HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	粘性土の強度特性におよぼす応力履歴の影響について
Author(s)	三田地, 利之; 北郷, 繁
Citation	北海道大學工學部研究報告, 68(2), 253-268
Issue Date	1973-09-29
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41161
Type	departmental bulletin paper
File Information	68(2)_253-268.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

粘性土の強度特性におよぼす応力履歴の影響について

三田地利之* 北郷 繁*

(昭和48年3月17日受理)

The Influence of Stress History on the Shear Strength Characteristics of Cohesive Soils

Toshiyuki MITACHI Shigeru KITAGO

Abstract

Practical problems involving the shear strength of saturated cohesive soils are usually solved by measuring the strength of "undisturbed" samples in the laboratory. In general, the shear strength of cohesive soils is greatly influenced by the stress to which they have been subjected before shear. Therefore, it is necessary to test soils under exactly the same conditions as exist in situ.

Even if perfectly "undisturbed" samples could be obtained and used in a test, they would inevitably be subjected to a change in stress condition on removal from the ground, and the strength obtained might be more or less affected by this change.

The purpose of the present study is to investigate the relationship between the "in situ" undrained strength of saturated normally consolidated clays, and that of reconsolidated "perfect sample", by simulating the stress conditions of both in situ and in the laboratory.

Three series of test were conducted on four saturated remolded clays. One of them is to simulate the shear failure of soil mass in situ under undrained conditions (CAU test). The second one is to represent routine isotropically consolidated undrained tests on laboratory made perfect samples (CAPU test). The last one is to obtain Hvorslev strength parameters, c_e and ϕ_e (CAPRU test).

Experimental results indicate that

1) the relationship between water content and average effective principal stress at the end of consolidation is almost identical for the two series of CAU and CAPU, 2) the effective angle of shearing resistance ϕ' from the results of CAPU test is smaller than that from CAU test by 3~4°, and 3) undrained shear strength S_u from CAPU is greater than that from CAU by about 40% for equal vertical consolidation stress σ'_{1c}, whereas, comparing S_u data with respect to the equal average consolidation stress σ'_{mc}, CAPU test gives about 20% smaller values.

A comparatively simple method is proposed for estimating the in situ strength of normally consolidated clays in terms of Hvorslev strength parameters, c_e and ϕ_e. Applica-

* 土木工学科 交通線路工学講座

* Department of Civil Engineering

tion of this method to the test data for the present experiments, in accordance with the procedures proposed in this paper, indicate that there is good agreement with the strength "in situ".

1. まえがき

室内試験によって得られた土の強度特性に関する成果を実際問題に適用しようとする場合，室内試験での応力条件と原位置での応力条件の相違に留意しなければならない。特に，粘性土においては，その強度特性が応力履歴によって大きく変化するものであるから，原位置での応力履歴を再現することはもちろん，現状から破壊に至るまでに土が受けるであろう応力過程をも再現するような試験を実施すべきものと考えられる。

普通，粘性土の原位置強度を室内試験によって求めるときは，乱さない状態の土を採取し，そのままセン断試験を行なう（非圧密非排水試験）か，または試験機内で原位置に合わせた応力で再圧密し，セン断する（圧密非排水試験）という方法がとられる。このとき採取された試料は原位置で受けていた応力から解放されることになる。すなわち，試験機内の粘土試料が機械的な乱れを全くうけず，また含水比の変化も全くなく，かつまた再圧密によって試料の応力状態を原位置のそれに合わせたとしても，試料採取に伴なう応力解放はさけられないものである。まして再圧密の方法がいわゆる K_0 条件でなくて，一般に行なわれているように試料の土カブリ圧にもとずく等方的なものであれば，供試体が原位置の状態を再現しているというには程遠いわけである。

そこでまず，他の条件が完璧であったとして，このサンプリングに際しての不可避的な応力解放（これは一種の人工的な応力履歴とみることができる）が，粘土の原位置での強度にどの程度の影響を与えるものかを調べるのが，この研究の第一の目的である。

つぎに問題となるのは，室内試験により得られる強度から原位置強度を推定する方法を見い出すことである。もちろん，この補正は試料採取に伴う応力解放だけを対象とするもので，試料の機械的乱れ（たとえば，サンプラーを土中に押し込む時や，サンプラーから試料を押し出し，成形する際の試料の乱れなど）による影響を補正するものではない。

2. 応力解放が強度におよぼす影響

2.1 応力解放による有効応力の変化

実際地盤において，自然堆積粘土層は，側方に変位しない状態で圧密されたものと考えられる。したがってその応力系は一般に異方的である。正規圧密粘土層においては，水平方向の圧力は鉛直方向圧力（いわゆる土カブリ圧）よりも小さいのが普通であって，水平，鉛直方向圧力の比を静止土圧係数 K_0 と呼ぶ。

いま，正規圧密粘土の鉛直方向および水平方向の全応力をそれぞれ σ_v, σ_h とすれば，その場合の有効応力はそれぞれつぎのように表わされる。

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_0 = p \qquad \sigma'_h = \sigma_h - u_0 = K_0 p$$

ただし，u_0：間ゲキ水圧，K_0：静止土圧係数，p：有効土カブリ圧

地中より試料を採取して来て室内でセン断試験を行なう場合，サンプラーから試料を押し出して供試体を成形した時の応力状態 (Fig. 1) は全応力で考えれば拘束圧ゼロであるので，試料採取に伴う応力変化は鉛直方向で $-\sigma_v$，水平方向で $-\sigma_h$ となる。この時拘束圧の除去により試料は膨張しようとするため，試料内部に負の間ゲキ水圧が発生する。この間ゲキ水圧の大きさを

Δu とすれば，試料採取時の間ゲキ水圧は $u_0+\Delta u$ となり，

$$\sigma' = \sigma - u$$

の関係から試料採取時の有効応力はつぎのようになる。

$$\sigma'_v = \sigma'_h = 0-(u_0+\Delta u) = -(u_0+\Delta u)$$

ここで，Skempton の間ゲキ水圧の式[1]

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \qquad (1)$$

を導入し，飽和正規圧密粘性土について σ_v, σ_h が解放された場合の Δu を求めてみよう。飽和正規圧密粘土の場合，

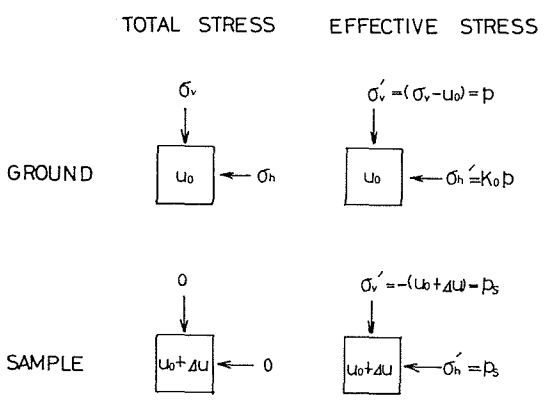

Fig. 1. Change in state of stress upon sampling.

$$\left.\begin{aligned} B &= 1, & K_0 &< 1 \\ \sigma_1 &= \sigma_v = p+u_0, & \sigma_3 &= \sigma_h = K_0 p + u_0 \end{aligned}\right\}$$

