

初期構造が第三紀泥岩の粘土化に及ぼす影響

Effect of the initial soil structure on slaking susceptibility of Tertiary mudstone

中野正樹*・中井健太郎**

Masaki NAKANO and Kentaro NAKAI

*正会員 博士(工) 名古屋大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**学生会員 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

To examine the effect of the initial soil structure on slaking susceptibility of Tertiary mudstone, one-dimensional compression tests are carried out for three kinds of tertiary mudstone with a different resistance to slaking. These one-dimensional compression properties are simulated by the modified Cam-clay model with Super/subloading yield surface and rotational hardening. The new findings are as follows. (1) The initial stress state of the mudstone with a high resistance to slaking in $e-\sigma_v$ space is above the normal consolidation line (NCL) of the clay that was remolded from the mudstone, while the state of the mudstone with a low resistance to slaking is below the NCL. (2) From the model, the mudstone with a high resistance to slaking can be regarded as the high structured and overconsolidated clay, while the mudstone with a low resistance to slaking can be regarded as the heavily overconsolidated and less structured clay.

Key Words: tertiary mudstone, soil structure, overconsolidation, slaking, Super/subloading yield surface concept

1. はじめに

近年、土木工事が大深度地下や内陸部に進出するにつれ、そこで大量に排出する第三紀泥岩を地盤材料として扱うことが多くなってきた。ところが、第三紀泥岩の多くはスレーキングを起こすと言われている。スレーキングとは、乾燥した塊状の泥岩等が降雨などにより水分を吸収し、細粒化することと定義される¹⁾。もともと、泥岩すべてがスレーキングを起こすかと言えばそうではなく、堆積環境や鉱物組成などより、泥岩の中でも、スレーキングを起こしやすいものとそうでないものがある。

このような泥岩を地盤材料として扱う場合、その泥岩がスレーキング、その中でも粘土化を起こしやすいか、起こしにくいかにによって施工能率は大いに変わってくる。たとえば、粘土化を起こしやすい泥岩であれば、すぐに細粒化、泥濘化して粘土のようになってしまい、締め固めることが困難になってしまう。しかし粘土化を起こしにくい泥岩の場合、粗粒材のように締め固めしやすい材料、すなわち施工しやすい材料として扱うことができる。粘土化を起こす泥岩であっても、施工中さえ粘土化しなければ、同様に扱うことができ、鉛直荷重に対応した締め固め基準まで締め固めることができれば、施工後に粘土化を起こしても、それに伴う大沈下は抑制できる²⁾。

本研究では、特に、粘土化のしやすさの異なる3つの

第三紀泥岩を取り上げ、一次元圧密試験を行い、さらに上負荷面カムクレイモデルを用いて数値シミュレーションを行うことにより、特に初期構造と過圧密の程度の違いに着目して、泥岩の粘土化のしやすさの違いを表現することにある。

以下、本論文の構成を述べる。2章では、スレーキングの、特に泥岩の粘土化に注目し、粘土化についての弾塑性力学に基づく解釈を示す。3章では、スレーキングのしやすさの異なる3種類の第三紀泥岩母岩を取り上げ、それらの特徴や十分に練り返した泥岩についての力学試験を通じ、弾塑性パラメータを決定する。4章では、それぞれの泥岩について一次元圧密試験を実施し、圧縮特性を調べる。5章では、「構造」の劣化や過圧密の解消を表現することにより、いわゆる「構造」を有する土を記述できる上負荷面カムクレイモデル^{3), 4), 5)}を用いて、4章で得られた一次元圧縮特性のシミュレーションを行う。そして初期の「構造」と過圧密の程度に注目し、粘土化のしやすさの異なる泥岩を説明する。

2. 第三紀泥岩のせん断に伴う粘土化の弾塑性力学に基づく解釈

本章では、第三紀泥岩のせん断に伴う粘土化について、「構造」や過圧密を考慮した弾塑性力学に基づく解釈を

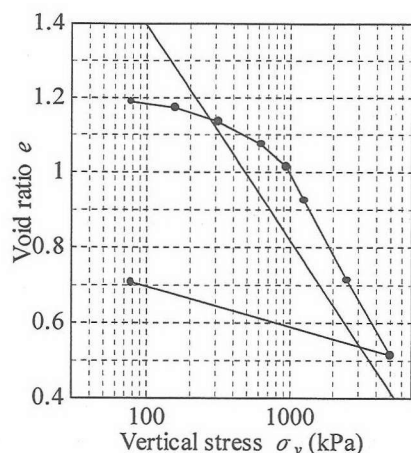


図-1 構造を有する土の一次元圧縮特性

行う。

まず「構造」についての本論文での定義を示す。図-1に自然堆積した沖積粘土の不攪乱試料の一次元圧密試験結果を示す。図中には同じ粘土を試験後十分に練り返した試料の、一次元圧密試験結果も示している。不攪乱試料の圧縮線は、鉛直応力が増加するにつれ、練り返し試料の圧縮線の上側、不可能領域にまで達する。更なる鉛直荷重の増加とともに、その傾きを変え、練り返し圧縮線へ漸近している。「構造」とは、練り返し試料の圧縮線の上側に位置する状態と定義する。すなわち「構造」とは、同じ鉛直応力の場合、練り返し試料の圧縮線よりも大きな間隙比を有する状態をいい、間隙比が大きければ大きいほど「構造が高位」とであるとする。図-1に戻って、圧縮線の傾きの変わる応力、いわゆる「圧密降伏応力」までの状態は、過圧密状態と呼ばれる。すなわち、その応力点まで応力が増加することによって過圧密が正規圧密粘土化している状態と考えられる。(その後、練り返し試料の圧縮線に近づいてゆく過程では、構造が劣化している状態である。)

