

長岡技術科学大学講義ノート*

土の力学特性 —砂と粘土の比較から—

豊田浩史†

概要

砂と粘土は粒子サイズによって区分されるものであり、力学的には砂と粘土の区別なく扱いたいものである。しかし、地盤工学の分野では、砂と粘土でその取り扱い方を変える場合も少なくない。これは、粒子サイズによって、その集合体である土の力学挙動が全く異なってくることを意味する。ここでは、砂と粘土の力学挙動として、圧密とせん断特性を取り上げ、その違いについて説明を加える。せん断特性において最も注意すべきは、排水条件である。これは他の材料にない、おもしろく、やっかいな条件である。例えば、土の強度は、排水状態においては、違っても数割程度であるが、非排水状態においては、何倍も違ってくるのである。これらは、全応力を使うか、有効応力を使うかで、土の評価が全く違ってくることを意味する。実務では、全応力を使う機会も多いが、まずは有効応力で土の力学挙動を理解し、真理は唯一であることを実感していただきたい。これらが理解できれば、応用の幅が広がるものと期待できる。また、純粋な砂や粘土だけでなく、砂質土や粘性土についても比較を行い、さらに、粒子破碎、異方性の問題についても簡単に言及していく。



1 砂と粘土、どちらが難しい？

まず、砂と粘土の微視的(粒子レベル)挙動を考えてみよう。

砂は岩石が風化によって破碎されたものであり(物理的な風化)、比較的粒径の大きいもの(75 μm ~ 2mm)を指す。粒径が大きいので、比表面積は小さく、粒子と流体間での界面化学的作用は微少である。したがって、砂粒子の集合体は、図1に示すように、粒子同士の接触により骨格構造を持つ。この粒子間接触力(N)と間隙水圧(u)により、外力(W)と釣合を保っている。このことから、砂の力学挙動は、粒子同士の接触による物理的現象に支配されていることが理解できる。

一方、粘土は化学的な風化を受けて生成された、

非常に微細な粒子(5 μm 以下)である。粘土粒子は電気的に中立でなく帯電しており、流体中のイオンとの間で、物理化学的影響を受ける。図2に示すように、この作用により、物理的接触のみでは考えられないような複雑多様な粒子配列を示すことになる。

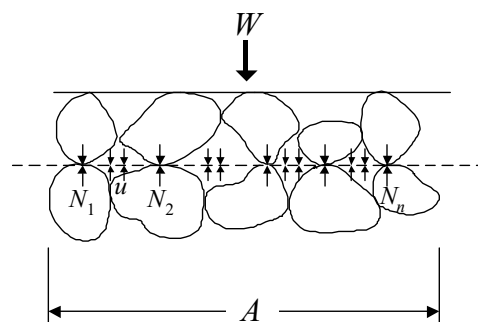


図1: 砂粒子の接触状態

*土質力学, 地盤工学 I, 地盤工学特論 II

†長岡技術科学大学 環境・建設系

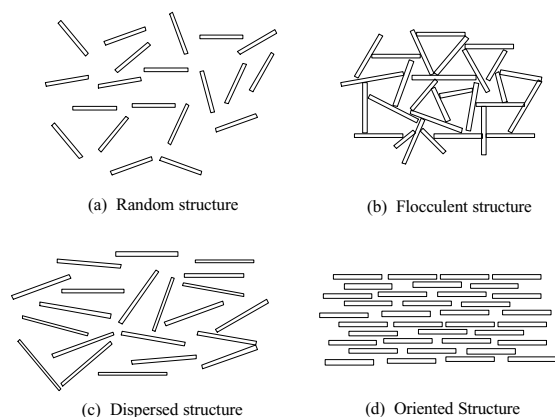


図 2: 粘土粒子の配列

粘土に粘着力やコンシステンシー限界が存在するのも、この理由による。イオンの作用のみならず、物理的な外力によってもその粒子配列を変化させ、外力の方向に応じて配向性を持つてくる。例えば、粘土の残留強度は完全配向構造になった時の強度であると言われている。

微視的にみると、どうも粘土の方が複雑怪奇な性質を示しそうである。ただし、地盤工学の最終目標は、地盤の巨視的挙動の推定である。微視的挙動はわからなくても、巨視的挙動が推定できるなら、なんら問題は起こらない。土質力学の分野には、連続体の力学を基にし、要素実験による実験則や経験則を有効に使い、理論を組み立てていく一つの大きな流れがある。連続体としての取り扱いをしたとき、砂と粘土の共通点は何か、相違点は何か、その特性については興味のあるところである。

2 実験試料

実験試料は、砂の代表として豊浦標準砂、砂質土として、神戸ポートアイランドで採取したまさ土を取り上げる。まさ土は、ふるい分けにより粒径 2mm 以下のものを用いた。粒度分布だけでなく、石英分の多い豊浦砂に比べ、まさ土は粒子破碎しやすい特徴がある。また、粘土の代表としてカオリン粘土 ($w_L = 47.0\%$ 、

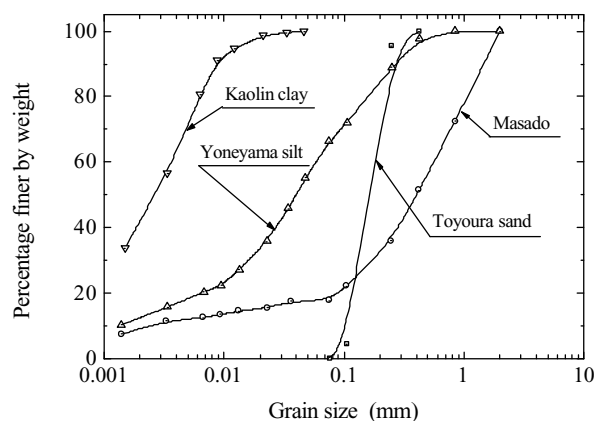


図 3: 実験試料の粒径加積曲線

$I_p = 17.2$) を、粘性土としてラテライト質土である米山粘性土 ($w_L = 52.4\%$ 、 $I_p = 22.5$) を用いる。図 3 に粒径加積曲線を示す。米山粘性土は、砂、シルト、粘土を満遍なく含んでいることがわかる。

3 圧密特性

圧密というと、飽和粘土が荷重を受け、間隙水を徐々に排水しながら長時間かかって体積を減少していく現象を連想する。しかし広い意味では、土質に関わらず、またその時間的経過の長短を問わず、静的荷重を受けて土が高密度化する現象に適用されるべきであろう。それではなぜ、粘土の圧密のみ大きくクローズアップされるのであろうか。まず、砂と粘土の圧密特性をみてみよう。

図 4 に圧密時の体積ひずみ ϵ_v と圧密時間の関係を示す。豊浦砂は、圧密による体積ひずみが極端に小さいことがわかる。また、載荷終了後とほぼ同時に体積変化が止まっている。まさ土は、圧密量は豊浦砂よりかなり大きくなっているが、圧密による体積変化の大部分は圧密応力増加中に起こっており、載荷終了後は速やかに圧密が終了している。まさ土の場合、粒子破碎の問題もあるが、砂質土では細粒分が入ると圧密量も大きくなるようである。米山粘性

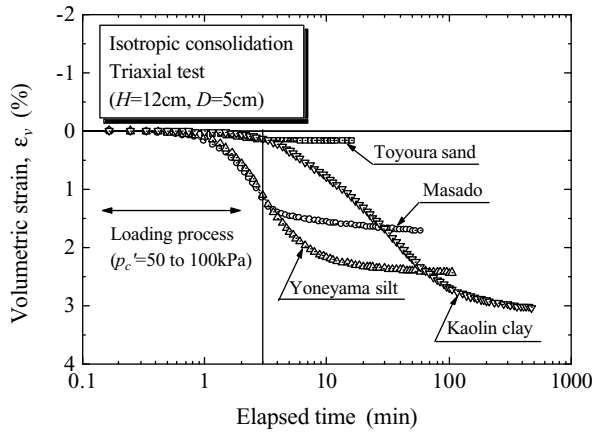


図 4: 圧密量-圧密時間関係

土やカオリン粘土になると、載荷終了後も圧密は継続し、砂質土より圧密量は大きくなっていることがわかる。

図 5 に豊浦砂の等方圧密による $e - \log p'_c$ 関係を示す。間隙比は、初期状態に大きく依存されているが、圧密応力 p'_c の増加に対してはほとんど変化していない。その差は微少であるが細かく見てみると、ゆるい方が圧密曲線の傾きが大きい。また、膨潤時には圧縮時よりさらに傾きが小さくなっていることがわかる。砂では初期状態に依存し、土固有な正規圧密線 (NCL) が現れないことが、粘土との大きな違いである。さらに圧密圧が大きくなると、大部分の粒子が破碎を起こし始める。こうなると図 6 のように大きく体積収縮を起こし、圧密曲線が折れ曲がるため、粘土の正規圧密線のような線を描くこともできる。この折れ曲がり点は、まさ土のように粒子破碎を起こしやすい砂では小さく (1MPa 程度)、豊浦砂のように石英分の多い砂では大きくなる (10MPa 程度)。