であるから

$$B = 1, \qquad \Delta\sigma_1 = -(p+u_0), \qquad \Delta\sigma_3 = -(K_0 p + u_0)$$

の関係を (1) 式に代入し，A を A_0 と書き替えて次式を得る。

$$\Delta u = -[u_0 + p\{K_0 + A_0(1-K_0)\}]$$

ただし，A_0: 拘束圧を除去した場合の間ゲキ圧係数

よって採取試料の等方的な有効応力 p_s は

$$p_s = -(u_0+\Delta u) = p[K_0 + A_0(1-K_0)] \qquad (2)$$

本研究では後述するように実験上の都合から，側圧 (つまり最小主応力 σ_3) を K_0 圧密時の値そのままにしておいて，軸圧を側圧までさげて軸差応力を解放した。すなわちゼロの周圧の代りに $\sigma_3 = K_0\sigma_1$ の等方圧にしたわけである。この場合の全応力の変化は，鉛直方向，水平方向それぞれ

$$\Delta\sigma_v = -(\sigma_v - \sigma_h) = -(1-K_0)p, \qquad \Delta\sigma_h = 0$$

となり，間ゲキ水圧 Δu は (1) 式に

$$B = 1, \qquad \Delta\sigma_3 = 0, \qquad \Delta\sigma_1 = -(1-K_0)p$$

を代入し，A を A_d と書き替えて次式を得る。

$$\Delta u = -A_d(1-K_0)p$$

ただし，A_d: 軸差応力解放時の間ゲキ圧係数

したがって軸差応力解放時の有効応力 p_{sd} は次式で表わされる。

$$p_{sd} = \sigma_h - (u_0+\Delta u) = (K_0 p + u_0) - (u_0+\Delta u) = p[K_0 + A_d(1-K_0)] \qquad (3)$$

式 (2) と式 (3) を比較するとわかるように，全応力解放の場合と軸差応力解放の場合の供試体中の有効応力の違いは A_0 と A_d の差による。しかし，(1) 式に立戻って考えると，間ゲキ圧係数 A は軸差応力の変化による間ゲキ水圧の発生量を表わす係数として定義されたものであるから，A_0 と A_d は内容的に同じはずである。したがって，拘束圧をゼロにして供試体の有効応力に変化を与

えることと，軸差応力のみの解放によって有効応力を変化させることとは，等価であると考えてよい。

2.2 応力解放が非排水セン断強度におよぼす影響

一般に p なる有効鉛直圧密圧で K_0 条件のもとに正規圧密された粘性土の原位置での非排水セン断強度 S_{uF} はつぎのように表わされる[2]

$$S_{uF}=\frac{p\{K_0+A_{fF}(1-K_0)\}\sin\phi_e+c_e\cos\phi_e}{1+(2A_{fF}-1)\sin\phi_e} \tag{4}$$

ただし，　A_{fF}: 原位置における破壊時間ゲキ圧係数

c_e, ϕ_e: Hvorslev の破壊規準による強度常数

つぎに，原位置に対応させた乱れのない試料に応力解放という操作を加えた場合の非排水セン断強度について考える。

2.1 で示した試料採取後の有効応力の状態から鉛直方向の応力を増加させて破壊にいたらしめる時，採取試料の非排水セン断強度 S_{uS} は

$$S_{uS}=\frac{p\{K_0+A_0(1-K_0)\}\sin\phi_e+c_e\cos\phi_e}{1+(2A_{fS}-1)\sin\phi_e} \tag{5}$$

と表わされる[3]。ここで A_{fS} は採取試料の破壊時間ゲキ圧係数。(4) 式と (5) 式で表わされる S_u は同一含水比での強度と考えてよいから，Hvorslev の強度常数 c_e, ϕ_e は両者で等しいはずである。ところが従来の研究結果によれば S_{uS} と S_{uF} の間に大きい場合で約 20% の差があるとされている[4]から，原位置強度 S_{uF} と採取試料の強度 S_{uS} の相違は A_{fF} と A_0, A_{fS} に起因するとみてよい。

本研究の場合，後述するように軸差応力を解放したあと，K_0 圧密時の鉛直圧密圧 p で等方的に再圧密を行なう。この場合の採取試料の強度 S_{uS} は (4) 式で $K_0=1$ とおき，A_{fF} を A_{fS} と書き替えて

$$S_{uS}=\frac{p\sin\phi_e+c_e\cos\phi_e}{1+(2A_{fS}-1)\sin\phi_e} \tag{6}$$

となる。したがって等方的に再圧密するという操作を加えることにより含水比の変化は免がれないが，S_u を表わす変数が一つ減ったことになる。

3. 実　　験

3.1 実験の種類

本研究では，原位置強度と想定できる強度を求めるための実験と，原位置強度を推定するために必要な 2 通りの実験，計 3 種類の実験を行なった。以下にその概略を述べる。

1) K_0 圧密——→非排水セン断試験 (CAU 試験)

2) K_0 圧密——→応力解放——→等方圧密——→非排水セン断試験 (CAPU 試験)

3) K_0 圧密——→応力解放——→等方圧密——→等方膨張——→非排水セン断試験 (CAPRU 試験)

1) の CAU 試験は，原位置の粘土の非排水強度 S_u を求めるものであり，2) の CAPU 試験は，一般に行なわれている S_u を求める試験であって，途中にサンプリングによる応力解放を含んでいる。3) は 2) との組み合わせから Hvorslev の強度常数 c_e, ϕ_e を決めるための試験である。なお，略号の原名は次のようである。

CAU: Anisotropically Consolidated Undrained Test

CAPU: Anisotropically Consolidated Perfect Sampling Undrained Test

CAPRU: Anisotropically Consolidated Perfect Sampling and Rebounded Undrained Test

後述する4種類の土について，下記のような側圧段階で，実験を行なった。

1) CAU 試験

a. K_0 圧密過程 (σ_{h1})
b. 非排水セン断過程
… 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 (kg/cm²) で K_0 圧密し，そのままの側圧で非排水セン断

2) CAPU 試験

a. K_0 圧密過程 (σ_{h1}) …… 0.5, 0.8, 1.5, 3.0 (kg/cm²)
b. 等方圧密過程 (σ_{h2})
c. 非排水セン断過程
… 上記 σ_{h1} による K_0 圧密終了時の σ'_{v1} ($=\sigma_{h2}$) で等方圧密を行ない，そのままの側圧で非排水セン断

3) CAPRU 試験

a. K_0 圧密過程 (σ_{h1}) …… 3.0 kg/cm²
b. 等方圧密過程 (σ_{h2}) …… 3.0 kg/cm² による K_0 圧密終了時の σ'_{v1} ($=\sigma_{h2}$) で等方圧密を行なう。
c. 等方膨張過程 (σ_{h3})
d. 非排水セン断過程
… σ_{h2} を σ_{h3}=0.5, 1.0, 2.0, 4.0 (kg/cm²) まで減じて吸水膨張させそのままの側圧で非排水セン断

