

粘土のベーンせん断強度に関する 2, 3 の考察

柴 田 徹・田 河 勝 一

VANE SHEAR STRENGTH OF CLAYS

By Toru SHIBATA and Shoichi TAGAWA

Synopsis

An attempt was made to clarify some uncertainties concerning the interpretation of vane tests due to insufficient knowledge of stress conditions and mode of strain within the failure zone. The shear strengths measured in the vane-triaxial apparatus were in good agreement with that of the in-situ vane tests. The comparison of vane shear with the results of both box shear and triaxial-slice shear tests indicated that the vane shear strength of unsaturated low plastic clay can be possibly equal to the drained shear strength. The measurement of residual strengths of clays was made with success in the vane-triaxial apparatus.

1. ま え が き

地盤のせん断強度を把握するために採られる通常の方法は、採取した土試料を実験室で試験し、供試体の強度を求めるものと、各種のサウンディングによって原位置強度を求めるものがある。前者は試料の採取技術の進歩によって攪乱度の極めて小さい試料を力学試験に提供できるようになってきているが、地中で受けていた応力が地上で一旦は解放されるために、土の構造や強度に与える影響は消すことができない。このような不可避の要素に加えて、工学的な観点から原位置強度を直接知ろうとする要求が生じるので、ねじりせん断やコーン貫入等を利用した種々の方法が開発研究されている。その中でもベーン試験は特に軟弱な粘土地盤の原位置強度を測定するために有効な手法であるので広く用いられているが、この試験に関しても他の試験法と同様になお未解決の問題が残されている。これら問題点の中から文献 1) 2) において解明しえたことは、ベーン試験によるすべり面に作用する応力状態の推定、ベーン試験で測定されるせん断強度の異方向性、および工学的に重要な意義をもっている c/p 値 (ここに c ; 非排水せん断強度, p ; 圧密圧力) の意味についてである。

この論文はその後の成果をまとめたもので、実験の大部分は三軸ベーンせん断試験機を用いている。まず乱さない鋭敏な粘土を用いて、自然地盤内で受けていたものと同じ応力状態を実験室の三軸セル内で再現し、その際の実験室と原位置のベーン強度を比較する。ついでベーンの両端面で測定される (すなわち水平面上の) せん断強度の諸特性を調べるほか、ベーンせん断時の排水条件を他のせん断試験と比較することによって推定する。さらに最近再び議論されることが多くなった残留強度について、ベーン試験機を用いて測定した例を述べる。

なおベーン試験結果の解析原理を紹介しておく、ベーン試験で測定されるトルクの最大値 M と粘土のせん断強度とはつぎの Cadling の式で関係づけられる。

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot H \cdot D^2 \cdot \tau_v + \frac{\pi}{2} \cdot D^3 \cdot \alpha \cdot \tau_H \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに H と D ; ペーンの高さと直径, τ_v と τ_H ; 鉛直面と水平面 (あるいはペーンの側面と上下両端面) 上のせん断強度, α ; ペーン端面上のせん断応力分布によってきまる係数である。式 (1) において鉛直面と水平面上のせん断強度が等しいとして $\tau_v = \tau_H = c$ とおき, かつ長方形分布を仮定して $\alpha = 1/3$ とすれば

$$c = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{D}{H}\right)} \frac{2M}{\pi D^2 H} \dots\dots\dots (2)$$

がえられ, これはペーン試験結果より c 値を算定するために慣用されているものである。

2. 装置と試料

三軸ペーンせん断試験機は, 三軸応力状態にある土試料のペーンせん断強度を測定するためのもので, 既に文献 2) 3) に報告されているので概略のみを説明する。その原理は Fig. 1 に示すように, 三軸セル中で等方または異方向圧密を完了させた試料中に, 底部よりペーンを貫入し, ペーンの軸をモーターによって回転しその時の回転角とトルクを測定するもので, つぎのような特徴をもっている。すなわち i) 試料に作用する応力を任意に選ぶことができる, ii) ペーンの回転速さはモーターとギヤー・ボックスの組合せにより $0.12 \sim 360 \text{ deg/min}$ の範囲に変えることができる, iii) 測定トルクの範囲は粘土の強度に応じて変えられ, せん断強度の測定可能値は 1.4 kg/cm^2 とかなり大きい。

使用した試料はその物性を Table 1 に示すように乱さない粘土 2 種類, 乱した粘土 2 種類である。乱さない粘土に関しては底面積 20 cm^2 , 高さ 10 cm の円柱形に成形した試料を三軸セル中にセットする。また乱した試料 No. 2 の成形法は, 液性指数 0.8 程度の含水比で十分に練り返したのち, 底面積 20 cm^2 , 高さ 12 cm のモールド内で突き固めたものを三軸セル底板のベDESTAL 上にセットし, 高さを 10 cm にそろえる。乱した試料 No. 3 は液性指数 1.0 以上の高含水比でソイル・ミキサーにより十分に練り返したのち, 試料作製用の大型圧密リング中で 0.5 kg/cm^2 の圧力で圧密したものを成形して使用した。

圧密は通常の三軸圧縮試験と同様の操作で行なうが, 圧密時の主応力 σ_{10} , σ_{30} は任意に変えられるので, 圧密応力比 $K = \sigma_{30}/\sigma_{10}$ を $0.4 \sim 1.0$ 程度の範囲内で選んでいる。圧密が完了すると, ペーンを試料底部か

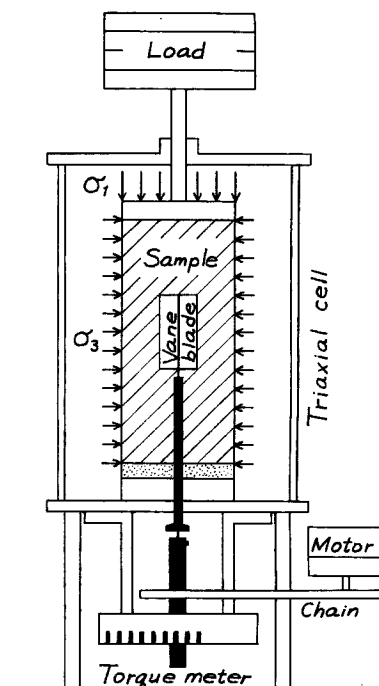


Fig. 1 Vane-triaxial apparatus.

