

砂から粘土に至る広範な粒度から成る土の繰返しせん断強度

Effect of Fines on Cyclic Shear Characteristics of Sand-Clay Mixtures



兵動正幸 Masayuki HYODO (山口大学工学部)

砂と自然粘土を様々な割合で混合した混合土に対し、一連の非排水繰返し三軸試験を行った。まず砂が主体となり構造骨格を成す領域と粘土が主体となる領域の境界を調べた結果、細粒分含有率 $F_c=20\%$ 程度を境に非塑性と塑性の材料に分かれたのでこの付近を境界と考えた。実験により繰返しせん断強度は砂が構造骨格を成す領域では、 F_c が同一であっても間隙比の違いによって強度は異なるが、粘土主体の領域では、それぞれの F_c に対して、強度は一義的に対応することが明らかとなった。さらに、砂が骨格を成す領域において、強度と間隙比の関係は、 F_c によって異なるが、細粒分を粗粒分と等価とみなす割合である寄与率 b を導入した等価骨格間隙比を用いることにより、非排水繰返しせん断強度と等価骨格相対密度との間に一義的対応関係が存在することが明らかとなった。

キーワード：混合土，骨格構造，細粒分含有率，等価骨格間隙比，繰返しせん断強度
(IGC : D-1, D-7)

1. はじめに

本年3月11日に発生した東日本大震災において、東京湾岸の埋立て地など広範囲に液状化が発生した。また、東北地方においては丘陵地の谷埋め盛り土が滑りまたは流動的破壊を起こし、多くの住宅が被害を受けた。これらの地盤は、純粋な砂ではなく細粒分を多く含むものが多かった。破壊した谷埋め盛り土においては粘性土からなるものも見られた。これまで土の動的な破壊については主として砂の液状化だけが取り上げられてきたが、現実には細粒分を含む砂もしくは砂分を含むシルトや粘土なども考慮に入れる必要があると思われる。

土質分類法において土は、粒度により細粒分含有率 $F_c=50\%$ を境に粗粒土と細粒土に大分類される。設計においても、土は砂か粘土かいずれかに区分され、砂と粘土では全く異なる方法により評価される。しかし、実際にはいづれにも区分しにくい、いわゆる中間土¹⁾と呼ばれる土も存在し、その取り扱いに苦慮している現状にある。自然土中には、砂、シルト、粘土などの粒径と性質が異なる土粒子が様々な混在しているため、土を砂か粘土に2分して取り扱うことは問題である。

これまで砂と細粒土を混ぜた混合土に関する研究は、砂に細粒土を加えたもの、あるいは逆に粘土に砂を加えたもの

の二通りに分けられる。前者は主に、砂質土の地震時の液状化に関するものが多いが、活性のある細粒分を混入させると液状化強度は増加し^{2), 3), 4)}非活性の細粒分の混入に対しては、液状化強度は減少するという解釈が多い^{5), 6), 7), 8)}。また、いくつかの研究では液状化強度は細粒分含有率、間隙比より、砂が成す骨格間隙比の構成に大きく依存することを示している^{9), 10), 11), 12)}。一方、後者は粘性土の圧密や静的強度に関するものが多く粗粒分の混入による圧縮指数の低下^{13), 14)}や、せん断強度の低下¹⁵⁾などを調べたものが多い。しかし、いずれの研究も砂側のみ、あるいは粘土側のみのもので多く、砂から粘土まで繰返しせん断強度について統一的に調べた研究は見られない。

混合土の構造は、細粒分含有率によって変化し、粗粒土が主体である場合と細粒土が主体である場合とで性質が異なる。細粒分含有率が低く、粗粒土の骨格が構造の主体となっているものでは、一定の細粒分含有率であっても粗粒土が形成する骨格構造がその特性を支配し、細粒土は補助的に影響を及ぼすため、粗粒土骨格の配列は自在に変化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒土が形成するマトリックスの中に粗粒子が存在する状態において、混合土の特性は、細粒土自体の持つ性質に支配される^{16), 17), 18)}。

図-1 に砂から粘土に至る混合土の間隙比と強度特性の

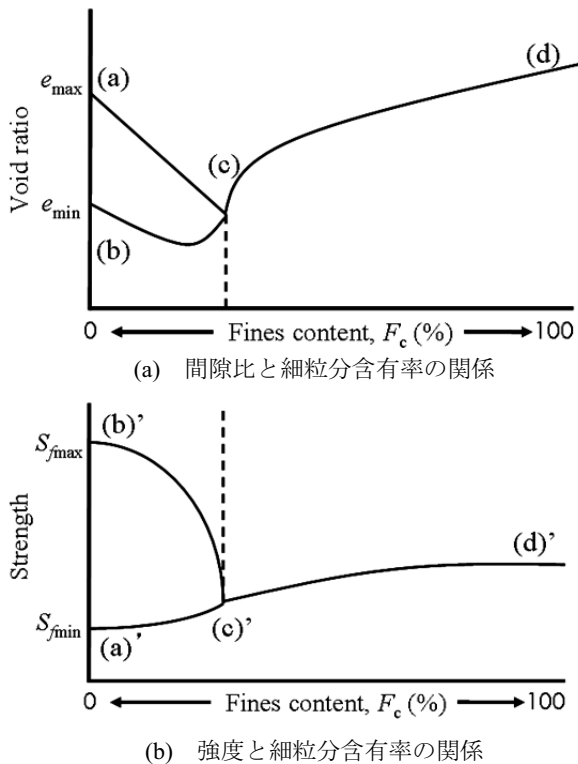


図-1 細粒分含有率の変化に伴う混合土の間隙比と強度変化の概念

変化を模式的に示す。図-1(a)において、砂には、一定の拘束圧下においても最大間隙比(a)，最小間隙比(b)の範囲内で種々の間隙比が存在するのに対し、粘土では正規圧密状態では、圧密圧力に対応するユニークな間隙比(d)が存在する。また、砂側から細粒分含有率が増加する場合、徐々に最大・最小間隙比の差が狭まって行き、その差が0となってその後、粘土側に移行して行く境界の細粒分含有率(c)が存在する。ここで、細粒土が非活性のシルトである場合、シルトも砂同様粒状体としての構造を成すのでこの模式図とは異なる。一方、対応するせん断強度は、図-1(b)のように細粒分含有率の増加に伴って変化し、砂の最大・最小間隙比に対応する強度(a)'，(b)'から粘土側に移行する強度(c)'を経て粘土の強度(d)'に至る。

