

琉球大学学術リポジトリ

過圧密粘土のせん断応力：
変位特性におよぼす過圧密比の影響(農業工学科)

| | |
|-------|---|
| メタデータ | 言語: 出版者: 琉球大学農学部 公開日: 2008-02-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 宜保, 清一, Gibo, Seiichi メールアドレス: 所属: |
| URL | http://hdl.handle.net/20.500.12000/4370 |

過圧密粘土のせん断応力～変位特性におよぼす過 圧密比の影響

宜 保 清 一*

Seiichi GIBO : Effect of overconsolidation ratio on the shear
stress-displacement response of overconsolidated clays

I 緒 言

クラックや節理を有し、脆くてかたい過圧密粘土は、せん断ひずみの増加につれて抵抗を増大させるが、一たんピークを過ぎると急な強度減少をおこし、終局的にはある一定の値に到達する。これに対し、正規圧密粘土は破碎も、節理もない粘土であって、限られたせん断ひずみの範囲ではピークが現われない場合が多い(9)。このように、せん断応力～ひずみ（直接せん断では“変位”）の挙動は正規圧密か過圧密かによって異なり、また過圧密の程度によって大きく影響される。

実際の過圧密粘土斜面においては破壊後の強度低下が重要であるので、過圧密比が変化する場合せん断応力～変位曲線が如何なる特性を示すかについて実験的研究を行なった。

II 実 験

1) 実験装置 直接せん断試験機に変速装置と自動読取り撮影装置を取り付け、長期（緩速）試験も可能にした（Photo. 1）。

小型せん断試験機

下部可動型、供試体寸法（ $d = 60\text{mm}$ ， $h = 20\text{mm}$ ）

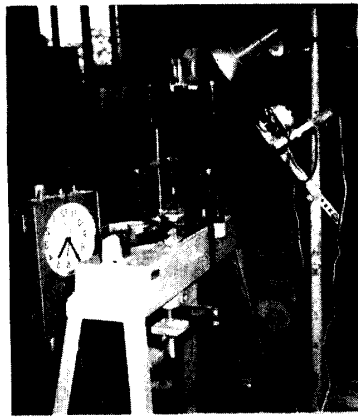
中型せん断試験機

改良ゴルダ－式せん断機構、供試体寸法（ $d = 100\text{mm}$ ， $h = 20\text{mm}$ ）

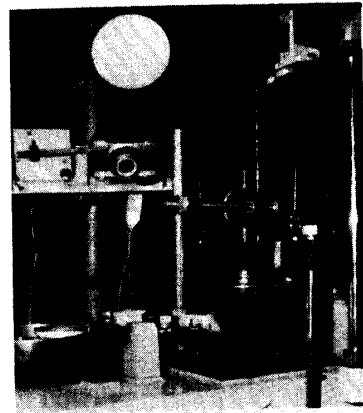
2) 試料 使用された試料は、アースダムコア用土である飯塚の Uchiyamada clay (1)、(2) と干拓地から採取された Ariake clay (soft & stiff) の3種である。その物理試験と粒度試験結果を Table 1 と Fig.1 に示す。

3) 実験方法 供試体：2mmフィルム（水フィルム）通過試料を水中推積させた後、一定含水比まで自然乾燥させる。そして均等に練返えしてから、含水比が変化しないように貯蔵箱に保存する。また供試体を成形する場合、初期条件を一致させるために湿潤密度 r_f を一定にしている。但し、Ariake clay (stiff) は、推積土塊をさらに大気中で風乾させたことによって、幾分固化した状態の不攪乱試料である。供試体の平均含水比 \bar{w}_i 、平均湿潤密度 \bar{r}_f および乾燥密度 \bar{r}_d を Table 2 に示す。

* 琉球大学農学部農業工学科



(A)



(B)

Photo. 1. Direct shear test apparatus, shear box and auto-photographing apparatus

Table 1. Properties of soil samples

| Soil property | Uchiyamada clay (1) | Uchiyamada clay (2) | Ariake clay |
|----------------|---------------------|---------------------|-------------|
| G_s | 2.672 | 2.710 | 2.665 |
| LL (%) | 60 | 58 | 94 |
| PL (%) | 29 | 33 | 42 |
| PI (%) | 30 | 25 | 52 |
| clay frac. (%) | 36 | 48 | 43 |

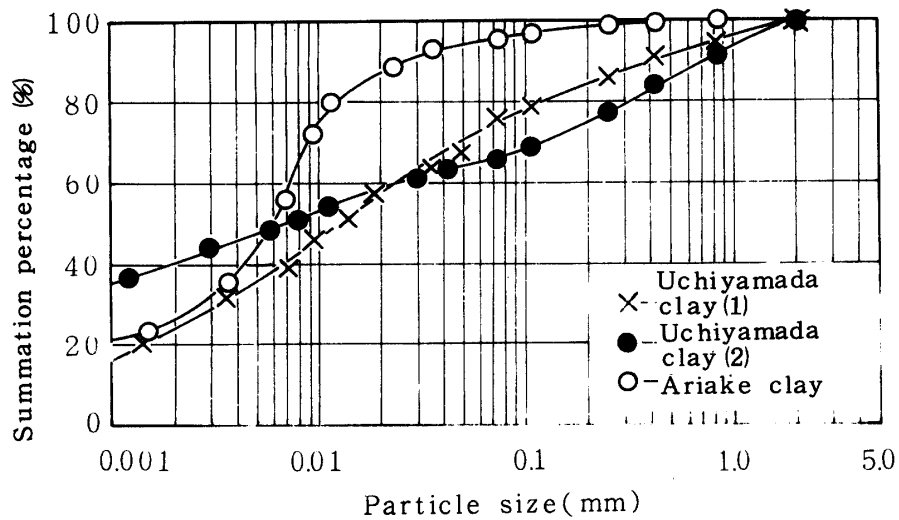


Fig. 1. Particle size distribution curves

Table 2. Water contents and densities for specimens

| Sample | \bar{w}_i (%) | $\bar{\tau}_t$ (g/cm ³) | $\bar{\tau}_d$ (g/cm ³) |
|---------------------|-----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Uchiyamada clay (1) | 29 | 1.89 | 1.47 |
| Uchiyamada clay (2) | 38 | 1.72 | 1.25 |
| Ariake clay : Soft | 100 | 1.45 | 0.75 |
| : Stiff | 65 | 1.39 | 0.84 |

