

堆積構造と応力の異方性が砂質土の 初期せん断剛性に及ぼす影響

山下聡¹・喜多川俊介²・堀智仁²・鈴木輝之³

¹正会員 工博 北見工業大学助教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町165)

²北見工業大学大学院生 工学研究科土木開発工学専攻 (〒090-8507 北海道北見市公園町165)

³フェロー会員 工博 北見工業大学教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町165)

砂質土の初期剛性に及ぼす堆積構造の異方性の影響を調べるために、堆積構造の異なる三軸供試体を作製し、バンダーエレメントを用いてせん断波速度を直交する3方向から求め比較した。さらに、応力状態の異方性の影響を調べるために、異方応力状態での初期剛性をバンダーエレメント試験と繰返しねじり試験により求め比較した。その結果、堆積面に平行に伝播・振動するせん断波から得られた初期剛性は、他の2方向で得られたそれよりも高く、他の2方向で得られた剛性は堆積構造によらず等しいことが明らかにされた。また、異方応力状態での初期剛性は、等方応力状態から離れ破壊規準線に近づくに従って、既存の式で表される関係よりも低下するが、その低下を新たな関数を用いることによって説明することができた。

Key Words : *bender element test, fabric anisotropy, induced anisotropy, sand, initial shear modulus*

1. まえがき

構造物の築造や掘削による地盤内応力の変化に伴う変形問題や地震時における地盤挙動等を推定するため、ひずみや応力レベルによって土の剛性が変化する多くの非線形モデルが提案されている^{1),2)}。これらのモデルを用いて地盤の変形問題を取り扱う場合、初期せん断剛性は必要不可欠なパラメータであり、応力-ひずみ関係における初期値を与える。

室内試験から初期せん断剛性を求めるために、ここ10年来広く用いられている方法の一つとして、バンダーエレメントと呼ばれる圧電セラミックスを三軸試験装置に取り付け、せん断波速度を測定し初期剛性を求める方法が挙げられる³⁾。この方法では、一般に等方圧密した供試体を伝播する鉛直方向のせん断波速度 V_{VH} の測定が行われている。一方、原位試験において初期せん断剛性を求める場合、ダウンホール法では V_{VH} を、クロスホール法では、 V_{HH} または V_{HV} が測定される。なお、第1, 2添え字はせん断波の伝播方向と振動方向を表す。

上記のせん断波の測定において初期せん断剛性は、次式の等方弾性体でのせん断剛性とせん断波速度の関係の基づいている。

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (1)$$

ここで、 G_{\max} は初期せん断剛性率、 ρ は土の湿潤密度、

V_s はせん断波(S波)速度である。

したがって、地盤内が等質で等方応力状態であれば $V_{VH} = V_{HH} = V_{HV}$ となるが、実際の地盤は異方圧密状態にあり、堆積構造の異方性を有しているため、せん断波の伝播方向によって得られるせん断剛性は異なると考えられる。

土のせん断剛性は、多くの研究者によって報告されているように、間隙比、拘束圧、ひずみレベルの関数の実験式として表現できることが一般に認められている。Hardin⁴⁾に従えば、等方応力状態での土の微小ひずみ時のせん断剛性率 G_{\max} は次式で表される。

$$G_{\max} = CF(e) \left(\frac{\sigma'_c}{p_r} \right)^n \quad (2)$$

ここで、 C は材料定数、 $F(e)$ は間隙比関数、 σ'_c は有効拘束圧、 p_r は基準応力、 n は指数定数である。

一方、異方応力状態での G_{\max} はせん断波(せん断応力)が働く面に垂直な応力の大きさに依存しないとされており^{5),6),7)}、せん断波から求めた異方応力状態での初期せん断剛性率は、一般に以下の式で表される⁸⁾。

$$\frac{G_{ij}}{p_r} = S_{ij} F(e) \left(\frac{\sigma'_i}{p_r} \right)^{n_i} \left(\frac{\sigma'_j}{p_r} \right)^{n_j} \quad (3)$$

ここで、 S_{ij} は材料定数、 $F(e)$ は間隙比関数、 σ'_i はせん断波の伝播方向の有効応力、 σ'_j はせん断波の振動方向の有効応力、 p_r は基準応力、 n_i と n_j は指数定数である。

表-1 試料の物理的性質

試料名	ρ_s (g/cm ³)	D_{50} (mm)	U_c	e_{max}	e_{min}
豊浦砂	2.645	0.20	1.22	0.966	0.608
屈斜路火山灰	2.562	0.48	4.46	1.973	1.253

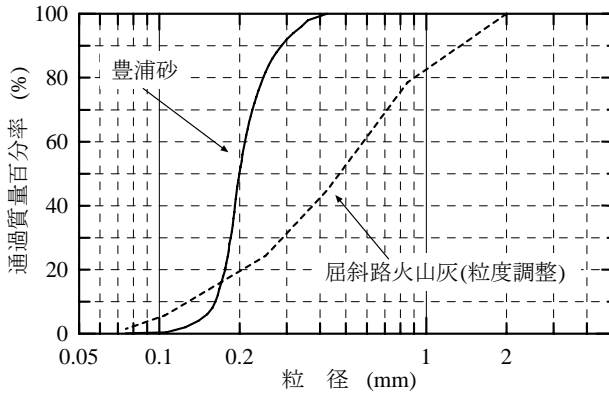


図-1 用いた試料の粒度分布

ここで、せん断波の伝播方向と初期剛性の関係について、模型土槽や圧密容器を用いてジオホーンおよびベンダーエレメントにより求めた結果によると、 G_{HH} は G_{VH} よりも僅かに高く K_0 値の増加に伴って G_{HH} と G_{VH} の比は増加するとされている^{8,9)}。しかし、これらの結果は、堆積構造と応力の異方性の影響を同時に測定しており、その区別が明確ではない。また、異方応力状態でのせん断剛性率に関する研究は、主として一方向の剛性を圧縮あるいは伸張応力状態でのみで評価されたものである。しかし、原位置においては最大主応力方向が鉛直および水平方向に必ずしも一致していない異方応力状態にある。

そこで、本研究では、第1に堆積構造の異方性が初期せん断剛性に及ぼす影響を調べるために、堆積構造の異なる供試体を作製し、ベンダーエレメントを設置した三軸試験装置を用いてせん断波速度を直交する3方向から求めることで、せん断剛性に及ぼす構造異方性の影響を詳細に調べた。第2に、応力の異方性が初期せん断剛性に及ぼす影響を調べるために、圧密時の主応力軸方向が種々異なる応力状態で、ベンダーエレメントおよび繰返しねじり試験から初期せん断剛性を求め、圧密時の応力異方性および主応力軸方向の影響を調べた。さらに、三軸試験装置を用いて残留状態に至るまでの広範な応力変形状態での初期せん断剛性を求め、式(3)の適用範囲を検討した。

