

# ミニチュアプレッシャーメータ試験による粘性土の 非排水せん断強度の評価

## UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF CLAY OBTAINED FROM MINIATURE PRESSUREMETER TEST

深川 良一\*・太田 秀樹\*\*・杉村 均\*\*\*

By Ryoichi FUKAGAWA, Hideki OHTA and Hitoshi SUGIMURA

A series of miniature pressuremeter tests were carried out in a triaxial cell to evaluate the undrained shear strength obtained from the pressuremeter tests on normally or over-consolidated clay. To compare with these results, triaxial compression and extension tests were conducted simultaneously. Four kinds of the evaluating methods which have been already proposed were used to estimate the undrained shear strength related with the pressuremeter. As a result, the undrained strength obtained from the Stress-Strain Method, in which no functional form of stress-strain relation is assumed, was found to be in a best accordance with those obtained from the triaxial extension tests and estimated from the elasto-plastic constitutive model. Semi-Log Method which is simpler if compared with the Stress-Strain Method was found to be effective for normally-consolidated clay.

Keywords : pressuremeter, undrained shear strength, clay, laboratory test, triaxial test

### 1. 緒 言

プレッシャーメータ試験より粘性土の非排水せん断強度を求めようという試みは特にセルフポーリングタイプのプレッシャーメータ試験が開発されて以来数多くなされるようになってきた。しかしながら得られた非排水せん断強度の評価に関しては、三軸試験結果などと比較して一般に過大に評価するもの (Windle and Wroth (1977)<sup>1)</sup>, Ladd ら (1980)<sup>2)</sup>, Lacasse ら (1981)<sup>3)</sup> etc.) およびほぼ同等の  $c_u$  を与えるとするもの (Mori (1981)<sup>4)</sup>, Battagrio ら (1981)<sup>5)</sup>, 大河内ら (1983)<sup>6)</sup>, Ferio and Briaud (1986)<sup>7)</sup> etc.) に大別される。これらの結果は地盤条件、試験装置、試験方法および解釈方法の影響を強く受け、またその影響の評価方法が確立していないために、結局プレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度  $c_{uPM}$  の評価については定見がないというのが現状であろう。

したがって本論文では攪乱などの影響が入りにくく、

境界条件のよりはっきりしている室内三軸セル内でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、いわば理想的な条件下でプレッシャーメータ試験が行われた場合の  $c_{uPM}$  の基本的特性について調べることを目的としている。粘性土に対するこの種の試験を三軸セル内で行った例としては、Gangopadhyay and Nasr (1986)<sup>8)</sup>がある。彼らは、中空円筒供試体に対する平面ひずみ条件下でのプレッシャーメータ試験 (内圧増加試験) を行い、 $c_{uPM}$  の推定法の適用性を調べた。結局、推定法による差の大きいこと、推定法によっては三軸強度と同等の  $c_u$  を与えることなどを明らかにした。本論文で用いた試験装置は厳密な意味では平面ひずみ条件が成立しているかどうか確認することができないが、より実際の条件に近い条件下で、しかも原地盤上でのプレッシャーメータ試験では結果の解釈に多大な影響を及ぼす孔壁攪乱の影響をできるだけ排除してとり行われている。

本論文ではまずミニチュアプレッシャーメータ試験について述べる。次に、比較のために行った三軸圧縮・伸長試験について説明する。さらにプレッシャーメータ試験から非排水せん断強度  $c_{uPM}$  を決定するいくつかの手法について述べ、各手法から正規圧密粘土、過圧密粘土に対して得られた  $c_{uPM}$  の特性を、上記の三軸セル中での試験結果に基づいて調べている。

\* 正会員 工博 愛媛大学講師 工学部海洋工学科  
(〒790 松山市文京町3)

\*\* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科  
(〒920 金沢市小立野2-40-20)

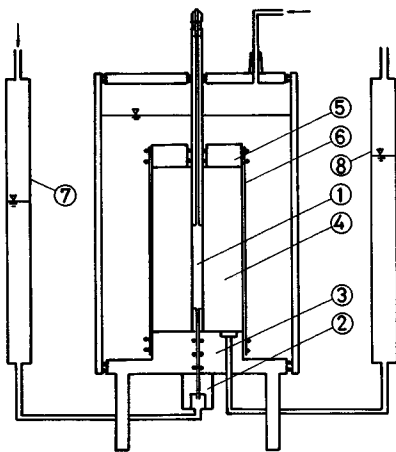
\*\*\* 工修 地域振興整備公団  
(〒100 千代田区震ヶ関3-8-1)

## 2. 粘性土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験

### (1) 実験装置

装置の概略を Fig. 1 に示す。以下、Fig. 1 中の番号に従い、個々の部分について説明する。

プレッシャーメータ膨張用プローブ①は、金属パイプに穴をあけ、メンブレンをかぶせ、液圧で膨張させるものである。プローブの高さは100 mm、直径は膨張部分で15.6 mm である。膨張用プローブには厚さ0.2 mm のメンブレンを2枚かぶせるため実際のプローブ直径は16.4 mm となる。プローブは連結した外径6 mm、内径3 mm のパイプを通して水圧をかけ膨張させる。プローブ内に気泡が混入していると体積変化を正確に計測できないから、プローブ上端まで中空にし、上端にワンタッチジョイントを取り付け脱気できるようにした。また、その脱気作業を容易にかつ試料に攪乱を与えないために、プローブ上端がセル外に出るようにした。供試体直径は100 mm、高さはおよそ200 mm であり、中心部に膨張部が入るための直径17 mm の円孔を有する。供試体用メンブレンは、内径100 mm、厚さ1.2 mm のものを用いた。本実験においては供試体の直径が有限であるから境界条件が実際の地盤とはかなり異なるおそれがある。深川ら (1985)<sup>9)</sup> は弾性理論に基づいて上記の問題を検討したが、本実験では供試体と膨張用プローブの直径の比 (6.10) はさほど大きくないものの、膨張圧と拘束圧の比が最終的に高々2.0程度にとどまるため、結果的に境界条件の相違は無視し得るほどであることがわかった。供試体中心から外壁までの距離を  $r=r_0$  とす



①expansive probe ②connector for injecting water to expansive probe ③pedestal ④specimen ⑤cap ⑥membrane ⑦burette for measurement of injected water volume to expansive probe ⑧burette for measurement of water volume expelled from or drawn into specimen

Fig. 1 Outline of miniature pressuremeter.

