

琉球大学学術リポジトリ

過圧密粘土のせん断強度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/20.500.12000/4371

過圧密粘土のせん断強度特性におよぼす過圧密比の影響*

宜 保 清 — **

Seiichi GIBO : Effect of overconsolidation ratio on the shear strength characteristics of overconsolidated clays

I 緒 言

残留強度が問題となる長期安定斜面においては、その過圧密の程度がせん断強度に大きく影響する。これについては Casagrande (3), Henkel (5), Barron (1), Simons (9), Rerloff (8)らによって研究されており、中でも Henkel は強度や体積ひずみと過圧密比の間の相関性について説き、Barron は強度と過圧密比の間に数理的関係を導入した。

本研究では、Barronの考えと異なる別の方向から過圧密領域のせん断強度包絡線、過圧密比および先行圧密荷重相互間の数理的関係について解析を試みた。

II 粘土の圧密とせん断特性

圧密とせん断強度の関係を調べるさいには圧密の考え方を拡張して膨張までも含める。すなわち実際問題において、その粘性土試料が正規圧密状態にあるか過圧密状態にあるかによって多少異なった考え方をする必要があるので、圧密による強度定数の変化を問題にする場合には正規圧密と過圧密の両方の状態について試験を行なわなければならない。

Fig. 1は粘性土試料についての一連の圧密およびせん断試験結果を模式的に示したものである(2, 7)。A図は供試体を初期状態より $a \rightarrow b \rightarrow c$ と圧密した場合、および $a \rightarrow b$ と圧密した後 $b \rightarrow d$ と膨張させた場合の圧密圧力 P と含水比 w の関係を示す。圧密および膨張後の非排水せん断で得られるせん断強度を垂直応力 σ に対してプロットしたものがB図である。 $a \rightarrow b \rightarrow c$ のような正規圧密状態では非排水強度は σ に関して直線的に増大するが、 $b \rightarrow d$ のような過圧密状態では強度と σ の関係は湾曲した強度線になる。したがって、その強度定数を求めるためには、問題としている垂直応力の範囲内の湾曲部を直線で置き換えるのである。C図に示されている圧密排水せん断試験結果の場合も同様である。図中 α_1, α_2 は正規圧密領域、 β_1, β_2 は過圧密領域に対する Mohr の応力円を示す。

再びA図の $w \sim P$ 曲線に戻って、 b 点よりもさらに大きな C 点の圧密圧力(試料が過去に経験したうちで最大の圧密圧力を先行圧密荷重 P_0 という)を受けていた試料が、 e 点まで減圧されたことによつて膨張した場合の過圧密状態を考えてみる。これに対する包絡線は、B図に示されるように、 σ が小さくなるほど曲率の大きな湾曲を呈する。

