

微小ひずみレベルから破壊に至るまでの乱さない粘土の変形と非排水強度特性

黄 聖春¹・三田地 利之²・澁谷 啓³・館市 弘達⁴

¹学生会員 工修 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

²フェロー 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (同 上)

³正 会 員 工博 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (同 上)

⁴学生会員 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (同 上)

粘性土の圧密およびせん断過程での広範囲のひずみ領域に対応でき、かつ微小ひずみの測定が可能なシステムおよび弾性波速度測定システムを組み込んだ高性能デジタルサーボモータ式多機能三軸試験装置を開発した。再構成試料を用いて実験装置の性能の検証を行うとともに、2 種類の乱さない粘性土を用いて異方(Ko)圧密・膨潤した供試体にて、微小ひずみ領域での繰り返し載荷を行ったのち、一連の単調載荷非排水三軸圧縮・伸張試験を実施し、圧密・せん断の全過程において供試体の弾性波速度を測定している。実験の結果から、新しく開発した微小ひずみ測定システムの有用性を確認するとともに、乱さない粘土の非排水強度決定法としての SHANSEP 法の適用の問題点を明らかにしている。

Key Words : triaxial apparatus, bender element, small strain, soft clay, sample disturbance, undrained strength

1. はじめに

粘性土地盤における土要素の変形挙動には、応力とひずみの履歴・載荷時の応力条件および時間効果などの要因が大きく影響していることが明らかになっている。また、土要素は単純な線形等方弾性体ではなく、その変形挙動は強いひずみおよび応力レベルの依存性を持っている。従って、単調および繰り返し載荷時の変形挙動の関係も極めて複雑であり、全過程の変形挙動を正確に把握するためには、微小ひずみ域から破壊に至るまでの広範囲なひずみ領域(約 $10^{-6} \sim 10^{-1}$ まで)での単調および繰り返し載荷時の変形特性を詳細に調べる必要がある。この観点から、最近の約 10 から 15 年の間、特に、微小ひずみレベル(10^{-5} 以下)での地盤材料の変形係数を正確に求めるための様々な努力が成されて来た¹⁾。これは、①近接施工などの実際の地盤変形問題においては 0.1%以下のひずみレベルでの挙動が重要になること²⁾、②特に硬質粘性土の場合は、原位弾性波速度から求まるせん断剛性率 G_r と室内試験から求まるせん断剛性率 G_{max} が一致しない場合が多いこと³⁾などの指摘を背景としている。後者については、乱さない試料を用いた室内試験から求めたせん断剛性率 G_{max} は、①実験精度の問題②供試体の乱れの影響③

サンプリングされた試料が必ずしも地盤の平均的特性を代表しないこと、等がその理由である。中でも結果に重大な影響を及ぼす実験精度の問題は、主に、三軸試験の際、ベディングエラーおよび装置のコンプライアンス (compliance) に関わっているが、装置の改良および微小ひずみ測定システムを利用することによって改善可能であることが分かって来ており^{3),4),5),6)}、近年のパソコンおよび制御装置の目覚ましい発達に支えられて様々な試みが成されてきた。

また、微小ひずみレベル(10^{-6} 程度)での変形係数である原位せん断剛性率 G_r は原位弾性波速度 V_s から $G_r = \rho \cdot V_s^2$ (ρ :土の湿潤密度)として求める場合が多い。これは他の原位試験方法に比べ、①比較的操作が簡単であり、また、②得られた結果はある大きさの地盤の平均的変形係数として信頼性が高いと言える。また、③耐震設計に必要なパラメータとしてだけでなく、液化強度に及ぼす供試体乱れの影響の評価パラメータとしての研究も行われている(たとえば、吉見ら; 1989)⁷⁾。しかし、弾性波探査結果から得られるせん断剛性率が原位の応力やひずみ条件を反映したものであるか否かを確認するためには、原位の様々な応力とひずみの履歴・載荷条件に対応させた室内試験によって、個々の要因の影響を個別に把握する必要がある。

このような場合、主に用いられる試験法としては、①共振法土質試験⁸⁾、②超音波速度測定法、③繰り返し三軸およびねじりせん断試験法、④ベンダーエレメントによる方法⁹⁾などがあげられる。その中でも、④は欧米でよく用いられている方法で、ベンダーエレメントと呼ばれるピエゾセラミックを標準圧密試験装置もしくは、三軸試験装置に装着して供試体に弾性波を発生および受信し、弾性波速度を測定するものであり、①試験方法が非常に簡単であり、また、②比較的小さな供試体を有する室内試験でも試験が可能であり、③ほとんどの要素試験装置に装着できる長所を持っている。

一方、地盤の破壊メカニズムを究明するにあたって最も重要なことのひとつが、原位置のせん断強度をいかに正確に把握できるかということである。しかし、地盤から乱さない試料を採取するとき、すべての試料は①機械的乱れ、および②応力解放などの応力変化の影響を受ける¹⁰⁾。この影響を取り除いた真の強度を調べるため、①SHANSEP法¹¹⁾、②再圧縮(Recompression)法(たとえば、修正 Bjerrum 法)¹²⁾などの方法があるが、特に、SHANSEP法は乱れの影響を除去できる利点を有するにもかかわらず試料を圧密降伏圧力 p_c よりも大きい圧力で圧密するため、二次圧密やセメンテーション作用によって形成された自然粘土の構造を破壊し強度を過小評価するという批判がある¹³⁾。

そこで、本論文では、まず、このような一連の流れにそって、装置のコンプライアンスを最小限に押さえるために新しく開発された粘性土用の全自動三軸装置と、広範囲のひずみ領域に対応出来る微小ひずみ測定システム、および三軸装置に装着出来るベンダーエレメントシステムの開発について論じる。次いで、新しく開発された装置を用いた実験の結果から、微小ひずみ測定システムの有用性を確認するとともに、乱さない粘土の非排水強度決定法としての SHANSEP 法の適用の問題点を明らかにしている。

2. 微小ひずみ測定システムおよびベンダーエレメントシステムを装着した三軸試験装置の開発

(1) 既往の試験システムの概要

単調はもちろん、繰り返し荷重が可能な三軸試験装置における軸荷重載荷方法としては、①空圧式によるもの¹⁴⁾②載荷モーターによる方法¹⁵⁾があり、また、軸力の反力の取り方によって、セル内部の支柱で支えるものとアクリルセルの外部に配置した支柱によるもの(例えば、Menzies, B. K. et al.)がある¹⁶⁾。また、応力および変形測定の方法に関しては、測定装置がセルの内部にあるものと外部にあるものとに分けられる。このうち本装置では、軸荷重載荷方式として高精度・高トルクデジタルサ

ーボモーターを利用した。また、セル内部の支柱によって反力を支える構造を持っており、変位はセルの内部および外部の両方で測定できる^{16),17)}。

一方、三軸試験における微小ひずみの測定方法は供試体との接触の有無によって接触型と非接触型に分けられる¹⁸⁾。接触型では、①LVDT(Linear-variable Differential Transducers)を用いた一連の方法(例えば、Brown et al. 1974¹⁹⁾、Costa-Filho 1985²⁰⁾)、②Jardineら²¹⁾が硬質粘土(ロンドン粘土)の微小ひずみの測定を目的に開発した Electrolevel Inclinator に代表される傾斜計(Inclinometer)を用いる方法、③Claytonら⁴⁾のホール効果(Hall Effect)ゲージによるもの、④後藤⁶⁾らの LDT(Local Deformation Transducer)による方法などがあげられる。また、非接触型には、⑤ギャップセンサー(Proximity Transducer)による方法⁵⁾がよく用いられる。本微小ひずみ測定システム(LSMS: Local Strain Measuring System)は⑤の方法にそって開発された¹⁷⁾。

ベンダーエレメントによるせん断波速度の測定方法に関する Dyvikら⁹⁾の研究以来、適切な到達距離 L と到達時間 ΔT に関してはこれまでに研究例がある^{22),23)}。波形としては矩形波²²⁾がよく用いられるが、最近、正弦波²⁴⁾に関する論議も活発になってきた。

(2) 開発した新しい三軸試験装置の原理と特徴

Fig. 1, Fig. 2は粘性土用(許容軸荷重 2.5kN)として開発された全自動多機能三軸試験装置のシステム図および主要部を示したものである。また、Fig. 3, Fig. 4はこの装置に取り付け、粘性土のせん断波速度を測定するためのベンダーエレメントシステムの概略図およびその実験から受振された波形の実際の様子である。

a)三軸試験装置

①三軸セルの構造: 軸力の反力はセル内の3本の支柱と上・下盤で受け持たれるため、セル外部の載荷枠が不要になり作業空間の確保および作業能率の向上が期待できる。また、支柱はセル内部にあるので、供試体セット時に供試体とロードセルを剛結することが容易にでき、圧縮試験はもちろん、伸張試験も簡単にできる構造になっている。載荷方法として、下部載荷型(ペダスタル移動、キャップ固定型)を採用することにより、上盤への微小ひずみ測定システムおよびベンダーエレメントシステムの取り付け空間が確保できた。

②応力・変形の測定: 高剛性ロードセルを用いることにより、ロードセル自身の微小な変形量で高出力を得ることができ、微小ひずみ領域での軸ひずみ速度を正確に所定の値に保つことが出来る。供試体の軸方向変位としては、セル外部(モーターの回転数から算定)、供試体全体(非接触変位計により測定、Fig.2の②)、微小ひずみ測定システム(LSMS;後述の複数の非接触変位

