

地下建設時の地盤のリバウンド量を評価するための三軸試験手法の開発

長岡技術科学大学大学院 鈴木凜太郎

長岡技術科学大学大学院 豊田浩史

1. はじめに

地下建設を行う際、大規模かつ大深度の掘削工事を行うことがある。掘削工事の際は、地盤の掘削によって上載圧が取り除かれ、掘削底面の土が膨らむリバウンド現象を引き起こす。このリバウンド現象によるリバウンド量の予測や施工時の設計指針は、経験則に頼っている現状である。また、建築分野におけるリバウンド量を考慮した地盤の変形係数は、室内試験において圧縮または繰返し载荷による試験を採用している。そのため、伸張方向に膨張するリバウンド現象を正確に考慮した地盤の変形係数とはいえない。そこで、リバウンド現象の詳細な解析をするために、伸張方向のせん断による微小ひずみレベル(10^{-6} ~ 10^{-3})の各種変形係数を精度よく求める必要がある。

2. 試料及び供試体作製方法

2.1 使用試料

Fig. 1 に本研究で用いた試料の粒径加積曲線を示す。本研究では、関東洪積層の深度 13.5~14.5m より採取した砂質土の不攪乱試料と深度 30.5~31.5m より採取した粘性土の不攪乱試料、及びそれぞれと同じ土層の再構成試料を対象とする。砂質土層の物性値は、土粒子密度 $\rho_s = 2.789g/cm^3$ で、砂分が大部分を占める砂質土、粘性土層の物性値は、土粒子密度 $\rho_s = 2.600g/cm^3$ で、シルト及び粘土分が多い粘性土であった。

2.2 供試体作製方法

砂質土の再構成試料は、漏斗を用いて緩く堆積させる。砂質土自体は自立することができないため、負圧法を用いて所定の供試体寸法 (直

径 50 mm, 高さ 125 mm) となるように、分割モールドをメンブレン外側に装着し、モールド内に砂を投入した。砂の投入は、試料の分離および局所密度の不均一を抑制するため、少量ずつ複数層に分けて行った。その後、分割モールドを慎重に取り外し、供試体外観を確認した。

粘性土の再構成試料は、850 μm のふるいにかけた後に蒸留水を混ぜ合わせてスラリー状態にして 1 日放置する。その後、円筒の亚克力槽に流し込み、脱気させる。十分に脱気した後に圧密応力 70 kPa で 24 時間圧密する。供試体上側载荷の圧密終了後は、上下反転させて圧密する。圧密終了後は、供試体を台座に設置して直ナイフとトリマーにより直径 50 mm, 高さ 125 mm の円柱供試体に成形する。不攪乱試料の成形も、再構成試料と同様に行う。

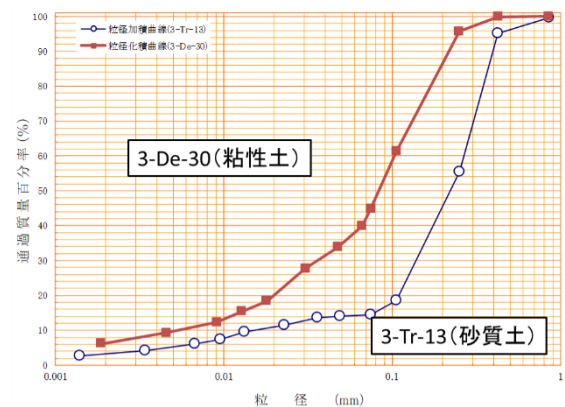


Fig. 1 試験に用いた試料の粒径加積曲線

3. 試験方法

3.1 試験の手順

Fig. 2 に本研究で行った試験のフローチャートを示す。供試体は、成形した後に微小ひずみ三軸試験機に設置する。供試体に二重負圧をかけて飽和させた後、 $p'=50$ kPa で等方圧密を行い、背圧 200 kPa をかけて飽和度を高める。その後、

現地盤を想定した K_0 圧密を行う。

砂質土の再構成試料の K_0 圧密は、平均有効主応力 $p'=70$ kPa を目標値に設定した有効上載圧 σ'_a に到達するまで十分に排水される軸速度 0.005 mm/min で行う。不攪乱粘土は、採取された深度より求めた $\sigma'_a = 95$ kPa を目標値に K_0 圧密を行う。

粘性土の再構成試料の K_0 圧密は、平均有効主応力 $p'=144$ kPa を目標値に設定した。有効上載圧 σ'_a に到達するまで十分に排水される軸速度 0.005 mm/min で行う。不攪乱粘土は、採取された深度より求めた $\sigma'_a = 218$ kPa を目標値に K_0 圧密を行う。

