

運輸省港灣技術研究所

# 港灣技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 29      NO. 2      JUNE 1990

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第29巻 第2号 (Vol. 29, No. 2), 1990年6月 (June 1990)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 斜め入斜波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究  
.....高橋重雄・木村克俊・谷本勝利..... 3  
(Stability of Armour Units of Composite Breakwater Mound against  
Oblique Waves.  
.....Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA  
and Katsutoshi TANIMOTO)
2. 碎波帯内の底質粒度の変動特性  
——波崎海洋研究施設における現地調査——  
.....加藤一正・柳嶋慎一・栗山善昭・磯上知良・村上裕幸・藤田 誠.....37  
(Changes of Grain Distribution of Bed Material in the Surf Zone  
——Field Observation at Hazaki Oceanographical Research Facility——  
.....Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Yoshiaki KURIYAMA,  
Tomoyoshi ISOGAMI, Hiroyuki MURAKAMI and Makoto FUJITA)
3. 粘性土の水平方向圧密係数の決定法  
.....小林正樹・水上純一・土田 孝.....63  
(Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation  $c_h$   
.....Masaki KOBAYASHI, Jun-ichi MIZUKAMI and Takashi TSUCHIDA)
4. 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性  
.....善 功企・山崎浩之・佐藤 泰.....85  
(Strength and Deformation Characteristics of Cement Treated  
Sands Used for Premixing Method  
.....Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO)
5. 低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力  
.....寺師昌明・北詰昌樹... 119  
(Bearing Capacity of Clay Ground Improved by Sand Compaction  
Piles of Low Replacement Area Ratio  
.....Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
6. 曲げおよびせん断を受けるハイブリッドはりの耐力特性  
.....横田 弘・清宮 理... 149  
(Load Carrying Capacity of Hybrid Beams Subjected to Flexure  
and Shear Forces.....Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)
7. ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験とその解析  
.....風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治... 177  
(Model Vibration Tests for the Seismic Earth Pressure Acting  
on the Rigid Caisson Foundation and Its Analyses  
.....Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI and Kohji OHTSUKA)

## 4. 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性

善 功 企\*・山崎 浩之\*\*・佐藤 泰\*\*\*

### 要 旨

本研究は、砂質土に少量のセメントを添加・混合して得られる処理土を用いて埋立・裏埋を行い、液状化しない地盤を造成するいわゆる事前混合処理工法の開発研究の一環として行われたものである。秋田外港砂および六甲産まさ土に5.5%~12%のセメントを添加・混合した処理土の静的強度・変形特性が、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験(CD試験, CU試験)により詳細に調べられている。得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1)処理土の破壊規準として、モール・クーロンの破壊規準が適用される。
- (2)セメントの添加・混合により、処理土には粘着力が付加されるが、粘着力の大きさは、セメント添加率、処理土の密度、母材の種類に依存する。
- (3)処理土のせん断抵抗角は、未処理土のせん断抵抗角とほぼ等しいかもしくは数度程度大きくなる。
- (4)処理土はややぜい性が高くなり、破壊ひずみも未処理土に比較して小さくなる。
- (5)処理地盤の静的設計では、圧密排水試験による強度定数が適用できる。

キーワード：液状化，砂質土，セメント，土質安定処理，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験，技術開発

---

\* 土質部 助土質研究室長  
\*\* 土質部 助土質研究室  
\*\*\* 土質部 助土質研究室 元研修生

## 4. Strength and Deformation Characteristics of Cement Treated Sands Used for Premixing Method

Kouki ZEN\*

Hiroyuki YAMAZAKI\*\*

Yasushi SATO\*\*\*

### Synopsis

A new method to construct a liquefaction-free reclaimed land, called the Premixing method, has been developed. As a part of the study on this method, the strength and deformation characteristics of the cement-treated sands are investigated in detail by the unconfined compression test and the triaxial test. The treated sands for the experiment are prepared by mixing 5.5% to 12% of cement with Akita clean sand and Rokko decomposed granite.

The main conclusions drawn from the study are:

- (1) The cohesion added to the cement-treated sands depends on the amount of cement, the density of the treated sands and the type of the original untreated sands.
- (2) The friction angle of the treated sands is almost equal to or a few degree larger than that of the untreated sands.
- (3) The cement treated sands reveal slightly brittle nature and the axial strain at failure becomes smaller than that of the untreated sands.
- (4) The strength parameters obtained from the consolidated-drained (CD) triaxial test can be adopted to the stability analysis of structures on the cement treated reclaimed land.

**Key Words:** Liquefaction, Sandy Soil, Cement, Soil Stabilization, Unconfined Compression Test, Triaxial Compression Test, Engineering Development

---

\* Chief of the Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

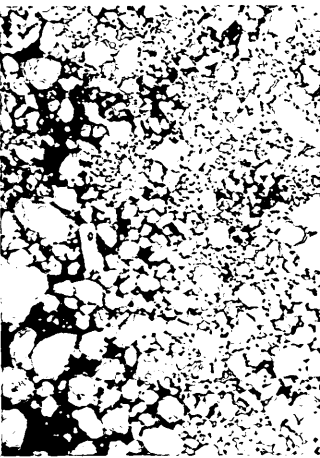
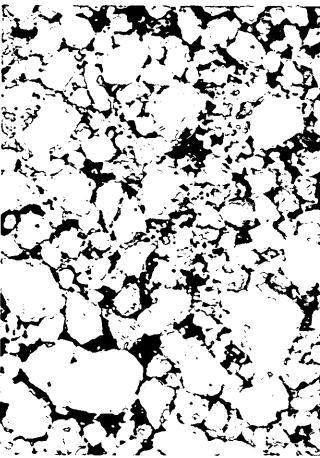
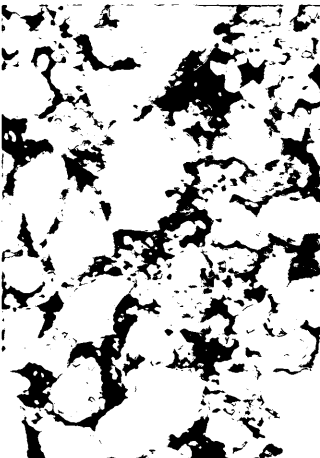

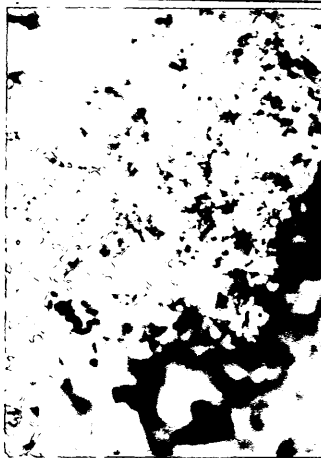

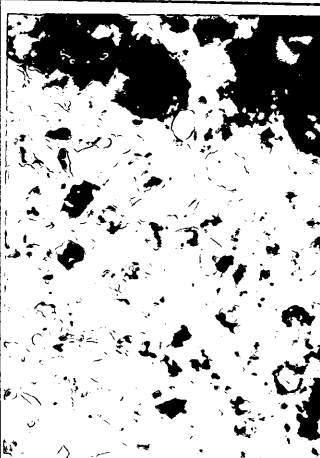


\*\* Member of the Soil Dynamics Laboratory, Ditto

\*\*\* Trainee of the Soil Dynamics Laboratory, Ditto

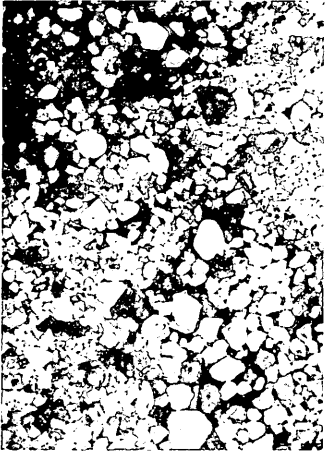
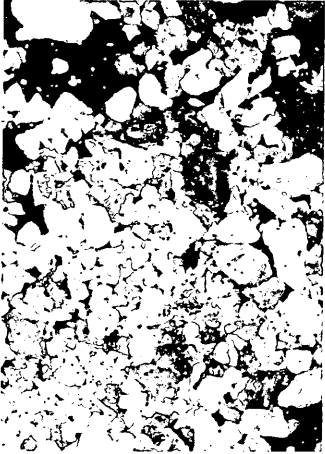

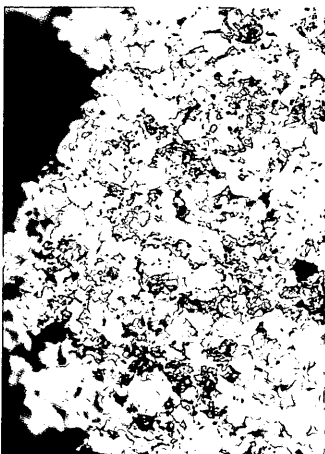
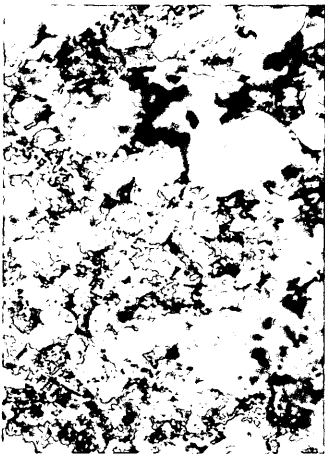

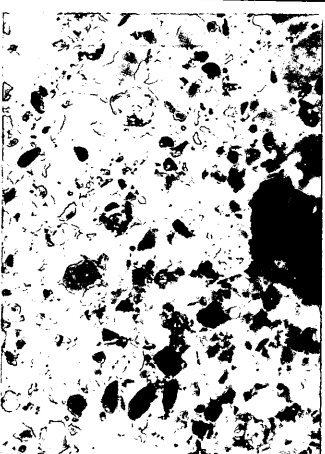
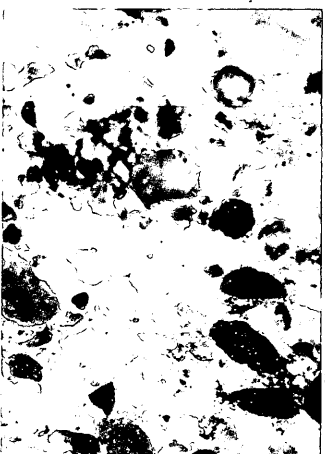
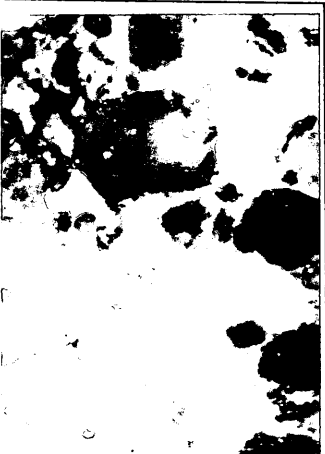
## 目 次

要 旨	85
1. ま え が き	93
2. 安定処理の基本概念	93
2.1 事前混合処理工法	93
2.2 処理の基本概念と処理土	94
2.3 液状化しない処理土	94
3. 実 験 概 要	95
3.1 試料およびその他の材料	95
3.2 供試体作製方法	96
3.3 実験方法	96
3.4 実験条件	96
4. 実験結果および考察	97
4.1 圧密排水条件におけるせん断特性	97
4.2 圧密非排水条件におけるせん断特性	104
4.3 セメントの多い処理土のせん断特性	108
4.4 砕いた処理土のせん断特性	110
4.5 一軸圧縮特性	111
4.6 各試験による強度定数	113
5. 設計への適用に関する考察	115
5.1 処理地盤の排水性	115
5.2 処理地盤の強度定数	116
5.3 地盤の処理範囲	116
6. 結 論	116
7. あとがき	117
参 考 文 献	117

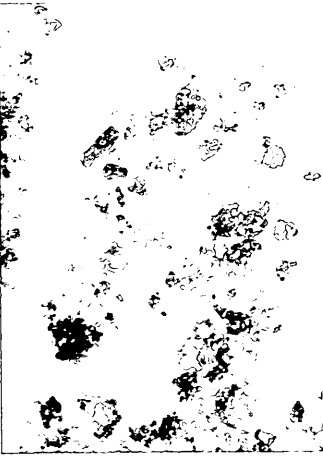
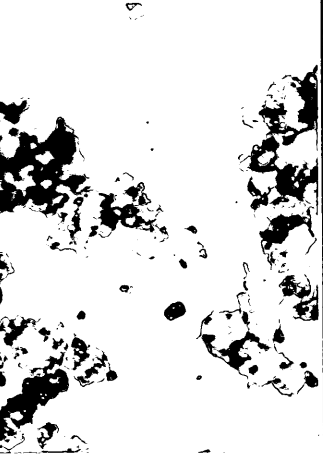
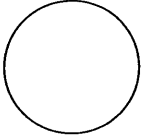


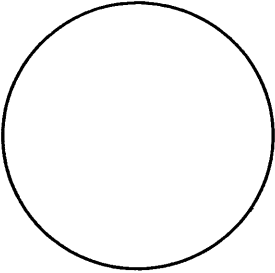
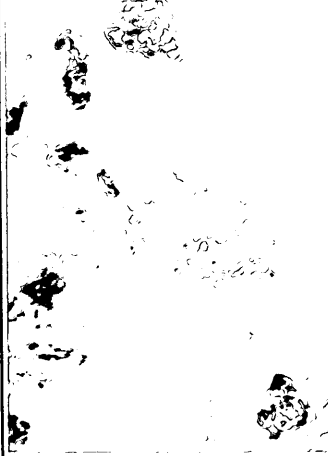
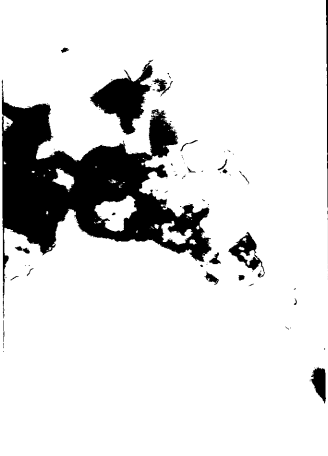
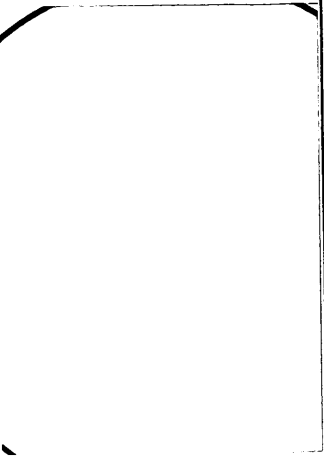
口絵写真-1 処理前後の顕微鏡写真（六甲産まさ土）

状態	顕微鏡倍率5倍	顕微鏡倍率10倍	顕微鏡倍率20倍
処理前			
処理後 改良材5.5% 分離防止剤 50mg/kg			
処理後 (97.8%) 改良材5.5% 分離防止剤 50mg/kg			

口絵写真-2 処理前後の顕微鏡写真（浅間山山砂）

状態	顕微鏡倍率5倍	顕微鏡倍率10倍	顕微鏡倍率20倍
処理前			
処理後 改良材5.5% 分離防止剤 50mg/kg			
処理後 (S7)処理 改良材5.5% 分離防止剤 50mg/kg			

口絵写真-8 セメントの付着および団粒化状況

状態	浅間山砂+改良材12% (含水比5%)	浅間山砂+改良材12%+分離防止剤240mg/kg (含水比10%)	スケール (1mm)
顕微鏡倍率 5倍			
顕微鏡倍率 10倍			
顕微鏡倍率 20倍			



## 1. ま え が き

従来、砂質土は良質の埋立・裏埋材として多くの港湾工事で用いられてきた。しかしながら、これらの砂質土による埋立地盤が、地震時の液状化に対してきわめて抵抗性の低いことは、新潟地震(1964)や日本海中部地震(1983)の被災例を見るまでもなく明らかである。そのため、最近では、液状化の可能性がある地盤では、何らかの対策が採られている現状である。既存の液状化対策としては種々の方法があるが、これらの方法は、地盤造成後に改めて対策工事を実施するものがほとんどで、工事を二度行うことになり、その意味では時間的・経済的に得策ではない。

埋立・裏埋地盤の造成にあたって、液状化の恐れのない材料を用いて埋立・裏埋を行うことができれば、事後の液状化対策が不要となり、これに越したことはない。しかしながら、現場における種々の制約から、液状化しない適切な材料を入手することは必ずしも容易でない現状である。このような場合の一つの方法として、現場で入手可能な材料を人工的に改良し、新材料に処理して埋立てる方法が考えられる。一般に最もよく用いられている砂質土は、静的にはそれほど大きな問題がないことから、何らかの方法で事前に粘着力成分が付加できれば、液状化しない真の意味で良質の材料に処理されるものと思われる。

このような考えに基づき、筆者らは、事前に液状化の恐れのない人工的な材料を用いて埋立を行い、工事後の液状化対策が不要となる新しい工法の開発に取組んでいる。この工法は、埋立柱材として一般に用いられている砂質土に、事前にセメントを混合処理したのち埋立等を行うもので、これまでの研究の結果、数%のセメント量でも十分液状化しない材料が得られることや、土圧が大幅に低減される可能性があることなど、いくつかの優れた点が明らかにされている。また、既往の液状化対策工法と比較した結果、経済的・施工的に十分成立しうる工法であることが判明し、この工法を事前混合処理工法とよぶことにした。この工法は、地盤改良工法の基本原理としては、化学的固化に分類され、各種の表層混合処理や深層混合処理工法と同じ範疇にいれられている<sup>1)</sup>。