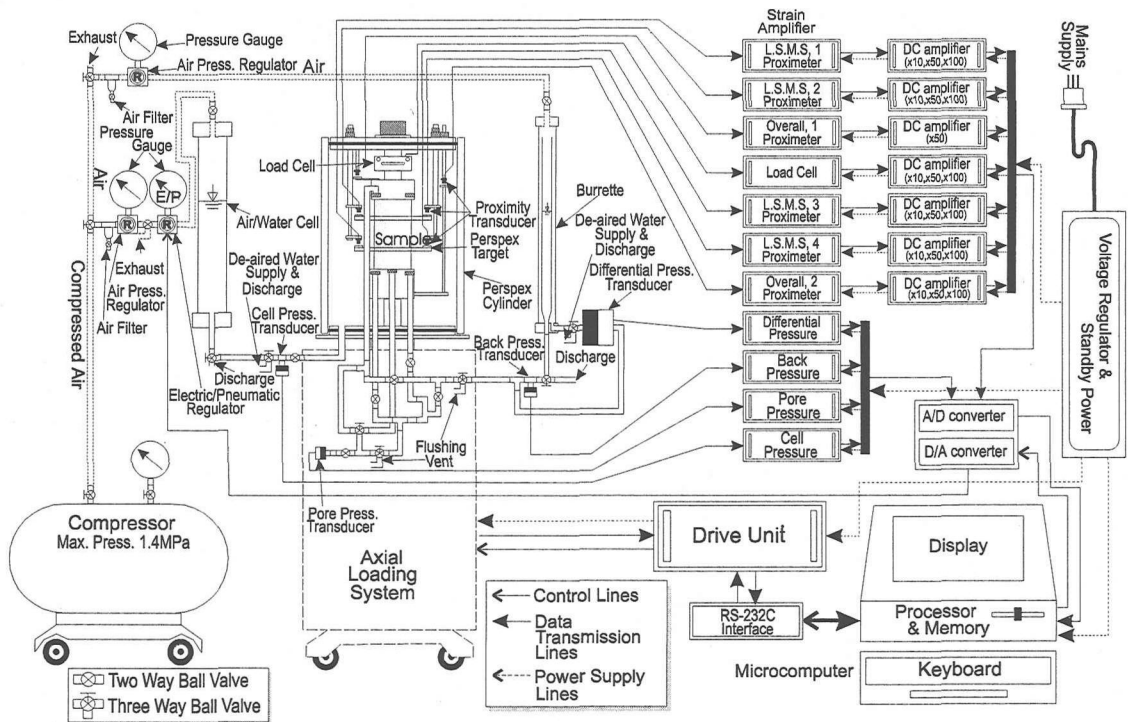


Fig. 1 Schematic sketch of the automated triaxial testing system

計の組み合わせによる測定システム、Fig. 2 の③の3種類の測定方式によるデータが得られるが、LSMSによれば、供試体両端部付近のひずみの不均一性およびベディングエラーの影響を受けない平均的な軸方向変位が測定可能である。

③軸変位・軸応力載荷システム：高精度・高トルクのデジタルサーボモーターを用い、パソコンに付属するRS232C回路を経由して、専用のドライブユニットへ命令を送ることによって所定の軸変位速度を与えることが出来る。使用したモーターの位置決め分解能 (M_p) は、1回転 (360°) を409,600分割するため 8.79×10^{-4} (度) である。また、モーターの回転速度の最大および最小値 (M_{smax} および M_{smin}) は、それぞれ4.5rpsと0.0045rpsである。そして、本システムではモーターの回転運動を軸方向の上下運動に変換する必要があるため、公称ゼロバックラッシュのスプライン付きボールネジ (Fig. 2 の⑦) を使用している。また、所定の軸変位制御分解能を得るため、本システムは公称ゼロバックラッシュの減速機を用いている。なお、減速比 R を $1/160$ 、ボールネジのリード L を $10(\text{mm}/\text{回転})$ に設定している。これらの設定値では、
軸変位分解能： $1.525 \times 10^{-7} (\text{mm})$

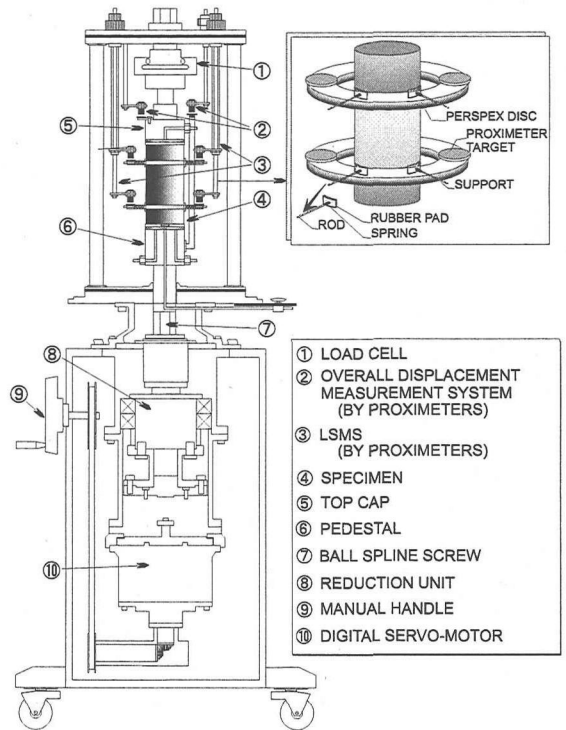
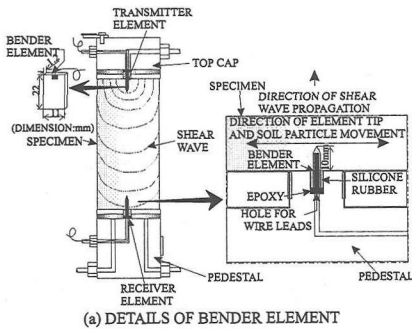
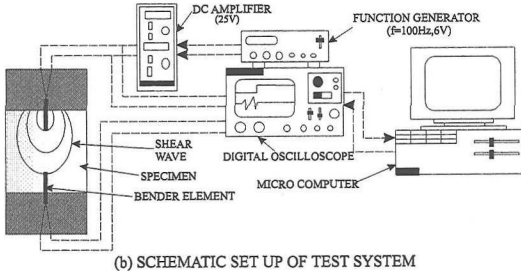


Fig. 2 Details of a new automated triaxial apparatus



(a) DETAILS OF BENDER ELEMENT



(b) SCHEMATIC SET UP OF TEST SYSTEM

Fig.3 General layout of bender element system

軸変位速度の最小および最大値:

$$(d_{\min}) = 2.81 \times 10^{-4} \text{ (mm/sec)}$$

$$(d_{\max}) = 2.81 \times 10^{-1} \text{ (mm/sec)}$$

軸変位速度の分解能: 0.0169 (mm/min)

である¹⁵⁾。したがって、高さ 100mm の供試体の場合、軸ひずみの制御分解能は理論上 0.0000001525%, 軸ひずみ速度の設定範囲は 0.0169~16.9%/min)である。

b) 微小ひずみ測定システム

一般的に、再構成粘土や、沖積粘土供試体で圧密中の軸ひずみが 1% 以上であるような供試体ではベディングエラーの影響は小さいことが知られている。しかし、せん断中の供試体の両端部と中央部におけるひずみの不均一性に関しては、まだ、正確に分かっていない。また、洪積粘土のような硬質な材料で圧密時の軸ひずみが 1% 未満であるような供試体の場合は、かなりのベディングエラーが生じることが知られている³⁾。したがって、粘性土の場合でも、他の地盤材料と同じように微小ひずみの測定方法について吟味する必要がある。しかし、粘性土の場合、他の地盤材料と異なり、圧密過程で大きな軸ひずみが発生する。そこで、Fig. 2 の③のように 4 個の非接触変位計を組み合わせ、粘性土用の微小ひずみ測定システム (Local Strain Measuring System, 以下 LSMS) を開発した。主な特徴としては、圧密過程

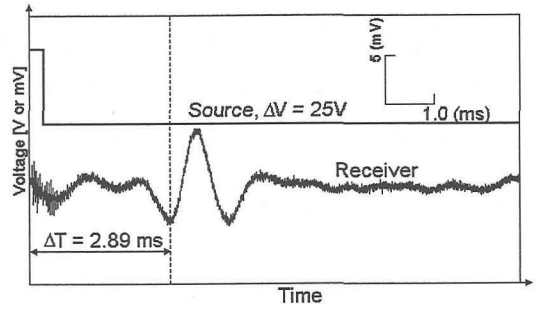


Fig.4 Typical example of time history from BE tests

の軸ひずみの追跡が可能であることと、圧縮試験だけではなく伸張試験時においても微小ひずみ測定ができること、さらに操作が簡単であること等である。

構造としては、外径 100mm、内径 70mm、厚さ 5mm のアクリル円盤を二つ用いて非接触変位計のターゲットを設けた。また、供試体の側面と接する部分は一つの円盤について 3 か所であり、供試体側面に接触させるための細い鋼製ロッドにはばねが入っていて、ばね定数を変えることによって、供試体の種類に応じて密着力を調整することが可能である。このロッドの先端には鋼製の小さなプレートがついていて、供試体側面のメンブレンとの間にはシリコンゴムパッドを介することによって接触面積を大きくし有害な応力集中を防ぐ仕組みになっている。2 つのアクリル円盤の重さは合計約 74g である。また、非接触変位計の取り付けロッドは実験途中にセルの外部からもその位置を変えることができる仕組みになっていて、圧密過程での大きい軸ひずみにも対応できるようになっている。

c) 三軸装置に組込んだベンダーエレメントシステム

本システムは、圧密およびせん断を含む実験の全過程における供試体のせん断波測定を目的とし、三軸試験装置のキャップおよびペDESTALにベンダーエレメント(以下、BE)を設けた。すなわち、通常の試験用のキャップおよびペDESTAL代わりに BE を装着したものを入れ替えることによって、せん断波の測定が可能となる。原位置弾性波速度試験では実現が難しい様々な実験条件が設定できる。BE の寸法は高さ 22mm、挿入高さ 10mm、幅 11mm、厚さ 1.2mm であり、また、BE の両先端はセット時、供試体の両端面に挿入しやすいようにするため、楔形にした。材質はピエゾセラミックである。また、入力電圧 V_{pp} は約 25V であり、一連の実験に用いた波形は矩形波を、周波数 f は 100Hz にした (Fig. 3)。なお、Fig. 4 は乱さない有明試料(試料番号; T-2-2)のセット直後の波形の様子である。また、ここでは、ノイズを無くすためにオシロスコープでスムージングを行った。