K_0 圧密終了時の応力比 K と p' を一定に維持して 24 時間 K 圧密を行う。その後、微小ひずみレベルのせん断剛性率を求めるベンダーエレメント試験 (BE 試験) 及び圧縮载荷と伸張载荷による局所微小ひずみ測定試験 (LSS 試験) を実施する。

3.2 BE 試験

三軸試験機のキャップおよびペDESTAL にベンダーエレメントを装着する。 K 圧密終了後にキャップ側から供試体の軸方向にせん断波を送信し、ペDESTAL 側で受信する。本研究では、送信波条件を波形: sin 波, 電圧: ± 10 V, 周波数: 10 kHz, 15 kHz, 20 kHz, 30 kHz として行う。また、伝播時間の同定法は TD 法の start-to-start を適用する。Eq. (1) にせん断波速度 V_s (m/s) およびせん断剛性率 G (MPa) の算出式を示す。ここで、せん断波の伝播距離 L (m), せん断波の伝播時間 Δt (s), 湿潤密度 ρ_t (kg/m^3) とする。

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad G = \rho_t V_s^2 \times 10^{-6} \quad (1)$$

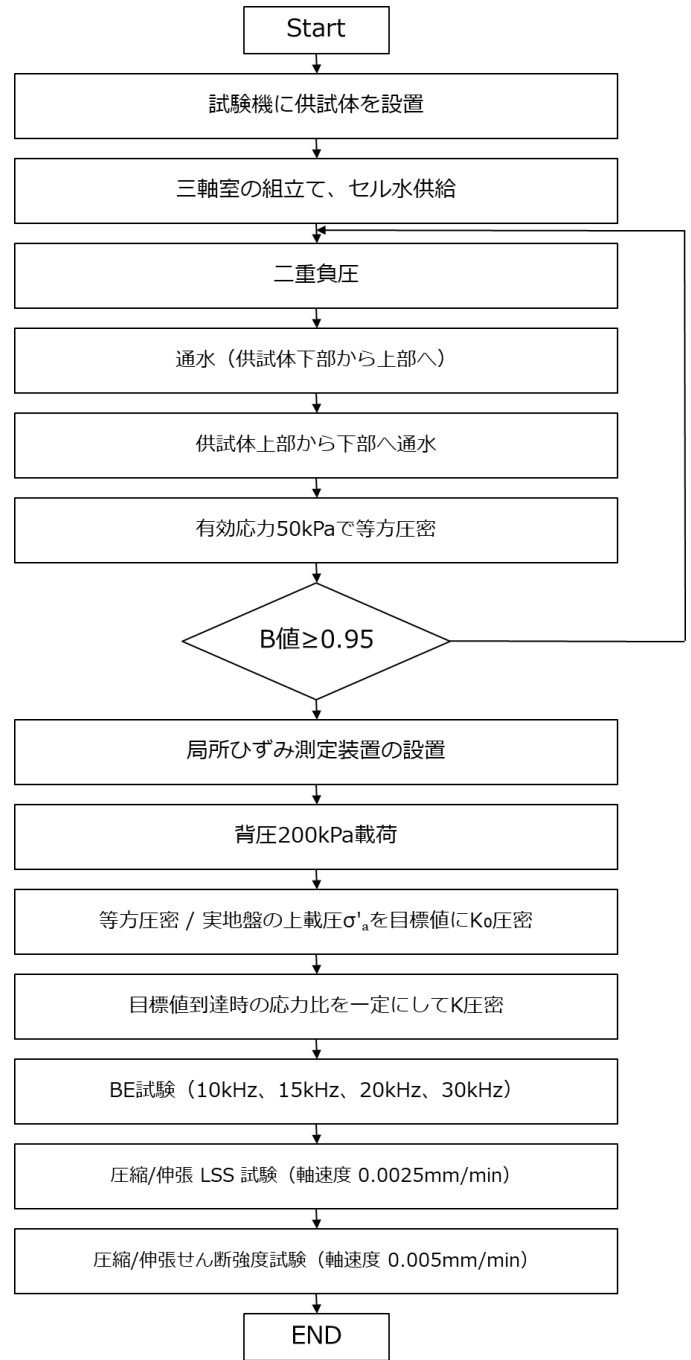


Fig. 2 試験のフローチャート

3.3 LSS 試験

LSS 試験は、排水条件下で局所軸ひずみ ε_a (%) および局所せん断ひずみ ε_s (%) が 0.1% に達するまで、せん断速度 0.0025 mm/min でせん断を行う。軸変位および側方変位の測定には、非接触型変位計を使用する。局所軸変位測定を 2 箇所、局所側方変位測定を 1 箇所設置する。これらの変位計により、局所軸ひずみ ε_a (%) および局所せ