圧密：所定の先行圧密荷重 P_0 で定常状態になるまで圧密する。 P_0 を除去した後、所定の垂直荷重 σ のもとで試料に伸縮を許し、落ち着くまで放置する（膨張）。この段階で過圧密状態の試料が形成されたことになる。

セン断：長期セン断（0.0068 mm/min）から急速セン断（0.372 mm/min）まで変化させて行なわれる。

III 結果と考察

過圧密比 n_p の変化に対するセン断応力 τ と変位 D の関係についての試験結果を Fig. 2 に示す。 n_p は P_0 と σ の比（ P_0/σ ）で表わされるので、その変化は次の3つの場合に分けられる。

- ① $P_0 = \text{const.}$, ② $\sigma = \text{const.}$, ③ $n_p = \text{const.}$

①の場合は、生成過程や土性および過去に受けた P_0 の大きさが同等であるけれども、その後の地質学的な変動、風水による侵食や風化および人工的な作用などによって現在大ききの異なる土カブリのもとにある試料状態を示す。したがって、小さい土カブリのもとにあるものほど n_p が大きくなり、その $\tau \sim D$ 曲線の立ち上りとピーク後の強度減少の割合が大きい。反対に、 n_p が小さいときには、なだらかな強度増加の後にピークが現われるが、強度減少は顕著でない（Fig. 2 (A)）。

②の場合は、現在等しい土カブリのもとにあるけれども、過去に大ききの異なる P_0 を経験している。したがって、 P_0 が大きいほど n_p は大きく、高いピーク強度と大きい強度低下率を示す。 n_p に対する $\tau \sim D$ 曲線の形状は①の場合と一致する（Fig. 2 (B)）。

③の場合は、 P_0 および現在の土カブリの大きさに違いがあるけれども、 n_p がすべて一定な状態を示す。図から明らかなように、 P_0 の大きいものほど高い強度を示すが、その破壊時の変位 D_f は大体一致する（Fig. 2 (C)）。

以上のことから n_p の変化に対する $\tau \sim D$ 曲線の共通した特性は次のようになる。

- 初期変位におけるセン断応力の上昇率の変化
- D_f の変化
- ピーク近傍の曲率変化
- ピーク以後の強度低下とその漸減状態
- 終局的には最終強度 τ_u に収斂する。

したがって、 n_p の変化と共に変化する $\tau \sim D$ 曲線を式化することによってその特性がより明らかになる。そして、測定可能な範囲内の実験結果から測定不可能な大きな変位に対応する τ_u の推定ができる。

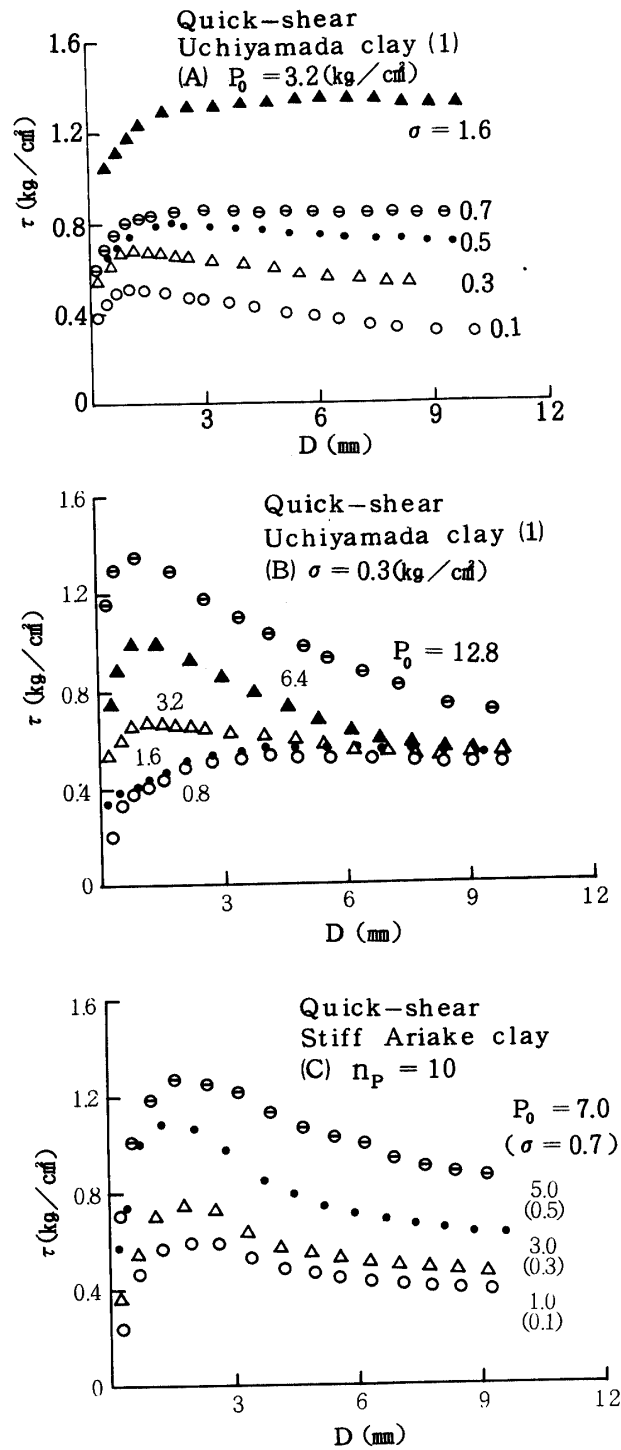


Fig. 2. Typical shear stress-displacement diagrams for shear before and after failure

