

# 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

兵動 正幸<sup>1</sup>・金 郁基<sup>2</sup>・中田 幸男<sup>3</sup>・吉本 憲正<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 山口大学教授 大学院理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: hyodo@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>2</sup>学生会員 山口大学大学院理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: ugkim@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 山口大学教授 大学院理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: nakata@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>4</sup>正会員 山口大学助教 大学院理工学研究科環境共生系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: nyoshi@yamaguchi-u.ac.jp

砂と自然粘土を様々な割合で混合した混合土に対し、一連の非排水三軸圧縮試験を行った。まず砂が主体となり骨格構造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。実験により非排水せん断強度は砂が骨格構造を成す領域では、 $F_c$ 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、非排水せん断強度と等価骨格間隙比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。

**Key Words :** sand-clay mixtures, fines content, sand skeleton, equivalence void ratio, triaxial test, undrained shear strength

## 1. まえがき

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、実際にはいずれにも区分しにくい、いわゆる中間土<sup>1)</sup>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<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>や緩い砂の流動変形や静的液状化<sup>7), 8)</sup>に関するものであるが、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<sup>9), 10)</sup>や、せん断強度の低下<sup>11)</sup>などを調べたものが多かった。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

のが多く、砂から粘土まで統一的に調べた研究はさほど多くは見られない。

混合土の構造は、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は、混合土の特性は、細粒土自体の持つ性質に支配される<sup>12), 13), 14), 15)</sup>。このように、混合土の構造の主体は細粒分含有率によって変化し、特に細粒分含有率の低い混合土では、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と考えられる<sup>16), 17)</sup>。図-1に砂から粘土に至る混合土の間隙比と強度特性の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

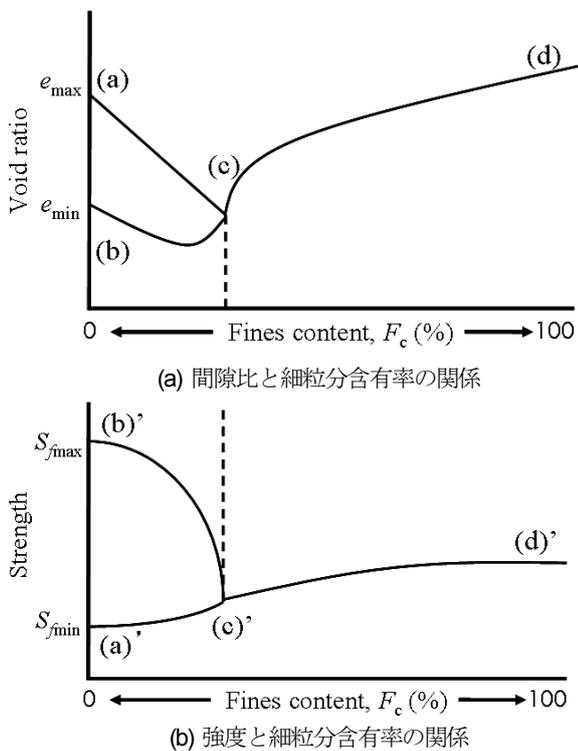


図-1 細粒分含有率の変化に伴う混合土の間隙比と強度変化の概念

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、細粒土が非塑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。

これまで、砂が主体である混合土の骨格構造を表すものとして、Mitchell<sup>18)</sup>と Kenny<sup>19)</sup>により提案された骨格間隙比( $e_c$ )の概念が多く用いられてきた。Georgiannouら<sup>7)</sup>は、砂に質量百分率10%程度以下のカオリンを混合した混合土に対し、三軸非排水圧縮・伸張試験を行い、混合土のせん断強度が骨格間隙比に大きく依存していることを示し、粘土分含有率が一定の条件では、骨格間隙比が低いほど強度が高くなることを示した。Thevanayagamら<sup>20)</sup>は、細粒分として非塑性の細粒シリカ10%とカオリン10%と25%をそれぞれ砂と混合し、三軸圧縮試験を行った。その結果、砂単体および混合土ともに、間隙比・有効応力面上における定常状態線が、細粒分含有率によってそれぞれ異なる曲線となり、一本では表せないことを示した。間隙比に代わり骨格間隙比を用いれば、それぞれの曲線は近づくが、完全には一致しない結果となった。

Pitmanら<sup>8)</sup>は緩詰め砂の非排水せん断強度に及ぼす細粒分の影響について調べるために、Ottawa sandに非塑性の細粒シリカ( $d < 0.075$  mm)、カオリン( $d < 0.075$  mm)、細

砂( $0.075$  mm  $< d < 0.25$  mm)の3種類をそれぞれ質量含有率10, 20, 30, 40%となるように混合し、湿潤突固め法により作成した供試体に対し、一連の非排水三軸圧縮試験を行った。その結果、非排水強度は、細粒シリカと細砂では、間隙比と良い対応関係を示すが、カオリン混合土の場合は、間隙比ではなく骨格間隙比と良好な対応関係があることを示した。さらに、Thevanayagam & Mohan<sup>21)</sup>は、これまでの骨格間隙比のように細粒分の体積を無視するのではなく、細粒分の体積に係数  $b$  を掛けたものを粗粒分の体積に加えて求めた等価骨格間隙比の概念を提案した。この等価骨格間隙比を用いることにより、定常状態における間隙比・有効応力関係が細粒分含有率にかかわらず一義的關係となることを示した。

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、統一的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によると考えられる。また、これまでの多くの研究において、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。

本研究は、塑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、一連の非排水せん断試験を行ったものである。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せん断強度の統一的評価を行ったものである。

## 2. 試料及び実験方法

### (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なだらかな粒度とするため、三河珪砂 V5 号, R5.5 号, V6 号, V3 号を乾燥重量比でそれぞれ、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。一方、細粒分としては岩国粘土を 0.425 mm ふるいで裏ごしし、それ以上の粗粒成分を除去して用いた。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

