

# 浚渫泥土を利用した 貧配合セメント処理土の力学特性

渡部要一<sup>1</sup>・古野武秀<sup>2</sup>・土田 孝<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

<sup>2</sup>正会員 佐伯建設工業株式会社 技術開発部 (〒107-8634 東京都港区北青山一丁目2-3)

<sup>3</sup>正会員 工博 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

深層混合処理工法に代表される従来のセメント固化処理工法では、地盤を強固に改良することを目的としていたが、近年では、貧配合セメント処理土が護岸の腹付け工や廃棄物埋立護岸の中間保護層、大規模埋立工事に採用されるなど、浚渫泥土を建設材料として有効利用する試みが行われている。本研究では、貧配合セメント処理土の力学特性を評価するために、練り混ぜ直後の試料に対するペーンせん断試験、材齢3日以上での試料に対する圧密試験やせん断試験を実施した。材齢とともに変化する圧密特性を各材齢において正しく評価するために、一次圧密終了をもって次の載荷段階に移る急速圧密試験の採用を提案した。また、三軸試験における拘束圧の影響やセメント水和物によって発現する強度特性について考察した。

**Key Words :** cement treated soil, vane shear test, consolidation test, unconfined compression test, triaxial test

## 1. はじめに

種々提案されている化学的地盤改良工法のうち、比較的安価で大量に入手可能な石灰・セメント系固化工材による混合処理工法が、港湾工事に適しているといわれている<sup>1)</sup>。近年では現場での取り扱い易さから、セメント系固化工材の方が主に用いられている。

粘性土を対象にした工法に限って見てみると、深層混合処理工法(奥村ら<sup>2), 3), 4)</sup>、堤ら<sup>5)</sup>では、軟弱地盤を原位置で改良し、強固な安定処理土を形成することを目的としていることから、一軸圧縮強さ $q_u$ は2000~5000kPaと非常に大きい。しかし、貧配合セメント処理土(山根ら<sup>6)</sup>、巻渚ら<sup>7)</sup>)や軽量混合処理土(土田<sup>8)</sup>、輪湖ら<sup>9)</sup>)のように貧配合の場合には、 $q_u$ は100~500kPaと比較的小さい。最近では、セメント処理土の新たな利用方法として、護岸構造物の腹付け工(巻渚ら<sup>7)</sup>)、中部国際空港における大規模埋立てなど、その利用はますます注目されてきている。

各種セメント処理土の(a)液性限界で正規化した原料土の含水比、(b)原料土あるいは改良体 $1\text{m}^3$ あたりのセメント添加量、(c)処理土の設計せん断強さ( $q_u/2$ )、ならびに(d)日本道路公団規格JHS A 313によるフロー値の範囲を図-1に示す。ここで、フロー試験は、400mm四方以上の水平な板の中央に内径

80mm、高さ80mmの円筒を置いて処理土を流し込み、上面を均した後、円筒を鉛直に引き上げて拡がった処理土の最大径とその直角方向の径との平均値をもってフロー値とするものである。深層混合処理土のセメント添加量は、貧配合セメント処理土や軽量混合処理土のセメント添加量よりやや多い程度であるが、原料土の含水比が小さいために強固な固地盤ができることがわかる。軽量混合処理土は大きなフロー値を示し流動性に富むが、貧配合セメント処理土では、フロー値は小さく、流動性を抑えていることが多い。

含水比やセメント添加量を調整することにより、法面を形成できる程度の初期強度を有し、しかも土としての変形性を備えたセメント処理土ができることから、徳島県橋湾では、この貧配合セメント処理土の特性を生かした廃棄物埋立護岸が建設された。護岸形式は捨石式傾斜護岸で、法面にフェイルセーフの考え方に基づいた2枚の遮水シートが敷設された標準断面(図-2)が採用された。これら2枚のシートを破損から保護するための中間保護層として、貧配合のセメント処理土が打設された。一般に、港湾における廃棄物埋立護岸は、止水性を確保するために透水性が低い粘土地盤上に建設されるが、護岸築造に伴って生じる沈下に加え、廃棄物を埋め立てる

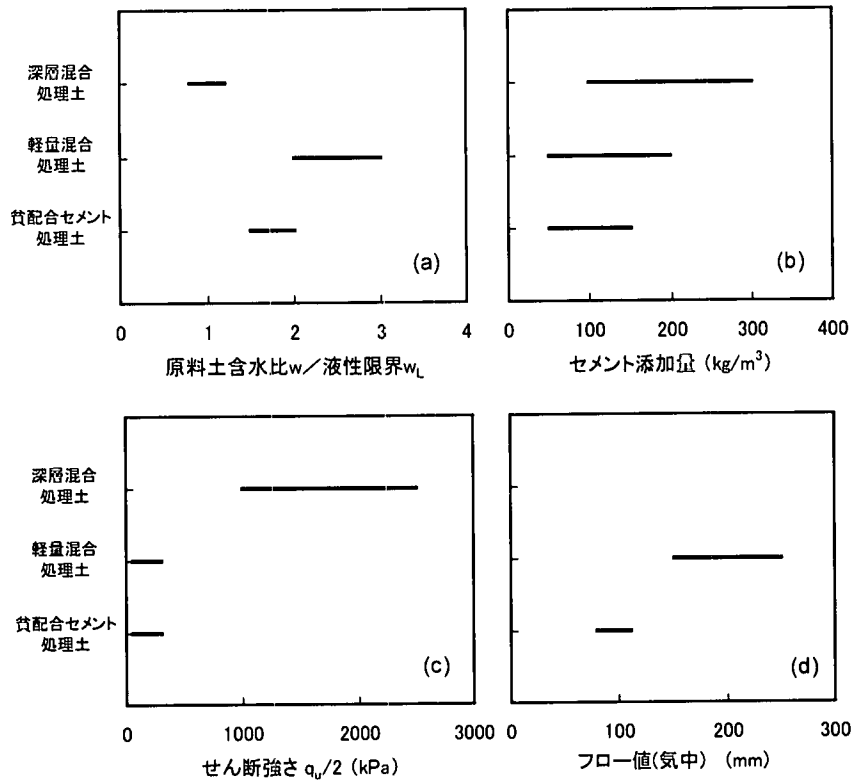


図-1 各種セメント固化処理土の位置づけ

表-1 力学試験に用いた橋湾浚渫泥土の物理特性

液性限界 $w_L$ (%)	40.8
塑性限界 $w_p$ (%)	20.8
塑性指数 $I_p$	20
土粒子密度 $\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.698
砂分 (%)	34.9
シルト分 (%)	34.3
粘土分 ( $<5\mu\text{m}$ ) (%)	30.8

過程においても、粘土地盤の圧密沈下やせん断変形に伴って護岸自体も変形するため、中間保護層には十分な変形追従性が要求される。

深層混合処理工法を対象としたような大きな強度を有するセメント処理土の力学特性については、寺師ら<sup>10)</sup>を始め、これまでにも多くの報告がある。また、軽量混合処理土に関しては土田ら<sup>11)</sup>や湯ら<sup>12)</sup>の研究成果が報告されている。しかし、本研究で対象としているような、浚渫土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性については、整理された既往の研究成果が報告されていないのが実状である。

