成粘土とほぼ同程度の値であった。

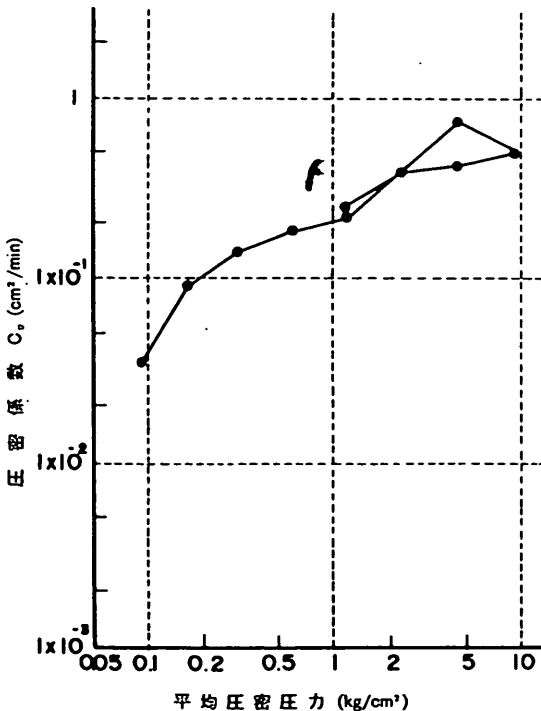


図-3.24 圧密係数 (C_v) ~ 圧密圧力

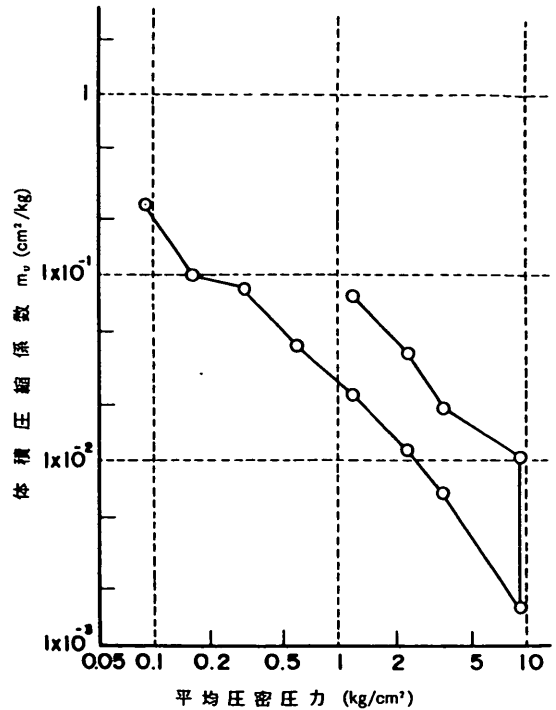


図-3.25 体積圧縮係数 (m_v) ~ 圧密圧力

(12) 豊浦標準砂

模型地盤のうち、基盤層及び埋立材料として豊浦標準砂を用いた。標準砂の特性は多くの研究者によって調べられているので、ここでは代表的な物理特性のみを表-3.4¹⁰⁾に示すにとどめることとする。

表-3.4 豊浦標準砂の特性

項 目	値
比 重 (G_s)	2.66
有 効 径 (D_{10})	0.13 mm
均 等 係 数 (D_{60}/D_{10})	1.38
最大間隙比 (e_{max})	0.966
最小間隙比 (e_{min})	0.601

3.3 実験方法

模型地盤の準備、載荷過程ならびに試験後の地盤解体までの流れを図-3.26に示した。順に説明を加える。

① 模型地盤の作成

現地での施工では、まず軟弱な粘土地盤中にセメント等の安定材を圧入し攪拌混合することによって強固な改

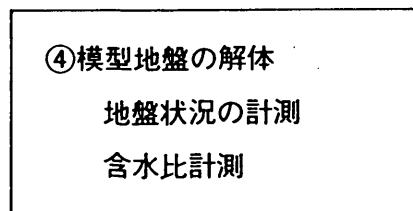
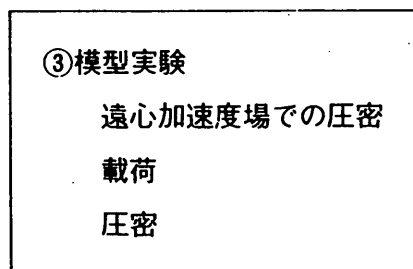
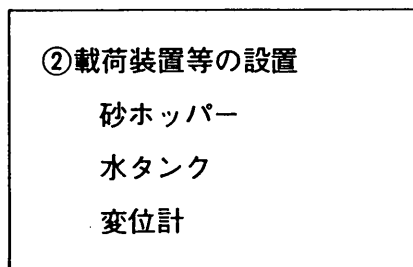
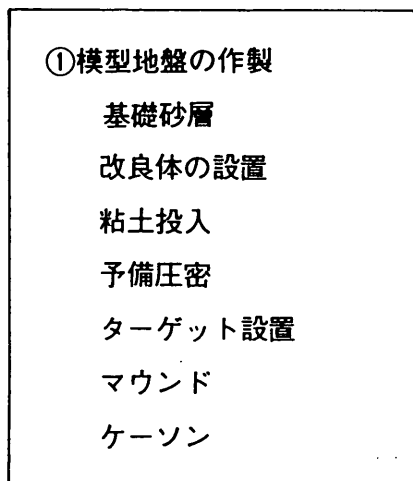


図-3.26 実験の流れ

良体を建設する。その後、養生期間を経て上部構造物であるマウンド、ケーソン等を設置建設するのが一般である。地盤改良工事では、安定材を原位置で攪拌して混合するため原地盤は乱され、その強度は一旦低下しその後多少回復するものと考えられる。しかし、このような原地盤の乱れならびにその後の強度回復の程度については詳細な情報がないため、模型実験でこのような状況を再現することは不可能である。加えて改良幅や改良体の着定条件等の影響を検討するにあたっては、このような乱れの影響のない条件で実験の方が都合が良い。そこで、実験にあたっては地盤の乱れのない状況を対象に出来る限り明確な地盤条件で、かつ再現性の高い模型地盤を作成することとした。

1) 用いた模型地盤ならびに荷装置などの概略を図-3.27に示した。同図に従い模型地盤の作成方法を説明する。まず、模型地盤と容器内面での摩擦を最小限に抑えるため、容器内面にシリコノイルとシリコングリースの混合液を十分に塗布した。次に、図-3.28に示すように、容器下層に基礎砂層を豊浦標準砂で作成した。砂層は十分な締め固めを行った後、容器下部より静かに通水し飽和させた。

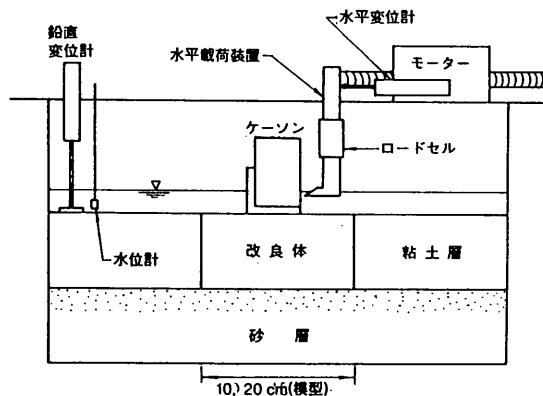


図-3.27 模型地盤のセットアップ (着底型)



図-3.28 支持砂層の作成

2)着底型の場合には基礎砂層上の所定の位置に改良体を設置した後、真空中で繰り返した含水比約150%のカオリン粘土を改良体両側に投入した。次に、改良体両側の粘土地盤部のみに圧力を加えて予備圧密を行った。本研究では遠心力場での自重圧密を行って深度方向に強度の増加する正規圧密粘土地盤を再現したが、地表面付近では予備圧密圧力の方が遠心力場での鉛直圧力より大きいため過圧密状態となる。過圧密領域の厚さを小さくするためには、予備圧密圧力の大きさは出来る限り小さい方が良いが、その場合には予備圧密後の地表面へのターゲット設置などの模型地盤の準備が非常に困難になる。本研究ではこれまでの経験を活かし、予備圧密圧力を 0.1 kgf/cm^2 に設定した。

3)浮き型の場合には、改良体下の下部粘土層を作成する。下部粘土層もあらかじめ真空中で繰り返した含水比約150%のカオリン粘土を砂地盤上に投入し、予備圧密を行って作成した(図-3.29)。予備圧密圧力の大きさは、遠心力場での自重圧密の際に下部粘土層位置での圧密圧力が高いこと、さらに自重圧密中に改良体が大きく沈下することのないように 0.3 kgf/cm^2 と設定した。粘土スラリーの投入量は遠心力場での自重圧密終了後の厚さが 10 cm となるように決定した。

この様に作成した下部粘土層の所定の位置に改良体を設置した後、着底型と同様に改良体両側にカオリン粘土を投入し 0.1 kgf/cm^2 の圧力で予備圧密を行った。

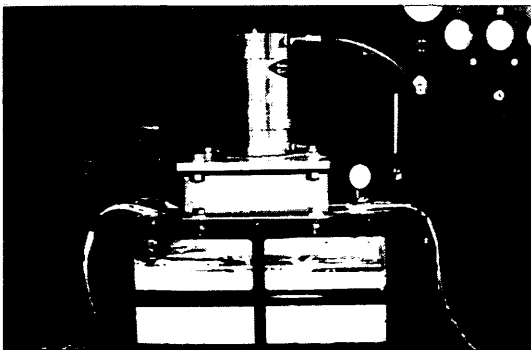


図-3.29 粘土地盤の予備圧密

4)予備圧密終了後、遠心力場での自重圧密終了時(観荷直前)の粘土層厚が改良体の高さと同じ 10 cm となるように粘土地盤表面の整形を行った。その後、容器前面の亚克力窓を取り外し、粘土側面に写真撮影用のターゲットを並べた。その際、使用したカオリン粘土は粘り気が大きいために亚克力窓に付着し、地盤が大きく乱れることが危惧された。そこで、試料容器準備の際に容

器内面にあらかじめサランラップを張付けておいた。このようにすることによって、亚克力窓と粘土をサランラップで切り離すことができたため粘土地盤の乱れを最小限に抑えることが可能となった。

ターゲットとしては直径 $2\sim 3 \text{ mm}$ のガラスビーズを使用し、約 2 cm の格子状となるように配置した。ターゲットの設置後、試料容器を再度組み立て、先の予備圧密荷重と等しい荷重(0.1 kgf/cm^2)を約1日間載荷し、ターゲットの設置による地盤の乱れを取除くようにした。

5)粘土地盤中には、遠心力場での圧密過程の監視のために間隙水圧計を数台設置した。間隙水圧計の設置はまず粘土地盤の所定の位置にドリルで直径約 1 cm の穴をあけ、その間に間隙水圧計を設置した後、穴の空隙を粘土スラリーで充填する方法で行った。

6)改良体上面に豊浦標準砂を用いてマウンドを作り、その上にコンクリート製の模型ケーソンを設置した。なお、事前の計算によって 50 g の遠心力場で奥行 1 cm あたり 2 kgf の水平荷重が作用すると模型ケーソンの滑動破壊が生じる可能性のあることが分った。そのため、模型ケーソンを図-3.30に示すようなアングルを用いて改良体に固定しケーソンの破壊が先に生じないようにした。

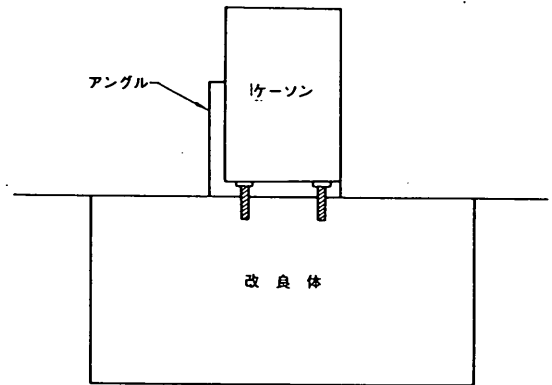


図-3.30 ケーソンの改良体への固定状況

② 載荷装置などの設置

1)試料容器上面に水平載荷装置、水タンクなどを設置し、受働側粘土地盤上には水位計、粘土地盤の表面沈下計測用の鉛直変位計を取り付けた。その後、模型を遠心模型実験装置に搭載し、各計測器のケーブルの接続、水平載荷装置などへの電気の接続を行って実験準備が完了する。

③ 実験

a) 着底型

1)実験は、粘土地盤の自重圧密過程及び水平載荷過程

の2つに大別することができる。

まず遠心装置を回転し、50gの遠心加速度まで増加させ、その後遠心加速度を一定に保って粘土地盤の自重圧密を進行させた。遠心加速度増加過程及び自重圧密過程中には、地盤中の間隙水圧、土圧ならびに粘土地盤及び改良地盤の変位の計測を行った。また、写真撮影も随時行い、地盤の変形挙動の計測を行った。さらに自重圧密中には必要に応じて水タンクより給水して、模型内の水位を実験中ほぼ一定に保つようにした。

2) 自重圧密終了後、遠心模型実験装置を回転させたまま水平載荷を行った。水平載荷は3.1に示した水平載荷装置を用い、一定速度で模型ケーソンに水平に荷重を加えた。水平載荷の速度を大きく設定し、全体の載荷を数分以内に行ったため、載荷は非排水状態と考えても良い。なお、載荷中は改良体に内蔵した土圧計、間隙水圧計による計測を行い、改良体に作用する圧力分布を求めるとともに地盤の写真撮影を行い、改良地盤の挙動を計測した。

b) 浮き型

1) 浮き型の場合には、下部粘土層及び改良体両側の粘土地盤の自重圧密を50gの遠心力場でまず行った。その際、模型ケーソンの重量による下部粘土層の過度の沈下を避けるために、自重圧密では改良体上面にマウンド(豊浦標準砂)のみを設けた状態とした。3.2で述べたように、改良体を使用したベークライトの単位体積重量が粘土地盤のそれに比較してやや小さいため、マウンドの豊浦標準砂に鉛散弾を混入して重量調節を行い、改良体底面位置での鉛直圧力が周辺の粘土地盤の圧力とほぼ等しくなるよう工夫した。

2) 粘土地盤の自重圧密終了後、遠心装置を一旦停止しマウンド上に模型ケーソンならびに載荷装置を設置した。その後、直ちに遠心装置を運転し、再度50gの遠心加速度まで加速した。

3) 所定の遠心加速度に到達後、約30分程度地盤の落ち着くのを待って水平載荷を行った。載荷中は着底型の場合と同様に各圧力計による計測ならびに写真撮影を行って、改良体に作用する圧力分布を求めるとともに改良地盤の挙動を計測した。

④ 模型地盤の解体

1) 水平荷重にピーク値が見られた後も、改良地盤が大きく変位するまで水平載荷を続けた。水平載荷終了後は遠心装置を停止し、改良地盤の変位状況の確認を行った。さらに実験データ解析のための基礎資料を得るために粘土地盤の十数ヶ所含水比測定を行った。

3.4 粘土地盤の強度特性

(1) はじめに

ここでは遠心力場での自重圧密によって作成された粘土地盤の強度分布ならびに砂地盤の強度の推定を行う。

粘土地盤は3.3で述べたように実験室内での0.1kgf/cm²による予備圧密の後、50gの遠心力場で自重圧密を行って作成したものである。そのため作成された地盤は、予備圧密荷重が遠心力場における自重による圧密圧力より大きい地表面付近の過圧密領域と、自重による圧密圧力の方が大きい正規圧密領域の2つの領域を有することになる。

正規圧密領域の強度は、遠心力場で行ったベーンセン断試験、コーン貫入試験及び要素試験によって推定した。しかし、過圧密領域は地表面のごく浅い範囲であるため、ベーンセン断試験及びコーン貫入試験から強度を推定することは非常に困難であった。そこで、別途鉛直載荷試験を実施して強度の推定を行った。ここでは、それぞれの領域について検討結果を考察し、最後に鉛直載荷試験による強度推定について述べる。

(2) 正規圧密領域の強度分布

正規圧密領域の強度は含水比分布、ベーンセン断試験、コーン貫入試験及び要素試験結果より推定した。以下にそれらについて説明する。

a) 含水比分布

遠心力場での自重圧密終了後に測定した地盤の含水比の深度分布を図-3.31に示す。測定された含水比は地表

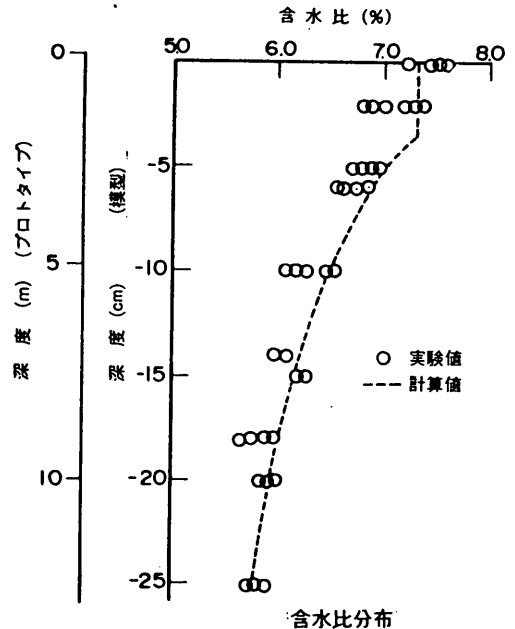


図-3.31 地盤の含水比分布

面付近の過圧密領域を除き深さとともに徐々に減少する傾向が見られる。図には、粘土の単位体積重量と $e \sim \log p$ 関係より求められる含水比の値も破線で示したが、実験値と計算値は非常に良い一致を示しており、正規圧密粘土地盤が予想通りに作成できたことが分る。

b) ベーンせん断試験結果

本研究で使用したベーンせん断試験機については当所で新たに開発したものである (図-3.14参照)。ベーンせん断試験は遠心力場での自重圧密の終了した地盤に対して、応力解放をせず遠心装置を運転したままの状態で行った。ベーンせん断試験は3ケースの地盤に対して行い、得られた結果を図-3.32にまとめて示した。使用したベーンの羽根は直径2cm、高さ4cmである。羽根の高さは地盤の厚さに対して比較的大きく羽根の上面と下面位置での鉛直応力は約0.12kgf/cm²程度の差があるため、二つの位置での地盤強度は厳密には異なったものである。しかし、本試験では羽根の高さにわたる平均的な強度が測定されていると考えて、図では縦軸の座標を羽根中心位置での値として示している。3ケースの実験結果とも

ほぼ同様な値を示しており、さらに深さ方向に強度が増加する傾向が確認されている。

c) コーン貫入試験結果

コーン貫入試験は、全部で5ケースの地盤に対して行った。試験結果を図-3.32にベーンせん断試験結果とともに示した。図中に示した地盤強度の値としては先端抵抗値を用いた。コーン貫入支持力 (q_c) と地盤の非排水せん断強度との関係については種々の関係が提案されているが、ここでは(3.3)式¹¹⁾を用いることにし、その結果を図に破線で示した。

$$q_c = 10 * C_u \quad (3.3)$$

ここに、 q_c : コーン貫入支持力 (kgf/cm²)

C_u : 非排水せん断強度 (kgf/cm²)

ここでも、せん断強度は深度にしたがって一様に増加する傾向が見られた。また、ベーンせん断試験結果と比較すると両者は非常に良い一致を示している。

d) 要素試験結果からの推定

地盤の単位体積重量と三軸試験で求められた強度増加率を組合わせて求めた地盤強度の深度分布も図-3.32にあわせて示した。要素試験からの推定値はベーンせん断試験結果及びコーン貫入試験結果にくらべ多少大きめの値を示している。

e) まとめ

上で示した各方法で求められた強度分布 (図-3.32) には推定方法ごとに多少の違いが見られる。この様に強度に差が見られたのは各試験法によってせん断方法、載荷速度などが異なること、ベーンの羽根やコーンの貫入による地盤の乱れの影響、地盤の強度異方性などが原因と考えられる。これらの要因についての分析は今後の課題である。本研究では乱れの影響を受けていない要素試験結果を尊重し、さらに後述べる鉛直載荷試験結果も考慮して地盤の深さ方法の強度増加率として要素試験から得られている0.00961kgf/cm³を採用することとした。

(3) 過圧密領域の強度分布

地盤の上層 (約3.3cm) は、予備圧密荷重の方が遠心力場での自重圧密圧力に比べて大きいため過圧密領域になっている。先にも述べたように、この過圧密領域は層厚が小さいため、ベーンせん断試験やコーン貫入試験よりその強度を推定することは非常に困難であった。そこで、遠心力場で作成した地盤に対して基礎幅を変化させた鉛直載荷試験を行い、深度方向に強度の増加する地盤に対する支持力公式¹²⁾とを組合わせて、地盤の強度分布の推定値を求めることとした。

鉛直載荷試験は基礎幅が2cm~20cmまでの4ケース

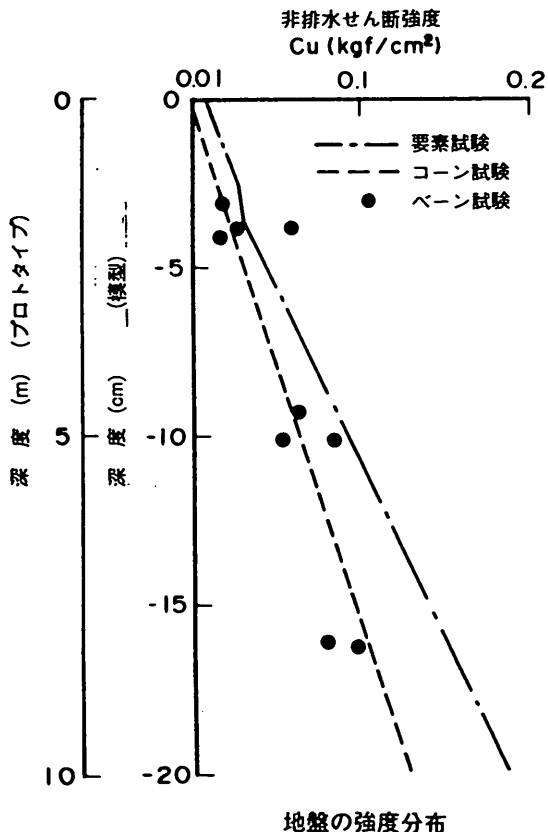


図-3.32 地盤の強度分布

について行った⁷⁾。得られた支持力と基礎幅との関係を図-3.33に●印で示した。基礎幅の増加に従い、鉛直支持力値 (q_r) も徐々に増加する傾向が見られる。同図には、正規圧密領域での強度増加率を 0.00961kgf/cm^2 で一定とし、過圧密領域の強度(C_u)を $0.008, 0.010, 0.012\text{kgf/cm}^2$ に変化させた計算結果もあわせて示した。今回の計算結果では、過圧密領域の強度を増加すると支持力値は基礎幅によらずほぼ一様に増加する傾向が見られた。図に示した計算結果のうち、過圧密領域の強度を 0.01kgf/cm^2 とした計算結果が実験値と比較的良好一致を示すことが分かる。