図 7 に砂と粘土を含めた圧密曲線を示す。粘土になると間隙比が大きく、圧密応力により間隙比が大きく減少していくことがわかる。これは、微視的構造で見てきたように、物理的接触だけでなく、粘土粒子間には物理化学的反発力が働いていることから理解できる。まさ土は非常に小さな間隙比である

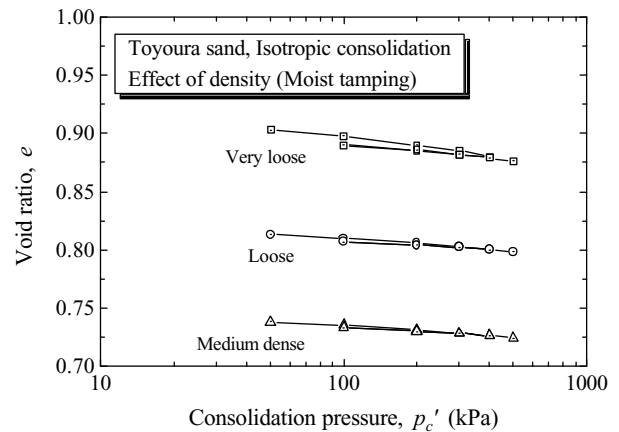


図 5: 豊浦砂の圧密曲線

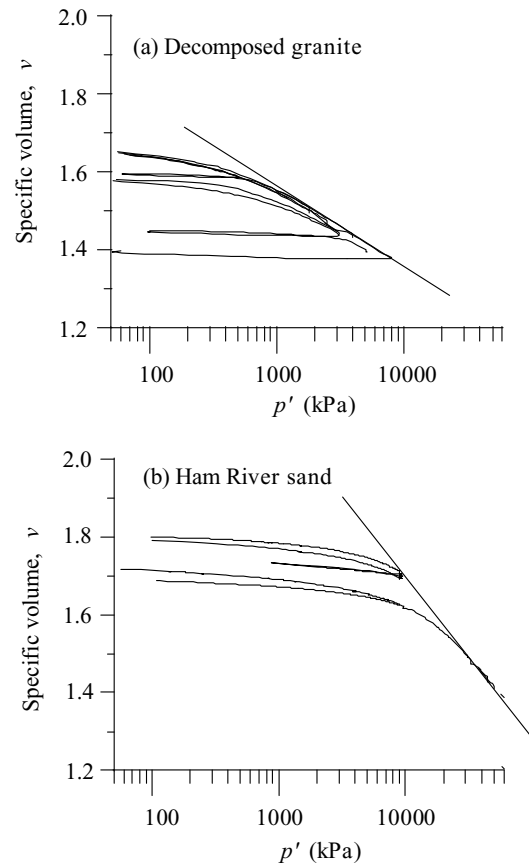


図 6: 砂質土の高圧等方圧密 (Coop and Lee, 1993)

が、これは砂粒子間の空隙に細粒土が入り込んでいると解釈できる。

砂の圧密度は小さく、問題となることが少ない。砂粒子の物理的な接触構造を壊すには、拘束圧を上げるより、繰返しせん断をかける方が効果的である。図 8 に繰返しせん断による砂の間隙比変化を示す。繰返しせん断とともに、密度が増していくのがよくわかる。これが非排水条件で起これば、密度が増えていくかわりに間隙水圧が上昇し、液状化が発生するのである。

繰り返した正規圧密粘土においては¹、この $e - \log p'_c$ 関係が直線となり、土固有な正規圧密線が現れるという現象は実験事実であり理論的背景は全くない。しかしこの事実は、土の数値モデル化時に強力に威力を発揮する。現在のところ、微視的メカニズムからは定性的なことしかわからないが、理論的裏付けのない実験事実を利用することにより、地盤を定量的に扱うことも可能になるのである。土をいかに整理するか、これは土質力学にとって最も重要な課題ではなからうか。

4 せん断特性

ここでは、排水試験では $q - \varepsilon_s$ 関係 (応力-ひずみ) と $\varepsilon_v - \varepsilon_s$ 関係 (体積ひずみ特性)、非排水試験では $q - \varepsilon_s$ 関係 (応力-ひずみ) と $q - p'$ 関係 (応力経路) を用いて土のせん断特性を論じることとする。間隙比や間隙水圧の変化については、実測データではないが、参考文献 [2] に模式図を示してあるので興味ある方は参考にしていただきたい。

4.1 応力経路の表示法

土がせん断されるとせん断の進行とともに応力状態が変化するが、この変化を追跡したものを応力経路 (stress path) という。応力経路を表示するために座標軸として用いるパラメータは色々考えられるが、