表-2 突固め供試体の調整方法

$E_c$ (kJ/m <sup>3</sup> )	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

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、砂と細粒土の混合を容易にするために、細粒土を液性限界の2倍程度の初期含水比 150%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を約  $w=10\%$ となるように含水比を調整した。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、各層に写真-1に示す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<sup>22),23)</sup>。

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

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。さらに、出来上がった供試体を分割して各層の密度を調べた結果、ほぼ均一な密度であることを確認した。本研究では  $E_c=22, 51, 113, 324, 504$  kJ/m<sup>3</sup>の5通りの突固めエネルギーを設定したが、最小の突固めエネルギー  $E_c$  の場合のみランマーの落下高さを 5 cm とし、それ以外は 18 cm とした。

一方、細粒分含有率  $F_c=19.6\%$ 以上の試料は、塑性を有し含水比も高く、突固め法による供試体作成が無理であったため、予圧密法<sup>24)</sup>より供試体作成を行った。まずそれぞれの細粒分含有率の試料に対して、液性限界の約2倍の含水比で攪拌して、直径 5 cm、高さ 20 cm の予圧密セルに空気が入らないよう試料をゆっくり投入した。次に鉛直圧 50 kPa を載荷し、3t法により1次圧密終了を確認した後、試料を取り出し、直径 5 cm、高さ 10 cm の供試体に成形した。なお、本研究においては、供試体の品質を保つために、砂単体および混合土共に実験における試料の使用は1回のみとし、繰返し使用は行っていない。

本研究ではこれらの混合土供試体に対して、有効拘束圧 100 kPa において軸ひずみ速度 0.1%/min で非排水三軸

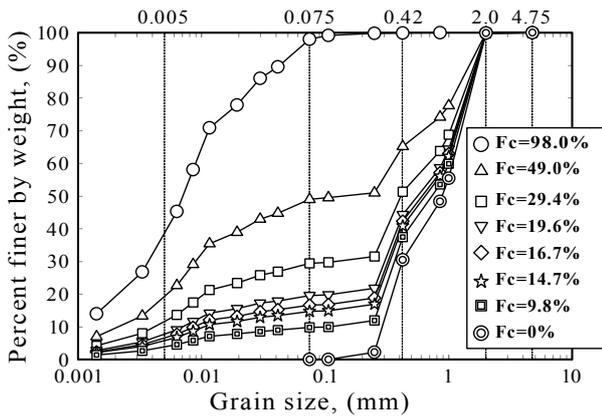


図-2 混合土の粒径加積曲線

表-1 試料の物理的性質

Iwakuni clay content (%)	Fines content (%)	Clay content (%)	$G_s$	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$	$D_{50}$ (mm)
100	98.0	38.8	2.610	77.34	29.89	47.5	0.006
50	49.0	19.4	2.631	58.24	26.83	31.4	0.155
30	29.4	11.6	2.639	47.31	18.67	28.6	0.254
20	19.6	7.8	2.644	35.33	20.71	14.6	0.440
17	16.7	6.6	2.645	—	—	NP	0.439
15	14.7	5.8	2.646	—	—	NP	0.439
10	9.8	3.9	2.648	—	—	NP	0.438
0	0	0	2.652	—	—	NP	0.861



写真-1 突固め用ランマー

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。

(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  $F_c=16.7\%$ を境に塑性および非塑性の材料に分かれた。 $F_c=16.7\%$ 以下の非塑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 and Baziar<sup>22)</sup>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

圧縮試験を行った。さらに、実験終了後全ての供試体に対して粒度試験を行い、試料が初期に想定したとおりの粒度分布であったかどうか、また突固めによる粒子破砕はないか調べたが、初期に想定したとおりの粒度分布であり、粒子破砕も認められなかった。

(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。一般的な空隙比 $e$ は、固体部の体積 $V_s(=V_{ss}+V_{sf})$ と空隙部の体積 $V_v$ の比により次式で求められる。

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

しかし、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には無理があると考え

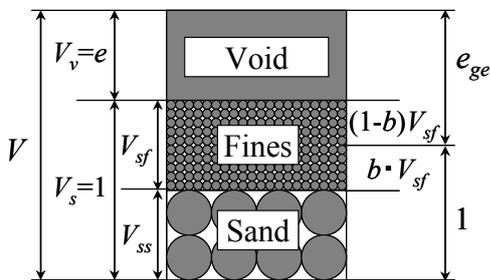
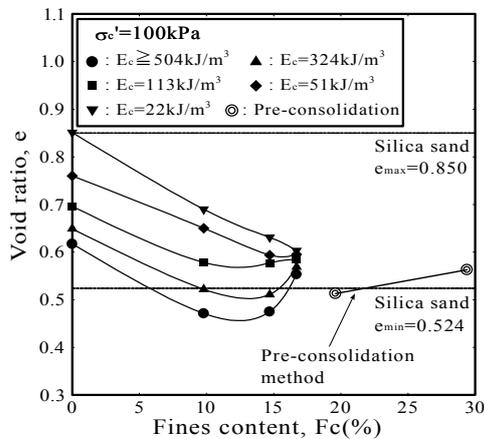


図-3 土の構造模式



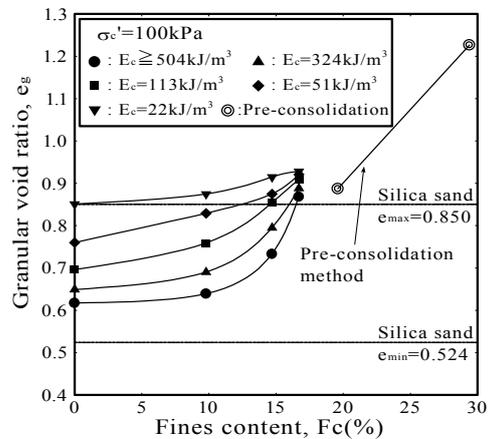
(a) 突固めエネルギー一定で作製した供試体の空隙比と細粒分含有率の関係

えられる。せん断強度の発現においては、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<sup>18),19),20)</sup>が次式で提案された。