* 本論文の一部の要旨は、昭和47年11月の農業土木学会九州支部講演会で報告した。

** 琉球大学農学部農業工学科

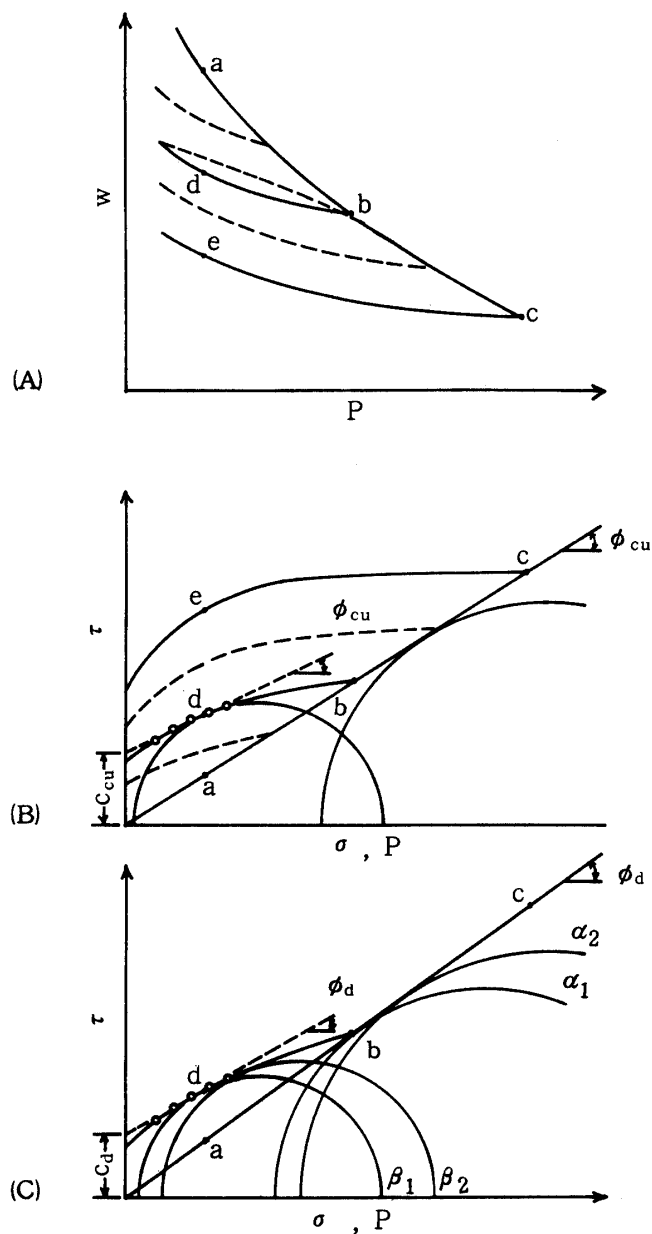


Fig. 1. Consolidation and shear strength characteristics of clays

- (A) Water content and consolidation pressure
 (B) Mohr diagram for consolidated-undrained tests
 (C) Mohr diagram for consolidated-drained tests

P_0 を変化させた場合も同様な傾向を示し、同じ領域の σ に対しては過圧密比 n_p (または P_0)が大きいほど高い強度と急激に湾曲した包絡線が得られる。そして σ が P_0 に近づくにつれて、曲線はゆるやかになり、 $\sigma = P_0$ (すなわち $n_p = 1$)になった時点では正規圧密状態に対する包絡線と一致する。