上記3種類の実験の過程の応力条件と，実際の地盤から試料を採取して試験を行なう場合の応力条件を Fig. 2 に示す。

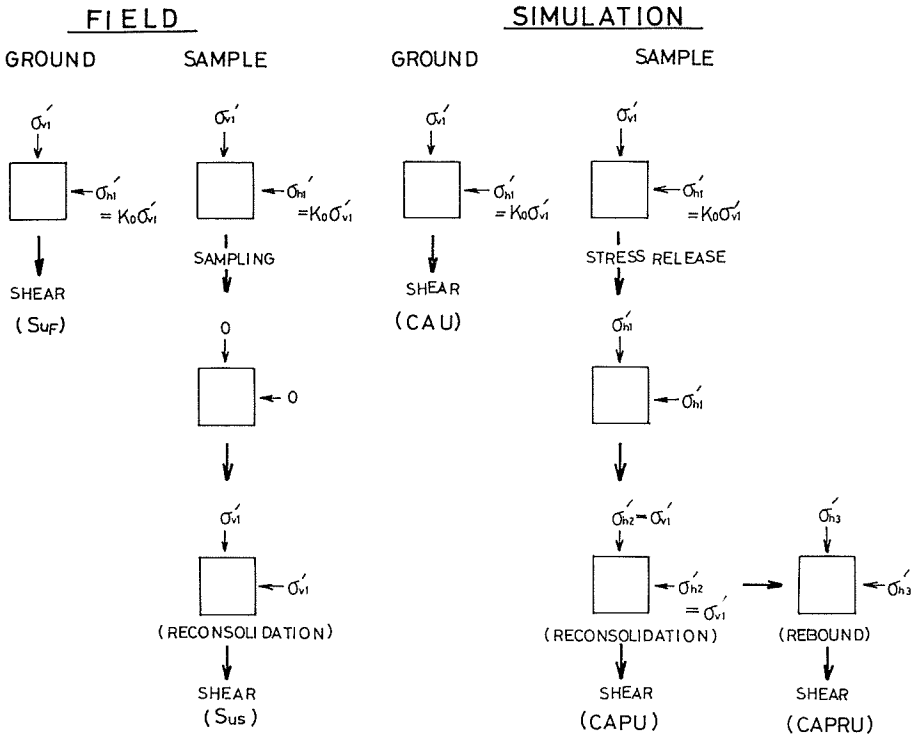

Fig. 2. Schematic representation of stress conditions for field and simulation.

3.2 実験試料

本実験に用いた試料は Table 1 に示す物理的性質をもつ4種の乱した自然粘土である。

これらの試料土に混入している異物を入念に取り除いたあと，Table 1 に示してある含水比に調整し，約1カ月養生した。調整含水比は，直径 50 mm，高さ 120 mm の供試体を作った時に，これが自立できる最も高い含水比を選んだ。また，供試体の作製は当研究室でいうビート法および真空押出法[5]によった。

Table 1. Index properties of samples

Sample Number	LL (%)	PI (%)	Moulding Water Content (%)	Location
1	46	21	33	Kakuyama, Ebetsu
2	66	24	51	Kariki, Sapporo
3	87	46	59	Naebo, Sapporo
4	102	58	62	Ōno, Hakodate

3.3 実験装置

本実験に用いた三軸圧縮試験機は，一般に用いられているものと特に異なるところがないので大略の仕様を以下に示すにとどめる。

1) 側圧供給： 空気圧（セル内は供試体上端までグリセリン水を入れる）
2) 軸荷重： K_0 圧密時はエアシリンダーを使用しセン断時はヒズミ制御
3) 軸荷重測定： プルービングリング
4) 軸ヒズミ測定： ダイアルゲージ
5) 間ゲキ水圧測定： ナルインジケーターを用い供試体下端中央部で測定
6) ヒズミ速度： 0.04%/min～0.3%/min 無段変速であるが本実験では 0.05%/min のヒズミ速度を採用
7) 側方ヒズミ指示器： Fig. 3 に示すような装置で，セル内に取りつけた支柱にその上端を固定し，下端を供試体中央高さに接触させ，図示のストレインゲージのヒズミを常にゼロに保つようにして K_0 圧密を行なう[6),7)]。

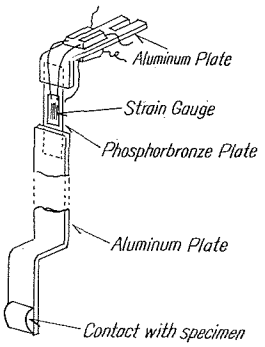

Fig. 3. Radial strain indicator.

4. 実験結果と考察

4.1 圧密特性

本研究の目的は原位置の応力条件，および採取試料の圧密非排水試験時の応力条件を三軸セル内でシミュレートし，両者の強度特性の相違を調べることにある。したがってここでは主として，CAU 試験の K_0 圧密時の圧密圧と含水比の関係，CAPU 試験の等方圧密時の圧密圧と含水比の関係，および CAPRU 試験の等方膨張段階での圧力と含水比の関係について検討する。Fig. 4 は，圧密圧力として鉛直有効主応力 (σ'_{1c}) をとった場合の CAU，CAPU 試験から得られた w～$\log \sigma'_{1c}$ の関係を示したものである。この図から分かるように試料 No. 1～No. 4 に共通して，CAU，CAPU ともに直線関係を示し，CAU と CAPU の直線はほぼ平行とみなすことができる。また，同一の σ'_{1c} について含水比を比較すると，CAU の含水比が 1～3% CAPU にくらべて

高い結果を示している。

いま，CAU と CAPU において初期含水比の等しい供試体を同じ鉛直圧密圧 σ'_{1c} のもとで圧密する場合の応力状態を考えてみる。CAU と CAPU では Fig. 2 (図中の σ'_{v1} は σ'_{1c} と同義) に示したように同一の鉛直圧密圧でも側圧は CAU の方が小さい。したがって同一の σ'_{1c} で圧密されても CAU の含水比が高くなるであろうことは当然予想される。

これに対して圧密圧を有効平均主応力 $\sigma'_{mc}=(\sigma'_{1c}+2\sigma'_{3c})/3$ で考えた場合の $w\sim\log\sigma'_{mc}$ の関係を示したのが Fig. 5 である。これを見ると試料 No. 1～No. 4 ともCAU と CAPU において同一の σ'_{mc} で含水比に差がみられず，一本の直線上にのっているとみてよい。つまり，圧密圧として有効平均主応力を考えれば，正規圧密粘土の圧密終了時の含水比は応力履歴の相違に関係なく一義的に決まるということであり，これは Henkel と Sowa[8]，Whitman ら[9]，および当研究室の過去の研究[7] と同じ傾向を示している。

また，過圧密状態である CAPRU 試験の等方膨張段階での圧力と含水比の関係を，Fig. 4 および Fig. 5 に示してある。図から分かるように，吸水膨張の開始点が試料 No. 2 と No. 3 では一致し，No. 1 と No. 4 では少し高い含水比の点から始まっている。これは CAPRU 試験の等方膨張前，すなわち等方圧密の段階の圧力と含水比の関係が，これと独立に行なった CAPU 試験の等方圧密圧力と含水比の関係と必ずしも一致していないことを示すものである。しかし，同一の等方圧で圧密しても圧密終了時の含水比が必ずしも一致しないことを考えれば，実験精度上，やむを得ないものと考えられる。ともあれ，吸水膨張曲線の傾向は，下に凸の曲線を示し，周知の関係と一致している。

