

粘土のベーンせん断強度に関する研究*

ON THE SHEAR STRENGTH OF NORMALLY-CONSOLIDATED CLAY MEASURED IN VANE TESTS

柴 田 徹**

By Toru Shibata

1. ま え が き

ベーン試験は、軟弱な粘土地盤の原位置強度を測定するために広く用いられているほか、圧縮試験の代用として室内ベーン試験が行なわれることもある。しかしこの試験に関しては未知の要素が未解明のまま残されているために、従来の試験結果の解釈法が必ずしも妥当であるとはいえない場合もあったと考えられる。このような未知の要素を明確にするために、まずベーン試験解析の基本となっている Cadling¹⁾ の式 (1) から出発する。

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

ここに、 M ：ベーンを回転したときのトルクの最大値、 H と D ：ベーンの高さと直径、 τ_v と τ_H ：鉛直面と水平面（あるいはベーンの側面と上下両端面）上の最大せん断応力、 α ：ベーンの端面上のせん断応力分布によてきまる係数である。

この式に関して、ベーンによるすべり面が直径 D 、高さ H の円筒面になることは原位置ベーンの際に多数の観察者^{1)~4)}により認められているほか、室内ベーンの X 線による観察でも確認されているので、残された問題は式 (1) の α で代表されるベーン端面の応力分布形に関するものであろう。

つぎに粘土のせん断強度 τ_f は、モビライズされたせん断試験パラメーター φ_m' （簡単のために粘着成分も含めて考える）および垂直有効応力 σ_N' できまるので、

$$\tau_f = f(\varphi_m', \sigma_N') \dots\dots\dots (2)$$

ゆえに式 (1) 中の τ_v または τ_H の意味を明確にするには、ベーンせん断抵抗が最大となったときの垂直有効応力 σ_N' を知ることが望ましいが、それを直接測定することは容易でなく、たとえば破壊時の間げき水圧を測定する試みがなされているが³⁾、まだ信頼しうるデータは期待できない。またベーン試験による τ_f に関して従来行なわれた研究の多くは、圧縮試験で求めたせん断強度との比較に重点がおかれ、後述するように、粘土の種類によってそれぞれ異なった結論が導かれている。

この論文では三軸ベーンせん断試験機を用いて、まず Cadling の式 (1) の妥当性を検証したのち、定体積直

接せん断試験結果と比較することによって、ベーン試験によるすべり面に作用する応力状態を間接的に推定する。ついで粘土の水平と鉛直面におけるせん断強度 τ_H 、 τ_v を分離して測定し、それぞれの特性ならびにせん断強度の異方向性を明らかにする。さらにそれらの成果を用いて、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）の意味を考察する。

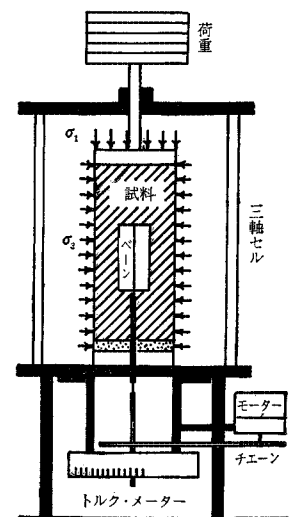
なおこの論文に引用するデータは、筆者がノルウェー土質工学研究所（Norwegian Geotechnical Institute、以下略して NGI）に滞在期間中に行なったものの中から選んでいるが、解析のためにこれらを引用できるのは同研究所長 Bjerrum 博士のご好意によっていることを付記して謝意を表する。

2. 装置と試料

(1) 三軸ベーンせん断試験機

この試験機は、三軸応力状態にある土試料のベーンせん断強度を測定するために、NGI で研究開発されたもので、その詳細は文献 6) 図-1 三軸ベーン試験機の概略

に報告されているのでここでは概略のみを説明する。その原理は図-1 に示すように、三軸セル中で圧密（等方または異方向圧密）を完了させた試料中に、底部よりベーンを貫入し、ベ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) ベーンの回転速さはモーターとギヤー・ボックスの組み合わせにより 0.12~360°/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約 1.4 kg/cm² とかなり大きい。



* 土木学会第 21 回年次学術講演会にて一部発表、昭 41-5

** 正会員 工博 京都大学助教授 工学部交通土木工学教室

(2) 試験法と試料

乱さない粘土に関しては底面積 20 cm², 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。また乱した粘土の成形法は、液性指数 0.8 程度の含水比で十分に繰り返したのち、底面積 20 cm², 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ペDESTAL 上にセットし、高さを 10 cm にそろえる。そして通常の三軸圧縮試験と同様の操作で圧密するが、圧密時の主応力 σ_{1c} , σ_{3c} は任意に変えうるので、圧密応力比 $K = \sigma_{3c}/\sigma_{1c}$ を 1.0~0.4 程度の範囲内で選んでいる。このように、 $K = 1.0 \sim 0.4$ の範囲内には K_0 圧密(試料の断面積が圧密過程を通じて不変に保たれるように K を調節する)による試験も含まれている。

圧密が完了すると、ベーンを試料底部か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。これらの試験法は説明を簡単にするために、本文中ではつぎの記号を使用する。

- i) CI(U) 試験：等方向圧密が完了すると試料よりの排水コックを閉じ、ベーン貫入後ただちにせん断を行なう。(U) はベーン貫入による圧密を許さない意味に用いる。
- ii) CI(C) 試験：等方向圧密した試料にベーンを貫入し、それによる圧密が終ってから排水コックを閉じてせん断試験を行なう。(C) はベーンを貫入したために試料中に生じる圧密を許す意味に用いる。
- iii) CA(U) 試験：試料を異方向圧密する点を除けば上述 i) の方法と同じである。
- iv) CA(C) 試験：試料を異方向圧密する点を除けば上述 ii) の方法と同じである。

ベーンの寸法は $D \times H$ (カッコ内は D/H) が 8×32 (0.25), 8×16 (0.5), 8×8 (1.0), 12×8 (1.5), 16×8 mm (2.0) の5種類の中から選んで使用した。ベーン回転速度がせん断強度におよぼす影響もあわせて調べているが、この論文ではすべて標準速さ 6°/min の試験でえたものに限っている。

試験に用いた試料土は、カオリンと乱さない2種類の粘土で、その基本的性質を表-1に示す。この表中、鋭敏比は fall-cone 試験より求めた値である。

3. ベーンせん断抵抗の考察

正規圧密粘土のせん断強度 τ_f は、式(2)で表現され

るように、モビライズされたせん断強度パラメーター ϕ_m' およびせん断面上の垂直全応力 σ_N とせん断面に発生している間げき水圧 u_f の差で表される。ところで現存するベーン試験の測定結果から計算で求められるのは τ_f のみであって、 σ_N, u_f のいずれをも正確に測定することはむずかしいので、 τ_f がいかなる応力状態に対応する値であるかは不明である。 u_f の測定は Wilson⁹⁾ によって試みられているが、粘土については信頼できる値がまだえられないし、仮りにそれが可能になっても破壊時の σ_N は複雑でわからない。このような事情から、ベーン試験は粘土の非排水せん断強度を測定するものという従来の概念に対して疑問が提起されたことがある⁷⁾。

ここではベーン試験の際の最大トルクから τ_f を計算するための Cadling の式の妥当性を検証したのち、ベーン試験と定体積直接せん断試験結果を比較することによって、ベーン試験時の応力状態を間接的に推定する試みを述べる。

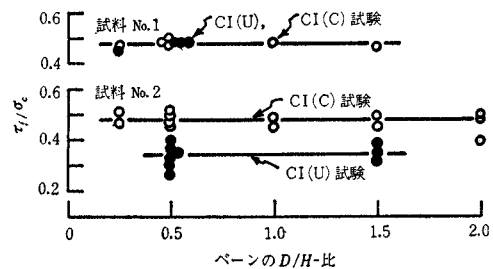
(1) Cadling の式の検証

ベーン試験で測定されるトルク M から、せん断強度 τ_f を計算するための Cadling の式(1)を、等方圧密試料を用いて検証する。等方圧密試料ではせん断強度の異方向性が無視できると考えられるので、式(1)にて $\tau_H = \tau_V = \tau_f$ とおき、両辺を圧密圧力 σ_c で割れば次式がえられる。

