

「構造」を持った過圧密土の弾塑性挙動

Elasto-plastic Behavior of Structured Overconsolidated Soils

浅岡顕*・中野正樹**・野田利弘***

Akira ASAOKA, Masaki NAKANO and Toshihiro NODA

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

**正会員 工博 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)

***正会員 工博 名古屋大学大学院助教授 工学研究科地圏環境工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

Naturally deposited soils are mostly found in structured and overconsolidated states. To describe mechanical behavior of the soils, the original Cam-clay model was newly placed not on the classical but on the “unconventional plasticity” theory by introducing super and subloading yield surfaces. The former yield surface lies outside the Roscoe Surface and stands for the structured state, while the latter exists inside the former surface and represents overconsolidated state.

Two evolution laws are newly introduced to the constitutive law. One is to govern the rate of the loss of structure, while the other, the rate of the decay of overconsolidation. The difference between these two rates gives a clear distinction between clay and sand.

Both the loss of structure and the decay of overconsolidation proceed with ongoing plastic shear deformation in the naturally deposited soils. The former proceeds at a much slower phase than the latter in natural clays while the former progresses more rapidly in sands.

Key Words: Cam-clay model, structured soil, overconsolidated soil, Superloading yield surface concept

1. はじめに

飽和した自然堆積地盤の土を考察する。これらの土は、粘性土でも砂質土でも大抵は「構造」が発達した状態にあり、しかも多くは過圧密状態にある。図-1 に自然堆積粘土の典型的な $e \sim \log \sigma_v'$ 関係を示す(4.の冒頭も参照)。この図のように、「構造」が発達している土は、練り返さ

れた土にとっての「不可能領域、図では練り返し土の $e \sim \log \sigma_v'$ 直線の上側」にその状態を取ることができて、練り返し土と比べ間隙比が同じならより大きな荷重を支え、荷重が同じならより大きい間隙比を取ることができる。「構造」が存在するために現れるこのようなマクロな力学現象を通じて、逆に「構造」を現象論的に理解することは、土粒子がつくる骨格の細部にまで遡る構造のミクロな定義とは結びつかないが、しかし土を連続体近似する弾塑性構成式の記述には有用である。さて図-1 は、荷重(この場合 σ_v') の増大に伴い構造が徐々に失われて行く様子も示している。練り返し土の $e \sim \log \sigma_v'$ 直線に次第に漸近しているからである。つまり構造の発達した土の力学挙動を記述するときは、構造を固定的にとらえるのではなく、構造の変化をも併せ記述することが重要である。ところが構造の喪失は、これも図-1 から読みとれるように、非可逆である。したがって構造の変化は、塑性変形(これも非可逆)とともに起こると考えるのが自然であることがわかる。

そうすると過圧密状態も、正規降伏面の内側にある状態で弾性応答だけ示すと考えるのは不足であることになる。過圧密土の状態が内側から正規降伏面に近づくとき、

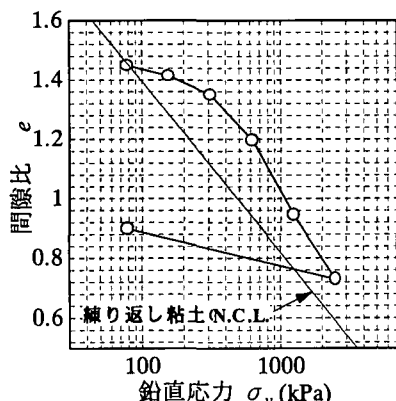


図-1 構造を持つ土の典型的な $e \sim \sigma_v'$ 関係

ほんとうに弾性応答だけなら、過圧密土が正規圧密土に戻る過程で構造には何の変化も起こらないことになってしまう。これが不十分なことは「サンプリングによる試料の乱れ」ひとつをみても明白である。自然堆積の過圧密土は、圧縮でもせん断でもして、正規圧密土に戻るときには、同時ににながしか構造も乱れてしまう。構造の変化は塑性変形の一つの証しであると上に述べた。だから、過圧密状態が次第に正規圧密状態に戻るときには、塑性変形も同時に進展していると考えてよい。負荷による構造の喪失や過圧密状態の解消は、塑性変形の進展とともに徐々に進行する。これを記述する弾塑性構成式が、自然堆積土のせん断挙動とどのように適合的か、構成式に等体積、すなわち非排水条件下で一樣せん断を与えて数値積分し、実験と対比させて調べる。

粘土では、塑性変形が同じでも、構造の喪失より過圧密の解消の方が遙かに速く進行する。限界状態線より下側での塑性圧縮を伴う軟化や、これに起因する遅れ圧密は、粘土が正規圧密状態に戻ってもなお高位の構造を残存させていることから説明される⁷⁾。一方砂では同じ塑性変形に対して、構造の喪失の方が過圧密の解消よりかなり速く進行する。砂が比較的ゆる詰めのため、たとえせん断初期に限界状態線の下側で軟化を示しても、そののち限界状態線の上側で塑性膨張をとまう硬化を示すことなどは、構造喪失のあとも過圧密状態を若干でも残していることから説明される。砂と粘土の今述べた違いは図-2 に示す。

