

不攪乱試料の変形特性を評価するための力学試験手法

長岡技術科学大学 学生会員 鈴木凜太郎

長岡技術科学大学 豊田浩史 高田晋

1. はじめに

都市部の大規模開発に伴い、掘削深度の深い近接施工が増加した。この近接施工の際、地盤の掘削により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が引き起こされる。このリバウンド量の予測は、経験則に頼っているのが現状である。また、リバウンド量を考慮した地盤の変形係数は、室内試験では単調圧縮載荷または繰返し載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行うため、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ことが求められる。

既往の研究では、室内で再構成した飽和豊浦砂の異方性とせん断方向が、微小ひずみ変形特性に与える影響を調べたり。しかしながら、原地盤で土は、セメンテーションなどの様々な年代効果や構造を有している。そこで本研究では、不攪乱試料と再構成試料で試験を行い、不攪乱試料の微小ひずみ変形特性より、リバウンド現象を正確に予測できる簡易的な手法について検討する。

2. 試料及び供試体作製方法

2.1 使用試料

本研究では、採取した不攪乱粘土とその近傍で採取された土丹を乱して再構成した再構成土丹粘土を対象とする。不攪乱粘土から再構成粘土を作製すべきであるが、今回は、再構成試料を構成する十分な量の不攪乱試料が得られなかったため、このような措置となった。

不攪乱粘土の物性値は以下の通りである。
土粒子密度 $\rho_s = 2.694\text{g/cm}^3$ 、液性限界 $W_L = 72.16\%$ 、
塑性限界 $W_p = 37.50\%$ 、塑性指数 $I_p = 34.67$

再構成土丹粘土の物性値は以下の通りである。
土粒子密度 $\rho_s = 2.716\text{g/cm}^3$ 、液性限界 $W_L = 50.09\%$ 、
塑性限界 $W_p = 29.64\%$ 、塑性指数 $I_p = 20.45$

両試料とも高液性限界の粘土に分類される。Fig. 1にこれらの試料の粒径加積曲線を示す。

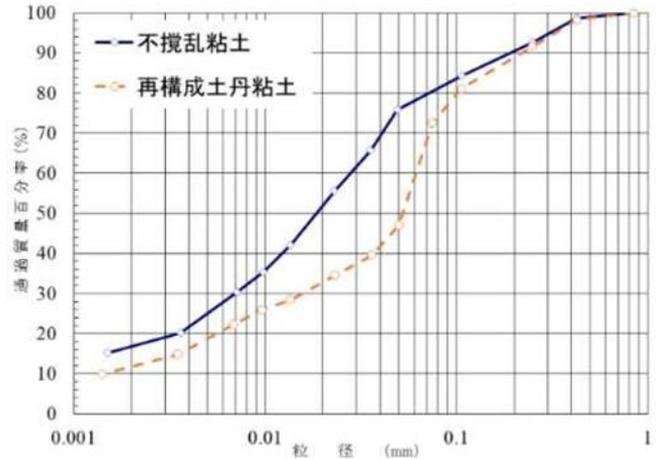


Fig. 1 試験に用いた試料の粒径加積曲線

2.2 供試体作製方法

再構成土丹粘土は、 $850\mu\text{m}$ のふるいにかけた後、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、ピストンを鉛直応力 60kPa で押し下げ、24時間一次元圧密する。供試体下部は悪リス槽の摩擦により、十分な圧密応力が作用していないため、供試体の上下を反転させて、下側も同様に圧密する。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 50mm 、高さ 125mm の円柱供試体に成形する。不攪乱粘土の成形も、再構成土丹粘土と同様に行う。

3. 試験方法

3.1 飽和試験の手順

供試体は、成形後に微小三軸試験機に設置する。セル水を給水して二重負圧、 $p' = 50\text{kPa}$ で等方圧密を行い、背圧 200kPa をかけて飽和度を高める。その後、 K_0 圧密を行う。再構成土丹粘土の K_0 圧密は、平均有効主応力 $p' = 300\text{kPa}$ になるまで行った。不攪乱粘土は、採取された深度より求めた $\sigma_1' = 158\text{ kPa}$ を目標値に K_0 圧密を行った。 K_0 圧密終了時の応力比 K と p' を一定保つ

た状態で、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・伸張载荷による排水微小ひずみ測定試験(LSS試験)を実施する。圧密、せん断時の軸速度は、0.005mm/minに設定した。