$$e_g = \frac{V_v + V_{sf}}{V_{ss}} \quad (3)$$

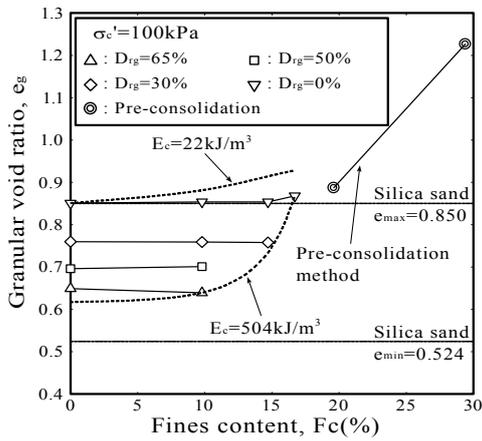
図-4に5種類の突固めエネルギーにより作成した供試体の有効拘束圧 100 kPa の等方圧密下における空隙比  $e$  および骨格空隙比  $e_g$  と細粒分含有率  $F_c$  の関係を示す。珪砂に対しこれらの突固めエネルギーで突固めを行ったところ、 $D_r=0\%$ ,  $30\%$ ,  $50\%$ ,  $65\%$ ,  $70\%$ の相対密度の供試体を作成することができた。このランマーでは、最大で  $D_r=70\%$ の相対密度までしか供試体作成が出来ず、 $E_c=1008 \text{ kJ/m}^3$  を与えてもほぼ同じ相対密度しか作成できなかった。

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  $E_c=22, 51, 113, 324, 504 \text{ kJ/m}^3$  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  $E_c=22 \text{ kJ/m}^3, 51 \text{ kJ/m}^3$  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、 $E_c=113 \text{ kJ/m}^3$  を超える高い突固めエネルギーにおいては、空隙比は細粒分含有率の増加とともに減少し  $F_c=10\sim15\%$  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拘らず、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、細粒分含有率が  $19.6\%$  を超える試料について

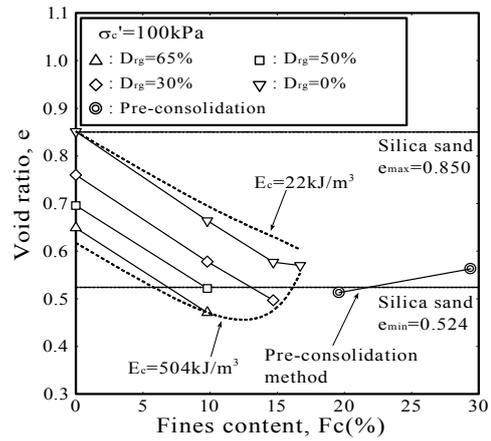


(b) 突固めエネルギー一定で作製した供試体の骨格空隙比と細粒分含有率の関係

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



(a) 骨格相対密度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



(b) 骨格相対密度一定で作製した供試体の間隙比と細粒分含有率の関係

図-5 骨格相対密度一定で作製した供試体の骨格間隙比、間隙比と細粒分含有率の関係

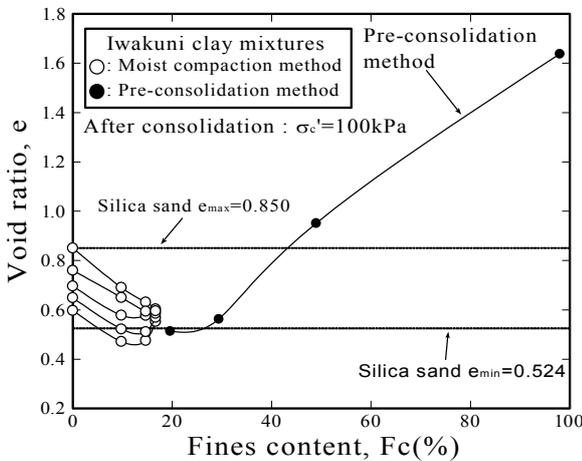


図-6 間隙比と細粒分含有率の関係

は、圧密圧力 50 kPa 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、その結果を細粒分含有率との関係で示した。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  $e_{max}=0.85$  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。ここで、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。

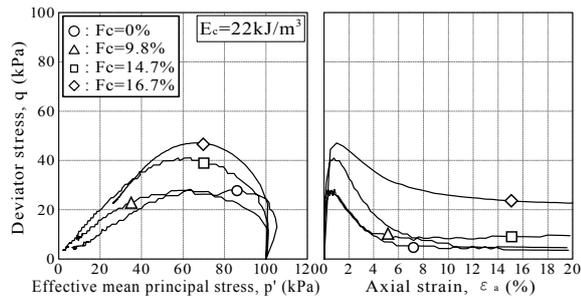
次に、細粒分含有率  $F_c=0-16.7\%$ の範囲において砂骨格相対密度  $D_{rg}$  を 0, 30, 50, 65%でそれぞれ一定に保つよう突固めエネルギーを調整して供試体を作製した。図-5(a)にその砂骨格間隙比  $e_g$  と細粒分含有率の関係を示している。図中破線で示した曲線は図-5(b)の最大と最小

の突固めエネルギーによる供試体の骨格間隙比の曲線であり、ここでの突固めエネルギーの範囲内ではこれらの曲線の内側にしか両者の関係が存在し得ない。このような理由から  $D_{rg}=50\%$ と  $65\%$ においては、 $F_c=14.7\%$ 以上の供試体は作成できなかった。図-5(b)は間隙比により表示をしているが、骨格間隙比一定の場合、間隙比は細粒分含有率の増加に伴い直線的に減少する傾向が認められる。