- (A) $P_0 = \text{constant}$, $\sigma = \text{various}$
- (B) $P_0 = \text{various}$, $\sigma = \text{constant}$
- (C) $n_p = \text{constant}$

IV $\tau \sim D$ 曲線を表わす式

Kondner(5) は粘土の圧密非排水三軸圧縮試験における応力～ひずみ曲線が双曲線の形で近似しうることを示した。すなわち、三軸圧縮試験における主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸ひずみ ϵ の間には次のような双曲線的関係がある。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \epsilon / (a + b \epsilon) \tag{1}$$

ここで、 a, b : 土性、ひずみ速度および過圧密比などによって決まる定数。

Hansen (3) は τ, τ_f を用いて、次のような実験式を提案している。

$$\tau / \tau_f = \epsilon / \epsilon_f + (\epsilon / \epsilon_f)^n + (\epsilon / \epsilon_f)^{n+1} \tag{2}$$

ここで、 $\epsilon_f : \tau_f$ に対応するひずみ、 n : 定数、軟かい粘土、ゆるい砂および密な砂のおのおのに対して、それぞれ $n = 1, 1/2, 1/3$ がよく合うとされる。

(1)式は初期傾度 $1/a$ を持ち、 $\epsilon \rightarrow \infty$ で $\tau = \tau_f = 1/b$ に漸近する双曲線を表わす。したがって、それは、過圧密粘土において限られたひずみ範囲で得られる ϵ_f に対して最大値を示さないで、 τ_f を満足しないし、当然 τ_u も表わしえない。しかしピークを示さない軟弱な正規な密粘土やゆるい砂の応力～ひずみ関係に対しては(1)式の適用が可能である。

(2)式も大きなひずみに対して過圧密粘土における τ_u を満足しない。

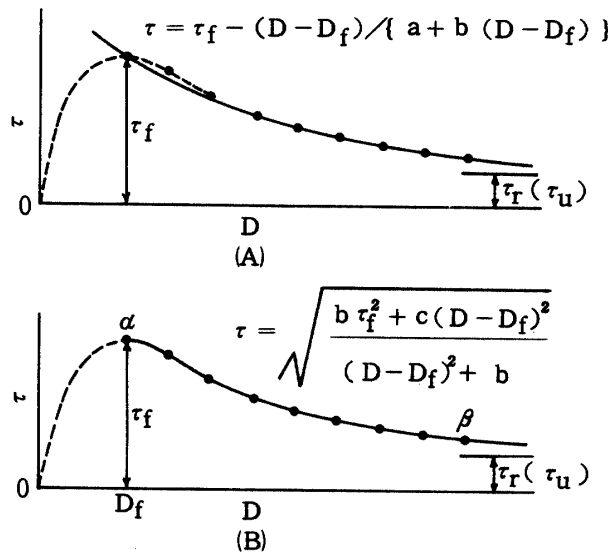


Fig. 3. Formularization of shear stress-displacement behaviour after passing the peak

(A) Application of the hyperbolic stress-strain relation proposed by Kondner (5)

(B) Author's empirical expression

今、Fig. 3(A)の $\tau \sim D$ 曲線の $D \geq D_f$ に(1)式を応用して次式を得る。

$$\tau = \tau_f - (D - D_f) / \{ a + b (D - D_f) \} \tag{3}$$

境界条件は

$$\epsilon = \epsilon_f \text{ のとき } \tau = \tau_f$$

$$\epsilon = \infty \text{ のとき } \tau = \tau_u = \tau_f - 1/b$$

これは、計算が簡単でピーク (D_f, τ_f) と τ_u を満足するが、最大値や変曲点を有しないので、過圧密粘土の $\tau \sim D$ 特性とも言うべきピーク直後の強度漸減部の形状を表わしえない。

そこで筆者は、 τ_f , τ_u および強度漸減部を同時に表わす式を以下のごとく求めた。
Fig. 3 (B)の $\alpha\beta$ 曲線 ($D \geq D_f$) を表わす方程式として次式が考えられる。

$$\tau^2 = \frac{a}{(D - D_f)^2 + b} + c \quad (4)$$

境界条件は

$$D = \infty \text{ のとき } \tau = \tau_u$$

すなわち

$$\tau_u = \lim_{D \rightarrow \infty} \sqrt{\frac{a}{(D - D_f)^2 + b} + c} = \sqrt{c} \quad (5)$$

(4)式の極値について

$$\left. \begin{aligned} X &= D - D_f \text{ とおくと} \\ dX &= dD \\ \tau^2 &= \frac{cX^2 + a + bc}{X^2 + b} \\ \frac{d\tau}{dX} &= \frac{-aX}{(X^2 + b)^2} \cdot \frac{\sqrt{X^2 + b}}{\sqrt{cX^2 + a + bc}} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

したがって、(4)式をDに関して微分すると

$$\frac{d\tau}{dD} = \frac{d\tau}{dX} \cdot \frac{dX}{dD} = \frac{-a(D - D_f) \cdot \sqrt{(D - D_f)^2 + b}}{\{(D - D_f)^2 + b\}^2 \cdot \sqrt{c(D - D_f)^2 + a + bc}} \quad (7)$$

