

珪藻質軟岩の載荷速度効果

小池 慶一*¹ 高田 一樹*² 杉山 太宏*³

Loading Rate Effects of Diatomaceous Muddy Rock

by

Keiichi KOIKE*¹, Kazuki TAKADA*², and Motohiro SUGIYAMA*³

(Received on Mar. 30, 2010 May and accepted on Jul. 7, 2010)

Abstract

The mechanical characteristic of sedimentary soils is examined separately for normal consolidation and overconsolidation. It is well known that the undrained stress strain behavior of normally consolidated clay and soft rock can be significantly affected by the applied loading rate. However, it seems that little attention has been paid to overconsolidated soils because of typical elastic behavior. In this study, to determine the loading rate effect of normally consolidated and overconsolidated diatomaceous muddy rock, a consolidated-undrained triaxial compression test was performed. The influence of secondary compression on loading rate effect was clarified using an elasto-viscoplastic constitutive model.

Keywords: Loading rate effect, Triaxial compression test, Diatomaceous muddy rock, Overconsolidation

1. 緒 言

地盤工学における有効応力の考え方は、飽和粘土と同様、飽和した軟岩にも適用可能であることが知られている^{1)~3)}。飽和した高圧縮性の珪藻質軟岩の力学的挙動は、三軸圧縮試験を用いてかなり詳細に検討されており、珪藻質軟岩の応力ひずみ関係は、代表的弾塑性モデルの一つとして知られているオリジナル Cam clay モデル (OCC モデル) で表現可能と言われている¹⁾。

ところで、自然堆積土の力学特性は、圧密降伏応力 p_c を基準に正規圧密領域と過圧密領域に区分して検討されることが多い。正規圧密された飽和土や軟岩は、三軸圧縮試験によって載荷速度効果の存在が確認されているが、過圧密状態にある粘土や軟岩の載荷速度効果は明らかにされていない。弾塑性材料としたアプローチでは、過圧密試料は弾性体であり、速度効果は存在しないと仮定される。非排水三軸圧縮試験のせん断速度は $1 \sim 0.05\%/min$ で、そのせん断時間は十数分から数時間程度であるのに対し、現場では数ヶ月から数年となる場合もあって載荷速度は大きく異なる。現場の載荷速度に合わせた実験は実施不可能であるが、設計や施工において速度効果をどのように考慮するのか、現行試験法を採用し載荷速度効果を無視しても安全側の結果が得られるのかなどについて明確にする必要がある。

また、洪積粘土や軟岩は、セメンテーションや時間効果による構造の発達によって擬似過圧密状態にあると言

Table 1 Physical and mechanical properties of sample

ρ_s (g/cm ³)	ω_n (%)	ω_l (%)	ω_p (%)	q_u (MN/m ²)	k (m/sec)
2.183	120~130	172.7	94.7	1.9~2.1	$10^{-8} \sim 10^{-9}$

われており、せん断挙動に及ぼす擬似過圧密と応力履歴による過圧密の影響が同等かどうかもまた明確にすべき問題である。

そこで本研究では、構造の発達した珪藻質軟岩を利用して、正規圧密と正規圧密後除荷・吸水させた過圧密珪藻質軟岩のひずみ速度依存性を、応力制御とひずみ制御による等方圧密非排水三軸圧縮 (\overline{CU}) 試験により比較検討した。また、試験の有効応力経路を再現するために、弾粘塑性構成式^{4)~5)}についても検討した。

2. 試料及び実験方法

実験に用いた試料は、石川県珠洲市で採取した珪藻質軟岩である。一辺が約 40 cm 程度の立方体で切り出されたブロックから、三軸圧縮試験用の直径 5 cm、高さ 10 cm の供試体を成形した。ブロック毎の一軸圧縮強度 q_u は、若干異なるが、一つのブロック内から採取した供試体の q_u はほぼ同じであった。使用した供試体は、一つのブロックから採取しているので、各供試体の初期状態は等しいと考えた。試料の物理的ならびに力学的性質を Table 1 に示した。供試体成形時発生した $420 \mu m$ 以下の削りくずを用いて実施した液性限界 ω_l は、自然含水比よりかなり高い値を示す。