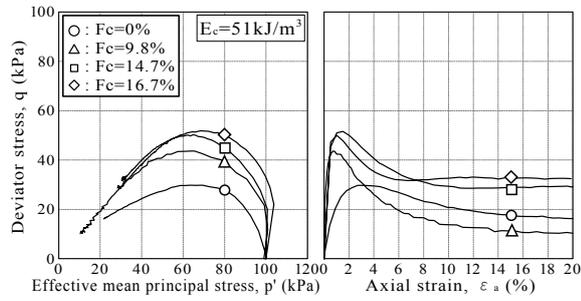
図-6には、砂から粘土に至る混合土全体の間隙比と細粒分含有率の関係を示す。前述のように、砂が構造を成す領域では同一の拘束圧下において種々の間隙比が存在するが、粘土が構造の主体となる領域においては、正規圧密状態ではそれぞれの細粒分含有率に対してユニークな間隙比しか存在しないこと、またそれらの境界が  $F_c=20\%$ 付近であることが明らかである。

### 3. 非排水せん断特性

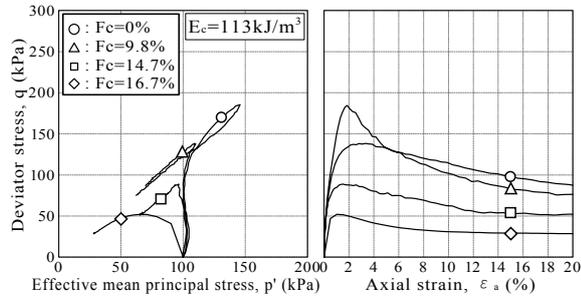
非排水せん断試験より得られた各混合土の軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を図-7~9にそれぞれ示す。図-7(a)~(e)には各突固めエネルギー  $E_c=22, 51, 113, 324, 504 \text{ kJ/m}^3$ で作成した供試体に対する試験結果が示されている。図-7(a), (b)の突固めエネルギーの低い  $E_c=22 \text{ kJ/m}^3, E_c=51 \text{ kJ/m}^3$ では、いずれの細粒分含有率においても収縮挙動に伴うひずみ軟化挙動を示し、特に  $E_c=22 \text{ kJ/m}^3$ では最終的に有効応力がほぼ0となって静的液状化を起こしているが、細粒分含有率の増加に伴い最大軸差応力は増大していることがわかる。一方、図-7(d), (e)の突固めエネルギーが高い  $E_c=324 \text{ kJ/m}^3, E_c=504 \text{ kJ/m}^3$ においては細粒分含有率の低い  $F_c=0, 9.8\%$ のとき、応力経路は顕著な膨張挙動を示し、 $F_c=14.7\%$ でも膨張傾向で



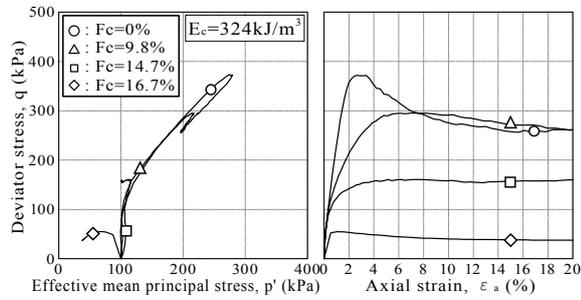
(a)  $E_c=22\text{kJ/m}^3$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ)



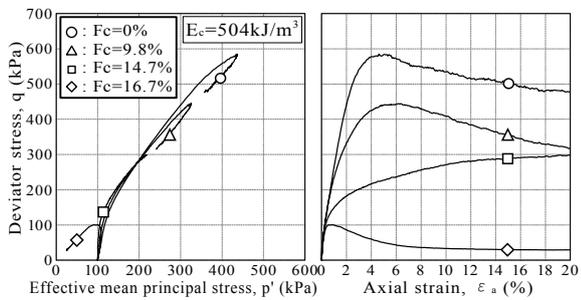
(b)  $E_c=51\text{kJ/m}^3$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)



(c)  $E_c=113\text{kJ/m}^3$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)

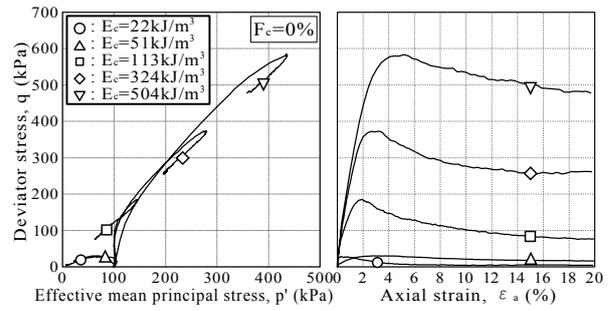


(d)  $E_c=324\text{kJ/m}^3$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)

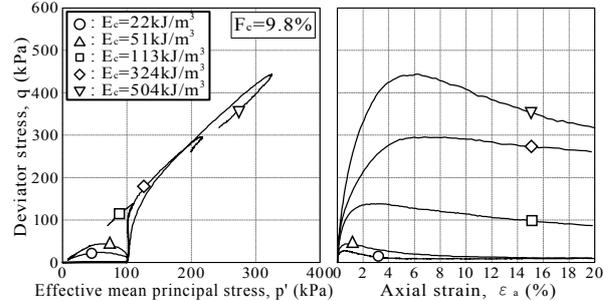


(e)  $E_c=504\text{kJ/m}^3$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)

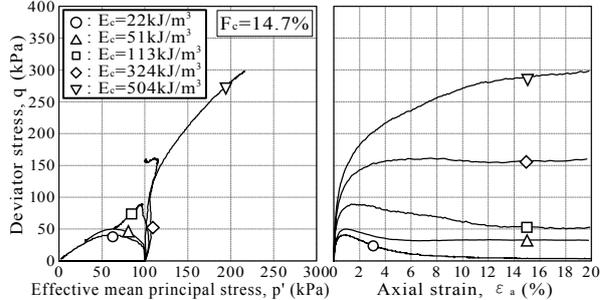
図-7 各突固めエネルギーにより突固められた試料の有効応力経路と軸差応力-軸ひずみの関係