本研究では、貧配合セメント処理土の力学特性を

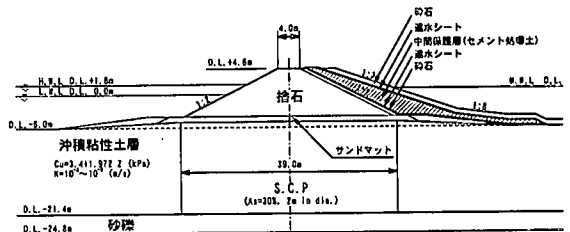


図-2 中間保護層に貧配合セメント処理土が採用された捨石式傾斜護岸形式の廃棄物物理立護岸の標準断面

評価するために、練り混ぜ直後の試料に対するベーンせん断試験、材齢3日以上を試料に対する圧密試験やせん断試験を実施した。材齢とともに変化する圧密特性を各材齢において正しく評価するために、一次圧密終了(EOP)をもって次の荷荷段階に移る急速圧密試験を採用した。また、実務における配合計算ならびに品質管理に最も多く用いられている一軸圧縮試験、処理土の変形性を評価することを目的とした三軸試験(等圧圧密非排水三軸圧縮せん断試験 CIU,  $K_0=0.5$ とした異方圧密非排水三軸圧縮および伸張せん断試験 CAU)を行った。これらの結果から、力学特性の材齢に伴う変化や三軸試験における拘束圧の影響、セメントの水和物によって発現される強度の特性について考察を行った。

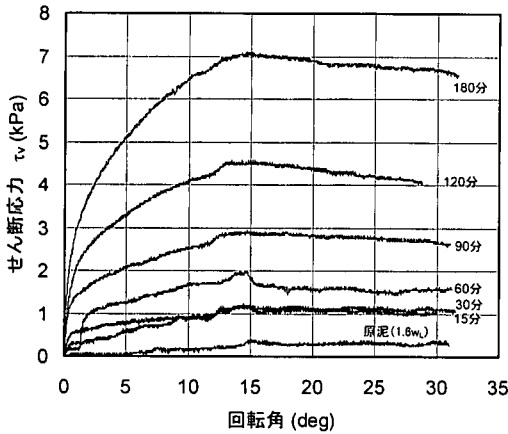


図-3 セメント処理土および原泥(1.6w<sub>L</sub>)のベーンせん断抵抗と回転角の関係

## 2. 力学試験

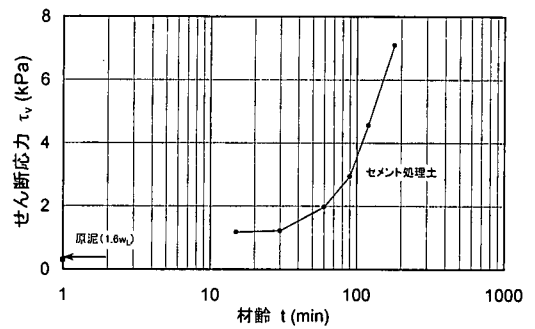
### (1) 貧配合セメント処理土の練り混ぜ

本研究で用いた貧配合セメント処理土は、橘湾海底から採取した浚渫泥土と普通ポルトランドセメントを練り混ぜて作成した。力学試験に用いた浚渫泥土の物理特性は、表-1に示すとおりである。なお、浚渫泥土の強熱減量は6.7%である。要素試験の結果に粗粒分や貝殻の影響が出ないように、2mmのふるいを通してこれらを取り除き、含水比が1.6w<sub>L</sub>になるよう海水を加えて練り混ぜ調整した。含水比1.6w<sub>L</sub>の調整土1m<sup>3</sup>あたり50kgの割合で普通ポルトランドセメントを加えてミキサーで10分間練り混ぜた。この配合は実施工の配合を参考に決めたものである。一般に、実施工では、均質に混ぜやすいようにセメントミルクを添加して練り混ぜるが、本研究における室内試験では、十分な能力を有するミキサーを用いて少量の処理土を練り混ぜることから、含水比調整された浚渫泥土のスラリーの中にセメント粉体を直接投入した。

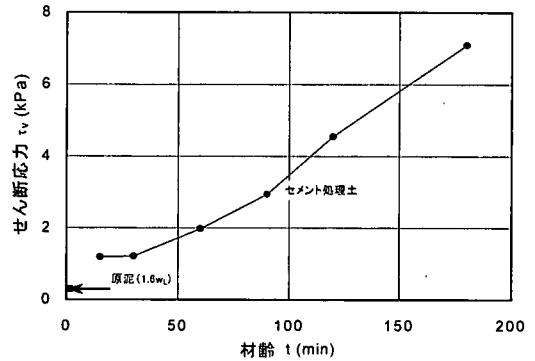
### (2) ベーンせん断試験

軽量混合処理土は、大規模な裏込め土の築造など型枠内に打設した際の水平な仕上がりを見込んでおり、流動性に富むために施工性の評価指標としてフロー値が採用されている(土田ら<sup>13)</sup>)。しかし、本研究では腹付け工の施工に必要な初期強度および打設直後の強度発現特性を評価するために、ベーンせん断試験を行った。

ベーンせん断試験に用いた供試体は、練り混ぜた



(a) せん断抵抗力と経過時間の対数の関係



(b) せん断抵抗力と経過時間の関係

図-4 ベーンせん断抵抗と練り混ぜ後の経過時間の関係

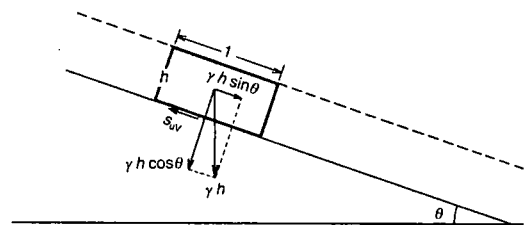


図-5 腹付け工に打設された処理土の力の釣り合い

セメント処理土を直径90mm、高さ100mmのモールドに打設して作成した。比較のために含水比を1.6w<sub>L</sub>に調整した原泥に対しても試験を行った。使用したベーンの寸法は、幅15mm、高さ30mmで、試験時のベーン回転速度は、6.0 deg/minで実施した。試験に用いた供試体の材齢は15、30、60、90、120、180分である。

### (3) 圧密試験

セメント処理土の変形性評価の一つとして圧密試験を行った。セメント処理土の場合、粘土に対して一般的に行われている荷重増分比 $\Delta p/p=1$ で24時間毎に段階荷重を行う圧密試験では、試験に10日前後の日数を要することから試験中に材齢が変化してい

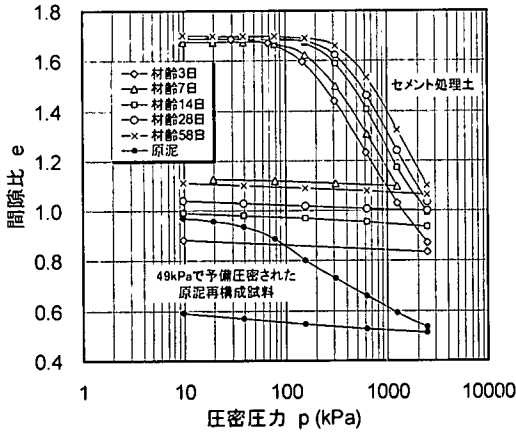


図-6 セメント処理土および原泥再構成試料の $e$ - $\log p$ 関係

くため、材齢に伴う圧密特性の評価ができない。また、近年普及してきた定ひずみ速度圧密試験(CRS試験)を行うこともできるが、これも試験に2~3日を要するため、特に若材齢の時には、無視し得ない材齢の変化の影響が試験中に表れることになる。そこで本研究では、 $\sqrt{t}$ 法を用いて沈下量が $d_{100}$ に達した時点、すなわち一次圧密終了時点(EOP)で次の荷重段階に移る段階荷重急速圧密試験を行うことにした。