砂質土にセメントを混合処理する方法は、ソイルセメントのような構造体の一部としての適用や仮設的な適用など、かなり昔から多くの実績があるが、処理土を用いて地盤全体を造成した場合には、処理地盤全体の安定性をどのように評価するかといった新たな課題の解決が必要となる。また、深層混合処理工法による処理土のよう

に、粘土を母材とする処理土の特性については、これまでかなり解明されているが、砂質土を母材としたセメント処理土の特性はあまり明らかにされていない。このような背景から、本研究は、処理土の静的強度・変形特性を詳細に把握するとともに、それらの特性の地盤設計への適用方策について検討することを目的として実施したものである。

## 2. 安定処理の基本概念

### 2.1 事前混合処理工法

粘土地盤では、地震時に液状化現象が発生しないことはよく知られている。これは、粘土の持つ粘着力によるものと考えられる。事前混合処理工法は、液状化しやすい砂質土からなる埋立・裏埋土砂に、少量の安定材を添加・混合し、事前に目的にあった良質の材料に処理(埋立て後に粘着力が発揮されるように)した後、所定の場所の埋立造成を行い、事後の地盤改良が不要な安定した地盤を造成することを狙った工法である。

粘着力を付加するための安定材としては、粘土やその他の薬液等も考えられるが、①入手が簡単なこと、②貯蔵・混合・輸送等の取扱いが容易なこと、③効果が確実なことなどを考慮して、セメント系の安定材を選択した。安定材の添加率は、これまで、2.5%~12%について実験を行った結果、後述のように5%程度で十分液状化しないだけの粘着力が付加されることが明らかとなっている<sup>2)</sup>。また、水中における安定材の分離を防止する目的で、分離防止剤が用いられている。

一方、施工の観点からの研究開発も進められており、埋立土砂と安定材の混合については、一般に用いられている機械練りとは別に、大量・急速混合が可能なベルトコンベヤの乗継ぎを利用した混合方法が開発されている<sup>3),4)</sup>。処理土の埋立方法については、ブルドーザーによる陸上部からの撒きだし方式<sup>5)</sup>、シュートによる方式<sup>6)</sup>、土運船による直投方式<sup>2),9),7)</sup>などがある。また、水質環境への影響(pH、濁度等)に関する研究も進められ、水質保全方策が検討されている<sup>8),9)</sup>。

以上の事前混合工法の詳細については、別途報告している<sup>10),11)</sup>が、本工法の長所としては、①埋立後の地盤改良が不要になるため、工期の縮短が図れ、工事の二度手間を省ける、②底開ページでの直投埋立が可能なることから、大規模、大水深施工が可能である、③処理地盤の強度をある範囲内で任意に設定できる、④既往の施設・船舶を活用でき、特殊な施工機材を必要としない、⑤液状化対策の他に、土圧低減効果が期待され、矢板岸壁等の土圧を受ける構造体のスリム化が図れ、経済効果が大

きいなどがあげられる。一方、欠点としては、①土砂の種類によって効果の差が大きい、②安定材等の材料費を要する、③水質への影響等の環境問題を考慮する必要がある、④新規の埋立地盤に適用が限定されるなどがあげられる。

### 2.2 処理の基本概念と処理土

液状化対策を目的とした場合には、すでに述べたように、砂質土に若干の粘着力を付加すればよいと考えられる。そのために安定材を用いるわけであるが、このさい留意する点は、①砂質土が本来有しているせん断抵抗角が消失することなく、そのまま保持されている材料にすること、②コンクリートのようにぜい性の高い材料とは異なり、できるだけ自然の土に近い強度・変形特性を有する材料に処理すること、③経済的に成立つ安定材の量であること、また、④実際の埋立などでは、ほとんどの場合、水面下の工事になることから、安定材の分離防止と水質への影響を極力抑制することなどである。

以上の点を考慮して、本工法では、まず自然含水比状態の土砂に事前に安定材を添加・混合し、安定材を土粒子表面に十分付着させた後、水溶液にした分離防止剤を添加する処理方法を開発した。これは、安定材と分離防止剤の混合順序を明確に区別することによって、土粒子表面を二重に被覆する効果を期待し、安定材の効率を高めようとしたものである。図-1は、後で述べる六甲産まさ土、浅間山山砂の処理土と未処理土の顕微鏡写真であるが、土粒子表面におけるセメントの付着状況や団粒化した土粒子の状況が良く見て取れる。図-1

は、この状態を模式的に描いたものである。貧配合のセメント処理土では、土粒子表面全体をくるむのではなく、粒子間の接点において有効にその固化効果が発揮され、土粒子が団粒化されるものと考えられる。このことは、図-3を見れば明らかで、いくつかの粒子が相互に付着し団粒化していることがわかる。団粒化した土砂は、安定材が分離防止剤に被覆されているため、土砂が直接水中を落下するさいの土粒子の分離・分級や、海水の pH、濁度が抑制されると考えられる。また、分離防止剤を海水に溶解して溶液添加することにより、低濃度で効率的な分離防止効果が期待され、特に、安定材の添加率が非常に少ない貧配合の処理土の場合、上記の効果が著しいことが確認されている。

### 2.3 液状化しない処理土

処理土が液状化しないために必要なセメント量については、すでに、繰返し三軸試験装置を用いた試験結果が報告されている<sup>2)</sup>。それによると、供試体の密度や母材となる砂質土の種類にもよるが、締固めを行わなくとも、数%程度のセメントを加えると液状化しない材料に改良される。すなわち、このような供試体では、繰返し載荷を行っても、きれいな砂で見られるような供試体が液体状になる状況は観察されず、波数の増加につれて軸ひずみが伸張側へ累積するとともに、最終的には伸張による破壊が生じる。また、試験後の供試体を取り出し観察すると、ネッキングによる破壊が生じた所以外では、供試体は固結している。図-2は、一応上記の現象を度外視して、便宜的に、軸ひずみの両振幅が5%以上(淡路産ま

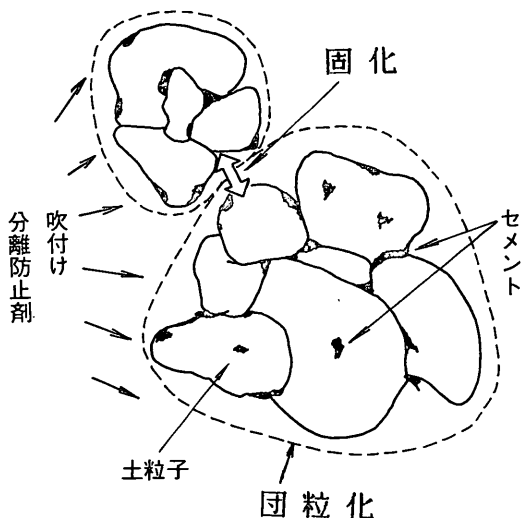


図-1 処理土の構造模式図

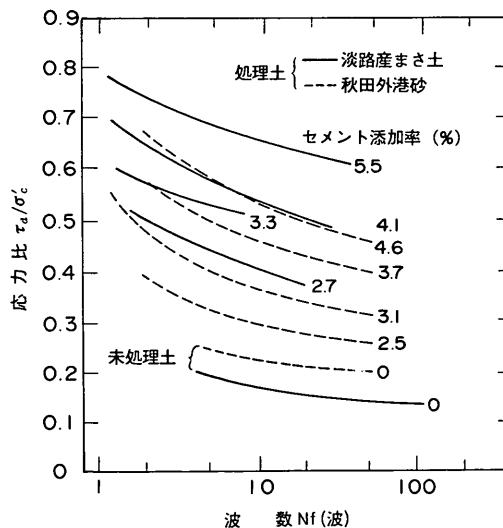


図-2 繰返し応力比と波数<sup>2)</sup>

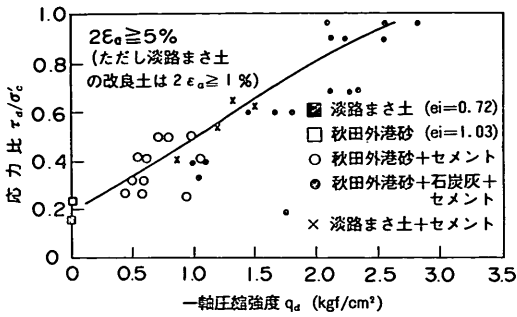


図-3 繰返し応力比と一軸圧縮強度<sup>2)</sup>

さ土の場合、ぜい性が大きいので1%を越えると軸ひずみ振幅がほぼ瞬時に増大し破壊したので1%以上)となったときの応力比と波数の関係の一例を示したものである。図-2によると、数%のセメント量でも繰返し応力比は著しく増大している。図-2は、必ずしも液状化強さを表すものではないが、前述の破壊状況を考慮すると、実務上は、セメント量を5%程度にすれば余裕をもって液状化しない材料に処理しようと考えられる。同様な結果は、Saxenaら<sup>12)</sup>が行った緩い砂(Monterey No. 0, 相対密度  $D_r=25\%$ ) についての実験結果にもみられており、セメント量が2%以下では液状化が発生するが、5%以上では液状化が発生しないことが報告されている。なお、図-3は、一軸圧縮強度と応力比の関係を描いたもので、液状化しないための目安として、一軸圧縮強度  $0.5 \text{ kgf/cm}^2 \sim 1 \text{ kgf/cm}^2$  が得られている<sup>2)</sup>。

以上、処理土の定性的特性と液状化しない処理土について簡単に紹介したが、以下に、本報告の主目的である処理土の静的強度・変形特性<sup>13), 14)</sup> について述べることにする。

### 3. 実験概要

#### 3.1 試料およびその他の材料

試料として用いた砂質土は、日本海中部地震のときに

表-1 試料の物理的性質

	六甲産まさ土	秋田外港砂	
		未処理土	砕いた処理土
比重 $G_s$	2.620	2.682	2.682
最大間隙比 $e_{max}$	1.012	1.300	2.043
最小間隙比 $e_{min}$	0.479	0.793	1.172
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	1.40	0.17	0.20
均等係数 $U_c$	19.2	1.41	1.83
細粒分 (%)	9.0	1.3	5.5

液状化被災をうけた秋田港の外港地区で採取されたきれいな砂(以後、秋田外港砂とよぶ)と神戸南鈴蘭台で採取された細粒分をやや含むまさ土(以後、六甲産まさ土とよぶ)を用いた。その物理的性質を表-1に示し、粒径加積曲線を図-4に示す。秋田外港砂は、六甲産まさ土と比べると、平均粒径は小さいが、細粒分は少なく均一な砂といえる。また、図-4には、秋田外港砂の処理土を砕いた試料も示している。この砕いた処理土は、セメント添加率12%の処理土をハンマー等で最大粒径が2mmになるように砕いたものである。なお、本報告では言及していないが、口絵写真-2に示した浅間山山砂の粒径加積曲線も図-4に示している。

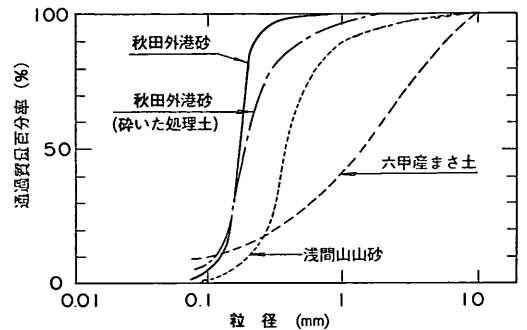


図-4 粒径加積曲線

砂質土以外の使用材料および配合条件は表-2に示すとおりで、安定材としてはスラグ系セメントを用いた。実験では、主にセメント添加率を5.5%としたが、秋田外港砂については、セメント添加率10%および12%を追加している。分離防止剤として強アニオン性ポリアクリルアミドを用い、その量は、試料の乾燥重量1kgfあたり50mgとした。添加は、0.1%の海水溶液として行って

表-2 使用材料および配合条件

材 料	使 用 材 料
砂 質 土	秋田外港砂, 六甲産まさ土
改 良 材	スラグ系セメント
添 加 率	砂質土乾燥重量の5.5%, 一部10%, 12%
添 加 水	水道水
含 水 比	5% (混合時)
分離防止剤	強アニオン性ポリアクリルアミド
添 加 率	砂質土乾燥重量1kgあたり50mg (0.1%の海水溶液)
海 水	横須賀市久里浜湾にて採取

いる。なお、試料の初期含水比は5%に調整している。

処理土供試体の密度は、施工法によって現場の値が異なることが想定されることから、これらをカバーしうるように室内で再現可能なできるだけ広い範囲の密度になるように作成した。

### 3.2 供試体作製方法

#### (1)処理土

処理土供試体は以下の手順で作製した。

①水道水で含水比5%に調整した砂質土に所定の添加率(砂質土乾燥重量の5.5%)の安定材(スラグ系セメント)を混合する。②所定の添加率(50mg/kg)の分離防止剤を加え再び混合する。③アクリル製モールド(直径5cm,高さ12.5cm)に入れた海水の中に混合試料を3層に分けて落下させる。所定の密度にするために1層毎に机上でモールドを回転させて振動を加えるか、あるいはモールド外側面を軽く打撃する。④モールドごと海水中(20°C)に浸し、28日養生する。⑤28日養生後、供試体を上方に少し押し出し、ストレートエッジで端面成型する。⑥供試体の直径、高さおよび湿润重量を測定する。⑦供試体をベDESTAL上にセットし、ゴムスリーブをかぶせOリングで固定する。

#### (2)未処理土

未処理土供試体は以下の手順で作製した。

①砂質土と水を入れた容器を真空デシケータに入れて脱気する。②内側にゴムスリーブを張ったモールド(直径5cm,高さ12.5cm)を三軸圧縮試験装置にセットし、モールド内を脱気水で満たしておく。③モールド内に砂質土を3層に分けて水中落下させる。所定の密度にするために1層毎にモールド側面を軽く打撃する。④モールドが一杯になったら、キャップを下げゴムスリーブの上端をキャップの側面に伸してOリングで固定する。⑤供試体内部に0.05f/cm<sup>2</sup>の負圧を与えて自立させ、モールドを取り外す。

#### (3)砕いた処理土

砕いた処理土は未処理土供試体と同じ手順で作製した。

### 3.3 実験方法

#### (1)三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、圧密排水(CD)条件および圧密非排水(CU)条件で実施した。実験の手順は、以下のとおりである。

①セル室を組み立て、セル室内に注水する。②側圧0.2kgf/cm<sup>2</sup>を加え、脱気水を通水する。③有効拘束圧0.2kgf/cm<sup>2</sup>を保ちながら、背圧を1kgf/cm<sup>2</sup>ないし2kgf/cm<sup>2</sup>加え、さらに脱気水を通水する。④B値のチェックを行う。圧密非排水(CU)試験ではB値0.95以上とした。⑤所定の側圧にして、等方圧密する。圧密時間は1時間としたが、ほとんどの場合、1分以内で圧密が終了した。⑥圧密終了後、軸ひずみが15%以上を目途に載荷を行い、六甲産まき土では、15%、秋田外港砂では、20%まで載荷した。なお、三軸圧縮試験では端面摩擦の軽減は特に行っていない。⑦せん断中の記録は、すべてパーソナルコンピュータに取込み解析・処理した。

#### (2)一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、供試体が自立する処理土のみについて行ったが、その手順を以下に示す。

①端面摩擦を軽減するため、供試体直径より大きいアクリル板の表面にグリースを塗り、それを供試体両端部に貼り、三軸試験装置にセットする。②供試体破壊時の試料飛散を防止するためセル室を組み立てる。なお、せん断時に側圧が加わらないように空気孔は開けておく。③ひずみ速度1%で、軸ひずみが15%以上になるまで載荷する。

### 3.4 実験条件

三軸圧縮試験の実験条件は表-3に示すとおりで、圧密圧力は、秋田外港砂と六甲産まき土の場合ではやや異なるが、少なくとも表-3の中から3つの圧密圧力を選んで試験している。背圧は1kgf/cm<sup>2</sup>を標準としたが、圧密

表-3 実験条件

試験の種類	処理土/ 未処理土	圧密圧力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	背圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ひずみ速度 (%/min)	
一軸圧縮試験	処理土	0	0	1.0	
三軸圧縮試験	CD	未処理土	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	0.25	
		処理土	0, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0	0.06	
	CU	未処理土	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	1.0, 2.0	1.0
		処理土	0, 0.5, 1.0, 2.0	2.0	0.1