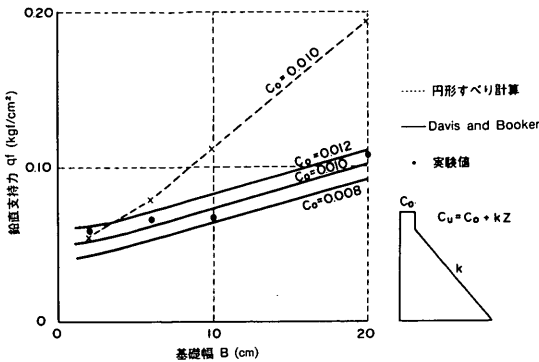


図-3.33 鉛直支持力試験結果

(4) まとめ

以上の検討により、粘土地盤の強度の推定値として、次式に示す値を採用することにした。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} C_u &= 0.01\text{kgf/cm}^2 & z &= 0 \sim 1.1\text{cm} \\ C_u &= 0.00961 * z & z &= 1.1\text{cm} \sim \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

ここに、 z : 深度 (cm)

3.5 砂地盤の強度特性

基盤層である砂層の密度を厳密に求めることは非常に困難であったが、投入砂量と体積から概略値を推定すると、相対密度は60~70%程度と考えられ、この程度の密度の砂の内部摩擦角は約 30° 程度と予想される。

砂のヤング率は藤井¹⁰⁾の研究結果を基に推定することにした。藤井は豊浦標準砂について三軸圧縮試験を行い、応力~ひずみ曲線が拘束圧で無次元化できることを示している。そこでの曲線より単位拘束圧力でのヤング率を求めると、 E_{s0} の値として $110 \sim 250\text{kgf/cm}^2$ の値が得られる。模型実験での砂地盤位置での拘束圧を地盤の単位体積重量より求め、砂地盤のヤング率を推定すると、(3.5)式のようになる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} E_{s0} &= 17 \sim 38\text{kgf/cm}^2 & (\text{着底型}) \\ E_{s0} &= 42 \sim 189\text{kgf/cm}^2 & (\text{浮き型}) \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

これらの値を参考に後述する有限要素法解析では砂地盤のヤング率 (E_{s0}) の値として 50kgf/cm^2 を用いた。

3.6 改良体に内蔵した圧力計の精度の検証

本研究の目的の一つは改良体に作用する土圧・間隙水圧を求めることであり、そのため3.2で述べたように改良体表面には小型の土圧計や間隙水圧計を多数取り付けられている。しかし、小型の圧力計は計測器自身の信頼性に不安がある他に計測器の取り付け方法の不備などによって不確かな値を出力する可能性が高い。そこで、まず遠心加速度増加過程及び自重圧密過程での圧力変化を検討し、各圧力計の信頼性について考察することとする。

(1) 着底型の場合

ここでは主に No. B-6の実験でのデータ¹³⁾を用いて考察を行う。

a) 改良体に作用する圧力

まず、 $50g$ の遠心加速度までの加速過程での各圧力計での計測値と遠心加速度との関係をグラフ化し、各圧力が加速度に比例して増加することを確認した。

図-3.34に $50g$ の遠心加速度に達した時点及び $50g$ での自重圧密が終了した時点で改良体に作用している土圧及び間隙水圧の分布を示した。図中の各圧力計の値は3.2に述べた水位計での値で差し引き、基準水位位置について示したものである。

まず $50g$ 到達時点について見ると、図中○印は土圧計による計測値(全応力)を、△印は間隙水圧計による計測値をそれぞれ示している。改良体の主動側(右側)、受働側(左側)に作用している圧力は、土圧計による値も間隙水圧計による値もほぼ同じで深度方向に一様に増加する分布を示している。図には静水圧及び全土かぶり圧の計算値もあわせて示したが、計測値は計算値より若干小さいものの、両者は全般に良好一致を示していることが分かる。このことから遠心加速度の増加によって地盤の自重が増加し、粘土地盤中に自重による鉛直応力のほぼ相当する過剰間隙水圧が発生していることが確認できた。

改良体底面での反力について見ると、改良体中央部で多少大きい凸形の分布形を示しており、砂地盤上の基礎の接地圧分布¹⁴⁾と同様の傾向を示している。図には改良体とマウンド及びケーソンの総重量を改良体底面積で除して求めた平均鉛直応力を実線であわせて示しているが、計測値は計算値と全体に良好一致しており、改良体に内

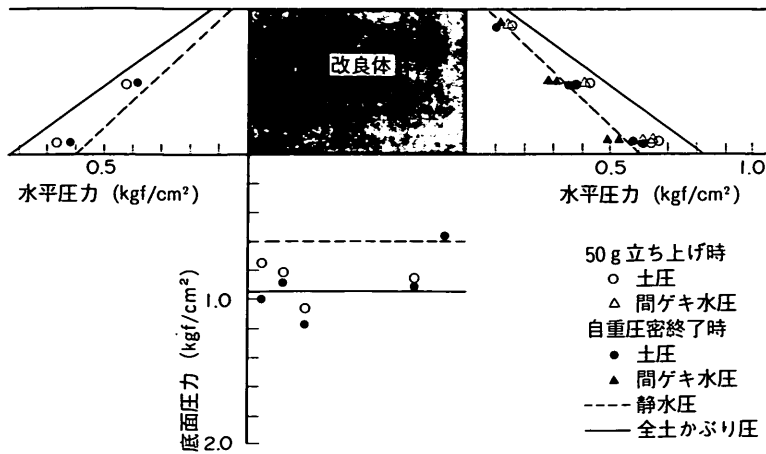


図-3.34 圧力分布 (50g 到達時, 圧密終了時)

蔵した圧力計の信頼性が高いことを表している。

自重圧密の進行にともない主動側と受働側に作用している過剰間隙水圧は消散し、土圧計による計測値は静止土圧と静水圧の合力に、間隙水圧計による計測値は静水圧にそれぞれ移行する。実験でも間隙水圧計の値は減少し静水圧 (図中破線) に近づく傾向が見られる。また、土圧計の値も減少する傾向が見られるが、圧密終了時の値は間隙水圧の計算値よりも多少大きい。自重圧密前後での土圧の変化量より静止土圧係数の値を逆算すると約 0.4 程度であり、要素試験結果 (0.494)⁷⁾ に比べてやや小さい値であった。改良体底面での反力を見ると、改良体前趾部付近での圧力は圧密中やや増加する傾向が見られ、粘土地盤の圧密沈下によるネガティブフリクションが改良体側面に作用した可能性が考えられる。しかし、その増加量は小さく全体的な圧密挙動には大きな影響を与えていないと思われる。

b) 地盤表面沈下

自重圧密過程での粘土地盤表面での沈下及びケーソンの水平変位と時間との関係を図-3.35 に示した。図中、横軸は 50g 到達時点からの時間を示している。粘土地表面の沈下は時間の経過とともに増加し、圧密曲線特有のカーブを描いている。圧密の終了は要素試験での圧密終了時の決定法¹⁵⁾ を参考に、沈下曲線の最急勾配の 2 倍の直線と時間～沈下曲線との交点での時間とした。圧密の終了までに約 650 分要していることが分かる。標準圧密試験で得られた圧密係数を基に圧密終了までの時間を計算すると 50~100 分程度であり、模型実験での値はそれより大きな結果となった。この原因については特定するに至っていないが、標準圧密試験では供試体厚さに比べて圧密圧力が高いため供試体内での動水勾配が高いの

に対して、模型地盤では動水勾配が小さく、そのため透水係数が大きく異なったためと考えられる。

図中●印は模型ケーソンの水平変位を示している。本実験ではケーソンの鉛直変位を測定していないが、ケーソンは圧密過程中ほとんど水平に変位しておらず、ケーソンならびに改良体の全体的な安定が保たれていたことが分る。

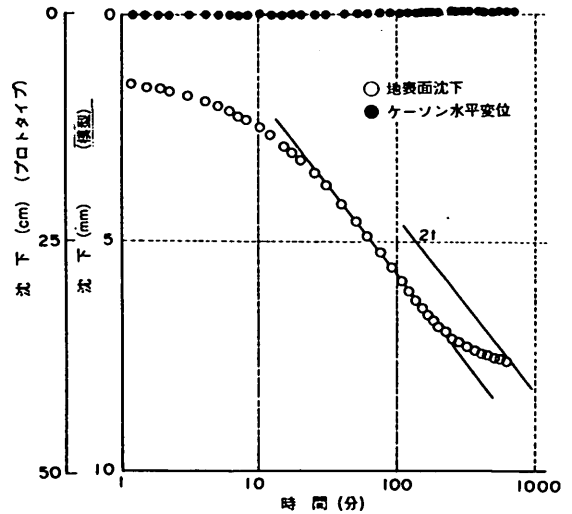


図-3.35 地表面沈下～時間関係

(2) 浮き型の場合

浮き型の実験では遠心力場での粘土地盤の自重圧密の終了後、一旦遠心模型実験装置を停止し改良体上面に模型ケーソンを据え付けた。その後所定の遠心加速度まで再度加速した。以下に No. B-8 の実験ケースでのデータ

を用いて検討を加える（なお、本実験ケースは75gの遠心加速度の下で実験を行ったものである¹³⁾）。

a) 改良体に作用する圧力

75gの遠心加速度到達時及び自重圧密終了時に改良体に作用している土圧、間隙水圧の分布を水位計位置を基準水位として図-3.36に示した。75g到達時に改良体側面に作用する圧力について見ると、土圧（全応力）、間隙水圧ともほぼ同じ大きさで深さ方向に増加する傾向を示している。このことから着底型と同様に粘土地盤内には全土かぶり圧に相当する間隙水圧が発生していることが分かる。また、改良体底面での圧力は計測点が少ないため詳細な分布形状を求めることはできないが、計測値は改良体の重量に相当する値にほぼ一致しており、ここでも全土かぶり圧に相当する圧力が発生していることが確認された。

自重圧密終了時には間隙水圧は図示した静水圧の計算値にまで減少しており、圧密が順調に進行したことを表している。土圧計による計測値は静水圧の計算値より少し大きな圧力を示している。ここでも土圧計の計測値より静止土圧係数を推定すると0.35~0.4程度で要素試験結果(0.494)⁷⁾より小さめの値であった。

改良体底面での反力について見ると、粘土地盤の圧密が進行しても各計測値はほぼ一定の値を保っており、着底型で見られたような改良体周辺粘土地盤の圧密沈下による改良体側面でのネガティブフリクションの発生は認められなかった。図-3.37の時間~沈下関係において明らかなように、浮き型の場合には遠心力場での自重圧密中の改良体の沈下が粘土地盤の全沈下量の約77%程度も占めており、粘土層上部での粘土地盤と改良体との相対

的な変位は約4.6mmと着底型の場合の約8mmよりもかなり小さくなっているためと考えられる。いずれにしても、自重圧密終了時の圧力も計算値と比較的良好一致を示しており、遠心力場での自重圧密が順調に進行したことが確認される。

b) 地盤表面及び改良体の沈下

図-3.37には75gの遠心力場での自重圧密中の粘土地表面及び改良体の沈下を示した。圧密の進行にともない改良体下部の粘土地盤も大きく圧密沈下するため、改良体も沈下する傾向を示している。自重圧密終了時には改良体は約16mm、粘土地盤は約20mmの沈下を示している。

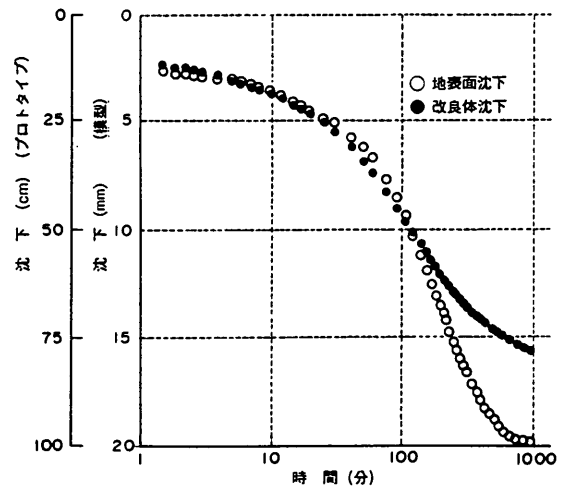


図-3.37 時間~沈下関係

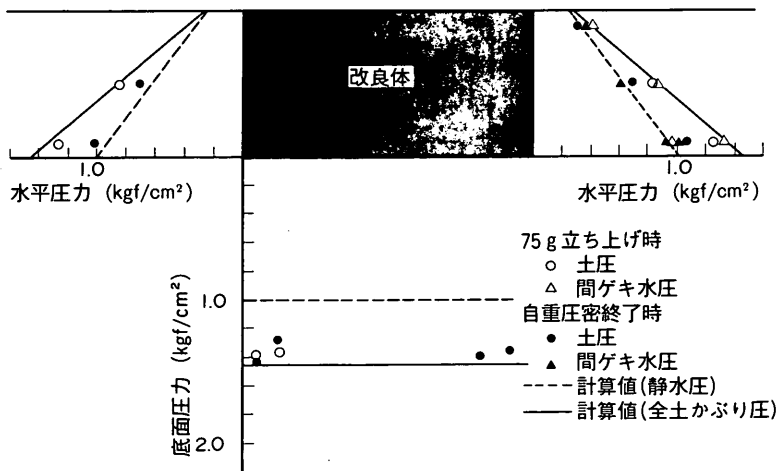


図-3.36 圧力分布 (75g 到達時, 圧密終了時)

(3) 浮き型改良地盤のケーソン据え付けによる圧力変化

遠心力場での自重圧密終了後、遠心模型実験装置を一旦停止し模型ケーソンの据え付けを行った。ケーソンの据え付け後、直ちに遠心装置を運転し再度75gの遠心加速度まで加速した。図-3.38に自重圧密終了時、ケーソン据え付け後の75g到達時及びそれより約30分経過後（載荷直前）の3つの時点で、改良体に作用している圧力分布を示した。

改良体側面に作用する圧力に注目すると、ケーソン据え付け直後には改良体側面の土圧計、間隙水圧計には多少の増加が見られる。さらに両者の圧力増分がほぼ同程度であるため、改良体側面の粘土地盤中に過剰間隙水圧のみが発生し有効応力は増加していないことが分かる。一方、改良体底面での圧力はケーソンの据え付け直後には多少の圧力増加が見られるものの、さほど大きなものではない。このことから、ケーソン据え付け直後にはケーソン重量は改良体底面にすべて伝達されるのではなく、その一部を改良体側面での摩擦力で支持していると思われる。しかし、時間の経過とともに粘土地盤中に発生していた過剰間隙水圧は消散し、改良体側面に作用する土圧・間隙水圧もケーソン据え付け前の値にまで減少する傾向が見られる。一方、改良体底面では逆に時間の経過とともに圧力が増加する傾向が見られた。載荷直前の改良体底面の圧力はケーソン据え付け前の値と比べてほぼ底面一様に増加しており、その増分の合計はケーソン重量にほぼ一致していた。このように、時間の経過とともに改良体側面で支持していたケーソン荷重は徐々に改良体底面に伝達され、最終的には改良体底面の粘土地盤で支持されるに至ることが確認された。

(4) まとめ

ここまで、着底型、浮き型について遠心加速度増加過程、自重圧密過程及びケーソン据え付け過程で改良体に作用する土圧、間隙水圧分布ならびにその経時的变化を検討してきた。その結果、遠心加速度増加過程で改良体に作用する圧力は全土かぶり圧に相当する過剰間隙水圧であり、その大きさは加速度に比例して増加することが分った。自重圧密過程では間隙水圧は消散し圧密が進行することが確かめられた。さらに、着底型においては周辺粘土地盤の圧密沈下によってネガティブフリクションが改良体側面に作用するため改良体底面圧力は増加する傾向が見られたが、浮き型においてはネガティブフリクションの影響が小さく底面圧力はほぼ一定であることが分った。さらに、着底型、浮き型を問わずケーソン、マウンド及び改良体の重量は最終的にはほとんど改良体底面で支持されることも分った。また、改良体に内蔵された圧力計（土圧計、間隙水圧計）は各段階でほぼ妥当な値を示していることも確認された。

参考文献

- 1) Schofield, A.N.: Cambridge Geotechnical Centrifuge Operation, Geotechnique, Vol.30, No.3, 1981, pp.227-268
- 2) 寺師昌明: 遠心力載荷実験手法とその適用例-深層混合処理改良地盤の挙動-, 昭和60年度港湾技術研究所講演会講演集, 1985年, pp.119-184
- 3) Kimura, T., Nakase, A., Kusakabe, O., Saitoh, K. and Ohta, A.: Geotechnical centrifuge model tests at the Tokyo Institute of Technology, 東

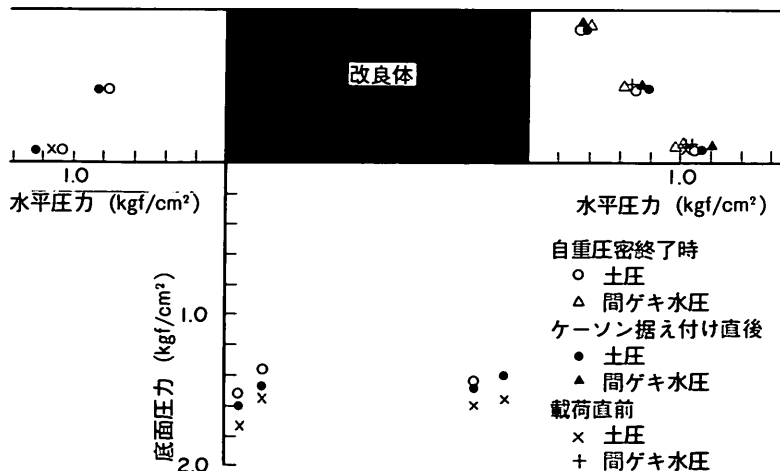


図-3.38 圧力分布

京工業大学土木工学科研究報告, No.30, 1982

- 4) Mikasa, M. : Two Decades of Centrifugal Testing in Osaka City University, Proc. International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, 1984, pp.43-49.
- 5) 三宅達夫 : 改良地盤の変形挙動に関する遠心力場における基礎的研究, 広島大学学位請求論文, 1988年, 181p.
- 6) Terashi, M. et al. : Development of Quantitative Photo-Instrumentation System by means of 70mm Data Camera & Analyzer, Technical Symposium, SPIE's, 1983
- 7) 北誥昌樹, 遠藤敏雄, 寺師昌明 : 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, 1988年, pp.185-203
- 8) Atkinson, J.H. and Bransby, P.L. : The Mechanics of Soils - An Introduction to Critical State Soil Mechanics -, McGraw-Hill, 1978, 375p.
- 9) 菊池喜昭, 土田孝, 中島謙二郎 : 三軸試験機による粘性土の静止土圧係数の測定, 港湾技研資料, Vol.577, 1987年, pp.1-27.
- 10) 藤井齊昭 : 遠心力載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1976年
- 11) 土質工学会編, 土質調査法 (第一回改訂版), 1972年, p.225
- 12) Davis, E.H. and Booker, J.R. : The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, Geotechnique Vol.23, No.4, 1973, pp. 551-563
- 13) 寺師昌明, 北誥昌樹, 中村健 : 深層混合処理工法による改良体に作用する外力, 港湾技術研究所報告第27巻第2号, 1988年, pp.147-184
- 14) 山口柏樹 : 土質力学, 1971年, 技報堂
- 15) 土質工学会編 : 土質試験法 (第2回改訂版), 1979年, 516p.

記号表

A_r	: 間隙水圧係数 (破壊時)
C_c	: 圧密試験での処女曲線の勾配
C_v	: 圧密係数
C_u	: 非排水せん断強度
C_u/p	: 強度増加率
D_{10}	: 有効径
D_{60}/D_{10}	: 均等係数
e	: 間隙比
e_{max}	: 最大間隙比
e_{min}	: 最小間隙比
E_{50}/C_u	: 変形係数比
G_s	: 比重
K_0	: 静止土圧係数
M	: <i>Critical State Line</i> の傾き
m_v	: 体積圧縮係数
p	: 圧密圧力
q_c	: コーン貫入支持力
w	: 含水比
ϕ'	: 内部摩擦角

第4章 水平荷重を受ける改良地盤の 外部安定性の検討

4.1 はじめに

ここでは、現地の応力条件を再現するための遠心模型実験結果について述べた。実験は50gの遠心加速度場で模型改良地盤を作成した後、上部構造物に水平に荷重を作用させ、水平荷重～水平変位関係、改良体に作用する圧力挙動ならびに改良地盤の変位挙動について考察を加えた。実験では改良幅を2種類に変化させるとともに、改良体が支持砂層に達している場合（着底型）と、改良体が支持層に達しておらずあかも粘土地盤中に浮いている場合（浮き型）についても実験を行い、地盤挙動への影響について取りまとめた。実験値と現行設計法による計算値と比較し、現行設計法の適用性についても考察を行った。

本研究ではブロック式改良地盤を対象として、1)着底条件の影響（着底型と浮き型）、2)改良幅の影響の2つのパラメーターについて合計4ケースの実験を行った。実験条件、改良幅等は表-4.1にまとめて示している。

表-4.1 実験ケース

実験 No.	改良型式	上部構造物	支持条件	改良型 (模型)	遠心加速度	改良幅 (プロトタイプ)
No.B-1	ブロック	防波堤	着底型	10cm	50g	5 m
No.B-2	ブロック	防波堤	着底型	20cm	50g	10 m
No.B-3	ブロック	防波堤	浮き型	10cm	50g	5 m
No.B-4	ブロック	防波堤	浮き型	20cm	50g	10 m
No.B-5	ブロック	護岸	着底型	15cm	50g	7.5m
No.B-6	ブロック	護岸	着底型	15cm	50g	7.5m
No.B-7	ブロック	護岸	浮き型	10cm	75g	7.5m
No.B-8	ブロック	護岸	浮き型	20cm	75g	15 m
No.B-9	ブロック	護岸	浮き型	20cm	75g	15 m

4.2 水平力を受ける着底型改良地盤の挙動

水平荷重は3.3で述べた様に、水平荷重装置を用いた模型ケーソンに一定速度で水平変位を加えることで行った。荷重速度は4.5mm/minと速くして荷重時間を2分程度に収めたため、粘土地盤は非排水状態で荷重されたと考えても良い。なお、前述したように本実験では模型ケーソンの滑動・転倒破壊が生じないように、ケーソンと改良体とをアングルを用いて固定している(図-3.30参照)。そのため、本研究では現実にはケーソンの滑動または転倒破壊が先行し改良体の破壊が生じないような場合についても検討している。

(1) 水平荷重～変位曲線

実験で得られた載荷点での水平荷重と水平変位との関係を図-4.1に示した。図中、縦軸の水平荷重はロードセルの測定値を奥行(10cm)で除して単位奥行長さあたりの値として表している。改良幅(B)が10cmと小さいケース No.B-1は載荷初期には水平荷重が急激に増加するが、水平荷重が2.5kgf/cm程度より荷重の増加割合が小さくなり、約4.0kgf/cmではほぼ一定になる傾向が見られる。一方、改良幅(B)が20cmのケース No.B-2では、約10.0kgf/cm程度まではほぼ一定の割合で水平荷重が増加し、一旦ピークが見られた後、再度水平荷重が増加する傾向が見られた。

極限水平荷重をピーク荷重が見られる No.B-2についてはその荷重を、ピークが見られない No.B-1については載荷後半の荷重が一定となる時点での荷重と定義した。このようにして求められた極限水平荷重はそれぞれ3.92 kgf/cm (No.B-1)、9.60kgf/cm (No.B-2)で、改良体の幅が2倍になると破壊荷重が約2.5倍程度も大きくなる傾向が見られた。