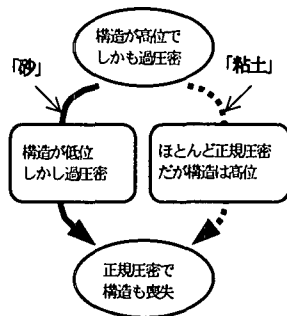


図-2 典型的な砂と粘土の推移

2. 過圧密で構造の発達した土の弾塑性構成式

2.1 構造を有する土と完全に構造を失った土（練り返された土）

構造が発達した土は、その状態を練り返された土の不可能領域（つまりロスコー面の外側）にとることができることを、1. で述べた。そこで、正規圧密状態にある練り返された土の負荷時の挙動はカムクレイモデル^{2),3),4)}で表し、正規圧密で構造を持った土の負荷時の挙動はカムクレイ降伏面の外側に相似形の「上負荷面⁹⁾」（図-3）をとって表す。「構造の程度」を表す指標はカムクレイ降伏面と上負荷面の相似率 R^* で定義する。ただし、相似中

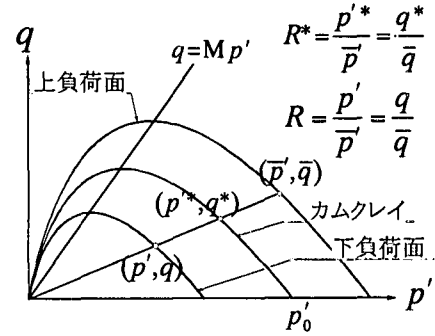


図-3 上・下負荷面とカムクレイ降伏面

心は原点 $q=0, p'=0$ とする。なお、 T と I をそれぞれ有効応力（引張を正）テンソルと単位テンソルとして、 $p' = -1/3 \text{tr} T$, $q = \sqrt{3/2} S \cdot S$, $S = T' + p' I$ である。すると、 R^* は0と1の間にあるが、構造を持った土は塑性変形を生じれば生じるほど、やがて初期の構造が喪失し、 R^* は1に近づく(R^* の発展則)。つまり構造が喪失するにつれて土はカムクレイに近づく。以上から式(1)~(3)が従う。なお、定式化は最単純を旨とする。

カムクレイ降伏面:

$$\begin{aligned} MD \ln \frac{p'^*}{p_0'^*} + D \frac{q^*}{p'^*} + \int_0^p \text{tr} D^p d\tau \\ = f(p'^*, q^*) + \int_0^p \text{tr} D^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (1)$$

$$\text{上負荷面: } f(\bar{p}', \bar{q}) + \int_0^p \text{tr} D^p d\tau + MD \ln R^* = 0 \quad (2)$$

$$R^* \text{の発展則: } \dot{R}^* = J \sqrt{\frac{3}{2}} U^* \|D_i^p\| \quad (3)$$

ここで $D = (\bar{\lambda} - \bar{\kappa})/M(1+e_0)$ はダイレイタンシー係数、 M , $\bar{\lambda}$, $\bar{\kappa}$ および e_0 は限界状態定数、圧縮指数、膨潤指数および初期間隙比で、 $J = \det F = (1+e)/(1+e_0)$ (e : 時刻 $t=t$ での間隙比、 F : 土骨格の変形勾配テンソル) である。また、塑性変形の進展速度は橋口が示したように、一般には塑性ストレッチング D^p の大きさ $\|D^p\|$ ではかるのがよいが、カムクレイ型の降伏面では $\|D^p\|$ は D^p の偏差成分 $D_i^p (= D^p - 1/3 \text{tr} D^p)$ の大きさ $\|D_i^p\|$ を伴い、しかも後述する式(10)のように式が煩る簡略化されるという理由から、 $\|D_i^p\|$ ではかっている。また、 U^* は構造の喪失時における $\dot{R}^*$ の物理的制約条件を表す R^* の関数であるが、これは後述する。

2.2 正規圧密土と過圧密土

実際の応力状態が上負荷面上にある土は（構造を持った）正規圧密土と呼ぶ。しかし、1. で述べたように、一般には過圧密状態にある。過圧密状態は、計算上は上負荷面から弾性除荷して作る。そしてこの過圧密土の再負荷時の挙動は上負荷面に相似で現応力を通る下負荷面^{7),9)}に、関連流れ則などの弾塑性諸法則を適用して定める。

下負荷面と上負荷面の相似率($0 < R < 1$)は、その逆数 $1/R$ が過圧密比にあたり、 $R=1$ は正規圧密土である。どのような過圧密土も塑性変形が進めばやがて正規圧密土に戻って行くのは周知だが、これが R の発展則にあたる。下負荷面と併せてそれを式(4),(5)に示す。

下負荷面:

$$f(p', q) + \int_0^t J \tau D^p d\tau + MD \ln R^* - MD \ln R = 0 \quad (4)$$

$$R \text{ の発展則: } \dot{R} = J \sqrt{\frac{3}{2}} U \|D^p\| \quad (5)$$

ここに、 U は過圧密の解消時における $\dot{R}$ の物理的制約条件を表す R の関数でこれも後述する。

2.3 飽和土の4つの状態

2.1 と 2.2 から表-1 に示すように、土は4つのカテゴリのどれかに属し、さらに塑性変形が進めばどの土も(B)の状態の土になることがわかる。

表-1 土のカテゴリ

	構造を残した土	繰り返しの土
正規圧密土	(A)	(B)
過圧密土	(C)	(D)