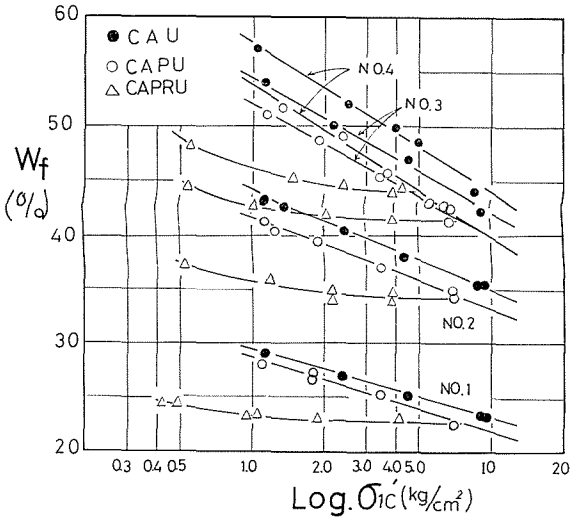

Fig. 4. Relationship between water content and vertical effective consolidation pressure.

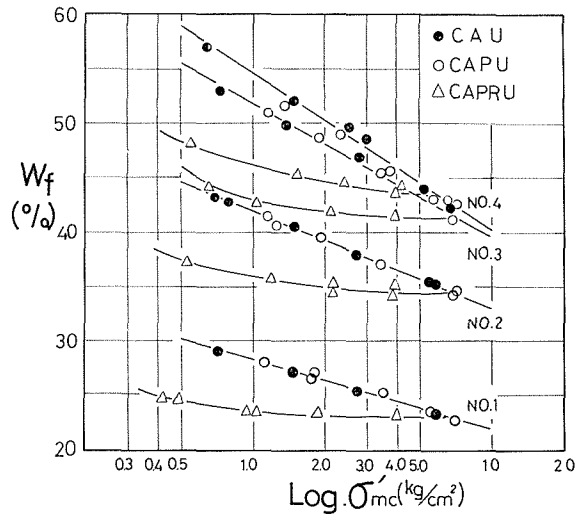

Fig. 5. Average effective consolidation pressure vs. water content after consolidation.

Table 2. Strength parameters in terms of effective stress

Sample Number	CAU		CAPU	
	c' (kg/cm²)	ϕ' (°)	c' (kg/cm²)	ϕ' (°)
1	0.02	36.2	0.10	32.0
2	0.06	33.8	0.10	33.0
3	0.06	36.1	0.22	32.0
4	−0.02	32.6	0.15	27.9

4.2 非排水セン断強度特性

(1) 強度常数 c', ϕ'

ここでは正規圧密状態の試験，つまり原位置強度を表わすと想定したCAU試験と試料採取過程をシミュレートしたと考えるCAPU試験について考察を行なう。

本実験に使用した4種類の試料についてのCAU試験，CAPU試験の結果から求めた有効応力による強度常数 c', ϕ' はTable 2の通りである。なお，これらの値はFig. 6に一例を示したプロットの各点を通る直線の傾度を α，切片を f として

$$c' = \frac{f}{2\sqrt{1-(\tan\alpha)^2}}, \quad \sin\phi' = \tan\alpha$$

の関係より求めた。

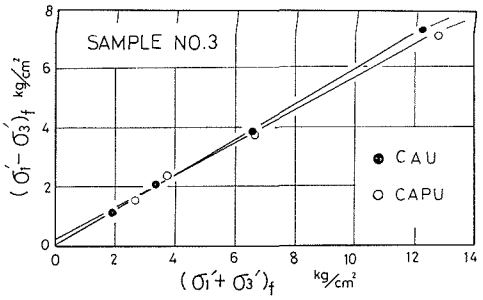

Fig. 6. Determination of strength parameters for CAU and CAPU tests.

Table 3. Effective angle of shearing resistance ($c'=0$)

Sample Number	ϕ' (°) CAU(1)	ϕ' (°) CAPU(2)	(1)−(2) (°)
1	36.3	33.3	3.0
2	34.5	34.0	0.5
3	36.7	34.8	1.9
4	32.4	29.3	3.1

正規圧密粘土の有効応力解析では，一般に $c'=0$ としてあつかわれるが，Table 2にみられるようにCAPU試験ではCAU試験の2倍以上の c' を示している。したがってCAUでは $c'\fallingdotseq 0$ と考えることはできても，CAPUでは若干 c' が残るとみなければならない。よってサンプリングに伴う応力解放が粘着切片 c' に影響をおよぼすとみてよさそうである。

Table 3は $c'=0$ として求めた ϕ' を示しているがCAU試験から得られる ϕ' よりもCAPU試験による ϕ' の方が小さな値を示している。しかも，これは全試料について共通に言えることである。したがって採取試料についての等方圧密非排水セン断試験から得られる ϕ' は原位置での ϕ' よりも小さめに測定されることになる。

(2) 破壊時の間ゲキ水圧

Fig. 7は平均圧密圧 σ'_{mc} と破壊時間ゲキ水圧 u_f との関係を示したものである。4.1で示したように平均圧密圧と含水比の関係はCAU，CAPUともに片対数紙上で一本の直線で表わされるから，同一の σ'_{mc} ではCAUとCAPUの含水比は同じということになる。したがって，同一の σ'_{mc} で u_f を比較することは同一の含水比で応力状態の異なる（平均主応力は同じ）二つの供試体にセン断応力を加えた場合の u_f を比較することになる。Fig. 7にみられるように，同一の σ'_{mc} でCAUとCAPUの u_f に差があるということから，原位置でのセン断破壊時の u_f と採取試料についてのセン断破壊時の u_f が異なると考えてよい。またこのことは，同一平均圧密圧（すなわち，同一含水比）での破壊時の有効応力はCAUよりもCAPUの方が低いことを意味する。したがって後述するように同一の σ'_{mc} についての強度がCAPUの方が小さいことの原因はここにあると考えられる。

(3) 含水比と強度の関係

Fig. 8は含水比と軸差応力の関係を片対数紙上にプロットしたものである。正規圧密粘土の破壊時含水比と強度の関係が片対数紙上で直線関係を示すことは，一般に認められており[10),11)]，本実験においてもそれが確かめられた。そしてCAU試験における $w\sim\log(\sigma_1'-\sigma_3')_f$ 直線とCAPU試験におけるそれとはほぼ平行で，CAU試験の方が同一含水比での強度が大きい。しかも同一

含水比での強度の差は試料 No. 1 における約 6% から No. 4 における 27% と，塑性指数 PI の高い土ほど大きくなっており，試料採取時の応力解放の影響が大きいことがわかる。