現行設計法¹⁾による転倒破壊、滑動破壊ならびに支持力破壊に対する水平荷重はそれぞれ3.24kgf/cm、5.60 kgf/cm、1.58kgf/cm(改良幅10cm)、8.17kgf/cm、7.38 kgf/cm、5.40kgf/cm(改良幅20cm)で、最小の水平荷重はいずれも支持力破壊に対するものであった。改良幅が10cmの場合には実験値は現行設計法による値より2.4倍も大きい。また改良幅が20cmの場合にも実験値

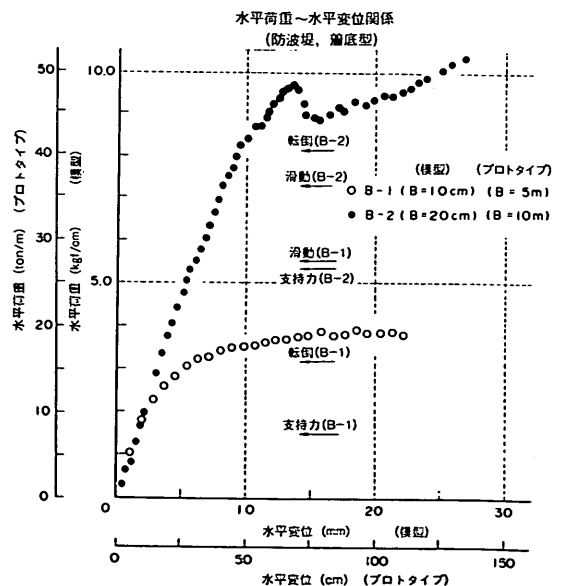


図-4.1 水平荷重～変位関係

は支持力破壊の値より1.8倍も大きかった。支持力の大きさは改良体下部の砂層の内部摩擦角の設定値にもよるが、現行設計値は実験値を過小に評価している可能性が高いことが分かった。同様の傾向は他の実験でも見られている²⁾。

(2) 改良体主動側に作用する圧力の変化

改良体に作用する圧力については実験ケース No.B-1 (改良幅10cm) を中心に説明を加える。

改良体の主動側に設置した土圧計及び間隙水圧計による計測値の載荷直前からの変化量と載荷点での水平変位との関係を図-4.2に示した。図より改良体上部に作用する土圧 (図中□印) 及び間隙水圧 (■印) は載荷中ほとんど変化していないことが分かる。一方、改良体中央以深の圧力 (△▲○●印) は増加する傾向が見られる。特に改良体深部での圧力の増加が比較的大きいのは改良体が前趾を中心に回転変位し改良体主動側でキックバックを受けたためと考えられる。また、いずれの深さでも間隙水圧の方 (PWP) が土圧 (EP) より多少増加傾向が大きく、載荷にともなう圧力の増加はほとんどが間隙水圧であり、非排水状態が保たれていたことが確認できる。なお、図示はしていないが、改良幅が20cmの場合についても同様の傾向が見られている。

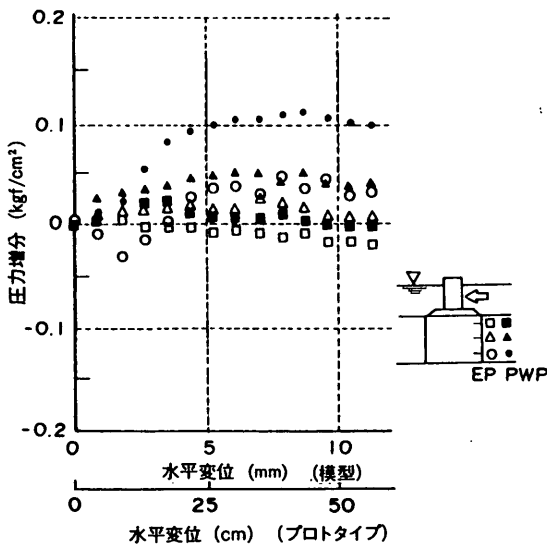


図-4.2 圧力増分～水平変位 (主動側)

主動・受働状態に達するまでに要する壁の変位については、研究者によって2% (主動側)³⁾、4%～8% (受働側)^{3),4)}のような値が示されている。実験でも2%～4%程度であり、これらの値とほぼ一致していることが分かった。

(3) 改良体受働側に作用する圧力の変化

図-4.3には、改良体の受働側に作用する圧力の載荷直前からの変化量と載荷点の水平変位との関係を示した。改良体上部の土圧計及び間隙水圧計の計測値 (図中□■印) は載荷のごく初期に大きな増加を示すものの、その後の増加割合は小さい。一方、改良体中央部から深部にかけての圧力 (△▲○●印) は載荷のごく初期に大きな圧力増加を示すとともに、その後も比較的大きな圧力増加を示している。Ichihara et al.⁴⁾は上端回りの擁壁に作用する粘土地盤の受働土圧に関する模型実験を行っている。そのなかで、彼等は擁壁前面の粘土地盤内に土圧計を埋設し、載荷にともなう圧力の変化を計測しているが、そこでも本実験で見られたような圧力増加傾向が観測されている。改良体の地表面付近での値を見ると土圧の方が間隙水圧よりも多少大きな増加を示しているが、改良体中央部から深部にかけては逆に間隙水圧の方が大きな値を示している。このように受働側でも圧力の増加のほとんどが間隙水圧であった。

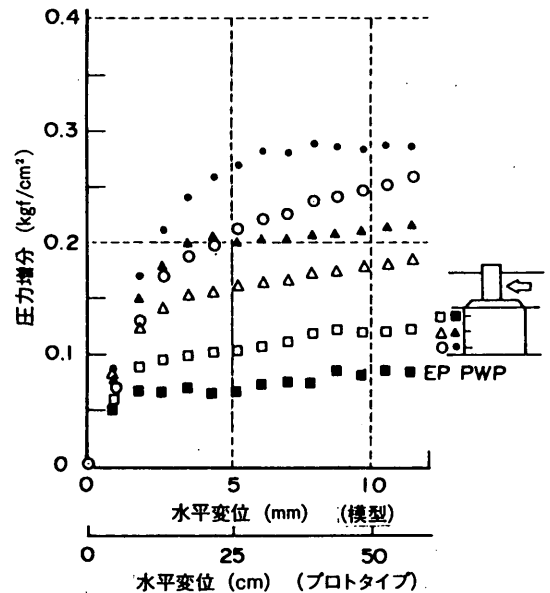


図-4.3 圧力増分～変位 (受働側)

(4) 改良体に作用する圧力分布

図-4.4(a)には、実験 No.B-1について極限水平荷重時に改良体に作用している圧力分布を示した。図では静水圧分を差し引いて示している。また、図には現行設計法¹⁾の値もあわせて示している。主動側について見ると、実験値は深度方向にほぼ一様に増加する圧力分布を示して

いる。現行の設計値であるランキン土圧と比較すると実験値は多少大きな値を示しているが、これは改良体のキックバックによる影響が大きく現れたためと考えられる。受働側の圧力は深度方向に増加するが、ランキン土圧と比較すると、改良体上部の圧力はほぼランキン土圧にまで達しているが、改良体下部ではランキン土圧の約70%程度までしか発生していないことが分かる。

同図には改良体底面での反力分布もあわせて示しているが、反力分布は荷重の進行にともなって台形分布から三角形分布へと変化し⁵⁾、極限水平荷重時には改良体中の半分以上で0となっており非常に切り立った反力分布

になっていることが分かる。このように底面反力が三角形分布を示すのは改良体の回転モードの変位が卓越する傾向と一致するものである。実験で得られた極限水平荷重が3.92kgf/cmと現行設計での転倒破壊に対する値(3.24kgf/cm)よりも大きく、現行設計上は改良体は既に転倒していることになる。そのため、現行設計法による改良体底面の反力分布を描くことはできず、実験値と異なる結果を示している。

改良幅が20cmであるNo.B-2についても、改良体に作用する圧力分布を図-4.4(b)に示した。主働側では実験値は深度方向にほぼ一様に増加する圧力分布を示して

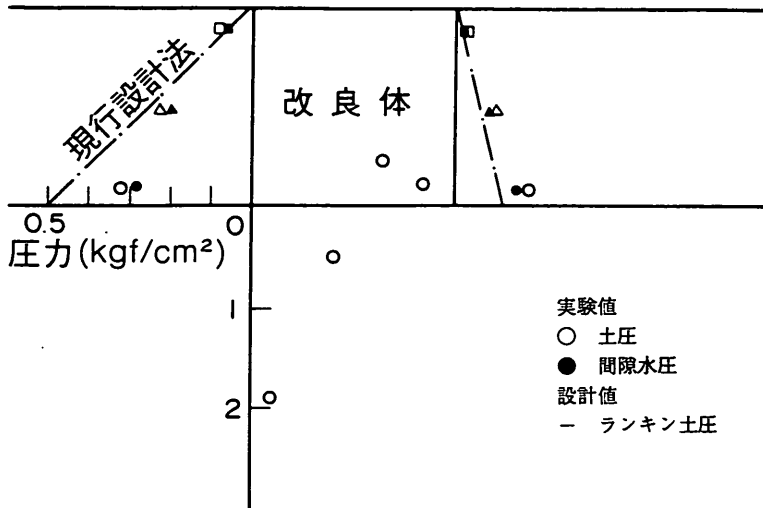


図-4.4(a) 底面反力分布 (No.B-1)

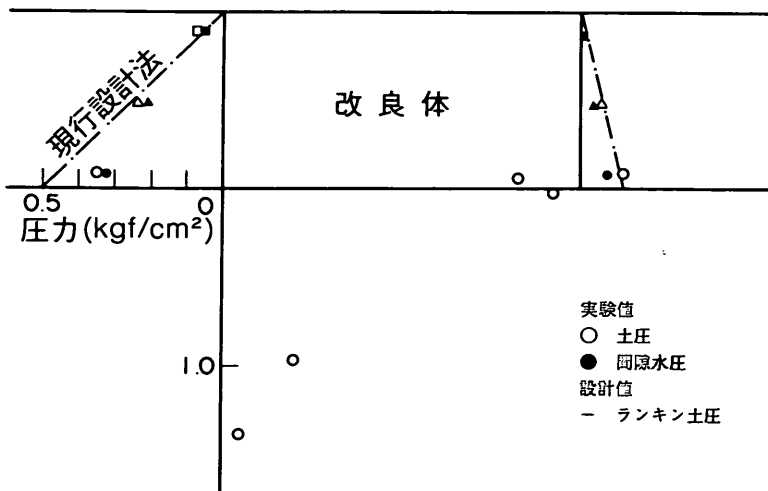


図-4.4(b) 底面反力分布 (No.B-2)

おり、その大きさはランキン土圧と良い一致を示している。受働側では実験値は深度方向に増加する分布を示しているが、ここでも深部での圧力増加は比較的小さく、ランキン土圧よりも小さいことが分かる。一方、改良体底面の反力は前趾部に集中し、ほぼ三角形分布を示していることが分かる。

改良幅が小さい No.B-1 (図-4.4(a)) と比較すると、受働側の分布は深部での圧力増分が多少大きくなる傾向が見られている。実験 No.B-1 と比較すると、改良幅が大きくなると前趾部の地盤反力が小さくなる傾向が見られる。

(5) 地盤の変形

図-4.5には載荷直前から載荷終了までの地盤内の変位ベクトルを示した。改良幅が10cm (No.B-1) について見ると (図-4.5(a))、主働側の地盤は粘土層上部が左下方向に変位する傾向が見られた。受働側では改良体深部から地表面にかけて変形する傾向が見られる。改良体近傍の変位を見ると、改良体上部の変位は改良体下部の変位よりもより大きな変位が生じていることが分かる。また、改良体にはほとんど沈下する傾向は見られていない。図では、載荷終了時の改良体位置を破線で図示した

が、改良体は改良体前趾を中心とした回転モード変位が生じていることが分かる。このような傾向は改良体に作用する圧力分布 (図-4.4(a)) と一致する傾向である。

改良幅が20cm (No.B-2, 図-4.5(b)) の場合には、主働側の粘土地盤の変位は改良体近傍に大きな変位が生じており、大きな変位の生じている領域は No.B-1 よりも多少大きいことが分かる。受働側の粘土地盤にも改良体下部から上部にかけて大きな変位が生じていることが見られる。載荷終了後の改良体位置 (図中破線) を見ると、この場合にも改良体は回転モードの変位が卓越して生じていることが分かる。

4.3 水平力を受ける浮き型改良地盤の挙動

(1) 水平荷重～変位曲線

実験で得られた水平荷重と載荷点での水平変位との関係を図-4.6に示した。ここでも、図中の水平荷重は単位奥行きあたりの荷重で表している。浮き型の場合にはいずれの改良幅でも載荷初期に急激な荷重の増加を示した後、直ちに明瞭な折れ曲りが生じる傾向が見られる。水平荷重の折れ曲り以降はいずれのケースもほぼ一定の水平荷重を示している。

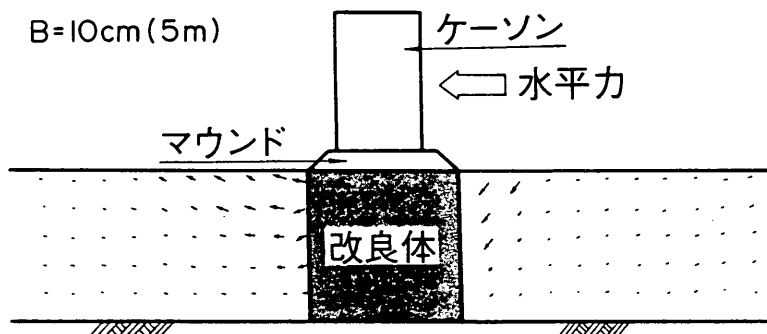


図-4.5(a) 地盤の変形挙動

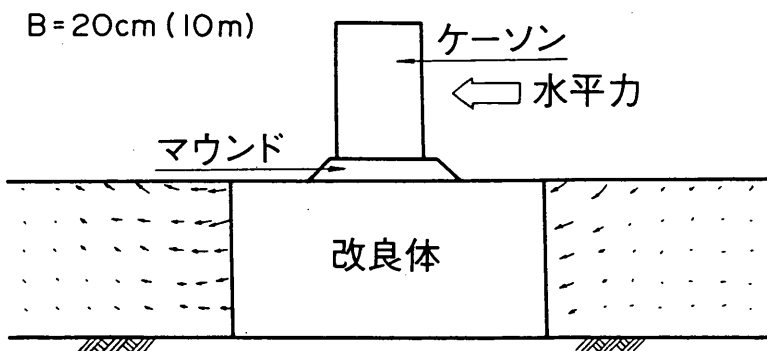


図-4.5(b) 地盤の変形挙動

水平荷重～変位曲線での折れ曲がり点を破壊と定義して各ケースでの破壊荷重を求めると0.99kgf/cm (No.B-3), 2.18kgf/cm (No.B-4)であり, 改良幅が2倍になると破壊荷重は2.2倍程度増加し着底型とほぼ同程度の増加率であった。現行設計法¹⁾による破壊荷重を計算すると, 改良幅が10cmの場合 (No.B-3)には3.24kgf/cm (転倒破壊), 2.30kgf/cm (滑動破壊), 1.66kgf/cm (支持力破壊), 一方, 改良幅が20cmの場合 (No.B-4)には8.17kgf/cm (転倒破壊), 3.06kgf/cm (滑動破壊), 4.84kgf/cm (支持力破壊)であった。No.B-3の場合には支持力破壊が, No.B-4では滑動破壊が最小の破壊荷重を与えることが分かる。実験値と計算値とを比較すると, 実験値はNo.B-3では40%程度小さく, No.B-4でも30%程度小さい。着底型の場合には現行設計法による計算値は実験値を過小評価する傾向が見られたが, 浮き型の場合には逆に現行設計法¹⁾による計算値は実験値を過大に評価する傾向が見られた。

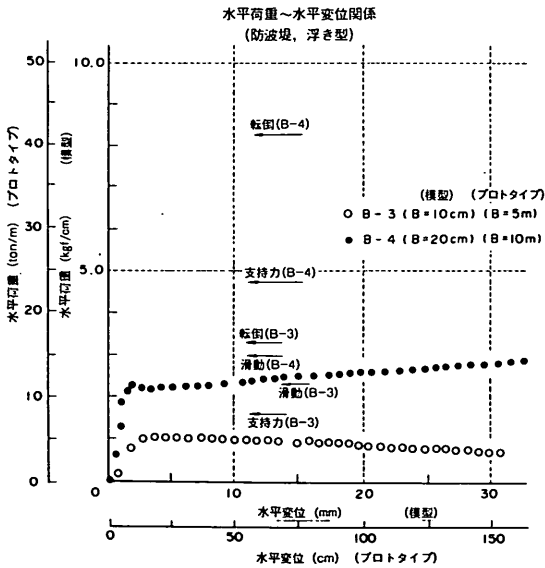


図-4.6 水平荷重～変位関係

(2) 改良体に作用する圧力分布

極限水平荷重時に改良体に作用する圧力分布を図-4.7に示した。改良幅が小さいNo.B-3 (図-4.7(a))の主働側の圧力を見ると実験値は深度方向にほぼ一様増加する傾向が見られる。図には現行設計法で用いるランキン土圧の計算値もあわせて示しているが, 実験値は全般的にランキン土圧と良い一致を示していることが分かる。受働側の圧力を見ると実験値は深度方向に増加する傾向は見られるが, ランキン土圧の40%程度であること

が分かる。圧力の増加が小さかったのは, 水平変位が約3mm程度の荷重のごく初期に水平荷重が極限值に達するためと考えられる。図には改良体底面での反力分布もあわせて示しているが, 改良体前趾部で大きく後趾部で小さい台形分布が見られ, 着底型で見られたような反力分布が三角形分布になる様な傾向が見られなかった。現行設計法での地盤反力と比較すると, 実験値は前趾部の圧力が小さいものの, 両者は比較的良好一致を示していることが分かる。

改良体幅が大きいNo.B-4 (図-4.7(b))では, 主働側の圧力は多少小さいが, 全般的にはランキン土圧と比較的良好一致を示している。受働側の圧力は深度方向にほぼ一様に増加する傾向が見られ, その大きさはNo.B-3とくらべて多少大きい。しかし, ランキン土圧と比較すると実験値は計算値の約60%程度であることが分かる。改良体底面での反力分布を見ると, 前趾部での圧力は後趾部と比較して多少大きい, 改良幅が小さい場合ほど顕著ではなく, 全般には平坦な分布を示していることが分かる。図には現行設計法による反力分布もあわせて示しているが, 現行設計値は実験値よりも多少急な分布形であるが, 全般的には比較的良好一致を示している。

(3) 地盤の変形

図-4.8には荷重直前から荷重終了時までの地盤内の変位ベクトルを示した。No.B-3では (図-4.8(a)), 主働側の大きな変位は改良体中央より浅い範囲に局部的に生じており, それ以外では変位はほとんど見られていない。受働側の変位は改良体上部では大きな変位が見られるが改良体近傍の変位ベクトルは多少下向きの方向を示している。一方, 改良体底部の地盤には大きな変位ベクトルが見られ, その方向は左から右方向へ大きく変位しており, 改良体内部に中心を持つ回転 (転倒) 変位が卓越して生じていることが分かる。この様な変位状況は改良体下部の局部的な支持力破壊が先行して生じたことを示しており, このため極限荷重が小さかったと考えられる。

改良幅の大きい場合には (図-4.8(b)), 主働側の変位は浅い部分での変位が大きい, 改良体深部でも多少の変位が生じていることが見られる。また受働側の変位も改良体の浅い部分から深い部分までわたって大きな変位が生じていることが分かる。改良体底部には前趾部の地盤中に大きな変位が生じており, 改良体中央から後趾部にかけての変位は非常に小さいことが確認される。現行設計法⁵⁾では滑動破壊が卓越して生じる結果を与えているが, 変位ベクトルでは改良体前趾部での支持力破壊が先行して生じたことが分かる。このように浮き型の場合

には改良体下部での局所的な支持力破壊が生じ、その結果極限荷重も小さかったと考えられる。

4.4 まとめ

着底型の場合には、改良幅が10cm、20cmのいずれのケースでも改良体は水平荷重を受けて前趾部でつま先立様な変位挙動が見られた。改良体側面に作用する圧力は改良体の変位に影響を受けることが分かった。改良体底面での反力は荷重にもなって改良体前趾部に集中し極限時には非常に切り立った三角形の分布形状を示すことが分った。現行設計法は、実験値と比較して主動側では圧力を過小に、受働側では圧力を過大評価をしている

にもかかわらず地盤反力はより急な分布形状を与え、実験値と大きく異なるものであった。さらに、現行設計法による極限水平荷重は実験値を2倍近くも過小に評価していることも分かった。

浮き型の場合には、改良体下部の粘土地盤の局所的な支持力破壊が改良体の滑動破壊及び転倒破壊に先行して生じる挙動が観測された。浮き型の場合も改良体に作用する圧力は改良体の変位の影響を受けることが分かった。現行設計法による極限水平荷重は実験値よりも小さかった。これは、現行設計法では局所的な支持力破壊を考慮していないためと考えられる。改良体の主動側の圧力はほぼランキン土圧と一致しているが、受働側に作用する

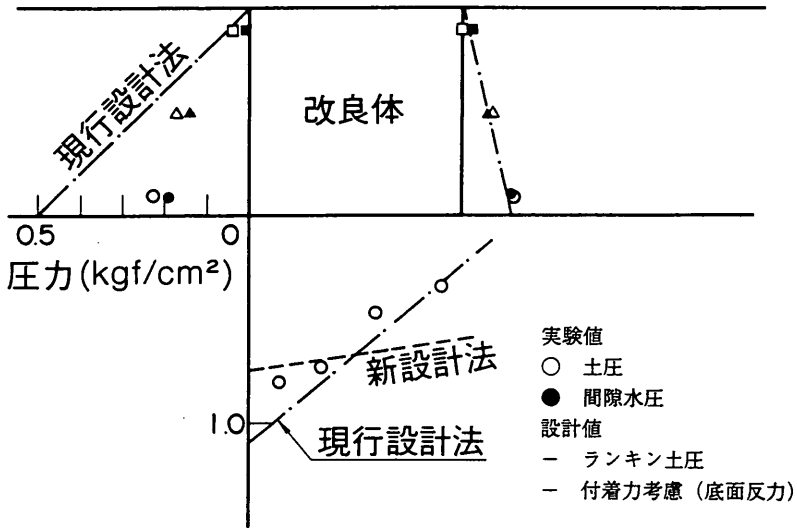


図-4.7(a) 底面反力分布 (No.B-3)

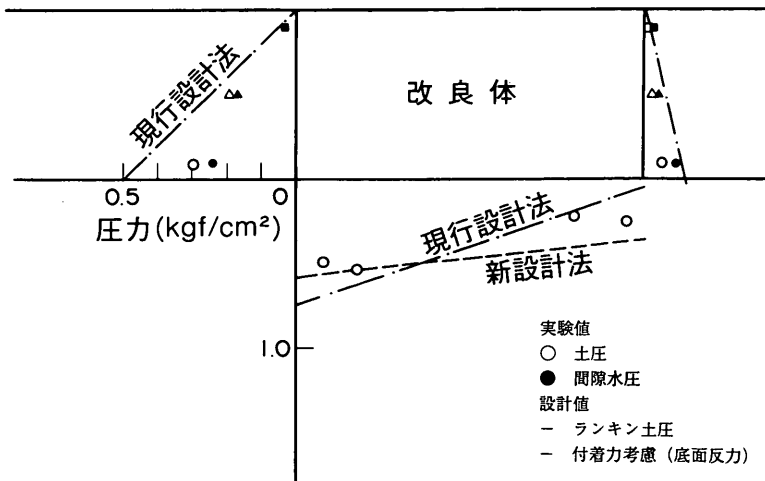


図-4.7(b) 底面反力分布 (No.B-4)

