

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

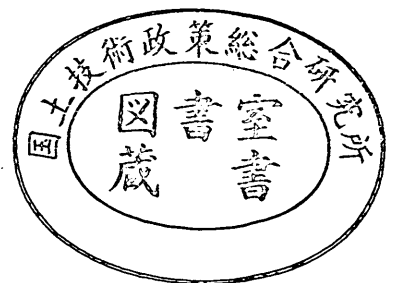
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 25

NO. 2

JUNE 1986

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第25巻 第2号 (Vol. 25, No. 2), 1986年6月 (June 1986)

目 次 (CONTENTS)

1. 二山型スペクトル波による混成堤に働く波力と設計周期の算定法
..... 谷本勝利・木村克俊・Antonio Paulo dos Santos Pinto..... 3
(Random Wave Forces and Design Wave Periods of Composite Breakwaters under
the Action of Double Peaked Spectral Waves
.....Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA
and Antonio Paulo dos Santos Pinto)
2. 円柱に働く衝撃碎波力に関する実験的研究
.....谷本勝利・高橋重雄・金子忠男・塩田啓介・小藏紘一郎..... 29
(Experimental Study on Impulsive Forces by Breaking Waves on Circular Cylinder
.....Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Tadao KANEKO,
Keisuke SHIOTA and Koichiro OGURA)
3. 深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性.....田中洋行・寺師昌明..... 89
(Properties of Treated Soils Formed Insitu by Deep Mixing Method
..... Hiroyuki TANAKA and Masaaki TERASHI)

3. 深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性

田 中 洋 行* 寺 師 昌 明**

要 旨

深層混合処理工法によって原位置で形成された安定処理土の工学的特性について述べる。対象とした処理土は、実際の施工機械を用いて海底地盤中にオーバーラップして作られた処理土柱体をそのまま地上に引上げ、丁寧にサンプリングしたものである。

現場処理土中の安定材の分布や一軸圧縮強度はばらつくものの、特に処理土柱体内の場所による大きな差はなく、強度は一本の柱体内ではほぼ一様であることがわかった。しかし、オーバーラップ施工を行う場合、すでに形成されている処理土柱体の強度は次の柱体を打ち継ぐことによって低下する。一軸圧縮強度、引張り強度及び透水性からみた処理土の異方性は認めることはできない。また、室内配合供試体から、処理土の一軸圧縮強度と他の工学的特性との関係がすでに明らかにされているが、今回実施した一連の力学試験の結果から、現場で形成された処理土についても、これらの関係を適用できることが明らかになった。

* 土質部 主任研究官 (地盤安定解析担当)

** 土質部 地盤改良研究室長

3. Properties of Treated Soils Formed Insitu by Deep Mixing Method

Hiroyuki TANAKA* Masaaki TERASHI**

Synopsis

Engineering properties of cement-treated soils have been studied based on the soil specimen prepared in the laboratory with sufficient mixedness. In practice, however, a number of treated soil columns are manufactured successively by the spacing smaller than the diameter of columns to form a continuous treated soil mass and the mixedness of these soil-cement mixture is naturally low in comparison with the specimen prepared in the laboratory.

For the present study, two treated soil columns overlapped each other were manufactured insitu by the ordinary procedure and withdrawn from the sea bottom. Test specimens are sampled from these columns by means of double core tube sampler. The distribution of cement content and unconfined compressive strength within a single column is found to be relatively uniform. However, it is found that the strength of the first column is reduced considerably probably by the disturbance due to manufacturing of the second column. Anisotropy of strength and permeability is not recognized. The correlations of various engineering characteristics known for the laboratory specimen are found to be applicable to the specimen obtained insitu.

* Senior Research Engineer, Soils Division

** Chief of Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	89
1. ま え が き	93
2. 現場処理土の特性に関する定性的考察	93
2.1 現場処理土の特性に影響する要因	93
2.2 今回の研究の位置付け	96
3. 現場試験の概要と処理土の外観	97
3.1 現場試験実施地点の土質条件	97
3.2 試験に用いた処理機	98
3.3 施工方法	99
3.4 供試体のサンプリング方法	101
3.5 現場処理土の目視観察	102
4. 現場処理土中の安定材の分布状況	103
4.1 概 要	103
4.2 試験方法	103
4.3 分析結果	104
5. 現場処理土の力学試験	106
5.1 一軸圧縮強度	107
5.2 引張り強度	110
5.3 三軸圧縮試験	113
5.4 圧密試験	115
5.5 透水試験	116
5.6 共振円柱試験	116
6. ま と め	117
参考文献	118
記号一覧表	119

1. まえがき

深層混合処理工法は石灰やセメント系の安定材を原位置の軟弱な粘性土に混合して、原位置で人為的に固結土（安定処理土）を形成する化学的な安定処理工法である。この新しい工法はすでに港湾工事を中心に定着しているが、今後さらに発展させるためには、調査・設計・施工など多くの面で技術の改善が必要である。新しい土木材料である安定処理土そのものに関しては、大別して二つの研究課題が生じる。一つは現場で形成される安定処理土（現場処理土）の工学的特性ならびに特性相互の関連を明確にし設計時の取扱方法を定めることであり、他の一つは現場処理土の工学的特性をいかにして精度良く事前に推定するかである。

これまで港湾の工事で用いられてきた安定処理土の強度は周囲の未改良土と比べて数十倍から数百倍大きく、また剛性も強度と同様に著しく大きいため、安定処理土を一種の地中構造物と考えて改良地盤の設計を行っている。安定処理土の特性はさまざまな点で通常の土と異なるが、設計する上で考慮に入れなくてはならない特性として、残留強度がピーク強度と比べて小さいこと、引張り強度はコンクリートと同様に圧縮強度に対して著しく小さいことが挙げられる。自然地盤や通常の物理的改良工法（バーチカドレーン、サンドコンパクションパイル等）によって改良された地盤では、地盤の強さをせん断強度の平均値で評価し、ある安全率の下での塑性平衡法（例えば円形すべり）によって地盤の安定解析を行っている。しかし、深層混合処理工法の場合、安定処理土と周囲の地盤とでは著しく剛性が異なるため、改良パターン、外力の作用の仕方によっては安定処理土に曲げ等による引張り応力が発生し、地盤の抵抗力をせん断強度だけで評価することはできない。また、塑性平衡法ではある仮定されたすべり線に対して、一樣なせん断強度、あるいは摩擦角が発揮されるとして、外力に対する安定性を評価することになるが、これを残留強度が小さな材料に適用することは抵抗力を過大に評価する危険性がある。このため、現行の深層混合処理工法の設計法では、安定処理土のせん断強度と引張り強度から許容応力度を設定して、安定処理土内に発生する応力はこの許容応力度以下であることを必要条件としている¹⁾。

許容応力度は現地でサンプリングされた試料の一軸圧縮強度から求められる。しかし、安定処理土は人工的に形成されるといっても、他の土木材料である鉄やコンク

リートと比べてその品質管理の度合は小さく、かなりの強度のばらつきは避けることができない。更に、その強度を求めるための供試体には、サンプリングによって乱れが生じており、原位置で処理された処理土の強度を直接的に把握することはできない。また、安定処理土の圧縮定数、引張り強度等の工学的特性は一軸圧縮強度と相関関係にあり、これらの係数の多くは、室内で作成された供試体による試験で既に明らかにされている^{2)~4)}。設計では、現場処理土についてもこれらの関係が適用できると仮定して、定数の設定を行っている。しかし、作成方法が大きく異なる現場処理土にこれらの諸係数をそのまま適用できるという保証はない。このように、現場で作りに出される安定処理土については、いまだ解明の遅れている部分が多かった。

本報告では、第三港湾建設局より提供された現場の処理土を対象として行った試験をもとにして得られた現場処理土の特性について述べる。この処理土は実際に現場で使用される処理機によって地中に形成され、ある養生日数をへた後、大きな柱体のまま地上に引上げられた。そして、足場で固定し、至近距離から試験のために丁寧なボーリングを行ってサンプリングされた。このため、対象とした試料は通常海上ボーリングで得られるサンプルと比べてかなりサンプリングによる乱れが少ないと考えられ、また、その採取位置も正確に分っているものである。カルシウム分析と多数の一軸圧縮試験より現場で形成された処理土のミクロ的な強度分布を明らかにし、また各種の力学試験より、室内配合試験で得られた処理土の特性相互の関係の現場処理土への適用性を明らかにする。

2. 現場処理土の特性に関する定性的考察

2.1 現場処理土の特性に影響する要因

深層混合処理工法で原位置で形成される安定処理土の工学的特性に影響する可能性のある要因を列举すると表-1 が得られる。以下に、各要因に関して定性的な考察を加える。詳細については引用した文献を参照されたい。

(1) 対象土の性質

室内、現場のいずれの場合も、安定処理土の改良効果（ここでは特に断わらない限り、安定処理土の長期の一軸圧縮強度としておく）は土木技術者が慣れ親しんだ土の物理的あるいは力学的な性質だけからは決まらず、土の鉱物組成や化学的性質に大きく影響される。対象土の

表-1 安定処理効果に影響する要因

(1) 対象土の性質	i) 粘土鉱物の種類 ii) 塩基交換能 iii) シリカ・アルミナ比 iv) 有機物含有量 v) 土・水の pH vi) 土の粒度組成 vii) 液性限界・塑性限界 viii) 含水比
(2) 配合条件と材令	i) 安定材の種類 ii) 安定材の品質 iii) 添加量 iv) 材令
(3) 混合処理条件	i) 混合度 ii) 混合・再混合の時期 iii) 混合処理土内部の部位 iv) 施工ラップの存在
(4) 養生環境	i) 温度 ii) 湿度
(5) サンプリング	i) 試料の乱れ ii) 採取時期／保存方法

性質のうち i) から vii) は変更の余地のない現場ごとに（厳密には、土層ごとに）決まる土固有の性質である。viii) の含水比も対象地盤が特定されれば自然含水比として決定されるが、安定材としてセメントスラリーを用いる場合には安定材の添加量と水セメント比とで若干の変更の可能性がある。

対象土の性質、なかでも土の pH と有機物（腐植）含有量、含水比の影響は、安定材を特定したときに必要強度を達成するための安定材の添加量の決定にあたって大きな支配要因となることが定性的に確認されている⁹⁾。しかしながら、これら対象土の性質と改良効果の関係に関する情報の蓄積は試験結果の解釈や試験条件の設定に有用な知識とはなるが、個々の特性を厳密におさえても改良効果を定量的に推定することは困難である。

このため、通常、港湾の土質調査に含まれている土の物理的特性（vi）、vii）、viii)）に加えて iv) の有機物含有量、v) の土・水の pH の深度方向への変化を目安に、対象地盤を層区分し、室内配合試験を実施し現場における改良効果予測の基礎資料としている。

(2) 配合条件と材令

従来、深層混合処理に用いる安定材としては、JIS 規

格品である普通ポルトランドセメントや高炉セメントを用いることが多かったが、最近では施工上の理由から短期強度を抑制するために、水砕スラグを主成分として各種のセメントか消石灰をアルカリ刺激材とする二成分の混合セメントや、さらに石膏を加えた三成分の混合セメントも開発されている（遅硬性セメントと呼ばれる）。処理土の硬化の過程では安定材の水和により発生する消石灰と土の反応、消石灰のアルカリ刺激によるスラグの反応、セメントの硬化反応が併行して進むため、対象とする土のポゾラン反応性が各種の安定材による強度の発現に影響するといわれている^{9),10)}。

JIS 規格品の安定材を利用する場合でも、現場で品質の劣化が生じないように材料の管理をする必要がある。一方、遅硬性セメントの場合には、スラグそのものの品質、刺激材の品質について現段階では JIS などに相当する規定がないため、製造工程までこれらの品質を確認しておかないと予備調査（室内配合試験や現場試験施工）と本工事で改良効果が異なる恐れがある。

配合条件と材令が改良効果に大きく影響することはいうまでもない。材令の影響は後述の養生温度と密接に関連があり、厳密には時間と温度の積による影響と言うべきであろう。セメント系安定材による長期強度は一般に安定材の添加量が大いほど、また、材令が長い（時間×温度が大い）ほど大きい。

(3) 混合処理条件

室内では標準的な方法⁷⁾に準拠してバッチ単位で十分な攪拌混合を行う。一方、現場で用いる処理機械は、苛酷な使用に耐えるため必然的にシンプルな機構であり混合の度合は室内の方法と比べて一般に小さいと考えてよい。安定処理土を現場で作成する施工機械の基本的な構成は企業間で大差のないものであるが、安定材の吐出方法（吐出口の数と相対的な位置、貫入／引抜き吐出、その他）と攪拌混合の方法（攪拌翼の形状、直径、攪拌翼枚数、回転数、昇降速度、羽根切り回数、再攪拌（貫入吐出）、その他）で微妙に相違する。この処理機によって現場で形成される処理土の形状は基本的には柱体であるが、地盤改良の規模や目的によって、その適用形態はブロック、壁、格子、杭、あるいはこれらを組合せた形態に分類することができる。杭状以外の適用形態では、安定処理土の柱体がまだ固化しないうちに、新たな安定処理土柱体をオーバーラップさせて作ることによって、連続した一体性のある安定処理土柱体を作成する。したがって、現場で形成された安定処理土を室内配合による

ものと比較して著しく異なる点は、柱体単位でみた場合の攪拌混合の方式と混合の程度の相違と、地中に一種の構造物を形成する際のオーバーラップ施工による土中の打ち継ぎの存在であろう。

柱体の内部に着目すると、安定材は攪拌軸あるいは攪拌翼にある単数または複数の穴から吐出されるため、安定材が改良範囲内で均一に広がる保証はない。また、攪拌軸の平面的な位置は固定されているため、攪拌翼が混合物を横切る速度は攪拌軸からの半径方向に異なる。施工性の観点から、現場の混合は処理機の引抜き時（引抜き吐出）、または貫入時と引抜き時（貫入吐出）に行われるだけであるから、混合の度合いが小さい。貫入吐出の場合には、貫入時の一次混合と引抜き時の二次混合の時間差が施工速度や改良深度によって変化する。このような混合方法自体の変化と、原地盤の土性の変化、更には後述するサンプリングの問題があって、現場処理土の強度の変動は避けたいものである。現場処理土のチェックボーリングで求めた現場強度の変動^{8),9)}、その変動を踏まえた設計基準強度の設定方法に関する議論¹⁰⁾は、おおむね、この柱体の内部の強度を対象としている。

更に、現場処理機では混合物は攪拌翼で常に水平面で切られており、鉛直方向の攪拌効果は小さいため、方向によって攪拌の度合いが異なり、強度の異方性が存在する可能性がある。

オーバーラップ施工に伴う問題は二点ある。第一点は、既設の柱体と新規に打設する柱体のオーバーラップ部分の強度が、オーバーラップされていないその他の柱体の内部と異なるのではないかという疑問である。第二点は二つの柱体の境界面（オーバーラップ面）の仕上がりである。オーバーラップ面が密着し柱体の内部と全く同じ強度を発揮することが理想であるが、それは困難であるからオーバーラップ面で強度をどの程度低減すると評価するかが問題となる。

(4) 養生環境

安定処理土の強度は養生時の湿度と温度の条件に大きく左右される。海底面下の地盤を対象とする港湾工事では湿度の条件は常に相対湿度 100% と考えてよい。温度条件は、バックグラウンドとしての地中温度に安定材の水和による発熱の影響が加味されて定まるものである。地中温度は、海底面下 3 m 程度までは海水温度の経時変化の影響を受けるが、それ以深では年間を通して約 15~17℃ と一定である⁹⁾。安定処理による地中の温度上昇は、改良体の寸法、境界条件（改良体と接する海水や

原地盤の温度条件）、土の熱特性、そして処理土の断熱昇温データから推算することができるが¹¹⁾、土の熱伝導率は小さいため、マッシュな改良体の内部ではかなり長期間高い温度が保たれていることが現場の温度測定で判明している¹²⁾。この温度条件は強度の発現する速さに大きく影響するもので、長期強度にはそれほど影響しないが短期強度には大きく影響することが知られている。したがって、処理土内部の温度差も短期的には現場強度を変動させる要因である。