2. 試料と試験方法

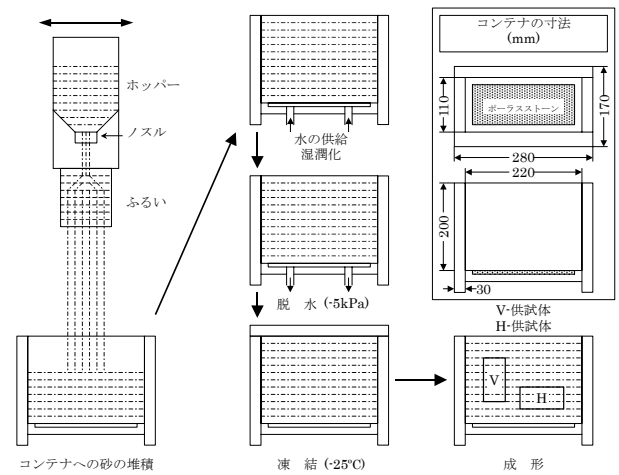


図-2 MSP-F法による供試体作製方法

(1) 試料と供試体作製法

用いた試料は、豊浦砂および北海道常呂郡端野町の土取場から採取した屈斜路火山灰(屈斜路軽石流堆積物)を粒径2 mm以上の礫分と0.075 mm以下の細粒分を除いた砂分火山灰である。試料の物理的性質と粒度分布を表-1および図-1に示す。

供試体の作製には2種類の方法を用いた。一つは乾燥砂を漏斗を用いてモールド内に堆積させた後、電動バイブレータで締め固める乾燥振動法(dry-vibration method: DV法)である。他方は図-2に示す多重ふるい落下装置(MSP)を用いてコンテナ内に試料を堆積させ、凍結後供試体を作製するMSP-F法である。MSP-F法では、多重ふるい落下装置を用いてコンテナ内に砂試料を堆積させ、コンテナ底部から注水し、上端まで湿潤させた後、下部から負圧を与え不飽和状態になるよう排水した。その後、凍結による試料の膨張を防ぐためコンテナ上端にウェイトを載せて冷凍庫で凍結させた。凍結後コンテナを解体し、所定の寸法に供試体を成形した。この時、供試体軸方向が堆積面と直交するV供試体と平行なH供試体を作製した。

三軸試験装置を用いたベンダーエレメント試験での供試体は直径70 mm、高さ70 mmおよび150 mmの円柱供試体で、繰返しねじり試験には外径100 mm、内径60 mm、高さ200 mmの中空円筒供試体を用いた。豊浦砂供試体の相対密度 D_r は40, 60, 80%で、屈斜路火山灰では $D_r = 60, 80, 100%$ とした。

(2) ベンダーエレメント試験

ベンダーエレメント試験では3対のベンダーエレメントを用いて3種類のせん断波速度を測定した。1対のベンダーエレメントは、図-3に示すようにキャップとペダスタルに埋め込まれている。他の2対のベンダーエレメント

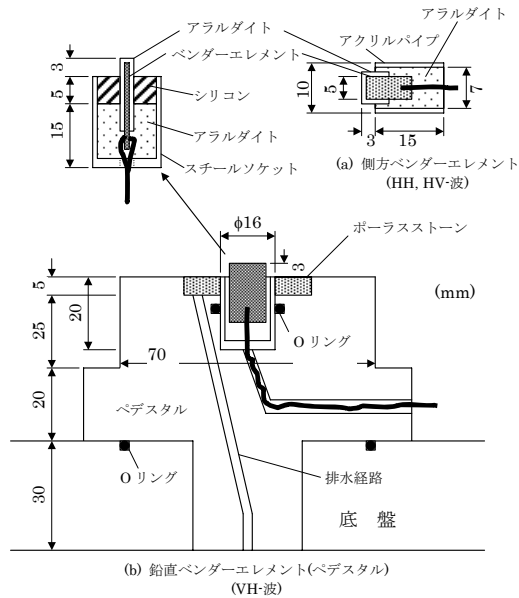


図-3 ベンダーエレメントの詳細

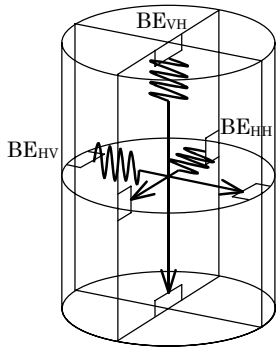


図-4 ベンダーエレメント設置位置とせん断波の伝播方向

は、供試体作製後モールドを取り外し、30 kPaの負圧を与えた状態で、メンブレンに小さな切れ目を入れ、メンブレンとの接触部分にシリコンシーラントを塗布したベンダーエレメントの先端をその切れ目から挿入した¹⁰⁾。なお、凍結供試体では、30 kPaの負圧を与えた状態で解凍後、ベンダーエレメントを貫入させた。これら3対のベンダーエレメントは図-4に示すように波の伝播方向と振動方向の違いによりBE_{VH}、BE_{HH}、BE_{HV}とした。BE_{VH}は波の伝播方向が鉛直、振動方向が水平である。BE_{HH}は伝播、振動方向ともに水平、BE_{HV}は伝播方向が水平、振動方向は鉛直である。

ベンダーエレメントを設置後、セルを組み立て、30~392 kPaの等方応力状態および図-5(a)に示すように拘束圧 $\sigma_{c0} = 98.1$ kPaの等方応力状態から鉛直応力 σ_v 、平均主応力 $p' = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$ 、水平応力 σ_h 一定で圧縮および伸張方向に異方圧密を $\Delta \sin \phi = (\sigma_v - \sigma_h)/(\sigma_v + \sigma_h) = 0.1$ 間隔で ± 0.5 まで行い(図-5(a)黒塗りマーク)、それぞれの段階で3方向

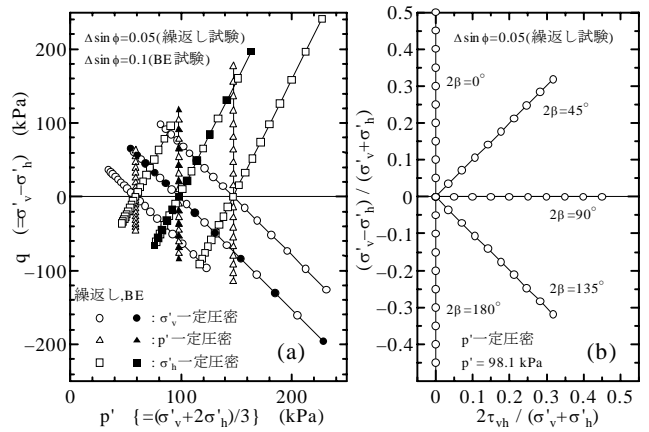


図-5 圧密時の応力経路

からせん断波速度を測定した。

また、有効拘束圧 $\sigma_{c0} = 98.1$ kPa(背圧98.1 kPa)で等方圧密した供試体に対して、側圧一定の三軸排水圧縮試験を軸ひずみ速度0.01 %/minで行い、せん断中の任意の段階で鉛直方向に伝播するせん断波速度をベンダーエレメントを用いて測定した。

なお、等方および異方圧密時のせん断波速度を測定する試験では高さ70 mmの乾燥または飽和供試体を用い、三軸圧縮試験では高さ150 mm飽和供試体を用いた。

ベンダーエレメント試験では、 ± 10 Vの電圧変化を発信側ベンダーエレメントに与え、受信側ベンダーエレメントに到達する時間を測定することでせん断波速度を求めた。ベンダーエレメント間を伝播するせん断波伝達有効距離は2つのベンダーエレメントの先端間距離とし、到達時刻は発信波および受信波の立ち上がり点の時間差とした¹¹⁾。また、発信電圧は複数の周波数による正弦波($f = 2$ kHz~20 kHz)を用い、せん断波速度は立ち上がり点の読み取りが容易な発信周波数 $f = 10, 15, 20$ kHzで得られたせん断波速度の平均値から求めた。