Table 1 Test conditions

	with LSMS	without LSMS	LSMS+BE
CK _{0.5} U	Compression (①)	Compression (②)	Compression (③), Extension (④)
CK ₀ U (OCR=10)			Compression (⑤)

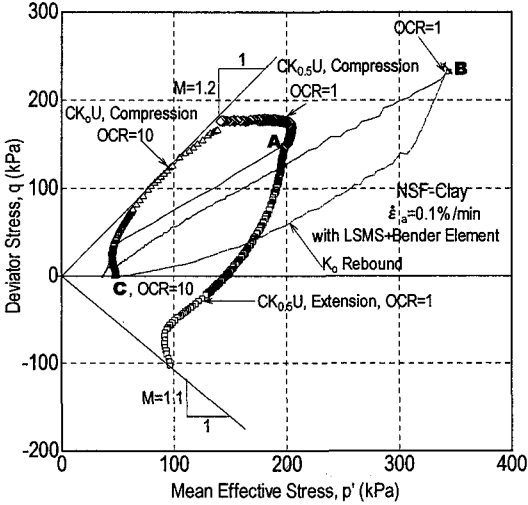


Fig. 5 Effective stress paths for NSF-Clay

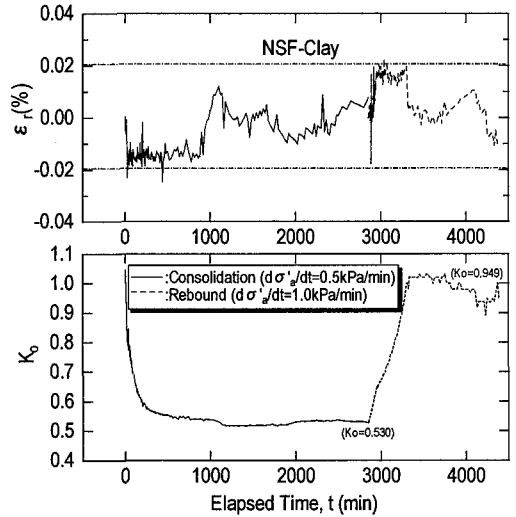


Fig.7 Variation of ϵ_r during K_o consolidation

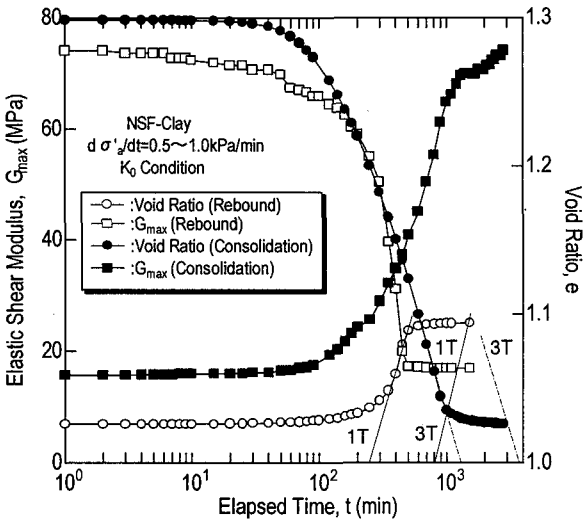


Fig.6 Relationship between e and G_{max} for NSF-Clay

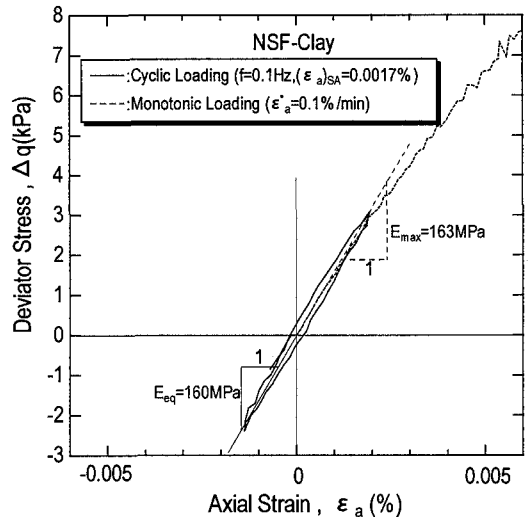


Fig.8 Comparison of E_{eq} and E_{max} for NSF-Clay

(3) 本システムより得られた典型的な実験結果

a) 実験概要

開発された三軸システムの精能・精度を検証するために室内再構成粘性土供試体 ($\phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$, 一次元予圧密圧力 $\sigma'_v=150\text{kPa}$, NSF-Clay ($I_p=26$, $W_L=55\%$, $\rho_s=2.78\text{g/cm}^3$)) を用いて Table 1 に示すように①LSMS

装着の場合, ②LSMSを装着しない場合, ③LSMS+BE装着の場合, ④LSMS+BE装着の伸張試験と, ⑤LSMS+BE装着の K_o 過圧密供試体(OCR=10)についての圧縮試験, の5種類の一連の実験を行った。①~④は有効主応力比 $K=0.5$ で異方圧密後の非排水三軸圧縮(伸張)試験, また, ⑤は K_o 圧密膨潤後の非排水三軸圧縮試験である。

Fig. 5 は異方圧密あるいは K_0 圧密時および非排水単調せん断時の有効応力経路の代表的な例である。

まず、初期有効応力 $35 \sim 40 \text{ kPa}$ の等方状態から、排水バルブを開けた状態で、軸応力増加速度 $d\sigma'_a/dt = 0.5 \text{ kPa/min}$ 一定(膨潤時は $d\sigma'_a/dt = 1.0 \text{ kPa/min}$ 一定)で軸方向圧密応力を増加させた。①～④の試験では主応力比 $K(= \sigma'_r / \sigma'_a) = 0.5$ に到達した後、その後の σ'_a の増加にともなって K が変化しないように側方有効応力 σ'_r を自動的に調整し、平均有効主応力 $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 = 200 \text{ kPa}$ まで圧密した。所定の最終有効応力状態 (Fig. 5 の A 点) に到達した後に、 σ'_a および σ'_r をそれぞれ保持した状態での体積ひずみ(間隙比)～時間関係に 3t 法を適用して圧密を打ち切った (Fig. 6)。

また、⑤の K_0 圧密時には、軸圧縮量 ΔH と体積変化量 ΔV を測定し、供試体断面面積が一定となるよう側方応力を制御する方法²⁵⁾で行った。さらに側方ひずみの制御は、圧縮側のひずみが生じた場合は軸圧を増加し、膨張側に出た場合は軸圧を減少させるいわゆる、両振り制御²⁶⁾で行った。また、応力の載荷は、所定の圧力まで鉛直応力を漸増載荷し、その後、一定値になるように制御を行った。本研究では、平均有効主応力 $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 = 330 \text{ kPa}$ まで圧密し、最終の有効圧密応力状態 (Fig. 5 の B 点) を 3t 法で確認した後、平均有効主応力 $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 = 33 \text{ kPa}$ ($\text{OCR} = 10$) まで膨潤させた (Fig. 5 の C 点)。圧密および膨潤を問わずに、側方ひずみ ϵ_r の制御範囲は、 $\epsilon_r \leq |0.02\%|$ である²⁶⁾。また、①～⑤のすべての試験において、各々の圧密終了後に、微小ひずみ ($\epsilon_{sa} \leq 0.002\%$) 領域で非排水繰り返し載荷試験を行った。その後、一定の軸ひずみ圧縮および伸張速度 ($d\epsilon_a/dt = 0.1\%/min$) で非排水せん断を行った。

b) 実験結果および考察

Fig. 5 は、主応力比 $K(= \sigma'_r / \sigma'_a) = 0.5$ で圧密を行った試料と K_0 条件での載荷および除荷を行った試料の圧密およびせん断時の有効応力経路である。 $K_{0.5}$ 異方圧密および K_0 圧密時の有効応力経路の傾きが、ほぼ一致している。また、両方とも、圧密初期から最終段階まで、有効応力経路の傾きがほとんど変化しないことが分かる。しかし、除荷時の有効応力経路の傾きは一定ではなく除荷の全過程を通じ変化している (Fig. 5 の経路 BC)。すなわち、再構成試料では、載荷だけの場合は、 K_0 値 ($= 0.53$) に近似した主応力比で異方圧密しても K_0 圧密とほとんど同じ結果が得られるが、除荷過程においては K_0 圧密制御を行う必要性を示している。