圧力はランキン土圧よりも小さく、現行設計法では過大に評価していることが明らかになった。

参考文献

- 1) 財団法人港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版），上巻，1989年，pp.445-453
- 2) 鈴木吉夫，馬場崎亮一，鈴木善雄，藤井斉昭：深層混合処理法による着底型壁状改良地盤の安定性に関する遠心力模型実験装置を用いた研究—滑動破壊および抜け出し破壊—，土木学会第42回年次学術講演会，1987年，pp.802-803

- 3) B.M.Das：Principles of Geotechnical Engineering, PWS Publishers, 1985, p.302
- 4) M.Ichihara, S.Umebayashi and H.Matsuzawa：Passive Earth Pressure and Deformation of Overconsolidated Soft Clay, "Geotechnical Aspects of Soft Clays", Proc. of The International Symposium on Soft Clay, 1977, pp.647-662
- 5) 寺師昌明，北詰昌樹，中村健：深層混合処理法による改良体に作用する外力，港湾技術研究所報告第27巻第2号，1988年，pp.147-184

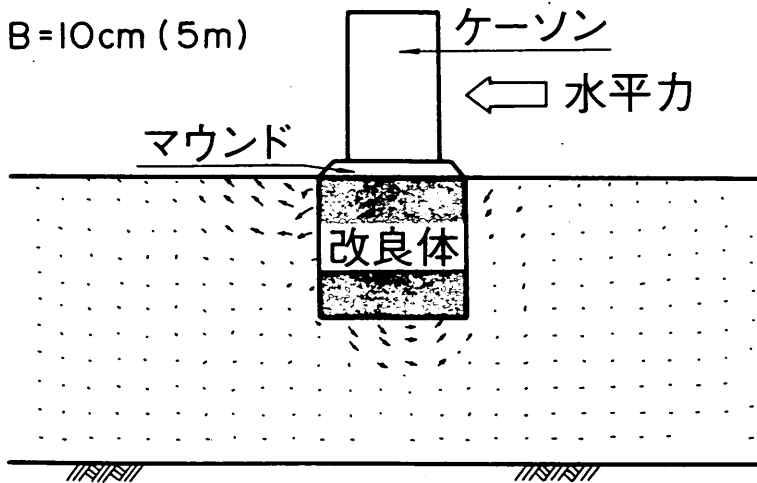


図-4.8(a) 地盤の変形挙動 (No.B-3)

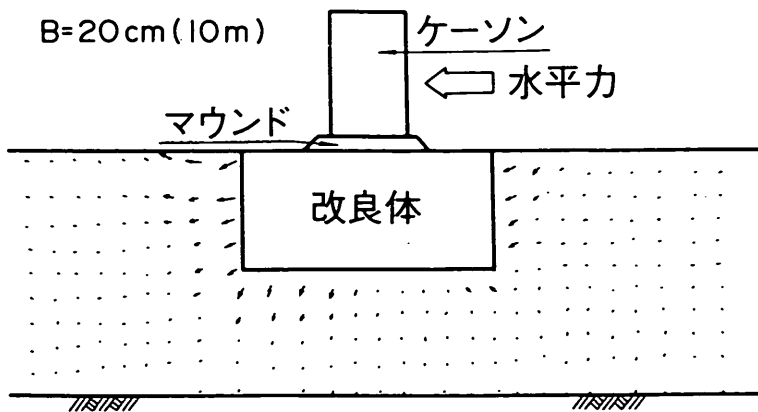


図-4.8(b) 地盤の変形挙動 (No.B-4)

第5章 新設計法の提案

5.1 はじめに

遠心模型実験では比較的小型の模型地盤によっても、これに大きな加速度を付与することで現実レベルの挙動を再現することができる。しかし、いかに小型模型地盤といえども、本研究で対象とした様な複雑な模型実験を行なうには模型地盤の作成から実験まで約1ヶ月を要するため、数多くのパラメーターを網羅した実験的研究は不可能である。そこで、実験を補間し、改良幅の影響をより詳細に検討するため有限要素法解析を行った。

ここでは、改良体の幅と着底条件を変化させて行った有限要素法解析の結果を示すとともに、改良体側面の付着力を考慮した新しい設計法を提案し、実験値、解析値ならびに現行の設計法と比較検討し、新しい設計法の適用性を考察した。

5.2 有限要素法解析での模型地盤のモデル化

擁壁に作用する土圧に関する有限要素法解析は、これまで数多く行われている^{1),2),3)}。本研究で用いた解析プログラムは小林⁴⁾が作成したものである。本プログラムでは、地盤特性をモール・クーロンモデル、Cam Clayモデル、関口・太田モデルなどを使用することが可能である。ここでは、粘土地盤及び砂地盤にはモール・クーロン型の弾塑性モデルを、ケーソン、マウンド及び改良体には弾性モデルを適用した。また、解析では8節点のアイソパラメトリック要素を用いた。この種の要素は比較的少ない要素数によっても高い精度を得ることが出来るという利点をもっている⁴⁾。

(1) 粘土地盤

カオリン粘土地盤については3.2でその物理的・力学的特性を述べた。さらに、遠心力場で自重圧密された地盤の強度分布は、第3章での考察より式(3.4)で表すことができることを示した。そこで、有限要素解析においても深さ方向に強度の増加する地盤を再現した(図-5.1)。しかしながら、ヤング率に関しては解析プログラムの制約から要素内で変化させることが出来なかつたので一定の値を入力した。設定したヤング率は、各要素の中心深さでの非排水せん断強度の100倍の値とした。この値は要素試験結果より求められる E_{50}/C_u の値に近く(図-3.19参照)、さらに一般に用いられている E_{50}/C_u の値とも比較的一致する値である。

(2) 砂地盤

砂地盤の内部摩擦角は本研究では直接には求められていないので 30° を基本とした。さらに、ヤング率に関し

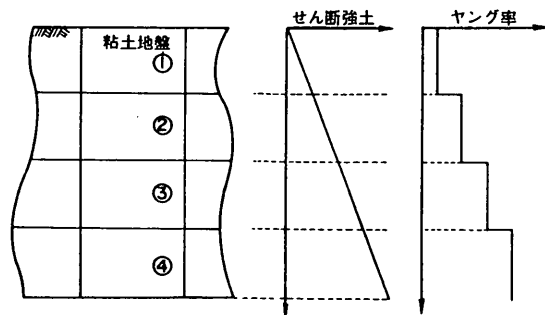


図-5.1 粘土地盤のモデル化

ては3.5での考察を基に $50\text{kgf}/\text{cm}^2$ を基本とした。なお、解析では模型実験での地盤条件を再現したケースについての計算を行う前に、まず砂地盤の内部摩擦角及びヤング率の感度分析を着底型を対象として行い、各パラメーターの設定の妥当性を検証した(付録-1, -2)。その結果、砂地盤の内部摩擦角を 5° 変化させても水平荷重の大きさは5%程度しか変化しないこと、ヤング率を2倍程度に変化させると同一水平変位時の荷重は20~30%変化するが、最終的にはほぼ同じ極限水平荷重が得られていることが確認されている。

5.3 水平力を受ける着底型改良地盤の挙動の解析

(1) 解析のメッシュおよび土質条件

解析を行った地盤のメッシュ図及び各地層の土質条件を図-5.2に示した。図中①~⑤は砂地盤を、⑥~⑩は粘土地盤を表しており、いずれもモール・クーロンの弾塑性体でモデル化している。⑪~⑬はそれぞれ改良体、マウンド、ケーソンであるが、これらはいずれも弾性体でモデル化している。各土層の地盤条件を表-5.1にまとめて示した。なお、解析では実験条件とあわせるように非排水条件で解析した。

(2) 水平荷重~変位関係

改良深さを10cmと一定とし、改良幅を5cm~40cmまで変化させた改良体について水平荷重時の挙動を解析した。解析で得られた載荷点での水平荷重と水平変位との関係を図-5.3に示した。改良幅が大きくなると荷重~変位曲線の初期勾配及び極限荷重が増加する傾向が見られる。曲線の傾向を見ると、改良幅が小さい場合には水平荷重は水平変位の増加に従い徐々に増加する傾向が見られる。しかし、改良幅が大きくなると曲線は載荷の初期に急激に立上がり、その後シャープな折れ曲りを生じていることが分かる。

表-5.1 地盤条件

土層 番号	土層の 種類	モデル	内部 摩擦角 ϕ (°)	粘着力		ヤング 率 E' (kgf/cm ²)	ポアソン 比 ν	単位体積 重量 γ (g/cm ³)
				Co (kgf/cm ²)	k (kgf/cm ²)			
①	砂層	弾塑性	30	0	0	50	0.33	0.9
②	砂層	弾塑性	30	0	0	50	0.33	0.9
③	砂層	弾塑性	30	0	0	50	0.33	0.9
④	砂層	弾塑性	30	0	0	50	0.33	0.9
⑤	砂層	弾塑性	30	0	0	50	0.33	0.9
⑥	粘土層	弾塑性	0	0	0.00961	8.16	0.45	0.612
⑦	粘土層	弾塑性	0	0	0.00961	5.76	0.45	0.612
⑧	粘土層	弾塑性	0	0	0.00961	3.84	0.45	0.612
⑨	粘土層	弾塑性	0	0	0.00961	1.97	0.45	0.612
⑩	粘土層	弾塑性	0	0.1	0	1.00	0.45	0.612
⑪	改良体	弾性	---	---	---	100	0.33	0.9
⑫	マウンド	弾性	---	---	---	1000	0.45	1.4
⑬	ケーソン	弾性	---	---	---	1000	0.45	1.4

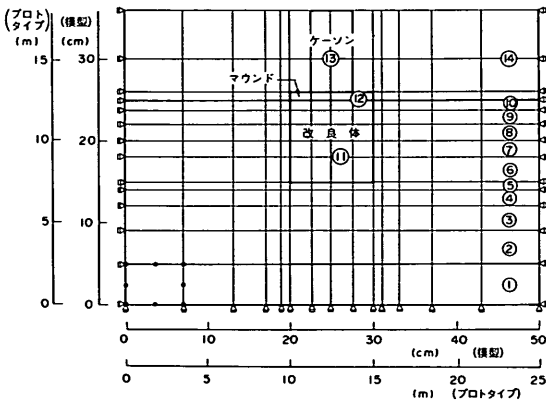


図-5.2 解析メッシュ図

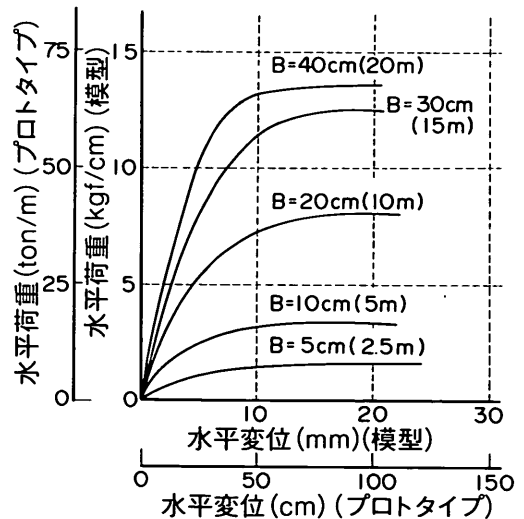


図-5.3 水平荷重～変位関係

図-5.4には解析結果のうち改良幅が10cm, 20cmのケースについて遠心模型実験結果とあわせて示した。実験値と比較すると、改良幅が10cmの場合には解析値は実験値と全般的に良い一致を示していることが分かる。一方、改良幅が20cmと大きい場合には载荷初期には解析値は実験値と良い一致を示しているが、载荷後半になると解析値は実験値より小さく極限荷重も40%程度小さい。このケースでは水平荷重の载荷点での鉛直荷重が作用していた可能性が高く、それを考慮すると解析値は実験値と20%程度の違いと考えられる(付録-2参照)。得られた解析値は実験値より多少小さい極限荷重を示しているが、本実験の様な複雑な地盤条件に対しては良好な結果であると考えられる。

(3) 地盤の変形挙動

解析で得られた改良地盤の変形挙動を図-5.5に示した。図では、载荷点での水平変位が20mmまでの変形を

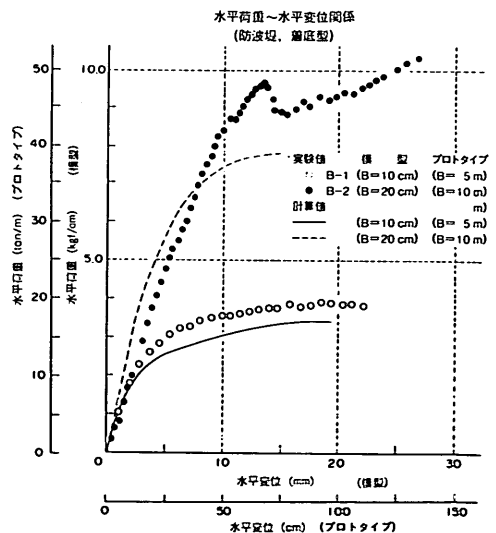


図-5.4 水平荷重～変位関係(実験値との比較)

示している。

改良幅が10cmの場合には、改良体前趾部を中心とした回転モードの変位が生じていることが分かる。さらに、改良体前趾では水平・鉛直方向ともほとんど変位していないことが見られる。改良幅が大きくなり、20cmの場合にも回転モードの変位が卓越して生じている傾向が見

られる。しかし、改良体前趾に注目すると、前趾部では多少水平に変位する傾向が見られる。さらに、改良幅が大きくなると改良体は回転モードの変位よりは水平に大きく変位する傾向が顕著に見られている。このように改良幅が大きくなると、破壊形態が支持力破壊から滑動破壊へと変化していく傾向が見られる。

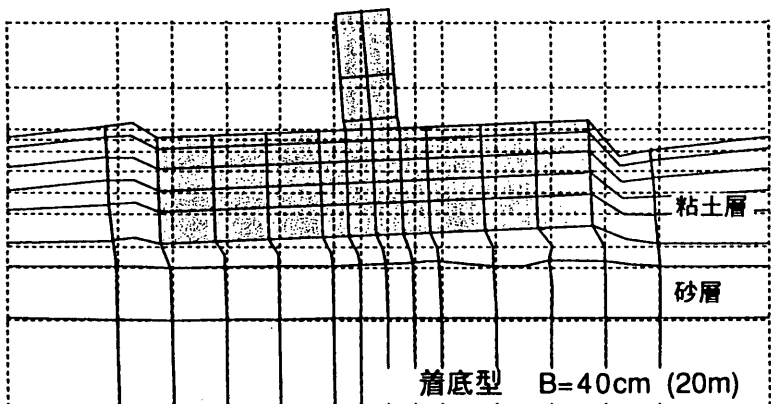
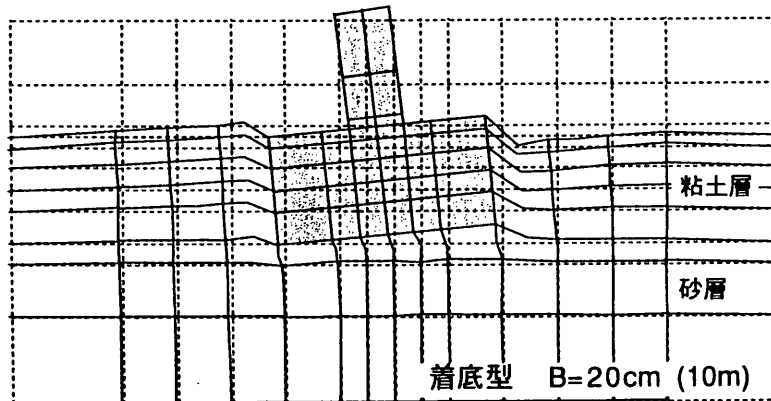
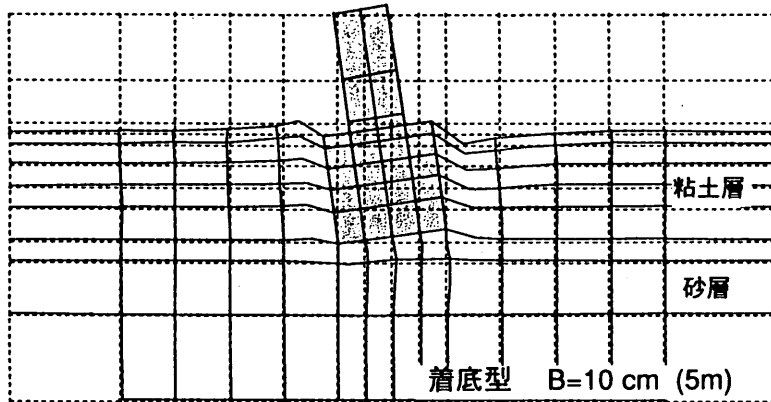


図-5.5 改良地盤の変形挙動

(4) 極限荷重～改良幅

水平荷重が載荷後半ではほぼ一定値に達した時の水平荷重を極限荷重と定義し、改良幅との関係を図-5.6に示した。極限荷重は改良幅の増加にともない急速に増加しているが、改良幅が30cm程度になると折れ曲りが生じ、その後の極限荷重の増加割合が小さくなっていることが分かる。

図には、遠心模型実験結果ならびに現行設計法³⁾による滑動破壊、転倒破壊及び支持力破壊に対する極限荷重の計算値もあわせて示している。設計法では主動側、受働側の土圧としてランキン土圧を用いて計算している。現行設計法での値について見ると改良幅が20~25cm程度以下の範囲では支持力破壊や転倒破壊に対する極限荷重が滑動破壊に対する極限荷重がより小さく、この範囲では支持力破壊もしくは転倒破壊が卓越して生じることが予想される。実験ならびに図-5.5に示した有限要素法解析でも改良体は回転変位を示しており、解析結果と一致する傾向が見られている。また、改良幅がそれ以上になると滑動破壊に対する極限荷重が支持力破壊及び転倒破壊に対する荷重より小さくなり、この範囲では滑動破壊的な水平変位が卓越することが予想される。この領域では実験を行っていないが、有限要素法解析結果では改良体には水平変位が卓越して発生する傾向が見られた(図-5.5参照)。改良幅が25cm程度までは現行設計法のうち支持力破壊に関する値が最小値を示している。現行設計法による計算値は解析値や実験値よりも50%程度以上小さいことが分かる。また改良幅が大きくなり滑動モードの破壊形態の範囲でも30%程度過小評価していることが分かる。

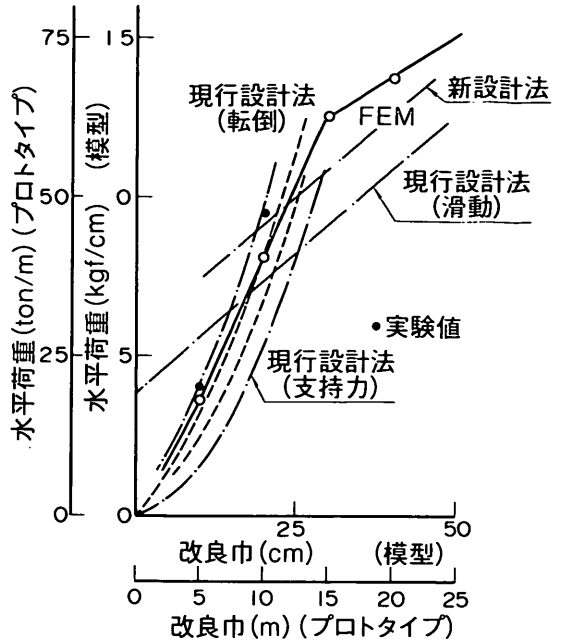


図-5.6 極限荷重～改良幅

(5) 改良体に作用する圧力分布

改良幅が10cmの場合について、水平載荷中に改良体に作用する圧力(全応力)の分布を図-5.7に示した。図ではケーソン据え付け時及び載荷中の3段階での値を示している。

改良体主動側の圧力について見ると、解析値は載荷初期に圧力が急激に減少する傾向が見られる。一方、実験値は改良体からのキックバックの影響を受けて圧力は逆に多少増加する傾向が見られているため、解析値は実験値よりも全般に小さめの値を示している。受働側の圧力は載荷の進行にともない徐々に増加する傾向を示してい

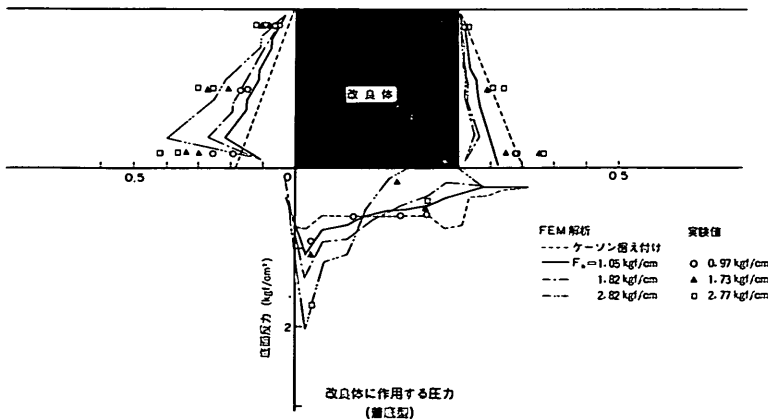


図-5.7 改良体に作用する圧力分布

る。解析値は深度方向に増加する傾向を示しているが、改良体深部での圧力増加は比較的小さい傾向が見られる。実験値は解析値より多少大きい傾向が見られるが、ここでも改良体深部での圧力増加が比較的小さいことが分かる。本ケースの場合には、改良体の回転変位が卓越することが確かめられているが（図-5.5）、この場合には改良体深部での水平変位が小さいため、そこでの圧力増加が小さかったと考えられる。

改良体底面での圧力分布に着目すると、載荷にともない前趾部では大きな圧力増加が、後趾部では逆に圧力減少が生じ、台形分布から三角形分布へと変化していく状況が明瞭に見られる。載荷の後半には改良体後趾での圧力はほぼ0となっており、非常に切り立った圧力分布形状となっていることが分る。実験値は計測点数が少ないものの実験値と解析値とは比較的一致していることが分る。

改良幅が10cm、20cm及び40cmのケースについて、改良体に作用している圧力分布を図-5.8に示した。図では各ケースとも載荷点での水平変位が3mm、5mm及び10mmの3時点での値で、それぞれ極限荷重の約50%、約80%及び極限荷重時にほぼ相当する。

改良幅が10cmと小さいケースを見ると（図-5.8(a)）、主動側では水平変位が3mm程度までの載荷初期に圧力が減少し、その後は載荷が進行してもあまり変化していない。一方、受働側では載荷後半になっても圧力が徐々に増加する傾向が見られる。しかし、改良体深部の圧力増加は比較的小さく、載荷後半になってもランキン土圧までには達していないことが分る。改良体底面での反力を見ると、水平変位が3mmの時点で既に改良体後趾部の圧力が0にまで減少し三角形分布に近い反力分布を示している。その後も載荷の進行にともなって、前趾部の