(3) 繰返しねじり試験

繰返しねじり試験装置は、2種類のデジタルサーボモータを軸載荷およびねじり載荷装置とした、微小な繰返し載荷が可能なねじり試験装置である¹²⁾。供試体作製後、拘束圧30 kPaのもとでCO₂および脱気水により飽和させ、その後、有効拘束圧 $\sigma_{c0} = 58.8, 98.1, 147.1$ kPa(背圧98.1 kPa)のもとで等方圧密を行った後、図-5に示すように、鉛直応力、平均主応力、水平応力一定の圧縮および伸張圧密と平均主応力一定のもとで式(4)に示す最大主応力軸方向と鉛直軸とのなす角 $\beta = 0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ, 67.5^\circ, 90^\circ$ での異方圧密を $\Delta \sin \phi = 0.05$ 間隔でクリープの影響が少ない可能な応力状態まで行い(図-5白抜きマーク)、それぞれの段階で 10^{-5} のひずみレベルでの等価せん断剛性率 G_{eq} を求めた。なお、圧密時の内外圧を等しくしているため、中間主応力係数 b は一定ではない。繰返し載荷は、周波数

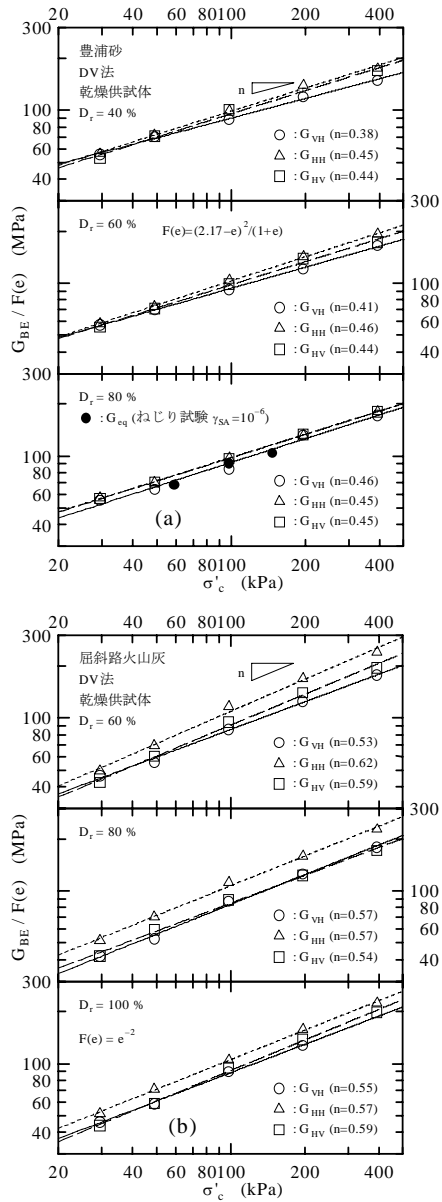


図-6 せん断剛性に及ぼす伝播方向の影響 (DV 供試体)
(a) 豊浦砂, (b) 屈斜路火山灰

0.1 Hz, 変位振幅一定の三角波で, 排水または非排水状態で11回与えた。 G_{eq} は, 2~10サイクルにおける平均値を用いた。

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{vh}}{\sigma'_v - \sigma'_h} \quad (4)$$

ここで, τ_{vh} は水平面上のせん断応力, σ'_v は有効鉛直応力, σ'_h は有効水平応力である。

3. 試験結果

(1) せん断波の伝播方向の影響

図-6は, DV法で作製した等方圧密した豊浦供試体と屈斜路供試体での3方向のせん断波速度から式(1)で求めたせん断剛性率 G_{BE} と拘束圧 σ'_c との関係を異なる3種類の密度に対して示したものである。図では, 試験結果に及ぼす密度差の影響を除くために以下に示す間隙比関数を用いてせん断剛性率を正規化している。

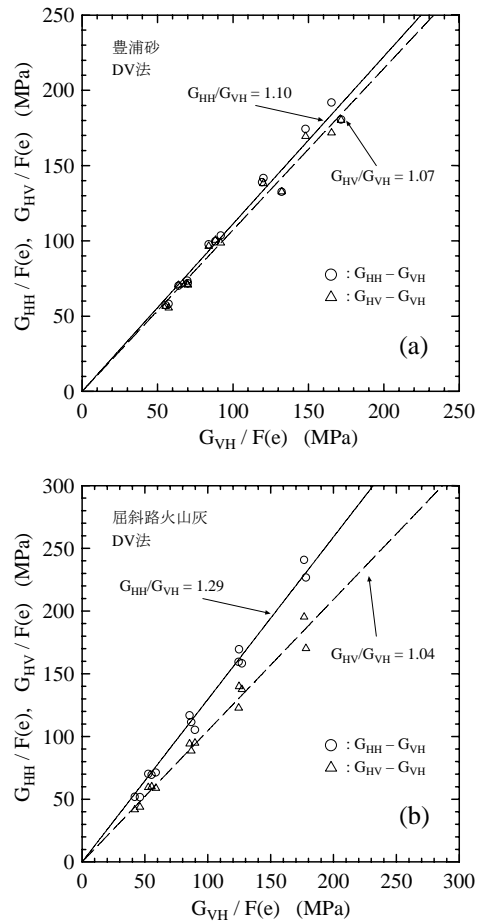


図-7 G_{VH} と G_{HH} および G_{HV} との関係 (DV 供試体)
(a) 豊浦砂, (b) 屈斜路火山灰

豊浦砂¹³⁾: $F(e) = (2.17 \cdot e)^2 / (1+e)$
屈斜路火山灰¹⁴⁾: $F(e) = e^{-2}$

豊浦砂では, せん断波の伝播方向の影響は比較的少なく G_{HH} が G_{VH} よりも僅かに高い程度である。一方, 屈斜路火山灰では明らかに G_{HH} が G_{VH} および G_{HV} よりも高い。 G_{HH} が G_{VH} よりも高くなるという傾向は, 模型土槽で3方向のせん断波速度をジオホンで測定した結果⁷⁾ および2種類の砂に対して三軸供試体でベンダーエレメントにより求めた結果¹⁵⁾ と一致している。なお, 図-6(a)には繰返しねじり試験で求めた豊浦砂の $(\gamma)_{SA} = 10^{-6}$ における等価せん断剛性率 G_{eq} も示しているが, ベンダーエレメント試験で求めた G_{VH} とほぼ一致しており, 両試験から求めた初期剛性はほぼ等しいと言える。

また, 図-7は, G_{VH} に対する G_{HH} と G_{HV} の関係を示したものである。この図からも G_{HH} は G_{VH} および G_{HV} よりも高く。また, その差は火山灰の方が大きい。 G_{HV} と G_{VH} の関係はやや G_{HV} が高い結果となっている。

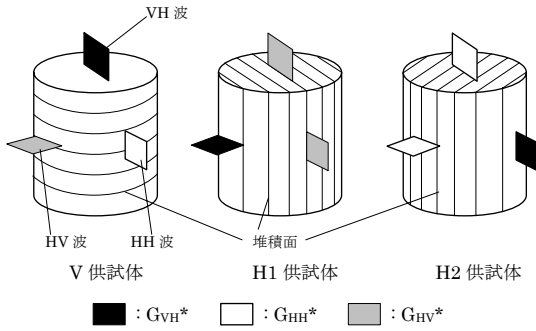


図-8 ベンダーエレメントの貫入方向と堆積面の関係

表-2 供試体とせん断波の伝播方向の関係

波	V 供試体	H1 供試体	H2 供試体
VH 波	G_{VH}^*	G_{HV}^*	G_{HH}^*
HH 波	G_{HH}^*	G_{HV}^*	G_{VH}^*
HV 波	G_{HV}^*	G_{VH}^*	G_{HH}^*