このように過圧密粘土における強度定数の値は n_p や P_0 の大きさによって種々変化する。

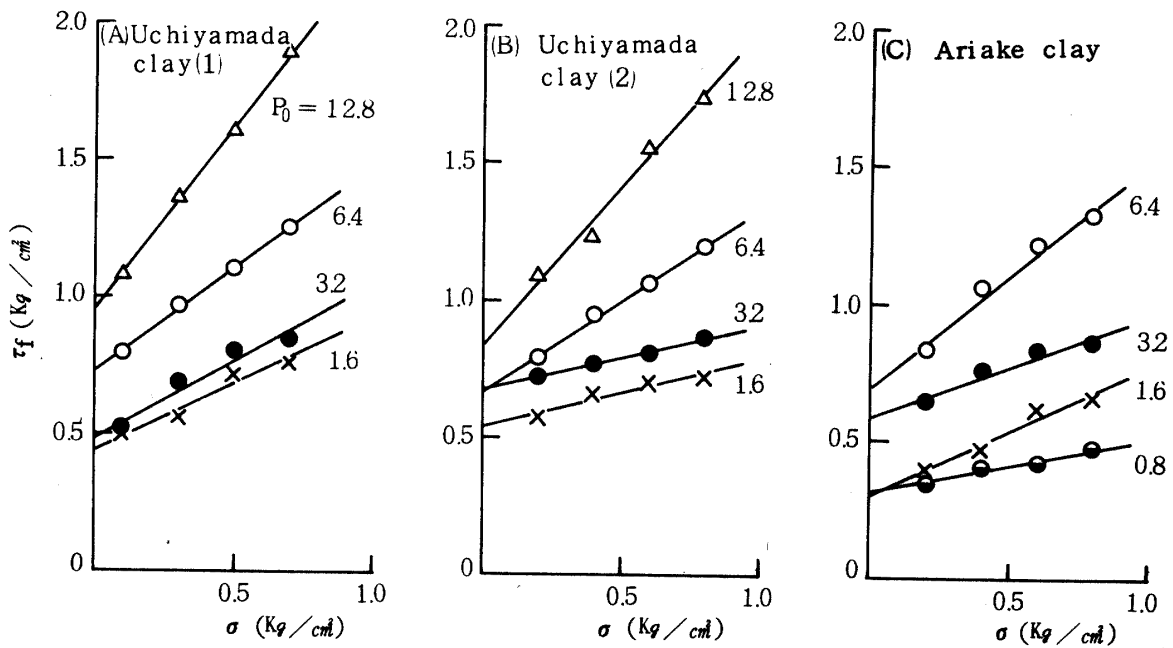


Fig. 2. Coulomb shear strength diagram and consolidation pressure

III 実験方法

直接せん断試験機を用い、Uchiyamada clay(1), (2)および Ariake clayの3種について急速せん断を行なった(4)。供試体の作製：2mmフルイ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てから繰り返す。そして初期条件を一致させるために、湿潤密度が一定になるように成形する。圧密：所定の P_0 のもとで定常状態になるまで十分圧密する。 P_0 を除去した後、所定の σ をかけて試料に伸縮を許し、落ち着くまで膨張させる。この段階で過圧密状態の試料が形成されることになる。せん断：膨張時と等しい σ のもとでせん断を行なう。せん断変位速度を0.6 mm/minにとる。

IV 結果と数理的関係

Fig 2に示されている τ_f と σ の関係は所定の過圧密領域についての試験結果である。 P_0 を0.8, 1.6, 3.2, 6.4, 12.8 kg/cm²と変化させ、それぞれに対する σ を0.1 (0.2), 0.3 (0.4), 0.5 (0.6), 0.7 (0.8) kg/cm²と変化させる。各試料共、 P_0 の値の違いによって位置の異なった包絡線を形成しており、大きな P_0 に対するもの (n_p の大きい過圧密領域)ほど急な勾配と大きな切片を与える。たとえば、Uchiyamada clay (1)の場合 $P_0 = 12.8$ kg/cm²と1.6 kg/cm²とでは、粘着力 c においておよそ54%そしてマサツ角 ϕ においておよそ50%の差異が認められる。

実際、過圧密領域における強度線は湾曲しており、 P_0 の大きさに対してある決まった規則的な間隔でもって変化することが知られている(6)。それゆえ、強度定数を求めるためには、問題としている σ の限られた範囲内の屈曲部を直線によって置き換えているのである。