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

ゆえに α を一定と仮定し、ベーン寸法 D/H と圧密圧力 σ_c を種々に変えても同一の τ_f/σ_c 値がえられるならば、ベーン試験の解析に式(1)を適用してもよいという必要条件が満足できる。

図-2 ベーン寸法 D/H を変えた場合のベーンせん断強度 τ_f と圧密圧力 σ_c の比



実験は試料 No. 1, 2 につき、等方圧密圧力ならびにベーンの寸法を数種類に変化せしめて、CI(U) および CI(C) の両試験を実施した。図-2 は式(3)中の $\alpha = 0.30$ とおいてえられた τ_f/σ_c を D/H に対してプロッ

表-1

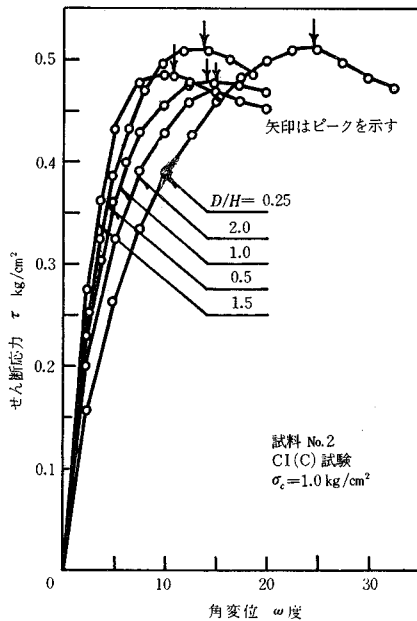
試料番号	土の名称	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	<2 _μ (%)	活性度	鋭敏比	深度(m)
No. 1	カオリン	61.6	34.3	27.3	88	0.31	—	—
No. 2	乱さないオスロー粘土(A)	28.7~36.2	18.4~23.2	7.8~14.3	42	0.19~0.34	20~50	4.2~9.6
No. 3	乱さないオスロー粘土(B)	33.2~38.3	19.0~21.1	14.2~17.2	31	0.46~0.55	25~85	5.6~7.3

トしたものであり、また図-3 はベーン試験よりえられるせん断応力 τ ~ 角ひずみ ω の関係の例示である。これらの結果ならびに α に関する考察よりつぎのことが判明する。

(1) ベーン寸法と圧密圧力の相違にかかわらず、同じ試料、試験法に対しては、乱さない試料 No. 2 では散らばりが大きい、ほぼ一定の τ_f/σ_c がえられる。各試料に対する τ_f/σ_c の値は表-2 の第3欄に示す。

(2) 試料 No. 1 では試験法の差、すなわち CI(U) と CI(C) の差は τ_f/σ_c 値には影響を与えないが、乱さない試料 No. 2 ではその影響があらわれ、(C) 試験が (U) 試験によるものより約 1.4 倍大きくなる。これはベーン貫入による粘土の圧密の有無がせん断強度に与える影響を示すもので、この現象については後述する。

図-3 ベーンせん断応力と角変位 ω の関係



(3) 図-3 は τ ~ ω 関係の典型例であるが、このような破壊時の角ひずみ ω_f に関する試験結果を全部まとめると、 $D/H=0.5 \sim 2.0$ のベーンでは $\omega_f=8 \sim 15^\circ$ の範囲にあり、 $D/H=0.25$ の細長いベーンでは $\omega_f > 20^\circ$ であった。ベーン寸法が極端に細長いか太く短い場合には、進行性破壊によって ω_f が大きくあらわれる現象は原位試験でも観察されており、結局これらを総合すると Cadling の式が適用できるのは $0.25 < D/H < 2.0$ の範囲内のベーンを使用した場合に限られる。そしてこの範囲外のベーンに対してはやや低目の τ_f を与えるものと考えられる。

(4) 式 (1) 中の α はベーン端面の応力分布形によってきまる性質のものであり、図-2 における τ_f の計算には $\alpha=0.30$ (だ円形分布) を仮定した。しかし $\alpha =$

表-2

試料番号	三軸ベーン試験			定体積直接せん断試験			σ_N'/σ_c 式 (7)
	試験法	τ_f/σ_c	t_f (min)	$\tan \phi_m'$	σ_N'/σ_{hc}	t_f (min)	
No. 1	CI(U) CI(C)	0.49 (0.46~0.51)	3~6	0.51	0.5	3~4	0.96 (0.9~1.0)
No. 2	CI(U)	0.35 (0.27~0.41)	3~5	0.34 (0.24~0.40)	0.6	50~550	1.03 (0.8~1.2)
	CI(C)	0.48 (0.44~0.52)	3~9	—	—	—	— (1.3~1.5)

注：() 内の数字は範囲を示す

表-3

D/H	τ_f		
	$\alpha=0.25$ (三角形分布)	$\alpha=0.30$ (だ円形分布)	$\alpha=0.33$ (く形分布)
0.25	1.013	1.000	0.994
0.5	1.021	1.000	0.986
1.0	1.040	1.000	0.975
1.5	1.057	1.000	0.968
2.0	1.066	1.000	0.960

注： $\alpha=0.30$ の τ_f を規準として計算

0.25 (三角形分布) と $\alpha=0.33$ (く形分布) を仮定した場合の差は表-3 に示すように、ベーン寸法によっても異なるが、大体 4% 以内である。通常使用されるベーン ($D/H=0.5$) では、 α の選び方によって τ_f に生じる差は約 2% できわめて小さい。

(2) ベーン試験時の応力状態

圧密平衡状態にある粘土中にベーンを貫入し、それを回転してせん断変形を生じさせると、ベーン周辺の土中の応力はかく乱される。一方、ベーン試験による τ_f の意味を明確にするためには、前述したように、せん断面上の応力を知る必要があるので、ここで全応力と間げき水圧の変化に関する知識を整理しておく。ただし以下の考察においては正規圧密粘土を対象とし、全応力、間げき水圧はいずれもすべり面上に作用するものを指している。

a) 間げき水圧の変化 ベーンを貫入したための変化 Δu_p と、せん断変形による変化 Δu_s がある。これらはともにいったん発生したものが周辺粘土中に向かって消散するので、周辺粘土は吸水膨張しようとする。そして破壊時の間げき水圧の値はせん断の際の変形速さと粘土の透水係数によって左右される。

b) 全応力の変化 ベーンを貫入したための変化 $\Delta \sigma_p$ と、せん断変形による変化 $\Delta \sigma_s$ がある。このうち $\Delta \sigma_s$ に関しては、変形が進むにしたがってせん断領域にある粘土の圧縮性が増すので、せん断域をとりまく粘土がベーンを中心軸に向かって収縮しない限り $\Delta \sigma_s < 0$ となるであろう。また Kenney⁷⁾ の推論によれば (1) に述べたように周囲の粘土が吸水膨張するためにアーチング作用を誘発して、 $\Delta \sigma_s < 0$ となる傾向を助長する。

以上 (1), (2) の現象を考慮すると、破壊時に破壊面に作用する垂直有効応力の変化 $\Delta \sigma_N'$ は、次式に要約され

る。

$$\Delta\sigma_{N'} = (\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_s) - (\Delta u_p + \Delta u_s) \dots\dots\dots(4)$$

ベーン貫入前には粘土は σ_c をうけて圧密平衡状態にあるので、破壊時の垂直有効応力 $\sigma_{N'}$ は、

$$\begin{aligned} \sigma_{N'} &= \sigma_c + \Delta\sigma_{N'} \\ &= \sigma_c + (\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_s) - (\Delta u_p + \Delta u_s) \dots\dots\dots(5) \end{aligned}$$

ベーン貫入後も試料よりの排水コックを開いて圧密を許す CI(C) 試験の場合には、ベーン貫入による間げき水圧変化 Δu_p はゼロとなるので、

$$\sigma_{N'} = \sigma_c + [\Delta\sigma_p - (\Delta\sigma_s + \Delta u_s)] \dots\dots\dots(6)$$