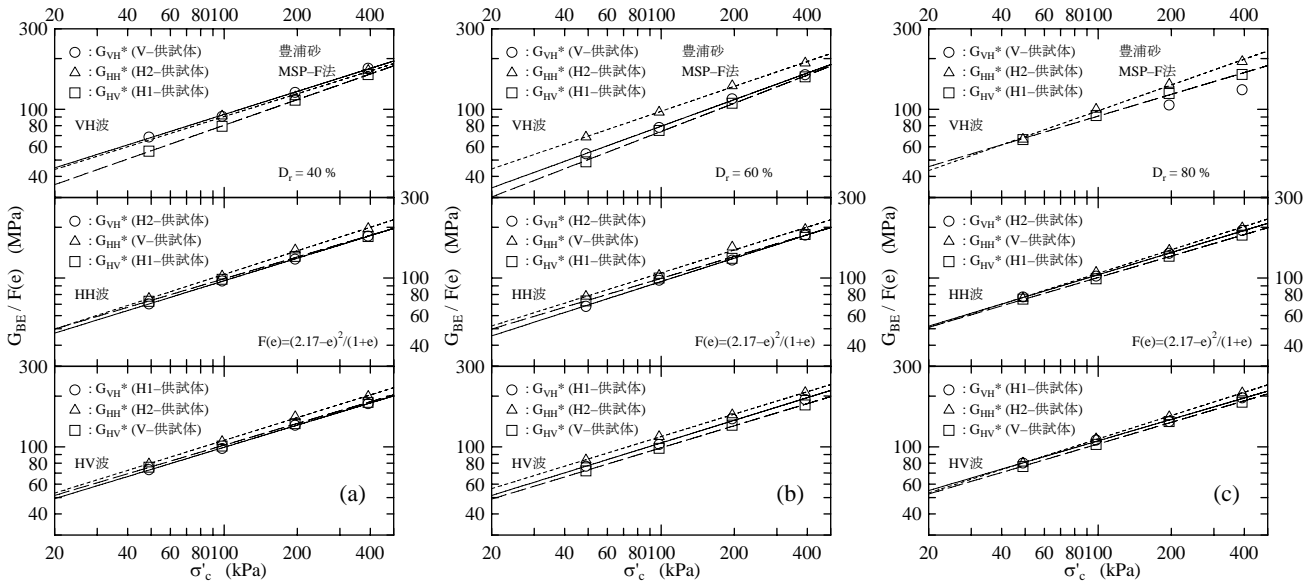


図-9 初期剛性に及ぼす堆積構造の異方性の影響 (豊浦砂, MSP-F供試体) : (a) $D_r=40\%$, (b) $D_r=60\%$, (c) $D_r=80\%$

このように、せん断波の伝播方向によってせん断剛性が異なるのは、堆積構造の異方性によるものと考えられる。また、伝播方向の違いの影響が豊浦砂よりも屈斜路火山灰の方が大きいのは、屈斜路火山灰はガラス質の扁平な粒子で構成されているため、豊浦砂よりもせん断波速度に及ぼす異方性の影響が大きかったものと考えられる。

(2) 堆積構造の異方性の影響

上で述べたように、等方応力状態ではHH波から得られた初期せん断剛性はVHおよびHV波のそれよりも高い。これは、堆積構造の異方性が原因であると考えた。また、 G_{HV} と G_{VH} に関しては G_{HV} がやや高くなった。Stokoeら⁷⁾が模型土槽でジオホンで測定した結果およびKuwano¹⁶⁾が三軸供試体でベンダーエレメントで測定した結果では、 G_{HV} が G_{VH} よりも高くなるとしているのに対し、Fioravante¹⁵⁾が三軸供試体でベンダーエレメントで測定した結果ではほとんど等しいとしており統一的な見解は得られていない。本実験では鉛直方向と水平方向に取り

付けたベンダーエレメントの供試体への設置方法や形状が異なっていること、供試体上下方向での密度分布が不均質になっていることも考えられるので、 G_{VH} と G_{HV} が異なったのは、必ずしも堆積構造の異方性のみの影響とはいえない。そこで、初期せん断剛性に及ぼす構造異方性の影響をより明らかにするために、MSP-F法で作製した凍結ブロック試料から供試体の軸方向が堆積方向に対して 0° (V供試体) と 90° (H供試体) となる堆積構造の異なる供試体を作製し、等方圧密状態でのせん断波の伝播方向の影響を調べた。

図-8は、堆積方向の異なる供試体での堆積面に対するベンダーエレメントの貫入方向を示したものである。ここで、堆積面に対するベンダーエレメントの貫入方向の違いによって2種類のH供試体がある。そこで、堆積面に対するベンダーエレメントの貫入方向の違いから表-2に示すように以下の3種類のせん断剛性率を定義した。

G_{VH}^* : 堆積面に対してせん断波の伝播方向が垂直で、振動方向が平行なせん断波速度から求めたせん断剛性率

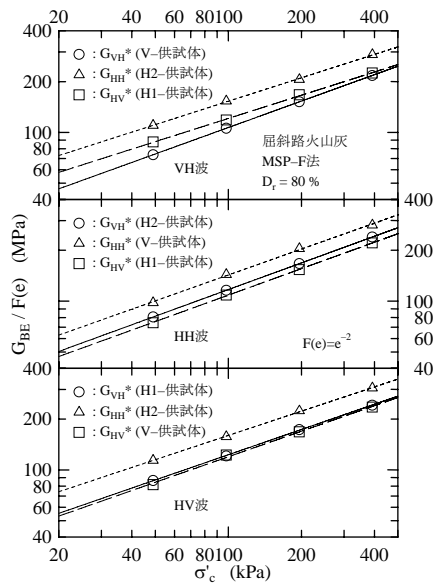


図-10 初期剛性に及ぼす堆積構造の異方性の影響
(屈斜路火山灰, MSP-F供試体, $D_r = 80\%$)

G_{HH}^* : 堆積面に対してせん断波の伝播方向と振動方向がともに平行なせん断波速度から求めたせん断剛性率

G_{HV}^* : 堆積面に対してせん断波の伝播方向が平行で、振動方向が垂直なせん断波速度から求めたせん断剛性率

図-9, 10は、これらせん断剛性率 G_{BE} を間隙比関数 $F(e)$ で正規化した値と拘束圧 σ'_c との関係を等方圧密した豊浦砂と屈斜路火山灰に対して示したものである。図では、供試体軸方向に対するせん断波の伝播・振動方向 (VH, HV, HH波) の違いによってまとめている。

図-9に示す豊浦砂の場合、どの相対密度でも堆積面とせん断波の伝播・振動方向との関係から求めたせん断剛性率に顕著な違いは見られず、 G_{HH}^* がやや高くなっている程度である。ただし、どの相対密度においてもVH波から得られたせん断剛性率は他の方向で得られた値よりもばらつきが大きく、 $D_r = 80\%$ の低い拘束圧ではせん断波の応答が低く受信波形を読み取ることが一部できなかった。これは、凍結した供試体を三軸試験装置に設置する際、予めベンダーエレメントを埋め込むための溝を供試体の上下端に施す必要がある。このためベンダーエレメント周辺では構造の乱れまたは密度の低下のため、特に拘束圧が低い場合にはせん断波が応答が低くなり、ばらつきが生じたものである。一方、図-10に示す屈斜路火山灰では、せん断波伝播方向によらず、明らかに G_{HH}^* が高く G_{HV}^* と G_{VH}^* はほぼ同程度であることが分かる。