3. 2 BE試験

三軸試験機のキャップ及びペDESTALにはベンダーエレメントが装着されている。K圧密終了時にキャップ側から供試体の軸方向へせん断波を送信し、ペDESTAL側で受信する。送信派の条件としては、波形：sin波を1波、電圧：±10V、周波数：10kHz、15kHz、20kHz、30kHzとして行う。伝播時間の同定法T. D法のstart-to-startを用いる。Eq. (1)にせん断波速度 V_s (m/s)及びせん断剛性率 G_0 (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/m³)とする。

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

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%になるまでせん断速度0.0025mm/minでせん断を行う。軸変位と側方変位の測定には非接触型変位計を用いる。局所軸変位測定を2箇所、局所側方変位計を1箇所供試体に設置する。これらの変位計を用いて、局所軸ひずみ ε_a (%)および局所側方ひずみ ε_r (%)を測定し、その結果から各種変形係数を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。

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad E = \frac{q}{\varepsilon_a} \times 10^{-1} \quad G = \frac{q}{3\varepsilon_s} \times 10^{-1}$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (2)$$

4. 試験結果

K_0 値はほぼ0.49となり、圧密終了後、BE試験とLSS試験を実施した。その結果及び各試験ケースの結果をまとめた表をFig. 2とTable. 1に示す。Fig. 2より、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ぼ一致していることが分かる。また、再構成土丹粘土が不攪乱粘土より初期せん断剛性率が大きいことが見て取れる。これは、 K_0 圧密時の

有効鉛直応力が不攪乱粘土より再構成土丹粘土の方が大きいためである。

次に、载荷方向について、両者の圧縮と伸張载荷によってひずみ軟化(せん断剛性率の減少)の傾向が異なることが分かる。圧縮载荷は、せん断開始直後から大きくひずみ軟化が見られる。一方で伸張载荷については、圧縮载荷と比較して緩やかにひずみ軟化する傾向が見られた。

Table. 1 各試験ケースと結果

試料	载荷	K_0 圧密 σ'_a (kPa)	K_0 値	BE試験 G_0 (MPa)
再構成	圧縮	460	0.49	114.6
	伸張	460	0.49	112.4
不攪乱	圧縮	158	0.49	60.7
	伸張	158	0.49	5.3

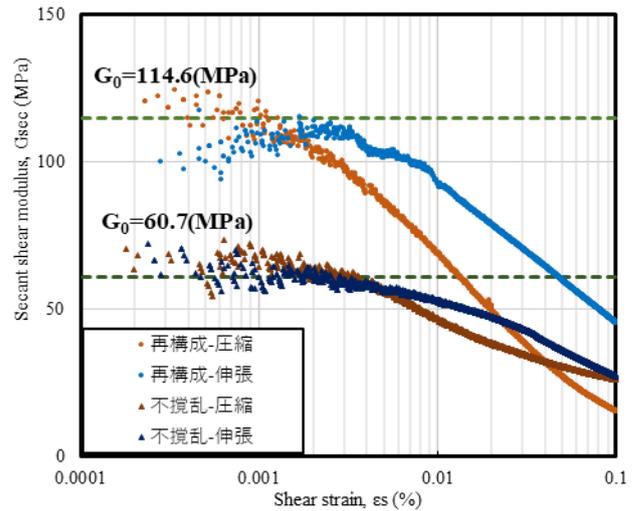


Fig. 2 BE試験と圧縮/伸張载荷LSS試験結果(再構成土丹粘土、不攪乱試料)

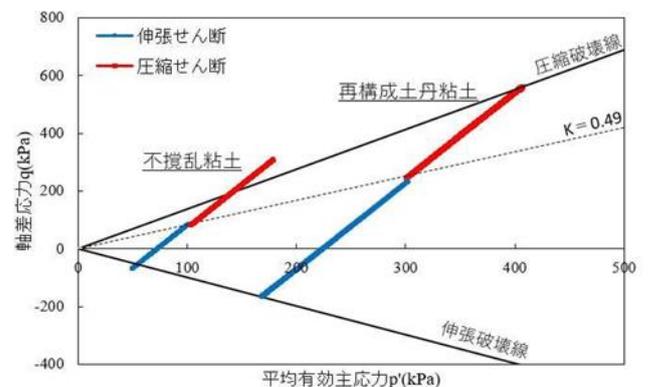


Fig. 3 応力経路(圧縮/伸張载荷せん断時)

