

港湾技研資料

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

No. 622

June 1988

深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード

寺	師	昌	明
北	詰	昌	樹
中	村		健

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	3
2. 改良体の内部安定に関する研究課題	4
2.1 内部安定検討の基本的な考え方	4
2.2 内部応力の簡便計算法	4
2.3 安定処理土の許容応力度	5
2.4 本研究の目的	6
3. 模型実験	6
3.1 実験手法と模型地盤の設計	6
3.2 模型地盤材料	6
3.3 模型実験の手順	8
3.4 実験ケース	9
4. 実験結果と考察	9
4.1 ピーク時の水平荷重と水平変位との関係	9
4.2 水平荷重と水平変位との関係	10
4.3 クラックの発生、発達	11
5. 破壊荷重の計算値との対比	15
5.1 従来の設計法による簡便計算の条件	15
5.2 直線すべりの計算方法と計算条件	15
5.3 計算値と実験値の比較	16
6. 結 論	18
7. あとがき	18
参考文献	18

Failure Mode of Treated Soil Mass by Deep Mixing Method

Masaaki TERASHI*

Masaki KITAZUME**

Takeshi NAKAMURA***

Synopsis

Treated soil by the deep mixing method (DMM) is characterized by the extremely high shear strength and Young's modulus in comparison with those of untreated soil. Therefore, a huge treated soil mass manufactured in-situ by DMM behaves as if it were a rigid structure buried in the soft ground. The current design technique consists of the examination of external stability and internal stability. However, there is no experience on the failure of treated soil mass.

In the present study, the mode of failure of the treated soil mass is examined by two dimensional model tests in a geotechnical centrifuge. The scope of the study is limited to the treated soil block which is seated on a reliable sandy layer and bears the combination of vertical force due to the self weight of upright breakwater and horizontal force due to waves. In this condition, the failure mode of the treated soil block is not characterized by the development of a shear plane but by the development of cracks. At the peak load level, crack appears on the vertical line passing through the toe of the caisson. In the cases where the unconfined compressive strength of the treated soils are lower than 2 kgf/cm^2 , relatively small reduction of the load is observed after the peak load is attained. Whereas, large reduction of the load is observed for the cases in which unconfined compressive strengths are approximately 5 kgf/cm^2 . Also found is that the current design procedure for the internal stability gives a reasonable index of the peak load if the boundary stresses are appropriately selected.

Key Words: Alluvial Deposit, Bearing Capacity, Design, Failure, Inclined Load, Model Test, Soil Stabilization

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

*** Member of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード

寺師 昌明*

北 誥 昌樹**

中 村 健***

要 旨

深層混合処理工法によって地中に形成される安定処理土は、従来の工法による改良土に比べてせん断強度ならびに剛性が極端に大きい。このため、ブロック式改良などの大規模構造物を対象とする改良型式の場合、設計上は地中に形成される安定処理土の塊（改良体）を一種の地中構造物とみなして、改良体の外部安定（改良体が剛体として変形する場合の周辺無改良地盤の安定）と内部安定（改良体そのものの耐力の検討）とに区分して検討することとしている。しかし、この種の改良体の破壊例は皆無であり破壊モードすら知られていなかったため、従来、安全側の仮定の下に設計法が組み立てられている。

本研究では、上部構造物を防波堤とし、支持層に着底するブロック式改良体を対象とした。改良体に作用する鉛直力は模型ケーソンの自重で、波力は静的な水平力に置きかえて、応力に関する相似性を満足する遠心模型実験手法により改良体の破壊モードを検討した。一連の実験結果から、外部安定の保たれている改良体の破壊モードはすべり線の発達による明瞭なせん断破壊ではなくクラックの発達によること、ピーク荷重時には改良体上部のケーソン前趾を通る鉛直面上にクラックが発生することが分かった。改良体の強度を変化させた実験からは、低強度の改良体の場合にはピーク後の荷重低下は少ないものの、強度が増大するとピーク後の荷重低下が顕著になることが判明した。また、設定する外力条件などに留意すれば、既往の設計手法が改良体の内部安定のインデックスとなることが分かった。

キーワード：沖積層，支持力，設計，破壊，傾斜荷重，模型実験，土質安定処理

1. まえがき

深層混合処理工法（DMM）によって地中に形成される安定処理土は、従来の工法による改良土に比べてせん断強度ならびに剛性が極端に大きく、しかも短期間でその効果を達成することができる。このため、港湾地域では軟弱地盤中に安定処理土によってブロック式、壁式などの連続した安定処理土の塊を形成して、上部構造物から加わる外力を下部地盤へ伝達する適用方法をとっている。設計上は地中に形成されるこの安定処理土塊（改良体）を一種の地中構造物とみなして、改良体の外部安定

（改良体が剛体として変位する場合の周辺無改良地盤の安定）と内部安定（改良体そのものの耐力の検討）とに区分して検討することにしており、施工実績も挙げられている。

本工法を開発した港湾技術研究所では、改良地盤の設計法の合理化のため、これまで安定処理土の特性に関する研究、遠心模型実験手法による静的挙動の研究、振動台を利用した地震時挙動を知るための研究を進めてきた。また、第二港湾建設局では地震時の挙動解明のための現地観測を、第三港湾建設局では現地規模の大型載荷実験を、さらに両建設局では施工性の改善のための調

*土質部 地盤改良研究室長

**土質部 主任研究官（地盤安定解析担当）

***土質部 地盤改良研究室

査研究も進めている¹⁾。このような研究を背景に組み立てられた従来の設計法に基づいて設計・施工された大型施設では、幸いなことに、破壊例はもちろん、大変形例も皆無である。しかし、その反面、破壊事例がないことは設計法の合理性を検証する基礎データが得られていないことでもある。

本研究では、上部構造物を防波堤とし、支持層に着底するブロック式改良体を対象とした。改良体に作用する鉛直力は模型ケーソンの自重で、波力は静的な水平力に置きかえて、応力に関する相似性を満足する遠心模型実験手法²⁾による改良体の破壊モードを検討した。

2. 改良体の内部安定に関する研究課題

2.1. 内部安定検討の基本的な考え方

深層混合処理工法の設計手法については文献2)を参照されたい。設計法の中核は、1. まえがきに述べたように、外部安定と内部安定の両面の検討である。内部安定の検討では、「外部安定を満足する改良体に対して改良体の境界面に作用する応力を適切に設定し、内部応力を弾性計算で求めて安定処理土の許容応力度を超えないことを確認すればよい」としている。これは、通常の土質材料での安定問題と比べるとずいぶん安全側の考え方に見える。このような考え方をとった背景には、安定処理土の特性が周辺の無改良土と極端に相違し、破壊のモードは通常の地盤とは大きく異なると思われるものの、前述のように破壊モードに関する既往の知見が皆無であったことが挙げられる(課題-1)。従来の設計法の考え方(上記の括弧内)にしたがって検討する場合には、境界条件としての応力の設定や内部応力の算定方法には、要求する計算のレベルに応じていろいろな手法(単純な構造解析から、複雑な数値解析まで)が考えられるが、以下には通常用いられる簡便計算法をブロック式改良を例にとって紹介する。

2.2 内部応力の簡便計算法

安定処理土によって地中に形成される改良体の底面と前趾、後趾を通る鉛直面で囲まれる一体となった系には、図-1に示すような境界面の応力、ならびに慣性力が作用する。なお、図-1には、埋立護岸を上部構造物とする改良地盤を例示しているが、防波堤では埋立土の代りに波力が作用すると考えればよい。ここで一体となった系(改良地盤系)を考えるのは、内部安定の検討に先だって、改良体上の上部構造物の安定が先行して検討され、その安全性が確認されているためである。議論を簡単にするため常時を考えると、改良地盤系に作用する鉛直力(自重)は容易に算定できる。改良体の着底している支

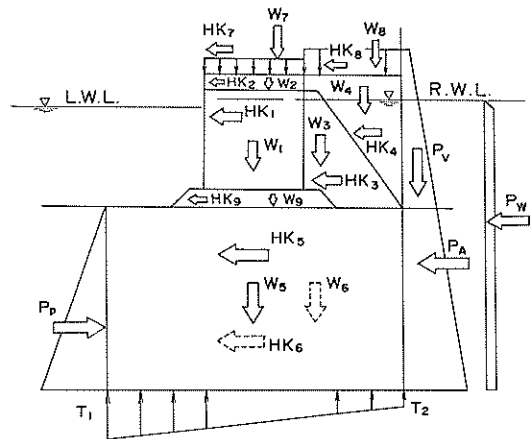


図-1 改良体に作用する外力の概念図

持砂層を弾性体と仮定し(外部安定が所要の安全率で満足されている場合には、この仮定は不当なものではない)、鉛直境界面に作用する応力を適切に評価できれば、系に作用する力とモーメントの釣合いから簡単な計算で、改良体底面の地盤反力、 T の分布が算定できる。なお、「鉛直境界面に作用する応力が適切に評価できれば」と述べたが、これは必ずしも容易ではなく内部安定を議論するための一つの課題となった(課題-2)。この問題については別途に一連の遠心模型実験で検討を加え報告しているので参考にされたい³⁾。

