

Ⅲ-A52

粉碎泥岩供試体の時間依存的挙動に関する実験的研究

名古屋大学工学部 正会員 中野 正樹 野田利弘 浅岡 顕
大成建設（株）正会員 藤原武司

1. はじめに

ゆる詰め飽和粉碎泥岩集合体は、粒度を調整した泥岩粒が集まって構成されており、粒同士の間隙は水で満たされている。また泥岩粒自身も飽和しており土骨格と間隙水から成る。この集合体がせん断を受けると、構成している泥岩粒はスレーキングを起こして粘土化してゆくため、粉碎泥岩集合体の力学挙動は、集合体としての構造を喪失してゆく挙動を呈する。この意味で、構造を有する土の構造喪失を伴う力学挙動のモデル化と見なすことができると考えている¹⁾。

本報告では、粉碎泥岩供試体について軸ひずみ速度を変化させた非排水せん断試験及び一次元圧密試験、非排水クリープ試験を実施し、泥岩粒がスレーキングにより粘土化してゆくことによって起こる時間依存特性を示し、構造を有する土の力学挙動との比較を行う。

2. 定ひずみ速度圧密試験における軸ひずみ速度効果

試験に用いた試料は、常滑泥岩と呼ばれる第三紀泥岩である。この試料を飽和状態のまま粒径 1.7~2.0mm に調整し、水中落下法によりゆる詰めで圧密箱にセットした。泥岩粒自身も粒同士の間隙も飽和状態としている。この粉碎泥岩供試体に対し、0.008%/min (△TEST 1A) と 0.08%/min (▲TEST 1D) の2種類の軸ひずみ速度で、定ひずみ速度圧密試験を実施した。図1に結果を示す。軸ひずみ速度の大きい方が同じ軸ひずみに対し大きな鉛直応力を示す、嵩張った曲線となった。試験終了後の粒度分析結果を図2に示す。若干ではあるが、軸ひずみ速度の小さい方が、初期粒径を喪失していることがわかる。ゆっくりと載荷する方が、間隙水が十分に供給され、泥岩粒がスレーキングを起こしやすくなるためであろう。軸ひずみの小さい試験では、供試体はより構造が低位化していると思なすことができる。

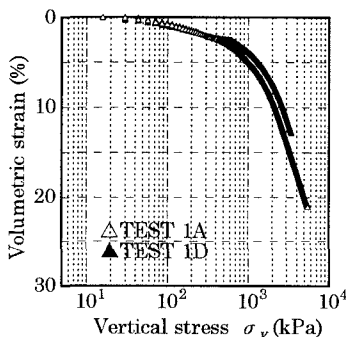
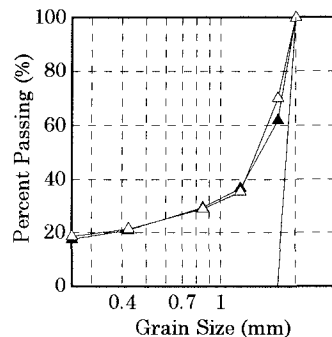
図1 $\epsilon_v \sim \sigma_v$ 関係

図2 試験終了後の粒度分析結果

3. 非排水せん断挙動に関する軸ひずみ速度効果

試験に用いた三軸供試体は2.と同じ粒度とした。軸ひずみ速度を 0.007%/min (△TEST 3A)、0.07%/min (◇TEST 3D)、0.7%/min (○TEST 3E) の3種類に設定し、非排水3軸圧縮試験を実施した。図3に示す軸差応力~軸ひずみ関係については、軸ひずみ速度が大きいほど、「初期剛性」が大きく、ピークも大きくなっていて、いわゆるせん断挙動に関する軸ひずみ速度が現れている。また載荷速度が小さいほどピーク後の軟化の程度が大きくなっている。図4は、供試体下部で計測した過剰水圧を供試体全体の過剰水圧と見なしスレーキング、軟岩、構造を有する土、三軸圧縮試験、圧密試験、時間依存特性

