

含水比の異なる粘土を混合した 砂・粘土混合土の初期せん断弾性係数

金子 崇¹・兵動 正幸²・立場 晴司³・山田 卓⁴・中田 幸男⁵・吉本 憲正⁶

¹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: n002wf@yamaguchi-u.ac.jp

²正会員 山口大学大学院教授 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

³正会員 五洋建設株式会社 名古屋支店 (〒460-8614 愛知県名古屋市中区錦3-2-1)
E-mail: Seiji.Tateba@mail.penta-ocean.co.jp

⁴正会員 東京大学大学院助教 工学研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail: suguru@geot.t.u-tokyo.ac.jp

⁵正会員 山口大学大学院教授 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

⁶正会員 山口大学大学院助教 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

砂と含水比の異なる自然粘土を様々な割合で混合した土に対し、一連のベンダーエレメント試験を行った。その結果、細粒分含有率が低く、砂が骨格構造を形成する領域と粘土が構造の主体となる領域の境界は、粘土の含水比により異なることが明らかとなった。初期せん断弾性係数と間隙比の関係は、細粒分含有率によって異なるが、細粒分を粗粒分と等価とみなす割合である寄与率 b の概念を導入した等価骨格間隙比を用いることにより、初期せん断弾性係数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。また、等価骨格間隙比、拘束圧の関数として混合土のせん断弾性係数の評価式を提案した。

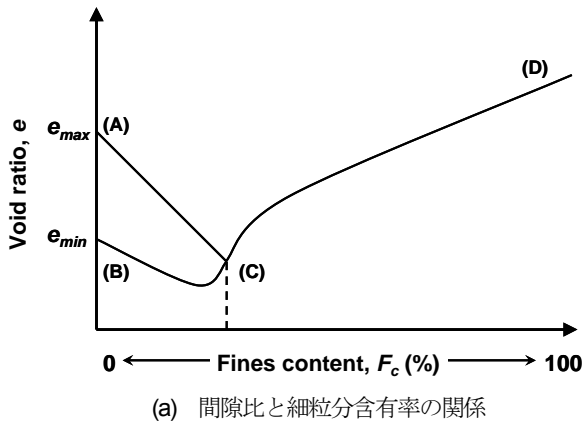
Key Words : sand-clay mixtures, fines content, water content, equivalence void ratio, bender element test, shear modulus

1. まえがき

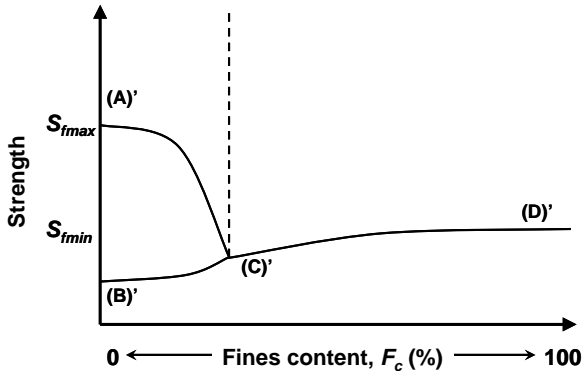
これまで著者らは、砂と自然粘土との混合土を対象に混合割合を変化させて、静的強度、動的強度を調べてきた^{1)~4)}。その結果、砂が骨格を形成し、緩詰め、密詰め のせん断挙動を示す領域と粘土が構造の主体となり正規圧密のせん断挙動を示す境界は、細粒分含有率 $F_c=20\sim 30\%$ 程度付近であることを示した。粘土は含水比によって強度が異なるが、これまでの研究では、砂主体の場合には細粒分含有率の違いに関わらず、初期含水比 $w=10\%$ 程度で突固めにより供試体を作製してきた。一方、粘土が主体となる領域では、液性限界の2倍程度の含水比で予圧密法により供試体を作製した。特に砂側においては、砂に混合される粘土の含水比によって同一のエネルギーで突き固めても、混合土の初期構造が異なり、力学特性

に違いが生じることが予測された。そこで本研究では、粘土の液性限界 w_L を基準に、初期含水比を液性限界の1.0, 1.5, 2.0倍($w=1.0w_L, 1.5w_L, 2.0w_L$)としてそれぞれを気乾状態の砂と混合し、突固めにより供試体を作製した。また、粘土側については液性限界の2倍の初期含水比で予圧密法により供試体を作製した。本研究ではこのような混合土の動的変形特性を明らかにするために、ベンダーエレメント試験を行い、これらの混合土のせん断弾性係数を調べた。

これまで、土の動的変形特性に関して多くの研究が行われ、砂質土については砂の粒子形状や間隙比、有効拘束圧等によりせん断弾性係数を評価する式が示されてきた^{5)~8)}。粘性土についても過圧密比や間隙比、塑性指数等により評価する推定式が提案されてきた^{9)~14)}。しかし、これらの推定式は砂、あるいは粘土のみを対象としたも



(a) 間隙比と細粒分含有率の関係



(b) 強度と細粒分含有率の関係

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

が多く、砂と粘土の両方の性質を併せ持つ中間土に対しては、未解明な部分が多かった。

砂・粘土混合土の初期構造について兵動ら⁴⁾は以下のように述べ、図-1の細粒分含有率の変化に伴う初期構造と強度の変化の概念を示した。すなわち、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り、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由に变化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒分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より支配される^{15)~18)}。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^{19), 20)}ことから、砂から粘土に至る混合土の間隙比と強度特性の変化を図-1のように模式的に示した。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いき、その差が

表-1 試料の物理的性質

Sample	Gs	Fines content (%)	Clay content (%)	I _p	D ₅₀ (mm)
Silica sand	2.652	0.0	0.0	NP	0.861
Iwakuni clay	2.610	98.0	38.8	47.54	0.006

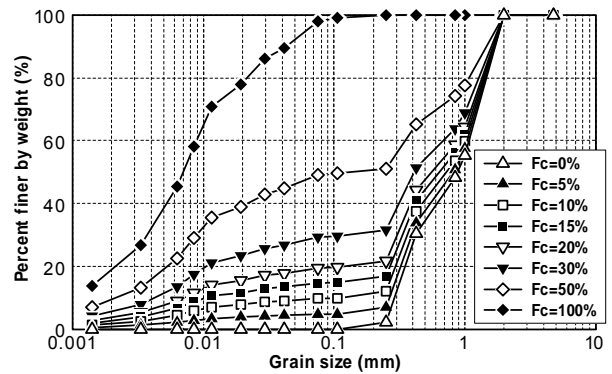


図-2 試料の粒径加積曲線

0となってその後、粘土側に移行していく境界の細粒分含有率(C)が存在する。ここで、細粒分が非塑性のシルトである場合、シルトも砂同様に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。

本研究は、様々な含水比からなる粘土を種々の細粒分含有率で砂に混合し、突固めた混合土に対してベンダーエレメント試験(以下、BE試験)を行ったものである。その結果から、粘土の含水比が混合土の構造と微小ひずみ域におけるせん断弾性係数に及ぼす影響を明らかにするとともに、細粒分の影響を考慮したせん断弾性係数の推定式を提案することを目的とした。また、細粒分含有率が境界値を超え、粘土が主体となる領域では、含水比を液性限界の2倍に調整した粘土を砂と混合し、予圧密することにより供試体を作製した後、BE試験を行い、せん断弾性係数を求めた。