なお，同一含水比において，CAU の方が CAPU より大きな強度を示すことは，4.1 に記した $w \sim \log \sigma'_{mc}$ の関係と，後述する $S_u \sim \sigma'_{mc}$ の関係から容易に理解できる。すなわち，$w \sim \log \sigma'_{mc}$ の関係において，CAU と CAPU が一本の直線で表わされることから，同一の σ'_{mc} での含水比は両者で等しいとみてよく，$S_u \sim \sigma'_{mc}$ の関係において同一の σ'_{mc} に対する S_u は CAU の方が大きいことから考えて当然の結果と言える。

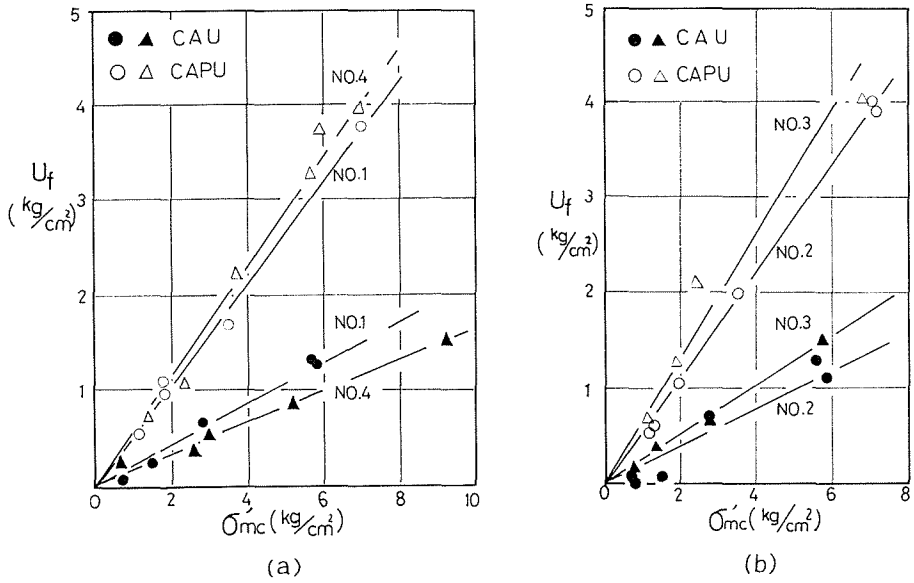

Fig. 7. Comparison of pore pressure at failure for CAU and CAPU tests in average effective consolidation pressure.

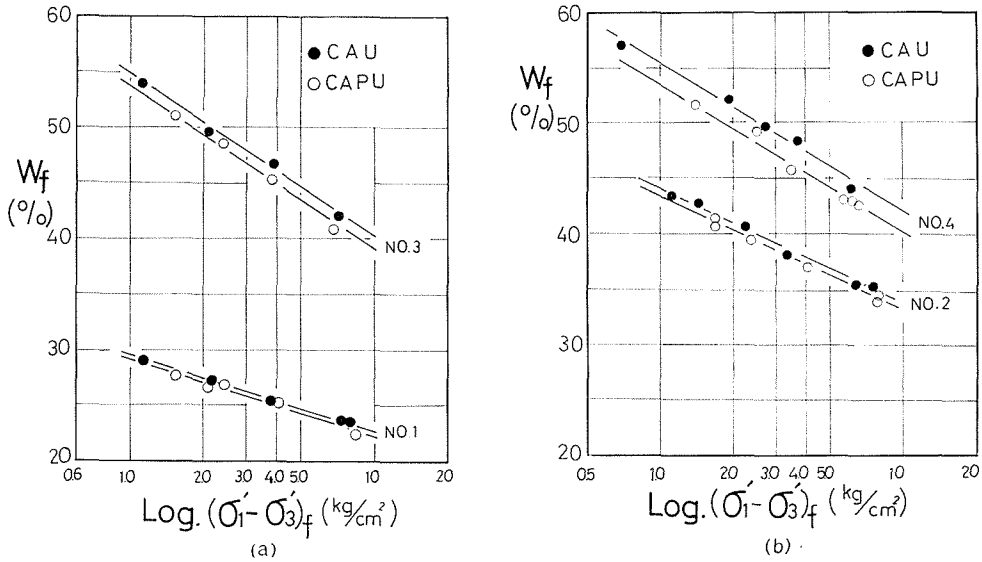

Fig. 8. Relationship between water content and deviator stress at failure.

(4) S_u/p について

飽和粘性土の圧密非排水セン断試験の目的は，圧密による非排水セン断強度 S_u の増加割合推定の資料にすることと，有効応力に関する強度常数 c', ϕ' を求めることの2つである。c', ϕ' については，すでに (1) で述べたように試料採取時の応力解放の影響をうけることがわかった。ここでは，圧密による強度の増加割合，すなわち，S_u/p について考えてみる。

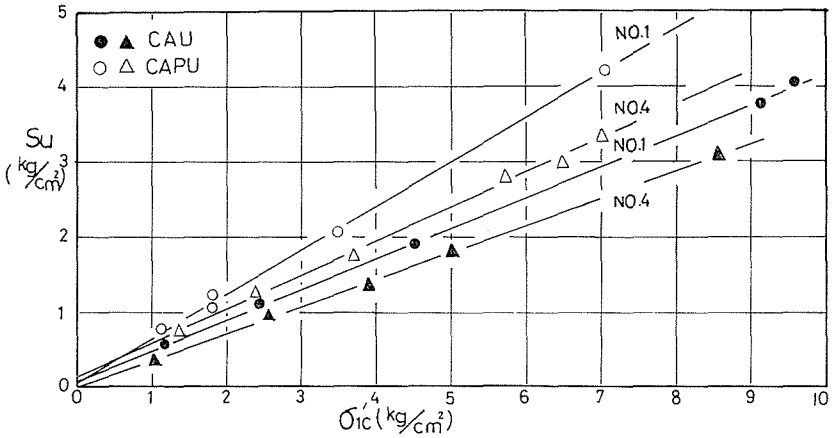

Fig. 9. Undrained strength in CAU and CAPU tests vs. vertical consolidation pressure.

1) S_u/σ'_{1c}

Fig. 9 に鉛直圧密圧 σ'_{1c} と非排水セン断強度 S_u の関係を2試料について示し，図中の直線が原点を通るものとして求めた S_u/σ'_{1c} の値を Table 4 に示した。これらの図表から明らかなように，CAU 試験の S_u/σ'_{1c} よりも CAPU 試験から求めた S_u/σ'_{1c} の方が 30～45% も大きな値を示している。つまり，原地盤から採取してきた試料を有効土カブリ圧で等方圧密し，非排水セン断強度を求めた場合，原位置強度を過大に評価することになり，危険であることがわかる。これは，4.1 の $w\sim\log\sigma'_{1c}$ の関係で説明したように，同一の σ'_{1c} で正規圧密された粘土の有効平均圧密圧 σ'_{mc} は，CAPU の方が CAU のそれより大きいからである。