このような砂が主体である混合土の骨格構造を表すものとして、Mitchell¹⁹⁾とKenny²⁰⁾により提案された骨格間隙比(e_g)の概念が多く用いられてきた。しかし、骨格間隙比は細粒分の影響を完全に無視するため、混合土の初期状態の評価には十分ではない。これまでの混合土の強度に対する細粒分含有率の影響に関する解釈は研究者によって異なり、統一した評価が困難な状況にあった。その理由は、特に初期状態の評価が曖昧で明確な基準がなかったことと供試体作製方法は研究者によって様々であり、挙動を支配する混合土中の砂骨格の構造についての議論があまり行われてこなかったためと考えられる。

本研究では、活性を有する自然粘土と珪砂を様々な割合で混合し、所定のエネルギーで突固める方法あるいは予圧密法により、砂分が骨格構造を作る状態から細粒分がマトリックスを構成するに至る種々の細粒分含有率からなる供試体を作製し、一連の非排水繰返しせん断試験を行った。その結果に基づき、砂から粘土に至る広範な粒度から成る混合土の非排水繰返しせん断強度の統一した評価を行った。

2. 試料及び実験方法

2.1 試料の物理的性質

本研究では、山口県岩国市の岩国港で採取した海成粘土と珪砂を様々な割合で混合し、砂質土から粘性土に至る様々な粒度から成る混合土を作製し、実験に用いた。まず、粗粒土試料として出来るだけ粒度分布を良くするため、三河珪砂 V5 号, R5.5 号, V6 号, V3 号を乾燥質量比でそれぞれ、1:2:2:5の割合で混合し粒度調整を行った。粒度調整した珪砂は最大間隙比 $e_{max}=0.850$ ，最小間隙比 $e_{min}=0.524$ であった。このように粒度調整した珪砂と岩国粘土を乾燥質量比が 100:0, 90:10, 85:15, 83:17, 80:20, 70:30, 50:50, 0:100 の 8 通りとなるように混合した。図-2 に実験に用いた砂，粘土および混合土の粒度曲線を示す。表-1 には実験に用いた試料の物理的性質を示す。岩国粘土は自然状態で細粒分 $F_c=98.0\%$ ，粘土分 $P_c=38.8\%$ から成り、さらに約 2%の砂分を含んでいたため、実験に用いた各混合試料の細粒分含有率は岩国粘土含有率よりも低くなっている。岩国粘土は、塑性指数 $I_p=47.5$ で中塑性の粘土である。

表のように、混合土においては細粒分含有率 F_c が減少するにつれ塑性指数 I_p が低下し $F_c=16.7\%$ 以下では NP となり、これにより砂質土と粘性土の境界がこの付近にあると判断された。

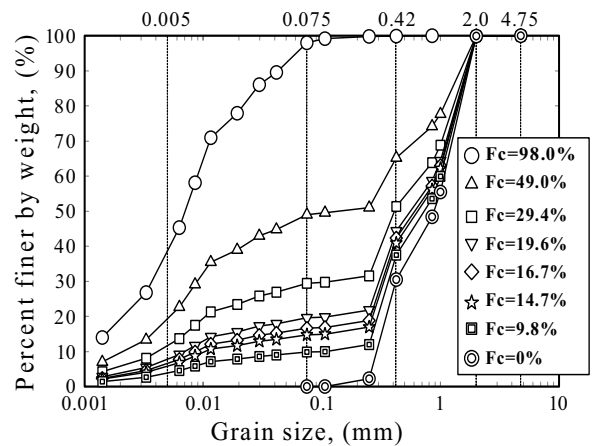


図-2 混合土の粒径加積曲線

表-2 突固め供試体の調整方法

E_c (kJ/m ³)	Number of dropping per a layer					Height of dropping weight (m)	Weight of runner (kN)
	1st	2nd	3rd	4th	5th		
504	60	80	100	120	140	0.184	0.00116
324	40	50	65	75	85	0.184	0.00116
113	14	19	23	25	29	0.184	0.00116
51	4	7	10	13	16	0.184	0.00116
22	5	10	15	25	30	0.050	0.00116

表のように、混合土においては細粒分含有率 F_c が減少するにつれ塑性指数 I_p が低下し $F_c=16.7\%$ 以下ではNPとなり、これにより砂質土と粘性土の境界がこの付近にあると判断された。

2.2 供試体作製および実験方法

前述のように本研究で対象とした混合土は、細粒分含有率 $F_c=16.7\%$ を境に活性および非活性に分かれた。 $F_c=16.7\%$ 以下の非活性の試料については、湿潤突固め法により供試体を作成した。Nacini・Baziar²¹⁾は、砂質系混合土の供試体作製において突固め法は、試料分離が起こらず所定の細粒分含有率で比較的均質な供試体を作成可能と評価し推奨している。本研究ではまず、砂と均質に混じり合うために粘土を初期含水比 150%程度に調整し、砂と混合しよくかき混ぜた。次に、混合試料を飽和度上昇のための炭酸ガスが注入可能な初期含水比 $w=10\%$ となるまで若干自然乾燥させた。このようにして作成した混合土試料をモールド内に5層に分けて投入し、各層に鉄製のランマーに取り付けた環状の錘を目標高さまで引き上げ繰返し落下することにより所定のエネルギーを与えた。突固めエネルギー E_c は、 W_R をランマー重量(=0.00116 kN)、 H を落下高さ(m)、 N_L を層数(=5)、 N_B を1層ごとの突固め回数として次式で求め、突固め回数と落下高さを変化させ調整した²²⁾、²³⁾。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V} \quad (1)$$

表-2 に実験で各供試体に与えた突固めエネルギーとそれに必要な突固め回数および落下高さの一覧を示す。ここでは、上層になるほど突固め回数を増やしたが、各層の目標層厚が一定となるよう試行錯誤により落下回数を定めた。本研究では $E_c=22, 51, 113, 324, 504$ kJ/m³の5通りの突固めエネルギーを設定した。

一方、細粒分含有率 $F_c=19.6\%$ 以上の試料については、突固め法による供試体作成が困難であったため、それぞれ液性限界の2倍程度の含水比で混合し予圧密容器に投入して、50kPaの上載圧で圧密を行う予圧密法²⁷⁾より供試体