Table 1 Soil properties.

Sample No.	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	$<2\mu$ (%)	Activity
1	33.2~38.3	19.0~21.1	14.2~17.2	31	0.46~0.55
2	61.6	34.3	27.3	88	0.31
3	36.0	25.5	10.4	23	0.45
4	28.7~36.2	18.4~23.2	7.8~14.3	42	0.19~0.34

ら中央部まで貫入して試験を開始するが、その際にベーンを貫入してからただちにせん断を始めるものと、ベーンを貫入したために発生する過剰間げき水圧の消散（すなわちベーン貫入による試料の圧密）をまってから行なうものの2種類がある。

ベーンの寸法は直径と高さ $D \times H$ （カッコ内は D/H ）が $8 \times 16(0.5)$, $12 \times 12(1.0)$, $12 \times 8(1.5)$, $16 \times 8\text{mm}$ (2.0) の4種類の中から選んで使用した。

3. 三軸ベーンと原位置強度

三軸ベーン試験機が考案された目的の1つは、地中の応力状態を実験室で再現できることにある。そして地中応力が計算あるいは測定によって正確に求められた場合に、その深度から採取した乱さない試料を三軸ベーン試験機にセットし、所定の応力を載荷してせん断した時の強度と、同じ深度の原位置ベーン試験から求めた強度とを比較することは、試料採取による攪乱、再圧密効果、ベーンの寸法効果等を知る上の手掛りになりうる。文献2) においては原位置ベーンと三軸ベーンの比較を c/p 値によって行なった結果、両者はほぼ一致するという結論をえているが、ここでは別の観点から検討してみる。

三軸ベーン試験には乱さない粘土 No.1（深度 5.5~7.0 m）を用い、地中でうけている有効土かぶり圧力に等しい値を供試体の最大圧密主応力 σ_{10} として載荷する。いま地中の水平有効応力は一応未知として、供試体に載荷する最小圧密主応力 σ_{30} は種々に変化せしめる。その結果、圧密応力比 K は0.5~1.0の範囲内で変えたことになっている。このような応力状態を与えた供試体のベーン強度を慣用計算式(2)によって求め、 $c \sim \sigma_{30}$ 関係にプロットすると Fig. 2 中の○印となる。図中の数字は K の値を示しており、 K が小さくなるほど c は小さくなる傾向にある。

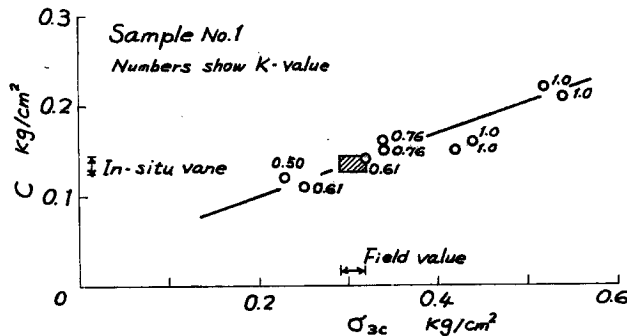


Fig. 2 Vane shear strength c , calculated by the conventional Eq. (2), related to the lateral consolidation pressure σ_{30} .

つぎにこの粘土の同じ深度における原位置ベーン試験結果、ならびに特殊な装置で測定された水平有効応力の値が1967年に Aas⁴⁾ と Kenney⁵⁾ により報告されたので、その範囲を Fig. 2 中の斜線部として示す。この図より原位置ベーンの結果は三軸ベーンによる $c \sim \sigma_{30}$ 線上にのり、しかも $K \approx 0.6$ の値に対応していることが判る。また三軸ベーン試験では地中から採取されて応力が一旦解放された試料に再圧密応力を載荷するが、その際、高鋭敏性の粘土で特に影響が大きいといわれている再圧密による高密度化は、使用した粘土（鋭敏比 25~85）と応力範囲ではみられない。この高密度化現象は従来、 c/p 比の差が鋭敏比の高い低塑性粘土で著るしいことの主原因の一つに挙げられてきたが、筆者らはこれの主原因は高密度化にあるのではなく、塑性指数の低い粘土では静止土圧係数 K_0 と粘着力がともに減少するためであるとの考え^{1), 2)}を変えていない。

Fig. 3 もやはり三軸ベーン試験と原位置試験の比較であるが、原位置試験としてベーンの他に直接せん断試験の結果が加えられている。この直接せん断試験は、地盤のある深度において水平面上のせん断強度を

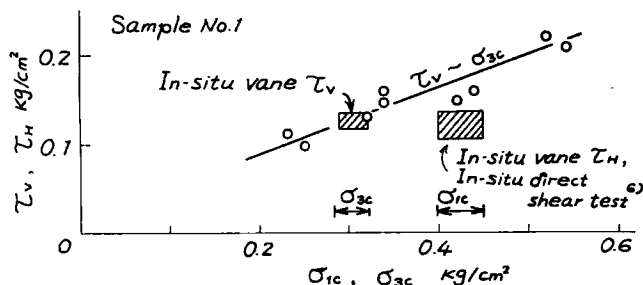


Fig. 3 Vane shear strengths τ_v and τ_H related to the consolidation pressures σ_{3c} and σ_{1c} .