せん断に伴う「構造」の劣化や正規圧密土化(過圧密の解消)を考慮し、「構造」を有する土の力学挙動を記述するモデルとして、上負荷面カムクレイモデルが提案されている。本モデルによれば、図-1の粘土の一次元圧密挙動は、載荷によって生じるせん断に伴い、はじめ過圧密が解消し、その後「構造」が劣化してゆくと捉え、記述することができる。

さて、第4章でも示すが、第三紀泥岩の一次元圧縮挙動は、図-1と同じような圧縮挙動を示す。したがって本研究では、第三紀泥岩は、「構造」を有する過圧密「粘土」と捉えることにする。約200万年前から堆積し、その間、様々な応力履歴を受けていることから、そのように捉えることは妥当であると考えられる。

以上をふまえて、泥岩の粘土化の力学的記述は以下のように考えることができる。「構造」を有する過圧密粘土としての泥岩が、せん断によって、はじめに過圧密が解消し、その後構造が劣化して、最終的には構造のない練

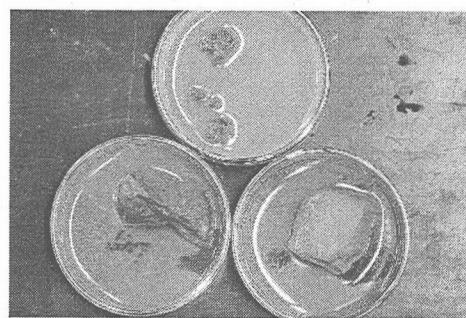


図-2 スレーキングのし易さ
(上が掛川、下左が有間、下右が常滑)

表-1 各泥岩の物理試験結果

	比重	液性限界(%)	塑性限界(%)
有間川	2.59	59.1	31.8
常滑	2.69	43.6	30.3
掛川	2.61	28.9	15.0

り返し正規圧密粘土になる。周りに十分な水の供給がある場合、せん断に伴う吸水が起こり(ダイレイタンスー)、泥岩の粘土化が進むことになる。

3. 3つの泥岩の物性

異なる第三紀泥岩として、有間川泥岩、常滑泥岩、掛川泥岩を挙げ、粘土化のしやすさ、物性を示す。

3つの泥岩の粘土化のしやすさを調べるため、以下のような実験を試みた。各泥岩を粒径30mm程度に調整し、5分間水中に放置し、その後、乾燥させずにこすり合わせるというものである。この作業を2回繰返して観察した結果が図-2である。図から、掛川泥岩、常滑泥岩、有間川泥岩の順に、粘土化しやすい材料と考えられる。このことは、後述するスレーキング率からも裏付けられる。

有間川泥岩は、3つの泥岩の中で最もスレーキングをしにくい泥岩である。新潟県上越市付近に広く分布している有間川泥岩部層、地下約50mから掘削によって採取したものである。また道路公団によるスレーキング試験では、スレーキング率約40%、破碎率約50%である。この泥岩を細かく破碎し、水中で十分に練り返し、スラリー状にした練り返し泥岩について、比重、液塑性限界試験を実施した。試験結果は表-1に示す。また予備圧密後の2つの試料について、標準圧密試験を実施し、その結果を図-3(a)に示す。

常滑泥岩は、愛知県知多半島に広く分布する常滑層の地下25mの掘削現場から採取したものである。またスレーキング試験では、スレーキング率約50%、破碎率約60%である。練り返した泥岩について、比重、液塑性限界試験を実施した。試験結果は表-1に示す。また予備圧密後の試料について、標準圧密試験を実施し、その結果を図-3(b)に示す。

表-2 各泥岩の弾塑性パラメータ

	N	M	$\tilde{\lambda}$	$\tilde{\kappa}$
有間川	2.21	1.56	0.144	0.015
常滑	2.17	1.35	0.183	0.050
掛川	1.57	1.13	0.084	0.007

掛川泥岩は最もスレーキングのしやすい泥岩である。静岡県掛川市付近の掘削現場より採取したものである。またスレーキング試験では、スレーキング率 90%以上、破碎率約 40%である。練り返した泥岩について、比重、液塑性限界試験を実施した。試験結果は表-1に示す。また予備圧密後の2つの試料について、標準圧密試験を実施し、その結果を図-3(c)に示す。鉱物組成の詳細なデータは示さないが、膨張性を示すスメクタイト系は、有間川、常滑泥岩にはそれほど多く含まれず、掛川泥岩は顕著に見られた。

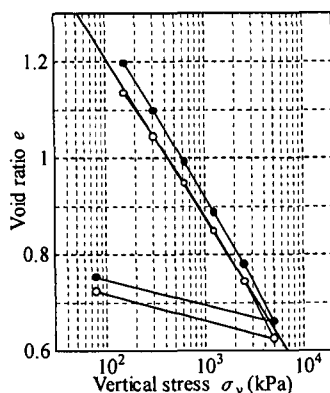
また3つの泥岩の弾塑性パラメータを表-2にまとめた。スレーキングを起こしやすい掛川泥岩の圧縮特性が他の泥岩と異なり、小さい λ 、小さいN（鉛直応力 $\sigma_v=98\text{kPa}$ での比体積 $v=1+e$ ）を有する。