急速圧密試験用供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径60.5mm、高さ30mmのモールドに打設し、約20℃の恒温多湿環境で養生した後、所定の材齢で脱型し、直径60mm、高さ20mmの圧密リングに挿入して端面を整形した。試験に用いた供試体の材齢は、3、7、14、28、58日で材齢ごとに各5本の供試体(材齢3日は3供試体)を用意した。また、比較のために、含水比 $2.0w_L$ の原泥を49kPaで予圧密した再構成試料に対しても試験を行った。圧密圧力は9.8~2510kPaで荷重増分比 $\Delta p/p = 1.0$ の全9段階とした。ただし、最大の載荷荷重は、5本の供試体でそれぞれ157、314、627、1250、2510kPaとし、これらの荷重では24時間載荷とした。除荷においては荷重増分比 $\Delta p/p = -0.75$ で、膨張量が $d_{100}$ になった時点で次の荷重段階に移行し、最終荷重9.8kPaまたは19.6kPaでは24時間放置した。なお、材齢3日の試験では計3供試体に対して全て同じ段階荷重を作用させた試験を実施した。また、材齢7日の試験では、最大荷重2510kPaの試験は実施していない。材齢28日の試験では、荷重段階を392~10000kPaとする試験を1供試体に対して実施した。

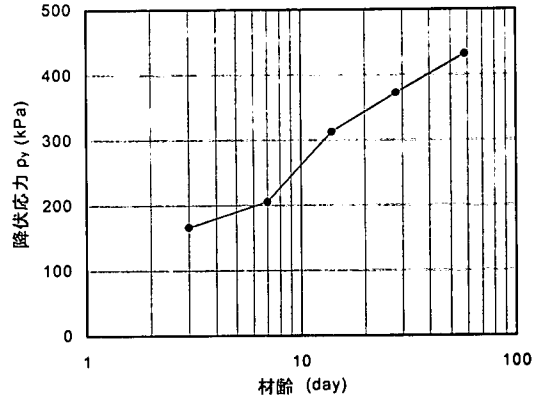


図-7 降伏応力 $p_v$ の材齢に伴う変化

#### (4) セン断試験

現場でのせん断強さに関する品質管理では、試験の簡便さから一軸圧縮試験が行われることが多い。本研究では、一軸圧縮試験に加え、セメント処理土の変形性の評価を目的として、拘束圧の影響を評価でき、かつ有効応力が明確な三軸試験(CIUおよびCAU)を実施した。

せん断試験の供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径50mm、高さ100mmのモールドに打設し、約20℃の恒温多湿環境で養生し、所定の材齢で脱型したものをを用いた。試験に用いた供試体の材齢は、3、7、14、28(一部29)日である。比較のために、含水比 $2.0w_L$ の原泥を49kPaで予圧密した再構成試料に対しても試験を行った。CIU試験では、49kPaで等方圧密した後、非排水圧縮せん断した。また、CAU試験では、 $\sigma_1 = 49\text{kPa}$ 、 $\sigma_3 = 0.5\sigma_1$ で異方圧密した後、非排水圧縮せん断(CAUC)および非排水伸張せん断(CAUE)した。なお、一軸圧縮試験の軸ひずみ速度は1.0%/min、三軸試験の軸ひずみ速度は0.1%/minとした。

### 3. 試験結果と考察

#### (1) ベーンせん断試験

練り混ぜ終了から15、30、60、90、120、180分経過時のベーンせん断試験から得られたせん断応力と回転角の関係を原泥(1.6 $w_L$ )に対する試験結果と併せて図-3に示す。図より原泥は0.3kPa程度のわずかなせん断抵抗しか発揮していないが、セメント処理土は時間の経過とともにその抵抗が大きくなっていく様子がわかる。ベーンせん断抵抗 $\tau_v$ と練り混ぜ後の経過時間の関係を図-4に示す。練り混ぜから30分程度

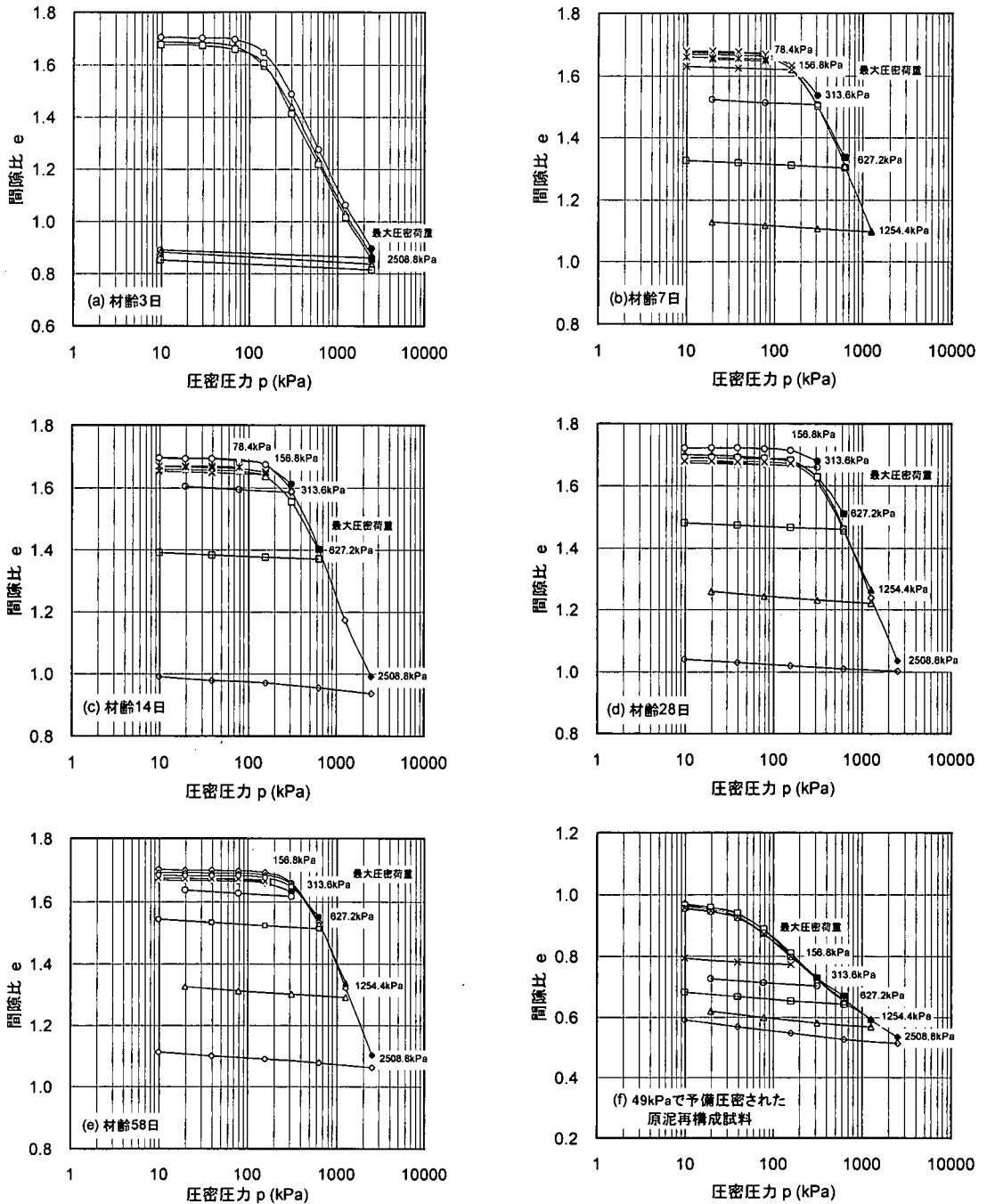


図-8 最大圧密荷重を変化させた場合の $e$ - $\log p$ 関係

までは、セメントの水和反応によるせん断抵抗の増加は見られないが、その後、ペーンせん断抵抗は時間にほぼ比例して増加し、時間の対数に対しては加速的に増加している。このことから、セメント処理土をポンプ圧送する際には所要の流動性を確保できる間に打設を完了しなければならないといえる。