2. 試料及び試験方法

(1) 試料の物理的性質

実験に用いた試料は、粗粒土試料として粒度調整した三河珪砂(D₅₀=0.861mm, e_{max}=0.853, e_{min}=0.524)、細粒土試料として山口県岩国市の岩国港で採取した岩国粘土(F_c=98%, 液性限界w_L=77.34%, 塑性指数I_p=47.5)である。表-1に用いた試料の物理的性質、図-2に試料の粒径加積曲線を示す。

本研究では、混合土の初期せん断弾性係数に対する湿潤突固め時の細粒分の含水比の影響を調べるため、含水比を液性限界の1.0, 1.5, 2.0倍(w=1.0w_L, 1.5w_L, 2.0w_L)に

表-2 突固めエネルギーの一覧

E_c (kJ/m ³)	Number of dropping per a layer					Height of dropping weight (m)	Weight of rummer (kN)
	1st layer	2nd layer	3rd layer	4th layer	5th layer		
504	60	80	100	120	140	0.184	0.00116
113	14	19	23	25	29	0.184	0.00116
22	5	10	15	25	30	0.050	0.00116

調整した岩国粘土を気乾状態の三河珪砂に混合した。三河珪砂と岩国粘土は乾燥重量比で混合し、その混合割合は、100:0, 95:5, 90:10, 85:15, 80:20, 70:30, 50:50, 0:100の8通りである。また、岩国粘土は2%の砂分を含むため、混合土試料の細粒分含有率は混合率の0.98倍となる。

(2) 供試体作製方法

本研究では、供試体を湿潤突固め法と予圧密法で作製した。Naeini and 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製可能と評価し、推奨している。本研究では、まず、砂と含水比を調整した粘土を所定の質量比となるよう混合し、十分に攪拌した。次に、直径5cm、高さ10cmのモールド内に混合土を5層に分けて投入し、鉄製のランマーを各層に対して、それぞれ所定の回数で落下させることにより、次式で示す突固めエネルギー E_c を制御して供試体を作製した。

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

ここに、 W_R はランマーの重量(=0.00116kN)、 H は落下高さ(m)、 N_L は層数(=5)、 N_B は各層の突固め回数(回/層)、 V はモールドの容積(m³)である。本研究では、様々な密度の供試体を作製するため、突固め回数と落下高さを変化させた。表-2に本研究で用いた3種類の突固めエネルギーの一覧を示す。最小の突固めエネルギーの場合のみ、ランマーの落下高さを5cmとし、それ以外は18cmとした。三河珪砂のみ($F_c=0\%$)の供試体は、珪砂の最適含水比($w=10\%$)で突き固めて作製した。若干の湿潤状態にある砂試料に対し、低いエネルギーで突き固めると、砂の最大空隙比を越える非常に緩い供試体の作製が可能である。これら3種類の突固めエネルギー($E_c=22, 113, 504\text{kJ/m}^3$)により作製した $F_c=0\%$ の供試体の初期相対密度 D_{ri} はそれぞれ25%、40%、70%となった。また、本研究で用いたランマーでは、試料に対して $E_c > 504 \text{ kJ/m}^3$ を与えても、 $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$ と同程度の相対密度までの供試体しか作製できなかった。このように作製した供試体を三軸室にセットし、二酸化炭素注入後脱気水の通水を行い飽和状態とした。

一方、細粒分含有率が高い試料は、含水比も高く突固

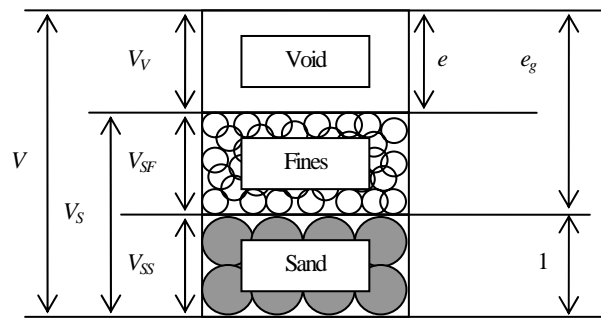


図-3 混合土の3相モデル

めによる供試体作製が不可能であったため、予圧密法により供試体作製を行った。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2倍($w=2.0w_L$)の粘土を混合し十分に攪拌した。次に直径5cm、高さ20cm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、鉛直応力10, 20, 50kPaと段階的に载荷して圧密した。そして、3t法により圧密終了を確認した後、試料を取り出し、直径5cm、高さ10cmの供試体に形成した。実験に先立ち、いずれの方法で作製した供試体も空隙係数 b 値が0.95以上であることを確認し飽和状態であることを確認した。

(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、空隙と細粒分、粗粒分の三つに分けて考えることができる。

このような土の3相モデルにおいて、空隙と土粒子全体の体積、または空隙と粗粒分の体積の比により、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 の比により次式で表される。

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

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不適切であると考えられる。そのため、細粒土を空隙とみなす骨格空隙比^{22)~24)}が次式で提案された。

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

図-4に有効拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ で等方圧密後の空隙比と細粒分含有率の関係を示す。図より、異なる細粒分含有率・含水比から成る試料に対して所定の突固めエネルギー