標準的な室内配合試験方法では、この養生条件を温度 20±3℃、相対湿度 95±5% と規定している⁷⁾。これは、室内配合試験では変化に富む現場の混合条件を再現できないにもかかわらず、現場の条件を想定しつつ養生条件のみを合せる意味が乏しいことと、従来の試験施設（コンクリート関係）を転用する便を考えたことによる。また、設計で必要とする長期強度に及ぼす影響はそれほど大きくないためでもある。しかし、最近問題視されているオーバーラップ施工のための短期強度予測や、短期強度の抑制に適した安定材の選定等の場面では、温度条件を厳しく吟味する必要がある。

室内と現場の養生条件の相違でもう一つ問題となるのは、境界面の状態である。安定処理土の内部（周辺を安定処理土で囲まれている場所）、安定処理土がその境界面で無改良の土と接触している場所、そして海水に直接暴露されている場所とでは条件が異なる。室内配合試験では供試体を封緘しているため、境界面の条件は安定処理土の内部に相当するが、現場処理土の場合は表面の状態に応じて境界面付近では劣化する可能性がある。現場データに基づいて劣化しないとする立場¹³⁾もあるが、室内試験の結果からは劣化の速度は小さいことが推定されるものの明らかに劣化が認められており⁴⁾、超長期（数十年）には場所によって強度が変動する要因となろう。

(5) 試料の採取方法・保存方法

室内と現場の最も明りょうな相違は、現場試料の採取にはボーリング、サンプリングという室内試験では考える必要の無い工程が加わることである。試験施工から一軸圧縮強度を求めて基準強度を定める場合、あるいは本施工において安定処理土の強度を確認する場合には、現地で海上にやぐらを設置して試料をサンプリングする必要がある。多くの現場での安定処理土の一軸圧縮強度は数 MN/m²であるため、サンプリングにはスイベル型ダブルコアチューブが用いられることが多い。ダブルコアチューブの代りにトリプルチューブサンプラーが用いら

れることもある。岩のサンプリングに用いられるダブルコアチューブは、回転する外管の先端が固定された内管よりも突出しているため、十分な強度を発揮していない処理土の採取には向いていないと考えられる。低強度の処理土のサンプリングには、固定された内管が回転する外管よりも突出しているデニソン型サンプラーが用いられているようである。しかし、このような手法でサンプリングされた安定処理土の試料にはクラックや細かに砕けた部分がある場合が多い。この試料の乱れが、もともと地中の安定処理土の柱体に存在していたのか、あるいはサンプリング時の乱れによるものか、サンプラーを開けて試料を取出した時点で判定することは難しい。これは、現場処理土を直接観察できないことと、安定処理土に対するサンプリング技術がまだ確立しているとはいえないことのためである。サンプリングされた試料の乱れの原因が、もともと地中の安定処理土柱体にこのような乱れが内在していたためだけであると考えれば、強度試験のためにクラックの入っていない部分から整形される供試体は乱れていない部分を抽出していることになるから、得られた強度は現地の強度を過大評価する可能性がある。逆に、もしこれらのクラックなどの乱れがサンプリングの操作のみが原因で生じたとするならば、目視できるクラックが無くても強度試験に用いる供試体はサンプリングによってある程度の乱れを受けている可能性があるから、この供試体によって強度を求めるということは実際の強度を過小評価する恐れがある。このため、サンプルの単位長さ当たりのクラック数を調査して、一軸圧縮強度を解釈する際の参考資料にしている。この数値は、同一施工条件の現場で複数のフォアマンがボーリングに従事している場合には、その技量を比較する材料にもなる。

次に、試料の採取時期と採取から試験までの保存の期間と保存方法の問題がある。現場の土は養生条件の項で述べたように、個々の現場に固有の温度、湿度、境界面の条件下で強度増加しているため、地上に取りだし試験まで異なる環境で保存しておく、現場とは強度増加が異なることとなる。特に、温度条件は短期強度に影響し、湿度や境界面の条件は長期強度に影響する。このため、採取試料の保存に当たっては、(4)項に述べた要因に対して配慮する必要がある。しかし、通常の現場の調査では十分な配慮がなされているとはいえないため、現場処理土の強度の絶対値ならびに変動にはこのサンプリング、保存方法の影響が含まれることが多いと考えられ

る。

2.2 今回の研究の位置付け

上述のように、現場の処理土の強度はさまざまな要因によって影響されるため、サンプリングされた試料をとおして眺めた強度はかなりばらついている。これまでの室内処理土を用いた研究で、強度の変動に対する(1)対象土の土性、(2)配合条件と材令、そして(4)養生条件の影響については研究されているが、(3)混合処理条件の影響は現場処理土の詳細な調査を経ることなしには明らかにできないものである。また、まえがきに述べた一軸圧縮強度と他の工学的特性の相関を現場処理土に対して確認することも、当然現場処理土を対象とした一連の実験を経なければならない。

今回行った研究は処理土の特性に影響する(1)、(2)、(4)の既知の要因の変化は極力排除し、また、サンプリングの影響も少なくして現場処理土の特性を明確にすることを目的としている。3.で詳しく述べるように、今回の研究の対象となった処理土は実際の処理機を用いて原位置で攪拌混合された処理土を地上に引上げたものである。ここでこの処理土の特徴を、前述の個々の要因について吟味して見る。

(1) 対象土の性質

試験の対象とした試料は深度方向には最大2mしか幅がなく、後述する現地の土質条件(図-1)からこの範囲における対象土の土性の変化はないと判断される。

(2) 配合条件と材令

一種類の安定材のみ使用し、その添加量も一定として処理土を形成した。また、各種の試験は処理土が形成されてから相当長期間(200日以上)を経て実施された。このため、安定材の添加量、材令の影響はない。

(3) 混合処理条件

前述のように、混合処理条件の影響を調べることが今回の研究の調査の柱の一つであるため、実際の処理機を用いて原位置で形成された処理土を対象としている。ただし、混合処理条件として述べた多くの要因のなかでオーバーラップ面そのものの詳細な調査は今回の研究には含まれていない。

なお、安定材の吐出方法と攪拌翼の形状は処理機によって微妙に異なり、安定材の吐出量、またその供給方法(貫入吐出、または引抜き吐出)、攪拌翼の回転数、貫入・引抜き速度の相違によって、でき上がる処理土の特性も異なると考えられる。このため、厳密に言えば、この調査で得た処理土の特性は今回使用した処理機で形成

深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性

された処理土にしか適用できない可能性がある。今後この種の試験を行うことによって、本報告で述べる事項が処理機の相違によりどの程度影響されるかを検討することが望ましい。

(4) 養生環境

今回対象とした処理土の柱体は引上げて試験するために形成されたもので、大型の構造物を支持する通常の処理土の大きさに比べて小さい。このため、今回調査した処理土の養生温度は実際の工事の場合よりも低く、また場所による温度勾配が大きかった可能性がある。ただし、(2)で述べたように、供試体の材令を長期間にとったので、養生条件特に養生温度による影響は小さいと考えられる。

(5) 試料の採取方法・保存方法

今回の研究では、①できるだけサンプリング時に生じる試料の乱れを少なくする努力を払って採取した現場処理土を用いてその特性を調査すること、②処理土内部の混合条件の差の有無を明確にするため、サンプリングした位置を正確に押えることの二点に重点を置いた。

海底に形成された現場処理土はブロックサンプリングなどの手法を用いて直接採取できないため、ボーリングによって採取された試料から処理土の特性を調べるしかない。前述のように、この過程で現場処理土に乱れを与える可能性がある。すなわち、今まで行われて来た調査方法では像がひずんで見える眼鏡で処理土を見てきた可能性があるといえる。また、2.1(3)で述べたように、同じ柱体内でも攪拌混合の度合いが場所によって異なる可能性があることと、柱体同士をオーバーラップして施工していることのため、場所によって処理土の強度が変化している可能性がある。これを調査するためには、少なくとも、5 cm のオーダーの精度で試料が採取された場所を知る必要がある。しかし、通常行われている海上ボーリングでこのような精度を要求することは難しい。

今回の研究ではこれらの要求を満足するため、地中で形成された処理土を地上に引上げることによって、より丁寧に採取の位置も正確なサンプリングが可能となった。しかし、3.で述べるように、処理土そのものには認められない数本のクラックが入っており、今回の研究に用いた試料が完全にサンプリング時の乱れから解放されたとは言えない。

3. 現場試験の概要と処理土の外観

3.1 現場試験実施地点の土質条件

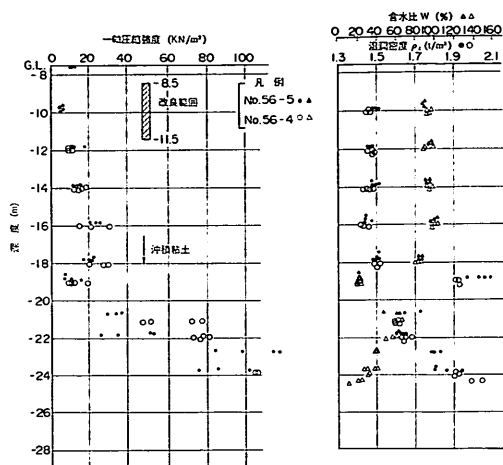


図-1 現場実験実施地点の土質条件

表-2 対象土の物理的特性

自然含水比	W_n (%)	93.2
湿潤単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	1.47
土粒子の比重	G_s	2.71
液性限界	W_L (%)	93.3
塑性限界	W_P (%)	27.3
塑性指数	IP	66.0
粒度組成		
れき分	(%)	0
砂分	(%)	0
シルト分	(%)	36.3
粘土分	(%)	63.7

現場処理土の特性調査を目的とした処理土柱体(以下、試験杭と呼ぶ)の現場での打設は、昭和56年から57年にかけて第三港湾建設局関西国際空港調査室によって、壁状改良地盤実大載荷試験^{14),15)}の一環として大阪府堺泉北港第7-3区埋立予定地で行われた。原地盤の一軸圧縮強度、湿潤密度、自然含水比の深度分布を図-1に示す。地盤は海底面から-20mまで沖積層で沖積層下部約2mは砂層で、その下に洪積世の粘土層、砂層が現れ複雑である。しかし、試験杭を打設した深度は海底からDL-11.5mまでに限られており、この深度範囲の粘性土は我が国の港湾地域によく見られる高塑性の軟弱な沖積粘土である。この物理試験結果を表-2に示す。乱さない試料の一軸圧縮試験を実施したのち、鋭敏比を求めるために含水比を変化させないで完全に練

表-3 処理機の仕様

形 式	油圧駆動 3 軸式 2 連型
全 長	29,776.5 mm
重 量	約 60 tf
処理面積	3.47 m ²
掘削翼×段数	1,150 φ×1 段
攪拌翼×段数	1,150 φ×2 段
トルクおよび回転数	2,000 kg-m×50 rpm

り返した試料の一軸圧縮試験も行った。繰り返しのよって強度が著しく低下し供試体は自立せず鋭敏比を求めることはできなかった。正確な値は分らないが、対象となった粘土はかなり大きな鋭敏比を示すものと考えられる。

物理試験、力学試験と並行して、化学試験も行った。今回実施した試験は、pH 試験と重クロム酸法による有機物含有量試験であり、試験結果はそれぞれ 8.8, 3.5%であった。

3.2 試験に用いた処理機

深層混合処理工法の海上施工に用いられる処理船は、3つのタイプに分類される。第一は、在来の杭打ち船やクレーン船を改装して処理船としたもので、処理機は一般に船の先端でげん（舷）外に吊下げられる。安定材をストックするサイロやセメントミルクを製造し処理機に供給するための設備は別途にプラント船に搭載される。第二は専用船として設計され、プラントも船上に装備しているが、処理機は第一のタイプの場合と同様にげん外に吊下げられるものである。第三は同じく船上にプラントを装備した専用船であるが、船体の中央またはその近くに処理機を吊下げる やぐら（檣）を有するものである。処理機がげん外に吊下げられている場合は、処理機の貫入時には土の反力を受けて処理機を取付けている側が浮上ろうとし、逆に引抜き時には処理機の引抜き抵抗力のために沈もうとするため、処理船のトリム操作が複雑である。これを回避しようとするのが船体中央またはその近くに処理機を懸架する方式の専用船である。このような処理船のタイプによって処理機の地中での動きの

特性は変化する。このため、特に新しい処理機を用いる場合には、処理機の特性と施工方式の検討を加えるために試験施工でオーバーラップ時の先端軌跡の状況把握を行うことが重要である。

今回の現場試験は、既に外周護岸の完成した埋立予定地内に作業船を搬入して作業する必要があったため、中規模のげん外吊りの処理船（DCM 5 号船、図-2）とプラント船の組合せが用いられた。本処理船の寸法は、長さ 38.6 m、幅 18.6 m、深さ 3.2 m、吃水 1.4 m である。

本船の深層混合処理機先端の構造は、地盤を削って処理機を地中に貫きさせるための掘削翼、安定材（セメントミルク）を地中に供給する吐出口、安定材と土とを混合するための攪拌翼とから成っている。攪拌翼の形状、寸法、枚数は攪拌効率を大きく左右するため、処理機を保有する企業によって活発に研究されており、個々の処理機によって微妙に異なる。今回の試験工事では、前述した実大載荷試験で洪積粘土まで改良するため、攪拌翼の部分は本処理機の通常の施工時の状態からは改造されている。本来、この処理機の攪拌軸は 4 軸で改良面積は 3.47 m² である。処理機の内仕様を表-3 に、処理機先端部の改造後の形状を図-3 に示す。改造後の処理機では、攪拌翼と掘削翼の直径は同じで 1130 mm である。掘削翼は中心角度 120° づつ離れた位置に取りつけられた 3 枚の翼から構成され、処理機の下端に位置している。攪拌翼は中心角度 180° 離れた 2 枚の翼が各攪拌軸の上下 2 段にそれぞれ取付けられており、上下段の翼の向きは 90° 異なっている。4 本の攪拌軸は図示のようにげん側で船体に近い 2 軸（B 軸）と船体より海側の 2 軸（F 軸）とから構成されている。4 本の攪拌軸はそれぞれの軸の掘削翼と攪拌翼が交互に重なるように取付けられているため、2 本の攪拌軸の深さは他の 2 軸よりも

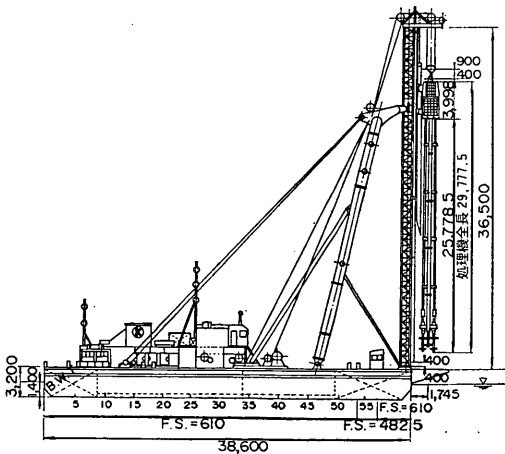


図-2 実験に用いた処理船

深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性

355 mm 深い位置にある。ここで、長い軸をL軸、短い軸をS軸と呼ぶことにする。現場処理土の調査のための試験杭打設ではオーバーラップ状況の観察に目的の一つがあったため、オーバーラップ施工された二本の試験杭をそのまま引上げて調査することとした。引上げるためには形成される安定処理土の重量を小さくする必要があったため、試験杭打設時には後述するように、4軸の内2軸を取外している。残された2本の攪拌軸（S軸とL軸）は軸心距離で表して700 mm 離れており、これらの軸によって一回の施工で作られる眼鏡型の安定処理土は個々の円柱が450 mm オーバーラップしていることになる。この部分を機械オーバーラップと呼び、後述するすでに形成された安定処理土杭と新しい安定処理土杭とが重なる部分を施工オーバーラップと呼ぶことで区別する。なお、安定材の吐出口は、図-3 に示すように、掘削翼の中心軸への取付け部にある。