2.4 塑性乗数と構成式

関連流れ則、後続負荷面に関するプラガーの適応条件、および有効応力変化には必ず弾性応答が伴うこと、つまり普通の弾塑性諸定理にもとづいて、塑性乗数 λ (>0) と構成式を導く。なお、この形式は正規圧密、過圧密あるいは構造の有無を問わないことに注意する。

(1) 関連流れ則と等方弾性則

有効応力速度として Dienes の速度 $\dot{T}^{\prime \otimes} (= \dot{T}' + T' \Omega - \Omega T', \Omega = \dot{R} R^T, R$: 変形勾配テンソルの極分解時の回転テンソル)を用い、 $\dot{T}' \sim D^p$ 関係には等方弾性フック則を、 D^p には関連流れ則を仮定し、それぞれ次式で表す。

$$\dot{T}' = E D^e \quad (6)$$

$$D^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (\lambda > 0) \quad (7)$$

ここに、式(6)で E は弾性係数テンソル、式(7)で降伏面 f は現応力 T' が載っている上または下の負荷面を取る。

(2) 塑性乗数

乗数 λ はプラガーの適応条件、すなわち式(4)の物質時間微分をとることから与えられる。このとき、 R と R^* の物質時間微分、すなわち発展則を式(3)と式(5)のまま用い、降伏面 f を用いて一部を具体的に演算を行えば、塑性乗数は、 $\dot{T}'$ あるいは D を用いて次のように表される。

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{D}{p'^2} (M_s p' - q)} \quad (8)$$

$$\Lambda (= \lambda) = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E D}{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E \frac{\partial f}{\partial T'} + J \frac{D}{p'^2} (M_s p' - q)} \quad (9)$$

ここに、

$$M_s = M(1 - \frac{DU^*}{R^*} + \frac{DU}{R}) \quad (10)$$

で、式(8)と式(9)は M_s を限界状態定数 M と読み替えれば、形式上、カムクレイと同じである。

(3) 構成式

最終的に構成式は式(6)、式(7)ならびに式(9)を用いれば次式となる。

$$\dot{T}' = E D - \Lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (11)$$

2.4 負荷状態の分類と負荷基準

(1) 負荷状態の分類と塑性体積変化

$M_s > 0$ とする制約を U^* に課することはすぐ後に述べるが、これにより、負荷状態 $\lambda > 0$ にあるときは、 $q = M_s p'$ が硬化・軟化の分水嶺となって、負荷状態は次の3つに分類できる。

$$(i) \quad q < M_s p' \text{ のとき硬化 } (\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' > 0)$$

$$(ii) \quad q < M_s p' \text{ のとき軟化 } (\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' < 0)$$

$$(iii) \quad q = M_s p' \text{ のとき完全塑性 } (\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' = 0)$$

さらに、降伏面 f の形から正規圧密と過圧密、構造の有無に関係なく、限界状態線 $q = M p'$ が塑性的な圧縮と膨張の分水嶺になっていて、 $q < M p'$ のとき塑性圧縮が、 $q > M p'$ のとき塑性膨張が伴う。

(2) M_s の制約ならびに U と U^* の形の決定

U すなわち式(5)については、橋口の説明⁹⁾に従い、 R が0に近い(相似中心である原点近傍)のときは塑性変形を生じない弾性応答のみであり、 $R=1$ (下負荷面と上負荷面とが一致する)のときは R が1を超えない条件を課す。最も簡単なものとして、次式を与える(図4)。

$$U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (12)$$

ここに、 m は材料パラメータでこの値が大きい土では、 $\dot{R}$ が大きく(過圧密の解消が速く)、すなわち、正規圧密土化しやすいことから、「正規圧密土化指数」と呼ぶ。

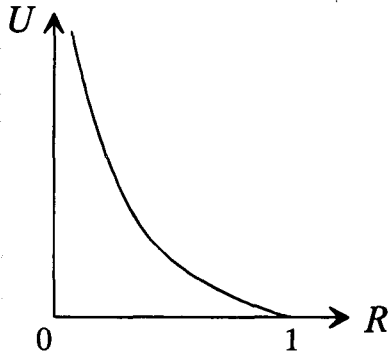


図-4 U の関数形

次に U^* について示す。今、 $R=1$ (下負荷面=上負荷面、つまり正規圧密土) で R^* が 0 に近い場合を考える。この状態は $R=1$ だから $U=0$ で、構造が極めて発達した、いわゆる「コロイド状態」であると考えられる。したがって q がかかると硬化することなく直ちに軟化するとして、 $M_s > 0$ なる制約を与える。すなわち、 $0 < R^* \leq 1$ で $DU^*/R^* < 1$ かつ $R^* \rightarrow 0$ の状態にあるときは $DU^*/R^* \rightarrow 1$ として、 U^* を、例えば次式で与える (図-5)。

$$U^* = \frac{1}{D} R^* (1 - R^{*m^*}) \quad (13)$$

ここに、 m^* は材料パラメータで、この値が大きい材料では R^* が大きく構造喪失が速く進むことから、「構造劣化指数」と呼ぶ。

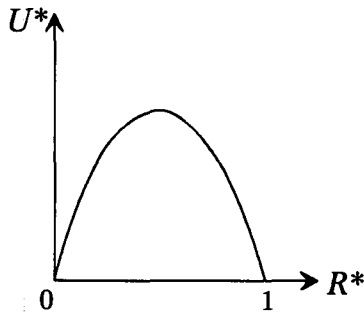


図-5 U^* の関数形

(3) 負荷基準

(2) の U^* に関する条件から、通常の土が有する材料定数の場合、いかなる応力状態に対しても、式(9)の Λ の分母を正となるようにとることができる。したがって、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^{9),10)}、すなわち次式で与えられる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot ED > 0 \quad (14)$$