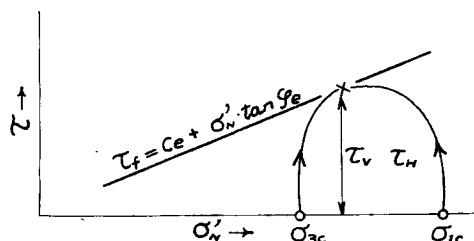


Fig. 4 Schematic diagram of vector-curves for vane shear test.

測定するために Norwegian Geotechnical Institute で開発研究されたものである⁹⁾。図中の○印は Fig. 2 のデータより τ_v を計算し、 σ_{3c} に対してプロットしたものであり、原位せん断試験より求められた τ_v , τ_H と原位直接せん断試験結果がそれぞれの垂直圧密応力 ($\tau_v \rightarrow$ 水平有効応力, $\tau_H \rightarrow$ 鉛直有効応力) で Kenney⁹⁾ による実測値) に対して斜線部で示してある。

これによるとせん断試験から求めた τ_v と τ_H は等しいので異方向比は $\tau_v/\tau_H=1$ であるほか、 τ_H と原位直接せん断試験によるせん断強度は一致している。従来せん断試験による異方向比は静止土圧係数にほぼ等しいとみなされていたので、このようにそれぞれの面上で圧密圧力が異なるにもかかわらず $\tau_v=\tau_H$ となる現象は奇異にもみえる。しかし Fig. 4 に示すごとく有効応力表示をすれば、 σ_{1c} , σ_{3c} から出発したベクトル曲線が左右から延びて合致し、 $\tau_v=\tau_H$ となりうることが推定できる。ただしこの粘土は僅かに過圧密を受けたものであると報告されているので、正規圧密粘土でもこのような現象があるか否かは不明である。

4. ベーン端面上のせん断強度

堆積した粘性地盤は多くの場合にその非排水せん断強度が方向によって異なる性質をもっているが、このようなせん断強度の異方向性はベーン試験によっても、つぎに述べるような原理により観察することができる¹⁾。すなわち式 (1) を変形して

$$\frac{2M}{\pi D^2 H} = \tau_v + \alpha \cdot \tau_H \cdot \frac{D}{H} \quad \dots\dots\dots (3)$$

この式はベーンの D/H 比を種々に変えた測定結果を、 $2M/\pi D^2 H$ と D/H の関係にプロットすれば両者の間に直線関係が成立し、その直線の傾斜は $\alpha \cdot \tau_H$ を、また縦軸の切片長は τ_v の値を与えることを表わしている。さらに τ_v/τ_H で定義される強度の異方向比は $2M/\pi D^2 H=0$ としたときの D/H の値からただちに

$$\frac{\tau_v}{\tau_H} = -\alpha \left(\frac{D}{H} \right)_{2M/\pi D^2 H=0} \quad \dots\dots\dots (4)$$

として求められることも判る。

一例として筆者らがピート地盤を対象に、原位置ベーン試験により強度の異方向性を測定した結果を Fig. 5 に示す。これは地表面から約 8m までの地層中でベーンの D/H 比を3種類に変えた場合のものであり、上述の式(3)による整理を行なっている。図中の縦線は測定値の散らばりの範囲を示し、それぞれの平均値(○印)を結ぶとその直線の延長は縦軸を0.17で切り、横軸と-1.5で交さることになる。したがって $\tau_v = 0.17 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_v/\tau_H = 1.5\alpha$ をうる。

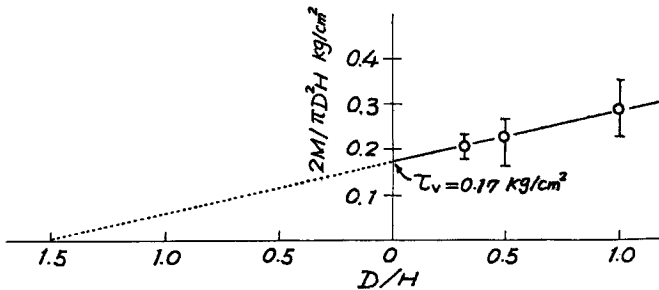


Fig. 5 Determination of the anisotropy ratio τ_v/τ_H from the in-situ vane test at peaty ground.

係数 α は前述したようにベーン端面における応力の分布形によってきまる値であり、長方形分布;1/3, 楕円形分布;0.3, 三角形分布;1/4 となるが、この α の選び方によって異方向比 τ_v/τ_H や、 τ_H の値はつぎのように変化する。

$$\alpha = 1/3; \tau_v/\tau_H = 0.50, \tau_H = 0.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1/4; \tau_v/\tau_H = 0.38, \tau_H = 0.45 \text{ kg/cm}^2$$

ゆえに強度の異方向比は α の値によってかなり大巾に左右される。ここでは α の値すなわち端面における応力分布形を推定するためにベーン三軸試験機を用い、粘土供試体に等方並びに異方向応力を加えて圧密したのちに、これらの載荷応力を変えずにベーン試験を実施して τ_v と τ_H の特長を調べた。

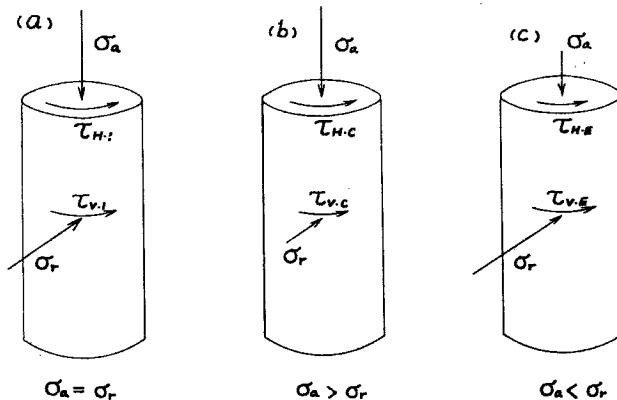


Fig. 6 Three types of stress condition.