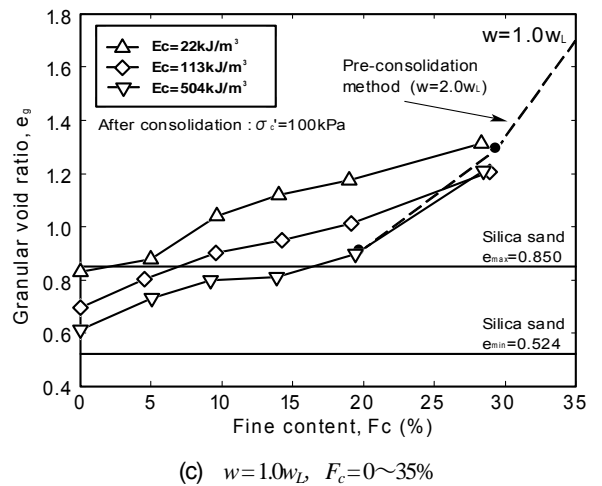
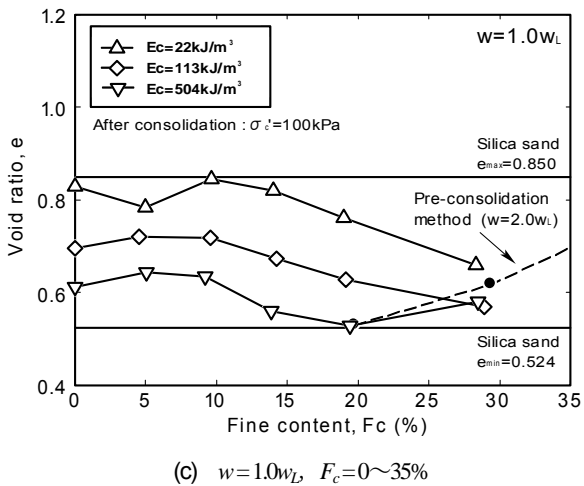
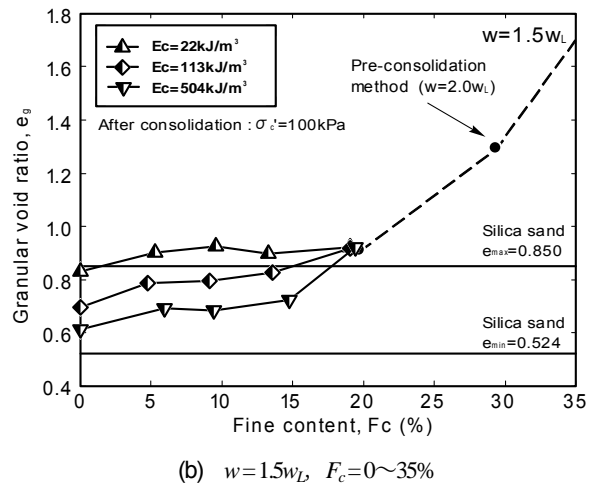
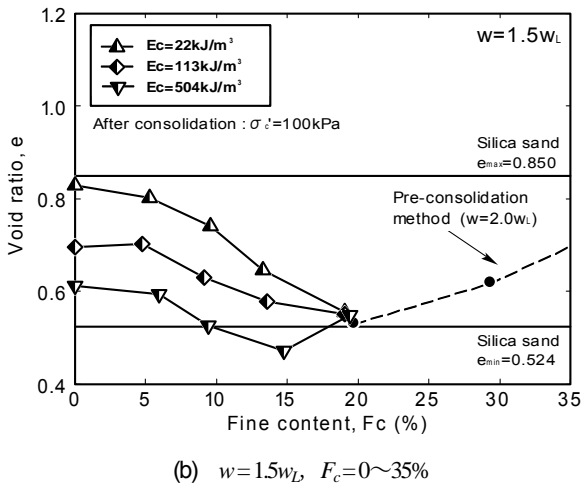
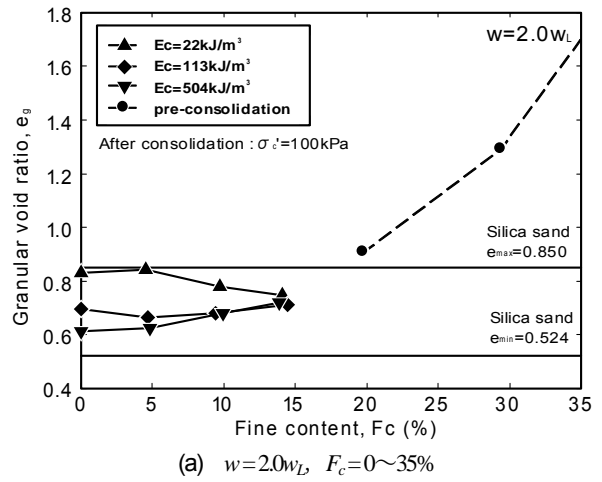
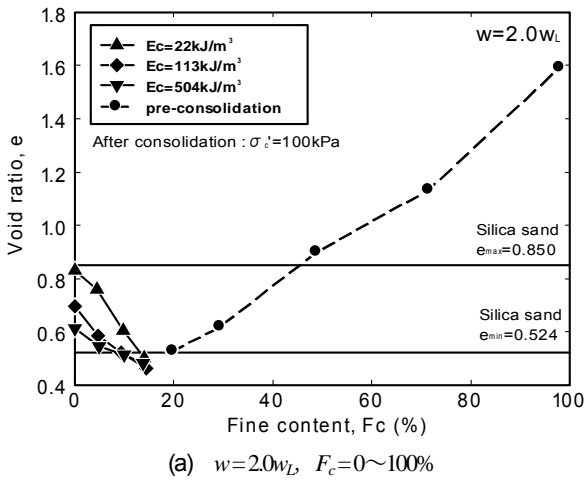


図4 間隙比と細粒分含有率の関係

図5 骨格間隙比と細粒分含有率の関係

一を与えることで様々な間隙比の供試体が作製されていることが分かる。いずれの突固めエネルギーに対しても間隙比は細粒分含有率の増加とともに減少するが、ある細粒分含有率から突固めエネルギーの違いにかかわらずほぼ一定の大きさに収束し、粘土側の間隙比に推移していく。その挙動は含水比の違いによっても異なることが観察される。 $w=2.0w_L$ の場合は $F_c=15\%$ 、 $w=1.5w_L$ の場合は $F_c=20\%$ 、 $w=1.0w_L$ の場合は $F_c=30\%$ 付近において、間隙比

が一定となっており、その傾向は粘土の含水比によって異なることは明らかである。このように、粘土の含水比が減少するに伴い、砂が骨格構造をなす領域と粘土が構造の主体となる領域の境界となる細粒分含有率が増加していることが分かる。図4(a)は $w=2.0w_L$ の粘土を混合した場合の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しているが、前述のように、砂が骨格構造をな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粘土が正規圧密状態である場合、それぞれの細粒分含有率に対して、ユニークな間隙比が存在するのみである。

図-5に有効拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ で等方圧密後の骨格間隙比と細粒分含有率の関係を示す。骨格間隙比は細粒分含有率の増加とともに増加し、その傾向は含水比が低いほど顕著となっている。図-5(a)に示す $w=2.0w_L$ の粘土を混合した場合、突固め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以下であり、粗粒子が形成する骨格の間隙の中に細粒分が存在していることが分かる、一方、図-5(b), (c)に示す $w=1.0w_L, 1.5w_L$ の粘土を混合した場合は、突固めエネルギーが低い場合や細粒分含有率が高い場合に、骨格間隙比が珪砂の最大間隙比を超え、砂のみではありえない、緩い骨格構造を作ることがわかる。これは、含水比が低く粘着力の強い粘土が砂粒子同士を固着し、砂の緩い骨格構造を許容したためと考えられる。

3. BE試験によるせん断弾性波速度の測定

本研究で実施したBE試験では、兵動ら²⁵⁾がしらすを対象としたBE試験に用いた装置を使用した。BE試験は、Shirley and Hampton²⁶⁾によって開発され、供試体を伝播するせん断波の速度を測定することにより、室内試験で簡易的に微小ひずみ域におけるせん断弾性係数 G が得られる試験である。近年多くの研究機関で実施されているが、せん断波の伝播距離や伝播時間の測定方法が各研究機関で異なっており、国際的なコンセンサスが得られていない現状である。しかしながら、TC29:「地盤材料の室内応力~ひずみ試験 (Stress-Strain and Strength Testing of Geomaterials)」²⁷⁾では、BE試験の国際一斉試験が行われており、BE試験の実験的特徴が明らかにされている。各研究機関の実験結果を総括し、得られた知見として次のことが挙げられる。(1)せん断波の伝播時間の同定法