さて、簡便計算法では、既往の設計検討に際して実施した弾性FEM計算結果等を参考にして、せん断応力の苦しくなる箇所は、改良体の前趾または後趾の2箇所のいづれかと、上部構造物の前趾を通る鉛直面であると考えている。端趾部の検討では、改良体の内部に発生する最大せん断応力が前述の地盤反力の最大値(端趾圧)の1/2倍に等しいとして、最大せん断応力、 τ_1 を求め、許容せん断応力度、 τ_a と対比する言わば点安全率を検討する。

$$\tau_1 = \text{Max}(T_1, T_2) \quad (1)$$

上部構造物の前趾を通る鉛直面については、平均せん断応力と許容せん断応力度を対比するものとし、発生するせん断応力、 τ_2 の検討は次式によっている。

$$\tau_2 = \{ \int T dx - \int W dx \} / A \quad (2)$$

ここに、 $\int T dx$: 改良地盤系前趾から上部構造物の前趾を通る鉛直線までの地盤反力の合力

$\int W dx$: 改良地盤系前趾から上部構造物の前趾を通る鉛直線までの改良地盤系の有効重量

A : 改良体の検討箇所での鉛直断面積

2.3 安定処理土の許容応力度

安定処理土の許容応力度を考える場合には、現場で形成される改良体の特徴を理解しておく必要がある。現場で安定処理土を形成するには比較的簡便な機械を用いており、機械を地中に押し込み、引上げる一サイクルの施工中に、機械の先端部近辺で吐出する安定材と原位置の軟弱土を攪拌混合する。このため、一回の施工で地中には一本の安定処理土の柱体が形成されることになる。この攪拌混合の程度によって柱体内部の強度にはバラツキが生じ、その変動の度合は許容応力度を設定する際に考慮する必要がある（課題-3）。また、攪拌翼の動きは水平面内の回転が卓越するため、各種の特性の異方性が懸念される（課題-4）。この前者については、現場施工データの整理結果⁴⁾が、後者については現場処理土の詳細な試験結果⁵⁾が参考となろう。

海上の施工で形作られるマッシュな改良体は、現場では、上述の一サイクルの施工で形成される安定処理土の柱体を相互にオーバーラップさせて形成している。このオーバーラップ面を含む改良体の平面図を模式的に図-2に示す。図-2は8軸の深層混合処理機械を想定している。図示の例では、一本の柱体も細かく考えると8軸の攪拌翼で施工されるため8本の柱体から形成されていることがわかる。さらに、先行して打設された処理土柱体（柱体1）は、その後の施工で一部を切削されると同時に混合処理され引続き打設される柱体（柱体2）と接合される。②の内部応力の計算では、簡便のため改良体は内部に無改良土を含まない連続体と仮定しているが、現実には、図示のように内部に規則的に弱い部分を含んでいる。内部応力の計算の段階か、許容応力度の設定の段階かのいずれかの時点で、この部分の影響を評価する必要がある。現在は、この影響を許容応力度側で評価することとしている。

まず、8本の円柱から形成される個々の柱体を見ると、攪拌翼の直径と軸間距離で定まる機械固有のオーバーラップ面が存在し、かつ絵の上では柱体の内部に無改良土を含むことになる。しかし、この部分は、処理機械の貫入時に一旦排除され、引上時にスラリー状の安定材と攪拌された粘土の混合土で埋戻される部分であり、現実には形成される柱体では問題とならない。

問題となるのは、柱体1を打設してから時間間隔を置いて現場で打ち継がれる図示の施工オーバーラップの箇

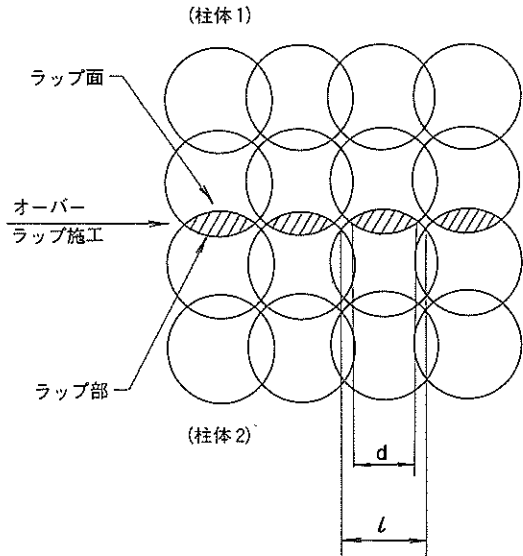


図-2 改良体の現場施工模式図

所である。まず、個々の攪拌翼が到達しない無改良土部分の存在（外力に有効に抵抗する断面積の評価）がある。次に、オーバーラップ部は重複した攪拌を受ける部分（ラップ部）と、2本の柱体のまさしく境界面（ラップ面）とに区分でき、それぞれにオーバーラップの影響を受けない柱体内部とは強度特性に差があるものと考えられる。このラップ部については、柱体内部と実用上強度の差が無いことが確認された⁵⁾ため、現在はオーバーラップによる強度低下は、前述の有効断面積の問題とラップ面の強度の評価にかかっている（課題-5）。第二港湾建設局、第三港湾建設局では、このラップ面の接合性を高めるために施工面での工夫や安定材（固化遅延剤や遅硬化セメント）の開発と現地実証、ラップ面の強度を評価するための現地試験を実施してきた。この建設局の努力は材料メーカーならびに施工各社の協力の下に、硬化速度の調節が可能な安定材の開発と、施工性の改善に結実している。しかし、ラップ面の評価は安定材と施工法の組み合わせに左右され、十分に丁寧な施工を前提にしても、柱体内部の強度に対してラップ面の強度は50～100%の範囲であるとしかたええないようである。

以上のような改良体の特徴を踏まえて、現在の設計では、現場処理土の許容せん断応力度 τ_a は現場処理土の一軸圧縮強度の平均値 $q_{a,f}$ をベースに次式で求めることにしている。

$$\tau_a = \sigma_{ca} / 2$$

$$\sigma_{ca} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot q_{uf} / F$$

3)

ここに、 σ_{ca} : 基準強度

α : 断面有効係数

β : オーバーラップ面信頼度係数

γ : 現場強度係数

F : 材料安全率

である。改良体の内部に無改良部分が残されることの影響、 α は、単に有効断面積の減少だけでなく局部的な応力集中等の問題にも繋がるが、ここでは単純に施工条件から幾何学的に定まる d/ℓ としている (図-2 参照)。 β については、前述のように未解明の問題もあるが、施工機械を地中に貫入する過程で安定材を吐出する場合に 0.8~0.9、機械の引上時に吐出する場合に 0.5~0.6 を採用する設計事例が多い。この値の設定は、前述の建設局の実験結果と大きく矛盾するものではない。既往の事例での材料強度のばらつきは、一様性の高い地盤で丁寧な施工を前提にすると変動係数 (標準偏差/平均値) で 0.2~0.4 程度であるが、これは、現場の土質、安定材の添加量や施工の精粗に影響され、極端な事例では 0.7 に及ぶものもある。 γ の評価は、0.5~1 程度とされることが多い。材料安全率 F には、以上の諸係数の曖昧さや破壊モード等の不確かさをカバーする意味も含めて、常時で 3、地震時で 1.5 としている。これらを総合すると、既往の事例では、基準強度と現場の一軸圧強度の比率は $1/6 \sim 1/10$ 程度である。

2.4 本研究の目的

2.1~2.3 にかけて、従来の内部安定に関する設計法の紹介と、この設計法を改善するための 5 つの課題を示した。完全ではないが、課題-2~4 については目安が得られている。内部安定の検討方法を改善するためには、内部応力と許容応力度を対比するという現在の設計法のフレームの中であっても、内部安定の検討法を抜本的に見直す立場であっても、課題-1:改良体の破壊モードの確認、課題-5:オーバーラップ面の適正な評価、の 2 つの課題の解明が強く望まれる。後者については、ラップ面に関するさらに詳細なデータの蓄積を待つ必要がある。前者が本研究の対象である。今回の研究では、対象とする上部構造物を防波堤とし、支持砂層に着底したブロック式の改良体の破壊モードを探ることを目的としている。以下、3.で模型実験の方法と制約条件、4.で結果と考察、5.で簡便式による実験結果の評価を行っている。

3. 模型実験

3.1 実験手法と模型地盤の設計

2.で述べたように、本実験の目的は改良体の破壊モードの検討であって、特定のプロトタイプを有する模型実験ではない。しかし、改良体の自重や強度特性、境界面に作用する応力、外力条件、改良地盤のプロポーシオン (ケーソンの幅と改良体の幅、など) が現実の施工で想定されるものとかけ離れては、その結果に信頼がおけない。このため、模型実験は現場規模の応力を容易に再現できる遠心模型実験手法によった。実験に用いた港湾技術研究所の遠心模型実験装置と手法の詳細については別報²⁾を参照されたい。

模型地盤の設計に当たっては、外部安定性の不足による周辺無改良地盤の破壊に先立って改良体自身が破壊するように、許容応力度の安全率を 1 として 2.に述べた簡便な設計計算法を用いて検討した。なお、遠心模型実験装置、載荷装置、実験に要する時間などの制約の中で、上述のように実施工に近い条件を得られるよう努力している。