採用した応力状態は Fig. 6 に示すように、等方応力 ($\sigma_a = \sigma_r$)、圧縮 ($\sigma_a > \sigma_r$) および伸張 ($\sigma_a < \sigma_r$) の3種類である。そしていずれの場合も最大圧密応力を等しくすればそれぞれの供試体の含水比は近似的に等しく、かつせん断強度は中間主応力の大きさには影響されずにせん断面上の垂直応力できまるものと仮定す

れば, Fig. 6(a) の $\tau_{H.I}$, $\tau_{V.I}$, (b) の $\tau_{H.O}$, (c) の $\tau_{V.E}$ はそれぞれ等しく, また Fig. 6(b) の $\tau_{V.O}$ と (c) の $\tau_{H.E}$ も等しくなるはずである。ここに τ の第2の添字は応力状態で I ; Isotropic, C ; Compression, E ; Extension を表わしている。

実験は試料 No. 2 を用い, 最大圧密主応力 σ_{10} を 1.0 kg/cm^2 , 最小圧密主応力 σ_{30} を 0.56 kg/cm^2 とした。すなわち等方圧密応力状態では圧密応力比 $K = \sigma_r/\sigma_a = 1.0/1.0 = 1.0$, 圧縮試料では $K = \sigma_r/\sigma_a = 0.56/1.0 = 0.56$, また伸張試料では $K = \sigma_r/\sigma_a = 1.0/0.56 = 1.79$ となっている。それぞれの応力状態に対して τ_V と τ_H を分離測定するために, ペーンの D/H 比を $0.5 \sim 2.0$ の範囲で 3~4 種類に変えた試験を実施した。

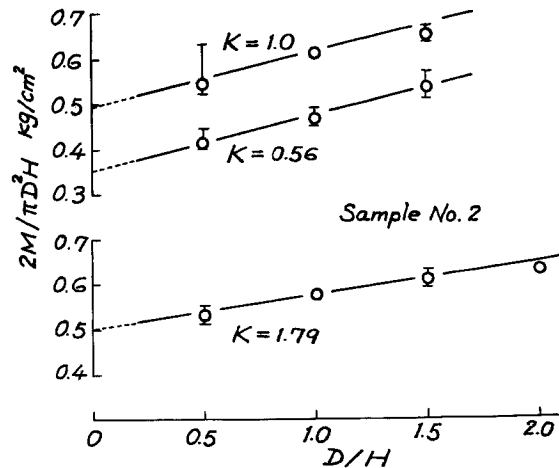


Fig. 7 Determination of τ_V and τ_H from the vane-triaxial test.

Table 2 Determination of the coefficient α .

$\alpha \backslash \tau$	$\tau_{H.I}$	$\tau_{V.I}$	$\tau_{H.O}$	$\tau_{V.E}$	$\tau_{V.O}$	$\tau_{H.E}$
1/3	0.47	0.5	0.36	0.5	0.35	0.24
0.3	0.48	0.5	0.40	0.5	0.35	0.27
1/4	0.49	0.5	0.48	0.5	0.35	0.32

τ : kg/cm^2

前述の Fig. 5 あるいは式 (3) の原理にしたがって実験結果を Fig. 7 に示すように整理した。その結果縦軸との切片長として τ_V が, また各直線の傾斜より α を仮定することによって τ_H を求めることができるので, これらを Table 2 にまとめて示す。まずいずれの供試体も σ_{10} は 1.0 kg/cm^2 であるために, 破壊時の含水比は $43.8 \sim 45.2\%$ の範囲に入り近似的に等しいとみられる。そして Fig. 7 中の $K=1.0$ と $K=1.79$ に対する 2 本の直線が縦軸を切る長さともに 0.5 kg/cm^2 であるので, $\tau_{V.I}$ と $\tau_{V.E}$ が相等しいことがただちに判明する。さらに $\alpha=1/4$ と仮定すれば $\tau_{H.I}$ と $\tau_{H.O}$ も 0.5 kg/cm^2 に近似できる値を示している。また $K=0.56$ に対する $\tau_{V.O}$ は $\alpha=1/4$ を仮定したときの $K=1.79$ に対する $\tau_{H.E}$ に等しいとみなすことができよう。

すなわち Table 2 に要約したように□で囲んだ値は相互間の近似度が最も高いものであり, ここに使用した粘土に対しては $\alpha=1/4$ (三角形分布) が妥当な値とみられる。しかしこの値は土の種類によって異

