秋田大学 〇佐藤望真 正会員 荻野俊寛 正会員 高橋貴之 正会員 及川洋

(独) 寒地土木研究所 正会員 林宏親

# 1. はじめに

地震時などの地盤の応答解析をするにあたって土の変形特性の把握が必須となってくる.これまで砂や粘土の変 形特性については多くの研究がなされてきたが、高有機質土をはじめとする有機分を多く含む土については報告例 がほとんど見られない.本研究では、北海道および秋田県の有機分を含む土の室内試験から得た結果と国内外の文 献から引用した実験結果をもとに、高有機質土から有機分を含む粘性土までを対象とした広範囲な土の土粒子密度 によって土に含まれる有機分の影響を考慮した初期せん断剛性率 G<sub>0</sub>とせん断剛性率 G-せん断ひずみγ関係における 規準ひずみγの実験式を提案している.

#### 2. 実験概要

実験で用いた試料は北海道,秋田県で採取した高有機質土あるいは有機質粘土である.北海道で採取した試料は, 岩見沢市,江別市,夕張市,当別市から採取しており,秋田県で採取した試料は,いずれも秋田市近郊で採取した. 試料の物性値は佐藤ら<sup>1)</sup>の報告を参照されたい.

## 2.1 繰返しねじりせん断試験

供試体の寸法は外径 70mm,内径 30mm,高さ 70mm とした.供試体に 200kPa の背圧を載荷した.このように作成・設置された供試体に対して,地盤工学会基準(JGS 0543)に従い試験した.

供試体を等方圧密した後,非排水条件下で正弦波(0.05Hz)の繰返しねじり力を 1 載荷段階につき 11 波載荷した.

# 2.2 非排水繰返し三軸試験

供試体の寸法は直径 70mm,高さ 150mm である.供試体を 20~80kPa 程度の圧 密応力で等方圧密し、3t 法により圧密を打切った後、軸ひずみ速度 0.02%/min で 段階的に片振幅軸ひずみ $\varepsilon_{sa}$ を増加させながら非排水繰返し載荷試験を行った.1 載荷段階あたりの繰返し回数は 11 回とし、10 回目の軸ひずみ $\varepsilon$ -軸差応力 qの関係 によるヒステリシスループから得られる直線の傾きから等価ヤング率  $E_{eq}$ を求め、等価せん断弾性率  $G_{eq}=E_{eq}/3$ 、せん断ひずみ $\gamma=3/2\varepsilon_{sa}$ として求めた.





Δ

0.2

0.4

0.6

 $L_{i\sigma}$ 

図2  $\rho_{s}$ - $L_{ig}$ 関係

0.8

 $\rho_{\rm s}({\rm g/cm}^3)$ 

## 2.3 ベンダーエレメント試験

供試体の寸法は直径 60mm, 高さ 70mm である.供試体を 40kPa 程度の圧密応 力で一次元圧密し,供試体高さに変化がなくなった時点でベンダーエレメント試 験によって弾性波速度の測定を行った.得られた波形から波の伝播時間  $t_s$ を求め, BE 間距離 L との関係から弾性波速度  $V_s=L/t_s$  として求めた.さらに,湿潤密度 $\rho_t$ との関係からせん断剛率  $G=\rho_1V_s^2$  として求めた.

## 3. 試験結果および考察

図1は有効圧密応力 $\sigma'_{c} \geq G_{0}$ の関係を示している.高有機質土に着目し両対数 軸上で近似線を引くとおおよそ直線関係を示していることがわかる.近似線の傾 きは 0.85 であり,Wehling et al.<sup>20</sup>の報告(0.87)と近い.また,混合試料は粘土混合 率が大きくなるにつれて  $G_{0}$ が増加している.このことから一定の圧密応力の下に おける  $G_{0}$ は強熱減量の影響も受けており,有機分を含む  $G_{0}$ を表現するためには, 圧密応力,間隙比に加え強熱減量など試料の物性を表す指標が必要であることが わかる.

図2は $\rho_s \ge L_{ig}$ の関係を示している. $\rho_s$ は砂や粘土ではほとんど一定である が、有機分を含む土では有機質の量が多いほど小さくなり、両者はほぼ一義的 な関係を示している.また、 $\rho_s$ は $L_{ig}$ の変化に対し1.48~2.43g/cm<sup>3</sup> と大きな幅を もっていることがわかる.したがってこの関係性から、有機分を表すパラメー タとして $\rho_s$ を採用し、土のせん断剛性率 $G_0$ が $e/\rho_s$  との積で表されるとして実 験結果を最小二乗法によって回帰すれば式(1)が得られる.

 $G_0 = 0.278 (e/\rho_{\rm s})^{-0.63} \sigma_{\rm c}^{.0.78}$ (1)

試料が飽和している場合,式(1)は式(2)で表される.

 $G_0=0.278(w/100)^{-0.63}\sigma_c^{*0.78}$ 

ここに、 $G_0$ 、 $\sigma_c$ の単位はそれぞれ MPa、kPa、 $\rho_s$ の単位は g/cm<sup>3</sup> である. 図 3 は  $w \ge G_0$ の関係を示し、図中には実験で用いた試料の実験値を圧密応 力ごとにプロットした.また、図 3 の実線は式(2)による計算値であり、点線は 能登・熊谷の実験式による計算値である. $\sigma_c$ =40kPaで圧密した試料においては

(2)



どちらの実験式もよく一致しているが、 $\sigma_c=80$ kPa、 $\sigma_c=200$ kPaと圧密応力が大きな範囲では能登・熊谷の実験式の計算値は、本研究における実験式の計算値に比べて小さくなる傾向を示している.