この式は右辺の [] 中の値が正であれば $\sigma_{N'} > \sigma_c$ となることを示している。すなわちベーン試験の方法によっては、破壊時の垂直有効応力が試料に外部から加えられる応力よりも大きくなる可能性のあることを意味し、この場合には当然 τ_f が大きく測定される。たとえば図一2に説明した乱さない試料 No. 2 の結果では、CI(C) 試験は CI(U) 試験よりも約 40% 大きい τ_f がえられている。またこの粘土に対する原位置ベーン試験においても、ベーン貫入による圧密を許した場合の最大トルクは許さない場合の 40~50% 大きくあらわれたという報告がある⁹⁾。

試料 No. 1 では τ_f に与える両試験法の差がみられなかったが、その理由は圧密係数 c_v の値が 5×10^{-3} cm²/min とかなり大きいために、発生した過剰間げき水圧の消散が速く、(U) 試験でも破壊を生じるまでの間に式(5)中の Δu_p がゼロに近くなって、結果として(C) 試験と変わらなくなるものと考えられる。

(3) 定体積直接せん断試験との比較

前述したように、ベーン試験における垂直有効応力 $\sigma_{N'}$ を直接測定することは現在では不可能に近いので、他のせん断試験結果と比較することによって $\sigma_{N'}$ の推定を試みる。比較の規準に選ぶせん断試験は種々考えられるであろうが、ここではベーンによるせん断様式が、i) 単純せん断 (simple shear) に近いこと、ii) 3.(2)b) で説明した現象のために垂直全応力一定のせん断試験よりも、むしろ定体積せん断に近いと推定されることの2つの理由より、定体積直接せん断試験 (Constant Volume Direct Shear 略して CVDS 試験) 結果を用いることにした。したがって破壊時に、ベーンと CVDS 試験から求まるパラメーター φ_m' が同一であると仮定すれば、 $\sigma_{N'}$ の σ_c に対する比は、

$$\frac{\sigma_{N'}}{\sigma_c} = \frac{\tau_f}{\sigma_c \cdot \tan \varphi_m'} \dots\dots\dots(7)$$

で与えられる。すなわちベーン試験から求めた τ_f と、CVDS 試験から求めた $\tan \varphi_m'$ を用いて、ベーン試験破壊時の $\sigma_{N'}/\sigma_c$ 値が推定できるわけである。

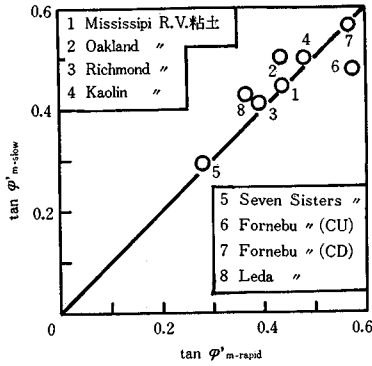
試料 No. 1 に対する CVDS 試験は O'Neil⁹⁾ によって行なわれた結果を採用した。その原理は一面せん断

であり、最大せん断応力時の $\tan \varphi_m'$ は 0.51 であった。なお O'Neil の実験に使用されたカオリン粘土と、試料 No. 1 はその物性が酷似しているとみられる。乱さない試料 No. 2 に対する CVDS 試験は Landva¹⁰⁾ による結果を使用した。その原理は単純せん断試験であり、最大せん断応力時の $\tan \varphi_m'$ の平均値は 0.34 であった。ベーンと CVDS 試験の比較結果は表一2に要約してあり、つぎの結論が導かれる。

(1) O'Neil の CVDS 試験では急速試験と緩速試験 (ここでいう急速、緩速は単にせん断速さの比較を表わすもので、排水条件とは無関係) の τ_f に与える影響が調べられている。すなわち急速試験では τ_f を生ずるまでの時間は 3~4 min に対し、緩速試験では約 4 hr であったが、これらの試験から求めた $\tan \varphi_m' = 0.51$ には差がみられなかった。したがって $\tan \varphi_m' = 0.51$ とベーン試験から求めた τ_f/σ_c を式(7)に代入すると、 $\sigma_{N'}/\sigma_c = 0.96$ をうる。このことはベーン試験における破壊時の $\sigma_{N'}$ は圧密圧力 (あるいは破壊時に外部から加わっている全応力) にほぼ等しいかわずかに小さいことを示している。一方、表一2 第6欄に示したように、CVDS 試験では $\sigma_{N'}/\sigma_{hc} = 0.5$ (ここに σ_{hc} は鉛直方向の圧密圧力) であるから、この試験では破壊時の垂直有効応力がせん断開始前にくらべて 50% 低下している。ゆえにベーン試験が従来の概念通りに非排水強度を測定するものならば、 $\sigma_{N'} = 0.5\sigma_c$ となるはずであるが、実際は上述のように $\sigma_{N'} \approx \sigma_c$ であるから、試料 No. 1 に対するベーン試験は排水せん断強度に近い値を測定していることになる。

(2) 乱さない試料 No.2 を用いた Landva の CVDS 試験ではせん断速さの影響は調べられていないが、破壊時の φ_m' は本質的には変形速さの影響をうけないという Whitman¹¹⁾ の実証 (急速になるほど τ_f が大きくあらわれるのは $\sigma_{N'}$ が大となるためである) や、図一4のプロットより、 $\tan \varphi_m' = 0.34$ をそのまま比較の規準にとることとした。ただし図一4は従来の文献より、変形速度の大小による τ_f の比較データを拾い、 $\tan \varphi_{m-s}'$ (緩速) と $\tan \varphi_{m-r}'$ (急速) の関係にプロットしたものであって、この結果、 $\tan \varphi_m'$ は変形速度の影響を顕著に受けないとみてよいであろう。さて CVDS 試験の $\tan \varphi_m' = 0.34$ と、CI(U) 試験の τ_f/σ_c を用いて式(7)の $\sigma_{N'}/\sigma_c$ を計算すると $\sigma_{N'}/\sigma_c = 1.01$ であり、この場合もベーン試験の破壊時には $\sigma_{N'} \approx \sigma_c$ なる関係がえられ、排水せん断強度に近い値を測定していることになる。また、この試料の CI(C) 試験に対しては $\sigma_{N'}/\sigma_c = 1.41$ であり、式(6)の説明でも述べたように $\sigma_{N'} > \sigma_c$ となる。したがってこの粘土では原位置ベーン試験を実施する際に、ベーン貫入後せん断開始までに放置時間をはさむと 40% 程度大きい τ_f がえられることになるので

図-4 変形速さの遅速による内部摩擦角 ϕ'_{m}



結果の解釈に注意を要する。

4. せん断強度の異方向性の測定

正規圧密状態にある粘土地盤中の、ある点に作用している水平方向と鉛直方向の応力は互いに等しくならず、その比はほぼ0.5程度であるといわれている。ゆえにこのような異方向圧密をうけている粘土地盤中でペーン試験を実施すると、ペーンによる破壊の両端面と円筒側面とでは、それらの面に作用する垂直有効応力が異なるために、測定されたせん断強度に差が生じる。この現象をせん断強度の異方向性と呼ぶことにすれば、自然地盤の強度の異方向性を調べる目的で多数の原位置ペーン試験が実施されたことがある⁸⁾。そしてその際に採用された解析原理はつぎのようである。

式(1)を変形すると、

$$\frac{2M}{\pi D^2 H} = \tau_V + \alpha \cdot \tau_H \cdot \frac{D}{H} \dots\dots\dots(8)$$