Coulombの式からわかるように、 τ_f は σ の関数であることは言うまでもなく、さらに n_p の関数でもある。すなわち、

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

$$\tau_f = F(\sigma, n_p) \quad (2)$$

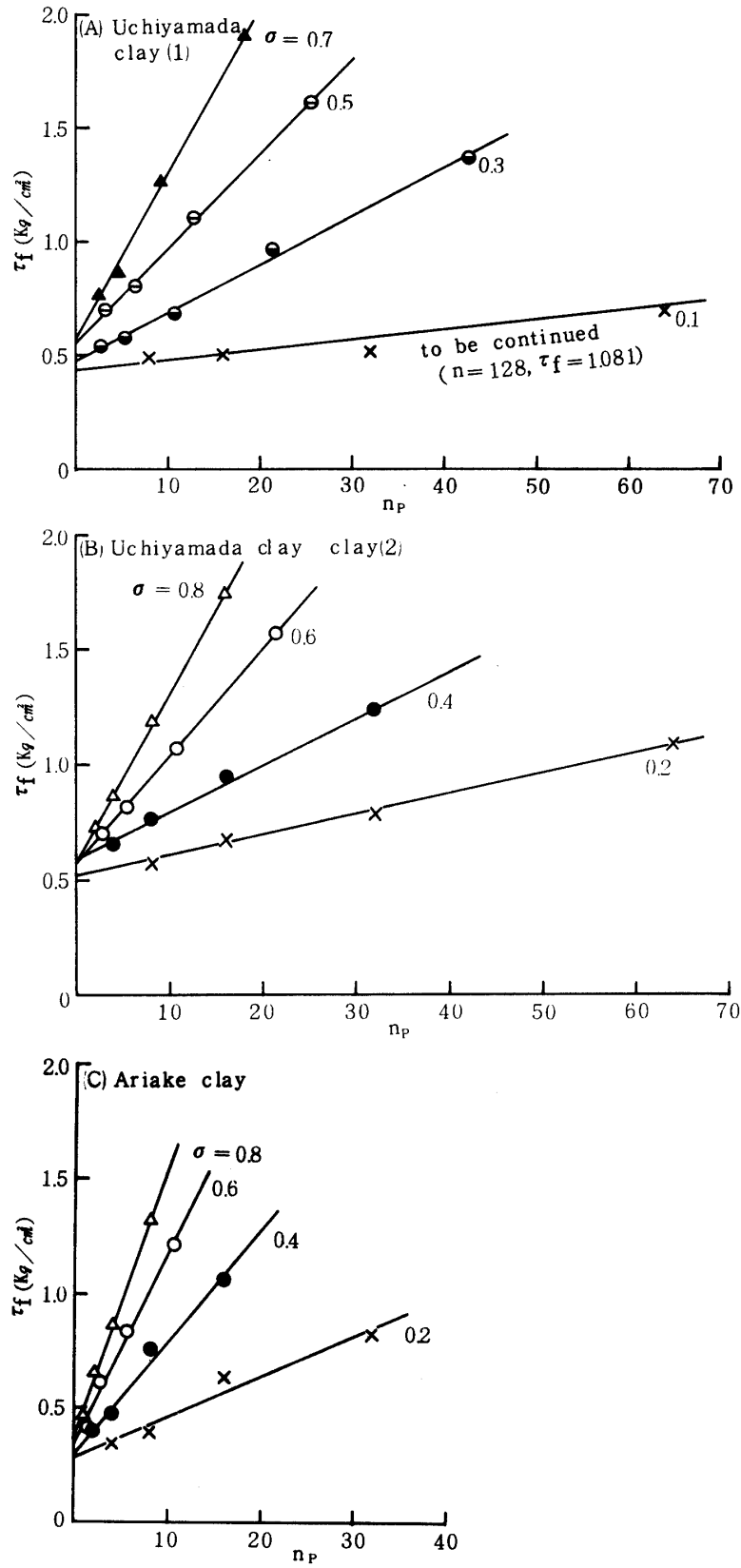


Fig. 3. Shear strength versus overconsolidation ratio and normal stress

Fig. 3 に示されている $\tau_f \sim n_p$ 関係は σ に対してプロットされており、 n_p を 1 から 128 まで変化させている。3 試料において直線関係がみられる。そしてそれぞれの直線群は、 σ の変化に対して一定な変化を示す勾配と、 σ に関係なく互に隣接している切片を有する（これは、Barron(1)の $\sigma_1/\sigma_3 \sim n_p$ 関係でも認められている）。すなわち各 σ に対して次式が成り立つ。

$$\tau_f = b + a \cdot n_p \quad (3)$$

ここで、 b : 土性によって決まる定数で σ の変化によってあまり影響されない、 a : σ の関数。
 τ_f と σ および n_p を関連づける数理的方程式を確立するために問題となるのは、 $\tau_f \sim \sigma$ 関係と $\tau_f \sim n_p$ 関係を結びつける関数を如何に見つけるかということである。Fig. 3 に示されている $\tau_f \sim n_p$ 直線の勾配 a と σ の関係を決定することは、関数を見つけることと同義である。

今、(3)式を変形して

$$\begin{aligned} a &= (\tau_f - b) / n_p \\ &= \{ (\tau_f - b) / P_0 \} \cdot R_0 / n_p \end{aligned} \quad (4)$$

さらに

$$\begin{aligned} n_p &= R_0 / \sigma \text{ から} \\ a &= \{ (\tau_f - b) / P_0 \} \cdot \sigma \end{aligned} \quad (5)$$