の作成を行った。本研究ではこれらの混合土供試体に対して、有効拘束圧 100kPaにおいて載荷周波数 0.02Hzで非排水繰返し三軸試験を行った。

2.3 混合土の骨格構造

混合土の組成は試料が飽和状態である場合、図-3に示すように空隙、細粒子および粗粒子の三つに分けて考えることができる。図に示した b は細粒分の体積を粗粒分の体積と等価とみなせる割合であり、寄与率と呼ばれ、詳細の説明は後述する。このような土の3相モデルにおいて、空隙と土粒子全体または空隙と粗粒子の体積の比によりそれぞれ空隙比 e 、骨格空隙比 e_g が定義されている。

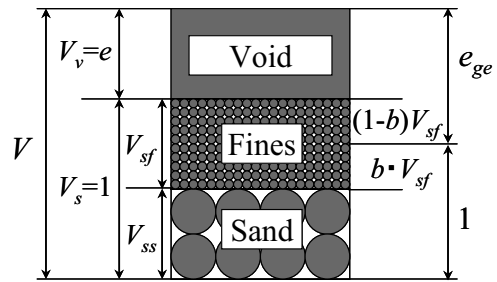


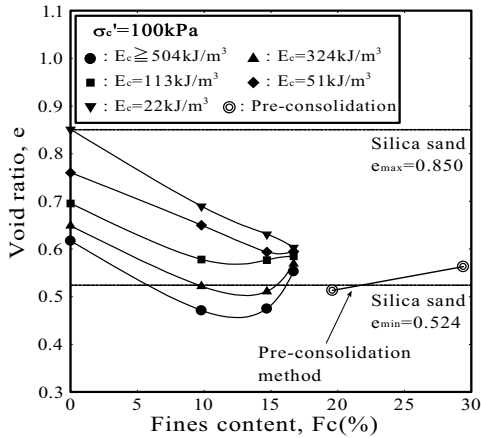
図-3 土の構造模式

細粒分を含む混合土では、粗粒土と細粒土でせん断強度発現に対する役割が異なるため、両方を含めた空隙比で土の初期状態を表すことは困難であると考えられる。せん断強度の評価においては、粗粒子骨格の影響の方が大きいという考えから、細粒土を空隙とみなす骨格空隙比が次式で提案された。

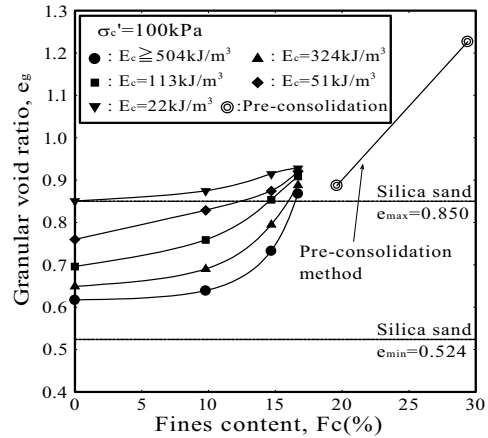
$$e_g = \frac{V_v + V_{sf}}{V_{ss}} \quad (2)$$

図-4 に5種類の突固めエネルギーにより作成した供試体の有効拘束圧 100kPa の等方圧密下における空隙比 e および骨格空隙比 e_g と細粒分含有率 F_c の関係を示す。珪砂に対しこれらの突固めエネルギーで突固めを行ったところ、 $D_r=0\%, 30\%, 50\%, 65\%, 75\%$ の相対密度の供試体を作成することができた。

図-4(a)には細粒分含有率 $F_c=0\%$ から30%までの供試体における空隙比 e と細粒分含有率 F_c の関係を示す。本研究では、 $F_c=0, 9.8, 14.7, 16.7\%$ の異なる細粒分含有率から成る試料に対して突固めエネルギーを $E_c=22, 51, 113, 324, 504$ kJ/m³のそれぞれを一定で与えたところ、様々な空隙比の供試体が作製された。図から、突固めエネルギーの低い $E_c=22, 51$ kJ/m³においては細粒分含有率の増加に伴い空隙比はほぼ直線的に減少する傾向が認められる。しかし、



(a) 突固めエネルギー一定で作製した供試体の間隙比と細粒分含有率の関係



(b) 突固めエネルギー一定で作製した供試体の骨格間隙比と細粒分含有率の関係

図-4 突固めエネルギー一定で作製した供試体の間隙比、骨格間隙比と細粒分含有率の関係

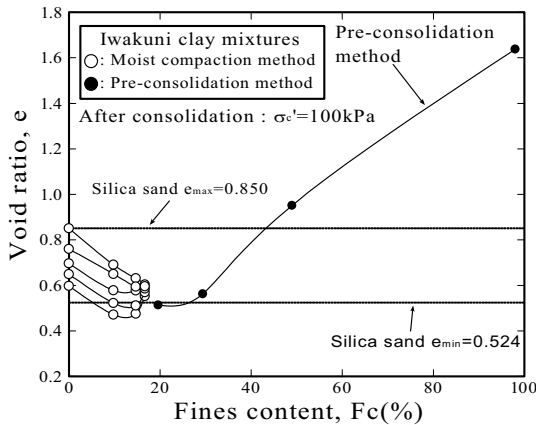


図-5 間隙比と細粒分含有率の関係

$E_c=113 \text{ kJ/m}^3$ を超える高い突固めエネルギーにおいては、間隙比は細粒分含有率の増加とともに減少し $F_c=10\sim 15\%$ 付近で最小となり、その後さらなる細粒分含有率の増加に対し増加に転じる傾向が認められる。さらに、 $F_c=16.7\%$ 付近においてはそれぞれ突固めエネルギーが異なるにも関わらず、それぞれの間隙比の差が少なくなり、ほぼ一点に集まっていることが特徴的である。図中に細粒分含有率が 19.6% を超える試料については、圧密圧力 50kPa の予圧密により作製した結果を示している。

図-4(b)には、間隙比を骨格間隙比 e_g で表し、その細粒分含有率との関係を示した。骨格間隙比は、細粒分含有率の増加と共に増加し、 $F_c=15\%$ を過ぎた付近で砂の最大間隙比を超えていることが認められる。すなわち、この付近で、砂の間隙が細粒分により埋められ、砂骨格が崩れ始めることが示唆される。 $F_c=19.6\%$ の予圧密法により作製した供試体の骨格間隙比は珪砂の最大間隙比 $e_{g\text{max}}=0.85$ 付近にあり、さらに $F_c=29.0\%$ では大きな骨格間隙比となっ

