

異方圧密された珪藻質軟岩の非排水クリープ特性

ヤマコ建設 正会員 ○小池 慶一
東海大学 正会員 杉山 太宏・赤石 勝

1. まえがき

土木構造物の大型化や大深度地下開発に伴い、支持層となる堆積軟岩の力学特性が調べられてきた¹⁾⁻⁴⁾。軟岩はひずみ軟化を示し、かつ時間依存性を有する材料であるので、設計に当たっては両性質を考慮した変形特性の把握が必要となる。ところで、軟岩の強度・変形特性に関する既往の研究では、そのほとんどが等方圧密下の試料による三軸圧縮試験が行われている。本報告では、異方圧密状態にある珪藻質軟岩の強度ならびに変形特性調べを目的に、顕著なひずみ軟岩挙動を示す疑似過圧密領域の非排水三軸圧縮試験と非排水三軸クリープ試験を行った結果について述べる。

表-1 珪藻質泥岩の物理特性

ρ_s (g/cm ³)	ω_h (%)	ω_l (%)	ω_p (%)
2.183	108~128	172.7	94.7

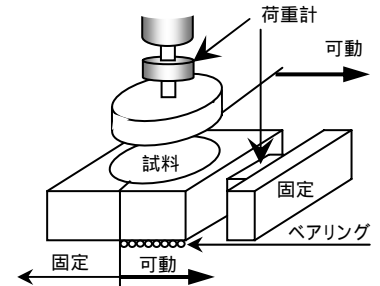


図-1 K_0 値測定用一次元圧密試験装置⁴⁾

2. 試料および実験

試料は石川県珠洲市で採取され、一辺を 40 cm の立方体に切り出した亀裂や不連続面のない珪藻質軟岩である。粉碎した細粒分(420 μm 以下)による物理的性質を表-1に示す。

K_0 値測定用簡易一次元圧密試験⁵⁾：三軸試験において疑似過圧密領域の初期圧密圧力 p ($=(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$) と q ($=\sigma_1 - \sigma_3$) を決定するために、図-1の装置で K_0 値を求める実験を行った。この簡易な一次元圧密装置で粘性土の K_0 値が求まることは確かめられている⁵⁾。

珪藻質軟岩の K_0 値は松本により調べられており、図-2はその三軸 K_0 圧密試験の応力経路である⁶⁾。珪藻質軟岩の降伏面として適合性が高いと言われるオリジナルカムクレイモデルの降伏面内、 $p \leq 1MN/m^2$ までは、有効応力比 $\eta = q/p$ が限界状態線の勾配 M と等しいかやや大きく ($K_0 \approx 0.15$)、 $p \leq 1MN/m^2$ を越えると $\eta = 0.7$ 前後 ($K_0 \approx 0.55$) まで低下している。図-2の黒丸が本試験により得られた応力経路で、 $p \leq 1MN/m^2$ までは、松本の結果と同じ経路を辿っていることから、有効応力比 $\eta = 0 \sim 2.0$ の間で以下の三軸試験を実施した。

圧密非排水(CU)三軸試験：平均圧密圧力 $p = 0.49MN/m^2$ で $\eta = 0 \sim 2.0$ と

するために、等方圧密後、軸圧のみ載荷して異方圧密した試料をひずみ速度 0.1%/min で非排水せん断した。

非排水三軸クリープ試験： $p \leq 0.49MN/m^2$ 、 $\eta = 0.75$ と 2.0 で圧密した試料に対して、所定のクリープ応力 q_c になるまで CU 試験と同様に非排水せん断した後、荷重を一定に保つクリープ試験を行った。 q_c は CU 試験の最大強度 $q_p = (\sigma_{1max} - \sigma_3)$ の 75%~95% ($q_c/q_p = 0.75 \sim 0.95$) としてクリープ強度を比較した。