*1 ヤマコ建設株式会社

*2 工学研究科土木工学専攻修士課程

*3 工学部土木工学科教授

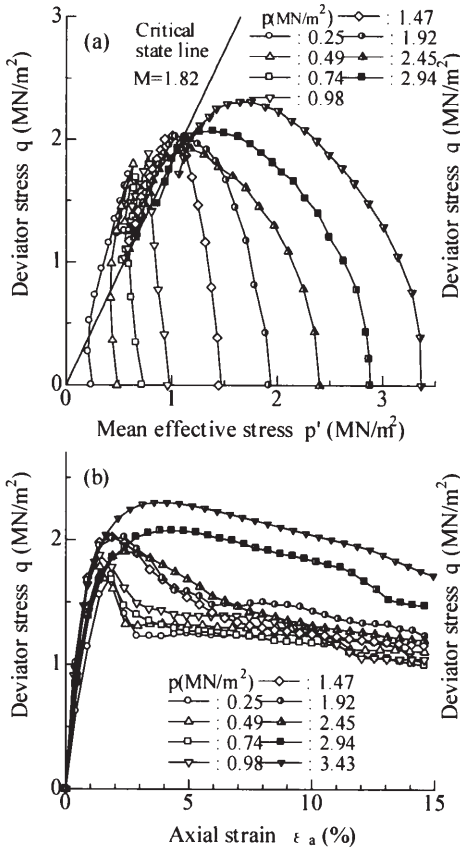


Fig.2 p-q and q-ε_a relations of TEST-A

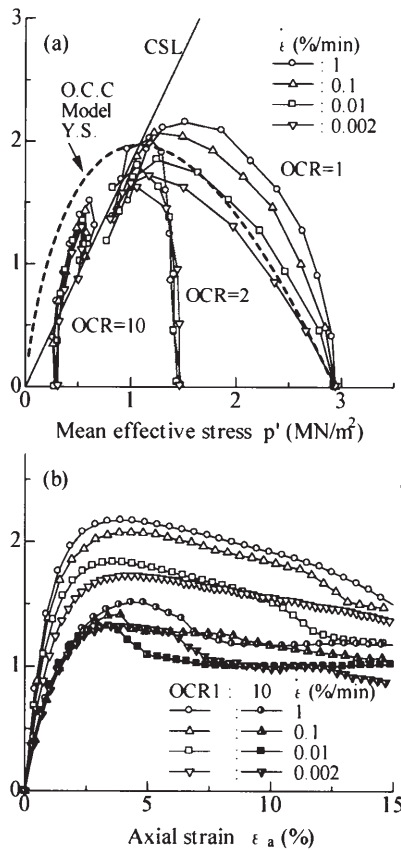


Fig.3 p-q and q-ε_a relations of TEST-B

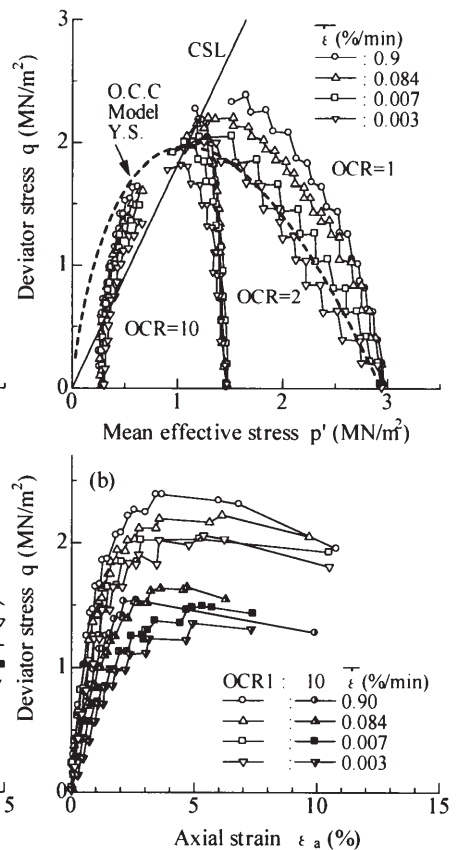


Fig.4 p-q and q-ε_a relations of TEST-C

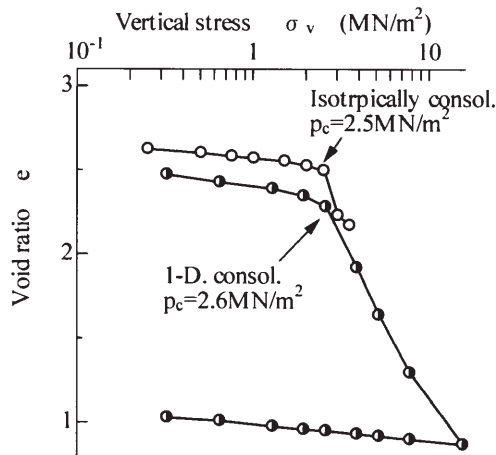


Fig.1 e-logp relations of one-dimensionally and isotropically consolidation test.