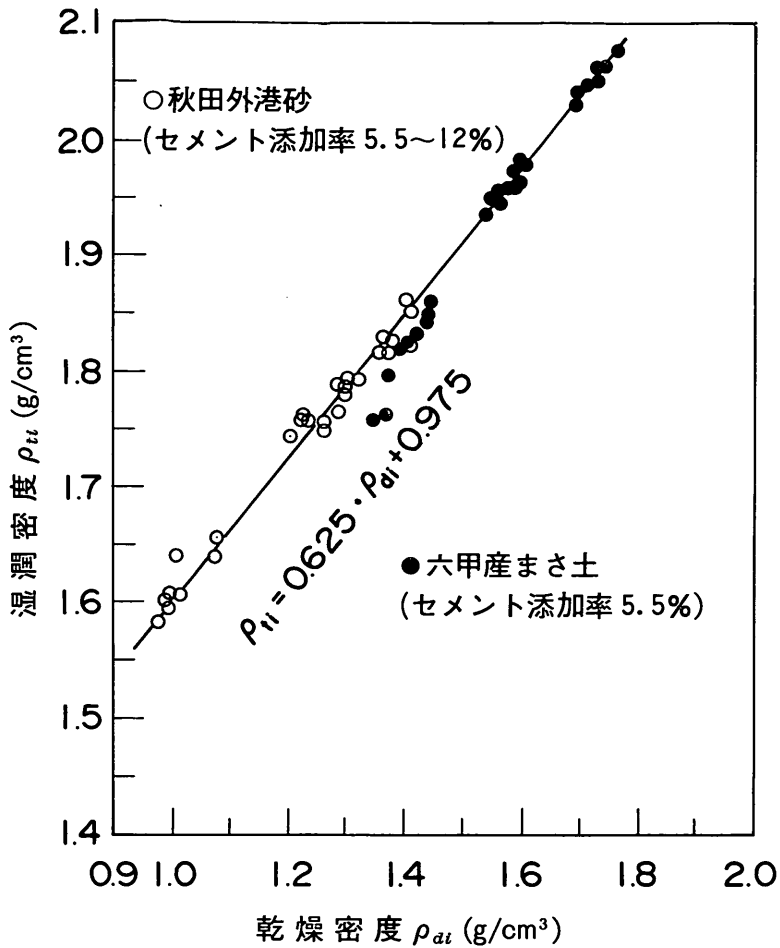


図-5 処理土の密度

非排水(CU)試験では、①飽和度を上げやすくする、②ダイレイタンシーによる負圧の影響を避けるという理由で、六甲産まさ土の未処理土を1.0kgf/cm<sup>2</sup>とした以外は、すべて2kgf/cm<sup>2</sup>とした。載荷速度は、圧密排水(CD)試験では過剰間隙水圧の発生が生じない程度を目安として定め、未処理土で0.25%/min、処理土では0.06%/minを用いている。一軸圧縮試験は、粘土に対して行われている一般的な方法に準じて行っている。処理土供試体の密度は、図-5に示すように、秋田外港砂で、0.975g/cm<sup>3</sup>~1.455g/cm<sup>3</sup>、六甲産まさ土で、1.363g/cm<sup>3</sup>~1.759g/cm<sup>3</sup>である。なお、処理土は材齢と共に強度が増加する傾向があるので、材齢に対する強度増加率が小さくなる28日を最短の養生期間とし、各供試体の材齢の差をできるだけ小さくするようにした。ただし、実

際に試験した供試体の材齢は28日~34日の間である。

#### 4. 実験結果および考察

##### 4.1 圧密排水条件におけるせん断特性

###### (1) 応力~ひずみ曲線

処理土の軸差応力と軸ひずみの関係および体積変化と軸ひずみの関係を図-6~図-9に示す。ただし、図-6~図-9中のみかけの相対密度 $\bar{D}_r$ は、5.5%のセメントを便宜的に土の一部とみなし、処理土の密度 $\rho_{di}$  (添字の*i*は供試体初期状態の意味)と未処理土の最大・最小密度を用いて計算したもので、必ずしも厳密な意味での相対密度ではない。ただし、本報告では、未処理土のとりうる密度に対して、処理土がどの程度の密度に位置づけられるかを表す指標として用いることにする。図-6(a)で $\bar{D}_r$

が負の値になっているのはそのためである。未処理土の結果については、ここでは省略しているが、処理土のピーク強度は、未処理土のそれと同様に、拘束圧および密度の増加に伴い増加している。また、ピーク強度時の軸ひずみ  $\epsilon_f$  (破壊ひずみ) は、拘束圧 (圧密圧力:  $\sigma'_c$ ) の増加にともない増加していることがわかる。

体積変化特性については、せん断の初期ではまず供試体は収縮し、せん断が進むにつれて収縮傾向が弱まり、膨張方向へ向っている。この傾向は、供試体の密度

が大きいほど顕著で、軸ひずみが比較的小さいときから正のダイラタンスーが表れている。一方、拘束圧の影響については、拘束圧が小さいほど大きな体積膨張が表れている。特に、拘束圧が0の場合には、図-6(b)に示すように、密度がかなり小さい供試体の場合でも、大きな体積膨張が発生している。以上のような特性は、程度の差はあるものの未処理土の場合と同様であるが、後で述べるように、ピーク強度時の軸ひずみ  $\epsilon_f$  (破壊ひずみ) は、未処理土のそれに比較して小さくなる傾向にある。

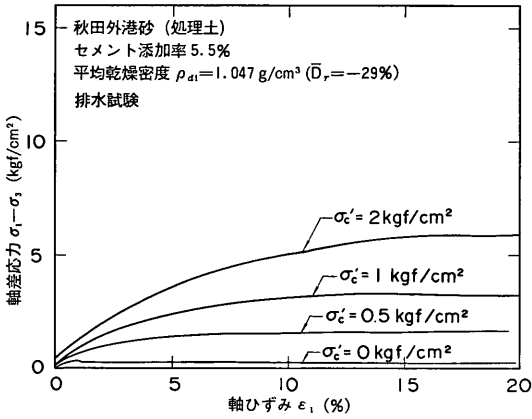


図-6(a) 軸差応力と軸ひずみ

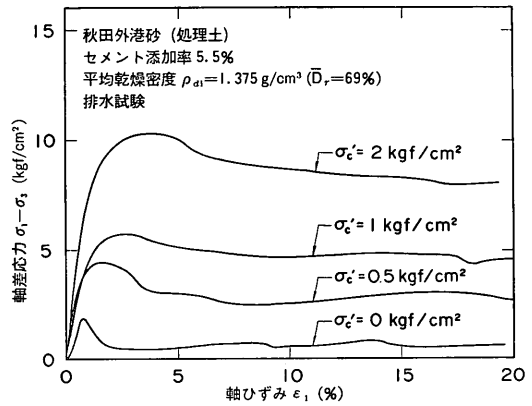


図-7(a) 軸差応力と軸ひずみ

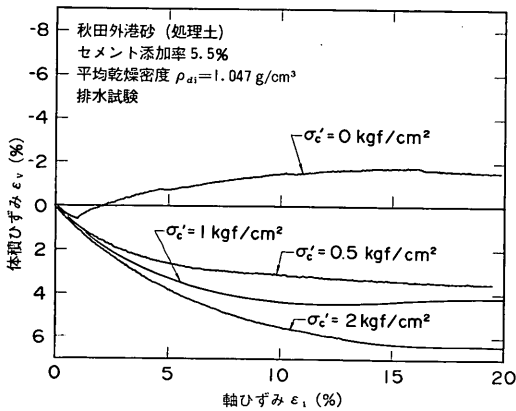


図-6(b) 体積変化と軸ひずみ

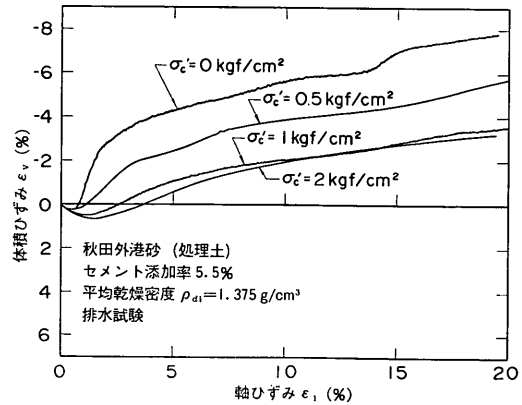


図-7(b) 体積変化と軸ひずみ

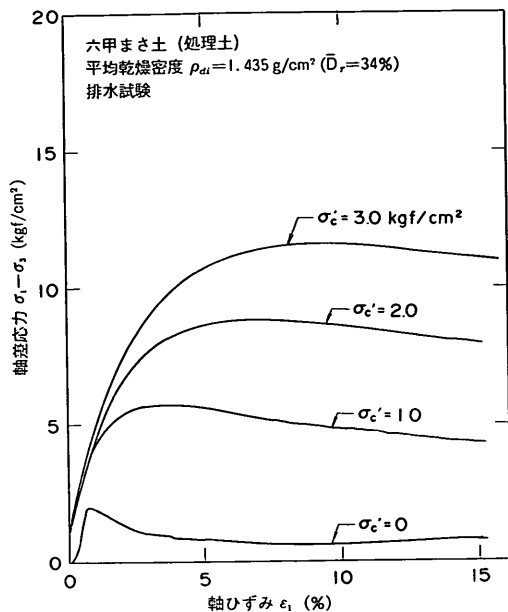


図-8(a) 軸差応力と軸ひずみ

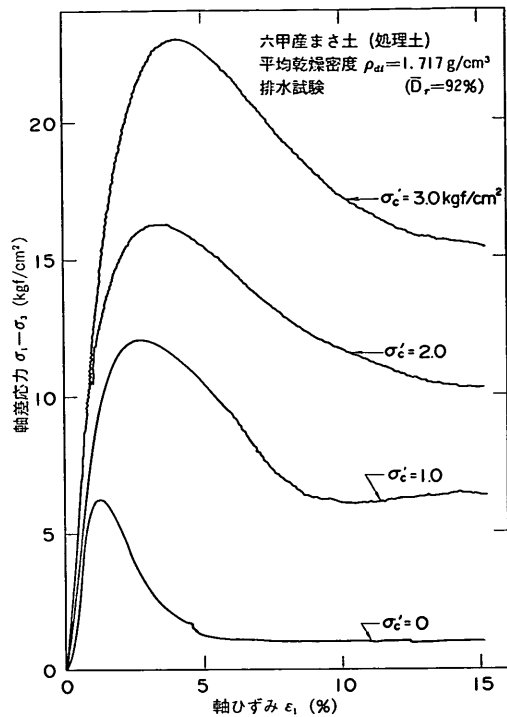


図-9(a) 軸差応力と軸ひずみ

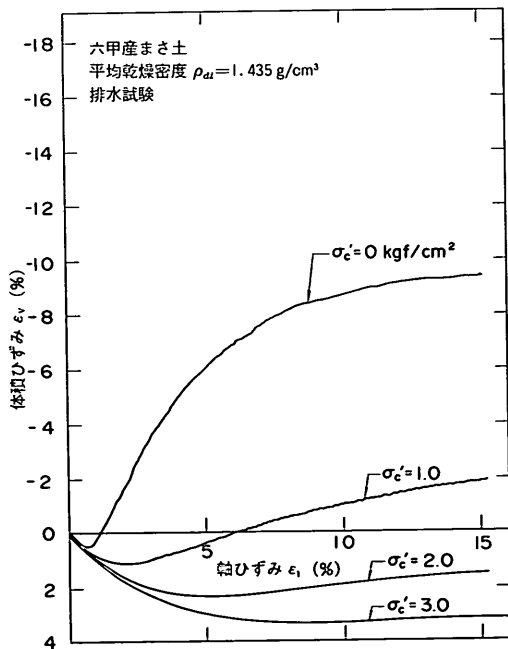


図-8(b) 体積変化と軸ひずみ

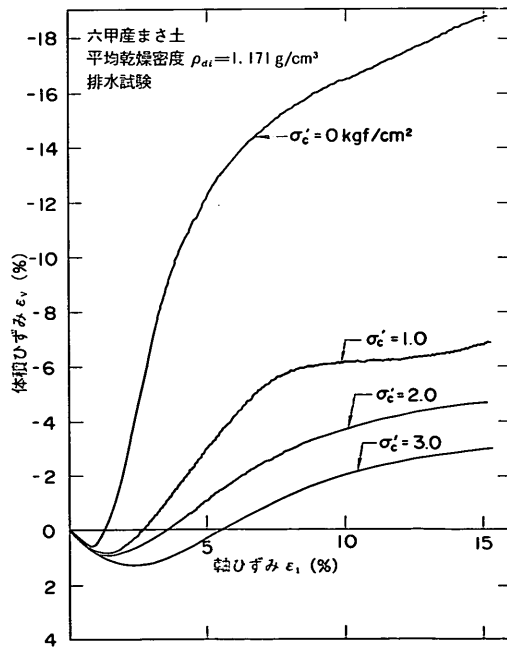


図-9(b) 体積変化と軸ひずみ

(2) モール・クーロンの破壊規準

従来から一般の土に対して用いられているモール・クーロンの破壊規準の処理土への適用性につき調べた。図-10(a), (b)は、それぞれ、秋田外港砂、六甲産まさ土の処理・未処理土のピーク強度時のモールの円と破壊包絡線を描いたものである。図-10 中の実線は処理土、破線は未処理土の結果を表しており、乾燥密度のほぼ等しいものを並べている。図-10 から明らかなように、処理土の場合にも、モールの円の包絡線はきれいな直線で表されており、モール・クーロンの破壊規準が適用されることを意味している。このことは、処理地盤の安定等の設計を行う上で重要な意味を持っており、強度的な観点からは、処理地盤も一般の自然の土と同様な取扱いが可能であることを現している。また、処理土の破壊包絡線の傾きは、未処理土の破壊包絡線の傾きに比較して数度大

きくなっているが、処理土の包絡線は、未処理土の包絡線を縦軸にはぼ平行移動したものとみなせる。この移動量は、セメントを添加・混合したことによって付加された粘着力により生じたものと考えられる。このように、未処理土が本来有しているせん断抵抗角は失われず（むしろ、数度増加している）に、粘着力が付加されるということは、砂質土を母材とする貧配合の処理土の優れた材料特性を示すものである。

図-11(a), (b)の実線は、残留状態（軸ひずみが15%のときとした）における処理土のモールの円と破壊包絡線を描いたものである。図-11によると、残留時においても、モールの円の包絡線は一本の直線となり、モール・クーロンの破壊規準が適用できる。また、破線は、図-10に示したピーク強度時の結果で、実線と破線を比較する

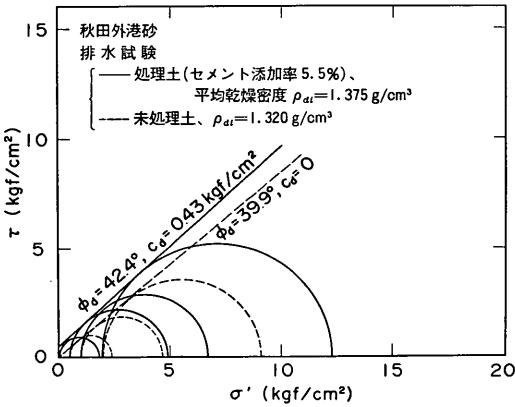


図-10(a) 処理土、未処理土のモールの円(秋田外港砂)

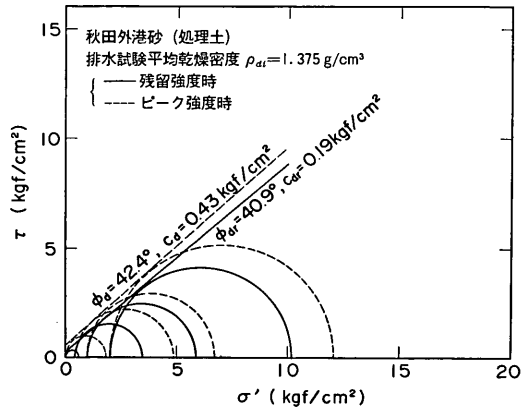


図-11(a) ピーク強度時、残留強度時のモールの円(秋田外港砂)

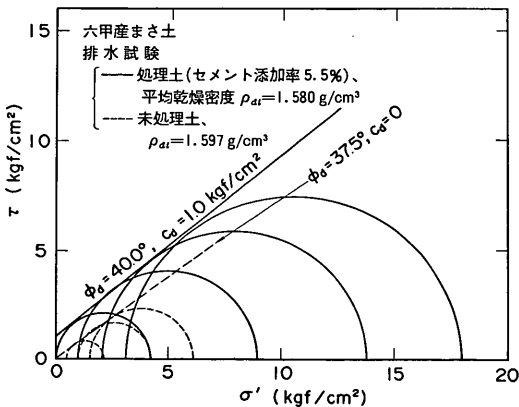


図-10(b) 処理土、未処理土のモールの円(六甲産まさ土)

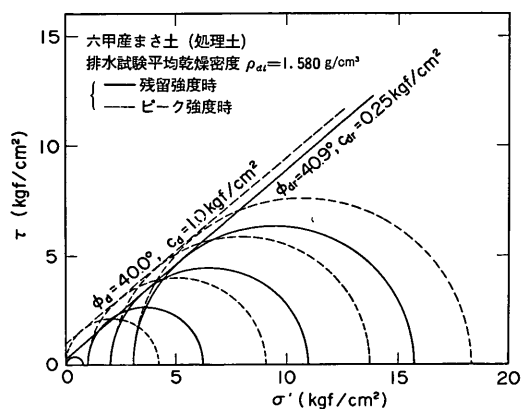


図-11(b) ピーク強度時、残留強度時のモールの円(六甲産まさ土)



と次のことが明らかである。すなわち、残留時においては、ピーク時に見られたせん断抵抗角がやや減少するか、もしくはほぼ同じ程度となるが、一方、粘着力は、残留時において大きく減少する。なお、残留時においてもわずかながら粘着力成分が見られているが、これは、データ整理の過程でエネルギー補正を行っていないため見かけの粘着力が現れたことによると推測される。