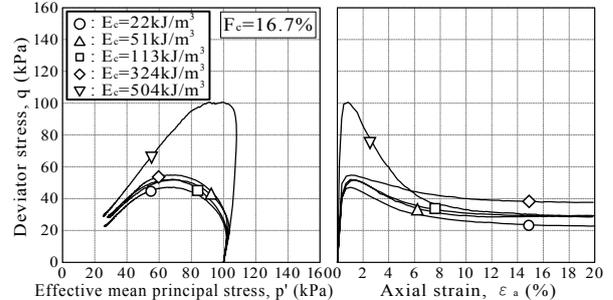
(a)  $F_c=0\%$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)



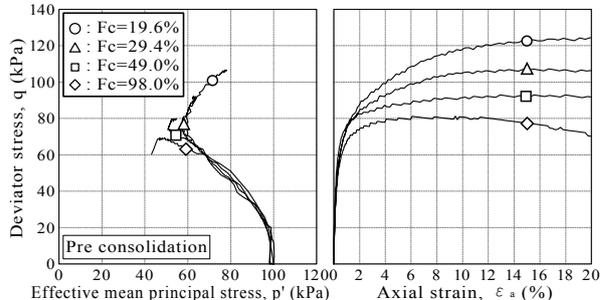
(b)  $F_c=9.8\%$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)



(c)  $F_c=14.7\%$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)



(d)  $F_c=16.7\%$  (有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)



(e) 予圧密供試体  $F_c=19.6-98.0\%$   
(有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係)

図-8 各細粒含有率の試料の有効応力経路と軸差応力-軸ひずみの関係

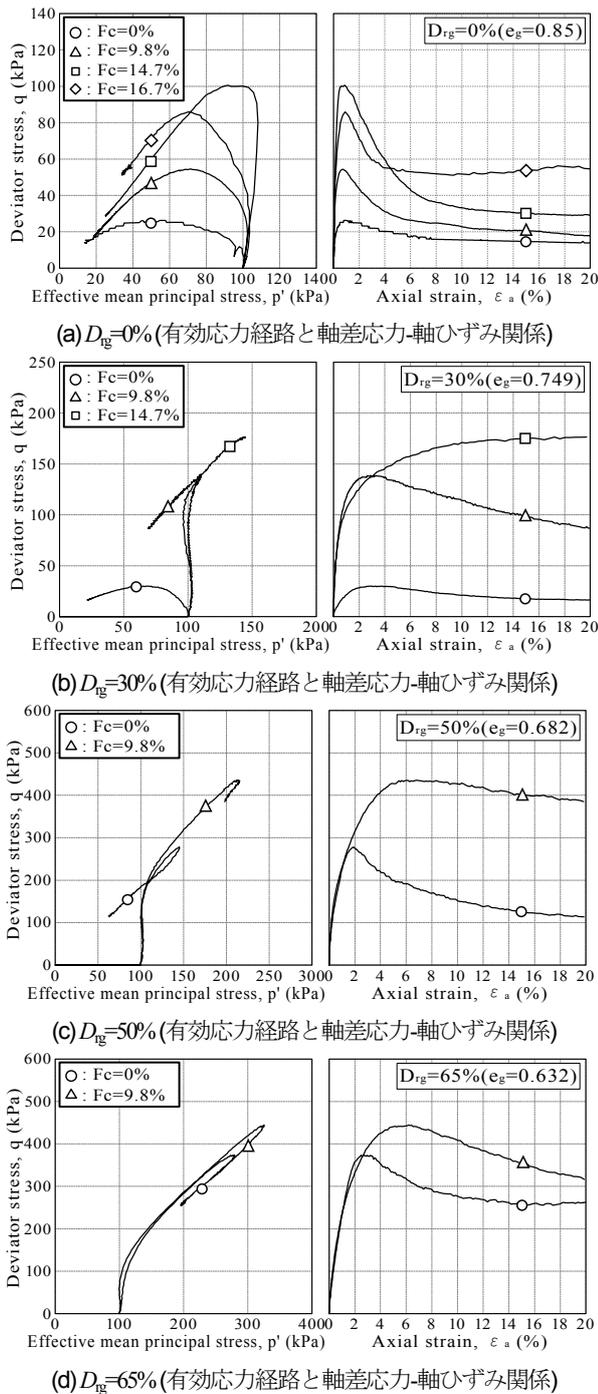


図9 骨格相対密度統一における有効応力経路と軸差応力-軸ひずみの関係

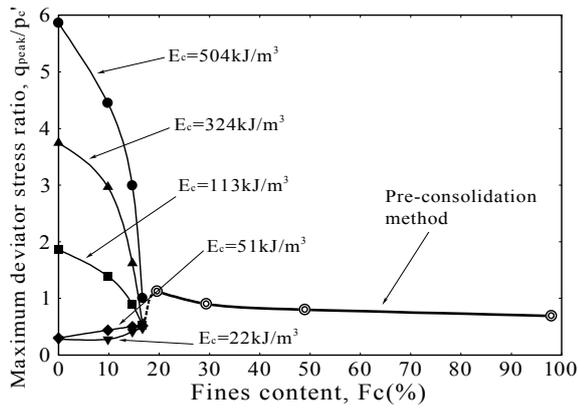
硬化挙動を示しているが、 $F_c=16.7\%$ では収縮挙動に転じていることがわかる。また、細粒分含有率の増加に伴い最大軸差応力が減少する傾向にあることが観察される。図-7(c)の  $E_c=113 \text{ kJ/m}^3$  では両者の中間的挙動となり、 $F_c=0$  および  $9.8\%$ では膨張に続き収縮挙動を示すが、 $F_c=14.7\%$ および  $F_c=16.7\%$ では収縮一辺倒の挙動を示している。

図-8(a)~(d)は、各細粒分含有率から成る試料のせん断挙動におよぼす突固めエネルギー  $E_c$  の影響を示したものである。図-8(a)において、細粒分含有率  $F_c=0\%$ では、