a は次式のような対数関数によって σ と関係づけられる。

$$\ln(a) = n \cdot \ln(\sigma) + \ln(T) \quad (6)$$

ここで、 n, T : 土の種類によって決まる定数。

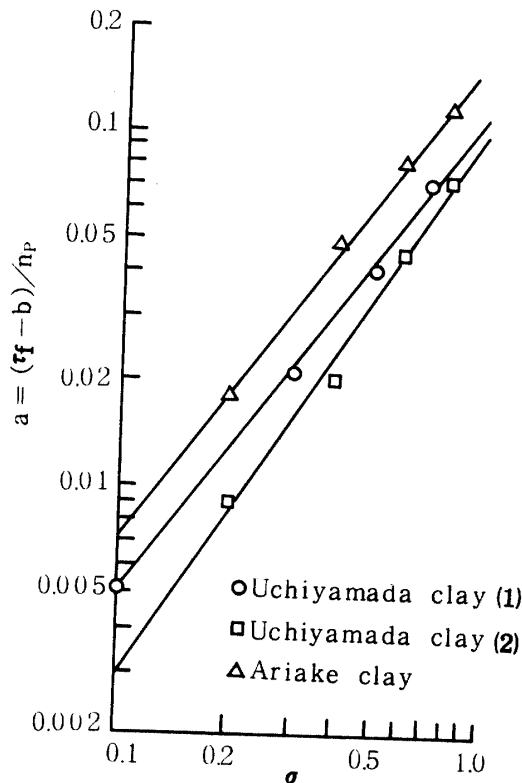


Fig. 4. Method used for determining the parameters n and T

Fig. 4 に示すように、両対数紙上で a を σ に対してプロットすることによって得られる直線の勾配が n を、切片が T を意味する。 T は $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対応する値である ($\because \ln(1.0) = 0$)。

(5)式は $a = T \cdot \sigma^n$ のように整理されるので、 τ_f は次式で表わされる。

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot n_p \quad (7)$$

$$\text{但し } \bar{b} = \sum b / N$$

ここで、 N : σ に対する(3)式の数。

(7)式を n_p の代わりに P_0 で表わすと、 $n_p = P_0/\sigma$ から

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} \cdot R_0 \quad (8)$$

これは R_0 の一次関数で、(7)式とほとんど同義であることが、Fig. 2 と Fig. 5 から明らかである。

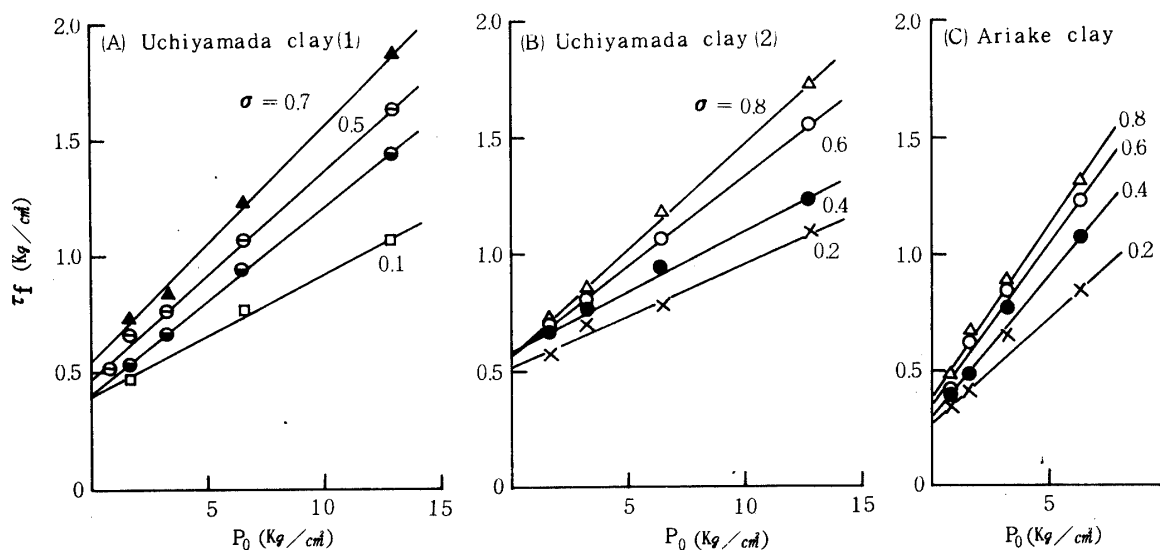


Fig. 5. Shear strength versus preconsolidation pressure and normal stress

また、(8)式は P_0 を一定にした場合の $\tau_f \sim \sigma$ 関係も示す。もちろんその関係はCoulombの式にしたがった真直ぐな包絡線にならず、高い n_p の領域ほど曲率の大きい曲線を形成しており、過圧密粘土の一般的な強度特性をよく示す。