Fig. 6 は本三軸システムに装着した BE システムによる、 K_0 圧密過程での間隙比およびせん断波速度の測定値から計算されたせん断剛性率 G_{max} の変化を表している。載荷および除荷過程においてせん断剛性率は、

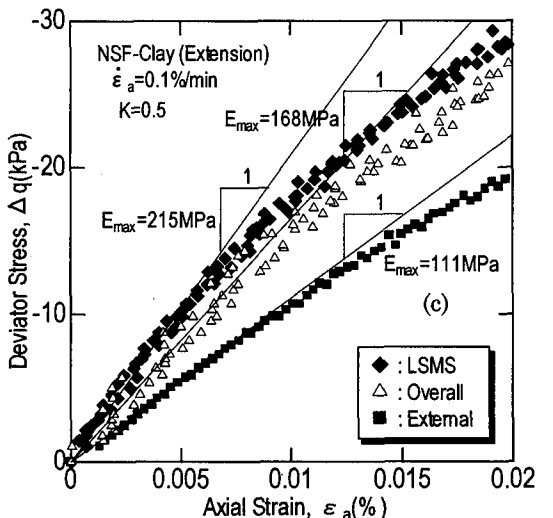
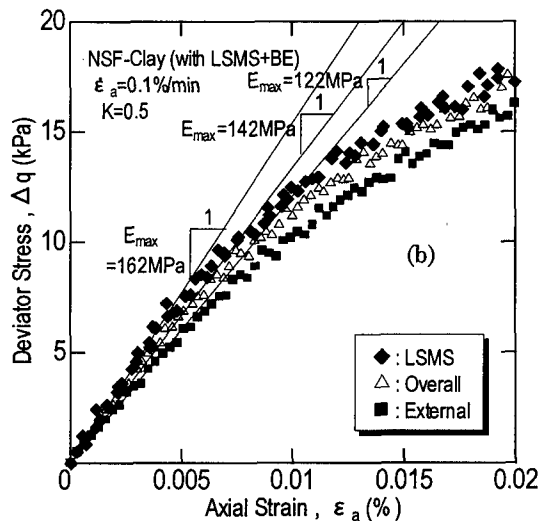
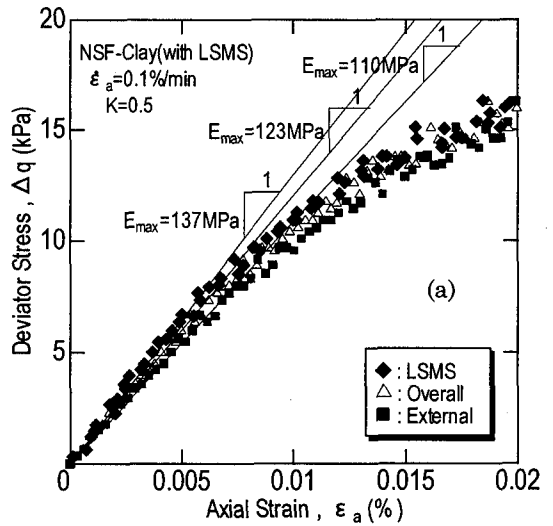


Fig. 9 Relationships between deviator stress increment and axial strain ($\leq 0.02\%$)

間隙比の変化に大きく依存しているのが分かる。

Fig.7 は本実験で用いた再構成試料の載荷および除荷時における K_0 値の変化を側方ひずみの制御状況とともに示したものである。載荷および除荷を問わず、全試験結果を通じ所定の許容値内に制御されていることが分かる。

Fig.8 は微小ひずみ領域での繰り返し載荷 ($f=0.1\text{Hz}$, $(\epsilon_v)_{SA}=0.0017\%$) 試験結果とその後の微小ひずみ領域での単調載荷試験から得られた応力-ひずみの関係を示したもので、繰り返し載荷による等価ヤング係数 $E_{eq}=160\text{MPa}$ は単調載荷の $E_{max}=163\text{MPa}$ とほとんど一致している。

Fig.9 は本実験に用いた再構成粘性土供試体 (①, ③, ④シリーズ) のせん断時の微小ひずみ領域において、前述の LSMS で測ったひずみと1個の非接触変位計 (Proximeter) から測った全体ひずみ (以下 Overall) および外部のモーターの回転数から計算した全体ひずみ (以下 External) を示している。なお、図中の Δq は異方圧密終了時を初期値とした非排水せん断中の主応力差の増分である。(a)図は①LSMS 装着の場合、(b)図は③LSMS+BE 装着の場合、(c)図は④伸張試験の LSMS+BE 装着の場合である。(a), (b)はほとんど同一の傾向を示している。すなわち、BE 装着による試料の乱れの影響は確認できなかった。これは、圧密過程での軸ひずみの発生に伴う供試体の両端部とトップキャップおよびペダスタルの馴染みの改善によるものと思われる。また、若干の差ではあるが、同一の Δq における軸ひずみの大きさは $LSMS < Overall < External$ である。LSMS によるものは供試体中央部の圧縮ひずみであり、ほかの2つは供試体両端部間のひずみおよびわずかながら、ロードセル等のひずみの影響を含んでいる。したがって、要素試験としての供試体のひずみは、LSMS によるものがより真に近いと考えてよい。また、Overall と External の差はモーターから三軸セル内のペダスタルに至る軸力伝達システムのコンプライアンスによるものと考えられる。

(c)図は伸張試験における微小ひずみ領域での応力-ひずみ関係を表している。図から分かるように大まかな傾向は圧縮の場合(a), (b)図と同一であるが、LSMS と External で大きな差がみられることから、供試体の伸びひずみが中央部と両端部で大きく異なることが示唆される。実験に採用したひずみ速度(0.1%/min)に対し、供試体の変形が十分に追従しているとすれば、LSMS の測定値がより真値に近いと考えて良いが、この点は今後、ひずみ速度を変えた実験により確認する必要がある。

Fig.10 は圧密およびせん断過程でのせん断剛性率と平均有効応力 ($p'=(\sigma'_v+2\sigma'_h)/3$) の関係である。(a)図は、圧密過程においてのせん断剛性率 G_{max} と平均有

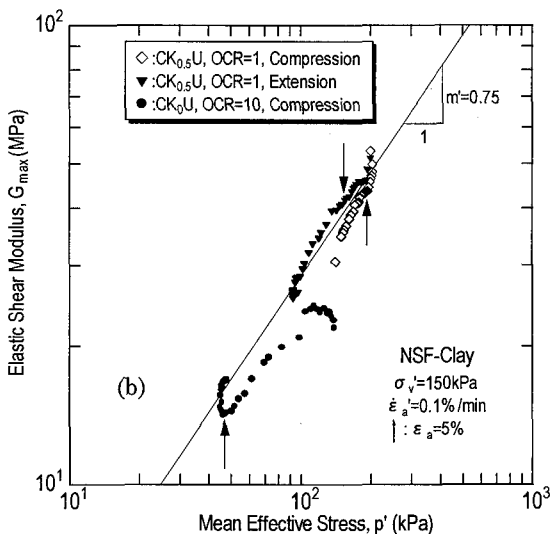
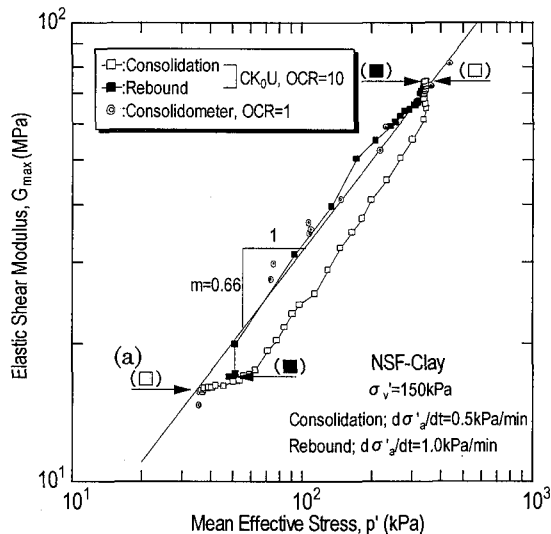


Fig.10 Relationships between G_{max} and p' for NSF-Clay

効応力 p' の関係である。また、ベンダーエレメントシステム ($H=5\text{mm}$) を装着した別の圧密試験装置 ($H=20\text{mm}$, $D=60\text{mm}$)²⁷⁾ による段階載荷圧密試験の圧密終了時の G_{max} と本システムから得られたせん断剛性率と平均有効応力関係の対応を示したものである。平均有効応力の全測定領域において直線性がみられ、その傾き $m=0.66$ で両試験システムによる測定値がよく一致している。なお、CKoU 試験の場合、漸増載荷による圧密方式をとっているため、Fig.10 の圧密開始点 (図中の→印) と圧密終了点 (←印) のみが、段階載荷の圧密試験結果と直接比較可能であって、 K_0 圧密中の他の点においては、同じ平均主応力の下での段階載荷圧密の G_{max} と単純に比較することは出来ない。なぜなら、その応力にお