3. 過圧密で構造の発達した土の負荷時の挙動

過圧密で構造を有する土とカムクレイとの決定的な違いは、硬化と軟化の分水嶺になる応力比 M_s のダイナミズムにある。これを以下に説明するが、まず、式(12)と式(13)を式(10)に代入して、 M_s を具体的に明記すると次式になる。

$$M_s = M(R^{*m^*} - m \frac{\ln R}{R}) \quad (15)$$

式(15)の M_s を限界状態定数 M と読み替えれば、式(7)の構成式はカムクレイと同じで、カムクレイで限界状態線 $q = M p$ が分水嶺となって上側と下側で軟化と硬化を表したように、過圧密で構造を有する土も $q = M_s p$ が分水嶺となって上側と下側で軟化と硬化を表すことは前に述べた。しかるにカムクレイではこの M が材料定数である一方、過圧密で構造を有する土では、この M_s は定数ではなく、構造の喪失 (R^* が増えて 1 に近づく) に伴い M_s は次第に増大し (式(15)中の R^* の効果)、また過圧密の解消 (R が増えて 1 に近づく) に伴い、 M_s は減少する (式(15)中の R の効果)。そして $R^* \rightarrow 1, R \rightarrow 1$ の極限つまり完全に繰り返された正規圧密土に至って $M_s \rightarrow M$ になる。そして極限で上負荷面、下負荷面は本来の素性であるカムクレイの降伏面に一致する。

M_s の M への近づき方は、 m と m^* の値によって大きく変わる (式(15))。すなわち、 m^* が m よりも大きいと構造喪失が速く過圧密の解消が遅い土に、逆に m が m^* よりも大きいと構造喪失が遅く過圧密の解消が速い土になり、たとえ初期に同程度の構造と過圧密であっても、 M_s と M の大小関係の違いによって負荷時の挙動に大きな違いが現れる。前者が砂で、後者が粘土であることは、次の 4. と 5. の実験結果とその数値計算例からも明らかにするが、あらかじめ以下に弾塑性力学的解釈を示す。

砂においては、初期過圧密比 $1/R_0$ と構造の程度 $1/R_0^*$ によって、初期の M_s は M よりも小さい場合も、大きい場合もある (式(15)の効果) が、負荷に伴い構造がすぐに喪失 ($R^* \rightarrow 1$) して、総じて M_s が M より大きくなる。その後、過圧密の解消が進むとやがて M_s が減少して M に近づく (図-6)。他方、粘土においても、初期の M_s は M よりも大きい場合も、小さい場合もある (式(15)の効果) が、負荷に伴い過圧密が解消し ($R \rightarrow 1$)、 M_s が減少して M よりも小さくなる。その後も負荷が続くと、構造の喪失 (R^* の増加) に伴って M_s が増加して M に近づく (図-7)。

5. で述べる計算結果を先に解説するため、具体的に初期等方応力状態にある土の非排水せん断を想定して、 M_s の変化によって得られる負荷状態について、砂と粘土の違いを比較する。なお構造だけあるいは過圧密だけの場合は常に $M_s < M$ か $M_s > M$ で、構造喪失の速さと過圧密解消の速さの違いこそあれ、両者は類似の挙動を示すので、以下の 2 つの場合に絞って説明する。

(1) 初期若干過圧密だが構造の卓越した土 (初期において $M_s < M$) の場合

粘土では初期からずっと $M_s < M$ であるため、有効応力パスの応力比が M_s に至るまで硬化し、 M_s と M の間では塑性圧縮を伴う軟化が生じる。せん断が進んだ極限では M_s が増加して M に一致する (カムクレイに戻る) ため、塑性圧縮を伴う軟化し続け、最終的にカムクレイと同じ

完全塑性挙動を示すだけである。一方、砂でもせん断初期には粘土と同様に、硬化した後、塑性圧縮を伴う軟化を示すが、その後せん断に伴い M_s は増加し $M < M_s$ となる(図-6) ため、塑性膨張を伴う硬化に転ずる。つまり、「砂」は、限界状態線の下側で軟化を示した後に、上側に状態を移して硬化を示すことができる。

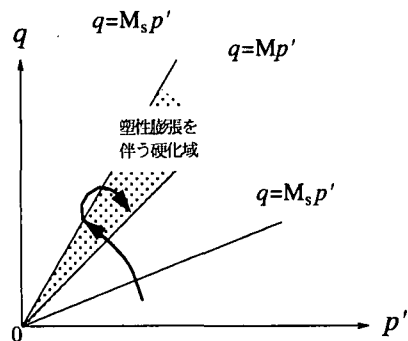


図-6 初期にゆるい構造を持つが過圧密である砂

(2) 初期構造の程度は小さく過圧密が卓越した土（初期において $M_s > M$ ）の場合

砂は常に $M_s > M$ であるため、軟化せずに応力比が下側から M を越え、塑性膨張を伴う硬化が起きるが、極限では $M_s \rightarrow M$ になり完全塑性を示す。一方、粘土でも初期の M_s が極めて大きい(式(15)中の m の効果)ため、砂と同様に軟化せずに応力比が M を越え、塑性膨張を伴う硬化を示すが、せん断に伴い M_s が減少し $M > M_s$ となる(図-7) ため塑性圧縮を伴う軟化を示すようになる。つまり、「粘土」では、限界状態線の上側で硬化を示した後に、下側に状態を移して軟化を示すこともできる。