なるであろうし、次節で述べるように τ_H と τ_V ではピークを生じる変位が必ずしも一致しない現象などもあって複雑である。

5. ベーンせん断強度と変位

三軸ベーン装置の中で等方圧密された試料を考えると、せん断強度のピーク時に $\tau_V = \tau_H$ であることはもちろんであるが、ピークに達する以前の任意の角変位においても $\tau_{V,\omega} = \tau_{H,\omega}$ と測定されることが望ましい。ただし $\tau_{V,\omega}$, $\tau_{H,\omega}$ は角変位が ω のときの鉛直面、水平面上のせん断応力である。この節では等方圧密試料を用いて $\tau_{V,\omega} \sim \omega$, $\tau_{H,\omega} \sim \omega$ 関係を調べた結果について検討する。

いわゆる Cadling の式 (1) は測定されるトルク M が最大値となったときを対象としたものであったが、任意の角変位に対してもこれと類似の関係が成立するとみることができる。すなわち任意の角変位 ω に対するトルク M_ω は、ベーン側面と端面で発揮される $M_{V,\omega}$ と $M_{H,\omega}$ の和と考えれば

$$M_\omega = M_{V,\omega} + M_{H,\omega} \\ = \frac{\pi}{2} D^2 H \left(\tau_{V,\omega} + \alpha \cdot \frac{D}{H} \cdot \tau_{H,\omega} \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ゆえにおおのの角変位ごとに例えば Fig. 5 で行なったように測定値を $2M_\omega / \pi D^2 H \sim D/H$ 関係にプロットして $\tau_{V,\omega}$, $\tau_{H,\omega}$ を分離すると、所定の $\tau_{V,\omega} \sim \omega$, $\tau_{H,\omega} \sim \omega$ 曲線をうることはできるはずである。

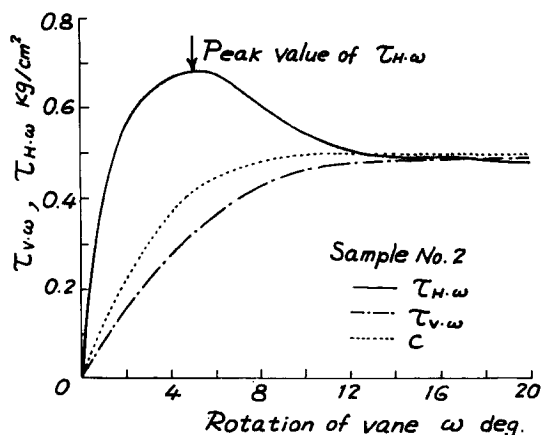


Fig. 8 Shearing resistance vs. rotation of vane curves.

Fig. 8 は試料 No.2 を用いて行なった等方圧密三軸ベーン試験 (ただし $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) の結果を上述の方針で解析したもので、 $\tau_{H,\omega} \sim \omega$, $\tau_{V,\omega} \sim \omega$ 曲線および $\tau_V = \tau_H = c$ においてえられる慣用計算式 (2) を用いて求められた $c \sim \omega$ 曲線が示してある。この図によればせん断応力がピークに達する変位は τ_H に対するものが τ_V のものよりもかなり小さいこと、およびそれぞれのピーク値を比較すると $\tau_H > \tau_V$ となることが判る。このように τ_H が予想以上に大きい値をとることは Helenelund⁷⁾ によって行なわれた Torsional Field Shear Test (これはベーンの τ_H に極めて類似した値を測定する) によっても認められている。

さてわれわれは中間主応力の影響や平面変形の条件などによって粘土の非排水強度が大きくなり、かつ τ のピーク値に相当するせん断ひずみが小さくなる現象のあること⁸⁾を知っているが、 τ_H の変位に対する挙動はこの平面変形に類似の影響を受けているのではないかと考えられる。すなわちベーンの両端面と側面でせん断される土の要素は、いずれも平面変形に近いものと想像されるが前者の方がより多くの変形上の拘束を受けているように思われる。またせん断力が一様分布している側面と、前述のように三角形分布している

端面の違いが変位に対する応答に表われているとみることもできよう。

以上のように τ_H と τ_V ではペーンの変位に対する挙動にかなりの相異があるが、慣用計算法による c が最大値となる角変位の付近では $\tau_H = \tau_V$ となることが Fig. 8 よりも判るので、解析の根拠となっている $\tau_H = \tau_V$ という仮定に大きな間違いはないと判断される。

6. ペーン試験の排水条件

従来、ペーン試験は粘土の非排水強度を測定するものと考えられてきたが、必ずしもそうではない場合のあることをさきの文献2)において指摘した。すなわち Fig. 9 は試料 No. 2 について行なった等方圧密三軸ペーン試験と、定体積直接せん断試験結果を比較したもので、せん断強度と有効垂直応力（直接せん断に対し）または圧密圧力（ペーンに対し）の関係で示してある。定体積直接せん断の結果は有効応力表示のものであるから、これによる内部摩擦角 ϕ' が排水せん断の ϕ_D に等しく、かつ定体積直接せん断とペーンによるせん断機構が類似のものと仮定すれば、ペーンは排水強度を測定していることになる。

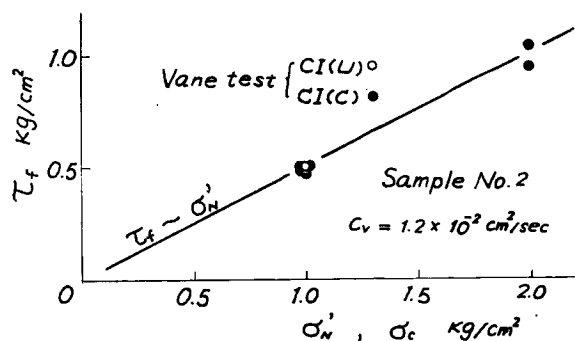


Fig. 9 Comparison of vane and direct shear tests.