4. 3つの泥岩の固結状態での一次元圧密試験

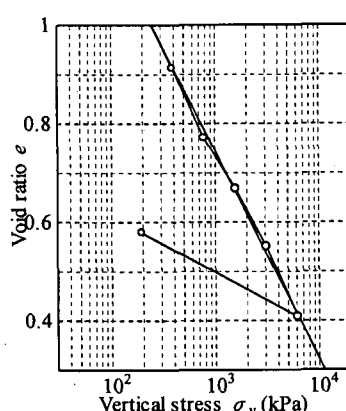
それぞれの泥岩母岩について、一次元圧密試験を行う。試験方法、供試体作成方法はJIS A 1217に準じて行う。泥岩それぞれの圧縮特性に応じて、鉛直応力の範囲は異なる。

有間川泥岩と常滑泥岩については、鉛直応力 σ_v を196kPaから5056.8kPaまで段階的に载荷した。掛川泥岩については、鉛直応力 σ_v は、78.4kPaから10MPaまで载荷した後、78.4kPaまで除荷した。図-4(a)~(c)にそれぞれの一次元圧密試験結果（一次元圧縮挙動）を示す。

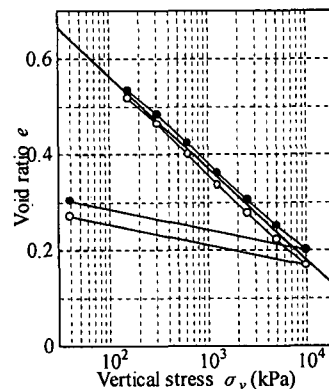
有間川泥岩は鉛直応力 σ_v が196kPaのとき、間隙比1.1を示し、初期状態から再構成試料の圧縮線の上側に位置する。一方、掛川泥岩は、鉛直応力 σ_v が196kPaのとき、間隙比約0.2と大変低い値を示す。初期状態は、再構成泥岩試料の圧縮線の下側に位置する。常滑泥岩はその中間の初期間隙比を有し、初めは再構成泥岩試料の圧縮線の下側に位置するが、鉛直応力の増加とともに圧縮線の上側に位置し、その後、鉛直応力が増加するにつれ、再構成泥岩試料の圧縮線へ漸近する。



(a) 有間川泥岩

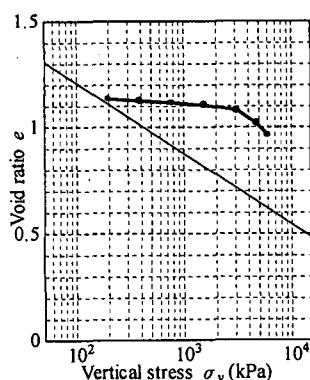


(b) 常滑泥岩

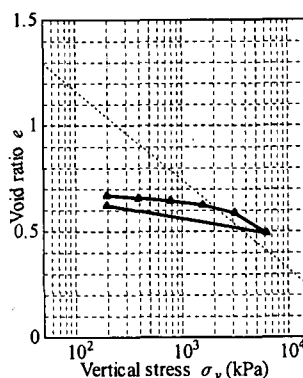


(c) 掛川泥岩

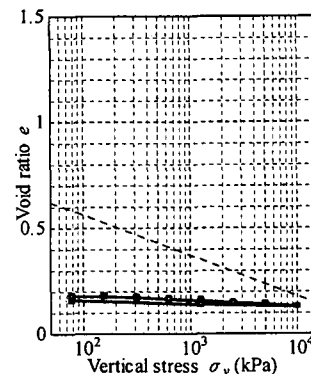
図-3 練り返し泥岩の一次元圧縮特性



(a) 有間川泥岩



(b) 常滑泥岩



(c) 掛川泥岩

図-4 泥岩母岩の一次元圧縮特性

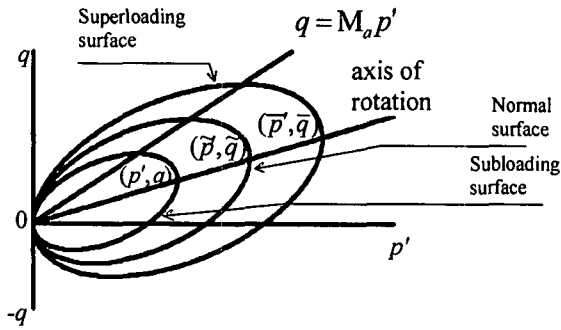


図5 正規降伏面と上・下負荷面

5. 上負荷面カムクレイモデルによる一次元圧縮挙動のシミュレーション

4章で得られた泥岩の一次元圧縮挙動に対し、上負荷面カムクレイモデルを用いて表現し、特に初期の「構造」の程度と過圧密比に注目して、粘土化のしやすさを考察する。まず5.1で、上負荷面カムクレイモデルの概要を述べ、5.2で数値シミュレーション結果を示す。