れば、たとえば三軸供試体と半無限地盤における  $r=r_0$  での半径方向応力の差は高々2, 3% であると推定できる。

膨張部注入量計測用ビュレット⑦はコンプレッサーからの空気圧を液圧に変え、圧力注入用ジョイント②を経て膨張部に圧力を伝えるものである。最大容量が25 cm<sup>3</sup> で、最小目盛0.01 cm<sup>3</sup> のものを用いた。また、排水量計測用ビュレットは圧密時の排水量を計測するためのもので、バックプレッシャーをかけることが可能である。用いたビュレットは最大容量50 cm<sup>3</sup>、最小目盛0.01 cm<sup>3</sup> である。供試体が大きく、排水量がビュレットの最大容量を越えることがあったため、排水系統に水抜き用のコックを取り付けた。

### (2) 試料

市販の粉末状深草粘土を200  $\mu$  のふるいでふるい分けし、通過したのを用いた。LL=52%, PL=32%, PI=20% である。

### (3) 実験方法

本章の実験では明確な境界条件、および孔壁の不攪乱を目的としているから供試体のセット等に細心の注意を払った。以下順を追って説明を加える。

1) 予備圧密 上述の200  $\mu$  のふるいでふるい分けした粉末状の深草粘土を、土粒子実質部分に対し、液性限界の2倍、すなわち92%の水を混ぜ、24時間攪拌する。そのあと48時間放置し、続いて再度24時間攪拌する。その泥状の試料を内径100 mm の圧密容器に注ぐ。圧密容器の中心には外径17 mm のステンレス棒を設置している。圧密容器、ステンレス棒には摩擦低減のためあらかじめシリコングリースを塗布しておく。2日間自重圧密させた後、死荷重によって4.9, 14.7, 29.4, 49.0 kN/m<sup>2</sup> の4段階、おのおの一次圧密終了を確認したうえで段階載荷していく。なお、載荷キャップは20 mm の厚みがあり、また、中心をステンレス棒で保持されているから、ほぼ水平な状態を保持したまま沈下する。49 kN/m<sup>2</sup> まで載荷して一次圧密が終了した後、一挙に除荷して2日以上膨潤させる。これは試料を均一にするためである。

2) ステンレス棒引き抜き (Fig. 2 (a)) その後、実験装置のペダスタル上に、シリコンオイルを塗布した2枚のゴム膜とテフロンシートをあらかじめ重ねておき、その上に予備圧密容器を据え付け、中の直径17 mm のステンレス棒を図のようにモーターで静かに引き抜く。

3) 膨張用プローブの挿入 (Fig. 2 (b)) ステンレス棒を引き抜いた後の孔にプレッシャーメータ膨張部を挿入する。膨張部の直径は約16.5 mm、ステンレス棒を引き抜いた後の孔の直径は17 mm で、直径にして

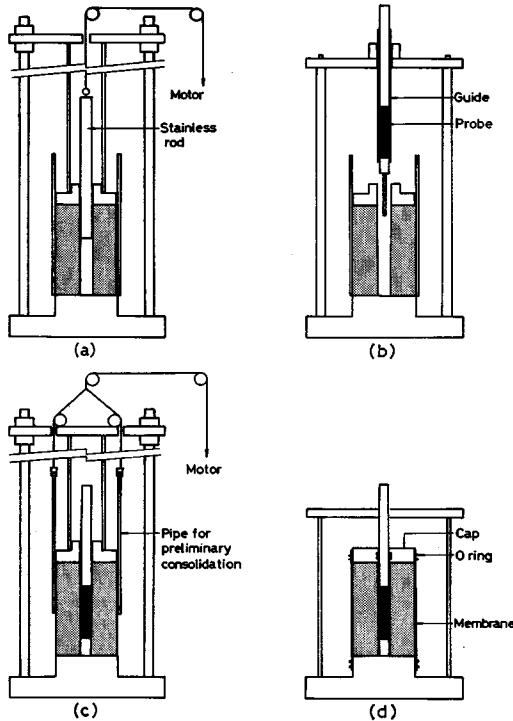


Fig. 2 Setting of specimen in miniature pressuremeter test.

約 0.5 mm の空隙があるため、試料が不飽和となるおそれがある。そこで、孔をあらかじめ脱気水で満たしてから、膨張部を挿入する。また、試料に攪乱を与えることなく、膨張部を鉛直に挿入するために、鉛直に固定された内径 17 mm の金属パイプをガイドとして鉛直に挿入する。挿入した後、膨張部を固定する。孔の直径 17.0 mm および膨張用プローブ直径 16.5 mm の差は、孔壁の土要素で最大 3 % の円周方向ひずみを与えることになるが、プローブ挿入後、より大きな等方圧力で供試体全体を圧密することにより、この影響はかなり軽減できるものと考えている。

4) 予備圧密容器取り外し (Fig. 2 (c)) 予備圧密容器をモーターで図のように静かに引き抜く。

5) 三軸セル内での供試体セット (Fig. 2 (d)) むき出しになった試料の側面にドレーンをまき、上端に下端と同じくシリコンオイルを塗布したゴム膜 2 枚 (厚さ 0.7 mm) とテフロンシート 1 枚 (厚さ 0.2 mm) を重ね、その上にキャップを置く。次に試料にメンブレンをかぶせ、Oリングで固定し、三軸セルをセットする。