¹ 原地盤ではセメンテーションに代表される時間効果を持っている場合がある。

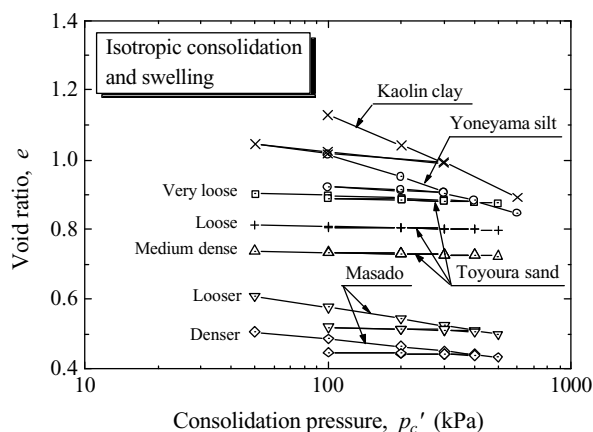


図 7: 様々な土の圧密曲線

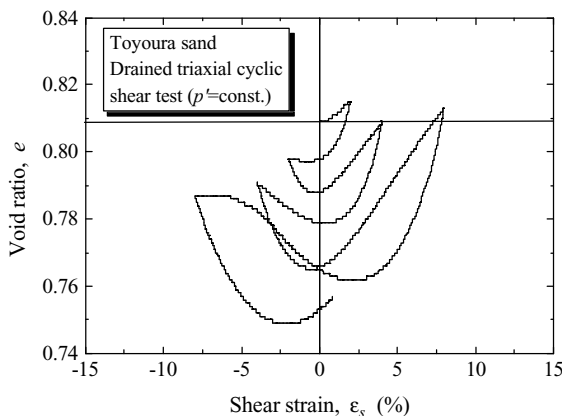


図 8: 砂の繰返しせん断による高密度化

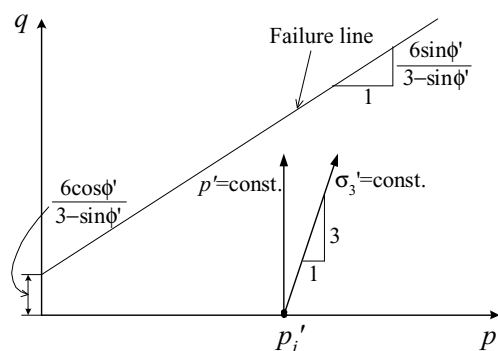


図 9: 三軸圧縮試験の応力経路

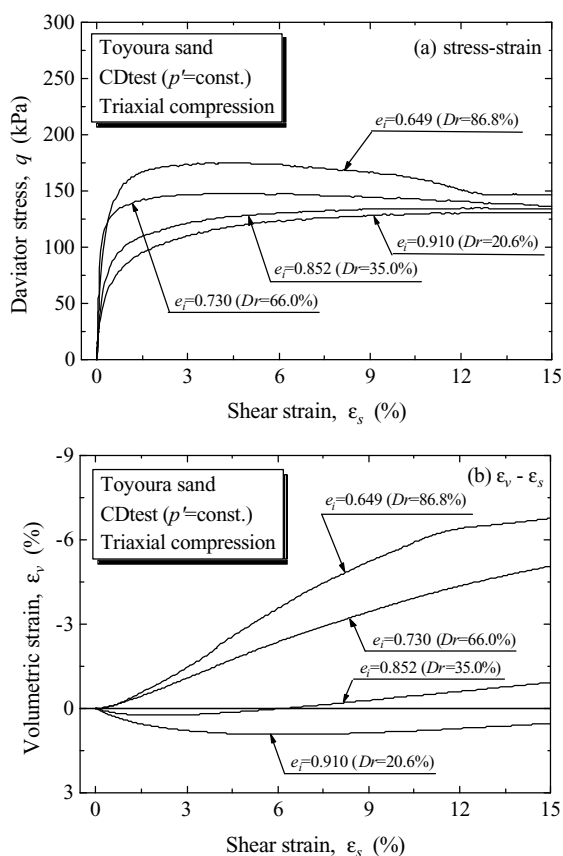


図 10: 豊浦砂の p' 一定排水圧縮試験

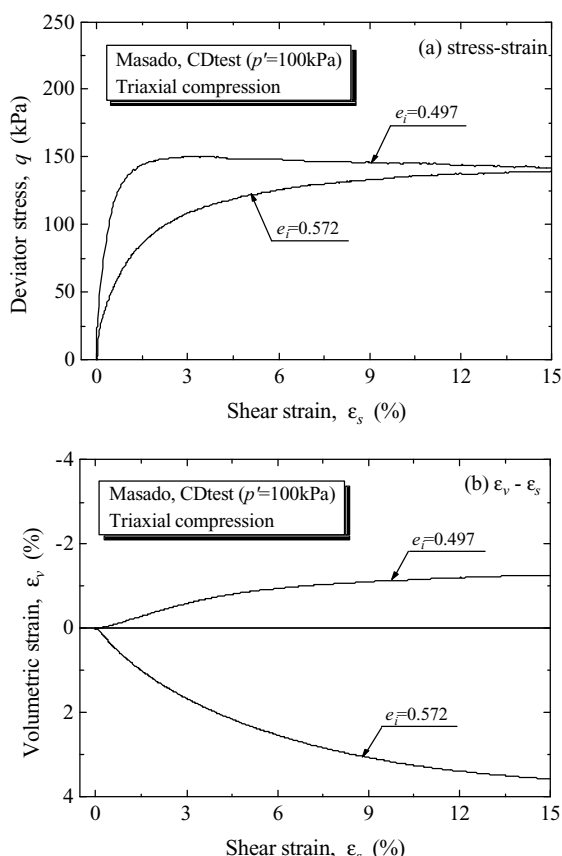


図 11: まさ土の p' 一定排水圧縮試験

土が摩擦性材料であることを考えると平均応力(拘束圧)成分とせん断応力(偏差応力)成分が表現できるものが望ましい。またこれらは、土の変形や強度を直接支配する有効応力で表示されることが多い。ここでは、限界状態(critical state)の概念を説明するとき、イギリスのケンブリッジ大学のグループにより使用された $p' - q$ 表示を用いる。三軸圧縮状態では、次式のようになる。

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (1)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

p' , q を用いたせん断抵抗角(内部摩擦角) ϕ' を使っ

たモール・クーロンの破壊規準は次式のようになる。

$$q = \frac{6 \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} c' + \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} p' \quad (3)$$

p_i' で等方圧密後、 p' 一定および側圧一定の三軸圧縮試験を行ったときの $p' - q$ 平面での全応力径路は、図 9 に示すような直線となる。

4.2 せん断試験方法

ここでは三軸せん断試験について説明する。三軸試験の特徴は飽和土の排水条件を制御でき、非排水時には間隙水圧を、排水時には体積変化を測定できることである。三軸試験で供試体が受ける応力は軸対称応

力 ($\sigma_1 = \sigma_2$ または $\sigma_2 = \sigma_3$) であり, 軸圧 (軸方向応力) σ_a と側圧 (側方向応力) σ_r がある. 軸方向に圧縮させる (三軸圧縮) 試験では, $\sigma_1 = \sigma_a$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r$ となり, 軸方向に伸張させる (三軸伸張) 試験では, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_r$, $\sigma_3 = \sigma_a$ となる. 拘束圧を変えて実験を行えば強度定数 c , ϕ が求まる. また, 強度定数だけでなく, 土要素の応力-ひずみ関係も調べることができる. せん断前に圧密を行った後, せん断中に間隙水の出入りを許さずに行う試験を CU 試験, せん断中に間隙水の出入りを許して行う試験を CD 試験という. CD 試験にも, 側圧一定で行う場合と p' 一定で行う場合がある. p' 一定で三軸圧縮するには, 鉛直軸方向に $\Delta\sigma_a$ なる軸方向応力増分を加えたとすると, 側方向応力からこの値の半分を引く必要がある. つまり " $p' = (\sigma_a + \Delta\sigma_a + 2(\sigma_r - 1/2\Delta\sigma_a))/3 = \text{一定}$ " となる.

4.3 排水せん断特性

図 10 は異なる初期間隙比を持つ豊浦砂の排水三軸圧縮試験結果である. まず密な砂はせん断変形に伴い軸差応力は増加して最大強度に達し, ある程度最大応力を保持した後, 減少に移り最終的には終局応力状態に至るひずみ軟化型の応力-ひずみ関係を示す. 豊浦砂の三軸圧縮試験では, それほど顕著なひずみ軟化挙動は見られないようである. この間体積変化は大きく膨張傾向を示し, 終局応力状態になると体積変化は小さくなる. 供試体には, せん断中に明確なせん断面が形成される. 密な砂のこのような挙動は後に示す過圧密粘土の挙動と類似している. 次にゆるい砂の応力-ひずみ関係は明確なピークを示さないひずみ硬化型を示しながら終局強度に至る. 体積変化は圧縮傾向を示すが, せん断ひずみが大きくなると膨張傾向に転じる. これは後に示す非排水試験結果では変相点となって現れてくる. このゆるい砂の挙動は正規圧密粘土の挙動と類似していると言えよう.

図 11 にまさ土の排水三軸圧縮試験結果を示す. 密であると応力-ひずみ曲線の初期の立ち上がりが急で,

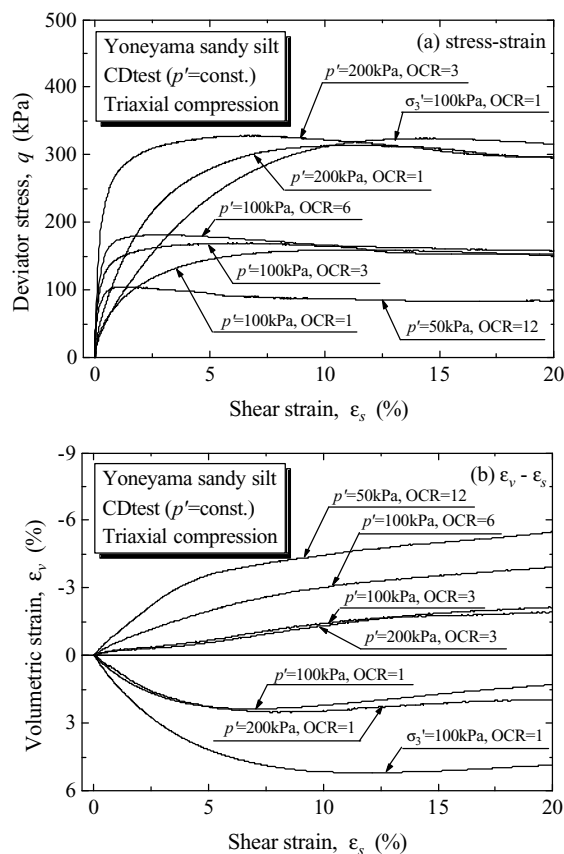


図 12: 米山粘性土の p' 一定排水圧縮試験

若干ピークも出ている. 終局強度はゆる詰めとほぼ等しくなっている. 体積ひずみ特性は, ゆるい場合は常に体積収縮傾向を示し, 密な場合は体積膨張傾向を示している. ただし膨張量はそれほど大きくなく, 大変形以前に値が落ち着いてきていることが特徴である.