5.1 上負荷面カムクレイモデル

(1) 3つの負荷面

上負荷面カムクレイモデルの詳細は、文献3), 4), 5)に譲る。取り扱う土は、構造を有する過圧密土とし、また異方性の発展も考慮する。前述のように、構造はロスコー面上の上側の不可能領域に応力状態をとることができるため、外側に構造を表す上負荷面を仮定する。過圧密状態の表現は、橋口^{9), 7)}にならい下負荷面を導入する。構造のない繰り返正規圧密土の表現は、修正カムクレイモデル（の降伏面）を用いることにする。さらに、修正カムクレイモデルに、異方性の発展則を導入するため、関口・太田の応力比パラメータ⁸⁾として η^* を用い、橋口らの発展則⁹⁾を用いている。これら3つの負荷面を軸対象条件のもと、 $q \sim p'$ 図上に描く（図5）。

ここで、 p' は平均有効応力 $p' = -\text{tr} \mathbf{T}' / 3$ 、 q は軸差応力 $q = \sqrt{3/2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}$ 、 $\mathbf{T}'$ はコーシーの有効応力テンソル（引張りを正）、 $\mathbf{S}$ は偏差応力テンソル $\mathbf{S} = \mathbf{T}' + p' \mathbf{I}$ （ $\mathbf{I}$: 単位テンソル）である。3つの負荷面は、原点に対し相似であり、上負荷面と下負荷面の相似比を R 、上負荷面と修正カムクレイの降伏面（以後、カムクレイ降伏面と呼ぶ）との相似比を R^* としている。現応力は常に下負荷面上に存在し、応力パラメータは q 、 p' と表示する。以降の展開上、説明上便宜的に上負荷面上、カムクレイ降伏面上の応力パラメータをそれぞれ $\bar{q}$ 、 $\bar{p}'$ および $\tilde{q}$ 、 $\tilde{p}'$ とし、図5のように相似比との関係を示すと、

$$R^* = \frac{\tilde{q}}{\bar{q}} = \frac{\tilde{p}'}{\bar{p}'}, \quad R = \frac{q}{\bar{q}} = \frac{p'}{\bar{p}'} \quad (1)$$

となる。相似比は0と1の間に存在し、その逆数 $1/R^*$ 、 $1/R$ はそれぞれ構造の程度および過圧密比を表す。以下3つの負荷面を示す。現応力が存在する下負荷面（式(4)）

に注目すると、塑性変形に応じて、構造が喪失してゆき（ $R^* \rightarrow 1.0$ ）、正規圧密状態に近づいてゆくと（ $R \rightarrow 1.0$ ）、繰り返正規圧密粘土を表す、修正カムクレイ降伏面に一致する。

$$\begin{aligned} f(\tilde{p}', \tilde{\eta}^*) + \int_0^{\tilde{p}'} J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau \\ = MD \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}_0'} + MD \ln \frac{M^2 + \tilde{\eta}^{*2}}{M^2} + \int_0^{\tilde{p}'} J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} f(\bar{p}', \bar{\eta}^*) + \int_0^{\bar{p}'} J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau + MD \ln R^* \\ = MD \ln \frac{\bar{p}'}{\bar{p}_0'} + MD \ln \frac{M^2 + \bar{\eta}^{*2}}{M^2} + MD \ln R^* + \int_0^{\bar{p}'} J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

そして

$$\begin{aligned} f(p', \eta^*) + \int_0^{p'} J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau + MD \ln R^* - MD \ln R \\ = MD \ln \frac{p'}{\bar{p}_0'} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + MD \ln \frac{R^*}{R} + \int_0^{p'} J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0. \end{aligned} \quad (4)$$

式(2)から(4)において

$$\eta^* = \bar{\eta}^* = \tilde{\eta}^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}, \quad \hat{\eta} = \eta - \beta \quad (5)$$

である。 $\mathbf{D}^p$ と $\int J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau$ は、それぞれストレッチテンソル $\mathbf{D}$ （引張りを正）の塑性成分および塑性体積ひずみを表し、 J は、以下に示すように変形勾配テンソル $\mathbf{F}$ の行列式（ヤコビアン）である。

$$J = \det \mathbf{F} = \frac{1+e}{1+e_0} \quad (6)$$

ここに、 $1+e$ および $1+e_0$ はそれぞれ時刻 t 、時刻 $t=0$ での比体積を表す。式(2)から(4)の $\tilde{p}'_0$ は、初期平均有効応力 p'_0 をカムクレイ降伏面に対応させたものである。 M は限界状態パラメータ、 $\tilde{\lambda}$ は圧縮指数、 $\tilde{\kappa}$ は膨潤指数であり、以下にダイレイタンシー係数を定義する。

$$D = \frac{\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}}{M(1+e_0)} \quad (7)$$

式(5)において η は $\eta = \mathbf{S} / p'$ を、 β は回転硬化変数⁹⁾と呼ばれるテンソル量である。

(2) 関連流れ則と適応条件

土の力学挙動は、現応力状態のある下負荷面に関連流れ則などの弾塑性諸法則を適用して表現することになる。関連流れ則およびプラガーの適応条件式は、

$$\mathbf{D}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \quad (\lambda > 0) \quad (8)$$

$$\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}'} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \cdot \dot{\beta} + J \text{tr} \mathbf{D}^p + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} = 0 \quad (9)$$