ている。これより、骨格間隙比の定義によって、骨格間隙比が珪砂の最大間隙比以下の混合土は、砂粒子が骨格を形成しているが、それを超えると細粒土の中に砂が散在する構造になると考えられる。

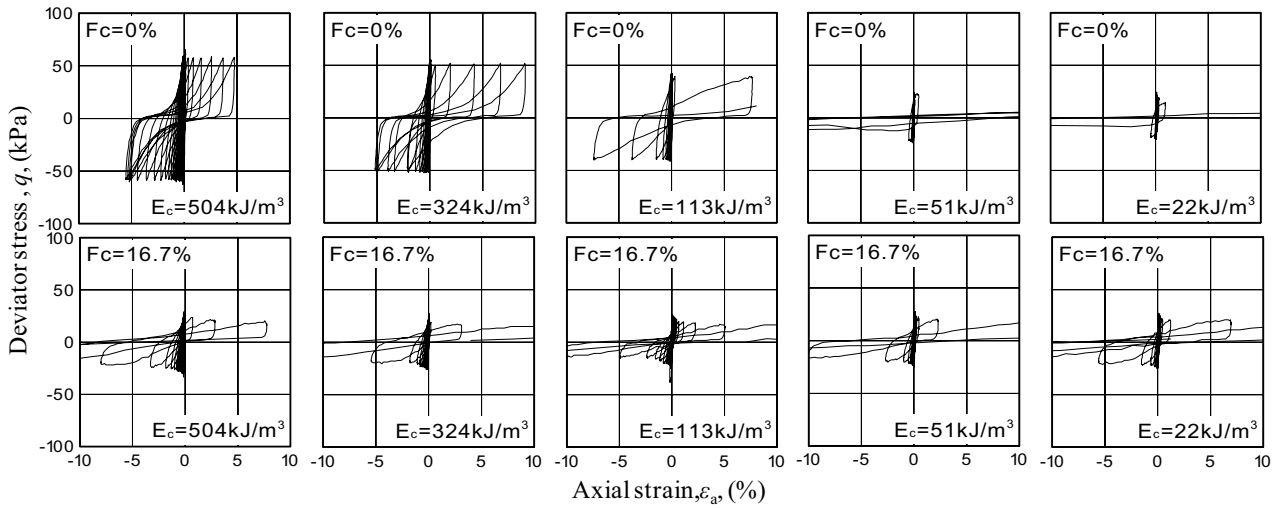
図-5 に、砂から粘土に至る混合土全体の間隙比と細粒分含有率の関係を示す。前述のように、砂が骨格構造を成す領域では同一の拘束圧下において種々の間隙比が存在するが、粘土が構造の主体となる領域においては、正規圧密状態ではそれぞれの細粒分含有率に対してユニークな間隙比しか存在しないこと、またそれらの境界が $F_c=20\%$ 付近であることが示されている。

3. 非排水繰返しせん断特性

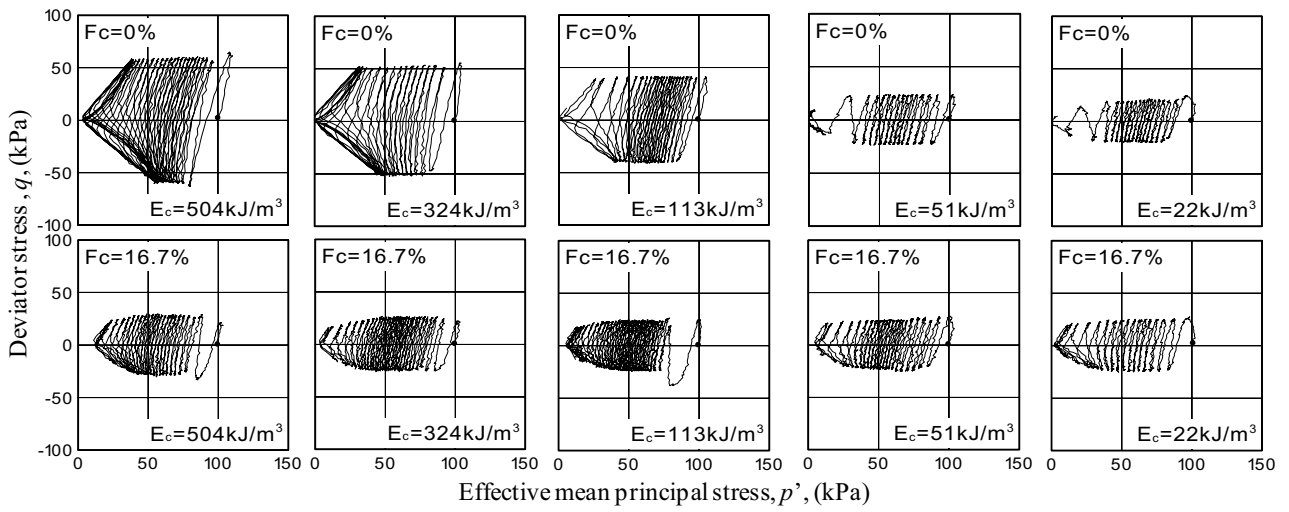
繰返しせん断試験より得られた各混合土の軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を図-6(a), (b)にそれぞれ示す。図には砂のみ($F_c=0$)の場合と突固め法では最も細粒分含有率の高い $F_c=16.7\%$ の試料に対し、突固めエネルギーが高いものから順に $E_c=504, 324, 113, 51, 22\text{kJ/m}^3$ で作成した供試体に対する試験結果を示す。図中 $F_c=0\%$ の試料においては、最大の突固めエネルギー $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$ の場合、繰返し回数の増加に伴い軸ひずみが徐々に発達し、最終的にサイクリックモビリティ的挙動で破壊に至る様子が認められる。一方、突固めエネルギーが最も低い $E_c=22 \text{ kJ/m}^3$ では極めて緩詰めの状態であることから、ある繰返し回数から急激に有効応力が低下し軸ひずみが発達して破壊に至る、いわゆる流動的挙動を示している。一方、細粒分含有率 $F_c=16.7\%$ の混合土においては、突固めエネルギーの違いに拘わらずほぼ同様の挙動をとることが観察される。これは、図-4に示したように、 $F_c=16.7\%$ では初期間隙比が突き固めエネルギーの違いに拘わらずほぼ一定となったことによると考えられる。