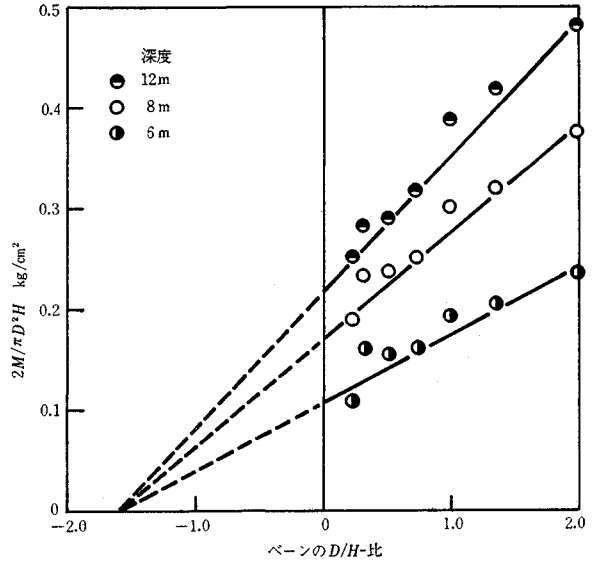
この式はペーンの D/H 比を種々に変えた測定結果を、 $2M/\pi D^2 H$ と D/H の関係にプロットすれば両者の間に直線関係が成立し、その直線の傾斜は $\alpha \cdot \tau_H$ を、また縦軸との切片長は τ_V の値を与えることを表わしている。さらに鉛直面と水平面上のせん断強度の比 τ_V/τ_H は $2M/\pi D^2 H = 0$ としたときの D/H の値からただちに、

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

として求められる。

図-5 はペーンの D/H を 0.22 から 2.0 の範囲で 7 種類に変えた原位置試験結果を式(8)の左辺 $2M/\pi D^2 H$ と D/H の関係にプロットした例で、実際には G.L. -20 m までの深度方向に 50 cm 間隔で行なわれているが、簡単のために 3 点のみ選んで示してある。この図によれば深度別にそれぞれ異なった直線関係がえられ、しかも各直線は D/H 軸上の 1 点 ($D/H = -1.5$) で交わるとみてよい。したがって強度の異方向比 τ_V/τ_H は深度方向に一定となり、 $\alpha = 0.3$ の仮定に対し $\tau_V/\tau_H = 0.45$ がえられる。 τ_V/τ_H は α の選び方によって(すなわち

図-5 原位置ペーン試験結果の解析例



ペーン端面での応力分布形の仮定によって)若干の変動を示すが、いずれにしても $\tau_V/\tau_H < 0.5$ となることは明らかである。

以上に例示したように、正規圧密粘土地盤の原位置試験によって、せん断強度の異方向性が実証されているので、この現象を室内試験によってさらに詳細に検討することにした。

(1) 水平面上のせん断強度 τ_H

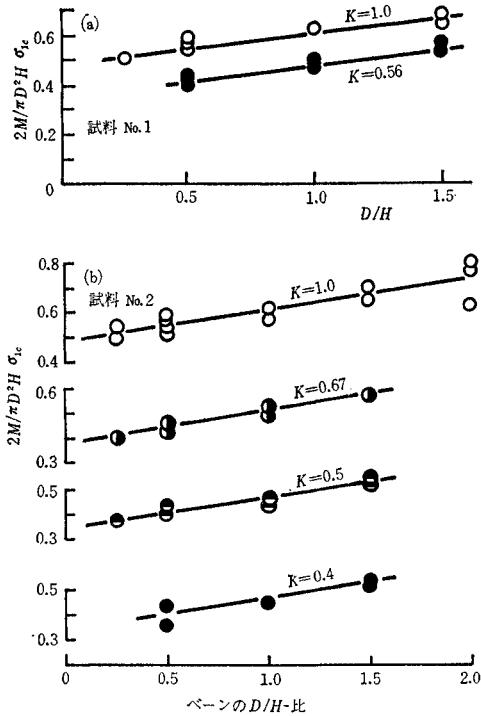
水平面上のせん断強度すなわちペーン端面で測定される τ_H の特性を明らかにするために、ペーンの寸法 D/H ならびに試料の圧密応力比 $K = \sigma_{3c}/\sigma_{1c}$ (ここに σ_{1c}, σ_{3c} はそれぞれ最大、最小主応力) を種々に変えた試験を実施した。ただし、ここで述べる $K=1$ の場合は、3. の結果と重複している部分もある。結果の解析には式(8)の両辺を σ_{1c} で割ってえられる次式を用いた。

$$\frac{2M}{\pi D^2 H} \frac{1}{\sigma_{1c}} = \frac{\tau_V}{\sigma_{1c}} + \alpha \cdot \frac{\tau_H}{\sigma_{1c}} \frac{D}{H} \dots\dots\dots(9)$$

試料 No. 1 については圧密応力比 K を 1.0 と 0.56 (ただし $\sigma_{1c} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ は共通) で圧密したものにつき、ペーン寸法を $D/H = 0.5, 1.0, 1.5$ の 3 種類に変えて、また試料 No. 2 では $K = 1.0, 0.67, 0.5, 0.4$ (ただし $\sigma_{3c} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ は共通) で圧密したものにつき、ペーン寸法を $D/H = 0.25, 0.5, 1.0, 2.0$ の 4 種類に変えて行なった。

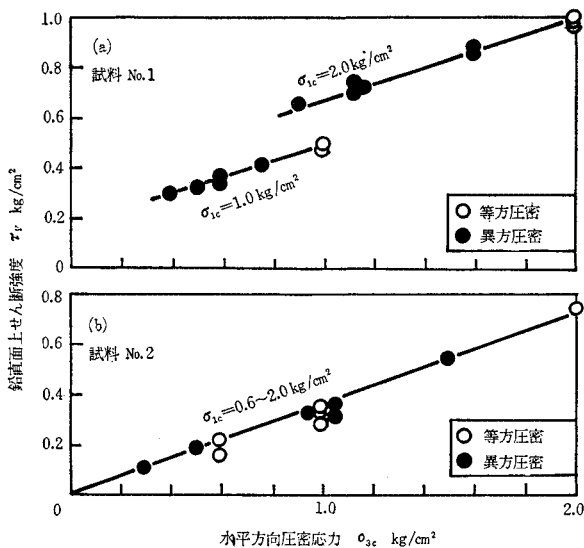
図-6 は CI(C), CA(C) 試験結果を $2M/\pi D^2 H \sigma_{1c}$ と D/H の関係にプロットしたもので、圧密応力比 K がパラメーターにとつてある。式(9)に示したごとくこれら直線の傾斜は $\alpha \cdot \tau_H/\sigma_{1c}$ の値を表わしているが、同図(a),(b)より判明するごとく、 K の値のいかんにかかわらずそれぞれの試料についてみれば、ほぼ平行な直線

図-6 三軸ベーン試験結果の解析例 CI(C), CA(C) 試験



群がえられることから、 $\alpha \cdot \tau_H / \sigma_{1c}$ の値は一定とみられる (試料 No. 1 : $\alpha \cdot \tau_H / \sigma_{1c} = 0.12$, No. 2 : 0.13)。このことは α を一定と仮定すれば τ_H は σ_{3c} とは無関係に、 σ_{1c} に比例して増加することを意味している。換言すれば σ_{3c} はベーン端面に生じるすべり面に対して平行に作用する中間主応力であるのに対して、 σ_{1c} はすべり面上の垂直応力であるから、正規圧密粘土のせん断強度が中間主応力の影響を受けずに、垂直応力に比例して増加す

図-7 鉛直面上のせん断強度 τ_v と水平方向圧密応力 σ_{3c} の関係



る関係を示すものと解釈することができる。

(2) 鉛直面上のせん断強度 τ_v

現在使用されている原位置ベーンの寸法は $D/H=0.5$ のものが多く、しかも試験結果の慣用的な解析法で求める τ_f は、後述するようにベーン側面のせん断強度 τ_v で近似されるので、 τ_v の特性を把握することはベーン試験結果の意味を解明するための手掛りを与えることになる。

さて前述 図-6 のように $2M/\pi D^2 H \sigma_{1c} \sim D/H$ 関係の整理をすれば、縦軸との切片長として τ_v / σ_{1c} がえられるので、この方法で求めた τ_v をもとにして以下の考察を進めることにする。