実際に(7)式を用いて、3試料に関する過圧密領域の強度を表わすと、それぞれに対して次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \text{Uchiyamada clay (1)} &: \tau_f = 0.507 + 0.109 \sigma^{1.341} n_p \\ \text{Uchiyamada clay (2)} &: \tau_f = 0.569 + 0.097 \sigma^{1.525} n_p \\ \text{Ariake clay} &: \tau_f = 0.344 + 0.164 \sigma^{1.361} n_p \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここで、右辺第1項の値は \bar{b} を示し、それぞれFig. 3における $\tau_f \sim n_p$ 直線の切片 b の平均値で与えられる。 n および T はFig. 4と(6)式から求められる。

(9)式を $\sigma = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に対して図示したものをFig. 6に示す。図中、右下りの曲線は R_0 を一定にして σ を変化させた場合の n_p の変化とせん断強度の関係を表わす。下方から順に $R_0 = 32, 64, 96 \text{ kg/cm}^2$ に対する等値線である。これらを式で表わすと、(9)式および $n_p = R_0/\sigma$ から、

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= 0.507 + 0.109 \sigma^{0.341} P_0 \\ \tau_f &= 0.569 + 0.097 \sigma^{0.525} P_0 \\ \tau_f &= 0.334 + 0.164 \sigma^{0.361} P_0 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