ここで，Rendulic の応力図 (Fig. 10) を用いて CAU 試験と CAPU 試験の過程の相違を見てみよう。

i) CAU 試験

a. K_0 圧密 (O⟶C) により原位置の応力状態を再現する。

b. 非排水セン断 (C⟶D) により原位置強度を得る。

Table 4. S_u/σ'_{1c}

Sample Number	S_u/σ'_{1c}		(2)/(1)
	CAU(1)	CAPU(2)	
1	0.42	0.60	1.43
2	0.39	0.56	1.46
3	0.40	0.53	1.33
4	0.36	0.47	1.32

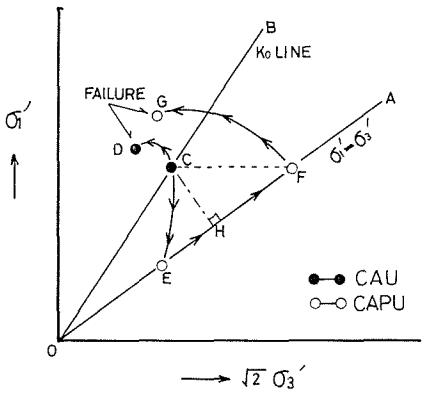

Fig. 10. Schematic representation of stress paths for CAU and CAPU tests.

ii) CAPU 試験

a. K_0 圧密 (O⟶C) により原位置の応力状態を再現する。

b. 軸差応力解放 (C⟶E) により，試料採取時の応力解放をシミュレートする。

c. 等方圧密 (E⟶F) を行ない，普通行なわれている室内試験の圧密過程を再現する。

d. 非排水セン断 (F⟶G) により等方圧密非排水セン断強度を得る。

$\overline{CH}$ は C 点の平均主応力一定を示す線であるが，CAU では C 点よりセン断を開始し，CAPU では F 点がセン断開始点となるので，CAPU の場合は $\overline{HF}$ に比例する値だけ大きな平均圧密圧を受けていることになる。

以上のことから，自然地盤における一次元圧密では圧力は異方的であり，実際問題に適用する S_u/σ'_{1c} を求めるためには，原位置での土カブリ圧以上の圧力で K_0 圧密を行なったのち非排水セン断試験をしなければならないことがわかる。Ladd ら[12] はこの点を考慮して，原位置強度を推定する方法として，採取試料について原位置での土カブリ圧の 2～4 倍以上の鉛直圧力で K_0 圧密を行なったのち非排水セン断試験を行なうべきことを提唱している。しかし，K_0 圧密はいわば，特殊な試験であって試験実施の容易さから考えてやはり等方圧密非排水セン断試験が標準的試験となるべきものと考えられる。したがって，採取試料について普通に行なわれる等方圧密非排水セン断試験から S_u/σ'_{1c} を求め，その値から原位置強度を推定する方法が確立される必要性が生じるわけであって，5. でその可能性を検討する。

なお，K_0 圧密非排水試験による S_u/σ'_{1c} の値より等方圧密非排水試験によるものの方が大きいことは，Henkel と Sowa[8]，中瀬[13]，本研究室の過去の研究[7] によっても確かめられている。

2) S_u/σ'_{mc}

有効平均圧密圧 σ'_{mc} と非排水セン断強度 S_u の関係の一例を Fig. 11 に示し，図中の直線が原点を通るものとして求めた S_u/σ'_{mc} の値を Table 5 に示した。これによると，CAU 試験による S_u/σ'_{mc} の方が CAPU 試験によるものよりも大きくなっている。このことは，採取試料についての非圧密非排水セン断強度が原位置強度よりも 13～20% 低下することを示すものである。と言うのは，$w\sim\log\sigma'_{mc}$ の関係で述べたように，同一 σ'_{mc} についての含水比は応力履歴に無関係に一義的に決まると考えてよいので，$S_u\sim\sigma'_{mc}$ の関係において同一の σ'_{mc} で CAU と CAPU の強度 S_u を比較することは，同一含水比で強度を比較することになる。したがって原位置強度と採取試料の非圧密非排水強度を比較することになるわけである。

採取試料についての非圧密非排水強度と K_0 圧密非排水強度を比較する実験は，Skempton と Sowa[14] Noorany と Seed[3] や奥村[4] らによって行なわれてお

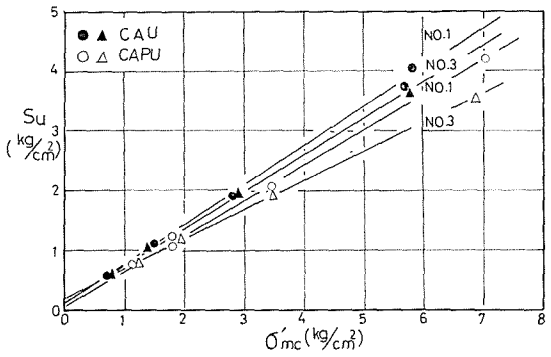

Fig. 11. Undrained strength in CAU and CAPU tests vs. average consolidation pressure.

Table 5. S_u/σ'_{mc}

Sampler Number	S_u/σ'_{mc}		(2)/(1)
	CAU(1)	CAPU(2)	
1	0.70	0.62	0.86
2	0.64	0.57	0.87
3	0.66	0.54	0.80
4	0.59	0.47	0.80

り，試料によって異なるが，その差は2～18% とされている。本実験では非圧密非排水試験を行なっていないので，直接の比較にはならないが，前記の $w\sim\log\sigma'_{mc}$ の関係を媒介にした比較は，既往の実験結果からみて妥当なものと言えるだろう。

5. 正規圧密粘土の原位置強度の推定

ここでは本研究の第二の目的である原位置強度の推定法について述べ，この方法に従って本実験で得られた資料を用いて原位置強度を推定し，実験値との比較を行なう。

5.1 原位置強度の推定法

4.2(4) で示したように，CAU 試験と CAPU 試験で S_u/σ'_{1c} に著しい差がみられ，同一平均圧密圧についての非排水セン断強度の比較においても 10～20% の差がみられる。ところが，$w\sim\log\sigma'_{mc}$ の関係から同一平均圧密圧についての含水比は等しいとみなせるから，Hvorslev の規準による強度常数 c_e, ϕ_e は CAU と CAPU で等しいと考えられる。

いま，K_0 圧密終了時の最大圧密圧を σ'_{1c} とすれば，CAU での平均圧密圧 σ'_{mc} は

$$\sigma'_{mc}=\frac{\sigma'_{1c}(1+2K_0)}{3} \tag{7}$$

であり，CAPU での再圧密終了時の平均圧密圧 σ'_{mc} は

$$\sigma'_{mc}=\sigma'_{1c}$$

である。これらを (4), (6) 式に代入すれば，原位置 (CAU 試験)，および採取試料 (CAPU 試験) の非排水セン断強度は，それぞれ

$$S_{uF}=\frac{\dfrac{3}{1+2K_0}\sigma'_{mc}\sin\phi_e\left\{K_0+A_{fF}(1-K_0)\right\}+c_e\cos\phi_e}{1+(2A_{fF}-1)\sin\phi_e} \tag{8}$$

$$S_{uS}=\frac{\sigma'_{mc}\sin\phi_e+c_e\cos\phi_e}{1+(2A_{fS}-1)\sin\phi_e} \tag{9}$$