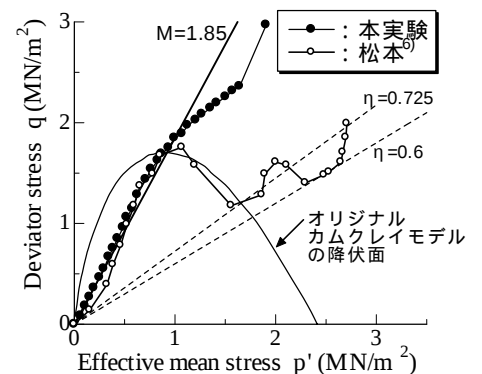
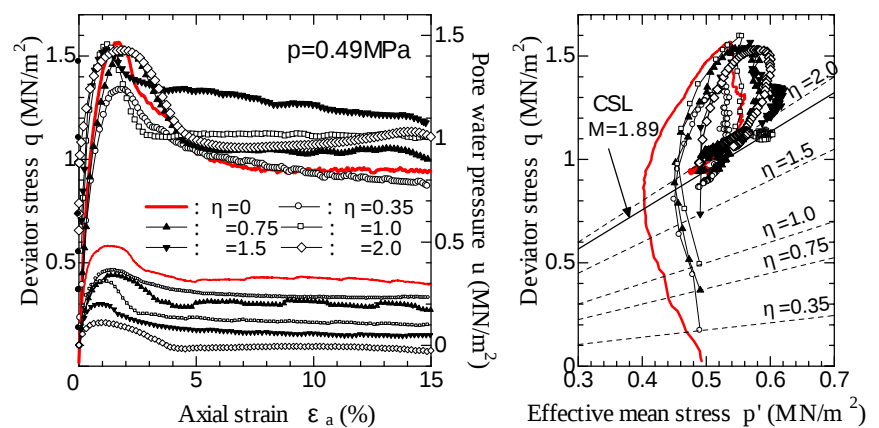


図-2 K_0 圧密試験の応力経路



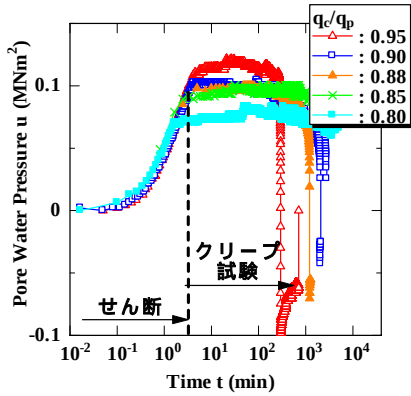
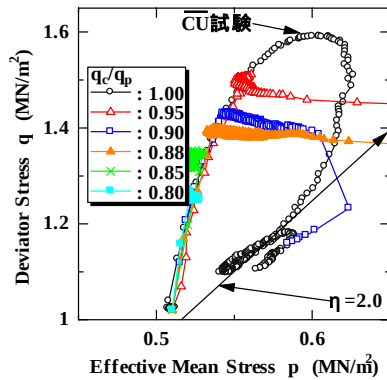
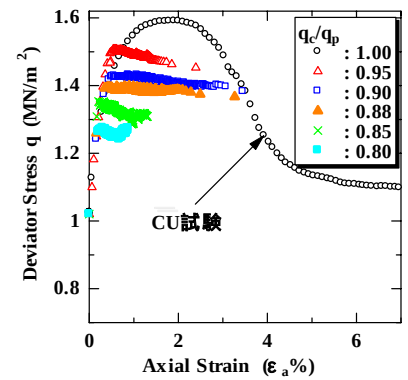
(a) 軸差応力、過剰間隙水圧とひずみの関係

(b) 有効応力経路

図-3 三軸 CU 試験の結果

キーワード：珪藻質軟岩、非排水クリープ、異方圧密、ひずみ軟化

連絡先：〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 1117 TEL 0463-58-1211 E-mail: 2aev2224@keyaki.cc.u-tokai.ac.jp

図-4 過剰間隙水の経時変化 ($\eta=2.0$)図-5 有効応力経路 ($\eta=2.0$)図-6 軸差応力～軸ひずみ関係 ($\eta=2.0$)

3. 実験結果と考察

図-3(a), (b)は有効応力比 η の異なる三軸 CU 試験の結果である。応力 - ひずみ関係は、ひずみ硬化 - 軟化型の脆性的な挙動を示し、 η が増加してもピーク強度 $q_p (=q_{max})$ はほぼ一定値 ($q_p = 1.55 \text{ MN/m}^2$) を示すこと、異方圧密試料の残留強度 q_r は等方圧密よりもやや大きくなることが判る。一方、過剰間隙水圧の発生量は η の増加とともに減少し、この結果有効応力経路の立ち上がりは違いに現れている。