$D = D_f$ のとき、(7)式は

$$\left(\frac{d\tau}{dD} \right)_{D=D_f} = \{ (7) \text{ の右辺} \}_{D=D_f} = 0$$

となるので、(4)式は極値を持ち、その最大値は次式で与えられる。

$$(\tau)_{D=D_f} = \tau_f = \sqrt{a/b + c} \quad (8)$$

上式を書き換えて

$$a = b(\tau_f^2 + c) \quad (9)$$

(9)式を(4)式に代入して、(10)式を得る。

$$\tau = \sqrt{\frac{b\tau_f^2 + c(D - D_f)^2}{(D - D_f)^2 + b}} \quad (10)$$

ここで、 b, c : 過圧密比や土性によって決まる定数。

次に、 $O\alpha$ 曲線 ($0 \leq D \leq D_f$) においては次式が考えられる。

$$\tau = \tau_f \left\{ 1 - \left(\frac{D_f - D}{D_f} \right)^2 \right\} \quad (11)$$

(11)式の極値について

$$X = \frac{D_f - D}{D_f} \text{ とおくと}$$

$$\left. \begin{aligned} dX &= \frac{-1}{D_f} dD \\ \frac{d\tau}{dX} &= -Z \cdot \tau_f \cdot X^{Z-1} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(11)式をDに関して微分すること、

$$\frac{d\tau}{dD} = \frac{d\tau}{dX} \cdot \frac{dX}{dD} = \frac{Z \cdot \tau_f}{D_f} \left(\frac{D_f - D}{D_f} \right)^{Z-1} \quad (13)$$

D=D_fのとき、(13)式は

$$\left(\frac{d\tau}{dD} \right)_{D=D_f} = \{ (13)の右辺 \}_{D=D_f} = 0$$

となるので、(11)式は極値を持ち、その最大値は

$$(\tau)_{D=D_f} = \tau_f$$

そして

$$(\tau)_{D=0} = 0$$

が成り立つので、曲線は原点を通る。

また(13)式において

$$\left(\frac{d\tau}{dD} \right)_{D=0} = Z \frac{\tau_f}{D_f} = \tan \theta = E_i \quad (14)$$

あるいは

$$\theta = \tan^{-1} \left(Z \cdot \frac{\tau_f}{D_f} \right) \quad (15)$$

ここで、E_i：初期変形係数、θ：初期傾度。

V 曲線の形状係数と過圧密比の関係

(10)と(11)式を用いて描かれたτ～D曲線を Fig. 4 に示す。この曲線の形状を表わすピーク強度τ_fと対応する変位D_f、τ_f/D_f、ブリトル指数I_B および初期変形係数E_iとn_pとの関係について述べる。

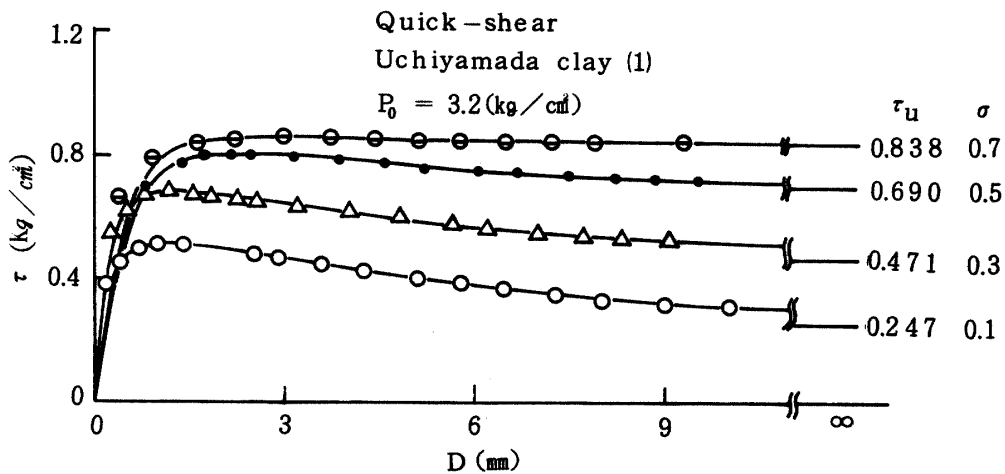


Fig. 4. Shear stress-displacement curves and ultimate values calculated by the use of the expressions, (10) and (11)