実験には中容量三軸試験装置（最大側圧 4.92 MN/m²）を使用し、等方圧密試験及び等方圧密非排水せん断（CU）試験を実施した。せん断はひずみ制御と応力制御で行い、0.49 MN/m²のバックプレッシャーを载荷した。なお、間隙水圧の測定は試料の底部中央で行った。ひずみ速度制御によるCU試験：成形した試料を過圧密領域から正規圧密領域の圧密圧力 p (0.25~3.43 MN/m²) で2日間等方圧密後、ひずみ速度 0.1 %/min でせん断した (TEST-A)。次に、吸水除荷による過圧密領域のひずみ速度依存性を調べるために、後述する圧密降伏応力 p_c

よりも大きな圧密圧力 $p_0=2.94$ MN/m² で2日間等方圧密した正規圧密試料と、 p_0 で圧密後 $p=1.47$ MN/m² (過圧密比 $OCR=p_0/p=2$) あるいは $p=0.294$ MN/m² ($OCR=10$) まで除荷して1日吸水膨張させた試料に対して、0.002, 0.01, 0.1 ならびに 1.0 %/min のひずみ速度でせん断した (TEST-B)。吸水の確認は試料底部で測定した水圧（負圧）の消散を確認することで行った。なお、採用したせん断速度 1.0 %/min は、粘性の卓越する珪藻質軟岩のせん断速度としては過大であるが、要素内の水圧分布の一様性については調べていない。したがって、せん断速度 1.0 %/min の試験結果はあくまでも参考値である。

応力制御によるCU試験：TEST-Bの試験と同じく $OCR=1, 2, 10$ で等方圧密後、0.002, 0.01, 0.1 ならびに 1.0 %/min の各ひずみ速度で得られた最大軸差応力 q_p と、 q_p までのせん断時間をそれぞれ 10 等分して、段階的に軸荷重のみ载荷しせん断した (TEST-C)。

これらの試験から、せん断方法の違いによる荷速度効果と強度・変形特性を比較した。

3. 実験結果と考察

3.1 圧密降伏応力 p_c

Fig.1 は、TEST-A のCU試験と 20MN/m²まで段階荷重が可能で一次元圧密試験から得られた珪藻質軟岩の $e-\log\sigma_v$ 曲線である。 $\sigma_v \geq 2.5$ MN/m² 以上で急激に間隙比が減少しており、これは一次元と等方という圧密状態の違いによらない。珪藻質軟岩は、セメンテーションに

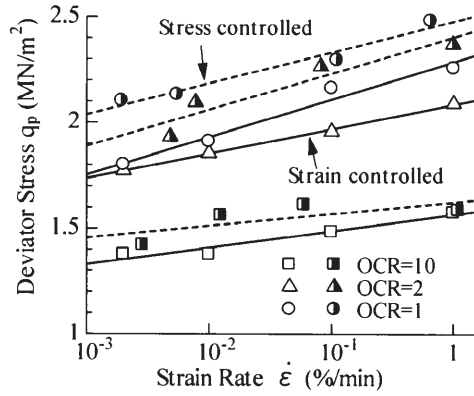


Fig.5 Comparison of strain rate effect for the difference of shear method and over consolidation ratio

よる結合力が強いいため、図中に示した圧密降伏応力 p_c は必ずしも過去の応力履歴によるものではないと言われている¹⁾。しかし本研究では、従来通り p_c を境にして過圧密と正規圧密と区分して以下検討する。