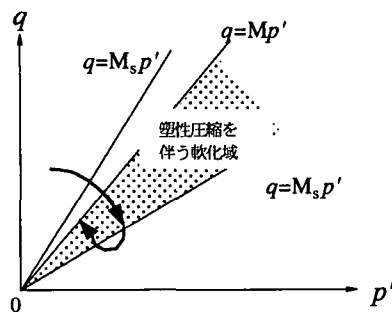


図-7 初期過圧密だが構造の卓越した粘土

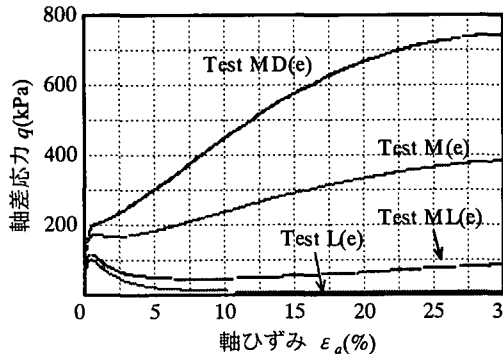


図-8 砂の $q \sim \epsilon_a$ 関係

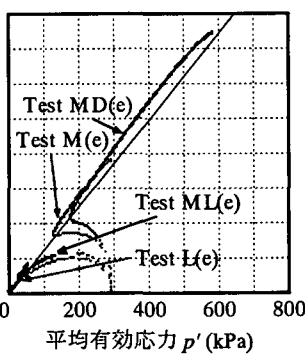


図-9 砂の $q \sim p'$ 関係

4. 砂と自然堆積粘土の非排水 3 軸せん断挙動の比較(実験)

試験に用いた砂試料は三河珪砂で均等係数 1.83 を有する。自然堆積粘土は、大阪湾内の堆積粘土層(Ma12 層)より採取した $I_p=65.7$ の洪積粘土であり、運輸省港湾技術研究所より提供されたものである。砂については、ゆる詰めから密詰めまで 4 種類の供試体(表-2)を、供試体作製用モールドに与える振動を加減して作製した。そして 296kPa で等方圧密し、軸ひずみ速度 1.0%/min で非排水三軸圧縮試験を実施した。図-8 の軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係において、ゆる詰め(Test L(e))ではピークが現れ、ゆる詰め時の砂ほどその q は小さくその後の軟化が顕著になる。密度が大きくなるにつれ(Test M(e))、ピーク時の q は大きくなりその後硬化が現れ、さらに密(Test MD(e))になるとピークが現れず硬化のみとなる。図-9 に $q \sim p'$ 関係を示す。ゆる詰め供試体の残留状態をその間隙比の限界状態とみなし、限界状態線も示した。ゆる詰め時の有効応力パスは、限界状態線の下側で軟化が生じている。密になるにつれ軟化の程度は小さくなり、その代わり限界状態線の上側での硬化の程度が大きくなる。すなわち、せん断初期に塑性圧縮を伴う軟化、遅れて塑性膨張を伴う硬化が起こり、密になるにつれ塑性膨張を伴う硬化が卓越する。

粘土については、等方圧 490kPa と 98kPa の 2 種類の試験を行った。前者はこの土が受けていた土被り圧にほぼ等しい正規圧密状態に、後者は過圧密状態に対応する。等方圧密後、軸ひずみ速度 $7.4 \times 10^{-3} \%$ /min で非排水三軸圧縮試験を実施した。図-10 の $q \sim \epsilon_a$ 関係では、いずれもピークを示すが、正規圧密粘土(Test NC(e))は徐々に軟化し、過圧密粘土(Test OC(e))は急激に軟化する。図-11 には $q \sim p'$ 関係を示す。図中には、洪積粘土を十分に練り返し

表-2 砂の初期状態

試験名	e_0	相対密度 D_r
Test L(e)	1.072	0.000
Test ML(e)	0.965	0.122
Test M(e)	0.921	0.231
Test MD(e)	0.879	0.335

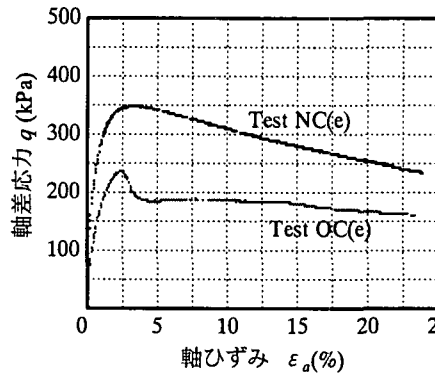


図-10 粘土の $q \sim \varepsilon_a$ 関係

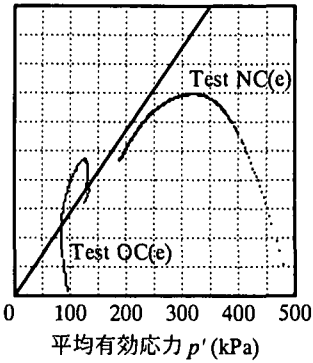


図-11 粘土の $q \sim p'$ 関係

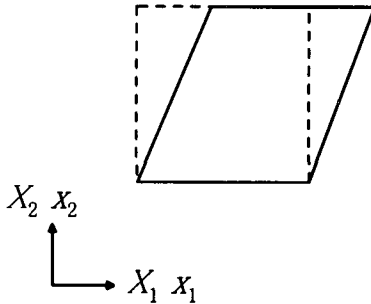


図-12 等体積せん断試験

た試料から得た限界状態線も示している。ほぼ正規圧密状態の粘土供試体の有効応力パスは、限界状態線の下側でピークを示した後軟化し続ける。過圧密粘土供試体は、限界状態線を越えて硬化し続けたあと、ピーク後軟化して、いわゆる「巻き返し」が見られる。