図-7(a), (b)に、予圧密法で作成した $F_c=19.6\%\sim 98.0\%$

砂から粘土に至る広範な粒度から成る土の繰返しせん断強度

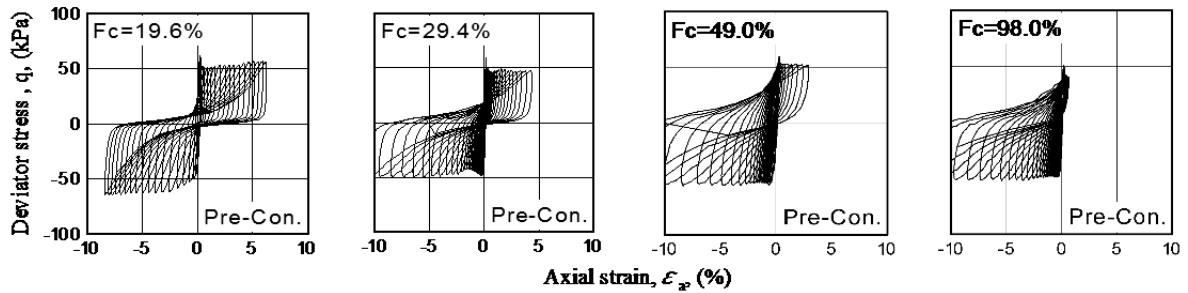


(a) 軸差応力と軸ひずみの関係

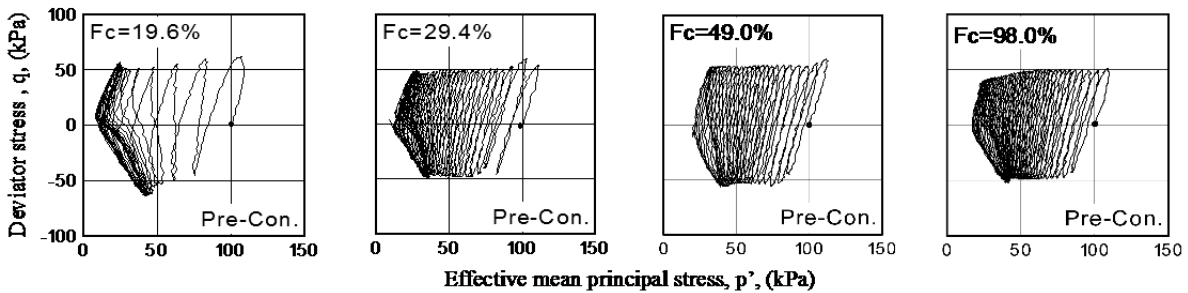


(b) 軸差応力と平均有効主応力の関係

図-6 有効応力経路と軸差応力-軸ひずみの関係 ($F_c=0-16.7\%$)

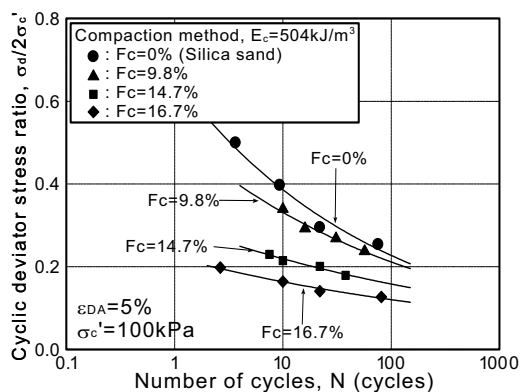


(a) 軸差応力と軸ひずみの関係

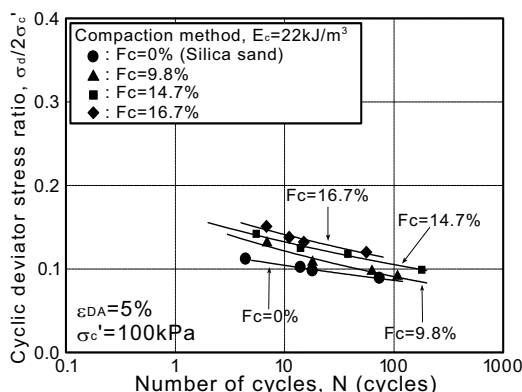


(b) 軸差応力と平均有効主応力の関係

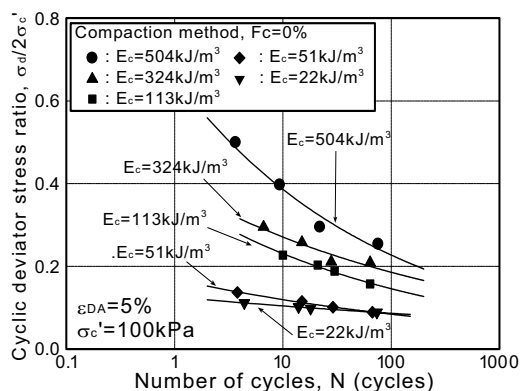
図-7 有効応力経路と軸差応力-軸ひずみの関係 ($F_c=19.6-98\%$)



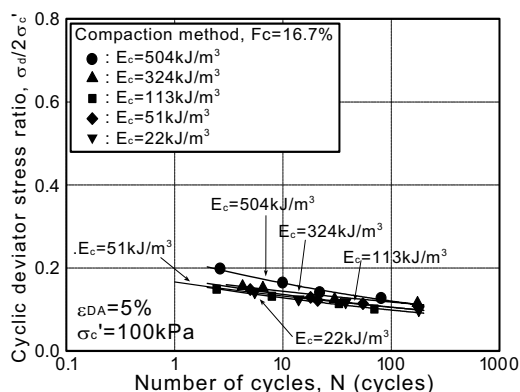
(a) $E_c=504\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)



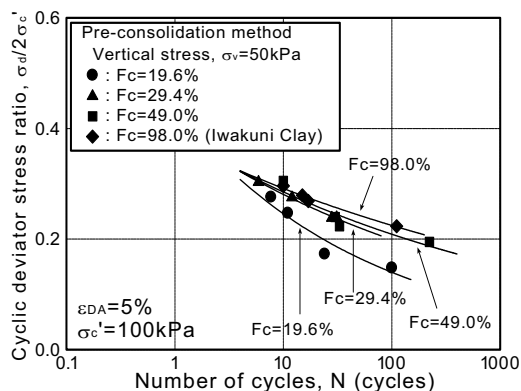
(b) $E_c=22\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)



(c) $F_c=0\%$ (細粒分含有率一定)



(d) $F_c=16.7\%$ (細粒分含有率一定)



(e) $F_c=19.6\sim 98.0\%$ (予圧密供試体)