透水係数の小さい粘土で排水試験を行うには時間がかかる. カオリン粘土で, 高さ 10cm の供試体で実験したとすると, 優に 1 週間ほどかかってしまう. そこで, 透水係数の大きい, 米山粘性土で排水試験を行う. 図 12 に米山粘性土の排水三軸圧縮試験結果を示す. 正規圧密粘土でも若干の体積膨張が見られるが, これは砂分を含んでいるからであろう. 過圧密になると応力-ひずみ曲線の初期の立ち上がりが

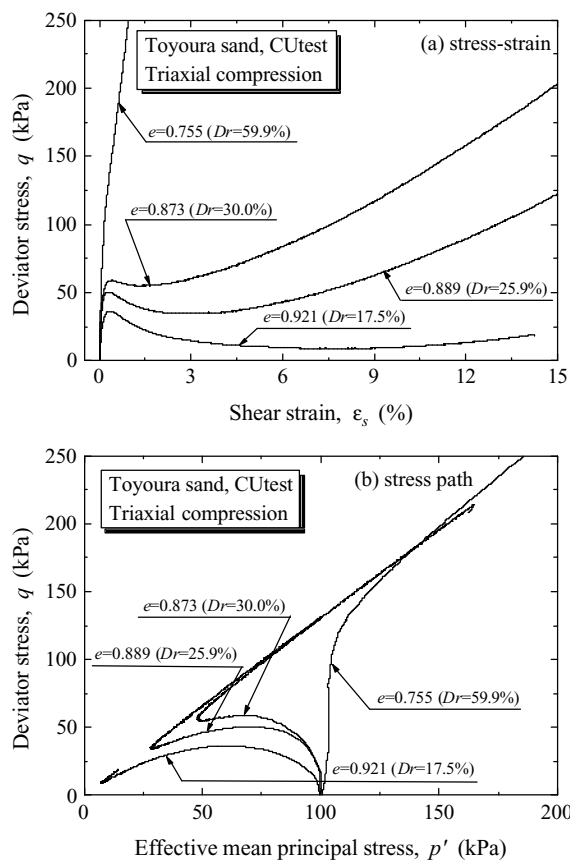


図 13: 豊浦砂の非排水圧縮試験

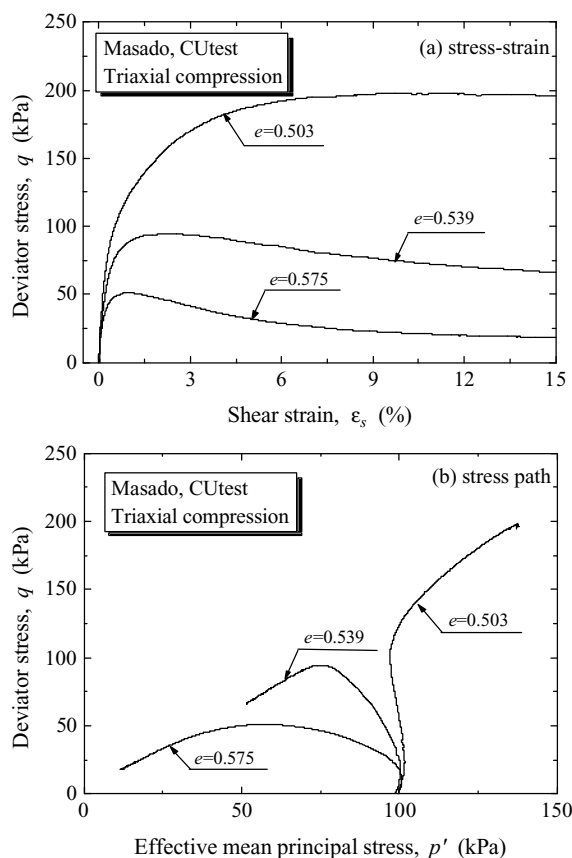


図 14: まさ土の非排水圧縮試験

急で、過圧密比が大きくなると若干ピークも出ている。しかし終局強度は過圧密比によらず、拘束圧で決まることがわかる。体積ひずみ特性は、過圧密比が小さいと体積収縮傾向を示し、大きいと体積膨張傾向を示している。拘束圧が違って過圧密比が同じなら、ほぼ同じ体積ひずみ特性を示していることは興味深い。一方砂の場合は、拘束圧が大きくなると、若干圧縮傾向が増すといわれているが、この一要因として粒子破砕が考えられている。砂粒子は物理的に接触しており、多少なりとも粒子破砕があるのである。当然この性質は、粒子破砕しやすい砂ほど顕著になる。

4.4 非排水せん断特性

砂の単調載荷試験は排水の容易さより、排水条件で行われることがほとんどであるが、ここでは砂の非排水せん断特性について取り上げる。砂も非排水試験をしてみると、排水試験では予想もつかないような挙動が見えて、興味深いものである。

図 13 に豊浦砂の非排水三軸圧縮試験結果を示す。まず、応力-ひずみ関係を見てみよう。ゆるい場合は、せん断ひずみの小さいところでピークを示した後、軸差応力が低下するひずみ軟化型の応力-ひずみ関係を示している。さらに、せん断ひずみが大きくなると強度が回復していき、密なほど小さいせん断ひずみで起こり、またその回復が顕著である。

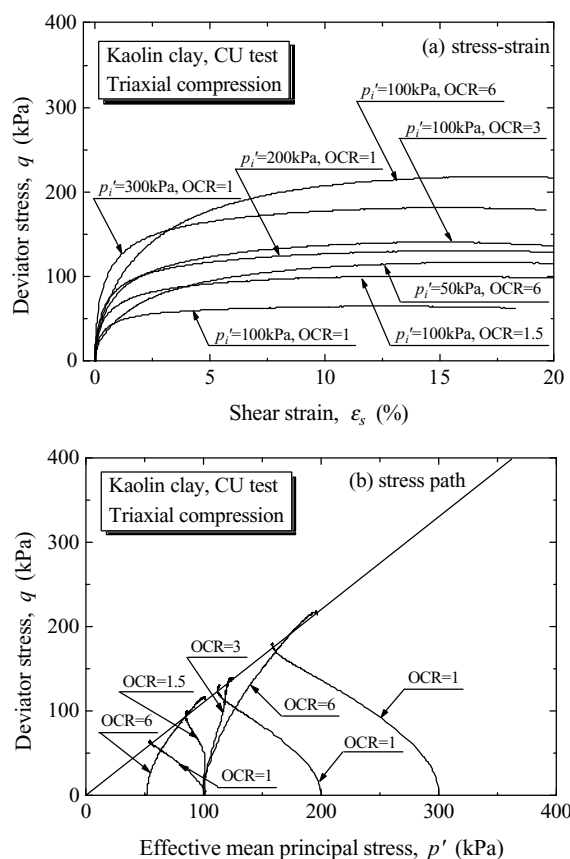


図 15: カオリン粘土の非排水圧縮試験

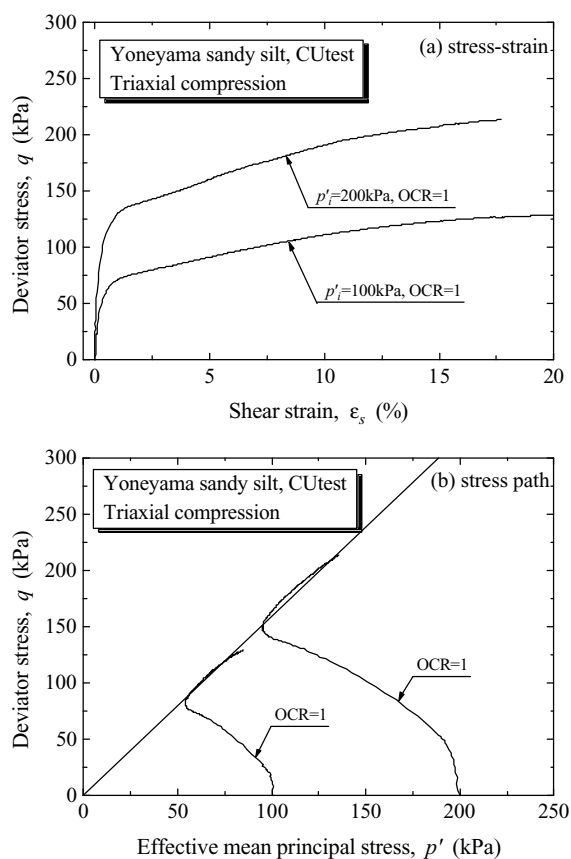


図 16: 米山粘性土の非排水圧縮試験

応力経路を見てみよう。ゆるいと間隙水圧が上昇するので、有効応力が減少していることがわかる。また、間隙水圧の増加から減少に転じる点が存在している。この点を変相点と呼び、排水試験ではせん断中に体積圧縮から膨張に変化する点と対応している。変相点が現れた後は、応力経路は破壊線に沿って硬化していく。この破壊線は、密な方が若干傾きが大きくなるように見えるが、差はそれほど顕著ではない。結局、非排水時の挙動は破壊線の傾きではなく、間隙水圧の挙動に大きく支配されるということである。