3.2 模型地盤材料

(1) 安定処理土

遠心模型実験においては応力の相似性が満足されるため、模型に用いる材料特性は実施工のそれと一致させればよく、また、一致させる必要がある。したがって、遠心実験で用いる安定処理土についても通常の現場施工で用いられている数十 kgf/cm^2 の一軸圧縮強度をもつものとする必要がある。しかし、現有の載荷装置の容量の制約や改良体の破壊を外的な破壊に先行させるためには、現場と同レベルの一軸圧縮強度を持つ安定処理土を用いることは不可能であった。このため、より一軸圧縮強度が低く、破壊ひずみ量はほぼ等しいという特性を持つ安定処理土を作製した。

図-3 は実験に用いた安定処理土の一軸圧縮試験の結果の例である。図示のように、一軸圧縮強度の違いによる破壊モードの変化を見るために、一軸圧縮強度として 2 kgf/cm^2 弱と 5 kgf/cm^2 程度を選定した。破壊ひずみはいずれの場合も 2% 弱であり、残留強度はいずれもピーク強度に比べて著しく小さく、現場の処理土の特徴を再現している。現場処理土の力学特性については、文献^{4), 5)}を参照されたい。一軸圧縮強度の目標値を 2 kgf/cm^2 弱とした実験の全ケースの一軸圧縮強度、破壊ひずみのばらつきを図-4 に示した。一軸圧縮強度は 1.5~1.9 kgf/cm^2 の間に、破壊ひずみは 1.8~2.1% の間に大部分が集中していることがわかる。個々の実験ケース

では、このばらつきは一層小さい。

(2) 改良体の作製

実験に用いた安定処理土の配合条件と養生条件の範囲を表-1に示した。安定処理の対象土としては川崎粘土を、安定材としては普通ポルトランドセメントを用いた。表に示した含水比、およびセメントの混合比により処理

土を作製した。処理土の作製方法は土質工学会基準案⁹⁾に準じた。

作製した処理土は、改良体を作るための直方体のモールド（寸法：100×100×100～200mm）と、一軸圧縮試験を行なうための円筒形のモールド（寸法：直径50mm、高さ100mm）とに打設した。打設後、処理土の固化を待って（おおむね2～3日）脱型し、それ以降は恒温恒湿槽に入れて養生を行った。

現場における深層混合処理工法の施工状況は2.に記したとおりであり、改良体の条件を模型実験においても現場になるべく合わせるためには、施工ラップ部分の再現が必要である。しかし、課題-5に示したように、再現すべき現場の状況の理解が現時点では必ずしも十分とは言いがたい。このため、実験では図-5に示すように、改良体の奥行方向に一定の間隔で穴をあけて有効断面積を変化させることとした。なお、ラップ部の有無の比較

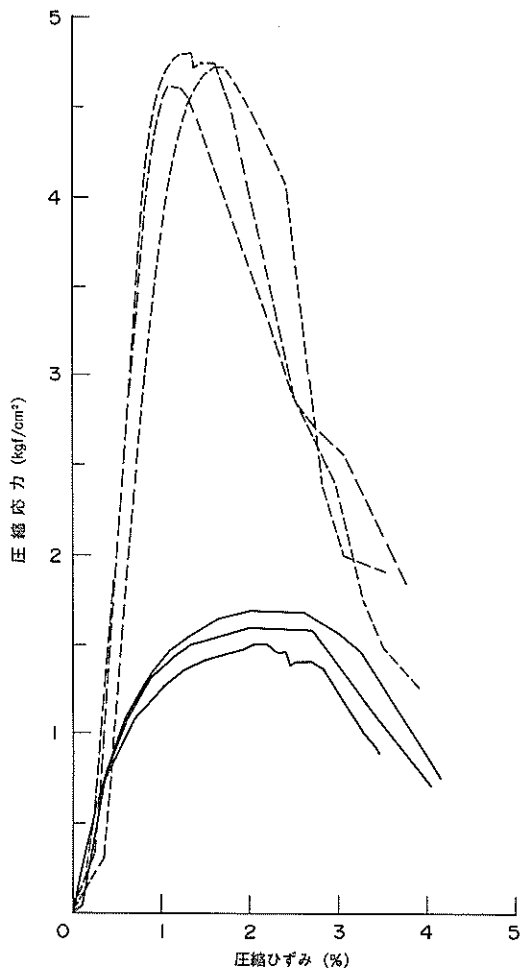


図-3 安定処理土の一軸圧縮試験結果

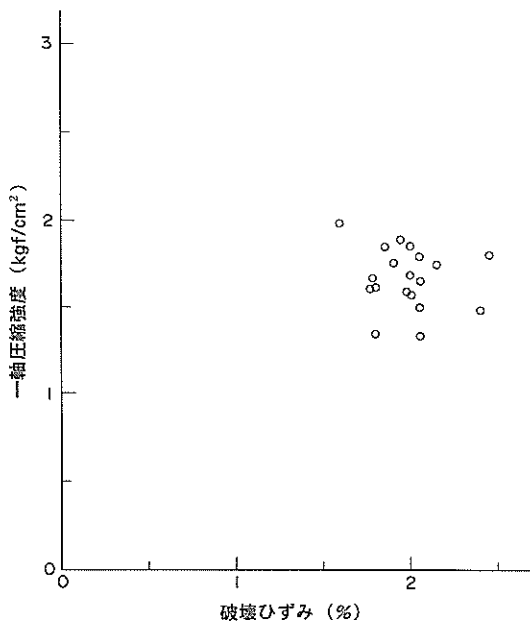
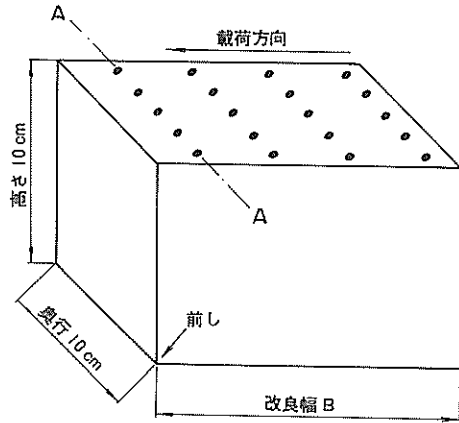


図-4 一軸圧縮強度、破壊ひずみの変動

表-1 安定処理土の作製条件

粘土の含水比	粘土とセメントとの混合比	実験までの養生期間	目標一軸強度	目標破壊ひずみ
130～140%	7～10%	2～3週間	1.5～5 kgf/cm ²	1～2%



(ラップ部断面)

$$\frac{\text{改良率 } \alpha}{\text{全断面積} - \text{穴部面積}} = \frac{\text{全断面積}}{\text{全断面積}}$$

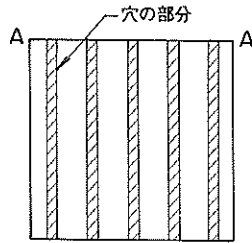


図-5 改良体模型模式図

のために、穴をあけない改良体も作製した。

(3) 無改良地盤

改良体の周囲の無改良地盤については、周囲の拘束圧が改良体に与える影響を調べるために、過圧密粘土地盤、正規圧密粘土地盤、さらに、極端であるが全く粘土のないケースをモデル化した。粘土地盤はカオリン粘土（液性限界 $w_l = 59\%$ 、塑性指数 $I_p = 42.2$ 、強度増加率 $C_u / p = 0.314$ ）で作製した。

(4) マウンド、支持砂層、模型ケーソン

模型地盤のマウンドは濾過砂でモデル化し、支持砂層は豊浦標準砂でモデル化した。砂の種類を選定ならびにその密度の設定に当たっては、模型地盤の破壊がこの部分で生じないように配慮した。模型ケーソンは中空の亚克力製容器で、中に鉛の散弾を詰めることで重量調整を可能にした。また、ケーソン底面にはマウンド材料と同じ濾過砂を貼りつけ粗な状態とした。

3.3 模型実験の手順

図-6 にセットアップされた模型地盤を示す。

まず、試料容器（内寸、幅 50 cm、高さ 35 cm、奥行

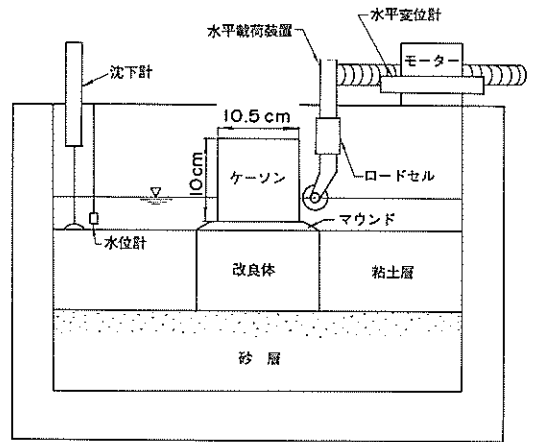


図-6 模型地盤セットアップ図

10 cm) の下部に、圧密時の排水層と支持砂層を兼ねて、湿潤状態の豊浦標準砂を投入し十分に突き固めた。また、改良体が設置される部分の直下の砂層には、改良体底面での地盤反力を測定するための土圧計を数個埋め込んだ。次に、改良体を所定の位置にセットした。粘土のあるケーソンについては、改良体の設置後に改良体の上に圧密用のカラーをセットし、120 ㉯程度の含水比に調整したカオリン粘土スラリーを改良体周囲に投入した。周辺地盤を正規圧密地盤とする場合は、 0.04 kgf/cm^2 の圧力で 1 g の場で予圧密し、過圧密地盤とする場合は、 0.4 kgf/cm^2 で予圧密した。なお、改良体にあけた穴の部分には、カオリン粘土のスラリーを投入した。改良体の上に濾過砂でマウンドを作製し、その上にケーソンをセットし、最後に、水平載荷装置、および粘土表面の水位や鉛直変位の測定機器を試料容器の上面に固定し、遠心模型実験装置に搭載した。