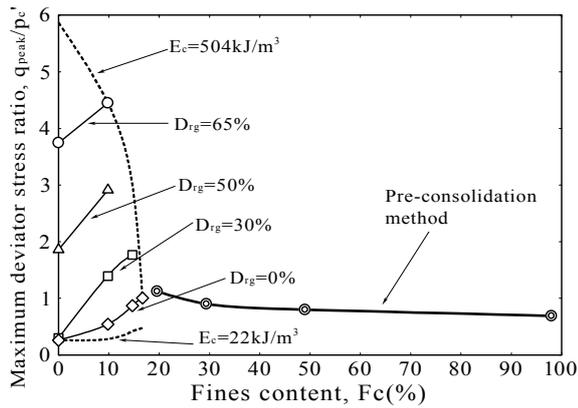
$E_c=113 \text{ kJ/m}^3$  以下で収縮挙動を示し、中でも突固めエネルギーが最も低い  $E_c=51 \text{ kJ/m}^3$  では、有効応力がほぼ0となり静的液化化起している。また、全体的には突固めエネルギーの増加に伴い最大軸差応力が増大する傾向が認められる。一方、図-8(d)の細粒分含有率が16.7%の場合においては、突固めエネルギー  $E_c$  の違いによらずいずれも収縮挙動に伴う軟化挙動を示し、軸ひずみ5%を超えたあたりからほぼ同一の残留強度を示すことが観察される。図-8(e)には予圧密法により作製した  $F_c=19.6\sim 98.0\%$ の供試体に対する結果を示す。 $F_c=49.0\%$ 以下では変相点に達した後、若干の膨張挙動を示しているが、 $F_c=98.0\%$ では収縮一辺倒で限界状態に至る挙動を示している。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だけの挙動に近づいていくことがわかる。 $F_c=16.7\%$ と  $F_c=19.6\%$ の間で挙動に若干の不連続が見られるが、これは供試体作成法の違いによるものと考えられる。

図-9(a)~(d)には骨格間隙比を一定として行った実験結果をそれぞれ示す。図-9(a)の  $D_{rg}=0\%$  ( $e_g=0.85$ ) においては、いずれもせん断中収縮および軟化挙動を示し、図-9(a)の  $E_c=22 \text{ kJ/m}^3$  の場合と同様な傾向を示すが、細粒分含有率の増加に伴い軸差応力の顕著な増加が認められる。一方、図-9(d)の  $D_{rg}=65\%$  ( $e_g=0.632$ ) においては顕著な膨張挙動を示し、細粒分の増加に伴い軸差応力は増加している。図-9(c)の  $D_{rg}=50\%$  ( $e_g=0.682$ ) 程度が収縮挙動から膨張挙動に遷移する境界領域と考えられる。またすべての図から、骨格相対密度が一定の条件では、細粒分含有率の増加に伴い、軸差応力が増加する傾向が認められる。このことから、混合土の非排水せん断強度に対して、粗粒子骨格の役割が主体であり、細粒分の影響は補助的なものであることが推察できる。

図-10(a), (b)に砂から粘土に至る全ての供試体の最大軸差応力を初期有効拘束圧で正規化した最大軸差応力比 ( $q_{peak}/p_c$ ) と細粒分含有率の関係を示す。ここで初期有効拘束圧で正規化した理由は、砂の影響が卓越する部分は  $\phi$  材であること、粘土の影響が卓越する部分では正規圧密状態と考え、粘着力は存在しないと判断したためである。まず、図-10(a)は  $F_c=0\sim 16.7\%$ 間を一定のエネルギーで突固めた場合の結果を示したものである。高い突固めエネルギーを用いた場合、最大軸差応力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拘らず1点に収束し、次第に粘土の強度に移行していく様子が認められる。一方、予圧密供試体においては、 $F_c=30\%$ 以上で最大軸差応力はほぼ一定の値を示しており、 $F_c=30\%$ 以上では細粒土主体の構造となって、砂の影響をほとんど受けない粘土自



(a) 突固めエネルギー一定で突固めた供試体と予圧密供試体



(b) 骨格相対密度一定で作製した供試体と予圧密供試体

図-10 混合土の最大軸差応力比と細粒分含有率の関係

体の強度が発現されることが分かる。また、図-10(b)には、 $F_c=0\sim 16.7\%$ の間で骨格相対密度を一定とした場合の最大せん断応力比と細粒分含有率の関係を示す。骨格相対密度を一定するためには、細粒分含有率の増加に対して粗粒分の体積は一定であるが、細粒分の体積が増加するので、最大軸差応力も増加する。

#### 4. せん断強度と骨格構造の関係

混合土の非排水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  $F_c=0\sim 16.7\%$ の供試体に対する非排水せん断強度( $q_u$ )と間隙比  $e$  の関係について検討を行う。図-11 に最大せん断強度比と間隙比の関係を示す。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、また最大と最小の強度の幅は、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。図中、細粒分含有率の増加に伴い非排水せん断強度と間隙比の取り得る範囲が狭くなり特に  $F_c=16.7\%$ においては、狭い範囲にのみプロットが存在しているが、これは図-4にも示したようにこの