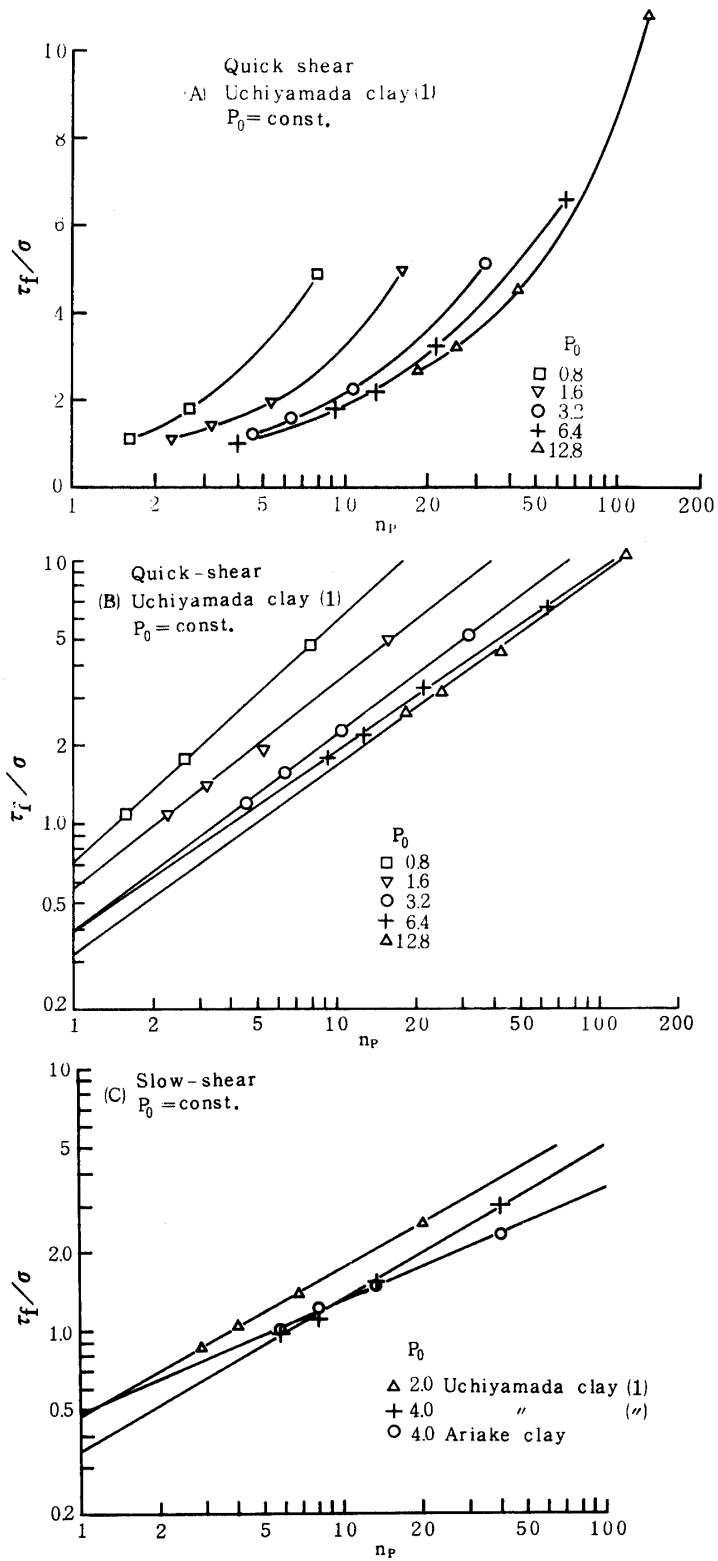


Fig. 5. τ_f/σ versus overconsolidation ratio in quick shear tests
 (A) On a semilog scale
 (B) On a log scale
 (C) Results of slow shear tests plotted on a log scale

1) τ_f と n_p の関係

Fig. 5 は、ピーク強度と垂直応力の比 τ_f/σ と n_p の関係を P_0 に対してプロットした一例を示す。各試料において τ_f/σ は n_p の増加とともに増大し、それぞれの P_0 に対して一定な弧を描いている。そして、それは P_0 が大きくなるにつれて立ち上りのゆるやかな上昇曲線になっており、さらに $\sigma = 0.1$ と 0.2 kg/cm^2 に対応する部分を除去すれば、全体として1つの帯状弧を形成しているようである。

これは Weald Clay や London Clay (4) および Oslo Clay (8) の結果と対比できる。Fig. 6 の関係は三軸圧縮試験によって求められた結果であるので、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma_{3c} \sim n_p$ 関係とほとんど同義である。これらの図から明らかなように、Uchiyamada clay (1) と Oslo Clay, および Soft Ariake clay と Weald Clay はそれぞれよく似た曲線の形状を示している。