6) 注入量測定システムの脱気 最後に突き出た膨張部の末端に装着してあるワンタッチジョイントから脱気を行う。脱気は負圧をかけて行うが、試料自体に負圧が作用することはない。脱気水を数回循環させ、また、その後約 30 分負圧をかけることにより、膨張部内の気泡を

除去する。

7) 等方圧密 以上で試料のセットが終了する。続いて等方圧密を行う。膨張部の内圧は背圧と等しくし、試料の圧密終了時の間隙水圧と膨張部の内圧をつり合わせるようにした。ただし、このことは膨張部周辺の粘土中で有効応力がゼロになることを意味するのではない。なぜなら膨張用メンブレンは多数の孔をあけた金属パイプの外側に被せてあるので、膨張部付近の土にかかる全応力は金属パイプからの反力として存在するからである。膨張部の内圧は単に周辺粘土の金属パイプ内への侵入を防ぐためにかけられている。

8) プレッシャーメータ試験 試料の一次圧密終了を確認し、排水コックを閉じて非排水状態にした後、膨張部の拡張を行う。初期状態において膨張部の内圧は背圧と等しくとり、試験はその状態を基準状態として行うことになる。内圧は  $9.8 \text{ kN/m}^2$  ずつ上げ、1 段階 2 分間経過した後注入量を計測する。計測に際しては、プローブゴム膜の張力を考慮して注入圧の補正を行っている。今回は正規圧密試料 (有効圧密圧力  $\sigma'_{ci} = 98 \text{ kN/m}^2$ ) および過圧密比 2, 4 の過圧密試料 ( $\sigma'_{ci} = 98 \text{ kN/m}^2$ , 先行有効圧密圧力  $\sigma'_{co} = 196, 392 \text{ kN/m}^2$ ) について実験を行った。

### 3. 三軸圧縮・伸長試験

前節のミニチュアプレッシャーメータ試験結果との比較を行うために、同一の試料を用いて三軸圧縮・伸長非排水せん断試験を行った。

#### (1) 試料

ミニチュアプレッシャーメータ試験と同じく、市販の粉末状の深草粘土を用いた。これを  $200 \mu$  のふるいでふるい分け、前節と同じ方法で繰り返し、内径 30 cm の圧密容器中で圧密した。

#### (2) 実験方法

供試体寸法は、圧縮試験では直径 35.0 mm、高さはほぼ 60 mm である。伸長試験でも直径 35.0 mm であるが、高さについては、圧縮試験のように高さ/直径比が大きいとせん断中くびれが生じ、応力が供試体に均一に生じなくなるおそれがあるため、直径とほぼ等しい 35 mm 程度とした。

等方圧密およびせん断試験においては背圧として  $98 \text{ kN/m}^2$  の圧力をかけた。一次圧密終了を確認の後、排水コックを閉じ、非排水せん断試験を開始する。試験はひずみ制御・応力リラクゼーション方式で行う。具体的には、供試体に所定の軸ひずみを与え、そのまま放置し、一定時間後の軸差応力、間隙水圧を測定する。ひずみ段階は、0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0, 7.0, 9.0, 12.0, 15.0 % である。各段階の最大リ

ラクゼーション時間は120分で、ひずみを与えた直後から1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120分後の応力, ひずみを測定した。

実験は室内プレッシャーメータ試験と同様, 正規圧密試料(有効圧密圧力=98 kN/m<sup>2</sup>)およびOCR=2, 4の過圧密試料(有効圧密圧力=98 kN/m<sup>2</sup>, 先行圧密圧力=196, 392 kN/m<sup>2</sup>)について行った。

#### 4. プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の決定法

通常プレッシャーメータ試験から得られる情報は, いわゆるプレッシャーメータ膨張曲線(注入圧~内壁変位関係)しかない。この限られた情報をもとに従来より粘性土の非排水せん断強度を推定する手法が提案されてきた。これらの手法は次の3つに大別される。

① 粘土の非排水挙動を弾-完全塑性体で近似するもので, Gibson and Anderson (1961)<sup>10)</sup>, Menard (1965)<sup>11)</sup>, Windle and Wroth (1977)<sup>1)</sup>の手法がこれにあたる。

② プレッシャーメータ膨張曲線から直接非排水応力~ひずみ曲線を得ようというもので, Palmer (1972)<sup>12)</sup>, Ladanyi (1972)<sup>13)</sup>, Baguelinら(1972)<sup>14)</sup>, 太田(1979)<sup>15)</sup>, 太田ら(1984)<sup>16)</sup>などがこれにあたる。この手法は, i) 非排水条件, 平面ひずみ条件および軸対称条件下で変形する, ii) 地盤が均質・飽和である, iii) 地盤中の要素はすべて同じ初期応力を有し, また同じ応力~ひずみ関係に従う, という仮定のもとに成立している。Denby and Clough (1980)<sup>17)</sup>は, この手法と双曲線型応力~ひずみ関係を組み合わせ, 非排水せん断強度を推定する手法を提案している。

③ Prevost and Hoeg (1975)<sup>18)</sup>はひずみ軟化, 硬化挙動を増分型塑性理論を用いて定式化し, さらにこの理論をプレッシャーメータ試験に適用した。この理論に基づき, 得られたプレッシャーメータ膨張曲線にカーブフィッティング的な手法を適用することにより, 応力~ひずみ曲線すなわち非排水せん断強度を決定することが