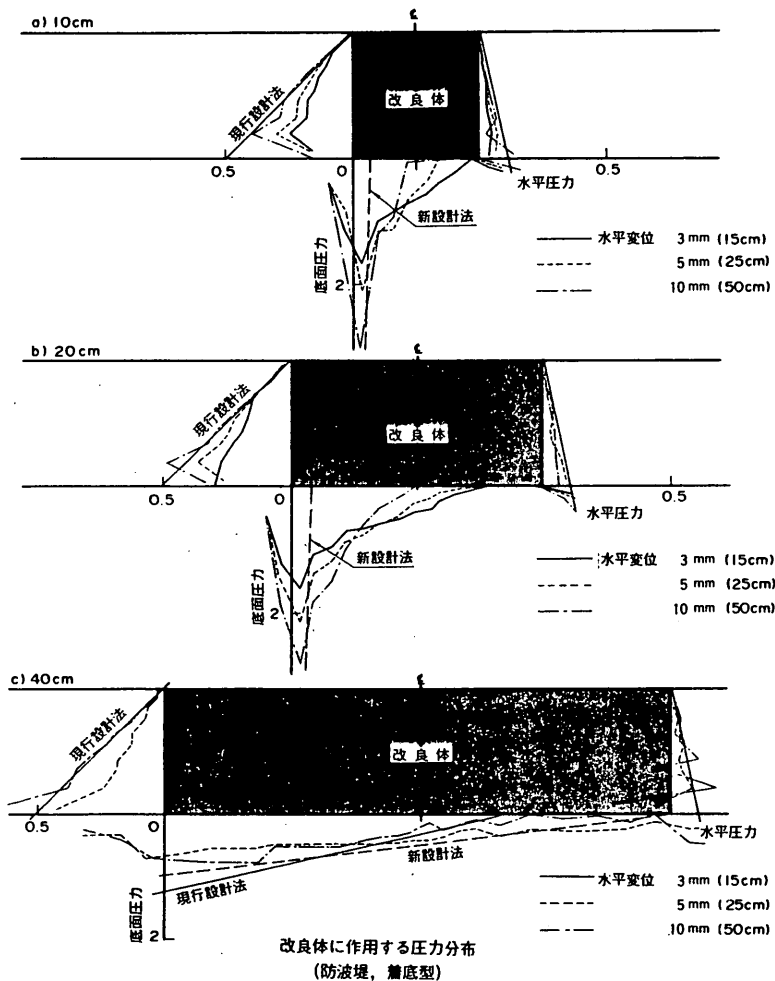


図-5.8 改良体に作用する圧力分布

圧力が増加するとともに反力が0の領域も拡がり反力分布は切り立った三角形分布に変化していく傾向が明瞭に見られる。特に極限荷重時（水平変位が10mm程度）では反力分布はさらに急になっており、改良体底面のうち60%程度の領域で反力が0程度にまで減少している。このように改良体の幅が小さい場合には、改良体前趾のごく狭い部分で水平荷重を支持するようになり、改良体が転倒モードで破壊することがよく分かる。図-5.6で示したように解析値は現行設計法の転倒に関する極限荷重よりも大きいため、現行設計法による地盤反力分布を図に描くことができず、実験値と大きく異なる結果となっている。図には改良体側面に作用する付着力を考慮した場合の地盤反力分布（新設計法）を示しているが、この場合でも解析値とは大きく異なっていることが分かる。このことより、改良体側面の付着力だけでなく、改良体前趾部直下の地盤内に降伏が生じ、それによる地盤反力の再配分を考慮する必要があることが分かった。

改良幅が大きくなり20cmになっても（図-5.8(b)）、主働側の圧力変化は改良幅が10cmの場合とほぼ同様に載荷初期に圧力が減少し、その後はあまり圧力が変化しない傾向が見られる。受働側の圧力分布は載荷後半にも圧力が徐々に増加する傾向を示しているが、改良体深部での圧力増加は小さく極限荷重時でもランキン土圧にまでは達していないことが分かる。しかし、ランキン土圧と解析値との差は改良幅が10cmの場合より小さいことが分かる。改良体底面での反力分布には前趾部に大きく集中する傾向が見られ、水平変位が3mmの時点より三角形分布を示している。載荷の進行にともない反力分布はさらに切り立つ傾向が見られ、改良幅が10cmの場合（図-5.8(a)）と同様の傾向を示していることが分かる。解析値は現行設計法による転倒破壊とはほぼ等しい値であるため地盤反力は前趾部に集中する分布となり実験値と大きく異なっている。

改良幅が40cmの場合（図-5.8(c)）について見ると、主働側に作用する圧力は水平変位が3mm程度までに圧力減少が見られる。載荷が進むと解析値には深度方向に圧力が凹凸する傾向が見られているが、平均的には圧力がほとんど変化していないことが分る。一方、受働側の圧力は載荷が進むにつれて徐々に増加する傾向が見られる。さらに、改良体深部の圧力も大きく増加する傾向を示しており、全体的にはほぼ三角形の分布形状を示し、その値も現行設計法で仮定しているランキン土圧と良い一致を示していることが確認できる。このように改良体が滑動モードで変位する場合には、改良体に作用する土圧分布はランキンの土圧分布と良い一致を示すことが分

かった。次に底面反力について見ると、載荷が進むと前趾部での圧力が多少大きく後趾部で小さい台形の反力分布が見られるが、載荷後半になっても圧力の前趾部への集中傾向はさほど大きくはない。さらに載荷を進めても地盤反力は三角形分布にまでは切り立った反力分布を示しておらず、他の2ケースと大きく異なっている。また、図には現行設計法による地盤反力をあわせて示したが、図より現行設計法の値は解析値よりも多少急な分布を示し、最大の地盤反力は約2倍も過大に評価しているものの、他の2ケースと比較すると、解析値に近いことが分かる。

(6) 改良体側面に作用する付着力

これまで見てきたように、現行設計法は極限水平荷重に関して実験値ならびに解析値を過小に評価していることが分かった。改良幅が小さく回転モードの変位が卓越する場合には、現行設計法は受働側側面での土圧を実験値ならびに解析値より過大に評価しているにもかかわらず、極限水平荷重は実験値ならびに解析値よりも小さかった。このことは受働土圧以外に改良体の安定性を増加させるような圧力が改良体に作用していることを示している。その一つとして改良体側面に作用する付着力が考えられる。付着力の発生は改良体の表面が凹凸であること⁶⁾、水平載荷時の粘土地盤の変位ベクトルからも推定できる。

解析で得られた改良体側面に作用する付着力の分布を図-5.9に示した。図では上向きの付着力を正として示している。改良幅が10cmの場合（図-5.9(a)）、主働側ではケーソン据え付け時には上向きに発生していた付着力が載荷の進行にともない徐々に下向きに変化していく様子が明瞭に見られる。付着力の変化は非常に急激で、水平変位が1mm時点ではほぼ0kgf/cm²程度にまで減少し、極限荷重の50%程度の荷重が作用した時には（3mm変位）ほぼ非排水強度に近い付着力が下向きに作用していることが分る。一方、受働側ではケーソン据え付けによって発生した上向きの付着力は、載荷の進行にともない、ほぼ一様に増加し極限荷重の50%程度の荷重が作用した時にほぼ非排水強度に等しい付着力が作用していることが分る。

改良幅が20cmの場合には（図-5.9(b)）、改良体下部での支持力が増加するためケーソン据え付け時の上向きの付着力は小さくなる傾向が見られる。載荷にともなって付着力は主働側では上向きに発生していた付着力が徐々に下向きに変化する傾向が見られる。そして、こゝでも水平変位が5mm程度の時にはほぼ非排水強度に相当する大きさにまで達していることが分る。また受働側で

は上向きの付着力が急速に増加し、水平変位が3mm程度の時にはほぼ非排水強度に相当する大きさまで達する傾向が見られる。

改良幅が40cmの場合には(図-5.9(c))、主動側では上向きの付着力が下向きに変化していくが、極限荷重時でも非排水強度にまでには達しておらず改良幅によって付着力の発生に多少変化が見られる。受働側では上向きの付着力が急速に増加しほぼ非排水強度に相当する大きさまで達している。

5.4 付着力を考慮した設計法の提案

(1) 極限水平荷重

ここでは、改良体に作用する付着力を現行設計法に取り入れ、極限水平荷重ならびに改良体底面反力への影響を検討する。付着力を考慮することによって主動土圧、受働土圧も変化するが、ここでは簡単のため主動土圧、受働土圧はランキン土圧のままとして検討を進めた。改

良体両側面に粘土の非排水強度に等しい付着力を作用させて求めた計算値を図-5.6にあわせて示している。転倒破壊及び支持力に関する水平荷重が40%~50%程度も増加する傾向が見られる。実験値ならびに有限要素法解析値と比較すると、改良幅が10cmの小さい場合には付着力を考慮しても現行設計値は実験値ならびに解析値を過小に評価しているが、その差は多少小さくなるのが分かる。一方、改良幅が20cmの場合には支持力に関する現行設計法は実験値を過小に評価しているが、有限要素法による解析値とは比較的良い一致を示していることが分かる。このように付着力を考慮した現行設計法は実験値及び解析値に近付くことが分かった。

滑動破壊に対する付着力の効果は改良体両側面に作用する付着力の向きが逆であるため計算上付着力が相殺されるため、付着力を考慮しても滑動に関する設計値は変化しない。そこで、便宜的に付着力を主動側のみに作用させた場合を考えると、付着力に見合ったせん断力が改

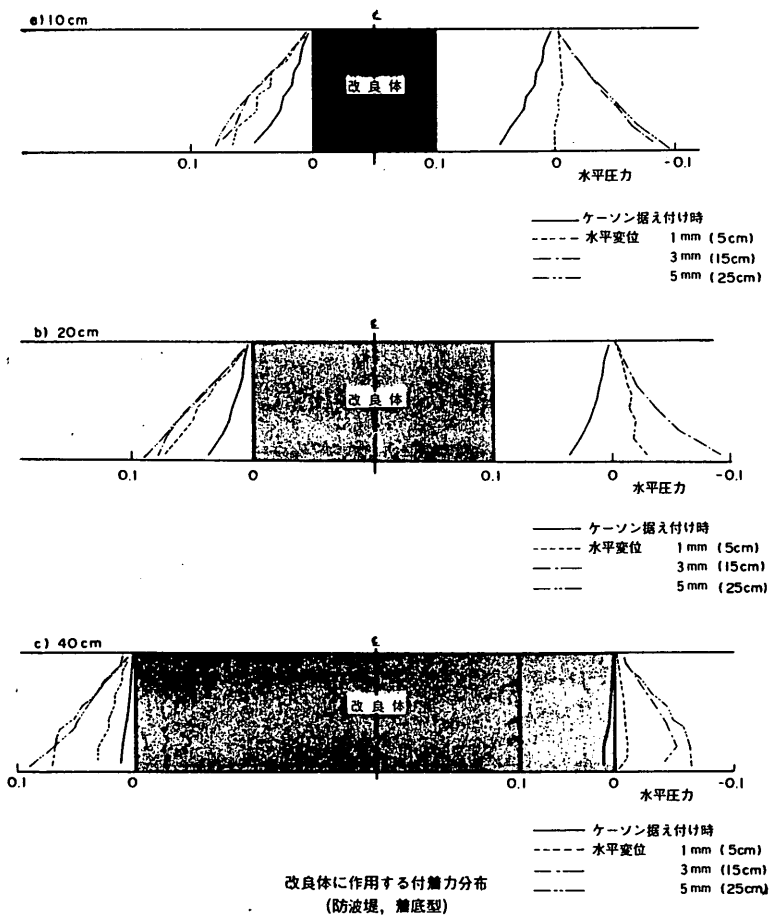


図-5.9 改良体側面での付着力分布

良体底面に作用することになり、滑動破壊に対する抵抗力も大きく評価することができる。このようにして求めた計算値も図-5.6にあわせて示しているが、計算値は有限要素法による解析値に多少ちがづく傾向が見られる。

(2) 改良体底面反力

次に、改良体底面反力についても比較した。図-5.8には付着力を考慮した現行設計法で求められた結果もあわせて示している。改良幅が10cm, 20cmの場合には付着力を考慮することで反力分布を描くことができたが、実験値とは非常に異なっており付着力を考慮するだけでは地盤反力説明することができないことが分かる。この原因は改良体下部地盤の降伏による底面反力の再配分などを適切に考慮できていないためと考えられる。本論文では触れていないが、改良体の内部破壊の検討では改良体底面での反力分布をもとに検討しているため、地盤反力に関しては今後これらの点も考慮して十分に検討する必要が高い。しかし、改良幅が40cmと大きい場合には付着力を考慮することで地盤反力分布を精度良く表すことができることが分かる。改良幅が大きい場合には、前趾圧もさほど大きくはなく、そのため底面反力の再配分などの影響も大きくなかったためと考えられる。

(3) まとめ

このように、改良体側面での付着力を考慮することで極限水平荷重をある程度精度良く求めることができることが分かった。さらに、底面反力についても改良幅が大きく滑動モードの破壊が卓越するような場合には、計算値はほぼ妥当な値を示すことも分かった。

5. 5 水平力を受ける浮き型改良地盤の挙動の解析

(1) 解析のメッシュおよび土質条件

改良体が支持砂層に達していない浮き型についても改良幅を10cm~40cmまで変化させた有限要素法解析を行い、改良幅の影響について検討を行った。浮き型の場合に用いた解析メッシュ図は図-5.2に示した着底型と同じであるが、②~⑤の地層を粘土層に相当するパラメータに変化させて解析を行なった。

(2) 水平荷重～変位関係

図-5.10に載荷点での水平荷重と水平変位との関係を示した。浮き型の場合も着底型と同様に、改良幅が小さい場合には載荷にともない水平荷重が徐々に増加するが、改良幅が大きくなると水平荷重は載荷初期に急激に増加し、その後急に折れ曲がる傾向が見られる。水平荷重がほぼ一定値に達するまでの水平変位は改良幅が小さい場合には20~30mm程度であるが、改良幅が大きくなると10mm程度と小さくなる傾向が見られる。

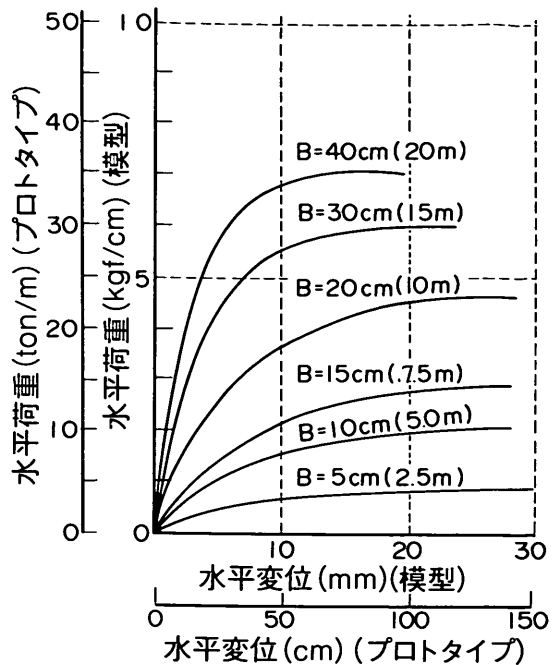


図-5.10 水平荷重～変位曲線

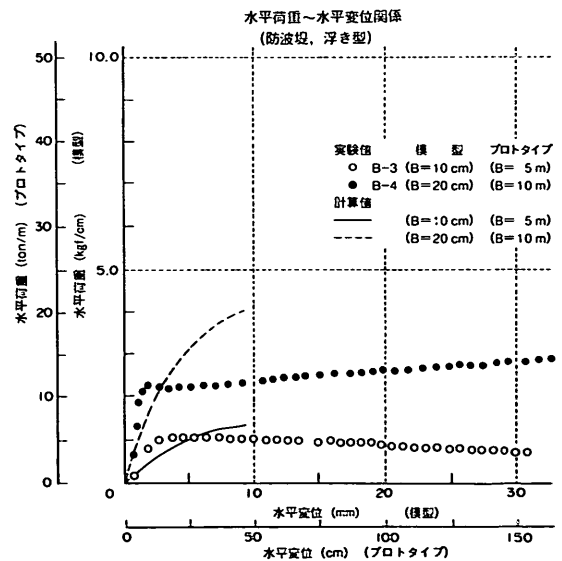


図-5.11 水平荷重～変位関係 (実験値との比較)

図-5.11には、解析結果のうち改良幅が10cm, 20cmのケースについて実験値とあわせて示した。実験値は載荷初期に急激に水平荷重が増加した後に荷重がほぼ一定になる傾向を示している。一方、解析値は載荷初期には比較的良い一致を示しているが、実験で見られたような

荷重～変位曲線に明瞭な折れ曲りは見られていない。有限要素法解析での極限荷重は1.34kgf/cm (改良幅10 cm), 4.27kgf/cm (改良幅20cm) であった。実験値と比較すると、解析値は実験値 (0.99kgf/cm (改良幅10 cm), 2.18kgf/cm (改良幅20cm)) よりもそれぞれ35%, 96%も大きな値であった。この原因は第5章で検討してきたように実験では改良体下部の粘土層での局所的な支持力破壊が生じたのに対し、解析ではこのような局所的な破壊挙動を再現できなかったものと考えられる。

(3) 地盤の変形挙動

解析で得られた改良地盤の変形挙動を図-5.12に示した。改良幅が10cmの場合には、改良体後趾を中心とした回転モードの変位が生じており、改良体前趾部に大きな沈下が生じている傾向が見られる。このことから、改良体下層の粘土地盤の支持力破壊が生じていることが分かる。改良幅が大きくなり、20cmの場合には改良体前趾部に多少沈下が見られるが、水平にも変位しており破壊モードが多少変化している傾向が見られる。さらに、

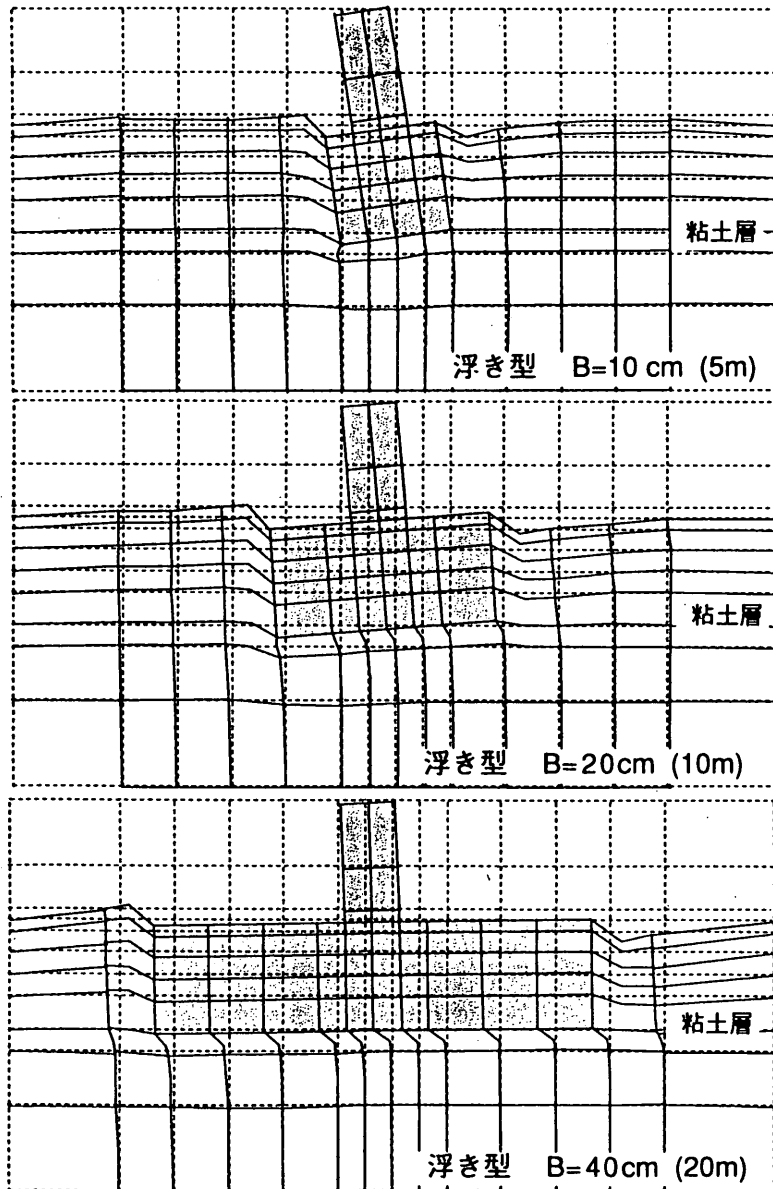


図-5.12 改良地盤の変形挙動

改良幅が大きくなり、改良幅が40cmの場合には、改良体前趾部の沈下はごくわずかしか生じておらず、水平方向の変位が卓越して生じていることが分かる。このように改良幅が大きくなると、浮き型の場合についても破壊形態が支持力破壊から滑動破壊へと変化していく傾向が見られる。

(4) 極限荷重～改良幅

載荷後半のほぼ一定値に達した時の水平荷重を極限荷重と定義し改良幅との関係を図-5.13に示した。解析で得られた極限荷重は改良幅の増加に従い急速に増加するが、改良幅が20cm程度になると折れ曲りが生じ、それ以上改良幅が大きくなっても極限荷重の増加割合は小さいことが分かる。これは改良幅が大きくなるにつれて、支持力破壊や転倒破壊より滑動破壊のモードに変化するためと考えられる。図には現行設計法⁹⁾による滑動破壊、転倒破壊及び支持力破壊⁷⁾に対する計算値もあわせて示している。改良幅が15～20cm程度までは滑動破壊に対する値よりも転倒破壊、支持力破壊に対する値の方が小さい。また、いずれの改良幅でも転倒破壊よりは支持力

破壊の方が小さな荷重を示しており、転倒破壊がクリティカルな要因になっていないことが分かる。改良幅が小さく回転変位が卓越するような範囲では、有限要素法解析値は現行設計法の支持力に対する破壊荷重にほぼ一致して増加する傾向が見られる。しかし、改良幅が20cm程度以上になると解析値は現行設計法より大きいことが分かる。実験値と比較すると解析値ならびに計算値はいずれも過大に評価していることが分かる。

基礎の局所的支持力に関して、Terzaghiは全般破壊に対する支持力係数(N_c)を2/3倍に低減することを示している⁹⁾。そこで支持力係数を2/3倍と1/2倍にした場合について計算を行ない、改良幅との関係を図-5.13にあわせて示した。図より支持力係数を2/3倍に低減させた場合には依然として実験値を過大に評価しているが、1/2倍に低減した場合には、改良幅が10cmの場合には過小に、改良幅が20cmの場合には多少過大に評価するものの、全般的に良い一致を示していることが分かる。改良幅によって大きさが異なるのは改良幅が大きくなると計算上深い位置での強度の効果が現れてくるが、実際に