同じ $1.6w_L$ の泥土でも、原泥の状態では $0.3\text{kPa}$ 程

度であったせん断抵抗が、セメントを加えることによって練り混ぜ直後でも $1.0\text{kPa}$ 以上に増加している。この増加は、セメントの水和反応というよりも、乾燥したセメントが加えられたために、セメント粒子によって水の一部が奪われて流動性が低下した結果であると考えられる。次に打設時に斜面にすべりが発生しない条件を考えて、図-5に模式的に示すよ

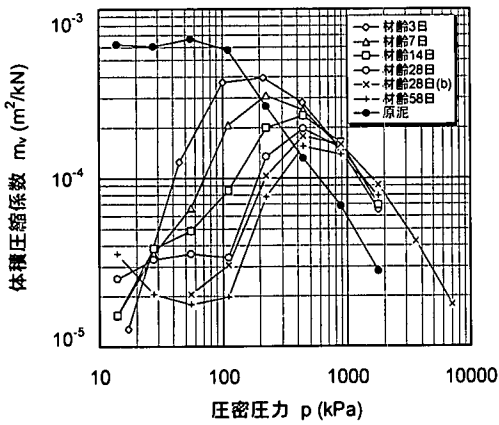


図-9 体積圧縮係数と圧密圧力の関係

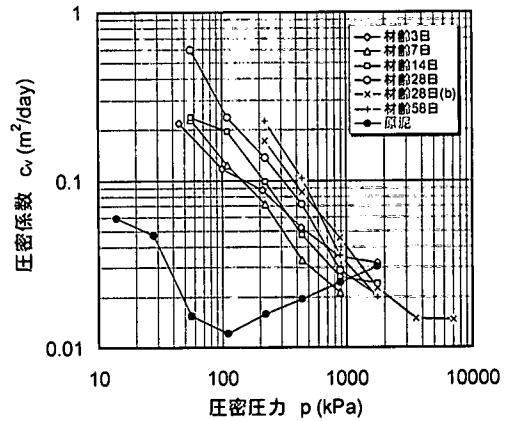


図-10 圧密係数と圧密圧力の関係

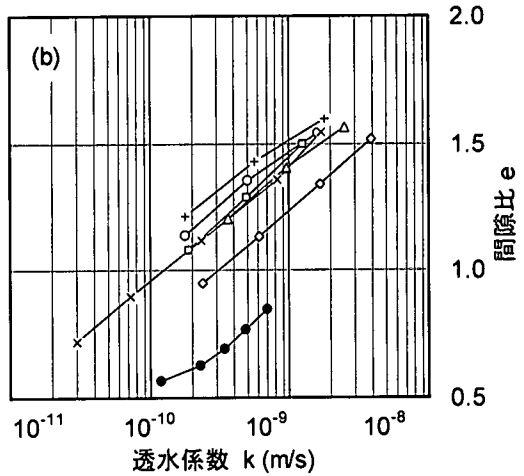
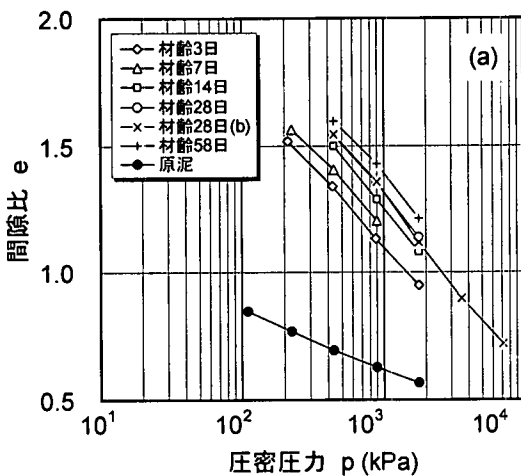


図-11 正規圧密領域における間隙比と圧密圧力および透水係数の関係

うな極限釣り合い状態から、以下のように与えられる。

$$s_{uv} > \gamma h \sin \theta \quad (1)$$

ここに $s_{uv}$ はセメント処理土の打設直後のせん断抵抗、 $\gamma$ はセメント処理土の単位体積重量(気中では $\gamma_c$ 、水中では $\gamma$ )、 $h$ は打設一回あたりの法面直角方向の厚さ、 $\theta$ は法面勾配である。例えば、1:3の法面勾配( $\theta = \tan^{-1}(1/3) = 18.4^\circ$ )を考え、 $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ 、 $h = 0.4 \text{ m}$ とするためには、水中では $s_u > 0.6 \text{ kPa}$ 、気中では $s_u > 1.9 \text{ kPa}$ である必要がある。このことから、図-2の断面にあるようなセメント処理土を打設するにあたって、水中施工の場合には練り混ぜ直後に $1.0 \text{ kPa}$ 以上あることから施工可能と判断されるが、気中施工の場合には、60分以上経過しないと $1.9 \text{ kPa}$ 以上のせん

断強さが得られず、施工が困難になる。そのため、セメント添加量を増加させるなど、配合の調整が必要であることがわかる。また、図-4に示したような強度発現過程を把握しておくことにより、一層を打設した後に次の層を打設するまでに必要な時間など、打設工程を検討することができるが、せん断抵抗が時間に比例して増加する傾向は、施工工程を考える上で評価しやすく、かつ非常に有利な性質であるといえる。

## (2) 圧密試験

最大載荷荷重を $2510 \text{ kPa}$ とした試験における各材齢の試料と原泥の再構成試料の $e$ - $\log p$ 関係を図-6に、材齢に伴う降伏応力 $p_y$ の変化を図-7にそれぞれ示す。ただし、材齢7日の最大荷重は $1250 \text{ kPa}$ である。セメント処理土の固化は水和反応を伴うため、含水比は時間の経過とともに小さくなる。しかしながら、