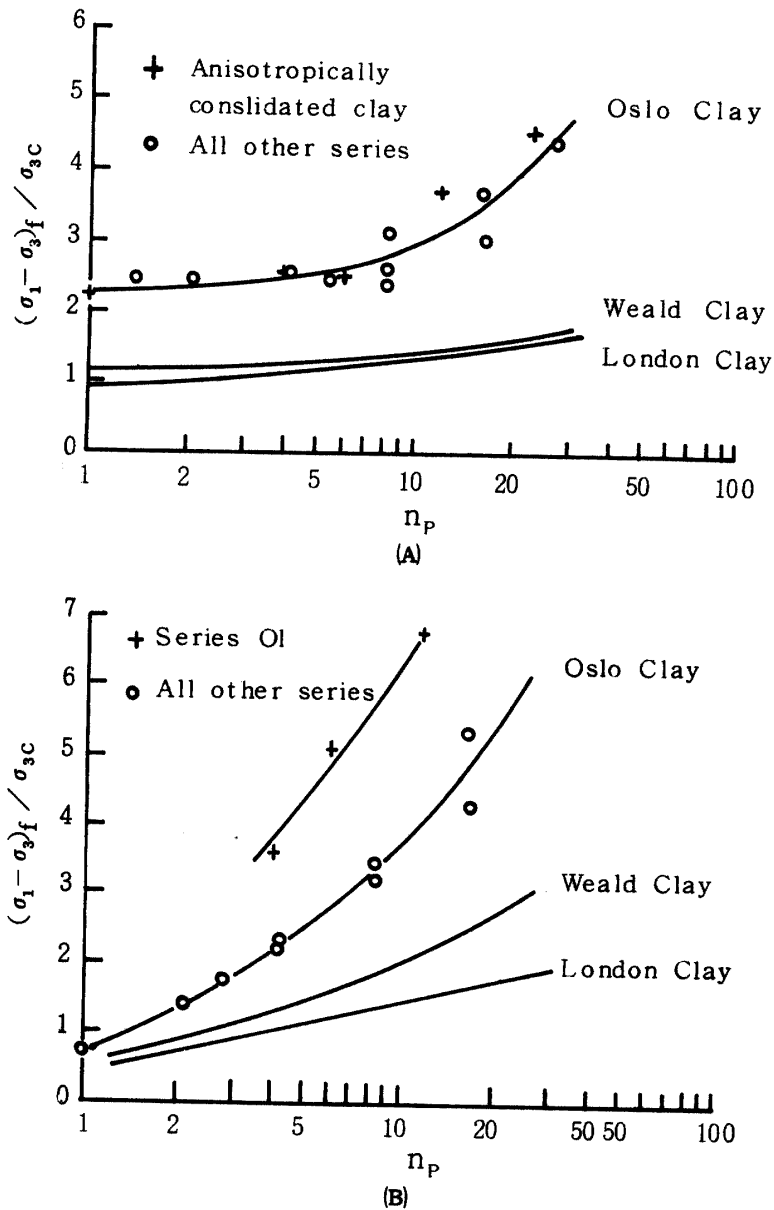


Fig. 6. $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma_{3c}$ versus overconsolidation ratio (4, 8)

(A) Results of drained tests

(B) Results of undrained tests

次に、 $\tau_f/\sigma \sim n_p$ 関係を両対数目盛に表わすと、各試料において直線的な関係が得られる。その一例を Fig. 5(B), (C)に示す。

2) D_f と n_p の関係

Fig. 2 で指摘されたように、 n_p の変化は $\tau \sim D$ 曲線の形を変化させ、ピーク値に達するまでの変位の大きさ D_f に影響を与える。すなわち n_p が大きいほど D_f は小さく、逆に n_p が小さいほど D_f は大きくなる。また、 $n_p = 1$ (正規圧密状態)においてはピークがかなり遅れて現われるか、

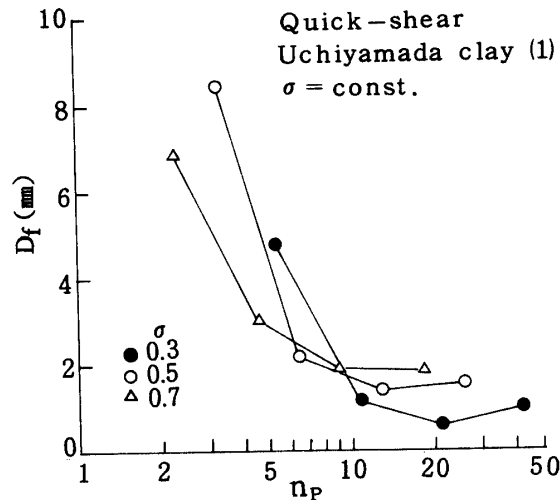


Fig. 7. Displacement at points of the peak versus overconsolidation ratio in quick shear tests

あるいは限られたセン断変位の範囲では応力上昇が続き、ピークが現われない場合が多い。

Fig. 7 は D_f を n_p の関数として表わしたもので、各 σ に対応させて描かれている。図から明らかのように、Uchiyamada clay (1)において $n_p = 3$ (限界過圧密比(7)) のときすでに $D_f = 7.2$ mm になるので、 $n_p = 3$ よりも小さい軽過圧密状態にある試料は限られたセン断試験範囲 (セン断箱直径の15%以内) でピークを持たない。Ariake clay においては σ の大小にかかわらず $n_p = 1$ のとき $D_f = 3 \sim 4$ mmになり、正規圧密状態でもピークが発生する。そして、 n_p が大きくなるにつれて D_f は漸減しているが、Uchiyamada clay の場合と比べてその関係が顕著に現われていない。

3) τ_f/D_f と n_p の関係

Fig. 8 は Soft Ariake clay と Stiff Ariake clay における $\tau \sim D$ 曲線のピークの位置 (D_f, τ_f)と n_p の関係を示す。両者共、垂直応力を一定にして n_p を変化させた場合の結果で、両対数目盛において直線関係がみられる。

初期含水比および乾燥密度がそれぞれ $w_i = 90\%$, $\tau_{di} = 0.75$ g/cm³ の練り返し土である Soft Ariake clay は R_0 のもとで圧密 (厳密に言えば、異方圧密) されることによって粘土粒子相互間の結合力を高める。そして、 n_p が大きくなるほど圧密効果も大になり、強度増加がおこる。粘土粒子は一般に板状であり、Duncan(2) の研究によれば、その粒子の配列は圧密中の最大主応力面に平行になる。この傾向は圧密圧力の増大とともに著しくなってセン断特性に影響する。

一方、 $w_i = 65\%$ 、 $\tau_{di} = 0.84 \text{ g/cm}^2$ の Stiff Ariake clay は自然乾燥によって固化された不攪乱試料であるため、構造的にかなりしっかりした粒子配列がなされており、高い強度を有している。したがって、試料が経験した圧力よりも大きな R_0 を負荷することによって骨組構造の崩壊と粒子の再配列が行なわれていることが考えられ、必ずしも n_p の増大による強度増加の効果があるとは限らない。これは、 $\tau_f/D_f \sim n_p$ 関係だけでなく、前記した $D_f \sim n_p$ 関係においても認められていることである。

4) I_B と n_p の関係

前述したように、粘土の $\tau \sim D$ 挙動は応力履歴によって大きく左右される。そして、ピークを過ぎた後の強度低下も、過圧密比や固結度の高いものほど、より顕著に現われる。