できる。

本章では, これらの手法のうち特に, ①Gibson and Anderson (1961)<sup>10)</sup> (Elasto-Plastic Method, 弾塑性法とよぶ), ②Menard (1965)<sup>11)</sup> (Menard 法とよぶ), ③太田 (1979)<sup>15)</sup> (Stress-Strain Method, 応力ひずみ法とよぶ), ④太田ら (1984)<sup>16)</sup> (Semi-Log Method, 片対数法とよぶ)を用いて非排水せん断強度を求め, 各手法の特性を調べた。Prevost and Hoeg (1975)<sup>18)</sup>法については, 著者らの解析ではプレッシャーメータ膨張曲線の近似の良くない解析例が多かったため, 本論文では除外している。

##### (1) 非排水挙動を弾-完全塑性体で近似する手法

Gibson and Anderson (1961)<sup>10)</sup>は, プレッシャーメータ試験を半無限地盤中の空孔の水平方向等方荷重とみなし, 定式化した。変形は軸対称, 平面ひずみ条件下で生ずるものとした。また対象地盤として粘性土地盤が想定されているため, 非排水条件が仮定されている。

地盤が弾性域にあるとき, 注入圧増分  $\Delta p$  と体積増分  $\Delta V$  の関係は以下のように表わされる。

$$\Delta p = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \dots\dots\dots (1)$$

ここに,  $E_u$ : 非排水条件下の弾性定数

$\nu_u$ : 非排水条件下のポアソン比

$V_0$ : 膨張用プローブの初期体積

初期水平方向応力を  $p_0$ , 地盤の非排水せん断強度を  $c_u$  とすれば, 注入圧  $p$  が  $p_c (= p_0 + c_u)$  に到達した後,  $p \sim \Delta V$  関係は以下のように表わされる。

$$p = p_0 + c_u + c_u \ln \left\{ \frac{E_u}{2(1+\nu_u)c_u} \cdot \frac{\Delta V}{(V_0 + \Delta V)} \left( 1 - \frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \right) \frac{p_0}{c_u} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$p_L$  は  $\Delta V = \infty$  に対応する  $p$  として与えられるから,  $\Delta V / (V_0 + \Delta V) = 1$  とおけば,

$$p_L = p_0 + c_u \left( 1 + \ln \frac{E_u}{2(1+\nu_u)c_u} \right) \dots\dots\dots (3)$$

となる。

以上の Gibson and Anderson (1961)<sup>10)</sup>の提案した式(1)を用いて  $c_{uPM}$  の計算を行ったが, その際  $\nu_u = 0.5$  と仮定し,  $E_u$  を求め, また  $p_L$  は, 図的解法等により与えられるから, 結局式(3)を繰り返し計算により解けば,  $c_u$  を計算することができる。今回の室内試験結果を利用して  $c_{uPM}$  を求める場合, 式(3)中で,  $p_0$  はプレッシャーメータ試験より得られる内圧~孔壁変位関係において, 孔壁変位の明瞭に確認される立ち上がりの圧力として決定できる。本報告での実験においては  $p_0$  はほぼ拘束圧に等しい値を示した。  $E_u$  は内圧~孔壁変位関係より容易に求めることができる。  $p_L$  は円周方向

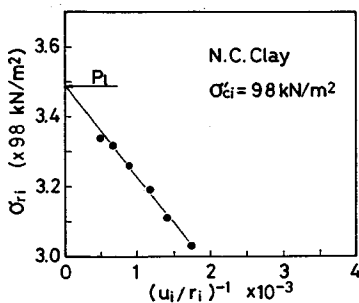


Fig. 3 Estimate of  $p_L$

ひずみの逆数  $1/u_i/r_i$  が 0 になる圧力として決定した。このことは  $p_L$  が  $e_0 = \infty$  に対応する  $p$  であることを意味する。決定の一例を Fig. 3 に示す。

Menard (1965)<sup>11)</sup> は多くの粘土地盤に対して式 (3) を適用し、経験的に決まる定数  $\alpha$  を含む次式を提案した。

$$c_u = \frac{p_L - p_0}{1 + \ln \frac{\alpha E_u}{2(1 + \nu_u)c_u}} \dots\dots\dots (4)$$

各地の粘土地盤に応じて  $\alpha$  を決定し、 $p_L - p_0$ 、 $E_u$  をパラメーターとする計算図から簡便に  $c_u$  を決定することができる。ただし、 $\alpha$  の力学的根拠は明確でない。 $p_L$  の決定については、Gibson and Anderson 法と同様である。なお後の計算に際しては通常よく用いられる  $\alpha = 2.5$ 、 $\nu = 0.5$ <sup>19)</sup> を採用している。

(2) プレッシャーメータ膨張曲線から直接応力ひずみ曲線を導く方法

この方法は、Palmer (1972)<sup>12)</sup>、Ladanyi (1972)<sup>13)</sup>、Baguelin ら (1972)<sup>14)</sup>、太田 (1979)<sup>15)</sup> らによって与えられている。本章では太田 (1979)<sup>15)</sup> の方法に基づいて非排水せん断強度を決定する。結局、応力～ひずみ関係が次式のように与えられる。

$$\sigma_r - \sigma_\theta = -2 \frac{u_i}{r_i} \cdot \frac{d\sigma_r}{d(-u_i/r_i)} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 $-u/r = e_0$  であり圧縮ひずみを正とする。また添字  $i$  は、孔壁における値であることを意味する。式 (5) を離散化し、数値計算により  $\sigma_r - \sigma_\theta$  を計算し、 $e_0$  に対してプロットすると、Fig. 4 のような応力～ひずみ曲線が得られる。この応力～ひずみ曲線より最大主応力差  $\sigma_r - \sigma_\theta (= 2c_u)$  を得ることができる。応力～ひずみ関係を導く過程で、生データを用いて直接数値計算を行ったのでは、Fig. 4 のようなスムーズな応力～ひずみ曲線を得ることができない。したがって、数値計算前に

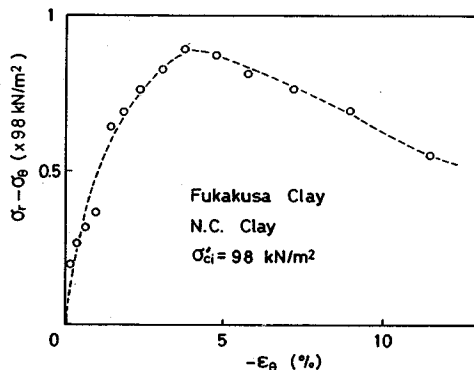


Fig. 4 Stress-strain relation obtained from Stress-Strain Method.