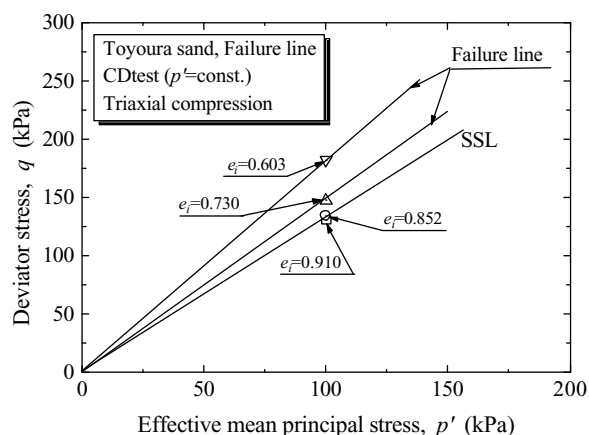
以上が純粋な砂の非排水挙動であるが、非常にゆるい砂質土の応力-ひずみ関係はピークを示した後、応力が減少してひずみが大きくなっても回復しない場合がある(強度が零に至ることもある)。このよう

な現象を液状化という²。

図 14 にまさ土の非排水三軸圧縮試験結果を示す。ゆるい場合は、せん断ひずみの小さいところでピークを示した後、軸差応力が低下するひずみ軟化型の応力-ひずみ関係を示している。しかし、豊浦砂のような強度の回復が見られない。密になるとひずみ硬化型の応力-ひずみ関係となっているが、豊浦砂のような強度上昇は見られず、比較的早く強度が収束している。

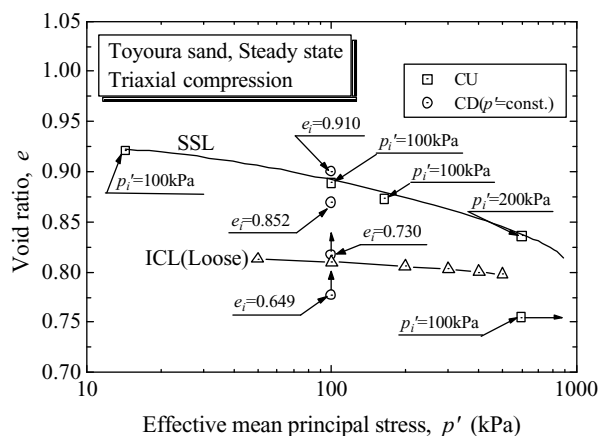
次に応力経路であるが、ゆるいと豊浦砂のような変相点が存在せず、強度の回復が見られない。つまり定常状態に至っていると考えられる。ひずみ軟化

²液状化には、このような 1 方向のせん断による液状化の他に、繰返し荷重による液状化もある。

図 17: 豊浦砂の破壊と限界状態 ($q - p'$ 平面)

が起こり、ひずみが大きくなっても軸差応力は回復しないので、液状化と呼ぶことができよう。密な場合は、間隙水圧が減少し、応力経路が右側に動いているが、軸差応力があまり伸びず、豊浦砂より簡単に定常状態に至ってしまうことがわかる。これは、まさ土の排水試験では(図 11)、膨張量はそれほど大きくなく、大変形以前に値が落ち着いてきているということと対応している。

カオリン粘土の非排水圧縮試験結果を図 15 に示す。応力-ひずみ関係であるが、過圧密比が大きくてもひずみ硬化型を示し、排水試験と比べピークが顕著に表れないことがわかる。同じ初期拘束圧 p_i' を比べたとき、過圧密比が大きいほど強度も大きくなっている。応力経路は、正規圧密粘土 ($OCR=1$) は間隙水圧が上昇しているが、過圧密比 (OCR) が大きくなるほど間隙水圧の上昇が小さくなり、負の水圧が発生するようになってくる。図からわかるように、砂のように明確な変相点は現れない。過圧密比が大きい場合の応力経路は、限界状態線を若干上回り、その後限界状態線に近づくような挙動をしているが、その上回りは顕著ではない。有効応力表示では、セメンテーション等により構造が発達した粘土でない限り限界状態線を大きく上回ることはなさそうである。強度(最大偏差応力)という点から言うと、正規圧密と過圧密では、排水試験では比較にならないほ

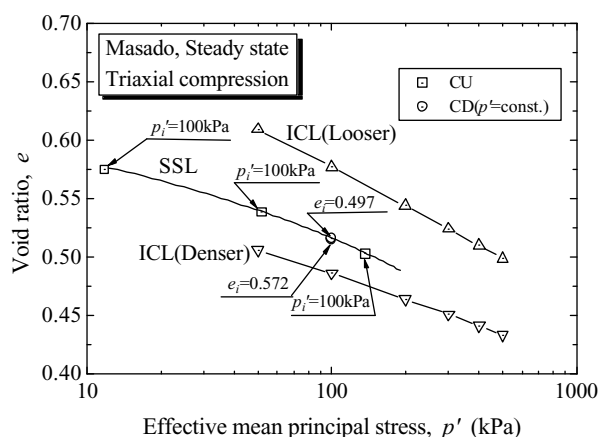
図 18: 豊浦砂の限界状態 ($e - \log p'$)

どの大きな差が現れることになる。つまり、有効応力表示のせん断抵抗角 ϕ' は過圧密比によってさほど変化しないが、全応力で考えた場合には、強度定数は大きく変化するということである。全応力の取り扱いか、有効応力の取り扱いか、常に細心の注意を払っておく必要がある。

米山粘性土の非排水圧縮試験結果を図 16 に示す。米山粘性土では、応力経路に変相点が現れている。これは、図 12 の正規圧密土の排水試験結果でも、正のダイラテンシーが現れることから理解できる。カオリン粘土からわかるように、純粋な粘土では変相点は現れにくい、砂分が含まれてくると膨張しようとするダイラテンシー特性が卓越し始め、変相点が現れやすくなるようである。純粋な粘土と粘性土の非排水せん断挙動の大きな違いはこの点であろう。

5 破壊と限界状態

限界状態という概念は、イギリスのケンブリッジ大学のグループ [3] により粘土に対して導かれたもので、土の挙動を論じる上で重要な役割を果たしている。限界状態 (critical state) とは土がせん断により大変形したときの状態 (挙動) を意味しており、初期状態にかかわらずせん断される土は常にその状態に

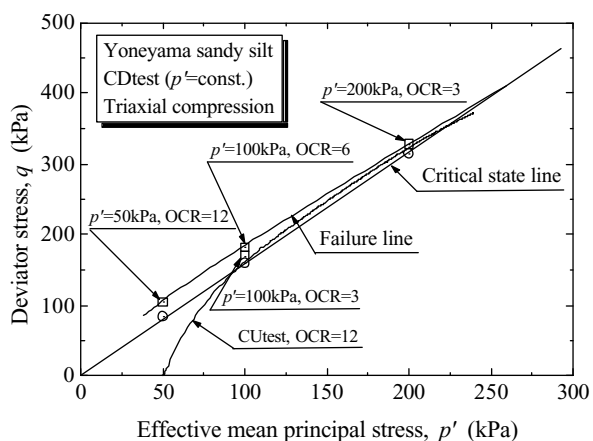
図 19: まさ土の限界状態 ($e - \log p'$)

向かって収束する。この状態を表すのに、 $q - p'$ 平面と $e - \log p'$ 平面が使われる。砂の場合もこのような状態は存在するが、ここではこれを定常状態 (steady state) と表現することにする。非排水試験の破壊線に関しては、これまで応力径路を $q - p'$ 平面に図示してきているのでそれを参考にしていきたい。

5.1 破壊線と限界状態線

豊浦砂の p' 一定排水試験による破壊線は、図 17 のように描くことができる。1 種類の拘束圧でしか実験結果がないが、飽和砂に粘着力はないと考えられるので、モール・クーロンの破壊規準に従うと仮定すると原点を通る直線となる。図より破壊線は間隙比に依存しており、密なほど破壊線の傾きが大きくなるのがわかる。間隙比の大小によるダイレイタンス特性の相違は、インターロッキングと呼ばれる土粒子同士のかみ合わせに起因しており、これが砂の内部摩擦角 ϕ' を変化させるのである。密であっても大変形した後は、ひずみ軟化によりゆるい砂の破壊線に近づいてくる。つまり、ゆるい砂の破壊線は定常状態線と一致する。またこれは、非排水せん断時の破壊線とほぼ等しいようである。

図 18 に豊浦砂の定常状態線 ($e - \log p'$) を示す。数点をのぞいて、ある線上 (定常状態線) に集まって

図 20: 米山粘性土の破壊と限界状態 ($q - p'$ 平面)