図-7(a) は試料 No.1 に対し、 $\sigma_{1c} = 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ のそれぞれの場合に K を $0.4 \sim 1.0$ の範囲に変えた CI(U), CA(U) 試験結果を $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 関係にプロットしたものである。また 図-7(b) は試料 No. 2 に対し、 $\sigma_{1c} = 0.6 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で $K = 0.47 \sim 1.0$ に変えた CI(U), CA(U) 試験結果を $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 関係に示したものである。これらの関係は両試料とも直線となるが、試料 No. 1 と No. 2 の間にみられる顕著な差異は、前者では最大圧密圧力 σ_{1c} の大きさに応じて異なった直線上にプロットされるのに対し、後者では σ_{1c} の大きさとは無関係に $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 関係が原点を通る直線となることである。以下にこの差異の原因を考えてみる。

図-7 よりつぎの経験式が成立する。

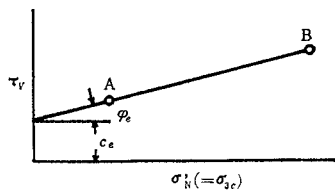
$$\tau_v = C_{va} + \sigma_{3c} \cdot \tan \varphi_{va} \dots\dots\dots (10 a)$$

または、

$$\frac{\tau_v}{\sigma_{1c}} = \frac{\tau_H}{\sigma_{1c}} + (K-1) \tan \varphi_{va} \dots\dots\dots (10 b)$$

ただし、 c_{va} , φ_{va} は $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 直線の τ_v 軸との切片長および傾斜角である。この式において φ_{va} は粘土の種類によってきまり、その粘土では c_{va} は圧密最大主応力 σ_{1c} によって影響される性質のものである (ただし、試料 No. 2 では $c_{va} = 0$)。また 4.(1) で述べたように τ_H / σ_{1c} は K とは無関係に一定とみられるから、式 (10 b) によって、 τ_v / σ_{1c} は K の一次関数で表わされることがわかる。したがって 図-7 にみられたように、試料の違いによる $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 特性の相違は、式 (10) の意味を以下の手法で明らかにすることによって、ある程度の説明が与えられるであろう。

図-8 $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 関係の模式図



いま、ある試料についてえられた $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ 関係を模式的に描いた図-8 において、点 A, B は σ_{1c} が共通で σ_{3c} が異なる 2 個の供試体の τ_v を表わすものとする。そしてこれら两点において i) せん断面付近の含水比が等しく、ii) せん断面に作用する垂直有効応力 $\sigma_{N'}$ は σ_{3c} に等しく、かつ iii) τ_v に与える中間主応力の影響は無視しようという 3 つの仮定が満足されるならば、Hvorslev の有効粘着成分 c_e は两点で共通であり、 τ_v の差は垂直有効応力 $\sigma_{N'} = \sigma_{3c}$ の差のみによって生じることになるので、式 (10) は Hvorslev のパラメーターと関連づけられて $c_{va} = c_e$, $\varphi_{va} = \varphi_e$ となるはずである。ここに φ_e は有効摩擦角である。

試みに式(10)中のパラメーターと O'Neil⁹⁾ (試料 No. 1) および Simons¹²⁾ と Landva¹⁰⁾ (試料 No. 2) によってえられた Hvorslev のパラメーターを実際に比較してみると、

試料 No. 1 : $c_{va}/\sigma_{1c} = 0.16$ に対し $c_e/p_e = 0.1$
 (ただし p_e は等価圧密圧力),
 $\tan \varphi_{va} = \tan \varphi_e = 0.35$

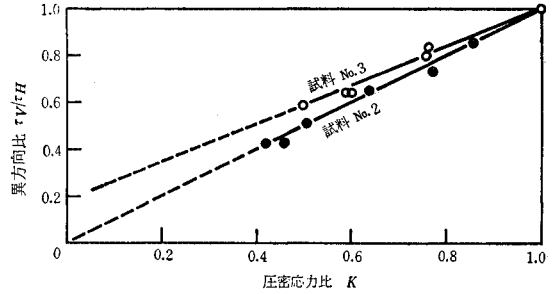
試料 No. 2 : $c_{va} = c_e = 0$, $\tan \varphi_{va} = \tan \varphi_e = 0.34$

となり、試料 No. 1 の c_{va} を除き、他の場合はよい一致を示しているといえよう。しかし上記 3 つの仮定の妥当性を検討すると、i) 図-8 の A, B 两点では σ_{1c} が共通であるから供試体の平均含水比はほぼ等しいが (試料 No. 1 の $\sigma_{1c} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合を例にとると、 σ_{3c} が $1.0 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$ の範囲に変わっても含水比の変化は、44.3~44.7% ときわめてわずかであった)、せん断面付近の含水比については不明であること、ii) せん断に作用する垂直有効応力 $\sigma_{N'}$ は 3.3 で述べたように CI(U) 試験では $\sigma_{N'} \approx \sigma_{3c}$ であったが、CA(U) 試験ではその実証がないこと、および iii) 中間主応力が τ_v に与える影響はべーン試験時のせん断破壊機構に対して無視できるという実証がないこと理由から、仮定の妥当性を厳密に立証することは困難である。しかもここに用いた試料は塑性の低い粘土であるから、さらに多種類の粘土を用いて比較しなければ一般的な結論は導かれない現状である。ただし σ_{1c} とは無関係に $\tau_v \sim \sigma_{3c}$ の一義的な関係のえられた試料 No. 2 のように PI がかなり低く、Hvorslev のパラメーター $c_e = 0$ の粘土では、粘着成分は小さいせん断ひずみで消滅し、摩擦成分のみがべーンの τ_v に寄与するという推定は許されるであろう。

(3) せん断強度の異方向比 τ_v/τ_H

自然堆積地盤のせん断強度が異方向性を有している現象は、圧縮試験、直接せん断試験あるいは原位置べーン試験^{13), 14), 8)} によって調べられ、これら測定結果はたとえば斜面の安定解析などに応用されている¹⁴⁾。前節までに水平と鉛直方向のせん断強度 τ_H, τ_v に関する個々の性質を明らかにすることができたので、ここではそれらの

図-9 せん断強度の異方向比 τ_v/τ_H と圧密応力比 K の関係



結果を利用して異方向比 τ_v/τ_H について考察することにする。

図-9 は乱さない試料 No. 2, 3 について、 τ_v/τ_H を圧密応力比 K に対してプロットしたものである。この図によれば $K=1$ (等方圧密) で $\tau_v/\tau_H=1$ (等方性) を始点として、 K の減少とともに τ_v/τ_H は直線的に減少するほか、土の種類によってその直線の傾斜が異なることがわかる。この傾斜に関しては、PI が低くて Hvorslev のパラメーター $\kappa \approx 0$ の粘土 No. 2 では $\tau_v/\tau_H = K$ であるが、PI が大となるにしたがって粘着成分が無視できなくなるので、その傾斜がゆるく、せん断強度の異方向性が少なくなるものと考えられる。また原位置における τ_v/τ_H は K_0 (静止土圧係数) に対応するものであるから $K_0 \sim PI$ 関係について考えてみると Jakey¹⁵⁾ の $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ において φ' は PI とともに減少することが判明している¹⁶⁾ ので、 K_0 は PI とともにわずかではあるが増加する。したがって原位置における τ_v/τ_H は PI とともに大きくなる (強度の異方向性が少なくなる) ことが予想される。

図-10 せん断強度の異方向比 τ_v/τ_H 、静止土圧係数 K_0 と塑性指数の関係

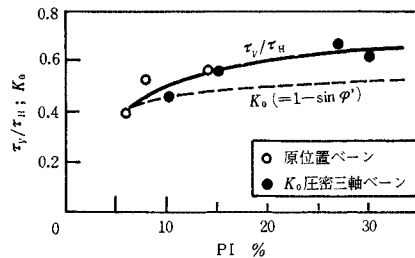
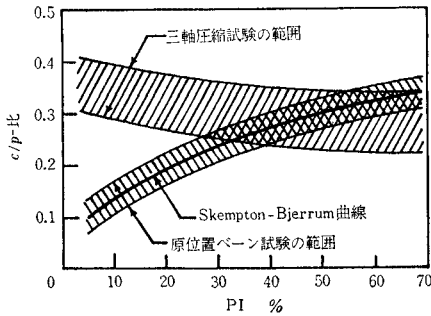