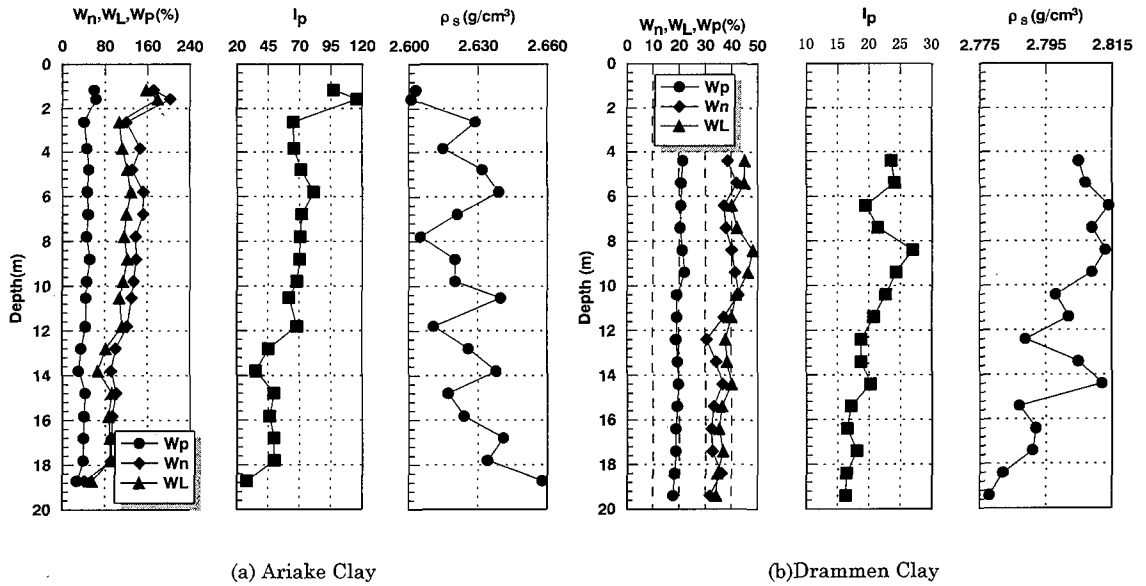


Fig.11 Index properties of Ariake and Drammen Clay

る圧密が完全に終了していないからである。(b)図は、せん断過程においてのせん断剛性率と平均有効応力の関係である。圧縮、伸張、OCR等の条件に影響されずに圧密と同じく G_{max} と p' の間に一義的な関係がみられる。なお、軸ひずみ5%以上(図中の↑印)におけるプロット点の直線($m=0.75$)からのずれは、せん断面の発生などに起因しているものと思われる。すなわち、本実験の場合、LSMSを装着している関係上、三軸セルの外部からの供試体の変形状況に関する観察は必ずしも容易ではないが、軸ひずみ5%前後から供試体の変形が大きくなり、多くの場合、せん断面の発生が確認されている。

3. 実験に用いた乱さない試料と試験方法

(1) 試料採取地点の地盤特性

a) 試料

本研究では運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室によって有明およびDrammenサイトから採取され提供された乱さない試料、およびそれらを実験室で液性限界の約2倍の含水比で繰り返して上載圧150kPaで予圧密した再構成試料を用いた。

b) 地盤特性

有明サイトは佐賀県肥前鹿島市の南東3km付近の干拓地帯に位置しており、地表面から約18mまでが塑性が高い鋭敏な粘性土地盤とされている。地表面から5m付近までは、貝殻混じりの粘性土であり、また、当地盤は、エイジングにより、圧密降伏応力(σ'_{vc})が土被り圧(σ'_{vc})よりも若干大きく、調査深度の大部分は、物理的な過圧密作用は受けてはいないが-13.3mの付近

で過圧密(OCR=1.4)状態にあると報告されている²⁸⁾。一方、Drammenサイトはノルウェーのオスロ郊外に位置している。主な特徴として、粘土分(2 μ m以下)が多いにも拘わらず、氷河が滑り落ちる時に生じた粘土鉱物を含まないロックフラワー(Rock Flour)と呼ばれる粒径の細かい土粒子を多量に含むために塑性指数 I_p が小さく、残留有効応力が低下しやすい性質を持っている。また、深さ方向への物理的な性質はほぼ均質であり、エイジングによって疑似的に過圧密状態になっているといわれる²⁹⁾。

Fig.11は、有明粘土およびDrammen Clayの物理的性質を表したもの^{28), 29)}である。

(2) 試験方法

すべての乱さない供試体($\phi=50$ mm, $H=90\sim 100$ mm)は飽和度を高めるために二重負圧法によりセットしたのち(B値:0.98~1.00)、次のように圧密履歴を与えた。

a) 有明粘土

K_0 条件で所定の有効鉛直応力まで、漸増載荷($d\sigma_s/dt=0.1\sim 0.5$ kPa/min)し、鉛直圧密応力 σ'_{vc} を原位置の有効土被り圧に一致させた供試体($\alpha=1$)、また、2, 3倍まで圧密した供試体($\alpha=2, 3$)および $\alpha=2$ で圧密の後、過圧密比2までリバウンドした供試体($\alpha=2$, OCR=2)と $\alpha=3$ で圧密の後、過圧密比2までリバウンドした供試体($\alpha=3$, OCR=2)および再構成供試体を用意した。これらの供試体について微小ひずみ領域(10^{-5} 以下)で非排水繰り返し載荷試験を行った後、一定軸ひずみ速度($d\varepsilon_a/dt=0.1\%$ /min)の非排水単調載荷試験を行った。

Table 2 Test program and results for Ariake and Drammen Clay

(Ariake Clay)

Exp. No.	Depth (m)	e (before shear)	q_{max} (kPa)	σ'_{vc} ※2) (kPa)	σ'_{vo} ※3) (kPa)	Ko value (before shear)
A-1.0-3-2※1)	9.76~9.89	2.496	88	123→63	41	0.68
A-1.0-2-2	8.00~8.80	2.925	51	73→36	36	0.58
A-1.4-1-1	15.76~15.83	2.423	63	51	51	0.49
A-1.0-2-1	5.00~5.80	2.959	36	49	25	0.50
A-R.C-1-1	---	2.328	109	150	150(Lab.)	0.51

(Drammen Clay)

D-Q.C-1-1①	7.00~7.80	1.127	72	72	73	0.51
D-Q.C-1-1②	11.00~11.80	1.094	100	106	107	0.51
D-Q.C-1-1③	14.00~14.80	0.985	111	131	133	0.50
D-Q.C-2-1	7.00~7.80	1.053	102	144	74	0.52
D-Q.C-3-1	11.00~11.80	0.925	213	308	108	0.53
D-Q.C-4-1	4.00~4.80	0.992	123	181	47	0.52
D-R.C-1-1	---	0.902	104	150	150(Lab.)	0.50

Notation; ※1)site(A;Ariake,D;Drammen)-in-situ OCR(Q.C;Quasi-overconsolidated,R.C;Reconstituted)- α value-OCR value ※2)vertical effective stress after anisotropic consolidation ※3)vertical effective stress in-situ

b)Drammen Clay

応力比一定(K=0.5)で所定の有効鉛直応力まで漸増荷重 ($d\sigma_a/dt=0.5kPa/min$)し、鉛直圧密応力 σ'_{vc} を原位置の有効土被り圧に一致させた供試体 ($\alpha=1$)、また、2, 3, 4 倍まで圧密した供試体 ($\alpha=2, 3, 4$) および再構成供試体を用意した。これらの供試体について微小ひずみ領域 (10^{-5} 以下)で非排水繰返し荷重試験を行った後、一定軸ひずみ速度 ($d\varepsilon_a/dt=0.1\%/min$)の非排水単調荷重試験を行った。

Table 2 は本研究の実験条件および実験結果をまとめたものである。

4. 試験結果および考察

(1) SHANSEP 法による非排水強度の検討

Fig. 12 は SHANSEP 法¹¹⁾による圧密およびせん断過程の有効応力経路を模式的に描いたものである³⁰⁾。もし、採取した試料が乱れのない完全な試料(Perfect Sample)であれば(図中 σ'_{vo} 点)、①堆積年代の古い粘土(Aged 粘土)は、より顕著なピークを表す(図中「AGED」線)。また、②堆積年代が若い粘土(Young 粘土)であれば、ピーク後の急激な応力の低下は起こらないと考えられる(図中「YOUNG」線)。SHANSEP 法によって乱れおよび応力解放の影響を軽減した試料を室内で生み出そうとする過程で、粘土試料の構造に何らかの変化を与えたとしたら、 σ'_{vc} を始点とする破線のような挙動を示し、 σ'_{vo} を始点とする破線の応力経路と相似形になるはずである。逆に、粘土試料の構造に変化が生じていない場合は、 σ'_{vo} を始点とする実線に近似した挙動を示すはずである。すなわち、乱れおよび応力解放