5. 砂と自然堆積粘土と非排水せん断挙動の数値解析例

表-3 砂と粘土の弾塑性パラメータと初期値

	珪砂	洪積粘土
圧縮指数 λ	0.0419	0.25
膨潤指数 κ	0.016	0.045
限界状態定数 M	1.24	1.43
$N(p'_0=98\text{kPaの}v_0)$	1.99	2.4
ポアソン比 ν	0.3	0.3
正規圧密土化指数 m	0.04	10.0
構造劣化指数 m^*	1.8	0.1
初期比体積 v_0	1.92(1.77)[2.072]	2.33
初期過圧密比 $1/R_0$	12.7(16.2)[1.0]	1.3
初期構造 $1/R_0^*$	4.5(1.0)[16.2]	6.6

上述の上負荷面カムクレイモデルに、図-12 のような等体積、すなわち非排水条件下での一様せん断場を与え、差分的に数値積分する。

材料定数は4. で示した珪砂と自然堆積粘土のもので、粘土の場合、繰り返しを十分に行うことで構造を低位にした「乱した」試料を用い、一方、砂の場合はほとんど正規圧密状態に近い構造が卓越した、ゆる詰めめの砂試料を用いて決めている。ただし、正規圧密土化係数 m と構造劣化指数 m^* 、初期の過圧密比 $1/R_0$ と構造の程度 $1/R_0^*$ 。

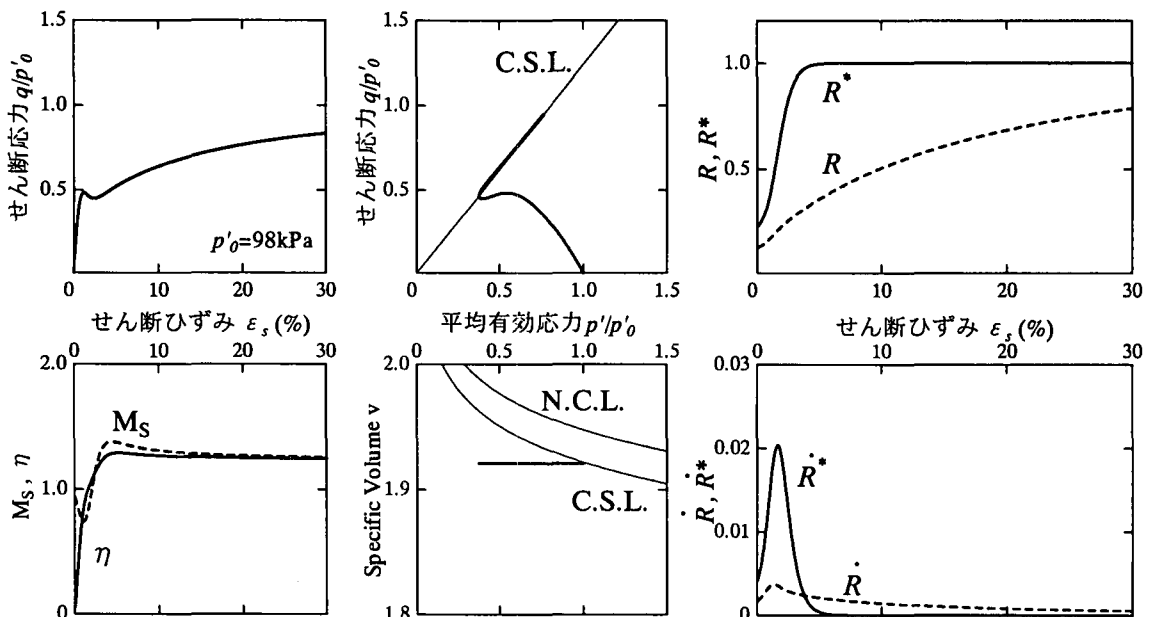


図-13 比較的ゆる詰めな砂の典型的な非排水せん断応答 ($1/R_0=12.7$, $1/R_0^*=4.5$)