3.2 三軸非排水(CU)試験

TEST-A の有効応力経路と応力-ひずみ関係を示したのが Fig.2(a),(b)である。Fig.2(a)の有効応力経路より、正規圧密領域にある試料はせん断中大きな間隙水圧を発生し、軸差応力 q が最大値 q_p に到達以降も間隙水圧が増加しながら軟化している。そのため、有効応力比 $\eta (=q/p)$ の最大値と q_p 到達時の η は異なる。また、圧密圧力 0.98 MN/m^2 で過圧密領域 ($\text{OCR} (=p_c/p) \approx 2.5$) にある試料も、せん断中そして q_p 到達以降も正の間隙水圧が発生している。Fig.2 (b)の応力-ひずみ関係はいずれもひずみ硬化-軟化型の挙動を示す。 q_p 到達後の q の減少速度は圧密圧力あるいは過圧密比によって異なり、この軟化の過程は3グループに大別できる。また、軸ひずみ15%時の軸差応力を残留強度とすると、圧密圧力が p_c よりも小さい試験の残留強度は $1 \sim 1.23 \text{ MN/m}^2$ で、 q_p の60%程度であること、 q_p 到達時のひずみはいずれも2%前後であることが図から読みとれる。

Fig.3(a),(b)は、ひずみ速度を変えた TEST-B の結果である。有効応力経路に与えるひずみ速度の影響は、正規圧密試料が最も顕著で、過圧密試料では q_p に達する間際までほぼ同一の経路を辿っている。前川は、等方圧密排水三軸圧縮(CD)試験から珪藻質軟岩の降伏曲面を求め、その形状はオリジナル Cam clay モデル (OCC モデル) の降伏関数で表現可能とした¹⁾。Fig.3 (a)の破線が等方正規圧密後の OCC モデルによる降伏曲面で、限界状態線 CSL の勾配は正規圧密試料の η_{max} から求めている。せん断速度が 0.01 \%/min 以下の正規圧密試料では、有効応力経路が降伏曲面内に入ってしまいうため、載荷速度依存性を考慮していないこの降伏曲面適用の限界である。図が煩雑になるため、Fig.3(b)の応力-ひずみ関係には OCR=1 と 10 の結果のみを示した。両者とも q_p はひずみ速度の影響を受けるが、 q_p を示すひずみ量に顕著な差は見られない。TEST-B の過圧密試料は TEST-A と異なり、一度正規圧密履歴を受けている。Fig.2 の結果と比較すると、 q_p は

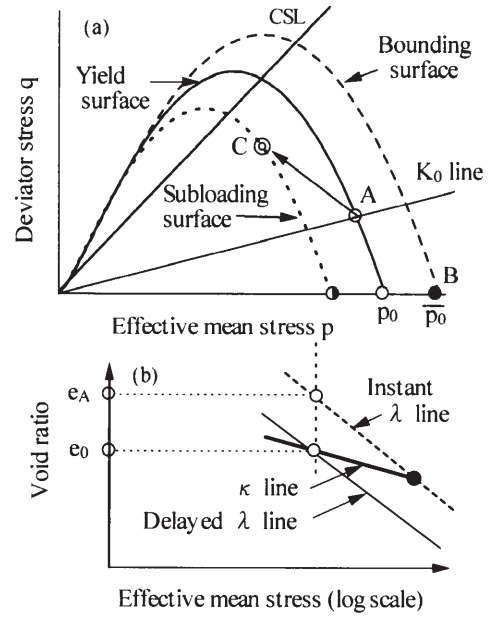


Fig.6 Bounding, subloading and yield surfaces in p-q space and e-logp relations

低下しピーク時のひずみは大きくなることわかる⁶⁾。

応力制御で行った TEST-C の結果が Fig.4 (a),(b)である。実際には軸荷重の載荷時間間隔を変化させているので、各載荷段階中でせん断速度は変化する。これを TEST-B の結果と比較するために、凡例のように q_p 到達時のひずみと所要時間によって平均ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で表している。有効応力経路ならびに応力-ひずみ関係のいずれも、 q_p の大きさを除けば Fig.3 に示した TEST-B の結果と大差ない結果となった。

Fig.5 に TEST-A と TEST-B の q_p とひずみ速度の関係を示した。過圧密状態にある粘性土は、一般に典型的な弾性挙動を示すと考えられている。しかしながら Fig.5 によれば、過圧密粘土の q_p も載荷速度によって変化することが明かである。また、 q_p は応力制御の方がひずみ速度制御よりも相対的に大きくなること、 q_p の増加割合に与えるせん断方法の違いは少ないことがわかる。