図4は本報告で実施した一連の実験から得られた  $G/G_0-\gamma$ 関係である.図から  $G/G_0=0.5$ に対応する $\gamma$ として土の規準ひずみ $\gamma_r$ が求められる. $\gamma_r$ はおよそ 0.1~3%の広範囲に分布しているが、粘土に比べて高有機質土の $\gamma_r$ は大きく  $G/G_0-\gamma$ 関係が全体的に右側に位置していることがわかる.

図 5 は、安田ら<sup>3)</sup>、能登・熊谷<sup>4)</sup>による砂から泥炭までの幅広い試料の  $G/G_0-\gamma$ 関係の範囲と筆者らによる代表的な $G/G_0-\gamma$ 関係を示している.高有機 質土の $G/G_0-\gamma$ 関係が右側に位置することは従来の報告からも確認することが できるが、本報告の実験結果はこれまでの泥炭の範囲よりも広く、 $G/G_0-\gamma$ 関 係は、 $L_{ig}$ が小さな試料ほど粘土の $G/G_0-\gamma$ 関係に近づき、 $L_{ig}$ が大きな試料ほ どより右側に位置していることがわかる.

 $\gamma_r \ge G_0$ の関係が Hardin-Drnevich モデルによって表されると仮定し、 一連の実験結果を最小二乗法によって回帰すれば $\gamma_r$ の実験式として 式(3)が得られる.

(4)

 $\gamma_{\rm r}=1.46\cdot10^{-2}G_0^{-1.5}\sigma_c^{-1.4}$  (3) 式(3)および式(2)から式(4)が得られる.

 $\gamma_{\rm r}=0.169(w/100)^{0.84}\sigma_{\rm c}^{\prime 0.18}$ 

ここに  $G_0$ の単位は MPa,  $\sigma_c$ の単位は kPa である.

図 6 は Hardin-Drnevich モデルによる  $G \ge \gamma$ の関係について実験値 と Hardin-Drnevich モデルによる計算値を比較したものである.  $G_0 \ge \gamma_r$ はそれぞれ式(2)と式(4)を用いて算出した.いずれの試料も実験値 と計算値はおおむねよく一致しており,砂や粘土の場合と同様,高 有機質土をはじめとする有機分を多く含む土にも Hardin-Drnevich モ デルが適用可能であることがわかる.

荻野ら<sup>5</sup>によれば、高有機質土の $G_0$ は平均有効応力 $p'=(\sigma'_v+2\sigma'_b)/3$ の関数として表すことができる. K=1.0 のとき、 $\sigma'_c=p'$ となるので式(2)の $\sigma'_c$ をp'でおきかえれば、有機分を含む土に対する異方圧密状態における $G_0$ は式(5)で表すことができる.

 $G_0 = 0.278((1+2 K)/3)^{0.78} w^{-0.63} \sigma'_v^{0.78}$ 

(5)

ここに,  $K=\sigma'_{h}/\sigma'_{v}$ である.図7は $\sigma_{c}$ =40kPaで一次元圧密した試料についてベン ダーエレメント試験から求めた $G_{0}$ とwの関係を示したものである.また,図中 の曲線群は式(5)から K=1.0,0.7,0.2,0.1 として得た計算値である.いずれの実 験値も K=1.0 の場合の曲線よりも下方にあり,本報告で得られた実験式よりも小 さな値を示すことがわかる.特に,夕張川泥炭以外の3つの試料は K=0.1~0.2 の曲線の近傍にあり,小さな $K_{0}$ 値を示しているが,この値は高有機質土の $K_{0}$ 値 として一般的にいわれている $K_{0}$ =0.2~0.3 の値に近い.このことは本報告で提案 した式(2)において, $\sigma'_{c}$ をp'におきかえることで異方圧密時の $G_{0}$ が表現可能で あることを示唆している.

#### 4. 結論

本報告で得られた知見は以下の通りである.

- 土粒子密度ρ<sub>s</sub>あるいは含水比wによって有機分の影響を考慮した土のせん 断剛性率 G<sub>0</sub>の実験式として式(1)および式(2)を提案した.
- 2) せん断剛性率 G<sub>0</sub> あるいは含水比 w によって有機分の影響を考慮した土の 規準ひずみ 𝑘の実験式として式(3)および式(4)を提案した.
- 等方圧密時の G<sub>0</sub>の実験式(2)において, σ<sub>c</sub> を p<sup>'</sup>におきかえることで異方圧 密時の G<sub>0</sub>の実験式として式(5)を提案した.

【参考文献】1) 佐藤望真, 荻野俊寛, 高橋貴之, 林宏親, 及川洋: 有機分を含む土の初期せん断 図7 k=k<sub>0</sub>の G-w 関係 剛性率および規準ひずみの定式化, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 1, 2013. 2) Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr., L. F. and Driller, M. W.: Nonlinear Dynamic Properties of a Fibrous Organic Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 10, pp. 929-939, 2003. 3) 安田進, 山口勇: 動的変形特性のひずみ依存性と粒径の関係, 土木学会第 39 回年次学術津講演会講演概要集(3), pp. 83-84, 1984. 4) 能登繁幸, 熊谷守晃: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 土木試験所月報, No. 393, pp. 13-15, 1986. 5) 荻野俊寛, 高橋貴之, 及川洋, 三田地利之: ベンダーエレメント試験および繰返し載荷試験によるせん断弾性係数, 地盤工学ジャーナル, Vol. 4, No. 1, pp. 125-133, 2009.











600

800

400