(3)強度定数

a)ピーク強度時

図-12は、処理土と未処理土のせん断抵抗角 $\phi_d$ および粘着力 $c_d$ と乾燥密度 $\rho_{ds}$ の関係を描いたものである。処理土のせん断抵抗角 $\phi_d$ は、未処理土と同様に乾燥密度 $\rho_{ds}$ の増加に伴い増加している。また、秋田外港砂(処理土)のせん断抵抗角 $\phi_d$ は、未処理土と比較して、乾燥密度 $\rho_{ds}=1.2\text{g/cm}^3\sim 1.4\text{g/cm}^3$ の範囲で $0.7^\circ\sim 1.2^\circ$ 程度の増加が見られる。一方、六甲産まき土(処理土)の場合、未処理土と比較して $\rho_{ds}=1.45\text{g/cm}^3\sim 1.75\text{g/cm}^3$ の範囲で $2^\circ\sim 5^\circ$ 程度大きくなっている。このように、どちらの試料についても、処理土のせん断抵抗角は、未処理土のせん断抵抗角を下回ることはない。

粘着力についてみると以下のことが明らかである。すなわち、①未処理土の $c_d$ は0であるが、セメントを添加・混合することによって $c_d$ が付加されること、②付加される $c_d$ の大きさは、セメント添加率が一定であれば、乾燥密度 $\rho_{ds}$ の増加に伴って増加すること、また、

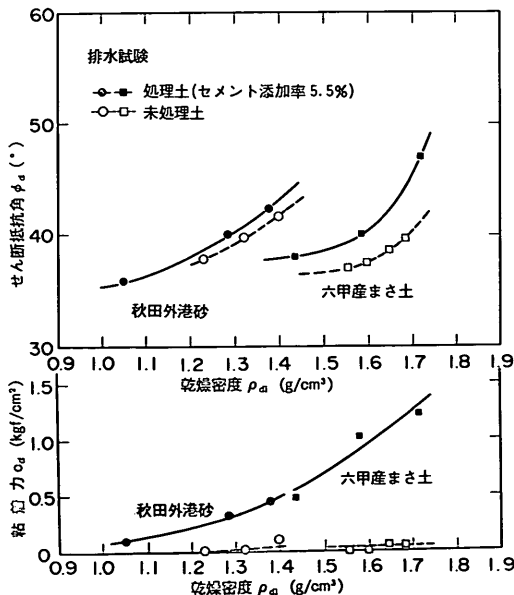


図-12 処理土と未処理土の強度定数の比較(CD試験)

③秋田外港砂と六甲産まき土では、付加される粘着力が異なることなどである。

図-12における処理土と未処理土は、見方によっては、まったく別の試料(セメント添加により物理特性が異なっている)とも考えられ、乾燥密度は互に同じでも、それぞれの持つ意味が異なることから、強度定数の大小関係を簡単に比較することはできない。そこで、図-13は、秋田外港砂および六甲産まき土(処理土、未処理土)の強度定数を比較するため、みかけの相対密度 $\bar{D}_r$ の概念を用いて両者の関係を描いてみたものである。すでに述べたように、ここでいう処理土の相対密度は、厳密な意味での相対密度とは異なり、処理土の密度が未処理土のとりうる密度範囲(最小乾燥密度~最大乾燥密度の間)のどの位置にあるかを表す指標として導入したものである。図-13によると、六甲産まき土(処理土)のせん断抵抗角は、未処理土と比較して $2^\circ\sim 5^\circ$ の増加がみとめられるが、秋田外港砂(処理土)のせん断抵抗角の増加は $1^\circ$ 前後で、実務的にはほとんど変わらないとみなされる。また、秋田外港砂(処理土)の粘着力は、六甲産まき土(処理土)の場合の約1/2程度となっている。六甲産まき土に付加される粘着力が、秋田外港砂よりも大きい理由は、その粒度特性によるものと考えられる(図-4に示したように、六甲産まき土は、秋田外港砂に比較して粒

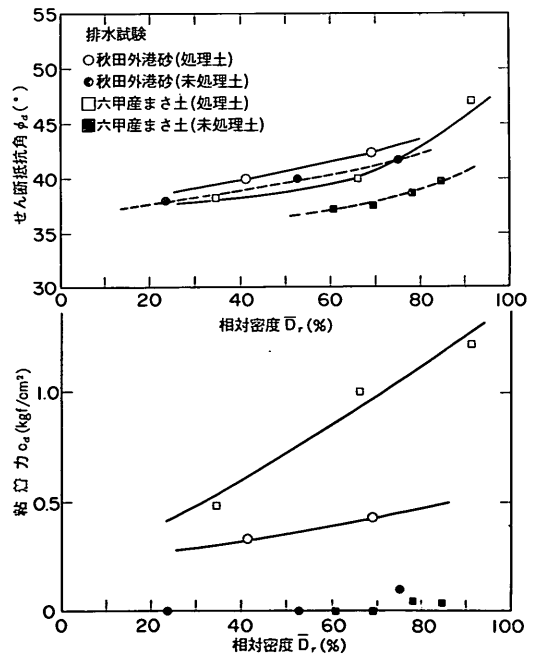


図-13 強度定数とみかけの相対密度

度が良くかつ細粒分を9%含んでいる)。2.2で述べたように、セメント添加率の小さな処理土では、土粒子相互の接触点において、どれだけセメントの固結力が発揮されるかによって粘着力が異なってくると考えられ(このことは、同じ試料、同じセメント添加率でも、乾燥密度が大きいほど粘着力が大きくなることから背首される)、細粒分を含む粒度の良い六甲産まき土は、秋田外港砂のような粒度の悪い均一な土に比較して、セメントの効果が著しく大きくなったものと思われる。

b) 残留強度時

残留状態(軸ひずみが15%のときとした)における処理土も、モール・クーロンの破壊規準により表されることは、すでに図-11に示したとおりである。図-14は、図-11と同様にして求めた処理土の残留時せん断抵抗角 $\phi_{dr}$ および残留時の粘着力 $c_{dr}$ と乾燥密度 $\rho_{di}$ の関係を描いたものである。秋田外港砂(処理土)の $\phi_{dr}$ は、 $\phi_a$ と比較して、乾燥密度 $\rho_{di}=1.0\text{g/cm}^3\sim 1.4\text{g/cm}^3$ の範囲で $0.4^\circ\sim 1.7^\circ$ 程度減少してはいるもの実務上、 $\phi_{dr}$ は、未処理土のピーク強度時の値 $\phi_a$ にほぼ等しいと考えられる。秋田外港砂(処理土)の $c_{dr}$ は、ピーク強度時の粘着力 $c_a$ に比べて小さく、乾燥密度 $\rho_{di}=1.0\text{g/cm}^3\sim 1.4\text{g/cm}^3$ の範囲で $0.1\text{kgf/cm}^2\sim 0.2\text{kgf/cm}^2$ 程度である。これは、残留時には、セメントによる砂粒子間のセメンテーションがほとんどなくなったことを意味している。

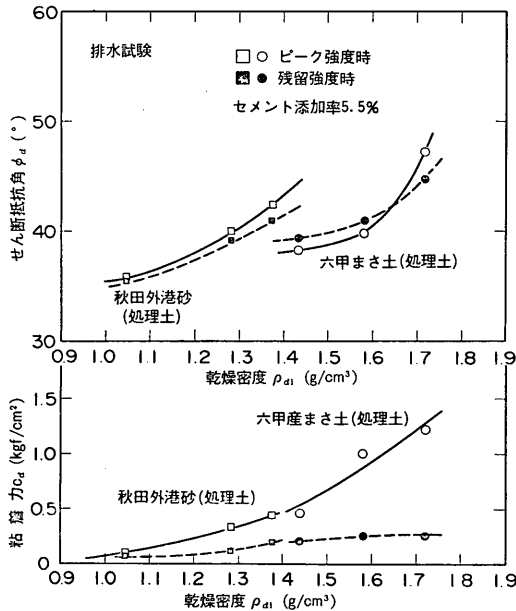


図-14 ピーク強度時および残留強度時の強度定数

六甲産まき土(処理土)の $\phi_{dr}$ もほぼ秋田外港砂(処理土)と同様な傾向を示し、 $\phi_{dr}$ と $\phi_a$ はほぼ等しくなっている。 $c_{dr}$ は、乾燥密度 $\rho_{di}=1.4\text{g/cm}^3\sim 1.7\text{g/cm}^3$ の範囲で $0.21\text{kgf/cm}^2\sim 0.26\text{kgf/cm}^2$ と一定の傾向を示しており、ピーク時の粘着力 $c_a$ が、乾燥密度 $\rho_{di}$ の増加に伴って増加するのとは異なっている。これは、図-9(b)に示したように、 $\rho_{di}$ が大きい供試体では、せん断による著しい正のダイレタンスにより吸水膨張が生じ、密度の低い供試体の結果とは同一レベルで比較ができないことによると考えられる。以上のように、秋田外港砂(処理土)、六甲産まき土(処理土)は、残留時にもせん断抵抗角はほとんど変化せず、粘着力成分だけが減少することがわかる。

(4) ぜい性

供試体のぜい性を表す指標として、

$$R_b = \frac{\{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} - (\sigma_1 - \sigma_3)_r\}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}} = 1 - \frac{q_r}{q_{max}} \quad (1)$$

を用いる場合がある<sup>15)</sup>。ここに、 $q_{max}=(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 、 $q_r=(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ である。 $q_r$ は、残留時の軸差応力、 $R_b$ が1に近づくほどぜい性が高いことを表している。そこで、図-15は、未処理土と処理土の $R_b$ と圧密圧力 $\sigma'_c$ との関係を示したもので(ただし、ここでは、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ として、軸ひずみ15%における軸差応力を用いている)、図-15(a)から、秋田外港砂(未処理土)の $R_b$ は、乾燥密度が大きいほど、また圧密圧力が小さいほど大きい傾向がみられる。この傾向は、処理土についても同様である。未処理土と処理土を比較すると、両者の $R_b$ には大きな差はみられず、処理土も未処理土と同程度のぜい性であると考えられる。図-15(b)は、六甲産まき土に関する $R_b$ を示しているが、六甲山まき土(未処理土)では、秋田外港砂(未処理土)とは異なり、ぜい性はみら

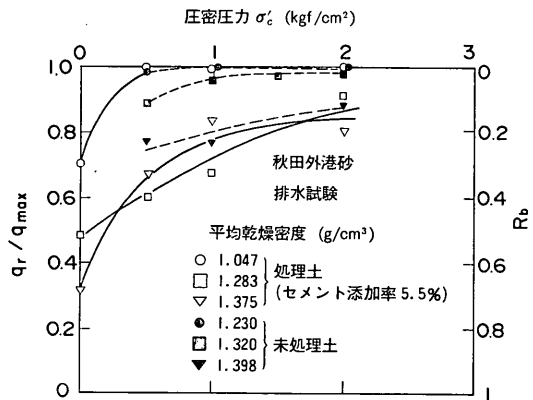


図-15(a) 圧密圧力とぜい性(秋田外港砂)

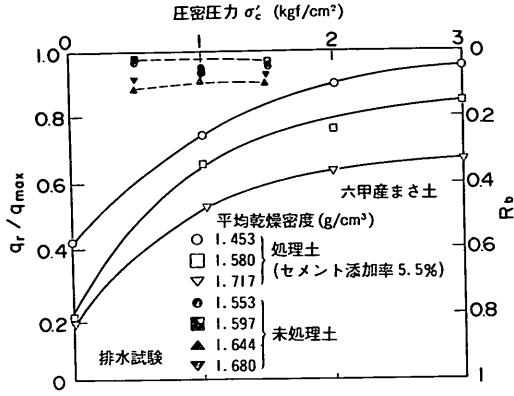


図-15(b) 圧密圧力とぜい性 (六甲産まさ土)

れない。処理土の  $R_b$  は、秋田外港砂と同様に、密度が大きいくほど、また圧密圧力が小さいほど大きくなる。また、処理土の  $R_b$  は、未処理土に比較して、かなり大きくなっている。とくに、圧密圧力 (拘束圧) が 0 のところでは、著しいぜい性が現れている。以上のように、ぜい性はセメント添加率が同じでも、土の種類によって異なる。図-16は、 $R_b$  と乾燥密度  $\rho_{d1}$  の関係を圧密圧力 (拘束圧) をパラメータとして描いたものであるが、上記のことがより明確に示されている。

(5)破壊ひずみ

図-17は、破壊ひずみ  $\epsilon_f$  と乾燥密度  $\rho_{d1}$  の関係を描いたものである。圧密圧力  $\sigma'_c=0$  は拘束圧 0 の状態での試

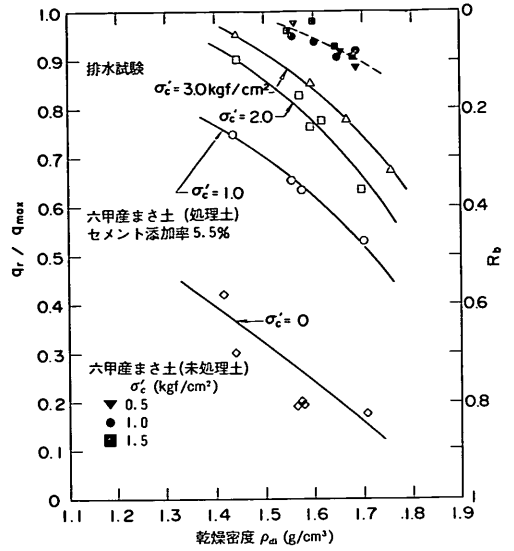


図-16(b) 乾燥密度とぜい性 (六甲産まさ土)

験結果で、他の破壊ひずみと著しく異なるが、この結果は、一軸圧縮試験結果に対応することから、別途、一軸圧縮試験のところで述べる。図-17から、破壊ひずみは、乾燥密度が大きくなると低下すること、圧密圧力が小さくなると減少することがわかる。また、乾燥密度  $\rho_{d1}=1.2\text{g/cm}^3\sim 1.4\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma'_c=0.5\text{kgf/cm}^2\sim 2.0\text{kgf/cm}^2$  で、秋田外港砂の処理土と未処理土の  $\epsilon_f$  を比較すると、処理土の  $\epsilon_f$  は、 $1/3\sim 1/2.3$  程度となっている。六甲産

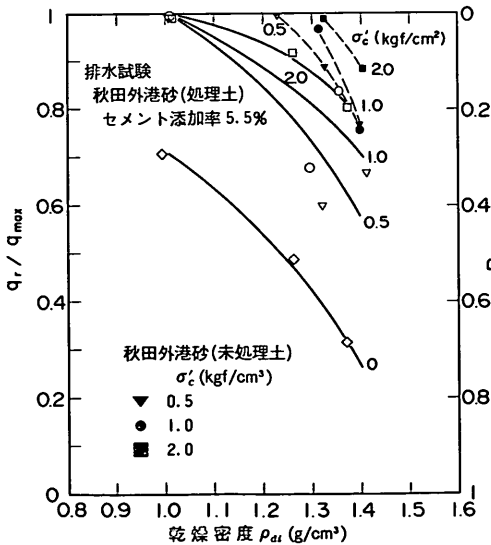


図-16(a) 乾燥密度とぜい性 (秋田外港砂)

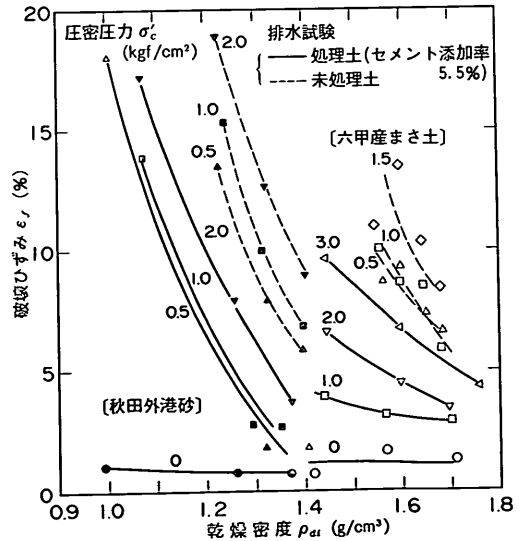


図-17 乾燥密度と破壊ひずみ

まさ土の場合、 $\rho_{at}=1.55\text{g/cm}^3\sim 1.7\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma'_c=1.0\text{kgf/cm}^2$ で、 $1/3\sim 1/1.9$ となっている。これらのことから、本実験の範囲内では、処理土の破壊ひずみは、未処理土の破壊ひずみのおよそ  $1/3\sim 1/2$  程度になると考えられる。

#### 4.2 圧密非排水条件におけるせん断特性

##### (1) 応力～ひずみ曲線

圧密非排水 (CU) 試験における処理土の軸差応力 ( $\sigma'_1-\sigma'_3$ ) および過剰間隙水圧  $\Delta u$  と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係を図-18～図-19に示す。

図-18(a)は、緩詰めめ秋田外港砂 (処理土) の結果で、このときのみかけの相対密度  $\bar{D}_r$  は -46% である。これは、添加・混合したセメントと分離防止剤によって、未処理土では得られなかった極めて隙間の大きな供試体が作成されたためである。この供試体では、軸差応力、過剰間隙水圧とも、軸ひずみ 1% 程度までの間に増加し、その後は軸ひずみ 20% まで一定の値となっている。過剰間隙水圧は、供試体の隙間が大きく負のダイレタンシーのため、常に正の値となっている。図-18(b)は、 $\bar{D}_r$  が 44%