遠心加速度は $50 g$ とし、加速度が一定になってから、正規圧密地盤については加速度場で自重圧密を終了させ、過圧密地盤については安定を待った。圧密の終了は粘土地盤表面の沈下量の変化をもって判定し、その後水平載荷を行った。

水平載荷は、図-6 に示すモーターによりシャフトを動かし、シャフトに剛結したビーム型ロードセル（曲げひずみより水平力を計測）の先端部の車輪でケーソンの所定の位置を押すことによる変位制御で行った。変位速度は、改良体の破壊が非排水条件下に生じるように 3.5 mm/min とした。

実験中は随時測定される水平荷重と載荷点での水平変

表-2 実験ケース一覧

ケース No.	改良幅 B cm	改良率 α %	渠位体積 重量 tf/m ³	一軸 圧縮強度 kgf/cm ²	破壊 ひずみ %	ケーソンの自重 kgf(50g)	周囲の 地盤条件
1	10	100	1.40	1.82	2.05	93	OC
2	20	100	1.39	1.59	2.01	144	OC
3	15	100	1.37	1.79	2.18	110	OC
4	15	75.5	1.34	1.90	1.82	110	OC
5	15	75.5	1.33	1.48	2.09	110	OC
6	15	54.5	1.31	1.52	2.03	110	OC
7	15	54.5	1.32	—	—	110	なし
8	15	54.5	1.31	1.55	1.79	110	NC
9	15	38.8	1.33	4.70	1.25	168	NC
10	15	75.5	1.36	5.70	1.18	168	NC

位との関係、およびモニターテレビに映し出される改良体の状況を観察し、また随時写真撮影を行なってクラックの発生、発達状況を記録した。

実験の終了後、改良体に発生したクラックの状況をスケッチし、また载荷中に撮影した写真から改良体の変位、クラックの発達を詳細に調べた。

3.4 実験ケース

実験ケースの一覧を表-2に示す。

表に示す項目のうち、「改良幅B」は改良体の载荷方向の長さ、「改良率 α 」はラップ部での断面全体に対する改良部の比率であり、許容応力度の表示式中の α と同じ定義となる(図-5参照)。またケーソンの自重は浮力を差し引いた有効重量である。「周囲の地盤条件」の[NC]は正規圧密粘土地盤、[OC]は過圧密地盤である。

上記の10ケースを、目的別に分類すると下記のようになる。

- ・ケース1~3:改良幅Bを変えた時の破壊モードの相違の比較
- ・ケース3~6:改良幅、改良体の強度、鉛直荷重、周辺地盤条件を同一とし、ラップ部の有無、改良率の大小による破壊荷重、破壊モードの比較
- ・ケース6~8:改良幅、改良体の強度、鉛直荷重、改

良率を同一とし、周辺の地盤条件の相違による破壊荷重、破壊モードの比較

- ・ケース8~10:改良幅と周辺地盤条件を同一とし、改良体の強度の相違による破壊荷重、破壊モードの比較

4. 実験結果と考察

4.1 ピーク時の水平荷重と水平変位との関係

表-3に各実験での水平荷重のピーク値とその時の変位量の一覧表を示した。表中の载荷点の変位は変位計による測定値であり、改良体の変位は実験後に写真より読み取った改良体前し頭部の変位である。ほぼ同一強度の安定処理土で改良体を作製したケース1~8をみると、改良幅が大きいほどピーク荷重が大きい(ケース1~3)。改良体の周辺無改良地盤を過圧密としたケース3~6と正規圧密としたケース8では前者のピーク荷重が大きい。改良体の周囲に地盤の存在しない特殊なケース7とケース8のピーク荷重に差は認められない。ケース3~6では改良率を変化させたが、顕著な差は認められていない。また、改良体の一軸圧縮強度を大きくしたケース9、10をケース8と対比すると、ピーク荷重は明らかに大きくなっている。

水平変位に関しては、改良体を破壊させるためには大きな载荷点の変位(ケーソンの変位)を要することがわ

表-3 実験結果一覧

ケース No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ピーク荷重(kgf)	28.1	61.0	36.7	35.4	34.2	33.8	22.8	22.8	51.8	57.1
変位(载荷点) (mm)	11.2	18.0	9.2	9.9	7.8	7.7	6.0	6.0	13.6	13.0
変位(改良体) (mm)	2.5	5.3	1.8	2.9	0.7	1.1	1.1	2.9	1.4	1.7

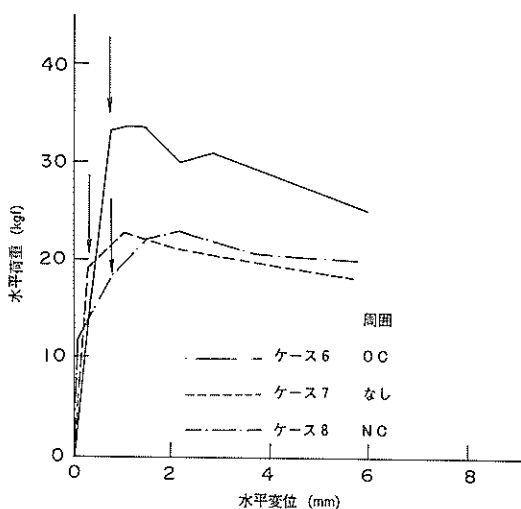


図-7 水平荷重～水平変位の関係（ケース6～8）

かる。なお、改良体の変位と実験条件との間には有意な関係は認められない。

4.2 水平荷重と水平変位との関係

(1) 拘束圧の違いによる変化

改良体の寸法、改良率と一軸圧縮強度、およびケーソンの重量がほぼ等しく、改良体周囲の地盤条件が異なるケース6～8について、水平荷重と改良体前し頭部の水平変位との関係を図-7に示す。なお、ケース8は、改良体の周囲の地盤が正規圧密地盤であり、改良体内にラップ部を有しており、最も現実の地盤に近い条件である。

前述のように、ピーク荷重の値は、改良体の周辺に正規圧密地盤を持つケース8と粘土を持たないケース7に対し、過圧密地盤を持つケース6では約50%も大きい。このような差が現われた原因としては拘束圧の差しか考えられない。同図の荷重ピーク時の改良体の水平変位量を見てもわかるように、ピーク時の変位量は小さく、静止土圧に近い状態での拘束圧の差がピーク荷重に影響を及ぼしているものと思われる。

図中には、水平載荷後に初めてクラック発生が観察された時点を示した。ちなみにケース7、8では、遠心加速度を増加させる過程（ケーソン自重による鉛直載荷）で改良体の中央部にクラックが発生しており、図中の矢印は水平載荷後にさらにクラックが進展した時点を示している。これより、クラックの発生と荷重～変位関係の変曲点には、何らかの関係が想像される（クラックの発生、発達の詳細は次節で述べる）。

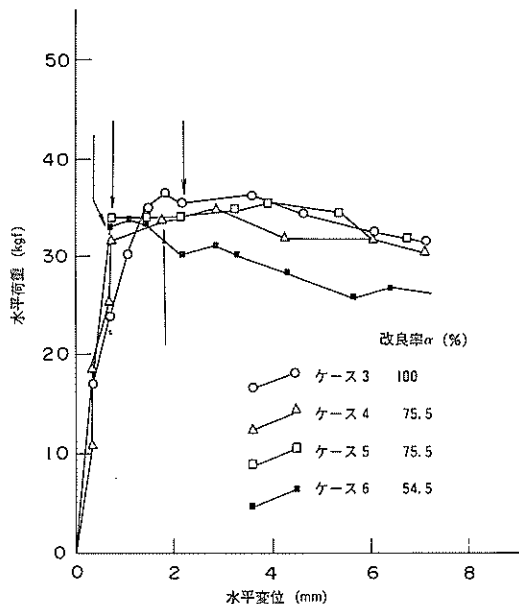


図-8 水平荷重～水平変位の関係（ケース3～6）

水平荷重がピークを過ぎてからは、荷重は水平変位の増加に伴って緩やかに減少していく傾向が見られた。改良体の破壊後の荷重と変位との関係は、処理土の一軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線に見られるようにピーク直後に急減すると懸念されていたが、安定処理土の強度を2 kgf/cm²以下としたこのケースでは大きな荷重変化を示していない。