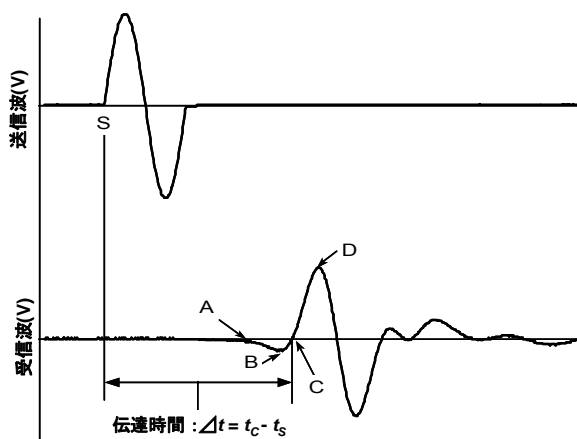
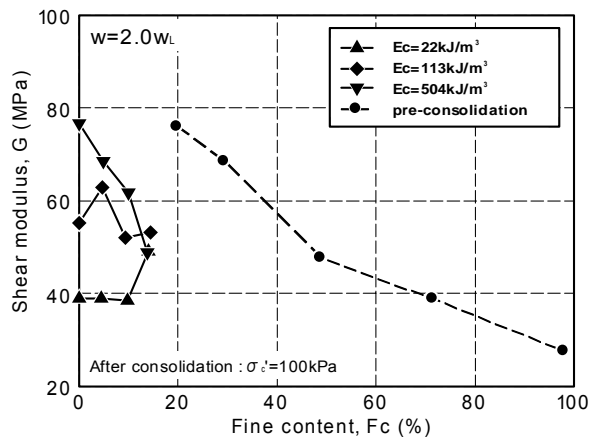
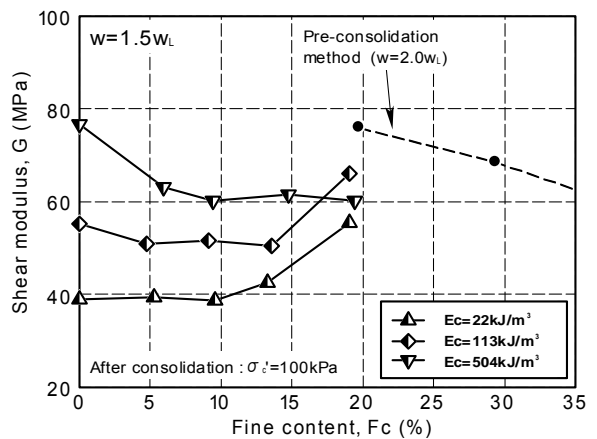


図-6 BE試験で得られる代表的な送受信波形

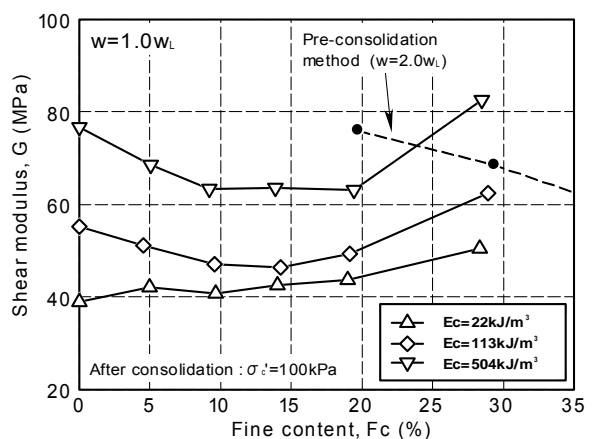
は、実際の送信・受信波形からせん断波の送信時刻と到達時刻を読み取り、その差を伝播時間とするTime domain technique (T.D.法)が主流、かつ的確である。(2)T.D.法を用いる場合の伝達時刻の見極め方は、図-6に示すA-C間のせん断波に含まれる圧縮波(P波)の影響が発現する領域であるnear-field-effectを考慮した、start-to-start(S-C点)が適切であると考えられる。(3)送信周波数を変化させ伝播時間を確認した結果、せん断波を受信するまでの時間



(a) $w=2.0w_L, F_c=0\sim 100\%$



(b) $w=1.5w_L, F_c=0\sim 35\%$



(c) $w=1.0w_L, F_c=0\sim 35\%$

図-7 せん断弾性係数と細粒分含有率の関係

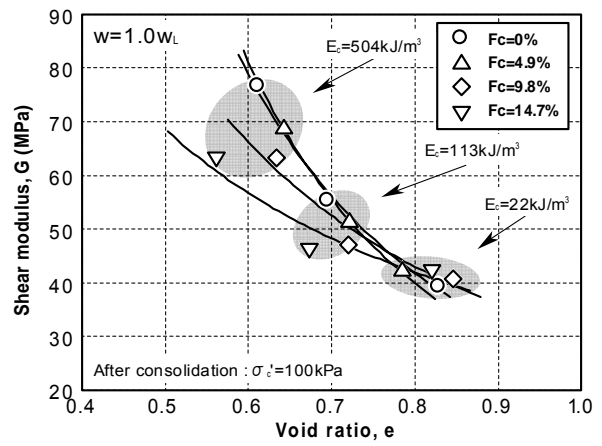
がせん断波の周期の2倍以上であれば、的確な伝播時間が得られる。以上の知見より、本研究では $\sigma'_c=50, 100, 200, 400\text{kPa}$ の等方圧密条件下において、送信電圧 $V=\pm 10\text{V}$ の正弦波の周波数 f を $f=2.5, 5.0, 7.5, 10, 12.5, 15, 20\text{kHz}$ と変化させ、1波送信することによりBE試験を行った。せん断波の伝播時間はT.D.法のstart-to-start法を用いることにより決定し、次式によりせん断弾性波速度 V_s 及びせん断弾性係数 G をそれぞれ算出し、せん断波を受信するまでの時間がせん断波の周期の2倍以上である結果について値を平均して求めた。

$$V_s = \Delta t / L \quad (4)$$

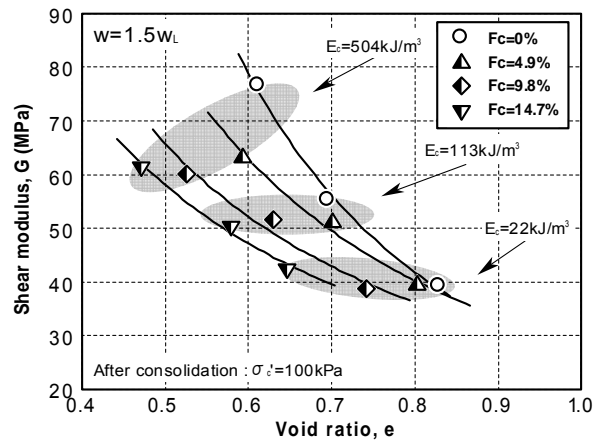
$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (5)$$

ここに、 Δt はせん断波の伝播時間、 L は伝播距離でありベンダーエレメントの先端間とする。 ρ_t は土の湿潤密度である。

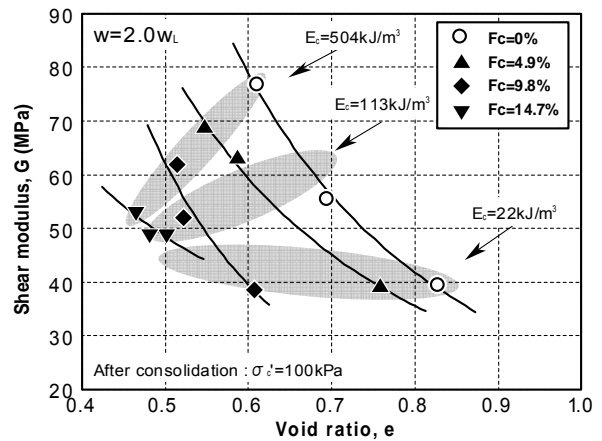
図-7に有効拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ でのせん断弾性係数と細粒分含有率の関係を示す。一般に、土のせん断弾性係数は、間隙比の減少に伴い増加すると考えられる。しかし、混合土においては細粒分含有率の増加に伴い間隙比が減少するが、必ずしもせん断弾性係数が増加する結果となっていないことが確認できる。図-7(a)に示す $w=2.0w_L$ の粘土を混合した場合、 $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体は、 $F_c=10\%$ を境界に、せん断弾性係数が増加している。一方、 $E_c=504\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体は、細粒分含有率の増加に伴いせん断弾性係数が低下し、 $F_c=15\%$ 付近で突固めエネルギーの違いにかかわらずほぼ同一の値に収束している。また、 $F_c=20\%$ 以上の粘土が主体となる領域では、細粒分含有率の増加に伴いせん断弾性係数は低下する一方となっている。砂側と粘土側の境界付近のせん断弾性係数にかなり大きな違いが見られるが、これは、砂側が突固め法、粘土側が予圧密法で供試体を作製したことによる違いであり、砂側の境界では、含水比の高い粘土が砂の骨格間隙の中に閉じ込められる形になるのに対し、粘土側の境界ではマトリックスとしての粘土の含水比が予圧密によって低下し、強度を増加させた結果によると考えられる。図-7(b)に示す $w=1.5w_L$ の粘土を混合した場合、細粒分含有率の変化に伴うせん断弾性係数の変化は、 $w=2.0w_L$ の場合に比べて緩やかとなっており、せん断弾性係数が同一の大きさに収束する点は $F_c=20\%$ 付近となっている。図-7(c)に示す $w=1.0w_L$ の粘土を混合した場合では、せん断弾性係数は同一の大きさに収束せず、突固めエネルギー毎に異なる値となっている。これは、先に述べたように含水比が低く、粘着力の高い粘土が砂を固着し、新たな砂の骨格構造を作り、その構造が突固