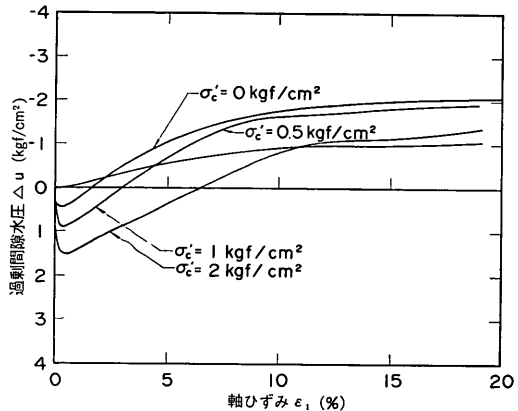
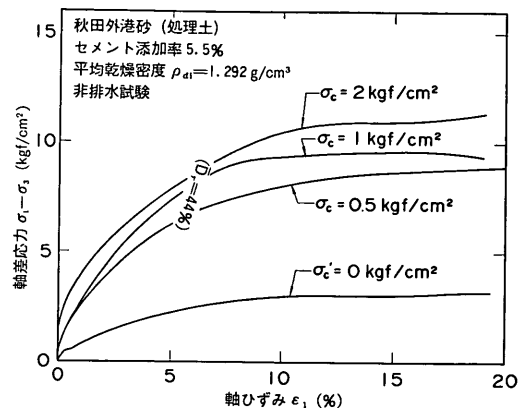


図-18(b) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみ(中詰め)

%の中詰め供試体の結果である。軸差応力は圧密圧力  $\sigma'_c$  が大きくなるにつれて増加するが、明瞭なピークがみられず軸ひずみ 20% まで漸増している。過剰間隙水圧は、軸ひずみの小さな載荷初期においては正の値となるが、軸ひずみが大きくなるにつれて正のダイレタンシーによって負の値をとる。また、 $\sigma'_c$  が小さいほどせん断初期の過剰間隙水圧は小さく、かつ過剰間隙水圧が減少し始める軸ひずみも小さい。これらの結果は、CD 試験における体積ひずみと軸ひずみの関係とよく対応している。図-18(c)は、 $\bar{D}_r$  が 73% の密詰め供試体の結果である。軸ひずみ 5% 以下では、傾向的には図-18(b)に示した結果と同様であるが、軸差応力は、軸ひずみが 5% を越えたあたりでみかけ上ピークとなり、その後は頭打ちの状態となっている。これは、ピークが現れた軸ひずみ以降において、過剰間隙水圧が絶対圧で 0 となったため、軸差応力の増加が抑制されたためと考えられる。

図-19は、六甲産まさ土 (処理土) の結果を、 $\bar{D}_r$  が 20%、68%、92% の場合について示したものであるが、図-18 で述べた秋田外港砂 (処理土) の結果と同様な傾向

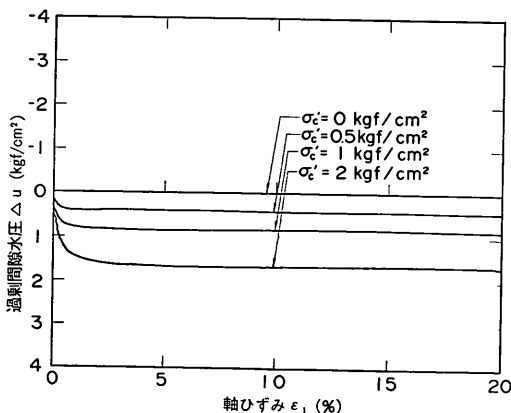
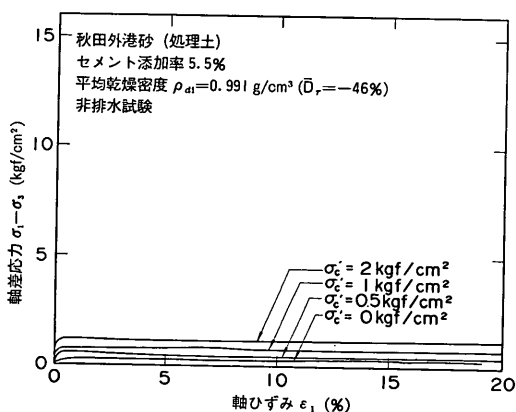


図-18(a) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみ(緩詰め)

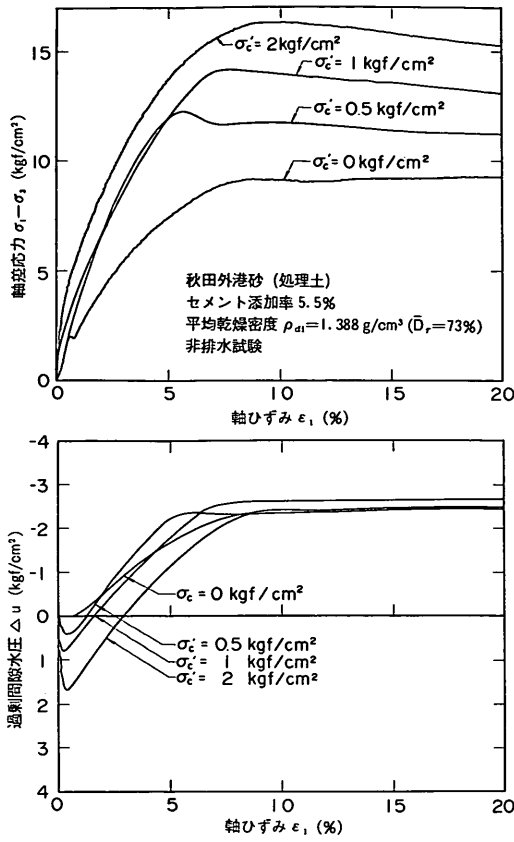


図-18(c) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみ(密詰め)

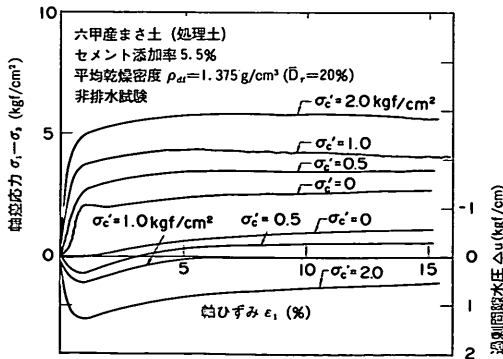


図-19(a) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみ(緩詰め)

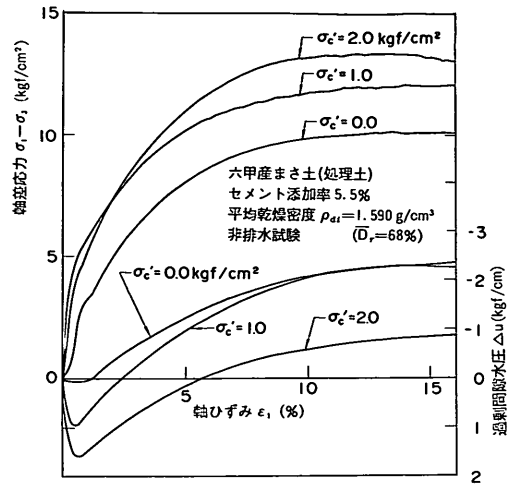


図-19(b) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみ(中詰め)

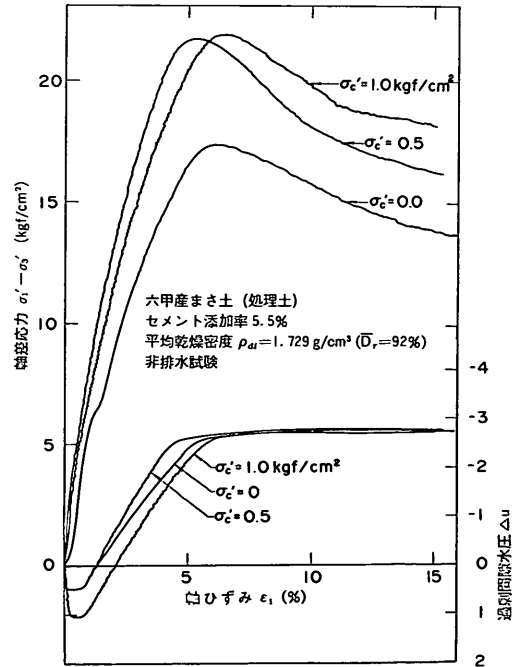


図-19(c) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみ(密詰め)

を示している。以上の $\overline{CU}$ 試験から、軸差応力は軸ひずみの増加にともない増大し、未処理土（ここには示していないが）と同様に明瞭なピークがみられないこと、正の過剰間隙水圧が減少し始める軸ひずみは、未処理土の結果に比較して小さいことなどが明らかである。

(2)有効応力経路と破壊規準

図-20および図-21は、それぞれ秋田外港砂、六甲産まき土の処理土、未処理土の有効応力経路を描いたものである。図-20の処理土では、拘束圧（圧密圧力 $\sigma'_c$ ）が0の場合の応力経路は、 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ となる勾配で直線的に変化している。そして、 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ が、それぞれ1 kgf/cm<sup>2</sup>、2 kgf/cm<sup>2</sup>になったあとは、破壊線で示した破壊線に沿って増加している。拘束圧が大きくなると、せん断初期ではS字型の応力経路となるが、破壊線に達したあとは、やはりその線に沿って移動し、この線を上側に越えることはない。これは、図-18および図-19に示したように、軸ひずみの増

大にともなって生じる負の過剰間隙水圧に起因するもので、負圧の発生により有効拘束圧が増加することによって引きこされるものである。未処理土の応力経路を示す図-21と図-20を比較すると、後者の破壊線が縦軸の上方向に移動しているが、その他の傾向は同じであることがわかる。

図-22、図-23は、それぞれ、図-20、図-21に対応する秋田外港砂、六甲産まき土の処理土および未処理土のモールの円と包絡線を描いたものである。この場合、既に述べたように、軸差応力のピークが明瞭に現れない場合があるので、有効応力経路図を描き、その経路が破壊線に到達した時点でのモールの円を描いている。図-22、図-23の結果は、CD試験と同様に、モールの円の包絡線はきれいな直線で表されており、モール・クロウンの破壊規準が処理土についても適用できることを意味している。また処理土の破壊包絡線が、未処理土の破壊包絡線を縦軸にほぼ平行移動したようになっていることも、

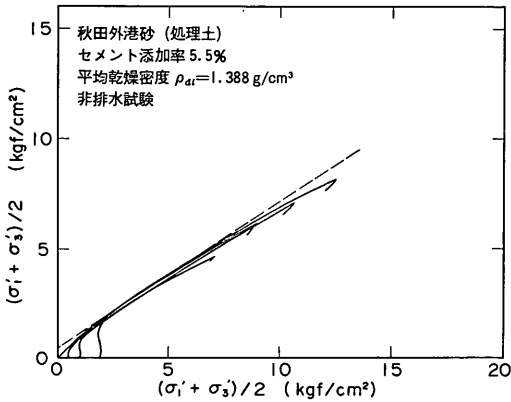


図-20(a) 処理土の有効応力経路(秋田外港砂)

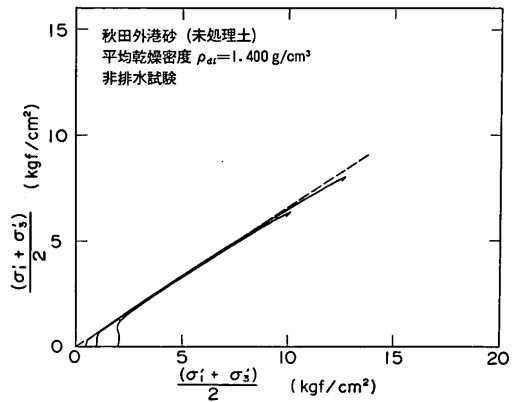


図-21(a) 未処理土の有効応力経路(秋田外港砂)

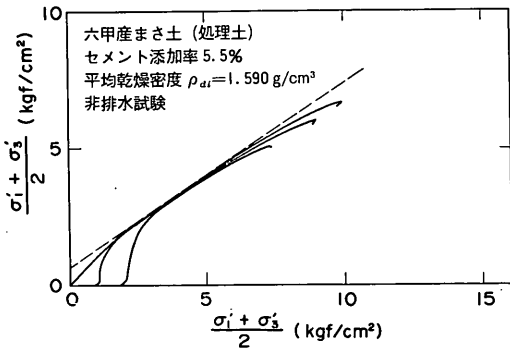


図-20(b) 処理土の有効応力経路(六甲産まき土)

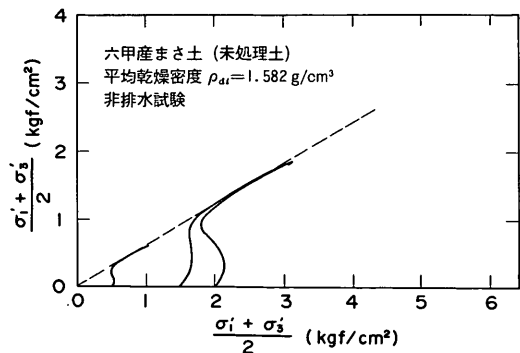


図-21(b) 未処理土の有効応力経路(六甲産まき土)

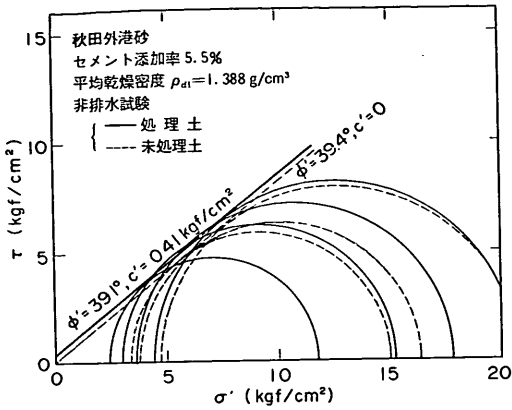


図-22 処理土, 未処理土のモールの円 (秋田外港砂)

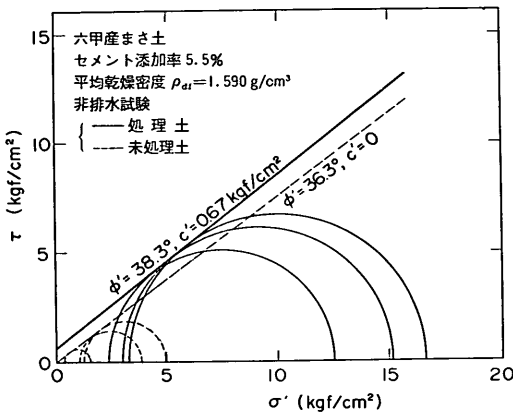


図-23 処理土, 未処理土のモールの円 (六甲産まさ土)

CD試験の結果と同様である。

(3)強度定数

a)ピーク強度時

モール・クロンの破壊規準により求められた処理土の強度定数(せん断抵抗角  $\phi'$ , 粘着力  $c'$ )を図-24に示しているが, せん断抵抗角および粘着力とも, 乾燥密度  $\rho_{d1}$  が増加するともなって増加している。図-24には, 比較のため未処理土の強度定数もあわせて示しているが, 秋田外港砂のせん断抵抗角は, 処理土と未処理土で同程度の値となっており, また, 六甲産まさ土のせん断抵抗角は,  $\rho_{d1} = 1.5 \text{ g/cm}^3 \sim 1.75 \text{ g/cm}^3$  の範囲で, 処理土の方が未処理土よりも  $1^\circ \sim 5^\circ$  程度大きくなっている。これは, CD試験の結果と同様である。粘着力は, 秋田外港砂と六甲産まさ土では異なっており, 秋田外港砂(処理土)の粘着力は,  $\rho_{d1} = 1.2 \text{ g/cm}^3 \sim 1.4 \text{ g/cm}^3$  の範囲で,  $0.05 \text{ kgf/cm}^2 \sim 0.41 \text{ kgf/cm}^2$  程度, 六甲産まさ土

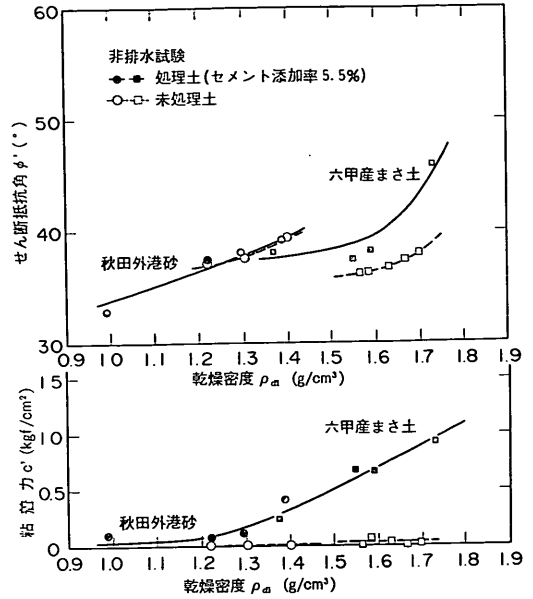


図-24 処理土・未処理土の強度定数の比較(CU試験)

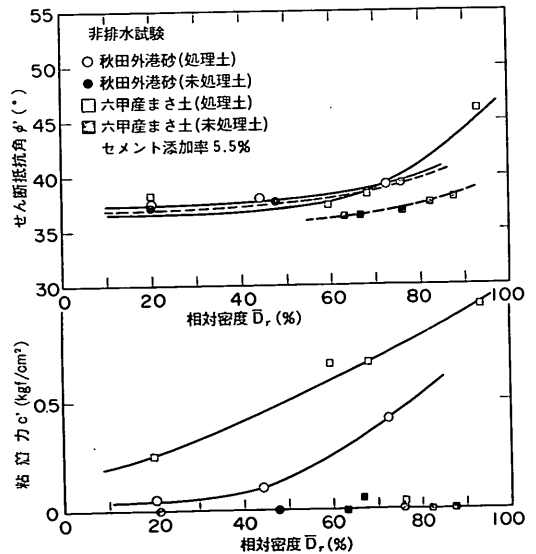


図-25 強度定数とみかけの相対密度

(処理土)の粘着力は,  $\rho_{d1} = 1.5 \text{ g/cm}^3 \sim 1.75 \text{ g/cm}^3$  の範囲で, 未処理土よりも  $0.4 \text{ kgf/cm}^2 \sim 0.9 \text{ kgf/cm}^2$  大きくなっている。