3.3 施工方法

使用した安定材は水セメント比が1:1のセメントミ

ルクで、セメントは普通ポルトランドセメント、また練混ぜ水は海水で、遅延剤等の特殊な安定剤は使用していない。攪拌軸2本当たりの安定材の吐出量は215 l/minとした。この吐出量を土の単位体積に対するセメントの乾燥重量の比になおすと約130 kgf/m³となり、室内配合試験で多く用いられている土の乾燥重量に対するセメントの重量比 a_w で表すと、 $a_w=18\%$ となる。

今回の施工方法の特徴は、貫入時吐出を採用したこと、最終目標強度が小さいためオーバーラップ施工時の被オーバーラップ杭の強度が既往の普通ポルトランドセメントによる施工事例よりも小さいことである。試験杭の打設方法を図-4、5に示す。まず、図-4に示すようにFL、FSの掘削翼、攪拌翼を取外しBL、BS2軸のみで処理土の柱体を形成する。L軸の先端深さがDL-7.1 mの海底からDL-8.5 mまでは、攪拌翼を回転させないで処理機を降下させる。L軸の先端深度がDL-8.5 mからDL-11.5 mまで、安定材を吐出しながら、回転数 $N=50$ rpm、貫入速度 $V=0.7$ m/min で処理機を貫入さ

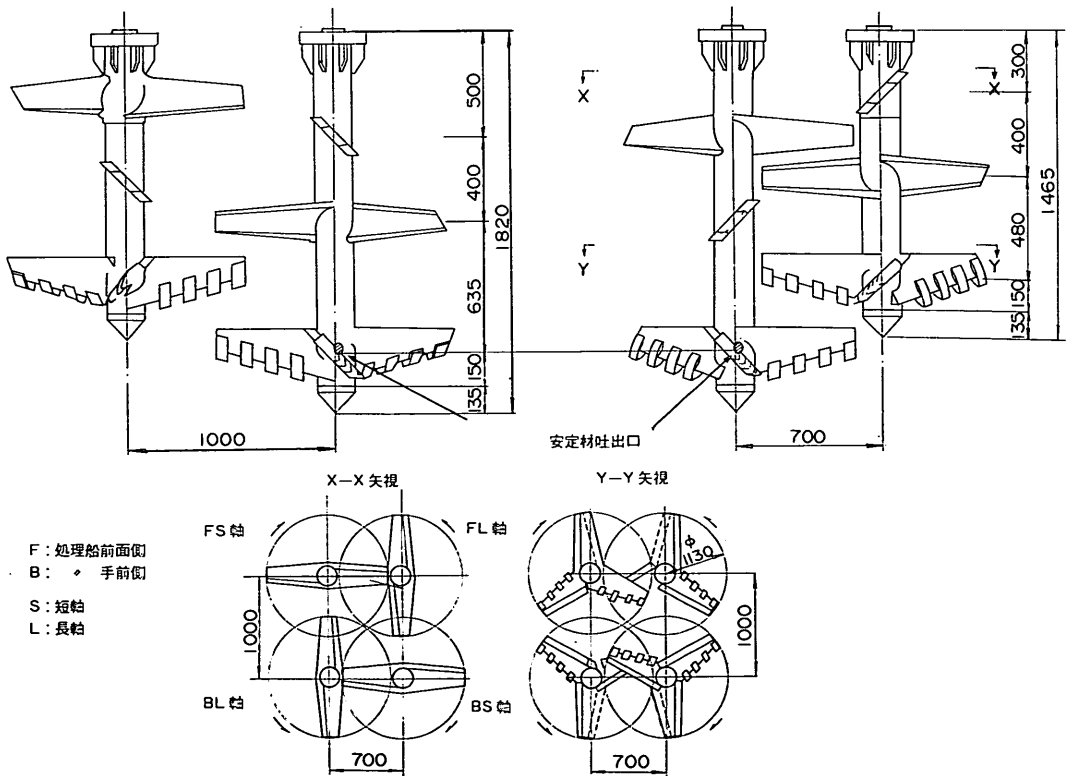


図-3 処理機先端部分の構造

せる。安定処理土杭の下端の部分(DL-11.5m)に処理機が到達したら、安定材の供給を止め、処理機の位置を一定にして90秒間攪拌し続けるという特殊な操作を行っている。これは、改良深度の下端を除く他の部分では、安定材と土は処理機の貫入時、引抜き時の往復の経路で攪拌される。しかし、改良深度の下端では、上段の攪拌翼より下の部分は一段の攪拌翼によってのみ攪拌されることになり、他の部分と比べて攪拌の度合いが小さくなるためである。このような施工を行うため、セメントミルクの吐出を開始する試験杭の上部と特殊な操作を行

う下部とは、中央部に比べて混合の度合いに相違が生ずることとなる。

引抜き時は安定材の供給を停止したままで、攪拌のみを行う。引抜き時の攪拌翼の回転数は貫入時と同じ50rpmであるが、引抜き速度は1.0m/minである。処理工程の管理項目として重要な、攪拌翼の回転数、貫入・引抜き速度、安定材の供給量はペンレコーダーによって記録された。この工程で、地中には円柱が二つ重なりあった眼鏡状の断面の安定処理土の柱体が形成されることになる。

次に、処理機をいったん海上に引上げ、B軸を取外しF軸を取付け、船体を1.85m後退させ、新しい試験杭のL軸、S軸が既設の試験杭のS軸、L軸にそれぞれオーバーラップするように打設した。この複雑な施工の意図は以下のとおりである。前述のように今回の処理機は本来4軸の機械であるため、4本の軸の中心部(処理機芯)に攪拌軸を支持するガイドパイプが存在している。このガイドパイプが施工オーバーラップ側にあると、ガイドパイプの位置の無処理土と既設の処理土を大量に排除するため良好なオーバーラップ面の形成ができないと思われたためである。

新しい試験杭の打設の工程はすでに打設されたものと同じである。掘削翼、攪拌翼の回転方向は、図-6に示

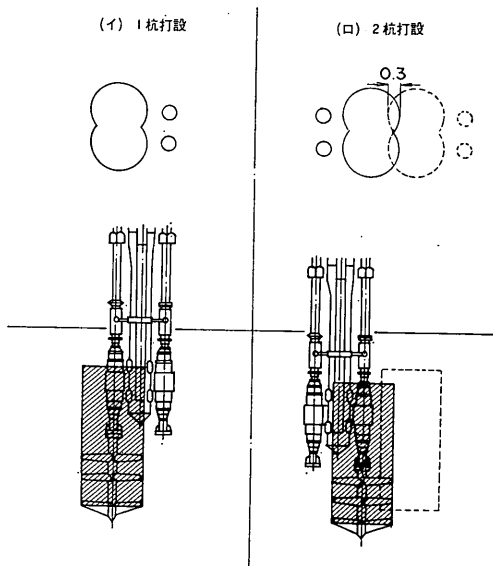


図-4 オーバーラップ施工模式図

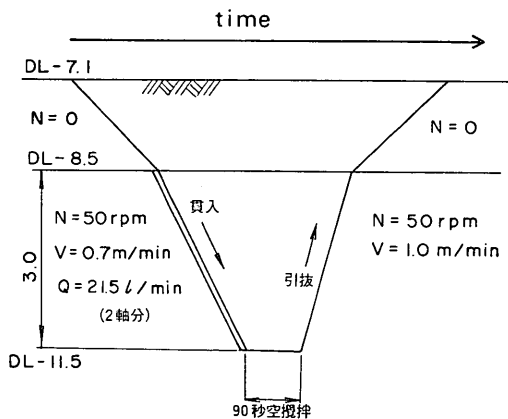


図-5 打設工程

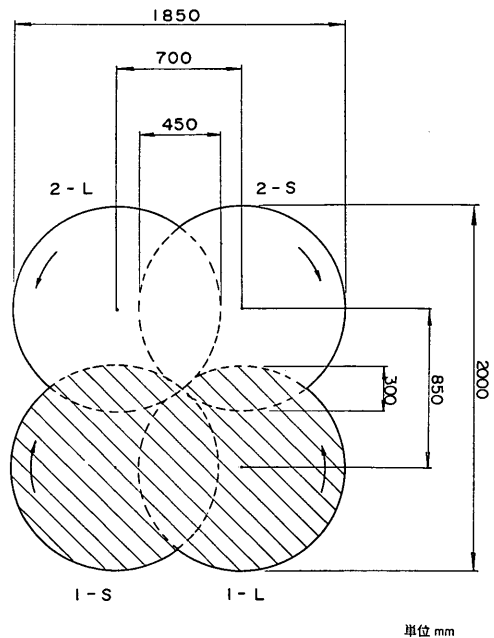


図-6 想定される処理土断面図

すように施工オーバーラップの部分では安定材と土の混合物が入り込むように、機械オーバーラップの部分では逆に押出すような方向である。この施工で攪拌翼の軸心の間隔が 850 mm となるため、計画施工オーバーラップ幅は 300 mm となる。この値は、ブロック、壁等の実際の施工パターンで多く採用されている値と近い。ここで、すでに打設された試験杭と新しくオーバーラップされた試験杭とを区別するために、既設の試験杭を 1 杭、新設の試験杭を 2 杭とし、更に攪拌軸の長さによって区別された L、S と併せて安定処理土の柱体と呼ぶことにする。例えば、1-L は、先に打設された試験杭で長軸の回転翼で作られた部分である。

なお、1 杭と 2 杭の施工時間間隔（オーバーラップ時間）については詳細な記録がないが、一日で 4 本の試験杭を打設している記録が残っているため、船体の移動、攪拌軸の取替え等を考慮すると、今回のオーバーラップ時間は 2～3 時間である。現場施工では改良層厚とトラブルの有無によってオーバーラップ時間は変化するが、順調な施工であれば 1～2 時間であり、トラブルがあっても 24 時間以内を標準としている。このため、今回の試験でのオーバーラップ時間は通常のオーバーラップ施工と大差のないものである。

3.4 供試体のサンプリング方法

地中に安定処理土が形成された後、直ちにまだ固化していない安定処理土に吊上げ用の鉄筋棒を埋込んだ。安定処理土はそのまま地中で養生され、140 日経過した後、この鉄筋棒にワイヤーを掛けクレーンによって引上げられた（写真-1）。オーバーラップして形成された二本の試験杭の形状、およびこれから推定される攪拌軸の位置を図-7 に示す。試験杭形状は深さによって多少異なるため、図には深さ 0.5 m ごとに測定された試験杭の輪郭を記入している（図中の数字は試験杭の天端からの深度）。前述の攪拌翼を取外した側でガイドパイプが引上時には土中に空隙を作ることとなるため、処理機の引上の過程でまだ固化していない安定材と土の混合物がこの隙間に入り込み、翼を取り外した側の試験杭の側面（施工オーバーラップ面と平行外側）が深さとともに多少広がっている。しかし、それと直角な側面はほぼ垂直となっていることから、貫入、引抜きの工程中は処理機はほぼ水平方向に動揺がない状態で地盤を処理したと考えられる。攪拌翼の軌跡を観察して推定された施工オーバーラップ幅は、約 100 mm で当初予定された値の 1/3 であり、処理機の位置の設定に誤差があったか、新しい



写真-1 処理土引上げ状況

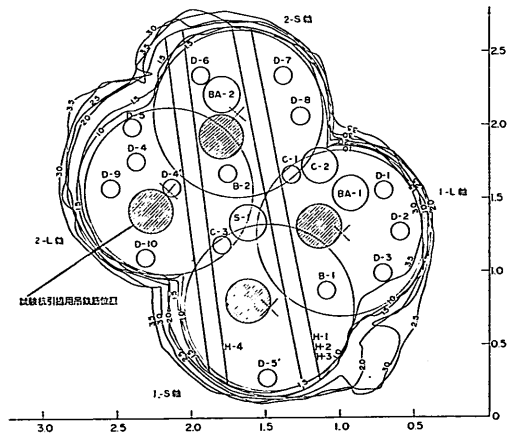


図-7 処理土平面形状とボーリング位置

試験杭の打設で既設の試験杭が移動したものと考えられる。

地中から引上げられた試験杭は乾燥を避けるため、直ちに上面および側面をセメントモルタルで覆い、作業のための足場を組んだ（写真-2）。このセメントモルタルで覆われた上端の深度は DL-8 m であり、以後この深さを試験杭の深度を決める基準面とする。試料の採取に使用したサンプラーはサンプル径 86 mm のダブルコアサンプラーとサンプル径 204.7 mm の大口径デニソンサ

ンプラー(図-8)である。極く一部トリプルコアチューブも使用したが、結果は特に良好とはいえなかった。ボーリングおよびサンプリングはすべて同一のフォーマンによって行われた。サンプリングはサンプラーの直径86 mm のものを20本(鉛直方向16本、水平方向4本)、直径200 mm のものを4本(すべて鉛直方向)行った。採取位置は図-7に示すとおりである。サンプリングの種類、位置を決めた理由は以下に示すとおりである。

- ① 攪拌軸からの距離による影響の検討(D-4', D-4, D-9, D-5, D-10)
- ② 杭による強度差、とくに1杭と2杭の差の検討(D-1, D-2, D-3とD-7, D-8)
- ③ オーバーラップ部の強度の検討(施工オーバーラップC-1, C-3, 機械オーバーラップB-1, B-2)
- ④ サンプラーの口径による差(大口径はBA-1, BA-2, C-2, S-1)
- ⑤ 同一条件下での種々の力学特性の検討(D-1, D-2, D-3)

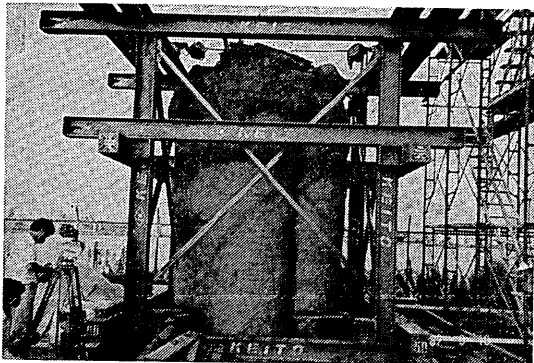


写真-2 ボーリング足場

⑥ 圧縮強度の異方性(H-1~H-3の水平サンプリングと鉛直サンプリング)

⑦ 安定材の分布状態(カルシウム分析)(H-4)

①, ②, ⑤の目的のためにD-4'はほぼ攪拌軸に位置し、D-4は攪拌軸から0.3 m、D-1~3とD-7~9は0.4 m、D-5とD-10は0.5 m離れた場所を設定した。

サンプリングされた試料は目視観察された後、パラフィンで完全密封し水中で保管した。試料の一部は港湾技術研究所に運送され三軸圧縮試験等の力学試験とカルシウム分析に使用され、残りは現地近くの室内実験室でも一軸圧縮試験が実施された。力学試験に要した期間は長期に渡ったが、実験を開始した時期には、材令200日以上を経過しておりその後の材令の変化による強度増加はわずかでしかないので、試験日の違いによる強度補正は行っていない。

3.5 現場処理土の目視観察

図-9にコアサンプルの目視観察によって確認されたクラックの状況を示す。多くのクラックは水平方向に入っており、所々細かく砕けた試料もあった。また、試料によっては目視観察だけではクラックの存在は認められないが、トリミングすると水平方向に非常に脆く、この方向に剝離する試料も数多く見られた。これらの目視できる、あるいは潜在的なクラックがサンプリング時に入ったのか、最初から試験杭の内部に存在していたかを調査するため、サンプリングされた穴を特殊なテレビカメラ(ボアホールテレビ)を入れてボーリング孔の壁面を観察した。またすべてのサンプリングが終わってから、試験杭を解体するときにサンプリングされた穴の壁面をそのまま、あるいはナイフで削って直接目視観察したが、サンプルに見られたようなクラックは確認されなかった。今回使用したサンプラーはいずれも外管を回転さ