せん断ひずみ ε_s (%)を測定し、各種変形係数を Eq. (2) にて算出する。ここで、軸差応力 q (kPa)、鉛直有効応力 σ'_a (kPa)、側方有効応力 σ'_r (kPa)、割線ヤング率 E (MPa)とする。

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad E = \frac{q}{\varepsilon_a} \times 10^{-1}$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_s} \times 10^{-1} \quad (2)$$

4. 試験結果

4.1 試験結果評価

リバウンド量は地盤の変形を評価するため設計上はヤング率 E が重要になるが、以下の2つ理由により G で検討を行った。

1つ目は、 G と E は同じ傾向を示すということである。Fig. 3はヤング率 E 、Fig. 4はせん断剛性率 G を示しており、それぞれを比較すると、曲線の傾向が概ね一致していることが分かる。

2つ目は、 G に関しては、BEからLSS結果の確認も行える点である。Fig. 4を見ると、水平線であるBE試験結果と曲線のLSS試験の初期のせん断剛性率が概ね一致していることが分かる。この結果から、LSS試験結果の正当性を確認できる。

これ等の2つの理由から、本研究では、せん断剛性率 G による検討を行っていく。

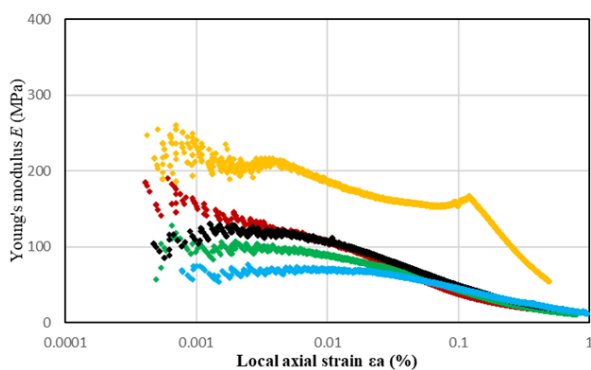


Fig. 3 E- ε_a 関係

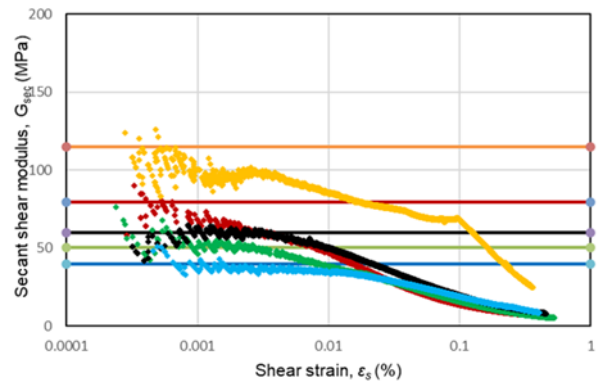


Fig. 4 G- ε_s 関係

4.2 試験結果

K_0 圧密を経て K 値=0.55の状態でのBE試験とLSS試験を実施した。砂質土の試験結果をFig. 5に、粘性土の試験結果をFig. 6示す。Fig. 5、Fig. 6より、双方の試験において、BE試験の初期せん断剛性率とLSS試験による初期の割線せん断剛性率がほとんど一致していることが分かる。また、両者ともに圧縮と伸張荷重によって剛性の低下の傾向が異なる。圧縮荷重は、せん断開始直後から剛性の低下の傾向が大きい。一方の伸張荷重は、 ε_s が0.01%を超えてから緩やかに剛性が低下する傾向を示した。また、再構成試料と不攪乱試料に着目すると、不攪乱試料の方がせん断剛性率が大きくなることが分かった。

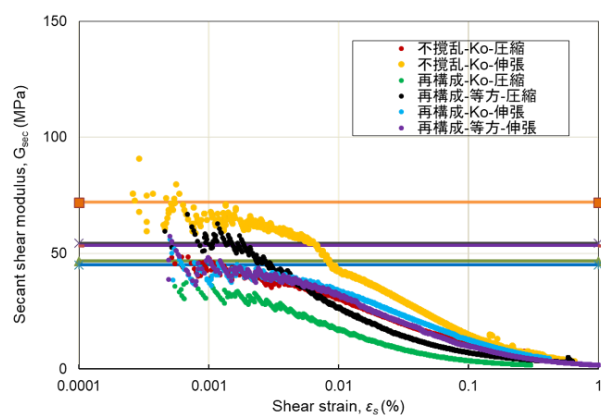


Fig. 5 圧縮/伸張荷重 LSS 試験 BE 試験結果 砂質土(不攪乱試料, 再構成試料)