で示され、以下に示す $\dot{T}'$ および $\dot{\beta}$ は、 T' と β の Green-Naghdi (1965) の客観性を有する速度テンソルである。

$$\dot{\beta} = \dot{\beta} + \beta\Omega - \Omega\beta \quad (10)$$

$$\dot{T}' = \dot{T}' + T'\Omega - \Omega T' \quad (11)$$

したがって、式(9)は以下ようになる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' + \frac{\partial f}{\partial \beta} \cdot \dot{\beta} + \text{tr} D' + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} = 0 \quad (12)$$

ここで、 Ω は、変形勾配テンソルの極分解時の回転テンソルから得た反対称テンソルである。式(12)は、 R, R^* および β の発展則の必要性を示唆する。

(3) R, R^* および β の発展則

塑性変形によって、構造は喪失し、土は正規圧密状態に近づくことを表すため、 R と R^* の物質時間微分は、塑性ストレッチングの大きさ $\|D'\|$ の関数であり、非負とする。したがって R と R^* の発展則は以下のように表現することができる。

$$\dot{R} = JU \|D'\|, \quad \dot{R}^* = JU^* \|D'\| \quad (13)$$

ここに、 U および U^* は、それぞれ R および R^* の物理的制約条件を加味した非負のスカラー値関数であり、ここでは、以下のように定める。

$$U = -\frac{m}{D} \ln R, \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (14)$$

式(14)における m は、正規圧密土化パラメータ、 a, b および c は、構造劣化パラメータと呼ぶ。なお本論文では簡単のため、 $b=c=1.0$ としている。 a の値が大きいほど、構造は劣化しやすく、 m の値が大きいほど、土は正規圧密土になりやすいことを表現する。

β の発展則は橋口ら⁹⁾にならい、

$$\dot{\beta} = J \frac{br}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_p'\| \|\hat{\eta}\| \eta_b, \quad \eta_b = m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \quad (15)$$

式(15)において、 D_p' は、 D' の偏差成分を、 m_b は、回転硬化限界面と呼ばれる材料定数を、 br は、正值で異方性の発展速度を決める。

(4) 塑性定数 λ と負荷状態の分類

各発展則の式(13)および(15)を式(12)に代入し、塑性乗数 λ を求めると、

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s'^2 - \eta^2)} \quad (16)$$

ここに、

$$M_s'^2 = M_s'^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \beta) - MD \left(\frac{U^*}{R^*} - \frac{U}{R} \right) \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3} (M_s'^2 - \eta^2)^2} \quad (17)$$

$$M_s'^2 = M^2 + \zeta^2, \quad \zeta = \sqrt{\frac{3}{2}} \beta \cdot \beta = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\beta\| \quad (18)$$

新たなパラメータ M_s' については、負荷状態 (λ が正) を考慮すると、以下に示すように $\eta^* = M_s'^2$ は硬化と軟化の敷居線を与える。すなわち構造、過圧密、異方性の発展に応じて軟化と硬化の敷居線が変化する。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' > 0 \text{ (hardening) when } \eta^2 < M_s'^2 \quad (19)$$

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' = 0 \text{ (perfect plastic) when } \eta^2 = M_s'^2 \quad (20)$$

および

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' < 0 \text{ (softening) when } \eta^2 > M_s'^2 \quad (21)$$

(5) 構成式と負荷状態

$\dot{T}' \sim D'$ 関係には等方弾性フック則にしたがうこととし、上負荷面カムクレイモデルの構成式は、以下になる。

$$\dot{T}' = E D' = E D - \Lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (22)$$

ここで、 E および D' は、弾性係数テンソルおよびストレッチング D の弾性成分を表す。 Λ は、塑性乗数のストレッチング D による表現である。

$$\Lambda = \lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E D}{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E \frac{\partial f}{\partial T'} + J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s'^2 - \eta^2)} \quad (23)$$

常に Λ の分母が正を満足する場合を取り扱うので、負荷 (弾塑性) 状態 $\Lambda > 0$ は、硬化・軟化の区別に関係なく、 Λ の分子が正、すなわち次式で与えられる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E D > 0 \quad (24)$$

5.2 1次元圧密試験の数値シミュレーション

解析に必要な材料定数は、弾塑性パラメータ、初期値、発展パラメータの大きく3つに分けられる。1つめの弾塑性パラメータについては、3章で十分に繰り返した泥岩の力学試験を行っているのでその結果 (表-2) を用いることができる。2つめの初期値とは、ここでは初期状態における「構造」の程度と過圧密比のことであるが、これらは、以下に示すように、一次元圧縮挙動から推定

する。なお、3番目の発展則パラメータは、「構造」がどう劣化するか、過圧密がどう解消するかというもので、重要なパラメータであるが、直接評価することが難しく、やはり一次元圧縮挙動から推定することになる。本論文では、特に初期の「構造」の程度や過圧密比が粘土化に及ぼす影響に注目するので、3つの泥岩とも同じ発展パラメータとして、比較ができるようにした。