せん断時の応力経路、応力とせん断ひずみ、体積ひずみとせん断ひずみの関係を Fig. 3, Fig. 4, Fig. 5 に示す。Fig. 3 より、圧縮荷荷はせん断中に平均有効主応力が増加、伸張荷荷は減少しながら破壊線へと向かうせん断であることが分かる。ここで、再構成土丹粘土の粘着力をゼロと仮定して破壊線を引くと、圧縮・せん断ともに不攪乱試料はその破壊線を越えていることが分かる。つまり、不攪乱試料には粘着力が存在していることになる。

Fig. 4 の圧縮荷荷（赤線）で、不攪乱粘土と再構成土丹粘土を比較すると、再構成粘土は、緩やかに軸差応力が増加しているが、不攪乱粘土は、せん断ひずみ 0.7%程度で一定値に落ち着いている。一方、伸張荷荷では、ほとんど同じような傾きとなっている。これらより、割線せん断剛性率のひずみ軟化がおおよそ予測することができる。

Fig. 5 の不攪乱粘土と再構成土丹粘土の体積ひずみとせん断ひずみの関係から、圧縮荷荷（赤線）では、再構成土丹粘土と不攪乱粘土とともにせん断ひずみによる体積収縮が生じていることが分かる。これは応力経路に示しているように、圧縮荷荷ではせん断中に p' が増加しているためである。一方、伸張荷荷（青線）の不攪乱粘土では、せん断ひずみの増加に伴って体積膨張し続けていることが分かる。対して、再構成土丹粘土は、せん断ひずみ 0.3%付近まで体積膨張し、それ以降は体積収縮に転じている。体積膨張について不攪乱粘土と再構成土丹粘土を比較すると、不攪乱粘土の方が体積膨張（ダイレイタンス）しやすいことが分かる。これは、不攪乱粘土が過圧密、または年代効果による骨格構造が発達していることが要因であると考えられる。

5. 不攪乱粘土と再構成土丹粘土の比較

圧密応力の異なる不攪乱粘土と再構成土丹粘土の LSS 試験結果を比較するため、Eq. (3) を用いて割線せん断剛性率の正規化を行った。

$$\text{正規化された割線せん断剛性率} = \frac{G_{sec}}{G_{sec_0}} \quad (3)$$

Fig. 6 に正規化された圧縮荷荷 LSS 試験結果を示す。圧縮荷荷におけるひずみ軟化は、不攪乱粘土より再構成土丹粘土の方が大きい傾向を示している。

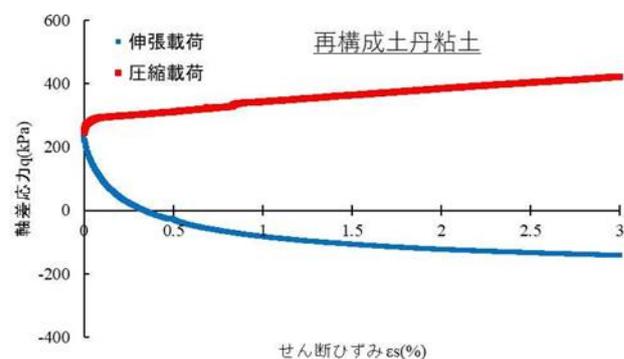
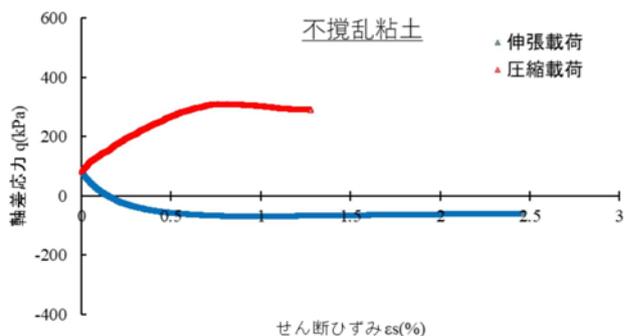