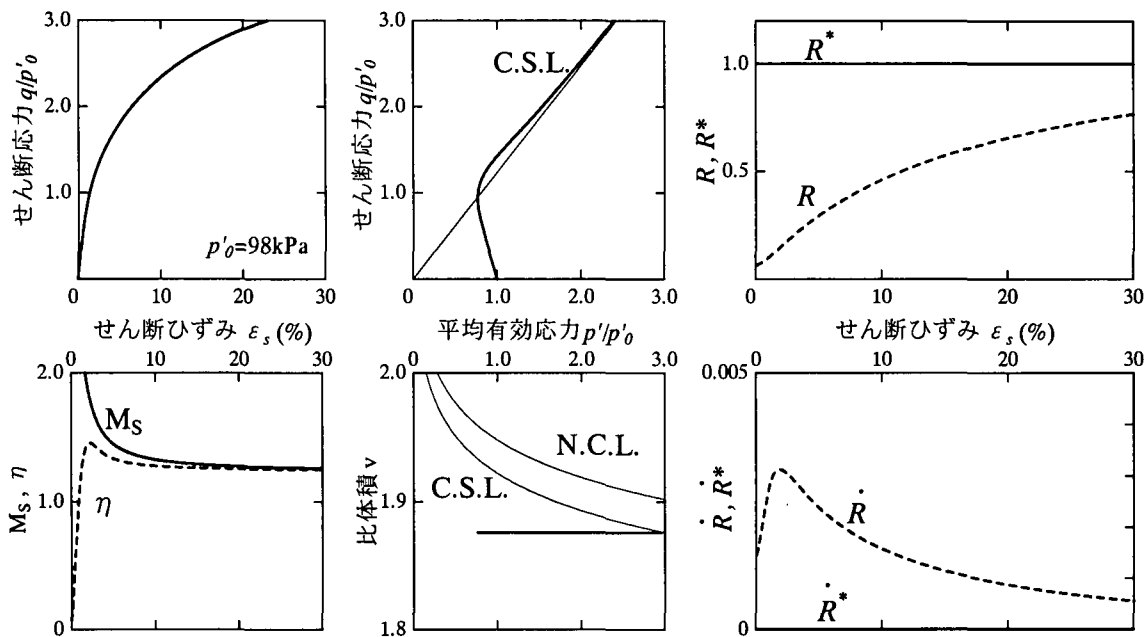


図-14 密詰め砂の典型的な非排水せん断応答 ($1/R_0=16.2, 1/R^*_0=1.0$)

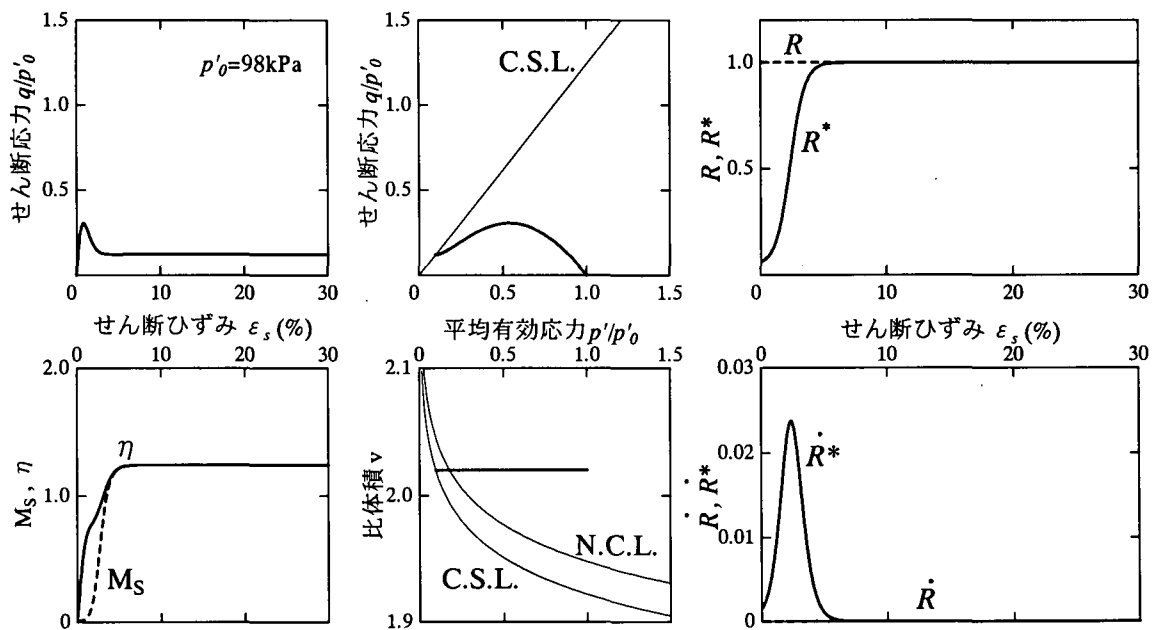


図-15 ゆる詰め砂の典型的な非排水せん断応答 ($1/R_0=1.0, 1/R^*_0=16.2$)

は、実際の初期比体積 v_0 と載荷条件を元に実験と概ね合うように定めた。その結果は表-3 と砂が図-13~15、粘土が図-16 である。表-3 中の砂の初期値 $v_0, 1/R_0, 1/R^*_0$ の () と [] 内は各々対応している。なお図中で $\varepsilon_s = \sqrt{2/3e'e'}$ ($e' = e - 1/3 \text{tre}, e = (I - (FF^T)^{-1})/2$)、 $\eta = q/p'$ である。

砂においては、比較的ゆるい場合について (図-13)、砂を粘土と区別して特徴づける限界状態線下側での軟化と、その後の状態を上側に移しての硬化挙動が表現できている。また、密な砂の硬化のみを示す挙動、ゆる詰め

の限界状態線下側での軟化挙動も同様に表現できている。

粘土においても、正規圧密状態に近い粘土の限界状態線下側での軟化とともに、過圧密粘土の限界状態線上側

での硬化とその後の軟化(「巻き返し」)が表現できている。砂と粘土のこれらの挙動は、もちろん 3. で説明したように、硬化・軟化の分水嶺の応力比 M_c が構造の喪失と過圧密の解消に伴い変化することで表現できる。