初期値の推定の仕方についてであるが、修正カムクレイとちがい、比体積と q と p' は一意に決まらない。比体積と q と p' が与えられた場合、構造の程度に応じて、過圧密が定められる。図-1に「構造」を有する粘土の典型的な一次元圧縮挙動を示した。粘土は、上負荷面カムクレイモデルによれば、先に過圧密が解消し、その後「構造」が劣化してゆくとするので、図中に示すように、鉛直応力が小さい領域では過圧密が解消してゆく。そして圧縮線の傾きが大きくなる点、いわゆる「圧密降伏応力」で、過圧密は解消し正規圧密状態になる。それ以降の鉛直応力の増加とともに、今度は「構造」が劣化してゆく。すなわち、「圧密降伏応力」では、正規圧密状態であり、すなわち過圧密比を表す $1/R$ が1.0であることがわかる。したがってこの応力での「構造」の程度 $1/R^*$ がわかり、この応力までは先に過圧密が解消し「構造」は劣化していないとして、この値がそのまま初期の構造の程度 $1/R_0^*$ となる。初期の過圧密比は、初期応力状態で $1/R_0^*$ より $1/R_0$ を算定することができる。同様にして、「圧密降伏応力」までの過圧密が解消する過程と、それ以降は構造が劣化する過程とに注目し、発展則パラメータを決定した。

図-6～8に、それぞれ有間川泥岩、常滑泥岩、掛川泥

岩の試験結果および試験結果のシミュレーション結果を示す。図-6～8それぞれについて、中央上は軸差応力 q と平均有効応力 p' 関係、いわゆる有効応力パスを、中央下は、間隙比 e ～鉛直有効応力関係を示す。また右上はせん断ひずみに伴う過圧密の解消の様子、および構造の劣化の様子である。 R は過圧密比の逆数で1.0に近づくにつれ正規圧密土へとむかう、 R^* が1.0に近づくにつれ、構造が劣化してゆくことを示す。実線は解析値、○を連ねた線は実験結果であり、間隙比 e ～鉛直有効応力関係のみ示している。

図-6の有間川泥岩の間隙比 e ～鉛直有効応力関係をみると、実験結果と解析結果はよい一致を示している。有効応力パスは、一次元圧縮といえども、過圧密の解消や構造の劣化といった挙動から、応力比 q/p' が一定でないことに注意する。過圧密解消と構造劣化については、過圧密が先に解消するが、構造はまだほとんど残っている状態である。試験機の能力から、5056.8kPa以上の鉛直荷重を掛けることができなかった。図-8の掛川泥岩の間隙比 e ～鉛直有効応力関係をみると、初期構造がほとんどないとすると、実験結果と解析結果はよい一致を示している。図-7の常滑泥岩の間隙比 e ～鉛直有効応力関係をみると、実験結果と解析結果とは、それほどよい一致