図-11は、堆積面に対し垂直に伝播した時のせん断剛性率 G_{VH}^* と堆積面に対し平行に伝播した時のせん断剛性率 G_{HH}^* および G_{HV}^* との関係を図-7と同様に比較したも

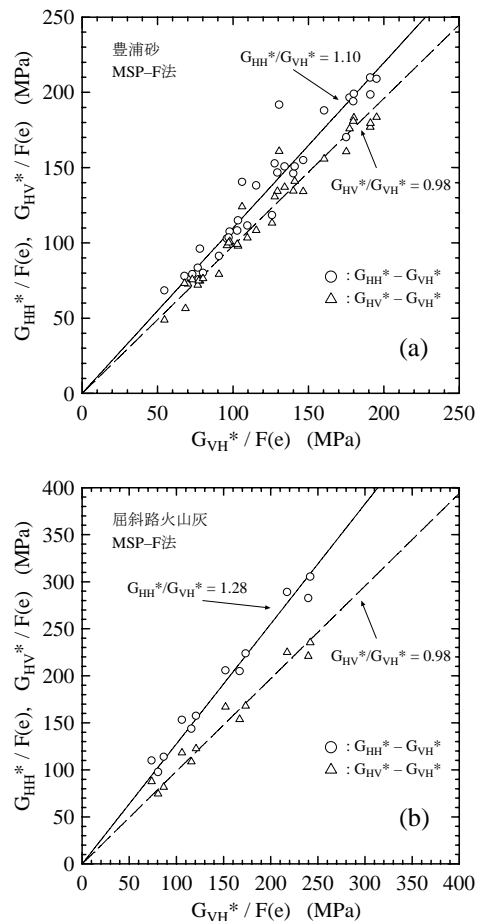


図-11 G_{VH} と G_{HH} および G_{HV} との関係 (MSP-F供試体)
(a) 豊浦砂, (b) 屈斜路火山灰

のである。両試料とも G_{HH}^* が G_{VH}^* および G_{HV}^* よりも高く、豊浦砂では $G_{HH}^*/G_{VH}^* = 1.10$ 、屈斜路火山灰では1.28となった。一方、 G_{HV}^* は試料によらず G_{VH}^* とほとんど等しいことが分かる。また、図-7に示したDV法で作製した供試体と比較すると、MSP-F法で作製した供試体の G_{HH}^* と G_{VH}^* の比は豊浦砂も屈斜路火山灰も同程度であり、供試体作製法の影響は認められていない。これは、2種の方法による供試体の構造特性に大きな相違が無かったためと考えられる。

これらのことから、堆積構造の異方性がせん断剛性に及ぼす影響については、等方応力状態では、せん断波が堆積面に対して平行に伝播、振動するせん断波から得られるせん断剛性率は他の方向でのせん断剛性率よりも確実に高く、屈斜路火山灰のように扁平な粒子ではその差は3割程度になる。さらに G_{VH} と G_{HV} は堆積構造の異方性によらずほぼ等しいと結論付けられる。

(3) 圧密時の異方応力の影響

次に、圧密時の異方応力が初期せん断剛性に及ぼす影響を調べるために、DV法で作製した供試体に対して、図-5に示したように等方応力状態から鉛直応力 σ_v 、平均主

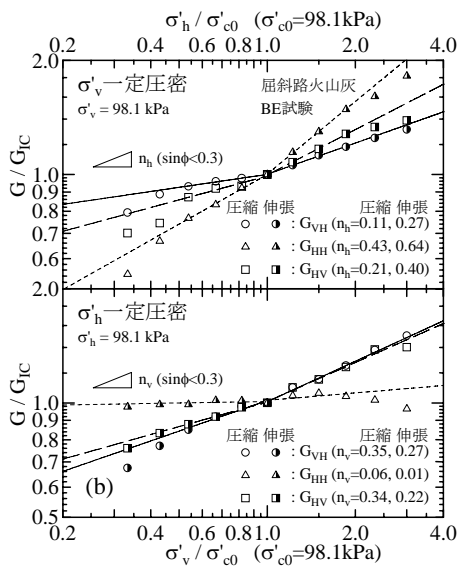
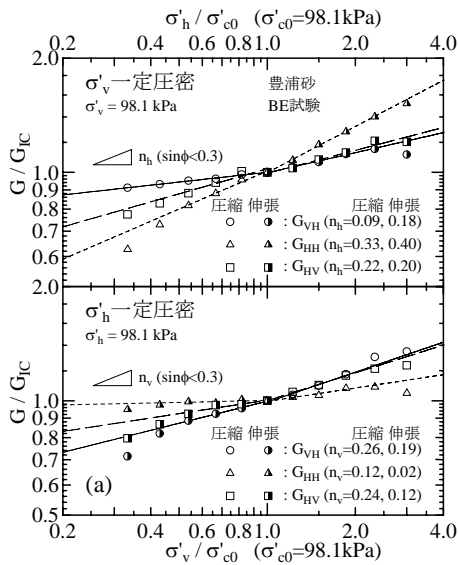


図-12 異方圧密の影響（バンダーエレメント試験）
(a) 豊浦砂, (b) 屈斜路火山灰

応力 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$, 水平応力 σ'_h 一定で圧縮および伸張方向に異方圧密を行い, それぞれの段階でバンダーエレメントで3方向からせん断波速度の測定した. さらに, 同様な異方圧密および最大主応力軸方向と鉛直軸方向が異なる応力状態で異方圧密した豊浦供試体に対して, ねじり試験で 10^{-5} のひずみレベルでの等価せん断剛性率 G_{eq} を求めた.

図-12は, 豊浦砂および屈斜路火山灰に対して鉛直応力および水平応力一定条件で圧縮または伸張方向に異方圧密してバンダーエレメントで測定した3方向のせん断波速度から求めたせん断剛性率を等方応力状態での値 G_{IC} で正規化した値と水平応力または鉛直応力との関係を示したものである. 図中のラインは両対数紙上で G/G_{IC} と水平または鉛直応力との関係がほぼ直線関係であった $\sin \phi < 0.3$ の範囲のデータから求めたもので, その傾きは式(3)

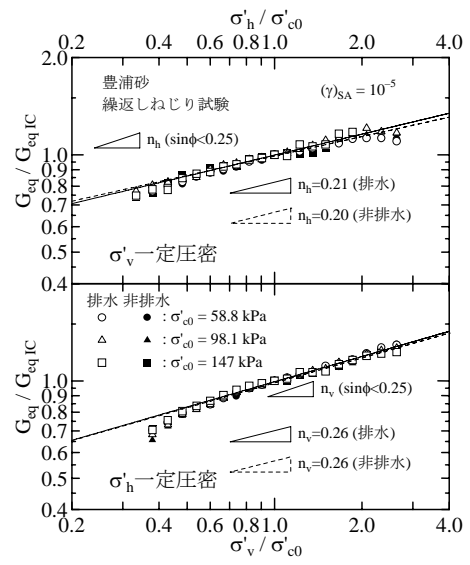


図-13 異方圧密の影響（繰返しねじり試験, 豊浦砂）

表-3 n_v と n_h の値

	試料	n_v		n_h	
		圧縮	伸張	圧縮	伸張
G_{VH}	豊浦	0.26	0.19	0.09	0.18
	屈斜路	0.35	0.27	0.11	0.27
G_{HH}	豊浦	0.12	0.02	0.33	0.40
	屈斜路	0.06	0.01	0.43	0.64
G_{HV}	豊浦	0.24	0.12	0.22	0.20
	屈斜路	0.34	0.22	0.21	0.40
G_{eq}	豊浦	0.26		0.21	

における指数定数 n_v , n_h を表す. なお, 圧縮時と伸張時に求めた傾きがやや異なったので, それぞれ別個に求めている. 得られた, 指数定数をまとめると表-3のようになる.