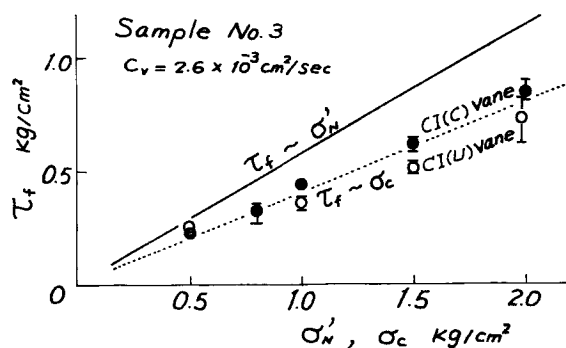


Fig. 10 Comparison of vane and other kinds of shearing tests; viz. slice-triaxial and direct shear tests.

一方 Fig. 10 は試料 No. 3 についてやはり等方圧密三軸ペーン試験と三軸スライス試験⁹⁾、直接せん断試験より求めた強度を比較したものであって、ペーン以外の値はせん断強度が有効垂直応力（すなわち排水強度）と圧密応力（すなわち非排水強度）の両方に対して描いてある。また図中●印は後述の Fig. 11 で説明するペーン貫入による圧密を許した場合に、○印はそれによる圧密を許さない場合とに区別してある。これら両者による強度はペーン貫入による圧密を許したもののほうが若干大きくてはいるが、いずれの場合

も非排水強度に近い値を与えている。

以上のようにペーン試験が排水か非排水強度かのいずれの条件に相当するかは、変位速さが同じであれば土の種類、しかも主として飽和度と透水係数や圧密係数の値によってきまるといわれる。飽和度が低い粘土では発生する過剰間げき水圧が小さいから、正規状態では飽和のものよりも強度が大きく、過圧密状態では小さくあらわれる。また試みに圧密係数に関する比較を試料 No. 2 と No. 3 で行なってみると、No. 2 ; $1.2 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$, No. 3 ; $2.6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ と前者は後者の約10倍であるから、せん断中に発生した過剰間げき水圧は周辺の土中に向かって前者の方が速く消散することになる。

なお圧密係数 c_v と液性限界 $L.L.$ の間に密接な関係のあることが竹中¹⁰⁾ によって実証されており、それによれば c_v は $L.L.$ の増加とともに指数的に減少する。したがってこの事実を考慮すれば低塑性土ほど排水強度に近い値を測定しているのではないかと推論される。

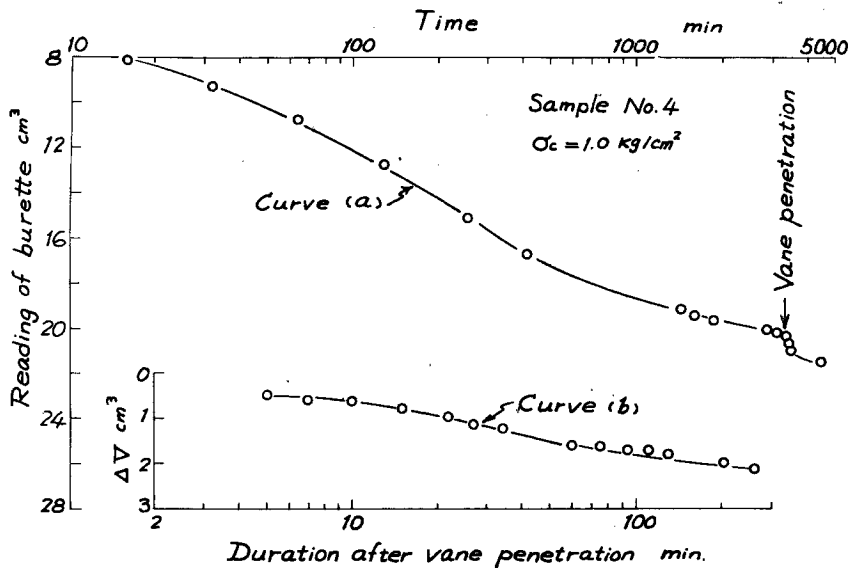


Fig. 11 Influence of the vane penetration on the volume change of soil specimen.

さてペーンを貫入したことによって生じる圧密現象の一例を Fig. 11 に示す。これは試料 No. 4 につき、三軸試験の側圧 σ_c を 1.0 kg/cm^2 にて圧密し約2日経過後に供試体中にペーンを貫入したときの排水量の経時変化で、 $1 \sim 2 \text{ cm}^3$ の水が排出されたことになる（図中曲線 (a)）。図中曲線 (b) はペーン貫入時を時間の原点として排水量～時間対数関係にプロットしたもので、100min 足らずでペーン貫入による圧密は終了している。

このようにペーンを貫入することによって土中に過剰間げき水圧が発生するので、その消散を許すと許さない場合とでは測定されたペーン強度に差が生じることになる。ただしこの場合も土の種類によって強度差は影響を受ける。例えば試料 No. 2 ではその差が全くみられなかったが、No. 3, No. 4 ではそれぞれ約20%, 40%の強度増が認められた。したがって原位置においてペーンを貫入してからせん断までの放置時間を長くすることは好ましくないといえよう。

7. 残留強度の測定

土の残留強度の概念については Tiedemann や Hvorslev が30年程前に述べているが、最近 Skempton

がこの概念を用いて特に亀裂の多い洪積層粘土の斜面安定問題を論じて以来注目されている。そしてこの値は土の応力履歴、含水量、コンシステンシー、粒度分布等には殆んど関係がなく、主として構成鉱物の種類によってきまることが判明している¹¹⁾。