図-10 は K_0 圧密試料についての三軸べーンや原位置試験よりえられた従来のデータを集めて解析し τ_v/τ_H を PI に対してプロットしたものである。図中破線の曲線は $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ をもとにして計算した K_0 の推移を示している。この図によれば、PI が 10 以下の低塑性粘土ではせん断強度の異方向性が顕著に発揮されて $\tau_v/\tau_H = K_0$ とみなしてよいが、 τ_v/τ_H と K_0 の差は PI が大きくなるほど増大することがわかる。そしてわが国の沖積粘土では $PI = 40 \sim 80\%$ のものが多いといわれている¹⁷⁾ ので、 τ_v/τ_H は 0.7 以上となることが予想される。

5. ベーン試験による c/p 値

圧密による粘土地盤の強度増加量を推定するための手法は、その地盤の c/p 値を知ることが基本となっている。そしてこの値を原位置ベーン試験によって求めた結果は、たとえば図-11に描くようにPIの増加とともに大きくなるという Skempton-Bjerrum 曲線が提案されている。一方、三軸圧密非排水せん断試験によれば図-11の右下り斜線部で示すように、PI とともに c/p 値が小さくなることもすでに判明している¹⁹⁾。このように原位置ベーンと三軸圧縮試験の結果が、特に低塑性で鋭敏比の高い粘土で一致しないことの主原因は、室内試験で試料を再圧密するに際して、土の構造が乱されて密に締まり、大きいせん断強度がえられるためといわれている¹⁸⁾。

図-11 原位置ベーンせん断試験、三軸圧縮試験による c/p と塑性指数の関係



三軸ベーン試験機を用いれば、試験開始時に同じ応力状態と構造をもつとみられる試料について、三軸圧縮とベーンせん断の両試験を行なうことができるので、上述の主原因とされている事項を検討するとともに、ベーン試験で求められる c/p 値の意味について考察する。

(1) c/p 値と圧密応力比

ベーン試験より c/p 値を算定するには、

$$\frac{c}{p} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{D}{H}\right)} \frac{2M}{\pi D^2 H} \frac{1}{p} \dots\dots\dots(11)$$

が慣用されている。この式は、式(1)において $\tau_H = \tau_V = c$ 、かつ $\alpha = 1/3$ として導かれたものであるが、前述のごとく $K=1$ の場合を除いて水平方向と鉛直方向のせん断強度は異なるために、 $\tau_H = \tau_V$ なる仮定はあてはまらない。そこでこのような慣用法で求まる c/p 値の内容を τ_V, τ_H を用いて表わすと、 $p = \sigma_{1c}$ であるから、

$$\frac{c}{p} = \frac{c}{\sigma_{1c}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{D}{H}\right)} \left\{ \left(\frac{\tau_V}{\sigma_{1c}} \right) + \frac{1}{3} \frac{D}{H} \left(\frac{\tau_H}{\sigma_{1c}} \right) \right\} \dots\dots\dots(12)$$

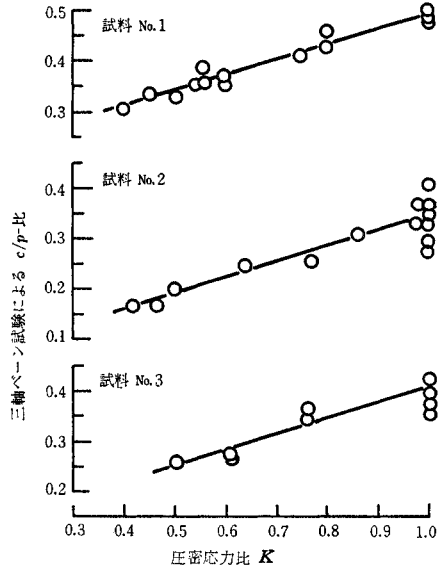
となる。したがって式(12)に式(10b)を代入すると

$$\frac{c}{p} = \frac{\tau_H}{\sigma_{1c}} + \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{D}{H}\right)} (K-1) \cdot \tan \phi_{va} \dots\dots(13)$$

をうる。

式(13)において、右辺第1項の τ_H/σ_{1c} は4.(1)で説明したように K とは無関係に一定とみてよいから、 c/p 値は K の関数であり、 K の減少とともに直線的に低下する。図-12は試料 No. 1, 2, 3 について CI(U), CA(U) 試験でえた c/p 値を K に対してプロットしたもので、乱さない試料では散らばりが多いが、 c/p 値は K が減少するにつれてほぼ直線的に低下するとみることができる。

図-12 三軸ベーン試験による c/p 比と圧密応力比 K の関係



つぎに常用されているベーンについて、 c と τ_V の関係を調べるために式(12)に $D/H=1/2$ を代入すると、

$$\frac{c}{\tau_V} = \frac{1}{7} \left(6 + \frac{\tau_H}{\tau_V} \right)$$

をうる。この式中 τ_H/τ_V は、わが国の沖積粘土では、 $\tau_V/\tau_H \approx 0.7$ とみられることを4.(3)において述べたので、これを用いると $c/\tau_V \approx 1.06$ となる。すなわち、 $c = \tau_V$ とおくことによって生じる誤差は6%程度とかなり小さいことがわかる。この計算では $\alpha=1/3$ と仮定しているが、Schmertman¹⁹⁾ のように $\alpha=1/4$ を仮定すれば、その誤差はさらに小さく5%以下となる。

(2) 原位置と室内試験の比較

乱さない試料 No. 2, 3 に関しては、原位置ベーン試験の豊富なデータがそろっているほか、三軸セル中で K_0 圧密したものについての三軸ベーン試験をそれぞれ3~5個実施しているので、これをもとにして原位置と室内のベーン試験結果を比較することができる。また、Oslo の Skabo 粘土 ($w_L \approx 50\%$, $I_p \approx 30\%$, 深度10~13m) について、 $K=1$ と $K=K_0$ の場合の三軸ベーン試験結果が Landva²⁰⁾ によって報告されているので、このデータもあわせて解析に引用する(便宜上、この粘土を試料 No. 4 とする)。

図-13 原位置ベーンと K_0 圧密三軸ベーン試験結果の比較

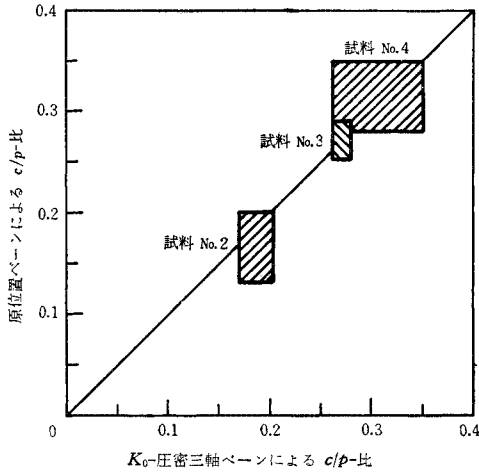
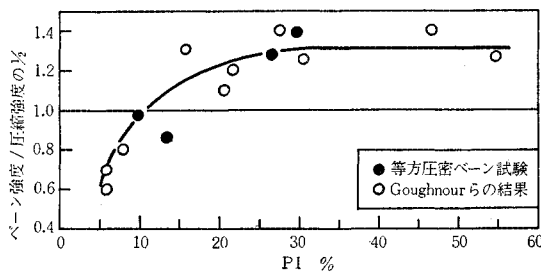


図-13 は原位置ベーンと K_0 圧密三軸ベーンによる c/p 値を3種類の試料について比較したもので、プロットされた点がそれぞれの斜線部分に集中することを示している。図によれば散らばりの範囲は大きいですが、両者の対応は45度線近傍に集まるので、原位置と K_0 圧密ベーンとでは互いに等しい c/p 値を考えるとみなしてよい。これは地中より採取した粘土を室内で再圧密したため高密度化による強度への影響が、No. 2 のように低塑性粘土でも、従来考えられていたほど顕著ではないことを示すものである。