きているようである。定常状態線から離れている点は、どれも密な砂である。密な砂の体積ひずみ特性を見ると、この程度のひずみレベルでは膨張傾向が収まっていないことがわかる (図 10)。まだ収束していない点については、図中に矢印でその変化方向を示しておいた。もう 1 つの理由として、密な砂の排水試験では、明確なせん断帯が形成され、ひずみがそこに集中してしまう。全体的に変形すれば、さらに大きな膨張傾向を示し、定常状態線に近づくであろう。参考のために、この図中に、ゆる詰め状態の等方圧密線を示しておいた。定常状態線がゆる詰め状態の等方圧密線より上に位置し、傾きが大きいということは、豊浦砂はせん断により膨張しやすいが、拘束圧が大きくなっていくと圧縮傾向を示し出すことを物語っている。

図 19 にまさ土の定常状態線 ($e - \log p'$) を示す。どの点も定常状態線上に集まってきているのがわかる。これは、排水、非排水せん断特性のところでも述べたように、豊浦砂に比べまさ土はすべての値が収束しやすい (定常状態に至りやすい) からである。限られた拘束圧の範囲であるが、定常状態線と等方圧密線の傾きはほぼ等しくなっている。

図 20 に p' 一定排水試験による米山粘性土の破壊線と限界状態線を示す。過圧密比 12 の非排水試験の応力径路を参考のため描いておいた。正規圧密粘土

の破壊線は限界状態線と一致するが、過圧密粘土では限界状態線の上に破壊線がきている。これは、過圧密粘土がピークを示すからであり(図12)、ピークを示した後は、ほぼ限界状態線上に落ち着く。ここに示した過圧密粘土の破壊線は、有効拘束圧 600kPa で等方圧密した供試体に対して、それぞれ所定の応力まで除荷してせん断を行った結果である。図からわかるように、拘束圧の大きいところでは(過圧密比が小さい)、破壊線は限界状態線に一致するが、拘束圧が小さくなると(過圧密比が大きい)、限界状態線から離れてくるのがわかる。過圧密の破壊線は、直線ではなく曲がっているが、直線で近似すると、せん断抵抗角 ϕ' は小さくなり、粘着力 c' が表れるということになる。砂は密になると内部摩擦角が大きくなるが、過圧密粘土は粘着力が大きくなり、内部摩擦角(せん断抵抗角)が小さくなるを考える。砂の破壊規準は初期間隙比に依存し、粘土のそれは応力状態がいかに変化するか(応力履歴)によって決定されると考えるのである。このことより、破壊規準を支配するのは、砂の場合は密度であり、粘土の場合は応力履歴であるといえる。

図21に非排水試験によるカオリン粘土の限界状態線を示す。等方圧密線と平行に限界状態線が引けることがわかる。図22に排水試験による米山粘性土の限界状態線を示す。数点をのぞいて、等方圧密線と平行に限界状態線が引けそうである。限界状態線から離れている点は、どれも過圧密比が大きい土である。このような過圧密比が大きい土の体積ひずみ特性を見ると、まだ膨張傾向が収まっていないことがわかる(図12)。離れている点については、図中に矢印でその体積変化方向を示しておいた。もう1つの理由として、過圧密比の大きい粘土の排水試験では、明確なせん断帯が形成され、ひずみがそこに集中してしまう。全体的に変形すれば、さらに大きな膨張傾向を示すであろう。これらの理由は砂と全く同じであり、非常によく似た現象が起こっていることが理解できる。一方、粘土の非排水試験では、限界状態に至りやすく、また変形の局所化も起こりにくい。この理由により、図21ではきれいにデータがそろっているのである。

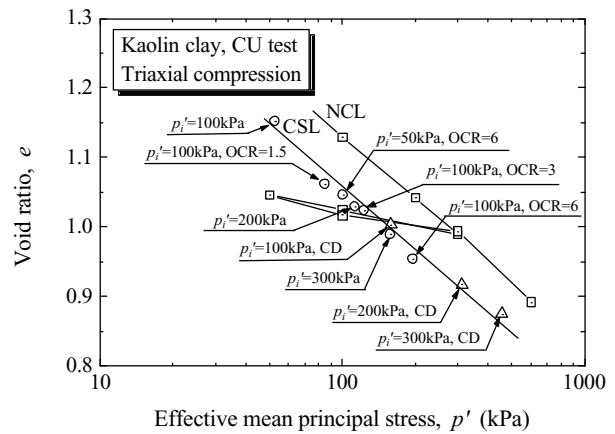


図 21: カオリン粘土の限界状態 ($e - \log p'$)

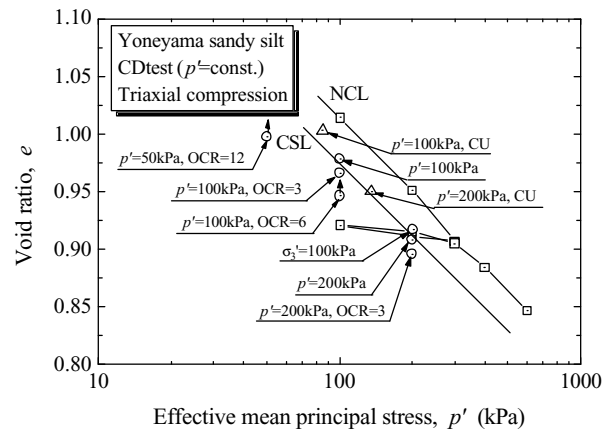


図 22: 米山粘性土の限界状態 ($e - \log p'$)

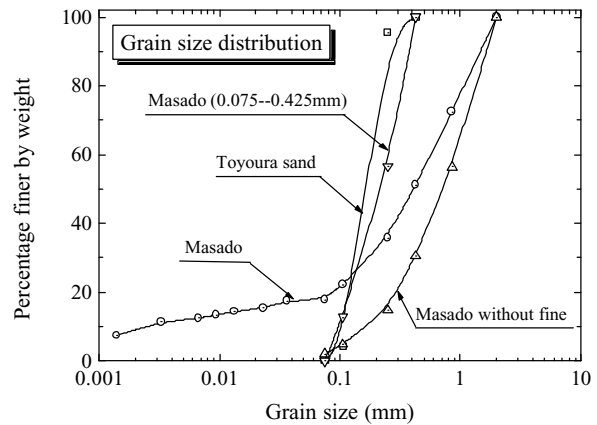


図 23: 粒度調整したまさ土の粒径加積曲線

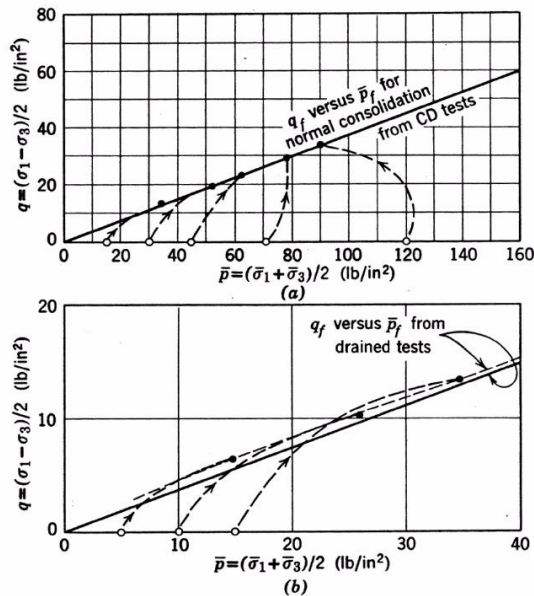


図 24: 過圧密粘土の破壊線 (Lambe and Whitman, 1969)

5.2 過圧密粘土の破壊線に関する考察

過圧密粘土の破壊線は、図 24 に示すように、正規圧密粘土の破壊線の上に位置し、排水でも非排水でもほぼ同じ破壊線となる、という考えが定説になっているのではなかろうか。これらは、Henkel(1956) や Lambe and Whitman(1969) の論文に端を発すると思われる。確かに図 24 では、非排水試験での応力径路が、過圧密粘土の排水試験の破壊線上にきているようである。しかし今回の過圧密粘土の実験では、非排水試験で破壊線は、正規圧密粘土の破壊線とほぼ同じ、もしくは、若干上にくる(図 15)程度であろうか。p'一定排水試験による米山粘性土の破壊線(図 20)に、過圧密比 12 の非排水試験の応力径路を描いておいた。この図からもわかるように、過圧密粘土の非排水試験では、応力径路は正規圧密粘土の破壊線(限界状態線)と過圧密粘土の排水試験の破壊線の間を通り、最終的には限界状態線に近づくといえる。これは、これまでの定説とは若干違っ