Fig. 4 応力-せん断ひずみ

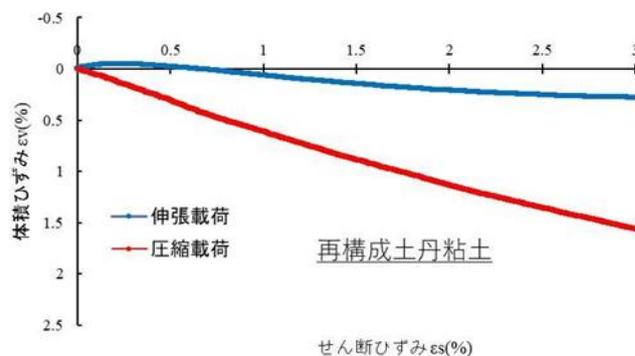
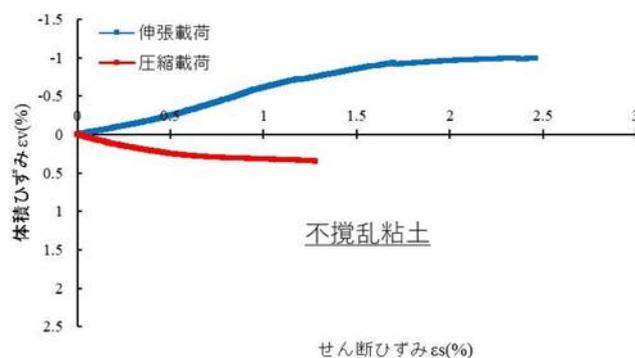


Fig. 5 体積ひずみ-せん断ひずみ

これは、練返して作製した再構成粘土より不攪乱粘土の方が高位な構造であることが要因と考えられる。伸張荷荷におけるひずみ軟化は、不攪乱・再構成ともに似た傾向を示している。これは、 K_0 値が 0.49 と圧縮

圧密状態からせん断を行っているため、微小ひずみレベルでは、圧縮载荷ほどの変化が生じなかったことが要因と考えられる。これより、圧縮圧密状態の圧縮载荷微小ひずみレベルにおけるひずみ軟化の傾向が再構成粘土と不攪乱粘土で異なるため、不攪乱試料での評価が必須であるといえる。一方、伸張载荷による微小ひずみレベルのひずみ軟化の傾向は、再構成粘土と不攪乱粘土で同じような傾向を示すため、再構成粘土の結果を用いて不攪乱粘土を概ね評価できるといえる。

6. まとめ

本研究のまとめを以下に示す。

1. 再構成土丹粘土と不攪乱粘土は、両者ともに载荷方向によりひずみの進展による割線せん断剛性率のひずみ軟化傾向が異なり、圧縮载荷の方が伸張载荷よりひずみ軟化が大きかった。また、再構成土丹粘土の方が不攪乱粘土より载荷方向によるひずみ軟化の違いが大きかった。
2. 再構成土丹粘土と不攪乱粘土のひずみ軟化傾向を载荷方向別に比較すると、伸張载荷は似た傾向を示して、圧縮载荷については再構成土丹粘土の方が大きいひずみ軟化が確認できた。
3. 再構成土丹粘土を用いた圧縮载荷による微小ひずみレベルの結果を用いて伸張载荷の評価を行うと、過少に評価してしまう可能性が考えられる。

以上より、原地盤 (K_0 圧密状態) では、以下のような取り扱いが可能である。

1. 原位置において、PS 検層などにより初期剛性率を計測。
2. 圧縮载荷時の微小変形特性 (ひずみ依存性) : 不攪乱試料の採取が必要。
3. 伸張载荷時の微小変形特性 (ひずみ依存性) : 再構成試料より推定可能。

以上の結果を用いて、リバウンド量の推定を実施する。

【参考文献】

- 1) 高木伸晃：異方圧密された砂のせん断剛性率のひずみレベル依存性，長岡技術科学大学修士論文，2022。

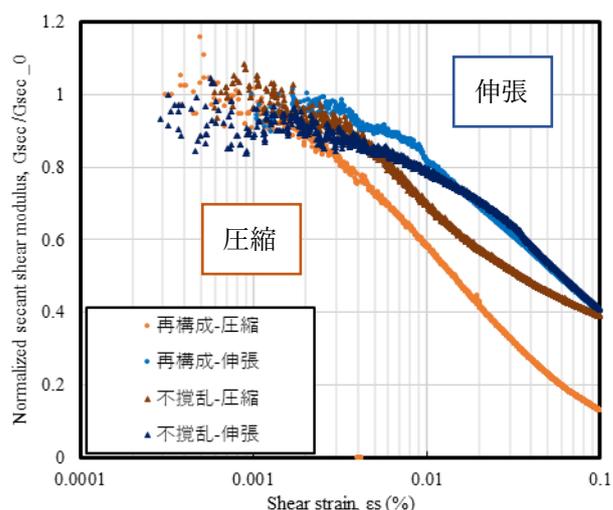


Fig. 6 正規化した圧縮/伸張载荷 LSS 試験結果 (不攪乱粘土, 再構成土丹粘土)