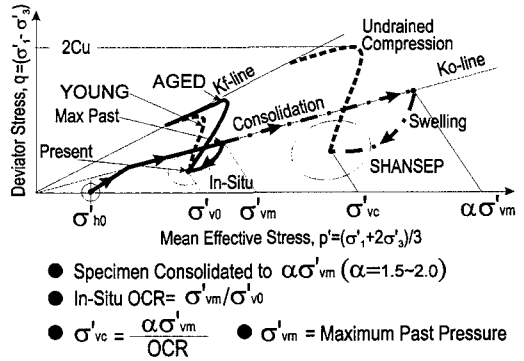


Fig.12 Schematic view of SHANSEP method

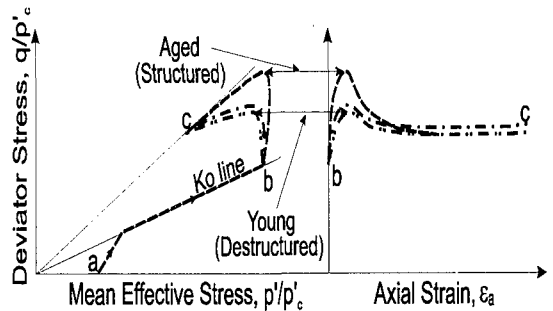


Fig.13 Normalized stress paths and stress-strain behavior of a clays

の程度によって、 σ'_{vc} 点から K_r -Line に至るまでの経路は破線の経路に接近、もしくは離れることになる。

Fig.13 は CKOu 試験のせん断前の状態において、膨潤(除荷)過程を考慮せずに、先行圧密圧力(σ'_{vc})の

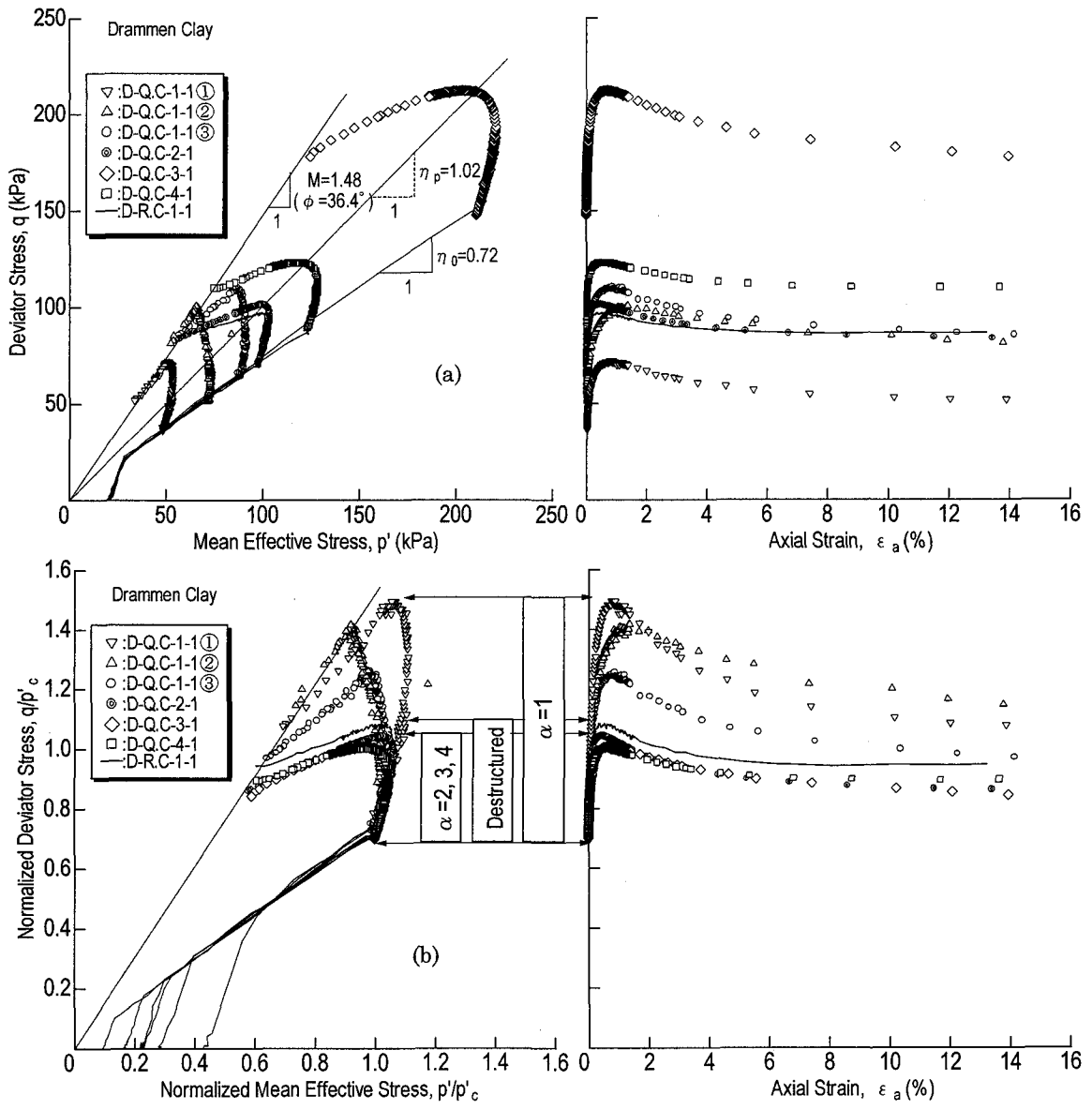


Fig.14 Stress paths and stress-strain behavior for Drammen Clay

値の変化によって有効応力経路がどのように変化するかを表したものである。いわゆる、SHANSEP 法の「正規化(Normalized Soil)」過程の説明である。この図において、有効土被り圧の値で、もしくは、有効土被り圧の値を越えて圧密する場合、応力経路 b-c は各々破線から 2 点鎖線へと形状が著しく変化すると考えられる。これは「構造破壊(Destructuration)」と呼ばれ、セメンテーション等によって構造が発達した粘土試料ほどその傾向が著しい³⁰⁾。なお、図中の一点鎖線は再圧密によって構造がある程度破壊された土にみられるであろう中間的

な挙動を概念的に示したものである。結局、Fig.12, Fig.13 は、SHANSEP 法によって原位置の非排水強度を求めようとする場合、①圧密(載荷)過程で有効土被り圧の値を越えて圧密することによって、構造破壊を生じるかどうかを確認する必要がある、また、②もし、粘土試料の構造破壊が起り得ることであれば、膨潤(除荷)過程によって回復ができるか、③そのとき、影響を及ぼす主な因子は何かを確認する必要があることを示している。

Fig.14 は Drammen 試料の非排水せん断中の有効応力経路と応力-ひずみ曲線である。(a)図において、

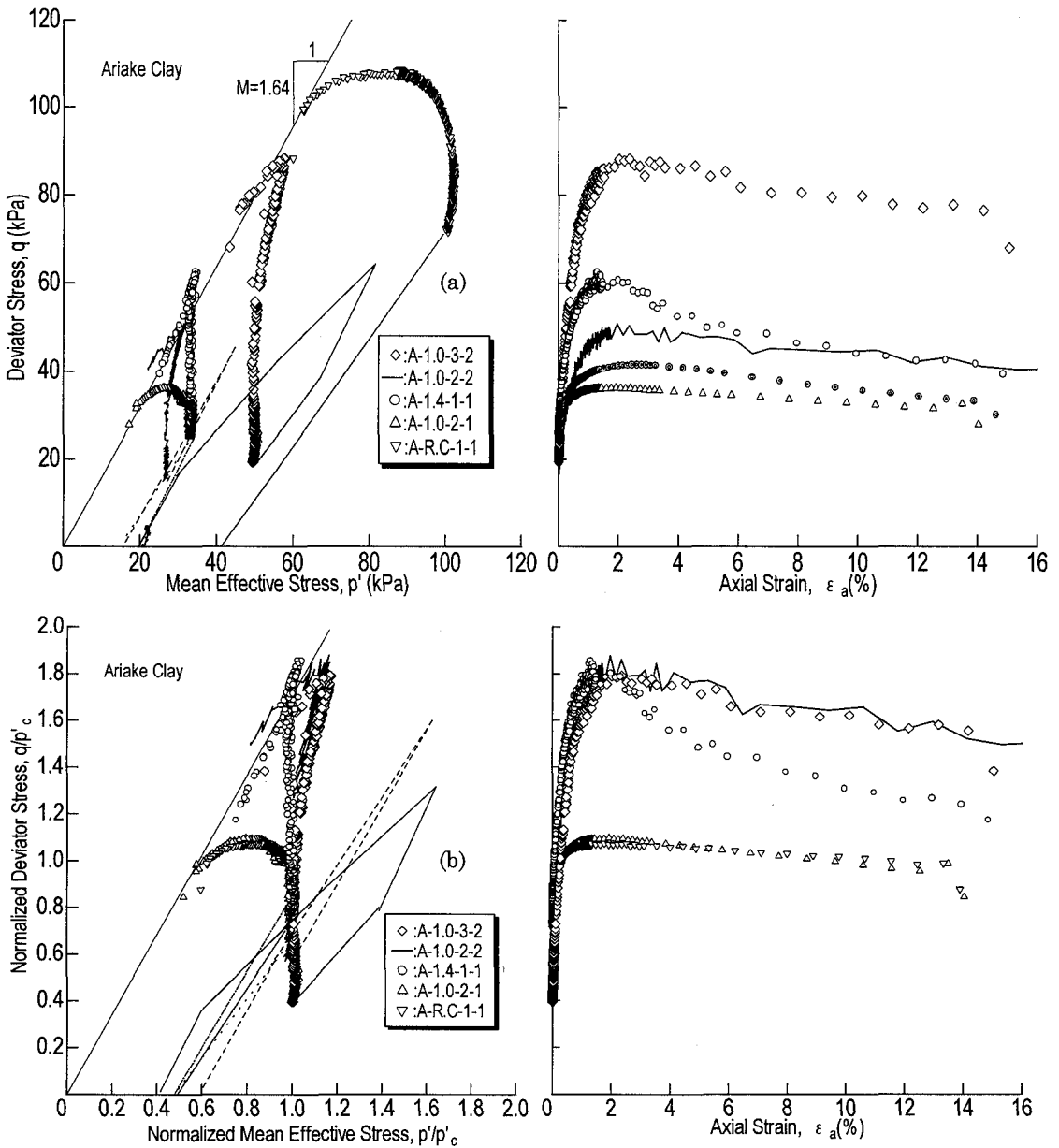


Fig.15 Stress paths and stress-strain behavior for Ariake Clay

破壊線 ($M=1.48, \phi=36.4^\circ$) は有効土被り圧の値で圧密した試料と有効土被り圧の値を越えて圧密した試料あるいは再構成試料によらず同一である。(b)図において、 $\alpha=4$ より $\alpha=2$ の方が若干ピーク後の偏差応力の低下が大きいが、 $\alpha=1$ に比較して相対的に小さいことが分かる。また、 $\alpha=1$ の3つの試料の軸ひずみと偏差応力の関係から共通にピーク後の偏差応力の著しい低下が見られる。 $\alpha=2, 3, 4$ に比べてみると、この偏差応力の著しい低下が構造破壊を表す一つの指標として考え