図-25は, みかけの相対密度  $\bar{D}_r$  に対する強度定数を比較したものであるが, 図-25から, 秋田外港砂(処理土)と六甲産まさ土(処理土)のせん断抵抗角は, 未処

理土のせん断抵抗角が互に異なるにも拘らず、ほぼ等しい値となっている。また、処理土の粘着力は、六甲産まき土（処理土）の方が、秋田外港砂（処理土）よりも倍以上大きくなっている。この理由は、すでに、CD試験のところで述べたとおりである。

b) 残留強度軸時

CU試験では、軸ひずみの増加とともに軸差応力も増加し、いわゆる残留状態は測定されなかった。そこで、ここでは、CD試験と同様に、軸ひずみが15%の時を便宜的に残留強度時として整理を行っている。このときのモールの円と破壊包絡線については省略するが、ピーク強度時と同様、破壊包絡線はきれいな直線となる。図-26は、この残留時の強度定数（せん断抵抗角  $\phi'_r$ 、粘着力  $c'_r$ ）とピーク時の強度定数を比較したもので、 $\phi'_r$  は、 $\rho_{ds}=1.6\text{g/cm}^3$  付近まで  $\phi'$  とほぼ等しいが、 $\rho_{ds}=1.6\text{g/cm}^3$  を越えると  $\phi'$  ほど急増していない。 $c'_r$  は、 $\rho_{ds}=1.6\text{g/cm}^3$  付近までは  $c'$  とほぼ等しいが、 $\rho_{ds}=1.6\text{g/cm}^3$  を越えると  $c'$  に比較して小さくなっている。これは、応力-ひずみ曲線のところで述べたように、供試体内の過剰間隙水圧が、ピーク強度後絶対圧で0になった影響と思われる。

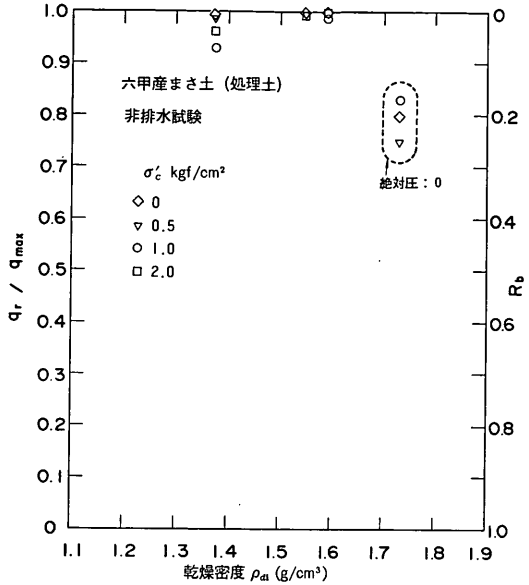


図-27 乾燥密度とぜい性

定義される  $R_b$  を求めたのが図-27で、六甲産まき土（処理土）についてのみ示している。図-27より明らかなように、 $R_b$  はほとんど0に等しく、式(1)で定義されるぜい性はみられない。なお、図-27において破線で囲んだプロットは、図-19(c)に示しているように、過剰間隙水圧が絶対圧で0になったことにより、それ以降の軸ひずみの増加に対して軸差応力の増加が抑えられ、あたかもぜい性が高くなったような結果となっているものである。したがって、破壊ひずみについても、CU試験では、CD試験のような明確な値が得られていない。

4.3 セメントの多い処理土のせん断特性

これまで、セメント添加率5.5%の処理土のCD試験およびCU試験結果について述べてきたが、秋田外港砂の処理土については、後で示すように、一軸圧縮強度で  $0.2\text{kgf/cm}^2 \sim 2.5\text{kgf/cm}^2$  程度の強度範囲の処理土となっている。この強度は、六甲産まき土の処理土の一軸圧縮強度  $1\text{kgf/cm}^2 \sim 6\text{kgf/cm}^2$  に比べてかなり小さい。そこで、セメント添加率を10%および12%に増やし、強度のやや大きい秋田外港砂の処理土についてCD試験を実施し、そのせん断特性を調べた。なお、このときの一軸圧縮強度は、セメント添加率10%、乾燥密度  $1.361\text{g/cm}^3$  で  $8.8\text{kgf/cm}^2$  である。

(1) 応力-ひずみ曲線とモールの円

セメント添加率10%および12%の処理土の軸差応力と軸ひずみの関係を図-28に示す。これらの関係は、すでに示したセメント添加率5.5%の処理土と同様に、拘束

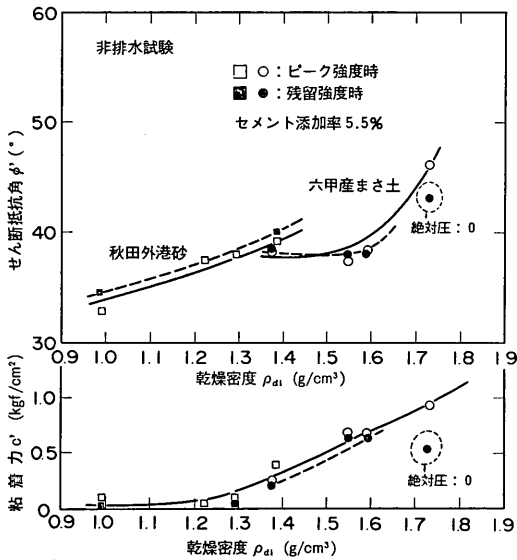


図-26 ピーク時および残留時の強度定数

(4) ぜい性および破壊ひずみ

CU試験では、応力-ひずみ曲線に明瞭なピーク状態や残留状態がみられないことは既に述べた。そこで、前述のように、有効応力経路から判断したピーク時の軸差応力と軸ひずみが15%のときの軸差応力から、式(1)で



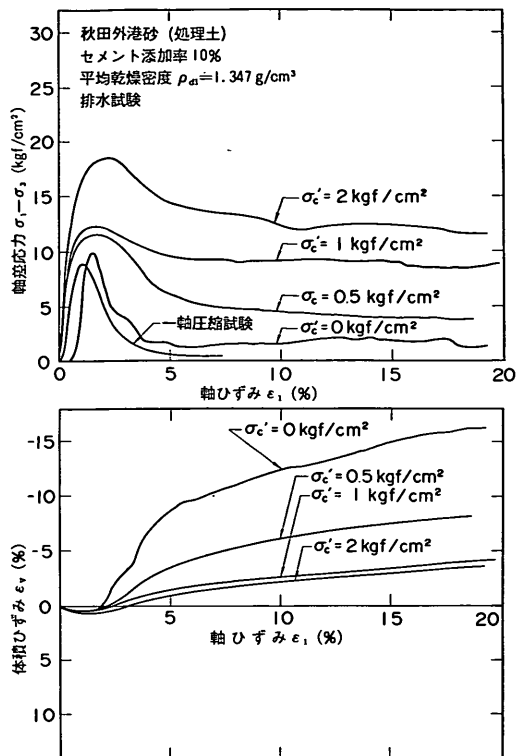


図-28(a) 軸差応力、体積変化と軸ひずみ(セメント添加率:10%)

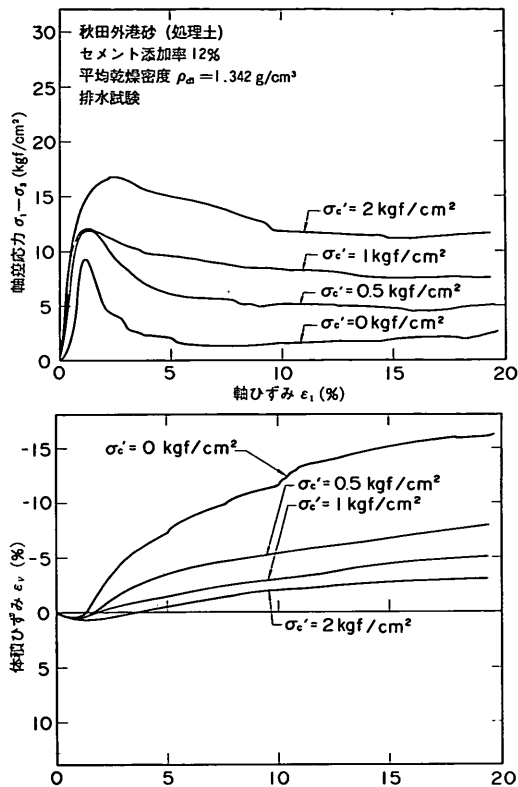


図-28(b) 軸差応力、体積変化と軸ひずみ(セメント添加率:12%)

圧の増加にともない、ピーク時の軸差応力や軸ひずみおよび残留時の軸差応力が増加している。また、ピーク時と残留時の軸差応力は、セメント添加率 5.5% の処理土と比較してかなり増大している。ただし、今回の実験結果では、セメント添加率 10% と 12% の処理土では、軸差応力に明確な差がみられなかった。体積変化特性については、拘束圧が大きいほど体積収縮量は大きく、収縮から膨張への変化量は拘束圧が小さいほど顕著である。これらの傾向は、セメント添加率 5.5% の処理土と同様であるが、体積変化割合はセメント添加率が多い方が大きい。ただし、セメント添加率 10% と 12% の処理土では、体積変化特性の明瞭な差はみられていない。以上のように、今回行ったセメント添加率が 12% の処理土までは、応力～ひずみ関係に大きな相違がないことが明らかである。図-29 は、セメント添加率が 12% の処理土のモールの円と破壊包絡線を、ピーク時と残留時について描いたものである。図-10、図-11 に示したセメント添加率が 5.5% の処理土および未処理土の場合と比較すると、せん断抵抗角はほとんど変化がみられない。一方、粘着力につ

いては、セメント添加率が多い分だけ増加し、乾燥密度  $1.342 \text{ g/cm}^3$  では、 $2.05 \text{ kgf/cm}^2$  とかなり大きくなっている。図-29 において、残留時の強度定数をみると、セ

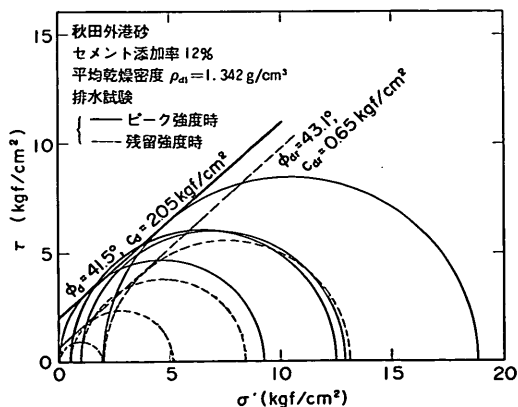


図-29 ピーク時、残留時のモールの円(セメント添加率:12%)

せん断抵抗角はやや大きくなっているが、粘着力は、ピーク時の1/3程度に低下している。ただし、軸ひずみが15%の残留時においても粘着力は0にはならず、なお0.65 kgf/cm<sup>2</sup>の粘着力が残っていることは興味深い。

(2)強度定数

秋田外港砂の処理土の強度定数とセメント添加率(5.5%, 10%, 12%)の関係を図-30に示す。データの数が少ないが、せん断抵抗角  $\phi_a$  は、セメント添加率には影響されず、いずれの場合にもほぼ同じせん断抵抗角となっている。一方、粘着力については、セメント添加率が増加すると増大することがわかる。ただし、セメント添加率が10%と12%の場合には、顕著な差は現れていないが、この点については、今後さらに詳細に調べる必要がある。

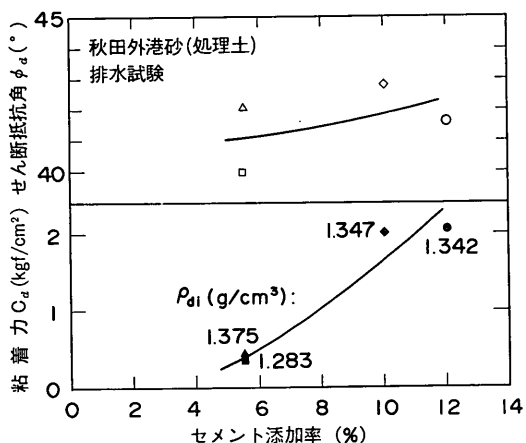


図-30 セメント添加率と強度定数

(3)ぜい性

図-31は、セメント添加率10%、12%の処理土について、式(1)で定義される  $R_b$  を求めたもので、図-15(a)のセメント添加率が5.5%の処理土の結果に追加したものである。図-31から明らかなように、セメント添加率10%、12%の処理土の  $R_b$  は、セメント添加率5.5%の  $R_b$  に比較して大きくなっており、ぜい性が高いことを意味している。また、いずれのセメント添加率でも、拘束圧(圧密圧力)が小さいほど  $R_b$  が大きくぜい性が高いことが明らかである。

4.4 砕いた処理土のせん断特性

これまで述べたように、砂質土を母材とする処理土は、ぜい性が高い材料となるが、粘土を母材とする処理土とは異なり、残留時でも処理前の母材が有しているせん断抵抗角は保持されることが明らかとなっている。こ

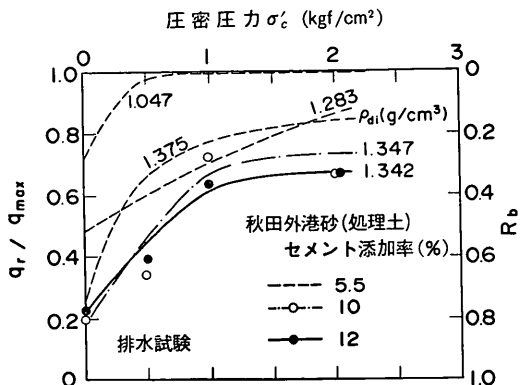


図-31 圧密圧力とぜい性

こではさらに極端な状況を想定し、処理土をいったん砕いて母材とほぼ同じ粒度分布にした後の材料(砕いた処理土とよぶ)のせん断特性を調べた。砕く前の供試体としては、秋田外港砂の処理土(セメント添加率12%)を用いており、砕いた後の材料の粒度分布は図-4に示したとおりである。この材料を用いてCD試験を実施した結果について以下に述べる。

(1)応力~ひずみ曲線

図-32は、砕いた処理土の軸差応力および体積変化特性と軸ひずみの関係を示したものであるが、ピーク時の

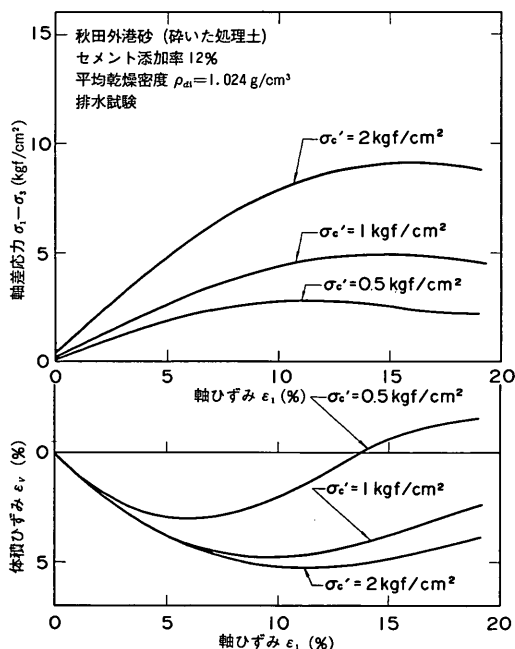


図-32 軸差応力、体積変化と軸ひずみ(砕いた処理土)

軸差応力、軸ひずみおよび残留時の軸差応力は、これまでの他のCD試験結果と同様、拘束圧（圧密圧力）の増加にともない増加している。また、破壊ひずみや体積収縮量は著しく大きくなっていることがわかる。

(2)強度定数

砕いた処理土のモールの円を図-33に示す。図-32から求めた強度定数を表-4に示す。比較のために、セメント添加率12%の処理土のピーク強度時、残留強度時および未処理土のピーク強度時の強度定数もあわせて表-4に示

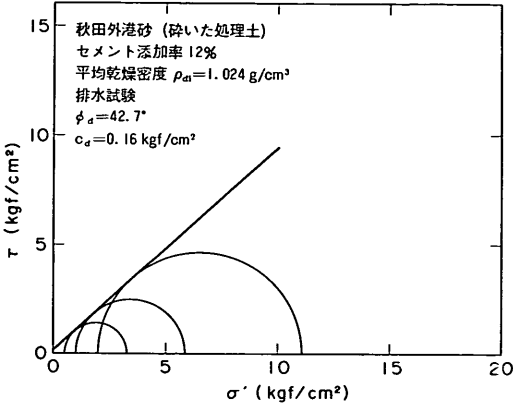


図-33 砕いた処理土のモールの円

表-4 砕いた処理土の強度定数

		相対密度 $D_r$ (%)	$\phi_a$ (°)	$c_a$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
処理土	ピーク強度時	59.4	41.5	2.05
	残留強度時		43.1	0.65
砕いた処理土 (ピーク強度時)		48.6	42.7	0.16
未処理土 (ピーク強度時)		52.9	39.9	0.00