ている。土も違うしせん断速度も違うので、細かなところでは差異が生じてもおかしくはない。ただし、Henkel(1956) の論文を詳細に読んでみると、Weald Clay は圧密時間 2~3 日で、排水せん断は破壊まで 25~30 時間要した、London Clay は圧密時間 3~4 日で、排水せん断は破壊まで 48 時間要した、と記述されている。今回の試験を同様の表現で述べると、米山粘性土は圧密時間約 2 時間で、排水軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a = 0.008 \%$ /min で行っている。最低この程度は遅くしないと、完全排水状態が保証できないのである。Henkel(1956) の実験では、Gibson and Henkel(1954) の結果をもとにせん断速度を設定してはいるが、せん断が速すぎて供試体内に間隙水圧が発生し、あまり強度があらわれず、非排水の過圧密粘土の破壊線とほぼ等しくなっているのではないかという疑念は残る。

6 まさ土の特殊性に関する考察

ここではまさ土の特殊性について考えてみよう。まさ土と豊浦砂の違いは、物理特性を基に、以下の事項が挙げられる。

- 細粒分の影響
- 粒子破碎の影響
- 粒度分布の影響

これらの影響を調べるために、水洗いにより細粒分を取り除いた“細粒分なしまさ土”，この細粒分なしまさ土をふるい分けにより豊浦砂に近い粒度分布にした“均等粒径まさ土”を用いた。これらの粒径加積曲線を図 23 に示す。

ここでは、非排水繰返しせん断試験結果を用いて考察を行う。図 25 に豊浦砂、図 26 にまさ土、図 27 に細粒分なしまさ土の結果を示す。豊浦砂では、繰返し载荷により有効応力がほぼゼロに至るが、せん断ひずみが大きくなると有効応力が回復するサイクリックモビリティを呈している。一方まさ土は間隙水圧がある程度上昇した状態で、ひずみが大きく

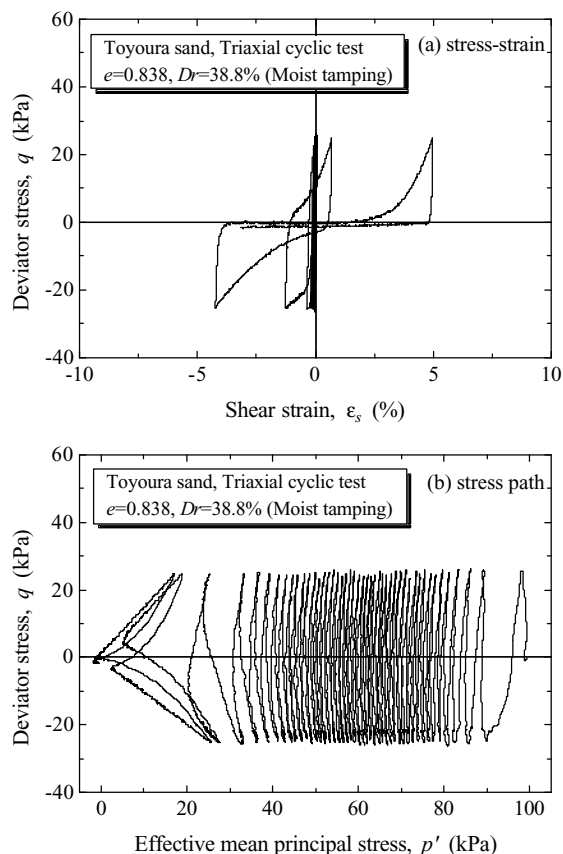


図 25: 豊浦砂の非排水繰返しせん断試験

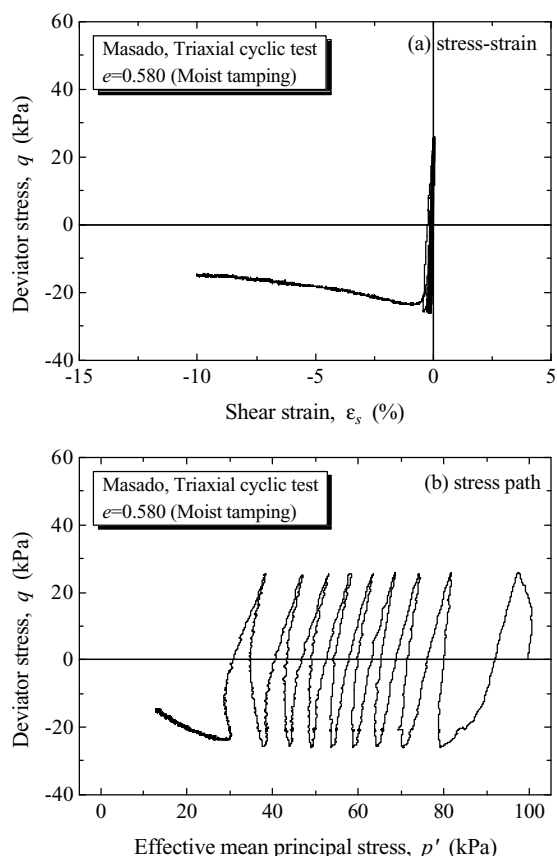


図 26: まさ土の非排水繰返しせん断試験

進展してしまい、このときに強度回復は起こらない。これらは、単調載荷の結果(図 14)からもある程度は予想ができる。細粒分なまさ土はどうであろうか。図 27 からわかるように普通のまさ土とほとんど挙動が同じで、やはりサイクリックモビリティに至っていない。結局、このようなダイランシー挙動を説明するには、細粒分の影響だけでは不十分である。

せん断中に粒子破碎が起こると、そのダイランシー挙動に影響することは明らかである。そこで、実験後に粒度分布を調べてみた。図 28 に実験前と実験後(せん断後)の細粒分なまさ土の粒径加積曲線を示す。違いはそれほど顕著でないが、実験後明らかに細粒分が増えているのが確認できた。これは、

土粒子の角が欠けて細粒分が増えたものと考えられる。圧密後にも、粒度試験を実施したが、粒子破碎は起こっているようである。圧密後とせん断後の粒度分布の差は、実験誤差範囲に入ってしまったようで、有意な差は観察できなかった。つまり粒子破碎の大部分は圧密時に起こっているのかもしれない。ただし、豊浦砂より粒子破碎を起こしやすいことは明らかであり、この粒子破碎がダイランシー挙動に影響を与えていることは十分考えられる。

図 29 に均等粒径まさ土の非排水繰返しせん断試験結果を示す。図からわかるように、これまでまさ土ではサイクリックモビリティが現れなかったにもかかわらず、ここでは現れている。このことより、粒径が均等な砂は正のダイランシーを起こしやすい

いと言える。粒度分布は、砂質土のダイレタンシー特性を左右する重要な因子と言えよう。

7 固有異方性と誘導異方性

ここで固有異方性と誘導異方性について簡単に説明しておこう。厳密な定義は難しいが、土が本来持っている、つまり堆積時の土粒子配列による構造異方性を固有異方性、応力によって生じる構造異方性を誘導異方性という。砂は堆積時にいろいろな密度が設定でき、圧密によってはほとんど体積変化を起こさないことより、固有異方性が卓越していると考えられることができる。均等粒径まき土では、非常に強い異方性を示した。均等粒径まき土を目で注意深く観察すると、豊浦砂より角張っており、かなり扁平な粒子も混じっているのがわかる。この理由により、強い異方性が発生するものと考えられる。

通常は、直径約1cmの丸棒で突き固めることにより試料を作製したが、図29に示した均等粒径まき土は、試料作製時に細い棒を試料に突き刺すことにより、粒子の配列構造を乱したものである。重力場で堆積させる以上、空中から降らせようと、水中に堆積させようと、程度の差はあるが、異方性が現れる。異方性を取り除きたいときに、細い棒を試料に突き刺すことはかなり有効である。図30に直径約1cmの丸棒で突き固めた均等粒径まき土の非排水繰返しせん断試験結果を示す。圧縮時に比べ、伸張時に大きく間隙水圧が上昇しており、強い異方性を示していることがわかる。この場合は、ほぼ1サイクルで液状化に至っているが、構造を乱した場合は(図29)、ほぼ同じ密度であるにもかかわらず、大きく液状化抵抗が増していることがわかる。つまり密度管理だけでは不十分で、異方性と載荷荷重の両方を総合的に考えた上で、安全性を評価する必要がある。