となる。

(8), (9) 式は同一平均圧密圧 σ'_{mc} のときの強度を示すものであるが，前述の $w\sim\log\sigma'_{mc}$ の関係からして同一の σ'_{mc} における強度ということは，とりもなおさず同一含水比での強度ということになる。したがって $S_{uF}=S_{uS}$ のはずであるが，既述のように実験結果によれば S_{uF}(CAU) と S_{uS}(CAPU) との間には同一の σ'_{mc} において 10～20% の差がある。この原因は，Hvorslev の破壊規準からみて，破壊時の有効応力が CAU と CAPU で異なるからと考えられる。Hvorslev の強度常数 c_e, ϕ_e は含水比と破壊面付近の破壊時の垂直有効応力で決まるので，破壊時の有効応力が等しくなれば，$S_{uF}=S_{uS}$ となるはずである。(8), (9) 式がこれを満足するのに必要な条件を見い出すために，$S_{uF}=S_{uS}$ とおく。この際，有効粘着力 c_e を圧密圧力の関数と考え，等価圧密圧 σ'_e として σ'_{mc} をとって $\kappa=c_e/\sigma'_{mc}$ とおけば，原位置 (CAU) における破壊時の間ゲキ圧係数 A_{fF} は

$$A_{fF}=\frac{\dfrac{1-K_0}{1+2K_0}(1-\sin\phi_e)-2A_{fS}\left(\dfrac{3K_0}{1+2K_0}\sin\phi_e+\kappa\cos\phi_e\right)}{\dfrac{3(1-K_0)}{1+2K_0}\left\{1+(2A_{fS}-1)\sin\phi_e\right\}-2(\sin\phi_e+\kappa\cos\phi_e)} \tag{10}$$

となる。また，(8) 式に (7) 式の関係を入れて変形すれば

$$S_{uF}/\sigma'_{1c}=\frac{\sin\phi_e\left\{K_0+A_{fF}(1-K_0)\right\}+\dfrac{(1+2K_0)}{3}\cdot\kappa\cos\phi_e}{1+(2A_{fF}-1)\sin\phi_e} \tag{11}$$

を得る。したがって，κ, ϕ_e および K_0, A_{fS} の平均値がわかれば，(10) 式を用いて A_{fF} の値を推定し，これを (11) 式に代入することによって正規圧密飽和粘土の原位置における S_{uF}/σ'_{ic} を推定することが出来る。

そこで，実際に採取された試料について行なわれる試験結果から原位置強度を推定する手順を示すと以下のようになる。

1) 採取試料を土カブリ圧もしくは，それ以上の数段階の圧力で等方圧密して非排水セン断し，S_{uS}, A_{fS} 等を得る。

2) 採取試料について等方圧密した試料を数段階の圧力で吸水膨張させ，おのおのについて非排水セン断試験を行なって 1) の試験との組み合わせから Hvorslev の強度常数 κ, ϕ_e を求める。

3) 1), 2) で得られた A_{fS}, κ, ϕ_e および $K_0 \fallingdotseq 1-\sin\phi'$ の式から推定した K_0 の値を (10) 式に代入して A_{fF} の推定を行なう。

4) κ, ϕ_e, K_0, A_{fF} およびその土の原位置における有効土カブリ圧 $p\,(=3\sigma'_{mc}/(1+2K_0))$ を (4) 式に代入すれば，原位置強度の推定値 S_{uF} が得られる。

5.2 Hvorslev の強度常数

前述の方法を適用するためには，Hvorslev の強度常数を求める必要が出てくるので，まずその方法について述べる。

Fig. 12 において，プロットした点を通る直線の傾度を α，切片を f とすれば，直線の式は，

$$\frac{(\sigma'_1-\sigma'_3)_f}{\sigma'_e} = f + \frac{(\sigma'_1+\sigma'_3)_f}{\sigma'_e}\tan\alpha \tag{12}$$

と表わされる。ここで σ'_e は等価圧密圧といわれるものである。一方，Hvorslev の破壊規準を主応力で表わせば，

$$\frac{(\sigma'_1-\sigma'_3)_f}{2} = \left\{c_e\cot\phi_e + \frac{(\sigma'_1+\sigma'_3)_f}{2}\right\}\sin\phi_e \tag{13}$$

となる。

(12) 式と (13) 式とが等しくなるためには，つぎの関係が成り立てばよい，

$$\sin\phi_e = \tan\alpha \qquad c_e\cos\phi_e = \frac{\sigma'_e\cdot f}{2} \tag{14}$$

4.1 で述べたように σ'_{mc} で整理すれば含水比と圧密圧の関係が，CAU, CAPU 試験に無関係に一義的に決まるので，等価圧密圧 σ'_e を σ'_{mc} で考えて，$c_e=\kappa\cdot\sigma'_{mc}$ の関係を (14) 式に代入すれば，

$$\sin\phi_e = \tan\alpha \qquad f = 2\kappa\cos\phi_e \tag{15}$$

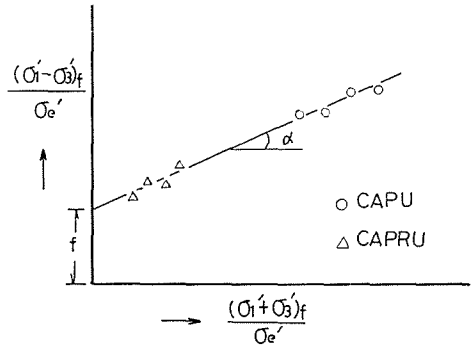

Fig. 12. Determination of Hvorslev strength parameters.

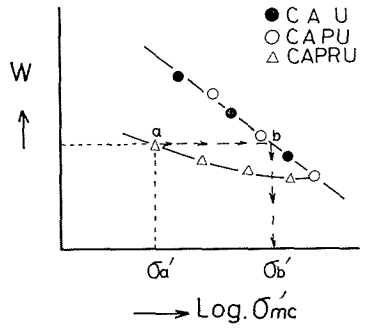

Fig. 13. Equivalent consolidation pressure.

を得る。

等価圧密圧 σ'_e の決め方はつぎのようである。Fig. 13 は Fig. 5 を模式的に表わしたものであるが，たとえば CAPRU 試験の a 点の等価圧密圧としては，この点と同一含水比にある CAPU の直線上の b 点に対応する σ'_b を図上で読みとる。

つぎに Hvorslev の強度常数 c_e, ϕ_e を求めるためには，Fig. 12 の関係から α と f を実験値にもとずいて算定し，(15) 式の第 1 式から ϕ_e を決め，第 2 式から κ を決めて，$c_e=\kappa\sigma'_{mc}$ の関係からもう一つの常数 c_e を定める。なお，Fig. 12 の両軸の無次元化のための σ'_e としては本実験の場合 σ'_{mc} をとっている。CAPU と CAPRU の二つの試験結果からこのようにしてプロットしたものの一部を Fig. 14 に示す。試料 No. 4 を除いて実験値の分散は比較的小さい。

以上のようにして求めた強度常数 κ, ϕ_e は Table 6 のようである。

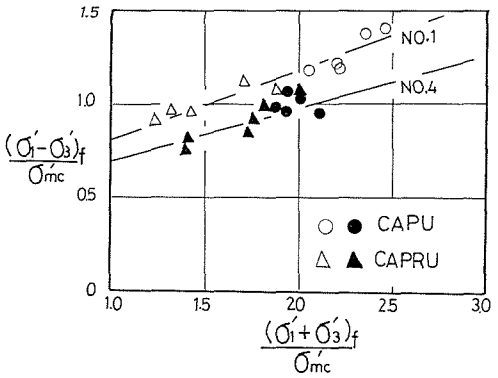

Fig. 14. Hvorslev strength parameters.