が得られる。

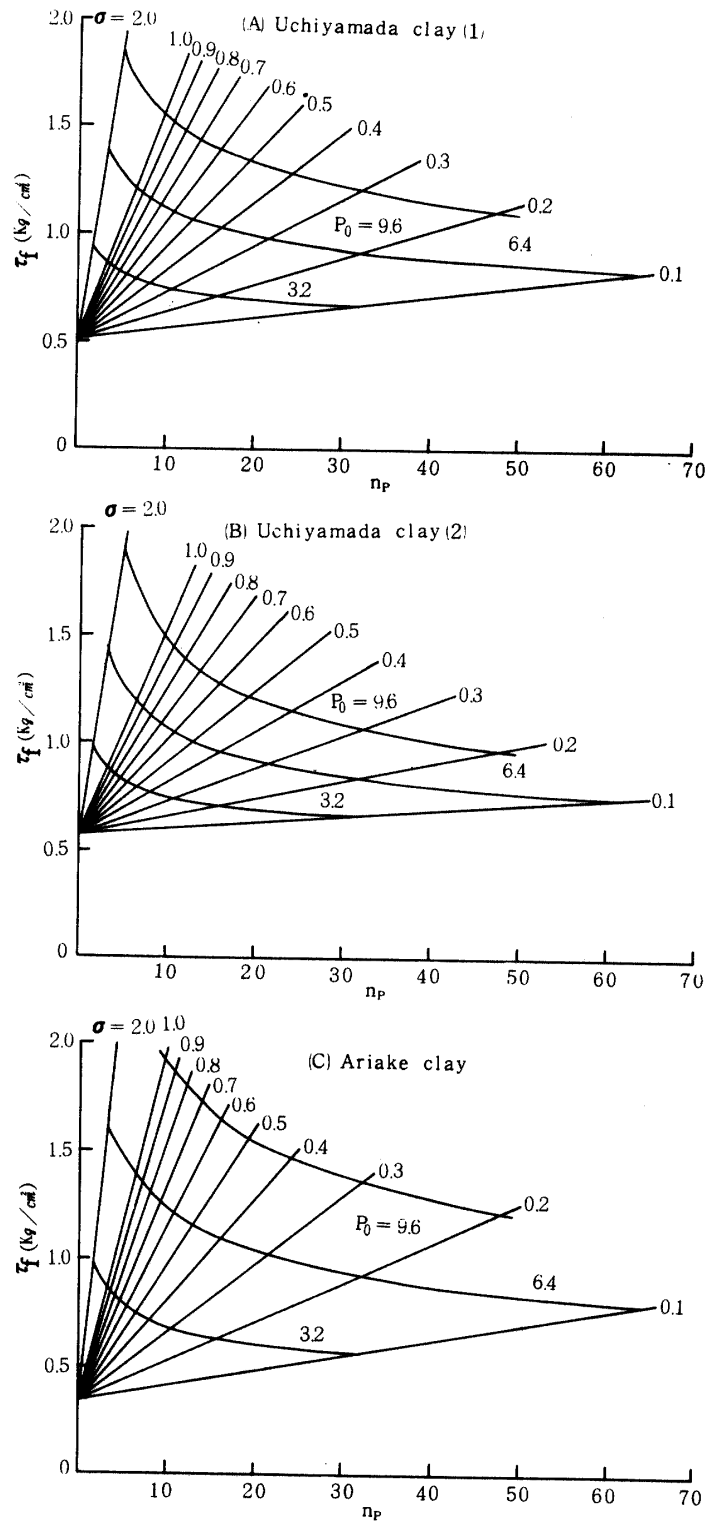


Fig. 6. Relationship between the equation, $\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot n_p$ obtained on the original data and normal stress and preconsolidation pressure

(A) $\tau_f = 0.507 + 0.109 \sigma^{1.341} \cdot n_p$

(B) $\tau_f = 0.569 + 0.097 \sigma^{1.525} \cdot n_p$

(C) $\tau_f = 0.334 + 0.164 \sigma^{1.361} \cdot n_p$

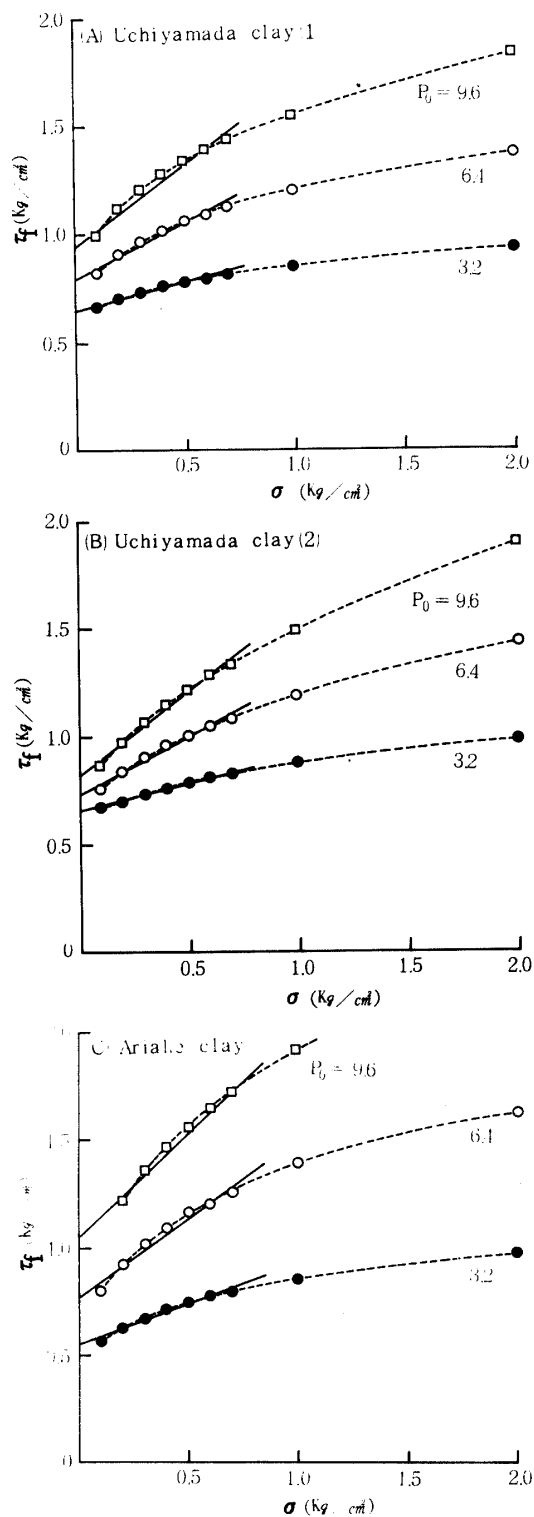


Fig. 7. Typical plots of shear strength versus normal stress computed

on the equation, $\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} \cdot R_0$