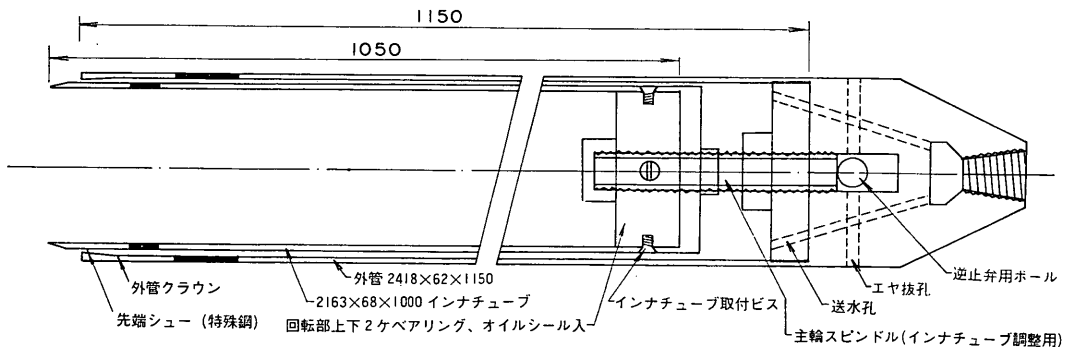


図-8 大口径デニソンサンプラー

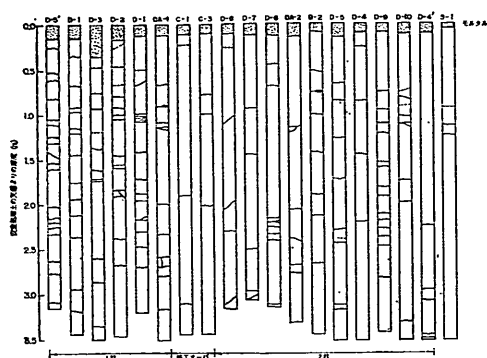


図-9 鉛直サンプル観察記録

せて、外管の肉厚に当たる部分をコアビットで削りとり、残った中央部分の試料が内管に収められる構造となつてはいるが、内管に収容された安定処理土にも力が伝わり、強度の小さな箇所では振れによってクラックが生じたと考えられる。また目視観察される以外の潜在的なクラックが数多く存在した理由もここにあると考えられる。この様な潜在的なクラックを捕えるためにX線による観察を試みたが、今回は認めることはできなかった。

クラックはすべてサンプリング時に発生したと考えられるが、図-9に示すように試料の深さ、場所によって偏在している。すでに述べたように長軸(L)と短軸(S)とでは、安定材の吐出口、掘削翼、攪拌翼の位置が355mm違うため、杭体の上下は中央部と比べて配合ならびに混合条件に微妙な相違が予想される。このため、観察の対象とする深度を一律に安定材が供給・攪拌されていると考えられる基準面からの深度-1mから-3m(DL-9~11m)に限定する。この深度範囲内に限定すると、クラックが特定の深さに集中しているとはいえない。しかし、最初に打設された安定処理土(1杭)と後から打設されたもの(2杭)と比較すると明らかに違いが認められる。-1mから-3mの2mの長さのサンプル中に発生したクラックの数は、1杭のサンプルに平均8.2本、2杭には平均4.1本と倍の開きがある。最初に打設された試験杭が後に打設されたもの比べてクラックの発生が多い理由は、後に述べる安定処理上の力学試験の結果と併せて考察を加えることにする。

4. 現場処理土中の安定材の分布状況

4.1 概要

現場で作られる安定処理土は攪拌軸および安定材の吐出口が固定されているため、同一柱体内でも安定材の添

加量や混合度はある規則性を持って変動する可能性がある。これが現場で採取された処理土の強度の変動に大きく寄与している可能性は高い。これを調べるには、強度試験を詳細に実施し、更に供試体の安定材の添加量を正確に求めることが直接的な方法である。しかし、試料の採取の際の乱れによって強度がばらつく可能性があるし、また強度試験をする場合にはある程度の大きさを有する供試体が必要であり、細部に渡った強度の分布を調べることはできない。そこで、今回の研究では直接強度を調べる力学試験の他に、安定材がどのように分散しているかを調べるためのカルシウム分析を実施し、間接的に強度の分布を推定することにした。カルシウム分析で必要とする試料の大きさは、力学試験のそれと比べて小さくてよく、また得られる結果が試料の乱れによって変化することはない。もちろん、2.で述べたように処理土の強度は多くの要因に影響されるため、カルシウム量で直接強度そのものの代替にはできない。しかし、強度と密接な関係にある大きな要因であるため特に詳細に調査することとする。

4.2 試験方法

今回の分析の目的は安定材が平面的にどのように分散しているかを調査することにある。そこで、図-7に示す位置(H-4)で、水平ボーリングを実施し試料を採取した。なお、水平ボーリングの深さは、試験杭の基準面から-1.5mである。図に示すように試料は大別して、条件の異なる5箇所から採取されたことになる。すなわち、最初に打設した1杭、1杭と2杭の施工オーバーラップ部、2杭の中のL軸の部分、L軸とS軸の機械オーバーラップ部、そしてS軸の部分である。また一つの攪拌翼が支配する円柱のみに着目すると、攪拌軸からの距離の影響も調べることができる。

サンプラーから取出された試料は、厚さが10mmになるように切断し、カルシウム分析の試料とした。切り出された試料は室内の温度・湿度の条件で乾燥され、手またはハンマーである程度粉碎し、貝殻、礫等は除去し、残りの試料を四分法によって20g程度にし、これを更に乳鉢で細かくすりつぶし、カルシウム分析の試料とした。

カルシウム分析方法は、前処理と分析の方法の組合せによって種々の方法があるが、今回用いた方法は過塩素酸分解による前処理をしたのち、原子吸光法によるものとした。カルシウム量は全体の乾燥重量の重量比で表すことにする。

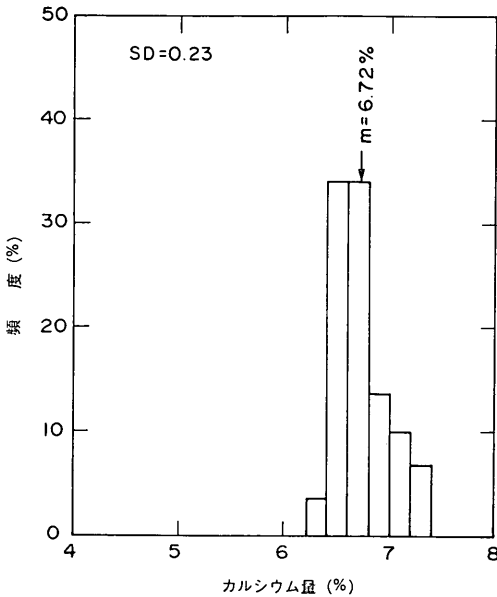


図-10 同一試料を用いた分析法の精度の検討結果

分析には誤差はつきものであり、ある程度の結果のばらつきは避けられない。しかし、得られた結果がどの程度信頼性があるかを知って置くことは、実験結果を解析する上で重要なことである。考えられる誤差要因は二つある。第一は分析自体の誤差である。この誤差を調べるために、同一条件の 30 試料を用いてカルシウムの分析を行った。得られた結果のヒストグラムを 図-10 に示す。平均値は 6.72%，標準偏差 (SD) は 0.23 である。試験誤差が正規分布していると仮定すると、平均値から $\pm 0.38\%$ の中に全データの 90% が入ることになる。第二の誤差要因はバックグラウンドの変動である。分析目的が安定材の添加によるカルシウムの含有量を求めることであるのに対し、無改良土には既に貝殻等の存在でカルシウムが不規則に混入していることによる誤差である。この後者の自然に存在するカルシウム含有量の場所による変動に伴う誤差のオーダーは、混合処理前の無改良土に対する同様な試験が行われていないため把握できていない。

4.3 分析結果

H-4 ボーリングで得られた全試料のカルシウム分析結果のヒストグラムを 図-11 に示す。カルシウム混入量の平均値は 5.91% である。H-4 ボーリングの行われた水平方向のカルシウムの分布を見るために、1 杭の側面を基準とした距離 (図-7 参照) とカルシウム量の関係

を 図-12 に示す。得られた結果は約 1% の幅を持って細かく振動しているものの、1 m から 2 m 付近のカルシウム量は他の場所と比べて明らかに多く、場所によってかなりカルシウムの量が異なることがわかる。 図-7 の引上られた安定処理土塊の断面図が示すように、カルシウム分析は、1-S、施工オーバーラップ、2-L、2 杭の機械オーバーラップ、2-S と異なる条件下の処理土を対象としているため、 図-12 にそれぞれの区分位置を推定して記入してみる。この区分は想定された攪拌軸の位置によって多少移動するが、明らかに 2-L とその機械オーバーラップ部分は他の部分と比べてカルシウムの混入量が多い。

この違いを量的に捕えるために、基準線とした 1 杭の側面から 70 cm (1-S に相当)、80 cm から 175 cm (2-L と機械オーバーラップに相当)、180 cm から 256 cm (2-S に相当) に分けてそれぞれカルシウム混入量のヒストグラムを描いてみた。結果を 図-13~15 に示す。前述のように、全体のカルシウムの混入量の平均値は 5.91% であるが、1-S 杭の平均値は 5.42% (図-13)、2-L 杭と機械オーバーラップでは 6.38% (図-14)、2-S 杭では 5.79% (図-15) と明らかに 2-L と機械オーバーラップに相当する区間のカルシウム含有量は他の区間と比べて大きい。一方、標準偏差 (SD) はおおむね 0.5% 前後と場所による変動は少ない。L 軸と S 軸とでは攪拌翼の取り付け位置が異なるので、安定材の吐出口の位置も L 軸の方がより深く位置している。また今回は貫入吐出を採用したので、L 軸が先行して S 軸がこれに続く処理過程をとることになる。すなわち、L 軸では直径 1150 mm の円柱全体に安定材が供給されなくてはならないが、S 軸の場合ではすでに L 軸の部分に相当する箇所には安定材が供給されているため、この部分の安定材の供給量は S 軸の吐出口から供給される分と機械オーバーラップの

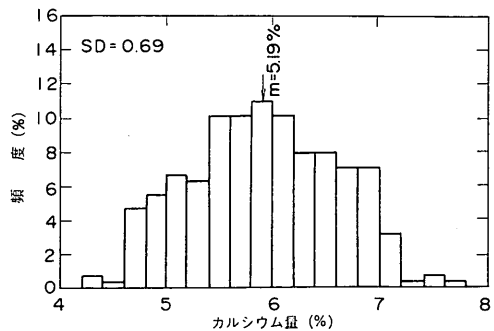


図-11 カルシウム分析結果ヒストグラム (全体)

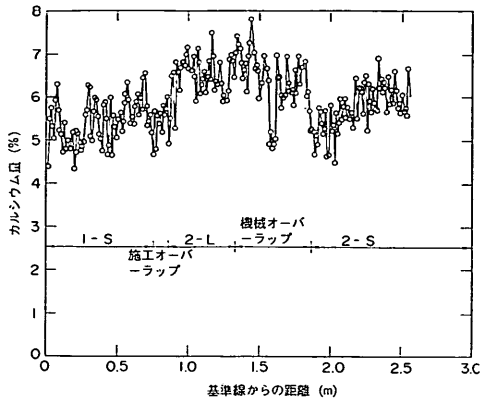


図-12 カルシウム分析結果の平面分布

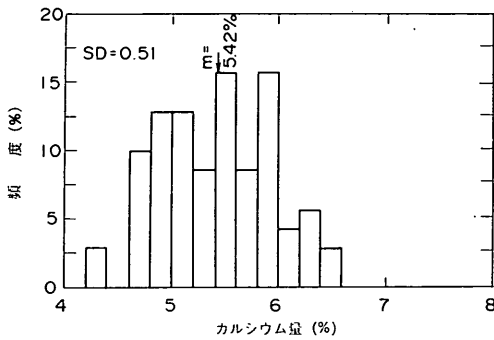


図-13 カルシウム分析結果ヒストグラム (I-S)

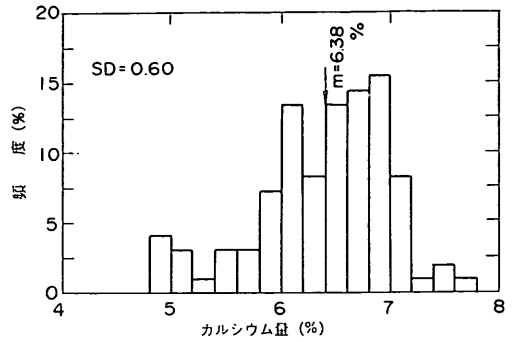


図-14 カルシウム分析結果ヒストグラム (2-Lと機械オーバーラップ)

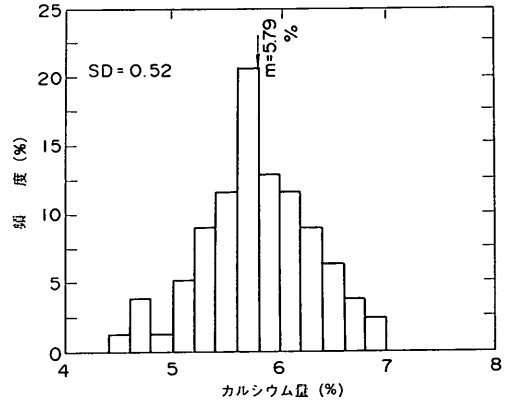


図-15 カルシウム分析結果ヒストグラム (2-S)

部分のすでにL軸から供給されている量が加味される。もしS軸，L軸の吐出口から供給される量が同じであれば，この機械オーバーラップ部分に相当する分だけS軸の方が安定材の量が多いことになる。しかし，すでに示したようにカルシウム分析の結果，逆にL軸の安定材の量の方が多いとの結果を得た。この理由として，L軸とS軸の吐出口で口径の差などなんらかの理由によって安定材の供給量が異なったことが考えられる。安定材の供給の施工管理はそれぞれの軸で行っているわけではなく，全体の吐出量を記録，管理しているので，S,L軸で安定材の供給量が異なった可能性が大きい。

次に，この3つに大別されたそれぞれのグループ内における混入量の分布を見つめる。すでに述べたように，カルシウムの分布はある幅を持ってかなりのばらつきを示している。このばらつきは果して有意義な値を示しているのだろうか。このばらつきの原因としては分析の際に生じた誤差，試料に貝殻等に含まれていたカルシウ

ム量がすでに処理する以前に混入して基本となる未処理土中の量がすでにばらついていた可能性，それと安定材の供給の不均一である。すでに述べたように同一試料を用いた分析結果によれば，信頼度90%の誤差は±0.38%であるのに対し，この数値以上のばらつきを示していることから，分析誤差以外の原因が存在していることになる。また，混合量の分布は，ある一定の間隔で振動しており，偶然に処理前の未処理土中のカルシウム量もこのように変化していたとも考え難い。この様なある一定の規則性を持ったばらつきの原因としては，安定材の混合が不完全で安定材が縞状に分散していることが考えられる。一軸圧縮強度を求めるための供試体の寸法は直径50mm高さ100mmを標準としている。仮に，安定材の量が図-12に示すように分布しているとする，その変動の周期は供試体の寸法に対して大きく，供試体の取り方によってかなり安定材の量が異なることになり，こ

れが強度のばらつきの原因の一つである可能性が高い。

今回の実験に用いた処理機の安定材の吐出口は攪拌軸にあったので、この攪拌軸から離れるに従って安定材の供給が少なくなる可能性がある。図-16 に示すように、一つの攪拌軸で攪拌される処理土柱体の断面に着目すると、推定される攪拌軸の中心からの距離とカルシウム量との関係を求めることができる。図-17 にこのように求めた攪拌軸からの距離とカルシウム量との関係を示す。試料は大きく分けて 1-S, 2-L, 2-S とに分けられるので、図に示す記号もそのように区別した。また、機械オーバーラップ部の部分は 2-L, 2-S の攪拌軸からの距離によって近いほうの範囲に入るとする。同図で、攪拌翼の半径を超える位置にデータがあるのは、処理機のガイドパイプによってふくらんだ杭の部分を実験しているためである。この図から攪拌軸からの距離とカルシウム量とに弱い相関関係があるようにみえる。しかし、詳細に見ると、攪拌軸からの距離の大きい部分のカルシウム量の低い値 (1-S, 2-S) と、攪拌軸からの距離の小さい部分のカルシウム量の大きい値 (2-L) に大別され