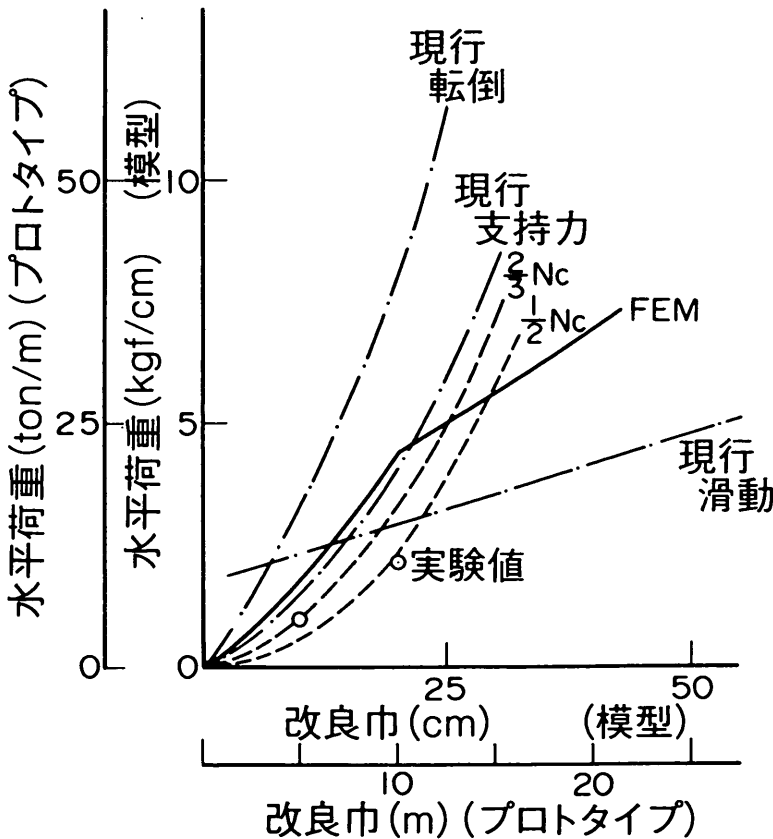


図-5.13 極限荷重～改良幅

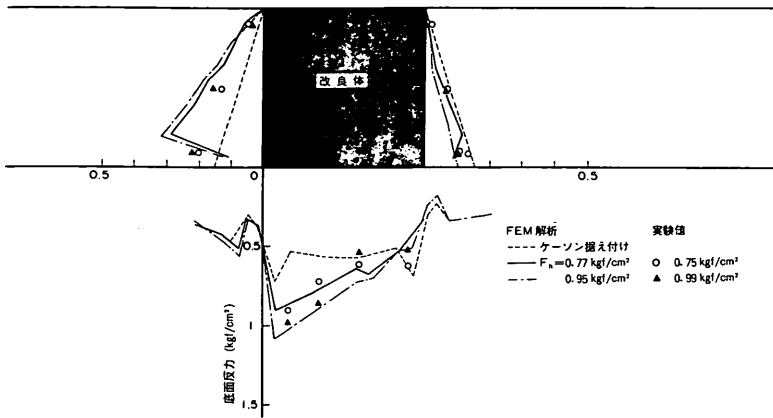


図-5.14 改良体に作用する圧力分布

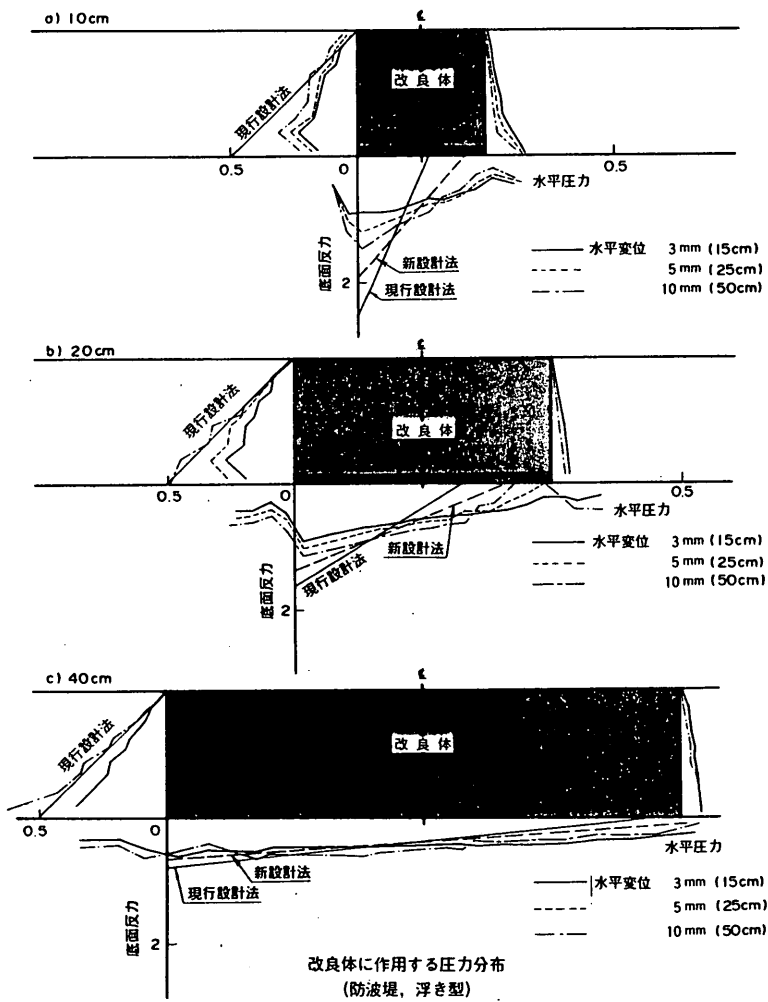


図-5.15 改良体に作用する土圧

は改良幅が大きくなっても破壊が改良体直下のごく浅い領域に発生するためと考えられる。

(5) 改良体側面に作用する圧力

改良幅が10cmの場合について、水平载荷中に改良体に作用する圧力（全応力）の分布を図-5.14に示した。ここではケーソン据え付け時ならびに载荷中の2時点での値を示している。主動側の圧力は载荷初期に減少し、その後一定値になる傾向を示している。解析値と実験値とは非常に良い一致を示していることが分かる。一方、受働側に作用する圧力も解析値と実験値とは比較的良好一致を示していることが分かる。しかし、ランキン土圧と比較すると解析値は改良体上部ではランキン土圧にまで増加しているが、中央部から深部にかけての圧力増加傾向は小さく、極限荷重時でもランキン土圧の48%程度しか発生していないことが分かる。また、底面での反力を見ると载荷の進行にともない前趾部に圧力が集中する傾向が見られ、前趾部で大きく後趾部で小さい台形の反力分布を示している。実験値は解析値と比較的良好一致を示していることが分かる。

改良体が10cm、20cm、40cmについて圧力分布を図-5.15に示した。改良幅が10cmと小さい場合には（図-5.15(a)）、主動側に作用する圧力は载荷にともない徐々に減少する傾向が見られる。受働側の圧力は载荷にともない徐々に増加する傾向が見られるが、ランキンの受働土圧と比較すると、浅い部分ではほぼランキン土圧にまで達しているものの、改良体中央部より深部にかけては50%程度も小さいことが分かる。このような傾向は着底型でも見られた傾向であり、回転モードの変位が生じるためと考えられる。改良体底面での地盤反力を見ると、前趾部で大きい台形分布を示している。現行設計法と比較すると設計法は非常に切り立った反力分布を示しており、解析値とは大きく異なることが分かる。

改良幅が大きくなっても（図-5.15(b), (c)）、主動側での圧力は载荷のごく初期に圧力が減少する傾向が見られ、改良幅による差はあまり見られていない。しかし、受働側では改良幅が大きくなると深部での圧力も大きく増加する傾向が見られ、ほぼランキンの土圧に一致する傾向が見られる。底面反力は载荷の進行に従い前趾部で増加しているが、その変化は小さい。現行設計法と比較すると、改良幅が20cm以下の場合には計算値は解析値と比較して過大な値（より急な反力分布）を与えている。しかし、改良幅が40cmの場合には、現行設計法の計算値は解析値と妥当な結果を示していることが分かる。

(6) 改良体側面に作用する付着力分布

改良体側面に作用している付着力の分布を図-5.16に示した。着底型の場合と同様に、ここでも上向きに作用する付着力を正として表わしている。改良幅が10cmの場合（図-5.16(a)）には、ケーソンの据え付け時に主動側、受働側とも大きな付着力が上向きに作用している。水平载荷にともない受働側での付着力はわずかに増加して直ちに極限值に達している。一方、主動側では载荷にともなって上向きの付着力から徐々に下向きに変化していく傾向が見られる。そして極限荷重時には（水平変位が約5mm）改良体両側面には非排水強度に相当する付着力が発生していることが分かる。

改良幅が大きくなり40cmの場合には（図-5.16(c)）、ケーソン据え付け時の付着力は小さいものの、载荷にともなって受働側はほぼ非排水強度に相当する付着力が発生することが分かる。

5.6 まとめ

これまで改良幅の違いによる極限荷重、改良体に作用する圧力分布ならびに付着力分布を検討し現行の設計法の妥当性を検討してきた。その結果、着底型の場合には現行設計法による極限水平荷重は実験値および有限要素法解析値を過小に評価することが分かった。改良幅が小さく転倒破壊が生じるような場合には改良体両側面での付着力を考慮することで多少評価できることが分かった。また、改良幅が大きくなり滑動破壊を生じる様な場合には、改良体主動側のみ便宜的に付着力を考慮することで計算値を解析値に近づけることも分かった。改良体底面での反力分布は現行設計法は過大に評価している。この傾向は改良幅が小さくなり反力分布が三角形分布を示す場合には顕著に見られている。改良体側面での付着力を考慮してもその差は大きく、改良体下層の地盤の局所的な降伏や地盤反力の再配分を考慮する必要がある。

浮き型については、支持力破壊及び転倒破壊モードが卓越する場合には現行設計法は有限要素法解析とは全般的にはほぼ同様な結果を示すが、実験値を大きく過大評価することが分かった。これは改良体直下の地盤の局所的な支持力破壊を考慮できないためである。粘着力に関する支持力係数を1/2程度に低減することで実験値を妥当に評価できることが分かった。

参考文献

- 1) W. Clough and J. M. Duncan : Finite Element Analysis of Retaining Wall Behavior, Proc. ASCE, 93, SM12, 1971, pp. 1657-1673.
- 2) Y. Ozawa and J. M. Duncan : Elasto-Plastic Finite Element Analyses of Sand Deformation, Proc. The 2nd International Conference on Numerical methods in Geomechanics, Vol. 1, 1976, pp. 243-263.
- 3) N. R. Morgenstern and Z. Eisenstein : Methods of Estimating Lateral Loads and Deformations, Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, State-of-the-Art Papers presented at 1970 Specialty Conference, ASCE, 1970, pp. 51-102.
- 4) 小林正樹 : 地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1990
- 5) 財団法人港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版), 上巻, 1989年, pp. 445-453
- 6) 田中洋行, 寺師昌明 : 深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性, 港湾技術研究所報告, 第25巻, 第2号, 1986年, pp. 89-119
- 7) 中瀬明男 : 粘性土の支持力, 港研報告第5巻第12号, 58p, 1966年
- 8) 土質工学会 : 土質工学ハンドブック1982年版, 1982年, p. 324

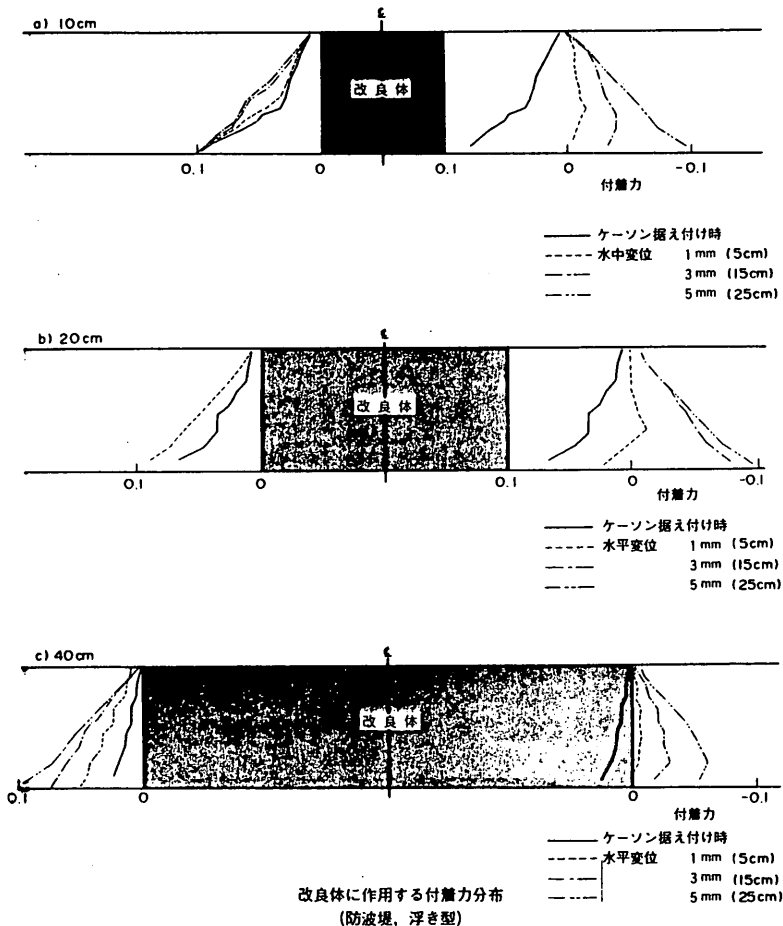


図-5.16 付着力分布

第6章 現地改良地盤の挙動の検討

6.1 はじめに

本章では、遠心模型実験ならびに有限要素法解析で得られた知見を現地実験で再検討する。対象とした現地実験は関西国際空港の外周護岸の有効な設計法を探るため、昭和57年1月～昭和58年3月にかけて大阪府堺泉北港堺第7-3区において実施されたものである^{1),2)}。

本実験の本来の目的はブロック式改良にくらべて、改良率の縮小が期待される壁式改良の合理的な設計法、施工法及び施工管理手段についての未解明課題の解決を図ることであった。具体的には、壁式改良された護岸背後に埋立て載荷を行い、改良体に作用する土圧、間隙水圧ならびに地盤の変形挙動を計測するとともに、改良体を破壊に至らしめ内部安定に関する現行設計法の適用性を検討することであった。本論文で対象とした構造物は防波堤であり、現地実験とは異なっているため、ここでは改良体の外部安定性と改良体に作用する圧力分布などについて検討する。

6.2 現地実験の概要

(1) 概要

現地実験の場所は、図-6.1に示す大阪府堺泉北港堺第7-3区の産業廃棄物処分地の水域を残している未処分

地である。実験は図-6.2に示すように壁式の改良地盤の護岸を想定し、ケーソン背後に埋立てを行い、改良地盤に作用する圧力ならびに地盤の変形挙動を検討した。

実験の構造物は実験本体部と土留部に大別される。本体上部工については、ケーソン構造を採用している。実験体には幅8m、高さ10mのケーソンを3箇設置して出来る限り2次元の載荷を再現している。実験本体部は改良幅が13.85m、改良深度-10m~-24m、長壁厚さ2.15m、短壁厚さ1.65mの壁式改良地盤である(図-6.3参照)。土留構造は本体実験成果の信頼性、実験工事の経済性ならびに安全性を考慮して、本体部に近い範囲では土留ケーソン構造で、遠い範囲については鋼矢板による土留構造を採用している。

(2) 地盤条件

図-6.4に土質状況を示した。現地の成層状態は上から、沖積粘土層、中間砂層、洪積粘土層、下部砂礫層と続いている。沖積粘土層は海底面から-16~-19mまでの層厚8~11mの軟弱な正規圧密粘土であり、粘土地盤中には貝殻片を多く含んでいる。自然含水比は全層にわたりほぼ80~90%で一定であった。一軸圧縮強度は図-6.4に示すように、深度方向に一樣に増加する分布形状を示していることが分かる。また、-18~-20mにある中間砂層は層厚1~2mの礫混じり粘土質砂で、 N 値は約6(内部摩擦角では 26° 程度に相当)のゆるい砂層で

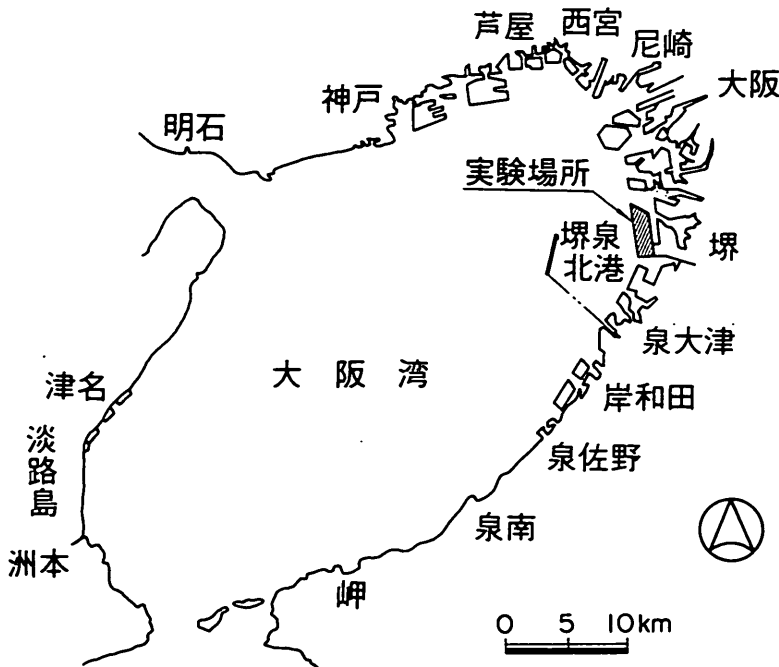


図-6.1 実験場所位置図

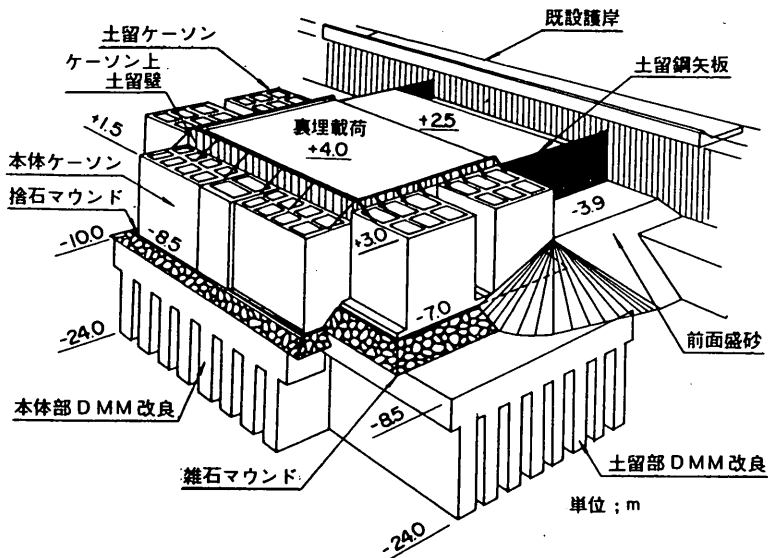


図-6.2 実験体概念図

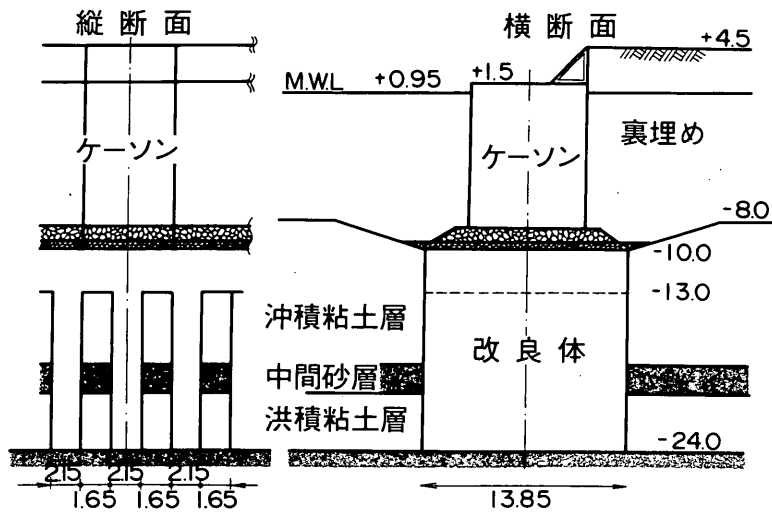


図-6.3 改良体概略図

ある。洪積粘土層は、 $-17.4 \sim -20\text{m}$ 以深に存在しており、層厚は $4 \sim 7\text{m}$ で、自然含水比 (W_n) は $64 \sim 23\%$ で、下部ほど小さな値を示している。また、一軸圧縮強度は深度方向に増加する傾向を示しているが、強度の深度方向の増加傾向は沖積粘土よりも非常に大きいことが分る。

下部砂礫層は改良体の支持地盤となるもので -24m 以深に存在し、 N 値も 60 以上の値を示していることからよく締った砂礫層であることが分る。

(3) 裏埋載荷工

載荷段階数 (計測段階数に対応) は 11 段階で、載荷ス

テップは 16 ステップである。現地盤から $+0.5\text{m}$ までのステップの裏埋載荷は砂撒船により施工し、 $+0.5\text{m}$ から $+4.0\text{m}$ までのステップの裏埋載荷ではクレーン台船により撒布管及びフレキシブルホースを吊り下げて施工した。載荷期間中は、本体地盤改良体及び計測器 (傾斜計, 歪計, 水圧計, 土圧計, 光波距離計など) と動態観測を行なった。また、既設護岸上からトランシット及びレベルにより、本体ケーソン, 土留めケーソン, 土留め鋼矢板の動きの測定した。

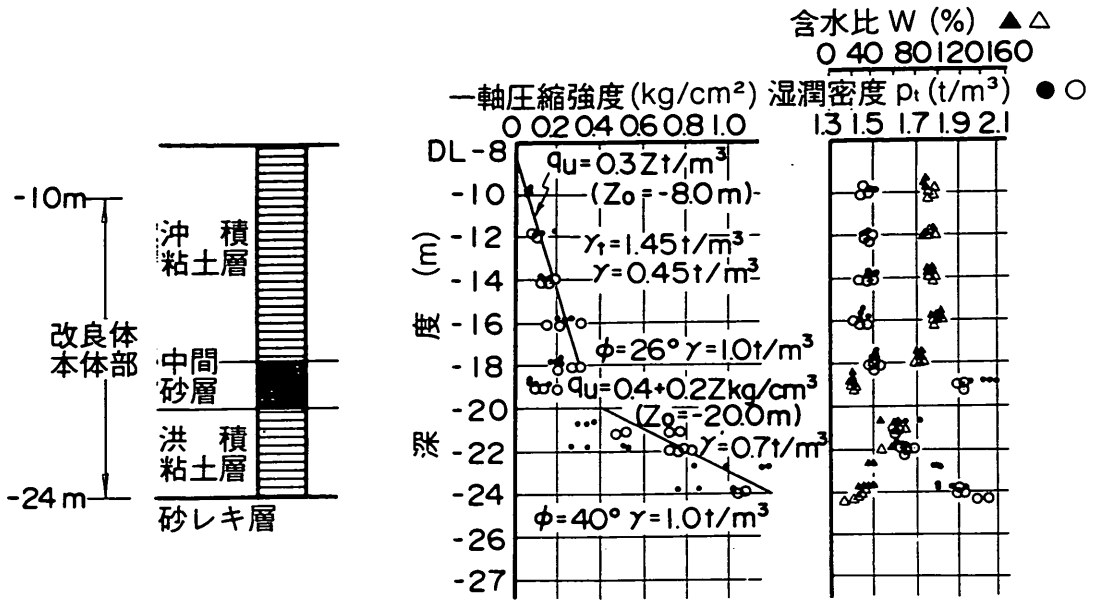


図-6.4 土質条件

6.3 実験結果の解析と設計法との比較

(1) 概要

現地実験前に現行設計法³⁾を基に計算した結果を図-6.5に示した。図では裏埋め高さで改良体の滑動破壊、転倒破壊ならびに内部安定に関する安全率の変化を示している。図より裏埋めにもなって、いずれの安全率も減少するが、転倒破壊に対する安全率の方が小さく、改良体は回転モードの破壊が卓越することが予想された。そして、改良体前趾部の反力が大きくなり改良体自体が破壊していくと(内部破壊)予想された。