原位置ベーンと室内三軸圧縮試験による c/p 値に差を生じることの主要原因が、図-13 にみられたように試料の再圧密によるものでないとするならば、他に原因を求めねばならないが、筆者は少なくともつぎの2つの現象に起因すると考えている。すなわち、

図-14 多種類の粘土を用いたベーンと圧密試験の比較



i) 等方圧密 ($K=1$) した同一の試料に対してベーンと圧縮試験を行ない、両試験による強度の比を求めると図-14 に示すように粘土の種類によってその比が異なる。ただし図-14 において●印はCI(U)ベーン試験と圧密非排水三軸圧縮試験の比であり、○印はGoughnourら²¹⁾によって行なわれたベーンと一軸圧縮試験の比である。この図より、低塑性粘土では $K=1$ の場合でもベーンが圧縮試験より小さい強度を与える傾向のあることがわかる。

ii) 圧縮試験による c/p は圧密応力比 K の変化によってあまり差がみられないのに対し、ベーンによる c/p は5.(1)で述べたように、低塑性粘土ほど K の影響を顕著にうける。ゆえに原位置ベーンあるいは K_0 圧密三軸ベーンによる c/p は圧縮試験で求めた値よりも低くなる。

以上2つの現象が重なりあって、原位置ベーンによる c/p 値は、PIの低い粘土では圧縮試験による値よりも小さくあらわれるものとするが、i)の現象の物理的意味は単純せん断に近いベーンと、純粹せん断に近い圧縮試験とのせん断機構の相違による強度への影響を解明しなければ、説明が困難であろう。なお単純と純粹せん断試験による強度の差は、破壊時のひずみと粘土のダイレイタンスによって左右されるという L_0 ²²⁾の理論的研究があることを付記するとともに、今後の成果に期待したい。

6. 結 び

おもな結論を要約するとつぎのようである。

(1) ベーン試験解析の基本となっている Cadling の式(1)が適用できるのは $D/H=0.25\sim 2.0$ の範囲内に限られ、この範囲外の極端に細長いか太く短いベーンでは、破壊ひずみが大きく強度も小さく測定される。

(2) ベーン試験と定体積直接せん断試験を比較した結果、ベーンせん断面上の垂直有効応力は圧密応力 σ_c にほぼ等しくなる。このことはベーン試験が従来考えられていたように、必ずしも非排水強度を測定するものではなく、使用した粘土ではむしろ排水強度に近い値を与えることを意味している。ことにベーンを貫入してからせん断開始までに放置期間をさしむと、その間にベーン貫入のために周辺粘土中で圧密現象が起こり、強度がかなり大きくあらわれることがある。

(3) 水平面上のせん断強度 τ_H は鉛直方向の圧密応力 σ_c に比例して増加し、水平方向の圧密応力 σ_{3c} とは無関係である。一方、鉛直面上のせん断強度 τ_v は σ_c に比例して増加し、 σ_c の影響は粘土の種類によって異なる。そしてせん断強度の異方向性 τ_v/τ_H は低塑性粘土ほど顕著に発揮され、塑性指数が10程度の粘土では τ_v/τ_H 比が静止土圧係数 K_0 にほぼ等しくなる。低塑性粘土では、破壊時における粘着成分の寄与が無視できるほど小さいことがその原因と考える。

(4) 圧縮試験による c/p 値は圧密応力比 K によってほとんど不変であるのに対し、ベーン試験で測定される c/p は K によって変化し、 K が減少するとほぼ直線的に低下する。そして原位置ベーンでは $K=K_0$ に対応する c/p を測定するので、特に低塑性粘土では、著しく低い値がえられることになる。

(5) わが国における沖積粘土では、原位置ベーン試

験でえられる強度 c は、鉛直面上あるいはベーン側面上のせん断強度 τ_v にはほぼ等しいとみてよい。このように $c = \tau_v$ としたときの誤差は 6% 以下である。

(6) 鋭敏な低塑性粘土でも“室内試験で再圧密する際の高密度化による強度増加現象”は従来考えられていたほど顕著ではない。圧縮試験とベーンせん断試験結果の不一致は、両試験におけるせん断機構の相違(純粹せん断と単純せん断)によるものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) Cadling, L. and S. Odenstad : The vane borer, an apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground, Proc. 2 of S.G.I., 1950
- 2) Gibbs, H.J. : Discussion on "Shear strength of undisturbed cohesive soils, ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 1067-1069
- 3) Karlsson, R. : Suggested improvements in the liquid limit test, with reference to flow properties of remoulded clays, Proc. 5th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. 1, 1961, pp. 171-184
- 4) Eden, W.J. and J.K. Kubota : Some observations on the measurement of sensitivity of clays, ASTM, Proc. Vol. 61, 1961, pp. 1239-1249
- 5) Wilson, N.E. : Laboratory vane shear tests and the influence of pore water stresses, Laboratory shear testing of soils, ASTM STP No. 361, 1963, pp. 377-385.
- 6) Kenney, T.C. and A. Landva : Vane-triaxial apparatus, Proc. 6th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. 1, 1965, pp. 269-272
- 7) Kenney, T.C. : Interpretation and use of the vane test, a discussion of certain limitations and possibilities, N.G.I. Internal Report F. 252, 1963
- 8) Aas, G. : A study of the effect of vane shape and rate of strain of the measured values of in-situ shear strength of clays, Proc. 6th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. 1, 1965, pp. 141-145
- 9) O'Neil, H.M. : Direct-shear test for effective-strength parameters, ASCE Journal of S.M.F. Div., Vol. 88, No. SM 4, 1962, pp. 109-137
- 10) Landva, A. : Resultat av direkte skjaerforsøk med normal konsolidert siltig kvikkleire fra Manglerud, Oslo, N.G.I. Internal Report F.175, 1962
- 11) Whitman, R.V. : Discussion of "A theoretical consideration on a behaviour of sand", by S. Murayama, Proc. Rheology and Soil Mechanics Int. Symposium, Grenoble, 1964, pp. 157-158
- 12) Simons, N.E. : Comprehensive investigations of the shear strength of an undisturbed Drammen Clay, ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 727-745
- 13) Ward, W.H. et al : Further studies of the properties of London clay, Géotechnique, Vol. 9, No. 2, 1959, pp. 33-58
- 14) Lo, K.Y. : Stability of slopes in anisotropic soils, ASCE Journal of S.M.F. Div. Vol. 91, No. SM 4, 1965, pp. 85-106
- 15) Jáky, J. : Pressure in soils, Proc. 2nd Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. 1, 1948, pp. 103-109
- 16) Bjerrum, L. and N.E. Simons : Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 711-726
- 17) 網干寿夫 : 盛土などの対策工, 軟弱地盤の調査設計施工法, 土質工学会編, 1966, p. 187
- 18) Bjerrum, L. : The effective shear strength parameters of sensitive clays, Proc. 5th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. 1961, pp. 23-28
- 19) Schmertman, J.H. : Discussion of "Stability of slopes in anisotropic silts", by K.Y. Lo, ASCE Journal of S.M.F. Div., Vol. 92, No. SM 1, 1966, pp. 199-207
- 20) Landva, A. : Sammenstilling av resultater fra triaksial-og triaksialvingeforsøk, N.G.I. Internal Report F. 175, 1962
- 21) Goughnour, R.D. and J.R. Sallberg : Evaluation of the laboratory vane shear test, Highway Research Record, No. 48, 1964, pp. 19-33
- 22) Lo, K.Y. : The effect of dilatancy on the shear strength of soils measured in the triaxial cell and the shear box, N.G.I. Internal Report F.32, 1960

(1966. 6. 3. 受付)