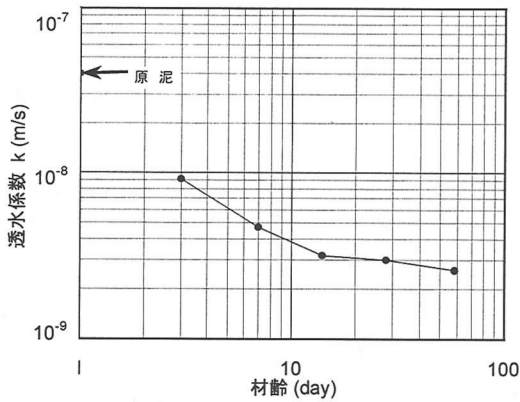


図-12 間隙比 $e=1.68$ に相当する透水係数の材齢に伴う変化

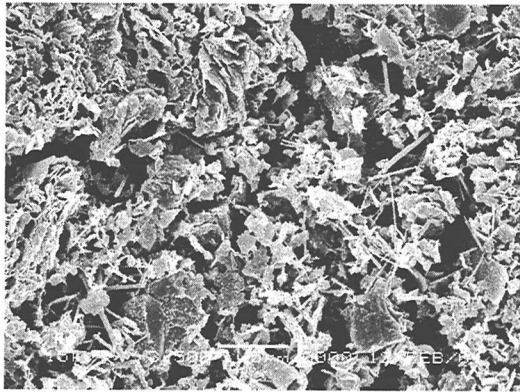


写真-1 セメント処理土の電子顕微鏡観察画像

本研究ではセメント処理土を土と同様に取り扱うことを前提としているため、 $110^{\circ}\text{C}$ で24時間乾燥して補正せずに含水比 $w$ を求め、飽和度 $S_r=100\%$ を仮定して、間隙比 $e$ は次式を用いて算出した。

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{w}{S_r} \quad (2)$$

ここで、 $\rho_s$ は土粒子の密度、 $\rho_w$ は水の密度である。なお、セメント処理土の $\rho_s$ は表-1に示した原泥の $\rho_s$ と同等と仮定した。本研究で取り扱っているセメント処理土のセメント量は少なく、水分が非常に多いため、このような方法で求めると誤差は小さいと考えられる。セメント処理土の間隙比は、 $49\text{kPa}$ で予圧密した原泥の再構成試料と比べて著しく大きい値になっている。これは、処理土がスラリー状の高含水比・高間隙比状態のまま固化しているためである。降伏応力 $p_y$ を超えて荷重を载荷していくと、セメントによる固結が壊され、材齢にかかわらず圧縮指数 $C_c$ はほぼ等しくなる。膨張指数 $C_s$ も同様に、セメン

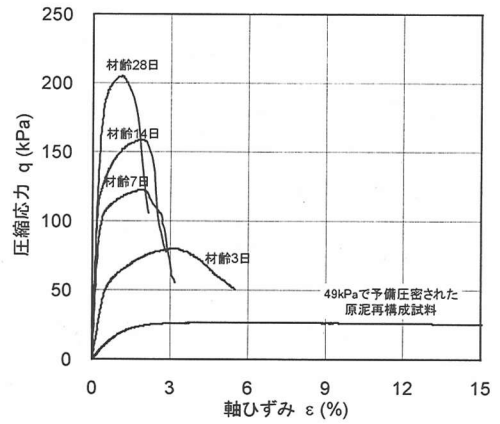


図-13 一軸圧縮試験 $q_u$ から得られた圧縮応力と軸ひずみの関係

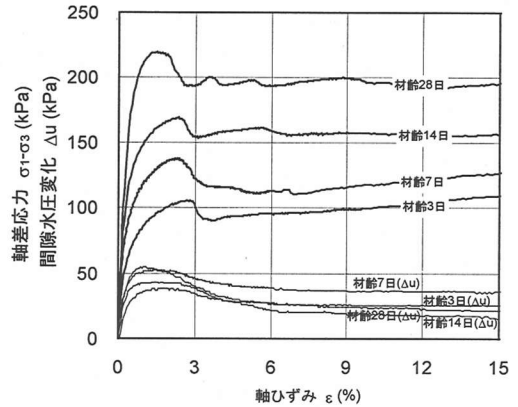


図-14 等方圧密( $49\text{kPa}$ )非排水三軸圧縮せん断試験CIUから得られた軸差応力および間隙水圧変化と軸ひずみ関係

トの固結はすでに壊された後の挙動を表す土質定数であるため、いずれの材齢においてもほぼ等しい値となっている。また、 $p_y$ は材齢の対数に対して直線的に増加していくことがわかる。最大圧密荷重を変化させた場合の $e-\log p$ 関係を各材齢毎に図-8に示す。材齢3日では、全ての供試体に対して同じ大きさの荷重を段階载荷したために比較することはできないが、最大圧密荷重を変化させた場合の膨張過程における $e-\log p$ 関係を比較すると、各材齢全ての供試体において、膨張指数 $C_s$ は一定値をとるとしてモデル化できる。これは一般の土に対する圧密試験結果と同様である。なお、図-8から読み取れるセメント処理土の $C_s$ は $1.6\sim 2.0 \times 10^{-2}$ である。

圧密圧力 $p$ と体積圧縮係数 $m_v$ 、圧密係数 $c_v$ の関係を図-9、図-10にそれぞれ示す。なお、図中の材齢28日(b)は、最大荷重 $10000\text{kPa}$ の高压圧密圧力まで载荷した試験の結果である。セメント処理土の $m_v$ は、

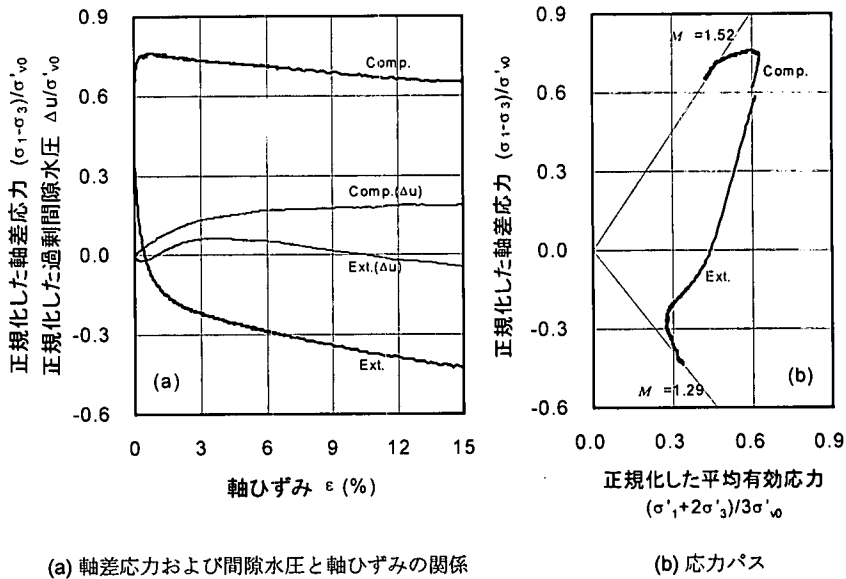


図-15 原泥の再構成試料に対して行われた $K_0$ 正規圧密(圧密圧力196kPa)非排水三軸圧縮せん断( $CK_0UC$ )および伸張せん断( $CK_0UE$ )試験結果