裏埋め荷は図-6.6に示すように10月2日より約1ヶ月間行った。最終段階でのケーソンの動き、潮位及びケーソンの滑動安全率の関係を図-6.7に示した。荷重は裏埋め高さが+3.75mまで順調に進行し、最終段階の埋立は11月2日13時~14時の低潮位時に+3.75m~+4.0m(層厚0.25m)を施工した。その後、次の満潮時までの間に約20cmのケーソン水平移動量が観測された。翌3日午前4時頃の干潮位に向かって潮位が下がり始めるに従ってケーソンの水平移動速度は加速し、午前2時~2時30分の30分間に0.8m弱の移動が生じた。それと同時にケーソン背面の止水工が決壊し、背面水位が下がるとともに裏埋土が陥没し、その後ケーソンが静止した。このように実験では改良体の内部破壊を目的としたが、実際にはケーソンの滑動破壊が先行して発生してしまった。なお、実験後の観察でも改良体本体部には破壊に至

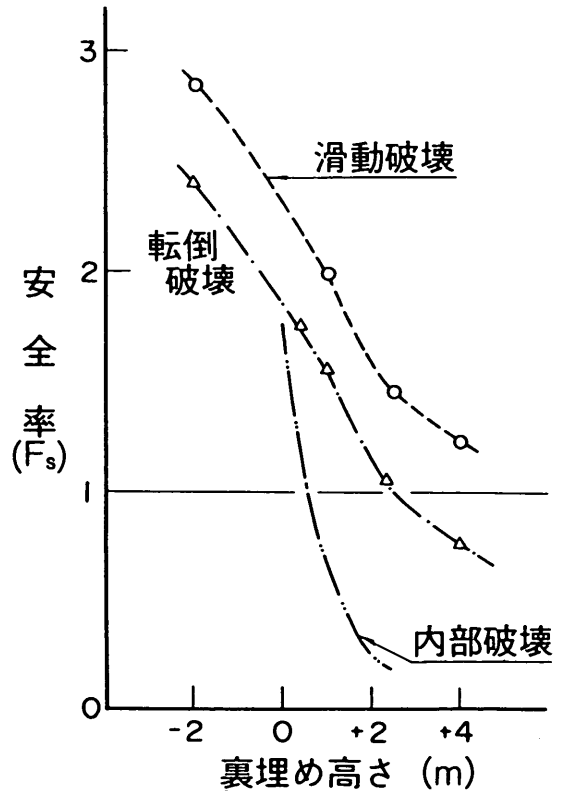


図-6.5 現行設計法による計算結果

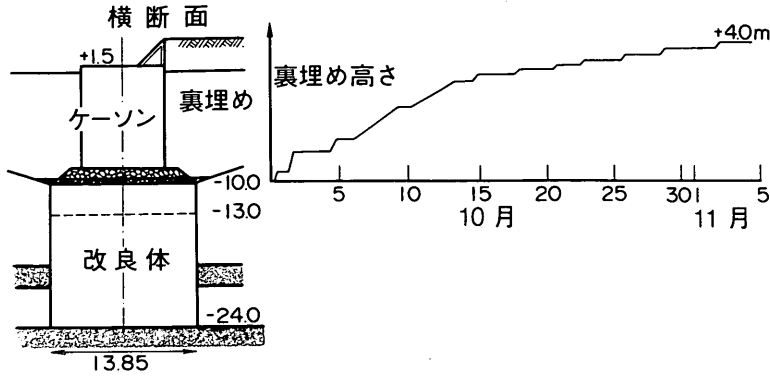


図-6.6 裏埋め載荷

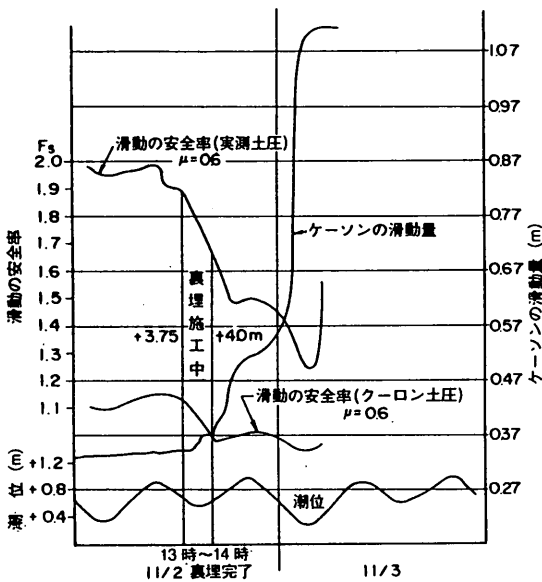


図-6.7 潮位～滑動安全率

ったと考えられるような急激な変化は見られなかった。

そこで、ここでは外部破壊に至るまでに改良体に作用していた土圧・水圧の変化ならびに改良体の変位挙動について考察することとする。

(2) 改良体の変位挙動

実験終了後に計測された改良体の変位挙動を図-6.8に示した。改良体は中間砂層や洪積粘土層の比較的高強度の地盤を貫いて造成されているが、改良体は改良体下部を中心として変位し、全体としては回転モードで変位していることが分かる。しかし、変位の大きさは前趾部の沈下が1cm以下、改良体上部での水平変位が6～8cm程度、さらに改良体の傾斜角も0.4°程度と小さく、改

良体には転倒破壊が生じていないと判断される。一方、現行設計法による転倒破壊に対する安全率の変化を図-6.9に示しているが、実験終了時の値は0.757と1よりも小さく、現行設計法が過小に評価していることが分かった。

図には改良体側面に作用する付着力を考慮した場合の計算値もあわせて示している。ここで、付着力は沖積粘土層及び洪積粘土層については非排水強度、中間砂層および裏埋め砂層については主動土圧の $\tan(\phi)$ 成分とした。図より付着力を考慮した場合の安全率は1.0となった。改良体がどの程度安定を保っていたかについては、改良体を破壊に至らしめることが出来なかったために特定することはできないが、改良体に作用している土圧ならびに水圧を基に転倒破壊に対する安全率を推定すると1.26であり、付着力を考慮することで多少改善するが依然として過小に評価していることが分かった。このような傾向は防波堤を対象とした遠心模型実験、有限要素法解析でも見られている⁴⁾。

(3) 受働側に作用する圧力

実験は護岸タイプであるため改良体主動側に作用する圧力は防波堤タイプとは大きく異なる。これについては本研究の対象外であるため、ここでは受働側の圧力ならびに改良体底面での反力についてのみ検討を加える。

受働側の土圧は各深度2箇所計測計測されているが、その結果をランキン土圧とともに図-6.10に示した。図では、沖積粘土層、中間砂層ならびに洪積粘土層の各層の代表値を示している。図より、裏埋め載荷にともないずれも土圧が徐々に増加していく傾向が見られる。沖積粘土層においては、載荷の最終段階ではほぼ極限土圧を示している。しかし、中間砂層ならびに洪積粘土層については、各深度での地盤強度が大きいいため、圧力の変化量は沖積粘土層の場合にくらべてかなり大きいものの、計

算値との比較を行うと、土圧の変化量は比較的小さく最終段階においても極限状態にまでは達していないことが分る。特に洪積粘土層ではその傾向が顕著に見られる。

図-6.11には改良体深度方向の圧力分布を示している。図では静水圧を差し引いて示している。また図には現行

設計法での極限土圧（ランキン土圧）の分布もあわせて示している。図を見ると、沖積粘土地盤上部に作用する圧力はほぼ計算値と等しい値を示していることが確認される。しかし、それ以深では改良体に作用する圧力は現行設計値よりも小さく、全般的には50%~55%程度しか發揮していないことが分かる。防波堤を対象とした遠心実験及び有限要素法解析によれば（第5章及び第6章）、転倒安全率が1.2の時の圧力は現行設計法の値の約60%であることが得られている。上部構造物の違いはあるが現地実験の値はこれらの傾向と良い一致を示していることが分かる。

(4) 底面反力の変化

図-6.12に改良体底面での反力分布の変化を示した。底面反力の実測は前趾部に設置した圧力計で行ったが、圧力変化量は非常に小さく、土圧計の設置の困難さと信頼性を反映した結果となってしまった。そこで、改良体底部付近に設置した鉛直変位計の歪量から圧力を推定しその値を図に示した。図には推定した圧力値の他に現行設計法による計算値（実線）ならびに付着力を考慮した計算値（破線）を示している。図より、鉛直変位計から

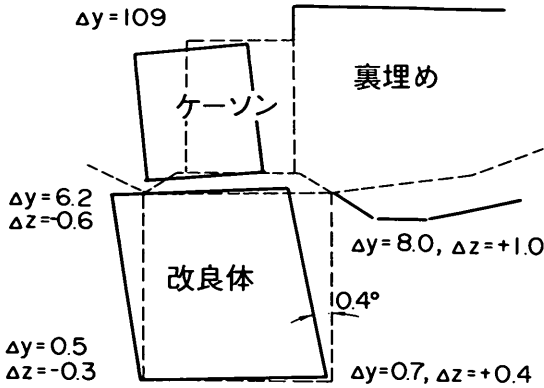


図-6.8 改良体の変位

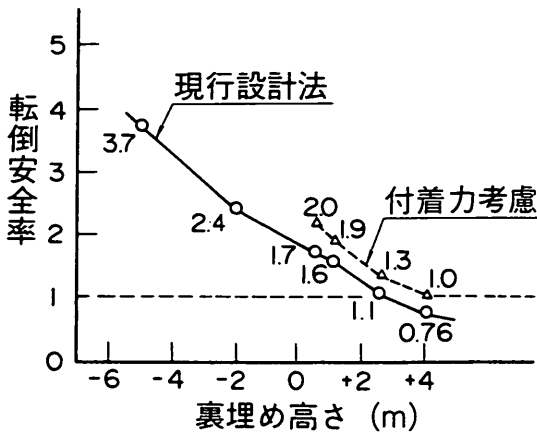


図-6.9 安全率の変化

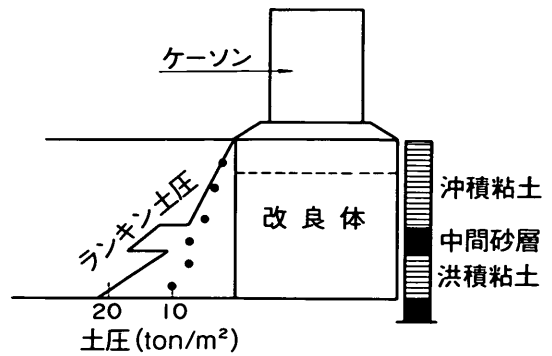


図-6.11 受働側に作用する圧力分布

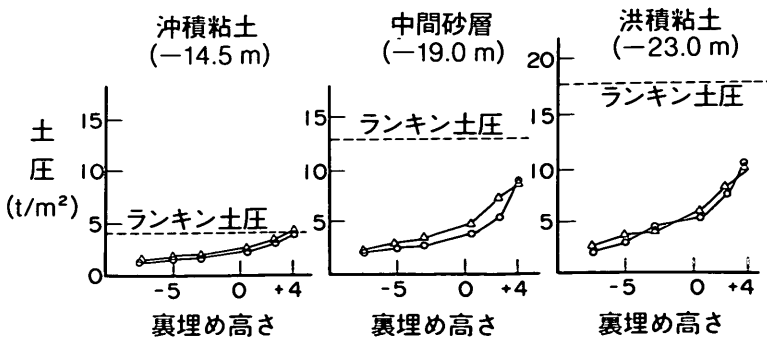


図-6.10 受働側に作用する圧力の変化

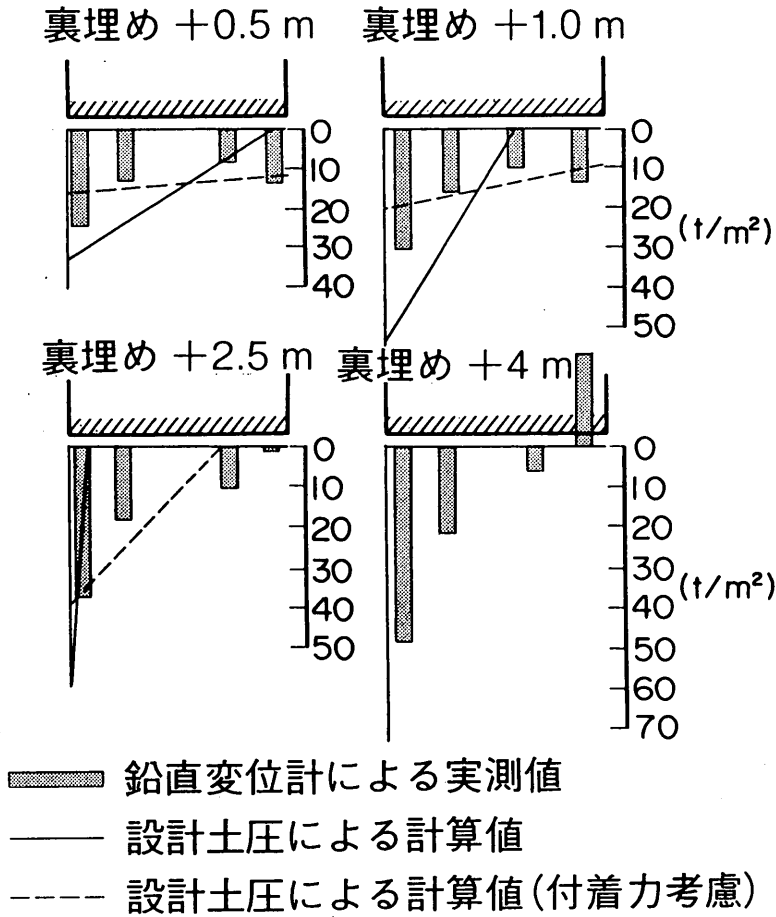


図-6.12 改良体底面での反力分布

推定した圧力値は裏埋めの進行にともない改良体前趾部の圧力が増加し、後趾部の圧力が減少する傾向が分かる。そして最終段階では改良体底面の30%程度の範囲の圧力が0にまで減少する傾向を示し、分布形状も非常に切り立った形状をしていることが分かる。

実測値を現行設計法による計算値とを比較すると、初期の荷重段階では(荷重高さが+0.50mまで)反力分布は台形分布であるため実測値と現行設計法はほぼ良い一致を示していることが分かる。しかし、荷重が進行し反力分布が三角形分布になると現行設計法による計算値は非常に切り立った反力分布を示し、実測値と大きく異なる傾向を示している。特に、荷重高さが+2.50mでは三角形分布と言うよりは針の様な分布形を示している。さらに、荷重高さが+4.0mの場合には計算上は改良体が転倒破壊しているため地盤反力分布を描くことは出来ず、実測値と大きく異なっていることが分る。

一方、改良体側面での付着力を考慮した場合には、裏埋め高さが+1.0mまでは台形の分布形状を与えており、実測値と比較的良好一致を示している。裏埋めが進行し+2.5mの場合には、計算値は三角形分布の反力を与えているがここでも実測値と比較的良好一致が見られる。しかし、+4.0mの場合には、付着力を考慮しても転倒安全率が1.0であるため(図-6.9)、改良体前趾に集中する分布形状を示しており、実測値とは異なる結果となった。このように、現行の設計法に改良体側面での付着力を考慮することで比較的良好な反力分布を与えることができるが、さらに荷重が進行し、回転モードの変位が卓越するような場合には底面反力も非常に過大に評価する結果となっている。

6. 4 まとめ

現地実験はケーソンの滑動破壊が先行して生じたため、ここではそれまでの圧力変化について考察を加えた。その結果、改良体の外部安定に関しては現行設計法は過小に評価する結果となった。さらに、改良体側面での付着力を考慮することで多少改善するが依然として過小評価しており、遠心模型実験結果ならびに有限要素法解析での知見を再確認するものであった。

改良体の受働側に作用する土圧は改良体の変位とともに徐々に増加していくことが明らかになった。しかし、回転変位が卓越する場合、改良体上部の圧力はランキンの受働土圧にまで達するが、深部での圧力増加は小さいことが分かった。このような傾向は防波堤を対象とした遠心実験及び有限要素法解析でも見られており、今回の現地実験結果はこれらを最確認する結果であった。

現行設計法を用いて求められた改良体底面での反力は、載荷の後半になると極端に前趾部に偏った反力分布を与え、実測とは大きく異なる結果となった。改良体側面での付着力を考慮することで最終段階では異なるものの、実測値と比較的良好一致を示すことが分かった。

参考文献

- 1) 運輸省第三港湾建設局，関西国際空港調査室：DM工法による地盤改良施工実験に関する解析調査報告書，1983年3月
- 2) 矢島道夫，寺師昌明：壁状深層混合処理地盤の実大載荷実験，複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム，土質工学会，1984年10月，pp. 67-74.
- 3) 財団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版），上巻，1989年，pp. 445-453.
- 4) 鈴木吉夫，馬場崎亮一，鈴木善雄，藤井齊昭：深層混合処理工法による着底型壁状改良地盤の安定性に関する遠心力模型実験装置を用いた研究－滑動破壊および抜け出し破壊－，土木学会第42回年次学術講演会，1987年，pp. 802-803.

第7章 要約と結論

本研究では、深層混合処理工法による改良地盤の挙動について、上部構造物が防波堤の場合を対象に遠心模型実験と有限要素法解析から検討を行った。さらに、得られた結果と現地実験と比較検討した。各章の要約と結論は次の通りである。

第一章では、深層混合処理工法によって改良された地盤の特徴と設計上での問題点を要約し、本研究の背景と目的ならびに本論文の構成について述べた。

第二章では、深層混合処理工法による安定処理土の特性の概略を述べた。さらに、安定処理地盤を一種の地中構造物と取り扱い外部安定と内部安定の検討を行う現行設計法の概略について述べるとともに、外部安定の検討に関する課題について考察を加えた。その結果、改良体に作用する土圧としてランキンの極限土圧を用い、改良体側面での付着力を無視しているため、改良地盤の安定性を過小に評価している可能性のあることを示した。また、改良体底面での反力分布についても改良体下部の地盤の降伏や応力の再配分を考える必要性を述べた。

第三章では、本研究で用いた遠心模型実験装置の概略を述べるとともに、実験で用いた改良体、水平載荷装置などの機器についても説明を加えた。さらに、模型地盤の材料として使用したカオリン粘土の物理的特性ならびに力学特性についても述べた。さらに、模型実験を行うための模型地盤の作製方法ならびに載荷実験の手順について説明を加えた。さらに、遠心加速度場で自重圧密して作製された模型地盤の強度分布をペーン試験、コーン試験、ならびに鉛直載荷試験などから推定した結果もあわせて示した。その結果、深度方向に一樣に強度の増加する正規圧密粘土地盤を遠心模型実験で作製することができることを示した。

第四章では、防波堤を対象とした改良地盤の水平載荷試験を行い、水平荷重の挙動ならびに改良体に作用する土圧・間隙水圧挙動について検討した。実験では、改良幅と改良体の着底条件を変化させた実験を行い、水平変位挙動に及ぼす影響について検討した。

着底型の場合には、改良幅が10cm、20cmのいずれのケースでも改良体は水平荷重を受けて前趾部でつま先立つ様な変位挙動が見られた。改良体側面に作用する圧力は改良体の変位に影響を受けることが分かった。改良体底面での反力は載荷にともなって改良体前趾部に集中し極限時には非常に切り立った三角形の分布形状を示すことが分かった。現行設計法は、実験値と比較して主動側では圧力を過小に、受働側では圧力を過大評価をしている

にもかかわらず地盤反力はより急な分布形状を与え、実験値と大きく異なるものであった。さらに、現行設計法による極限水平荷重は実験値を2倍近くも過小に評価していることも分かった。

浮き型の場合には、改良体下部の粘土地盤の局所的な支持力破壊が改良体の滑動破壊及び転倒破壊に先行して生じる挙動が観測された。浮き型の場合も改良体に作用する圧力は改良体の変位の影響を受けることが分かった。現行設計法による極限水平荷重は実験値よりも大きかった。これは、現行設計法では局所的な支持力破壊を考慮していないためと考えられる。改良体の主動側の圧力はほぼランキン土圧と一致しているが、受働側に作用する圧力は現行設計法で設定しているランキン土圧よりも小さく、過大に評価していることが明らかになった。

第五章では、有限要素法解析の概略と地盤のモデル化と遠心実験を対象とした解析の結果を述べた。

着底型の場合には現行設計法による極限水平荷重は実験値および有限要素法解析値を過小に評価することが分かった。改良幅が小さく転倒破壊が生じるような場合には改良体両側面での付着力を考慮することで、極限水平荷重を多少評価できることが分かった。また、改良幅が大きくなり滑動破壊を生じる様な場合には、改良体主動側のみ便宜的に付着力を考慮することで計算値を解析値に近づけることも分かった。改良体底面での反力分布は現行設計法は過大に評価している。この傾向は改良幅が小さくなり反力分布が三角形分布を示す場合には顕著に見られている。改良体側面での付着力を考慮してもその差は大きく、改良体下層の地盤の局所的な降伏や地盤反力の再配分を考慮する必要がある。

浮き型については、支持力破壊及び転倒破壊モードが卓越する場合には現行設計法は有限要素法解析とは全般的にはほぼ同様な結果を示すが、実験値とは異なる結果であった。これは改良体直下の地盤の局所的な支持力破壊を考慮できないためである。局所的な破壊を粘着力に関する支持力係数を1/2程度に低減して評価すると実験値を妥当に評価できることが分かった。

第六章では、着底型の改良地盤について実施した現地載荷実験の概略ならびにその試験結果を述べた。現地実験はケーソンの滑動破壊が先行して生じたため、ここではそれまでの圧力変化について考察を加えた。その結果、改良体の外部安定に関しては、現行設計法は過小に評価する結果となった。さらに、改良体側面での付着力を考慮することで多少改善するが依然として過小評価しており、遠心模型実験結果ならびに有限要素法解析での知見を再確認するものであった。

改良体の受働側に作用する土圧は改良体の変位にともなうて徐々に増加していくが、回轉變位が卓越する場合には深部での圧力増加は小さいことが分かった。現行設計法を用いて求められた改良体底面での反力は、载荷の後半になると極端に前趾部に偏った反力分布を与え、実測とは大きく異なる結果となった。改良体側面での付着力と局所的降伏を考慮する必要があることが分かった。

謝 辞

この小論のテーマとなった深層混合処理工法と遠心模型実験との出会いは、筆者が運輸省港湾技術研究所に入省した時（昭和56年）であり、それ以来10数年間ずっと携わってきたテーマである。その間、前地盤改良研究室長・寺師昌明氏には深層混合処理工法と遠心模型実験手法のイロハから数多くのご指導、ご助言、励ましをいただきました。心から感謝申し上げます。

恩師東京工業大学教授木村孟先生ならびに同大学助教授竹村次朗先生には、本小論をまとめるにあたり、懇切丁寧なご指導を賜りました。また、遠心模型実験手法に関しても大学時代よりご指導ご鞭撻を頂戴致しますとともに幾多の励ましも頂戴致しました。また、恩師東京工業大学名誉教授故山口柏樹先生ならびに中瀬明男先生博士には、学生時代より土質工学ならびに軟弱地盤の特性について、数多くのご指導をいただきました。厚く御礼を申し上げます。