図から, 鉛直応力一定で水平応力を増減して異方圧密を行った場合は, G_{VH} および G_{HV} よりも G_{HH} が水平応力の変化に強く依存しているのに対し, 水平応力一定で, 鉛直応力を増減した場合は, G_{HH} の変化はほとんどなく, G_{VH} と G_{HV} の方が水平応力依存性が高い. また, 図-6に示した等方応力状態と同様, 豊浦砂よりも屈斜路火山灰の方が直線の傾き (指数定数 n_v , n_h) が大きく, 拘束圧依存性が高い.

このように, G_{HH} は主として水平方向応力に, G_{VH} と G_{HV} は鉛直および水平2方向の応力に依存し, Roesler⁵⁾ が指摘したようにせん断剛性 (せん断波速度) はせん断波の振動および伝播方向の応力に依存し, それと垂直な方向の応力にはほとんど依存しないことが確認された. また, G_{VH} と G_{HV} の指数定数が異なり, $n_v(G_{VH}) > n_v(G_{HV})$, $n_h(G_{VH}) < n_h(G_{HV})$ となっている. すなわち, せん断波速度

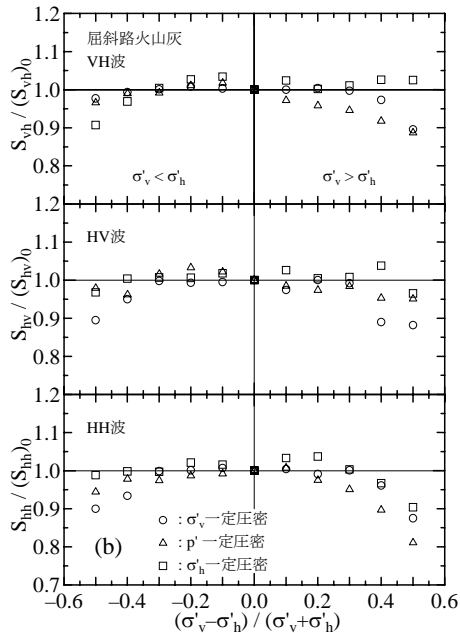
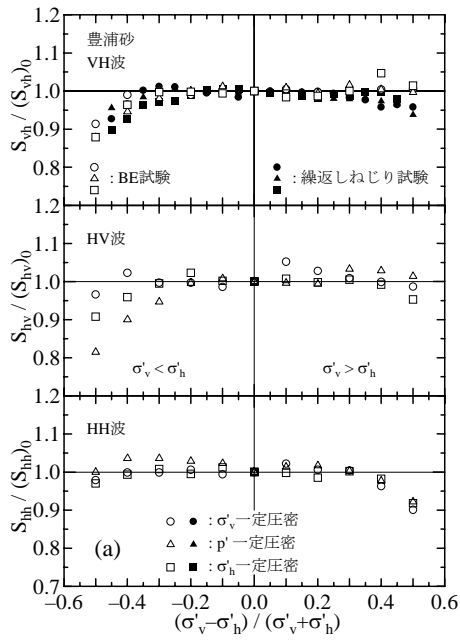


図-14 異方応力による材料定数の変化
(a) 豊浦砂, (b) 屈斜路火山灰

はせん断波の振動方向よりも伝播方向の応力により依存するようである。

一方、図-13は鉛直応力または水平応力一定で圧縮および伸張方向に異方圧密して繰返しねじり試験から求めた $(\gamma)_{SA} = 10^{-5}$ における等価せん断剛性率 G_{eq} を等方応力状態での値で正規化した値と水平応力または鉛直応力との関係を図-12と同様に示したものである。なお、図中のラインは $\sin\phi < 0.25$ の範囲のデータから求めたものである。繰返しねじり試験から求めた G_{eq} はベンダーエレメント試験で求めた G_{VH} と同様、鉛直および水平2方向の応力に依存し、水平応力よりも鉛直応力に対する依存の割合が高

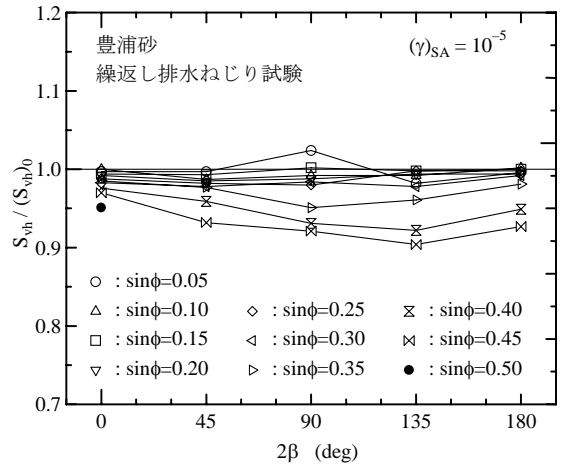


図-15 圧密時の主応力軸方向の影響

いようである。なお、排水载荷と非排水载荷による違いは認められない。

また、ベンダーエレメント試験および繰返しねじり試験で求めた初期せん断剛性は、等方応力状態から離れるに従って、 $\sin\phi < 0.3$ (ねじり試験では0.25) の範囲から求めたラインよりも実測値がやや低下しているのが分かる。そこで、その低下割合を表すために、表-3に示した n_v 、 n_h の値を用いて等方応力状態でのせん断剛性率から平均主応力一定で異方圧密した結果も含めて異方応力状態での値を推定し実測値と比較したのが図-14である。すなわち、等方応力状態での式(3)の材料定数 $(S_{ij})_0$ と異方圧密時の材料定数 S_{ij} の比と圧密時の応力比との関係を示したものである。

図-14(a)に示す豊浦砂の場合は、圧縮時と伸張時で式(3)で表される関係に対する低下割合が異なり、ベンダーエレメント試験で求めた G_{VH} と G_{HV} およびねじり試験で求めた G_{eq} は圧縮時よりも伸張時でその低下割合が大きい。一方、 G_{HH} は圧縮時の方が低下割合が大きいようである。それに対し、図-14(b)に示した屈斜路火山灰の場合は、 G_{HH} は豊浦砂と同様、圧縮時の方が低下割合が大きい、 G_{VH} と G_{HV} では圧縮時と伸張時の違いが明確には認められなかった。このように、異方応力状態でのせん断剛性率は式(3)に対する値よりも異方応力になるに従って低下するが、その低下傾向はせん断波の伝播・振動方向と圧密方向の関係によってやや異なる。

図-15は、繰返し载荷試験で主応力方向の異なる圧密状態でのせん断剛性率を図-14と同様に推定し実測値と比較したのものである。図に示すように、主応力方向によって式(3)で表される関係に対する低下割合が異なり、 $2\beta = 135^\circ$ においてその低下割合が最も大きい。これは、異方圧密時の応力比が増加するにつれて、同じ応力比であっても $2\beta = 135^\circ$ の時の応力状態が他の応力状態と比較して最も破壊状態に近い¹⁷⁾、異方応力による構造変化に伴って剛性が低くなったと思われる。