$p_L \sim u_i/r_i$  曲線のスムージングを行っている。スムージングは統計的手法を用いて行う方法もあるが、局部的な曲線の凹凸の改善には必ずしも有効でない場合が多く、むしろ曲線定規によるスムージングの方が通常の室内試験で得られるような滑らかな応力～ひずみ曲線を与えた。ただしこの方法では結果に個人差が現われるというおそれがある。試みに 10 人 (この種の処理に慣れていない人も含む) に曲線定規によるスムージングに基づき Fig. 4 のケースに対する  $c_{uPM}$  の決定を依頼したところ、結果は  $\pm 5.6\%$  というばらつきを示した。なお応力ひずみ法により推定された応力～ひずみ曲線では、ピーク強度が発揮された後のひずみ軟化特性が強調され過ぎるというきらいがあるから、求められた応力～ひずみ曲線の利用についてはその適用性に留意する必要がある。

(3) 片対数法 (Semi-Log Method)

(2) で求めた式 (5) を利用して片対数法が提案されている<sup>16)</sup>。非排水条件のもとで土が破壊し、残留強度が発揮される程度に変形が進行した状態を考える。破壊に達したのちの応力とひずみの増分を  $\Delta$  によって表わせば、結局、

$$\Delta \sigma_{ri} = c_u \Delta \ln \left( -\frac{u_i}{r_i} \right) \dots\dots\dots (6)$$

が得られる。すなわち、膨張圧  $\sigma_{ri}$  に対して円周方向ひずみの対数  $\ln(-u_i/r_i)$  をプロットすれば、最終の直線部分の勾配から  $c_u$  を求めることができる。Fig. 5 は、式 (6) を用いて半対数紙上にプロットしたデータから  $c_u$  を求めている例である (Fig. 3, 4 と同じ実験に対応している)。最終の直線部分を構成する数点のプロットから回帰分析により直線部分の勾配を機械的に決定することができるから、(2) の手法のような微妙なテクニックを必要としない。この手法は、ある程度変形が進行した後の主応力差が一定となるような残留状態を仮定している。この仮定が成立するようなあまりひずみ軟化挙動の顕著でないような粘性土については残留強度 = 最大せん断強度と考えることができるから、実用上簡便で非常

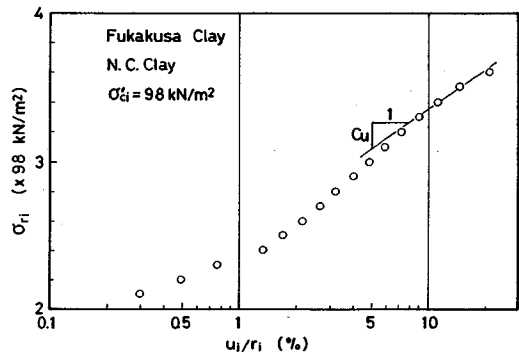


Fig. 5 Estimate of  $c_u$  by Semi-Log Method.

に有用な手法である。

ところで Windle and Wroth (1977)<sup>11)</sup>によれば、 $c_u$  は結局次式のように与えられる。

$$c_u = \frac{d\sigma_{ri}}{d \ln \left( \frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \right)} \dots \dots \dots (7)$$

微小ひずみを仮定すれば、式(7)において、

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} &\doteq \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{(r_i + u_i)^2 \pi - r_i^2 \pi}{r_i^2 \pi} \\ &= 2 \frac{u_i}{r_i} = -2 \epsilon_{oi} \end{aligned}$$

となり、結果的に式(6)と同様な意味をもつことになる。

5. プレッシャーメータ試験から異なる手法により決定された  $c_{uPM}$  間の相関

(1) 正規圧密粘性土における非排水せん断強度

正規圧密粘性土に対するプレッシャーメータ試験より得られた内圧～円周方向ひずみ関係を Fig. 6 に、また種々の方法により求められた非排水せん断強度  $c_u$  を有効圧密圧力  $\sigma'_{ci}$  に対してプロットしている (Fig. 7)。試料は、有効圧密圧力  $\sigma'_{ci} = 49, 98, 147, 196 \text{ kN/m}^2$  で等方圧密されている。

Fig. 7 から明らかなように、片対数法 (SL) から得られた  $c_{uPM}$  は、応力ひずみ法 (SS) によるピーク強度に対応する  $c_{uPM}$  にほぼ等しい。弾塑性法 (EP) による  $c_{uPM}$  は、応力ひずみ法による  $c_{uPM}$  のおよそ 0.6 倍であり、いずれの有効圧密圧力に対しても最下位に位置する。Menard 法 (M) による  $c_{uPM}$  は応力ひずみ法と弾塑性法の間中に位置する。