(a) $w=1.0w_L$



(b) $w=1.5w_L$

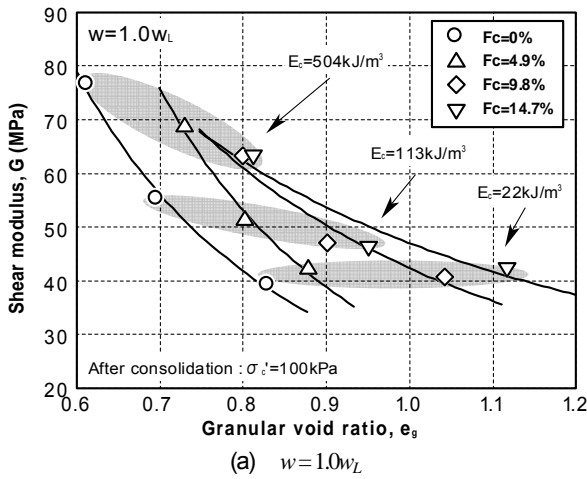


(c) $w=2.0w_L$

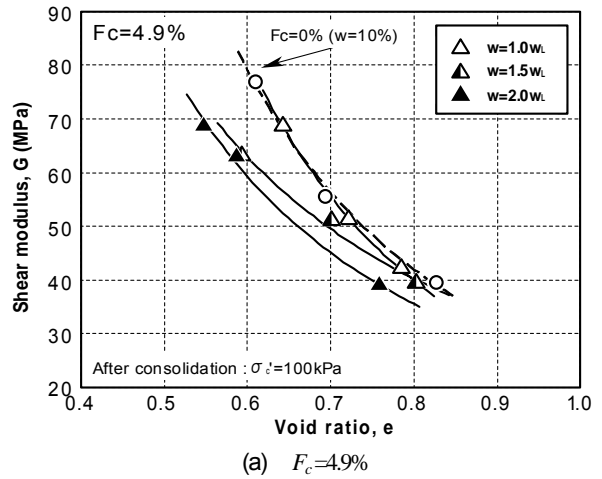
図-8 せん断弾性係数と間隙比の関係

めエネルギー毎に異なるためと推察できる。

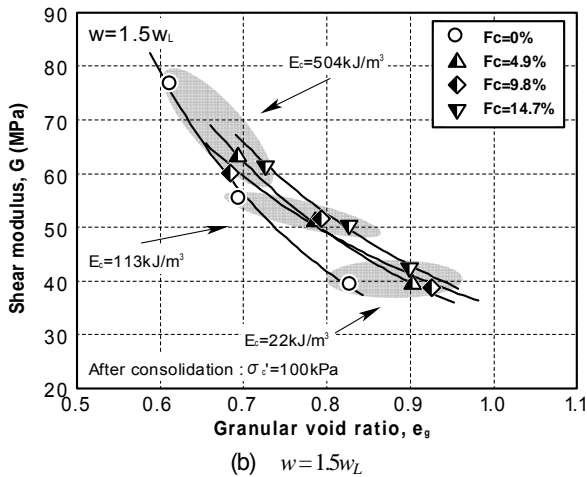
図-8に有効拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ でのせん断弾性係数と間隙比の関係を示す。図中、それぞれの細粒分含有率毎にせん断弾性係数と間隙比の関係が描かれている。また、各突固めエネルギー毎の両者の関係についてもハッチで示している。図より、細粒分含有率毎にそれぞれ異なる関係が存在していることが分かる。突固めエネルギー毎に比較した場合も、間隙比の減少に伴うせん断弾性係数の変化の傾向がそれぞれ異なることが確認できる。また、



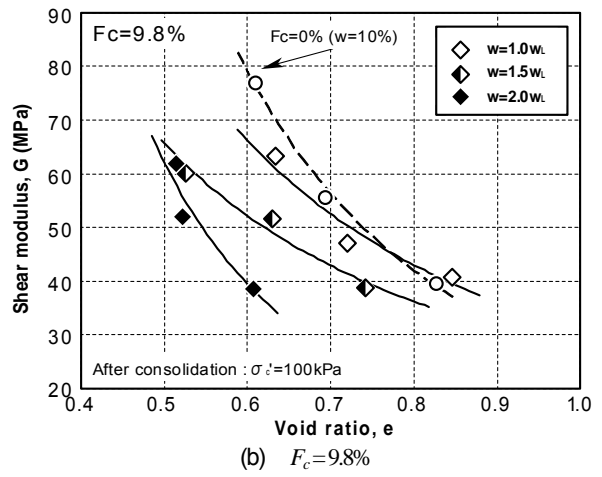
(a) $w=1.0w_L$



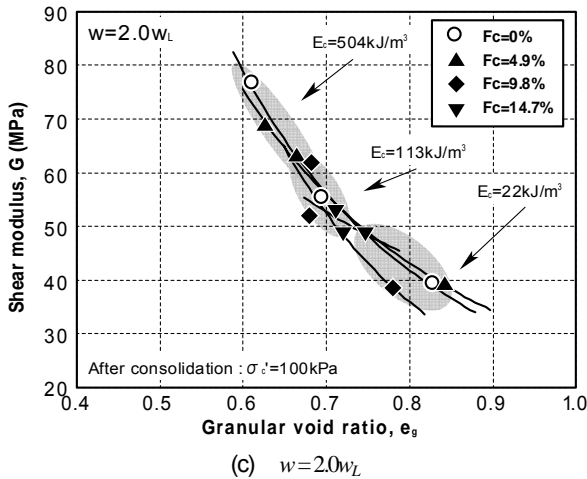
(a) $F_c=4.9\%$



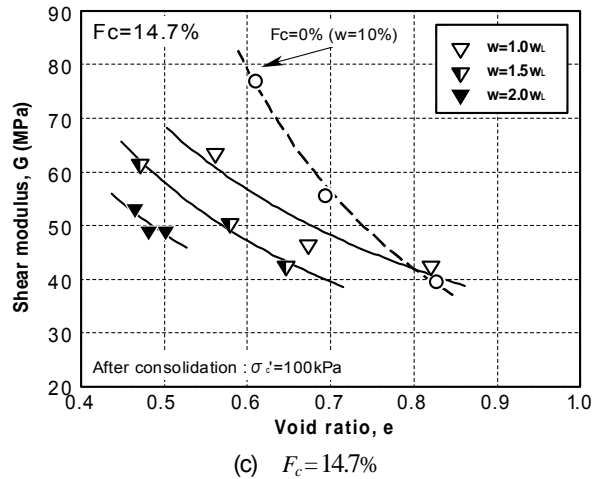
(b) $w=1.5w_L$



(b) $F_c=9.8\%$



(c) $w=2.0w_L$



(c) $F_c=14.7\%$

図-9 せん断弾性係数と骨格間隙比の関係

図-10 せん断弾性係数と間隙比の関係($w=1.5w_L$)