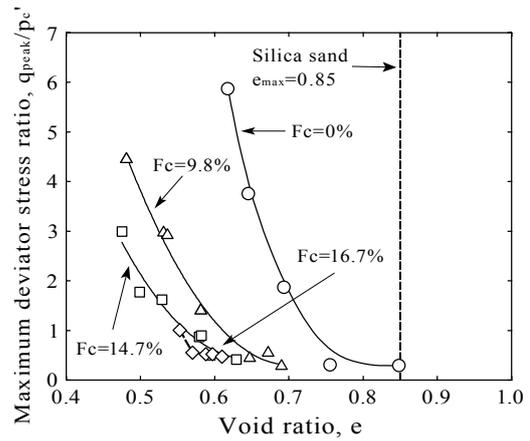


図-11 非排水せん断強度と間隙比の関係

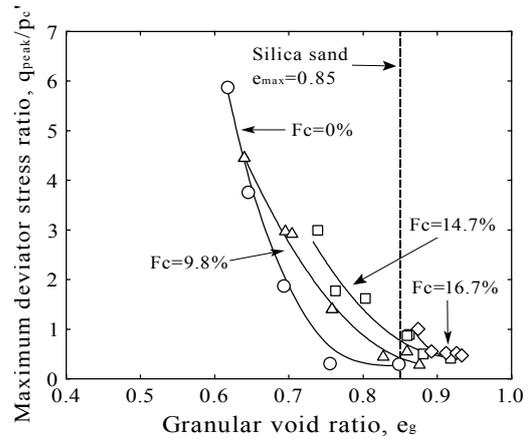


図-12 非排水せん断強度と骨格間隙比の関係

部分では、砂の間隙内が細粒分でほぼ埋め尽くされ、突固めエネルギーが異なってもほぼ同一の間隙比となったためと考えられる。前述のように、混合土の非排水せん断強度特性は、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、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-12 に最大せん断強度比と骨格間隙比  $e_g$  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異なる関係となり、間隙比と強度に一義的關係が見い出せない。

#### 5. 等価骨格間隙比による混合土のせん断強度の評価

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、細粒分を砂と同等の固体で骨格を形成するとみなしている。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、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。本研究では、その中

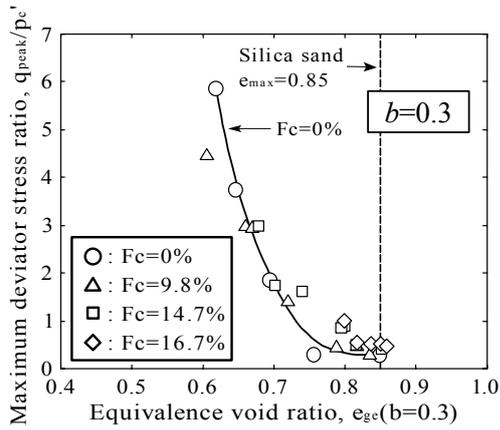


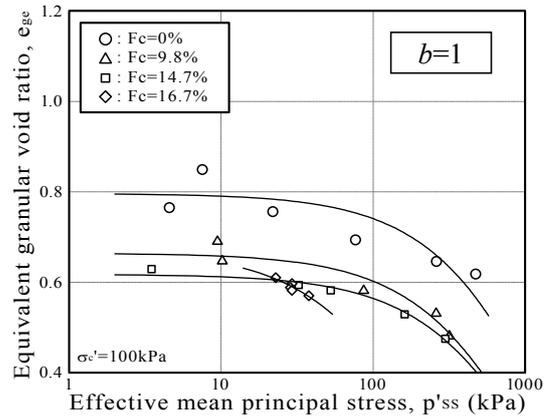
図-13 非排水せん断強度と等価骨格間隙比の関係

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要素とみなす等価骨格間隙比<sup>11), 25)</sup>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。

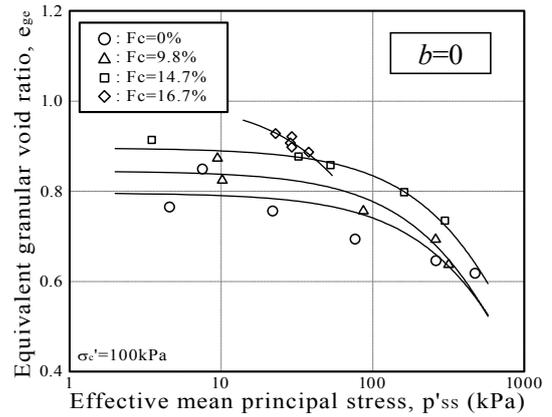
$$e_{ge} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_{ss} + bV_{sf}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_s - (1-b)V_{sf}} \quad (4)$$

ここに、 $b$ は細粒分の粗粒分に対する寄与率である。式(4)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。 $b=0$ から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。

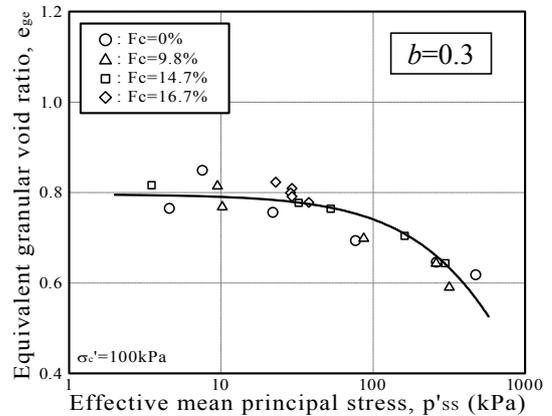
本研究では、 $F_c=0\sim 16.7\%$ の混合土供試体の非排水せん断強度と初期間隙比の関係が砂単体 $F_c=0\%$ における関係と等しくなるような $b$ を試行錯誤により調べ、最も良い一致をみる $b$ を混合土の寄与率 $b$ と定義した。図-13に最大せん断強度比と等価骨格間隙比 $e_{ge}$ の関係を示す。図-13には、ベストフィットした寄与率 $b=0.3$ としたときの最大せん断強度比と等価骨格間隙比の関係を示している。図-11, 12 との比較からも明らかのように、 $F_c=16.7\%$ 以下の異なる細粒分含有率から成る混合土に対して、砂単体( $F_c=0\%$ )の最大せん断強度比と間隙比の関係に最も近い関係が得られた。すなわち、このことは細粒分が岩国粘土の場合、細粒分が砂分の30%の割合で非排水せん断強度に寄与していることを意味している。なお、この寄与率は用いた珪砂と岩国粘土の粒径比によるものであり、材料が変われば変化するものと考えられる。