この理由として、改良体を受ける拘束圧と、改良体の一軸圧縮強度との比率の問題が考えられ、後述するケース9、10を実施している。拘束圧を変化させて実施した非圧密・非排水三軸圧縮試験の結果から残留強度比（残留強度/ピーク強度）と（拘束圧/一軸圧縮強度）と関係⁷⁾をこのケース6～8に適用するために、改良体に作用する静止土圧の平均値を拘束圧と考えると（拘束圧/一軸圧縮強度）は0.045、残留強度比は0.3～0.6となる。すなわち、低強度の安定処理土の場合でせん断破壊を考えれば、ある程度の残留強度を期待できることになる。

(2) ラップの違いによる影響

図-8は、周辺の無改良地盤を過圧密地盤とし、改良体の寸法とケーソンの重量を同一にして、改良率のみを100%～54.5%に変化させたケース3から6について、水平荷重と改良体前し頭部の水平変位との関係を示した

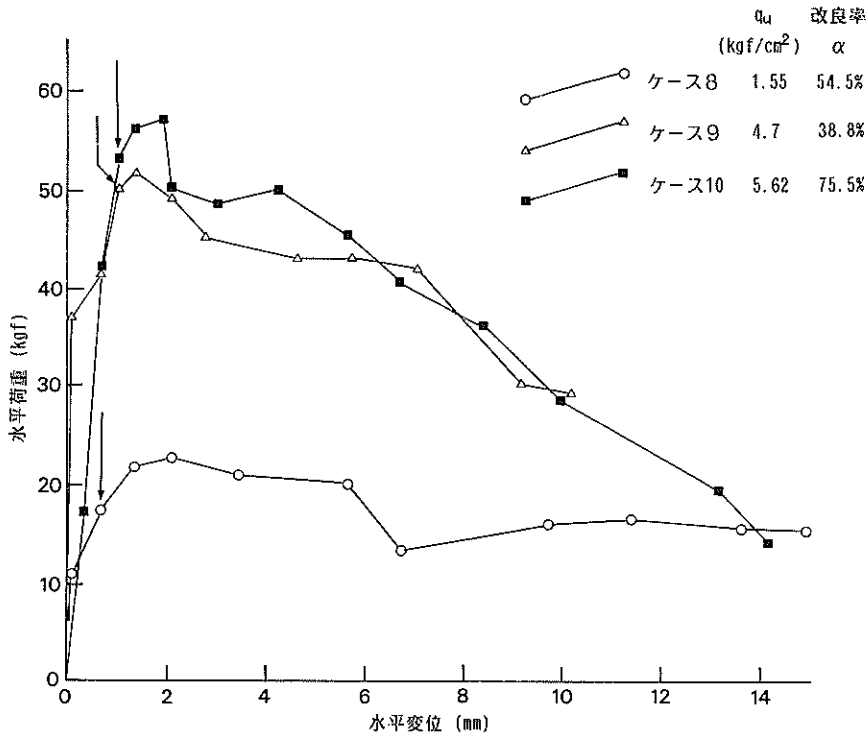


図-9 水平荷重～水平変位の関係（ケース8～10）

ものである。荷重～変位の全体的な関係はどのケースもほぼ同じであり、またピーク荷重の値にもあまり大きな差は認められないという予想外の結果となった。

(3) 安定処理土の強度の違いによる影響

図-9は、周辺の無改良地盤を正規圧密地盤とし、改良体とケーソン寸法を同一として、安定処理土の強度を変化させたケース8から10について、水平荷重と改良体前し頭部の水平変位との関係を示したものである。模型ケーソンの滑動破壊以前に改良体の内部破壊を生じさせるために、ケース9、10ではケース8よりケーソン重量を大きくしており、また、改良率も一致していないため、一律に比較はできない。荷重～変位の全体的な関係はどのケースもほぼ同じであるが、ピーク荷重は改良体の一軸圧縮強度を5 kgf/cm²程度と大きくしたケース9、10では当然大きくなっている。また、残留強度の比率は、ケース8が約70%であったのに対して、ケース9、10では30%を割ってもなお減少を続けている。現場で用いられる安定処理土の一軸圧縮強度は一般にさらに大きく、数十kgf/cm²であるため、ピーク後の荷

重低下は著しいものと類推できる。

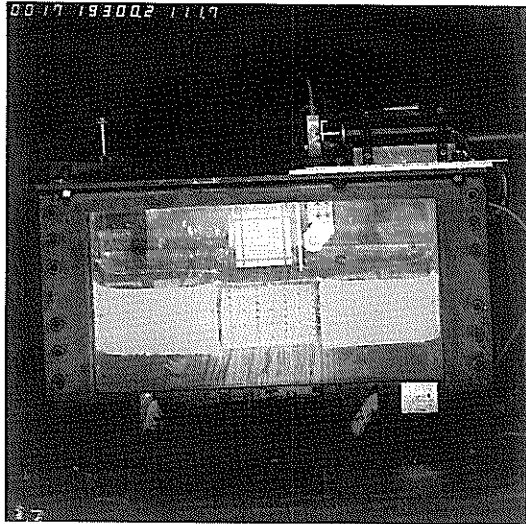
4.3 クラックの発生、発達

本節では、前述の荷重～変位関係と関連付けながら、クラックの発生と発達の状況をより詳細に述べる。なお、クラックの観察には、実験中に撮影した一連の写真を用いた。図-10(a)～(c)がその例であり、後述の図-11(a)～(c)に対応する。白い改良体の表面に黒くクラックが伸びているようすがわかる。

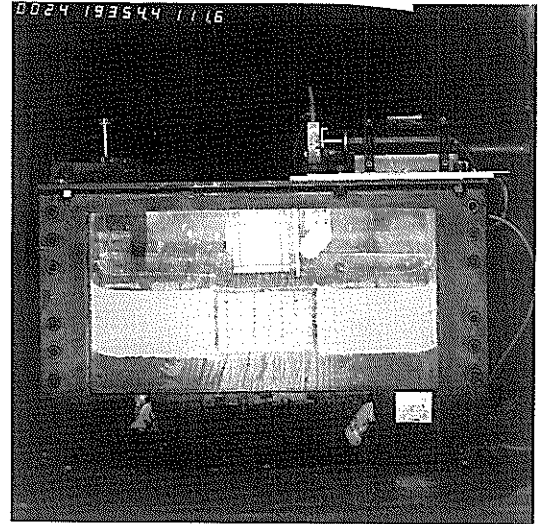
(1) 正規圧密地盤中の改良体

周囲の地盤が正規圧密地盤で、改良体内にラップ部があるケース8について、水平荷重に伴うクラックの発生と発達の状況を図-11に示す。(a)は鉛直荷重から水平荷重がピークに至る直前までに改良体に発生したクラックを、(b)は荷重がピークに達した時、(c)は荷重が終了した時のクラックの分布である。

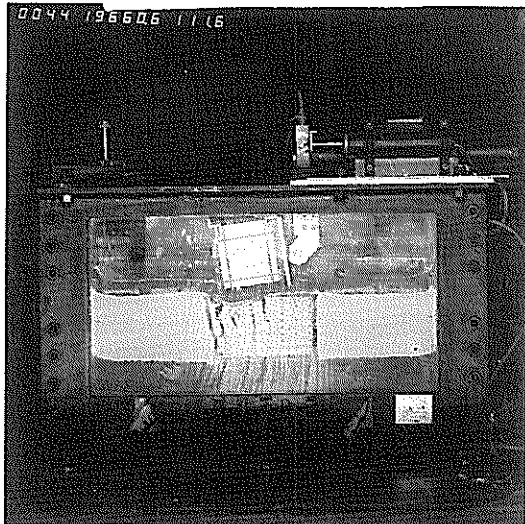
図-11(a)では、鉛直荷重中に入ったクラックを破線で、水平荷重がかかり始めてから入ったクラックは実線で示した。またラップ部分を設けた位置を矢印で示した。前節において述べた水平荷重後の最初のクラックは、こ



(a) 水平荷重のピーク以前



(b) 水平荷重のピーク時



(c) 大変形時（ピーク後）

図-10 実験中の改良体の写真（ケース8）

の図に実線で示されたものである。模型地盤の設計段階では、鉛直荷重によってクラックが入ることは想定していなかったが、実験ではこのケースと粘土地盤の無いケース7にこのようなクラックが生じた。どちらもケーソン直下の改良体ほぼ中央のラップ位置に発生しており、鉛直荷重による割裂破壊（引張り破壊）が改良体中の弱面にそって起こったものと考えられる。水平荷重が増加している間に発生するクラックは、鉛直荷重時に発生し

たクラックの発達とケーソンの後し近くに新たに下向きに発生するものである。これらのクラックも、改良体内の引張応力によって発生したものと思われる。

図-11(b)では、水平荷重がピークに達した時のクラックを実線で示し、それまでに発生したクラックを破線で示した。荷重ピーク時には、ケーソンの前し部直下から下向きに、ラップ部の位置でクラックが発生していることがわかる。