含水比の違いによって、それらの傾向が大きく異なることが分かる。図-9に図-8と同条件におけるせん断弾性係数と骨格間隙比の関係を示す。こちらも、細粒分含有率毎、または突固めエネルギー毎に異なる関係が存在し、間隙比や骨格間隙比ではせん断弾性係数との関係を適切に表現できないことが分かる。

図-10に細粒分含有率毎の有効拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ におけるせん断弾性係数と間隙比の関係を示す。図より、各細粒分含有率で、間隙比が一定の場合、せん断弾性係数は

含水比が高くなるほど低くなり、その傾向は細粒分含有率が高くなるほど顕著となることが分かる。

4. 等価骨格間隙比によるせん断弾性係数の評価

前述のように加えた粘土の含水比によって異なるが、混合土においては $F_c=15\sim 30\%$ 以下で砂が骨格構造を形成していると考えられる。その中の $F_c=15\%$ 以下の混合

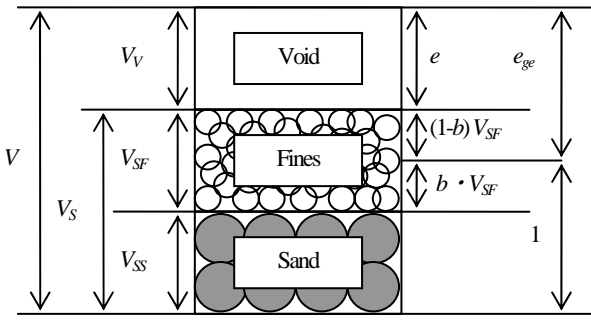


図-11 等価骨格間隙比の概念図

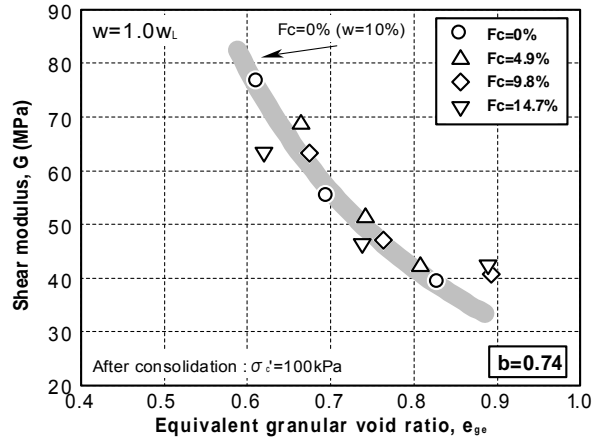
土に対してせん断弾性係数と間隙比の関係について調べた。細粒分を含む砂の骨格と間隙を考える場合、通常の間隙比は、細粒分も砂と同等の固体で骨格を形成するものとみなしている。一方、骨格間隙比の概念は、細粒分を間隙とみなし、骨格形成に全く寄与しないと考えている。本研究では、その中間に位置し、細粒分をある程度の割合で粗粒子と同等に骨格構造の形成に加担する要素とみなす等価骨格間隙比の概念²⁸⁾を用いた。図-11に等価骨格間隙比の概念図を示す。図に示した**b**は細粒分の体積を粗粒分の体積と等価とみなす割合であり、細粒分の粗粒子骨格に対する寄与率と呼ばれる。等価骨格間隙比 e_{ge} は、骨格間隙比の概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。

$$e_{ge} = \frac{V_V + (1-b) \cdot V_{SF}}{V_S - (1-b) \cdot V_{SF}} = \frac{e + (1-b) \cdot f_c}{1 - (1-b) \cdot f_c} \quad (6)$$

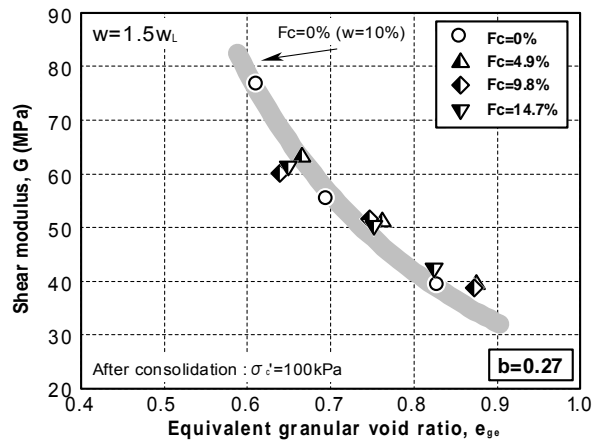
$$f_c = \frac{V_{SF}}{V_S} \quad (7)$$

$$F_c = \frac{M_{SF}}{M_S} = \frac{V_{SF} \cdot \rho_{sSF}}{V_S \cdot \rho_{sS}} = f_c \frac{\rho_{sSF}}{\rho_{sS}} \quad (8)$$

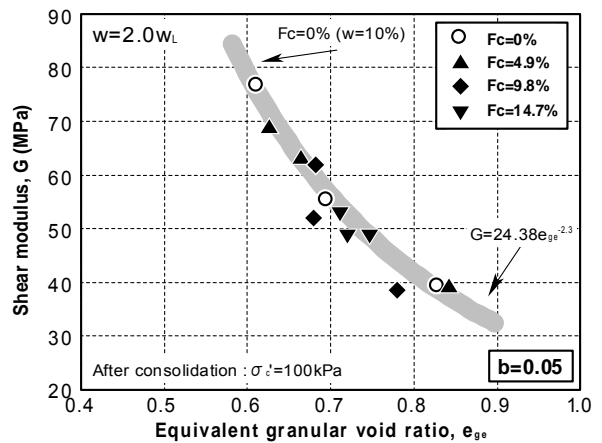
ここに、 b は細粒分の粗粒分に対する寄与率、 e は間隙比、 f_c は粗粒分と細粒分の体積比であり式(7)で表される。 V は体積、 M は質量、 ρ_s は土粒子密度を表し、添字の SF は細粒分、 S は固体部(粗粒分と細粒分の和)、 V_V は間隙を示す。なお、質量比による細粒分含有率 F_c は式(8)として表され、粗粒分と細粒分の土粒子密度がほぼ同等であれば $f_c = F_c$ とみなせる。本研究では、用いた試料の土粒子密度が粗粒分と細粒分でほぼ同じであったため、細粒分含有率は体積比によるものを用いている。式(6)より骨格間隙比は、 $b=1$ のとき、細粒分を粗粒分と同等とみなすため、通常の間隙比と等価であり、 $b=0$ のときは細粒分を間隙とみなす骨格間隙比と等価である。Thevanayagam and Mohan²⁸⁾はこの等価骨格間隙比を用いる