誘導異方性もなかなかおもしろい。土は、応力履歴を覚えており、また適度に忘れるのである。ただし、その応力履歴の影響範囲は複雑で、三次元でよく観察してみると、我々はなにもわかっていないのだなという感はいくつか拭い去れない。筆者らも誘導異方性

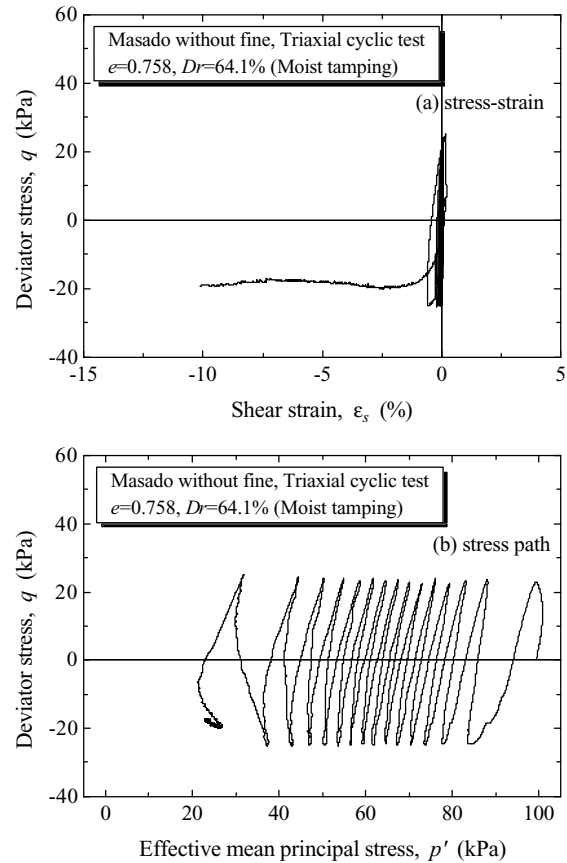


図 27: 細粒分なしまき土の非排水繰返しせん断試験

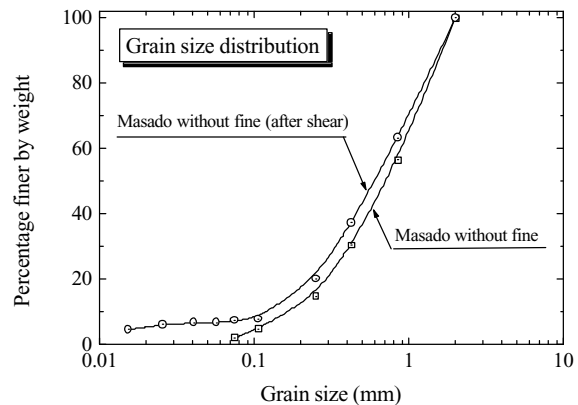


図 28: 実験後のまき土の粒径加積曲線

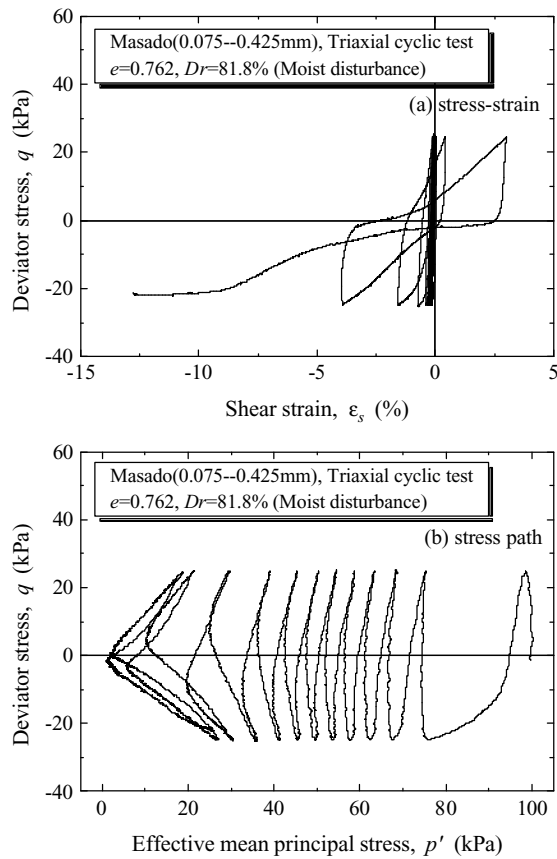


図 29: 均等粒径まさ土の非排水繰返しせん断試験

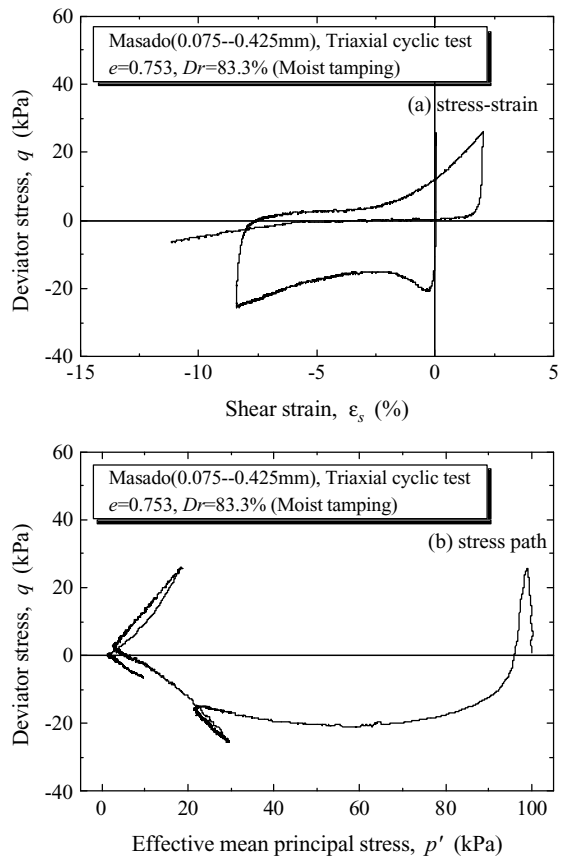


図 30: 均等粒径まさ土の固有異方性

に関する研究を実施したことがあるが、その方法はかなりマニアックであるので、ここでは割愛する。興味ある方は、参考文献 [7] を参照していただきたい。

謝辞

これまでの土質力学では、何編かのえらく古い論文より実験結果を持ち出して、土の挙動を論じる場合が多かった。確かに、その論文にオリジナリティーがあるのであろう。しかし、結果の寄せ集めでなく、統一的なデータ提供はないものかと常々感じていた。そこで本論文は、引用論文は最小限に押さえ、できるだけ手持ちのデータから土の力学特性について論じる、というコンセプトに基づきまとめあげたもの

である。

ここに掲載した実験データは、長岡技術科学大学地盤研究室において、筆者の研究課題や研究室の実験ゼミで得られたものを抽出したものである。多大な労力を必要とする実験結果は、研究室の学生諸君の協力により得られた。ここに、深く感謝の意を表します。今後はこのような基礎的なデータを、インターネットを通して、図表だけでなくデジタル値(実測、計算値)としての提供も考えている。さらに、このような実験も付け加えると、研究上また教育上有用であるという意見がございましたら、連絡いただければ幸いです。現在これらの結果は研究室で眠っているだけですが、みなさんに有効に利用いただければ幸いです。

参考文献

- [1] Coop, M. R. and Lee, I. K., “The Behaviour of Granular Soils at Elevated Stresses”, Predictive Soil Mechanics, Proc. C. P. Wroth Mem. Symp., London, pp. 186 – 198, 1993.
- [2] 杉本光隆, 河邑眞, 佐藤勝久, 土居正信, 豊田浩史, 吉村優治., “土の力学”, 朝倉書店, 2000.
- [3] Schofield, A. and Wroth, P., “Critical State Soil Mechanics”, McGraw-Hill, 1968.
- [4] Lambe, T. W. and Whitman, R. V., “Soil Mechanics”, John Wiley & Sons, Inc., 1969.
- [5] Henkel, D. J., “The Effect of Overconsolidation on the Behavior of Clays During Shear”, Géotechnique, Vol. 6, No. 4, pp. 139 – 150, 1956.
- [6] Gibson, R. E. and Henkel, D. J., “Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drained Strength”, Géotechnique, Vol. 4, No. 1, pp. 6 – 15, 1954.
- [7] Toyota, H., Sakai, N. and Nakamura, K., “Mechanical Properties of Saturated Cohesive Soil with Shear History Under Three Dimensional Stress Conditions”, Soils and Foundations, Vol. 41, No. 6, pp. 97 – 110, 2001.