表-3 各泥岩の初期値と発展則パラメータ

	$1/R^*$	$1/R$	a	m
有間川	17.5	14.6	0.1	5.0
常滑	1.5	24.5	0.1	5.0
掛川	1.0	195.2	-	5.0

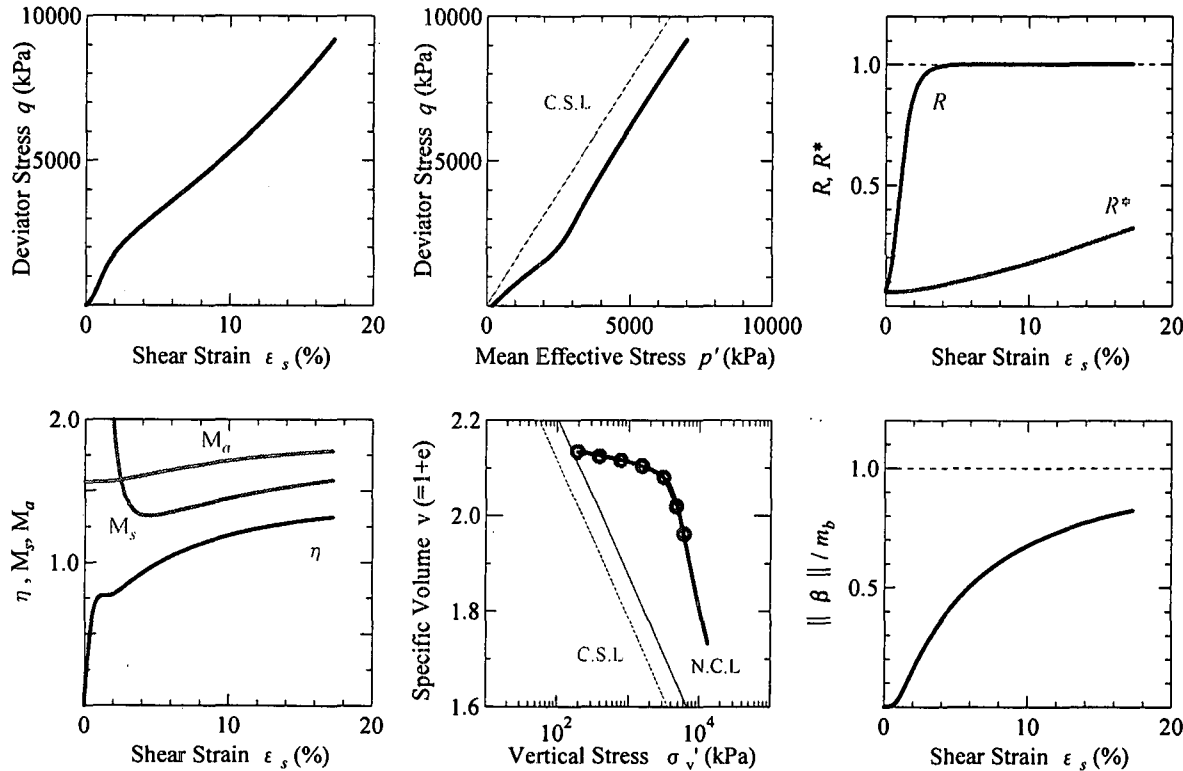


図-6 有間川泥岩の一次元圧密数値シミュレーション

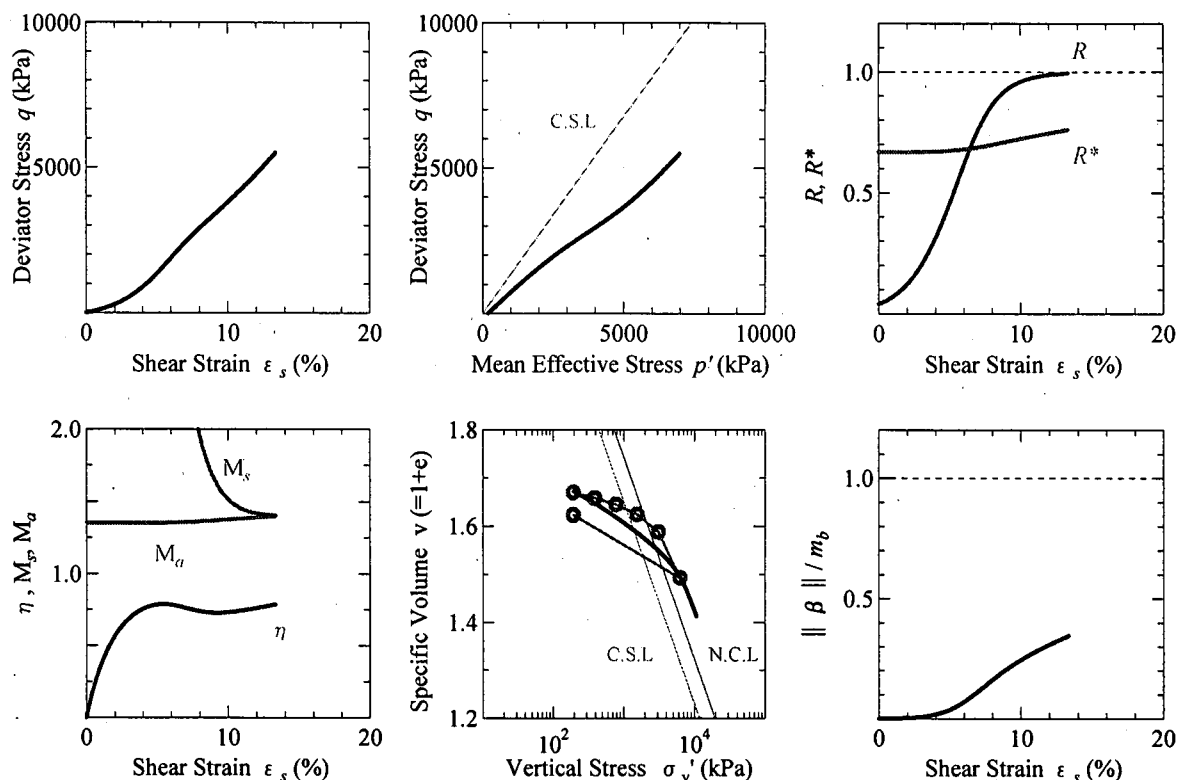


図-7 常滑泥岩の一次元圧密数値シミュレーション

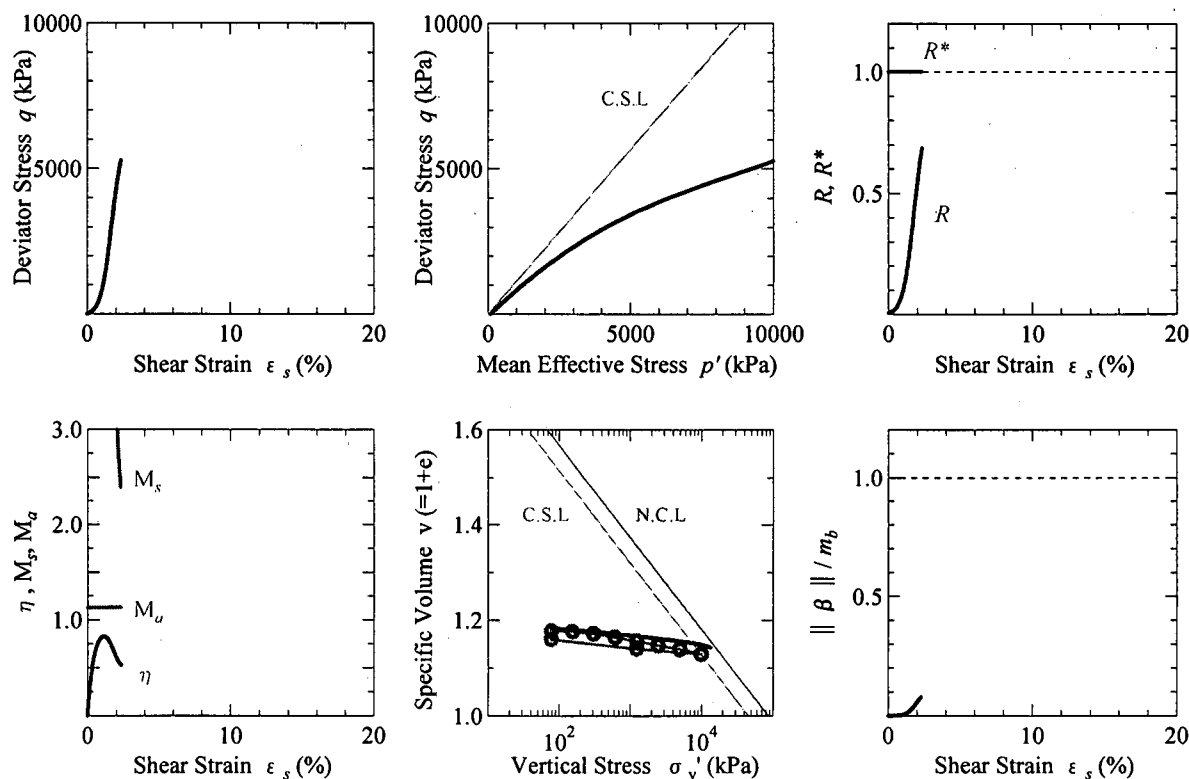


図-8 掛川泥岩の一次元圧密数値シミュレーション

を示しているとはいえない。今回、初期「構造」と過圧密に注目するため、発展パラメータは3つの泥岩で同じにしていることが原因の一つと考えている。

表-3には、解析に用いた初期値および発展パラメータを示す。粘土化しにくい有間川泥岩は、初期に高位な構造を有し、粘土化しやすい掛川泥岩は、初期にほとんど

構造をもたず、おおきな過圧密比を有していることがわかる。

泥岩を、「構造」を有する過圧密粘土と捉えた場合、せん断によって初めに過圧密の解消が起こる。構造を持たない過圧密土は、せん断に伴う吸水軟化でトロトロの正規圧密粘土に戻るが、初期に構造を持つ泥岩は、せん断に伴う吸水軟化では正規圧密状態にはなるものの、構造をまだ有している。この構造があるため、粘土化が起こりにくくなると考えられる。

地質学の研究の中では、多くの泥岩を取り上げスレーキングのしやすさを検討している¹⁰⁾。その結論は、膨潤性鉱物スメクタイトを多く含み、なおかつ間隙が小さい泥岩がスレーキングを起こしやすいとしている。スメクタイトが多くても間隙が大きい泥岩の場合、吸水による膨潤が間隙に打ち消され、スレーキングしにくくなると結論づけている。この「大きな間隙を有する」ということを「高位な構造を有する」と捉え、と、本研究の結論もこの研究成果を力学的に解釈していると考えている。

6. おわりに

3つの粘土化のしやすさの異なる第三紀泥岩の一次元圧縮特性と上負荷面による数値シミュレーションにより、以下の結論を得た。

- (1) 一次元圧密試験より、粘土化しにくい有間川泥岩は練り返し状態でのNCLの上側(不可能領域)に圧縮線があり、粘土化し易い掛川泥岩はNCLの下側の過圧密領域に圧縮線が存在した。
- (2) 上負荷面カムクレイより、一次元圧密試験のシミュレーションを行った。粘土化し易い掛川泥岩は初期構造が低位で、高い過圧密比を持ち、粘土化しにくい有間川粘土は高位な初期構造を持ち、低い過圧密を持つとすることで、一次元圧密試験結果をよくシミュレートすることができた。

今回は特に、初期構造の影響に注目し、泥岩の粘土化のしやすさを検討したが、初期構造の影響だけでなく、構造の喪失のしやすさや過圧密の解消のしやすさ、さらには異方性の発展則にまで及ぶと推測される。今後は、数多くの泥岩を調査し、さらにせん断特性についても注目し、泥岩の粘土化のしやすさを検討してゆく。

謝辞

本論文を作成するにあたり浅岡顕名古屋大学教授、野田利弘同助教授に貴重な助言を頂いた。また実験は、西

大介氏(石川県庁)、安達洋平氏(鹿島建設)が中心になって行ったものである。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 土質工学会 (1982): 土質工学ハンドブック, pp.21 - 22