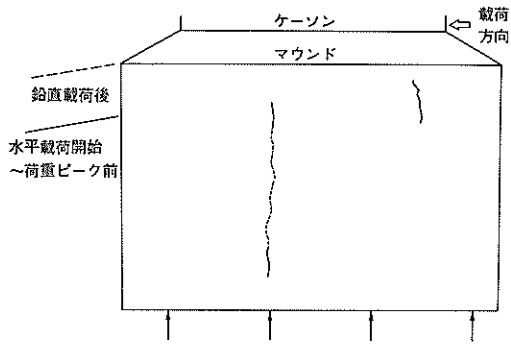
図-11(c)では、荷重ピーク後に発生したクラックを実線で示し、それまでに発生したクラックを破線で示した。荷重ピークを過ぎてからも荷重を継続すると、ピーク時に発生したクラックの後側から多くのクラックが鉛直方向、あるいは前方下向きに生ずるようすが見られた。

(2) 過圧密地盤中のラップ部を有する改良体

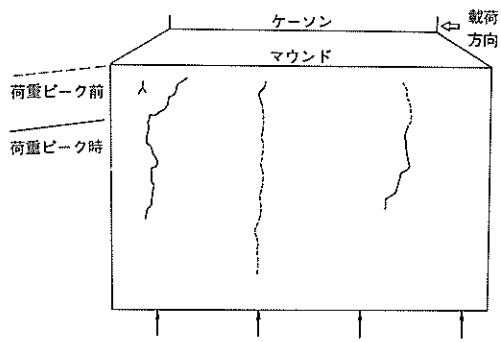
前項のケース8と同様に改良体内にラップ部があるものの、周囲の地盤が過圧密地盤であるケース5について、前項と比較しながら考察する。

図-12(a)は、水平荷重がピークに至る直前の改良体のようすを示したものである。図示のように、この時点では改良体にクラックは認められない。改良体の一軸圧縮強度やラップの条件は同一であり、改良体周辺地盤の拘束圧の差によって改良体内に発生する引張応力が低減され、ケース8に見られた鉛直荷重中のクラックが生じなかったものと思われる。

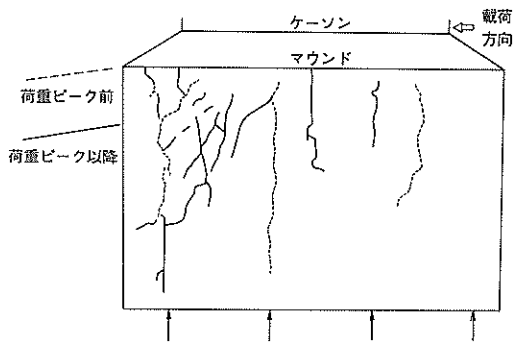
図-12(b)には、水平荷重がピークに達した時のクラックを示した。改良体の下側に描かれている矢印は、前



(a) 水平荷重のピーク以前

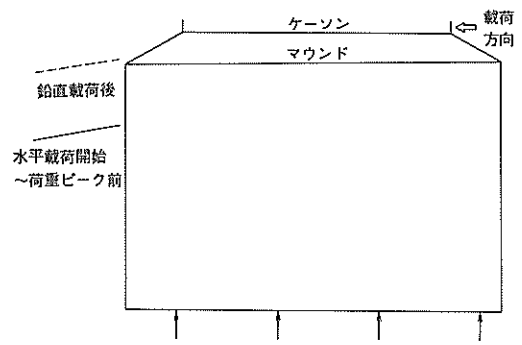


(b) 水平荷重のピーク時

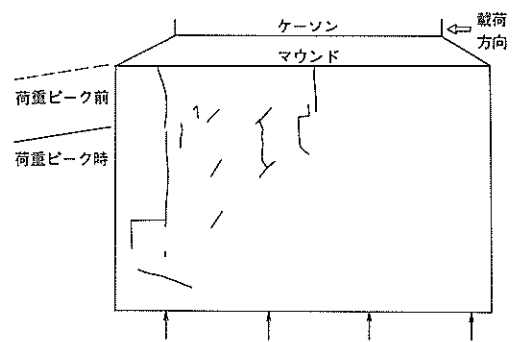


(c) 大変形時 (ピーク後)

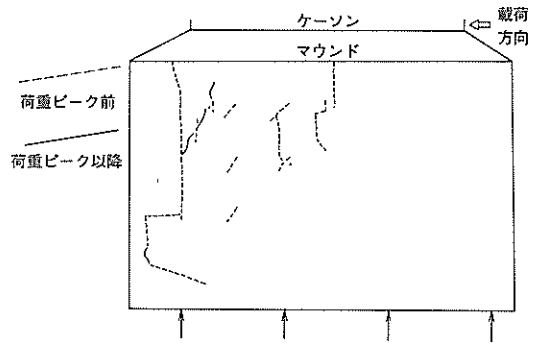
図-11 改良体に発生したクラック (ケース8)



(a) 水平荷重のピーク以前



(b) 水平荷重のピーク時



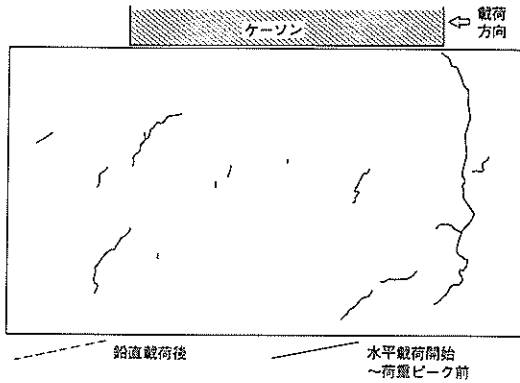
(c) 大変形時 (ピーク後)

図-12 改良体に発生したクラック (ケース5)

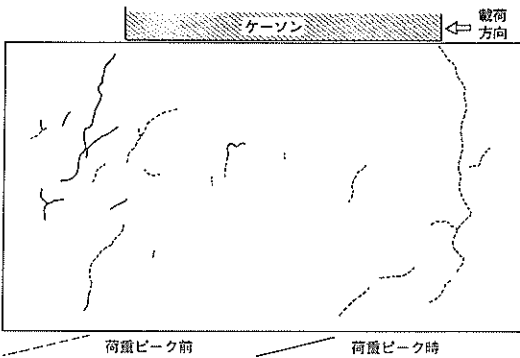
項の図と同様にラップ部の位置を示している。ケーソンの前し部直下から大きなクラックが下向きに発生しており、その他にもいくつかのクラックが、主にラップ部に沿って発生していることがわかる。このピーク時点で発

生しているクラックは、ケース8の場合と同じ傾向を示していると言える。

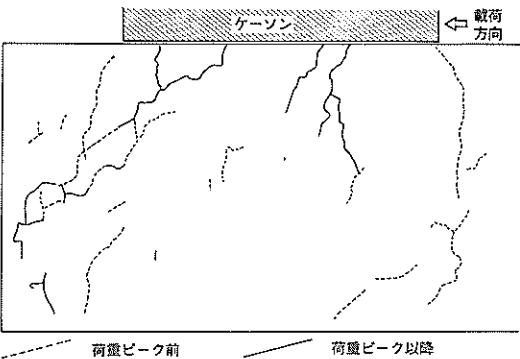
図-12(c)には、荷重ピーク以降のクラックの発達を示した。荷重ピーク時のクラックを破線で、それ以降の



(a) 水平荷重のピーク以前



(b) 水平荷重のピーク時



(c) 大変形時 (ピーク後)

図-13 改良体が発生したクラック (ケース2)

クラックを実線で表わした。このケースでは、荷重ピーク以降はあまりクラックは発生していないのがわかる。

(3) 過圧密地盤中のラップ部を持たない改良体

周囲の地盤が過圧密で、ラップ部を持たないケース2について検討を行う。

図-13(a)は水平荷重がピーク直前の時のクラックの様子を示したものである。ケース5同様に鉛直載荷中にはクラックは発生していない。しかし、水平載荷によって、ケーソンの後し部付近から下向きにクラックが発生している。これはケース8と同様に、引張りにより発生したものと考えられる。

図-13(b)は水平荷重ピーク時のクラックのようすを示したものである。ケース8、5と同様に、ケーソン前し部の直下から大きなクラックが生じている。ケース8と5ではこのクラックは鉛直下向きに発達していたが、このケースでは前方下向きに斜めに発達している。改良体にはケーソンの自重と水平荷重とによる傾斜荷重が作用するため、荷重方向にはほぼ平行なクラックが発生すると思われる、このケースではその通りに発達しているが、ケース5と8は改良体内にラップ部を有するため、強度の低いラップ部分にクラックが集中し、鉛直方向のクラックが多く発生したものと考えられる。

図-13(c)は荷重ピーク以降のクラックの変化を示したものである。ケース8と同様に、ケーソン前し部の直下からのクラックの後側に多くのクラックが発生しているのがわかる。

(4) 正規圧密地盤中の改良体 (改良体強度の大きい場合)

(1)とほぼ同一の条件で改良体強度を約3倍に高めたケース9、10でも鉛直載荷中に改良体の中央のラップ位置にクラックが発生し、水平荷重のピーク時にケーソン前し直下の改良体のラップ位置に明瞭なクラックの発生が認められる。