る。ここで 2-L と分類した 2-L 並びに 2-L の中心軸に近い機械オーバーラップ部のデータのみに着目しても、攪拌軸からの距離 30~50cm 付近のデータのために、攪拌軸からの距離方向に相関が認められる。しかし、図-11 に戻って、2-L と機械オーバーラップのデータを見ると低いカルシウム値を示す地点は 2-L の境界付近で位置の精度の影響を受けやすい所と、L, S 杭両者の影響を受け不安定な機械オーバーラップ中にあることが分る。したがって、この結果からは、カルシウム量が多い 2-L 軸の供試体を採取した場所が攪拌軸に近かったため、攪拌軸から離れるにしたがって、カルシウム量が減少するようにみえるものと理解する方がよさそうである。

カルシウム分析の結果を要約すると、個々の吐出口によって吐出量の異なる可能性があることと個々の吐出口に支配される領域内ではカルシウムが縞状に混入していることである。すなわち、2.1 (3) の混合処理条件も強度のばらつきに影響している可能性が強いことが分かった。

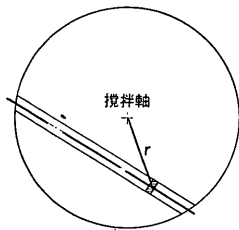


図-16 サンプルと軸心の位置関係

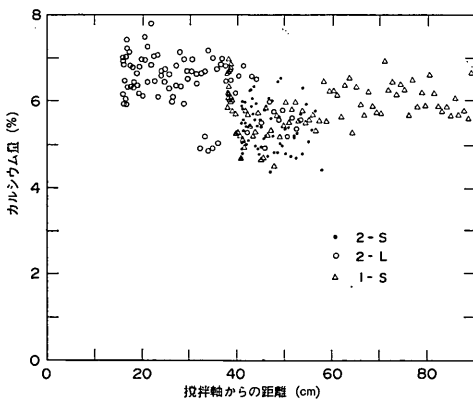


図-17 カルシウム含有量の半径方向分布

5. 現場処理土の力学試験

現場で打設された安定処理土を用いて行った力学試験は一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、引張り試験(割裂試験)、圧密試験、透水試験、共振円柱試験である。このうち、一軸圧縮試験の一部は第三港湾建設局より外部に発注されて民間の土質試験機関で実施されたが、一軸圧縮試験の残りとしてそれ以外の試験はすべて港湾技術研究所土質部地盤改良研究室で直接実施した。

室内配合された供試体を用いて実施した一連の力学試験の結果から、種々の安定処理土の特性は一軸圧縮強度を基準としてそれとの相関で表せることが知られている^{2)~4)}。そこで、各試験に必要な供試体を定める際には、その試験に必要な供試体の前後に必ず一軸圧縮試験の供試体も取出し、一軸圧縮強度を求めるようにした。すなわち、港湾技術研究所で実施した一軸圧縮試験は一軸圧縮強度を求めることだけが目的ではなく、他の試験の結果を解釈するために行ったものとも言える。

前述のように、地上に引上られた試験杭の上部と下部では安定材の供給量、攪拌混合の度合が長軸、短軸の段差のため異なるので、これから述べる試験結果も、混合条件、安定材の供給条件が同じと考えられる基準面から-1 m から-3 m の深度で採取された供試体のみを対象とした。

5.1 一軸圧縮強度

(1) 試験方法

一軸圧縮試験のための供試体の寸法は直径 50 mm、高さ100 mm を標準としたが、トリミングの際に供試体の端面が欠けたりした場合には、多少供試体の高さが短くなった。試験に用いた試料は特に記述しない限り鉛直ボーリングによって採取されたものであり、また、供試体は鉛直方向が上下となるようにトリミングした（圧縮力の作用方向は原位置の安定処理土の鉛直方向と一致する）。

(2) 強度分布

室内配合試験の場合には、標準的な配合試験法を順守し初歩的な配合ミスなどがなければ、特に熟練技術者でなくても、一軸圧縮試験結果の変動係数は 10% 以下である。一方、既往の現地調査の結果の中には変動係数 60% を超える例もあるが、これは、2.1 に述べた土層の区分等の基本的な配慮が欠けているためでもある。今回の現場処理土の一軸圧縮強度 q_u の頻度分布を図-18 に示す。一軸圧縮強度の平均値は 1.96 MN/m^2 であり、標準偏差 (SD) は 0.62 MN/m^2 (変動係数=32%) と室内配合供試体から得られた値と比べて著しくばらつきが大きい。実際の施工機械を用いて安定処理土を作成した場合でも、安定材が均一に供給され、均一に攪拌混合

されていれば、得られる強度は同じ筈である。考えられるばらつきの原因について考察を加えてみる。

a) 深度

物理特性が同じで同一土層と考えられる場合においても、普通の地盤では含水比が深度とともに減少するので、同一配合条件で施工されると、一般に安定処理土の強度は深さとともに増加する。しかし、今回行った実験では対象となった地盤の深度は -9 m から -11 m で深さの変化は小さかったため、図-19 に示すように、 q_u の深さ方向への定性的な変化は見られず、ほぼ一様に q_u はばらついている。セメントに対する処理効果の点から対象となった地盤をみれば、深さ方向について地盤は均質であると判断できる。

b) 攪拌軸からの距離

4.3 で述べたように、カルシウム分析の結果から攪拌軸の中心からの距離と安定材の供給量との間には弱い相関が認められた。2-L 軸で推定される攪拌軸からの距離（半径、 r ）をパラメーターとして、 q_u の深度に対する分布を図-20 に示す。攪拌軸の部分 ($r=0$) の値は他の値と比べて小さい結果となったが、 $r=0.3, 0.4, 0.5$ (m) で得られた値はほぼ同じであり、また、後述する図-23 に示すように、条件が同じと考えられる供試体でもかなりの強度差が認められることから、距離の違いによる強

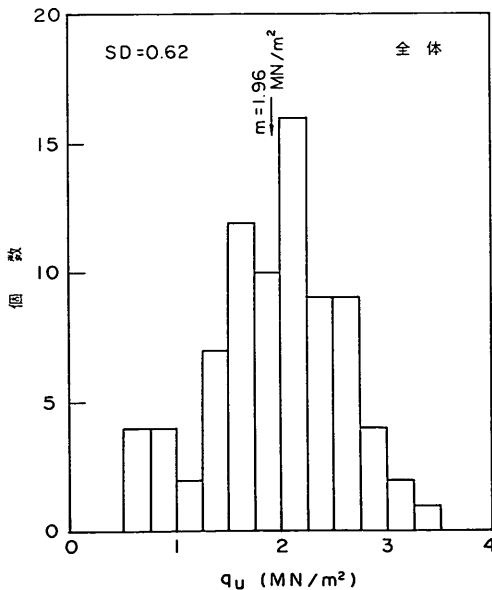


図-18 一軸圧縮強度の頻度分布

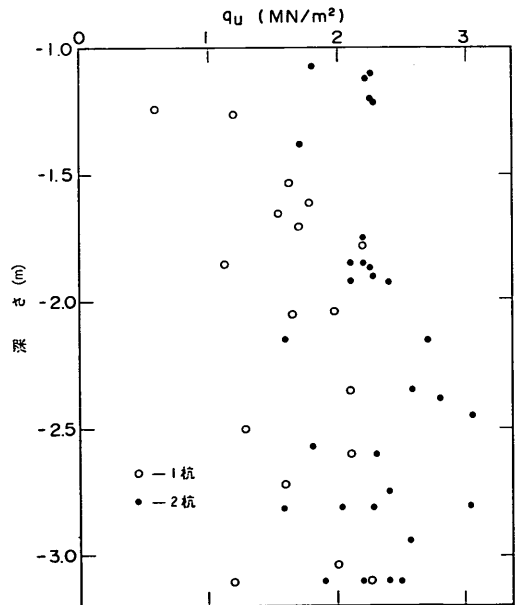


図-19 一軸圧縮強度の深度分布

度差は存在しないと考えられる。すなわち、同一攪拌軸で形成された安定処理土は、少なくとも直径 50 mm、高さ 100 mm の大きさを有する供試体から得られる q_u 値から判断すると、マクロ的には均一に安定材が供給され、攪拌混合されていると見なして良いと考えられる。

c) S軸とL軸との違い

カルシウム分析の結果から、L軸とS軸ではカルシウム混入量は約1%異なることが判明した。しかし、図-21 に示すように攪拌軸から同じ距離で、しかも後から打設した2杭から得られた結果を比較すると、S、L軸とも同じ強度分布を示す。この対象土を用いた室内配合試験によって安定材の添加量と一軸圧縮強度の関係を求め、更に添加量をカルシウム量に変換してみると、カルシウム量が1%異なると一軸圧縮強度は12%変化することとなる。しかし、図-21 から安定材の供給量の違いによる一軸圧縮強度の差12%を認めることは難しく、S、L軸とも強度が同じとの結果を得た。

d) 杭の打設順序

打設順序による違い(1杭と2杭)とそのオーバーラップ部(施工オーバーラップ)で得られた値を区別して見るために、図-22 に示すようにヒストグラムを1杭、2杭、施工オーバーラップ部とに分類してみた。2杭の平均一軸圧縮強度 q_{u2} が 2.35 MN/m^2 であるのに対して、1杭の平均一軸圧縮強度 q_{u1} は 1.53 MN/m^2 と

6割程度の強度しか発揮しておらず2杭と比べて明らかに小さい。強度の異方性を調べるために、鉛直ボーリングの他に図-7 に示すように水平ボーリングも実施した。安定処理土の異方性については後で述べるが、3本の水

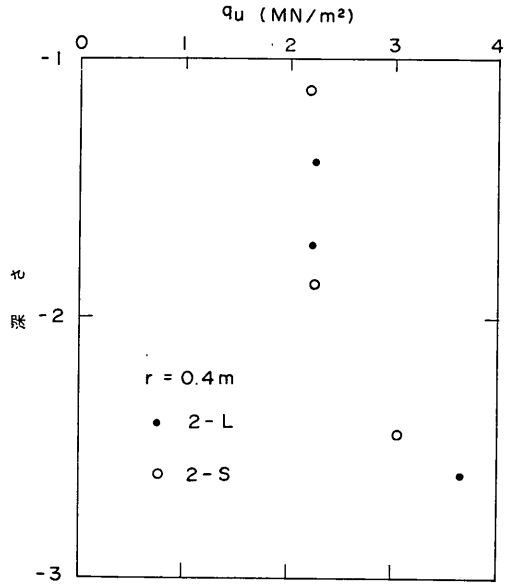


図-21 L軸とS軸の強度比較

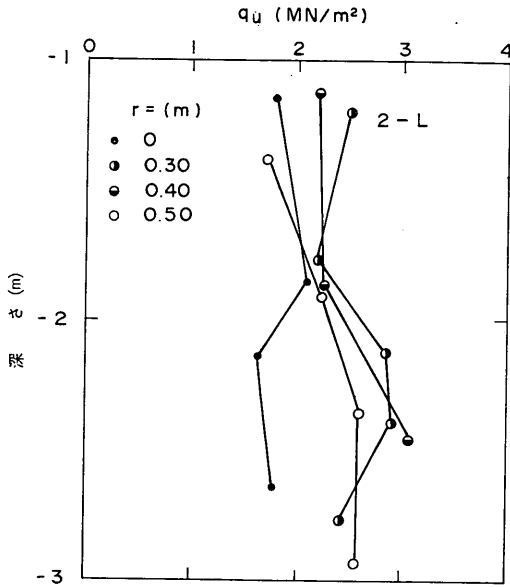


図-20 軸心からの距離による一軸圧縮強度の変化

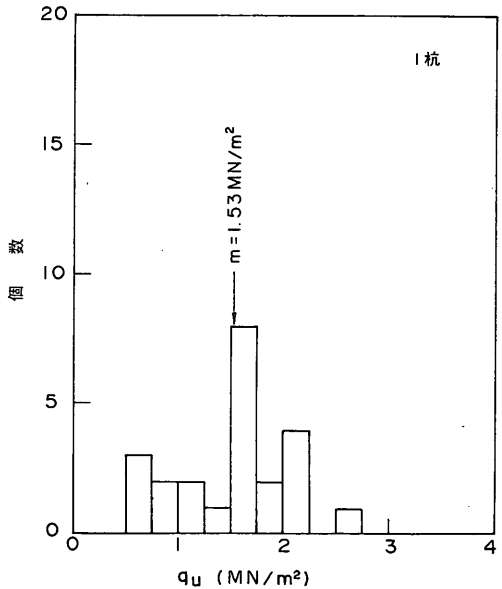


図-22(a) 改良体の部位による強度ヒストグラム (1杭)

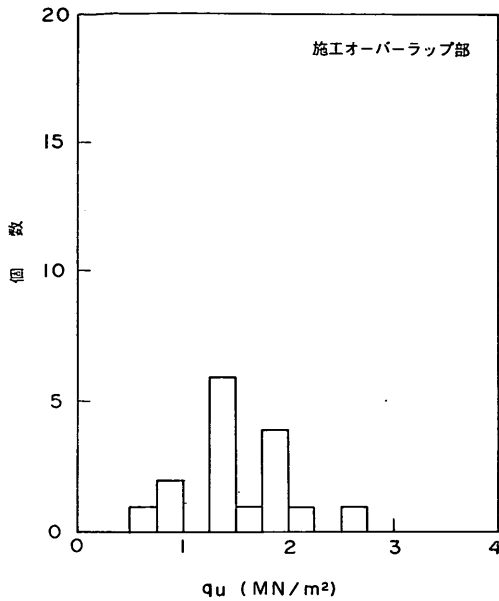


図-22(b) 改良体の部位による強度ヒストグラム (施工オーバーラップ部)

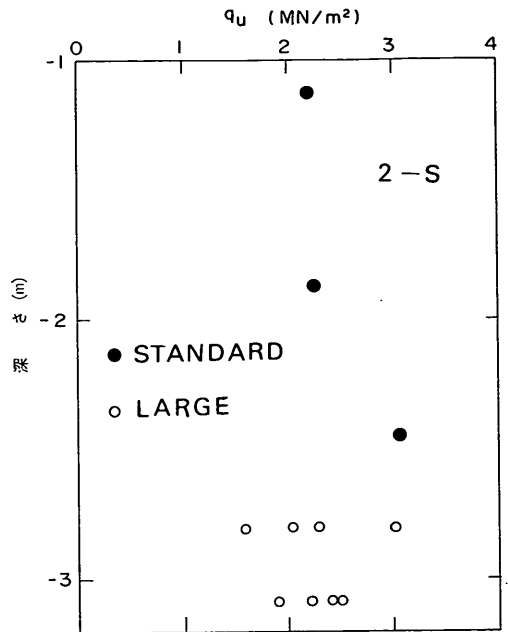


図-23 大口径と標準口径サンプルの一軸圧縮強度

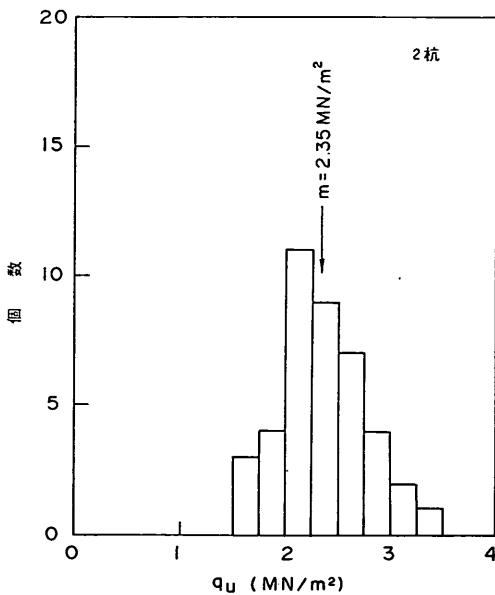


図-22(c) 改良体の部位による強度ヒストグラム (2杭)