\*ただし、処理土のセメント添加率：12%

している。せん断抵抗角についてみると、砕いた処理土、砕く前の処理土、未処理土のせん断抵抗角は、いずれも大差なく数度程度の差しかないことがわかる。一方、粘着力については、砕く前の処理土のピーク強度時、同残留強度時、砕いた処理土の順に小さくなっており、未処理土の場合には0となっている。以上のことから、処理土は破壊が進むにつれて、粘着力が減少していくが、せん断抵抗角はほとんど変化しないで、いずれの材料でもほぼ一定に保たれることが明らかである。

4.5 一軸圧縮特性

(1)一軸圧縮強度とその意味

一軸圧縮試験は、三軸圧縮試験に比較して試験方法が簡単なことから、深層混合処理工法による処理土の強度特性などを把握する目的でも広く用いられている。しかしながら、深層混合処理工法の対象となる土は、主として粘性土であり、ここで取扱っている事前混合処理工法の対象となる砂質土を母材とする処理土とは異なっている。4.1~4.4で述べたように、処理土はせん断抵抗角と粘着力の両方を有していることから、今後実務で一軸圧縮試験を適用していくためには、このような材料の一軸

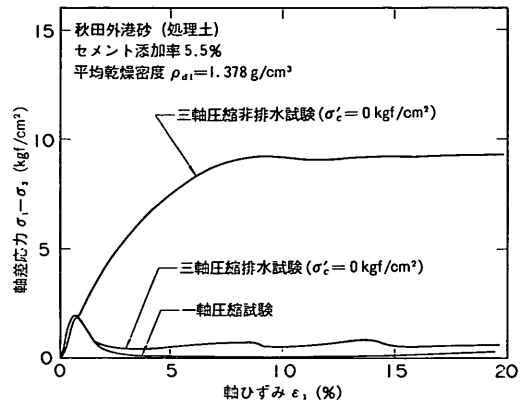


図-34(a) 軸差応力～軸ひずみ関係の比較(秋田外港砂)

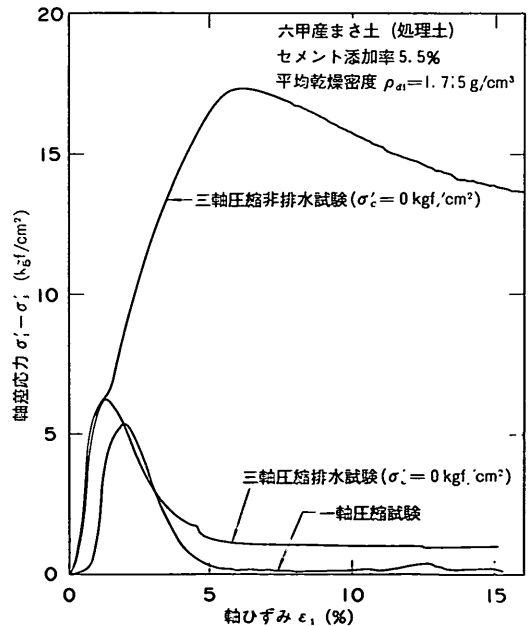


図-34(b) 軸差応力～軸ひずみ関係の比較(六甲産まさ土)

圧縮強度のもつ意味を明確にしておく必要がある。そこで、**図-34**は、処理土の一軸圧縮試験と三軸圧縮試験(C D試験およびC U試験の両方)について、軸差応力と軸ひずみの関係を描いたものである。三軸圧縮試験では、供試体にゴムスリーブをかぶせ、拘束圧が0の状態で、三軸セル内でせん断している。**図-34(a)**をみると、一軸圧縮試験での軸差応力のピーク値は、C U試験よりもC D試験の値に等しくなっている。また、一軸圧縮試験の軸差応力～軸ひずみ関係も、C D試験に一致している。ただし、軸ひずみが大きくなるとC D試験の軸差応力が大きくなっているが、これは、C D試験において、ゴムスリーブの影響と端面摩擦の影響が大きく現れた結果と考えられる。なお、C U試験では、一軸圧縮強度に近い強度を発揮した後、さらに強度が増大しているが、これは、正のダイレタンシーにより有効拘束圧が増加したことによるものと考えられる。**図-34(b)**では、上述のことがより明確に現れており、砂質土を母材とする処理土の一軸圧縮強度は、粘土の一軸圧縮強度とは異なり、むしろ排水状態での強度を表す指標と考えたほうがよい。これは、一軸圧縮試験用の供試体のようにゴムスリーブのない裸の状態では、供試体の非排水性が確保されないことを意味する。別の表現をすれば、処理土供試体の排水性が、たとえば粘土に比較して、格段に大きいことを示唆するものである。実際に、三軸圧縮試験における処理土の圧密時間は、ほとんどの場合、1分以内に終了していることから上記のことが肯首される。

(2)一軸圧縮強度と密度の関係

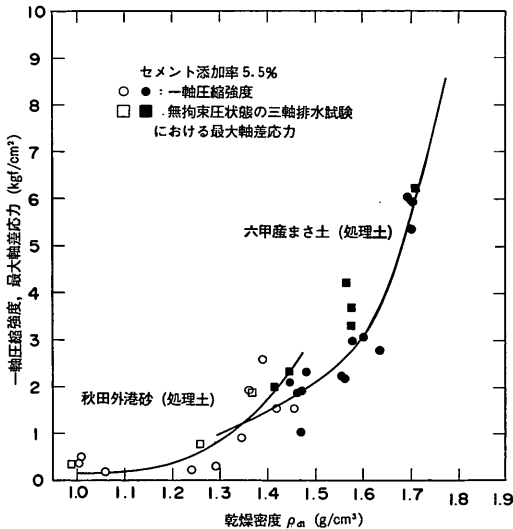


図-35 一軸圧縮強度と乾燥密度

**図-35**に一軸圧縮強度および拘束圧が0の状態でのC D試験における軸差応力のピーク値(それぞれ、 $q_a$ および $q_{cd}$ で表す)と乾燥密度 $\rho_{dt}$ の関係を示す。 $q_a$ 、 $q_{cd}$ は、乾燥密度が大きくなるにつれて増加し、また、六甲産まさ土(処理土)の $q_a$ 、 $q_{cd}$ は、秋田外港砂(処理土)よりも大きくなっているが、これらの傾向は、三軸圧縮試験結果と同様である。 $q_a$ と $q_{cd}$ を比較すると、秋田外港砂(処理土)および六甲産まさ土(処理土)とも、 $q_a$ の方が $q_{cd}$ よりもやや小さくなっている。**図-36**は、一軸圧縮強度 $q_a$ とみかけの相対密度 $\bar{D}_r$ の関係で、一軸圧縮強度は、同じセメント添加率、同じみかけの相対密度では、六甲産まさ土(処理土)の方が秋田外港砂(処理土)よりも大きいことが明らかである。

(3)破壊ひずみおよび変形係数

無拘束圧状態における破壊ひずみは、拘束圧が作用する場合に比べて、格段に破壊ひずみが小さいことは**図-17**に示した。**図-37**は、一軸圧縮試験における秋田外港砂(処理土)と六甲産まさ土(処理土)の一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係を描いたものである。**図-37**では、一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係は明確ではないが、秋田外港砂(処理土)の破壊ひずみは約1%前後、六甲産まさ土(処理土)の破壊ひずみは約2%前後であることがわかる。これは、普通の洪積粘土の破壊ひずみと同等である。

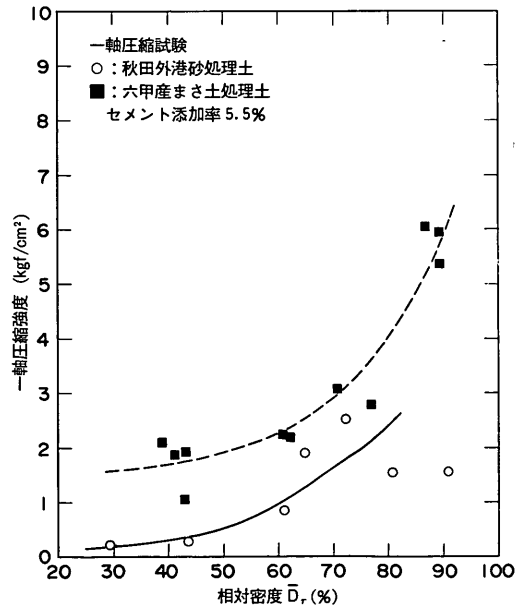


図-36 一軸圧縮強度とみかけの相対密度

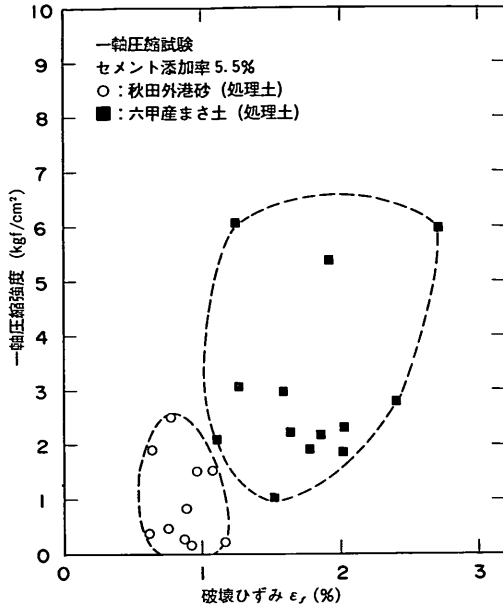


図-37 一軸圧縮強度と破壊ひずみ

図-38は、一軸圧縮強度  $q_d$  と変形係数  $E_{50}$  の関係を示したものである。図-38によると、変形係数  $E_{50}$  は、秋田外港砂(処理土)で  $E_{50}=150q_d$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )、六甲産まき土(処理土)で  $E_{50}=55q_d$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) の関係が得られており、同じ一軸圧縮強度  $q_d$  に対する変形係数は、秋田外港砂(処理土)の方が大きい。

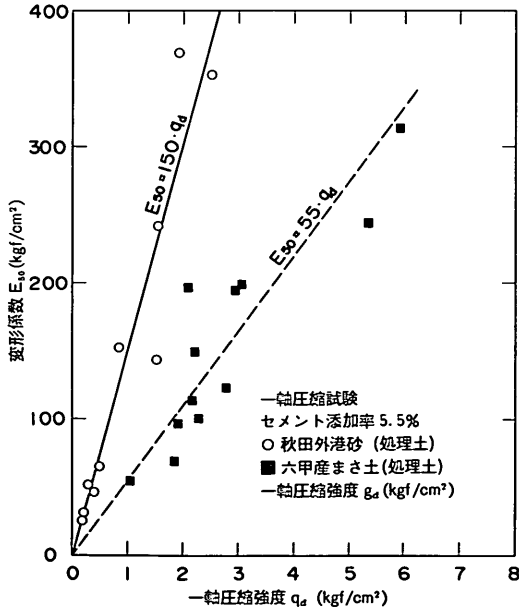


図-38 一軸圧縮強度と変形係数

#### 4.6 各試験による強度定数

##### (1) 有効応力経路の比較

本研究では、三軸圧縮試験としてCD試験と $\overline{CU}$ 試験を実施しているので、両試験から得られる強度定数について比較してみる。図-39は、両試験における軸差応力と平均有効主応力面上での有効応力経路を比較したものである。図-39によると、CD試験におけるピーク強度時の点を結んだ線は直線となること、 $\overline{CU}$ 試験の応力経路はこの破壊線上を移動し、CD試験の破壊線と完全に一致すること、また、残留強度時においても、CD試験 $\overline{CU}$ 試験にかかわらず、直線で表される破壊線が得られることがわかる。これらのことは、処理土の強度特性が、有効応力で表示すれば、排水・非排水にかかわらず、一義的な破壊規準で表されることを意味している。図-40は、両試験から得られた強度定数を比較した結果であるが、 $\overline{CU}$ 試験の強度定数は、軸差応力のピーク時が明瞭でないことから、有効応力経路の破壊線から求めている。図-40によると、ここで取扱った処理土についても、試験条件による強度定数の違いはなく、次式の関係が成立することがわかる。

$$c_d = c', \quad \phi_d = \phi' \quad (2)$$

##### (2) 一軸圧縮強度と粘着力

圧密排水条件における処理土のせん断強度  $\tau_{df}$  は次式

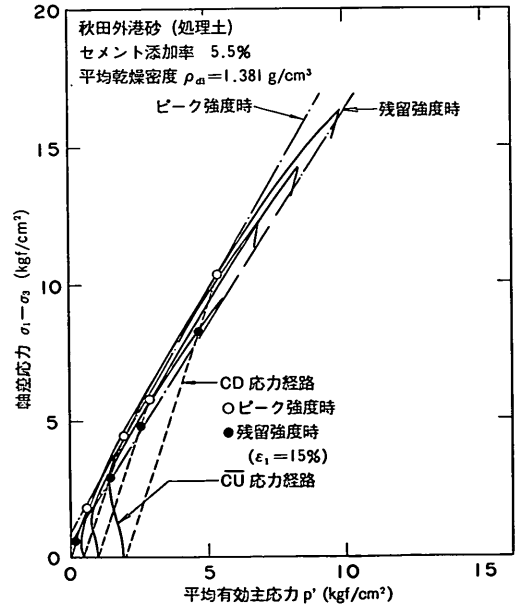


図-39(a) CDおよび $\overline{CU}$ 試験における有効応力経路の比較(秋田外港砂)

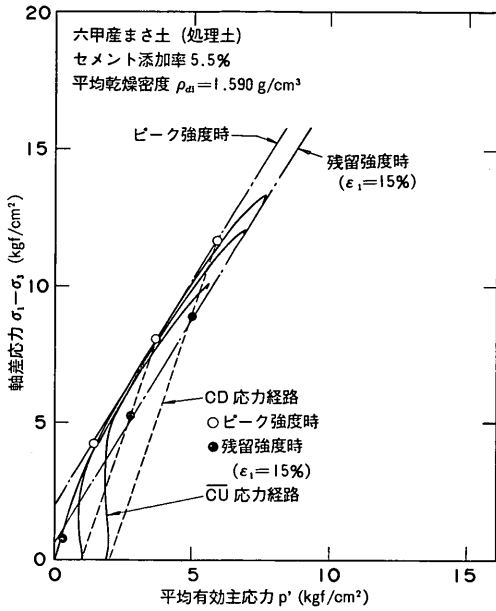


図-39(b) CDおよびCU試験における有効応力経路の比較 (六甲産まさ土)

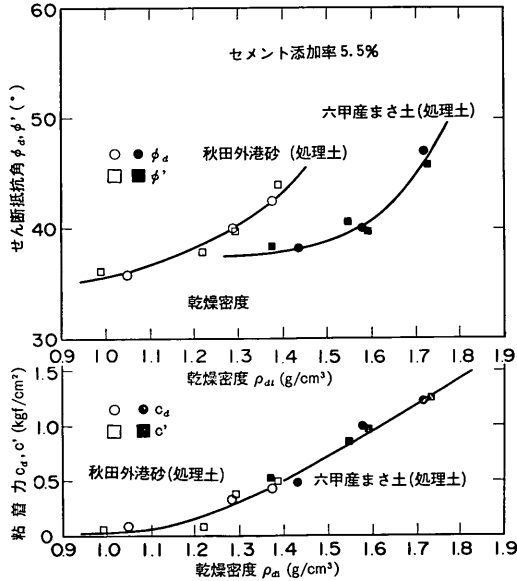


図-40 CDおよびCU試験による強度定数の比較

で表される。

$$\tau_{df} = c_d + \sigma'_v \tan \phi_d \quad (3)$$

式(3)の第1項の  $c_d$  は、拘束圧  $\sigma'_c = 0$  のCD試験の最大

軸差応力  $q_{cd}$  と一軸圧縮強度  $q_d$  を用いて次式で表される。

$$c_d = \frac{q_{cd}}{2} \frac{1}{\tan(45^\circ + \phi_d/2)} \quad (4)$$

ここで、拘束圧  $\sigma'_c = 0$  のCD試験の最大軸差応力  $q_{cd}$  と一軸圧縮強度  $q_d$  との関係は、図-35に示したように、 $q_{cd}$  (□, ■印) が  $q_d$  (○, ●印) よりもやや大きくなっていることから、両者の関係を便宜的に  $q_{cd} = \alpha \cdot q_d$  ( $\alpha$ : 実験定数) で表わすと、式(4)中の  $q_{cd}$  の代りに  $q_d$  を用いることができる。また、処理土のせん断抵抗角  $\phi_d$  と未処理土のせん断抵抗角  $\phi_{d0}$  との関係は、 $\phi_d \geq \phi_{d0}$  で表わされるので式(4)中の  $\phi_d$  は  $\phi_{d0}$  で置き換えられる。ゆえに、式(4)は次式のように表わすことができる。

$$c_d = \frac{\alpha \cdot q_d}{2 \tan(45^\circ + \phi_{d0}/2)} \quad (5)$$

式(5)の  $c_d$  と  $\phi_{d0}$  を用いると、式(3)は近似的に式(6)で表わされる。

$$\tau_{df} = \frac{\alpha \cdot q_d}{2 \tan(45^\circ + \phi_{d0}/2)} + \sigma'_v \tan \phi_{d0} \quad (6)$$