4. 数値解析による載荷速度効果の検討

4.1 降伏関数と粘塑性ひずみ速度

珪藻質軟岩の速度効果ならびに降伏面内における粘塑性挙動を考慮するため、Dafalias の境界面理論 (Bounding surface theory)⁷⁾ならびに橋口の下負荷面理論 (Subloading surface theory)⁸⁾を採用する。

一次圧密終了直後の正規降伏面 (yielding surface) を Fig.6 (a)の A 点を通る実線で表し、その間隙比は e_A 、正規降伏面が横軸と交差する点の平均有効応力すなわち降伏面のサイズパラメータを p_0 とする。また、A 点における有効応力下で長期間二次圧密が発生し、間隙比が e_0 まで減少して疑似過圧密状態になれば、図中に破線で示すように正規降伏面は膨張すると考える。実線と破線の間の応力空間では、正規圧密挙動でなく疑似過圧密挙動

を示すと仮定し、この破線を境界面 (Bounding surface) と呼ぶ。境界面のサイズパラメーターには、上付きのバーをつけて $\overline{p_0}$ で表す。この研究では、Fig.6 (a) のように境界面を正規降伏面と相似な形状として定義する。

Bjerrum の遅延圧縮に関する概念⁹⁾を採用し、Fig.6(b) の $e-\log p$ 曲線に示された一次圧密量のみの圧縮曲線 (Instant λ line) と一定の二次圧密量を含む圧縮曲線の存在 (Delayed λ line) の存在を仮定すれば、正規降伏面と境界面の関係は両面のサイズパラメーターの比 R として式(1)で表すことができる。

$$R = \frac{\overline{p_0}}{p_0} = \exp\left(\frac{e_A - e_0}{\lambda - \kappa}\right) \quad (1)$$

ここに、 λ と κ はそれぞれ載荷圧縮、除荷膨張時の $e-\log p$ 曲線の勾配である。

時間依存性の大きな粘土や珪藻質軟岩の非排水クリープ条件下では、大きな過剰間隙水圧が発生し、土要素に作用する実際の応力 (平均有効応力 p , 軸差応力 q) が、Fig.6 (a) の C 点として示すように正規降伏面の内側に位置することがある。非排水クリープ後、C 点の有効応力から再載荷された場合や過圧密土の場合にも前章の実験結果において非弾性挙動が観察されているため、下負荷面理論を用いて正規降伏面内の粘塑性挙動を表現する。下負荷面も降伏面と相似な形状で定義すれば、式(1)が利用可能である。粘塑性ひずみ速度は、式(2)で定義される超過応力関数 φ を用いて式(3)で表す¹⁰⁾。

$$\varphi = \frac{\beta \cdot 10^{-\frac{v^{\text{vp}}}{\beta} + \alpha}}{R} \quad (2)$$

$$\dot{v}^{\text{vp}} = \langle \varphi \rangle \frac{\partial F}{\partial p} \quad \& \quad \dot{\varepsilon}^{\text{vp}} = \langle \varphi \rangle \frac{\partial F}{\partial q} \quad (3)$$

ここに、 α と β は材料定数である。

三軸圧縮試験に関する再現計算を実施するため、関連流動則と式(4)で表す降伏関数 F を採用する⁴⁾。

$$F(=Q) = q - m \cdot p^n \log(p_0 / p) = 0 \quad (4)$$

ここに、 m と n は三軸圧縮試験から決定する定数で、 m を限界状態線の勾配 M と等しくし、 $n=1$ とすれば式(4)の降伏関数は OCC モデルと一致する。

4.2 解析結果と考察

(a) 弾塑性モデルによる計算結果⁴⁾

粘塑性ひずみ増分を無視しゼロと考えれば、提案式は弾塑性モデルとなる。飽和土の非排水三軸圧縮試験ではせん断中体積変化は生じない。体積ひずみ増分 $dv=0$ とすることによって、非排水三軸圧縮試験における有効応力経路の式(5)が誘導される。

$$q = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} m \cdot p^n \log(p_0 / p) \quad (5)$$