平ボーリング (H-1, H-2, H-3) から得られた供試体の強度分布は後に 図-24 に示すように、施工オーバーラップ部を境にして大きな強度差が認められる。この結果

からも、2杭と1杭の強度には明りょうな差があると言える。この事実は、先に述べたように、1杭のサンプルは2杭に比べてクラックの数が多かったことと一致する。施工オーバーラップ部はオーバーラップ時には2杭と共に一様に攪拌混合されるので、施工オーバーラップ部の強度は2杭と同じであると考えられるが、鉛直ボーリングの結果からは 図-22 に示されるように1杭の強度分布に近い結果となった。

以上、4つの点から q_u 値のばらつきの支配的な要因を探ってみたが、明らかな傾向を示したのは杭の打設順序の違いだけであり、その他の要因は全体的なデータのばらつきに吸収され顕著な傾向は示さなかった。

(3) サンプルング方法による違い

サンプルングは主に口径 86 mm のダブルコアサンプラーで行ったが、一部口径 204.7 mm のデニソンサンプラーを用いて試料を採取した。洪積層の粘性土を対象とした土質調査の結果によれば¹⁸⁾、口径 204.7 mm で得られたサンプルの q_u はデニソンの普通のタイプである口径 75 mm と比べて 1.5 から 2.0 倍大きいとの報告がある。図-23 に大口径サンプラーで得られた供試体の q_u を白丸でまた比較のために口径 86 mm のサンプラーで

得られた q_u を黒丸で示す。大口径サンプラーで得られた試料の直径は大きいので、同一の深度で一軸圧縮試験の供試体を4本取ることができ、図にはこれらの値をすべてプロットしてある。これらの供試体はお互いに近接しているにもかかわらず、その q_u はかなりばらついている。また通常用いられる 86 mm サンプラーで得られた強度と比較しても両者には明確な差は認められなかった。しかしながら、大口径サンプラーで得られた強度が通常口径のものよりもはるかに大きな値を得たとの未公開のデータもある。今回の場合は処理土塊を地上に引上げ、海上で行われている通常のボーリングよりもはるかに丁寧にを行い、標準の口径でも品質の高い試料が得られたため、大口径とさほど差がなかったとも考えられる。今後のデータの蓄積が待たれる。

(4) 強度の異方性

実際の現場で使用される処理機は、回転翼を回転させて原位置の土と安定材を混合するため、水平方向に対する混合は良くても鉛直方向の混合度は悪いと考えられる。また回転翼は常に土と安定材の混合物を水平に切って攪拌するため、現場で作られた安定処理土には、力を加える方向に対して強度が異なる可能性がある。ここで示す供試体はいずれもボーリングされた方向と供試体の端面の方向と一致するようにしたので、鉛直ボーリングによって得られた供試体は一軸圧縮試験の力を加える方向は鉛直であり、水平ボーリングでは力の作用方向は水平である。このため、水平、鉛直両ボーリングから得られた q_u を比較することによって、現場安定処理土の強度の異方性を調べることができる。水平ボーリング(H-1~H-3)で得られた試料の一軸圧縮強度を、1杭の端部からの距離(掘進長)に対して整理し図-24に示す。すでに述べたように q_u は場所(1杭, 2杭)によって異

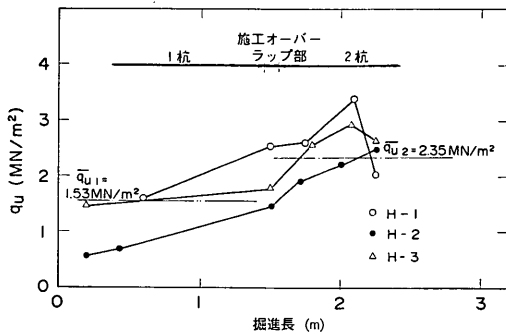


図-24 水平ボーリングから得られた供試体の一軸圧縮強度

なるため、図-24 では1杭と2杭との鉛直ボーリングから得られた供試体の平均強度 q_{u1} (1杭), q_{u2} (2杭) を比較のために示してある。水平ボーリングによる供試体の個数は少ないが、図に示すように載荷力の方向の違いによる強度の差は認められない。

(5) 一軸圧縮特性

一軸圧縮試験の応力~ひずみの関係から、破壊ひずみ ϵ_f 、正割係数 E_{50} を求め、その結果を図-25、図-26に示す。 ϵ_f は q_u の増加に伴いわずかに減少する傾向にあるが、おおむね 0.5~1.0% のオーダーである。 E_{50} は 200~900 MN/m² と q_u の増加とともに増加しており、 q_u と E_{50} との間におおよそ $E_{50} = 250 q_u$ の関係が認められるようである。以上述べた現場処理土の特性は室内配合供試体で得られた特性と比べて大きな差はない^{2),3)}。

5.2 引張り強度

安定処理土の引張り強度を評価するために割裂試験を実施した。割裂試験のための供試体の寸法は、直径 50 mm、厚さ 50 mm である。一軸圧縮試験と同様に現場処理土の引張り強度の異方性の有無を確かめるために、図-3に示す処理機の攪拌翼が横切る断面に着目して実験を行った。割裂試験は弾性応力解析が示すように、円柱供試体の側面に線荷重が作用すると、線荷重が働く面に一樣な引張り応力が発生することを利用したものであ

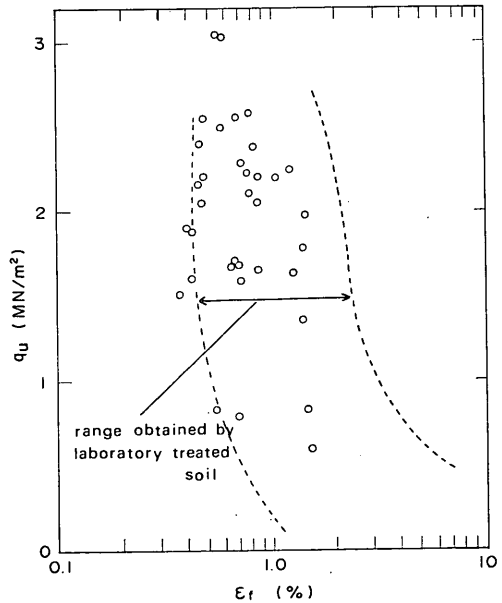


図-25 一軸圧縮強度と破壊ひずみ

る。この引張り応力が発生する面と攪拌翼が横切る面と一致するように試験した供試体をH、それと垂直面になるようにしたものをVとして2種類の実験を実施した。

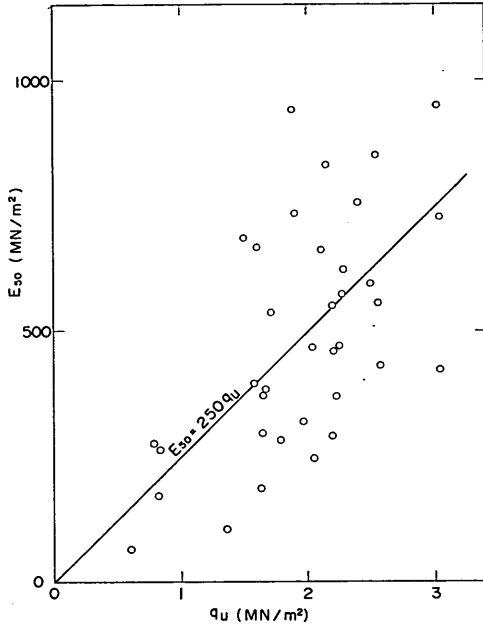


図-26 一軸圧縮強度と正割係数 E_{50}

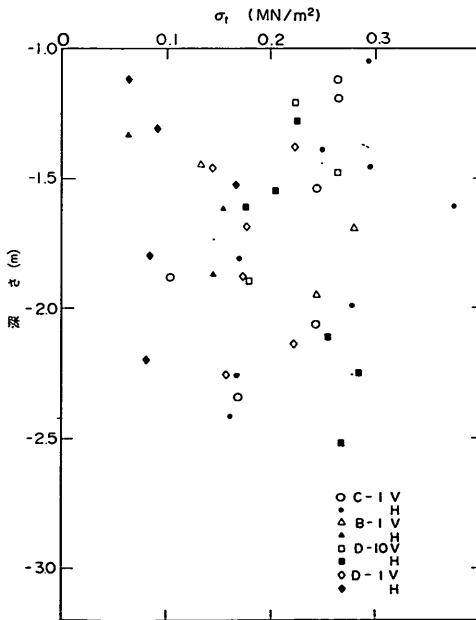


図-27 引張り強度の深度分布

もし、攪拌翼の回転する方向によって安定処理土の強度の異方性が存在する場合には、Vに比べてHは小さくなる筈である。

深度と引張り強度 σ_t の関係を図-27に示す。図-19に示した q_u の分布と比べてばらつきは大きい、深さに対して一様に σ_t は分散している。 σ_t の異方性および場所による違いに明らかにするため、図-28、29に示すヒストグラムを作成した。図-28は異方性に着目したヒストグラム、図-29は場所に着目したものである。図-28から、H、Vとも同じ分布形状を示し、両者の違いは認めがたい。ちなみに、 σ_t の平均値はHが 194 kN/m^2 、V

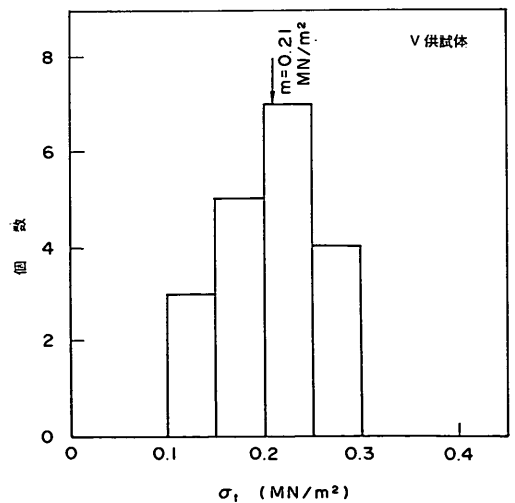
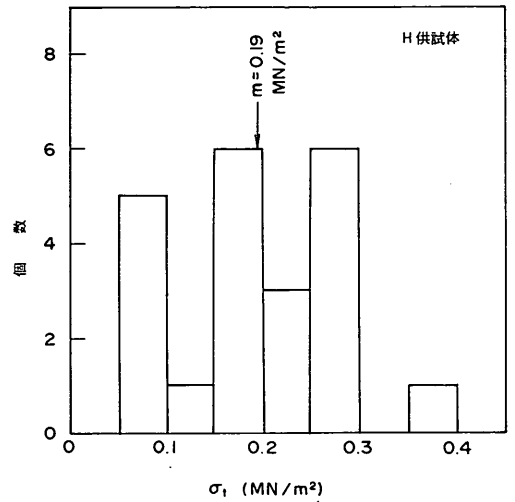


図-28 引張り強度の異方性

が 209 kN/m² で、この平均値からも両者は同じと判断しても良いと考えられる。しかし、**図-29** に示すように場所の違いによる σ_t の違いは明らかである。すなわち、一軸圧縮強度と同様に、 σ_t も 1 杭は 2 杭に比べて小さい。また、オーバーラップ部の σ_t ばらつきは大きく、1 杭と 2 杭の両範囲に渡っているが平均値としては 2 杭に近い。**5.1 (2) の d** で述べたように、施工オーバーラップ部は処理土の形成過程から 2 杭と同じ特性を有する物と考えられるが、鉛直ボーリングによる一軸圧縮強度

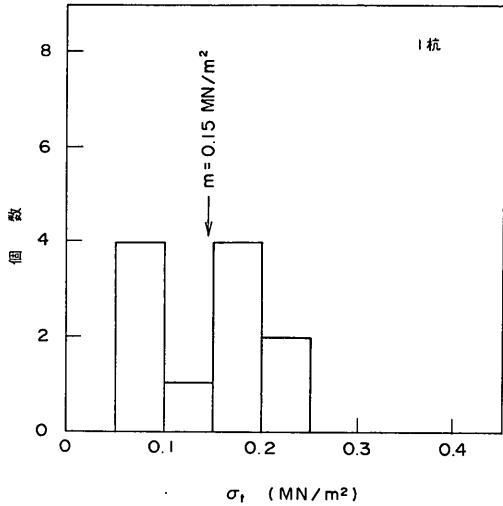


図-29(a) 部位による引張り強度 (1 杭)

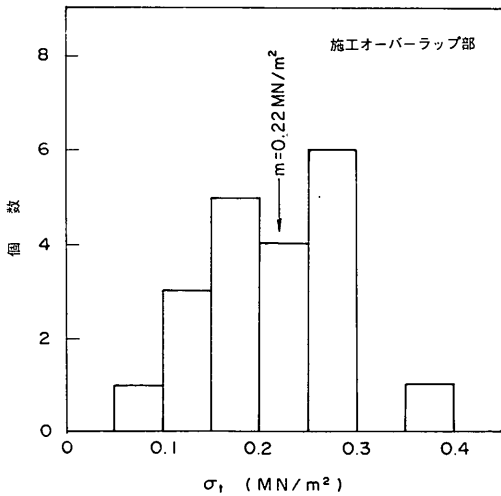


図-29(b) 部位による引張り強度 (施工オーバーラップ部)

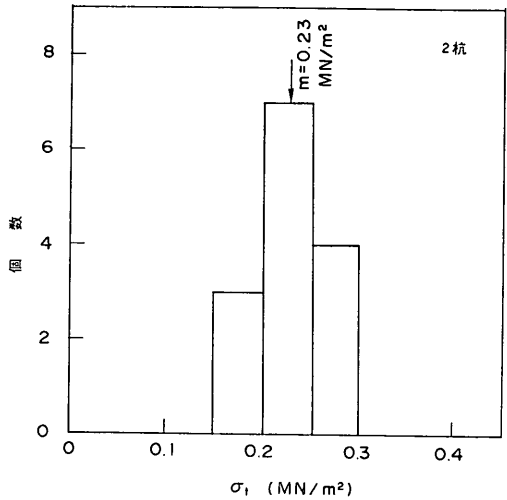


図-29(c) 部位による引張り強度 (2 杭)

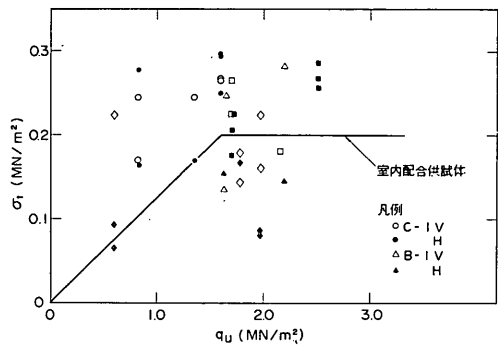


図-30 一軸圧縮強度と引張り強度の相関

の分布は 1 杭のそれに近い結果を得た。この事実と σ_t の分布とを考え合えると、**図-7** に示したように、施工オーバーラップ部と推定される箇所幅は約 100 mm 程度と狭いためボーリング深度によっては 1 杭の試料を採取した可能性が高い。場所の違いによる σ_t の平均値は、1 杭が 145 kN/m²、2 杭が 226 kN/m²、オーバーラップ部が 216 kN/m² である。

室内配合による供試体を使用した実験によれば、 σ_t と q_u との関係は q_u が 1.5 MN/m² 以下であれば、 $\sigma_t = (0.1 \sim 0.2)q_u$ で、 q_u が 1.5 MN/m² を越えると σ_t は 150 ~ 300 kN/m² の範囲にある²⁾。この結果と現場処理土から得られた σ_t と q_u の関係を比較した結果を **図-30** に示す。室内配合による供試体と比べてばらつきは大きい、おおむね上述した室内配合による供試体で得られた結果と一致する。ただし、**図-19** に示すように q_u は