図-8 繰返しせん断強度曲線

の試料の軸差応力・軸ひずみ関係と有効応力経路をそれぞれ掲げた。同じ繰返し応力振幅では細粒分含有率が高いほど所定の軸ひずみ振幅に至るまでの繰返し回数が増加していることがわかる。また、細粒分含有率が増加し粘土に近づくにつれ、最終的に有効応力は0にならず液状化には至らない挙動となることが観察できる。

本研究では、全ての試料の破壊の定義は軸ひずみ両振幅5%とした。図-8(a), (b)に、突固めエネルギーを $E_c=504\text{ kJ/m}^3$ と 22 kJ/m^3 で突固めた各細粒分含有率から成る試料の非排水繰返しせん断強度線を細粒分含有率の違いをパラメータにまとめた。図-8(a)の $E_c=504\text{ kJ/m}^3$ の場合には繰返しせん断強度は、細粒分含有率の増加に伴い減少することが、また $E_c=22\text{ kJ/m}^3$ の場合には全体的にさほど大きな違いは見られないが、細粒分含有率の増加に伴い、繰返しせん断強度は増加する傾向が認められる。次に、図-8(c), (d)には砂のみの場合（細粒含有率 $F_c=0\%$ ）と細粒含有率 $F_c=16.7\%$ 試料の非排水繰返しせん断強度を、突固めエネルギーをパラメータにそれぞれ示した。図から突固めエネルギーが高いほど繰返しせん断強度も増加することが明らかである。さらに、図-8(e)には $F_c=19.6\sim 98\%$ の予圧密供試体の非排水繰返しせん断強度をまとめた。細粒分含有率が高いほど繰返しせん断強度は高くなる傾向が認められる。

これらの非排水繰返しせん断強度曲線より、繰返し回数が20回で破壊に至る繰返しせん断応力比を繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ として、細粒分含有率と骨格間隙比がそれに及ぼす影響について検討を行った。図-9に砂から粘土に至る全ての試料について繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と細粒分含有率の関係を示す。図で明らかのように、細粒分含有率 $F_c=0\sim 16.7\%$ の突固め試料においては、同一の細粒分含有率であっても砂骨格の間隙比によって異なる繰返しせん断強度をとる。高い突固めエネルギーで突固めた場合、強度は細粒分含有率の増加に伴い大きく低下するのに対し、低い突固めエネルギーの場合はわずかに増加傾向を示し、 $F_c=20\%$ 付近で突固めエネルギーの違いによらず1点に収束することが認められる。

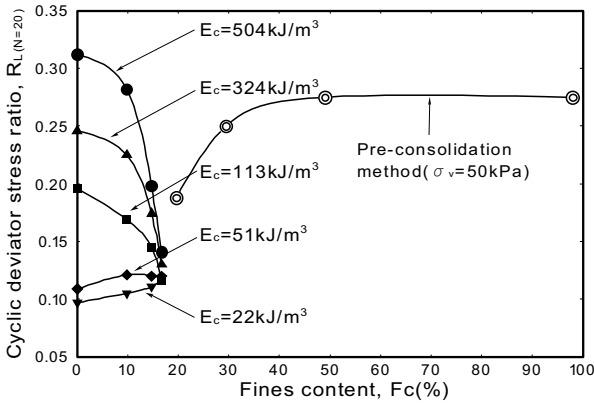


図-9 混合土の液状化抵抗比 $R_{L(N=20)}$ と細粒分含有率の関係

一方、 $F_c=19.6\%$ 以上の予圧密供試体においては、細粒分含有率の増加と共に、徐々に繰返しせん断強度が増大し、 $F_c=50\%$ 以上になると繰返しせん断強度はほぼ一定の値を示しており、粘土自体の強度が発現していることがわかる。このように、粘土が挙動の主体となる混合土においても砂分の影響は残り、細粒分含有率の増加により粗粒子の噛み合いが消失し次第に粘土特有の挙動に近づいていくことがわかる。 $F_c=16.7\%$ と $F_c=19.6\%$ の間で若干、不連続の挙動が見られるが、これは供試体作成法の違いによるものと考えられる。

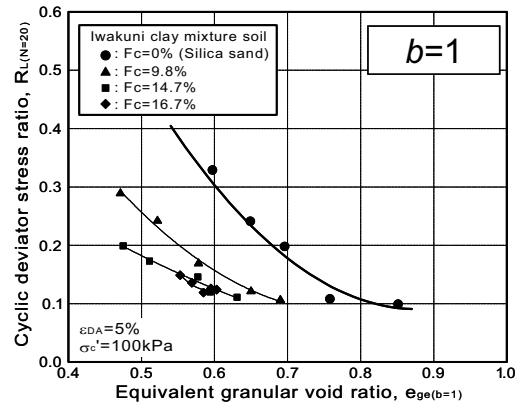
4. 等価骨格間隙比による繰返しせん断強度の評価

細粒分を含む砂の骨格と間隙比の関係を考えるとき、通常の間隙比は、細粒分を砂粒子と同等の固体で骨格を形成しているとみなす。一方、骨格間隙比の概念においては、細粒分を間隙とみなし、細粒分は骨格形成に全く寄与しないと考えており大きな表現となる可能性がある。本研究では、その中間に位置し、細粒分をある程度の割合で粗粒子と同等に骨格構造の形成に加担するとみなす等価骨格間隙比^{24), 25)}の概念を用い、細粒分が土全体の挙動に与える影響について検討した。等価骨格間隙比 e_{ge} は、骨格間隙比の概念を拡張したものであり、砂が骨格を形成し得る範囲の細粒分含有率において成立し、次式で表される。

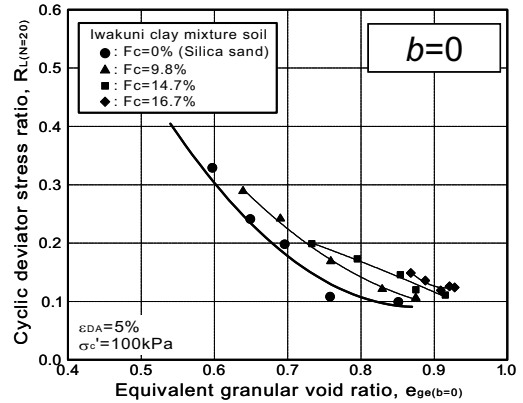
$$e_{eq} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_{ss} + bV_{sf}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_s - (1-b)V_{sf}} \quad (3)$$