(5) クラックの発達状況のまとめ

以上、実験条件ごとに代表例についてクラックの発達状況を示したが、その他のケースも含めて取りまとめる。

周辺地盤が正規圧密あるいは周辺に地盤の存在しない場合で改良体の強度が小さいと (ケース7、8)、鉛直載荷によって、ケーソン直下の改良体中央のラップ位置に鉛直に伸びるクラックが発生する。ある程度の水平荷重が作用するまでクラックの進展は認められず、荷重のピークとはほぼ同時期にケーソン前し部直下にクラックが発生する。

周辺地盤が過圧密の場合 (ケース3~6) では、最初のクラックがケーソン前し部分直下に発生し、荷重のピ

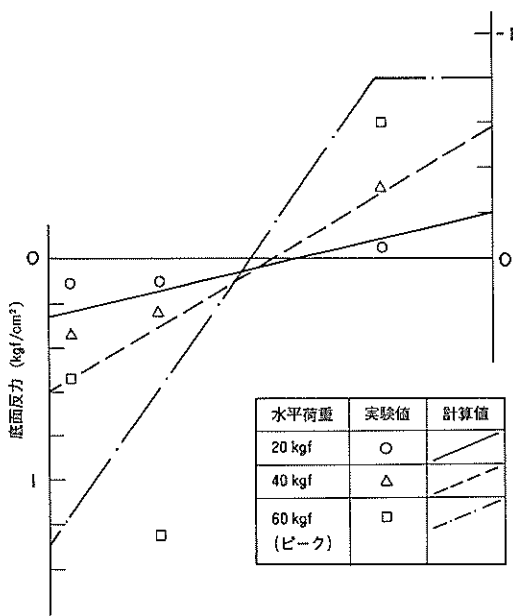


図-14 水平荷荷に伴う改良体底面反力分布の変化

ークはこのクラック発生と同時に直後に生ずる。このクラックは、ラップのある場合(ケース5, 6)には比較的小さな変位(1mm弱)で発生するが、ラップの無い場合(ケース3, 4)にはやや大きな変位(2mm程度)で発生する。

いずれのケースにも共通する現象は、荷重ピークとほぼ同時期にケーソン前直下に明瞭にクラックが認められることである。

(6) 底面反力の変化とクラックの発達

前項で述べたケース2については、改良体底面の反力分布が計測されている。水平荷荷による底面反力分布の変化を、水平荷荷直前からの増分で示したのが図-14である。図にはつり合い計算から求めた計算値も併せて示した。水平荷重が約40kgfまでは、測定値の分布は概ね直線的であり、計算値ともほぼ一致しているが、水平荷重のピーク時には、測定値は改良体の前し部よりその後側の方が大きくなり、計算値とも離れていることがわかる。

計算値は改良体を1つの剛体として考えて求めたものであるが、図-13(b)からもわかるように、荷重のピーク時には改良体の前し部近くに大きなクラックが発生し、その後は改良体が1つの剛体として挙動しなくなったために、反力分布の形が大幅に変わったものと考えられる。

なお、同様のクラック発生に伴う地盤反力の変化はケース9, 10でも確認されている。

5. 破壊荷重の計算値との対比

従来の改良体の設計方法は2.に述べた。本章では内部安定に関する簡便計算法と後述する直線すべり法によって破壊荷重の計算を行い、実験値と対比する。

5.1 従来の設計法による簡便計算の条件

2.で述べたように簡便計算法では内部安定の判定を2種類の方法で実施している。

1つは改良体の前し部に発生する最大せん断応力と、処理土のせん断強度とを比較する方法である。改良体の前し部分にはラップ部分は存在しないため、許容応力度の表示式中の α , β を考慮する必要はない。また、実験では室内で丁寧に作製した安定処理土を用いているため改良体内での強度の変動は小さいと考えられるため γ を考慮する必要もない。計算に際して安定処理土のせん断強度は、改良体と同時に作製した供試体の一軸圧縮強度の $1/2$ として、材料安全率は1とした。

他の1つは、ケーソン前面直下の改良体の鉛直断面に発生するせん断応力の平均値を、処理土のせん断強度と対比する方法である。3.2で述べたように、今回の実験ではラップ部の再現は改良率 α の変化としてのみ捉えている。このため、この簡便計算法に用いるせん断強度は改良体内のラップ部を考慮して、一軸圧縮強度の $1/2$ に改良率 α を乗じた値とした(ラップ部の影響を見るために、ケーソン前し部の直下にラップ部分を設けている)。 γ と材料安全率は前項と同様に1とした。

また、内部安定の検討に際する外力条件として、改良体周面に作用する土圧を「静止状態」とした場合、「主働-受働状態」の場合の2種類を設定した。

5.2 直線すべりの計算方法と計算条件

前章の実験結果で述べたように、改良体の破壊とクラックには密接な関係があるものの、一軸圧縮強度が2kgf/cm²以下の改良体による実験ではピーク荷重後の荷重の低減は少なく、特にケース2の場合はせん断面の発達を思わせる場合もあった。このため、下記に述べるように改良体の内部を直線で横断するせん断面を仮定して破壊荷重の計算を実施した。

図-15に直線すべりの概念図を示した。改良体内に右上から左下向きにすべり線を以下のように仮定した。水平荷重によるケーソン底面での荷重の偏心量を考慮して有効基礎幅 Bc' を計算し、図示のようにすべり線の通過する一端を有効基礎幅の端部とする。すべり線の他端は改良体の前面に達するものとする。このようにして直

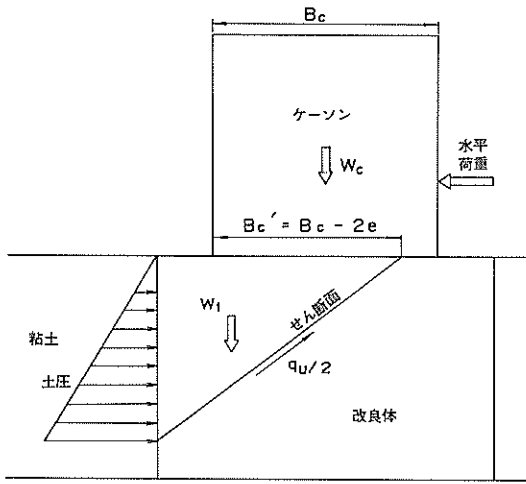


図-15 直線すべり計算の計算モデル

線すべり線で区切られる改良体の楔に作用する力の釣り合いからすべり線上の平均せん断応力を求め、すべり線上で発揮するせん断強度と対比して安全率を求める。水平荷重とすべり線の傾きを試行的に変化させて安全率を1とする最小の水平荷重が破壊荷重である。このすべり面の面積に対するラップ部の断面の減少率は小さいため、すべり面で発揮するせん断強度は一軸圧縮強度の1/2とした。また、破壊時の改良体の変位量は小さいため、楔の側面に作用する土圧は受働土圧まで達していないと考えられるが、計算では受働土圧とする場合と静止土圧とする場合の2種類を仮定して検討した。

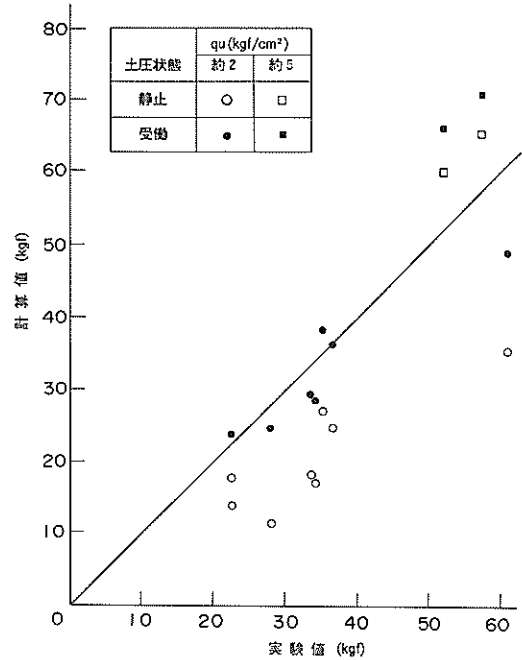
5.3 計算値と実験値の比較

(1) 一軸圧縮強度が2 kgf/cm² 以下の場合

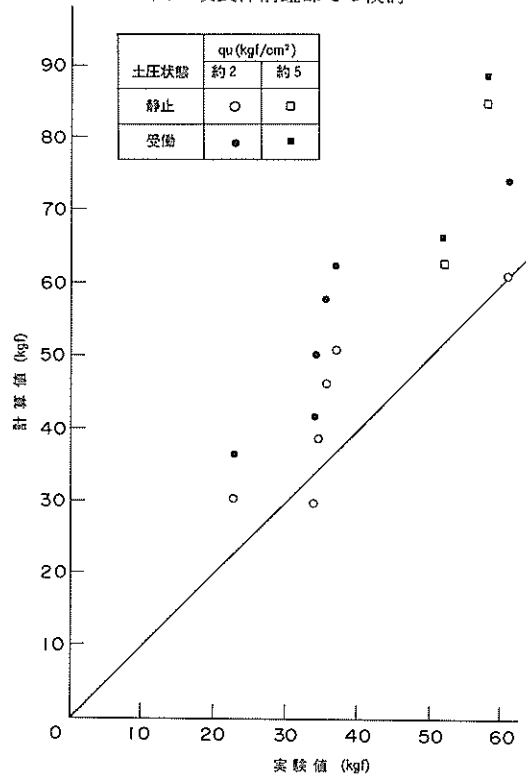
安定処理土の一軸圧縮強度が2 kgf/cm² 以下の各実験ケースについて以上の手法で破壊荷重を計算し、実験値と対比した。