Table 6. Hvorslev strength parameters

Sample Number	κ	ϕ_e (°)
1	0.24	21.7
2	0.00	35.1
3	0.21	24.4
4	0.15	21.5

5.3 原位置強度の推定結果

CAPU 試験から得られた K_0, A_{fS} と Table 6 の Hvorslev の強度常数より 5.1 に述べた (10), (11) 式を用いて推定した原位置の A_{fF}, S_{uF}/σ'_{1c} と CAU 試験によるこれらの実測値は Table 7 のとうりである。

Table 7. Comparison of estimated S_{uF}/σ'_{1c} and A_{fF} with those from experiment

Sample Number	Experiment		Estimation		(2)/(1)
	S_{uF}/σ'_{1c}(1)	A_{fF}	S_{uF}/σ'_{1c}(2)	A_{fF}	
1	0.42	0.48	0.39	0.52	0.93
2	0.39	0.67	0.40	0.63	1.03
3	0.40	0.59	0.37	1.04	0.93
4	0.36	0.62	0.32	1.09	0.89

表からわかるように，S_{uF}/σ'_{1c} に関しては全試料とも実験値と推定値が比較的よい一致を示した。しかし，A_{fF} に関しては，試料 No. 3, No. 4 の推定値が実験値よりもはるかに大きい。この原因を考えてみるに，実験では側圧の大きさ，あるいは試験の種類によって A_{fS}, K_0 の値が必ずしも一定値とならないのに，これらの平均値を用いたことによるものと考えられる。よって原位置強度と採取試料強度の差が他の要因にも支配されているかも知れないのに，これをすべて A_{fF} に押しつけてしまったことになる。

ともかく強度のみについて考えれば，5.1 の推定法を用いることによって，これまでに報告されている 2, 3 の推定法[4),12)] のような複雑な実験操作を踏まずに，採取試料について普通に行なわれている等方圧密非排水試験と等方圧密等方膨張非排水試験の比較的簡単な 2 組の試験によ

り，原位置強度に近い値が得られることがわかる。

5.4　本実験における問題点

本実験で行なわれた原位置の応力条件および採取試料の応力条件のシミュレーションは完全なものとは言い難い。実際の応力状態との相違点をあげてみると，

1)　この実験においては，原位置強度に対応するものとして，K_0圧密非排水試験を行なうことで実際地盤中の応力状態に近づけている。しかし，圧密時の応力条件は一応満足されたと考えられるが，セン断時においては，軸対称の応力状態であるので，やはり特殊な場合である。盛土や切取斜面の安定問題等を考える場合は，むしろ平面ヒズミの条件の方が実情に近いものと考えられる。

2)　実際の地盤での圧密時間に比べて室内での圧密時間は非常に短く，圧密時間の効果が考慮されていない。また，実際地盤中で圧密された粘土と，室内で乱した試料を用いて短時間の間に作った供試体とでは粘土粒子の構造配列に大きな違いがあると考えねばならない。

3)　実際のサンプリングから室内試験までの過程を考えると，第一に鉛直応力，水平応力ともに解放されてしまうこと，第二にサンプリングチューブからの押し出しや成形の際の機械的乱れの影響を考慮しなければならない。前者については，本実験の場合軸差応力のみを解放したこと，後者についてはその影響を考慮していない，という点で実際の試料採取から室内試験までのプロセスと異なっている。

6.　結　　論

正規圧密粘土の原位置の応力条件と，採取試料について室内試験を行なう場合の応力条件を再現するような実験を行なった結果，得られた結論を要約するとつぎの通りである。

1)　同一平均圧密圧での含水比は，応力履歴に無関係に一義的に決まる。

2)　試料採取に伴う応力解放によって有効セン断抵抗角ϕ'は大きい場合で3～4°低下する。

3)　S_u/σ'_{1c}の値は採取試料強度の方が原位置強度より約40%大きく，S_u/σ'_{mc}で比較すると採取試料強度の方が約20%小さくなる。

4)　破壊時間ゲキ水圧を同一の平均圧密圧で比較すると，採取試料の方が大きい。したがって破壊時の有効応力は低下し，これが採取試料の強度低下の原因と考えられる。

5)　採取した試料について従来行なわれて来た有効土カブリ圧で等方圧密し非排水セン断強度を求める方法では，その土の原位置強度を過大評価することになり，危険である。本研究で示した原位置強度の推定法を用いれば，比較的簡単な試験から原位置強度に近い値を得ることが出来る。

7.　あ と が き

本研究による原位置強度の推定法では，現在のところ正規圧密状態における粘性土にしか適用出来ない。過圧密粘土の原位置強度推定法について，さらに研究を進めて行きたいと考えている。

この研究に際して，実験については45年度卒業生，高橋喜一，唐牛義夫ならびに46年度卒業生，吉沢耿介，長谷隆一の4君に協力頂いた。粘土試料の採取にあたっては道内の各機関に御協力を願った。また，本研究は46年度文部省科学研究費補助金と本州四国連絡橋公団の依託をうけたものである。記して深甚なる謝意を表する。

参 考 文 献

1) Skempton, A. W.: Geotechnique, Vol. 4, No. 4 p. 143-147, 1954.
2) Skempton, A. W. and A. W. Bishop: Building Materials, 1954.
3) Noorany, I. and H. B. Seed: Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM 2, p. 49-80, 1965.
4) 奥村樹郎: 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 1, p. 59-84, 1969.
5) 北郷　繁, 三田地利之, 上田一敏: 土質工学会北海道支部技術報告資料, 第9号, p. 97-100, 1969.
6) 三田地利之, 上田一敏: 土木学会第24回年次学術講演会講演集, 第3部, p. 79-82, 1969.
7) 三田地利之, 能登繁幸, 上田一敏: 土質工学会北海道支部技術報告資料, 第10号, p. 77-82, 1970.
8) Henkel, D. J. and V. A. Sowa: Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP, No. 361, p. 280-291, 1963.
9) Whitman, R. V., C. C. Ladd and P. da Cruz: Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, p. 1049-1056, 1960.
10) Haefeli, R: Geotechnique, Vol. 2, No. 3, p. 186-208, 1950.
11) Henkel, D. J.: Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, p. 535-554, 1960.
12) Ladd, C.C. and T. W. Lambe: Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP, No. 361, p. 342-371, 1963.
13) 中瀬明男, 小林正樹, 勝野　克: 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 4, p. 103-143, 1969.
14) Skempton, A. W. and V. A. Sowa: Geotechnique, Vol. 13, No. 4, p. 269-290, 1963.