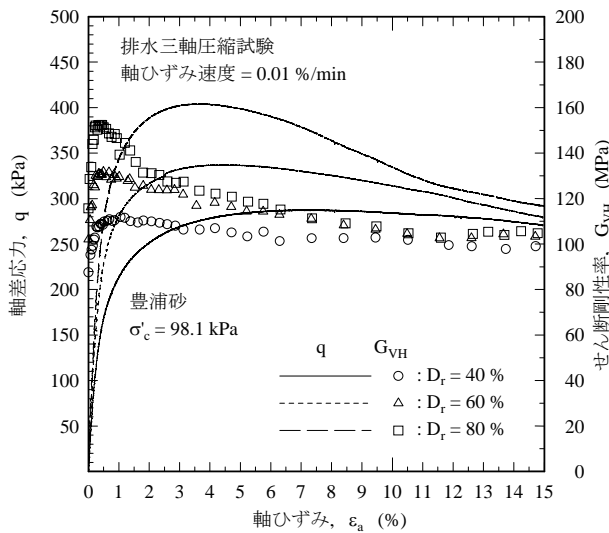


図-16 単調載荷時の初期剛性の変化

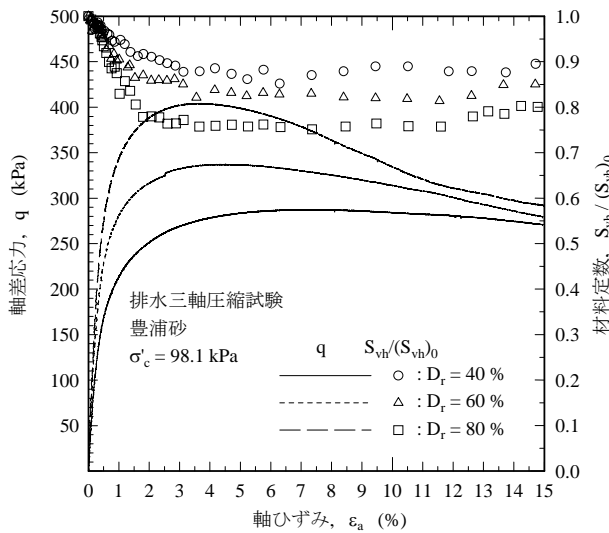


図-17 単調載荷時の材料定数の変化

(4) せん断に伴う剛性の低下

このように、異方応力状態でのせん断剛性は、地盤内で想定される主応力比 $K (= \sigma'_h / \sigma'_v) > 0.4$ ($\sin \phi < 0.4$) 程度の異方圧密状態では、式(3)で表現できるが、より破壊状態に近くなるに従って、構造の乱れ(低位化)によって、剛性が低下する。そこで、その低下がより破壊に近い応力状態およびそれ以上の残留状態においてどの程度の剛性の低下が生じるかを明らかにするために、排水三軸圧縮試験を行い、せん断中の初期剛性の変化をベンダーエレメントにより測定した。

図-16は、軸ひずみ速度 $0.01 \text{ \%}/\text{min}$ で行った異なる密度での側圧一定の排水三軸圧縮試験で鉛直方向に伝播するせん断波速度から求めた初期せん断剛性の変化を示したものである。圧縮試験では、密度が高いほど荷重初期に

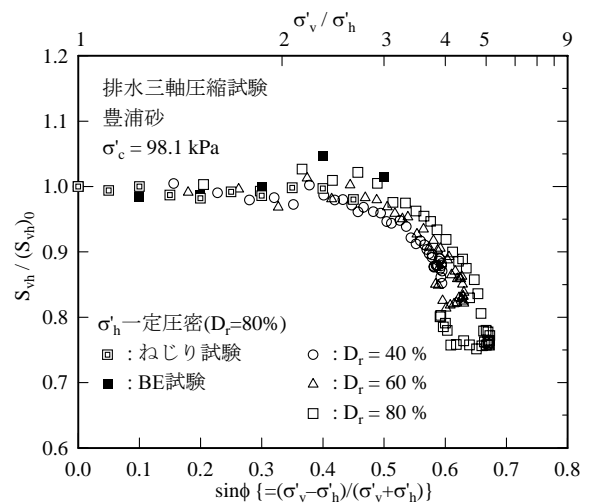


図-18 単調載荷時の材料定数と動員摩擦角の関係

軸応力が増加するため G_{vh} が増加するがその後減少している。また、残留状態では密度によらずほぼ一定値まで剛性が低下している。ここで、せん断に伴って初期せん断剛性が変化するのは、軸応力の増減に伴う応力状態の相違と構造の低位化(乱れ)によるものと考えられる。

したがって、式(3)においてせん断に伴って変化する構造の低位化を材料定数 S_{vh} の変化として表すことができる。そこで、 $F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ 、 n_v は表-3に示した G_{vh} に対する圧縮時の値 0.26 を用いた場合の S_{vh} の変化を示したのが図-17である。なお、 S_{vh} はせん断開始時の等方応力状態での値 $(S_{vh})_0$ で正規化している。軸ひずみが $1 \sim 2 \text{ \%}$ 程度までのせん断初期に S_{vh} は急激に低下している。また、相対密度が高いほど低下が著しく 40 \% では初期の 9 割程度であるのに対し、 80 \% では 8 割程度まで低下している。その後は、ほとんど変化せず、逆に軸ひずみが 7 \% 程度を超えるとやや増加しているようである。

図-18は、 S_{vh} とせん断時の動員摩擦角 $\sin \phi = (\sigma'_v - \sigma'_h) / (\sigma'_v + \sigma'_h)$ との関係を図-14と同様に示したものである。図中には側圧一定で軸応力を段階的に増加して異方圧密状態で行ったベンダーエレメントとねじり試験から求めた値もプロットしている。 $\sin \phi$ が 0.4 程度(主応力比では $2 \sim 3$ 、軸ひずみでは 10^{-3} のオーダーに相当)までは、試験法によらず S_{vh} の変化は僅かであるが、その後急激に材料定数が低下していることが分かる。また、単調載荷試験で求めた剛性は、密度が低いほど低下の開始が早いことが分かる。これは、先に述べたように、密度が低いほど破壊強度が低いので、同じ応力状態では、密度が低いほど破壊状態に近いためである。したがって、破壊状態に近くなったときのせん断剛性は式(3)の関係に以下に示すせん断応力を考慮に入れた関係になると言える。

$$\frac{G_{vh}}{p_r} = S_{vh} F(e) \left(\frac{\sigma'_v}{p_r} \right)^{n_v} \left(\frac{\sigma'_h}{p_r} \right)^{n_h} f(\tau) \quad (5)$$