およそ $2.0 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ から荷重の増加とともに上昇し、 $p_y$ を超えると下降に転じる。材齢が進み $p_y$ が増加していくのに対応して、 $m_v$ が大きくなり始める荷重は増加するが、 $m_v$ が減少するようになると、それぞれの材齢の挙動は、ほぼ一つの線に収束する。これは、圧密圧力が $p_y$ を超えると、固結の影響が取り除かれていくために、材齢による挙動の差がなくなっていく結果であると考えられる。 $c_v$ は $\sqrt{t}$ 法の $t_{90}$ により求めたが、セメント処理土の場合、 $p_y$ より小さな荷重では沈下～時間関係の中に一次圧密が明瞭に現れてこないため、図-10には $p_y$ よりも大きな荷重段階でのデータだけを示してある。 $p_y$ より大きな圧密圧力では、荷重の増加とともに $c_v$ が減少していく様子がわかる。なお、わずか1ケースだけではあるが、高压密圧力まで載荷した材齢28日(b)の結果を見ると、圧密圧力が増加すると $c_v$ の値がどこまでも減少していくのではなく、一般の粘土の圧密と同じように、最終的には一定値に収束していく可能性があるといえる。

間隙比 $e$ と圧密圧力 $p$ および透水係数 $k$ の関係を図-11に示す。ただし、透水係数は圧密試験より求めた $c_v$ 、 $m_v$ から算出したものであり、図-10と同様に図中には圧密圧力が $p_y$ を超えているもののみを示した。したがって、図-11(a)は図-6に示した $e$ -log  $p$ 関係の正規圧密部分のみを示したものに相当する。図-11(b)を見ると、全ての供試体の透水係数は、間隙比の減少とともに小さくなっている。また、原泥の再構成試料とセメント処理土を比較すると、同じ

圧密圧力における透水係数は、原泥の方が小さいことが分かる。例えば、圧密圧力440kPaにおけるセメント処理土の透水係数は約 $1.5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ であるのに対し、原泥の透水係数は約 $3.2 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ である。これは、セメント処理土が $1.6w_L$ に相当する大きな間隙比の状態では固結しているからであると考えられる。また、透水係数が間隙比の関数になっていると仮定すると、図-6、図-8から明らかのように、セメント処理土の場合、 $p_y$ より小さい荷重では荷重に関係なく間隙比 $e$ がほぼ一定になることから、外力を与えずに養生しただけのセメント処理土の透水係数 $k$ は、図-11の $p_y$ 付近の透水係数とほぼ同程度の値になるものと推察される。このような考え方に基づき、養生したセメント処理土の初期間隙比( $e=1.68$ )における透水係数と材齢の関係を示したものが図-12である。同図には、図-11(b)の原泥の間隙比 $e=1.68$ に相当する透水係数も比較のため示してある。同じ間隙比 $e$ における透水係数 $k$ は、セメント処理土の材齢とともに小さくなっていることがわかる。このことは、時間の経過とともに生成されるセメント水和物が間隙を塞ぐように成長したために透水係数が小さくなったものと考えられる。また、このようなセメント水和物が土粒子同士を強固に結び付け、降伏応力を増加させているとも考えられる。

一般にセメント水和物は、針状に発達したエトリンガイトによって初期強度が増加し、その後時間をかけてケイ酸カルシウム水和物の発達によって集合体が形成され、長期強度が増えていくと言われている。



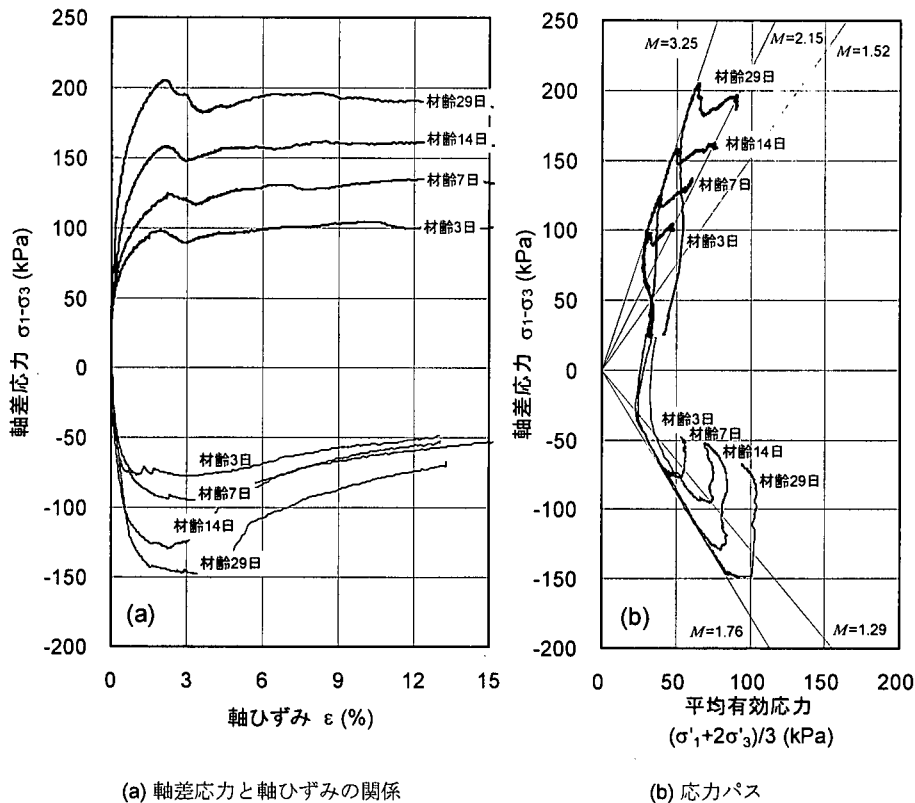


図-16 セメント処理土に対して行われた異方圧密(圧密圧力49kPa,  $K_0=0.5$ )非排水圧縮せん断(CAUC)および伸張せん断(CAUE)試験結果

る<sup>14)</sup>。このことは、セメント処理土の骨格を観察した写真-1に示す電子顕微鏡(SEM)画像によって確認することができる。なお、SEM観察用試料は液体窒素を用いて瞬間凍結した試料をフリーズドライ法により作成した<sup>15)</sup>。観察面は凍結試料の鉛直破断面である。

先に述べたように、本研究では、時間とともに変化する圧密特性をある材齢の時点で正しく評価することを目的に、一次圧密終了時に次の載荷段階に移る段階で急速圧密試験を実施した。この試験法では2~3時間で最大圧密圧力までの載荷過程が終了するため、時間経過に伴う力学特性の変化が無視しうる程度に小さいと考えられる。したがって、同方法は材齢とともに力学特性が変化していくセメント処理土に対して合理的な試験方法であるといえる。また、同一材齢に対して複数個の供試体を用意し、最大荷重をそれぞれ変化させて除荷過程まで試験を行うことにより、広範囲にわたる除荷過程の $e - \log p$ を図-8のように示せることから、処理土の圧密特性をより詳しく把握できる。

### (3) せん断試験

図-13に一軸圧縮試験( $q_u$ 試験)から得られた圧縮応力~軸ひずみ関係( $q - \epsilon$ 関係)を示す。原泥の再構成試料の $q - \epsilon$ 関係は、明瞭なピーク強度を示さず、軸ひずみ2.5%以上でほぼ一定の強さを発揮し続け、延性的な破壊挙動を示している。これに対し、セメント処理土の $q - \epsilon$ 関係は、ピーク後に急激な強度低下を伴う脆性的な破壊になっている。また、ピーク強度は材齢とともに鋭く明瞭になっていく。図-14には、等方圧密圧力49kPaを作用させて行ったCIU試験の結果を示す。ピーク強度は $q_u$ 試験の結果と同様に材齢とともに増加し、明瞭なピークをもって破壊するが、拘束圧があるために残留強度はほぼ一定もしくは増加する傾向が見られる。