ここに、 b は細粒分の粗粒分に対する寄与率である。式(3)より、等価骨格間隙比は、 $b=1$ のときは細粒分を粗粒分と同等とみなすため、通常の間隙比と等価であり、 $b=0$ のときは細粒分の存在を認めない骨格間隙比と等価である。通常は $b=0\sim 1$ の間の値を持ちその大きさにより粗粒子と等価とみなせる程度を表している。

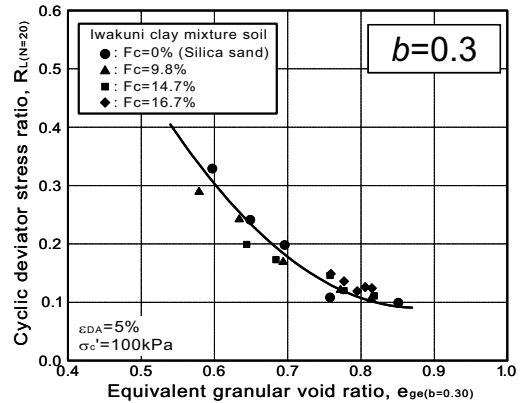
本研究では、混合土の非排水繰返しせん断試験の結果から、突固め法により作製した細粒分含有率 $F_c=0\sim 16.7\%$ の供試験体に対する繰返しせん断強度と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係について検討を行う。まず、図-10(a) に等価骨格間隙比の概念より $b=1$ の場合、即ち、通常の間隙比と繰返しせん断強度比の関係を示す。図より、間隙比が一定の条件では、細粒分含有率が高いほど強度は低くなり、また同一の細粒分含有率において、突固めエネルギーによる強度の変化は、細粒分の増加に伴って小さくなるのがわかる。また、同一の細粒分含有率に対しては間隙比が小さいほど強度が増加する傾向が認められる。



(a) 等価間隙比 $e_{ge}(b=1)$ と液状化抵抗比 $R_{L(N=20)}$ の関係



(b) 等価間隙比 $e_{ge}(b=0)$ と液状化抵抗比 $R_{L(N=20)}$ の関係



(c) 等価間隙比 $e_{ge}(b=0.3)$ と液状化抵抗比 $R_{L(N=20)}$ の関係
図-10 等価間隙比 e_{ge} と液状化抵抗比 $R_{L(N=20)}$ の関係

前述のように、混合土の強度特性は、粗粒土が成す骨格構造に大きく影響されると考えられるため、等価骨格間隙比の b が 0 の場合、即ち、細粒土を間隙とみなした砂骨格間隙比による表示を行った。図-10(b) に繰返しせん断強度比と等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0)$ の関係を示す。図より、骨格間隙比の減少に伴い強度の増加が認められる。また、骨格間隙比が一定の場合、細粒分含有率の増加に伴う強度の増加が認められる。このように、これらの関係においても細粒分含有率が異なると、間隙比と強度に一義的な関係が見出せない。

混合土の供試体の繰返しせん断強度と初期間隙比の関係が砂単体 $F_c=0\%$ における関係と等しくなるような b を試行錯誤により調べ、最も良い相関性を示す b を混合土の寄与率 b と定義した。図-11(c) に繰返しせん断強度比と等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0.3)$ の関係を示す。図には、ベストフィットした寄与率 $b=0.3$ としたときの繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係を示している。図-10(a), (b) との比較からも明らかのように、 $F_c=16.7\%$ 以下の異なる細粒分含有率から成る混合土に対して、砂単体 ($F_c=0\%$) の繰返しせん断強度と間隙比の関係に最も良い相関性が得られた。すなわち、細粒分が岩国粘土の場合、細粒分が砂分の 30% の割合で繰返しせん断強度に寄与していることを意味している。

これらの結果は同様な三河珪砂と岩国粘土混合土との供試体に対して一連の非排水三軸圧縮試験を行い、等価骨格間隙比と平均有効主応力の関係で得られた結果と一致している¹⁷⁾。

5. 等価骨格相対密度による液状化強度の評価

土の液状化強度はその土の相対密度との関連で評価されることが多い。しかし、土の相対密度は、細粒分含有率 $F_c=5\%$ 以下の砂質土に対してのみ適用可能な指標である。細粒分を多く含む混合土の場合、細粒分含有率の変化により、密度や間隙比、砂が成す骨格構造の把握が困難となるため、液状化強度の変化については統一的な解釈は得られていないのが現状である。これまでの液状化強度の簡易予測式^{26), 27)}は概ね $F_c<10\%$ 程度の細粒分の少ない砂に対して成立するとされているが、相対密度を算出する際に用いる土の間隙比を、等価骨格間隙比に置き換えることで、以下に示す等価骨格相対密度 D_{rge} を得ることができ、これによって混合土においても細粒分含有率の変化に応じた相対密度を把握することが可能であると考えられる。

$$D_{rge} = \frac{e_{g \max} - e_{ge}}{e_{g \max} - e_{g \min}} \times 100 \quad (\%) \quad (4)$$

ここに、 $e_{g \max}$, $e_{g \min}$ は粗粒土の最大間隙比および最小間隙比、 e_{ge} は等価骨格間隙比である。

図-11 に繰返しせん断強度と等価骨格相対密度の関係

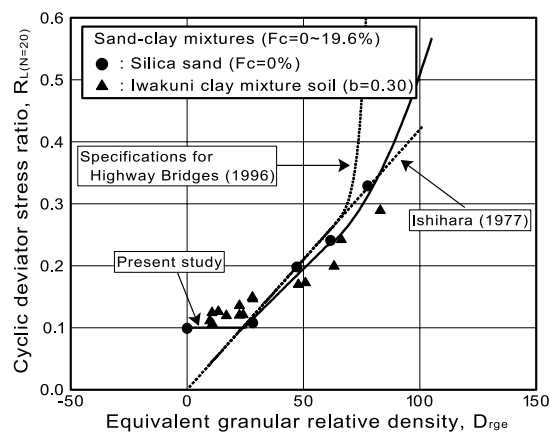


図-11 液状化抵抗比 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格相対密度の関係

を示す。 $F_c=16.7\%$ 以下の突固めにより作成した試料について、等価骨格間隙比の概念を用いることにより、細粒分含有率の違いに拘わらず、両者に良好な対応関係が認められる。Ishihara の式と道路橋示方書(1996 年)による砂の液状化強度の推定式に対しても相対密度の代わりに等価相対密度を用いたところ、よい対応関係が得られた。このように、細粒土が骨格形成に寄与する度合いを適切に評価することにより、細粒分含有率が様々な混合土においても既往の研究で得られた相対密度と液状化強度を適用することが可能なことが判明した。また、相対密度 D_r あるいは等価骨格相対密度が $D_{rge}=25\%$ 以下となるような緩い砂質土に対して、既往の推定式は液状化強度をゼロとしてしまう問題があるが、本実験結果からは相対密度が 0 となるような極めて緩い土も液状化強度は、少なくとも 0.1 程度発揮することから、既往の評価式は液状化強度を過小評価してしまう可能性があることが示唆される。