られる。 $\alpha=2, 3, 4$ の場合および再構成試料の有効応力経路は、ピーク後の偏差応力の減少が少なく、すべての有効応力経路は相似形を示している。すなわち、構造を完全に無くした再構成試料と $\alpha=2, 3, 4$ の試料の有効応力経路が相似形を示しているのは、すでに、 $\alpha=2$ から粘土試料が固有の構造を失っていることを表す。

Bjerrum は室内試験で年代効果を再現するために、Skabo Clay を用いて一連の三軸試験によって3日間異

方圧密した試料よりも2週間さらに4ヶ月圧密された試料の方がピーク後のより著しい偏差応力の低下を生じることを究明している³¹⁾。アプローチの方法は逆であるが、本実験から同様のことが類推できる。

Fig.15 は、圧密および非排水せん断過程を通じての有明試料の有効応力経路と軸ひずみと偏差応力の関係である。考察に入る前に、この地盤は-13.3mで過圧密(OCR=1.4)状態にある²⁹⁾ことを念頭にしておく必要がある。(a)図において、乱さないおよび再構成を問わず、また、深さ、 α 、OCRによらず破壊時の応力比 M はほぼ一定($M=1.64$)である。また、(b)図から、A-1.0-2-1($\alpha=2$, OCR=1)試料と再構成試料である A-R.C-1-1の有効応力経路が相似形をなしていることがわかる。前述した Drammen 試料についての実験結果でも(Fig.14(b))同じことが示されている³²⁾、有明試料でも構造が圧密によって破壊されていることを示すものと考えられる。軸ひずみの変化も全く同じ経路をたどることが分かる。

つぎに A-1.0-3-2 と A-1.0-2-2 の試験結果に注目する。両者は $\alpha=2$ および3で圧密ののち、OCR=2になるように室内で過圧密状態を作り出したものであるが、応力経路・応力-ひずみ関係ともにほとんど一致している。前述のように、最初の圧密段階($\alpha=2$ および3)で構造はほとんど破壊されていると考えられるが、OCRが同じであれば正規化した応力経路・応力-ひずみ関係は α によらず、一致すると言える。また、正規化した応力経路の形状は、原位置で過圧密状態(OCR=1.4)にあった試料を有効土被り圧で再圧密(K_0 条件)後の試験結果(A-1.4-1-1)と近似している。したがってこれらの試験結果から、室内で再圧密($\alpha > 1$)する段階で構造の破壊が生じても、その後に過圧密状態を作り出すことによって、原位置で過圧密状態にある土の非排水せん断時の応力経路に近似した結果が得られることが分かる。すなわち、一見 SHANSEP 法が有効であるかのように見える。

しかし、看過できない重要なことは、軸ひずみと偏差応力の関係において、A-1.0-3-2 試料と A-1.0-2-2 試料ではピーク後の偏差応力の低下が少なく、およそ同じ傾向を示しているが、A-1.4-1-1 の試料では、ピークは上の2つの試料と同じであってもピーク後の偏差応力の低下が著しいことである。すなわち、これは、SHANSEP法を用いることによって、乱れおよび応力解放などに起因して低下した強度の補正は期待できるが、破壊された構造の回復は不可能なことを示している。なお、OCR=2の試料である A-1.0-3-2 と A-1.0-2-2 試料および A-1.4-1-1 がピーク付近での応力の変動が激しいことが分かる。このことは、室内で過圧密されたかあるいは原位置で過圧密状態にあったかを問わずに過圧密試料に特有の現象のように見える。

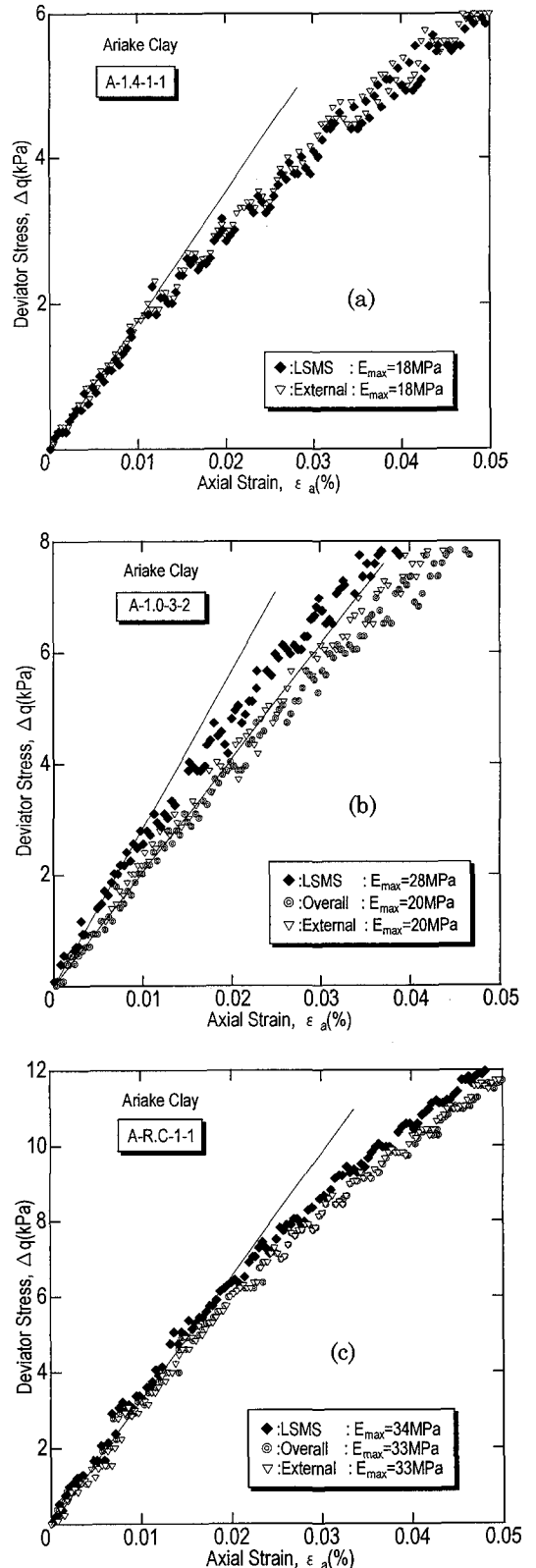


Fig.16 Relationships between deviator stress increment and axial strain($\leq 0.05\%$)

(2) 微小ひずみの測定における LSMS の有用性

Fig.16 は有明粘土の非排水せん断過程における微小ひずみ領域での偏差応力と軸ひずみの関係である。再構成試料であり、 $\alpha=1$ 、 $OCR=1$ の A-R.C-1-1 (図(a))と乱さない試料 A-1.4-1-1 の試料 (図(c))は LSMS と Overall による応力-ひずみ曲線の傾きが全く同じであるが、膨潤過程を含む $\alpha=3$ 、 $OCR=2$ の A-1.0-3-2 試料 (図(b))では LSMS による E_{max} が 28MPa に対し、Overall による E_{max} が 20MPa と測定され、Overall で測った E_{max} と LSMS で測った E_{max} に約 40% の差が生じることを示している。A-R.C-1-1 や A-1.4-1-1 の試験が正規圧密状態で行われるのに対し、A-1.0-3-2 は過圧密状態で行われることから、上記の原因はおそらく膨潤 (除荷)の際に供試体の中央部と両端部において生じたひずみの非一様性によるものと思われる。圧密・膨潤過程での供試体から (へ) の水の流出入は半径方向に行われる。膨潤 (除荷) 時の伸びひずみは半径方向はもちろん長軸方向にも生じるが、 K_0 条件を満足するように軸方向応力を減少させる過程で、供試体両端部と中央部で必ずしも一様なひずみの発生が保証されない可能性がある。

従来、粘土試料の三軸試験における微小ひずみの測定にあたって、供試体の剛性が高い場合には特に、局所 (供試体の中央部) でのひずみを検出することの重要性が指摘されてきた。本実験の結果は、これに加えて圧密およびせん断過程での供試体の変形条件 (圧密・膨潤、圧縮・伸張など) をも考慮に入れてひずみの測定方法を選択することの必要性を示唆している。

5. 結論

粘性土の圧密およびせん断過程での微小ひずみ測定が可能なシステム (LSMS) およびベンダーエレメントシステムが装着された高性能サーボモーター式多機能三軸試験装置を開発し、再構成供試体を用いて、実験装置の性能の検証のために一連の実験を行い、次のような結果を得た。

- ①主応力比 $K=0.5$ の異方圧密および K_0 圧密制御プログラムによる圧密後の供試体について、非排水条件で、微小ひずみ領域での繰り返し載荷後、単調載荷の圧縮および伸張を行った結果、 $\epsilon_r \leq |0.02\%|$ の範囲で K_0 載荷および除荷が精度よく行われること、圧密からせん断の全過程にわたって満足し得る精度で応力・ひずみの諸データが得られることが確認された。
- ②高精度・高トルクのデジタルサーボモーターを用いることによって、軸変形・応力の制御精度を高めることが出来た。