式(5)より、非排水三軸圧縮試験における最大軸差応力 q_p と q_p 到達時の平均有効応力 p_p として、有効応力比

Table 2 Soil parameters used for the calculation

λ	κ	e_0	v	M
0.642	0.071	2.40	0.3	1.80

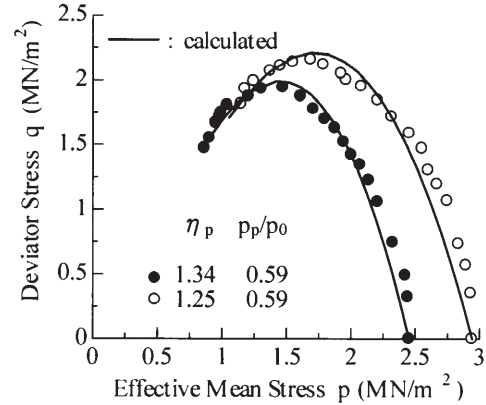


Fig.7 Observed and calculated undrained stress paths by elasto plastic model

$\eta_p (= q_p / p_p)$ とすれば、定数 m と n は式(6)から決定できる。

$$m = n \cdot (1 - \kappa / \lambda) \cdot \eta_p / p_p^{n-1} \quad \& \quad n = \frac{1}{\log(p_0 / p_p)} \quad (6)$$

式(5)、式(6)ならびに試験から求めた Table 2 の土質定数によって、珪藻質軟岩の有効応力経路を計算した結果が Fig.7 である。図のプロットは、降伏関数式(4)の構築時に採用したのと同じひずみ速度 0.1%/min で行った試験結果である。式(4)の降伏関数を用いた弾塑性モデルでは、ある試験条件下の有効応力経路は再現可能であると言える。しかし、弾塑性モデルでは、Fig.3 に示したようなひずみ速度の違いによる有効応力経路の変化を表現できない。

(b) 弾粘塑性モデルによる計算結果

弾塑性モデルであれば Table 2 に示した定数で計算できるが、弾粘塑性モデルによる計算には、式(3)の超過応力関数 φ に含まれる定数 α と β が必要である。式(2)は、時間の対数に比例して継続する二次圧密を表現するため提案されたものであり^{5),10)}、圧密非排水三軸試験の速度効果を表現するのに適切か否かは十分検討されていない。したがって、定数 α と β の決定法も確立されていない。そこで、珪藻質軟岩の K_0 圧密時の二次圧密係数と等しく $\beta=0.0096$ とし、圧密量-時間曲線への適合度から $\alpha=-3.5$ に設定した。この条件で、 K_0 圧密における圧密量の時間依存性から非排水せん断時の時間効果が上手く説明できるかを確認する。

Fig.8 は、応力制御で行った TEST-C の有効応力経路 (Fig.4(a)) の計算結果と実験結果を併せて示したものである。図が煩雑なるため、実験結果は載荷速度が最大と最小の結果のみをプロットで表示した。計算時の荷重載荷時間間隔は実験に合わせた。図中の平均ひずみ速度 $\bar{\varepsilon}$ は計算結果から求めたものであるため、Fig.4(a)中に示した実測値とは異なっている。載荷速度を変化させると、

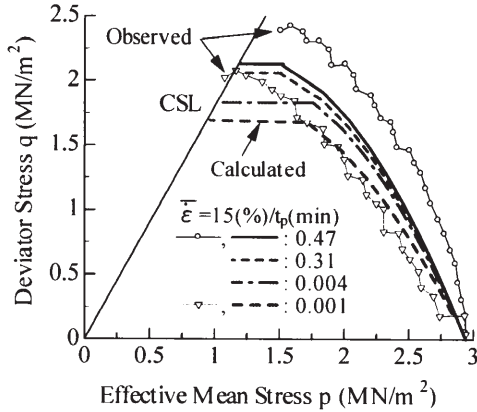


Fig.8 Observed and calculated undrained stress paths by elasto-visco plastic model

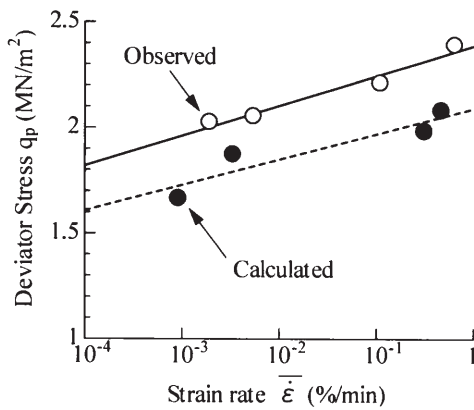


Fig.9 Comparison of observed and calculated loading rate effect

速度の減少とともにダイレイタンスーの速度依存性によってせん断中に大きな間隙水圧が発生し、これに伴い最大軸差応力も減少して、実験結果に類似した有効応力径路が計算されている。