(a) $w=1.0w_L$



(b) $w=1.5w_L$



(c) $w=2.0w_L$

図-12 せん断弾性係数と等価骨格間隙比の関係

ことにより、定常状態における間隙比と有効応力の関係が細粒分含有率によらず一義的關係となることを示した。また、兵動ら⁴⁾は、混合土の非排水せん断強度を等価骨格間隙比との関係で一義的に表すことができることを確認した。

本研究では、 $F_c=4.9\sim 14.7\%$ の混合土供試体のせん断弾性係数と間隙比の関係が、砂単体 $F_c=0\%$ における関係と等しくなるような**b**を検討し、最も良い一致をみる値を

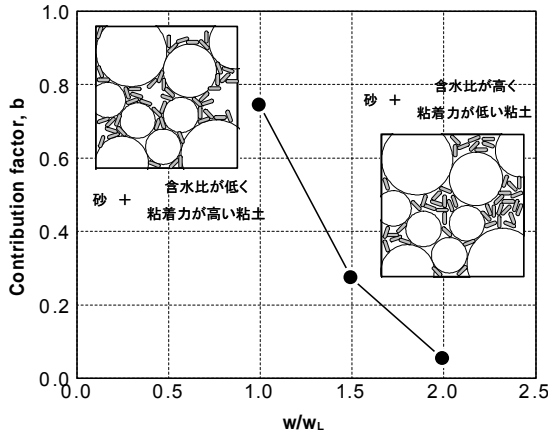


図-13 寄与率と含水比の関係

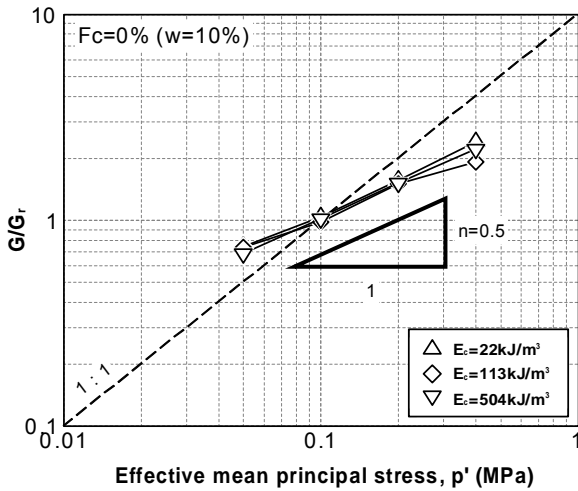
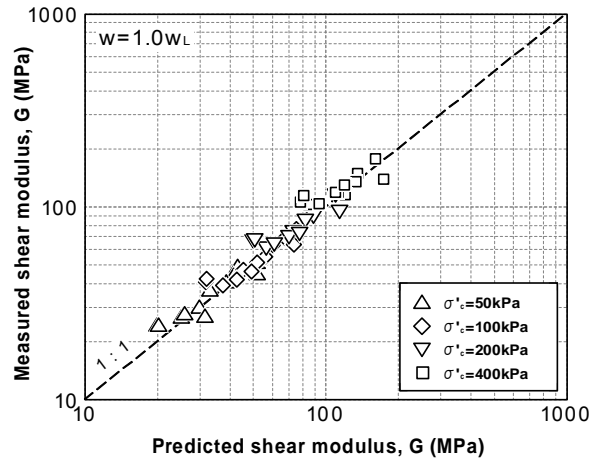
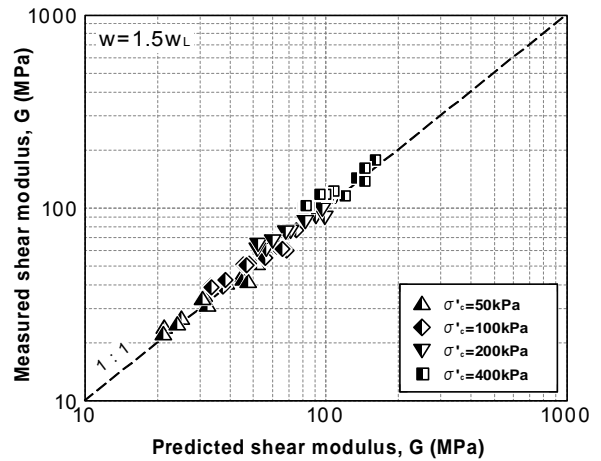


図-14 せん断弾性係数と平均有効主応力の関係

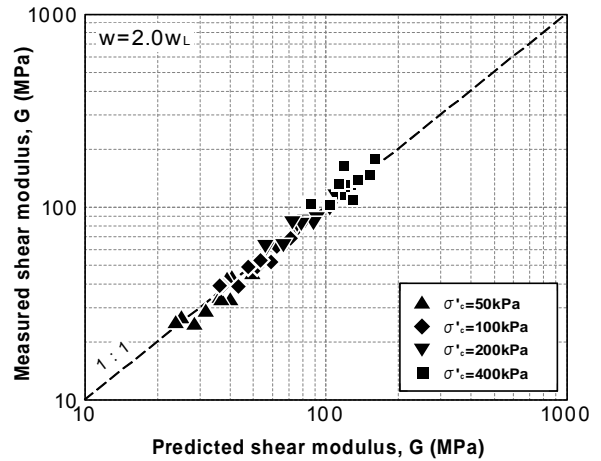
混合土の寄与率 b と定義した。図-12に含水比毎の有効拘束圧 $\sigma_c' = 100 \text{ kPa}$ において、寄与率 b が最も良い一致を示したときの、せん断弾性係数と等価骨格間隙比の関係を示す。図-12(b)は、 $w = 1.5w_L$ の場合の、せん断弾性係数と $b = 0.27$ とした等価骨格間隙比の関係であり、図-8、9と比較して明らかに、砂単体 $F_c = 0\%$ におけるせん断弾性係数と間隙比の関係に近い。また、このとき $b = 0.27$ とは、細粒分が粗粒分に対し27%の割合でせん断弾性係数に寄与していることを意味している。同様に、 $w = 1.0w_L$ の場合は $b = 0.74$ 、 $w = 2.0w_L$ の場合は $b = 0.05$ となり、図-13のような寄与率と含水比の関係が得られる。横軸の粘土の含水比は液性限界 w_L で正規化している。図より、混合した粘土の含水比が高くなるほど b の値は小さくなることが分かる。このことから、含水比の高い粘土を砂に混合した場合、粘土は砂が形成する空隙中に液体状に包含され、せん断弾性係数の発現にほとんど寄与せず、一方で、低含水比の粘土を砂に混合した場合は、粘土が骨格構造の形成にある程度の影響を与え、せん断弾性係数の増加につながるものと推察される。



(a) $w = 1.0w_L$



(b) $w = 1.5w_L$



(c) $w = 2.0w_L$

図-15 せん断弾性係数の実験値と計算値の関係

5. せん断弾性係数の推定式の提案

本研究の実験結果から、細粒分の影響を考慮したせん断弾性係数の推定式を提案する。Hardin and Richart⁹⁾が提案した微小ひずみ域における一般的なせん断弾性係数の推定式が次式で表される。

$$G = A \cdot f(e) \cdot \left(\frac{p'}{\sigma'_r} \right)^n \quad (9)$$

ここに、 A は実験定数、 $f(e)$ は間隙比関数、 p' は平均有効主応力、 σ'_r は基準応力である。 n はせん断弾性係数の有効拘束圧依存性を示すパラメータであり、砂質土を対象としたせん断弾性係数の推定式には $n=0.5$ が広く用いられている。