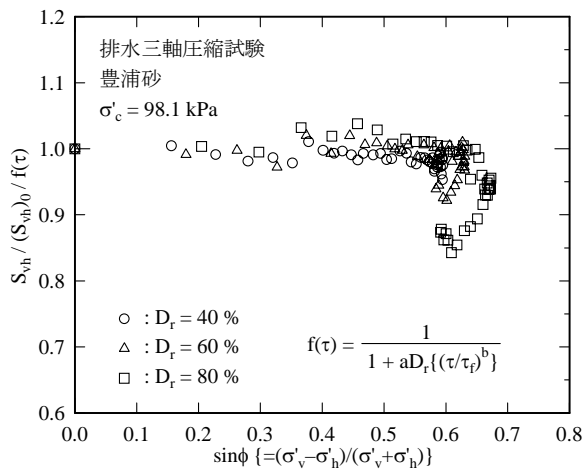


図-19 初期せん断剛性率の推定値と実測値の関係

ここで $f(\tau)$ は、せん断応力の関数である。

上式の $f(\tau)$ として図-18に示した S_{vh} と $\sin\phi$ の関係が破壊強度 τ_f と密度 D_r に依存し双曲線関数で近似できると仮定して下式の関数を実験結果から用いた。

$$f(\tau) = \frac{1}{1 + a \frac{D_r}{100} \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^b} \quad (6)$$

ここで、 a 、 b は実験定数で $a=0.3$ 、 $b=3$ とした。

図-19は、図-18の縦軸を式(6)で正規化した値と $\sin\phi$ との関係を示したものである。すなわち、等方応力状態での初期せん断剛性率から異方応力状態での剛性を式(5)を用いて推定した値と実測値との比を示すものである。破壊以後では、実測値と推定値とは密度が高いほど一致度は低い、それ以前の応力状態では、密度のよらずほぼ等しいと言える。ただし、式(6)で用いた定数 a 、 b は、材料や応力履歴等によって依存すると考えられ、今後より一般性をもたせる必要がある。

このように、異方応力状態での初期せん断剛性は、通常地盤内で想定される主応力比 $K=0.4$ 程度以上であれば、等方応力状態で求めた値から式(3)を用いて十分推定が可能である。また、その後のせん断に伴う構造の低位化は、密度が高いほど大きく、今回行った結果では初期の8割程度まで低下するが、式(6)で示したような適切な関数を用いればある程度推定が可能である。

4. 結論

堆積構造の異方性が初期せん断剛性に及ぼす影響については以下の知見が得られた。

(1) 等方応力状態において、堆積面に対して平行に伝播・振動するせん断波から得られた初期せん断剛性率

G_{HH} は他の方向での値 G_{VH} および G_{HV} よりも高い。その比は、豊浦砂では1.1、屈斜路火山灰では1.3程度となった。

(2) 粒子形状の相違により豊浦砂よりも屈斜路火山灰の方が初期せん断剛性に及ぼす構造異方性の影響が大きい。

(3) 堆積面に対して垂直または平行に伝播し、平行または垂直に振動するせん断波から得られた初期せん断剛性 G_{VH} と G_{HV} は堆積構造によらず等しい。

圧密時およびせん断時の応力の異方性が初期せん断剛性に及ぼす影響に関しては以下の知見が得られた。

(1) せん断剛性（せん断波速度）は、せん断波の振動および伝播方向の応力に依存し、それと垂直な方向の応力にはほとんど依存しない。また、せん断波の振動方向よりも伝播方向の応力により依存する。

(2) 等方応力状態から離れ破壊状態に近い応力状態になるに従って、異方応力状態での初期剛性は式(3)で表される関係よりも低下するが、その低下割合はせん断波の伝播方向、圧密時の主応力方向、破壊強度によって異なる。

(3) せん断に伴う構造の低位化は主応力比で2~3程度、軸ひずみでは 10^{-3} のオーダーから始まり、軸ひずみで1~2%程度までにほとんど発生する。また、残留状態では逆に構造の発達が生じる。

(4) 異方応力状態での初期せん断剛性は、通常地盤内で想定される主応力比 $K=0.4$ 程度以上であれば、等方応力状態で求めた値から式(3)を用いて十分推定が可能である。また、その後のせん断に伴う構造の低位化も材料に応じた適切な関数を用いればある程度推定が可能である。

参考文献

- 1) 例えば Hardin, B.O. and Dmievich, V.P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.
- 2) 例えば Jardin, R.J. and Potts, D.M.: Hutton tension platform foundation: an approach to the prediction of pile behavior, *Géotechnique*, Vol.38, No.2, pp.231-252, 1988.
- 3) Dyvik, R. and Madshus, C.: Laboratory measurement of G_{max} using bender elements, *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE, pp.186-196, 1985.
- 4) Hardin, B.O.: The nature of stress-strain behavior for soils, *Proceedings of the Geotechnical Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, pp.3-90, 1978.
- 5) Roesler, S.K.: Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.105, No.7, pp.871-880, 1979.

- 6) Yu, P. and Richart, F.E.Jr.: Stress ratio effects on shear modulus of dry sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.110, No.3, pp.331-345, 1984.
- 7) Stokoe, K.H.II, Hwang, S.K., Lee, N.K.J. and Andrus, R.D.: Effect of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*; Shibuya, Mitachi and Miura eds., Balkema, Netherlands, pp.785-816, 1995.
- 8) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lo Presti, D.C.F.: Remarks on stiffness at small strains of six Italian clays, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*; Shibuya, Mitachi and Miura eds., Balkema, Netherlands, pp.817-836, 1995.
- 9) Lo Presti, D.C.F. and O'Neil, D.A.: Laboratory investigation of small strain modulus anisotropy in sands, *Proceedings of ISOCCTI*, Huang ed., Elsevier, New York, pp.213-224, 1991.
- 10) Lo Presti, D.C.F, Pallara, O., Jamiolkowski, M. and Cavallaro, A.: Anisotropy of small strain stiffness of undisturbed and reconstituted clays, *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*; Jamiolkowski, Lancellotta and Lo Presti eds., Balkema, Netherlands, pp.3-10, 1999.
- 11) Yamashita, S. and Suzuki, T.: Small strain stiffness on anisotropic consolidated state of sands by bender elements and cyclic loading tests, *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 1, pp.325-328, 2001.
- 12) Yamashita, S. and Suzuki, T.: Young's and shear moduli under different principal stress directions of sand, *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*; Jamiolkowski, Lancellotta and Lo Presti eds., Balkema, Netherlands, pp.149-158, 1999.
- 13) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.39-56, 1978.
- 14) 星和則, 山下聡, 鈴木輝之: ベンダーエレメントを用いた砂と火山灰質土のせん断波速度測定, 第35回地盤工学研究発表会, pp.271-282, 2000.
- 15) Fioravante, V.: Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.4, pp.129-142, 2000.
- 16) Kuwano, R.: The stiffness and yielding anisotropy of sand. *Ph.D. Thesis*, Imperial College, University of London, 1999.
- 17) 例えば Miura, K., Miura, S. and Toki, S.: Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.36-52, 1986.

(2001. 4. 11 受付)

EFFECTS OF FABRIC AND INDUCED ANISOTROPY ON INITIAL SHEAR MODULUS OF SANDS

Satoshi YAMASHITA, Shunsuke KITAGAWA, Tomohito HORI and Teruyuki SUZUKI

To examine the effect of the fabric anisotropy of sands on the initial shear modulus, the shear wave velocity in three different directions was measured by the bender element method on specimens with different fabric anisotropy. Furthermore, to examine the effects of the induced anisotropy, a series of bender element and cyclic torsional shear tests was performed under various anisotropic stress conditions. Test results showed that; 1) the initial shear modulus obtained from the shear wave for propagating and vibrating parallel to the bedding plane is higher than the other two kinds of moduli, 2) these two moduli are almost same irrespective of the fabric anisotropy, 3) the measured initial stiffness decrease gradually from the values estimated by an equation as the stress state approaches to the failure criterion line. This degradation can be expressed by a proposed new function.