したがって、未処理土のせん断抵抗角  $\phi_{d0}$  と処理土の一軸圧縮強度  $q_d$  を知ることができれば、式(5)より処理土の概略の排水せん断強度  $\tau_{df}$  を推定することが可能となる。 $\alpha = 1$  と仮定し、式(5)を用いて粘着力  $c_d$  について推定値を求めた結果を図-41に示す。図-41によると、推定値は実測値を下まわっており、安全側の値を示している。これは、実際の  $q_{cd}$  の値が  $q_d$  より若干大きかった ( $\alpha > 1$ ) ことによるものと考えられる。なお、竹中<sup>16)</sup> は、強度が大きいぜい性の大きな粘土の一軸圧縮試験では、供試体のせん断ひずみが塑性帯へ集中する以前に、

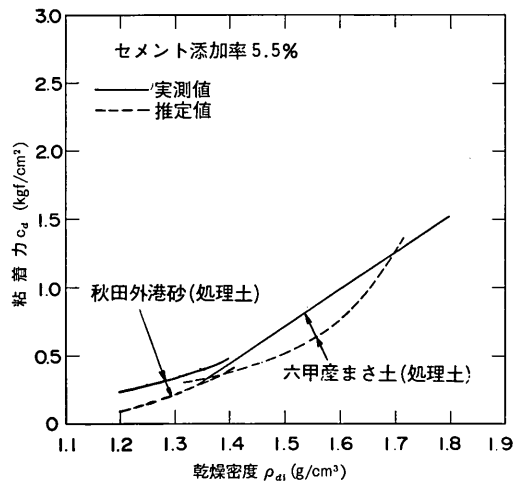


図-41 粘着力の推定値と実測値

軸方向に発生する引張クラックから破断を生じて、一軸圧縮強度は実際の強度よりも小さくなることを指摘し、この場合には、簡易三軸試験装置で側圧を加圧した試験を実施する必要があると述べている。本研究で用いた処理土についても同様なことが考えられ、一軸圧縮強度は、一般に強度を小さめに評価しており、この値はあくまでも粘着力と関連したある種の指標と考えておくべきであろう。

(3)強度定数のまとめ

これまで述べてきたいくつかの条件下における強度定数のうち、せん断抵抗角  $\phi_d$  をまとめた結果を図-42に示す。図-42によると、セメント添加率5.5%~12%の処理土のせん断抵抗角は、実務上未処理土と大差ないことが明らかである。このことは、砂質土が本来有しているせん断強度が、セメント添加・混合することによっても

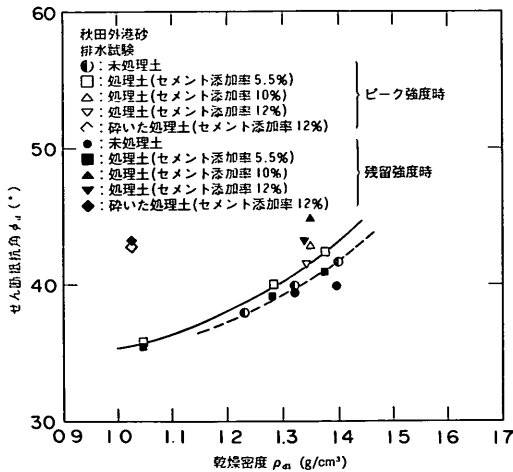


図-42 各試験により得られたせん断抵抗角の比較

失われないことを意味する。図-43は、粘着力  $c_d$  についてまとめたものであるが、これは、セメント添加率、供試体密度、母材の種類によって大きく異なっている。セメントを添加・混合することにより付加される粘着力は、添加率と密度に比例して増加し、また、今回の実験では、細粒分の多い粒度の良い母材（六甲産まき土）の方がセメントの効果が高いことが明らかである。

5. 設計への適用に関する考察

5.1 処理地盤の排水性

これまで報告された処理土地盤の透水係数は、表-5に示されているように、母材に比較して1オーダー程度低下

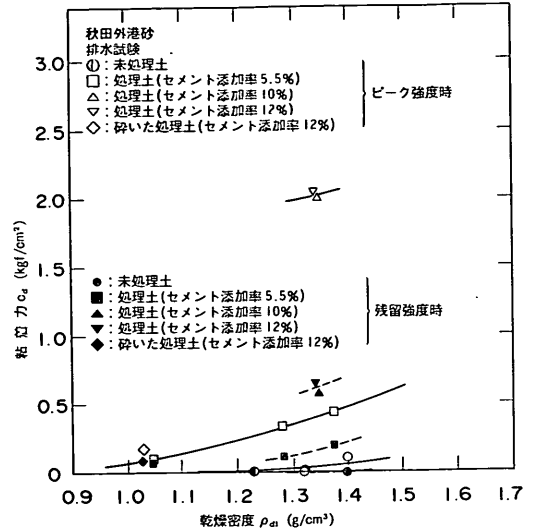


図-43 各試験により得られた粘着力の比較

し、 $10^{-4}$ cm/s~ $10^{-2}$ cm/s 程度となる<sup>17)</sup>。これは、砂もしくは粘土と砂の中間的な土（微細砂~シルト）の透水係数に相当し、実際の処理地盤の排水条件を、砂地盤と同様に評価してよいかという問題がある。ただし、静的外力に対する実際の地盤内の過剰間隙水圧の排水特性は、単に透水係数に支配されるのではなく、圧密係数に大きく依存すると考えられる。圧密係数は、体積圧縮係

表-5 未処理土と処理土の透水係数の比較<sup>17)</sup>

土の種類 安定材添加率	試験の測定方法	未処理土 $k$ (cm/s)	処理土 $k$ (cm/s)	
徳島産 質産 土 C=4%	室内 ゆる詰め	$2\sim 3 \times 10^{-2}$	—	
		$E_c \times 1/2$	$8 \times 10^{-3}$	
	埋立土	$0\sim 0.5$ m	$1 \times 10^{-1}$	$2 \times 10^{-2}$
		$0\sim 1.5$ m	$1 \times 10^{-1}$	$8 \times 10^{-3}$
六甲産 マサ土 C=5.5%	室内 ゆる詰め	$5 \times 10^{-3}$	—	
	埋立土	$0.6\sim 1.7$ m	—	$3\sim 4 \times 10^{-4}$
		$0.6\sim 3.2$ m	—	$2 \times 10^{-4}$
筑波産 マサ土 C=5.5%	室内 ゆる詰め	$3 \times 10^{-3}$	—	
	埋立土	$0.6\sim 1.5$ m	—	$3 \times 10^{-4}$
		$0.6\sim 2.3$ m	—	$2 \times 10^{-4}$
		$0.6\sim 2.8$ m	—	$2 \times 10^{-4}$

数の関数でもあり、処理土の体積圧縮係数は、未処理土の体積圧縮係数に比較してかなり小さくなることも事実である。したがって、処理土の透水係数自体は低下するが、地盤の排水特性に支配的な圧密係数としてはそれほど低下しないものと思われる。たとえば、処理土の透水係数が 1/10 に、体積圧縮係数が 1/5 (セメント添加率 5% 程度の処理土の剛性率は 4~6 倍程度である<sup>4)</sup>) に低下したとすると、圧密係数の低下は 1/2 程度である。よって、砂質土を母材とする比較的ポーラスな処理土に対しては、地盤を排水状態と仮定し、排水条件のもとでの強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  が適用できるものと考えられる。処理土の排水性が良いことは、口絵写真の土粒子とセメントの付着状況や三軸試験における圧密時間がほとんど 1 分以内に終了し、同寸法の粘土供試体の圧密時間 (たとえば、塑性指数  $I_p=46\sim 89$  の久里浜粘土では、圧密時間は 200 分~700 分) に比較して 2 オーダ程度短いことから明らかである。また、一軸圧縮試験における強度・変形特性が、排水三軸試験 (拘束圧 0) のそれと同じであることから背首されよう。

### 5.2 処理地盤の強度定数

ここで扱っているような砂質土を母材とする貧配合の処理土では、ぜい性がやや大きくなるものの、その強度・変形特性は、一般の土と大差ない。したがって、ばらつきの問題は別として、処理地盤も設計上、普通の土と同様に地盤としての取扱いができるものと考えられる。ただし、処理土は、すでに述べたように粘着力とせん断抵抗角の両者を有していることから、強度定数をどちらか一方のみに割切って適用を行う既存の港湾の設計法<sup>18)</sup>では、どちらかを切捨てることになる。港湾施設の設計では、便宜的に中間土は粘土として取扱われているが、そうすると、処理土の場合、母材がもともと有しており、かつ処理後も保持しているせん断抵抗角を無視してしまうことになる。一方、粘着力を無視すると、処理地盤が自立するという事実<sup>7), 19)</sup>が説明できない。このような矛盾は、処理土の粘着力とせん断抵抗角の両者とも、設計計算式の上では無視し得ないほどの大きさを有することに起因するもので、その意味で、処理土は従来の港湾地域で見られる自然の土とはかなり異なる。したがって、処理地盤の設計では、基本的には粘着力とせん断抵抗角の両者を考慮した設計を行うべきと考えられる。

### 5.3 地盤の処理範囲

係船岸背後の裏込・裏埋に適用する場合、処理地盤が液状化しないとしても、構造本体の安定のために必要な改良範囲が非現実的に大きくなる場合には、適用性に問題が生じる。そこで、改良範囲の目安を調べる簡単な試

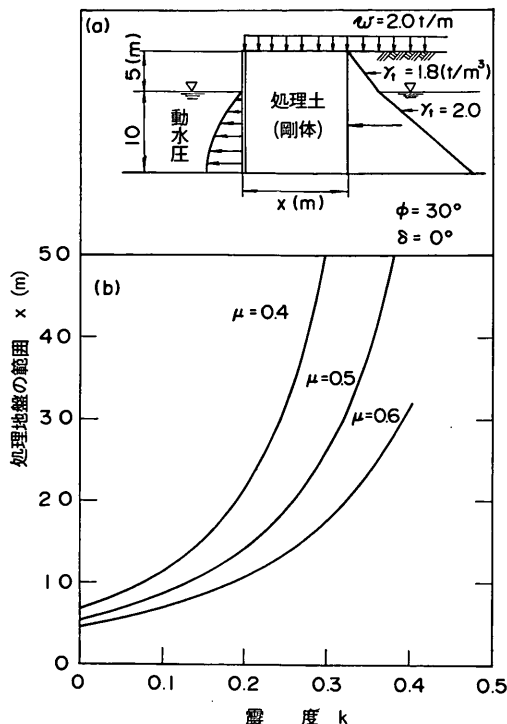


図-44 処理範囲

計算を行って見た。改良範囲を決める方法として、処理地盤全体が一体として挙動すると仮定し、震度法と同様な考えで改良範囲を求めてみた。図-44(a) のような処理地盤を想定し、その背後からの土圧と、前面の動水圧を考慮して安定を検討し、必要な改良幅を算定した。外力に対する抵抗力としては、処理地盤底面の摩擦力を考えた。摩擦係数  $\mu$  を 0.4, 0.5, 0.6 と仮定した場合の改良幅を求めた結果を図-44(b) に示しているが、これによると、処理地盤が全体として安定するために必要な改良幅は、たとえば、設計震度 0.2 では  $\mu=0.4, 0.5, 0.6$  に対して、それぞれ、11m, 14m, 22m 程度となり、十分実用的に成立する改良範囲が得られる。

## 6. 結 論

本研究の主要な結論は以下のとおりである。

(1) 三軸試験により処理土と未処理土の強度特性を調べ比較した結果、処理土の破壊規準は、実務上、未処理土と同様にモール・クーロンの破壊規準により表される。その意味では、処理地盤の強度も一般の自然地盤の強度と同様な考えに基づき評価される。

(2) 砂質土にセメントを混合することにより、粘着力成



分が付加される。この粘着力成分の大きさは、セメント添加率、処理土の密度の増加にともなって増加する。また、増加割合は、母材となる未処理土の種類に依存する。

(3)一方、処理土のせん断抵抗角は、密度が同じであればセメント添加率にかかわらず未処理土のせん断抵抗角と同程度かもしくは数度大きくなるが、実務上は、未処理土のせん断抵抗角と同じと考えてもよい。

(4)処理土の圧密排水試験から得られる粘着力  $c_d$ 、せん断抵抗角  $\phi_d$  と圧密非排水試験から得られる粘着力  $c'$ 、せん断抵抗角  $\phi'$  はそれぞれ等しい。

(5)処理土の圧密排水試験における残留強度時（軸ひずみが15%のとき）の粘着力は消失するが、セメント量や密度が大きい場合には、なおある程度の値を有している。一方、せん断抵抗角は、残留強度時でもピーク強度時のそれとほぼ等しい。

(6)処理土をいったん砕いて未処理土と同様な粒度分布を有する試料にしたのち、圧密排水試験を実施すると、粘着力は消失するが、せん断抵抗角は未処理土のそれとほぼ等しい値が保持されている。

(7)処理土の一軸圧縮試験から得られる応力～ひずみ曲線は、圧密非排水試験のそれとは著しく異なり、むしろ圧密排水試験の応力～ひずみ曲線に等しい。また、処理土の一軸圧縮強度は、拘束圧が0の状態における圧密排水試験での軸差応力とほぼ等しい。したがって、一軸圧縮強度は、粘土供試体のように非排水強度を表すものではなく、排水条件下での強度を表す指標と考えられる。

(8)処理土は未処理土に比較してぜい性がやや高くなるが、秋田外港砂の処理土（セメント添加率5.5%）の場合のぜい性は、未処理土のそれと同じ程度である。

(9)本実験で使用した処理土の三軸圧縮試験における破壊ひずみは、拘束圧が減少するにしたがい小さくなり、未処理土のおよそ1/3～1/2となる。

(10)一軸圧縮試験における破壊ひずみは、極端に小さく1%～2%程度となるが、これは、洪積粘土の破壊ひずみと同程度である。

(11)処理地盤では、透水係数は低下するが、体積圧縮係数も小さくなることから、排水条件に支配的な圧密係数はそれほど小さくならない。したがって、地盤の静的設計では、圧密排水試験から求められる強度定数（ $c_d$ および $\phi_d$ ）を適用することができる。

## 7. あとがき

本研究は、現在、港湾技術研究所と日本国土開発(株)、五洋建設(株)、東亜建設(株)、東洋建設(株)、(株)大林組との共

同研究の一環として実施しているもので、本報告は、そのうち港湾技術研究所が担当する課題について取りまとめたものである。なお、口絵写真については、芳沢秀明氏（日本国土開発(株)）に提供いただいたものであり、ここに記して謝意を表する次第である。最後に、本報告の取りまとめにあたり貴重な御意見をいただいた佐藤士質部長に深甚の謝意を表したい。

(1990年3月31日受付)

## 参考文献

- 1) 寺師昌明：地盤改良，土と基礎，Vol. 37, No. 12, pp. 74～77, 1989.
- 2) 善 功企，ほか：セメント混合した砂質土の埋立工法に関する研究—改良土の基本的特性と混合・埋立実験—，港湾技研資料，No. 579, 41p., 1987.
- 3) 和田航一，ほか：改良された砂質材料の埋立工法に関する研究（ベルトコンベヤによる混合実験），第42回土木学会年次学術講演会，Ⅲ，pp. 826～827, 1987.
- 4) 片野英雄，ほか：事前混合処理工法における砂質土と改良材の混合実験，第43回土木学会年次学術講演会，Ⅵ，pp. 82～83, 1988.
- 5) 芳沢秀明，ほか：事前混合処理工法による実海域での埋立て実験，第44回土木学会年次学術講演会，Ⅲ，pp. 732～733, 1989.
- 6) 湿潤砂質材料の改良埋立工法に関する研究（混合実験結果の報告書）：共同研究内部資料，港湾技術研究所・日本国土開発・五洋建設・東亜建設・東洋建設，1990.
- 7) 玉井章友，ほか：改良された砂質材料の埋立工法に関する研究（縮尺1/7実験船による直投実験），第42回土木学会年次学術講演会，Ⅲ，pp. 824～825, 1987.
- 8) 黒山英伸，ほか：事前混合処理工法における埋立水域のpHに関する研究，第43回土木学会年次学術講演会，Ⅲ，pp. 84～85, 1988.
- 9) 黒山英伸，ほか：事前混合処理工法における実海域での水質調査，第44回土木学会年次学術講演会，Ⅵ，pp. 196～197, 1989.
- 10) 善 功企：液状化対策としての事前混合処理工法の開発研究，地震工学振興会ニュース，No. 108, pp. 39～41, 1989.
- 11) 善 功企：液状化対策としての事前混合処理工法の開発，土と基礎，Vo. 38, No. 6, pp. 27～32, 1990.
- 12) Saxena, S. K., et al. : Liquefaction Resistance of Artificially Cemented Sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 12, pp. 1395～1413, 1988.
- 13) 善 功企，ほか：事前混合処理工法における改良土の静的強度特性，第43回土木学会年次学術講演会，Ⅲ，pp. 108～109, 1988.
- 14) 善 功企，ほか：事前混合処理土の静的強度・変形特性，第24回土質工学研究発表会，pp. 2003～2004, 1989.
- 15) 中瀬明男：“ $c$  と  $\phi$  を考える” 開始にあたって—  $c$

- と  $\phi$  の解釈について, 土と基礎, No. 201, pp.73  
~78, 1974.
- 16) 竹中準之介: 一軸圧縮試験, 土質調査試験結果の解  
釈と適用例, 土質工学会編, pp.155~190, 1968.
- 17) 事前混合処理工法による処理地盤の設計について:  
財沿岸開発技術研究センター, pp.1~56, 1989.
- 18) 港湾の施設の技術上の規準・同解説, 日本港湾協会  
1989.
- 19) 芳沢秀明, ほか: 事前混合処理工法の開発, 第43回  
土木学会年次学術講演会, VI, pp.8~9, 1988.