また、このように砂と粘土の挙動を 2. で示した構成式を通して見た結果、表-3 に示すように、粘土は砂に比べて m が大きく m^* が小さくなった。これは、図-13 と図-16 の対比からも明かなように、粘土において $\dot{R}$ の方が $\dot{R}^*$ よりも大きいことを意味する。すなわち、「砂では構造喪失が速く過圧密の解消がゆっくりである一方、粘土では構造喪失がゆっくりで過圧密の解消が急速に進行する」ことがわかる。

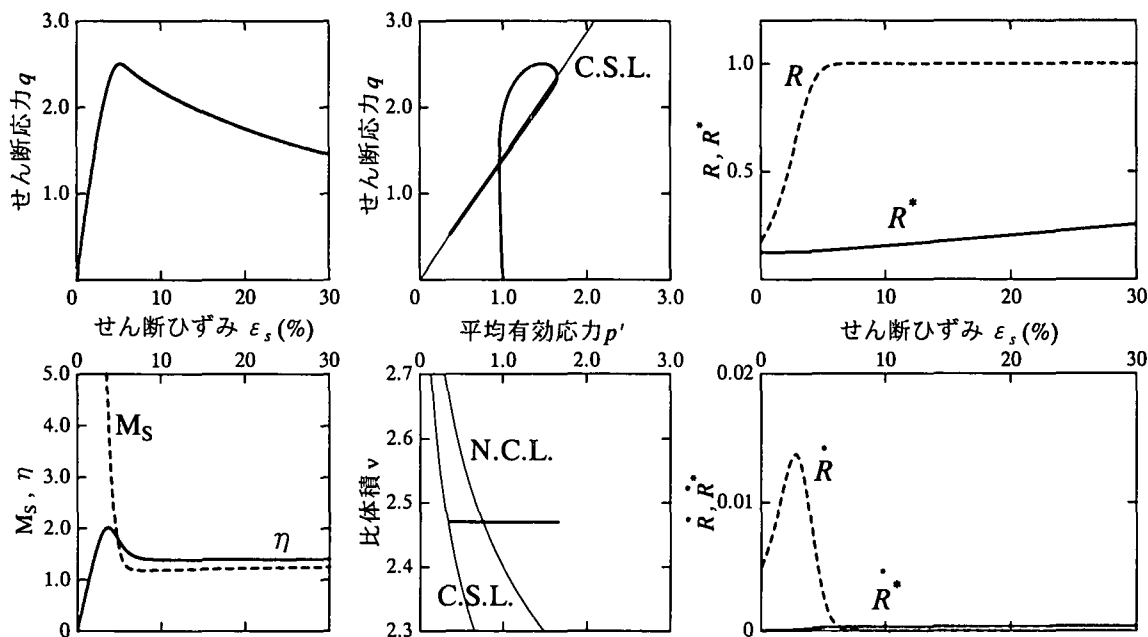


図-16 過圧密な自然堆積粘土の典型的な非排水せん断応答 ($1/R_0 = 5.1$, $1/R^*_0 = 8.0$)

6. おわりに

自然堆積土の構造も過圧密状態も、塑性変形の進展とともに喪失ないし解消して行く。これを記述する最も単純な弾塑性構成式を与え、それを用いて砂および自然堆積過圧密粘土の三軸圧縮試験の実験結果を考察した。この結果粘土では、塑性変形が同じでも、構造の喪失より過圧密の解消の方が速く進行すること、逆に砂では過圧密の解消よりも構造の喪失がはるかに速く進行することを確認した。なお上記とは別に、砂では僅かな応力振幅での繰り返し排水せん断によって、構造の喪失とともに大圧縮が生じ、また下負荷面が上負荷面を大きく押し上げ超過圧密な砂が出来ること、逆に粘土では、静的な大荷重による圧密以外に大圧縮・超過圧密化も不可能なことを同じ構成式による計算から確かめている。典型的な砂と典型的な粘土とはこのようにいつも両極端だが、それでもなお両者とも同じ枠組みの理論で記述できることは、連続体近似による土の力学問題の解析にこれまで以上の拡がりを与える。

なお、図-13～16 の、例えば有効応力パスが、三軸試験によって得られる有効応力パス（図-9 と図-11）と、よく似てはいないと思う人がいるかもしれない。図-13～16 で示した構成式を用いる水～土連成計算によって三軸試験をシミュレートすれば、図-9 と図-11 と殆ど同じ挙動が得られることを既に確かめているが、話題が別の方面にそれるのでこのことには触れなかった。

参考文献

- 1) Asaoka, A. Nakano, M. and Noda, T.: Delayed compression of diluvial clay deposit and its elasto-plastic analysis, *Proc.*

of 11th Asian Regional Conference, pp.3-6, 1999.

- 2) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol. 13, No. 1, pp. 211-240, 1963.
- 3) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw Hill, 1968.
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp.91-105, 1994.
- 5) Asaoka, A. et al.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No.2, 2000.
- 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) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, 13-28, 1997.
- 9) Dienes, J. K.: On the analysis of rotation and stress rate in deforming bodies, *Acta. Mech.*, Vol. 32, pp.217-232, 1979.
- 10) Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L.: *The Finite Element Method*, Vol.2, 4th ed., McGraw-Hill, 1991.

(2000年4月21日受付)