図-4～図-6は、 $\eta=2.0$ で異方圧密したクリープ試験の結果である。荷重を制御したために、クリープ変形に伴って応力 q_c は僅かに減少した。図-4はせん断過程を含む過剰間隙水圧 u の経時変化で、10分から15分前後で所定の q_c に到達した後、クリープ破壊に至るまで間隙水圧はほぼ一定値を保つ。しかし、 $q_c/q_p > 0.85$ では、ある時間から急激に間隙水圧が減少しクリープ破壊に至っている。結果として、図-5の有効応力経路は右(限界状態線)に向かい、図-6

のように軸ひずみも急増している。なお、 $\eta=0.75$ においてもこれらの挙動は酷似していた。

図-7と図-8は、 $\eta=0.75$ と $\eta=2.0$ の軸ひずみおよび軸ひずみ速度と時間の関係を対比して示したものである。クリープ破壊が生じた試料では、最小クリープ速度状態を経た後、加速クリープ領域に入り破壊に至っている。初期有効応力比 $\eta=0.75$ と $\eta=2.0$ では初期に受けているせん断応力に大きな差があるが、CU試験の結果と同様、両者の挙動に大きな違いは見出せない。いずれも q_c/q_p が 0.8 以下、すなわちピーク強度の 80% 以下ではクリープ破壊しない結果が得られた。軟岩のクリープ強度は、残留強度とほぼ等しいとする報告があり⁴⁾、CU試験から求めた残留強度 q_r とピーク強度 q_p の比 q_r/q_p は 0.6～0.65 である。珪藻質軟岩のクリープ強度は残留強度よりもかなり高い値を示すことがわかった。

4. まとめ

珪藻質軟岩の疑似過圧密領域における K_0 値は 0.15 程度とかなり小さな値を示すため、異方圧密の影響について調べたが、最大軸差応力ならびにクリープ強度に特筆できる違いは見出せなかった。

参考文献

- 1) 前川, 宮北: 珪藻質軟岩の力学的特性, 土木学会論文集, 第 334 号, pp.135-155, 1983.
- 2) 寥, 赤石他: 不連続面のある～, 土木学会論文集, 第 529 号, pp.103-111, 1995.
- 3) 中山他: 繰返し荷重を受ける～, 第 23 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.287-291, 1991.
- 4) 西他: 各種載荷条件化における～, 土木学会論文集, 第 338 号, pp.149-158, 1983.
- 5) 井波他: 静止土圧係数の測定法と問題点, 第 22 回土木学会関東支部技術研究発表会.
- 6) 松本樹典: 鋼管杭の動的および静的支持力特性評価に関する研究, 京大大学学位論文, 1988.

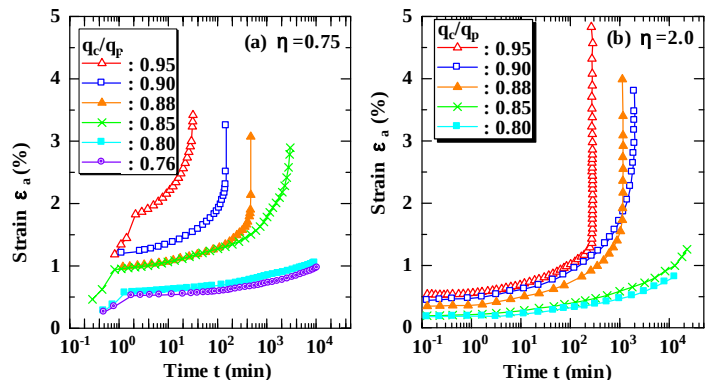


図-7 軸ひずみ - 時間関係

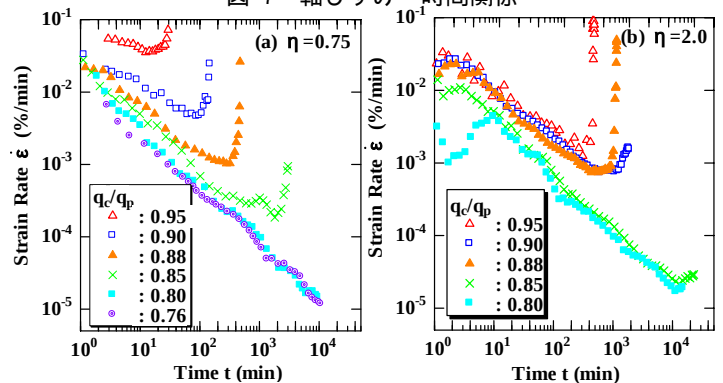


図-8 軸ひずみ速度 - 時間関係