- ③新しく粘性土供試体用の微小ひずみ測定システム (LSMS) を開発し、圧密からせん断の全過程 (圧縮・伸張) にわたって再構成・乱さない粘性土を問わず、供試体の軸ひずみを精度よく測定出来ることを確認した。
- ④ベンダーエレメントを取り付けることにより、実験全過程を通じせん断波速度を精度よく測ることが出来、圧密およびせん断中のせん断剛性率の変化を把握することが可能となった。また、一連の実験結果からせん断剛性率は平均有効応力の関数で表現可能であった。

粘土の非排水強度を求める方法としてよく知られている SHANSEP 法による強度評価に関して、新しく開発された三軸試験装置を用いて、Drammen と有明の乱さない試料についての試験結果に基づいて検討を行うとともに、微小ひずみ測定システムの有用性に関する考察を行った。主な結果をまとめると以下のとおりである。

- ①乱さないおよび再構成を問わず、また、深さ、 α (有効土被り圧に対する室内試験時の圧密圧力の比)、 OCR によらず破壊時の応力比 M はほぼ一定 (Drammen 試料: $M=1.48$ 、有明試料: $M=1.64$) である。
- ②再構成試料と α が 2 以上の試料が同じ有効応力経路をたどることから、 α が 2 以上の試料は構造破壊が発生したと見られる。
- ③有明試料において、 OCR が同じであれば、非排水せん断中の有効応力経路は α に依存せずに、同じ経路をたどり、また、軸ひずみも全く同じ挙動をする。
- ④有明試料において、SHANSEP 法を用いることによって、乱れおよび応力解放などによる非排水せん断強度の低下はある程度補正可能であるが、SHANSEP 法固有の $\sigma'_{vc} = (1.5 \sim 2) \sigma'_p$ に起因する破壊された構造の回復は不可能である。
- ⑤粘土試料の剛性が高い場合については、特に、局所 (供試体中央部) でのひずみ測定の重要性が指摘されて来たが、本実験の結果から、圧密およびせん断過程での供試体の変形条件 (圧密・膨潤、圧縮・伸張など) をも考慮に入れて微小ひずみ領域でのひずみの測定方法を選択する必要があることが分かった。

謝辞: 本研究に用いた乱さない試料はすべて運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室田中室長のご好意により提供されたものである。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B., and Burland, J. B.: "Studies of the Influence of Non-Linear Stress-Strain Characteristics in Soil-Structure Interaction," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, pp. 377-396, 1986.

- 2) Burland, J. B.: "Small is Beautiful-the Stiffness of Soils at Small Strains," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, No. 4, pp. 499-516, 1989.
- 3) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: "Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications," *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol. 2, pp. 947 - 1063, 1995.
- 4) Clayton, C. R. I. and Khattrush, S. A.: "A New Device for Measuring Local Axial Strains on Triaxial Specimens," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 4, pp. 593-597, 1986.
- 5) Hird, C. C. and Yung, P. C. Y.: "The Use of Proximity Transducers for Local Strain Measurements in Triaxial Tests," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 4, pp. 292-296, 1989.
- 6) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T.: "A Simple Gauge for Local Small Strain Measurements in the Laboratory," *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, pp. 169-180, 1991.
- 7) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y.: "Evaluation of Liquefaction Resistance of Clean Sands on High-Quality Undisturbed Samples," *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 93-104, 1989.
- 8) Hardin, B. O. and Music, J.: "Apparatus for Vibration During the Triaxial Test, Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics," *ASTM STP392, Am. Soc. Testing Mats.*, pp. 55-74, 1965.
- 9) Dyvik, R. and Madhus, C.: "Laboratory Measurements of G_{max} Using Bender Elements," *Proc. of ASCE Annual Convention, Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, 1985.
- 10) Baligh, M. M.: "Strain Path Method," *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 111, No. 9, pp. 1108-1136, 1985.
- 11) Ladd, C. C. and Foott, R.: "New Design Procedures for Stability of Soft Clays," *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786, 1974.
- 12) Berre, T. and Bjerum, L.: "Shear Strength of Normally Consolidated Clays," *Proceedings, 8th I.C.S.M.F.E.*, Vol. 1, Moscow, U.S.S.R, pp. 39-49, 1973.
- 13) Hanzawa, H.: "Three Case Histories for Short Term Stability of Soft Clay Deposits," *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 2, pp. 140-154, 1983.
- 14) Chan, C. K.: "An Electropneumatic Cyclic Loading System," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 4, No. 4, Dec., pp. 183-187, 1982.
- 15) 澁谷啓, 三田地利之, 細見明彦, 小澤裕: 高精度デジタルサーボモーターを利用した多機能三軸試験装置, 地質と調査, pp. 48-57, 1996.
- 16) Tatsuoka, F.: "Some Recent Developments in Triaxial Testing Systems for Cohesionless Soils," *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM, STP 977*, pp. 7-67, 1988.
- 17) 黄聖春, 館市弘達, 三田地利之, 澁谷啓: 粘性土の圧密およびせん断過程での微小ひずみ測定システムを備えた三軸試験装置の試作, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第37号, pp. 191-200, 1997.
- 18) Scholey, G. K., Frost, J. D., Lo Presti, D. C. F., and Jamiolkowski, M.: "A Review of Instrumentation for Measuring Small Strains During Triaxial Testing of Soil Specimens," *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 18, No. 2, pp. 137-156, 1995.
- 19) Brown, S. F. and Snaith, M. S.: "The Measurement of Recoverable and Irrecoverable Deformations in the Repeated Load Triaxial Test," *Geotechnique*, Vol. 24, No. 2, pp. 255-259, 1974.
- 20) Costa-Filho, L. de M.: "Measurement of Axial Strains in Triaxial Tests on London Clay," *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 8, No. 1, pp. 3-13, 1985.
- 21) Jardine, R. J., Symes, M. J., and Burland, I. B.: "The Measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus," *Geotechnique*, Vol. 34, No. 3, pp. 323-340, 1984.
- 22) 三野秀作, 澁谷啓, 三田地利之, 田中洋行: Bender Element 試験による弾性せん断波速度の測定方法, 土木学会第49回年次学術講演集, pp. 502-503, 1994.
- 23) Viggiani, G. and Atkinson, J. H.: "Interpretation of Bender Element Tests," *Geotechnique*, Vol. 45, No. 1, pp. 149-154, 1995.
- 24) Jovicic, V., Coop, M. R. and Simic, M.: "Objective Criteria for Determining G_{max} from Bender Element Tests," *Geotechnique*, Vol. 46, No. 2, pp. 357-362, 1996.
- 25) 小田美明, 三田地利之: 飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について, 土木学会論文集, No. 448/III-19, pp. 45-52, 1992.
- 26) 三田地利之, 橋詰哲治: パソコン制御による粘性土の三軸 K_0 圧密非排水三軸圧縮試験方法について, 第30回地盤工学研究発表会, pp. 395-398, 1995.
- 27) 黄聖春, 澁谷啓, 三田地利之, 渡部浩志: 有明粘土の圧縮性と弾性せん断係数の関係について, 第31回地盤工学研究発表会, pp. 1057-1058, 1996.
- 28) 田中政典, 田中洋行, 横山裕司, 鈴木耕司: 異なったサンプラーで得られた試料の品質評価, サンプリングに関するシンポジウム, 土質工学会, pp. 31-36, 1995.
- 29) 田中政典, 田中洋行, K. K. Hamouche: 海外の粘土に対する一軸圧縮試験の適用性, 第41回地盤工学シンポジウム, 地盤工学会, pp. 61-66, 1996.

- 30) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., and Germaine, J. T., Lancellotta, R.: "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings, 11th I.C.S.M.F.E.*, Vol. 1, San Francisco, U.S.A, pp. 57-153, 1985.
- 31) Bjerrum, L. and Lo, K. Y.: "The Measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus," *Geotechnique*, Vol. 13, No. 2, pp. 147-157, 1963.
- 32) 黄聖春, 館市弘達, 細見明彦, 澁谷啓, 三田地利之, 福田文彦: 各種室内試験による Drammen Clay のせん断特性(その 3) - 三軸圧縮試験における変形・強度 -, 第31回地盤工学研究発表会, pp841~842, 1996.

(1997. 6. 5 受付)

STRESS-DEFORMATION CHARACTERISTICS IN THE WIDE RANGE FROM SMALL STRAIN TO FAILURE STATE AND UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF NATURAL CLAYS

Seong Chun HWANG, Toshiyuki MITACHI, Satoru SHIBUYA and Koutatsu TATEICHI

A newly designed automatically controlled versatile triaxial apparatus with high performance digital servo motor, which is able to measure small strains in the wide strain range from 10^{-6} to 10^{-1} , and to measure elastic shear wave velocity of clay specimens during consolidation and shear stage, was developed. After verification of the performance of the apparatus by a series of tests using a reconstituted clay, anisotropically (or Ko) consolidated and Ko rebounded undrained triaxial compression and extension tests with measurement of elastic shear wave velocity and with cyclic loading at small strain range before starting monotonic loading was performed. From the test results, the validity of the newly developed local strain measuring system was confirmed and the limit of applicability of SHANSEP method for determining undrained shear strength of undisturbed clays was clarified.