現行設計法で改良体の前し部に着目して求めた破壊時水平荷重と実験値のピーク荷重とを比較したのが図-16 (a) である。改良体前しでの点安全率を求めるこの方法においては、改良体の前面に受働土圧を作用させる計算結果(●)の方が全体的に実験値とおおむね等しい値を示しているが、静止土圧を仮定した計算結果(○)は実験値の平均60%程度と小さい。

図-16 (b) は、現行設計法でのケーソン前面直下の鉛直面における破壊水平荷重と実験値との関係である。仮想した鉛直のせん断面での平均的な安全率から破壊荷重を求めるこの方法では、静止土圧を仮定した場合の方



(a) 改良体前趾部での検討



(b) ケーソン前趾直下の鉛直面内の検討

図-16 簡便計算法計算結果と実験値の対比

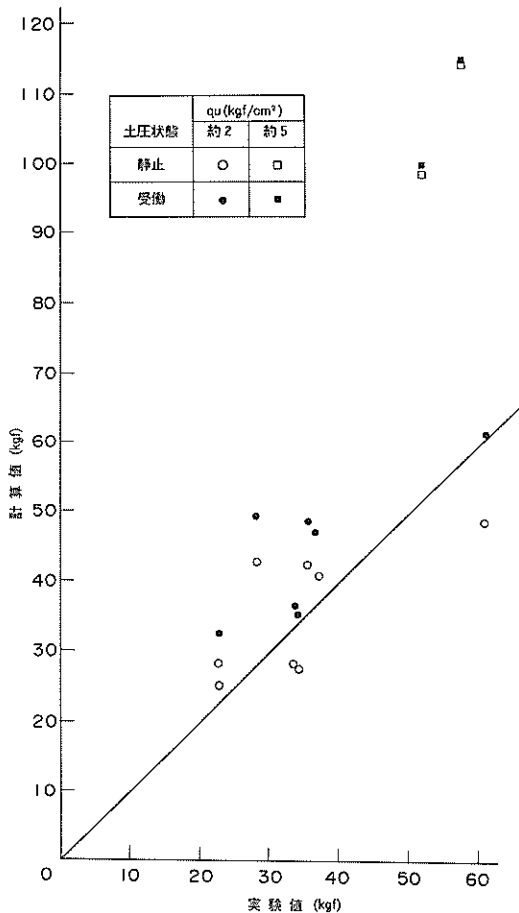


図-17 直線すべり計算と実験値の対比

が実験値に近く、受働土圧を仮定すると実験値よりかなり大きい危険側の計算結果を出すことがわかった。

直線すべりを仮定して破壊荷重を求め、実験値と比較したのが図-17である。受働側の土圧状態を静止状態とした場合も受働状態とした場合も、計算結果はばらついている。この計算でも静止土圧を仮定した計算値が実験値に近く、受働土圧を仮定すると危険側の計算結果を与える。

(2) 一軸圧縮強度が5 kgf/cm²程度の場合

安定処理土の一軸圧縮強度が5 kgf/cm²程度の2ケースの実験について同様に破壊荷重を計算し、実験値と対比した。計算で改良体の前面に受働土圧を作用させる計算結果を(■)、静止土圧を仮定した計算結果を(□)で表示し図-16、17に併示した。

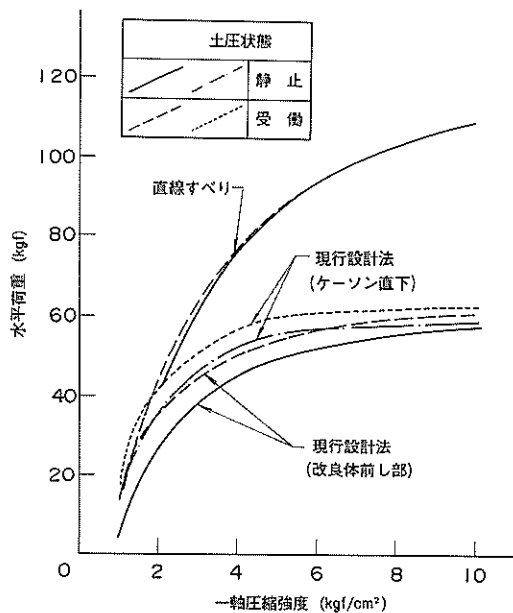


図-18 計算最大水平荷重と一軸圧縮強度の関係

改良体前し部での最大せん断応力及びケーソン前し直下の鉛直面での平均せん断応力に着目すると、前述の2 kgf/cm²以下の場合と同様に計算結果と実験値の対応はおおむね良好である。ただし、改良体前し部の検討でも鉛直面の検討でも改良体周辺の無改良土から作用する土圧を静止土圧とした計算値のほうが実測に近い。

一方、直線すべりについては、一軸圧縮強度が5 kgf/cm²程度の2ケースでは、計算は極めて過大な値を与え危険側である。

(3) まとめ

外部安定を満足する改良体の鉛直の仮想破壊面での平均応力と平均せん断強度を対比する内部安定計算で、改良体の境界面に作用する外力として一般には極限の土圧(主働、受働)より静止土圧が適切であるとする結果は、外力条件のみを対象に実施した研究の結果³⁾とも良く対応している。

これまで述べた破壊荷重の検討方法は、どの方法も4.で示したクラックで支配される実際の改良体の破壊モードを説明できるものではない。3種類の計算法で、安定処理土の強度を変化させた時に、それぞれの計算で得られる最大水平荷重を図-18に示した。今回の一連の実験とはほぼ同様の計算条件を与えたこの計算では、一軸圧縮強度が低い場合には3者の計算結果がほぼ同様な値をと

り、一軸圧縮強度の増加とともに直線すべりと従来の簡便計算法の差が拡大している。計算結果と実験結果の対比結果もこの傾向を示しているものと理解できよう。特に、直線すべりを仮定する計算は、通常の地盤材料を対象に多用される円形すべり計算の適用の可能性も暗示するものであるが、安定処理土の強度がある程度大きくなると危険側の結果を与えることがわかった。従来の設計法における簡便計算法は、計算結果と実験値との対比からもわかるように、その適用方法によっては上部構造物が防波堤タイプの場合は、改良体の破壊荷重を知るための指標としては機能しうるものと言えよう。

6. 結 論

一連の遠心模型実験手法によって、上部構造物を防波堤とする支持層に着底したブロック式改良体の破壊（内部安定問題）を検討した。得られた知見を要約すると以下の通りである。

1) 改良体の破壊は、上部構造物の前し直下の鉛直面に明瞭なクラックが発生する時に生じる。

2) 破壊に至る改良体の変位は小さい。

3) 水平荷重は破壊時にピーク値をもつが、安定処理土の強度が小さい場合はピーク後の荷重低下は小さく、強度が大きくなると荷重低下が顕著になる。

4) 内部安定に関する従来の設計手法の簡便計算法は、外力条件の設定やせん断強度の評価など、その適用方法に留意すれば、破壊荷重を評価する手法として実用上機能する。

7. あとがき

今回の一連の実験は、対象上部構造物（外力条件）、改良体の着底条件、改良形式など実験条件を絞って実施した。今後、異なる条件下の改良体の破壊モードを検討の必要がある。

また、今回の実験は、現行設計法の許容応力度の表示式中の r は1とみなせる条件で、 α を変化させて実施したものである。現場で形成される安定処理土の β の評価が明瞭でないため、今回の実験は理想的な条件（ $\beta=1$ ）に相当するものと言える。この実験結果は、従来の設計法で適切な境界条件を与え、材料安全率を1とした計算値と良く対応することがわかった。内部安定の合理化のためには、前述のように異なる条件下の破壊モードの検討と並行して現場処理土のラップ部の実態に関する知見を高めることが必要である。

(1988年3月31日受付)

参考文献

- 1) 寺師昌明：深層混合処理工法の実際と問題点—今後の課題と最近の研究動向—、土と基礎、Vol. 31, No. 8, 1983年8月, pp. 75-83
- 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12月, pp. 119-184
- 3) 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、Vol. 27, No. 2, 1988年6月
- 4) 能登繁幸、口田 登、寺師昌明：深層混合処理工法の実際と問題点—深層混合処理工法の実施例—、土と基礎、Vol. 31, No. 7, 1983年7月, pp. 73-80
- 5) 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、Vol. 25, No. 2, 1986年6月, pp. 89-119
- 6) 土質工学会：土質工学会基準案「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JSF規格：T31-81T)、土と基礎、Vol. 30, No. 1, 1982年, pp. 95-97
- 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、Vol. 19, No. 1, 1980年3月, pp. 33-62

港湾技研資料 No. 622

1988.6

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
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

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