6. まとめ

本研究は、海成粘土である岩国粘土と粒度調整した珪砂を種々の割合で混合し様々な初期密度として一連の非排水繰返しせん断試験を行ったものである。本研究により得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 1) 混合土のコンシステンシー試験から細粒分含有率が $F_c=20\%$ 程度以上の試料は塑性を有するが、それ以下のものでは非塑性 NP となり、 $F_c=20\%$ 程度が力学的に砂と粘土の境界となることが示唆された。
- 2) 三軸圧縮試験に用いる供試体の作成において、砂が骨格構造を形成する細粒分含有率 $F_c=16.7\%$ 以下の試料では突固め法を、それ以上の細粒分含有率の試料では予圧密法を適用した。
- 3) 砂が骨格構造を形成する領域における混合土の非排水繰返しせん断強度は、粗粒子の骨格間隙比に大きく依存する。一定エネルギーによる突固めに対し、緩詰め試料は細粒分含有率の増加に伴い繰返しせん断強度は増

加するが、密詰め試料では、繰返しせん断強度は大きく減少する。

- 4) 細粒分含有率が高く粘土が主体となる混合土では、繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い増加するが、 $F_c=50\%$ 以上ではほぼ一定となる。
- 5) 砂が骨格を形成する領域の混合土においては、細粒土の体積に寄与率 b を乗じて等価骨格間隙比で表すことにより繰返しせん断強度との対応関係で表すことができる。

参考文献

- 1) 地盤工学会：ジオテクノート 2 中間土-砂か粘土か-, pp. 1-6, 1992.
- 2) 古関潤一, 石原研而：細粒分を含む砂の三軸液状化試験, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.595-596, 1986.
- 3) Ishihara, K., and Koseki J.: Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands, *Earthquakes Geotechnical Engineering, Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio De Janeiro, Brazil, pp. 101-106, 1989.
- 4) 桑野二郎, 飯村博忠, 中澤博志, 杉原弘一：粘土分含有率が砂質土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす影響, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム論文集, pp. 143-148, 1995.
- 5) 原田光男, 浦沢義彦, 白井伸一：細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性(塑性指数と液状化強度との関係), 土と基礎, 第38巻, 第6号, pp. 21-26, 1990.
- 6) 黄大振, 柳沢栄司, 菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について, 土木学会論文報告集, No. 463, pp. 25-33, 1993.
- 7) 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克己：細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 561/III-38, pp. 271-282, 1997.
- 8) 矢島寿一, 沼田佳久, 中根淳：細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 113-122, 1999.
- 9) Kuerbis, R., Negussey, D., and Vaid, V. P. : Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand, *Proc. Hydraulic Fill Structures*, Fort Collins, USA, pp. 330-345, 1988.
- 10) Law, K. T. and Ling, Y. H. : Liquefaction of granular soils with non - cohesive and cohesive fines, *Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, pp. 1491-1496, 1992.
- 11) Koester, J. P. : The influence of fine type and content on cyclic strength, *ASCE, Ground failures under seismic conditions, Geotechnical special publication*. No. 44, , pp. 17-33, 1994.
- 12) Vaid, V. P. : Liquefaction of silty sands, *ASCE, Ground failures under seismic conditions, Geotechnical special publication*, No. 44, pp. 1-16, 1994.
- 13) 土田孝：中間土・混合土の圧密・圧縮・透水特性, 土と基礎, 第41巻, 第7号, pp. 5-10, 1993.
- 14) 落合英俊, 大嶺聖：砂と粘土の混合土の圧縮及び強度特性, 土と基礎, 第41巻, 第7号, pp. 11-16, 1993.
- 15) 倉田進, 藤下利夫：砂と粘土の工学的性質に関する研究, 運輸省港湾技術研究所報告, Vol. 11, No. 9, pp. 389-424, 1961.
- 16) 伊東周作, 兵動正幸, 藤井照久, 山本陽一, 谷口聡一：砂・粘土・中間土の非排水単調及び繰返しせん断特性, 土木学会論文集, No. 680/III-55, pp. 233-243, 2001.
- 17) 兵動正幸, 金郁基, 中田幸男, 吉本憲正：砂・粘土混合土の非排水せん断強度特性に及ぼす細粒分の影響, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No.1, pp. 215-225, 2010.
- 18) Kim, U., Hyodo, M., Koga, C. & Orense, R. : Effect of fines content on the monotonic shear behavior of sand-clay mixtures. *Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media*, pp.133-138., 2006.
- 19) Mitchell, J. K. : *Fundamentals of Soil Behaviour*, 2nd edn, John Wiley Interscience New York, pp. 172-189., 1976.
- 20) Kenny, T.C. : Residual strengths of mineral mixture , *Proc. 9th Int., Conf. Soil Mech.*, Tokyo 1, pp. 155-160, 1977.
- 21) Nacini, S. A., Baziar, M. H., : Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24., pp. 181-187, 2004.
- 22) 足立雅樹, 安原一哉, 島袋淳：非塑性シルトの静的・繰返し非排水三軸圧縮挙動に及ぼす供試体作成法の影響, 土と基礎, 第48巻, 第11号, pp. 24-27, 2000.
- 23) 石川智, 兵動正幸, Rolando Orense, 山田卓, 中田幸男, 吉本憲正：粘土混じり砂の非排水繰返しせん断特性, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 474-477, 2006.
- 24) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. & Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silty, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128, No. 10, pp. 849-859, 2002.
- 25) Thevanayagam, S. & Mohan, S. : Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands. *Geotechnique* 50, No. 1, 1-23, 2000.
- 26) Ishihara, K., (1996). "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", *1st ed., Oxford*, Clarendon Press.
- 27) 松尾修：招待論文, 道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp. 1-20, 2004.

(2011年9月3日 受付)