正 誤 表

土木学会論文集136号(41年12月発行)市原松平著:「地震時モールの円とその擁壁土圧への適用について」に誤りがありましたのでつぎのように訂正します

ページ	個 所	誤	正
25	「題目」の3行目	METHOD ITS	METHOD AND ITS
25	右側 26行目	$\tau = -\frac{1}{2}1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)$	$\tau = -\frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)$
27	左側 31行目	$(\sigma_v + c \cot \varphi) \tan \varphi \geq \tau_{uv} $	$(\sigma_v + c \cot \varphi) \tan \varphi \geq \tau_{vu} $
27	右側 25行目(下から11行目)	中心角 UOW = 2λ	中心角 UCW = 2λ
29	左側 8行目	$-\frac{2}{n^2 b^3} \{ \dots \dots \dots \}$	$+\frac{2}{n^2 b^2} \{ \dots \dots \dots \}$
29	左側 10行目	(ii) $\varphi = \beta_0 $ のとき,	(ii) $\varphi = \beta_0 $ のとき, $a=1, b^2=1$
29	左側 11行目	$n^2 = (1-b^2)/b^2$ (ただし $n > 0$) とおくと,	全部とる。そして「+m すべり面は、」を入れる。
29	左側 12行目	$I_2 = -(b+1) \frac{1 + \cos(2\psi - \beta_0)}{1 + \sin(2\psi - \beta_0)}$	$I_2 = -(b+1) \frac{1 + \cos(2\psi - \beta_0)}{b + \sin(2\psi - \beta_0)}$
29	左側 13行目	$+\frac{4}{3}(b+1) \frac{1}{\left\{ \tan\left(\psi - \frac{\beta_0}{2} + \frac{1}{b}\right) \right\}^3}$	$+\frac{4}{3}(b+1) \frac{1}{\left\{ \tan\left(\psi - \frac{\beta_0}{2}\right) + \frac{1}{b} \right\}^3}$
32	左側 2行目	μ 面	u 面

土木学会論文集編集委員

- | | | | |
|-------------|------------|------------|------------|
| 委員長 村上 永一 | 副委員長 〇都 淳一 | 委員 鈴木 慶一 | 委員 〇西村 俊夫 |
| 委員 青木 康政 | 委員 工藤 尚男 | 委員 田中 淳七郎 | 委員 〇西山 啓伸 |
| 委員 秋山 歌興 | 委員 藤和 哲夫 | 委員 塚山 隆一 | 委員 沼田 淳 |
| 委員 板倉 忠興 | 委員 園 広一 | 委員 塚 堤 一 | 委員 〇長谷川 鐘元 |
| 委員 〇池田 康平 | 委員 小林 一輔 | 委員 榑 東一郎 | 委員 〇野元 彦 |
| 委員 岩井 彦二 | 委員 〇是枝 忍夫 | 委員 戸田 嘉明 | 委員 〇服部 昌太郎 |
| 委員 岩橋 洋一 | 委員 〇佐々木 道夫 | 委員 永井 靖郎 | 委員 〇宮田 一夫 |
| 委員 宇都 一馬 | 委員 沢口 昌利 | 委員 永南 部 正 | 委員 〇森本 永一 |
| 委員 尾坂 芳夫 | 委員 〇沢田 健吉 | 委員 〇南 部 祥一 | 委員 〇持永 一郎 |
| 委員 尾仲 肇 | 委員 〇桜井 彰雄 | 委員 〇中村 英夫 | 委員 〇山口 充博 |
| 委員 川上 喜久 | 委員 〇白石 成人 | 委員 〇中野 昭雄 | 委員 〇山内 利彦 |
| 委員 川崎 浩司 | 委員 〇嶋 祐之 | 委員 〇中野 昭雄 | 委員 〇印 部会長 |
| 委員 神田 徳郎 | 委員 清水 達也 | 委員 〇西野 文雄 | |
| 委員兼幹事 西脇 威夫 | | | |

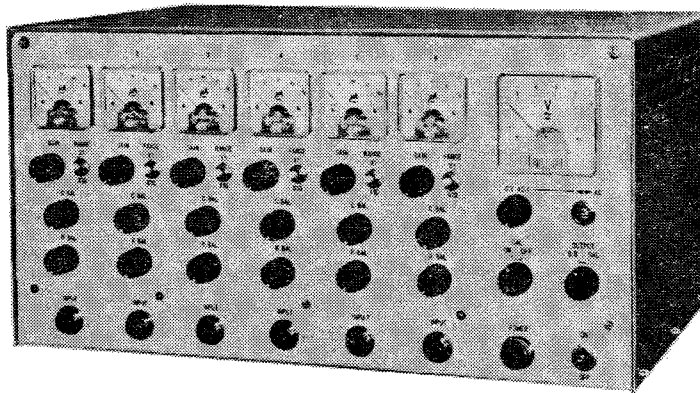
昭和42年2月15日印刷
昭和42年2月20日発行

土木学会論文集 第138号 定価 200円(〒20円)

編集兼発行者 東京都新宿区四谷一丁目 社団法人 土木学会 羽田 巖
印刷者 東京都港区赤坂1-3-6 株式会社 技報堂 大沼正吉

発 行 所 社 団 法 人 土 木 学 会 振替東京 16828 番
東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話(351)代表 5138 番

水理実験波高解析にどうぞ!!



(CA-101型 水位計増幅器)

- ☆波高計(抵抗式)と記録器をつなげばOK
- ☆簡単な取扱いで直線性良好
- ☆価格低廉
- ☆豊富な納入実績を持っています

カタログ請求先

計測技研株式会社

東京都武蔵野市中町3丁目29番地19号
TEL (0422) (51) 8958

MARUI

短時間 **厚さ及び構造物の弾性係数が判定** できる

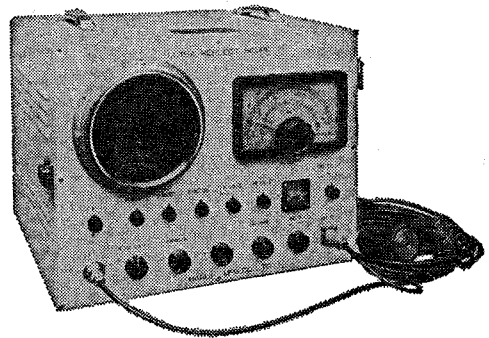
- ① 時間の節約になります (時代に即応)
- ② 正確な判断の参考資料となります
- ③ 無破壊で常に測定出来ます

用 途


- 型枠取除き判定 (経済助力となる)
- ダム・コンクリート等の品質管理
- 道路隧道の厚さ及ボイドの判定
- コンクリートの経年変化・強度の推定等

営業品目

セメント・コンクリート・土質・アスファルト
水理各試験機・無破壊試験器・計量器・各種材料試験機



超音波反射測定器

 **株式会社 丸井製作所**

本社 大阪市城東区蒲生町4-10番地
電話 大阪 931-3541番(代表)
東京出張所 東京都港区西新橋3-9-5(吉田ビル)
電話 東京 431-7563番



より豊かな 未来を設計する！

交通事業・プラント建設事業及びあらゆる産業の土木建築施設の
計画・調査・測量・設計・施工管理

●土木部門

建設コンサルタント登録 / 登録年月日 昭和39年12月8日 / 登録番号 第39-140号

測量業登録 / 登録年月日 昭和40年11月8日 / 登録番号 登録第(1)-1467号

●建築部門

一級建築士事務所登録 / 登録年月日 昭和40年9月25日 / 東京都知事登録 第5566号

東日建設コンサルタント株式会社

本社 / 東京都千代田区丸の内1-4 (新丸ビル) (株式会社日立製作所内) 電話 東京 (212) 1111 (大代表)

建築部門 / 同上

土木部門 / 東京都千代田区神田駿河台4の6 電話 東京 (255) 1011 (代表) (旧日立シビルコンサルタント(株))

茨城事務所 / 茨城県日立市幸町3-1-1 電話 日立 (2) 1111 (大代表)

大阪出張所 / 大阪市淀川区長柄中通り3の3 電話 大阪 (351) 6926

名古屋出張所 / 名古屋市中区栄3-17-12 日立製作所名古屋営業所内 電話 名古屋 (251) 3111 (大代表)