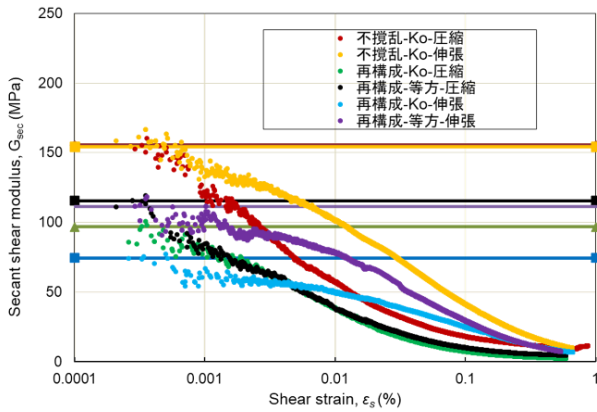


Fig. 6 圧縮/伸張荷重 LSS 試験 BE 試験結果
粘性土 (不攪乱粘土, 再構成粘土)

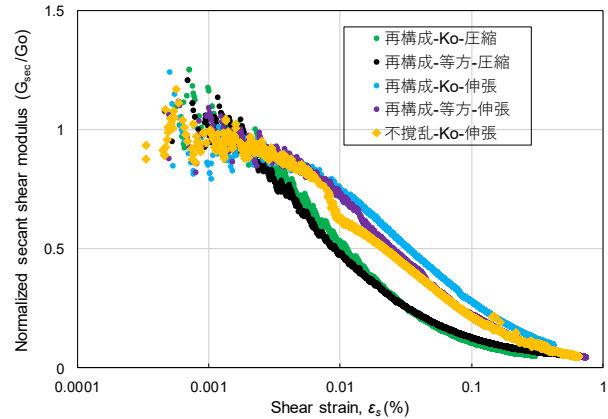


Fig. 7 正規化した圧縮/伸張荷重 LSS 試験結果
粘性土 (不攪乱試料, 再構成試料)

5. 不攪乱粘土と再構成粘土との比較

Fig. 7 に正規化した砂質土の LSS 試験結果, Fig. 8 に正規化した粘性土の LSS 試験結果を示す。圧縮荷重に着目すると, 不攪乱粘土より再構成粘土の方が剛性の低下の傾向が大きいことが分かる。これより, 圧縮試験で伸張試験を代用するのは難しいということが分かる。一方の伸張荷重による剛性の低下は, 不攪乱 K_0 , 再構成 K_0 の剛性低下の傾向が概ね一致する。これにより再構成試料による試験で代用することが可能であるといえる。また, 圧密方法に着目しても, 再構成 K_0 と再構成等方の剛性低下の傾向が概ね一致する。よって, 再構成 K_0 の代わりに再構成等方試験を行うことが可能であると考えられる。

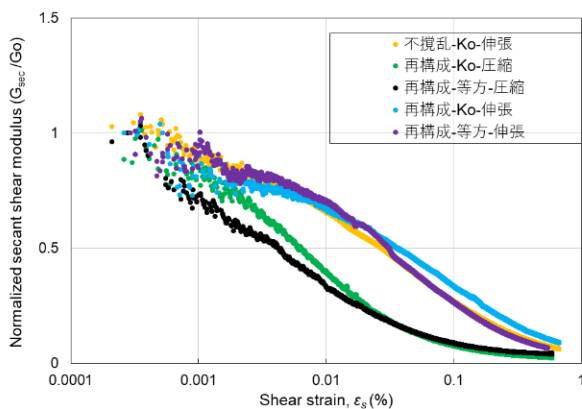


Fig. 8 正規化した圧縮/伸張荷重 LSS 試験結果
砂質土 (不攪乱試料, 再構成試料)

6. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- せん断剛性率は, 不攪乱試料の方が再構成試料より大きくなることから, E_0 や G_0 は, 原位置の PS 検層で評価するのが合理的だと考えられる。
- ひずみ依存性が伸張荷重より圧縮荷重の方が大きいため, 圧縮試験での代用はできない。また, 伸張試験に着目したところ, 不攪乱 K_0 と再構成 K_0 , 再構成 K_0 と再構成等方が同じようなひずみ依存性を示したため, 不攪乱 K_0 伸張試験の代わりに再構成等方圧密伸張試験を用いることが可能であると考えられる。
- 1 と 2 より, 微小ひずみ領域におけるリバウンド量の予測については, PS 検層試験と再構成等方圧密伸張三軸試験の利用が可能であることがわかった。

【参考文献】

- 西村哲也：関東洪積層より採取した不攪乱試料の微小ひずみ変形特性, 長岡技術科学大学修士論文, 2022.