- 2) Nakano, M., Asaoka, A. and Dan Constantinescu, T. (1998): Delayed compression and progressive failure of the assembly of crushed mudstones due to slaking, *Soils and Foundations*, No.38, Vol.4, pp.183-194.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. 1998. Superloading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. 4th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine, Italy*: 233-242.
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. & Noda, T. 2000. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations* 40(2): 99-110.
- 5) Asaoka A., Nakano M & Noda T. 2002. An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, 42 (5): 47-57.
- 6) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elasto-plastic constitutive laws of granular materials, *Constitutive Equations of Soils*, (Proc. Spec. Session 9th Int. Conf. SMFE, Murayama, S. and Schofield, A. N. Eds.), Tokyo, JSSMFE, pp. 73-82, 1977.
- 7) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 917-945, 1989. Green, A. E. and Naghdi, P.M.: A General theory of elastic-plastic continuum: *Arch. Rat. Mech. Anal.*, Vol. 18, pp.251-281, 1965.
- 8) Sekiguchi, H. & Ohta H. 1977. Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils* (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9), Tokyo, 229-238.
- 9) Hashiguchi, K. & Chen, Z. P. 1998. Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 22, 197-227.
- 10) Matsukura, Y. & Yatsu, E. (1982): Wet-dry Slaking of Tertiary Shale and Tuff, *Trans., Japanese Geomorphological Union*, 3-1. pp.25-39

(2003年4月18日受付)