任意の垂直応力に対する $\tau \sim D$ 曲線において τ_f から残留強度 τ_r に移行するときの強度の低下率を、Bishop(1) は次式で表示した。

$$I_B = (\tau_f - \tau_r) / \tau_f \tag{16}$$

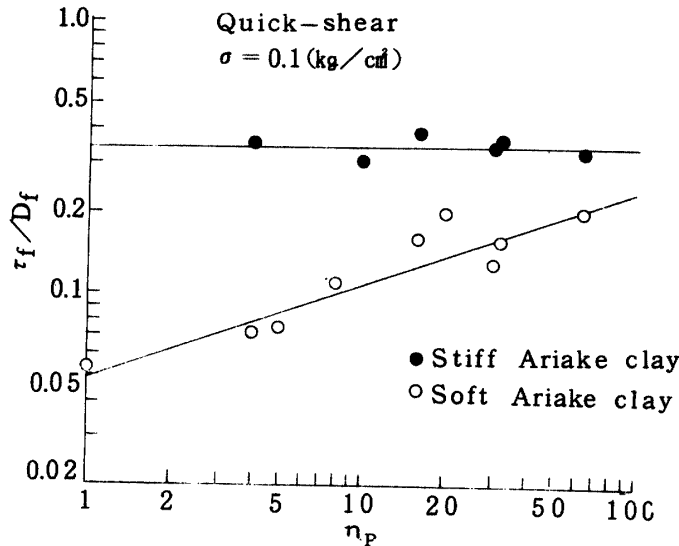


Fig. 8. τ_f/D_f versus overconsolidation ratio in quick shear tests

I_B (Brittleness index) と σ との間には Fig. 9 の関係があり、Bishop によってもすでに指摘されている。すなわち同等の R_0 の負荷を経験した試料であっても、現在受けている σ の大きさによって τ_f から τ_u (緩速せん断の場合: τ_r) への強度低下率は種々変化する。そして、ある一定の R_0 に対しては 1 つの決まった曲線が得られるようである。

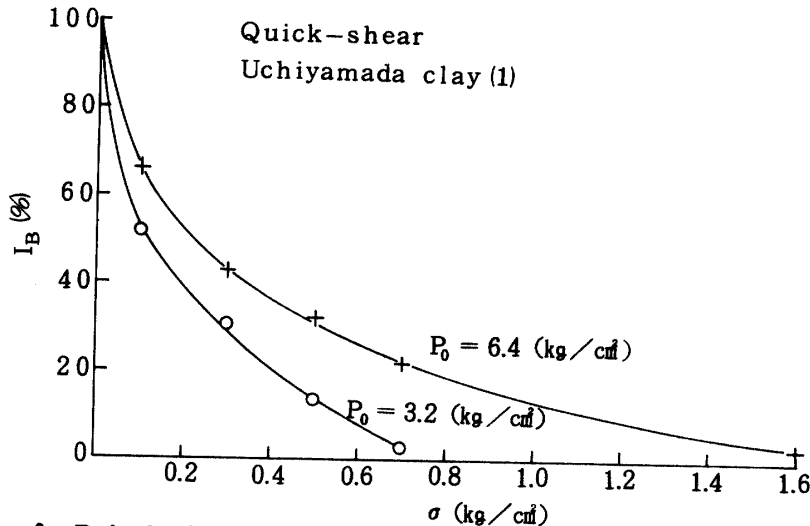


Fig. 9. Brittle index versus normal stress in quick shear tests

Uchiyamada clay (1) において $P_0 = 6.4 \text{ kg/cm}^2$ の場合、 $n_p = 64$ に相当する $\sigma = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ のもとで $I_B \doteq 65\%$ 、 $n_p = 6.4$ に相当する $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ のもとで $I_B \doteq 13\%$ および $n_p = 4$ に相当する $\sigma = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ のもとで $I_B \doteq 3\%$ になる。

これに対して、Weathered brown London Clay の場合には、非常に低い応力のもとで $I_B \doteq 100\%$ 、試料採取地点の平均深度に相当する応力のもとで $I_B \doteq 50\%$ そして比較的高い応力のもとで $I_B \doteq 30\%$ だけ低下すると言われる(1)。

このように $\tau \sim D$ 関係および $I_B \sim \sigma$ 関係におよぼす n_p の影響が明らかになったので、次に I_B と n_p の間の関係について調べる。

Fig.10は Uchiyamada clay(1)の急速と緩速および Soft Ariake clay の緩速せん断試験結果を示す。 P_0 の大きさによって n_p に対する I_B の変化の仕方に幾分違いが認められるけれども、大体実線に沿って変化する傾向がある。急速と緩速とでは、前者の方がより大きな強度降下を示すようである。図で実線が n_p 軸と交わる点は $\tau \sim D$ 曲線においてピークが初めて出現するときの試料の限界過圧密比を意味し、土性やせん断速度によって変化する。Ariake clay では n_p の増加に対して I_B に大きな変化はみられないが、正規圧密状態にあるにもかかわらず過圧密的な強度特性を示すという報告(6)と一致する。