深層混合処理工法による安定処理土の特性については、寺師昌明氏ならびに当所土質部地盤調査研究室長・田中洋行氏を中心となって行ったものであります。また、地盤改良研究室の研究員ならびに研修生の方々には遠心模型実験の実施、データ整理および図面の清書などに献身的に援助して頂きました。厚く感謝いたします。

現地実験は運輸省第三港湾建設局が中心となって実施したものであります。関係各位に厚く感謝いたします。

付録-1 有限要素法解析の感度分析

解析は、模型実験での地盤条件を再現したケースを行なう前に、まず砂地盤の内部摩擦角及びヤング率の感度分析を行なった。

1. 1 砂地盤の内部摩擦角の影響

(1) 解析方法

解析は着底型で改良幅が10cmの防波堤を対象に行なった。

解析に用いた地盤のメッシュ図ならびに各土層の材料定数は本編図-5.2及び表-5.1に示した通りである。解析では浮き型の解析も同じメッシュで行なうために、基盤の砂層の層厚は13cmと非常に大きくとっている。解析は実験での载荷の手順を出来る限り再現することにした。すなわち、

1) 初期応力を与えた模型地盤に、マウンド及びケーソンの要素の材料特性(単位体積重量)を変化させて、鉛直荷重を作用させる。

2) 次に、実験での载荷位置とはほぼ同じ位置であるケーソンの下端近く(節点番号352)を水平に変位させた。

解析では内部摩擦角を25°、30°、35°と3種類について計算した。なお、いずれのケースでもヤング率は内部摩擦角に無関係に50kgf/cm²と一定とした。

(2) 荷重～変位関係

解析で得られた载荷点での水平荷重～水平変位関係を図-1.1に示した。解析では、水平変位が約8mmの変位まで解析したが、解析した範囲では、いずれのケースでも水平荷重は水平変位の増加とともに徐々に増加する傾

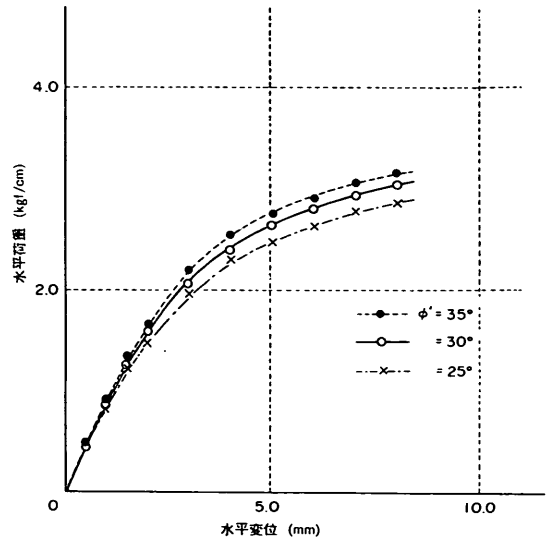


図-1.1 荷重～変位関係

向が見られたが、水平荷重がピークを示したり一定値になる傾向は見られなかった。内部摩擦角が大きくなると水平荷重は多少大きくなるが、さほど大きな差は見られない。

(3) 改良体に作用する圧力分布

水平荷重が2.2kgf/cm²程度の時に改良体に作用している圧力分布を図-1.2に示した。主動側の圧力は大きく減少し、受働側では大きな圧力が作用していることが分る。また改良体底面での反力も前趾部で大きく、後趾部ではほぼ0の三角形分布をしていることが分る。しかし、いずれの面に作用する圧力も内部摩擦角の影響は小さい。

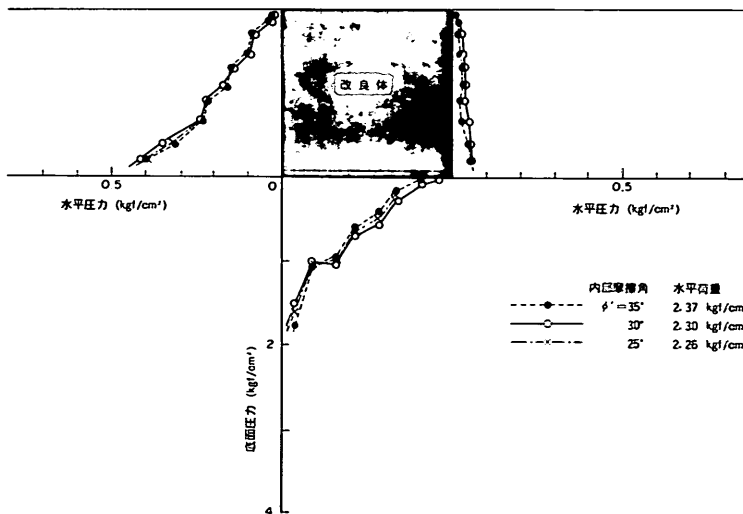


図-1.2 改良体に作用する圧力分布

1.2 ヤング率の影響

次に、内部摩擦角を 30° と一定とし、砂地盤のヤング率を $25\sim 100\text{kgf/cm}^2$ と変化させた計算を行ない、ヤング率の影響を検討した。解析に用いたメッシュは本編図-5.2と、載荷方法も(1)での内部摩擦角の検討での方法と同じである。

(1) 荷重～変位関係

解析で得られた荷重～変位関係を図-1.3に示す。いずれのケースも水平変位の増加とともに荷重は単調に増加する傾向が見られ、解析した範囲では水平荷重にピー

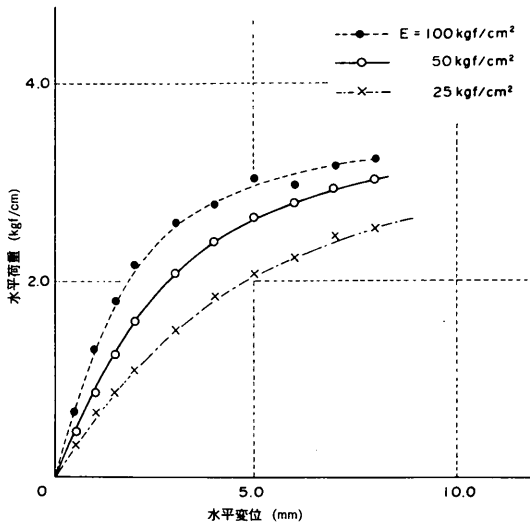


図-1.3 荷重～変位関係

クや一定値に収束するような傾向は見られなかった。砂地盤のヤング率が大きくなるにつれて同一変位時の水平荷重も大きくなる傾向が見られた。しかし、水平荷重の増加割合は 25kgf/cm^2 から 50kgf/cm^2 へ増加した方が 50kgf/cm^2 から 100kgf/cm^2 へ増加した場合よりも大きいことが分る。また、荷重～変位関係に及ぼす影響は、内部摩擦角の変化よりもヤング率の方がより大きな影響を及ぼすことが分かった。

(2) 改良体に作用している圧力分布

水平荷重が約 $18\sim 19\text{kgf/cm}^2$ の時に、改良体に作用している圧力分布を図-1.4に示した。主動側の圧力分布はヤング率を変化させてもほとんど差が見られず、非常に小さな値を示している。一方、受働側の土圧を見ると、分布形状はいずれも深度方向に増加する三角形分布を示しているが、ヤング率の減少にともない、より大きな土圧が作用する傾向が見られる。これは、同一の荷重の下ではヤング率が小さい方がより大きな水平変位が生じるためと思われる。次に、底面反力について見ると、いずれのケースも改良体前趾部で大きく、後趾部でほぼ 0kgf/cm^2 となる三角形分布を示している。ヤング率が大きくなるにつれて、底面反力は前趾部で多少大きく後趾部で小さくなり、より切り立った形状になっているが、それほど大きな変化は見られない。ヤング率が大きいほど改良体受働側に作用する土圧が小さいためであると考えられる。

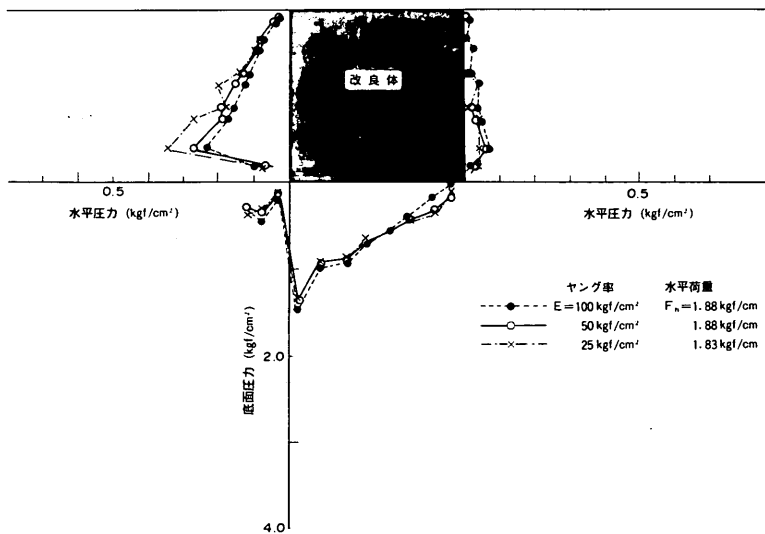


図-1.4 改良体に作用する圧力分布

1. 3 まとめ

これまで、限られた条件ではあるが砂地盤の強度特性が挙動に及ぼす影響の感度分析を行ってきた。その結果、内部摩擦角の水平荷重～変位関係、改良体に作用する圧力分布にはほとんど影響を及ぼさないことが分った。さらに、ヤング率の影響は水平荷重～変位関係には大きな影響を及ぼすものの、圧力分布にはさほど大きな影響を及ぼさないことも分かった。

以上の検討より、砂地盤のパラメーターとして、内部摩擦角を 30° 、ヤング率を 50kgf/cm^2 と設定することは妥当な計算結果を与えるものと考えられる。

2.1 はじめに

有限要素法解析結果から、着底型の場合には基礎砂地盤が強固であるため、載荷にともなって改良体は前趾部を中心とした回転変位が卓越して生じ、結果的に水平荷重の載荷点が上向きに浮き上がるような変位をすることが明かになった。一方、模型実験での載荷点は「くさび」構造(図-3.27参照)であるため、くさびとコンクリート製のケーソンとの間で摩擦が発生している可能性がある。摩擦が発生すると、載荷点の浮き上がり変位を抑えつけるような下向きの力が発生し、結果的に改良地盤には水平荷重ではなく、斜め下方向の荷重が作用することになる。この様に、模型実験を行なう上で載荷点での処理方法によっては、当初意図した荷重の方向と真に作用している方向が必ずしも一致しないことは、砂の支持力試験を例に指摘されている^{1),2)}。

改良体に斜め下向きの荷重が作用すると、改良地盤全体の安定性を増し、より大きな水平抵抗力が発生していることになる。防波堤を対象に改良幅が10cmと20cmの2つのケースについて、載荷点での程度の摩擦力が発生していたか確認することとする。しかし、載荷点での摩擦の大きさを実測することができなかったため、載荷点での摩擦力を数種類に変化させた解析を行ない、その荷重～変位関係から実験での摩擦力を推定することにした。さらに、その摩擦力が改良体境界面に作用する土圧、付着力分布に及ぼす影響についてもあわせて検討した。

2.2 解析方法と解析ケース

解析では、着底型防波堤を対象に、載荷点での鉛直荷重(F_v)と水平荷重(F_h)との比(F_v/F_h)を0～100%まで変化させた場合と載荷点での鉛直変位を完全に拘束した場合について計算を行なった。解析に用いたメッシュ図は本編図-5.2と、各土層の特性は本編表-5.1とそれぞれ同じである。

載荷は、載荷点での拘束のない場合には、マウンド及びケーソンを載荷した後、図中のno.393の節点に水平に荷重を加えた。一方、載荷点での拘束を再現した場合には、no.393の節点に水平荷重(F_h)及び鉛直荷重(F_v)を作用させ、完全に拘束した場合には、no.393での鉛直変位を拘束し、水平荷重を作用させた。解析は表-2.1に示すように、改良幅が10cmと20cmの2つのケースに対して、それぞれ6ケース、合計12ケース行なった。

	改良幅	拘束条件	F_v/F_h	着底条件
①	10cm	拘束		着底型
②	10cm		100%	着底型
③	10cm		75%	着底型
④	10cm		50%	着底型
⑤	10cm		25%	着底型
⑥	10cm	自由	0%	着底型
⑦	20cm	拘束		着底型
⑧	20cm		100%	着底型
⑨	20cm		75%	着底型
⑩	20cm		50%	着底型
⑪	20cm		25%	着底型
⑫	20cm	自由	0%	着底型

2.3 荷重～変位関係への影響と摩擦力の推定

解析で得られた水平荷重～水平変位関係を図-2.1(改良幅10cm)、図-2.2(改良幅20cm)に示した。

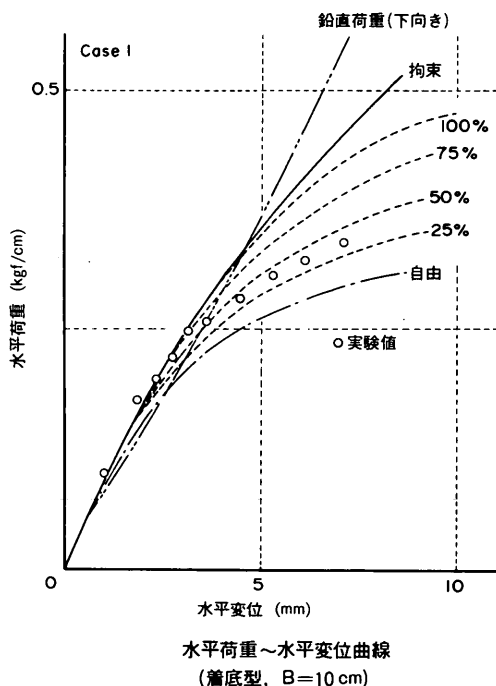
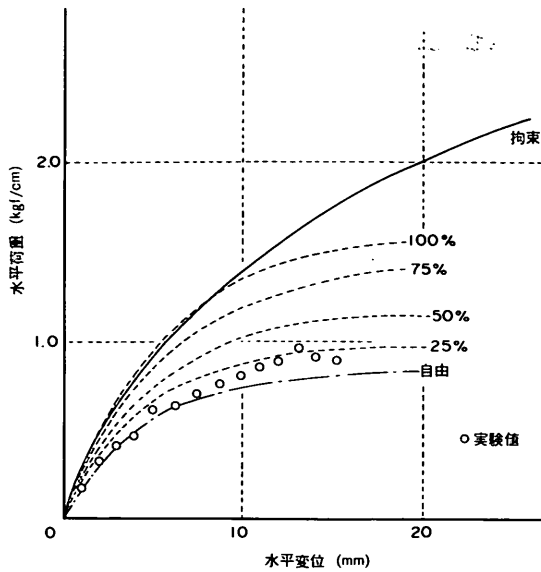


図-2.1 荷重～変位関係(改良幅10cm)



水平荷重～水平変位関係
(簷底型、B=20cm)

図-2.2 荷重～変位関係 (改良幅20cm)

(1) 改良幅が10cmの場合

改良幅が10cmの場合について見ると(図-2.1), F_v/F_h が大きくなるにつれて同一変位時での水平荷重が大きくなる傾向が見られる。載荷点での水平変位が5mm時でその大きさを比較すると, F_v/F_h が0%から100%になると水平荷重は約32%増加することが分かる。また, F_v/F_h の割合にほぼ比例して水平荷重も大きくなる傾向が見られる。載荷点での鉛直方向変位を完全に拘束した場合には, 水平荷重は水平変位にほぼ比例して増加する傾向を示しており, 解析した水平変位の範囲内では水平荷重にピークはもとより, 一定値に収束するような傾向すらも見られていない。

拘束した場合については, 載荷点で発生している下向きの鉛直荷重 (F_v) も図にあわせて示しているが, F_v は載荷初期には F_h よりも若干小さいものの, 載荷後半には F_h よりも大きくなっており, 真に作用している外力の方向は45°以上も下向きであることが分る。自由の場合 ($F_v/F_h=0$) と比較すると, 両者は水平荷重が20kgf程度まではさほど大きな差は見られないが, 水平荷重がそれ以上大きくなると両者の荷重～変位関係には大きな差が生じていることが見られる。これは20kgf程度の荷重までは載荷点の鉛直変位が小さいためであるため, 拘束の影響が小さかったものと考えられる。

(2) 改良幅が20cmの場合

改良幅が20cmと大きい場合(図-2.2)についても, 定性的には10cmの場合とほぼ同様の傾向が見られる。しかし, 水平荷重への影響割合を水平変位が5mmの時の水平荷重で比較してみると, F_v/F_h が0%の場合と100%の場合を見ると約81%も大きくなっていることが分かり, 改良幅が大きいほど水平荷重に及ぼす拘束の影響が大きいことが分かった。

(3) 実験での摩擦力の推定

図-2.1及び図-2.2には, 実験で得られた荷重～変位関係もあわせてプロットしている。計算値と比較すると, 実験値は改良幅が10cmの場合には $F_v/F_h=25\% \sim 50\%$, 改良幅が20cmの場合には0%～25%の範囲にある。計算結果と実験値とは多少誤差があり, 両者を直接比較して載荷点での摩擦力を求めることには疑問があるが, ここでは仮に直接比較すると, 載荷点での摩擦の大きさは水平荷重の約25%程度と推定することができる。

2.4 土圧分布への影響

(1) 改良幅が10cmの場合

載荷点での鉛直変位が自由な場合, 完全に拘束された場合及び鉛直下向きの力が水平荷重の25%の場合について, 改良体に作用する土圧分布を図-2.3に示した。図では, 載荷の2段階についてはほぼ同じ水平荷重時の計算結果を示している。

拘束された場合には自由の場合に比べて, 主動側では大きく, 受働側では小さな圧力が作用していることが分かる。さらに底面反力を見ると, 拘束された場合には改良体前趾圧が多少小さく, 後趾部では逆に多少大きくなる傾向が見られる。これは, 載荷点を拘束することで鉛直下向き力が発生し, 改良地盤全体の安定を増したためこの様な土圧分布になったと思われる。しかし, 25%の場合には自由の場合とほとんど等しいと考えても良く, 載荷点での摩擦の影響は小さいと考えられる。

改良体側面に発生している付着力の合力を比較したのが図-2.4である。図には完全に拘束された場合と自由な場合の2ケースを示している。前趾側の付着力の発生傾向は拘束の有無の影響をほとんど受けておらず, 両者の計算結果は完全に一致している。一方, 後趾側は, 拘束されたケースの方が付着力の発生が若干遅れる傾向は見られる。しかし, 全体的には拘束の影響はあまりないことが分かった。鉛直荷重が水平荷重の25%程度の場合については, 図示していないが, 自由と拘束でさほど差が見られないことから, 25%の場合も自由とほとんど差がないと考えられる。

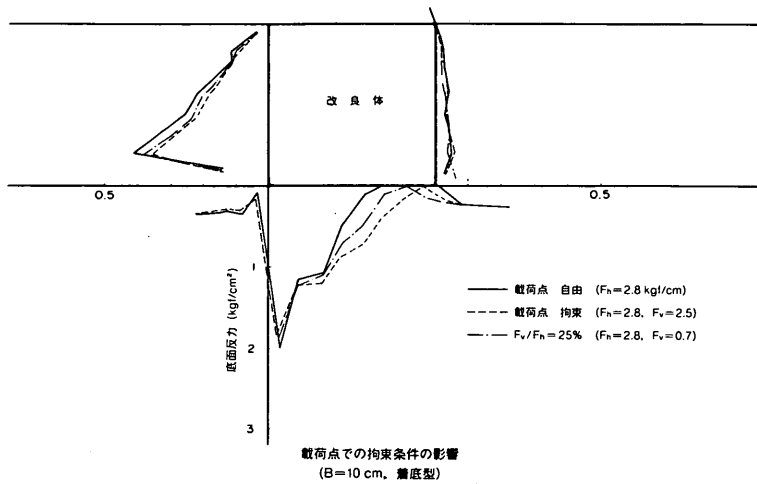


図-2.3 改良体に作用する土圧分布 (改良幅10cm)

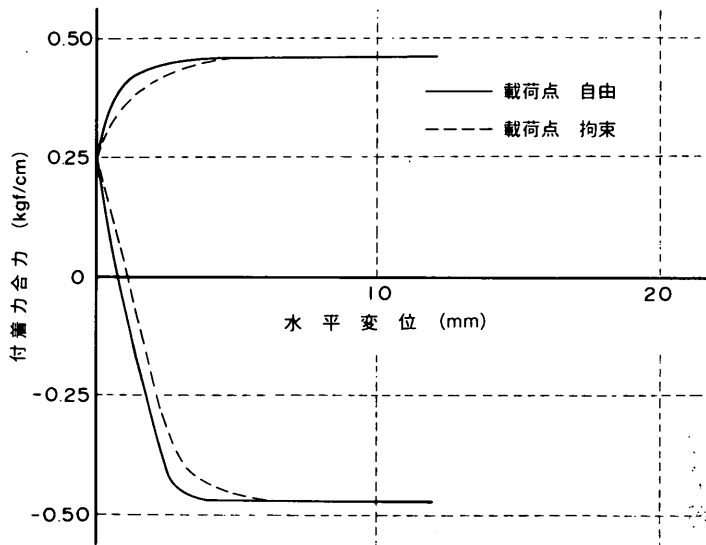


図-2.4 改良体側面での付着力 (改良幅10cm)

(2) 改良幅が20cmの場合

改良幅が20cmについて、10cmの場合と同様に、改良体に作用している土圧分布について検討した。主動側、受働側の土圧分布とも拘束の有無で多少の差は見られるがその差は小さく、特に主動側では両者はほぼ一致していることが分った。一方、底面反力では、前趾部では拘束した方が約10%程度の差であるが、後趾部では自由な場合には0にまで減少しているのに対して拘束した場合には、よりフラットな反力分布をしている。これは、改良幅が大きいと、載荷点での鉛直荷重による抵抗モーメントが大きく影響したためと思われる。載荷点での鉛

直荷重が25%の場合についても検討したが、載荷点の拘束のない場合に近く、この場合では改良幅が大きい場合にも、載荷点での摩擦の影響は小さいことが得られた。

改良体側面に発生している付着力の合力についても検討した。完全に拘束された場合と自由な場合について、前趾側の付着力の発生傾向は拘束の有無の影響をほとんど受けておらず、両者の計算結果は完全に一致していることが分った。一方、後趾側は、拘束されたケースの方が付着力の発生が若干遅れる傾向は見られたが、全般的には拘束の影響はあまりないことが分った。

2.5 まとめ

上記の検討より、模型ケーソンと載荷くさび間には、水平荷重の25%程度の鉛直荷重が作用している可能性が高いことが分った。この摩擦力の影響で載荷点での摩擦がない条件に対して水平荷重は約20%程度大きくなっている可能性が高いことも分った。

しかし、改良体に作用する土圧及び付着力分布に対する影響は小さく、載荷点での摩擦力の影響は小さいことも分った。

参考文献

- 1) 寺師昌明, 北詰昌樹, 大橋照美, 小竹 望: 偏心傾斜荷重を受ける帯基礎の破壊パターン, 土質工学会, 第19回土質工学研究発表会, 1984年, pp.953-956
- 2) Kitazume, M.: Influence of Loading Condition on Bearing Capacity and Deformation, 国際土質基礎工学会, 遠心力載荷装置による模型実験手法に関する国際シンポジウム, 1984年, pp.149-151

港湾技研資料 No.774

1994. 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Edited by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright ©(1994) by P.H.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.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。