図-15は49kPaで予圧密された原泥の再構成試料における $K_0$ 正規圧密(圧密圧力196kPa)非排水圧縮( $CK_0UC$ )および伸張せん断( $CK_0UE$ )試験から得られた(a)軸差応力~軸ひずみ関係( $\sigma_1 - \sigma_3 - \epsilon$ 関係)、(b)応力パスを示したものである。いずれの応力も鉛直圧密圧力 $\sigma'_{v0}$ (=196kPa:  $K_0$ 圧密における最終圧密圧力)で正規化してある。応力比 $M$ と内部摩擦角

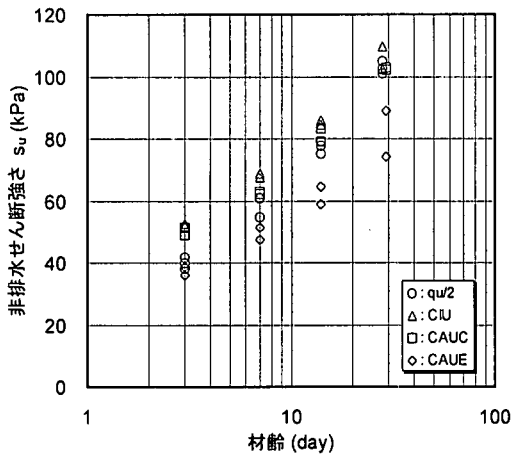


図-17 セメント処理土に対して行われた各非排水せん断強さの材齢に伴う変化

$\phi'$ の間には以下の関係、すなわち、圧縮試験では、

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6+M} \quad (3a)$$

伸張試験では、

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6-M} \quad (3b)$$

があるので、原泥の限界状態における圧縮側の応力比 $M=1.52$ および伸張側の応力比 $M=1.29$ は、それぞれ内部摩擦角 $\phi'=37.3^\circ$ および $\phi'=55.3^\circ$ に相当する。

図-16にセメント処理土のCAU試験から得られた(a)  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ～ $\epsilon$ 関係、(b)応力パスを示す。上に示した原泥の $K_0$ 圧密試験では $K_0=0.4$ が得られ、セメント処理土の $K_0$ 値はこれよりもさらに小さいと考えられるが、本研究では便宜的に $K_0=0.5$ として異方圧密した。圧縮と伸張どちらの場合にも、供試体は明瞭なピークを伴って破壊し、ピーク強度は材齢とともに大きくなっている。図-16(b)に示す圧縮側の応力比は、破壊時(ピーク時)では $M=3.25$ 、残留強度時では $M=2.15$ である。ピーク時の応力比 $M$ と摩擦角 $\phi'$ を関連付けて考えると、圧縮側で $M>3$  ( $\phi'>90^\circ$ )はあり得ず、計測されたピーク時の強さを摩擦によって説明することは不可能である。

図-3に示したように、 $1.6w_L$ に調整した原泥のせん断抵抗は非常に小さいことから、セメント処理土のせん断強さは粒子間の摩擦などによるものだけでなく、セメントの水和反応によってできたエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物などによって強固に結び付けられた骨格構造によるものであるといえ

る。残留強度の応力比 $M=2.15$ は内部摩擦角 $\phi'$ に換算すると、式(3a)より $\phi'=52.3^\circ$ に相当する。原泥の圧密再構成試料の場合、 $M=1.52$ は $\phi'=37.3^\circ$ となることから、セメント処理土の大変形時に発揮される摩擦は、粘土粒子間の摩擦よりも大きく、破断されたエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物同士の摩擦によるところが大きいと考えられる。一方、伸張側の破壊時は、 $M=1.76$ であるが、摩擦だけを考えた場合、伸張側で $M>1.5$  ( $\phi'>90^\circ$ )はあり得ず、これも摩擦によっては説明できない。なお、セメント処理土の伸張試験では、破壊後に著しいネッキングを生じるので、これ以降のせん断過程における応力やひずみは大きな誤差を含んでいることになる。

各せん断試験から得られたせん断強さと材齢の関係を図-17に示す。全てのせん断試験において、得られたせん断強さは材齢の対数に対して直線的に増加していることが分かる。また、いずれの圧縮せん断試験も試験結果に差が見られず、 $q_u$ 、CIU、CAUCの各せん断試験から得られた非排水せん断強さ( $q_u/2$ 、 $s_{uCIU}$ 、 $s_{uC}$ )はほぼ同じ値になっているが、CAUEの非排水せん断強さ $s_{uE}$ は $s_{uC}$ 等の70%程度となっている。一般に、沖積粘土の場合には、 $s_{uC}$ と $s_{uE}$ の平均値は $q_u/2$ あるいは $0.75s_{uCIU}$ に一致するといわれている<sup>16), 17)</sup>。これは、サンプリングや試料整形に伴う不攪乱試料の乱れが適度な場合のことである。本研究で取り扱っているセメント処理土の場合には、モールドから脱型するだけなので一軸供試体に対しても乱れの影響はほとんどなく、その結果として大きなせん断強さ $q_u/2$ が得られたものと考えられる。また、室内でモールドに打設されたセメント処理土の場合には、予圧密圧力や不攪乱試料の有効土被り圧という概念がないため、三軸試験における圧密圧力をいくらに設定したらよいかがいまいになってしまうことも原因の一つと考えられる。

円弧すべりを考える場合、安定解析に用いるべきせん断強さは、異方性を考慮して $s_{uC}$ と $s_{uE}$ の平均値とすることが合理的である。しかし、自然堆積粘土を対象とする場合には、この平均強度と $q_u/2$ がほぼ一致することから、古くから $q_u/2$ が設計に用いられてきた。しかし、セメント処理土の場合にはサンプリング過程における試料の乱れの影響などが無いことから、 $q_u/2$ が $s_{uC}$ とほぼ一致するなど、粘土の場合と異なっている。安定解析に $q_u/2$ をそのまま用いることは、せん断強さを過大に評価して危険な設計をしている可能性があることに留意する必要があるといえる。図-17では、CAU試験の圧縮せん断強さに対する伸張せん断強さの比( $s_{uE}/s_{uC}$ )は0.7程度である

ことから、 $s_{uC}$ と $s_{uE}$ の平均値に相当する強度としては $q_w/2$ や $s_{uCIU}$ を0.85倍した値を用いればよいことになる。なお、自然堆積粘土に対する一軸試験の結果は大きくばらつくことが知られているが、試験室内で行われるモールド養生されたセメント処理土の一軸圧縮試験の結果はさほどばらつかないことから、上記の強度異方性に留意すれば、CIU、CAUなどの三軸試験を行わなくても、一軸試験を行えば十分であると判断できる。

## 6. 結論

本研究では、浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土について、ベーンせん断試験、段階荷重急速圧密試験、一軸圧縮試験、三軸試験を行うことにより、その力学特性を明らかにした。得られた結果は以下の通りである。なお、本研究で取り扱った貧配合セメント処理土は、徳島県橋湾で採取した浚渫泥土を原料土とし、配合は含水比 $1.6w_L$ に調整した原料土 $1m^3$ あたり50kgの普通ポルトランドセメントを練り混ぜて作成した。一般に、セメント処理土の力学特性は、原料土やセメント系固化材の種類、ならびにその配合条件によって大きく異なるものである。したがって、試験結果には、取り扱ったセメント処理土の特殊性が少なからず現れているものと考えられるので十分注意して頂きたい。なお、六価クロム溶出防止対策として、近年では高炉セメントが用いられることが多くなっている。