〒464-8603 名古屋市千種区不老町 TEL 052-789-4622 FAX 052-789-4624

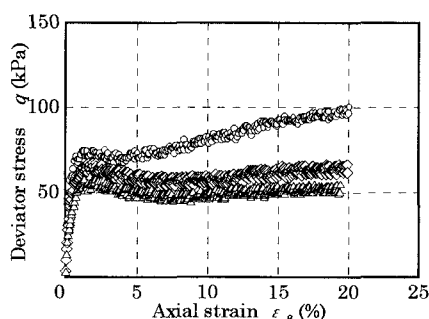
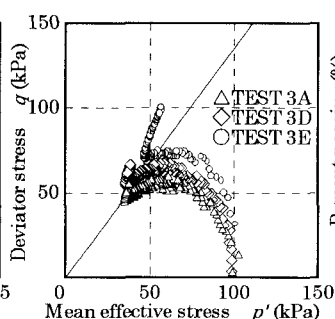
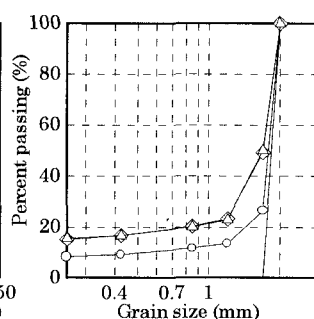

 図3 $q \sim \varepsilon_a$ 関係

 図4 $q \sim p'$ 関係


図5 試験終了後の粒度分析結果

有効応力パスを描いたものである。図中の実直線は、同じ泥岩を十分に練り返して作製した供試体を用いて行ったせん断試験から得られた限界状態線（CSL）を示す。どの試験も限界状態線の下側で軟化挙動を呈している。図5には試験後の粒度分析結果を示しているが、荷重速度の大きい TEST 3E（○）は荷重速度の小さい試験に比べ、初期粒径が残っている。2. と同じように荷重速度が速いと泥岩粒がスレーキングしにくく構造を残した状態でせん断が進むことになり、ピーク強度が大きくなったと考えられる。

4. 非排水クリープ試験

3. で用いた供試体に対し、非排水クリープ試験を実施した。荷重制御で速い速度で荷重し、その後の一定荷重を 68.6kPa（☆TEST 3F）、62.7kPa（◇TEST 3G）、51.0kPa（▽TEST 3H）の3種類に設定した。真ん中の荷重 TEST 3G は、3. での遅い荷重でのピーク荷重とほぼ等しい。図6に示すように一定荷重放置後、軸ひずみは進行し、TEST 3F、3G は破壊に至った。図7に有効応力パスを示すが、どの試験も過剰水圧が増加し、限界状態線に到達している。限界状態線に到達しても TEST 3H は破壊に至らなかった。図8に試験後の粒度分析結果を示すが、破壊に至らなかった TEST 3H は、他の試験に比べ初期粒径を残している。一定荷重が小さくスレーキングが起りにくかったと考えられる。TEST 3F、3G はスレーキングが進行し、設定荷重では耐えられなくなったため破壊に至った。

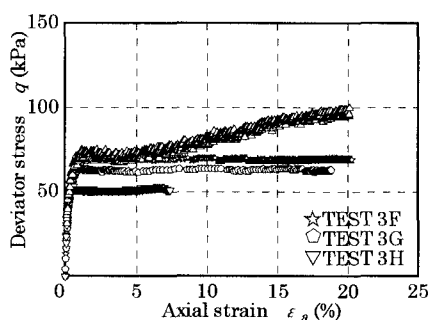
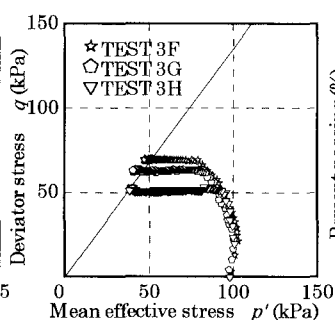
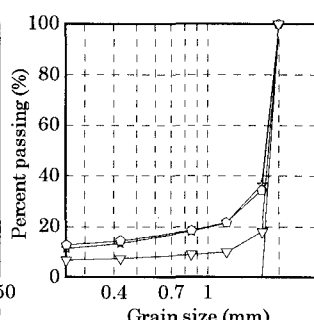

 図6 $q \sim \varepsilon_a$ 関係

 図7 $q \sim p'$ 関係


図8 試験終了後の粒度分析結果

5. おわりに

どの時間依存的挙動も構造を有する土の特徴的な力学挙動と類似した傾向を示した。現在、構造を有する土を説明する構成モデルとして上負荷面カムクレイモデルを提案している。このモデルによれば、構造喪失の程度を発展則により制御することができ、時間依存的挙動も表現することが可能になると考えている。

6. 参考文献

- 1) 浅岡顕他(1999): 粉碎泥岩集合体の構造喪失に伴うせん断特性, 第34回地盤工学研究発表会講演集, 投稿中
- 2) 浅岡ら(1998): 「構造」を有した土の弾塑性モデルの一考え方, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.627-628