残留強度は非排水条件のもとでせん断応力 τ のピークを過ぎてのち、 τ が一定値に落ちつくまで大きい変形を与えて求まるものであるから、大変形の与えられない通常のせん断試験機ではこれを求めることは困難である。しかしペーン試験は回転角度に制限が無いので大変形を与えることができ、したがって容易に残留強度を求めることができる。

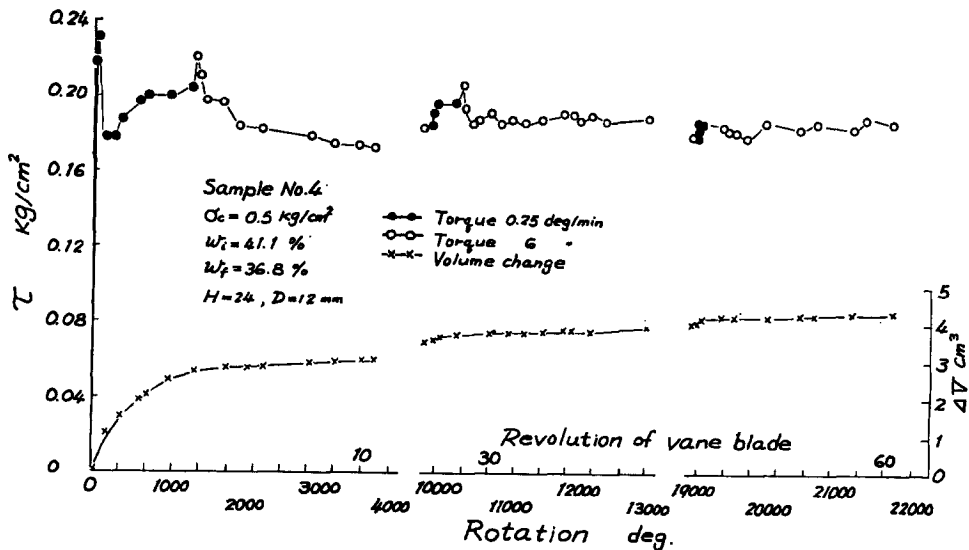


Fig. 12 Typical results of vane shear tests on measuring the residual strength of clay.

Fig. 12 は乱さない試料 No. 4 を用い、三軸ペーン装置中で残留強度を求めた例を示したもので、ペーンを 60 回程度まで連続して回転したときのせん断応力ならびに供試体中よりの排水量の経時変化を描いている。ただしこの場合には残留強度に及ぼす変形速度の影響をみるために、ペーンの回転速度が 0.25 と 6 deg/min の 2 種類に変えてある。三軸側圧 σ_c は 0.5 kg/cm² であるから、定常値を示した τ を 0.5 で割れば残留摩擦係数 $\tan \phi_r$ を求めることができ、 $\tan \phi_r = 0.38$ すなわち $\phi_r = 21^\circ$ (この粘土の有効応力表示の内部摩擦角 $\phi' = 31^\circ$) である。一方、この試料について別の方法で求められた ϕ_r は 25° となっている¹²⁾ ので、僅かではあるがこの差を生じた原因を考えると、ペーンの場合に載荷応力とせん断面に作用する垂直有効応力を等しく 0.5 kg/cm² としたことにもよるのではないかと思われる。すなわちペーンのせん断面をとり巻く周辺土は、変形が進むにつれてせん断ゾーンからの排水を吸水して膨張し、アーチング作用を誘発するために有効垂直応力が載荷応力よりも小さくなることが予想される。事実、試験終了後に含水比を測定したところ、供試体全体の平均値は 36.8% であったのに対し、せん断面近傍からのものは 24.7% とその差 10% も減少していた。このように土中の含水比の不均衡は応力と変形の関係に対して敏感に影響するであろう。

つぎに試料 No. 2 について等方圧密応力を種々に変え、また回転速度を 6 と 180 deg/min の 2 種類に変えて残留強度に及ぼす変形速度と垂直応力の影響を調べた。Fig. 13(a) は残留内部摩擦係数 $\tan \phi_r$ を三軸側圧 (排水試験であるから垂直有効応力と近似的に等しい) に対してプロットしたもので、 $\tan \phi_r$ の値はほぼ一定とみてよい。ただし回転速度が 180 deg/min のものは 6 deg/min のものより少し強くでている。

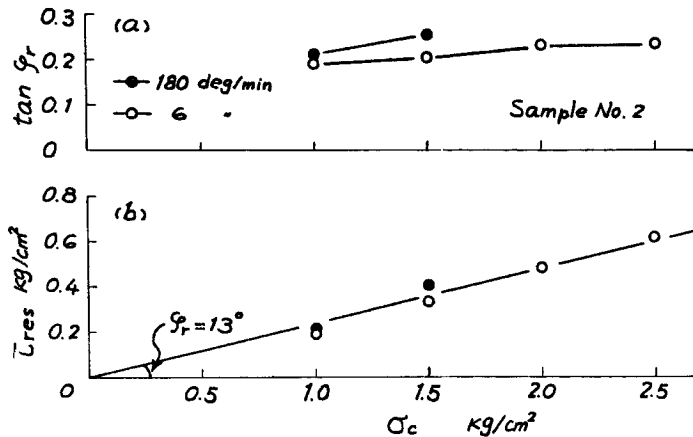


Fig. 13(a) Relationship between $\tan \phi_r$ and ambient pressure σ_c ,
 (b) Relationship between residual strength and ambient pressure σ_c .