Menard (1956)<sup>20)</sup>は式(3)を次式のように表わし、

$$c_u = \frac{p_L - p_0}{2 K_b} \dots \dots \dots (8)$$

特に支持力の計算に用いる  $c_u$  を算定した。  $K_b$  は各地の粘土地盤に対して経験的に得られる定数である。 Table 1 に各研究者が式(8)の計算に用いた  $2 K_b$  の値を示している。 Ladd ら (1980)<sup>2)</sup>は、半経験的に  $2 K_b = 6 \pm 1.5$  であると主張している。式(8)は大変便利な式であるが、試みに、Denby and Clough (1980)<sup>17)</sup>のように、 $2 K_b = 5.5$  を用いて  $c_{uPM}$  の計算を行ったが、 $2 K_b = 4$  をとれば他の手法から求めた  $c_{uPM}$  に一致するという結果を得ることもあり、 $2 K_b$  の決定については慎重に対応する必要がある。

Fig. 7 中には三軸圧縮・伸長試験結果を合わせて示した。小西 (1982)<sup>24)</sup>が深草粘土に対して行った三軸圧縮試験結果も同時に示している。伸長試験より得られた  $c_u$  は応力ひずみ法あるいは片対数法より得られた  $c_{uPM}$

Table 1  $2 K_b$ -values in Eq. (8).

Researchers	$2K_b$	Soils
Lukas and LeClere De Russey(1976) <sup>21)</sup>	5.1	Chicago Glacial Clay etc
Marsland and Randolph(1977) <sup>22)</sup>	6.18	London Clay
Hughes et al(1980) <sup>23)</sup>	5.5	Coode Island Silt
Lacasse et al(1981) <sup>2)</sup>	5.5	Norwegian Marine Clay
Denby and Clough(1980) <sup>17)</sup>	6.0	San Francisco Bay Clay

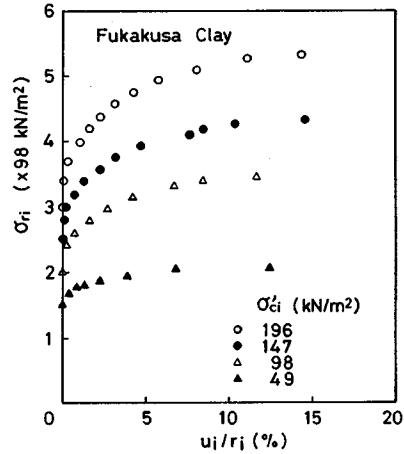


Fig. 6 Stress-strain relations for N. C. clay obtained from miniature pressuremeter tests.

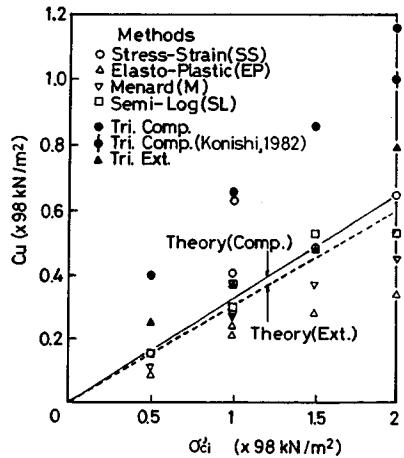


Fig. 7  $c_u$  of N.C. clay obtained from some estimation methods.

と良好な一致を示した。この傾向は砂質土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験、三軸圧縮および伸長試験より得られた弾性定数の相互関係と定性的に、あるいはほぼ定量的に一致するものである<sup>25), 26)</sup>。プレッシャーメータ試験のせん断時の応力経路は、弾性体を仮定すれば三軸圧縮試験と三軸伸長試験の中間的なものとなるが<sup>25)</sup>、実際はより三軸伸長試験の応力経路に近いことを示唆する結果である。

Ohta and Nishihara (1985)<sup>27)</sup>は、等方圧密粘土に対する非排水せん断強度  $c_u$  を弾塑性構成式に基づき式 (9) のように定式化し、多くの室内試験結果をもとにその有効性を実証している。

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{ci}}\right)_{NCI} = \frac{M}{2} \exp(-\Lambda) \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 $(c_u/\sigma'_{ci})_{NCI}$  は等方圧密された正規圧密粘土の強度増加率である。また、 $\sigma'_{ci}$  : 有効圧密圧力、 $M$  : critical state parameter、 $\Lambda$  : irreversibility ratio である。三軸圧縮および伸長試験より実測された  $M$  値 (おのおの 1.74, 1.15) および  $\Lambda = M/1.75$ <sup>28)</sup> なる関係をもとに  $c_u/\sigma'_{ci}$  値の計算を行った。Fig. 7 中にこれらの結果を示

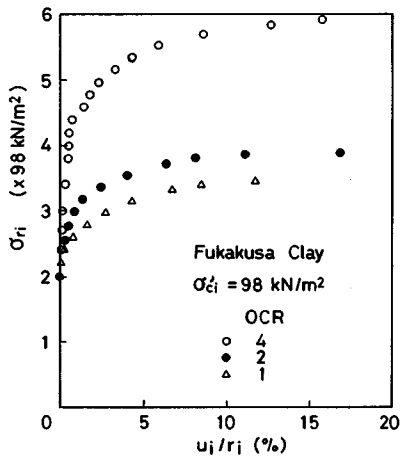


Fig. 8 Stress-strain relations for O.C. clay obtained from miniature pressuremeter tests.

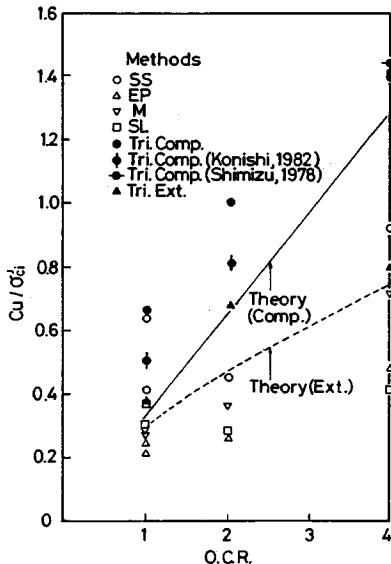


Fig. 9  $c_{uPM}$  of O.C. clay obtained from some decision methods.