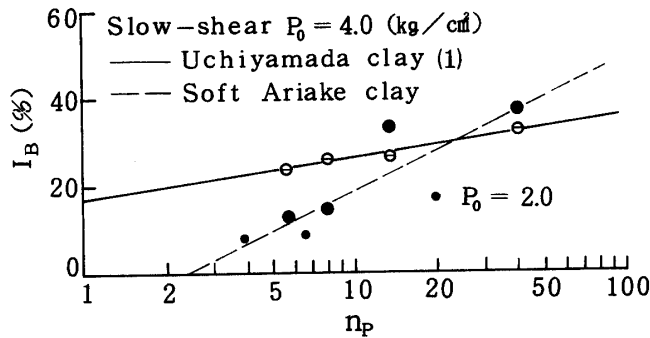


Fig.10. Brittle index versus overconsolidation ratio

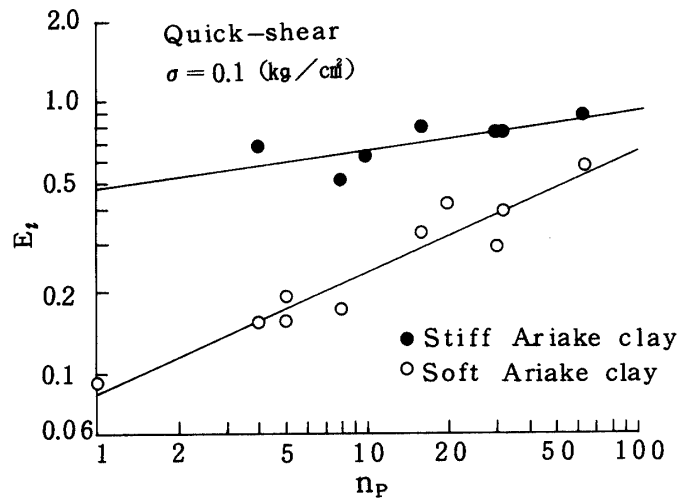


Fig.11. Initial tangent modulus versus overconsolidation ratio in quick shear tests

5) E_i と n_p の関係

Fig. 2の $\tau \sim D$ 曲線において述べたように, n_p ($\sigma = \text{const.}$ の場合) が大きくなるほどせん断変位の増加に対する応力の立ち上がりが急になり, ピークに至る。Fig. 11は(14)式を用いて計算した E_i と n_p の関係を示す。Soft と Stiff 試料は共に直線的に変化している。両者における相違は, 前者が含水比の高い練返し試料であるのに対し, 後者が固結した不攪乱試料であることに因りましよう。そして, 固結土は成形時にすでに練返し土の $n_p = 50$ に相当する応力の立ち上り現象をみせるが, その後の n_p の増加に対する E_i の増加率は小さい。

VI 結 言

実験結果から次の点が明らかになった。

1) ピーク以後の $\tau \sim D$ 曲線の形状は解析的に次式で表わされる。

$$\tau = \frac{b \tau_f^2 + c (D - D_f)^2}{\sqrt{(D - D_f)^2 + b}} \quad (D \geq D_f)$$

ここに, b, c は過圧密比や土性によって決まる定数, τ_f, D_f はピーク強度とそれに対応する変位を示す。

2) 過圧密状態における $\tau \sim D$ の挙動は試料の持つ応力履歴によって大きく影響される。すなわち過圧密の程度が高い土ほど, 固結化が進み, 強度の増加とピーク後の強度低下が顕著である。

3) ピーク強度と変位の比 (τ_f/D_f), ブリトル指数 (I_B), 初期変形係数 (E_i) 等の $\tau \sim D$ 曲線の形状係数と過圧密比とは相関関係が極めて高い。

謝 辞

本研究を行なうにあたって終始御指導と御鞭達を賜った九州大学農学部藤川武信教授に厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

1. Bishop, A. W. and Little, A. L. 1967 The influence of the size and orientation of the sample on the apparent strength of the London Clay at Maldon, Essex, Proc. Geotech. Conf. Oslo, 1 : 89~96
2. Duncan, J. M. and Seed, H. B. 1966 Anisotropy and stress reorientation in clay, Proc. ASCE, 92(5) : 21~50
3. Hansen, J. B. 1965 Some stress-strain relationships for soils, Proc. 6th Int. Conf. SMFE, 1: 231~234
4. Hansen, D. J. 1956 The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear, Geotechnique, 6 : 139~150
5. Kondner, R. L. 1963 Hyperbolic stress-strain response : Cohesive soils, Proc. ASCE, 89 (1) : 115~143

6. 難波直彦 1973 軟弱な水成土積地盤土における非排水強さの力学的特性に関する研究, 鹿児島大学農学部学術報告, 23 : 283 ~ 331
7. Roscoe, K. H. Schofield, A. N. and Wroth, C. P. 1958 On the yielding of soils, Geotechnique, 8 : 22 ~ 53
8. Simons, N. E. 1960 The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo Clay, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado 747 ~ 763
9. Skempton, A. W. 1964 Long term stability of clay slopes, Geotechnique 14 : 77 ~ 101

Summary

It is a well-known fact that if an overconsolidated clay is strained beyond failure, its strength will decrease and finally reach a certain constant value, the ULTIMATE STRENGTH (it is referred to especially as the RESIDUAL STRENGTH under slow drained shear test), which will remain constant for further straining. For the overconsolidated plastic clays the drop in shear strength after failure is very significant.

In order to investigate the relation between stress-displacement behaviour after passing the peak i. e. rate of progressive reduction in strength from the peak to the ULTIMATE (or RESIDUAL) condition and degree of overconsolidation, a series of direct shear test has been conducted under each different conditions of overconsolidation ratio (the ratio of preconsolidation stress to effective normal stress, $n_p = R_v/\sigma$) respectively for $P_0 = \text{constant}$, $\sigma = \text{constant}$ and $n_p = \text{constant}$.

From the test results the following points were clarified.

1. The general shape of the stress-displacement curve ($\tau \sim D$ curve) of the postpeak can be expressed analytically by

$$\tau^2 = \{ b \tau_f^2 + c (D - D_f)^2 \} / \{ (D - D_f)^2 + b \}, \quad (D \geq D_f)$$

where b and c are constant on the overconsolidation ratio and the materials.

2. The stress-displacement behaviour of the state of overconsolidation is greatly dependent on the stress history of the sample—the higher the overconsolidation ratio, the stiffer the soil.

3. The shape factors of the stress-displacement curve, initial tangent modulus (E_t), ratio of stress to displacement at failure (τ_f/D_f) and brittle index (I_B), seem to be well expressed as a function of the overconsolidation ratio.