Fig. 13(b) は残留強度 τ_{res} と垂直応力の関係を示し、この試料については $\phi_r = 13^\circ$ は他の試験から求められた値¹¹⁾と完全に一致した。なお別途測定した ϕ' は 27° であるから、せん断抵抗のピーク強度から残留強度への推移は45%の低下となる。試料 No. 4 ではこの値が75%であるから、土の種類によってこのように大きい差を生じる現象は興味ある問題といえよう。

8. 結 び

ペーン試験は軟弱な粘土地盤の原位置強度を測定するために有効な手法であるために広く用いられているが、この試験に関しても他の試験法と同様に未解決の問題が残されている。そこでまず乱さない鋭敏な粘土を用いて、自然地盤内で受けているものと同じ応力状態を実験室の三軸セル内で再現し、その際の実験室と原位置のペーン強度を比較した。ついでペーンの両端面で測定されるせん断強度の諸特性を調べたほか、ペーンせん断時の排水条件を他のせん断試験と比較することによって推定した。さらに最近再び議論されることが多かった残留強度について、ペーン試験機を用いて測定した例を述べた。おもな結論を要約するとつぎのようである。

(1) 超鋭敏な粘土の原位置ペーンと三軸ペーン試験によるせん断強度を比較した結果、両者はよい一致をみた。このことより、実験室における再圧密による高密度化現象が強度に及ぼす影響は無視しうる程度のものであると思われる。またペーン試験で測定されたせん断強度の異方向比は静止土圧係数にほぼ等しいというデータが従来報告されているが、ここに使用した試料 No. 1 (少し過圧密されたもの) では $K_0 = 0.6$ に対して異方向比は1.0であった。

(2) 強度の異方向比を厳密に検討しようとすれば、ペーン端面における応力の分布形をあらわす係数 α の値 (式 (1) 参照) を知らねばならない。本文では等方圧縮および伸張状態の三軸供試体についてペーン試験を行ない、試料 No. 2 に関しては三角形分布 ($\alpha = 1/4$) に近いことをみた。現在の慣用計算ではすべて等分布の $\alpha = 1/3$ と仮定して処理されているので、さらに多種類の土を用いた検討が必要である。

(3) ペーン試験に対する慣用計算ではあらゆる方向のせん断強度が等しいと仮定し、 $\tau_v = \tau_H = c$ としている。この仮定は c が最大値を示す段階では正しいが、 c のピークに達しない段階では $\tau_H > \tau_v$ であり、しかも τ_H のピークはかなり小さい変位で生じることが判明した。この現象は平面変形を受けた土の挙動に類似していることが指摘できる。

(4) ペーン試験が排水、非排水いずれの条件に対応しているかを知ることは重要であるが、ここに使用

した範囲の土では両方とも存在する。この条件は土の飽和度と透水係数あるいは圧密係数によって左右され、不飽和低塑性粘土ではベーンが排水せん断強度を測定していると考えてよい。またベーンを貫入してからせん断開始までに放置時間をはさむと、圧密のために強度が増加する傾向があるから注意を要する。

(5) ベーン三軸試験機は大きい変形を無制限に与えられ、かつ載荷応力が判明しているので、残留強度を求めるためには適した方法といえる。しかし排水状態でせん断中には土の内部で含水比の不均衡がおり、試料に外部から加えた応力とせん断面に作用する有効垂直応力の値は必ずしも一致せず、後者が低くなる場合がある。

終りにではあるが4節に引用したビート地盤の原位置ベーン試験を特別研究の一部として実施し、資料を提供された京都大学大学院学生、井原道之君に謝意を表したい。なおこの研究には文部省科学研究費(試験研究)の補助を受けている。

参 考 文 献

- 1) 柴田 徹：原位置ベーンせん断試験結果の意味，第11回土質工学シンポジウム論文集，昭41，pp.105—110.
- 2) 柴田 徹：粘土のベーンせん断強度に関する研究，土木学会論文集，138号，昭42，pp.39—48.
- 3) Kenney, T.C. and A. Landva: Vane-triaxial apparatus, Proc. 6th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol.1, 1965, pp.269—272.
- 4) Aas, G.: Vane tests for investigation of anisotropy of undrained shear strength of clays, Proc. Geotechnical Conf. Oslo, Vol.1, 1967, pp.3—8.
- 5) Kenney, T.C.: Field measurements of in-situ stresses in quick clays, Proc. Geotechnical Conf. Oslo, Vol.1, 1967, pp.49—55.
- 6) DiBiagio, E. and G. Aas: The in-situ undrained shear strength measured on a horizontal failure plane by large-scale direct shear tests in quick clay, Proc. Geotechnical Conf. Oslo, Vol.1, 1967, pp.19—26.
- 7) Helenelund, K.V.: Torsional field shear tests, Proc. 6th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.1, 1965, pp.269—272.
- 8) 柴田 徹，軽部大蔵：Influence of the variation of the intermediate principal stress on the mechanical properties of normally consolidated clays, Proc. 6th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.1 1965, pp.359—363.
- 9) 柴田 徹，星野 満：粘土の三軸スライスせん断試験について，土と基礎，119号，昭42，pp.3—9.
- 10) 竹中準之介：軟弱粘土の圧密計算における一提案，土木学会第17回年次講演会前刷，昭37，pp.7—14.
- 11) Kenney, T.C.: The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils, Proc. Geotech. Conf. Oslo, Vol.1, 1967, pp.123—129.
- 12) Bjerrum, L. and A. Landva: Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay, Géotechnique, Vol.16, No.1, pp.1—20.