計算から求めた平均ひずみ速度 $\bar{\epsilon}$ と最大軸差応力との関係を、実測値も併せて Fig.9 に示した。計算では、ひずみ速度の減少とともに最大軸差応力が減少する傾向は再現されている。しかしながら、最大軸差応力の計算値は実測値の 90%程度であって、実測値に近づけるためには降伏関数の形状など更に検討する必要がある。

5. 結 言

等方正規圧密と等方過圧密状態にある珪藻質軟岩の三軸 \overline{CU} 試験より、有効応力経路と応力-ひずみ関係から載荷速度効果について検討した。また、速度効果ならびに降伏面内の粘塑性挙動を考慮するため、境界面理論⁷⁾と下負荷面理論⁸⁾を採用し、正規圧密状態から非排水せん断された有効応力経路の再現計算を行った。これらの検討から得られた結果は、以下のように要約される。

- 1) 等方正規圧密状態にある珪藻質軟岩の非排水強度(最大軸差応力 q_p) は載荷速度に著しく影響される。等方過圧密試料の非排水強度も載荷速度の影響を受けるが、過圧密比が大きくなるとこの影響は減少する。
- 2) ひずみ速度制御と応力制御による最大軸差応力 q_p の大きさは、せん断前の圧密状態によらず応力制御の方がやや大きい。
- 3) K_0 圧密時の二次圧密係数を利用する弾粘塑性モデルを利用して、載荷速度の異なる応力制御の有効応力経路を計算した。計算で得られた最大軸差応力は、実測値よりも小さめであるが、載荷速度による最大軸差応力の変化を再現できることがわかった。

なお、過圧密領域における速度効果の解析的検討が今後の課題として残されている。

参考文献

- 1) 前川晴義, 宮北 啓: 珪藻質軟岩の力学的特性, 土木学会論文集, 第 334 号, pp.135-1143(1983).
- 2) 西 好一, 岡本敏郎, 江刺靖行: 各種載荷条件下における泥岩の強度-変形特性とその統一的解釈, 土木学会論文集, 第 338 号, pp.149-158(1983).
- 3) 寥 紅健, 赤石 勝, 林 正夫: 珪藻質泥岩の応力-ひずみ-時間関係に及ぼすせん断速度の影響, 東海大学紀要工学部, Vol.35, No.1, pp.193-198(1995).
- 4) 山田道男, 杉山剛夫, 杉山太宏, 赤石 勝: 正規圧密粘土の非排水ひずみ軟化モデル, 東海大学紀要工学部, Vol.39, No.2, pp.65-70(1999).
- 5) 近藤 充, 杉山太宏, 外崎 明, 赤石 勝: 過圧密粘土のひずみ速度効果, 東海大学紀要工学部, Vol.42, No.1, pp.99-103(2002).
- 6) 重松宏明, 八嶋厚, 西尾宗雄, 坂保共, 畑中信吾: 岐阜県美濃地方に分布する珪藻土の工学的性質と切取り面安定, 土木学会論文集, No.687/III -56, pp.139-154(2001).
- 7) Dafalias, Y.F. and Herrmann, L.R.: Bounding surface formulation of soil plasticity, Proc. of Transient and Cyclic Loads, John Wiley and Sons Inc, pp.253-282(1982).
- 8) Hashiguchi, K. and Okayasu, T.: Time-dependent elasto-plastic constitutive equation based on the subloading surface model and its application to soils, Soils and Foundations, Vol.40, No.4, pp.19-36(2000).
- 9) Bjerrum, L. Simons, N. and Torblaa, I.: The effect of time on the shear strength of a soft marine clay, Proc. of Earth Pressure Problem, Vol.1, pp.148(1958).
- 10) Kutter, B.L. and Sathialingam, N.: Elasto viscoplastic modeling of the rate dependent behavior of clays, Geotechnique, 42, No.3, pp.427-441(1992).