深度に対してかなりのばらつきがあるので、約 40 cm 程度の試料から割裂供試体 4 コと一軸供試体 1 コとりだし、割裂試験の対象の供試体の q_u を推定した。

5.3 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は非圧密非排水剪断試験 (UU) と圧密非排水剪断試験 (CU) の 2 種類を実施した。この実験に用いた供試体はいずれも 2 杭から整形されたものである。

(1) UU 試験

同一ボーリング孔から得られた供試体を用いて、側圧 σ_3 を変えて行った一連の UU 試験から得られた応力～ひずみの関係を図-31に示す。側圧は 1～8 MN/m² と広範囲に変化させて実施した。非排水条件で側圧が増加しても破壊に至る応力～ひずみの関係は一軸圧縮試験で得られた関係と同じであるが、ピーク強度を示すひずみを越えると側圧の大きさによって応力～ひずみの関係は変わるようである。すなわち、一軸圧縮状態ではピーク後の残留強度はほぼ 0 であるのに対して、側圧が大きくなると、ある程度の残留強度が期待できる。これらの傾向は、室内配合供試体から得られた性質と同じである³⁾。

しかし、室内配合供試体の試験結果ではピーク強度は側圧によらずほぼ一定値を示すのに対し、図-31 や他のボーリング孔から得られた供試体に対する試験結果(図-32) では、ピーク強度が側圧に影響されるか否か、どち

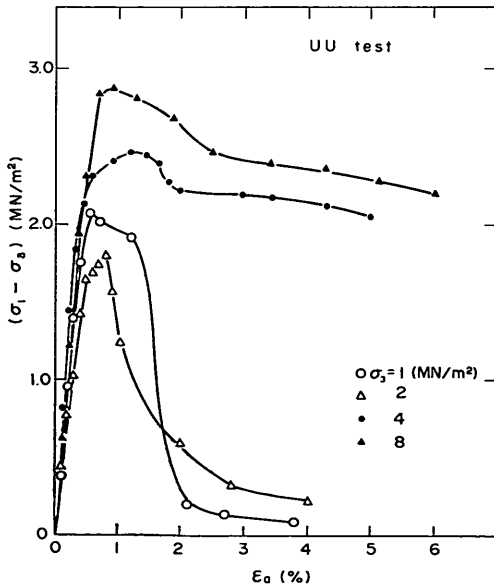


図-31 三軸 UU 試験結果

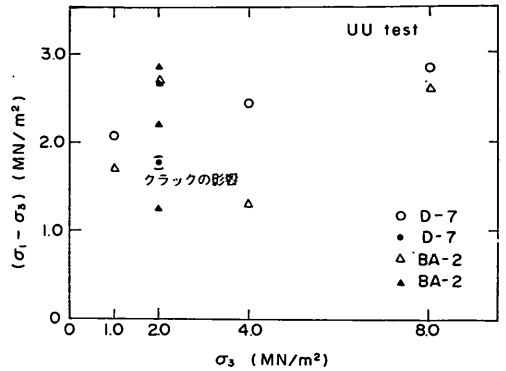


図-32 三軸 UU 試験から求められた側圧と最大軸差応力

らとも言えない結果を得た。しかし、3.1 で述べた壁状改良現場載荷試験のために施工された安定処理土の UU 試験では側圧によって強度がかなり増加する結果を得た。図-33 に示すように、この UU 試験で求められたピーク時の軸差応力と一軸圧縮強度とを比較するとかなり側圧によって強度が増大する。ただし、現場載荷試験での安定処理土の配合条件は今回の実験とは異なり (水セメント比=200%, 安定材吐出量 $Q=170$ l/min (2 軸換算, 貫入速度=0.4 m/min), またサンプリング方法も通常用いられている方法, すなわち現地でボーリングやぐらを組んでサンプリングしたものである。側圧によって強度が増大する大きな原因の一つとしてサンプリング方法の違いが考えられる。すなわち、今回の実験の対象となった供試体は、地中に形成された安定処理土塊を地上に引上げ丁寧なサンプリングを実施したのに対して、図-33 に示すデータは現場で通常行われている海上ボーリングを行なったため、乱れが大きいと考えられる供試体から得られたものである。このことから、サンプリング時の乱れが大きい供試体に対しては、側圧を加えることにより、試料の乱れによる強度低下の度合を小さくすることが考えられる。

(2) CU 試験

室内配合供試体を用いて実施した CU 試験の結果から、過圧密された粘性土の場合と同様に、安定処理土も有効側圧 σ_3' によってせん断強度が大きく変わることが判明した。等方応力状態で σ_3' を増大していくと体積変化が急に増大する点、いわゆる圧密降伏応力が存在し、この値はほぼ q_u と同じである。 σ_3' がこの圧密降伏応力より小さければ、 σ_3' によらずせん断強度はほぼ同じ

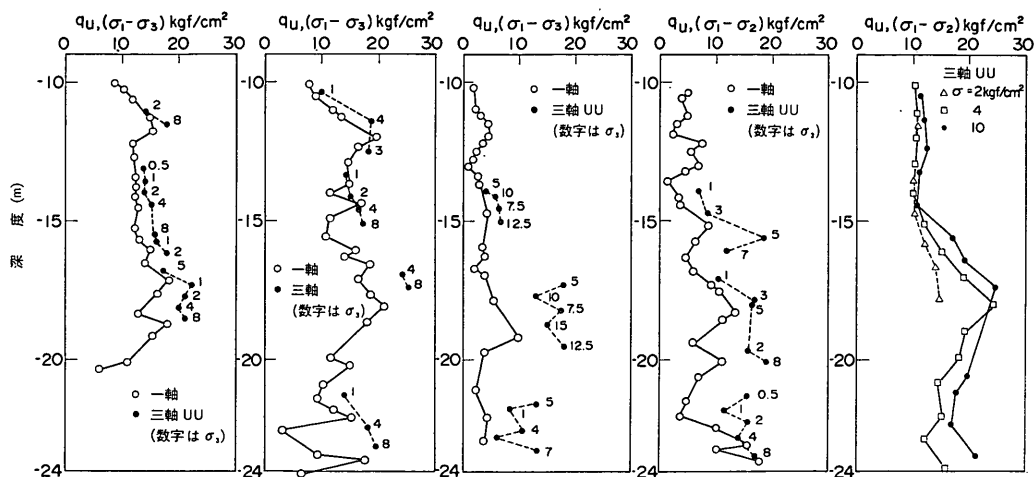
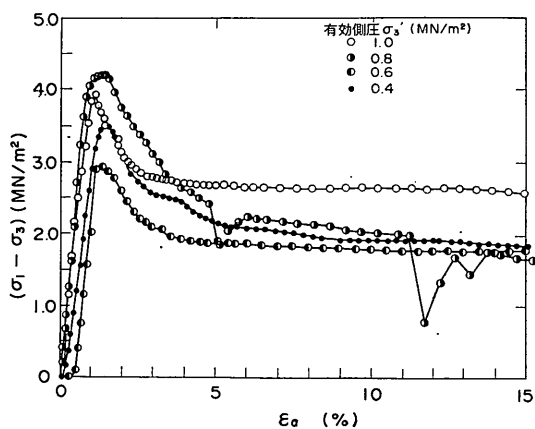


図-33 三軸UU試験結果と一軸圧縮試験結果の対比

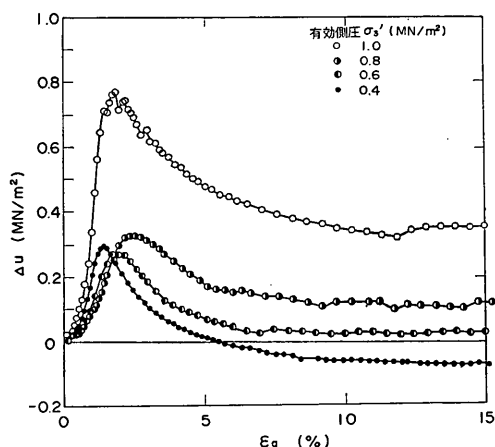
値を示すが、それを超えると σ_3' に比例してせん断強度も増加する³⁾。現場処理土でもこの様なせん断特性を有しているかを確かめるために、大きな σ_3' の下で圧密させた。しかし、圧密圧力を増大させると大きな体積圧縮量が生じ、また室内配合供試体と比べて供試体の不均一性が大きいため、圧密時にメンブレンが供試体内の貝殻、れき(礫)などによって破損する事故が続出した。このため、 σ_3' を最高 1.0 MN/m^2 として、試験を行った。飽和度を高めるためにバックプレッシャーを 0.1 MN/m^2 加えたが、圧密開始時の過剰間隙水圧係数 B は約 $0.2 \sim 0.3$ と著しく小さく、供試体の飽和度は相当小さい。

軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ϵ_a の関係を図-34(a)に示す。図から、軸ひずみが5%を越えると一定の軸差応力を示し、側圧によらずほぼ一定の残留強度を示し、CU試験ではUU試験と比べて比較的小さい σ_3' の下でも、かなり大きな残留強度を示す。

過剰間隙水圧 Δu と ϵ_a の関係を図-34(b)に示す。室内配合供試体と同様に、現場の安定処理土もせん断時にかなり大きな正の Δu が発生する。室内配合供試体を用いたCU試験では、強度のピーク時の Δu の値は σ_3' と同じ大きさとなりピーク強度を示した後でもその値は変わらなかった。しかし、今回実施した試験結果では、最大 Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ を示す ϵ_a は一致するが、 Δu の



(a) 軸ひずみと軸差応力



(b) 軸ひずみと過剰間隙水圧

図-34 三軸CU試験結果

表-4 CU 試験の結果

側 圧 σ_3' (圧密終了時) MN/m ²	① ($\sigma_1 - \sigma_3$) _{max} MN/m ²	② ($\sigma_1 - \sigma_3$) _{residual} MN/m ²	側 圧 σ_3' ($\epsilon_a = 15\%$) MN/m ²	②/①	②/③
1.0	3.92	2.57	0.95	0.66	3.95
0.8	4.21	1.65	0.68	0.39	2.43
0.6	2.93	1.77	0.57	0.60	3.10
0.4	3.51	1.83	0.47	0.52	3.89

値は σ_3' よりも小さく、また ϵ_a が増加するにつれ減少する傾向にある。このピーク強度時の Δu が σ_3' より小さくなる現象は、現場の安定処理土特有の性質ではなく、供試体の不飽和が原因と考えられる。一方、ピーク後の Δu の減少度合は、供試体の q_u の値に影響されるようである。室内配合供試体で、 ϵ_a の増加に伴う Δu の低下が観察できなかった理由として、高い飽和度を確保するために、供試体の q_u 値をいずれも 1.0 MN/m² 以下と小さく押え、また初期含水比を自然地盤の含水比よりはるかに大きくしたことが考えられる。小林、龍岡¹⁷⁾ の行った CU 試験の結果からも、供試体の q_u 値が大きくなるにつれて、ピークの Δu に対して ϵ_a が増大すると Δu の減少することが観察できる。

各側圧で得られたピーク時の軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max} と残留強度をまとめて表-4 に示す。表に示した残留強度は小林、龍岡の方法と同様に、 ϵ_a が 15% の時の軸差応力とした。ピーク強度と残留強度との比は、 σ_3' が 0.8 MN/m² を除いて 0.5 以上と大きな値を示しているが、小林、龍岡が室内配合供試体から求めて示した 0.85 より小さい*。

一方、ピーク時の軸差応力の平均値は 3.64 kN/m² と、CU 試験のための供試体を取出した 2 杭の q_u の平均値、2.35 kN/m² に比べ 1.5 倍大きくなっており、側圧 σ_3 によって ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max} が増大するような結果を得た。しかしながら、室内配合供試体とは違って、現場処理土の場合は基準となる q_u の値がかなりのばらつきを示し、表に示すように、必ずしもピーク強度は σ_3' に比例して増

* 小林、龍岡はピーク強度の代わりに q_u を基準として、この q_u と残留強度の比が安定材の混合率や σ_3' によらず 0.85 としている。しかし、 $\sigma_3' < 0.7 q_u$ であれば q_u とピーク強度は等しいとしている。

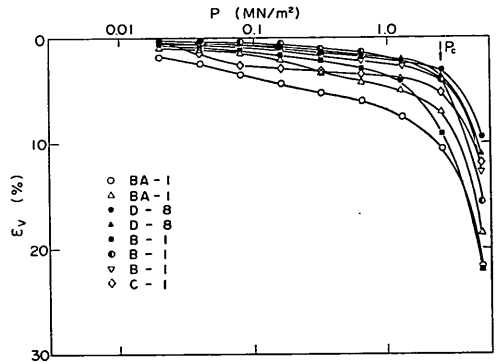


図-35 圧密試験結果

大しているわけではない。このため、この実験から、UU 試験と同様に、 σ_3' の増加によりピーク強度が増加するか否かの結論はつけがたい。

5.4 圧密試験

直径 60 mm、高さ 20 mm の供試体を用いて圧密試験を実施した。圧密圧力 p と体積ひずみ ϵ_v の関係を図-35 に示す。通常の粘性土の圧密試験の結果は縦軸を間隙比とするのが普通であるが、安定処理土の土粒子の比重が求めがたいことと、沈下の計算をより簡便に求めることができるため、図-35 では体積ひずみで整理してある。小さな圧密圧力、 p の下では体積圧縮率は小さいが、 p が増大すると過圧密粘性土と同様に体積ひずみが急に増大する圧密降伏応力 p_c が認められる。室内配合供試体から求められた p_c には一軸圧縮強度との間に、 $p_c = 1.3 q_u$ の関係がある。この関係から p_c を計算して図に示すと、ほぼ妥当な値を示しており、現場処理土でも p_c と一軸圧縮強度の関係は室内配合処理土と同様な

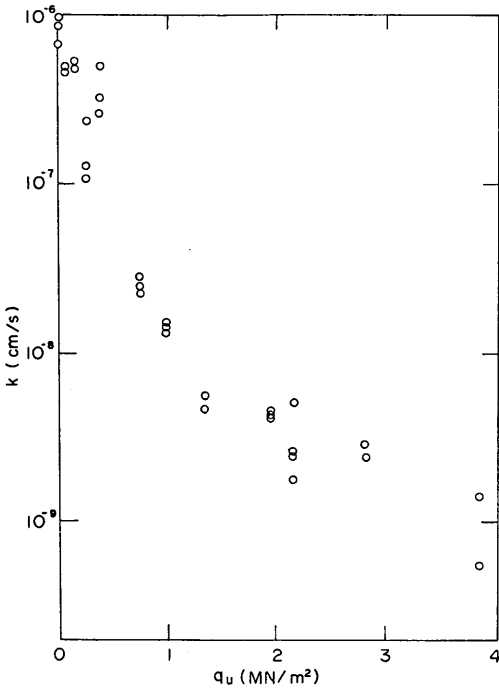


図-36 室内配合供試体から求められた透水係数と一軸圧縮強度の関係⁴⁾

関係にある。

安定処理土の圧密特性は p_c を境にして著しく変化するが、現行の設計法では安定処理土に作用する応力は一軸圧縮強度以下となる。この応力レベルでの圧密係数、 c_v は $10^{-7} \sim 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ 、体積圧縮係数、 m_v は $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{m}^2/\text{kN}$ のオーダーであり、これらの値は同程度の q_u を有する室内配合供試体から得られた値と同じであり、圧密特性も現場処理土と室内配合供試体は同じ特性を示すものとして考えて良い。

5.5 透水試験

現場処理土の透水性を調べるために、三軸セル内でバックプレッシャーが $0.1 \text{MN}/\text{m}^2$ 、有効側圧が $0.3 \text{MN}/\text{m}^2$ の下で定水位試験を行った。供試体は直径 50mm 、高さ 50mm の円柱であり、処理土の透水についての異方性の有無を確かめるために、水の流れる方向が深度方向 (k_v) と水平方向 (k_h) となるように供試体を取り出した。