している。計算結果は、特に三軸圧縮試験の結果を予測し得ているとはいいがたいが、これは三軸圧縮試験より得られた  $c_u/\sigma'_{ci}$  が通常の正規圧密粘性土に対する値より大きいことを考慮すれば、試料の特殊性ということに帰着できるだろうか。それでも、三軸伸長状態に対応する計算結果が、三軸伸長試験の結果や応力ひずみ法あるいは片対数法より求めた非排水せん断強度に近い値を示しているのは興味深い。ある特定の粘土に対する結果であるから即断はできないが、 $c_{uPM}$  の解釈に関して示唆に富む結果である。

(2) 過圧密粘性土における非排水せん断強度

過圧密粘性土に対するプレッシャーメータ試験より得られた内圧-円周方向ひずみ関係を Fig. 8 に示した。また、種々の方法により求められた非排水せん断強度  $c_{uPM}$  を過圧密比 OCR に対してプロットしている (Fig. 9)。ここにすべての試料は、有効圧密圧力  $\sigma'_{ci} = 98 \text{ kN/m}^2$  で等方圧密されており、また  $K_0$  条件下の予備圧密もおよそ  $49 \text{ kN/m}^2$  と比較的低压であったことから、供試体に及ぼす異方性の影響は、それほど顕著でないと予想される。まず、各手法により求めたプレッシャーメータ試験結果の比較であるが、OCR=4 では、応力ひずみ法から得られたピーク強度  $c_{uPM}$  が最も大きく、次いで Menard 法、弾塑性法より求めた  $c_{uPM}$ 、最後に片対数法より求めた  $c_{uPM}$  となる。この傾向は先の正規圧密粘性土に対する結果とは幾分異なっている。片対数法による  $c_{uPM}$  は、 $\sigma_{ri} \sim \ln(u_i/r_i)$  曲線の終盤の勾配から決定されるから、通常過圧密粘性土が正規圧密粘性土に比べて顕著なひずみ軟化性を示しやすいことを考えれば、それらの反映である片対数法より求めた  $c_{uPM}$  がピーク強度に対応する応力ひずみ法による  $c_{uPM}$  に対して小さくなることは理解できる結果である。

Fig. 9 中には Fig. 7 と同様、三軸圧縮・伸長試験結果を示した。清水 (1978)<sup>29)</sup>、小西 (1982)<sup>24)</sup> が深草粘土に対して行った三軸圧縮試験の結果も同時に示している。この場合でも応力ひずみ法より得られた  $c_{uPM}$  と三軸伸長試験より得られた  $c_u$  とが近い値を示した。正規圧密状態と同様、プレッシャーメータ近傍土要素の経験する応力状態は三軸伸長条件のものにより近いと判断することができる。

Fig. 9 中にはまた、Ohta and Nishihara (1985)<sup>27)</sup> による過圧密粘性土の非排水せん断強度 (式 (10)) の推定線を示している。

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{ci}}\right)_{ocI} = n^{\Lambda} \left(\frac{c_u}{\sigma'_{co}}\right)_{NCI} \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $(c_u/\sigma'_{ci})_{ocI}$  は等方圧密された過圧密粘性土の強度増加率、 $\sigma'_{co}$  は先行圧密荷重、 $n$  は過圧密比である。Fig. 7 の場合と同様、三軸圧縮および伸長条件に対応す

る理論解を示している。実験値と良好な整合性を示していることがわかる。結局、応力ひずみ法より得られた非排水せん断強度が、正規圧密、過圧密を問わず、最も三軸伸長強度およびその理論推定線に近い値を示していることがわかった。

以上の結果より、 $C_{uPM}$ の算定にあたっては応力ひずみ法が最も三軸伸長強度およびその理論推定値に沿うような値を与えることがわかったが、内圧～孔壁変位関係のスムージングなど複雑な手間を必要とするため、正規圧密粘土地盤においては片対数法も簡便で有効な方法となろう。

## 6. 結 語

本論文では、三軸セル内で深草粘土 (P.I. = 20%) に対するミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、得られた内圧～円周方向ひずみ関係から種々の方法で非排水せん断強度を求め、各手法の適用性を検討した。また比較のために三軸圧縮・伸長試験を実施した。その結果、応力ひずみ法による強度が、過圧密、正規圧密粘土を問わず、最も三軸伸長試験結果および弾塑性構成式より推定した三軸伸長試験に対応する非排水せん断強度に近い値を示した。しかし、応力ひずみ法は計算に際して微妙かつ複雑な操作を必要とするという欠点を有する。提案した片対数法は、解析上主応力差の変化しない残留応力状態を対象として強度を推定しているため適用性に限界があるが、本研究においては正規圧密粘土に対して有効であることが明らかになった。

比較的“理想”に近い状態で行われたプレッシャーメータ試験結果に関しては、1例のみではあるが、非排水せん断強度を合理的に評価し得ることを示した。しかし、原位置においては種々の要因が影響を及ぼすため、緒言でも示したように結果の統一的理解が困難である。以下に主要な要因を挙げると、①ボーリング機械、ボーリング方法、②プレッシャーメータ (载荷機構、膨張部長/直径比、セルフボーリングタイプならカッター形状など)、③プレッシャーメータ試験方法 (载荷速度、初期放置時間、载荷方法など)、④地盤条件 (初期条件、境界条件など)、⑤試験結果の解釈方法などである。原位置においてプレッシャーメータ試験より得られた非排水せん断強度を評価するためには以上の要因について慎重に考慮していく必要がある。