(a) 等価間隙比  $e_{ge}(b=1)$  と有効主応力  $P'_{ss}$  の関係



(b) 等価間隙比  $e_{ge}(b=0)$  と有効主応力  $P'_{ss}$  の関係



(c) 等価間隙比  $e_{ge}(b=0.3)$  と有効主応力  $P'_{ss}$  の関係

図-14  $e_a=20\%$ における等価間隙比  $e_{ge}$  と有効主応力  $P'_{ss}$  の関係

## 6. 定常状態における等価骨格間隙比の評価

土は定常状態に至ると一本の  $e\text{-log}(P)$  関係 (SSL)<sup>20)</sup> を示すことが明らかとなり、この関係は構成則を作成する際の重要なパラメータとして利用されてきた。図-14に細粒分含有率  $F_c=0\sim 16.7\%$  の範囲の試料に対して、せん断時の応力増分がほぼゼロになった軸ひずみ  $e_a=20\%$  時点を厳密ではないが定常状態とみなし、その時点の等価骨格間隙比と平均有効主応力の関係を示す。寄与率  $b=0, 1,$

0.3 の場合をそれぞれ図-14(a), (b), (c) に示す。図-14(a)より、通常の間隙比を用いた場合混合土においては細粒分含有率ごとに異なる関係が現れ、定常状態線を一義的に表現できないことがわかる。また、図-14(b) の  $b=0$  すなわち骨格間隙比を用いた場合は、細粒分含有率が高いものほど上方に移動し、それぞれの曲線の間隔は狭まったものの異なった曲線を描いている。さらに試行錯誤を続け、強度の時と同様  $b=0.3$  を用いた時に図-14(c) に示すように全ての曲線が砂単体の曲線に漸近し、一義的關係となることが認められる。

## 7. まとめ

本研究は、自然粘土である岩国粘土と粒度調整した珪砂を種々な割合で混合し様々な初期密度状態で一連の非排水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約  $F_c=20\%$  程度以上では塑性指数を有するが、それ以下では非塑性  $NP$  となり、約  $F_c=20\%$  が砂と粘土の力学的境界となることが示唆された。
- 2) 三軸供試体作成において砂が骨格構造を形成する  $F_c=16.7\%$  以下では突固め法を、それ以上では予圧密法を採用した。
- 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せん断強度は、粗粒子の骨格間隙比に大きく依存する。非排水せん断強度は、細粒分含有率の増加に伴い緩詰め状態では密度増加により増加傾向を、逆に密詰め状態では粗粒子の骨格構造の消失により大きく減少する。
- 4) 粘土が主体となる領域では、非排水せん断強度は細粒分含有率に対応して変化するが、 $F_c=30\%$  以上ではほぼ一定となる。
- 5) 砂が骨格構造を形成する領域では、細粒分の寄与率  $b$  を導入した等価骨格間隙比を導入することにより、砂・粘土混合土の非排水せん断強度および定常状態をほぼ一義的に表すことができる。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会：ジオテクノート 2 中間土-砂か粘土か一、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.: Cyclic shear strength of fines-containing sands, *Earthquake and Geotechnical Engrg., Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp.101-106, 1989.
- 4) 桑野二郎, Sapkota Binod, K., 橋爪秀夫, 高原健吾：

- 細粒分を含む砂の液状化特性、土と基礎、第 41 巻、第 7 号、pp.23-28, 1993.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) Georgiannou, V. N., Burland, J. B. and Hight, D. W.: The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension, *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.431-449, 1990.
- 8) Pitman, T. D., Robertson, P. K. and Sego, D. C.: Influence of fines on the collapse sands, *Can. Geotech. J.*, Vol.31, pp.728-739, 1994.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) Yamamuro, J. A. and Covert, K. M.: Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.314-324, 2001.
- 14) Bahadori, H., Ghalandarzadeh, A. and Towhata, I.: Effect of non plastic silt on the anisotropic behaviour of sand, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.4, pp.531-545, 2008.
- 15) Polito, C. P. and Martin, J. R.: Effect of non plastic fines of the liquefaction resistance of sands, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, May, pp.408-415, 2001.
- 16) Hyodo, M., Orense, R., Ishikawa, S., Yamada, S., Kim, U. and Kim, J.: Effects of fines content on cyclic shear characteristics of sand-clay mixtures, *New Zealand Workshop on Geotechnical Earthquake Engineering*, pp.81-88, 2006.
- 17) Kim, U., Hyodo, M., Koga, C. and 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.
- 18) Mitchell, J. K.: *Fundamentals of Soil Behaviour*, 2nd edn, John Wiley Interscience New York, pp.172-189, 1976.
- 19) Kenny, T. C.: Residual strengths of mineral mixture, *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech.*, Tokyo 1, pp.155-160, 1977.
- 20) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J.: Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silty, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No.10, pp.849-859, 2002.
- 21) Thevanayagam, S. and Mohan, S.: Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands, *Geotechnique*, Vol.50, No.1, pp.1-23, 2000.
- 22) Naeini, S. A. and Baziar, M. H.: Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a

- sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.24, pp.181-187, 2004.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) Ni, Q., Tan, T. S., Dasari, G. R. and Hight, D. W. : Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, *Geotechnique*, Vol.54, No.9, pp.561-569, 2004.
- 26) Poulos, S. J. : The steady-state of deformation, *J. Geotech. Eng.*, Vol.107, No.5, pp.553-562, 1981.

(2009. 7. 10 受付)

## EFFECT OF FINES ON UNDRAINED SHEAR CHARACTERISTICS OF SAND-CLAY MIXTURES

Masayuki HYODO, Uk-Gie KIM, Yukio NAKATA and Norimasa YOSHIMOTO

A series of undrained triaxial tests was performed on sand and natural clay mixtures with various fines content. The boundary of the area where sand formed the structural skeleton and the area where clay composed the matrix was examined. The consistency changed drastically on the boundary of fines content about  $F_c=20\%$ . The comprehensive undrained shear strengths were presented for materials from sand to clay with various fines content. Although the strength was varied depending on their void ratio even if the fines content was identical for the material in which sand forms skeleton, a unique undrained strength dependent on fines content was observed in material where clay formed the matrix. A unique relationship between equivalent granular void ratio and undrained strength and steady state strength were confirmed for the material which has sand skeleton.