(A) $\tau_f = 0.507 + 0.109 \sigma^{0.341} \cdot R_0$

(B) $\tau_f = 0.569 + 0.097 \sigma^{0.525} \cdot R_0$

(C) $\tau_f = 0.334 + 0.164 \sigma^{0.361} \cdot R_0$

(10)式を $R_0 = 3.2, 6.4, 9.6 \text{ kg/cm}^2$ に対して描いたものをFig. 7 に示す。この $\tau_f \sim \sigma$ 関係は同じ領域 ($\sigma = 0.1 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$) におけるプロットなので、当然 R_0 が大きいほど n_p も大きく、高い強度と大きな曲率の曲線になる。また、同一の R_0 に対する $\tau_f \sim \sigma$ 曲線内でも大きな過圧密比領域ほど曲率が大きく、反対に過圧密比が小さくなる (σ が R_0 に近づく) につれて曲率は小さくなり、最後にはゆるやかな直線になることがわかる。言い換えると、1つの過圧密領域において σ の如何なる範囲を代表させるかによって異なった包絡線が得られ、強度定数も変化する。したがって、この場合の c および ϕ は、問題としている σ に対する限定包絡線で与えてよいことがわかる。

V 結 論

ピーク強度 (τ_f) は垂直応力 (σ) の関数であるばかりでなく過圧密比 (n_p) の関数でもある。すなわち次式が成り立つ。

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot n_p$$

上式において n_p を先行圧密荷重 (R_0) で置き換えると、

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} R_0$$

ここに \bar{b} , T , n は土性によって決まる定数である。これは P_0 の一次関数であると同時に、 R_0 を一定にした場合の $\tau_f \sim \sigma$ 関係すなわち過圧密領域のせん断強度特性を示す。したがって、強度定数を求めるためには、問題にしている過圧密領域の $\tau_f \sim \sigma$ 関係の湾曲部を直線で置き換えて限定包絡線とする。

このように、任意の粘土に対しある限られた範囲の $\tau_f \sim n_p$ 関係を実験的に求めることによってその定数が決まるので、 R_0 が変化した場合の $\tau_f \sim \sigma$ の特性と強度定数を推定できる。

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. Barron, R.A. 1960 Prestress effects on the strength of clay, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado 163~168
2. Bishop, A. W. and Henkel, D. J. 1957 The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, London, 7: 128
3. Casagrande, A. and Wilson, S. D. 1949 Investigation of the effect of long-time loading on the strength of clays and shales at constant water content, Report to U. S. Waterway Experiment Station, Harvard University 77
4. 宜保清一 1974 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, 琉球大学農学部学術報告, 21: 137~150
5. Henkel, D.J. 1956 The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear, Geotechnique, 6: 139~150

6. Hvorslev, M. J. 1960 Physical components of the shear strength of saturated clays, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado 167~273
7. Nakase, A. 1967 Decrease in undrained strength of saturated marine clays due to rebound, Proc. 3rd Asian Regional Conf. SMFE, 1: 227~230
8. Rerloff, W. H. and Osterberg, J. O. 1964 Effect of stress history on strength of cohesive soils, Highway Res, Record, 49~71
9. 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

Summary

The shear strength line of an overconsolidated clay has a curvature when the shear strengths are determined by undrained tests and plotted against total normal stresses (σ). The degree of the curvature increases regularly with increasing preconsolidation stress (P_0) and overconsolidation ratio (η_p). In this paper the mathematical relationships that exist between the shear strength envelopes and P_0 and η_p are developed.

The results are summarized as follows :

1. The peak strength (τ_f) may be expressed in terms of σ and η_p :

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot \eta_p$$

where \bar{b} , T and n are constants dependent on the degree of overconsolidation and a given soil .

2. Using P_0 as a replacement for η_p , the following expression is obtained :

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} P_0$$

It shows not only the fact that the value of τ_f is proportional to the value of P_0 , but also the relationship between τ_f and σ for $P_0 = \text{constant}$.

3. The constants \bar{b} , T and n are therefore determined from $\tau_f \sim \eta_p$ relationship in the limited stress range for a given soil, and then the shear strength curves for various preconsolidation stress can be illustrated.