得られた透水係数は、深さ方向の k_v が $4.8 \sim 11.5 \times 10^{-11} \text{m}/\text{s}$ 、水平方向の k_h が $7.7 \sim 18.0 \times 10^{-11} \text{m}/\text{s}$ で、透水性についても異方性は認めることはできない。川崎

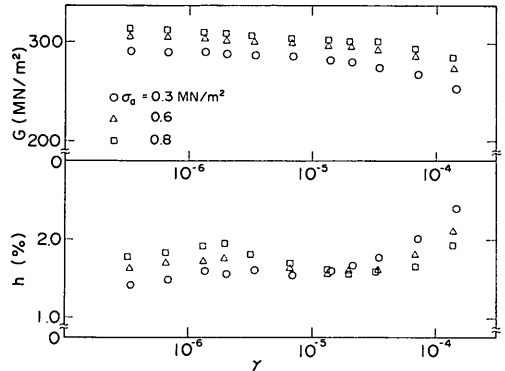


図-37 動的特性のひずみ依存性

粘土（液性限界 $w_l = 88\%$ 、塑性限界 $w_p = 40\%$ ）を対象とした室内配合供試体による透水試験から、図-36に示すような、透水係数と q_u の関係が得られている⁴⁾。この関係を用いて k を推定してみると、 q_u が $2 \text{MN}/\text{m}^2$ での k は $3 \sim 7 \times 10^{-11} \text{m}/\text{s}$ である。今回の試験で得られた値はほぼ同じ範囲にあり、対象土、供試体の作成方法によらず、安定処理土の場合には透水係数は一軸圧縮強度と密接な関係にあるといえる。

5.6 共振円柱試験

地震時の応答計算に必要な微小ひずみ下でのせん断剛性、 G を求めるために、共振円柱試験を実施した。供試体の寸法は直径 50mm 、高さ 100mm である。室内配合供試体の実験から、供試体を装置に固定し加振力を確実に供試体に伝える方法として供試体の両端面を石膏で固めるのが一番良いことが判明しているため⁴⁾、今回行った実験もこの方法を採用した。せん断剛性率 G 、および減衰率 h とせん断ひずみ γ の関係の一例を図-37に示す。軸力 σ_a によって多少 G が大きくなる傾向にあるが、 γ に対して一定の値を示している。減衰率も γ に対する依存性は小さく、ほぼ $1 \sim 2\%$ の範囲にあり通常の粘土あるいは砂と比べて小さい。以上述べた傾向は室内配合供試体と何等変わるところがない。

共振円柱試験は非破壊試験なので、試験後一軸圧縮試験を行い q_u を求め、 γ が 10^{-6} の時の G を G_0 として、 q_u と G_0 の関係を図-38にプロットして見た。図中の白丸は室内配合供試体から求めたもので、黒丸は現場処理土から求めたものである。図より q_u と G_0 の関係でも現場と室内供試体の特別な相違は認めることはできず、両者とも同様な特性を示すと考えても良い。一方、今回とは異なる現場で行われた PS 検層から求めた

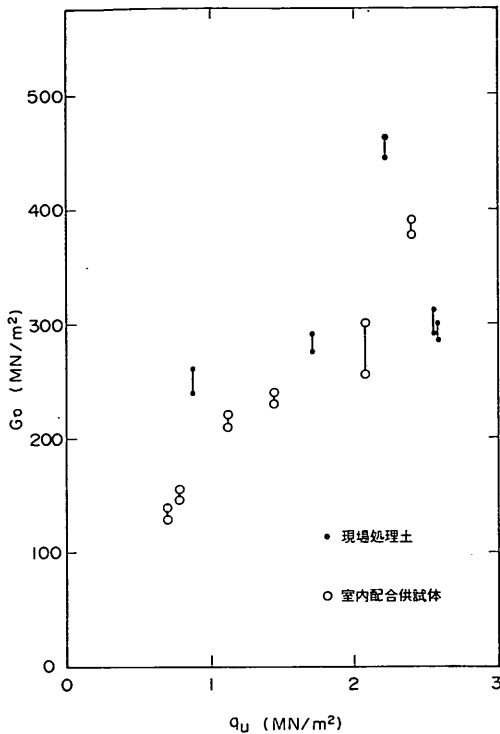


図-38 剛性率 $G_0(\gamma=10^{-6})$ と一軸圧縮強度の相関

G はおおよそ $1000\sim 1500 \text{ MN/m}^2$ のオーダーであり、またその現場の安定処理土の q_u 値は、ばらつきが多いが、 5 MN/m^2 程度との報告がある¹⁸⁾。図-38 の G_0 と q_u の関係を外挿すると q_u が 5 MN/m^2 の時の G_0 は 800 MN/m^2 程度となり、PS 検層から求めた値と比べて共振円柱試験から求めた値は小さい。

6. ま と め

現場の安定処理土を用いて、カルシウム分析、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、引張り試験（割裂試験）、圧密試験、透水試験、共振円柱試験を実施した。これらの試験から得られた知見を以下にまとめて見る。

(1) 安定材の分布

現場で形成された処理土柱体の平面方向についてカルシウム量を測定した。このカルシウム量が安定材の混入量を表す尺度と考え、安定材の量は場所によってある程度変動する。しかし、その変動は一本の攪拌軸の支配する範囲内で特定のパターンを有するのではなく、細かい振幅で変動している。このことから、室内配合供

試体と比べて現場処理土は混合程度が悪いことが想像され、これが、(2)で述べる以外の強度のばらつきの原因の一つとなっていると考えられる。

(2) 一軸圧縮強度のばらつき

現場処理土の供試体を用いた一軸圧縮試験の測定値は、かなりばらつく。ばらつきは多くの要因によって生ずるものと考えられるが、室内配合処理土を用いて把握されている要因を極力排除して柱体内部の場所による混合条件の相違を浮び上らせるように試験杭が作成された。そして、サンプリングによる影響も最小にする努力を払い、現場処理土の強度分布を求めた。その結果、一軸圧縮強度は変動するものの、深度、攪拌軸からの距離、S軸とL軸などによって特に顕著な傾向は認められなかったが、杭の打設順序に関してのみは有意な傾向が表れた。すなわち1杭と2杭との間での強度の大きな差が認められた。

安定処理土はすでに述べたように1杭を打設してから、2杭を打設した。この、打設の順序によって強度がかなり異なることになる。オーバーラップ施工をする場合には、すでに固化が開始している安定処理土杭の一部を攪拌翼が通過するため、衝撃力が伝わり、安定処理土の強度発現に影響を及ぼすため、強度が低下すると考えられる。

これを実際の施工に当てはめて考えてみると、例えば海側から陸側へ向けてブロック、壁などの改良パターンで連続施工を行うと、陸側の一列が今回行った試験の処理土杭の2杭に相当し、他はすべて1杭に相当することになる。このため、常に陸側の一列を除いてオーバーラップ施工の影響を受け強度が低下し、相対的に陸側の部分が他の安定処理土に比べて強度が大きくなることが予想される。しかし、現在実施されている本施工を行った後のチェックボーリングではボーリングを実施する場所はランダムであり、2杭に相当する強度が大きな場所だけ選んで試料をサンプリングしているわけではない。このため、試験の対象となる多くの供試体は強度が低下している1杭から採取しており、これらの供試体から得られた強度をもとにして設計強度が評価されるため、設計強度を過大に見積もる可能性は小さい。ただし、試験施工を行う場合には、複数の安定処理土をオーバーラップさせて打設して、1杭に相当する処理土杭の強度を基準に使用して、安全性を高める配慮が必要である。

(3) サンプリング

原位置で採取されたサンプルに良く見られるクラック

や細かく砕けた部分が、処理土柱体に内在するものか、あるいはサンプリングによって生ずるものか、これまでは不明であった。今回は通常の海上のサンプリングに比べ、極めて丁寧なボーリングを実施したにもかかわらず、サンプルにはクラックが認められた。このため、サンプリング終了後に、ボーリング孔壁をボアホールテレビや、処理土柱体を解体し直接目視で観察した。しかし、サンプルに見られたようなクラックは認めることができなかったことから、すべてのクラックはサンプリング時に生じたものであることが判明した。

(4) 現場処理土の異方性

現場処理土は深層混合処理機の攪拌翼で、原位置の軟弱土と圧入された安定材とを水平に切ることにより混合して形成される。このため、垂直方向と水平方向では混合の度合が異なる。すなわち、現場の処理土はその特性に関して異方性を示すことが予想された。ここでは、処理土の異方性を一軸圧縮強度、引張強度、透水性の3点から調べてみた。しかし、いずれの試験においても、これらの特性に関する異方性を見出すことはできなかった。このため、現場で形成される安定処理土そのものは、実用上等方性の材料と考えて良いと思われる。しかし、ブロック式や壁式に見られるように、安定処理土の柱体をオーバーラップさせる改良パターンでは、オーバーラップ面が存在し、また用いる処理機あるいはオーバーラップ幅によって未処理の部分が安定処理土塊に内在しているので、マクロ的に見るとオーバーラップされた処理土柱体の塊には異方性が存在していることを念頭にいれなくてはならない。

(5) 側圧の増大による強度特性の変化

室内配合供試体の実験によれば UU 試験においては、処理土のピーク強度は側圧によらず一定であることが知られている。今回の実験からは側圧の増大によって、ピーク強度が増加することを確認することができなかったが、処理土のサンプルの品質が今回の実験のものより劣ると考えられるサンプルを対象にした UU 試験のデータからは、側圧によってかなり強度が増加することが判明した。

室内配合処理土と同様に、現場処理土も CU 試験では拘束圧によって、かなり大きな残留強度が期待できる。しかし、この残留強度を設計強度として、通常的地盤の安定計算に用いられている円形すべり計算に採用することは疑問である。その理由として、①三軸圧縮試験などの要素試験では、供試体内のひずみ、応力は均一である

ことを前提としているが、処理土は脆性材料なので、残留強度と定義される軸ひずみ時では、試料には明りょうなせん断面が形成されており、もはやひずみは均一とはいえない。②処理土はせん断強度に対して引張り強度が小さいため、応力をせん断強度だけで規定するのは危険である。すなわち、処理土は周囲の未改良土よりも剛性が大きいので、改良パターンあるいは荷重条件によっては処理土内に大きな引張り応力が発生する。通常の円形すべりに見られるような塑性平衡法ではこの様な引張り応力の検討は行えない。

以上の理由から、現在港湾局が採用している設計法では処理土を弾性体と見なして、許容せん断応力、許容引張り応力の2点から内部に発生する応力を限定している。

(6) 一軸圧縮強度と種々の特性の相関

室内配合処理土を用いた既往の研究によって、処理土の工学的特性は一軸圧縮強度と密接な関係にあることが知られている。今回行った現場処理土を対象とした一軸圧縮試験、割裂試験、圧密試験、透水試験、共振円柱試験から、現場処理土でもこれらの試験から得られた特性は一軸圧縮強度と強い相関性があり、これらの係数の値もほぼ同じであることが判明した。

(1986年3月31日受付)

謝 辞

本研究で用いた現場処理土は、昭和56年から57年にかけて運輸省第三港湾建設局関西国際空港調査室によって実施された壁式改良地盤実大載荷試験の際に引上げられることを前提に作成された。そして、処理土のサンプルは大阪府堺泉北港第7-3区埋立予定地の実験場で神戸調査設計事務所、神戸港工事事務所の監督の下に採取され、港湾技術研究所に搬入された。現場処理土の詳細な調査にご理解、ご協力を載いた関係各位に感謝の意を述べたい。また、現場での実際の施工に当たられた CDM 研究会の諸氏には絶大な協力を得た。力学試験の実施に当たっては当時地盤改良研究室において研修中であった奥田真也氏（不動建設）の協力を得た。また、本報告の取りまとめに当たっては、梅原土質部長、土田構造部長より貴重なご意見を載いた。末尾を借りて各位に謝辞を呈する。

参 考 文 献

- 1) 寺師昌明 (1984): 深層混合処理法一現況報告, 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”発表論文集, pp. 1-12

深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性

- 2) 寺師昌明, 奥村樹郎, 光本 司 (1977): 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, Vol. 16, No. 1, pp. 3-28
- 3) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 新留雄二, 本間定吉 (1980): 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, pp. 33-62
- 4) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 本間定吉, 大橋照美 (1983): 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, Vol. 22, No. 1, pp. 69-96
- 5) 斎藤 聡, 白井克己 (1984): セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究 (その25), 第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 1635-1638
- 6) 西岡 成, 斎藤 聡, 白井克己 (1984): セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究 (その26), 第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 1639-1642
- 7) 土質工学会 (1982): 土質工学会 基準案『締め固めを伴わない安定処理土の試験法』(JSF規格: T 31-81 T), 土と基礎, Vol. 30, No. 1, pp. 95-97
- 8) 能登繁幸, 口田 登, 寺師昌明 (1983): 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一, 土と基礎, Vol. 31, No. 7, pp. 73-80
- 9) 中村龍二: (1977/1978): セメントスラリーを用いた深層混合処理工法 (I)/(II), 埋立と浚渫, No. 77, pp. 32-55, /No. 78, pp. 23-38
- 10) Honjo, Y. (1982): A probabilistic approach to evaluate shear strength of heterogeneous stabilized ground by deep mixing method, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 23-38
- 11) 馬場崎亮一, 斎藤 聡, 鈴木吉夫 (1984): 深層混合処理工法による改良土の熱特性および改良地盤の温度解析, 温度応力解析, 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”発表論文集, pp. 33-40
- 12) 大村哲夫, 村田 充, 平井宣典 (1981): 深層混合処理土の水和熱現地測定結果と養生温度による強度への影響について, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, 第III部, pp. 732-733
- 13) 宮田孝志, 他 (1980): セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究 (その12), 第15回土質工学研究発表会講演集, pp. 1761-1764
- 14) 富田 勇, 瀬川宗亮, 片山彬, 加藤勝則 (1984): 深層混合処理工法の施工実験, 土木施工, Vol. 25, No. 5, pp. 11-19
- 15) 矢島道夫, 寺師昌明 (1984): 深層混合処理工法における現場計測—港湾における地盤改良と調査の一例—, 地質と調査, '84, No. 2, pp. 26-38
- 16) 森田悠紀雄, 笹尾昌靖, 治田堅二 (1981): 小口径サンプラーと大口径サンプラー, 昭和56年度サンプリングシンポジウム発表論文集, pp. 31-36
- 17) 小林 晃, 龍岡文夫 (1984): セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度特性 I~VII, 東大生産研究, Vol. 34, No. 7~No. 12
- 18) 稲富隆昌, 風間基樹, 今村俊博 (1982): 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, Vol. 21, No. 4, pp. 83-130

記号一覧表

a_w : 土の乾燥重量に対する安定材の重量比 (%)	
CU: 圧密非排水せん断試験	
c_v : 圧密係数	(m^2/s)
E_{50} : 正割係数	(MN/m^2)
G : 剛性率	(MN/m^2)
G_0 : γ が 10^{-6} の時の剛性率	(MN/m^2)
h : 減衰率	(%)
k : 透水係数	(m/s)
k_h : 水平方向の透水係数	(m/s)
k_v : 鉛直方向の透水係数	(m/s)
m_v : 体積圧縮係数	(m^3/MN)
p : 圧密圧力	(MN/m^2)
p_c : 圧密降伏応力	(MN/m^2)
q_u : 一軸圧縮強度	(MN/m^2)
UU: 非圧密非排水せん断試験	
Δu : 過剰間隙水圧	(MN/m^2)
γ : せん断ひずみ	(%)
ϵ_a : 軸ひずみ	(%)
ϵ_f : 破壊ひずみ	(%)
ϵ_v : 体積ひずみ	(%)
σ_t : 引張り強度	(MN/m^2)
σ_3 : 側圧 (全応力)	(MN/m^2)
σ_3' : 側圧 (有効応力)	(MN/m^2)
$(\sigma_1 - \sigma_3)$: 軸差応力	(MN/m^2)
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$: ピーク強度	(MN/m^2)
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{residual}$: 残留強度	(MN/m^2)