推定式の作成手順として、まず、本研究では間隙比関数 $f(e)$ について、細粒分の影響を考慮するために等価骨格間隙比関数 $f(e_{ge})$ に置き換えた。次に、基準応力 σ'_r を100kPaとし、基準推定式 G_r を図-12に示した $F_c=0\%$ の外挿線から次式に決定した。

$$G_r = 24.38 e_{ge}^{-2.3} \quad (10)$$

続いて、 $F_c=0\%$ のせん断弾性係数と平均有効主応力の関係を図-14に示す。ここで、縦軸のせん断弾性係数は、密度の影響を考慮するため G_r で正規化している。図中、平均有効主応力の増加に伴い、せん断弾性係数は両対数軸上で直線的に増加している。各突固めエネルギーにおける実験結果の示す直線の傾きを n として、その平均値を求めると $n=0.5$ となった。以上より、細粒分の影響を考慮したせん断弾性係数の推定式が次式で表される。

$$G = 24.38 \cdot \left[\frac{e + (1-b) \cdot f_c}{1 - (1-b) \cdot f_c} \right]^{-2.3} \cdot \left(\frac{p'}{\sigma'_r} \right)^{0.5} \quad (11)$$

$$\begin{cases} b = 0.74 & (w = 1.0w_L) \\ b = 0.27 & (w = 1.5w_L) \\ b = 0.05 & (w = 2.0w_L) \end{cases} \quad (12)$$

図-15に実験により測定したせん断弾性係数と、本研究で提案した推定式により算出したせん断弾性係数の関係を示す。図より、プロットは1:1の対角線上にあることから、推定式の妥当性が確認できる。これにより、図-13で示した $b-w/w_L$ 関係から細粒分の寄与率を把握することにより、含水比が異なる粘土を混合した混合土のせん断弾性係数を推定することが可能となる。式(11)は、本来砂に対するものであることから、砂の粒子形状や性質が異なれば係数 A や指数 n が変化する。加える細粒分の対象とする砂のせん断弾性係数に対する寄与率 b を評価し、等価骨格間隙比を求めることにより、種類の異なる砂粘土混合土に対する評価も可能である。

6. まとめ

本研究では、様々な含水比からなる粘土を種々の細粒分含有率で砂に混合し、突固めた混合土に対してBE試験を行った。本研究より得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 砂・粘土混合土の骨格構造は、混合した粘土の含水比による影響が大きく、含水比の高い粘土を混合した場合は、圧密後の混合土の骨格構造は砂が支配するが、含水比の低い粘土を混合した場合は、粘土の作用によって砂の最大間隙比を大きく上回る骨格構造が形成される。
- (2) $F_c=15\%$ 以下の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用いることで、砂・粘土混合土のせん断弾性係数をほぼ一義的に表すことができる。
- (3) 寄与率 b は粘土の含水比によって変化し、含水比が高い場合は小さな値、含水比が低い場合は大きな値となる。
- (4) 本研究で提案した推定式より、含水比や細粒分含有率の異なる混合土のせん断弾性係数を簡易に評価することができる。基準式(10)における係数および指数は粗粒土によって変化し、式(12)に示す寄与率 b は細粒土の種類とその含水比によって決定されるので、これらの係数を適切に評価することにより他の混合土にも適用可能である。

参考文献

- 1) 兵動正幸, 金鍾根, 福本圭祐, 山田卓, 吉本憲正: 初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.1, pp.240-245, 2006.
- 2) 小西義夫, 兵動正幸, 伊藤周作: 塑性の異なる細粒分と砂の混合土の圧縮・せん断特性, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1142-1152, 2007.
- 3) 伊東周作, 兵動正幸, 小西義夫, 金郁基: 塑性の異なる細粒土の非排水せん断強度, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.2, pp.423-428, 2008.
- 4) 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の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.
- 5) Hardin, B. O. and Richart, Jr. F. E.: Elastic wave velocities in granular soils, *Proc. ASCE*, Vol.89, SM1, pp.33-65, 1963.
- 6) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effect of grain size and grading on dynamic shear moduli of sand, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.19-35, 1977.
- 7) Kokusho, T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.
- 8) Lo Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. and Pedroni, S.: Shear modulus and

- damping of soils, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp.603-617, 1997.
- 9) Hardin, B. O. and Black, W. L. : Vibration modulus of normally consolidated clay, *Proc. SMFD*, ASCE, Vol.94, No.SM2, pp.353-369, 1968.
 - 10) Hardin, B. O. and Black, W. L. : Closure to vibration modulus of normally consolidated clay, *Proc. SMFD*, ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1969.
 - 11) Marcuson, W. E. and Wahls, H. E. : Time effects on dynamic shear modulus of clays, *Proc. ASCE*, Vol.98, SM12, pp.1359-1373, 1972.
 - 12) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y. : Dynamic properties of soft clay wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.1-18, 1982.
 - 13) 善功企, 山崎浩之, 梅原靖文 : 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所, Vol.26, No.1, 1987.
 - 14) Vucetic, M. and Dobry, R. : Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, No.1, pp.89-107, 1991.
 - 15) 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.
 - 16) Yamamuro, J. A. and Covert, K. M. : Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.314-324, 2001.
 - 17) 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.
 - 18) Polito, C. P. and Martin, J. R. : Effect of non plastic fines of the liquefaction resistance of sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.408-415, 2001.
 - 19) 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.
 - 20) Kim, U., Hyodo, M., Koga, C. and Orense, R. : Effect of fines content on the monotonic shear behaviour of sand-clay mixtures, *Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media*, pp.133-138, 2006.
 - 21) 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.
 - 22) Mitchell, J. K. : *Fundamentals of Soil Behaviour*, 2nd ed., John Wiley Interscience New York, pp.172-189, 1976.
 - 23) Kenny, T. C. : Residual strengths of mineral mixture, *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech.*, Tokyo 1, pp.155-160, 1977.
 - 24) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silty, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No.10, pp.849-859, 2002.
 - 25) 兵動太一, 山田卓, 兵動正幸, 岡林巧 : しらすのせん断弾性係数と細粒分の評価, 土木学会論文集 C, Vol.67, No.2, pp.174-185, 2011.
 - 26) Shirley, D. J. and Hampton, L. D. : Shear-wave measurement in laboratory sediments, *Journal of the Acoustical Society of Geometrical*, Balkema, Vol.2, pp.741-784, 1994.
 - 27) Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T. and Shibuya, S. : Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.4, pp.631-650, 2009.
 - 28) Thevanayagam, S. and Mohan, S. : Intergranular state variables and stress strain behaviour of silty sands, *Geotechnique*, Vol.50, No.1, pp.1-23, 2000.

(2011.7.21 受付)

INITIAL SHEAR STIFFNESS OF SAND AND CLAY MIXTURES WITH VARIOUS WATER CONTENTS

Takashi KANEKO, Masayuki HYODO, Seiji TATEBA, Suguru YAMADA,
Yukio NAKATA and Norimasa YOSHIMOTO

A series of bender element tests was performed on sand and natural clay mixtures with various water contents and fines contents. The boundary between the sand forming a structural skeleton and a matrix dominated by clay was examined. The soil characteristics changed dramatically at a given fines content which was dependent on water contents of clay. Initial shear moduli are presented for materials varying from sand to clay with various fines contents and water contents of clay. For material in which sand particles formed the skeleton the stiffness was dependent on the void ratio even if the fines content was identical. In the soil with a clay matrix there was a unique shear stiffness which varied with fines content. A relationship was established for the material with a sand skeleton between equivalent granular void ratio, initial shear modulus and water contents of clay.