- 1) 練り混ぜ後の貧配合セメント処理土では、セメント混入により初期せん断抵抗が増加する。練り混ぜ後30分程度までは固化が進まないが、その後、時間に対して比例的に増加する。処理土を法面の腹付け工などに用いる場合には、セメント混入による初期せん断抵抗の増大により一層あたりの打設を管理し、次の層を打設するまでに必要な放置時間はその後のせん断抵抗の増加で決まる。
- 2) 降伏応力 $p_y$ は材齢の対数に対して直線的に増加する。また、正規圧密段階における圧縮指数 $C_c$ と、膨潤過程における膨張指数 $C_s$ は、どの材齢においてもほぼ一定である。セメント処理土においても一般の土の場合と同じように応力レベルによらず $C_s$ はある一定値となる。
- 3) 貧配合セメント処理土は高含水比、すなわち高間隙比の状態では固化しているため、同じ圧密圧力における透水係数は原泥の再構成試料の場合

よりも大きくなる。しかし、同じ間隙比で比較すると、セメント処理土の透水係数は原泥の再構成試料の場合よりも小さくなっている。これは、セメント水和反応によって生じるエトリンガイトやケイ酸カルシウム水和物が間隙中に発達して、水の流れを妨げるためであると考えられる。このことは、SEMによる観察画像からも確認することができる。

- 4) 各種せん断試験から得られるせん断強さ( $q_w/2$ ,  $s_{uCIU}$ ,  $s_{uC}$ ,  $s_{uE}$ )の変化は、材齢の対数に対して直線的に増加する。拘束圧がない状態でせん断すると明瞭なピーク強さを示し、ピーク後、一気に強さが低下する脆性的な挙動を示すが、拘束圧がある状態でせん断するとピーク後の著しい強度低下は見られず、ひずみ硬化する傾向すら観察される。
- 5) 一般に、安定解析に用いるべきせん断強さは、異方性を考慮して $s_{uC}$ と $s_{uE}$ の平均値とすることが合理的であり、その値は、 $q_w/2$ や $0.75s_{uCIU}$ と一致するといわれている。しかし、セメント処理土では、 $q_w/2$ が $s_{uCIU}$ や $s_{uC}$ とほぼ一致するなど、粘土の場合と異なった特性を示す。したがって、安定解析に $q_w/2$ をそのまま用いることは、強さを過大に評価して危険な設計をしている可能性があるが、 $s_{uE}/s_{uC}$ は0.7程度であることから、設計強度としては $q_w/2$ や $s_{uCIU}$ を0.85倍した値を用いればよい。なお、自然堆積粘土に対する一軸試験の結果は大きくばらつくが、試験室内でモールド養生されたセメント処理土の一軸圧縮試験の結果はさほどばらつかないことから、上記の強度異方性に留意すれば、CIU、CAUなどの三軸試験を行わなくても、一軸試験を行えば十分である。

謝辞：本研究を行うにあたり、元徳島県橋湾振興課の湯浅博幸氏には、原料土の提供をはじめ様々なご指導、ご協力を頂きました。また、室内試験や電子顕微鏡による試料観察の実施にあたっては、元港湾技術研究所土質部土性研究室研究員の引屋敷英人氏のご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 寺師昌明：港湾における化学的地盤改良工法，昭和52年度港湾技術研究所講演会講演集，pp.63-100, 1977.
- 2) 奥村樹郎，光本司，寺師昌明，酒井正寛，吉田富雄：石灰による深層混合処理工法(第1報)，港湾技術研究所報告，Vol.11, No.1, pp.67-106, 1972.
- 3) 奥村樹郎，寺師昌明，光本司，酒井正寛，吉田富雄：石灰

- による深層混合処理工法(第2報), 港湾技術研究所報告, Vol.11, No.4, pp.103-121, 1972.
- 4) 奥村樹郎, 寺師昌明, 光本司, 吉田富雄, 渡辺光男: 石灰による深層混合処理工法(第3報), 港湾技術研究所報告, Vol.13, No.2, pp.3-44, 1974.
  - 5) 堤一高, 根井基雄, 田中靖雄: 粘性土攪拌固結工法(CMC工法), 土木技術, Vol.31, No.7, pp.61-69, 1976.
  - 6) 山根信幸, Dam Thi Kim Loan, 田口博文, 岸田隆夫, 深谷建雄, 岩月哲三: 管中混合固化処理地盤の強度特性, 第33回地盤工学研究発表会, pp.2253-2254, 1998.
  - 7) 巻淵正治, 土田孝, 橋本文男, 湯怡新, 浜福健二: セメント固化処理した浚渫土による護岸法面の腹付施工, 第34回地盤工学研究発表会, pp.831-832, 1999.
  - 8) 土田孝: 港湾空港事業における軽量混合処理土工法の開発と適用事例, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, pp.131-167, 1999.
  - 9) 輪湖建雄, 土田孝, 松永康男, 濱本晃一, 岸田隆夫, 深沢健: 軽量混合処理土工法の港湾施設への適用, 土木学会論文集, No.602/V1-40, pp.35-52, 1998.
  - 10) 寺師昌明, 田中洋行, 光本司, 新留雄二, 本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告, Vol.19, No.1, pp.33-62, 1980.
  - 11) 土田孝, 笠井寿太郎, 水上純一, 横山裕司, 植田和徳: 軽量混合処理土に及ぼす養生条件の影響, 港湾技研資料, No.834, 1996.
  - 12) 湯怡新, 土田孝, 竹内大輔, 鏡田昌孝, 西田登: 軽量混合処理土の三軸試験結果と考察, 港湾技研資料, No.845, 1996.
  - 13) 土田孝, 輪湖建雄, 松下弘志, 吉原正博: 軽量混合処理土の水中打設時における材料分離抵抗性の評価, 港湾技研資料, No.884, 1997.
  - 14) (社)セメント協会: セメント系固化材による地盤改良マニュアル, 1994.
  - 15) 引屋敷英人, 渡部要一: 高含水比状態における粘土の微視的構造, 第35回地盤工学研究発表会, pp.741-742, 2000.
  - 16) Tsuchida, T. and Tanaka, H.: Evaluation of strength of soft clay deposits – a review of unconfined compression strength of clay –, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.34, No.1, pp.3-37, 1995.
  - 17) 土田孝, 水上純一, 及川研, 森好生: 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, Vol.28, No.3, pp.81-145.

(2001. 4. 27 受付)

## MECHANICAL PROPERTIES OF DREDGED SOIL TREATED WITH LOW QUANTITY OF CEMENT

Yoichi WATABE, Takehide FURUNO and Takashi TSUCHIDA

Cement treating technique like deep cement mixing method was generally used for stabilizing soft ground, however, dredged soil treated with low quantity of cement has begun to be utilized to construct a slope of seawall structure. For example, in Japan, a cement treated dredged soil was utilized to the intermediate buffer layer between the double layered impermeable sheets of a waste reclamation landfill. Since the waste reclamation site is usually constructed on a clay deposit with low permeability, very large settlement and deformation may occur during and after the waste reclamation, thus the cement treated soil layer is required to have high deformability. In this study, a series of laboratory tests was carried out to investigate the mechanical properties of the cement treated dredged soil.