本研究を遂行するにあたりご指導を賜った京都大学工学部 畠昭治郎教授ならびに愛媛大学工学部 室 達朗教授、また深草粘土の三軸試験のデータに関して便宜を図って頂いた鳥取大学工学部 清水正善助教授、京都大学工学部 佐野郁夫助手、京都大学防災研 三村 衛助手に感謝の意を表します。本研究の一部は文部省科学研究

費、試験2 (62850092)、一般C (63550359)の補助を受けた。記して謝意を表する。

## 参 考 文 献

- 1) Windle, D. and Wroth, C.P. : In situ measurement of the properties of stiff clays, 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 347~352, 1977.
- 2) Ladd, C.C., Germaine, J.T., Baligh, M.M and Lacasse, S.M. : Evaluation of self-boring pressuremeter tests in Boston Blue Clay, Report No. FHWA/RD-80/052, 1980.
- 3) Lacasse, S., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lunne, T. : In situ characteristics of two Norwegian clays, Proc. of 10th ICSMFE, pp. 507~511, 1981.
- 4) Mori, H. : Study on the properties of soils in the northern coast of Tokyo Bay using a self-boring pressuremeter, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 3, pp. 83~91, 1981.
- 5) Battagrio, M., Ghionna, V., Jamiolkowsky, M. and Lancellotta, R. : Interpretation of self-boring pressuremeter tests in clays, Proc. of 10th ICSMFE, Vol. 2, pp. 433~438, 1981.
- 6) 大河内保彦・土谷 尚・林 三男：セルフボーリングプレッシャーメータ試験結果と室内試験との対応とその解釈，第28回土質工学シンポジウム昭和58年度発表論文集，pp. 41~44, 1983.
- 7) Felio, G.Y. and Briaud, Jean-Louis : Conventional parameters from pressuremeter test data : Review of existing method, The pressuremeter and its maline applications : 2nd International Symposium, ASTM STP 950, pp. 265~282, 1986.
- 8) Gangopadhyay, C.R. and Nasr, A.N. : Interpretation of pressuremeter tests using laboratory simulated tests, The pressuremeter and its maline applications : 2nd International Symposium, ASTM STP 950, pp. 214~231, 1986.
- 9) 深川良一・太田秀樹・畠昭治郎・荒井克彦：プレッシャーメータ試験による砂質地盤の鉛直方向変形係数の決定，土木学会論文集，第358号，pp. 137~145, 1985.
- 10) Gibson, R.E. and Anderson, W.F. : In situ measurement of soil properties with the pressuremeter, Civil Eng. Public Works Rev., London, pp. 615~618, 1961.
- 11) Menard, L. : Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques, Sols Soils, Vol. 1, No. 5, pp. 9~14, 1965.
- 12) Palmer, A.C. : Undrained plain-strain expansion of a cylindrical cavity in clay; A sample interpretation of the pressuremeter test, Geotechnique, Vol. 22, No. 3, pp. 451~457, 1972.
- 13) Ladanyi, B. : In-situ deformation of undrained stress-strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter, Canadian Geotechnique, Vol. 9, No. 3, pp. 313~319, 1972.
- 14) Baguelin, F., Jezequel, J.F., Le Mee, E. and Le Mehaute, A. : Expansion of cylindrical probes in cohe-



- sive soils, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, SM11, pp.1129~1142, 1972.
- 15) 太田秀樹：粘土の非排水応力-ひずみ関係の測定, 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.457~460, 1979.
  - 16) 太田秀樹・深川良一・西原 晃：原位置試験による変形・強度定数の決定と設計への適用性, 土木学会論文集, 第346号/Ⅲ-1, pp.77~86, 1984.
  - 17) Denby, G.M. and Clough, G.W. : Self-boring pressuremeter tests in clay, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, GT12, pp.1369~1387, 1980.
  - 18) Prevost, J.H. and Hoeg, K.H. : Analysis of pressuremeter in strain-softening soil, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, GT8, pp.717~732, 1975.
  - 19) 森田悠紀雄：私信, 1986.
  - 20) Menard, L.P. : An apparatus for measuring the strength of soils in place, Thesis presented to the University of Illinois, at Urbana, in partial fulfillment of the requirement for the degree of Master of Science, 1956.
  - 21) Lukas, R.G. and Le Clere De Bussy, B. : Pressuremeter and laboratory test correlations for clays, Proc. of ASCE, GT9, pp.945~962, 1976.
  - 22) Marsland, A. and Randolph, M.F. : Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London Clay, Geotechnique, Vol.27, No.2, pp.217~243, 1977.
  - 23) Hughes, J.M.O., Ervin, M.C., Holden, J.C. and Harvey, R.J. : Determination of the engineering properties of the Coode Island Silts using a self boring pressuremeter, 3rd Australia -New Zealand Conference on Geomechanics, Wellington, Vol.1, pp.249~254, 1980.
  - 24) 小西真治：種々の圧密履歴を受けた飽和粘性土の力学的特性について, 京都大学修士論文, 1982.
  - 25) 太田秀樹・深川良一：室内試験およびプレッシャーメータ試験から求めた強度・変形定数, 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.119~124, 1984.
  - 26) Fukagawa, R., Ohta, H., Shikata, H. and Hata, S. : Deformation properties of sand in model pressuremeter and torsionmeter tests, Soils and Foundations, Vol.25, No.3, September, pp.113~126, 1985.
  - 27) Ohta, H. and Nishihara, A. : Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions, Soils and Foundations, Vol.25, No.2, pp.73~86, 1985.
  - 28) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点, 第20回土質工学シンポジウム, pp.45~60, 1975.
  - 29) 清水正喜：過圧密粘土の低応力下でのダイレイタンス・強度特性, 第13回土質工学研究発表会講演集, pp.329~332, 1978.

(1988.5.30・受付)